

VERMINDERUNG DES VERKEHRSLÄRMS IN STÄDTEN UND GEMEINDEN

TEILPROGRAMM SCHIENENNAHVERKEHR

BERICHT 9

UNTERSUCHUNG
ZUR AUSBREITUNG
UND MINDERUNG VON
ERSCHÜTTERUNGEN
AN TRASSEN DES
SCHIENENGEBUNDENEN
STADTVERKEHRS
IM GELÄNDENIVEAU

BMFT gefördert vom
Bundesminister
für Forschung
und Technologie

Koordinator des Teilprogramms:
Studiengesellschaft für
unterirdische Verkehrsanlagen e. V.

STUVA

STUVA E.V.

KÖLN

**BUNDESANSTALT FÜR
MATERIALPRÜFUNG**

BERLIN

VERMINDERUNG DES VERKEHRSLÄRMS
IN
STÄDTEN UND GEMEINDEN

TEILPROGRAMM SCHIENENNAHVERKEHR

Vorwort

Mit mehr als 80 % ist der Verkehrslärm die Hauptquelle der Lärmbelastigung der Bevölkerung der Bundesrepublik Deutschland.

Die komplexen Zusammenhänge der Geräuschentwicklung und der Geräuschausbreitung sowie insbesondere die Wechselwirkung zwischen Rad und Fahrweg machen es erforderlich, bei Lärm-minderungsmaßnahmen Fahrzeuge und Fahrwege in ihrem Zu-sammenwirken und im Rahmen der Gesamtheit der städtischen Verkehrsmittel zu betrachten. Hinzu kommt der passive Lärm-schutz, der durch bauliche und gestalterische Maßnahmen an Verkehrswegen und Gebäuden die Ausbreitung und Einwirkung des Lärms verringert.

Der Verordnung und schrittweisen Verschärfung von Immissions- und Emissionsgrenzwerten sollte der Nachweis vorausgehen, daß ihre Einhaltung sowohl möglich als auch wirtschaftlich ver-tretbar ist.

Der Bundesminister für Forschung und Technologie fördert das Forschungsprogramm "Verminderung des Verkehrslärms in Städten und Gemeinden" mit den Teilprogrammen "Straßenverkehr" und "Schienennahverkehr" in Abstimmung mit dem Bundesminister des Innern, dem Bundesminister für Wirtschaft und dem Bundes-minister für Verkehr.

Ziele des Teilprogramms "Schienennahverkehr" sind die Ver-tiefung des Wissensstandes über die Entstehung und die Weiter-leitung von Geräuschen und Erschütterungen bei Schienenbahnen des Stadtverkehrs sowie die Entwicklung und Erprobung aktiver Maßnahmen zur Schall- und Erschütterungsminderung am Ent-stehungsort.

In dieser Schriftenreihe sollen die Ergebnisse des Teil-programms "Schienennahverkehr" den Verantwortlichen in den Nahverkehrsbetrieben, den Bauverwaltungen und der Industrie

vorgelegt worden. Damit soll ihnen die Möglichkeit gegeben werden, neue Erkenntnisse frühzeitig zu erfahren und in ihre Arbeit einfließen zu lassen.

Sachverständigenkreis bzw. ad-hoc-Ausschuß des BMFT
"Lärminderung im Schienennahverkehr"

Mitglieder

Dir. Ing. grad. Werner Brand, Waggonfabrik Uerdingen AG.,
Werk Düsseldorf (bis Anfang 1982)

Dr.-Ing. Florian Deischl, Lehrstuhl für Bau von Landver-
kehrswegen der TU München

Prof. Dr.-Ing. Fritz Frederich, Institut für Fördertechnik
und Schienenfahrzeuge der TH Aachen (seit Ende 1982)

Prof. Dr.-Ing. Günter Girnau, Verband öffentlicher Ver-
kehrsbetriebe, Köln

BDir. Dipl.-Phys. Günther Hauck, Bundesbahnzentralamt
München, München

Prof. Dr. rer. nat. Manfred Heckl, Institut für technische
Akustik der Technischen Universität Berlin

Dr.-Ing. Horst Hübner, Berliner Verkehrsbetriebe (BVG),
Berlin

Dr.-Ing. Gert Kemper, Umweltbundesamt, Berlin (bis Anfang 1982)

Dr.-Ing. Peter Lehmann, Akustik-Labor, Berlin (bis Anfang 1982)

Obering. Diether Uderstädt, Ingenieurbüro Uderstädt, Essen

Gäste

Bundesministerium für Forschung und Technologie

Bundesministerium des Innern

Bundesministerium für Wirtschaft

Bundesministerium für Verkehr

Industrieanlagen-Betriebsgesellschaft mbH., Ottobrunn

Forschungsgemeinschaft Rad-Schiene, München

Übersicht über Forschungs- und Entwicklungsvorhaben
zum Teilprogramm "Schienennahverkehr" im Programm
"Verminderung des Verkehrslärms in Städten und Ge-
meinden"

- Bericht 1 Entwicklung eines Körperschall-Meßverfahrens
für rotierende Fahrzeugteile
Technische Universität Berlin
Institut für Verkehrsplanung
und Verkehrswegebau
- Bericht 2 Untersuchung des Schallabstrahl- und -weiterlei-
tungsverhaltens von Drehgestellen für Nahver-
kehrsfahrzeuge
Battelle-Institut e.V.,
Frankfurt/Main
- Bericht 3 Erarbeitung eines Rahmenlastenheftes für lärmarme
Drehgestelle
Studiengesellschaft für unter-
irdische Verkehrsanlagen e.V.
(STUVA), Köln
Technische Universität Berlin
Institut für Fahrzeugtechnik
- Bericht 4 Laboruntersuchungen zur werkstoffseitigen Unter-
drückung der geräuschbildenden stick-slip-Bewe-
gungen zwischen Rad und Schiene
Technische Universität Berlin
Institut für Fahrzeugtechnik
- Bericht 5 Erstellen eines Modells zur schalltechnischen Be-
rechnung und Optimierung des Radsatzes für Fahr-
zeuge des ÖPNV
Universität Hannover
Institut für Mechanik
- Bericht 6 Entwicklung von Reagenzien zur Reibungsbeeinflussung
und Minderung des Verkehrslärms von Schienenfahrzeu-
gen
Bundesanstalt für Material-
prüfung (BAM); Labor 5.23,
Berlin
- Bericht 7 Untersuchung schotterloser Oberbauformen im geraden
und gebogenen U-Bahntunnel im Hinblick auf die
Schall- und Erschütterungsemissionen
TÜV Rheinland e.V.,
Köln

- Bericht 8 Untersuchung verschiedener Oberbauformen in einem U-Bahntunnel im Hinblick auf Schall- und Erschütterungsemissionen
Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen e.V., STUVA, Köln
- Bericht 9 Untersuchung zur Ausbreitung und Minderung von Erschütterungen an Trassen des schienengebundenen Stadtverkehrs im Geländeniveau
Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen e.V., STUVA, Köln
Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM); Labor 2.32, Berlin
- Bericht 10 Untersuchung zum Einfluß der Betriebsbedingungen von schallgedämpften Rädern (absorbergedämpft)
Krupp Stahl AG., Bochum
- Bericht 11 Untersuchungen zur Schallminderung durch absorbergedämpfte Räder
Krupp Stahl AG., Bochum
- Bericht 12 Untersuchungen zur Geräuschkinderung bei Scheibenbremsen
Knorr-Bremse GmbH., München
- Bericht 13 Untersuchungen zur Entwicklung geräuschkämpfender Schienenbefestigungen
Estel Rothe Erde-Schmiedag AG., Dortmund
- Bericht 14 Erprobung verbesserter Komponenten an einem Stadtbahnwagen mit dem Ziel der Lärminderung
Rhein-Consult GmbH., Düsseldorf
DUEWAG Aktiengesellschaft, Düsseldorf
- Bericht 15 Zusammenhänge zwischen den Geräuschpegeln von Schienenbahnen und Oberflächenrauigkeiten von Rad und Schiene
Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen e.V., STUVA, Köln

VERMINDERUNG DES VERKEHRSLÄRMS IN STÄDTEN UND GEMEINDEN
TEILPROGRAMM SCHIENENNAHVERKEHR

UNTERSUCHUNG ZUR AUSBREITUNG UND MINDERUNG VON ERSCHÜTTERUNGEN
AN TRASSEN DES SCHIENENGEBUNDENEN NAHVERKEHRS IN GELÄNDE-
NIVEAU

BMFT-Vorhaben TV 7954 - AP 09 000

Auftragnehmer

Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM),
Berlin,
Labor 2.32 Baugrunddynamik
Projektleiter: Dr.-Ing. W. Rücker

Studiengesellschaft für unterirdische
Verkehrsanlagen e.V. - S T U V A -,
Köln,
Projektleitung: Dr.-Ing. F. Blennemann

April 1983

Bearbeitung

Dipl.-Ing. L. Auersch	(BAM)
Dipl.-Ing. F. Krüger	(STUVA)

Mitarbeit bei Messungen und Auswertungen

Ing. grad. M. Manjock	(BAM)
Ing. grad. W. Schmid	(BAM)
Ing. grad. N. Semrau	(BAM)
staatl. gepr. Techn. H. Becker	(STUVA)
staatl. gepr. Techn. H.-P. Schug	(STUVA)

1. Berichtsnummer Bericht 9	2. Berichtsgart Schlußbericht	3.
4. Titel des Berichts Untersuchung zur Ausbreitung und Minderung von Erschütterungen an Trassen des schienengebundenen Nahverkehrs in Geländeniveau		
5. Autor(en) (Name, Vorname(n)) Krüger, Friedrich (STUVA) Auersch, Lutz (BAM)		6. Abschlußdatum April 1983
		7. Veröffentlichungsdatum
8. Durchführende Institution (Name, Adresse) Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen e.V., Mathias-Brüggen-Str. 41, 5 Köln 30 Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM) Labor 2.32 Unter den Eichen 87, 1 Berlin 45		9. Ber.Nr.Auftragnehmer Bericht 9
		10. Förderungskennzeichen TV 7954 - AP 09 000
		11. Seitenzahl 472
		13. Literaturangaben 70
12. Fördernde Institution (Name, Adresse) Bundesministerium für Forschung und Technologie (BMFT) Postfach 120370 5300 Bonn 12		14. Tabellen
		15. Abbildungen
16. Zusätzliche Angaben		
17. Vorgelegt bei (Titel, Ort, Datum)		
18. Kurzfassung Prognosen zur Erschütterungsausbreitung und zur Immissionssituation in der Umgebung von Bahntrassen sind wegen der Vielfalt der Einflußfaktoren oft mit erheblichen Unsicherheiten behaftet. Ziel der Arbeit war es, die Bedingungen für die Ausbreitung von Körperschall und Erschütterungen genauer zu erfassen und in ein für Prognosezwecke geeignetes Rechenmodell umzusetzen. Aufbauend auf theoretischen Untersuchungen zum Übertragungsverhalten des Bodens und von Gebäuden wurden aus Erschütterungsmessungen an Trassen verschiedener Bahnen des Stadtverkehrs Erregerspektren sowie mit besonderen Meßverfahren Bodenkennwerte ermittelt. Diese dienen als Grundlage für die Modellrechnungen über die Ausbreitung der Erschütterungen. Durch Kontrollmessungen wurde die Anwendbarkeit des Modells überprüft. Es zeigten sich z.T. gute Übereinstimmungen, jedoch wurde auch die Notwendigkeit einer weiteren Verbesserung deutlich. Die Möglichkeiten zur Minderung der Erschütterungen wurden umfassend behandelt.		
19. Schlagwörter Schienennahverkehr, Erschütterungen, Körperschall, Rechenmodell, Immissionsminderung, Immissionsprognose		
20.	21.	22. Preis

DOCUMENT CONTROL SHEET

1. Report No. Report No. 9	2. Type of Report Final Report	3.
4. Report Title Investigation regarding the propagation und reduction of vibrations near tracks of urban railways at ground		
5. Authors(s) (Family Name, First Name(s)) Krüger, Friedrich (STUVA) Auersch, Lutz (BAM)		6. Report Date April 1983
		7. Publication Date
8. Performing Organization (Name, Address) Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen e.V., Mathias-Brüggen-Str. 41, 5000 Köln 30 Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM) Labor 2.32 Unter den Eichen 87, 1000 Berlin 45		9. Originator's Report No. Report No. 9
		10. BMFT-Reference No. TV 7954 - AP 09 000
		11. No. of Pages 472
		13. No. of References 70
12. Sponsoring Agency (Name, Address) Bundesministerium für Forschung und Technologie (BMFT) 5300 Bonn 12 Postfach 120370		14. No. of Tables
		15. No. of Figures
16. Supplementary Notes		
17. Presented at (Title, Place, Date)		
18. Abstract Forecasts of vibration propagation and annoyance due to vibration near railway tracks are quite often uncertain because of the manifold influencing factors. The aim of the study was to realize the conditions of the propagation of vibrations and structure borne sound more exactly and to transfer them into a calculation model, which can be used for forecasts. On the basis of theoretical studies regarding the transmission in the ground and in buildings extensive vibration measurements were performed and the soil characteristics were determined. From this excitation spectra were calculated, which can be used in a computation model of the propagation of vibrations. The applicability of the model was tested with control measurements. On the one hand there was a good correspondence but it was shown that further improvements are necessary. Furthermore the possibilities of vibration reduction were listed comprehensively.		
19. Keywords Urban railway, vibration, structure borne sound, computation model, annoyance reduction, annoyance forecast		
20.	21.	22. Price

Zusammenfassung

Ziel der Arbeit war es, die Bedingungen für die Ausbreitung von Körperschall und Erschütterungen genauer zu erfassen und in ein für Prognosezwecke geeignetes Rechenmodell umzusetzen. Arbeiten zur Entwicklung eines derartigen Modells hatte die BAM bereits durchgeführt. In dem hier vorliegenden Vorhaben wurden das Modell auf verschiedene Oberflächenverkehrssysteme wie Straßenbahn, Stadtbahn, S-Bahn erweitert sowie Parameterstudien zur Ausbreitung von Erschütterungen im Boden und in Gebäuden durchgeführt.

Zur Aufstellung des Prognosemodells war es zunächst notwendig, die Wellenausbreitung im Boden, die Auswirkung verschiedener typischer Bodensituationen und die Einflüsse der Trassenführung zu untersuchen. Des Weiteren mußten die Mechanismen der Erschütterungsübertragung in das Gebäude geklärt und die Auswirkungen bestimmter Konstruktionsmerkmale des Gebäudes untersucht werden. Die hieraus erzielten Ergebnisse dienen als Grundlage für die Beurteilung von Minderungsmaßnahmen am Oberbau, an der Trasse, durch spezielle Trassenführung und schließlich durch Passivisolierung am Gebäude. In einem Teil der Arbeit werden alle relevanten Minderungsmaßnahmen beschrieben. Praktische Beispiele und dargestellte Dämmwirkungen geben dem Anwender die Möglichkeit, sich ausführlich über solche Maßnahmen zu informieren.

Aufbauend auf den theoretischen Untersuchungen zum Übertragungsverhalten des Bodens und der Gebäude wurden aus Erschütterungsmessungen in der Umgebung von Bahntrassen Erregerspektren ermittelt. Diese Erregerspektren sind einsetzbar für spezielle Prognosen bei vergleichbaren Zugtypen. Die Erregerspektren wurden für folgende Fahrzeugtypen ermittelt:

- Straßenbahn GT8, Köln: 40 und 60 km/h; Gerade und Kurve

- Stadtbahnwagen B6, Köln: 40 und 60 km/h; Gerade, Kurve und Weiche
- Stadtbahnwagen N8, Dortmund: 40 und 50 km/h; Gerade
- S-Bahn, ET-420, Köln: 80 und 110 km/h; Gerade
- U-Bahn, DT-3, Hamburg: 40 und 60 km/h; Gerade

Zur Berechnung der Erregerspektren aus den Schwingungssignalen im Boden mußten die Materialeigenschaften des Bodens ermittelt werden. Hierzu wurden Cross-Hole-Messungen, Wellenfeldmessungen bei harmonischer und impulsartiger Anregung sowie Laborversuche mit dem Resonant-Column-Gerät durchgeführt. Aus den Antwortsignalen und den Materialeigenschaften des Bodens wurden unter Einbeziehung von Finite-Elemente-Rechnungen die Erregerspektren ermittelt.

Es ist gelungen, ein Prognosemodell aufzustellen, das als Basis für Erschütterungsprognosen im konkreten Fall bei der Planung neuer Nahverkehrstrassen oder von Neubauten in der Nähe bestehender Trassen dienen kann. Für eine Prognose nach diesem Modell müssen folgende Größen bekannt sein:

- Erregerspektrum (vergleichbare Verhältnisse in Bezug auf Fahrzeugtyp, Fahrzustand und Trassenführung)
- Materialeigenschaften des Bodens am Prognoseort (Schubmodul, Querkontraktionszahl, Dichte, Dämpfungsgrad)
- Schwellenlänge und für eine axialsymmetrische Prognose die Zuglänge.

Mit diesen Größen lassen sich die Bodenschwingungen am Fundament eines Gebäudes berechnen. Durch eine Multiplikation der Schwingungen des Bodens mit der Übertragungsfunktion des Gebäudes erhält man die Schwingungen im Gebäude. Zur Berechnung der Übertragungsfunktion des Gebäudes werden

folgende Eingabedaten benötigt:

- die Materialeigenschaften des Baugrundes
- die Fundamentflächen
- die Materialeigenschaften der Wände
- die gesamte Querschnittsfläche der Wände und
- die Gebäudehöhe.

Zur "Prüfung" des Prognosemodells und der Parameterstudien wurden Kontrollmessungen an einigen Strecken durchgeführt. Dabei zeigten sich z.T. sehr gute Übereinstimmungen zwischen "Prognose" und Meßergebnissen. Die Fortführung der Arbeiten zur weiteren Verbesserung des Modells wird in einem Anschlußvorhaben erfolgen.

I N H A L T S V E R Z E I C H N I S

TEIL I (STUVA)

EINFLUSSPARAMETER UND MESSUNGEN

	<u>Seite</u>
1. Ausgangslage und Zielsetzung	I/1
2. Einflußparameter	I/3
3. Fahrzeuge, Meßstrecken und Meßprogramm	I/7
4. Messung und Auswertung	I/14
4.1 Messung	I/14
4.2 Auswertung	I/17
5. Darstellung und Diskussion relevanter Meßergebnisse und deren Einflußfaktoren	I/25
5.1 Meßkette	I/25
5.2 Fahrzeugzustand	I/28
5.3 Gleisinhomogenitäten	I/31
5.4 Ausbreitung	I/35
5.5 Gleistrassierung	I/37
5.6 Fahrzeuggeschwindigkeit	I/38
5.7 Fahrzeugtyp	I/40
 Anhang 3 zu Kap. 3: Bilder und Tabellen für Meßstrecken und Fahrzeuge	 I/43
 Anhang 5 zu Kap. 5: Relevante Ergebnisse der Schwingungsmessungen	 I/62

TEIL II (BAM)

MODELLRECHNUNGEN BODEN

	<u>Seite</u>	
1.	Einleitung	II/1
2.	Beschreibung des Rechenverfahrens	II/3
	2.1 Teilbereich I	II/3
	2.1.1 Darstellung der Berechnungsmethode	II/3
	2.1.2 Lösung bei Wegerregung	II/6
	2.1.3 Elementtyp	II/7
	2.2 Bereiche L und R	II/8
	2.3 Untere Systembegrenzung U	II/14
	2.4 Gesamtsteifigkeitsbeziehung	II/18
	2.5 Lösungsverfahren	II/19
	2.6 Anwendung des Rechenverfahrens	II/19
	2.6.1 Feinheit des Finite-Element-Netzes	II/20
	2.6.2 Tiefe des Finite-Element-Bereiches	II/21
	2.6.3 Breite des Finite-Element-Bereiches	II/21
3.	Entwicklung der Problemstellung und Auswahl der zu berechnenden Systeme	II/27
4.	Ergebnisse der Modellrechnungen	II/40
	4.1 Methode zur Auswertung und Darstellung der Ergebnisse	II/40
	4.2 Ergebnisse für den elastischen Halbraum	II/42
	4.3 Bedeutung der zweidimensionalen Rechenmodelle für reale Situationen	II/49
	4.4 Schicht auf starrer Unterlage (Fels) Ergebnisse für System 1	II/54
	4.5 Auswirkungen weiterer Bodenschichtungen	II/56
	4.5.1 Ergebnisse für System 2	II/58
	4.5.2 Ergebnisse für System 3	II/59
	4.5.3 Ergebnisse für System 4	II/59
	4.5.4 Gemeinsamkeit der Schichtsysteme	II/60
	4.6 Grundwasser (System 5)	II/61
	4.7 Materialdämpfung des Bodens (System 6)	II/62
	4.8 Starres Streifenfundament (System 7)	II/65
	4.9 Damm und Einschnitt	II/69
	4.9.1 Ergebnisse für den Einschnitt (System 8)	II/71

	<u>Seite</u>
4.9.2 Ergebnisse für den Damm (System 9)	II/71
4.9.3 Vergleich	II/71
4.10 Einbauten im Boden (System 10)	II/72
5. Zusammenfassung	II/98

TEIL III (BAM)

MODELLRECHNUNGEN GEBÄUDE

	<u>Seite</u>	
1.	Einleitung	III/1
2.	Berechnung komplexer Gebäudemodelle	III/3
2.1	Verwendete Rechenmethoden	III/3
2.2	Auswahl und Beschreibung der berechneten Gebäudemodelle	III/4
2.2.1	Beispiel 1 - Betonbau auf starrem Untergrund (Fels)	III/5
2.2.2	Beispiel 2 - Mauerwerksbau auf starrem Untergrund (Fels)	III/7
2.2.3	Beispiel 3 - Betonbau auf Lockerboden	III/8
2.3	Ergebnisse der Modellrechnungen	III/10
2.3.1	Beispiel 1 - Betonbau auf starrem Untergrund (Fels)	III/10
2.3.2	Beispiel 2 - Mauerwerksbau auf starrem Untergrund (Fels)	III/14
2.3.3	Beispiel 3 - Betonbau auf Lockerboden	III/16
2.3.4	Zusammenfassung der wesentlichen Ergebnisse	III/19
3.	Einfluß der Gebäudekonstruktion und der Bodeneigenschaften	III/36
3.1	Einfache Modelle für das Bauwerks-, Bauteil- und das Bauwerk-Boden-Verhalten	III/36
3.1.1	Deckenschwingungen	III/36
3.1.2	Wandschwingungen	III/39
3.1.3	Fundamentalschwingungen und die Bauwerk-Boden-Wechselwirkung	III/42
3.1.4	Auswirkungen der Bodennachgiebigkeit auf die Gebäudeschwingungen	III/45
3.2	Vergleich der Ergebnisse der einfachen und der komplexen Gebäudemodelle	III/47
3.2.1	Beispiel 1 - Betonbau auf starrem Untergrund (Fels)	III/47
3.2.2	Beispiel 2 - Mauerwerksbau auf starrem Untergrund (Fels)	III/48
3.2.3	Beispiel 3 - Betonbau auf Lockerboden	III/49
3.2.4	Das Schwingungsverhalten der Decken im Vergleich	III/50
3.3	Die entscheidenden Einflußparameter für das Gebäudeverhalten unter Erschütterungseinwirkung	III/52

	<u>Seite</u>
3.4 Erschütterungen bei verschiedenen Gebäudekonstruktionen und Boden- eigenschaften	III/54
3.4.1 Mauerwerksbau	III/54
3.4.2 Stockwerkszahl	III/55
3.4.3 Massiver Bau mit dicken Wänden	III/57
3.4.4 Fundamentbreite	III/57
3.4.5 Gebäude mit Plattenfundament	III/59
3.4.6 Steifigkeit des Baugrundes	III/60
4. Zusammenfassung	III/75

TEIL IV (BAM)

BODENUNTERSUCHUNGEN, ERREGERSPEKTREN, PROGNOSEBEISPIELE

	<u>Seite</u>	
1.	Bodenuntersuchungen	IV/1
1.1	Beschreibung der verwendeten Untersuchungsmethoden	IV/1
1.1.1	Cross-Hole-Verfahren	IV/1
1.1.2	Rayleighwellenmethode	IV/2
1.1.3	Impulsmethode	IV/2
1.1.4	Resonant-Column-Versuche	IV/3
1.1.5	Dichtebestimmung	IV/3
1.2	Ergebnisse der Bodenuntersuchungen	IV/3
1.2.1	Köln-Thielenbruch	IV/5
1.2.2	Köln-Holweide	IV/6
1.2.3	Köln-Dellbrück	IV/7
1.2.4	Köln-Sürth	IV/7
1.2.5	Dortmund	IV/8
1.2.6	Hamburg	IV/9
2.	Erregerspektren	IV/16
2.1	Vorgehen zur Ermittlung der Erregerspektren	IV/16
2.2	Berechnung der Übertragungs- funktionen	IV/17
2.2.1	Meßort Köln-Thielenbruch	IV/17
2.2.2	Meßort Köln-Holweide	IV/19
2.2.3	Meßort Dortmund	IV/19
2.2.4	Meßort Hamburg	IV/20
2.3	Ergebnisse	IV/21
3.	Erschütterungsprognose - Rechengang und Beispiele	IV/40
3.1	Rechengang für eine vereinfachte Prognose von Boden- und Bauwerks- erschütterungen	IV/40
3.2	Beispiele zur Erschütterungs- prognose	IV/44
3.2.1	Köln-Dellbrück	IV/45
3.2.2	Köln-Sürth	IV/46
3.2.3	Hamburg	IV/46
3.2.4	4-geschossiges Gebäude auf weichem Baugrund bei S-Bahn-Verkehr	IV/47
3.2.5	10-geschossiges Gebäude auf Fels bei U-Bahn-Verkehr	IV/48

TEIL V (STUVA)

KONTROLLMESSUNGEN

	<u>Seite</u>
1. Vorbemerkungen	V/1
2. Modellrechnung - Dammeinfluß	V/2
3. Prognose - Boden	V/3

TEIL VI (STUVA)

MINDERUNGSMASSNAHMEN

		<u>Seite</u>
0.	Einführung	VI/1
1.	Schwingungsminderung - theoretische Grundlagen	VI/3
1.1	Erregung	VI/3
1.1.1	Erregerprozesse und deren Beschreibung	VI/3
1.1.2	Erregerursachen und relevanter Frequenzbereich	VI/5
1.2	Übertragungsbeziehungen linearer Systeme unter stochastischer Belastung	VI/13
1.3	Isolierung	VI/13
2.	Schwingungsminderung - praktische Anwendungen	VI/19
2.1	Maßnahmen an der Erregerquelle	VI/21
2.1.1	Fahrzeug	VI/21
2.1.2	Kontaktbereich Rad-Schiene	VI/28
2.1.3	Oberbau	VI/39
2.1.3.1	Oberbauformen mit Schotterbettung	VI/40
2.1.3.1.1	Schotterbetthöhe und Schotterbettdichte	VI/40
2.1.3.1.2	Elastische und hochelastische Schienenlager	VI/41
2.1.3.1.3	Elastische Zwischenlage zwischen Schwellen und Schotter	VI/50
2.1.3.1.4	Elastische Zwischenlage zwischen Schotter und Unterbau	VI/50
2.1.3.1.5	Elastisch gelagerter Betontrog mit Schotterbett	VI/56
2.1.3.2	Oberbauformen auf Betonsohle (schotterlos)	VI/60
2.1.3.2.1	Elastische und hochelastische Schienenlager	VI/61
2.1.3.2.2	Elastisch gelagerte Schwellen, Betontröge und Betonplatten	VI/68
2.2	Maßnahmen im Übertragungsweg	VI/86
2.2.1	Tunnelbauwerk	VI/86
2.2.2	Umgebender Boden	VI/92
2.2.3	Einbauten im Boden	VI/97

		<u>Seite</u>
2.3	Maßnahmen am Immissionsort	VI/104
2.3.1	Maßnahmen im Planungszustand	VI/104
2.3.2	Maßnahmen an bestehenden Gebäuden	VI/107
2.4	Trassenführung	VI/112
2.4.1	Kurve	VI/112
2.4.2	Damm und Einschnitt	VI/112
3.	Zusammenfassung	VI/113

TEIL I

(STUVA)

EINFLUSSPARAMETER UND MESSUNGEN

TEIL I (STUVA)

EINFLUSSPARAMETER UND MESSUNGEN

	<u>Seite</u>
1. Ausgangslage und Zielsetzung	I/1
2. Einflußparameter	I/3
3. Fahrzeuge, Meßstrecken und Meßprogramm	I/7
4. Messung und Auswertung	I/14
4.1 Messung	I/14
4.2 Auswertung	I/17
5. Darstellung und Diskussion relevanter Meßergebnisse und deren Einflußfaktoren	I/25
5.1 Meßkette	I/25
5.2 Fahrzeugzustand	I/28
5.3 Gleisinhomogenitäten	I/31
5.4 Ausbreitung	I/35
5.5 Gleistrassierung	I/37
5.6 Fahrzeuggeschwindigkeit	I/38
5.7 Fahrzeugtyp	I/40
 Anhang 3 zu Kap. 3: Bilder und Tabellen für Meßstrecken und Fahrzeuge	 I/43
 Anhang 5 zu Kap. 5: Relevante Ergebnisse der Schwingungsmessungen	 I/62

1. Ausgangslage und Zielsetzung

Die im Kontaktbereich Rad-Schiene wirkenden dynamischen Erregerkräfte während einer Zugvorbeifahrt erzeugen Schwingungen, die über den Oberbau und den umgebenden Boden in die benachbarten Gebäude weitergeleitet werden. Hier können sie, je nach Intensität und Frequenz, das Wohlbefinden des hier wohnenden bzw. arbeitenden Menschen beeinträchtigen. Störungen der Funktion von empfindlichen Maschinen und Geräten sowie - in Extremfällen - Schäden an Bauwerken sind ebenfalls möglich.

Die durch die Zugvorbeifahrten angeregten Gebäudeschwingungen lassen sich hinsichtlich der Wahrnehmung durch den Menschen in zwei Frequenzbereiche einteilen, wobei deren Grenzen bisher jedoch nicht eindeutig festzulegen sind:

- Der Frequenzbereich unterhalb von ca. 40 Hz umfaßt die Schwingungen, die als Erschütterungen wahrgenommen werden. In diesem Bereich liegen in der Regel die ersten Eigenfrequenzen von Gebäudedecken.
- Die Schwingungen zwischen ca. 40 Hz und 100 Hz (teilweise bis 150 Hz) werden als sekundär abgestrahlter Luftschall wahrgenommen. Unter ungünstigen Voraussetzungen bei der Schwingungsübertragung im Boden (z.B. Körperschallbrücken) können auch noch Schwingungen bis ca. 350 Hz von Bedeutung für den Immissionsschutz sein.

Bisherige Erschütterungsmessungen, insbesondere an Bahntunneln im Stadtbereich haben gezeigt, daß für die Entstehung und Übertragung der Schwingungen eine Vielzahl von Einflußparametern von Bedeutung sind.

Aus diesem Grund sind Prognosen über Erschütterungsemissionen und -immissionen in der Regel sehr schwierig und in Einzelfällen mit großen Unsicherheiten behaftet. Bei der Bundesanstalt für Materialprüfung, BAM, Berlin, wurde ein Rechen-

modell entwickelt, mit dem die Erschütterungsausbreitung in der Nähe einer Bahntrasse rechnerisch nachvollzogen werden kann. Bei geeigneter Zuordnung bestimmter Einflußparameter zu bestimmten Merkmalen der Schwingungsausbreitung läge damit ein Verfahren vor, mit dem die bisherigen Unsicherheiten der Prognosen in vielen Fällen verringert werden könnten.

In dem von der BAM und der STUVA gemeinsam durchgeführten Vorhaben soll versucht werden, durch die Kombination von Messungen und Modellrechnungen die Möglichkeiten zum Einsatz des Rechenmodells für Prognosezwecke abzuschätzen.

In Abstimmung mit laufenden bzw. fertiggestellten Arbeiten (BAM, DB, STUVA und TÜV) werden zunächst die Einflußparameter hinsichtlich ihrer Relevanz für die Erschütterungsausbreitung untersucht. Hierauf aufbauend werden die Strecken für die Erschütterungsmessungen festgelegt. Aus den gemessenen Erschütterungen (Antworten) im umgebenden Boden werden dann nach der Methode der Finiten Elemente sog. Erregerfunktionen berechnet. Diese Erregerspektren werden als systemtypisch angesehen, daher sind Messungen an Straßenbahn-, Stadtbahn-, U-Bahn- und S-Bahnstrecken zu betrachten. Mit den Erregerfunktionen werden für konkrete Situationen Antwortsignale für bestimmte Boden- oder Gebäude- meßpunkte berechnet und durch Messungen überprüft. Hieraus sollen allgemeingültige Abhängigkeiten für die Ausbreitung von Erschütterungen ermittelt werden. Da das FE-Modell derzeit nur einen Frequenzbereich bis 100 Hz umfaßt, werden in der vorliegenden Forschungsarbeit schwerpunktmäßig Frequenzen zwischen ca. 3 und 100 Hz einbezogen. Desweiteren wird untersucht, durch welche Maßnahmen eine Minderung von Erschütterungen an bestehenden und neu zu bauenden Bahntrassen erreicht werden kann.

2. Einflußparameter

Die Intensität der Gebäudeimmissionen wird bestimmt durch folgende Einflußparameter (s. Bild 2/1 sowie [1]):

- Fahrzeug
 - . Achslast
 - . Primär- und Sekundärfeder
 - . Radreifenoberfläche (Rauhigkeiten, Flachstellen, Auffahrungen)
 - . Drehgestellabstand, Achsabstand
 - . Eigenfrequenzen des gesamten Fahrzeuges (Tauch-, Nick- und Wankschwingungen)
 - . Fahrzeuggeschwindigkeit
 - . Fahrzustand (beschleunigen, gleichmäßig, verzögern bzw. mit und ohne die Wirkung von Antriebs- oder Bremskräften)

- Oberbau
 - . Schiene (Metergewicht, Oberflächenfehler, Stützpunkt-
abstand, Gleislage, Festigkeit der Lauffläche)
 - . Schotter- und schotterlose Oberbauformen mit und ohne
zusätzliche Isolationsmaßnahmen
 - . Weichenbereich, Schienenstöße

- Trassierung/Gradientenführung
 - . Gerade
 - . Kurve
 - . Niveaulage, Hochlage (Brücke, Damm) Tieflage (Einschnitt,
Trog, Tunnel)

- Boden
 - . Materialkennwerte: Schubmodul, Poissonzahl, Material-
dämpfung
 - . Wellentyp: Kompressionswellen, Scherwellen und Rayleigh-
wellen (Oberflächenwellen)

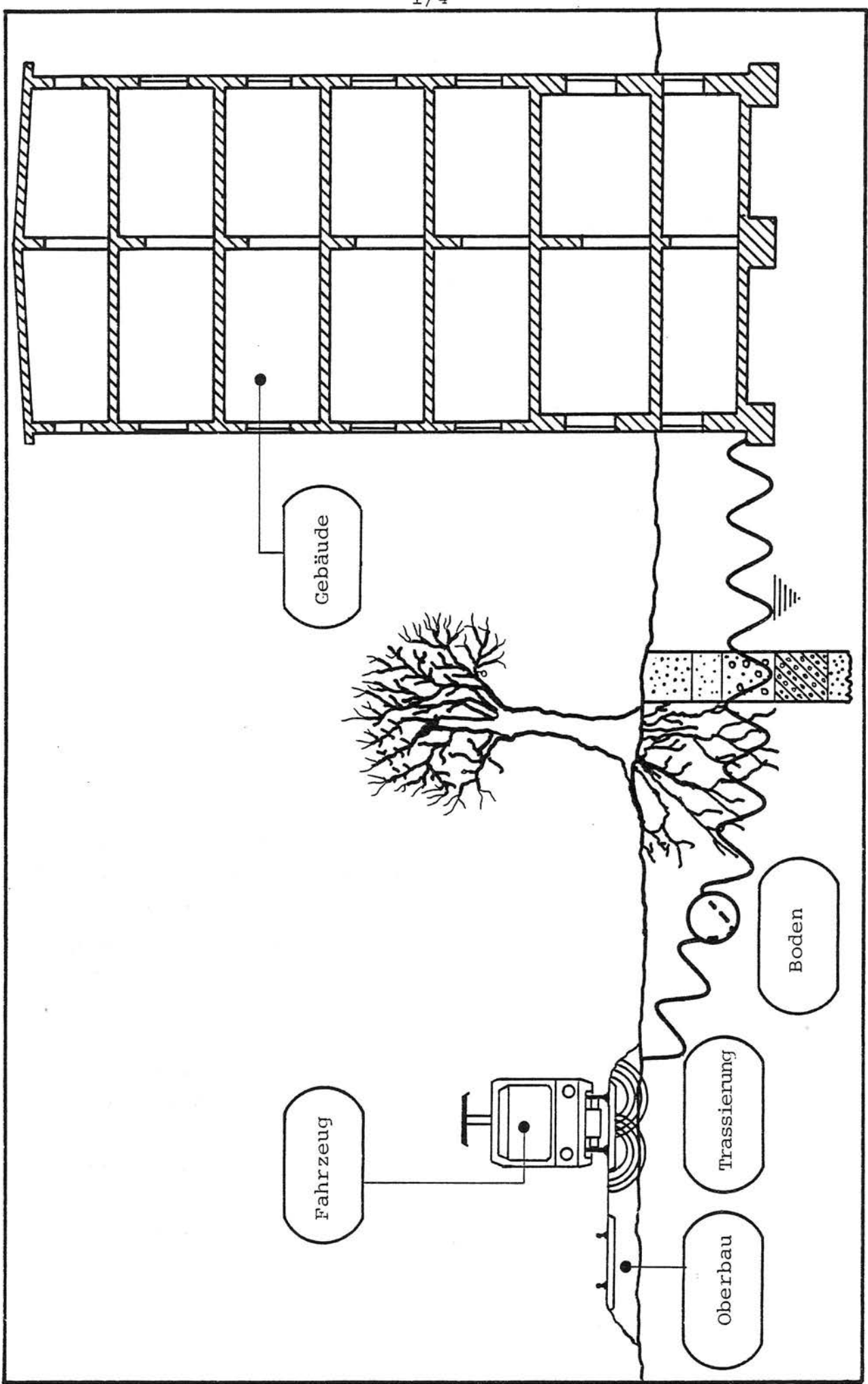


Bild 2/1: Hauptparameter für die Entstehung und Ausbreitung von Schwingungen an Bahntrassen

- . Bodenprofil: Bodenart, Schichtgrenzen, Grundwasserstand
 - . Einbauten: (Kanäle, Schächte, Leitungen, im Innenstadtbereich auch mögliche Fundamentreste)
 - . Bodentemperatur und -feuchte
 - . Baumbestand
 - . Entfernung: Gebäude - Gleis
- Gebäude
- . Fundamente: Streifen-, Einzel- und Plattenfundamente sowie Flach- oder Tiefgründung
 - . Gebäudegeometrie: Höhe, Breite, Tiefe
 - . Gebäudewände: Mauerwerk, Stahlbeton und Stahlbetonskelettbauweise mit unterschiedlichen Wandausführungen (Mauerwerk, Fertigteile)
 - . Gebäudelage zur Trasse
 - . Gebäudedecken: Holz- oder Betondecken

Eine systematische Untersuchung aller oben genannten Einflußparameter existiert derzeit nicht. Einzelne Teilprobleme wurden in letzter Zeit intensiver untersucht [1, 2]. Hieraus ist deutlich geworden, daß die Wirkungen der einzelnen Komponenten nicht durch eine feste Größe gekennzeichnet werden können. Die Beeinflussung des Übertragungsverhaltens der hier diskutierten Schwingungen durch die oben aufgeführten Faktoren ist i.a. frequenzabhängig. Trotz dieser Tatsache wird im folgenden versucht, durch die Angabe eines Einzelwertes in dB den Einfluß der genannten Parameter abzuschätzen. Dies ist insofern zulässig, da in der Regel vom Boden bestimmte Frequenzen bevorzugt übertragen werden. Somit ist, zumindestens für eine konkrete Situation, eine gewisse Frequenzunabhängigkeit der übertragenen Gesamtschwingung gegeben. In Tabelle 2/1 werden nur die Parameter aufgeführt, über die fundierte Kenntnisse vorliegen bzw. solche, von denen deutliche Einflüsse erwartet werden.

Parameter	Summenpegel L_v [dB]	Bemerkungen
- Fahrzeug . Achslast . Radreifenoberfläche Flachstellen Rauigkeiten . Federung . Fahrzeuggeschwindigkeit	+ 3 dB pro Verdopplung bis + 15 dB + 5 bis + 10 dB ~ ± 3 dB + 3 bis + 6 dB pro Verdopplung	[3] [4, 5]; nach [6] + 10 - 20 dB [6] [60] [1, 4, 6]
- Oberbau . Schiene Wellen . Stützpunktstand . Schienengewicht . Schwingungsisoliermaßnahmen . Schienenstöße, Weiche	+ 5 bis + 10 dB bzw. + 11 dB bis - 11 dB bis - 3 dB unter 30 Hz bis + 10 dB über 30 Hz bis - 30 dB (je nach Frequenz), teilweise auch Vergrößerung + 10 bis + 20 dB	[3, 6] Differenz vor und nach dem Schleifen [3] [2] 75 cm → 90 cm Verglichen wurden S 49 mit S 41U [2] [1] Vergleich mit normalem Schotteroberbau [6]
- Trassierung		Abgesicherte Ergebnisse liegen derzeit nicht vor.
- Boden . Der Schubmodul G des Bodens beeinflusst maßgeblich Erregung und Ausbreitung (G variiert ca. um den Faktor 100). . Grundwasser . Frost . Schichtung (Eigenfrequenz)	Nach [5] treten an parallel zum Gleis angeordneten, jedoch in Längsrichtung um nur einige Meter verschobene Meßpunkte Pegeldifferenzen von bis zu <u>5 dB</u> auf. bis + 5dB	In der Regel wurden Schwingungen mit Frequenzen oberhalb ca. 100 Hz im unberührten Boden stark gedämpft [4], unterhalb dieser Frequenz jedoch über größere Entfernungen fast ungedämpft weitergeleitet. Nach [6] werden Schwingungen im Boden pro Entfernungsverdopplung zwischen ca. 3 dB (8 Hz) und ca. 7 dB (100 Hz) gemindert. Bei oberirdischem Verkehr geht man davon aus, daß die Schwingungen weitgehend in Form von Rayleighwellen übertragen werden. [3] Im Eigenfrequenzbereich tritt nur eine sehr geringe Amplitudenminderung (teilweise Überhöhung) mit der Entfernung auf.
- Gebäude . Fundament (Ankopplung) . Aufgehende Konstruktion	bis + 20 dB	[1, 7, 8] Pegeldifferenzen zwischen umgebenden Boden und Gebäudedecke. Die Größe der Pegelerhöhung hängt ab von der Gebäudekonstruktion und dem verwendeten Material (Fundament, Wand, Decken), der Gebäudehöhe sowie dem Abstand und der Lage zur Gleisstrasse.

Tabelle 2/1: Einflüsse verschiedener Parameter auf die Schwingungserregung und -ausbreitung (nur oberirdischer Verkehr)

3. Fahrzeuge, Meßstrecken und Meßprogramm

Die Auswahl der zu variierenden Parameter innerhalb dieses Forschungsvorhabens richtet sich zum einen nach ihrer Relevanz für die Erschütterungsentstehung und -ausbreitung und zum anderen nach dem Kenntnisstand über das Verhalten dieser Parameter. In [1] und [2] wurde der Einfluß des Oberbaus ausführlich untersucht, so daß hier auf eine Variation dieses Parameters verzichtet werden kann. In die Untersuchung werden somit nur Strecken mit klassischem Schotteroberbau und 60 bis 70 cm Stützpunktstand einbezogen. Dies ist ein wesentliches Kriterium für die Festlegung entsprechender Meßstrecken. Fahrzeugtypen und Trassierung sind weitgehend durch die Aufgabenstellung vorgegeben.

Für die Berechnung der Erregerfunktionen sind an den die Strecke umgebenden Boden bestimmte Anforderungen zu stellen:

- Homogener Bodenaufbau
- Ungestörter Boden, möglichst auf beiden Seiten der Strecke (keine größere Einbauten im Boden)
- Keine Bebauung in der näheren Umgebung der Meßstrecke.

Zur statistischen Absicherung der Meßergebnisse sind ca. 30 bis 50 Vorbeifahrten pro Geschwindigkeit aufzuzeichnen. Der Geschwindigkeitseinfluß wird durch die Wahl von zwei Vorbeifahrtsgeschwindigkeiten ermittelt. Werden die Anforderungen an den Boden erfüllt, so reicht für die Bestimmung der Erregerfunktionen ein Meßquerschnitt mit 9 bis 12 Meßpunkten aus. Zur Kontrolle werden zusätzlich einige Parallelmessungen angeordnet.

Gemäß Aufgabenstellung wurden Fahrzeuge folgender Verkehrssysteme in die Ermittlung der Erregerfunktion einbezogen:

- Straßenbahn
- Stadtbahn
- S-Bahn
- U-Bahn.

Für jedes Verkehrssystem sollten die Erschütterungen an einer geraden Strecke gemessen werden. Außerdem ist für ein System der Einfluß einer Weiche und einer Kurve zu ermitteln. Zusätzlich wurde auch der Einfluß eines Dammes untersucht.

Aufgrund der oben genannten Anforderungen an den umgebenden Boden, in Verbindung mit den zu erfassenden Verkehrssystemen, wurden die in Tabelle 3/1 genannten Meßstrecken ausgewählt. Diese Auswahl führte in der Praxis zu z.T. erheblichen Schwierigkeiten. In der Regel war es nicht möglich, alle Anforderungen vollständig an einer Meßstrecke zu erfüllen. Z.B. ist ungestörter Boden nur außerhalb der Stadt zu finden. Hier wird jedoch in den meisten Fällen nur ein verdünnter Verkehr angeboten (teilweise 30-min-Takt). Zur Aufzeichnung von 30 Vorbeifahrten je Meßserie waren hierfür oft zwei volle Tage erforderlich.

In den Bildern A3/1 bis A3/5 (A=Anhang) sind die in die Untersuchung einbezogenen Fahrzeugtypen mit ihren wesentlichen technischen Daten dargestellt. Tabelle 3/2 zeigt die geschwindigkeitsabhängigen Erregerfrequenzen, die aus der Fahrzeuggeometrie (Radsatzabstände) und dem jeweiligen mittleren Schwellenabstand der den Fahrzeugtypen zuzuordnenden Meßstrecken resultieren. Zusätzlich sind in dieser Tabelle auch die Vorbeifahrtszeiten der Fahrzeuge zwischen den ersten und letzten Radsätzen angegeben. Die Vorbeifahrtszeiten sind relevant für die Festlegung der Länge des über eine Zugvorbeifahrt zu legenden Zeitfensters während der Frequenzanalyse (s. Kap. 4).

Ausführlich sind die Meßstrecken in den Bildern A3/7 bis A3/18 dargestellt. Hierin sind ebenfalls die gewählten Meßpunkte markiert. Die Ergebnisse der Erschütterungsmessungen an den Meßpunkten 01 bis 04, U1 bis U3 bzw. Z1 bis Z3 werden zur analytischen Bestimmung der Erregerfunktionen herangezogen. Zur Kontrolle und zur Bestimmung der Ausbreitungsfunktionen dienen die Meßpunkte 05 bis 07 (08). Außerdem sind noch Meßpunkte parallel zum Hauptmeßquerschnitt im Boden sowie an der

Meßstrecke	Fahrzeugtyp	Fahrzeug- Geschwindigkeit	Trassierung	Boden	Meßtermin
1. Köln-Thielenbruch	- Stadtbahnwagen B100 (6-achsig) - Straßenbahn (8-achsig)	40 und 60 km/h	Ebenerdig - Gerade - Kurve - Weiche	Mutterboden Feinsand Kies (trocken)	Juli/August 1981
2. Köln-Holweide	S-Bahn ET-420 (12-achsig)	80 und 110 km/h	Ebenerdig (Gerade)	Mutterboden Feinsand Kies (trocken)	Sept. 1982
3. Dortmund Bodelschwingh	Stadtbahnwagen N8 (8-achsig)	40 und 50 km/h	Ebenerdig (Gerade)	Mutterboden Schluff feucht	Sept. 1982
4. Hamburg (Ahrensburg)	U-Bahn DT 3 (8-achsig)	40 und 60 km/h (teilweise 70 km/h)	Ebenerdig (Gerade) Damm/Gebäude	Mutterboden Sand	Sept. 1982
Kontrollmessungen					
1. Köln-Dellbrück	B 100/Strab	60 km/h	Ebenerdig (Gerade)		
2. Köln Sürth	B 100	60 km/h			Okt. 1982

Tabelle 3/1: Meßprogramm

Meßort Fahrzeugtypen	Köln (Stadtbahn) B 100			Köln Strab		Dortmund (Straßenbahn) N8		Köln (S-Bahn) EF 420		Hamburg (U-Bahn) DT 3		
	40	60	40	40	60	40	50	80	110	40	60	70
V _{Fzg.} [km/h]	40	60	40	40	60	40	50	80	110	40	60	70
Achsstand im Drehgestell [Hz]	5,3	7,9	6,2	9,3	6,2	7,8	6,2	8,9	12,2	5,3 4,4	7,9 6,5	9,3 7,6
Achsstand zwischen zwei Drehgestellen [Hz]	1,4	2,1	1,6 1,3	2,3 1,9	3,1	2,5	3,1	1,3 3,3	1,8 4,5	1,1 1,0	1,6 1,5	1,9 1,8
Achsstand benachbarter Drehgestelle bei gekuppelten Fahrzeugen [Hz]	1,5	2,3	1,6	2,5	1,9	1,5	1,9	3,3	4,5	1,1	1,7	2,0
Stützpunktabstand [Hz]	16,8	25,2	16,8	25,2	21	16,8	21	37,0	51,0	15,9	23,8	27,8
Flachstelle	50	75	56	83	69	55	69	86	118	42	64	74
1. Biegeeigen- schwingung der Radachse [Hz]	ca. 50 bis 70			60 - 70		60 - 70		60 - 65 [11]				
Vorbeifahrtszeit zwischen 1. und letzter Radachse einer Fzg.-Einheit [s]	2,0	1,3	2,1	1,4	1,5	1,8	1,5	2,8	2,0	3,1	2,0	1,7
Bemerkungen	nur eine Fahrzeugeinheit, bei Kontrollmessung B 100 teilweise zwei Einheiten (Köln-Stürth)											
	gemischt, ein bis drei Einheiten											

Tabelle 3/2: Erregerfrequenzen infolge Fahrzeug- und Gleisgeometrie der untersuchten Fahrzeugtypen

Schiene bzw. Schwelle angeordnet worden. Diese Meßpunkte dienen ebenfalls zur Kontrolle der Ergebnisse im Hauptmeßquerschnitt. Außerdem sollte durch die parallele Anordnung von Meßpunkten im Boden eine mögliche Veränderung der Erschütterungen längs der Trasse ermittelt werden.

Zur Ermittlung bodendynamischer Kennwerte mit der Crosshole-Methode wurden an den Meßstrecken, die der Bestimmung der Erregerfunktion dienten, Bohrungen bis in 8 m Tiefe durchgeführt. Die hierbei ermittelten Bodenprofile sind in den Bildern 3/1 und 3/2 dargestellt. An der S-Bahnstrecke in Köln-Holweide wurde auf solche Bohrungen verzichtet, da hier davon ausgegangen werden konnte, daß der Bodenaufbau sehr ähnlich dem in Köln-Thielenbruch ist (die beiden Meßstrecken liegen nur etwa 2 km Luftlinie auseinander). Bestätigt wird dies auch durch die Angaben der Bodenkarte für den Bereich Köln-Mülheim. Für die beiden Kontrollmeßstrecken in Köln-Dellbrück und Köln-Sürth kann aufgrund oben genannter Bodenkarte ebenfalls näherungsweise dieselbe Bodenstruktur wie in Köln-Thielenbruch angenommen werden.

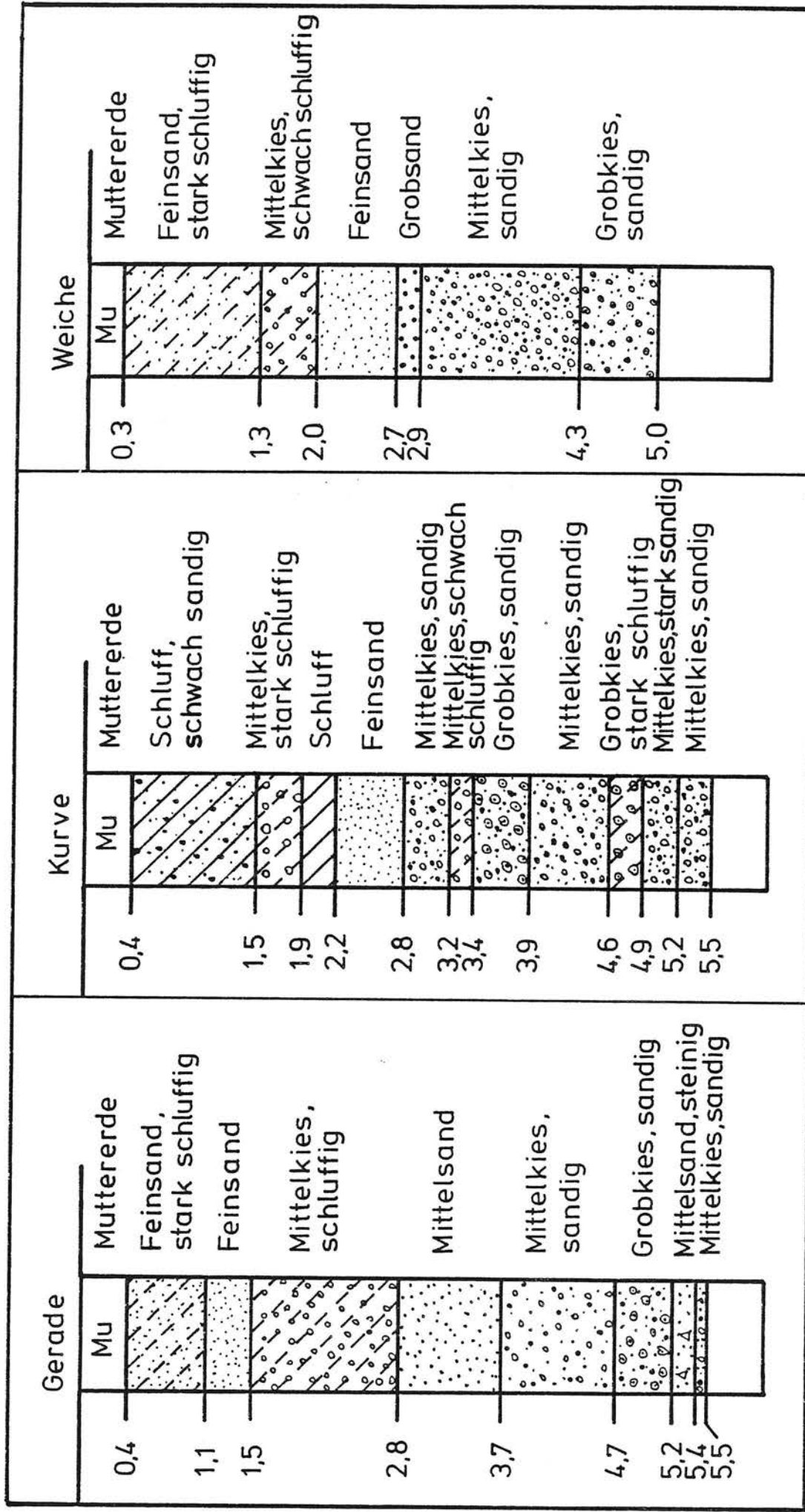


BILD 3/1

Bodenprofile in Köln-Thielenbruch
 Bis zur Bohrtiefe von 5,5 m wurde kein Grundwasser angetroffen

Maße unter Ansatzpunkt G.O.K. in m

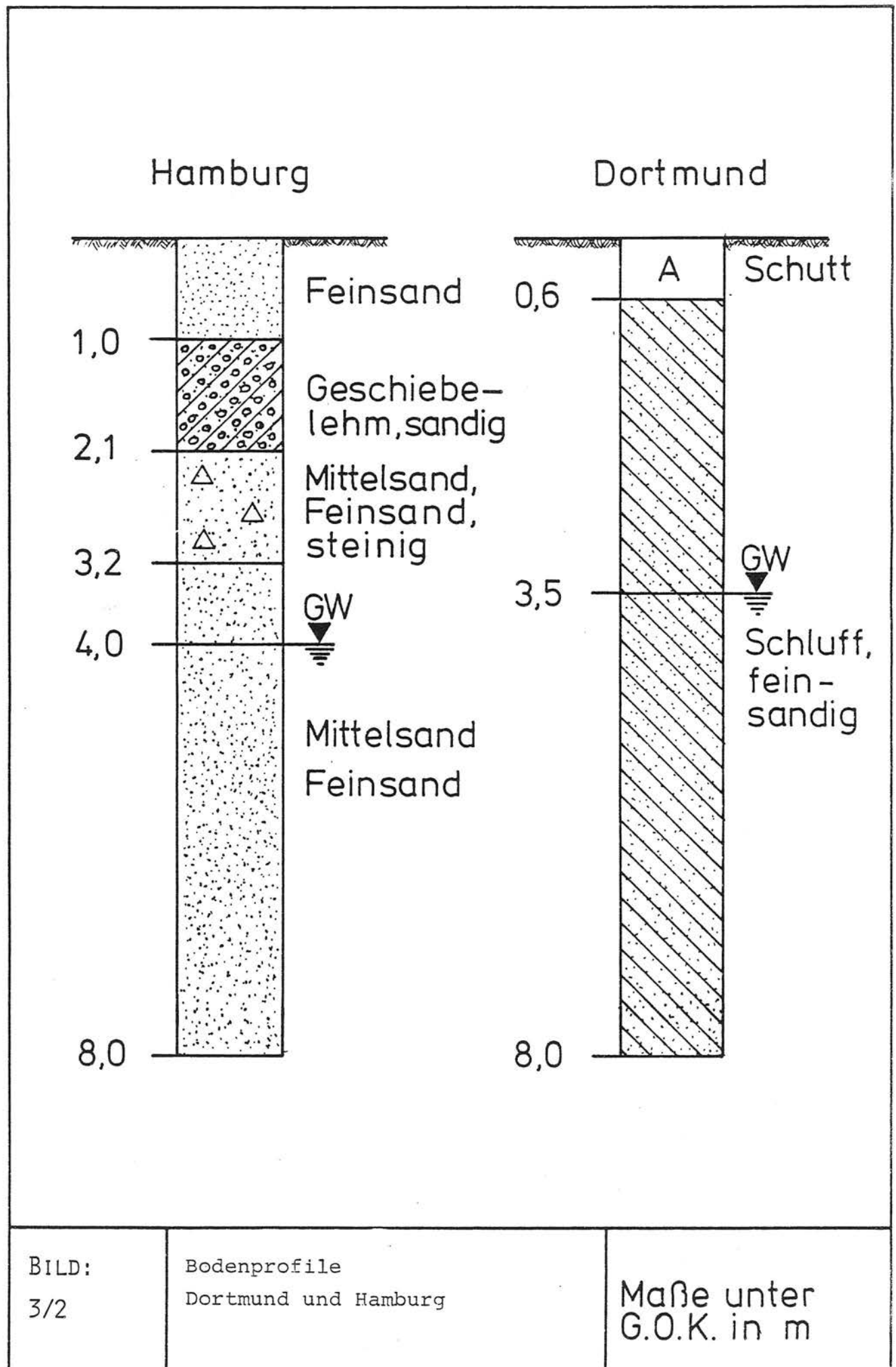


BILD:
3/2

Bodenprofile
Dortmund und Hamburg

Maße unter
G.O.K. in m

4. Messung und Auswertung4.1 Messung

Die zur Messung und Auswertung der Erschütterungen eingesetzten Geräte sind in Tabelle 4/1 zusammengestellt.

Gerätebezeichnung	Typ	Hersteller
<u>Messung:</u>		
Beschleunigungsaufnehmer	4370/8306 (Schiene und Boden)	Brüel & Kjaer
Geschwindigkeitsaufnehmer	SM 6 A (nur Boden)	Western Data
Verstärker	2626/5719/Eigenbau	Brüel & Kjaer Eigenbau
Lichtstrahloszillograph	Lumiscrypt 152	Hartmann und Braun
FM-Bandgerät	Store 7 D und 7003	Racal und Brüel & Kjaer
<u>Auswertung:</u>		
FM-Bandgeräte	s.o.	
Digital-FFT-Schmalband- analysator	2512	GenRad
Rechenanlage mit Peripherie	3032 3040	Commodore
Plotter	7225 A	Hewlett-Packard

Tabelle 4/1: Eingesetzte Geräte für Messung und Auswertung

Während der Messungen wurden an 7 bzw. 11 Meßpunkten gleichzeitig die Erschütterungen aufgezeichnet. Die Anordnung der Meßpunkte je Meßstrecke geht aus den Bildern A3/6 bis A3/18 hervor. Die Meßpunkte im Nahfeld 01 bis 04 (horizontal quer zur Fahrtrichtung und vertikal) und U2 bis U4 (nur vertikal) werden zur Berechnung der Erregerfunktion herangezogen. Die anderen Meßpunkte dienen zur

Kontrolle und Ermittlung der Ausbreitungsfunktion. Die Meßpunkte 05 bis 07 wurden in Anlehnung an VDI-Richtlinie 2562 festgelegt. Für die Anordnung der Meßpunkte im Boden bei oberirdisch verlaufenden Trassen werden hierin folgende Bezugspunkte angegeben:

- bei ebener, freier Strecke auf dem Rand des Bahnkörpers,
- bei Dämmen auf dem Fußpunkt des Dammes,
- bei Einschnitten auf der oberen Kante des Einschnittes.

Hierdurch ergeben sich unterschiedliche Meßpunktabstände von der Gleismitte (s. Bilder A3/6 bis A3/18).

Bild 4/1 zeigt die Anordnung der Lichtschranken an den Meßstrecken zur Steuerung der Bandgeräte sowie zur Erfassung der mittleren Vorbeifahrtsgeschwindigkeit der Züge auf der Meßstrecke. Das durch eine externe Quelle auf einer Bandspur aufgezeichnete Triggersignal (Zeitmarke) dient zur Steuerung der exakten symmetrischen Lage des Zeitfensters T über die einzelnen Vorbeifahrten bei der Spektralanalyse (s. Abschn. Auswertung).

Zur Messung der vertikalen Schwingungskomponente (Z - Komponente) im Boden¹⁾ wurden nur Geschwindigkeitsaufnehmer verwendet. Diese Meßsignale wurden alle auf dem FM-Bandgerät Store 7D gespeichert. Zur Messung der horizontalen Komponente (Y-Richtung) wurden zunächst Beschleunigungsaufnehmer des Typs 8306 eingesetzt (Messungen in Köln-Thielenbruch). Bei den späteren Messungen wurden hierfür ebenfalls Geschwindigkeitsaufnehmer verwendet. In den jeweiligen Hauptmeßquerschnitten der Meßstrecken wurden bis zu 14 Aufnehmer angeordnet. Da mit dem verwendeten Bandgerät jedoch nur 7 Meßsignale parallel aufgezeichnet werden konnten, mußten die Messungen zeitverschoben durchgeführt werden. In der Regel wurden an jeweils zwei aufeinanderfolgenden Tagen Aufzeichnungen an denselben Meßpunkten durchgeführt, wobei je Tag eine Geschwindigkeit erfaßt wurde. Nach zwei

1) Gilt für die Hauptmeßquerschnitte

Tagen erfolgte dann ein Umbau auf die anderen Meßpunkte. Je nach Meßstrecke wurden je Geschwindigkeit und Meßpunkt ca. 25 bis 95¹⁾ Meßfahrten aufgezeichnet.

Zur Aufzeichnung an den Parallelmeßpunkten wurden alle drei in Tabelle 4/1 genannten Aufnehmer eingesetzt. Die Signale der Parallelmeßpunkte wurden in der Regel auf dem B & K-Bandgerät aufgezeichnet.

Die beiden Bandgeräte haben die in Tabelle 4/2 dargestellten Spezifikationen:

	gewählte Bandge- schwindigkeit	Dynamik	Kanäle	Bandbreite
Racal	1 $\frac{7}{8}$ inch/s	> 46 dB	7 Signalk. 1 Sprachk.	0 Hz bis 625 Hz
B & K	1,5 inch/s	> 39 dB	4 Signalk. (4. Kanal ist gleich- zeitig auch Sprach- kanal)	0 Hz bis 1000 Hz

Tabelle 4/2: Bandgeräte-Spezifikationen

Den Frequenzgang der verwendeten Schwinggeschwindigkeitsaufnehmer (Geophone) zeigt Bild 4/2. Entsprechend dem dargestellten Kurvenverlauf werden die Meßwerte zwischen 3 Hz und 10 Hz korrigiert. Die Schwingungen unter 3 Hz werden nicht dargestellt, da hierfür

- ein relativ hoher Korrekturwert erforderlich ist
- im allgemeinen die Schwingungen in diesem Frequenzbereich energiearm sind (s. a. Teil IV)
- die ersten Eigenfrequenzen von Gebäudedecken oberhalb von 10 Hz liegen
- eine einwandfreie Messung mit einigen Problemen behaftet ist.

1) Zwei Fahrzeugtypen

Zur Kontrolle der Signale während der Aufzeichnung diene ein Lichtstrahloszillograph (Hinterbandkontrolle).

4.2 Auswertung

Aus den auf Magnetbändern gespeicherten Schwingungs-Zeit-Signalen wurden im Labor Leistungsspektren mit einem FFT-Analysator erstellt. Der Analysator berechnet dabei aus dem Zeitsignal $x(t)$ die spektrale Leistungsdichte $G_{xx}(f)$. Hierfür gilt:

$$G_{xx}(f) = \frac{2}{T} \left| X(f, T) \right|^2$$

mit
$$X(f, T) = \int_0^T x(t) e^{-j2\pi f t} dt.$$

Die so berechneten Leistungsdichten $G_{xx}(f)$ je Vorbeifahrt werden dann über alle brauchbaren Vorbeifahrten N zu einem gesamten Leistungsspektrum gemittelt. Diese Mittelung kann entweder über den Analysator selbst erfolgen oder über einen externen Rechner. Beide Verfahren wurden angewandt. Zur Mittelwertbildung (Ensemble average) der einzelnen Spektren wurde folgende Beziehung benutzt:

$$\overline{G_{xx}(f)} = \frac{2}{NT} \sum_{k=1}^N \left| X_k(f, T) \right|^2 = \frac{1}{N} \sum_{k=1}^N G_{xx_k}(f)$$

In dieser Form werden die Spektren dargestellt bzw. für die Berechnung der Ersatzerregung herangezogen.

Für die Schmalbandanalyse wurden am Analysator Einstellungen nach Tabelle 4/3 gewählt, die für alle Analysen konstant gehalten wurden. Letzteres ist besonders relevant, da andere Einstellungen zu z.T. erheblich anderen Meßwerten führen können.

Funktion	Einstellung	Bemerkungen
ENGINEERING UNIT CALIBRATION	ON	Zur Kalibrierung im dB-Maß (Schnelle oder Beschleunigung)
VERTICAL SCALE	10 dB/DIV	
FREQUENCY SCALE	LIN - Hz	
SENSITIVITY		Abhängig vom Meßsignal
INPUT COUPLING	AC	
FREQUENCY RANGE	200 Hz	} Resolution und Time Window hängen ab von der Festlegung des Frequency Range
RESOLUTION	0,5 Hz	
TIME WINDOW "T"	2 sec	
AVERAGE MODE	(+) ADD	
* OF AVERAGE	1 oder 32	Einstellung hängt ab, ob Mittelung über GenRad (32) oder extern (1)
TRIGGER MODE	FREE-RUN	Externe Steuerung über Rechner (Triggersignale, s. Bilder 4/1 und 4/3)
HANNING WINDOW	ON	\cos^2 - Fenster

Tabelle 4/3: Relevante Einstellungen am FFT-Analysator (GenRad)

Bei der Auswertung der ersten Messungen in Köln-Thielenbruch wurde direkt im FFT-Analysator eine Mittelwertbildung über alle in Frage kommenden Vorbeifahrten durchgeführt. Dieses Auswerteverfahren ist schneller als das im folgenden beschriebene Verfahren, es hat jedoch zwei entscheidende Nachteile:

- Eine Selektion der zu einem Gesamtspektrum gemittelten Einzelspektren ist kaum möglich (Ausreißer, Meßfehler und Störungen).
- Die Werte der Einzelspektren gehen kontinuierlich in das Gesamtspektrum auf, eine statistische Betrachtung dieser Werte ist somit nicht mehr möglich.

Zur Vermeidung dieser beiden Nachteile wurde für die weiteren Auswertungen ein etwas modifiziertes Auswerteverfahren entwickelt. Von jeder Vorbeifahrt wurde, ebenfalls wie im ersten Verfahren, ein Spektrum erstellt. Diese Einzelspektren wurden dann auf einer Diskette abgespeichert. Für die spätere externe Mittelung konnte somit sowohl eine Selektion als auch eine statistische Berechnung durchgeführt werden. Nachteile dieses Verfahrens sind:

- Zeitaufwendiger
- Hoher Verbrauch an Disketten zur Zwischenspeicherung.

Diese Nachteile wurden jedoch zur Erlangung von aussagefähigeren Meßergebnissen in Kauf genommen.

Neben der Berechnung des energetischen Mittelwertes \bar{x} (s.o.) wurde von den Einzelspektren (ca. 20 bis 40) auch das Konfidenzintervall für den Mittelwert nach folgender Formel berechnet:

$$\text{KONF} \left\{ \bar{x} - a \leq \mu \leq \bar{x} + a \right\}$$

$$a = c \cdot s / \sqrt{N}$$

mit μ = Mittelwert der Grundgesamtheit

$$\bar{x} = \text{Mittelwert der Stichprobe } N = \frac{1}{N} \sum_{k=1}^N x_k$$

c = Wert, der zu einer gewählten Konfidenzzahl γ gehört

γ	0,685	0,90	0,95	*
c	1	1,645	1,96	

$$s^2 = \text{Varianz} = \frac{1}{N-1} \sum_{k=1}^N (x_k - \bar{x})^2 = \frac{1}{N-1} \left[\sum x^2 - \frac{1}{N} (\sum x)^2 \right]$$

* Streng genommen gilt diese Tabelle nur für eine bekannte Varianz G der Grundgesamtheit. Im vorliegenden Fall einer unbekanntem Varianz liegen die γ - Werte ca. 1 bis 2 % niedriger (diese Angabe gilt für $N = 20$ bis 30).

Die Bestimmung des Konfidenzintervalls nach obigen Beziehungen gilt für eine Normalverteilung. In erster Näherung kann man für durch Schienenfahrzeuge erregte Schwingungen hiervon ausgehen [9]. Bei der Berechnung der Konfidenzintervalle wurde grundsätzlich $c = 1$ gewählt, eine Umrechnung auf andere Werte ist somit leicht möglich (Multiplikation mit gewünschter Konfidenzzahl $a^* = c_{\text{gew}} \cdot a$).

Zur Berechnung der statistischen Größen wurden die als Pegelwerte vorliegenden Spektralwerte entlogarithmiert. Hieraus folgt für die logarithmische Darstellung dieser Größen, daß

$$\bar{x} - a > \bar{x} + a \quad \text{in [dB]}$$

ist. Dies ist bei der Betrachtung von Konfidenzintervallen zu beachten.

Vor jeder Auswertung wurden die Werte X (s. Bilder 4/1 und 4/3) aufgrund der Lichtschrankenposition und der Fahrgeschwindigkeit bestimmt. Anhand von Pegelschrieben (Bild 4/3) wurde dieser Zeitwert kontrolliert. Für jeweils eine Fahrgeschwindigkeit (Meßserie) wurde dieser Wert als konstant angenommen. Da nur solche Fahrten in die Auswertung einbezogen werden, bei denen die Fahrgeschwindigkeit im Toleranzbereich von ± 3 bis ± 4 km/h um die Sollgeschwindigkeit variierte, war dies möglich.

Meßpunkt Meß- ort	01	U2 02	U3 03	U4 04	05	06	07	08	Z1	Z2	Z3
Köln-Mhielenbruch - Gerade - Weiche - Kurve	-	5,0 P2/P4/P6	9,0 P3/P5/P7	13,0	19,5	34,5	54,5	-	-	-	-
	-	5,0 P2/P4/P6	9,0 P3/P5/P7	13,0	19,5	34,5	54,5	-	11,0	15,0	-
	-	6,0 P2/P5	10,0 P3/P6	14,0 P4/P7	20,5	35,3	55,5	-	12,0	16,0	-
Köln-Holweide	-	7,0	11,0	15,0 P1	22,0	37,0	57,0	-	13,0	17,0	-
Köln-Sürth	3,5 P1	11,0 P2	-	-	18,5 P5	33,5 P6	53,5 P7	-	-	-	-
Köln-Dellbrück	3,5	11,0	-	-	18,5 P5	33,5	53,5	-	-	-	-
Dortmund	-	6,0	10,0 P2/P4	14,0 P3/P5	17,8	32,8	52,8	-	-	-	-
Hamburg - Gerade - Damm - Gebäude	7,5	11,5	15,5 P1/P2/P3	19,0	19,0	34,0	54,0	-	9,5	13,5	17,5
	13,0	20,5	-	-	28	43	63	73	-	-	-
	-	-	B2 15,5	-	B1 26,5	-	-	-	-	-	-

Tabelle 5/1: Zusammenfassende Darstellung der gewählten Meßpunktabstände von der Gleismitte, Maßangaben in [m]. Die Meßpunkte "P" liegen jeweils in 10 m-Schritten vom Hauptmeßquerschnitt parallel versetzt.

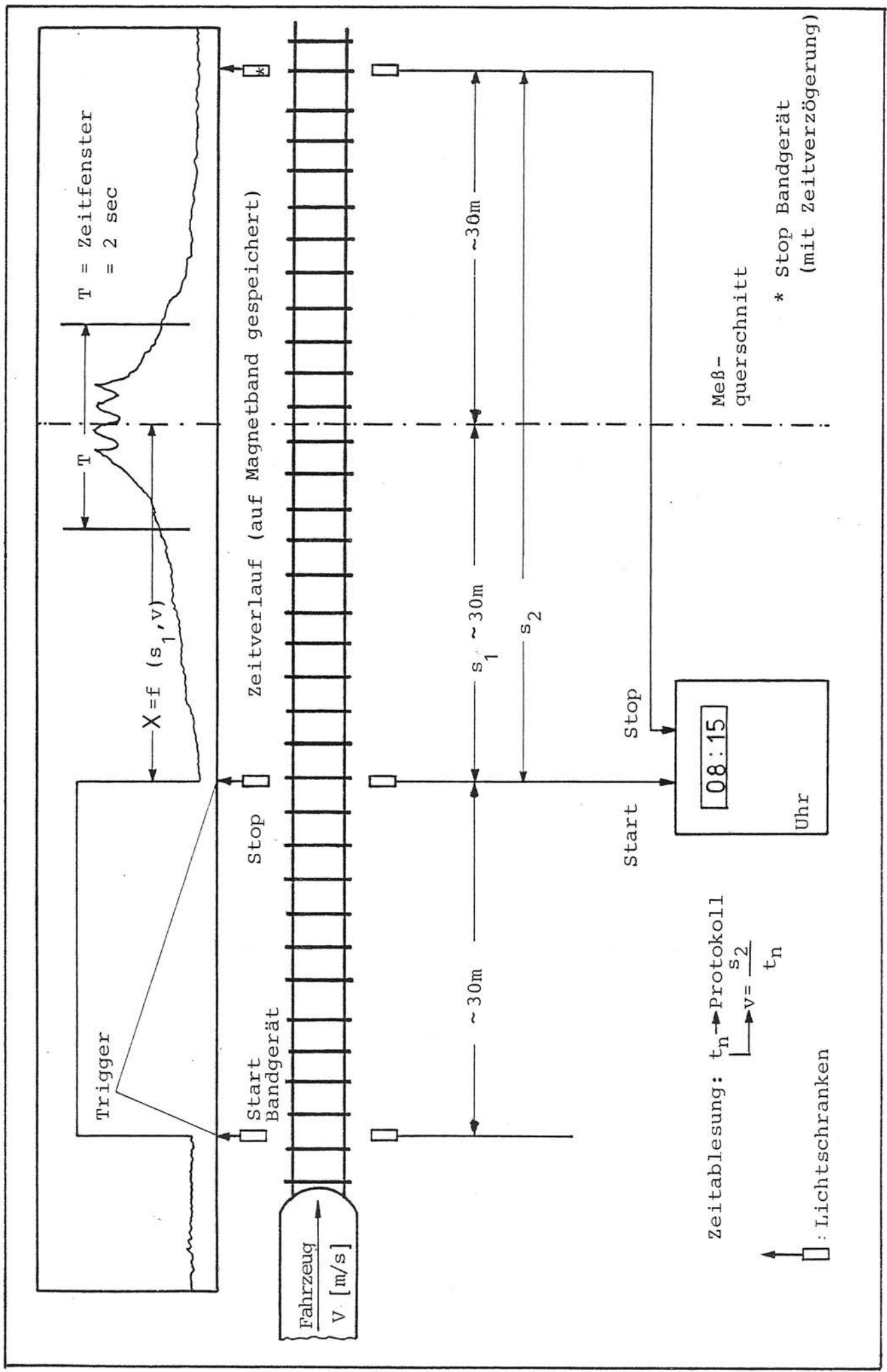


Bild 4/1: Anordnung der Lichtschranken an der Meßstrecke zur Steuerung der Meßgeräte bei der Frequenzanalyse und zur Ermittlung der mittleren Vorbeifahrtsge-
 schwindigkeit V_{Fz}.

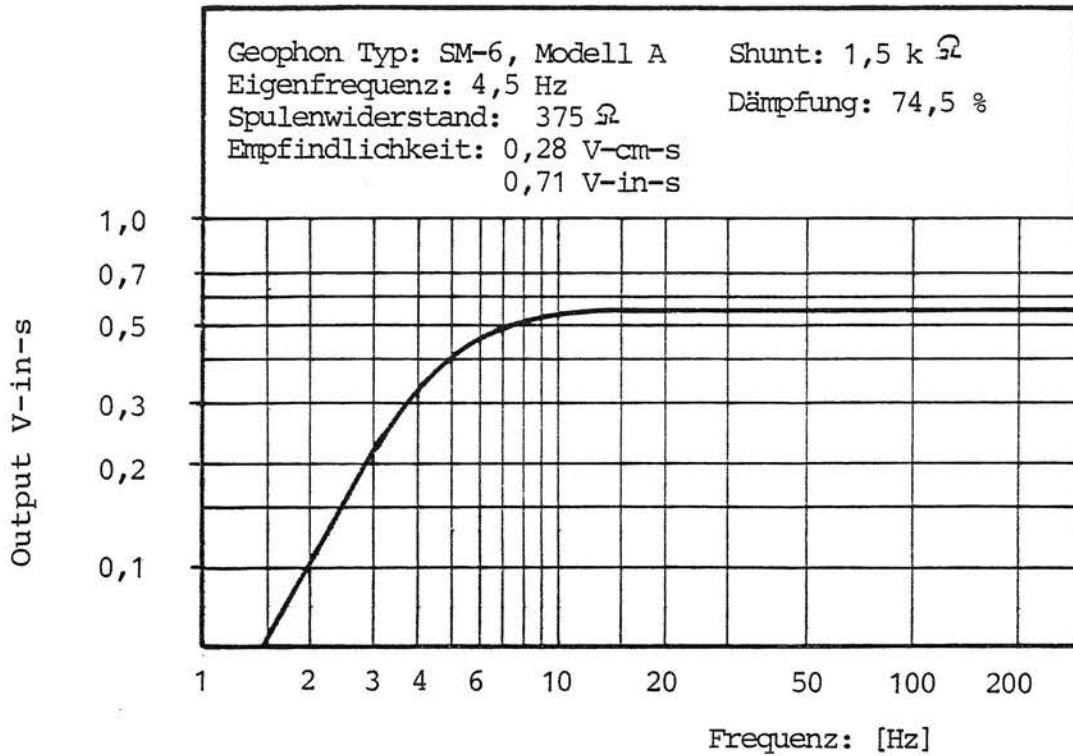


Bild 4/2: Frequenzgang - Kurve und technische Daten der eingesetzten Schwinggeschwindigkeitsaufnehmer (Geophone)

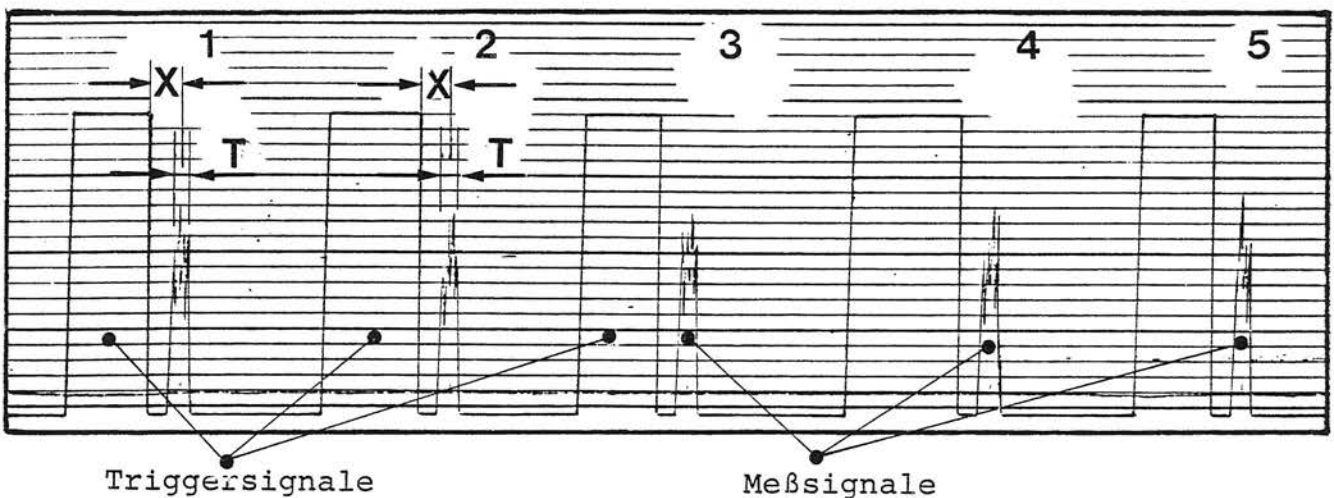


Bild 4/3: Pegelschrieb der Schienenschwingungen mit überlagertem Triggersignal

X = Zeit zwischen Triggerende und Mitte Meßsignal,
 $X = f$ (v_{Fzg} u. Lichtschrankenposition)

T = Zeitfenster (hier einheitlich 2 Sekunden)

5. Darstellung und Diskussion relevanter Meßergebnisse und deren Einflußfaktoren

Im Anhang V sind einige relevante Meßergebnisse in Form von Schmalband- und Terzspektren dargestellt. Diese Spektren zeigen den Einfluß wesentlicher Parameter auf die Pegelwerte und die spektrale Zusammensetzung der Schwingungs- Antwortsignale im umgebenden Boden. Dargestellt ist der Einfluß folgender Parameter:

1. Meßkette (Signal-Rauschabstand)
2. Fahrzeugzustand (Statistik)
3. Gleisinhomogenitäten
4. Ausbreitung
5. Gleistrassierung (Gerade, Kurve, Weiche)
6. Fahrzeuggeschwindigkeit
7. Fahrzeugtyp.

Die Bezeichnung der dargestellten Spektren bezieht sich auf die in Tabelle 5/1 angegebene Codierung.

In Tabelle 5/2 sind die wichtigsten Kennwerte zusammengefaßt, die bei der Darstellung der Ergebnisse verwendet wurden (s. a. Tabelle 4/3).

Die im Anhang dargestellten Bilder sind jeweils in folgender Reihenfolge angeordnet:

- Terzspektren (immer als Schnellepegel je Terz)
- Schmalbandspektren (Schnellepegel je Linie)
- Schmalbandspektren (Schnelle je Linie, linear)

Innerhalb dieser Anordnung sind die Spektren nach der Fahrzeugtyp-Nummer (s. Tabelle 5/1) in der Regel gegliedert.

5.1 Meßkette

a) Darstellung (Bilder A5/120 bis 122)

Der vorhandene Signal-Rauschabstand der eingesetzten Meßkette ist beispielhaft für drei Meßpunkte in den oben genannten Bildern dargestellt. Gewählt wurden

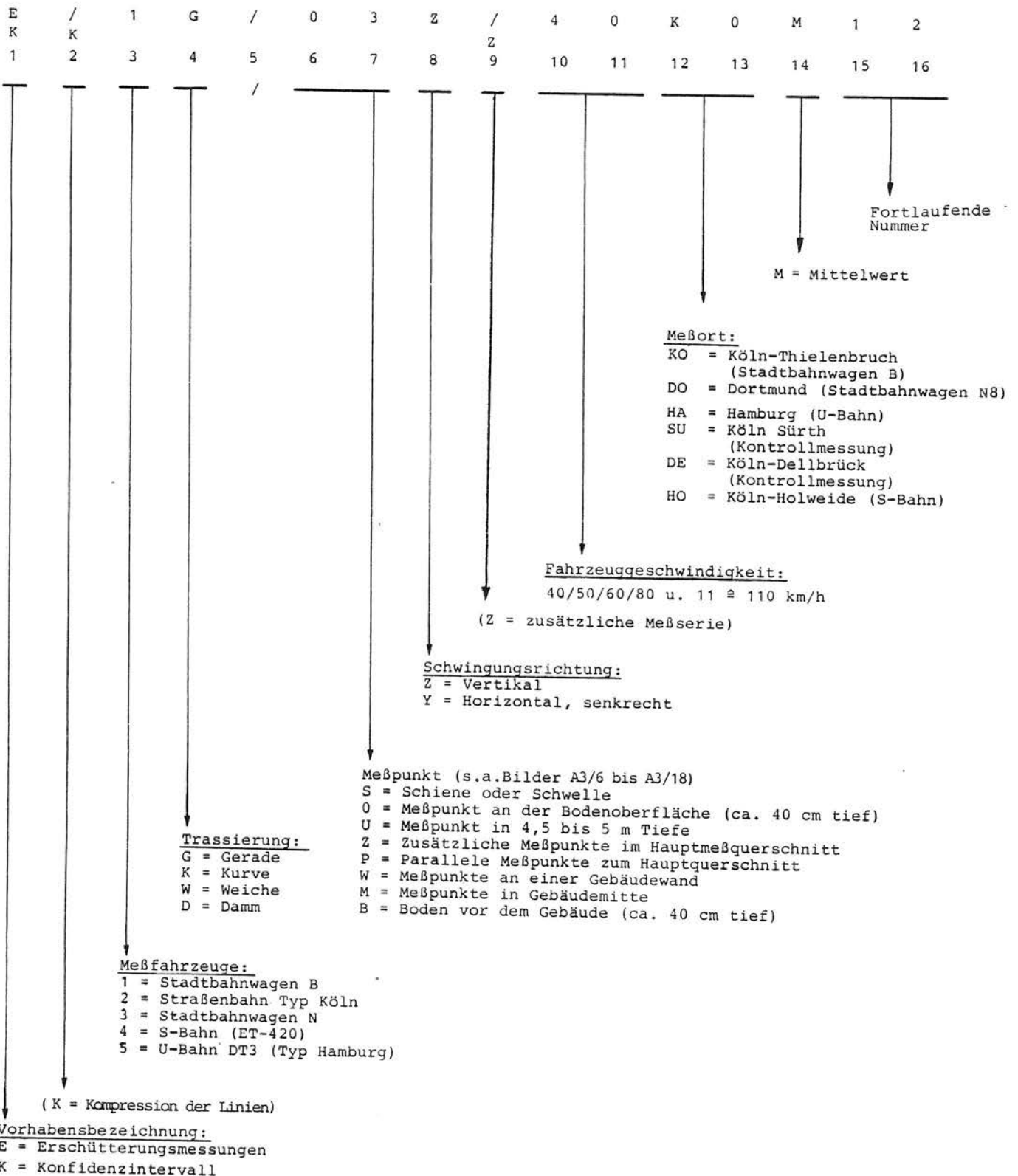
Beispiel:

Tabelle 5/1: Codierung der dargestellten Spektren

Kennwert	festgelegte Größe	Bemerkung
Schwingungsgröße	Schwinggeschwindigkeit (Schnelle), bei logarithmischer Darstellung beträgt die Basis $5 \cdot 10^{-8}$ m/s	Im deutschsprachigen Raum werden die angegebenen Größen normalerweise für Verkehrserschütterungen verwendet
Frequenzauflösung und Frequenzbereich	<ul style="list-style-type: none"> - schmalbandig mit $\Delta f = 0,5$ Hz zwischen 3 und 200 Hz - Terzen zwischen 4 und 160 Hz - Mittenfrequenz, Terzberechnung über externes Rechnerprogramm aus den Schmalbandwerten 	Da in der Regel mit Geophonen gemessen wurde, müssen die Frequenzen unter ca. 10 Hz korrigiert werden (s. Bild 4/2). Unter 3 Hz ist eine solche Korrektur für die eingesetzte Meßkette (FM-Aufzeichnung) nicht mehr ohne Verfälschungen möglich
Anzahl der Mittelungen je Spektrum	Zwischen 20 und 40	Je Vorbeifahrt wurde nur ein Spektrum (\approx einer Mittelung) erstellt. Diese Einzelspektren wurden dann zu einem Gesamtspektrum energetisch gemittelt.
Energie der Schmalbandlinien	Sowohl bei der logarithmischen als auch bei der linearen Darstellung ist die Energie jeder Linie auf $\Delta f = 0,5$ Hz bezogen	
Fahrzeuggeschwindigkeit	In der Regel werden je Meßpunkt nur die Spektren dargestellt, die bei der jeweils höheren Geschwindigkeit ermittelt wurden	Fahrzeuggeschwindigkeiten s. Tabelle 3/1
Bezeichnung der Spektren und der Meßpunkte		s. Tabelle 5/1 und Bilder in Anhang III

Tabelle 5/2: Kennwerte für die dargestellten Spektren

hierzu sowohl Meßpunkte in der Nähe des Gleises als auch ein weit vom Gleis entfernter Meßpunkt. Für beide Meßpunkte sind die Spektren beider Fahrzeuggeschwindigkeiten dargestellt. Die Rauschspektren wurden zwischen den Vorbeifahrten erstellt. Sie stellen den Mittelwert von 4 Einzelspektren dar. Das zugehörige Zeitfenster beträgt 8 Sekunden. Die eingesetzte Meßkette ist in Abschnitt 4.1 beschrieben.

b) Diskussion

Die dargestellten Spektren zeigen deutlich, daß mit der eingesetzten Meßkette eindeutige Signale im Frequenzbereich von 3 bis 200 Hz im benachbarten Boden von Bahnlinien gemessen werden können. Der Signal-Rauschabstand beträgt in der Regel mehr als 6 dB. Letzteres gilt besonders für die Meßpunkte im Nahbereich und für den Frequenzbereich von 3 bis 100 Hz. Nur die Ergebnisse der letztgenannten Meßpunkte (O/U2 bis O/U4) wurden für die Berechnung der Erregung herangezogen. Da die Erregerspektren auch nur für Frequenzen zwischen 3 und 100 Hz berechnet wurden, ist demnach eine Beeinträchtigung der Erregerspektren aufgrund eines zu geringen Dynamikbereiches der verwendeten Meßkette nicht vorhanden. Lediglich bei den weiter vom Gleis entfernten Meßpunkten (Fernbereich) liegt im höheren Frequenzbereich, besonders bei den Fahrten mit der niedrigeren Geschwindigkeit, in einzelnen Linien nicht immer ein ausreichender Signal-Rauschabstand vor. Es wird daher grundsätzlich im folgenden auf die Darstellung von Spektren mit der niedrigeren Geschwindigkeit für den "Fernbereich" verzichtet. Mit Fernbereich werden hier die Meßpunkte bezeichnet, die weiter als 30 m vom Gleis entfernt sind (05 bis 07).

5.2 Fahrzeugzustand

a) Darstellung (Bilder A5/200 bis 203 sowie A5/240 und 241)

An allen Meßstrecken wurden die Schwingungsantworten

im Boden nur von planmäßig verkehrenden Zügen gemessen. Da bekanntermaßen (s. Tabelle 2/1) der Oberflächenzustand der Radreifen einen erheblichen Einfluß auf die angeregte Schwingungsintensität hat und im Regelverkehr normalerweise Fahrzeuge mit und ohne Störungen der Radreifenoberfläche verkehren, konnte mit starken Schwankungen der Schwingungssignale gerechnet werden. Auch variierte der Besetzungsgrad der Fahrzeuge während des Tages sehr stark, da in der Regel von morgens bis abends gemessen wurde. Wie bereits unter 4.2 ausgeführt wurde, wurden zur Erfassung der unterschiedlichen Erregung statistische Berechnungen durchgeführt.

In den genannten Bildern sind beispielhaft Ergebnisse der statistischen Meßwertuntersuchung dargestellt. Hierzu werden für die vier untersuchten Fahrzeugtypen die Konfidenzintervalle der jeweiligen Mittelwerte gezeigt. Diesen Konfidenzintervallen liegt einheitlich eine Konfidenzzahl von $\gamma = 90 \text{ ‰}$ ($c = 1,645$) zugrunde.

b) Diskussion

In den folgenden Bildern werden immer nur gemittelte Spektren dargestellt. Auch die Berechnung der Erregung basiert auf den gemittelten Spektren. Da immer nur eine beschränkte Anzahl von Messungen möglich war, können die dargestellten Mittelwerte nur eine Näherung des tatsächlichen Wertes sein. Mit statistischen Berechnungen ist es jedoch möglich, ein Intervall anzugeben, in dem mit einer bestimmten Wahrscheinlichkeit der tatsächliche Mittelwert liegt (s. hierzu Abschnitt 4.2). Diese Berechnungen wurden für einen großen Teil der vorliegenden Messungen durchgeführt. Hiervon sind beispielhaft in den oben genannten Bildern einige Ergebnisse dargestellt.

Die Größe des Konfidenzintervalls ist abhängig von der Signalstreuung und der Anzahl der erfaßten Einzelergebnisse "N". Es nimmt zu mit einer größeren Signalstreuung (ausgedrückt durch σ) und mit einer kleineren

Anzahl N. Beide Einflüsse sind in den genannten Bildern deutlich zu erkennen. Für die Kontrollmessungen in Sürth wurde nur eine geringe Anzahl von Messungen ausgewertet (N = 10 bis 11; es wurden zwar mehr Messungen aufgezeichnet, mehrere Vorbeifahrten mußten jedoch wegen zu starker Abweichungen von der Sollgeschwindigkeit für die Auswertung ausgeschieden werden¹⁾). Obwohl die Anregung durch den B-Wagen nur gering variierte, bei diesem Fahrzeug wurden so gut wie keine Flachstellen bemerkt, ist das Konfidenzintervall relativ groß (s. Bild A5/200).

Trotz einer doppelt so hohen Anzahl von Messungen in Hamburg (N = 21) ist hier das Konfidenzintervall auch relativ groß. Hier waren häufiger Fahrzeuge mit Flachstellen zu beobachten (s. Bild A5/203). Das Konfidenzintervall für Holweide (S-Bahn) ist dagegen sehr schmal, obwohl auch diesen Werten die gleiche Anzahl von Einzelwerten wie für die Hamburger U-Bahn zugrundeliegen. Größere Unterschiede in der Anregung (Flachstellen) wurden bei diesen Fahrzeugen (S-Bahn) nicht bemerkt (s. Bild A5/202).

In Dortmund waren ebenfalls bei vielen Fahrzeugen Flachstellen vorhanden; hier konnten jedoch relativ viele Vorbeifahrten gemessen werden (N = 31 bis 35), so daß auch hier das zugehörige Konfidenzintervall relativ schmal ausfällt (s. Bild A5/201).

Zeichnet man die Konfidenzintervalle linear auf (Bilder A5/240 und 241) so kann man hieraus entnehmen, daß sie etwa einen Bereich von ± 20 bis ± 40 % um den Mittelwert ausfüllen. Dies bedeutet, daß die tatsächlichen Mittelwerte bei einer 90 %igen Wahrscheinlichkeit rd. 20 bis 40 % höher oder niedriger liegen können als die dargestellten Mittelwerte.

1) Dies war ein generelles Problem und traf mehr oder weniger auf alle Meßgebiete zu. Außerdem wurden in die Auswertung nur solche Vorbeifahrten einbezogen, die mit einer einteiligen Zugeinheit durchgeführt wurden.

5.3 Gleisinhomogenitäten

- a) Darstellung (Bilder A5/300 bis 310, 320 bis 324 sowie 340 und 341)

Gleisinhomogenitäten bewirken ebenfalls eine stärkere Schwingungsanregung. Dieser Einfluß wurde durch parallel zum Gleis angeordnete Meßpunkte ermittelt. Alle Ergebnisse für die jeweils höhere Fahrzeuggeschwindigkeit werden hierzu in den oben genannten Bildern gezeigt. Die ausführliche Darstellung dieser Ergebnisse erfolgt, um damit zu zeigen, daß bei gleicher Anregung im benachbarten Boden in der Regel auch dieselben Antwortsignale gemessen werden. Dies gilt natürlich nur dann, wenn die Bodenparameter nicht allzu stark voneinander abweichen.

- b) Diskussion

Meßstrecke Köln-Thielenbruch, Gerade

Der Hauptmeßquerschnitt lag hier etwa 28 m von einem Überweg entfernt (s. Bild A3/6). Durch den Steifigkeitsprung der Bettung zwischen dem Streckengleis und dem Überweg wurde ein Impuls in den Boden eingeleitet, der zu einer stärkeren Anregung als im normalen Streckengleis führte. Aus der folgenden Tabelle ist dies sehr deutlich zu erkennen: Mit der Entfernung vom Überweg (parallel zum Gleis) nehmen die Schwingungspegel ab. Die Pegelanhebung durch den Überweg ist in Gleisnähe stärker ausgeprägt (MP: P2/02/P4/P6) als an den weiter vom Gleis entfernten Meßpunkten (P3/03/P5/P7). Zwischen P2 und P6 beträgt die Pegeldifferenz rd. 4 dB, zwischen P3 und P7 dagegen nur rd. 1 dB. Hieraus folgt, daß lokal begrenzte Inhomogenitäten der Gleislagerung nur in dessen unmittelbarer Umgebung zu deutlich stärkeren Schwingungen führen. In der weiteren Umgebung wird der Einfluß der Inhomogenität durch die Überlagerung anderer Einflüsse (Linienquelle, ausgleichendes Verhalten des Bodens) stark gemindert.

Fahrzeug:	Summenpegel [dBv]	
	<u>B - Wagen</u> Strab	
Fzg.-Geschwindigkeit	40	60
Meßpunkt	→	→
P 2/P 3	<u>65,2 / 60,7</u> 63,5 / 57,1	<u>69,2 / 63,0</u> 68,1 / 60,4
02 / 03	<u>63,7 / 60,8</u> 61,9 / 57,7	<u>67,9 / 64,1</u> 62,3 / 58,9
P4 / P5	<u>61,8 / 59,2</u> 62,3 / 56,6	<u>65,8 / 62,3</u> 63,4 / 58,0
P6 / P7	<u>61,0 / 60,0</u> 60,9 / 56,0	<u>65,7 / 62,7</u> 63,4 / 59,3

Tabelle 5/3: Summenpegel an verschiedenen Meßpunkten in der geraden Meßstrecke, Köln-Thielenbruch; die Pfeile weisen von der Störquelle weg

Obige Aussage wird bestätigt durch die Spektren in den Bildern A5/300, 301 und 322. Auffallend hierbei ist, daß durch die Inhomogenität nicht das gesamte Spektrum angehoben wird, sondern nur einzelne Frequenzbereiche.

- Frequenzbereich um 20 Hz:

In diesem Bereich liegt die Resonanzfrequenz des Bodens. Diese kann mit folgender Formel abgeschätzt werden:

$$f_{OB} = V_S / 2 H$$

mit V_S = Scherwellengeschwindigkeit [m/s]

H = Tiefe der Schichtgrenze (n) [m/s]

Für Thielenbruch ergeben sich hiermit angenähert folgende Werte (vergleiche hierzu Bild 3/1 (Teil I) und Tabelle 1.2 (Teil IV) sowie Bild A5/440).

H	3,5 m	4,9 m
V_S	191 m/s	191 m/s
f_{OB}	27 Hz	19 Hz

Tabelle 5/4: Resonanzfrequenzen des Bodens in Thielenbruch

Durch eine Inhomogenität im Gleisbereich wird demnach verstärkt die Resonanzfrequenz des Bodens zum Schwingen angeregt.

- Frequenzbereich um 63 Hz (45 bis 85 Hz):

In diesem Bereich liegt die Resonanzfrequenz (1. Biegeeigenschwingung) des Radsatzes. Durch die Gleisinhomogenität wird somit auch der Radsatz zu verstärkten Schwingungen angeregt. Über den Gleis-

körper wurden diese Schwingungen in den umgebenden Boden eingeleitet und führen dort zu verstärkten Signalen. Besonders deutlich geht dies aus der linearen Darstellung hervor (s. Bild A5/340).

Obige Phänomene wurden teilweise auch an den anderen Meßstrecken beobachtet. Z.B. war im Parallelmeßquerschnitt in Hamburg (s. Bild A5/310) eine Schwelle locker. Dies führte zu verstärkten Schwingungen am Meßpunkt P3 (50 bis 63 Hz). Ähnliches trifft auch für die Meßstrecke in Sürth zu (s. hierzu auch Abschnitt 5.5). In Dortmund wurden keine augenfälligen Inhomogenitäten festgestellt. Oberhalb von 8 Hz sind hier somit auch keine größeren Meßwertunterschiede vorhanden (s. Bilder A5/307, 308 sowie 323, 324 und 341). Die Abweichungen unter 8 Hz sind auf Meßgebereinflüsse zurückzuführen; an den Parallelmeßpunkten wurden Beschleunigungsaufnehmer eingesetzt (B + K - Typ 4370). Aufgrund ihrer größeren Störanfälligkeit im tieffrequenten Bereich gegenüber Fremdeinflüssen [1] sind die größeren Signale unter 8 Hz vermutlich hierauf zurückzuführen (diese größere Störanfälligkeit gilt für diese Geber bei der Messung von niedrigen Schwingungssignalen). Aus oben genanntem Grunde wurden diese Aufnehmer im Boden nur an den Parallelmeßpunkten in Dortmund und Holweide eingesetzt. Diese Meßergebnisse wurden zur Berechnung der Erregung nicht herangezogen.

Im Zusammenhang mit den Ausführungen in Abschnitt 5.2 kann gefolgert werden, daß durch Inhomogenitäten im Rad-Schiene-Oberbau-Bereich Schwingungen mit z.T. erheblich größerer Energie in den umgebenden Boden eingeleitet werden.

Inhomogenitäten verursachen somit eine zusätzliche impulsförmige Anregung des Gleiskörpers, die oben beschriebene Auswirkungen haben kann. Durch die punktförmige Lagerung

der Schiene wird der Gleiskörper ebenfalls durch Impulse angeregt. Die Impulsfrequenz wird dabei bestimmt durch den Stützpunktabstand und die Fahrgeschwindigkeit. Hieraus kann gefolgert werden, daß durch eine Vermeidung der diskontinuierlichen Auflagerung der Schiene weniger Energie in Form von Impulsen in den Gleiskörper eingeleitet werden. Durch eine kontinuierliche Auflagerung der Schiene ist somit möglicherweise eine starke Reduzierung der dynamischen Kräfte möglich.

5.4 Ausbreitung

- a) Darstellung (Bilder A5/400 bis 411 und A5/440 bis 445)
 Diese Bilder zeigen die Schwingungsausbreitung im Boden für alle 9 Meßstrecken. Dargestellt sind die Spektren der vertikalen Schwingungskomponente für alle quer zum Gleis angeordneten Meßpunkte. Auf die Darstellung bezogener Spektren wurde verzichtet, da in der Regel für die gewählten Meßpunkte unterschiedliche Abstände zur Gleismitte vorlagen (s. Tabelle 5/1).

Neben der Terzpegeldarstellung für alle Meßpunkte werden zusätzlich für jeweils zwei bis drei Meßpunkte im Nah-, (Mittel-) und Fernbereich lineare Schmalbandspektren gezeigt. Letztere Bilder zeigen deutlicher die Frequenzzusammensetzung der Anregung (Nahbereich) durch die unterschiedlichen Fahrzeuge und das Übertragungsverhalten des umgebenden Bodens in den Fernbereich

b) Diskussion

Auf die Ausbreitung von Schwingungen im Boden wird näher in den Teilen II und IV dieser Arbeit eingegangen. Aus diesem Grunde werden hier nur einige augenfällige Phänomene diskutiert.

Im allgemeinen gilt für gerade Strecken, daß im unteren Frequenzbereich (< ca. 25 Hz) die Schwingungsamplituden

mit der Entfernung geringer abnehmen als im Frequenzbereich darüber. In der Kurve (s. Bilder A5/404 und 407) trifft diese Aussage nicht zu. Dies kann auf die gebogene Gleisführung zurückgeführt werden, da hierdurch ein ganz anderes Wellenfeld im benachbarten Boden erregt wird.

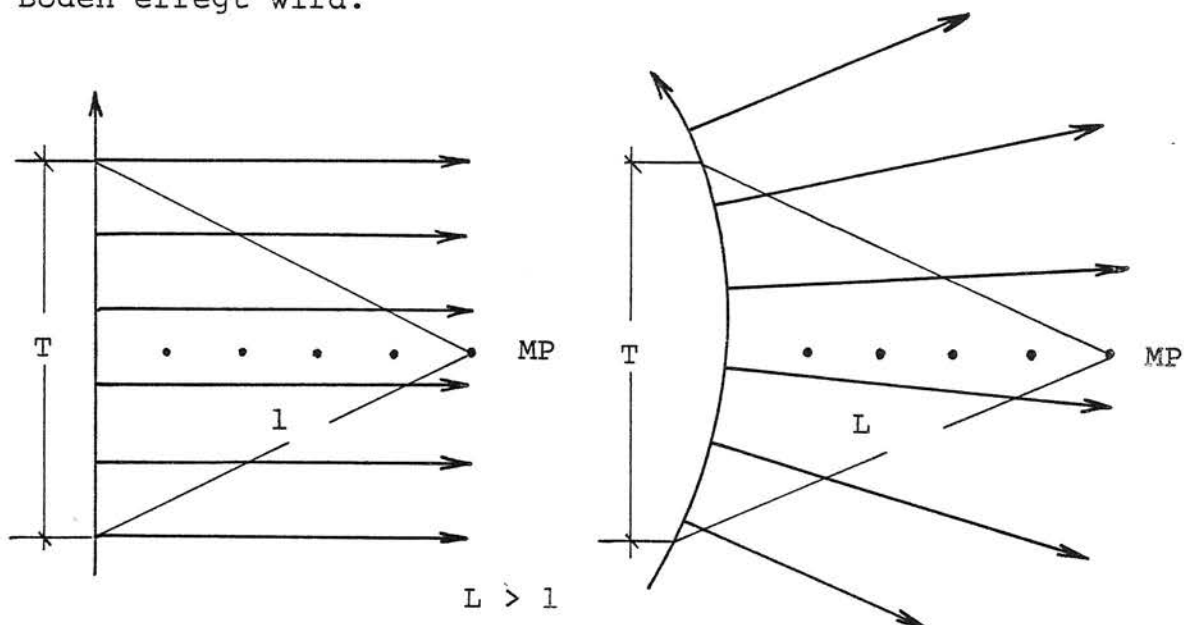


Bild 5/1: Wellenfeld an einer geraden und einer gebogenen Strecke, T entspricht der Zeit einer Frequenzanalyse.

In Bild 5/1 ist dies angedeutet. Außerdem müssen die Wellen beim gebogenen Gleis zu Beginn der Spektralanalyse (Zeitfenster T , s. hierzu auch Bild 4/1) z.T. erheblich größere Wege (L) zu den entfernteren Messpunkten zurücklegen als bei der geraden Strecke (l). Die entfernteren Messpunkte werden somit mit weniger Schwingungsenergie beaufschlagt als bei der geraden Gleisführung. Ein umgekehrter Effekt müßte sich auf der anderen Seite des Bogens ergeben. Dies wurde hier nicht untersucht.

Die starke Dämpfung der höheren Frequenzen wird besonders deutlich in den Bildern A5/442 bis 445. Ab einer bestimmten Entfernung werden nur noch im Resonanzbereich des Bodens Schwingungen übertragen. Dies ist besonders wesentlich für die Immissionsprognose in benachbarten Gebäuden. Durch Verstimmung des Gebäudes ($f_{OG}/f_{OB} \neq 1$) dürften somit ab einer bestimmten Entfernung vom Gleis keine spürbaren Erschütterungen mehr auftreten.

5.5. Gleistrassierung

a) Darstellung (Bilder A5/500 bis 504, 520 und 521)

Einflüsse der Gleistrassierung sind in den obigen Bildern dargestellt. Diese Bilder zeigen Ergebnisse aus 3 geraden sowie aus jeweils einer gebogenen und einer Weichenstrecke. Diese fünf Meßstrecken wurden alle von denselben Fahrzeugen (Stadtbahnwagen B) mit $V = 60 \text{ km/h}$ befahren. Die in einem Bild dargestellten Spektren beziehen sich auf denselben Abstand von der jeweiligen Gleismitte.

Bei drei Meßstrecken (Thielenbruch) war der umgebende Boden relativ gleichartig, so daß ein echter Vergleich der Trassenführung möglich ist. Dagegen variierten die Bodeneigenschaften an den geraden Meßstrecken stärker (s. hierzu auch die Ergebnisse der Bodenuntersuchungen in Teil IV, Kap. 1).

Zu bemerken ist, daß an der geraden Kontrollstrecke in Sürth in beiden Meßquerschnitten je ein Schienenstoß vorhanden war. Außerdem war im Hauptmeßquerschnitt mindestens eine Schwelle locker.

b) Diskussion

Gegenüber der geraden Streckenführung stellen eine Weiche und eine gebogene Streckenführung Inhomogenitäten dar. Es gelten somit für die beiden letztgenannten Strecken die unter Abschnitt 5.3 gemachten Ausführungen. Die Bilder A5/500, 501, 520 und 521 zeigen

dies sehr deutlich. In bestimmten Frequenzbereichen sind die Spektren der Weiche und der Kurve deutlich gegenüber den Spektren der Geraden angehoben.

Die Bilder A5/502 bis 504 zeigen, daß an der Meßstrecke in Sürth ebenfalls eine stärkere Inhomogenität im Gleisbereich vorhanden war. Gegenüber der geraden Strecke in Thielenbruch sind hier deutlich höhere Werte vorhanden. Bild A5/504 zeigt sehr deutlich, daß die Spektren in Sürth mehr denen der Weiche in Thielenbruch entsprechen als den Spektren der Geraden. Der Unterschied zwischen den beiden anderen Meßstrecken (Dellbrück und Thielenbruch) ist dagegen erheblich geringer. Ausführlicher wird auf diese Problematik in Teil V, Kontrollmessungen, eingegangen.

5.6 Fahrzeuggeschwindigkeit

a) Darstellung (Bilder A5/600, 620 bis 621, 640 und 643)

Der Einfluß der Fahrzeuggeschwindigkeit ist i.a. hinreichend bekannt (s. u.a. [1], [2], [4]). Daher werden hier nur Bilder aus der geraden Meßstrecke in Köln-Thielenbruch für den Stadtbahnwagen B gezeigt. Die Erregerspektren sind jedoch für beide Geschwindigkeiten aller Fahrzeugtypen berechnet worden und in Teil IV dargestellt.

b) Diskussion

Im allgemeinen führt eine größere Geschwindigkeit zu einem höheren Schwingungs-Summenpegel im Boden (vergleiche Tabelle 5/3). Für die beiden Kölner Fahrzeuge erhöhte sich der Summenpegel um ca. 2 bis 4 dB bei einer Steigerung der Fahrzeuggeschwindigkeit von 40 auf 60 km/h. Den oben genannten Bildern ist jedoch zu entnehmen, daß diese höheren Werte nicht für das gesamte Frequenzspektrum zutreffen. In einzelnen Frequenzen bzw. Frequenzbereichen werden sogar bei der

niedrigeren Geschwindigkeit stärkere Schwingungen im Boden angeregt. Z.B. ist die 26,5 Hz-Linie am Meßpunkt O3Z bei 40 km/h energiereicher als bei 60 km/h, am Meßpunkt O5Z trifft dies für die Linien 17,5 und 19,5 Hz zu. Beide Frequenzbereiche liegen in der Nähe der Resonanzfrequenzen des Bodens (s. Tabelle 5/4). Durch den Stützpunktabstand werden dagegen folgende geschwindigkeitsabhängige Frequenzen angeregt: 40 km/h = 16,8 Hz, 60 km/h = 25,2 Hz (s. a. Tabelle 3/2). Für $V = 40$ km/h ist demnach keine energiereiche Erregerfrequenz bei 26 Hz vorhanden. Auch die Schienenspektren geben keinen eindeutigen Hinweis auf das Vorhandensein einer solchen Erregerfrequenz (s. Bilder A5/621 und 643).

Eine mögliche Erklärung für die größere Amplitude der 26 Hz Linie bei der niedrigeren Geschwindigkeit ist durch die Festlegung eines konstanten Zeitfensters T bei der Frequenzanalyse für beide Fahrgeschwindigkeiten gegeben. Der äußere Achsabstand des B-Wagens beträgt rd. 22 m (s. Bild A3/1). Eine Analysezeit von $T = 2$ sec ergibt für $V = 60$ km/h jedoch einen zurückgelegten Weg des Fahrzeuges während der Analyse von rd. 33 m (bei $V = 40$ km/h beträgt dieser Weg rd. 22 m). In Bild 5/2 ist der Weg des Fahrzeuges während der Analysezeit dargestellt.

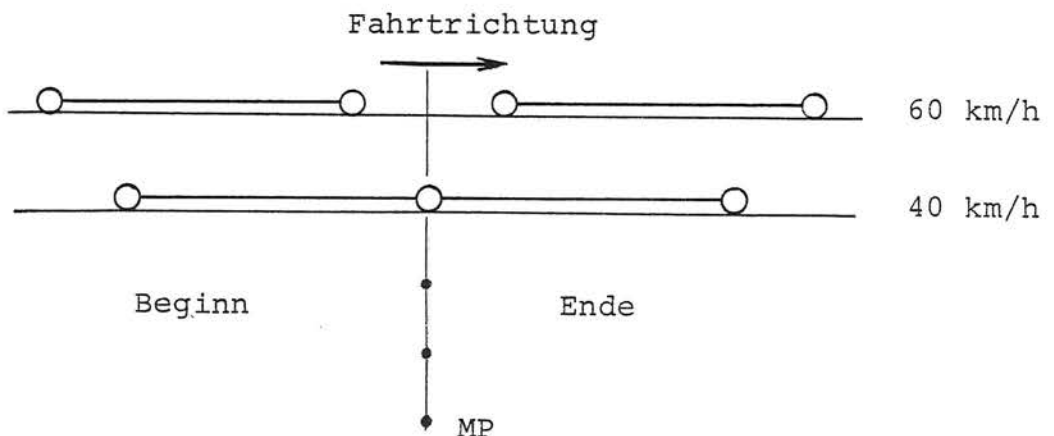


Bild 5/2: Fahrzeugzustand zu Beginn und am Ende der Frequenzanalyse für verschiedene Geschwindigkeiten, dargestellt ist jeweils das erste und letzte Rad

Hieraus folgt, daß bei $V = 60$ km/h schon analysiert, d.h. gemittelt wird, bevor das erste Rad im Meßquerschnitt angekommen ist und auch noch weiter analysiert wird, nachdem das letzte Rad den Querschnitt verlassen hat. Bei $V = 40$ km/h ist dagegen während der gesamten Analysezeit mindestens ein Rad im Meßquerschnitt. Aufgrund der vorgegebenen Analysatorspezifikationen war jedoch bei der von der BAM geforderten Auflösung von $\Delta f = 0,5$ Hz keine andere Zeitfensterwahl möglich. Im wesentlichen hat dies keinen Einfluß auf die Berechnung der Erregerfunktionen und die hierauf aufbauenden Prognosen. Man muß jedoch beachten, daß den Erregerfunktionen ein Zeitfenster von 2 Sekunden zugrunde liegt.

Für die stärkeren Schwingungen bei rd. 18 Hz läßt sich dagegen leicht eine Erklärung finden. In diesem Bereich liegt die Erregerfrequenz des über die Stützpunkte rollenden Rades bei $V = 40$ km/h. Nach [9] tritt in diesem Bereich beim Schienenschwellensystem eine Resonanz auf. Sie wird mit 15 bis 17 Hz angegeben.

5.7 Fahrzeugtyp

a) Darstellung (Bilder A5/700, 720 und 740 bis 742)

Ein direkter Vergleich der Fahrzeugart war nur an den Kölner Stadtbahnmeßstrecken möglich. Zwei Fahrzeugtypen fahren hier auf denselben Strecken (Gleis- und Bodenparameter waren somit dieselben). Für diese beiden Fahrzeugtypen wurden auch die Erregerspektren berechnet, sie sind in Teil IV dargestellt.

b) Diskussion

Durch den schwereren B-Wagen (s. Tabelle 5/3) werden besonders im Bereich um 26 Hz (Nahbereich) und 19 Hz (Fernbereich) erheblich stärkere Bodenschwingungen angeregt. Da in diesen Frequenzbereichen häufig die ersten Eigenschwingungen von Zimmerdecken

liegen, ist für dieses Fahrzeug mit größeren Erschütterungsimmissionen zu rechnen.

	B-Wagen	Strab	N 8	ET-420	DT3
Leergewicht [KN]	389	300	345	1380	471
Achsen	6	8	8	12	8
mittlere Achslast (leer) [KN]	65	38	43	115	59

Tabelle 5/5: Mittlere Achslasten der untersuchten Fahrzeugtypen (leer)

Ob das höhere Fahrzeuggewicht allein die verstärkten Schwingungen bewirkt, kann aufgrund der vorliegenden Messungen nicht eindeutig geklärt werden. Möglicherweise haben auch die Fahrzeug- und Gleisgeometrien einen gewissen Anteil hieran. Beim B-Wagen beträgt der Achsabstand im Drehgestell rd. das 3fache des Stützpunktabstandes. Hieraus folgt, daß beide Radsätze nahezu synchron mit der Stützpunktfrequenz vertikal schwingen. Bei der Straßenbahn liegen die Verhältnisse dagegen anders ($1,8 \text{ m} : 0,68 = 2,6$). Bei diesem Fahrzeug ist ein Radsatz gegenüber dem anderen um rd. einen halben Stützpunktabstand verschoben: Während ein Radsatz sich auf einem Stützpunkt befindet, steht der andere etwa in der Mitte zwischen zwei Stützpunkten. Hierdurch wird das Drehgestell zu einer Nickschwingung angeregt. Meßergebnisse bei verschiedenen Stützpunktabständen werden in [2] für den B-Wagen dargestellt. Tabelle 5/6 zeigt die geometrischen Verhältnisse, die näherungsweise denen der beiden Kölner Fahrzeuge entsprechen.

Stützpunkt- abstand [m]	0,75	0,9	0,68	
Achsabstand [m]	2,1	2,1	2,1	1,8
Multiplikator	2,8	2,33	3,1	2,65
	~ 3	~2,5	~3	~2,5

Tabelle 5/6: Stützpunkt- und Achsabstände

Für den größeren Stützpunkt-
abstand wurden dabei ein-
deutig geringere Antwortsignale im Tunnel gemessen.

Ob ein kausaler Zusammenhang zwischen Stützpunkt- und
Achsabstand einerseits und Schwingungsenergie anderer-
seits besteht, kann nur durch gezielte Forschungen er-
mittelt werden.

TEIL I

ANHANG III

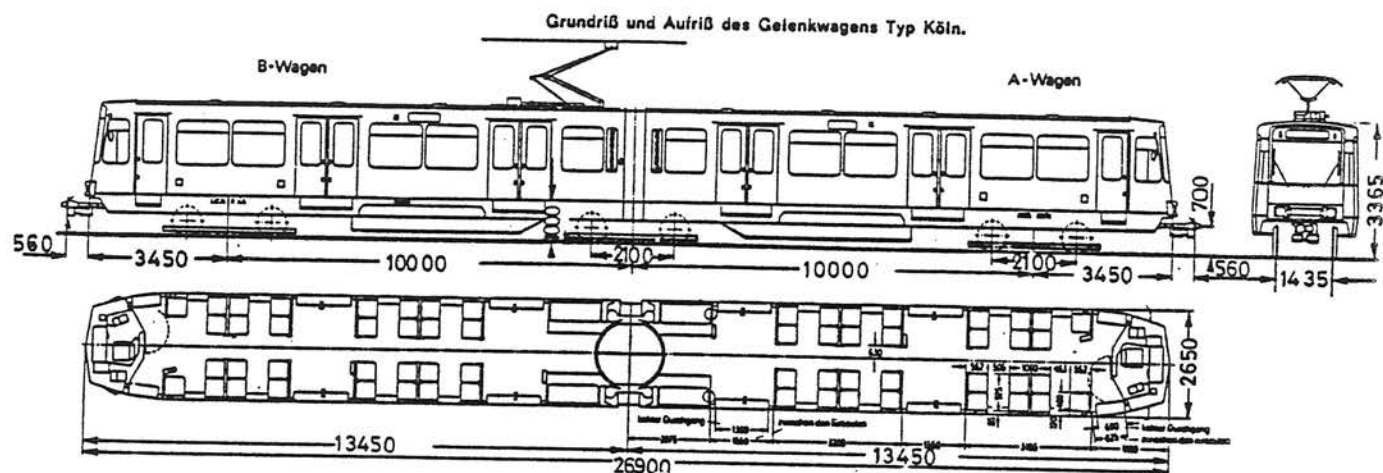
ZU

KAP. 3

BILDER UND TABELLEN

FÜR MEßSTRECKEN UND FAHRZEUGE

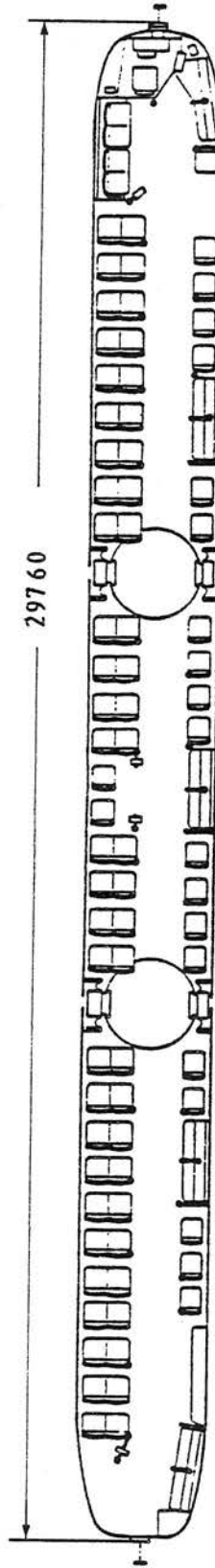
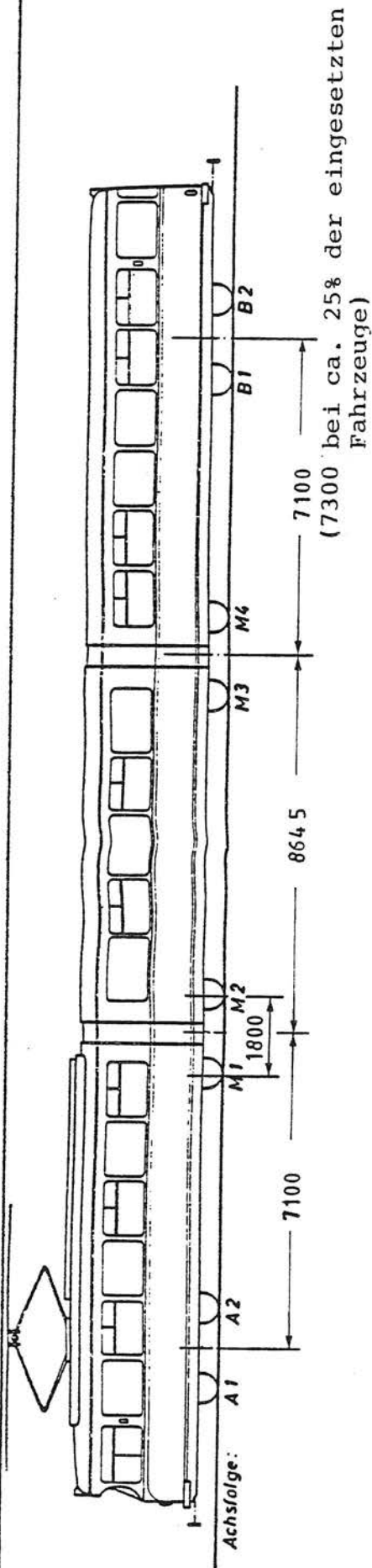
STADTBAHNWAGEN TYP B 6



Die wichtigsten Hauptabmessungen des sechssachsigen Stadtbahnwagens B6

Wagenkastenlänge über Stirnwandblech	26 900 mm
Wagenlänge über Kupplung	etwa 28 000 mm
Wagenbreite über Blech	2 650 mm
Wagenhöhe über S.O.	3 365 mm
Fußbodenhöhe über S.O.	1 000 mm
Drehgestellmittenabstand	10 000 mm
Achsstand im Drehgestell	2 100 mm
Raddurchmesser neu/abgenutzt	740/660 mm
Spurweite	1 435 mm
kleinster betriebsmäßig befahrbarer Krümmungshalbmesser	25 m
Leergewicht des Gelenkwagens	38 900 kg
Adhäsionsgewicht	etwa 70 ‰
Stromart und Spannung — Gleichstrom + 20 ‰ — 40 ‰	750 V
Motor-Stundenleistung je Triebgestell (Serie)	235 kW
Getriebeübersetzung	$i = 4,455 : 1$
Zulässige Höchstgeschwindigkeit	$V_{\max} = 100 \text{ km/h}$
Mittlere Beschleunigung von $V = 0$ bis 40 km/h	$1,1 \text{ m/s}^2$
Mittlere Beschleunigung im Kennlinienbereich bis 100 km/h	$0,3 \text{ m/s}^2$
Mittlere Verzögerung der Federspeicherbremse bei besetztem Wagen aus $V = 70 \text{ km/h}$	$1,2 \text{ m/s}^2$
Mittlere Zwangsbremsverzögerung bei besetztem Wagen mit Schienenbremse aus $V = 100 \text{ km/h}$	$1,6 \text{ m/s}^2$
Mittlere Verzögerung bei Vollbremsung aus $V = 70 \text{ km/h}$	$3,0 \text{ m/s}^2$
Sitzplätze	72
Stehplätze bei $0,25 \text{ m}^2/\text{Person}$	111
Gesamtplatzangebot	183
Sitzplatzanteil an den Gesamtplätzen	etwa 39 ‰

Technische Daten des sechssachsigen DÖWAG-Zweirichtungs-Gelenktriebwagens mit 2 zweiaxigen Triebdrehgestellen und einem zweiaxigen Laufdrehgestell



Kastenlänge	29760	Motoren MB 202/21 (SSW) 2 × 175 kW	
Länge über Puffer	30040	Autom. Schutzsteuerung mit Simalic	
Kastenbreite	2500	Batterie Blei, 6WDB, 2 × 12V, 160 Ah	
Kastenhöhe	3220	Umformer 000V/24V 3 ~ 100Hz, 35 kVA	
Höhe m. abgez. Stromabnehmer	3630	Schienenbremse (Frischstrom) Ø 4000 kg	
Stromabn. ü. Puffer A = 4040 B = 26000		Solenoid 1 Stück, Hub 40 mm, Zugkr. 560 kg	
Fußbodenhöhe	920	Federspeicher 2 Stück 2 - stufig	
Trittlufenhöhe	400 - 260 - 260	Platzbewertung	330
Drehzapfenabstand	7100 - 0645 - 7100	Sitzplätze	82
Überhang	A = 3520 B = 3395	Stehplätze (0,125 m ² /Pers) 240 (0,15 m ² /Pers)	207
Kupplung	Alberl.-Nokkuppl.	Stehplatzraum	31,0 m ²
Triebrad	670	Fahrpersonale	1
Triebrad-Übersetzung	35 : 6 = 5,833	Eigengewicht	30000 kg
Laufrohr	670	Gesamtgewicht (Schicht 0,125 m ² /Pers)	51515 kg
Radstand	1600	Achsdruk (besetzt / leer)	
Beleuchtung: Leuchtstoff-Röhren	34 × 40 W	A1 = 7600 / 5130	A2 = 7600 / 5130
(800 V ü. Vorw.), Notbeleuchtung: 10 × 24 V, 20 W		M1 = 5660 / 2960	M2 = 5660 / 2960
Heizung (6 Gebläse je 3 kW)	10 kW	M3 = 5260 / 2710	M4 = 5260 / 2710
Scheibenkrananlage:	2 × 1150 W 000/2V	B1 = 7240 / 4200	B2 = 7240 / 4200

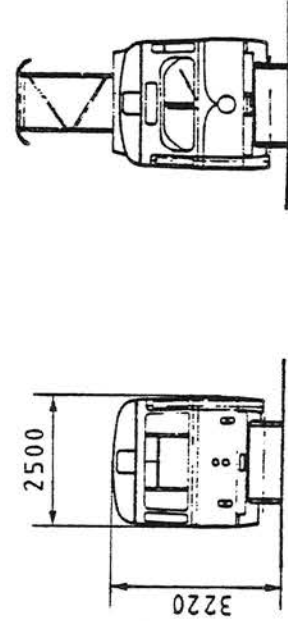
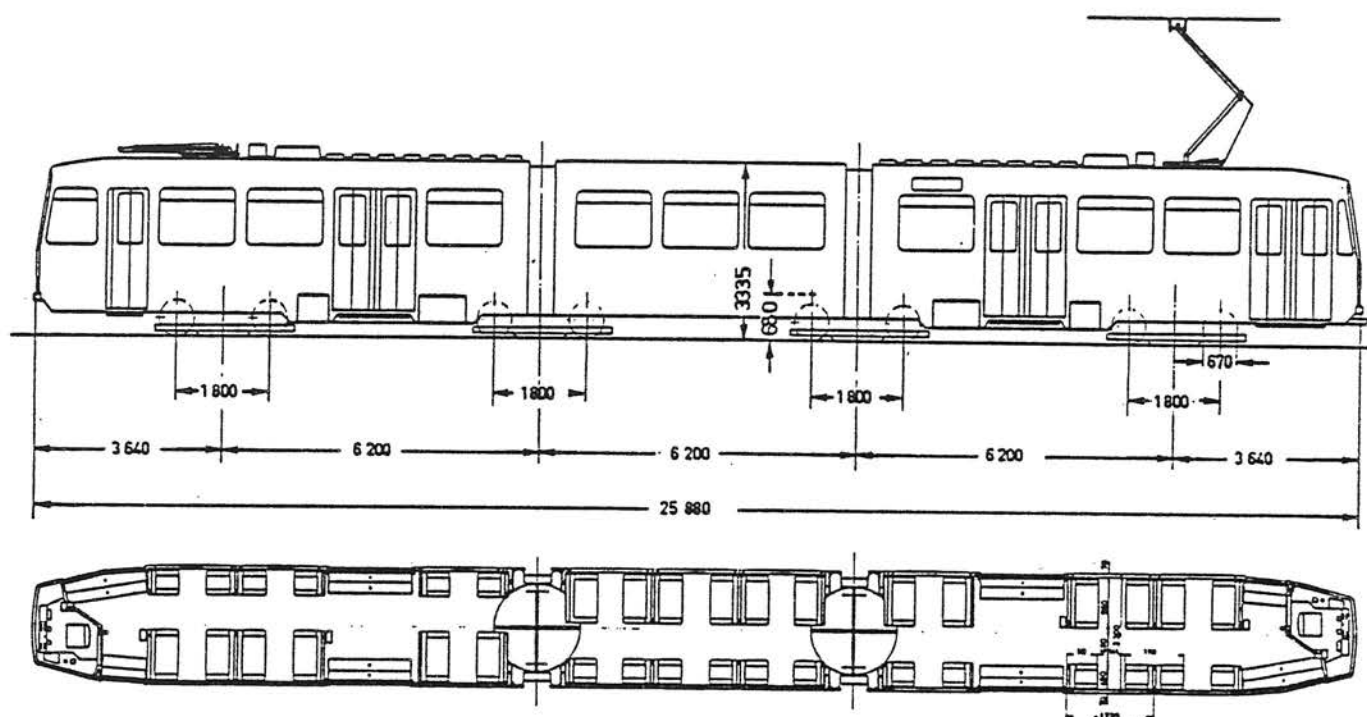


Bild A3/2: Straßenbahnfahrzeug Typ Köln

Die angegebenen Daten beziehen sich auf das Baujahr 1971. Für die anderen drei Fahrzeugbaureihen liegen geringfügig abweichende Gewichtsangaben vor.

STADTBahnWAGEN TYP N 8



Die wichtigsten Hauptabmessungen des achtsachsigen Stadtbahnwagens N8

Technische Daten und Hauptabmessungen

Wagenkastenlänge über Blech:	25 880 mm
Wagenlänge über Kupplung:	27 180 mm
Wagenkastenlänge (SO bis Oberkante Dach):	3 280 mm
Wagenbreite:	2 300 mm
Fußbodenhöhe über SO:	840 mm
Drehgestellmittenabstand je:	6 200 mm
Achsabstand im Drehgestell je:	1 800 mm
Laufkreisdurchmesser neu:	681 mm
Laufkreisdurchmesser abgenutzt:	590 mm
Leergewichte:	34 500 kg
Gewichtsverteilung	
Triebdrehgestelle:	65%
Laufdrehgestelle:	35%
Sitzplätze:	54
Stehplätze (4 Pers./m ²):	86
Fahrer:	1
Insgesamt	141
Mittelgangbreite:	690 mm
Breite des Doppelsitzes:	1 000 mm
Breite des Einzelsitzes:	500 mm
Sitzgruppenteiler:	1 720 mm
Motorleistung, 600 V	2 x 150 kW
bei 750 V	2 x 185 kW
Getriebeübersetzung:	1:5,667
Höchstgeschwindigkeit:	80 km/h

Bild A3/3: Stadtbahnwagen N8, Dortmund

Stromsystem	Einphasen-Wechselstrom 15 kV/16 ² / ₃ Hz
Achsfolge	Bo'Bo'+Bo'Bo'+Bo'Bo'
Gattungszeichen	B + AB + B
größte zulässige Geschwindigkeit V_{max}	120 km/h
Nennleistung (n. VDE 0535)	2400 kW
- Dauerleistung (bei 72 km/h und Erregergrad 0,81)	
spezifische Antriebsleistung	16 kW/t
Anfahrzugkraft (0 bis 60 km/h)	18000 kp
Anfahrbeschleunigung (0 bis 60 km/h)	1,0 m/s ²
Reisebeschleunigung (0 bis 120 km/h)	0,9 m/s ²
Bremskraft, elektrisch (im oberen und mittleren Geschwindigkeitsbereich)	16000 kp
Schnellbremsverzögerung (120 bis 0 km/h), Druckluftbremse	0,95 m/s ²
Bremsverzögerung (120 bis 0 km/h), elektr.	0,9 m/s ²
Bremse mit Druckluftergänzungsbremse	
elektrische Anlagen	2
Fahrmotoren	2 × 6
Bauart	Mischstrommotoren
Lüftung	Eigenbelüftung
Steuerung	Thyristoranschnittsteuerung mit je zwei unsymmetrisch halbgesteuerten Gleichrichterbrücken in Folgesteuerung
Antriebsart	Tatzlagerantrieb mit gefedertem Großrad und Tatzrollenlagern
Getriebeübersetzung	1:3,875
Dienstgewicht	138 t
Gewicht des elektrischen Teiles	53 t
Besetztgewicht (Sitzplätze besetzt)	153 t
Größte Achslast (voll besetzt)	16 t
Länge über alles	67,4 m
Länge des Endtrieb wagens	23,3 m
Länge des Mitteltrieb wagens	20,8 m
Drehzapfenabstand	
Endtrieb wagon	16,5 m
Mitteltrieb wagon	14,0 m
Drehgestellachsstand	2,5 m
Laufkreisdurchmesser neu/abgenutzt	850/780 mm
Abteillänge 1. Klasse	1,85 m
2. Klasse	1,65 m
Wagenbreite über Schutzbord	3,08 m
Fußbodenhöhe über S O	1,00 m
Sitzplätze 1. Klasse	33
2. Klasse	161
Insgesamt	194
Stehplätze bei 4 Pers/m² Stehfläche	254
bei 6 Pers/m² Stehfläche	381
Plätze insgesamt bei 4 Pers/m² Stehfläche	448
bei 6 Pers/m² Stehfläche	575
Heizung	elektrische Widerstandsheizung (Luftheizung über die Bremswiderstände, als Lüftung schaltbar)
Bauart der Bremsen	
elektrische Bremse (Betriebsbremse)	elektrische Widerstandsbremse, kombiniert mit elektro-pneumatisch gesteuerter Druckluft-Ergänzungsbremse
Druckluftbremse (Sicherheitsbremse)	mehrlösige Druckluft-Scheibenbremse mit automatischer Lastabbremmung

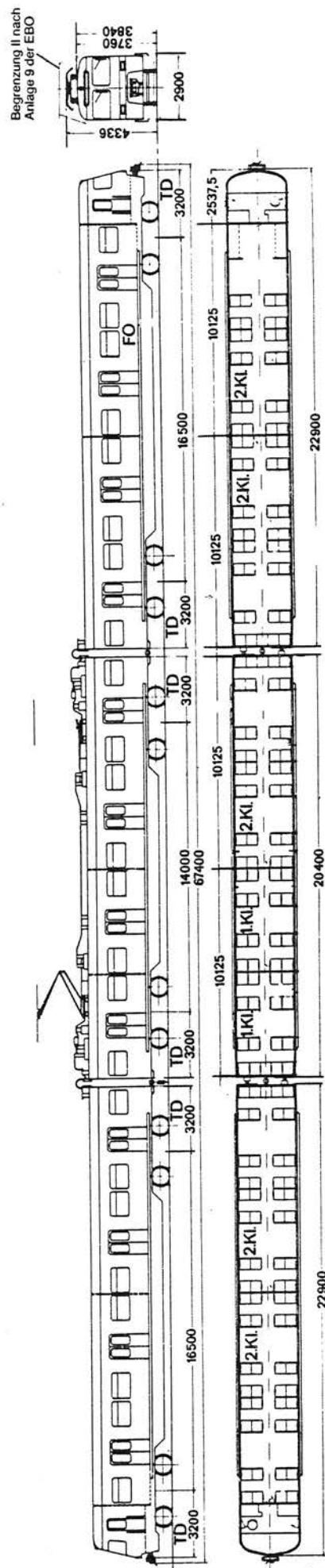
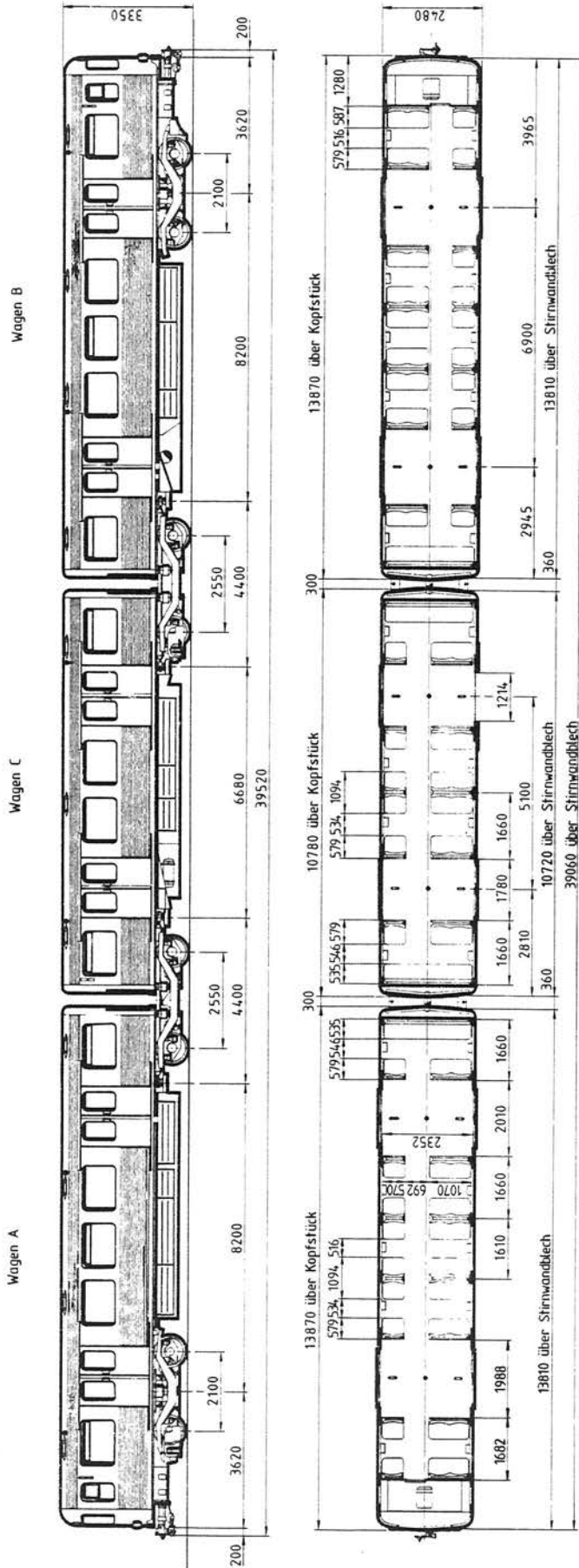


Bild A3/4: S-Bahn Fahrzeug Typ ET 420, Köln



Allgemeine Daten

Anzahl der Einheiten DT 3.1-Serie 21
 Anzahl der Einheiten DT 3.2-Serie 37
 Anzahl der Einheiten DT 3.3-Serie 61
 Anzahl der Einheiten gesamt 119
 Baujahr 1968-1971
 Sitzplätze je Einheit 92
 Stehplätze je Einheit (0,15m²/Pers.) 272
 Gesamtplätze 364
 Mittl. Beschleunigung V = 0 - 45 km/h Pm1=1,2 m/s²
 Mittl. Beschleunigung V = 45 - 80 km/h Pm2=0,57 m/s²
 Mittl. Gesamtbesch. V = 0 - 80 km/h Pm3=0,8 m/s²
 Mittl. Verzöger. Hauptbremse Pm4=1,2 m/s²
 Mittl. Verzöger. Zusatzbremse Pm4=1,15 m/s²
 Nennspannung 750 V
 Höchste Stromaufnahme je Einheit 1200 A

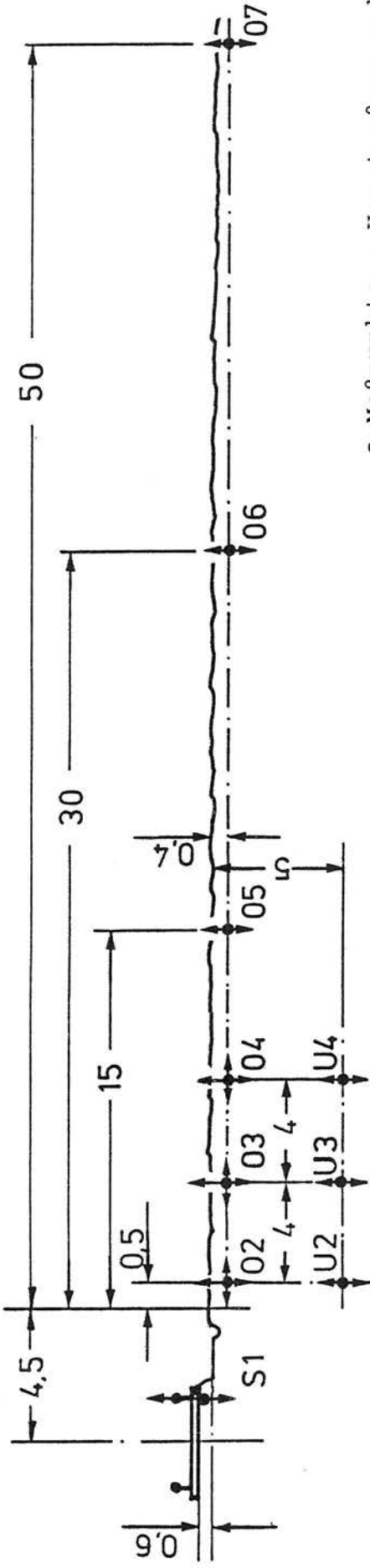
Technische Daten

Eigengewicht A-Wg 17640 kg
 Eigengewicht B-Wg 17550 kg
 Eigengewicht C-Wg 11930 kg
 Eigengewicht gesamt 47120 kg
 Nutzlast nach B0-Strab (0,125m²/Pers.) 27245 kg
 Größte Achslast mit Nutzlast nach B0-Strab 9850 kg
 Leergewicht je Bruttogrundfläche 485 kg/m²
 Anzahl und Leistung der Motoren je Einheit 8x80 kW
 Zul. Höchstgeschwindigkeit 80 km/h
 Spurweite 1435 mm
 Laufkreisdurchmesser der Räder 860-790 mm
 Stromabnehmerabstand i d Einheit 21255 mm
 Schleifschuhmitte - Wagenmitte (Quermaß) 1200 mm
 Kleinster befahrbarer Krümmungshalbmesser 60 m
 Wagenhöhe über SO 3350 mm
 Fußbodenhöhe über SO 1060 mm

Hauptdaten der Fahr- und Bremsausrüstung

Fahren:
 Elektronisch gest. Starkstrom - Nockenschaltwerk
 15 Serien - 6 Parallel - und 3 Schmittstufen
 2. Anfahrbeschleunigungsstufen
 Hauptbremse:
 Fremderregte Widerstandsbremse
 3 Fremderregungsstufen
 Zusatzbremse:
 Druckluft - Federspeicher - Scheibenbremse
 Zusatzrichtungen:
 2 Lastabhängige Anfahr - und Bremsstufen
 1 Schleuder - Gleitschutzstufe
 Sandstreuer vor den ersten Achsen (19 Einheiten)

Bild A3/5: U-Bahn Fahrzeug Typ DT3, Hamburg



- Meßpunkte - Hauptmeßquerschnitt
- O = Oberfläche, U = Untergrund
- Zusätzliche Meßpunkte
- P = parallel zum Hauptmeßquerschnitt

Stützpunktabstand: 0,64 bis 0,68 m
 Maßangaben in Meter

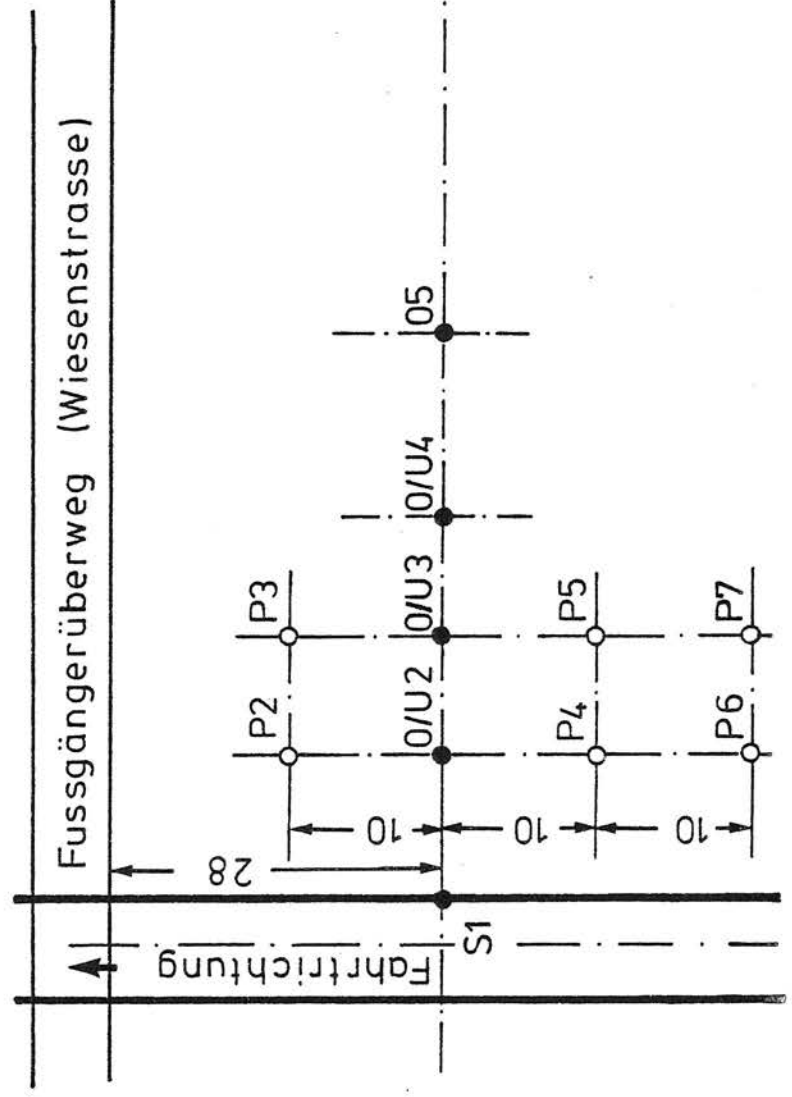
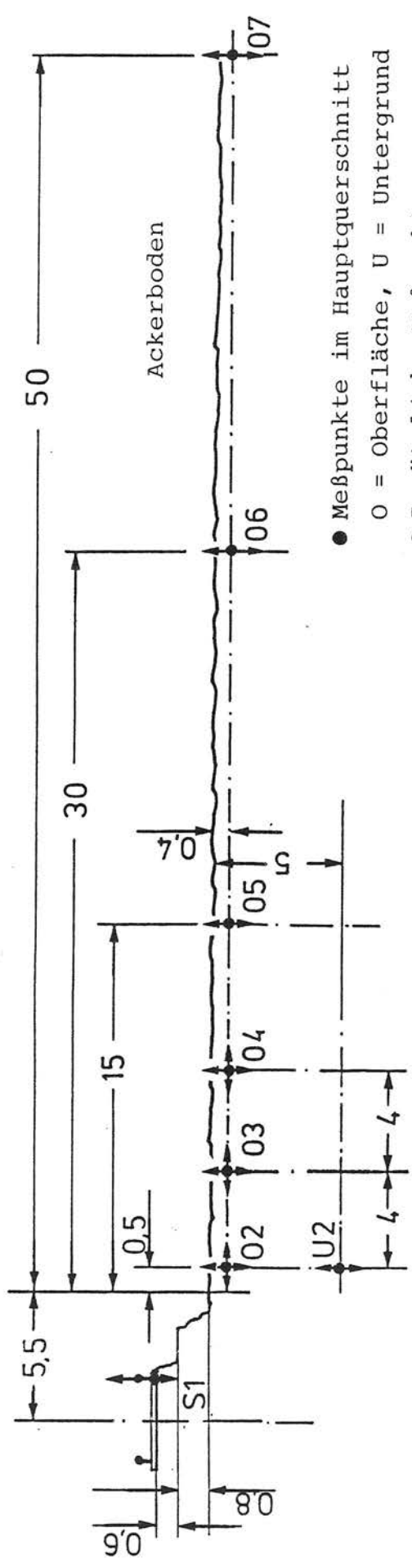


Bild: A3/6	Messpunktanordnung Köln - Thielenberg Gerade
---------------	--



● Meßpunkte im Hauptquerschnitt

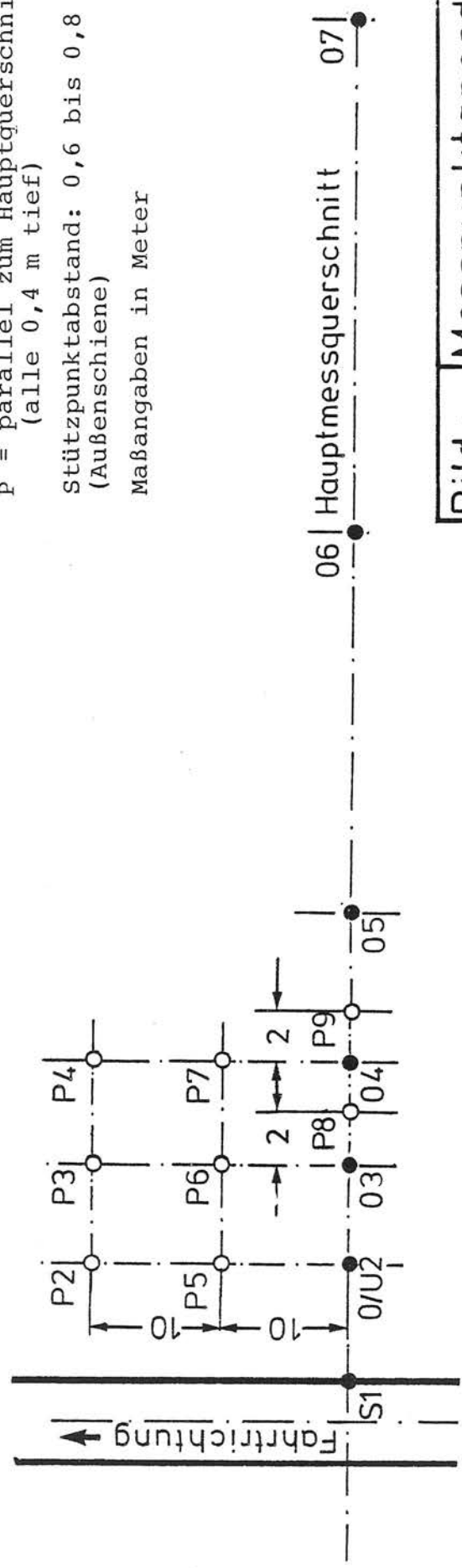
O = Oberfläche, U = Untergrund

○ Zusätzliche Meßpunkte

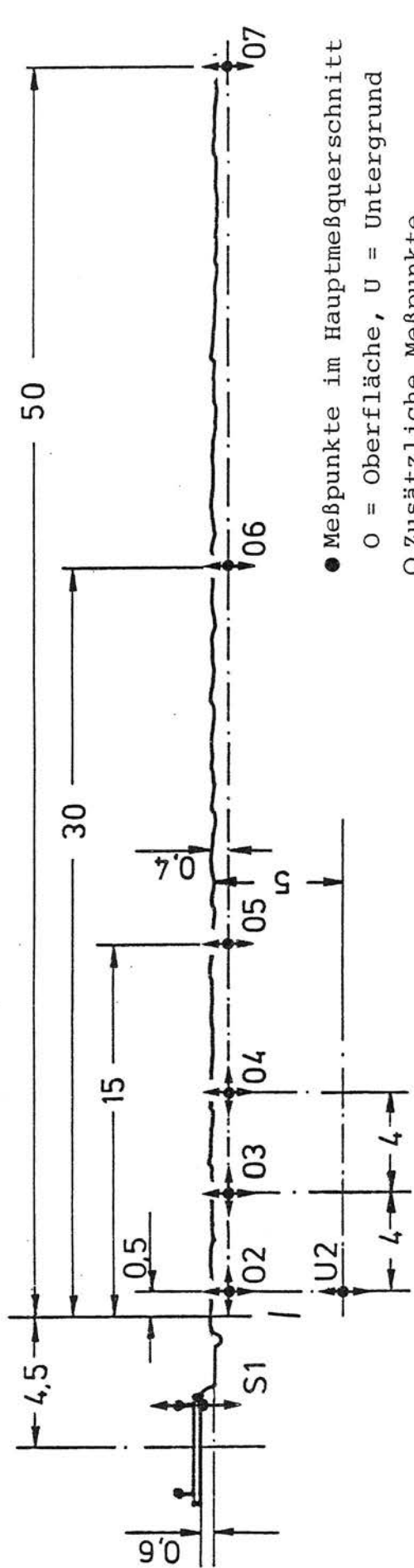
P = parallel zum Hauptquerschnitt
(alle 0,4 m tief)

Stützpunktabstand: 0,6 bis 0,8 m
(Außenschiene)

Maßangaben in Meter



<p>Bild: A3/7</p>	<p>Messpunktanordnung Köln - Thielenbruch Kurve: R ≈ 300 m</p>
------------------------------	---



- Meßpunkte im Hauptmeßquerschnitt
- O = Oberfläche, U = Untergrund
- Zusätzliche Meßpunkte

P = parallel zum Hauptquerschnitt
 (0,4 m tief)
 Stützpunktabstand: 0,64 bis 0,68 m
 Maßangaben in Meter

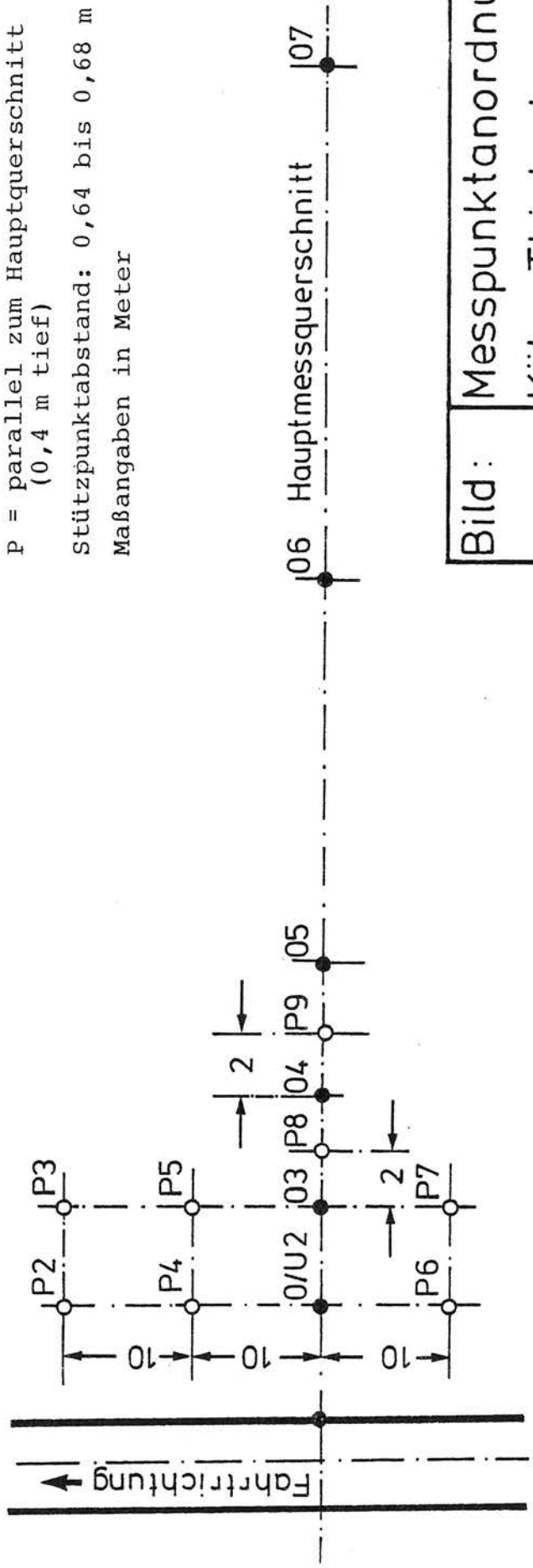


Bild: Messpunktanordnung
 A3/8
 Köln - Thielenerbrunn
 Weiche

Otto-Kayser-Straße

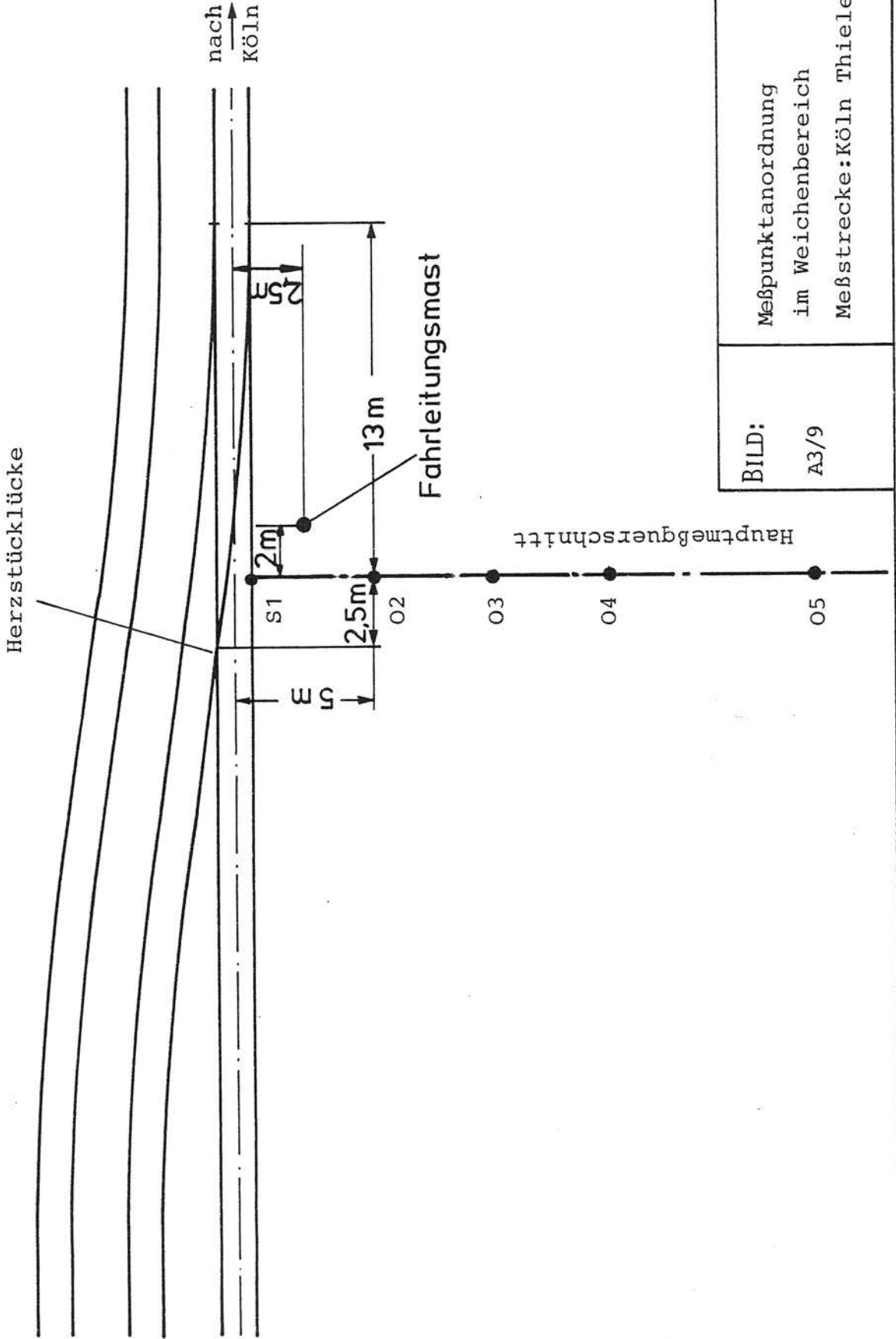


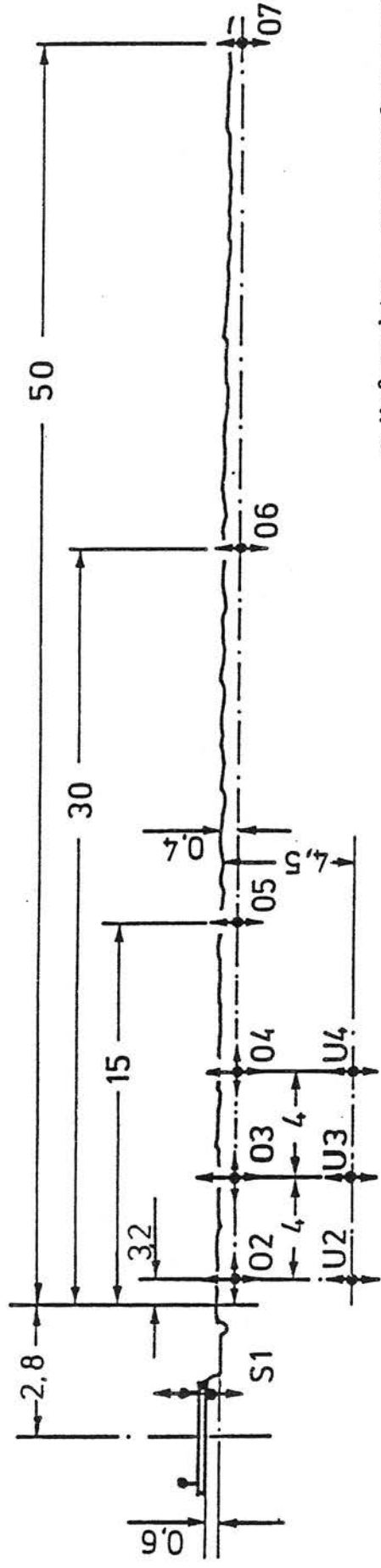
BILD:

A3/9

Meßpunktanordnung

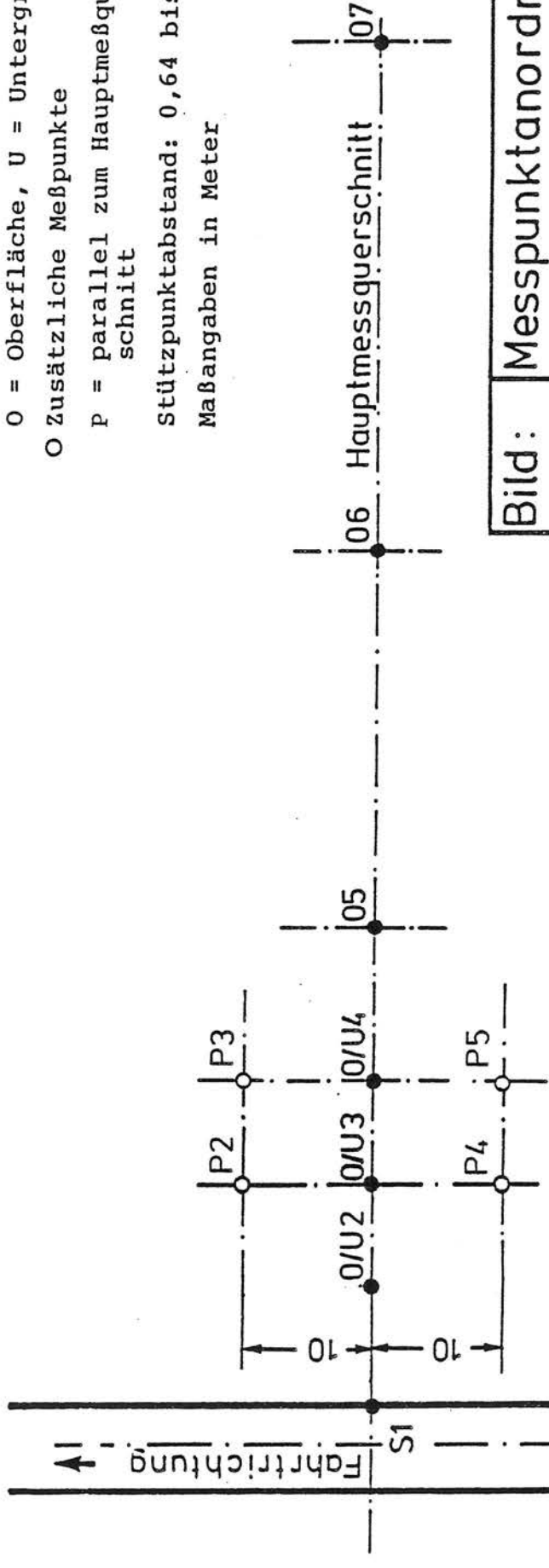
im Weichenbereich

Meßstrecke: Köln Thielenerbrunn



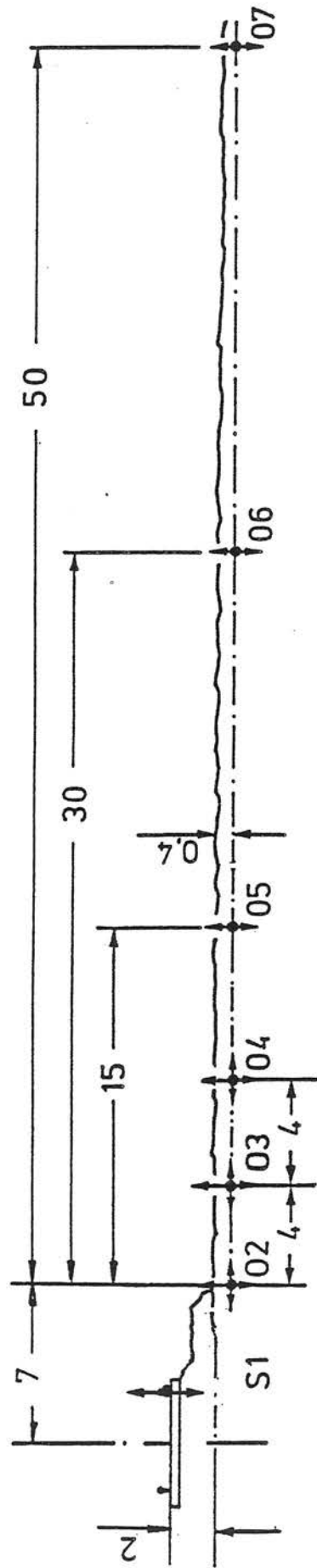
- Meßpunkte - Hauptmeßquerschnitt
- O = Oberfläche, U = Untergrund
- Zusätzliche Meßpunkte
- P = parallel zum Hauptmeßquerschnitt

Stützpunktabstand: 0,64 bis 0,68 m
 Maßangaben in Meter



07 Hauptmessquerschnitt

Bild:	Messpunktanordnung Dortmund-Bodelschwingh Gerade
A3/10	



● Meßpunkte - Hauptmeßquerschnitt

Stützpunktabstand: 0,6 m
Maßangaben in Meter

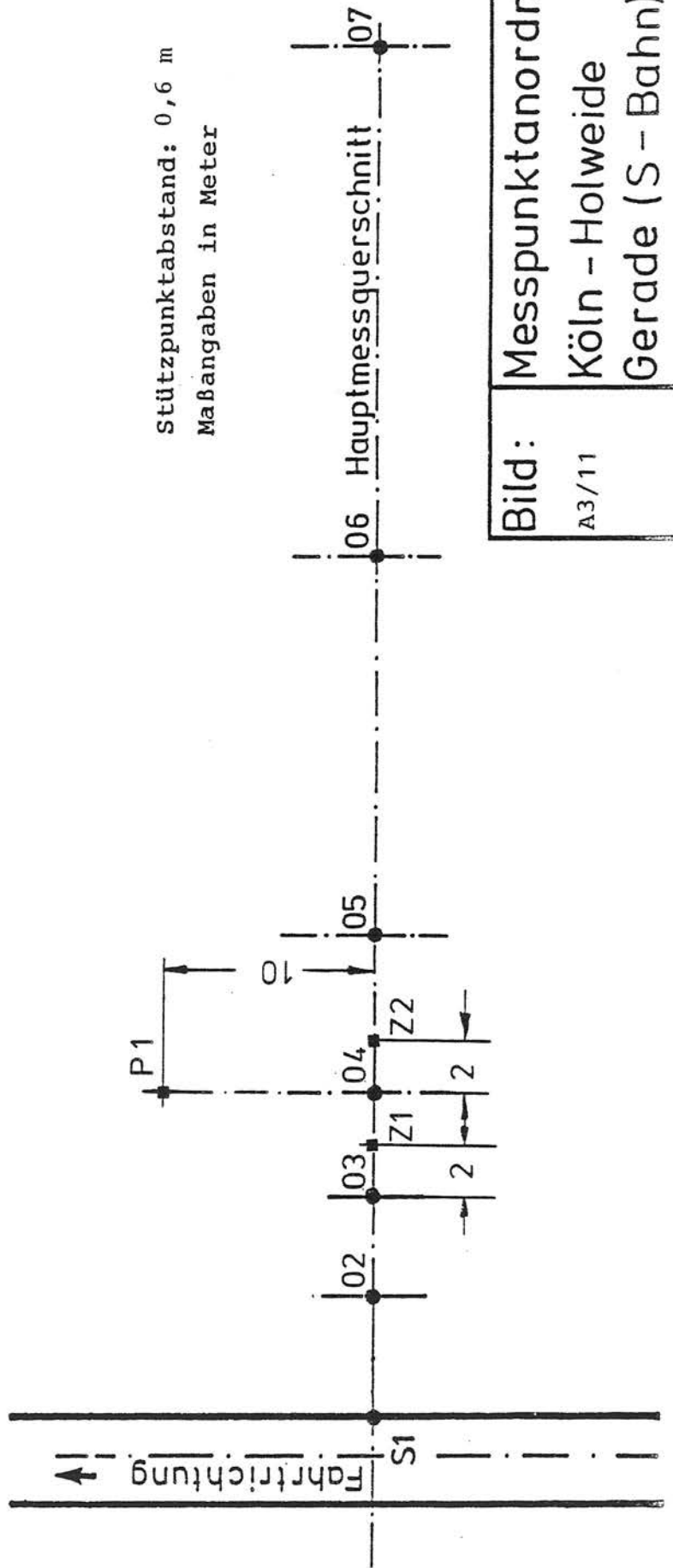


Bild:
A3/11

Messpunktanordnung
Köln - Holweide
Gerade (S - Bahn)

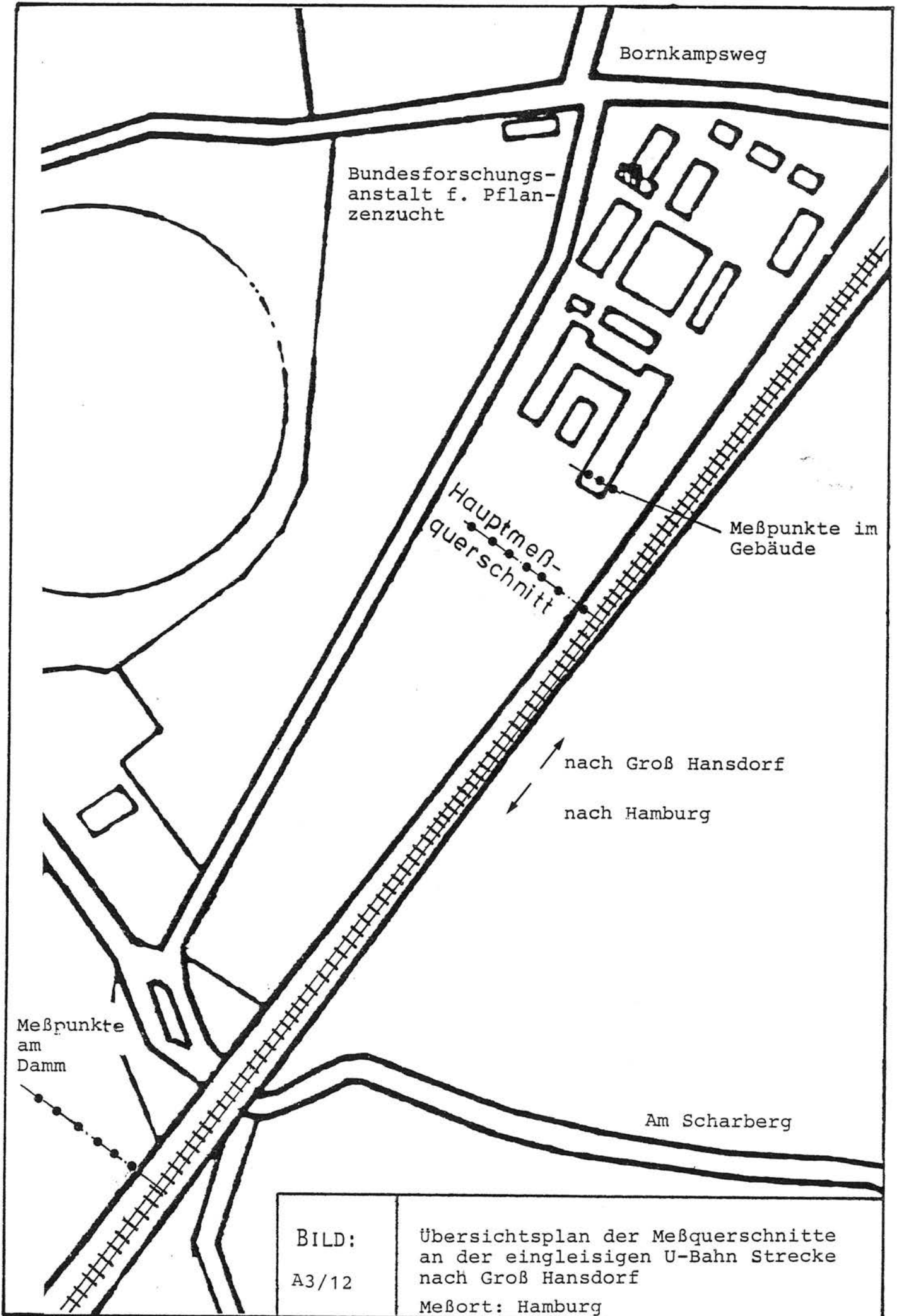
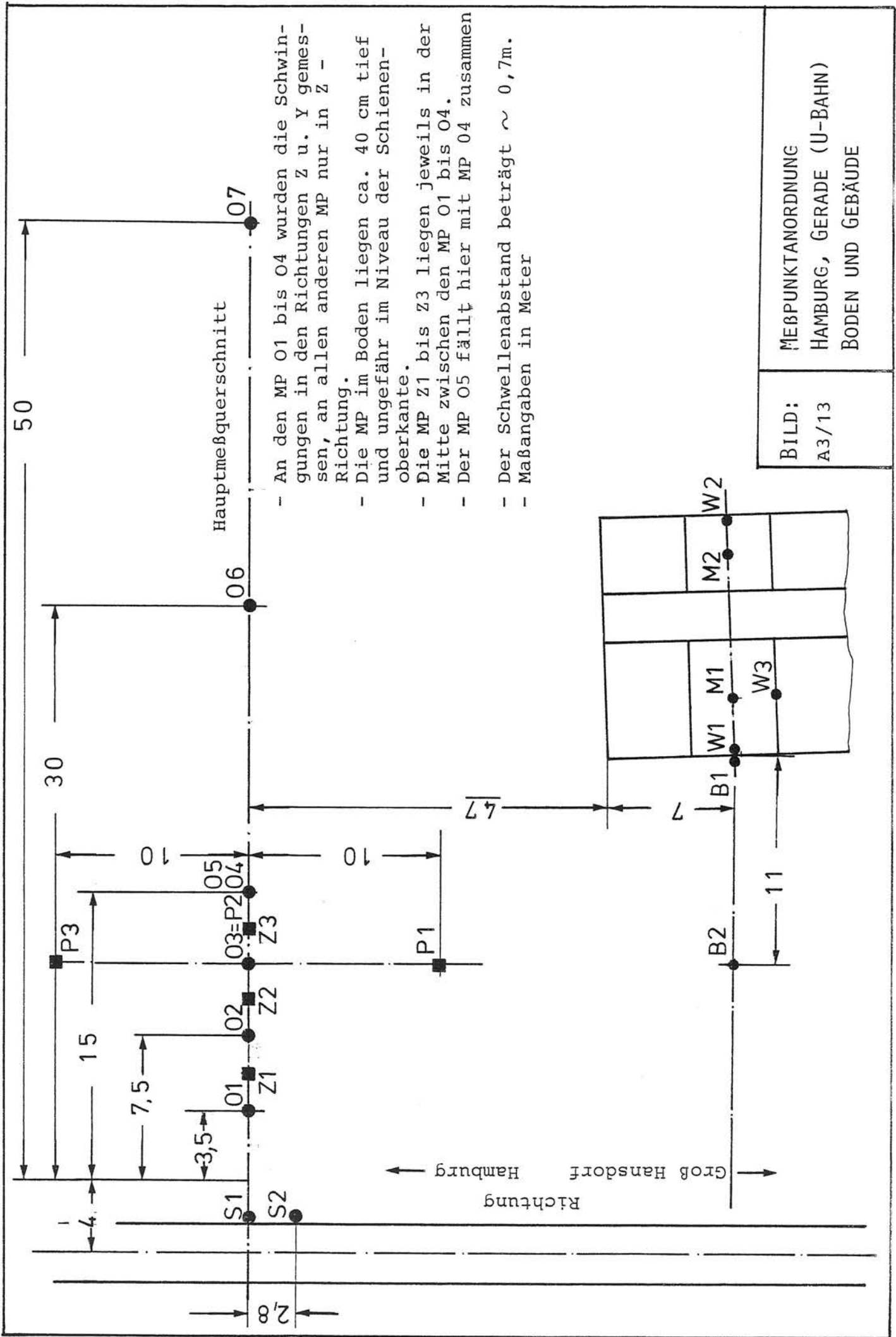


BILD:
A3/12

Übersichtsplan der Meßquerschnitte
an der eingleisigen U-Bahn Strecke
nach Groß Hansdorf
Meßort: Hamburg



Hauptmeßquerschnitt

- An den MP O1 bis O4 wurden die Schwingungen in den Richtungen Z u. Y gemessen, an allen anderen MP nur in Z - Richtung.
- Die MP im Boden liegen ca. 40 cm tief und ungefähr im Niveau der Schienenoberkante.
- Die MP Z1 bis Z3 liegen jeweils in der Mitte zwischen den MP O1 bis O4.
- Der MP O5 fällt hier mit MP O4 zusammen
- Der Schwellenabstand beträgt ~ 0,7m.
- Maßangaben in Meter

BILD: A3/13	MESSPUNKTANORDNUNG HAMBURG, GERADE (U-BAHN) BODEN UND GEBÄUDE
----------------	---

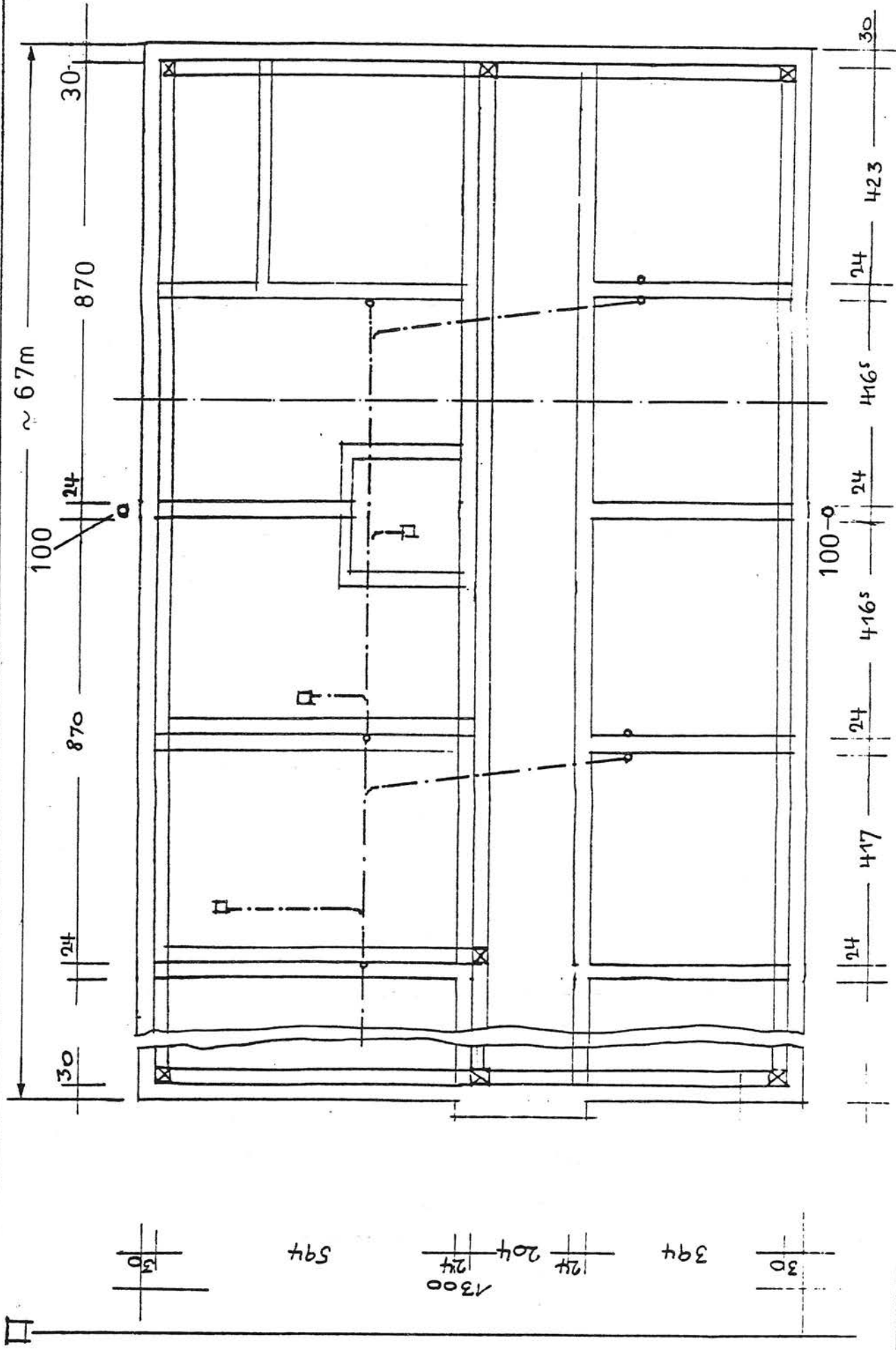
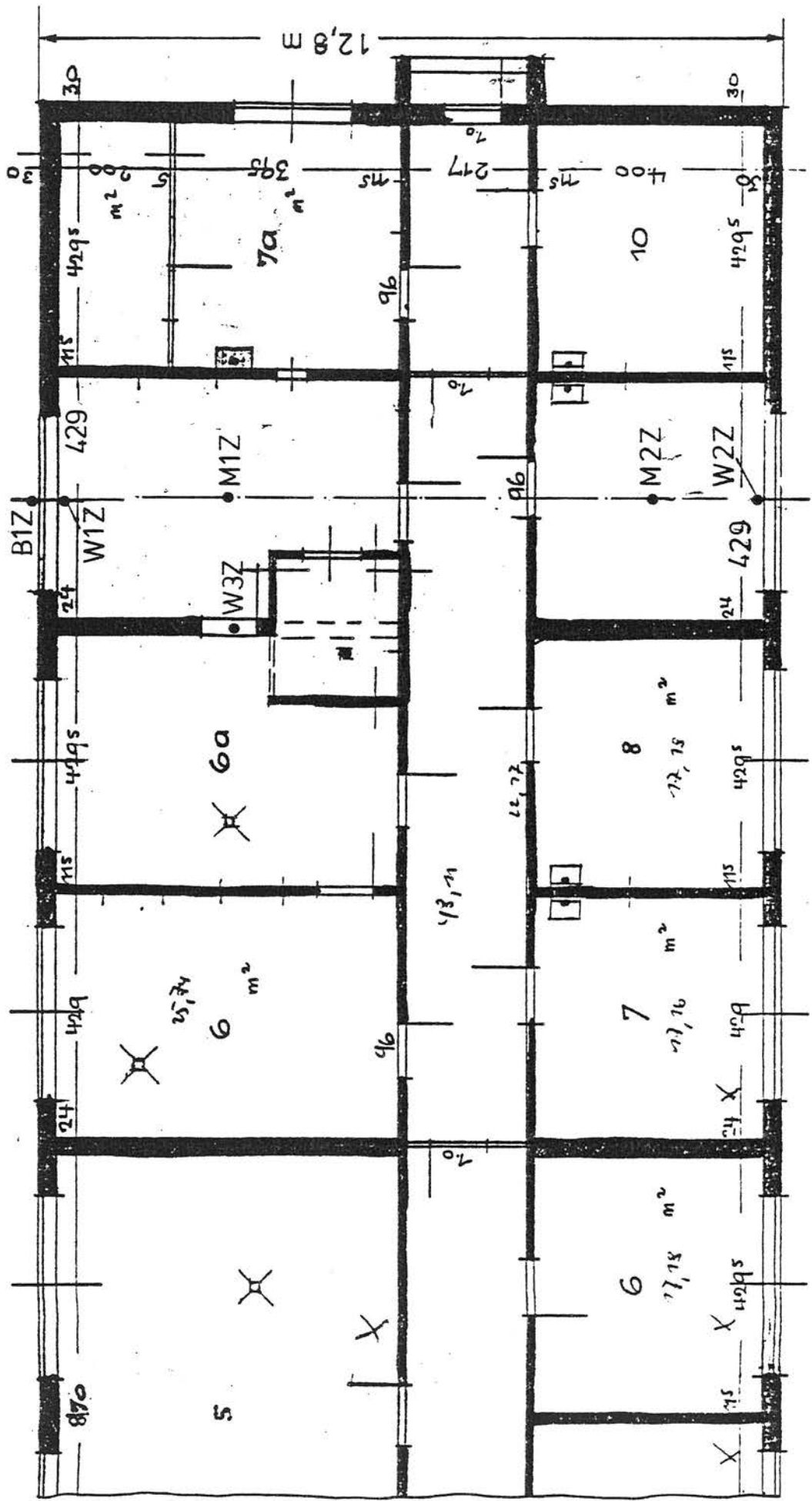


BILD: A3/14

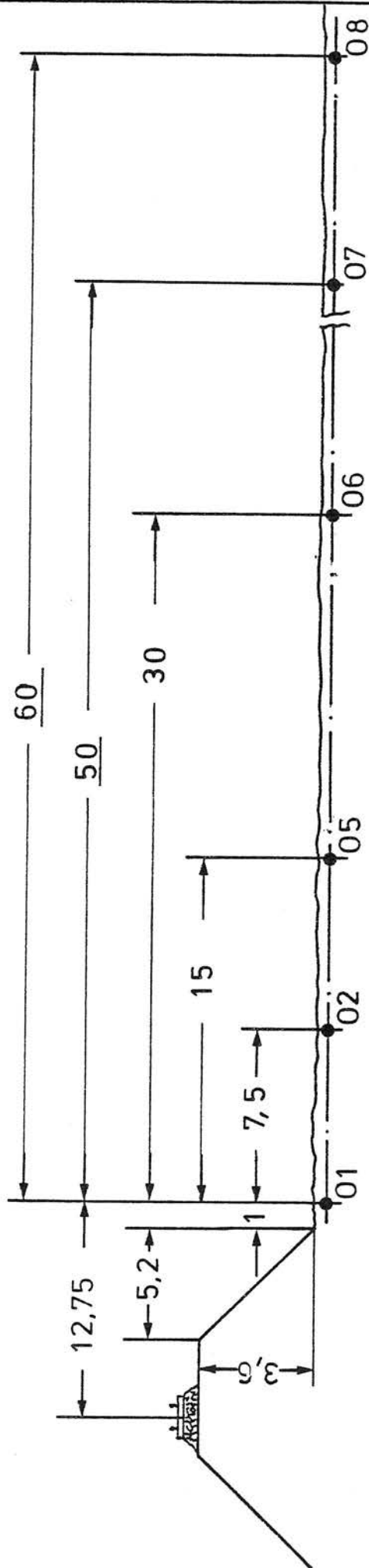
Meßort: Hamburg, Fundamente

U-Bahn Seite



Eingeschossiges Gebäude ohne Keller mit Flachdach, Decke aus Holzwolle-Leichtbauplatten

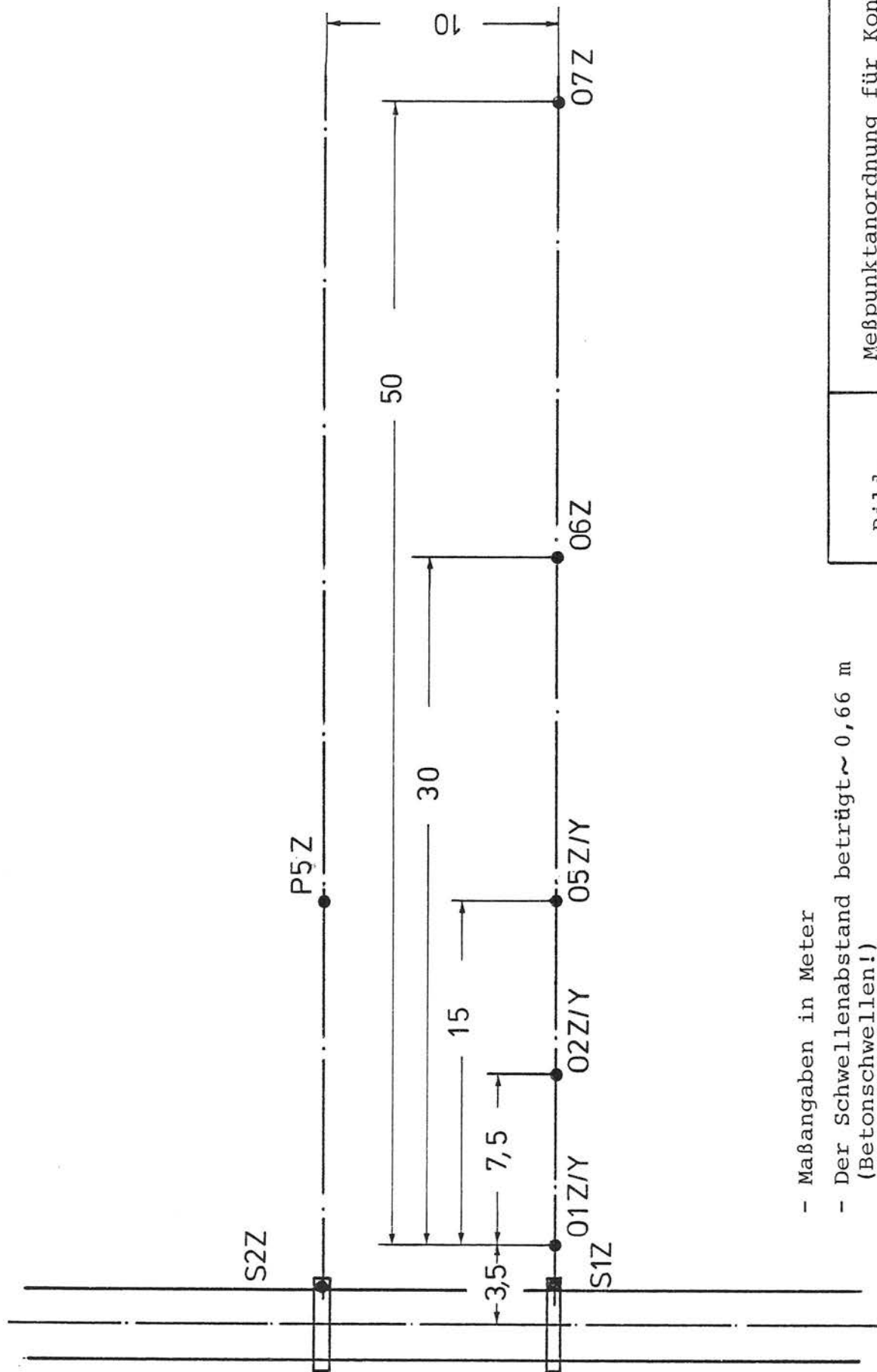
BILD: A3/15	Meßort: Hamburg, Anordnung der Gebäudemesspunkte
-------------	--



- Der Schwellenabstand beträgt $\sim 0,7$ m
- Maßangaben in Meter
- Zusätzlich MP 08 in 60 m Entfernung
- An den MP 01 und 05 wurden die Schwingungen in Z-u. Y-Richtung gemessen, an allen anderen Punkten nur in Z-Richtung

Bild:
A3/16

Meßpunktanordnung
Hamburg, Gerade (U-Bahn)
Damm

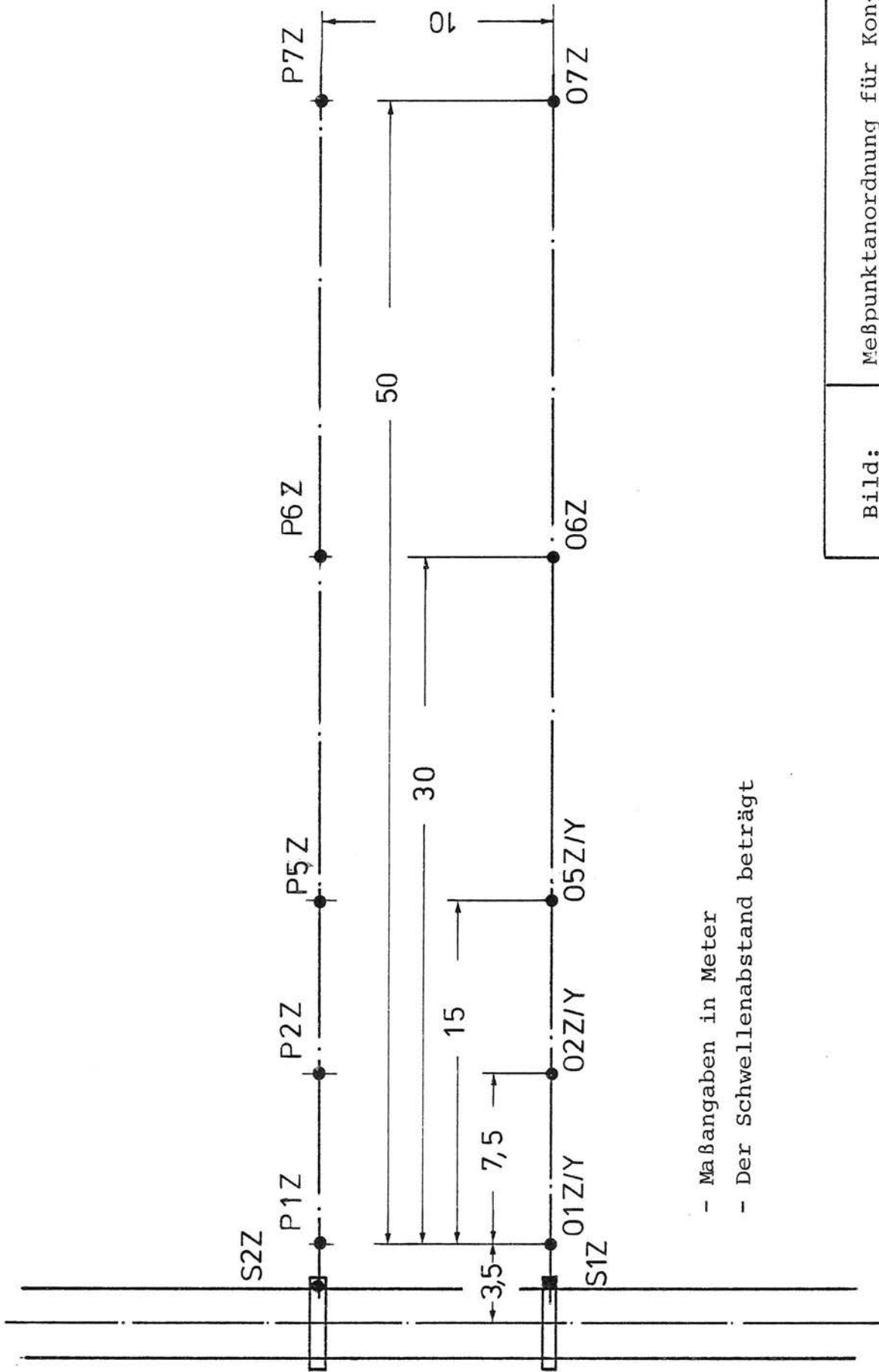


- Maßangaben in Meter

- Der Schwellenabstand beträgt ~ 0,66 m
(Betonschwellen!)

Bild:
A3/17

Meßpunktanordnung für Kontrollmessungen in Köln Dellbrück. Stadtbahnwagen B6 u. Straßenbahn Typ Köln



- Maßangaben in Meter
- Der Schwellenabstand beträgt

Bild: A3/18	Meßpunktanordnung für Kontrollmessungen in Köln Sürth. Stadtbahnwagen B6
----------------	---

TEIL I
A N H A N G V
ZU KAP. 5

RELEVANTE ERGEBNISSE
DER
SCHWINGUNGSMESSUNGEN

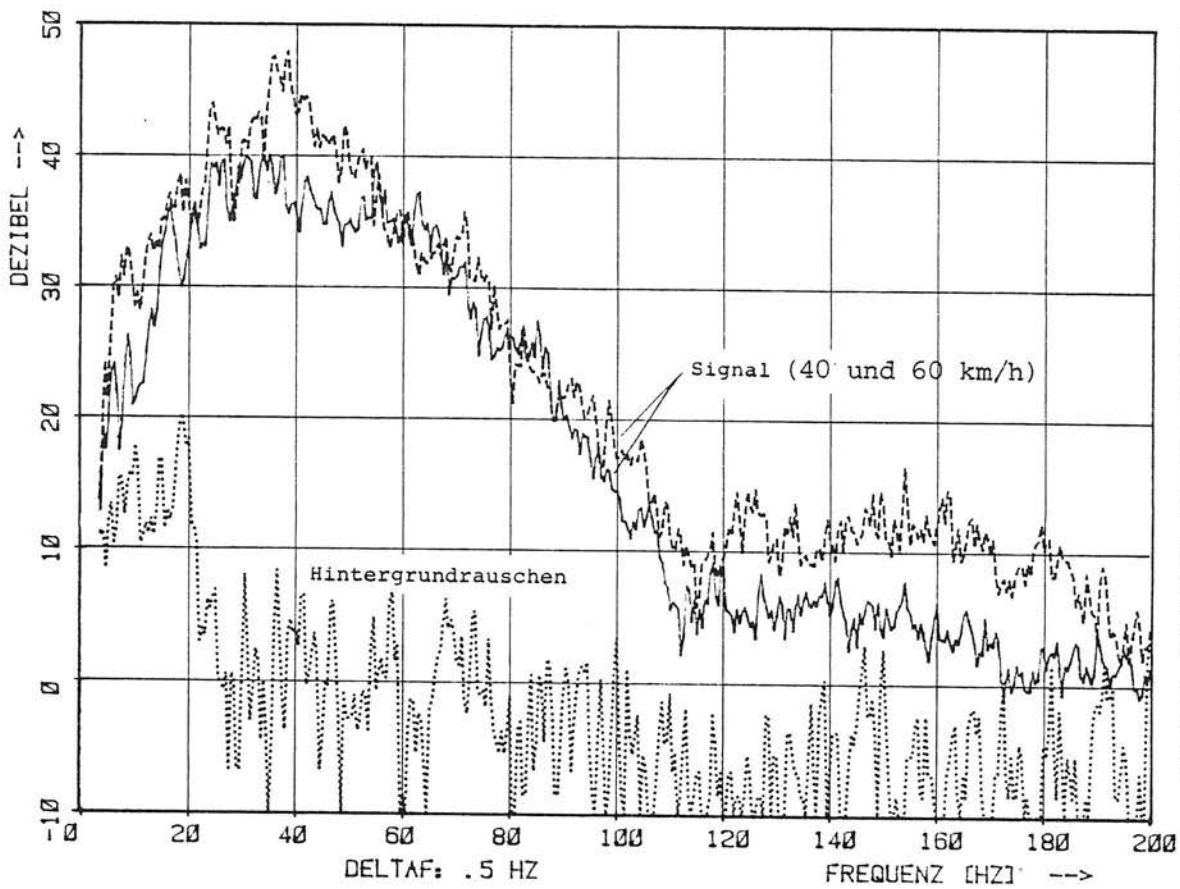


Bild A5/120 Signal-Rauschabstand, Hamburg

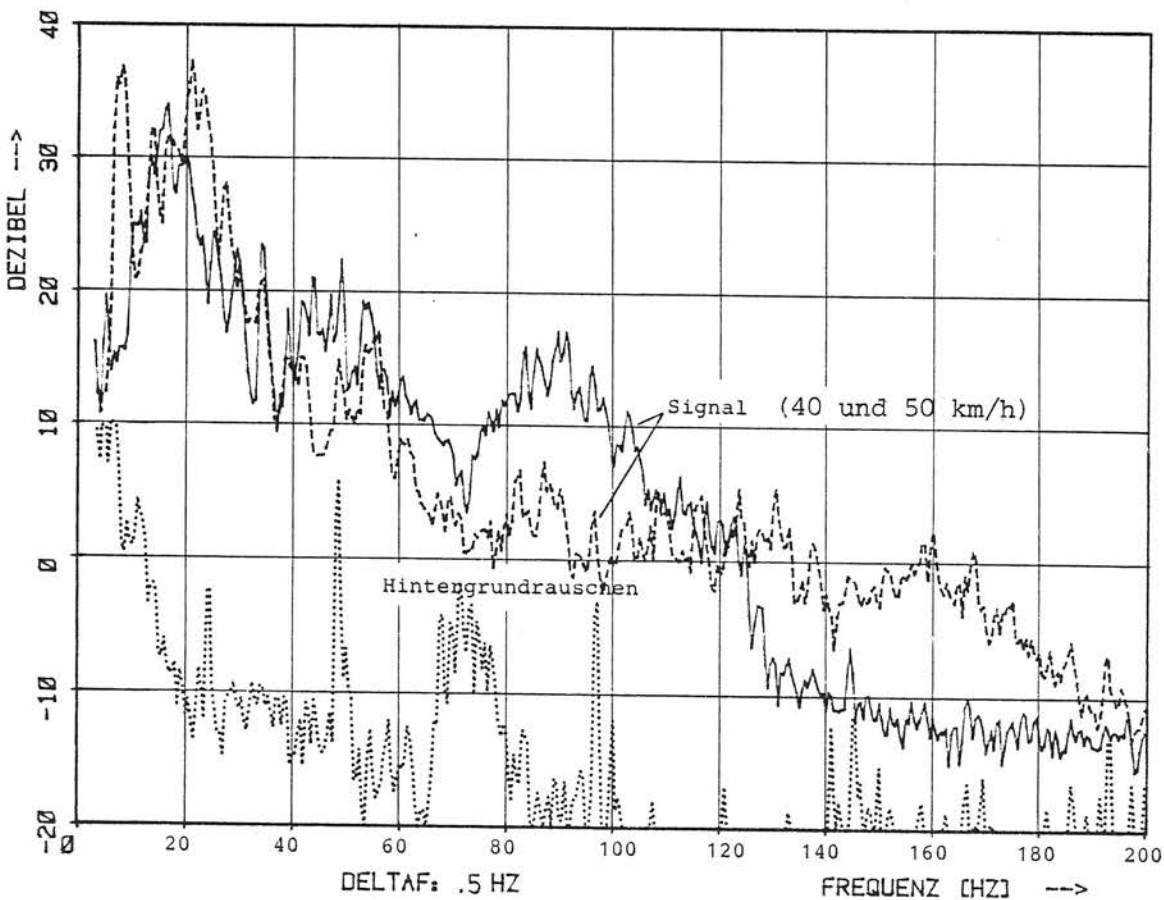


Bild A5/121 Signal-Rauschabstand, Dortmund, entfernter Meßpunkt

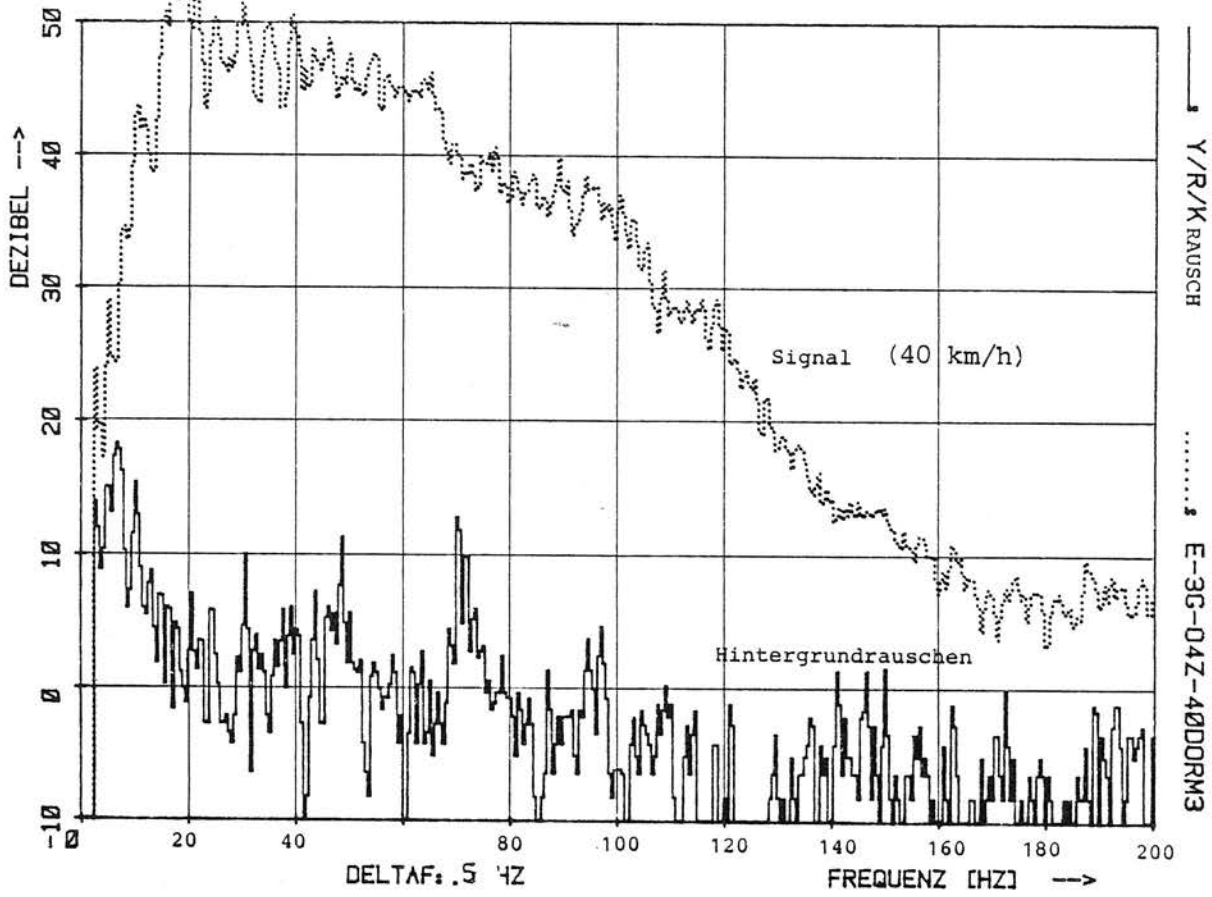


Bild A5/122 Signal-Rauschabstand, Dortmund, naher Meßpunkt

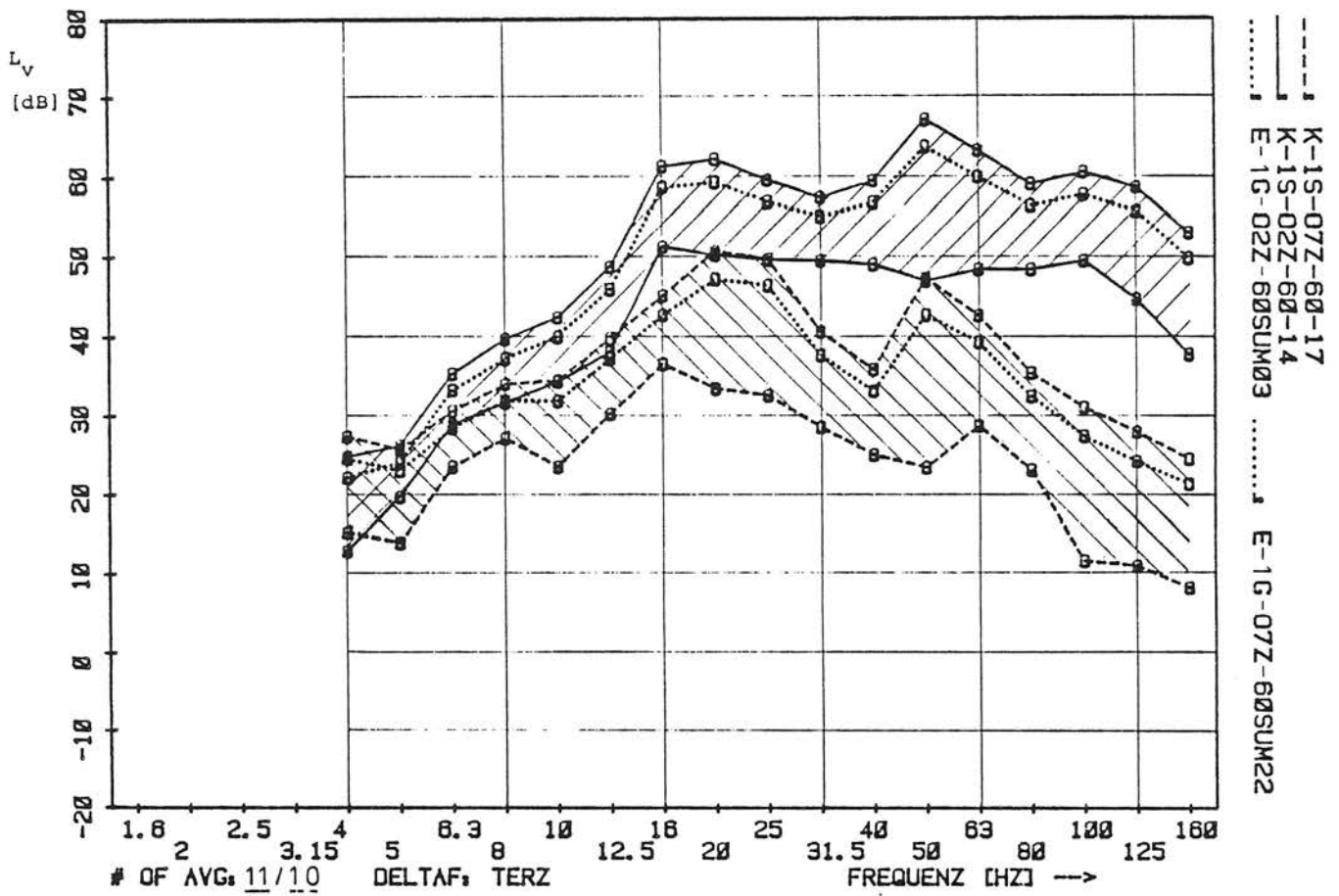


Bild A5/200 Konfidenzintervall für den Mittelwert (verschiedene Meßpunkte, Köln-Sürth)

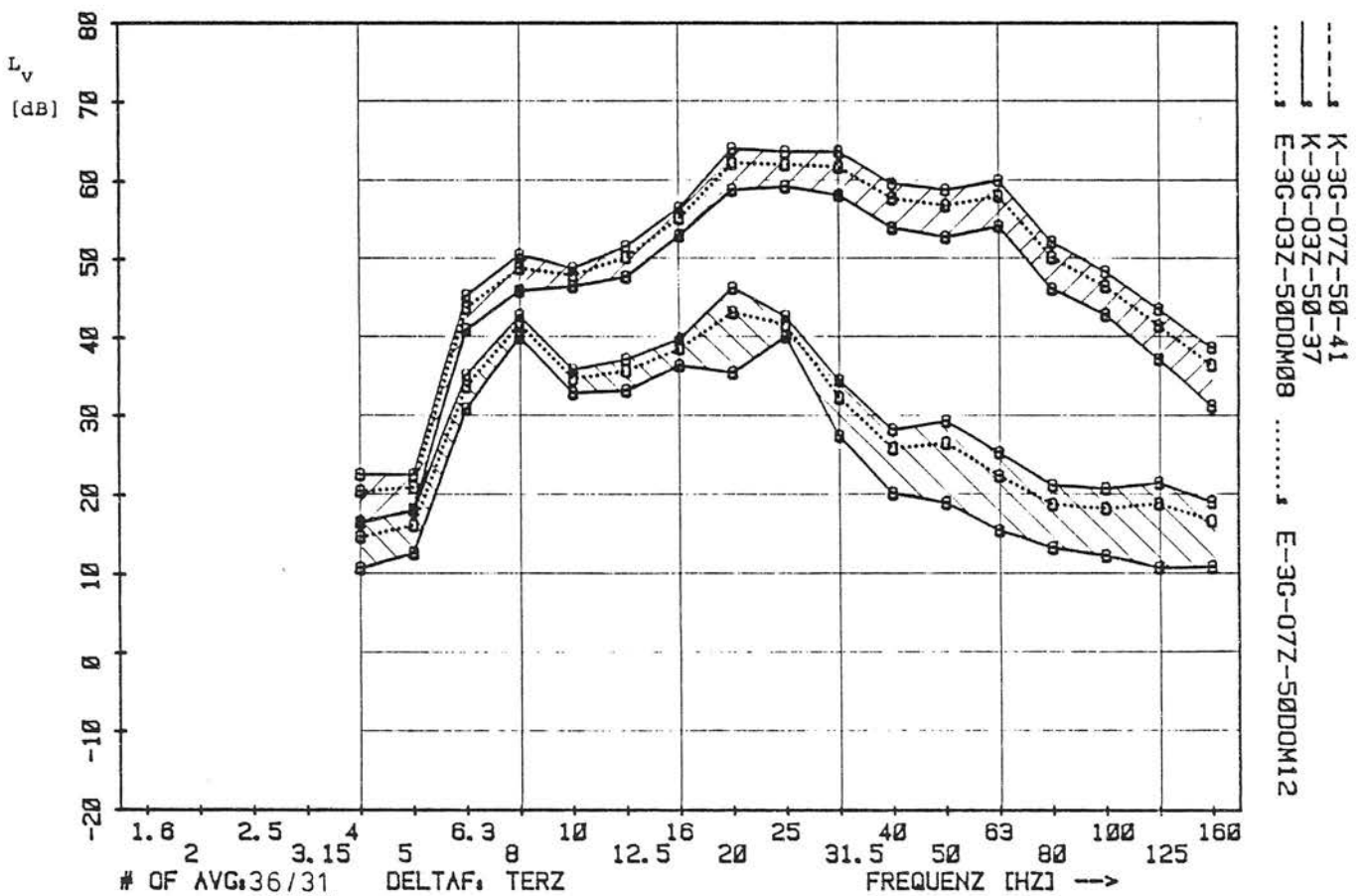


Bild A5/201 Konfidenzintervall für den Mittelwert (verschiedene Meßpunkte, Dortmund)

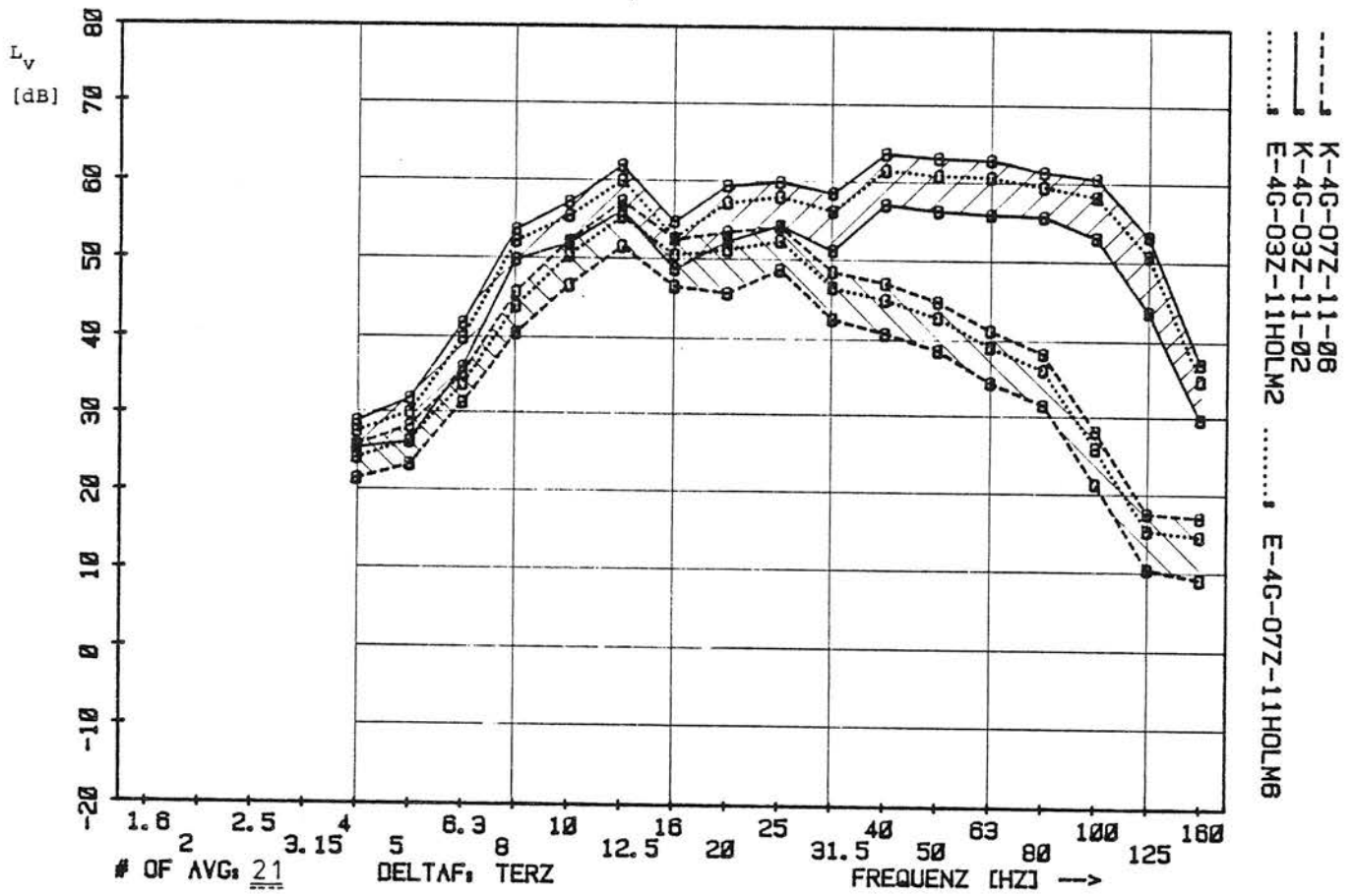


Bild A5/202 Konfidenzintervall für den Mittelwert (verschiedene Meßpunkte, Köln-Holweide)

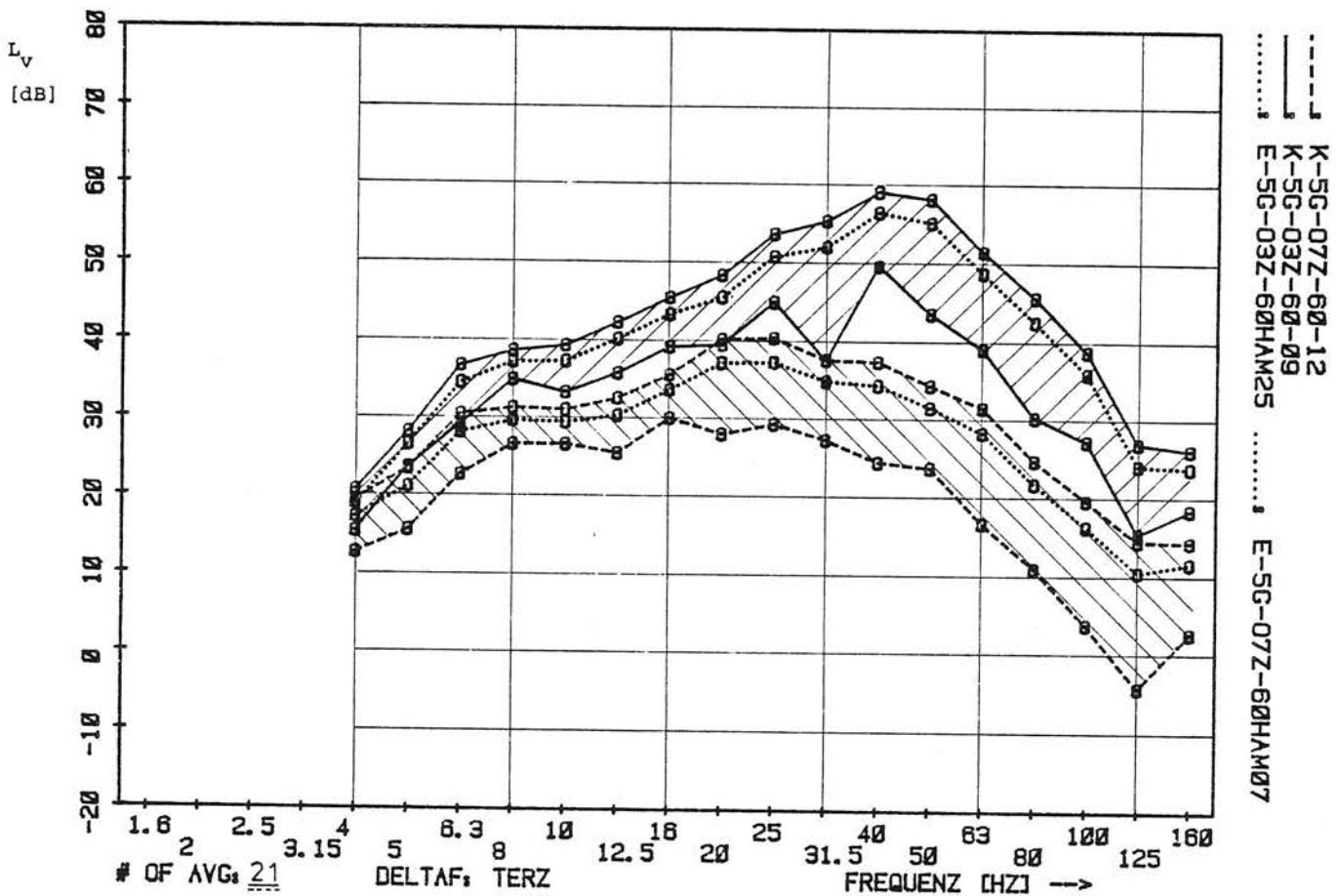


Bild A5/203 Konfidenzintervall für den Mittelwert (verschiedene Meßpunkte, Hamburg)

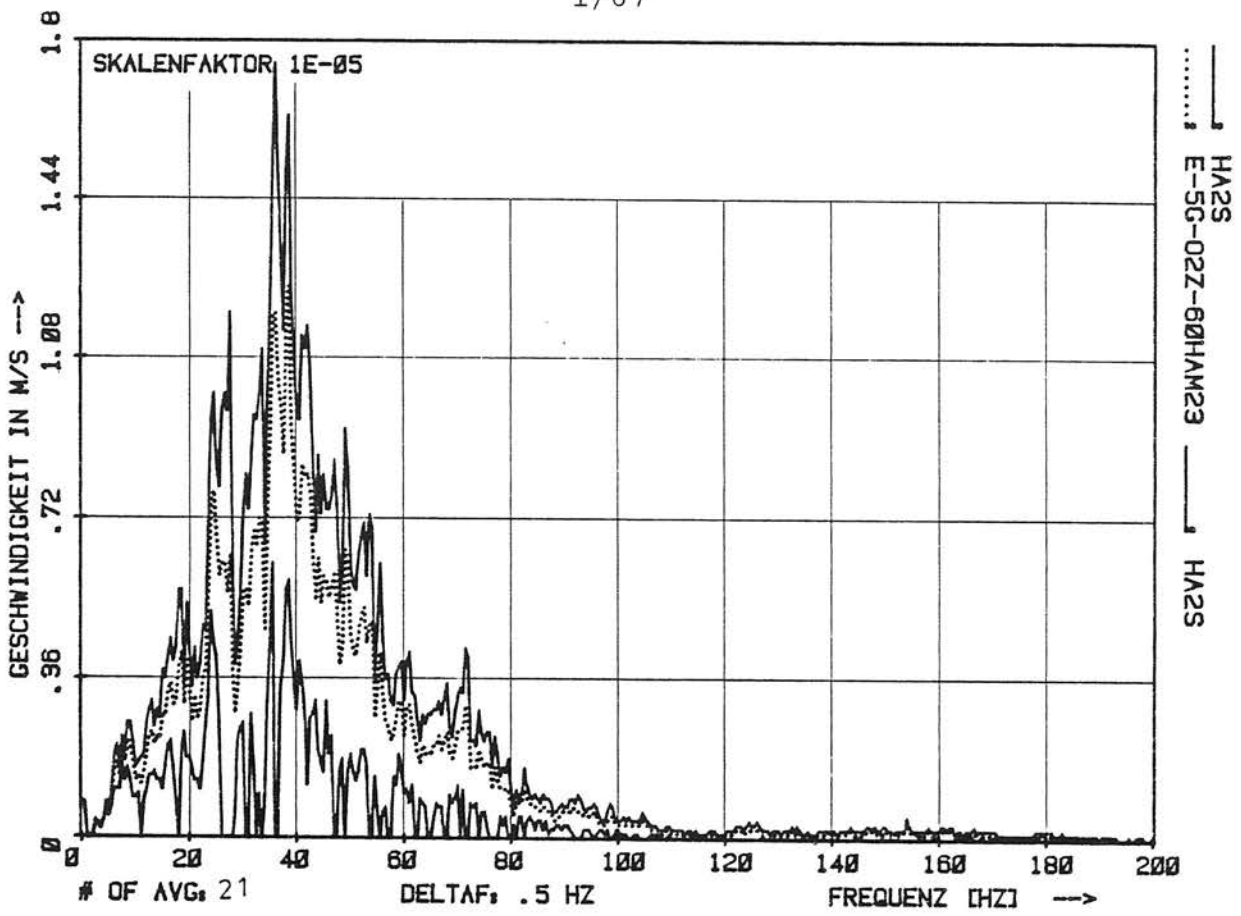


Bild A5/240 Konfidenzintervall für den Mittelwert (Hamburg)

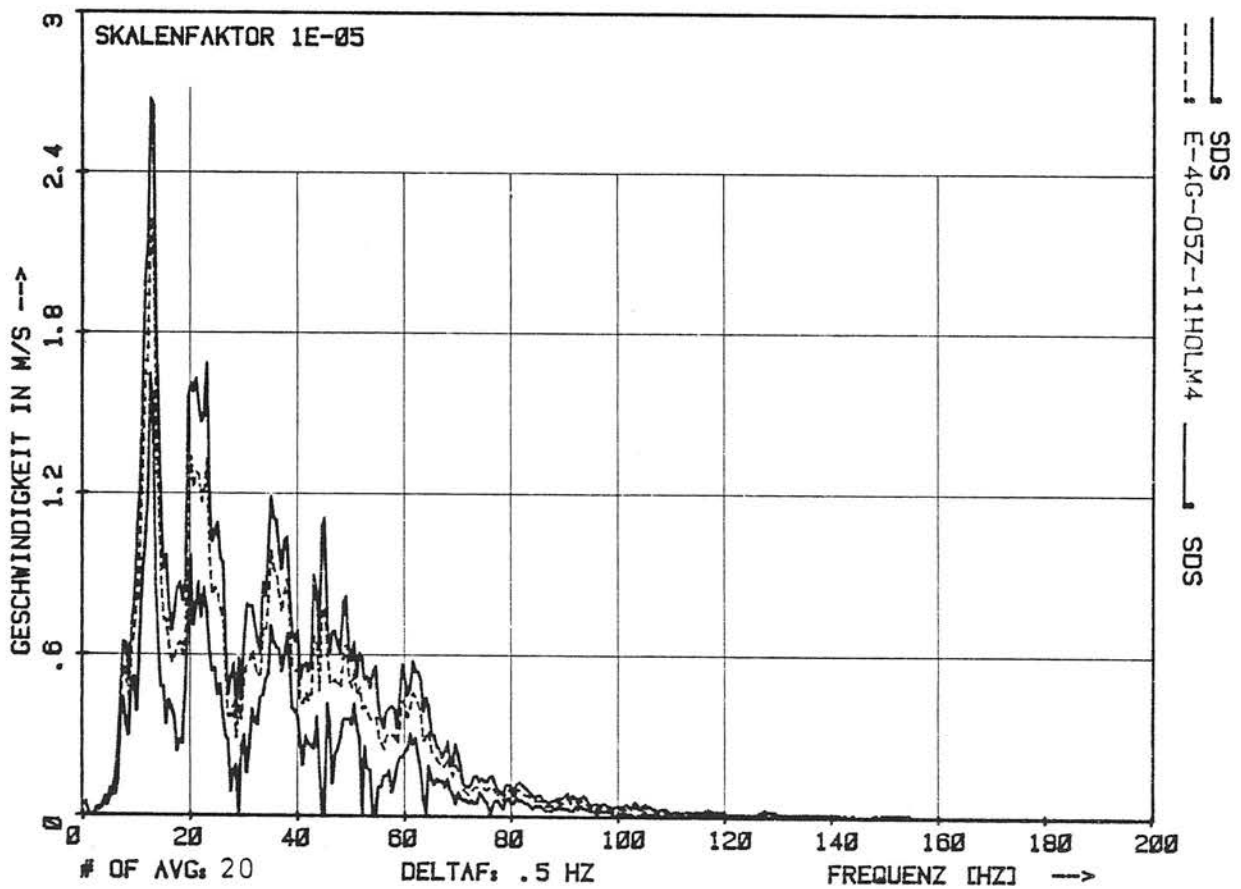


Bild A5/241 Konfidenzintervall für den Mittelwert (Köln-Holweide)

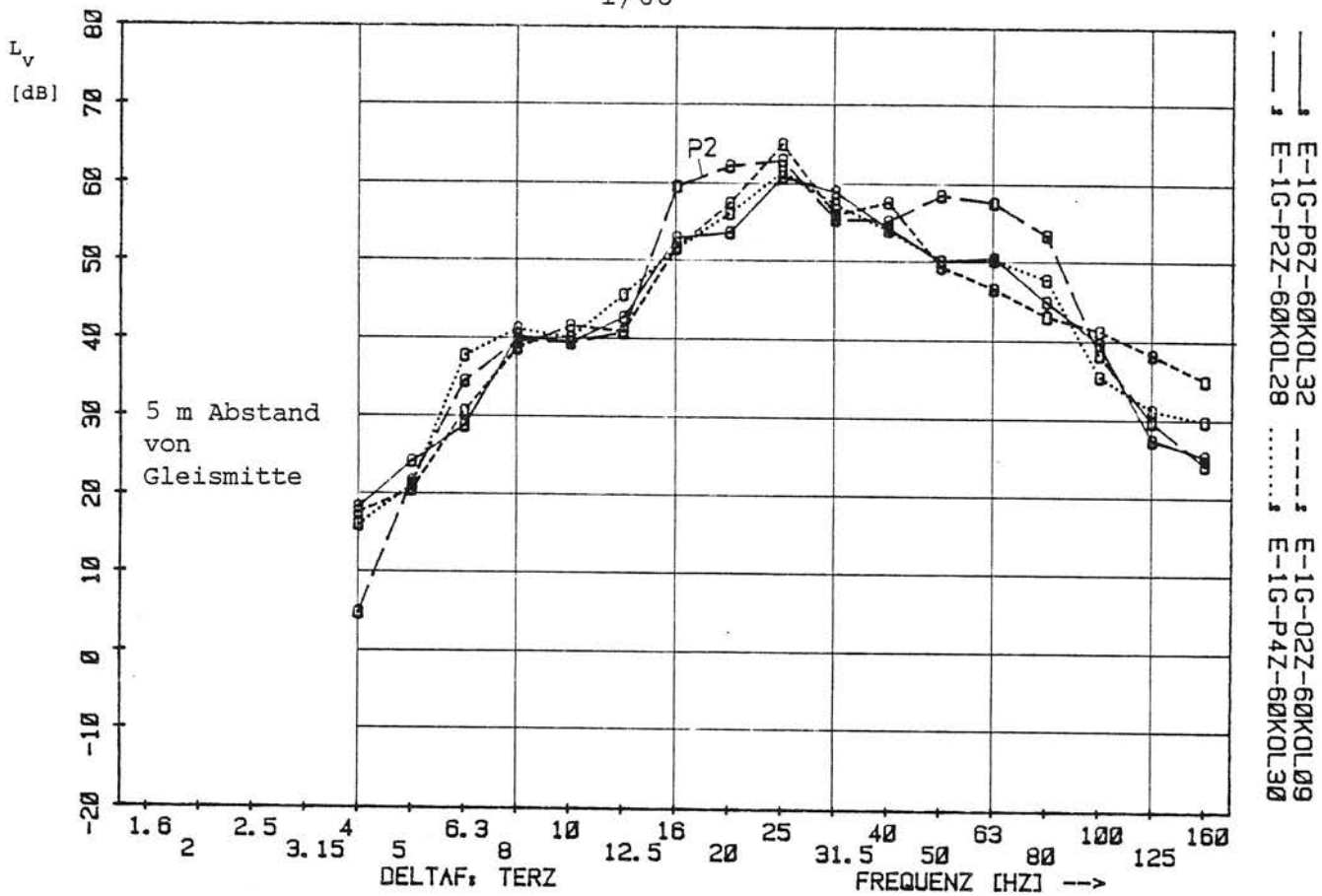


Bild A5/300 } Einfluß von Gleisinhomogenitäten (MP: P2 u. P3
301 } in der Nähe eines Bahnüberweges)

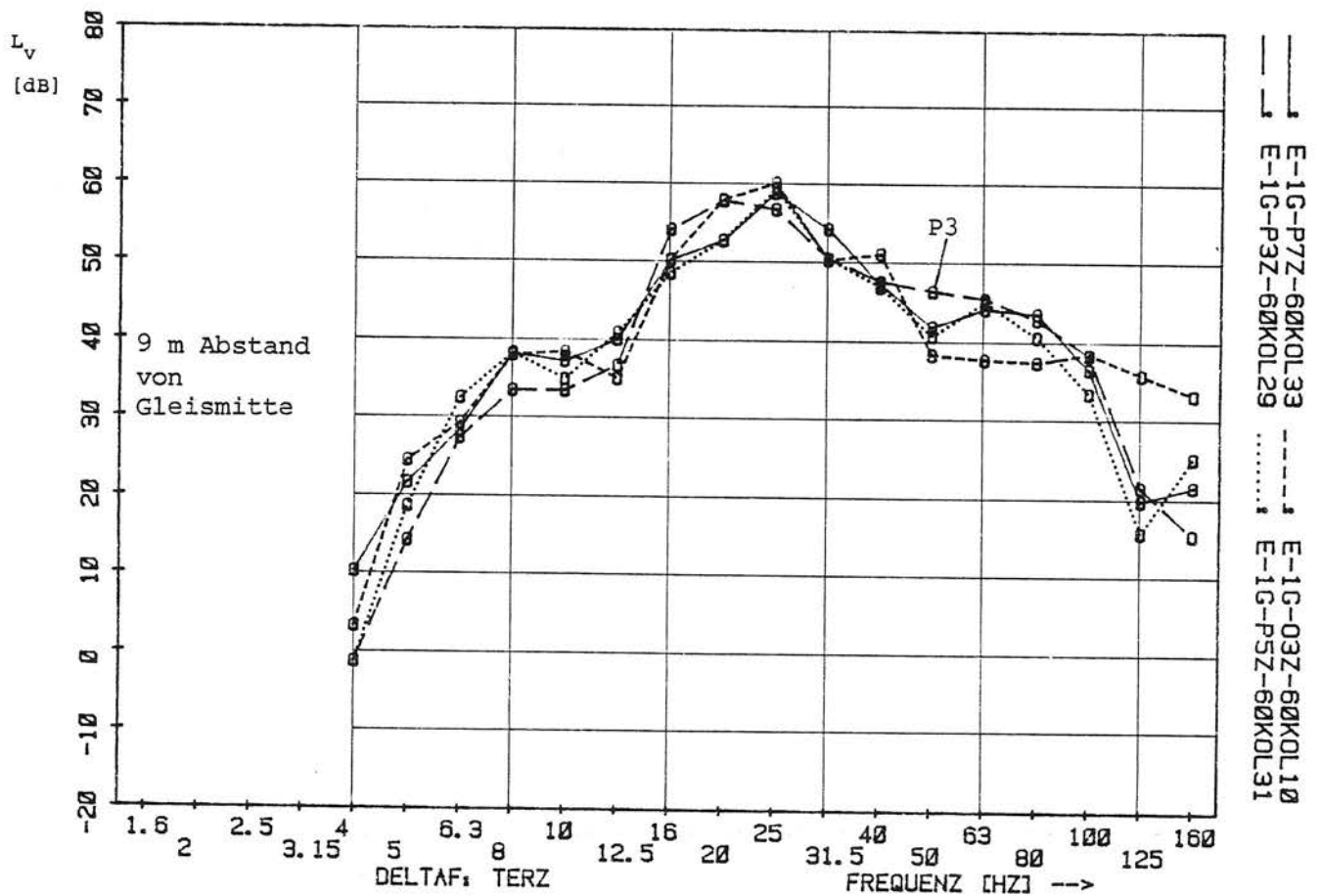


Bild A5/301

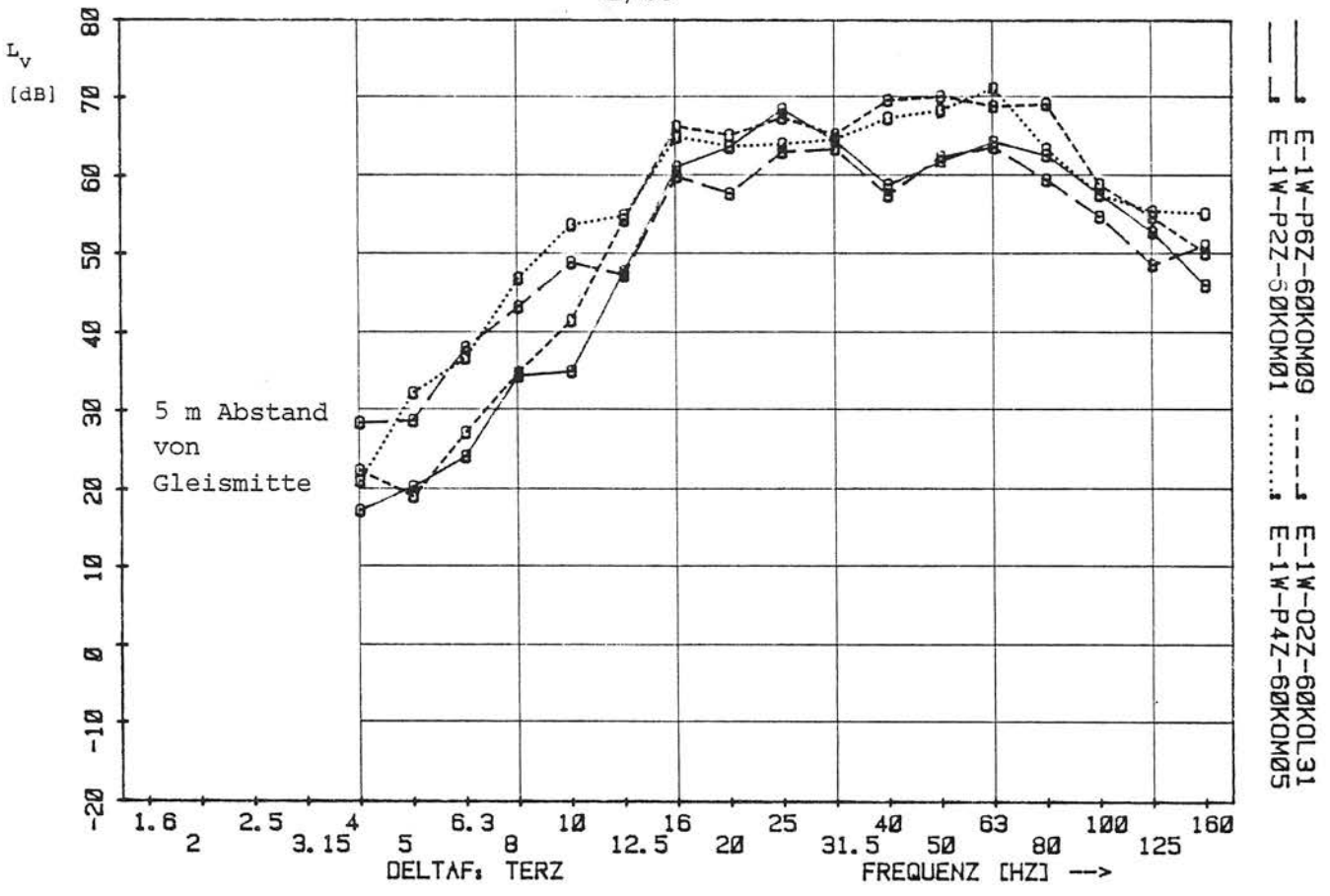


Bild A5/302 } Einfluß von Gleisinhomogenitäten (Meßpunkte haben unterschiedlichen Abstand vom Herzstück einer Weiche)

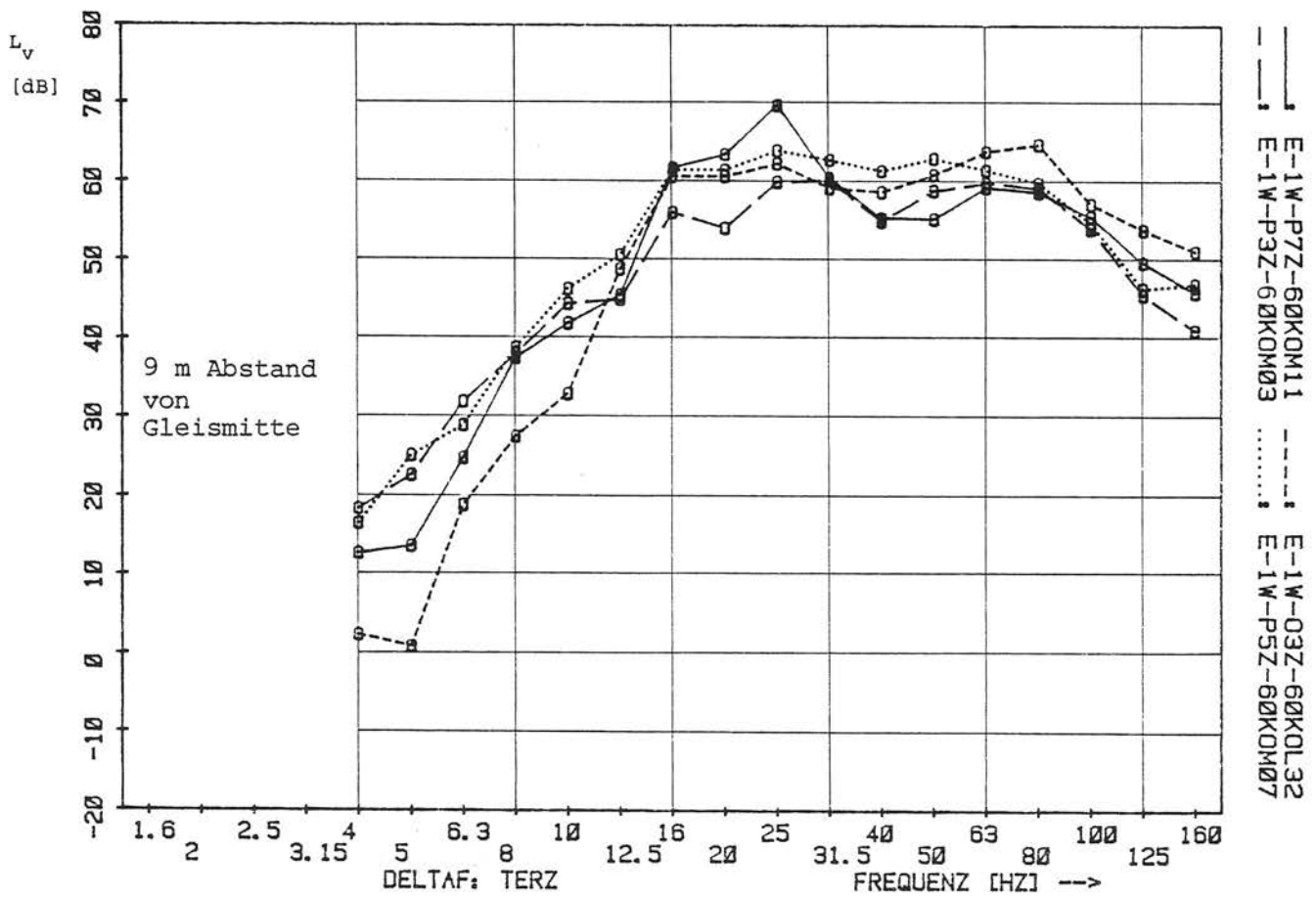


Bild A5/303

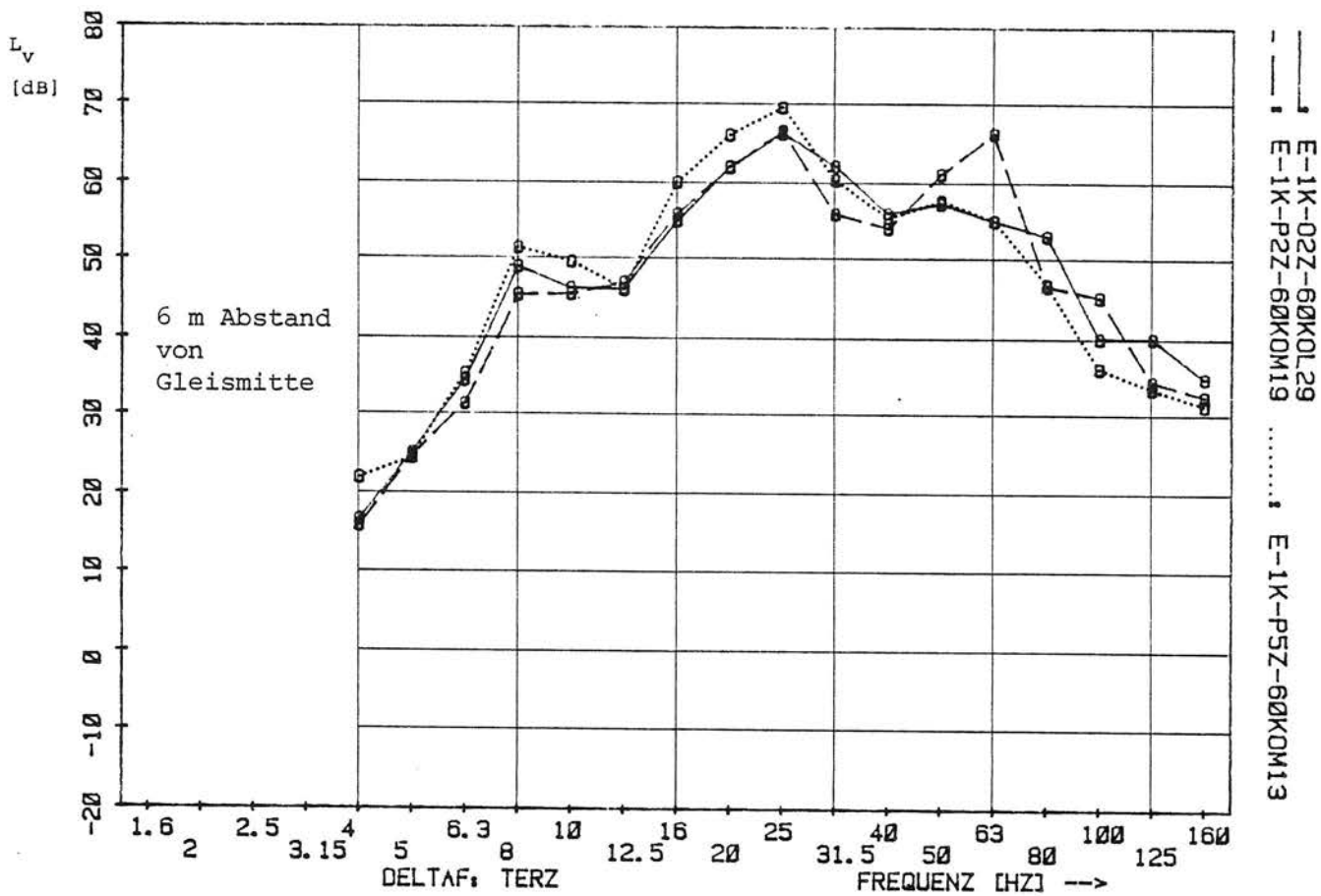


Bild A5/304 } Parallelmesspunkte in der Kurve (Köln-Thielenbruch)
 305 }

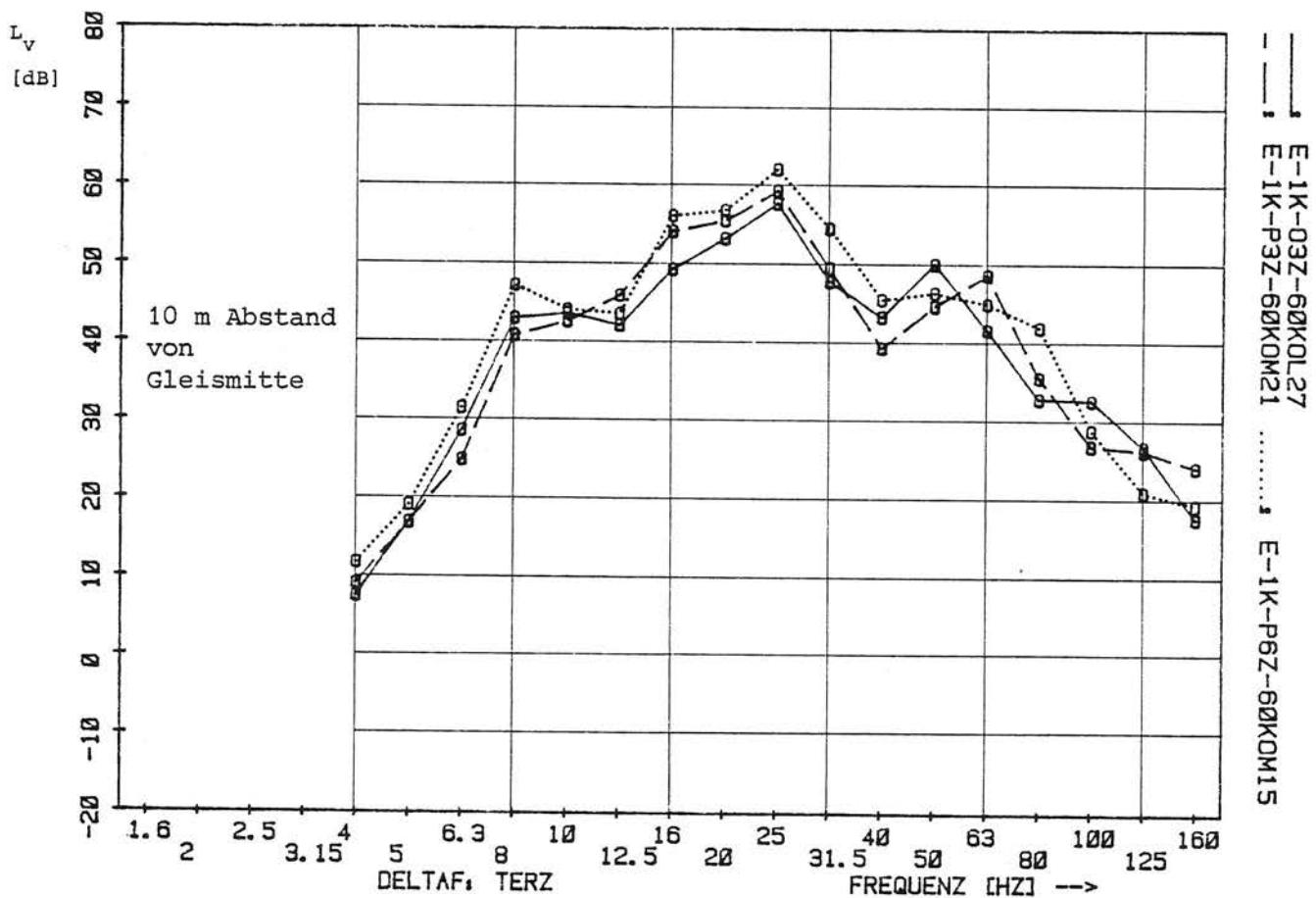


Bild A5/305

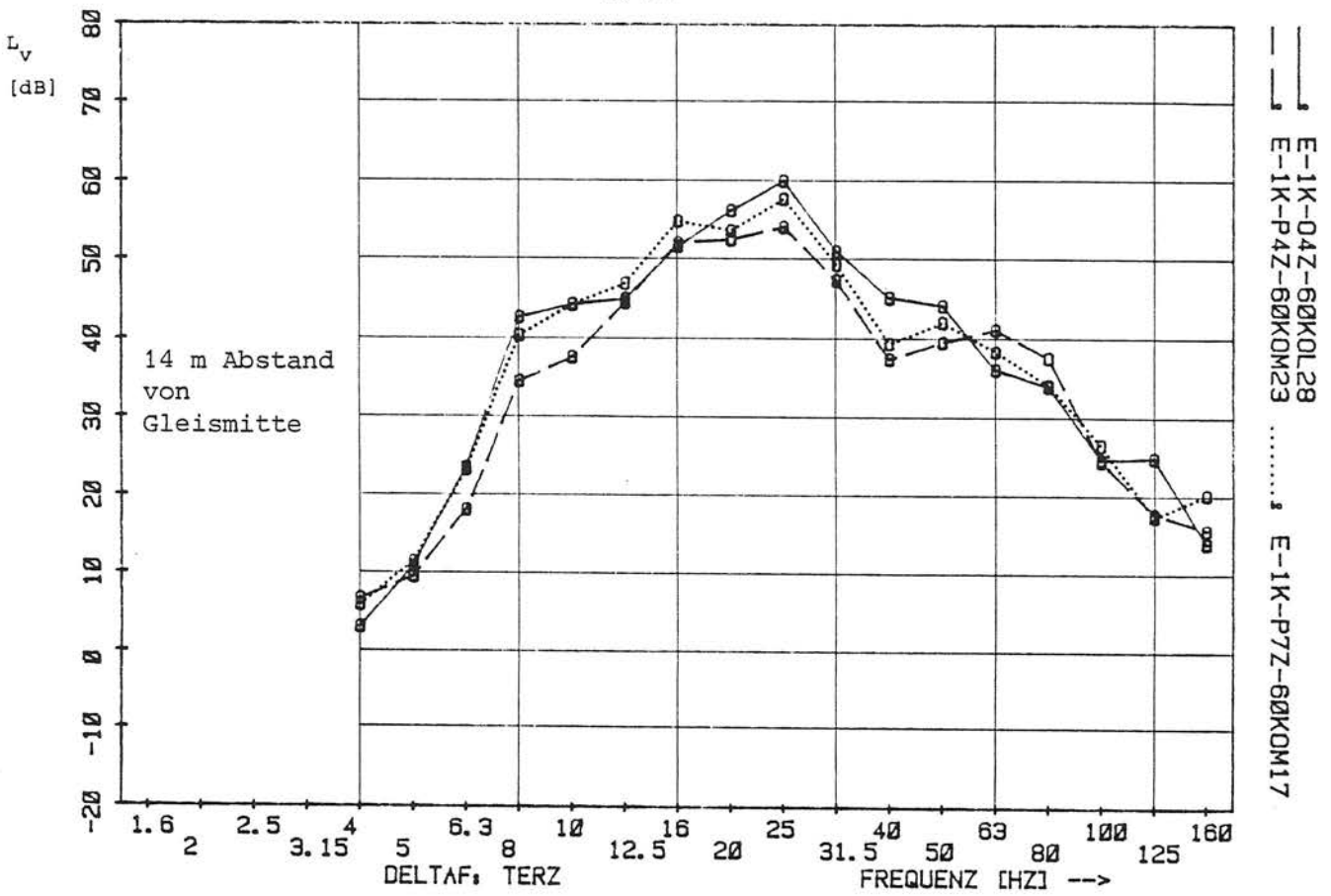


Bild A5/306 Parallelmeßpunkte in der Kurve (Köln-Thielenbruch)

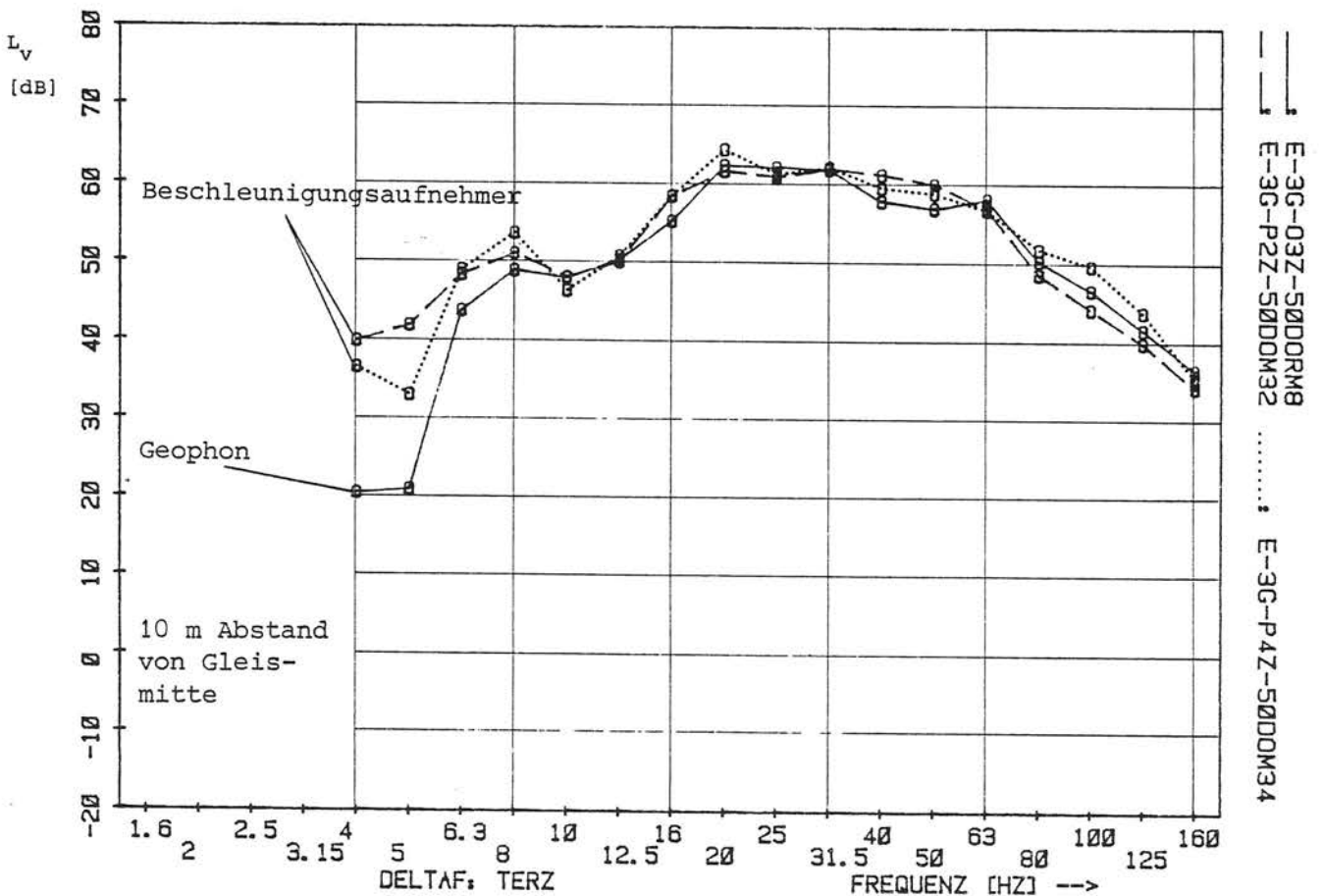


Bild A5/307 Parallelmeßpunkte in Dortmund

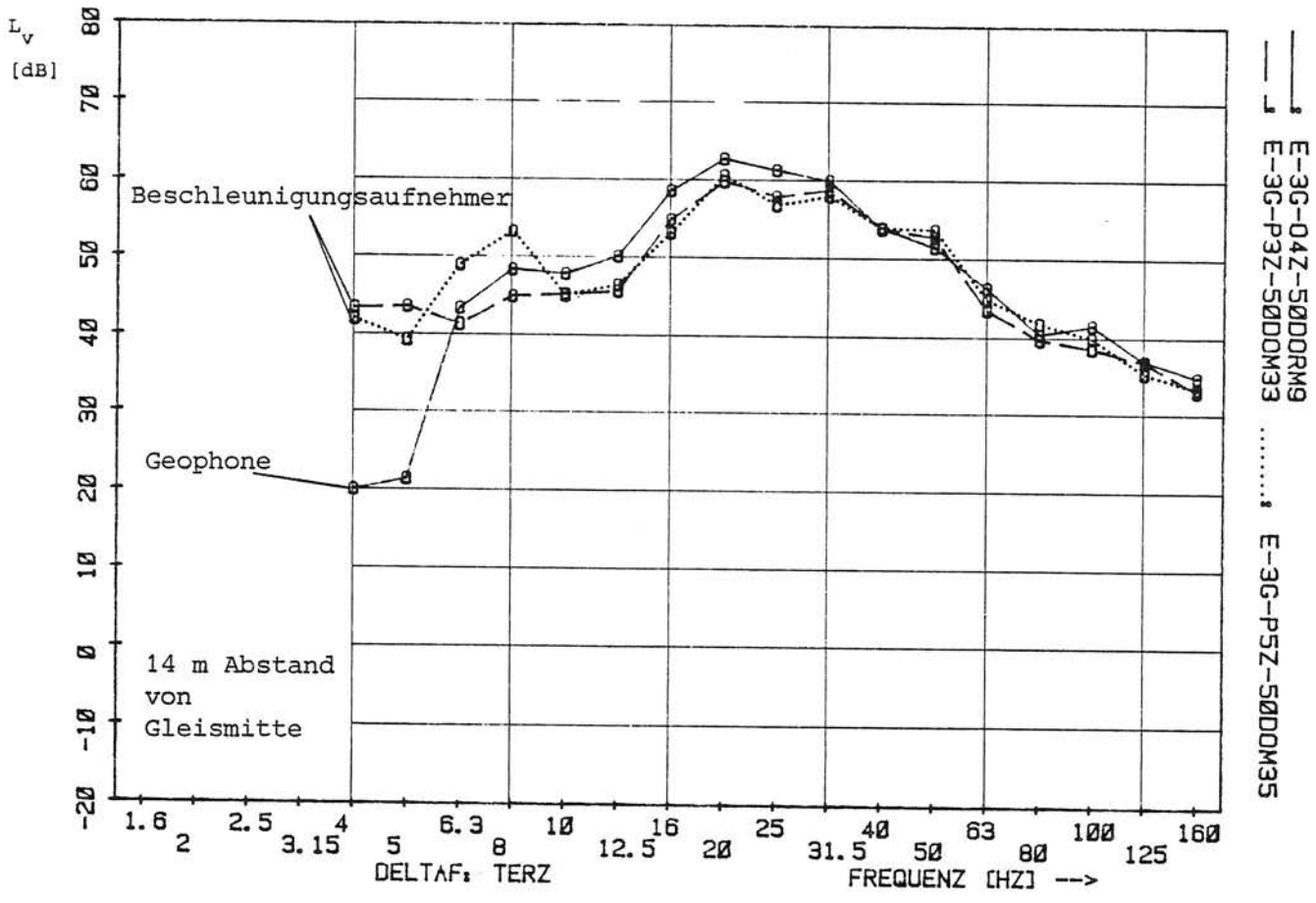


Bild A5/308 Parallelmeßpunkte in Dortmund

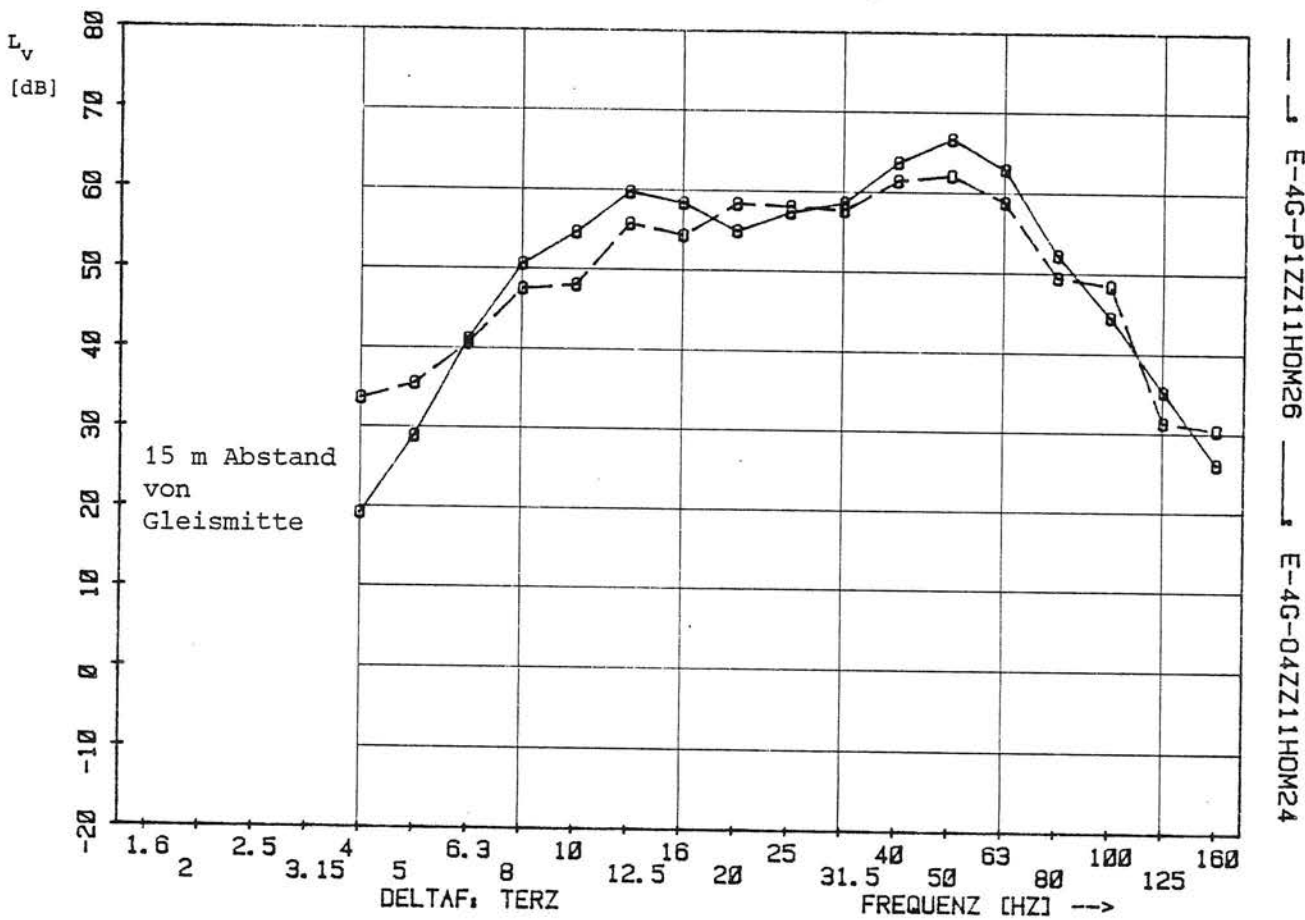


Bild A5/309 Parallelmeßpunkte in Köln-Holweide

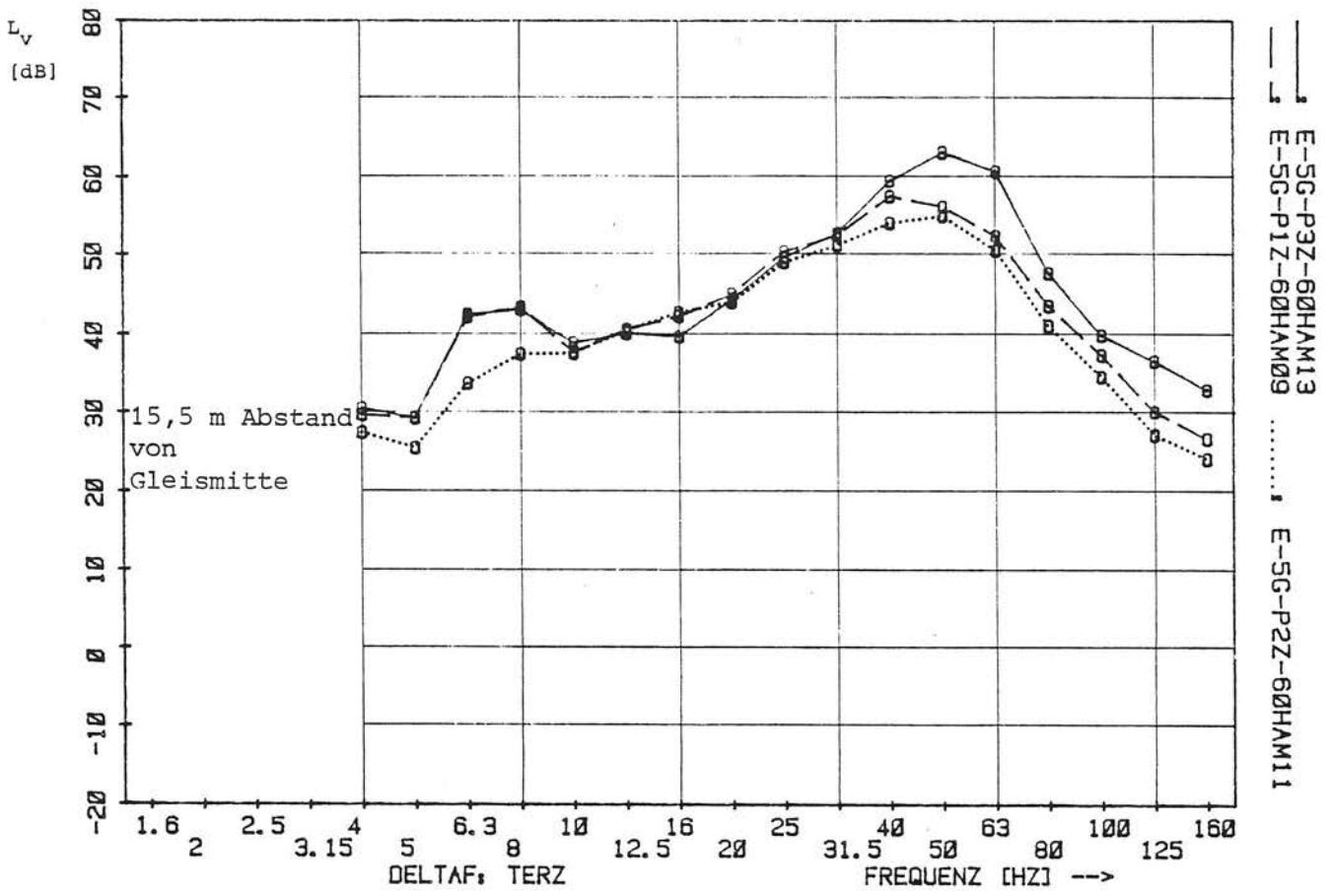


Bild A5/310 Parallelmeßpunkte in Hamburg

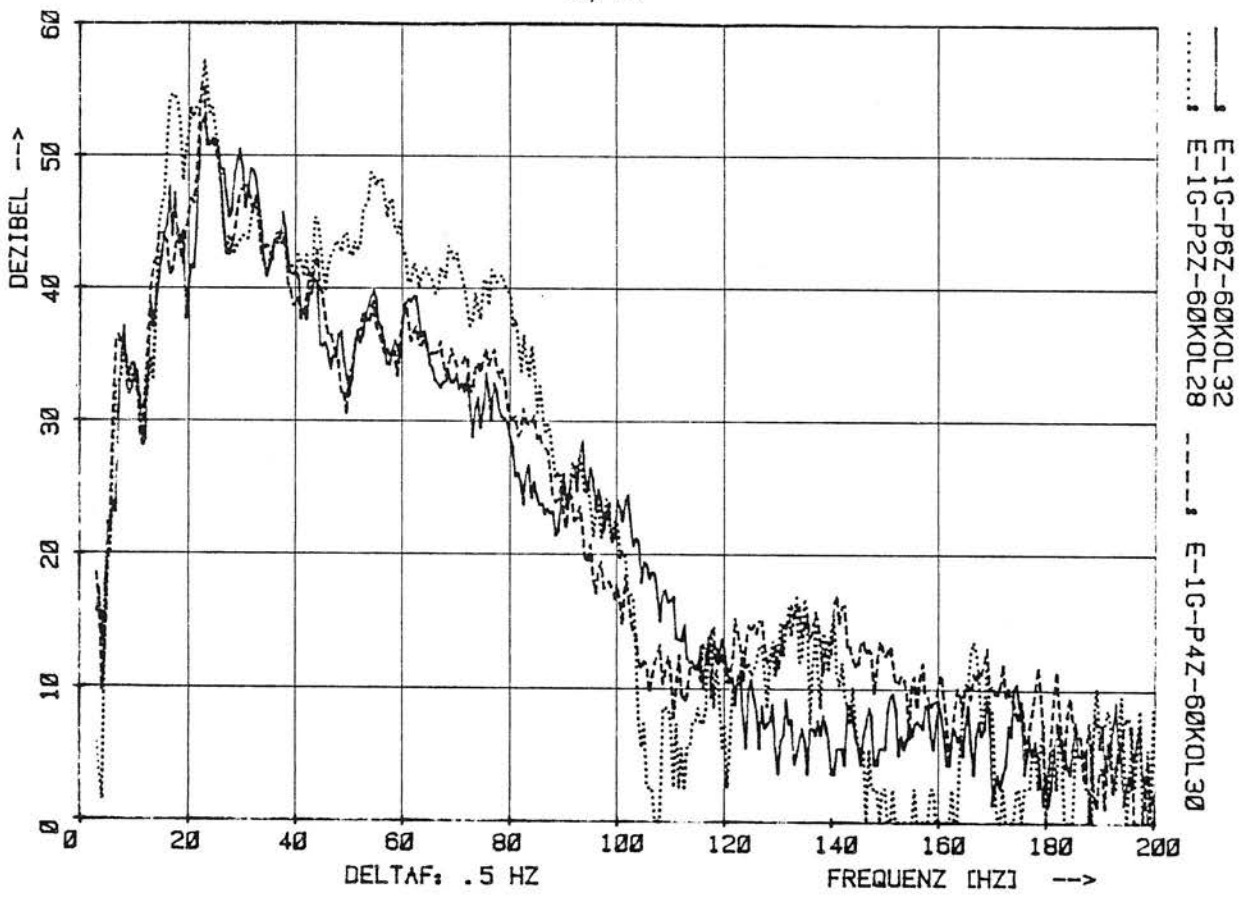


Bild A5/320 Parallelmeßpunkte Gerade (MP: P2 nahe Überweg)

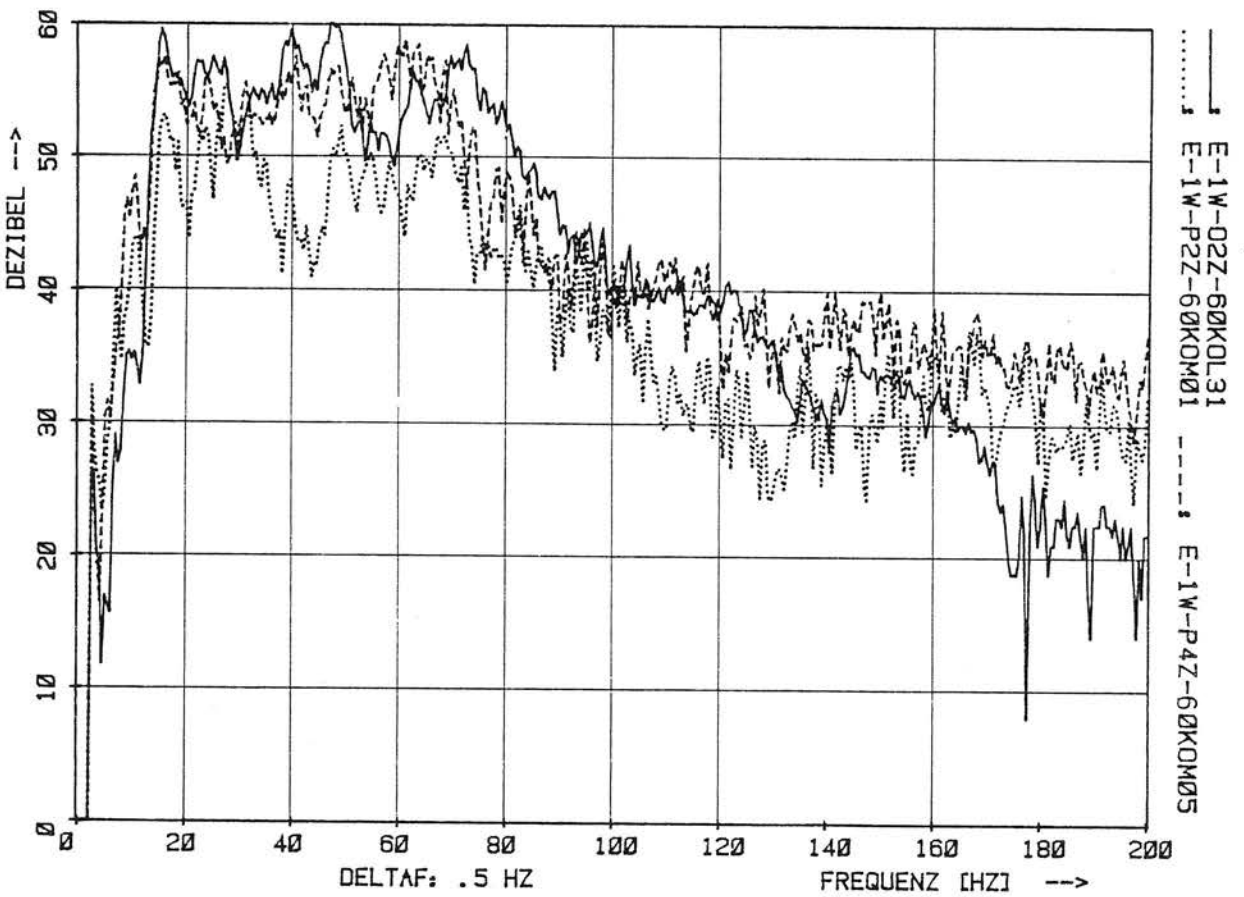


Bild A5/321 Parallelmeßpunkte Weiche

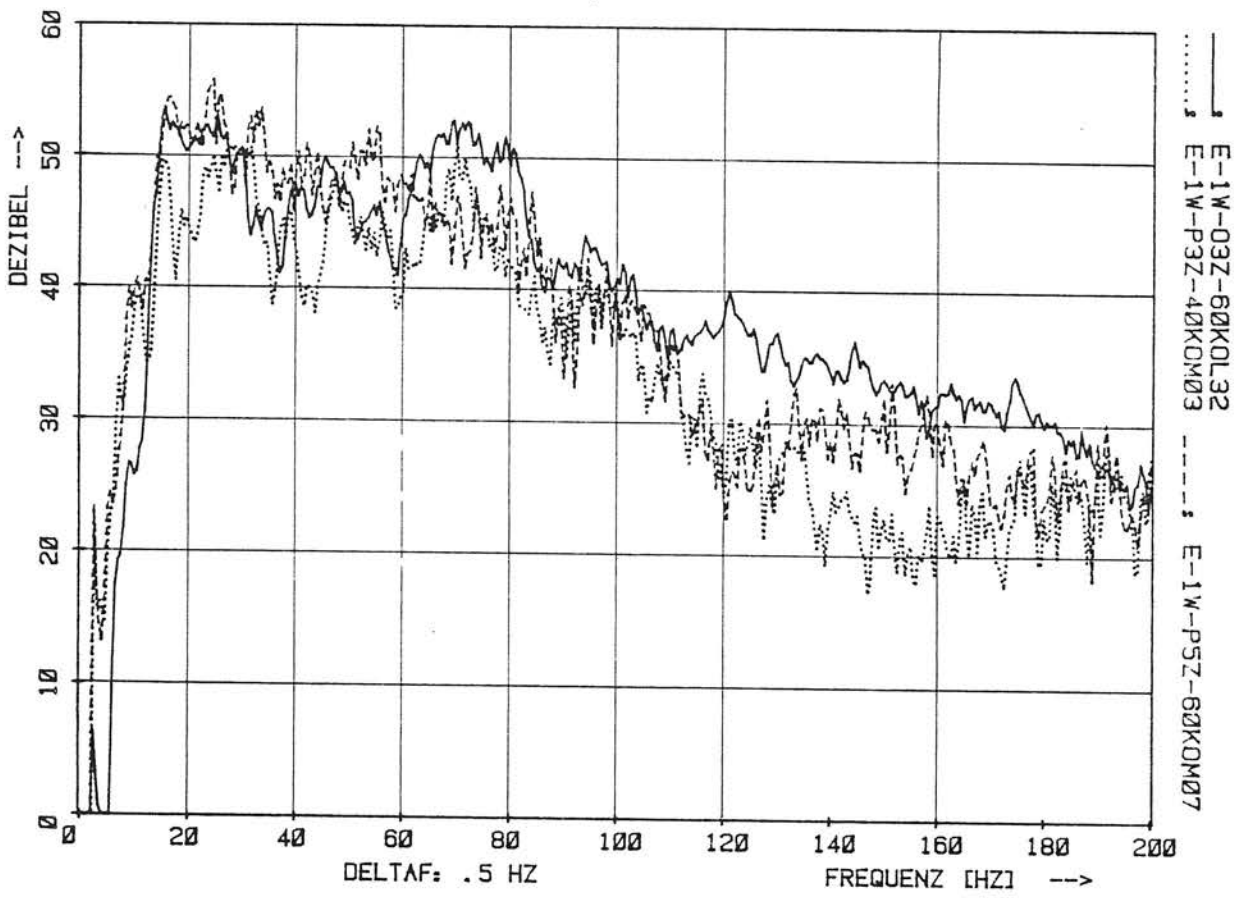


Bild A5/322 Parallelmeßpunkte Weiche

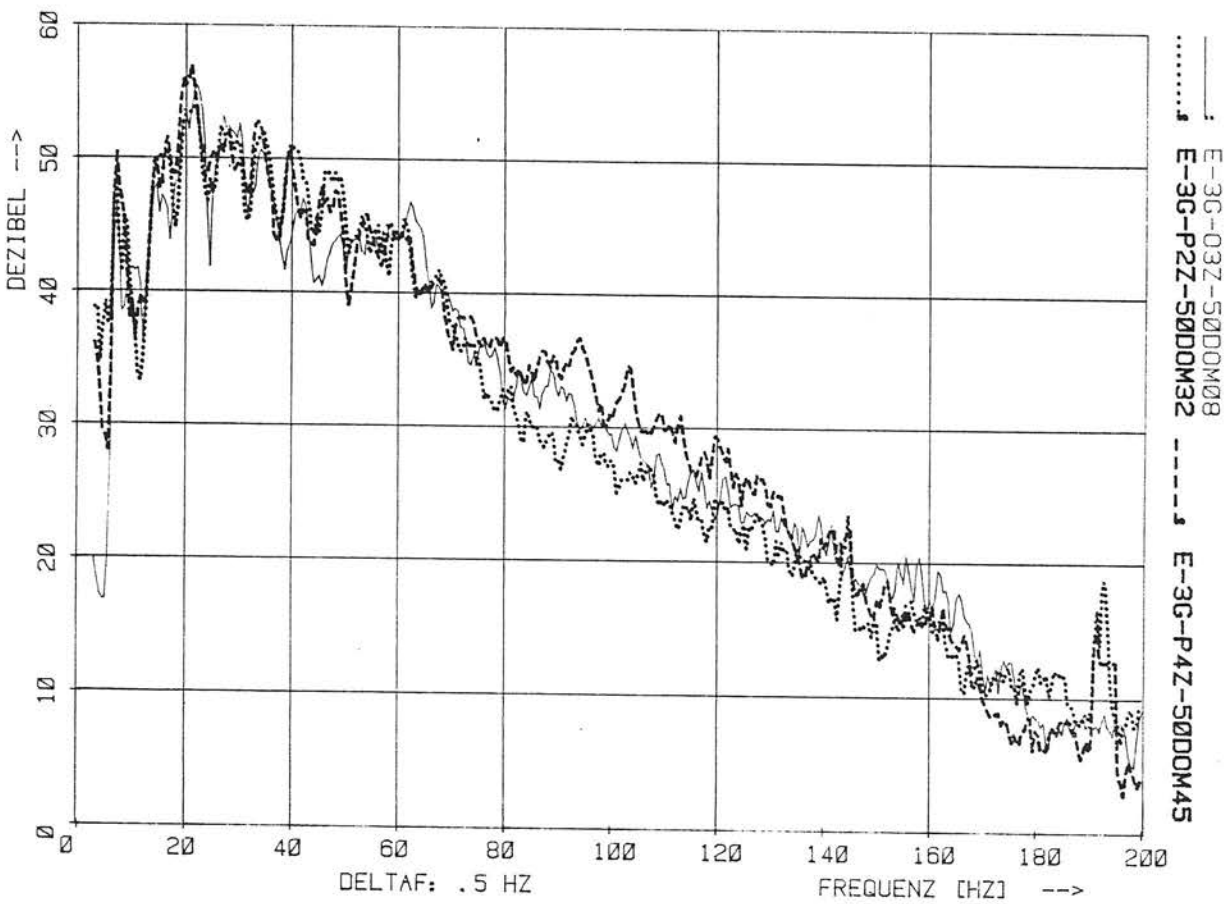


Bild A5/323 Parallelmeßpunkte Gerade in Dortmund

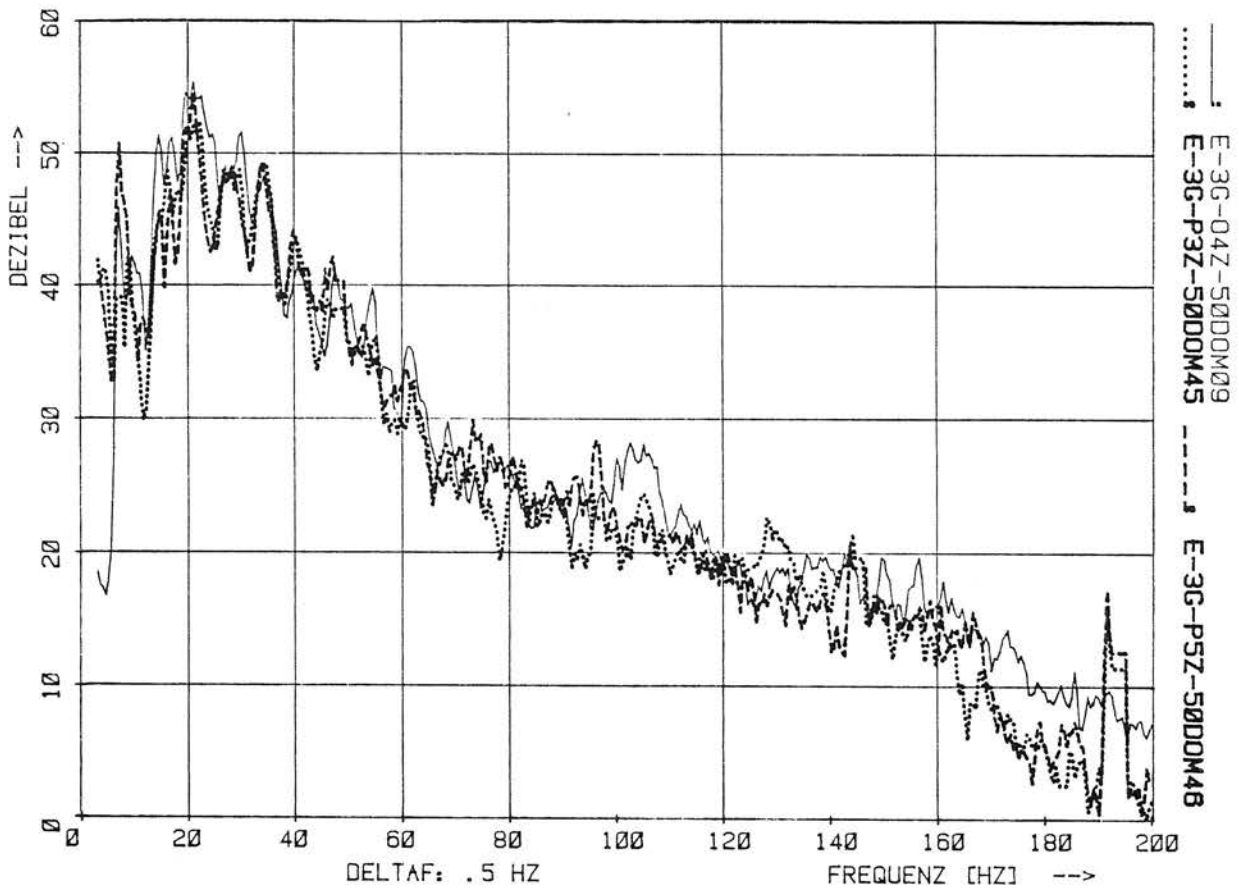


Bild A5/324 Parallelmeßpunkte Gerade in Dortmund

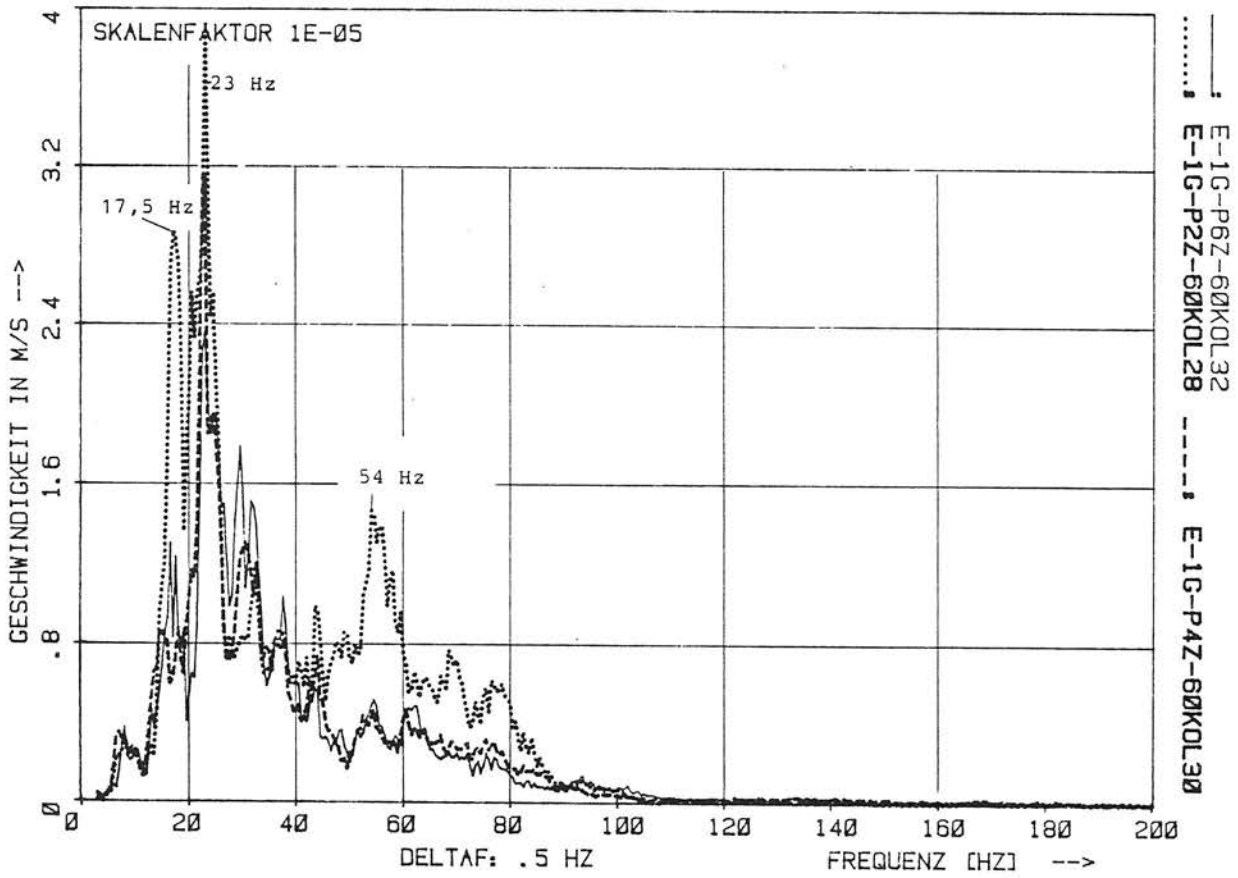


Bild A5/340 Parallelmeßpunkte Gerade (MP: P2 nahe Überweg)

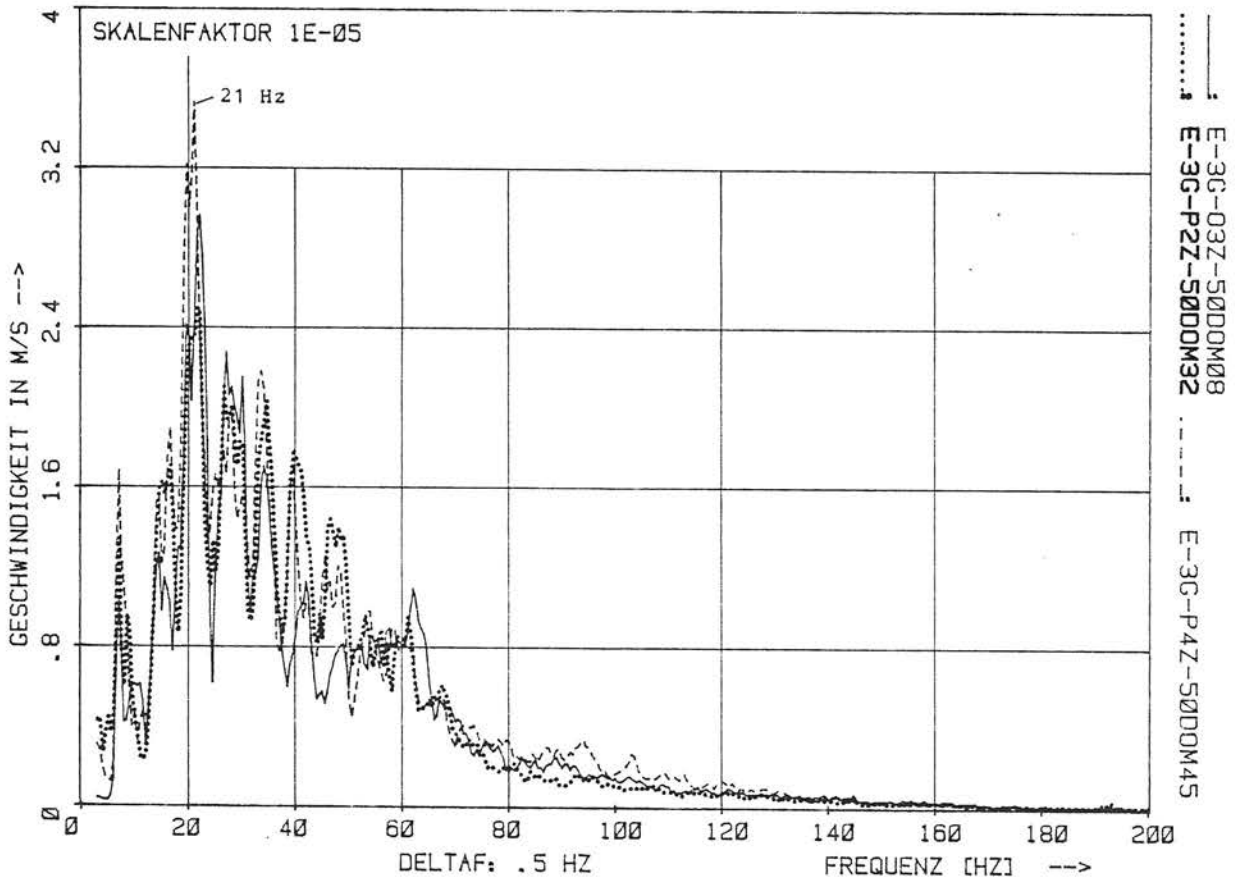


Bild A5/341 Parallelmeßpunkte Gerade in Dortmund

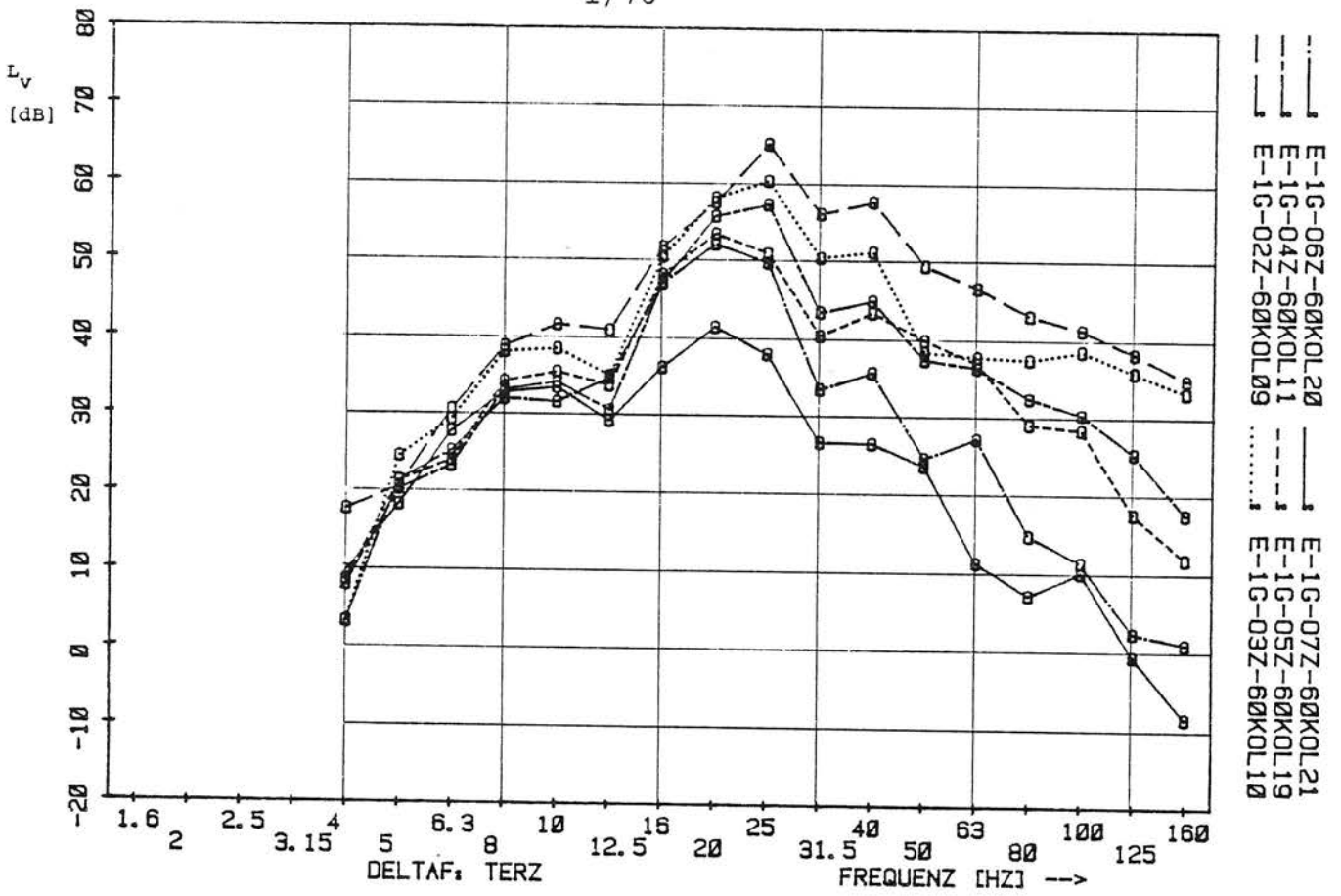


Bild A5/400 Ausbreitung im Boden, Gerade, Köln-Thielenbruch

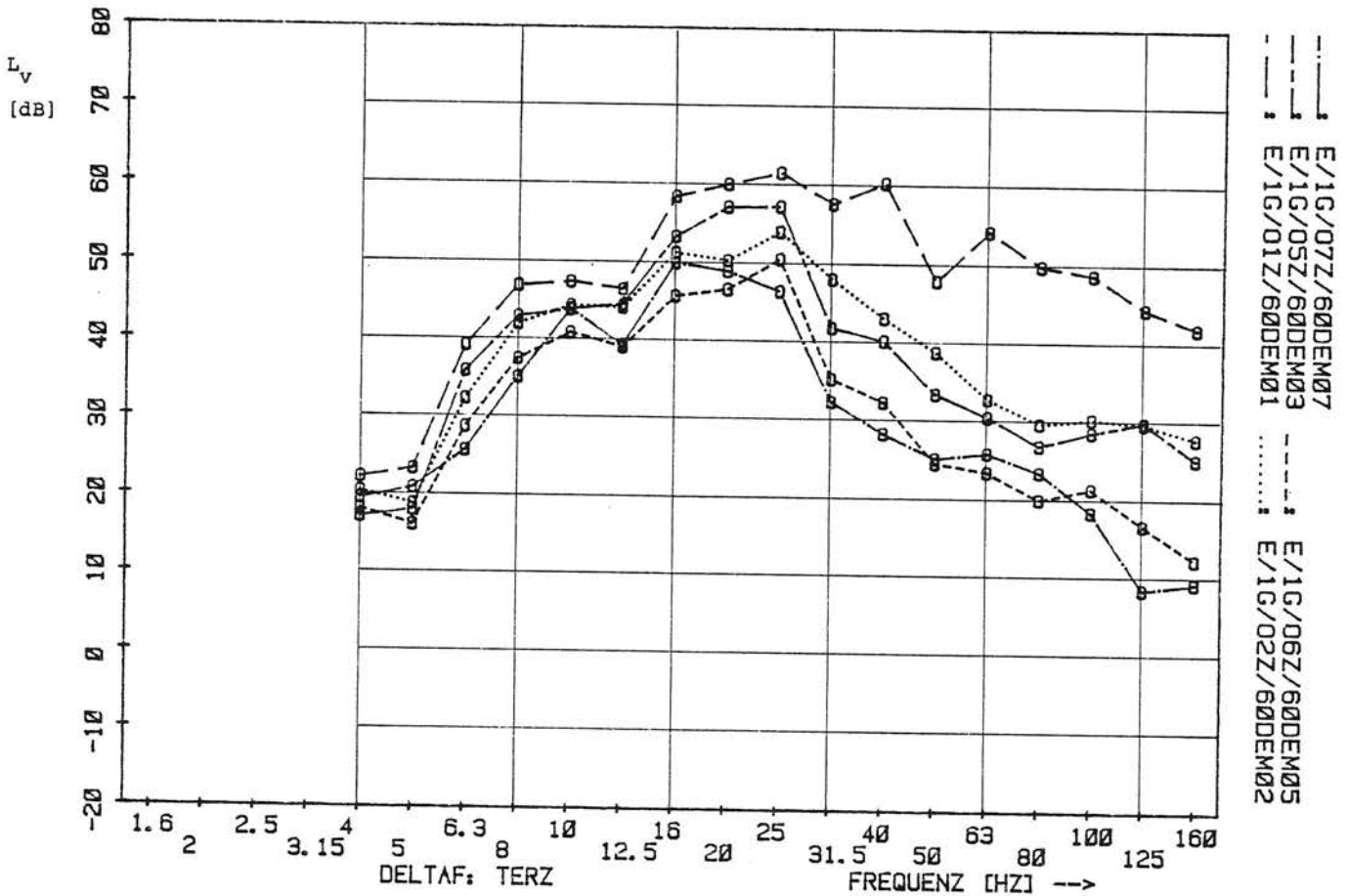


Bild A5/401 Ausbreitung im Boden, Gerade, Köln-Dellbrück

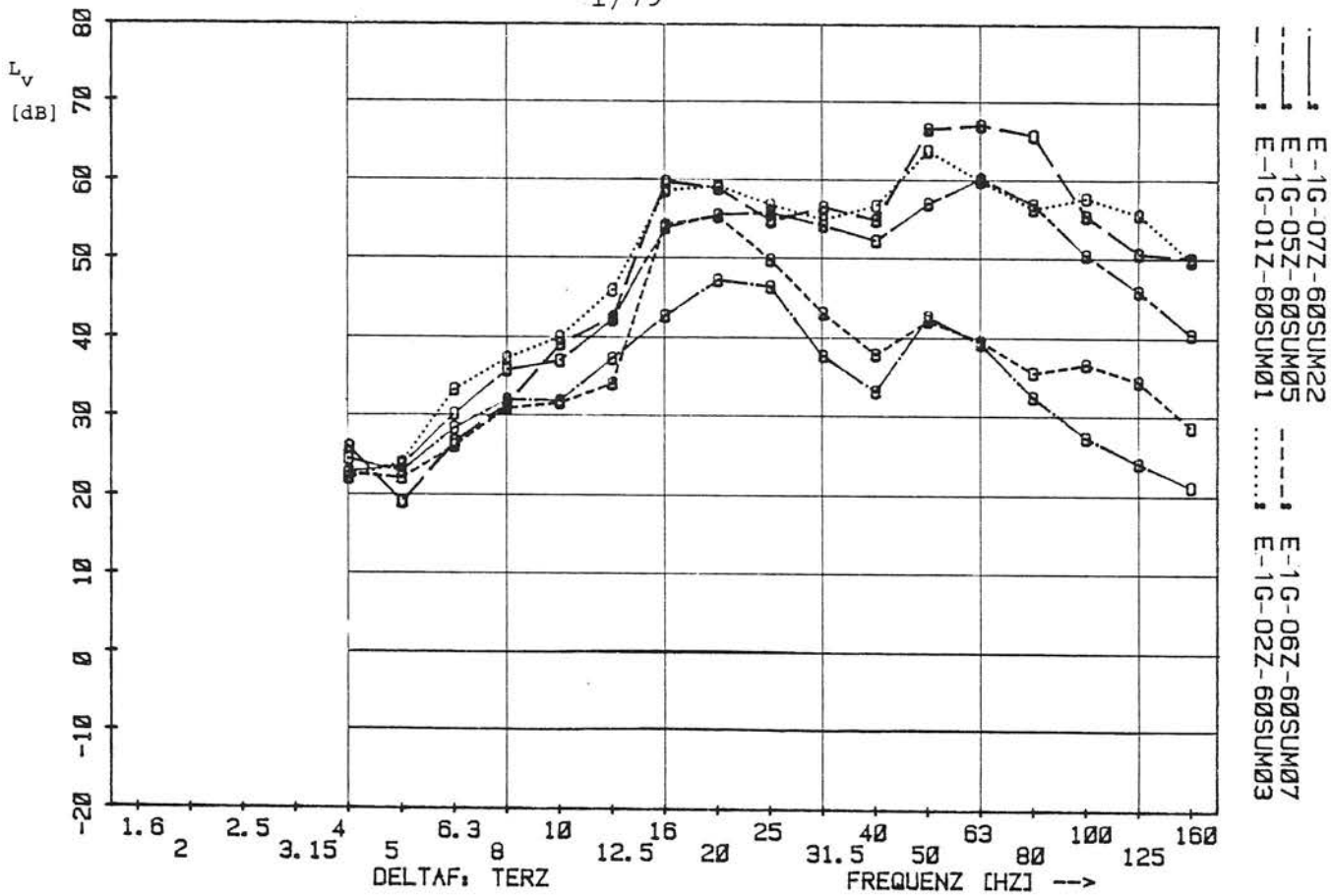


Bild A5/402 Ausbreitung im Boden, Gerade, Köln-Sürth

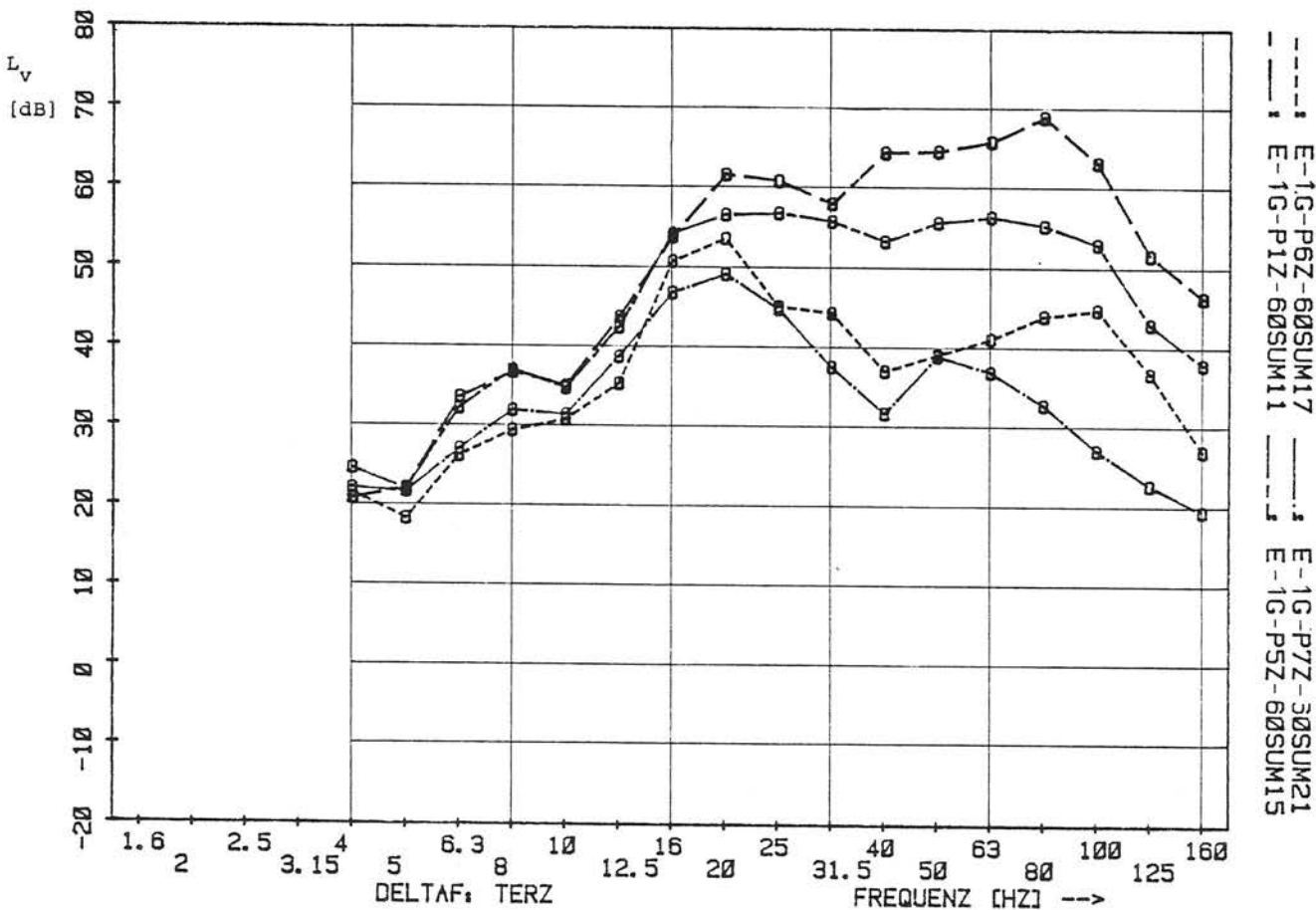


Bild A5/403 Ausbreitung im Boden, Gerade, Köln-Sürth

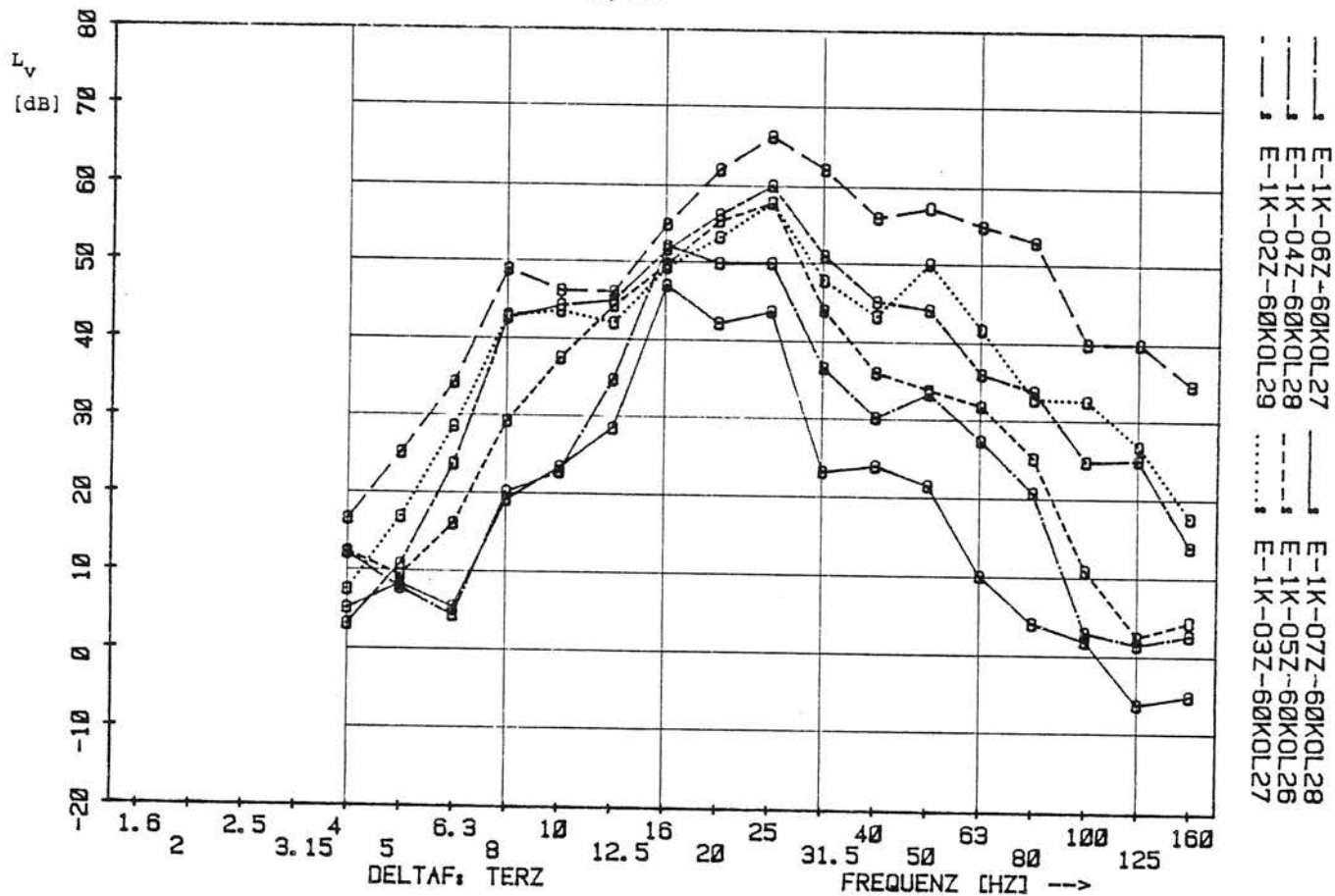


Bild A5/404 Ausbreitung im Boden, Kurve, Köln-Thielenbruch

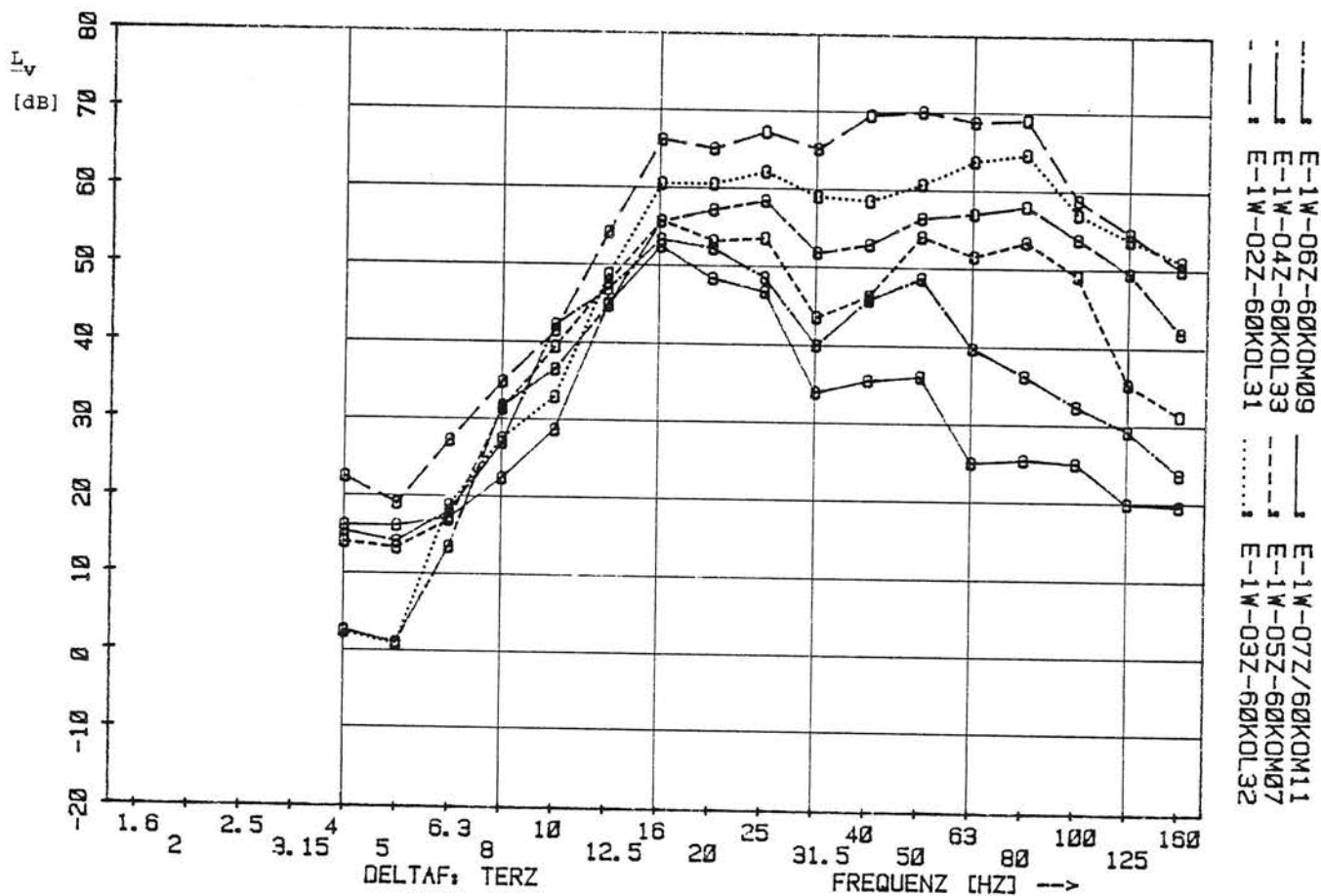


Bild A5/405 Ausbreitung im Boden, Weiche, Köln-Thielenbruch

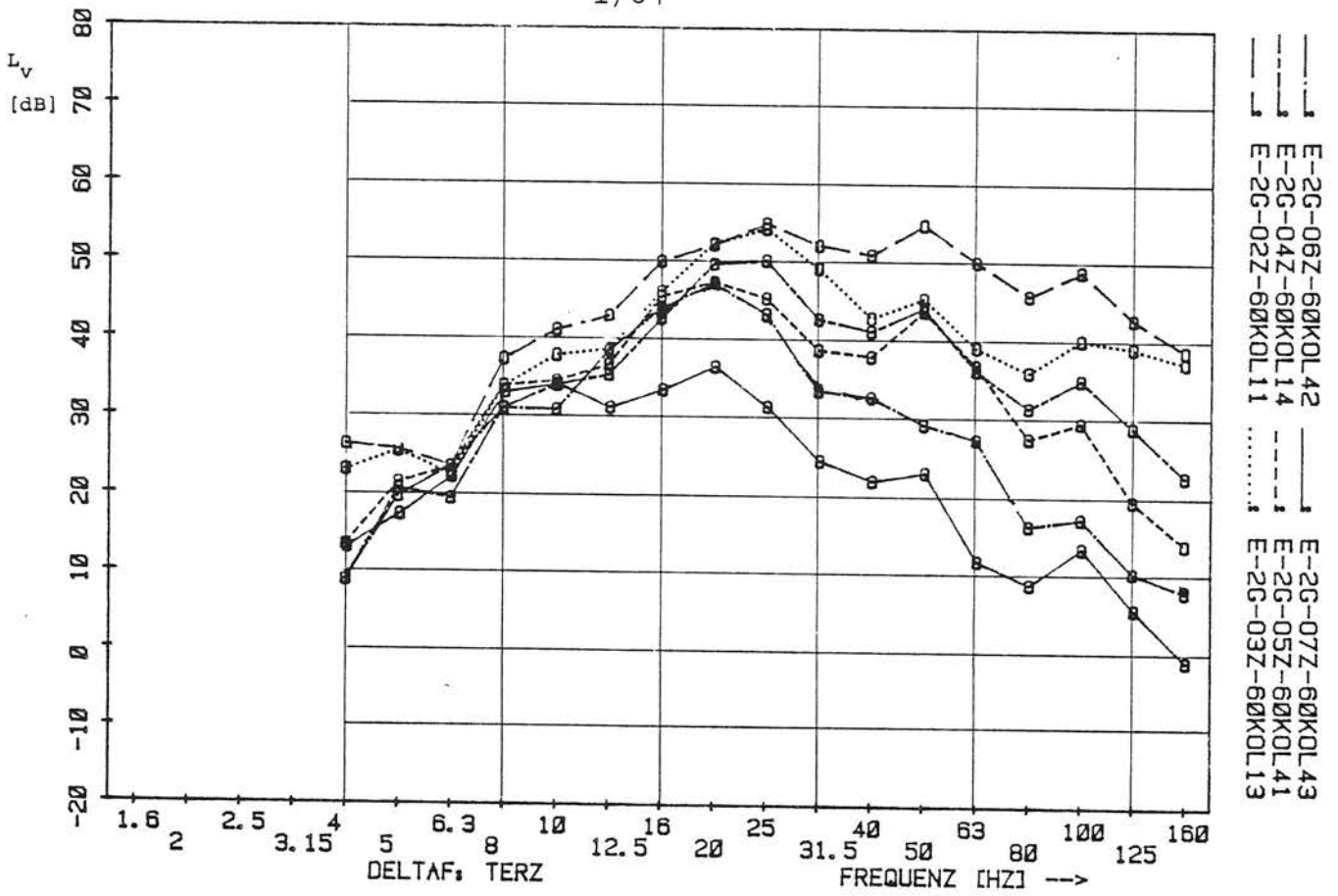


Bild A5/406 Ausbreitung im Boden, Gerade, Köln-Thielenbruch (Strab)

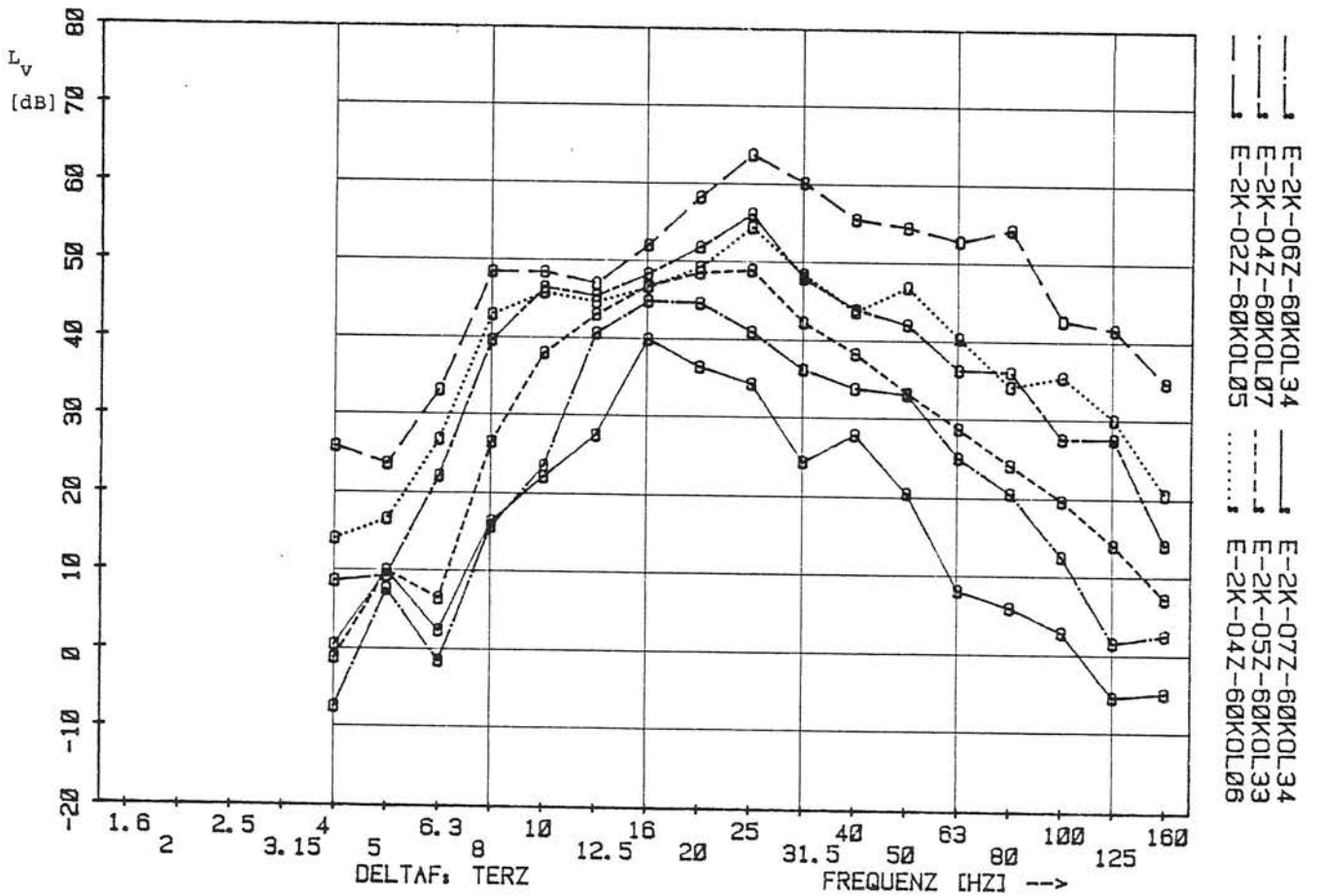


Bild A5/407 Ausbreitung im Boden, Kurve, Köln-Thielenbruch (Strab)

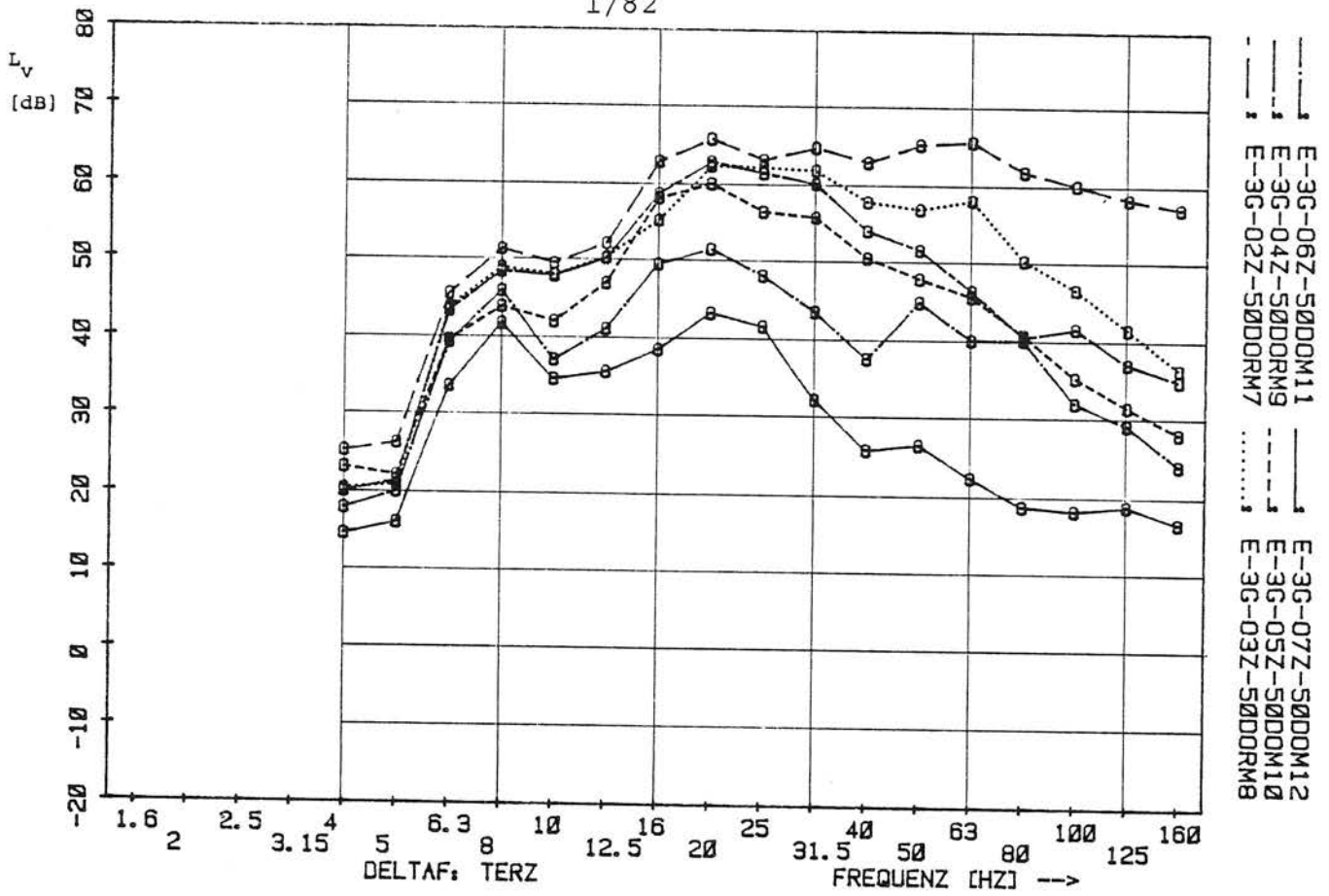


Bild A5/408 Ausbreitung im Boden, Gerade, Dortmund

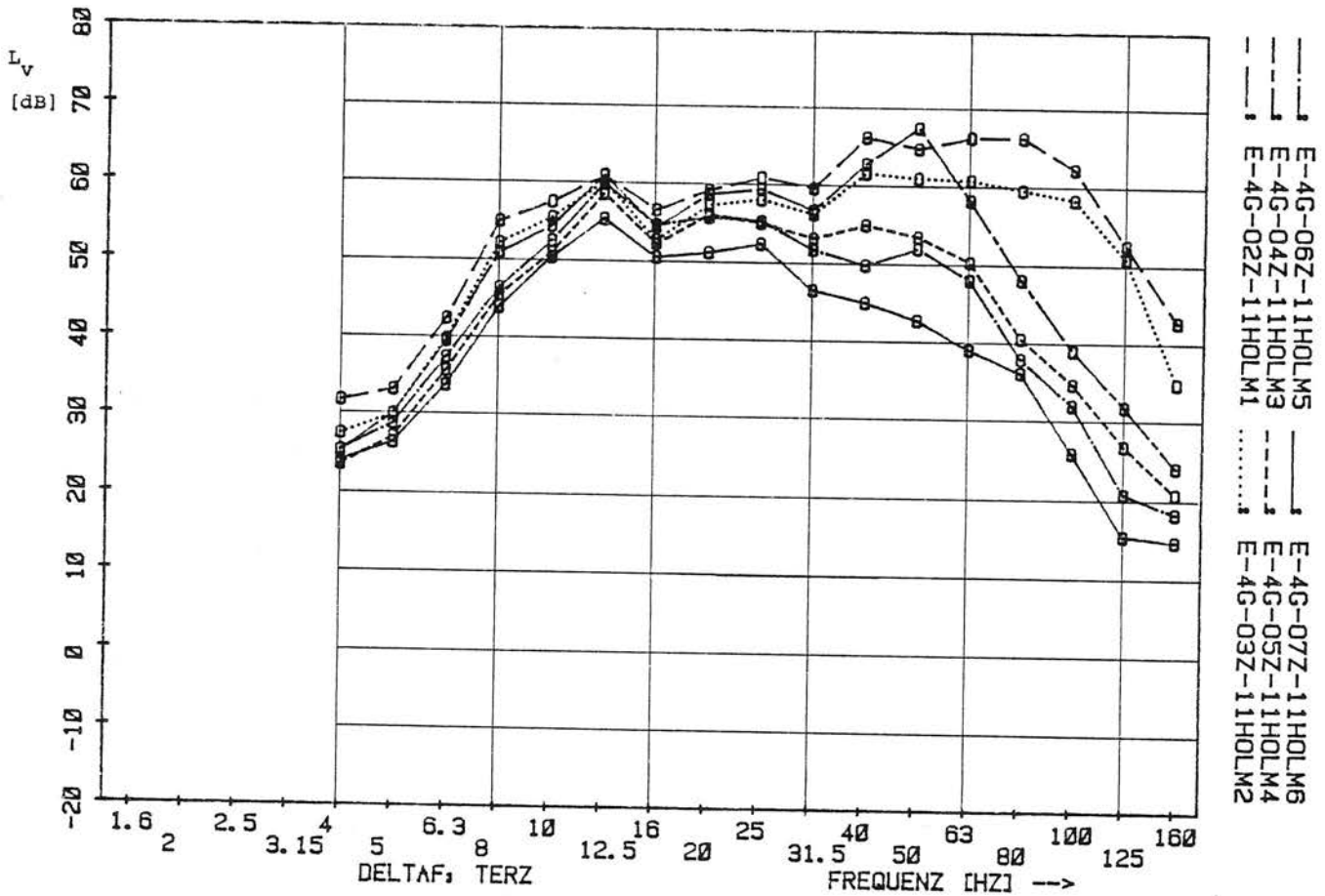


Bild A5/409 Ausbreitung im Boden, Gerade, Köln-Holweide

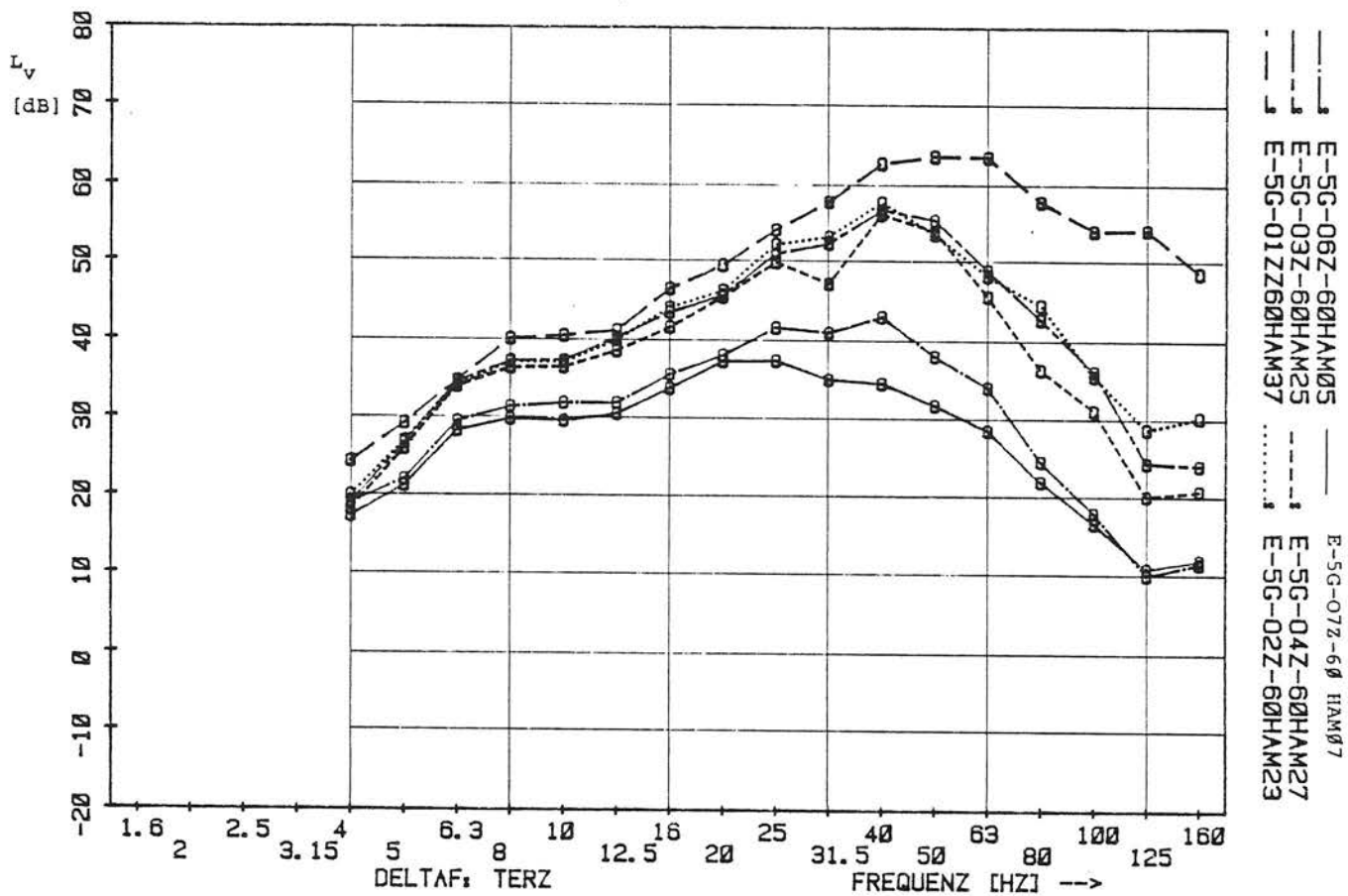


Bild A5/410 Ausbreitung im Boden, Gerade, Hamburg

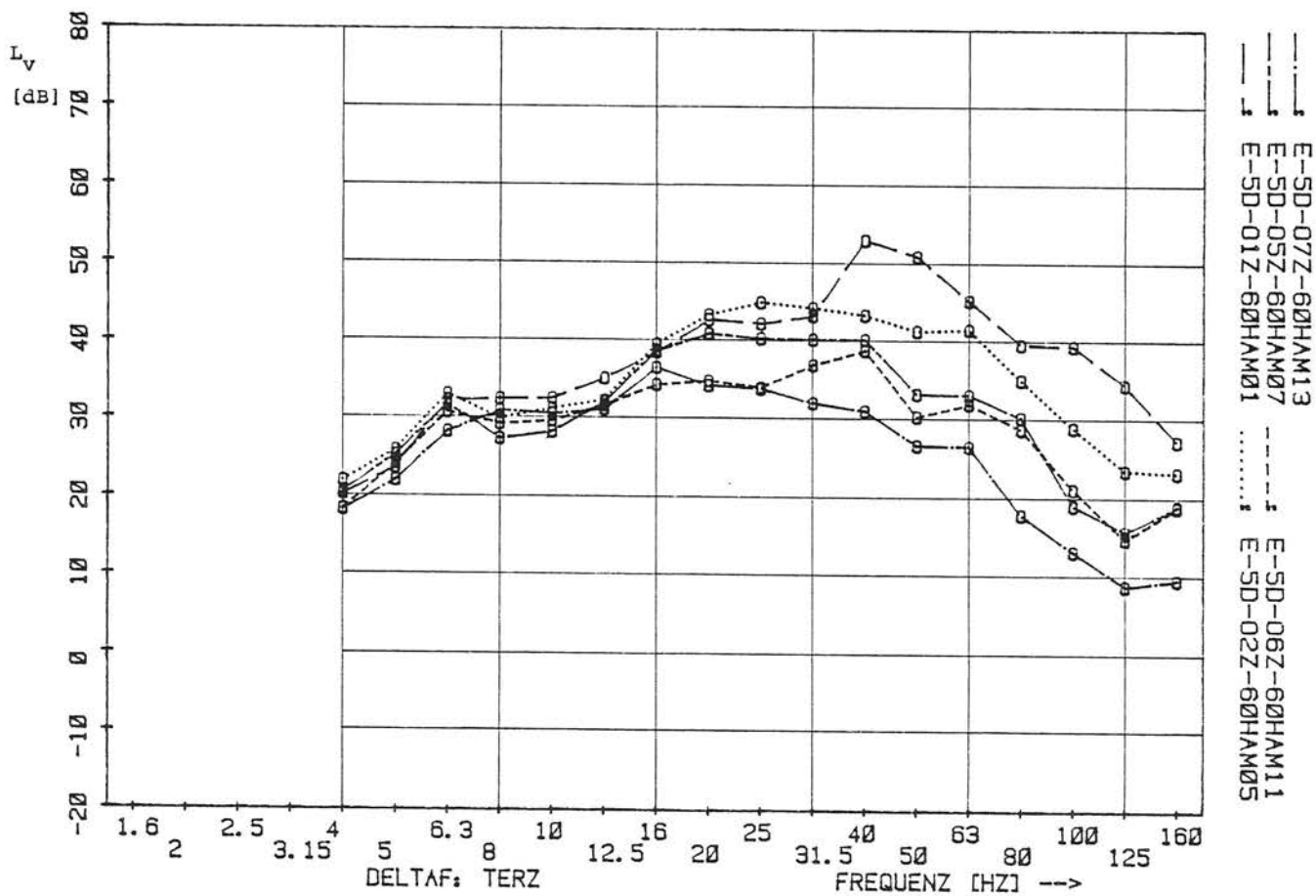


Bild A5/411 Ausbreitung im Boden, Damm, Hamburg

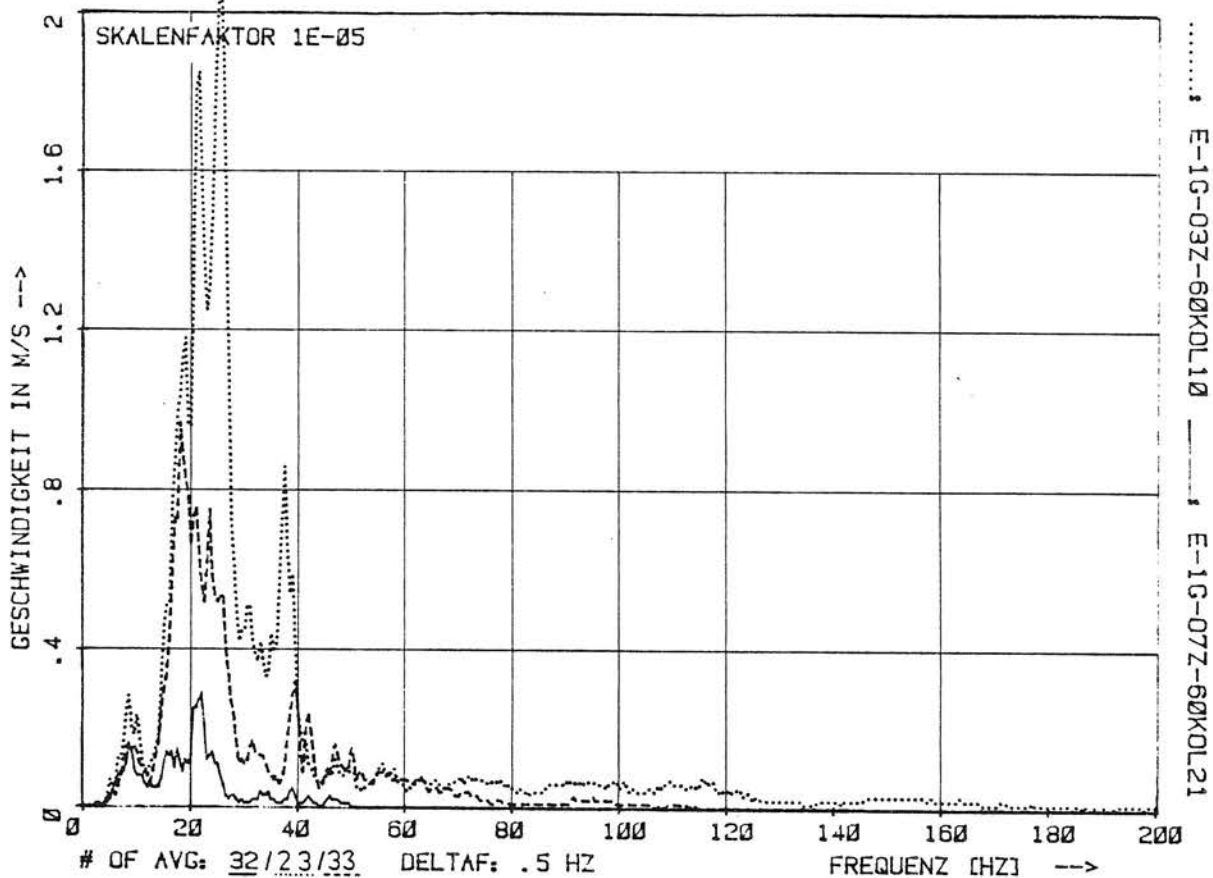


Bild A5/440 Ausbreitung im Boden, Gerade, Köln-Thielenbruch

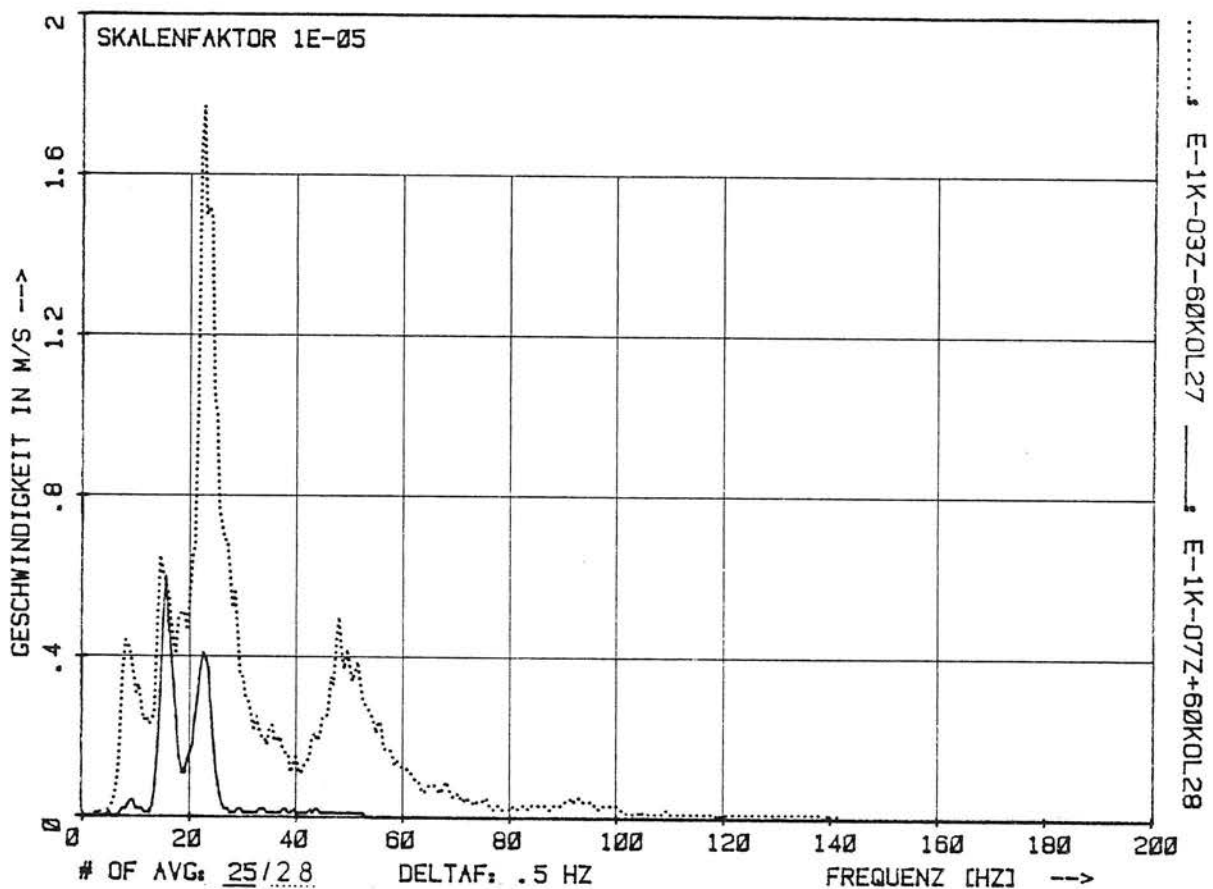


Bild A5/441 Ausbreitung im Boden, Kurve, Köln-Thielenbruch

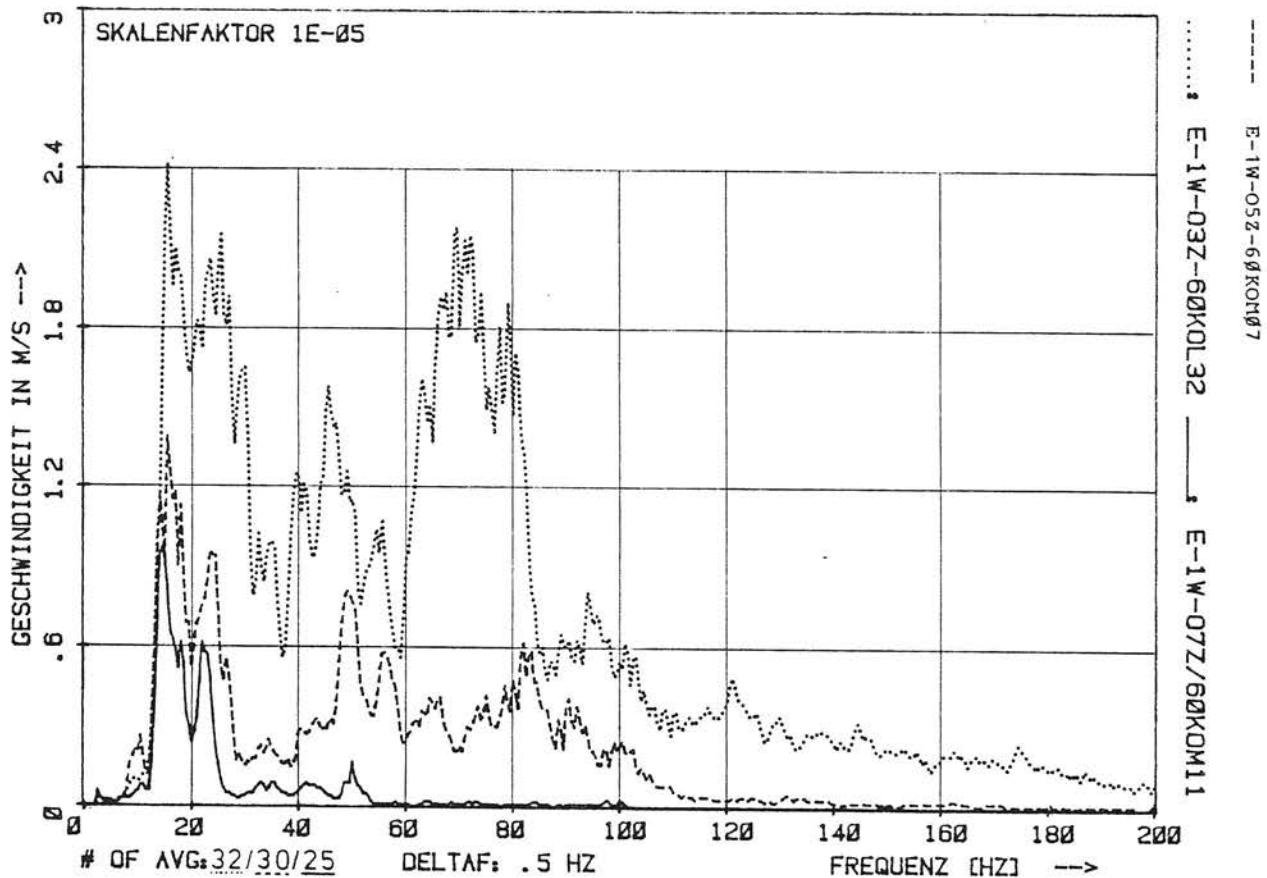


Bild A5/442 Ausbreitung im Boden, Weiche, Köln-Thielenbruch

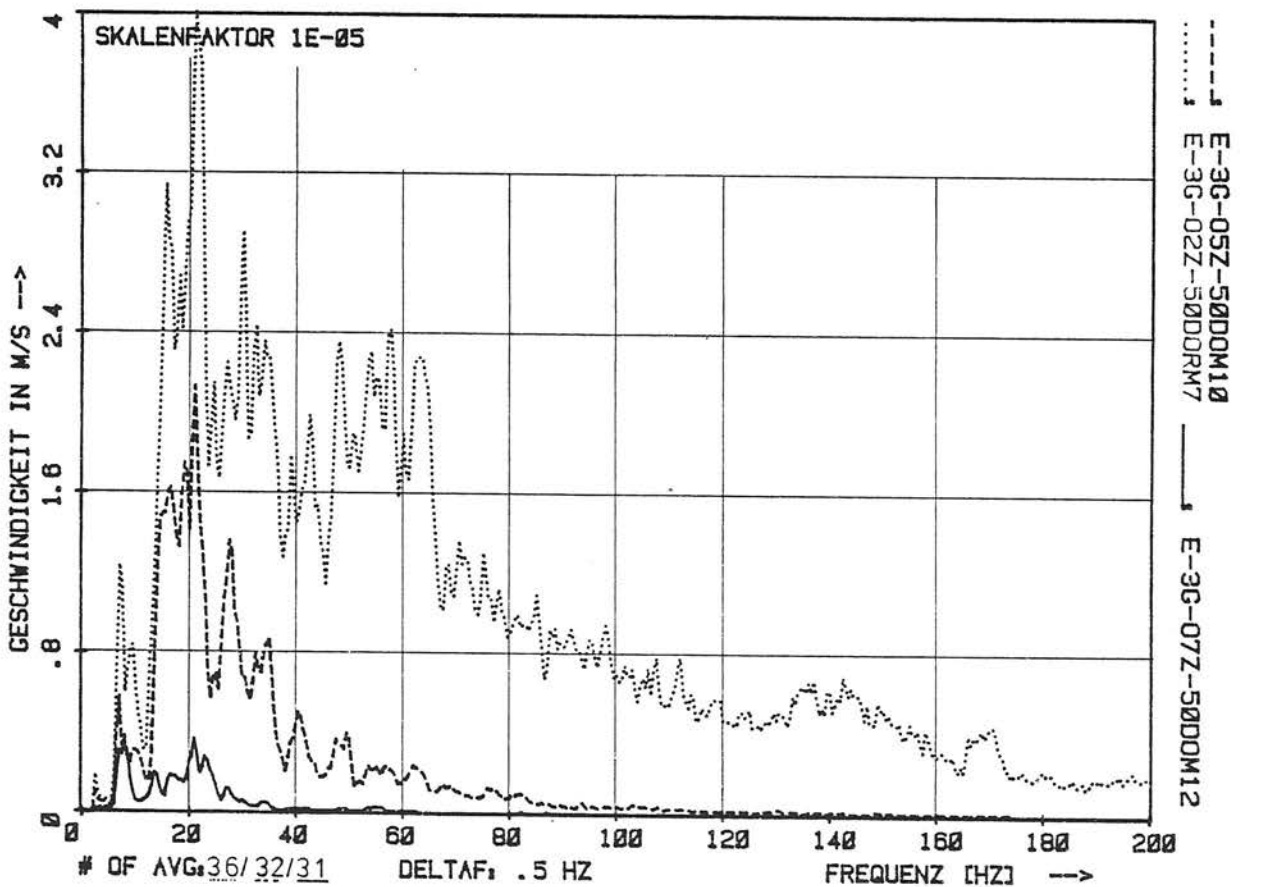


Bild A5/443 Ausbreitung im Boden, Gerade, Dortmund

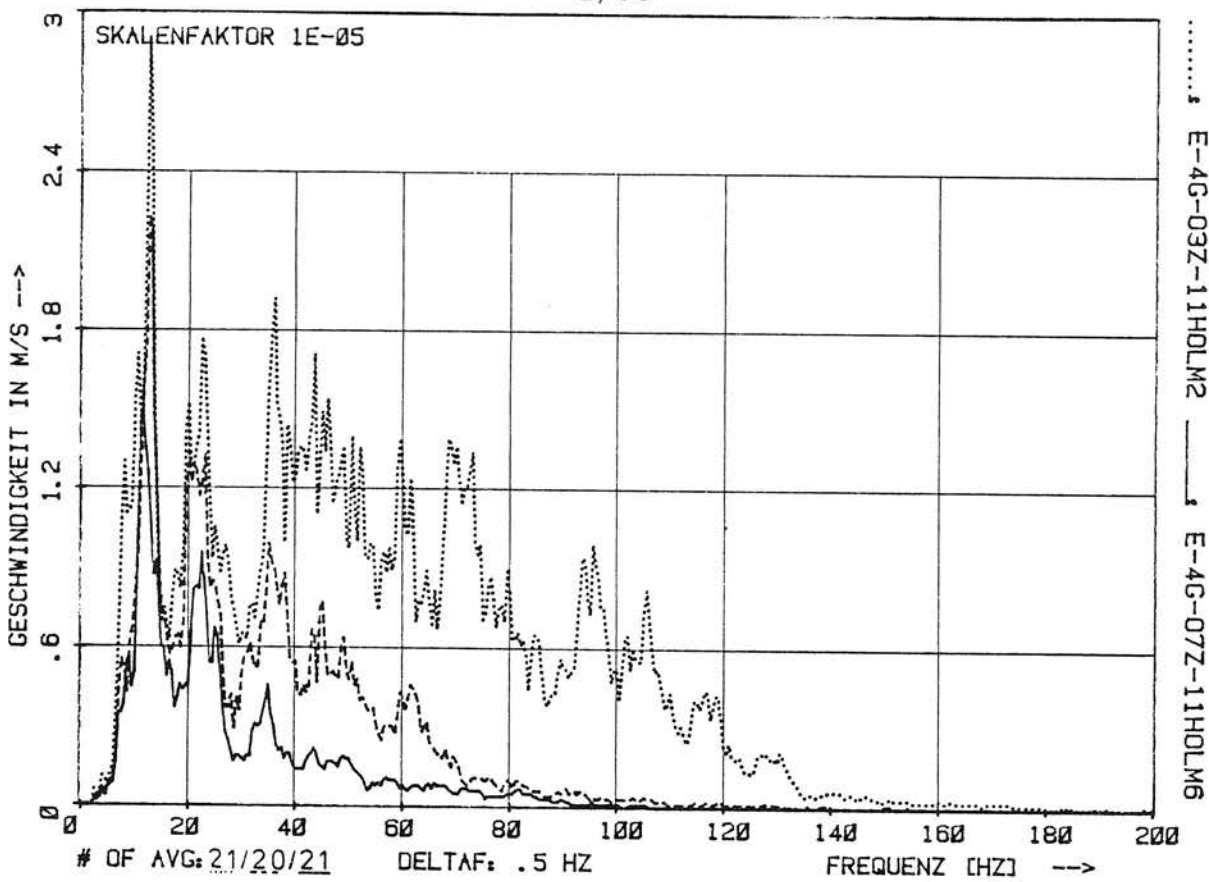


Bild A5/444 Ausbreitung im Boden, Gerade, Köln-Holweide

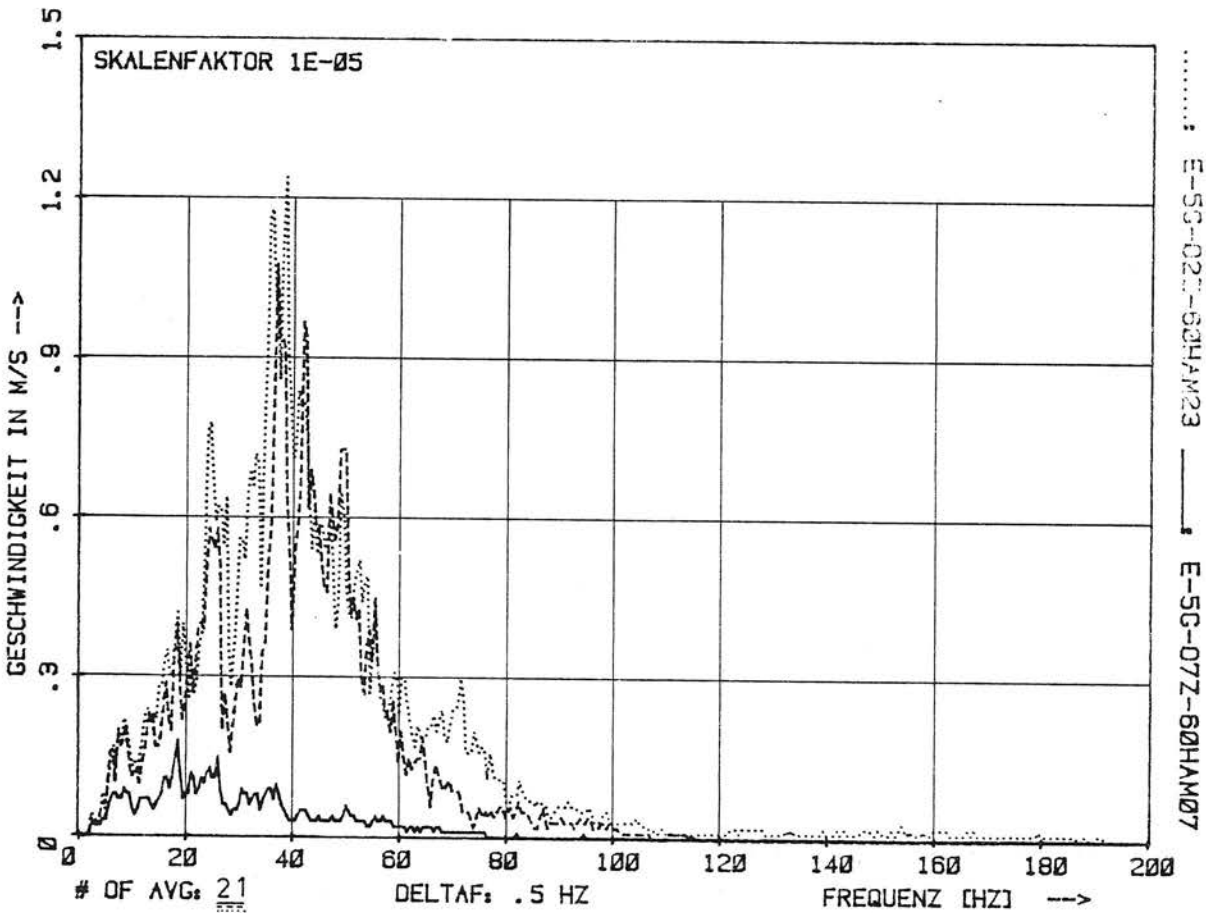


Bild A5/445 Ausbreitung im Boden, Gerade, Hamburg

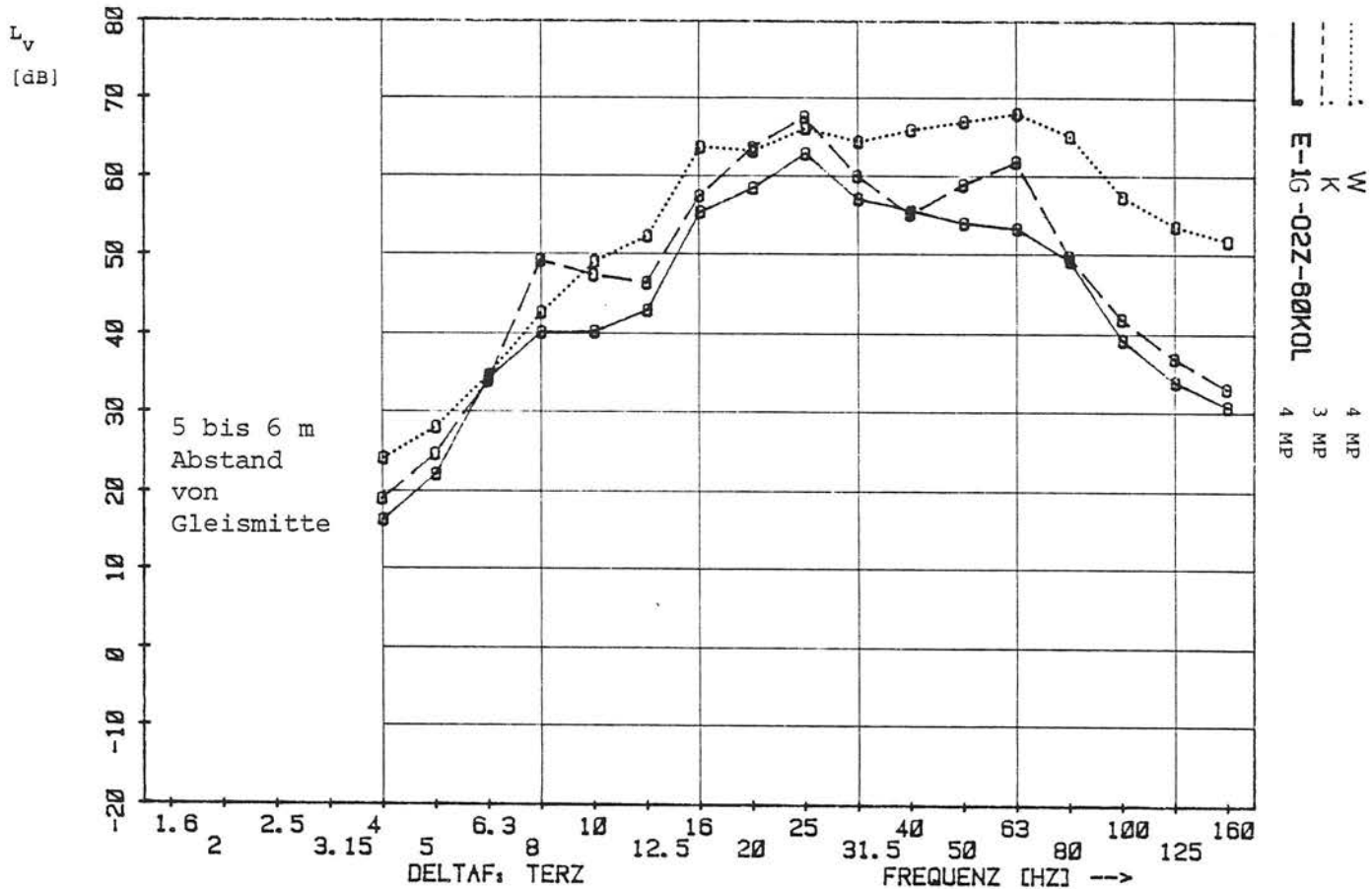


Bild A5/500: Gemittelte Spektren der parallelen Meßpunkte MP
Trassenvergleich (Weiche, Gerade, Kurve)

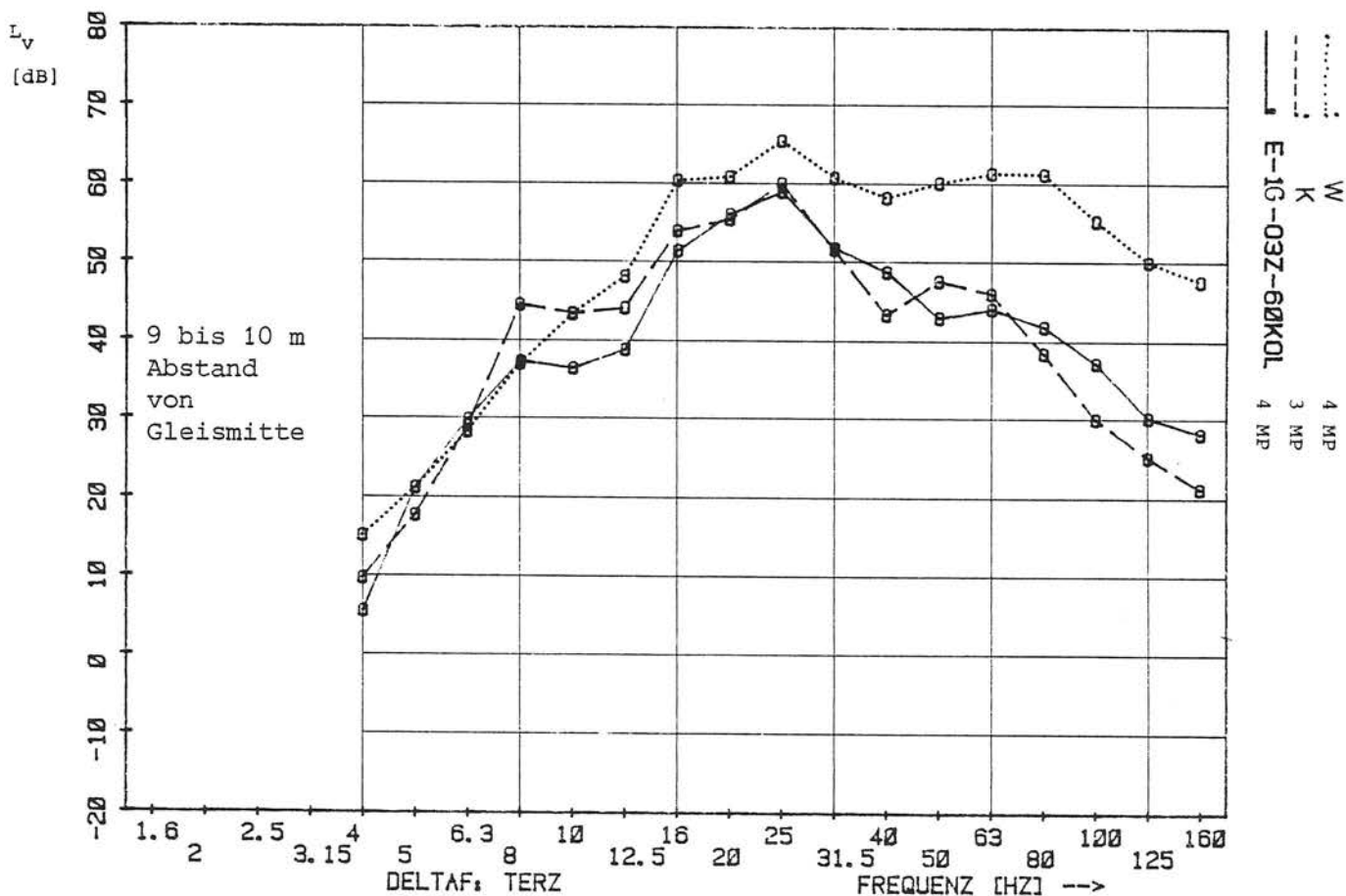


Bild A5/501: Gemittelte Spektren der parallelen Meßpunkte MP
Trassenvergleich (Weiche, Gerade, Kurve)

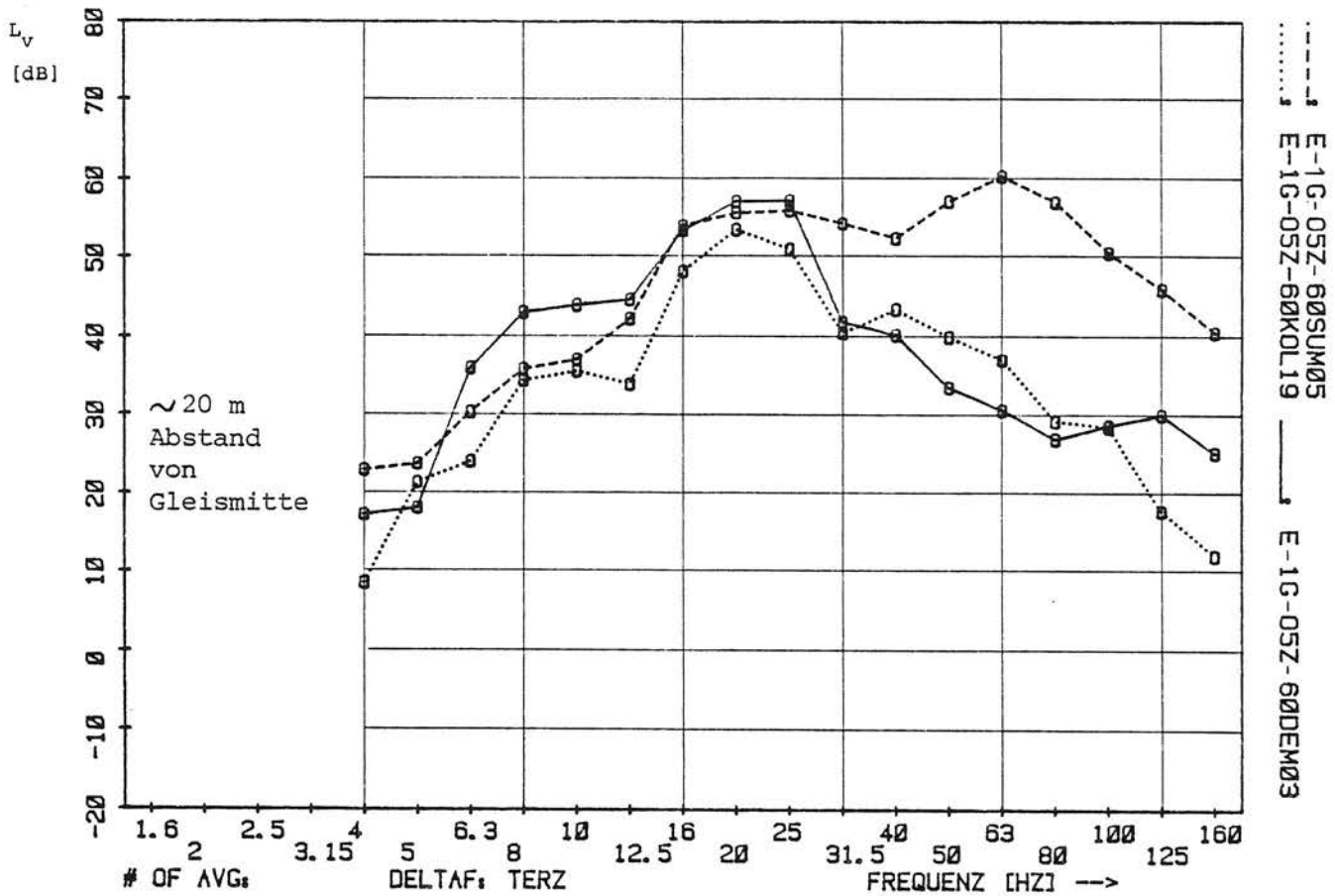


Bild A5/502 Vergleich verschiedener Meßstrecken (dasselbe Fahrzeug)

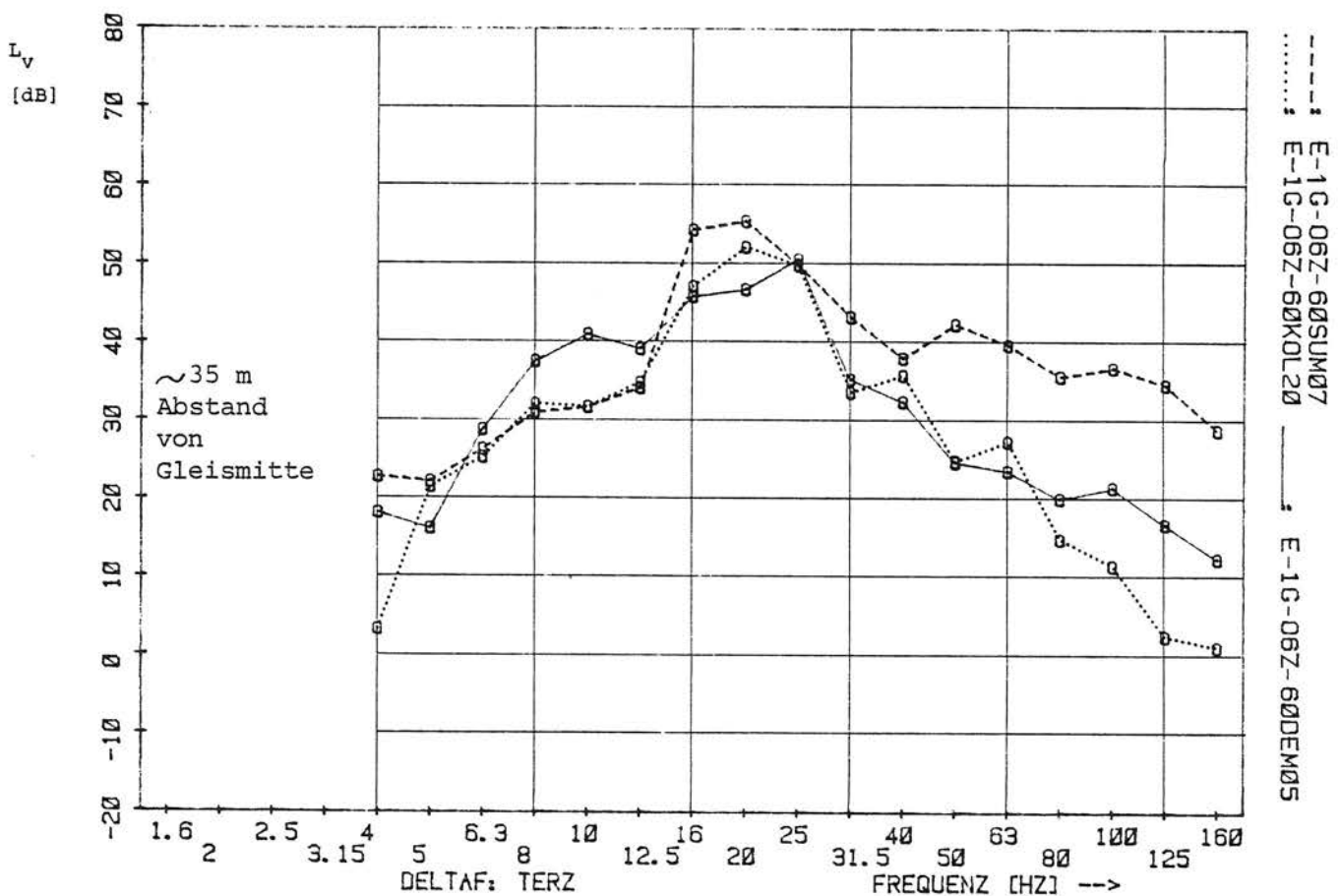


Bild A5/503 Vergleich verschiedener Meßstrecken (dasselbe Fahrzeug)

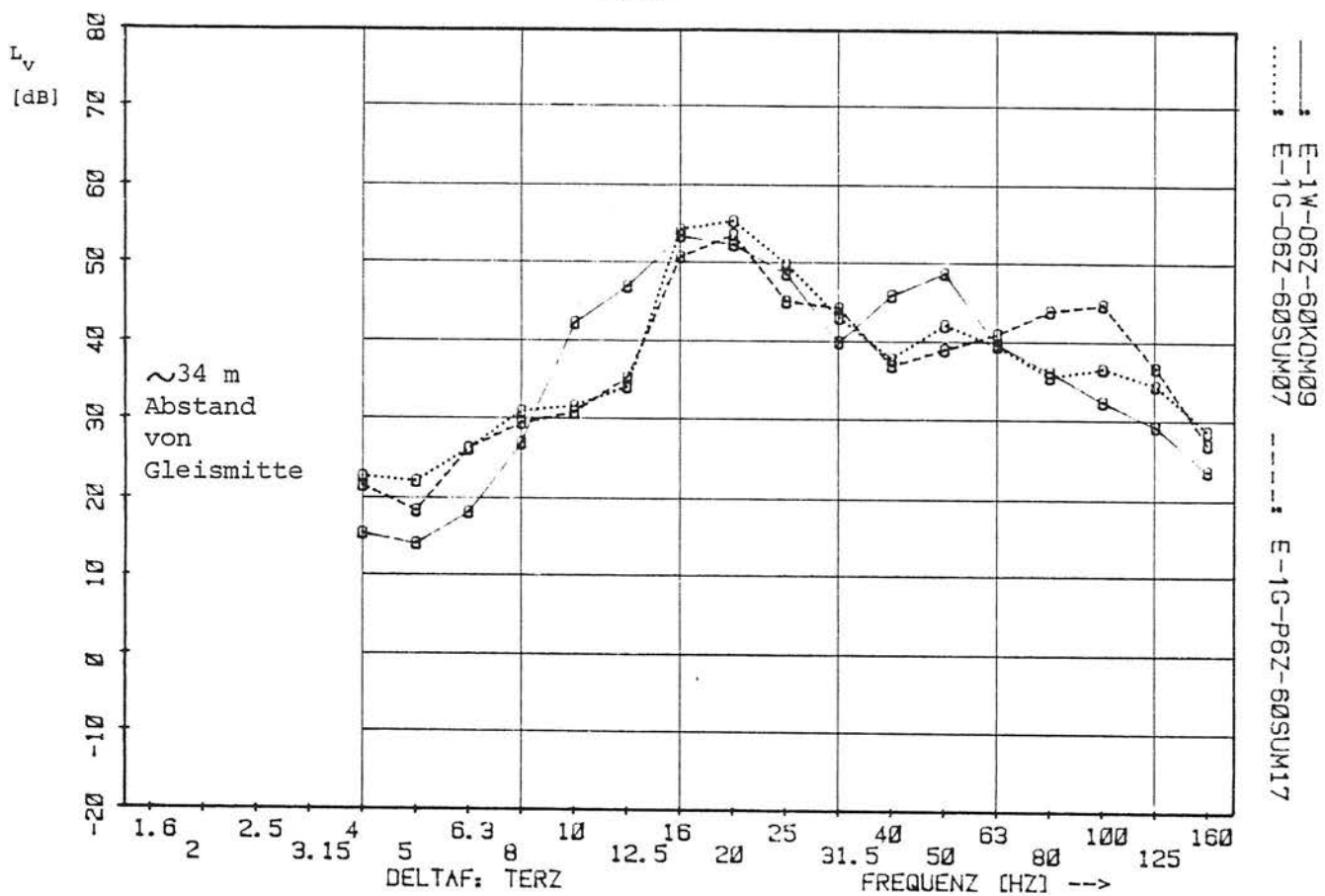


Bild A5/504 Vergleich verschiedener Meßstrecken (dasselbe Fahrzeug)
 Weiche in Köln-Thielenbruch mit Gerade in Köln-Sürth

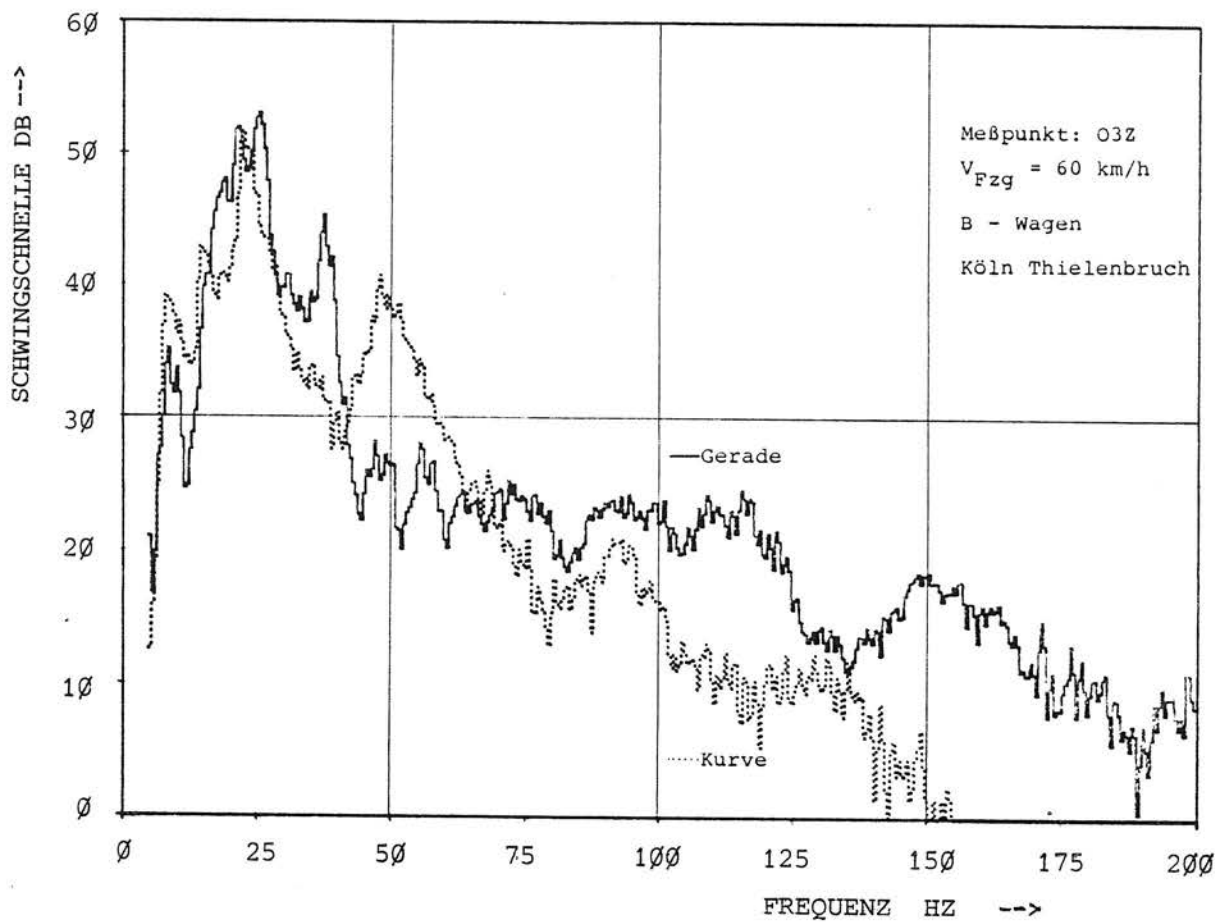


Bild A5/520 Trassenvergleich (Gerade - Kurve)

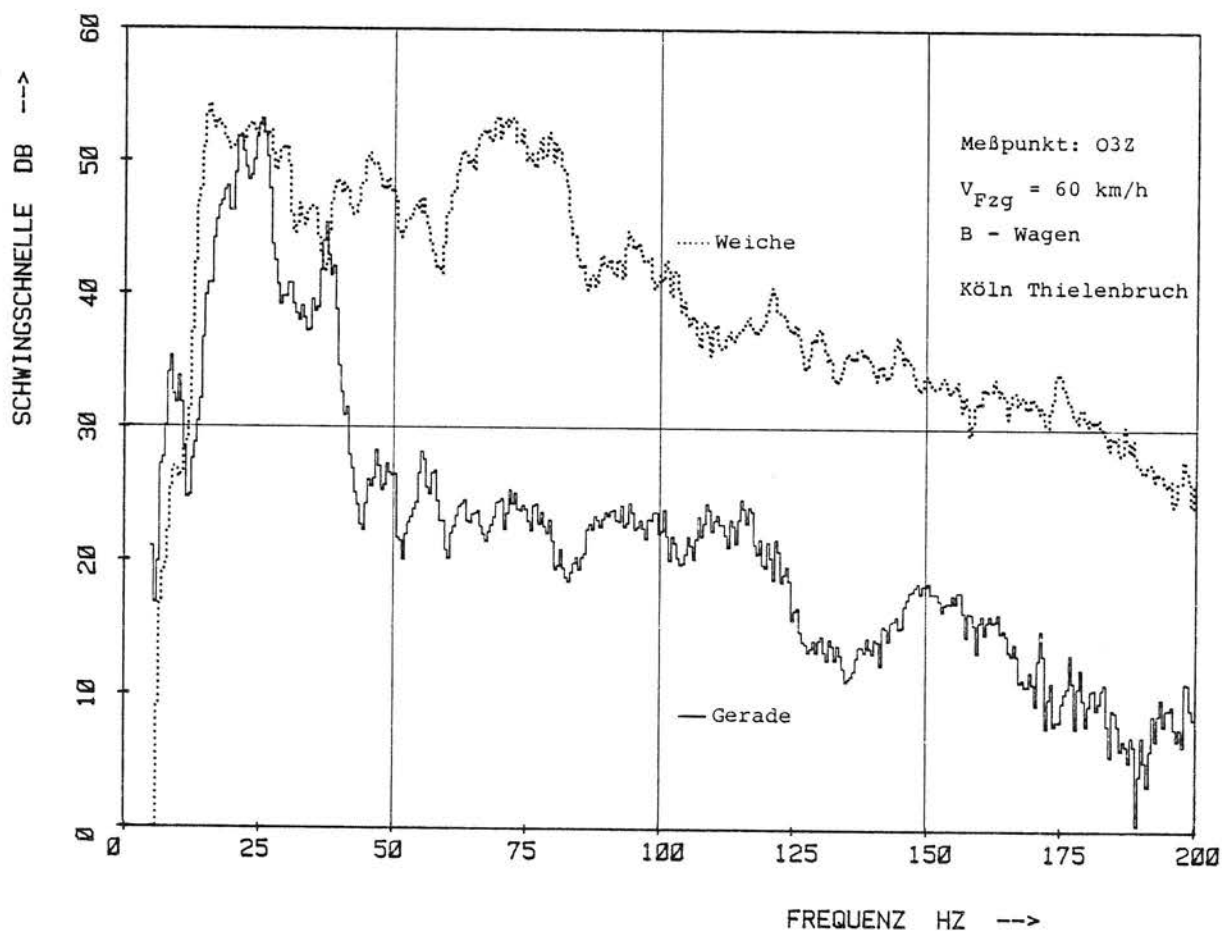


Bild A5/521 Trassenvergleich (Gerade - Weiche)

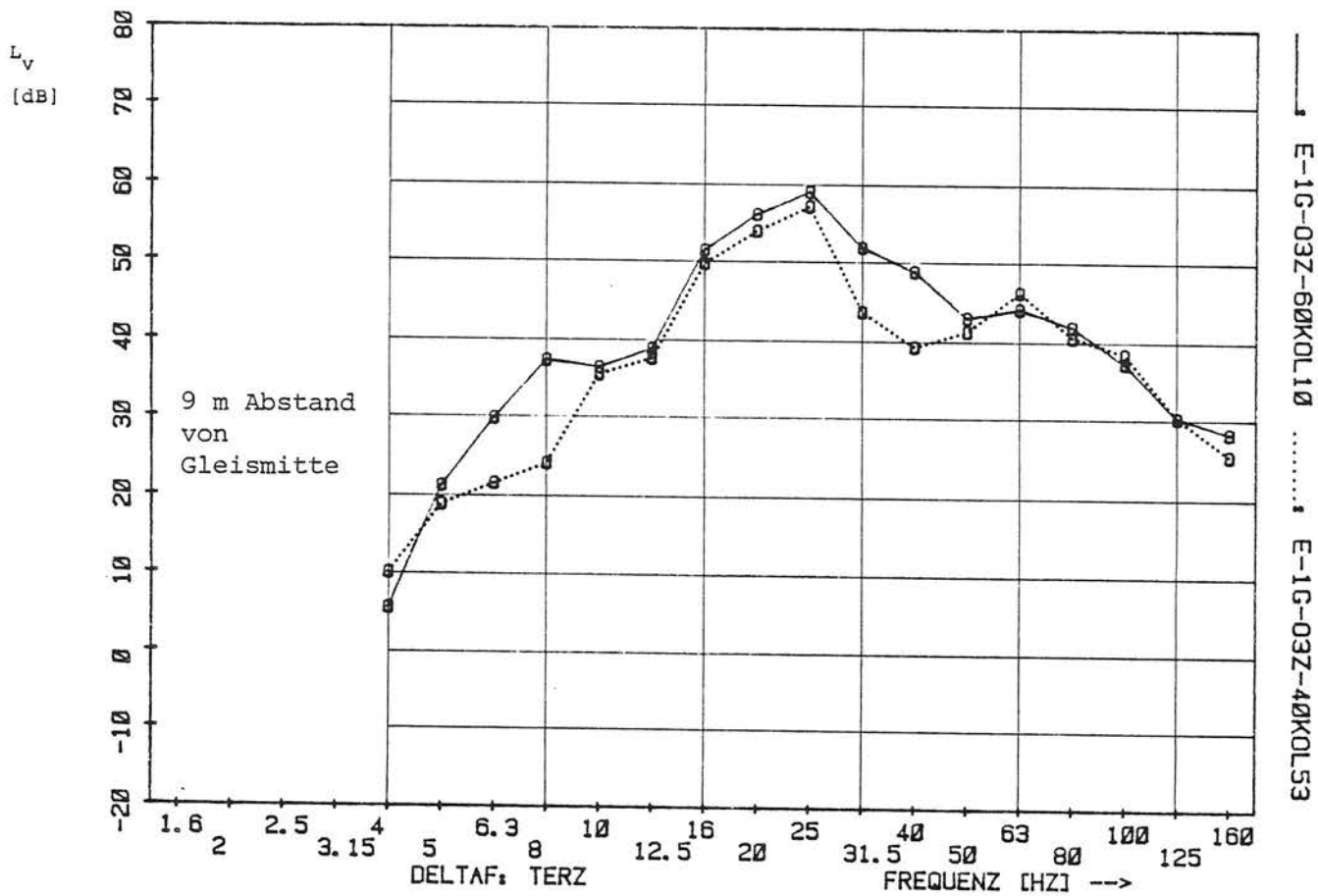


Bild A5/600 Geschwindigkeitseinfluß (40 u. 60 km/h)

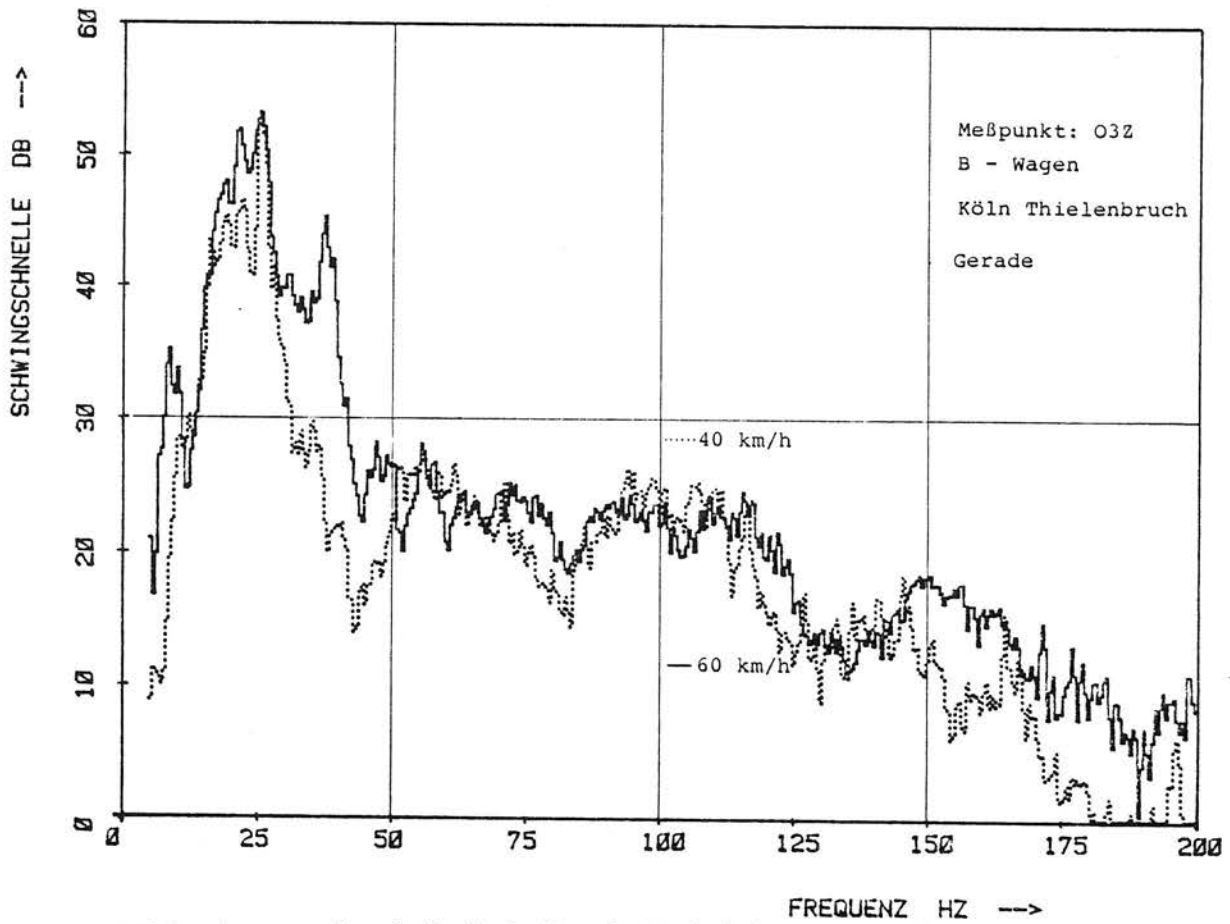


Bild A5/620 Geschwindigkeitseinfluß (40 u. 60 km/h)

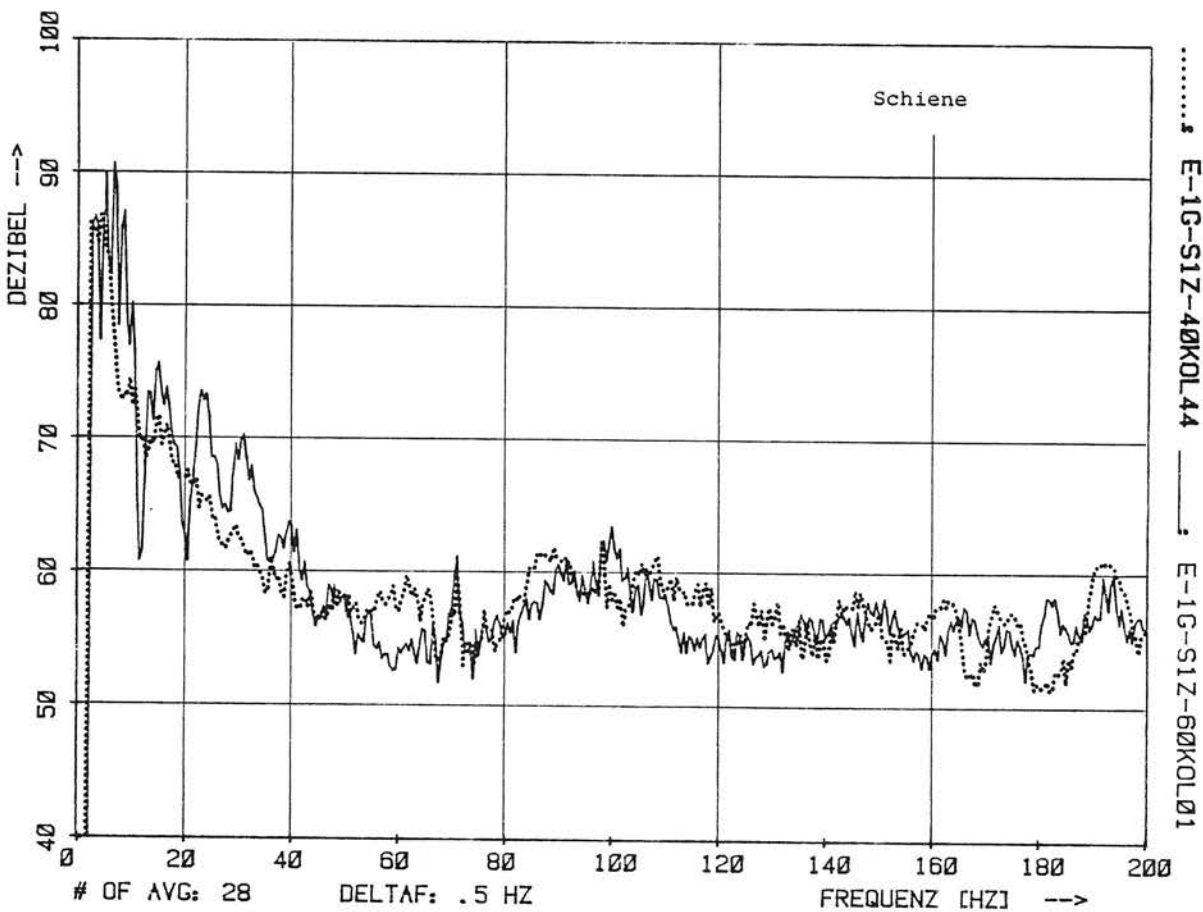


Bild A5/621

Geschwindigkeitseinfluß (40 u. 60 km/h)

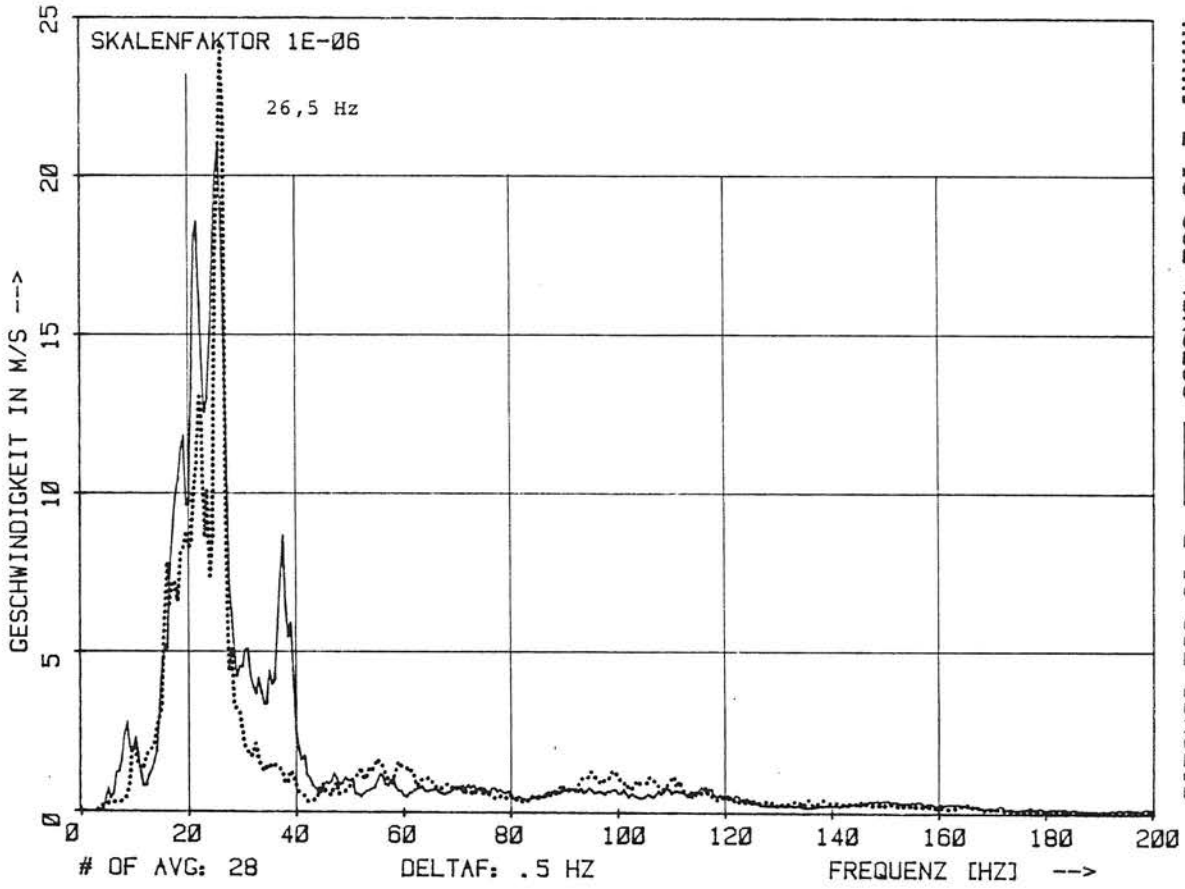


Bild A5/640 Geschwindigkeitseinfluß (40 u. 60 km/)

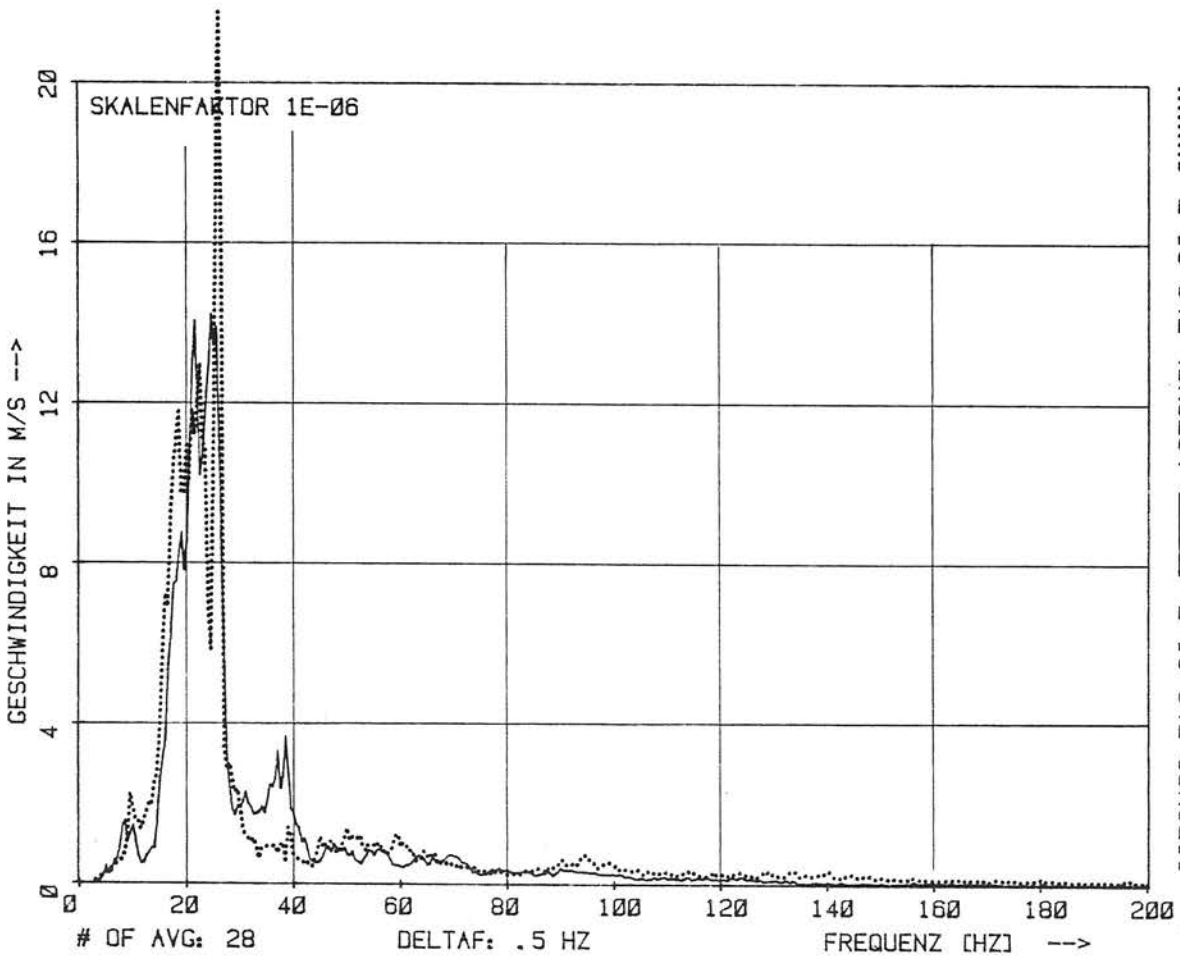


Bild A5/641 Geschwindigkeitseinfluß (40 u. 60 km/)

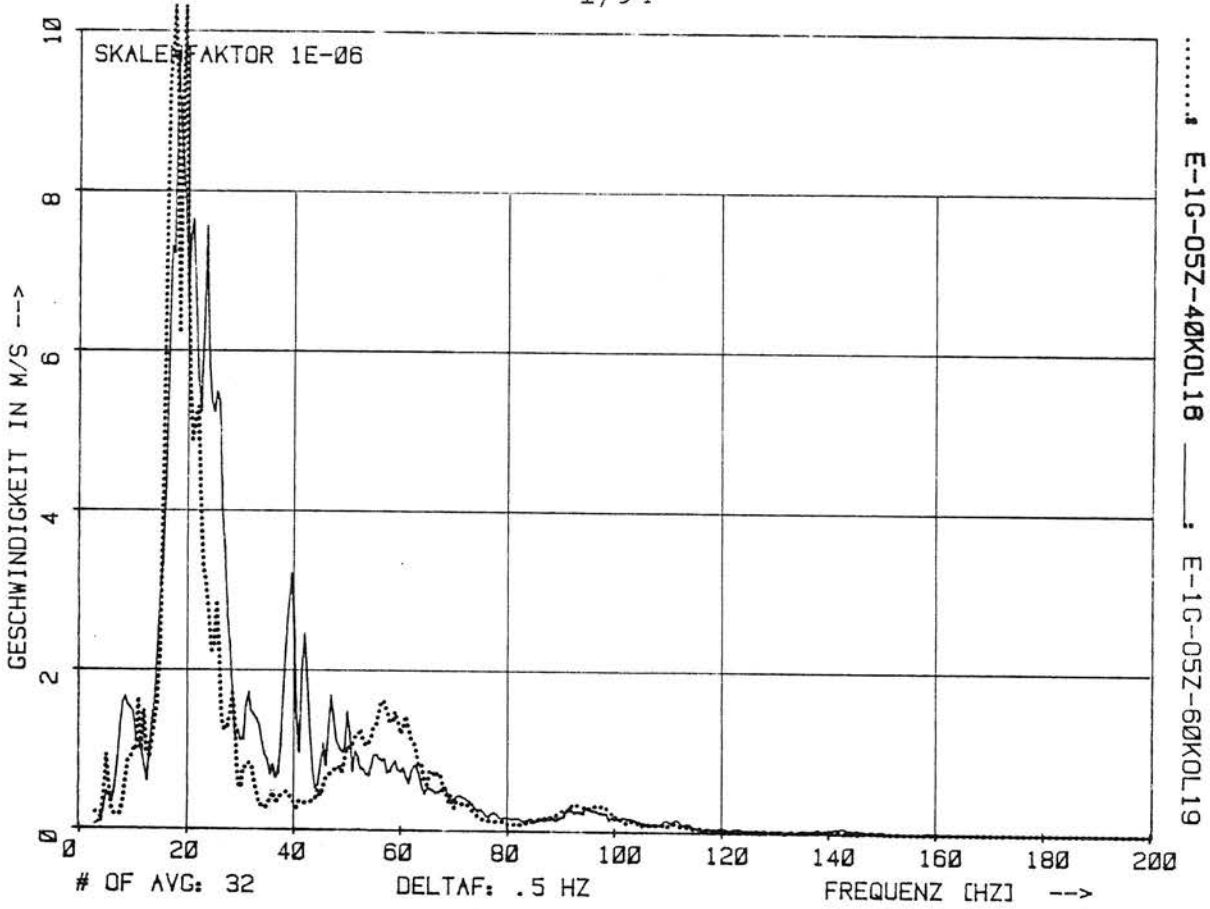


Bild A5/642

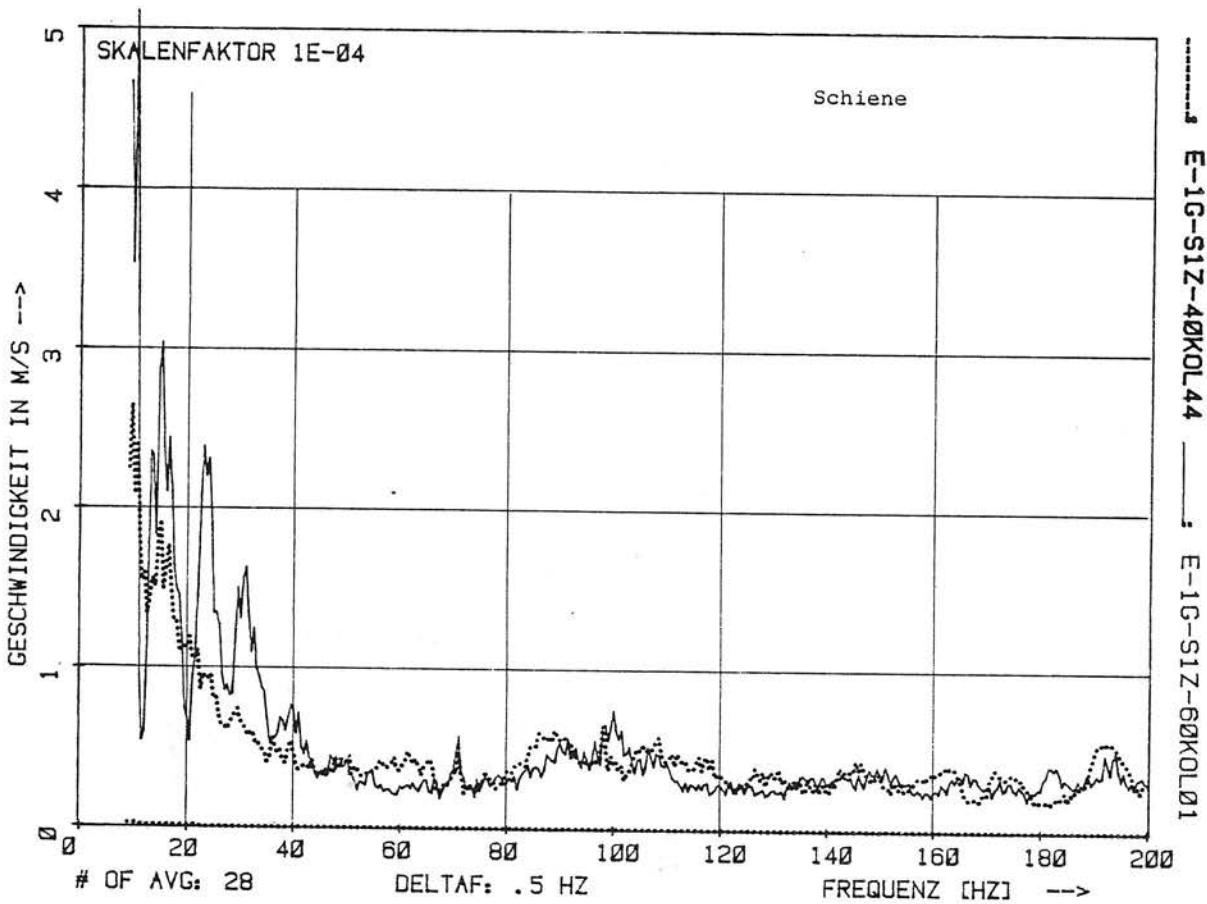


Bild A5/643

Geschwindigkeitseinfluß (40 u. 60 km/)

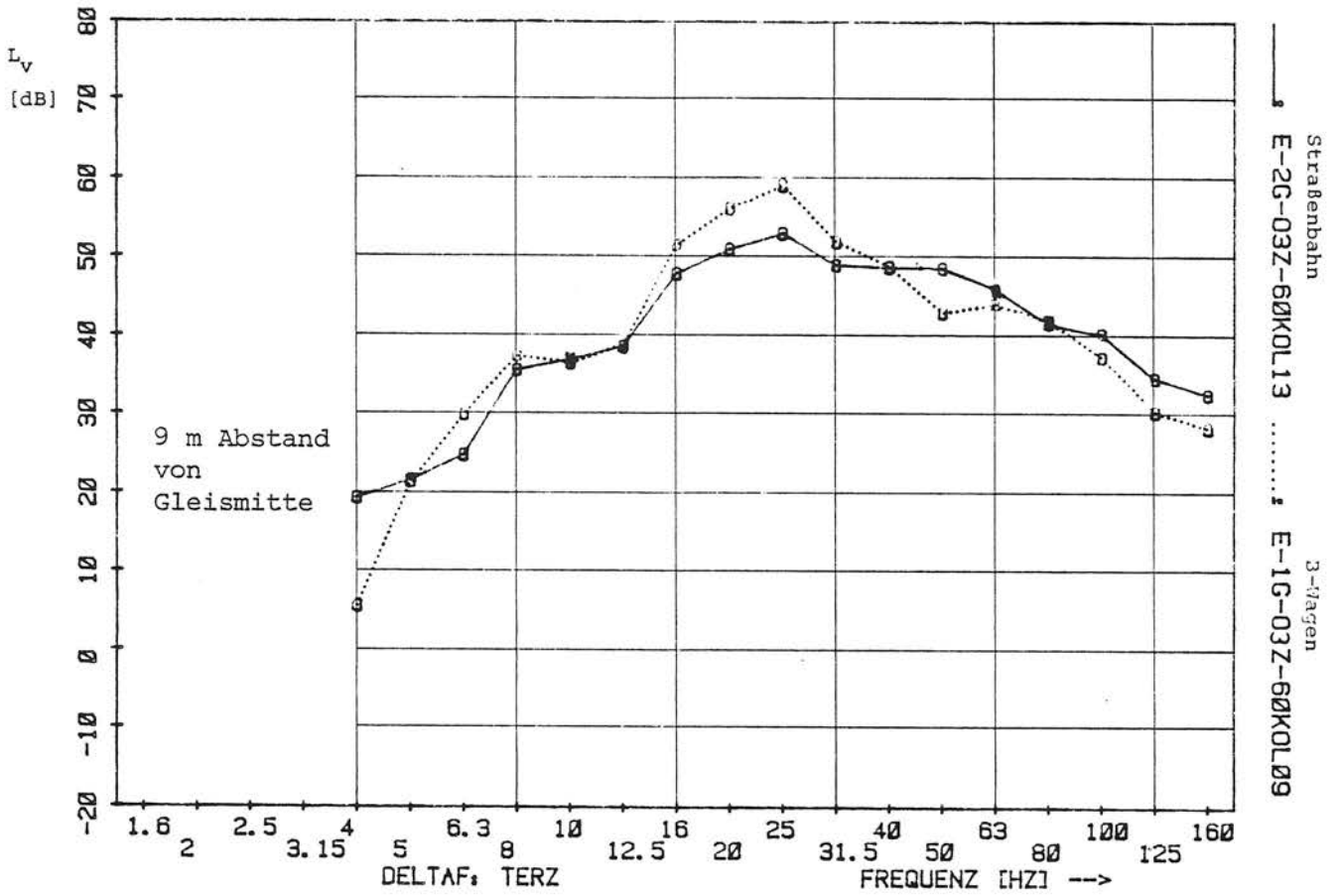


Bild A5/700: Mittelwert aus 4 Parallelmeßpunkten in der Geraden
Fahrzeugeinfluß (Strab - B-Wagen)

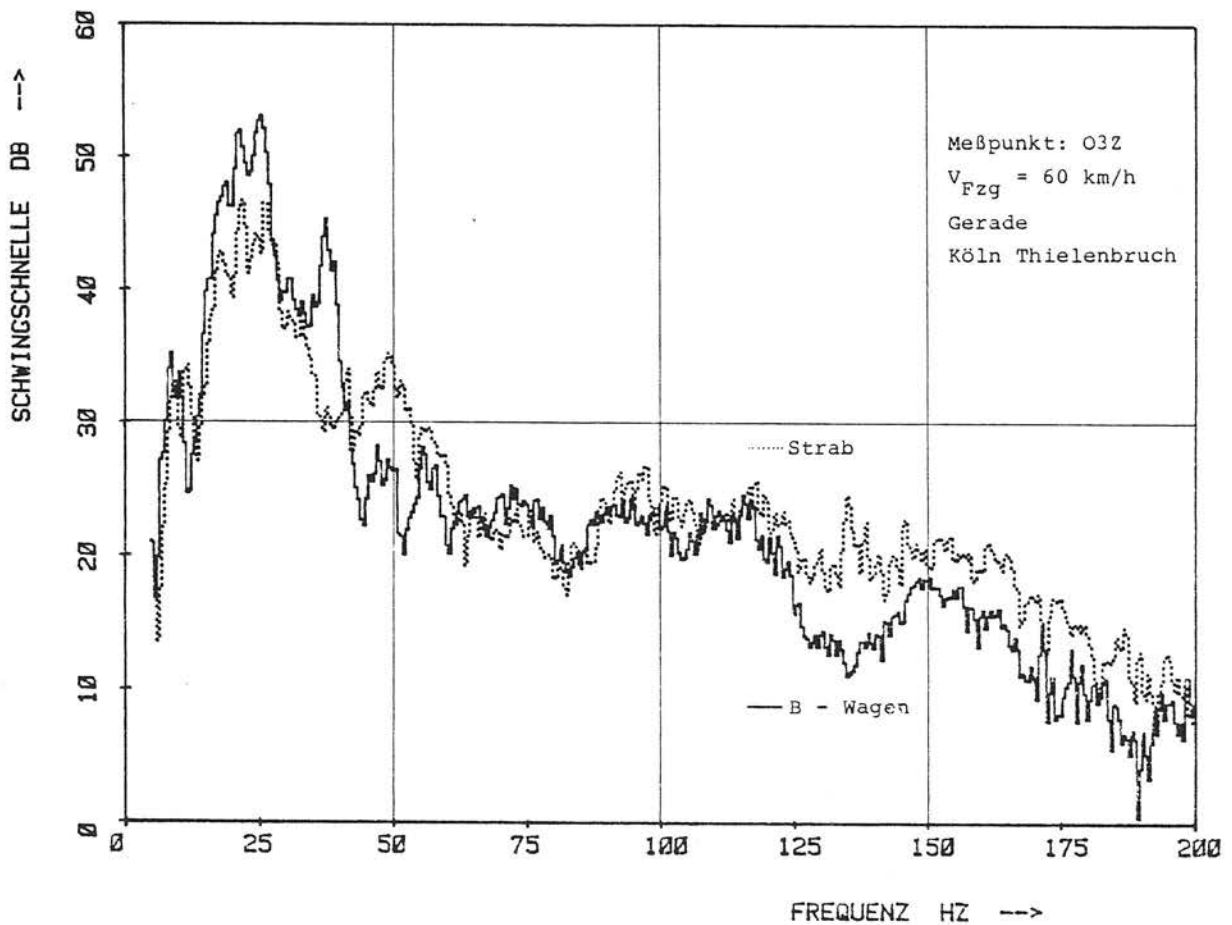


Bild A5/720

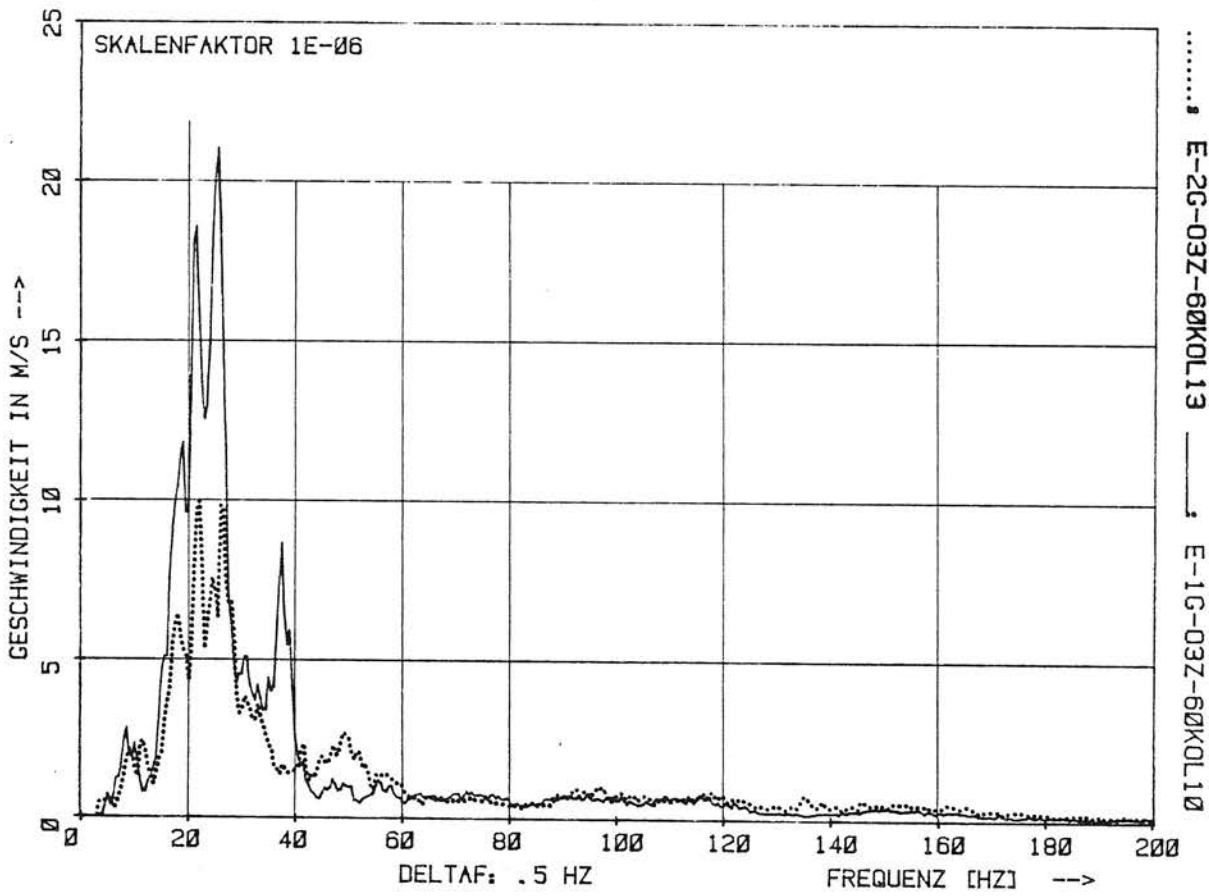


Bild A5/740 Fahrzeugeinfluß (Strab - B-Wagen)

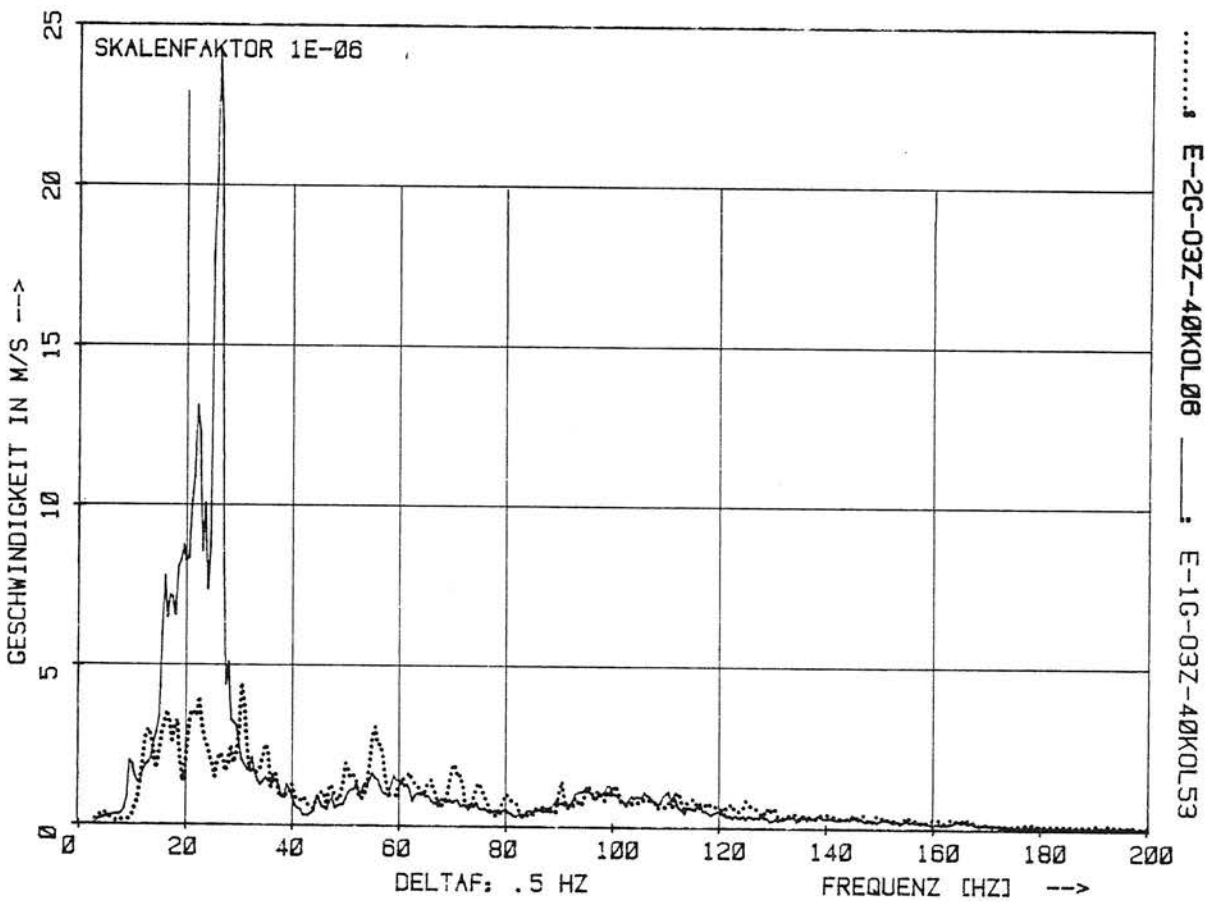


Bild A5/741 Fahrzeugeinfluß (Strab - B-Wagen)

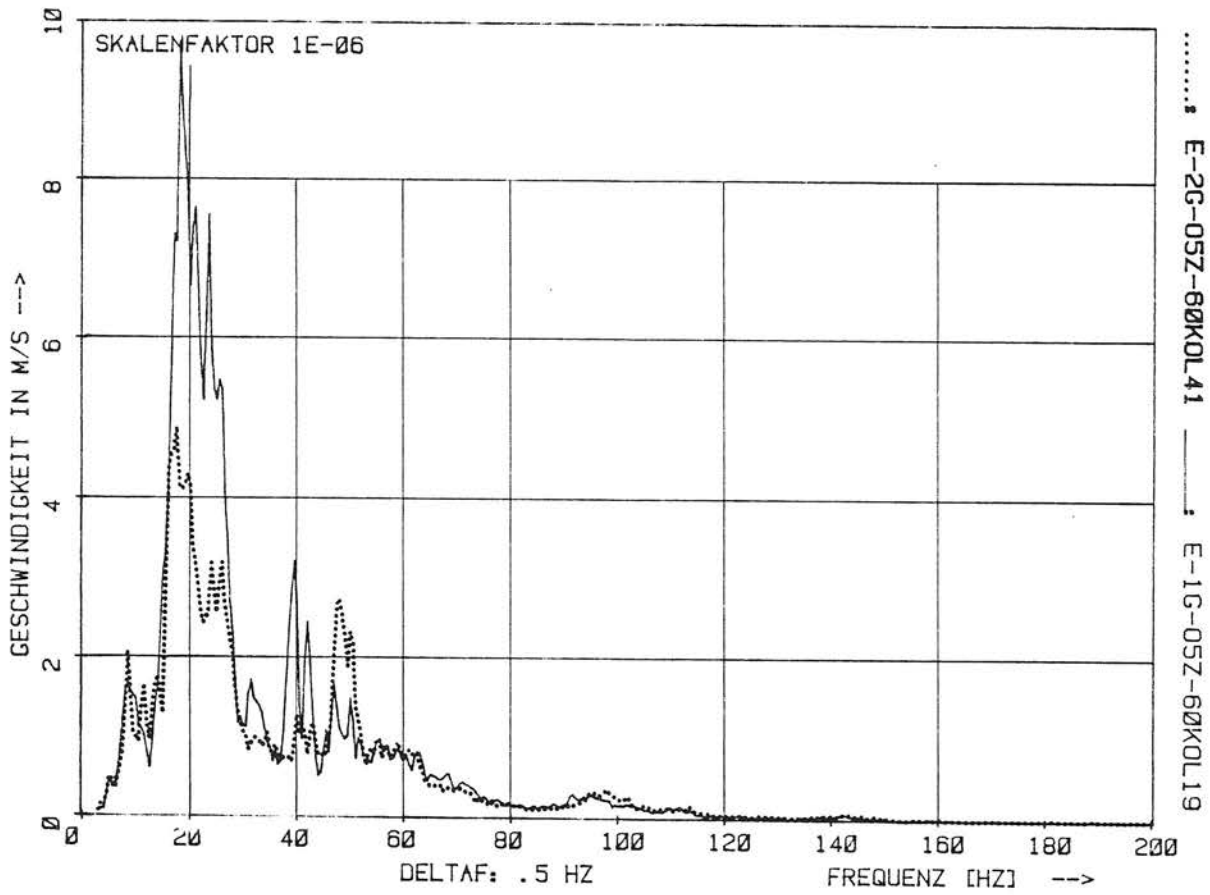


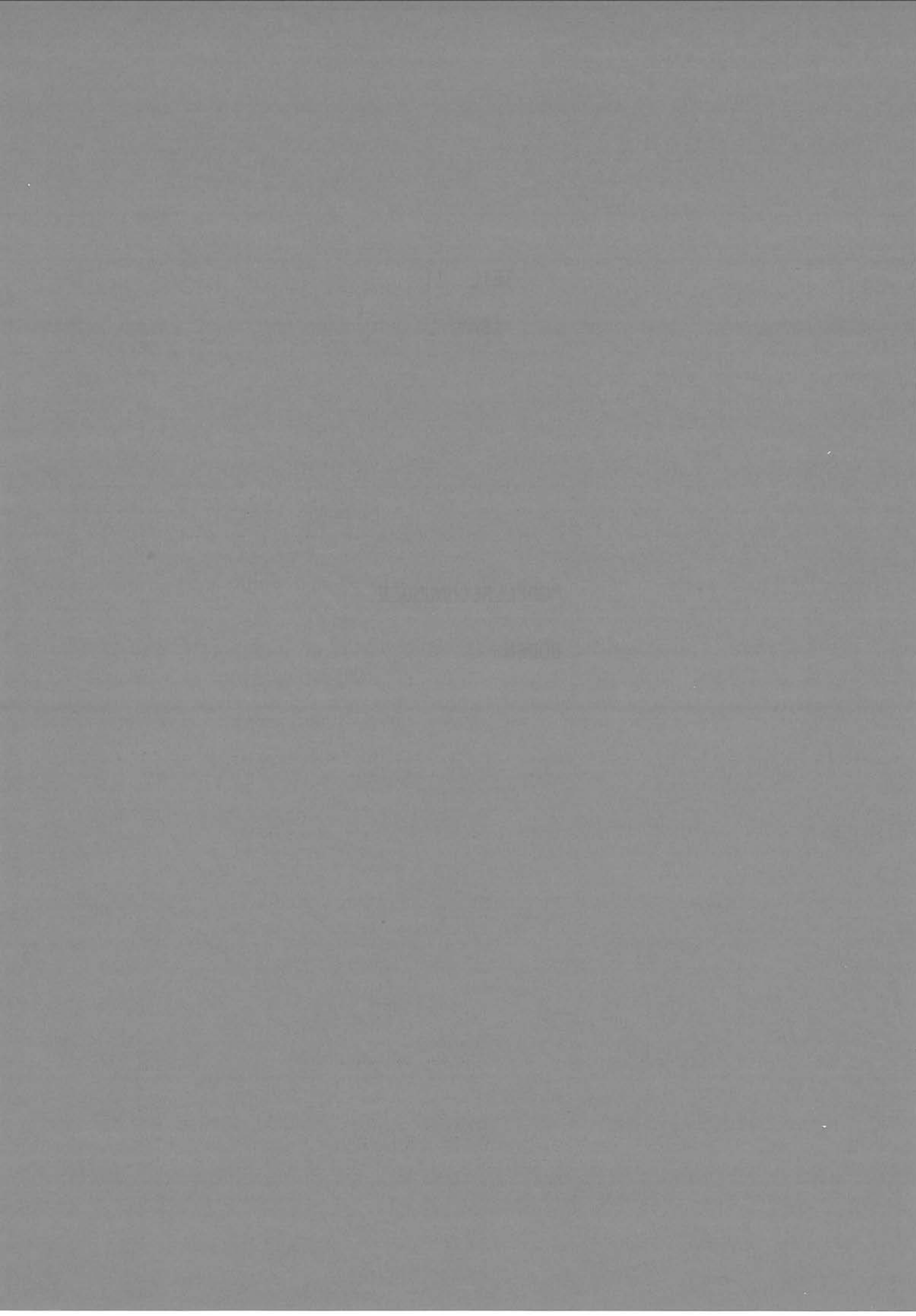
Bild A5/742 Fahrzeugeinfluß (Strab - B-Wagen)

TEIL II

(BAM)

MODELLRECHNUNGEN

BODEN



TEIL II (BAM)

MODELLRECHNUNGEN BODEN

	<u>Seite</u>
1. Einleitung	II/1
2. Beschreibung des Rechenverfahrens	II/3
2.1 Teilbereich I	II/3
2.1.1 Darstellung der Berechnungsmethode	II/3
2.1.2 Lösung bei Wegerregung	II/6
2.1.3 Elementtyp	II/7
2.2 Bereiche L und R	II/8
2.3 Untere Systembegrenzung U	II/14
2.4 Gesamtsteifigkeitsbeziehung	II/18
2.5 Lösungsverfahren	II/19
2.6 Anwendung des Rechenverfahrens	II/19
2.6.1 Feinheit des Finite-Element-Netzes	II/20
2.6.2 Tiefe des Finite-Element-Bereiches	II/21
2.6.3 Breite des Finite-Element-Bereiches	II/21
3. Entwicklung der Problemstellung und Auswahl der zu berechnenden Systeme	II/27
4. Ergebnisse der Modellrechnungen	II/40
4.1 Methode zur Auswertung und Darstellung der Ergebnisse	II/40
4.2 Ergebnisse für den elastischen Halbraum	II/42
4.3 Bedeutung der zweidimensionalen Rechenmodelle für reale Situationen	II/49
4.4 Schicht auf starrer Unterlage (Fels) Ergebnisse für System 1	II/54
4.5 Auswirkungen weiterer Bodenschichtungen	II/56
4.5.1 Ergebnisse für System 2	II/58
4.5.2 Ergebnisse für System 3	II/59
4.5.3 Ergebnisse für System 4	II/59
4.5.4 Gemeinsamkeit der Schichtsysteme	II/60
4.6 Grundwasser (System 5)	II/61
4.7 Materialdämpfung des Bodens (System 6)	II/62
4.8 Starres Streifenfundament (System 7)	II/65
4.9 Damm und Einschnitt	II/69
4.9.1 Ergebnisse für den Einschnitt (System 8)	II/71

	<u>Seite</u>
4.9.2 Ergebnisse für den Damm (System 9)	II/71
4.9.3 Vergleich	II/71
4.10 Einbauten im Boden (System 10)	II/72
5. Zusammenfassung	II/98

Häufiger vorkommende Formelzeichen

G	-	Schubmodul
ν	-	Querkontraktionszahl
ρ	-	Dichte
D	-	Dämpfungsgrad
v_S	-	Scherwellengeschwindigkeit
v_P	-	Kompressionswellengeschwindigkeit
v_R	-	Rayleighwellengeschwindigkeit
λ	-	Wellenlänge
f	-	Frequenz
ω	-	Kreisfrequenz
P	-	Kraft
P/L	-	Kraft pro Länge
r, x	-	Abstand zur Erregerkraft
u	-	Verschiebung
$\bar{r}, \bar{x}, \bar{u}$	-	normierte/bezogene Größen

L i t e r a t u r

- [1] G. Waas: Analysis method for footing vibrations through layered media.
U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg Miss., Techn. Report S-71-14, 1972
- [2] O.C. Zienkiewicz: The finite element method in engineering science, McGraw-Hill, 1971
- [3] E.L. Wilson: Finite element analysis of two-dimensional structures.
Structural Engineering Laboratory, Univ. of California, Berkeley, 1963
- [4] J. Lysmer, R.L. Kuhlemeyer: Finite dynamic model for infinite media.
J.Eng.Mech.Div. ASCE, Vol.95, No.EM4, S. 859-877, 1969
- [5] W. Rücker: Ermittlung der Schwingungserregung beim Betrieb schienengebundener Fahrzeuge in Tunneln sowie Untersuchung des Einflusses einzelner Parameter auf die Ausbreitung von Erschütterungen im Tunnel und dessen Umgebung.
Technische Universität Berlin, 1979
- [6] L. Auersch: Wellenausbreitung durch eine Bodenschicht.
Die Bautechnik, Heft 7, S. 229-236, 1981
- [7] H. Lamb: On the propagation of tremors over the surface of an elastic solid.
Phil. Trans. Royal Soc., A203, S.1-42, 1904

1. Einleitung

Das Ziel des Forschungsvorhabens ist es, Planungsgrundlagen zu schaffen, die es ermöglichen, bei der Projektierung von neuen Nahverkehrsstrecken in dicht bebauten Stadtgebieten oder von Neubauten in der Nähe von Bahnlinien die dabei auftretenden Erschütterungen zu berücksichtigen. Für eine Vorausberechnung der Erschütterungsimmissionen in Gebäuden sind zunächst Informationen über die Erschütterungsanregung bei den verschiedenen Verkehrsmitteln notwendig. Als nächstes muß der umgebende Boden, das Übertragungsmedium der Erschütterungen vom Gleis zum betroffenen Gebäude, betrachtet werden. Die Eigenschaften und die Zusammensetzung des Bodens variieren stark von Ort zu Ort, selbst an einem Ort schwanken die Materialeigenschaften im allgemeinen erheblich, so daß man es meistens mit einem inhomogenen Untergrund zu tun hat. Diese Schwankungen und Unterschiede wirken sich auf das Übertragungsverhalten des Bodens aus. Der Einfluß der Bodenart und des Bodenaufbaus auf die Erschütterungsstärke muß deshalb für die Erschütterungsprognose bekannt sein.

Das Forschungsvorhaben gliedert sich deshalb in mehrere Teile. In einem Teil werden die Erregerfunktionen von verschiedenen Nahverkehrsmitteln bestimmt. Ein Teil beschäftigt sich mit der Ausbreitung der Erschütterungen im Boden, ein dritter schließlich mit dem Verhalten der betroffenen Gebäude bei der Einwirkung von Erschütterungen. Dieser Zwischenbericht befaßt sich mit dem Teilproblem der Ausbreitung durch den umgebenden Boden. Er faßt die Ergebnisse der Arbeitspakete 3.2 und 3.3 "Schwingungsfelder I + II" zusammen. Diese Arbeitspakete wurden von der Bundesanstalt für Materialprüfung bearbeitet und sind inzwischen abgeschlossen. Mit Hilfe von Modellrechnungen sollte der Einfluß verschiedener Bodeneigenschaften auf die Erschütterungsausbreitung untersucht werden.

Im Abschnitt 2 des Berichts wird das benutzte Rechenverfahren dargestellt, das im wesentlichen auf der Finite-Element-Methode beruht. Da das zu berechnende System, der Boden in der Umgebung der Bahntrasse, keine natürlichen Begrenzungen außer der Bodenoberfläche hat und andererseits das Finite-Element-Netz nur endlich groß sein kann, müssen für die Bodenbereiche außerhalb des Finite-Element-Gebietes spezielle Methoden benutzt werden oder es müssen geeignete Randbedingungen an den Grenzen definiert werden.

Die Auswahl der zu untersuchenden Parameter wird in Abschnitt 3 erläutert. Es werden Einflüsse der Bodenzusammensetzung, der Materialeigenschaften des Bodens und geometrischer Besonderheiten auf die Erschütterungsausbreitung untersucht. Ebenfalls in Abschnitt 3 sind die dazu berechneten Systeme beschrieben. Die Ergebnisse der Modellrechnungen sind im vierten, dem umfangreichsten Abschnitt, dargestellt. Aus den Rechenergebnissen wurden die Aussagen herausgefiltert, die für eine Erschütterungsprognose wichtig sind. Diese Aussagen werden im fünften Abschnitt noch einmal zusammengefaßt.

2. Beschreibung des Rechenverfahrens

Das zu analysierende System wird für die Berechnung in drei Teilbereiche aufgeteilt. Eine prinzipielle Darstellung des Rechenmodells ist in Bild 2.1 gegeben. Der innere Teilbereich I wird mit der Methode der finiten Elemente berechnet. In diesem Bereich befindet sich die Erregung und so können beliebige Unregelmäßigkeiten wie in Bild 2.1 das Tunnelbauwerk mit dem Schotterbett modelliert werden.

An den inneren Bereich schließen sich rechts und links zwei als horizontal geschichtet, bis ins Unendliche ausgedehnt gedachte Bereiche L und R an. Diese Bereiche können nicht mit der Methode der finiten Elemente berechnet werden, da die unendliche Ausdehnung eine unendliche Anzahl von finiten Elementen zur Folge haben würde. Diese Bereiche werden mit einer von Waas [1] entwickelten Methode berechnet. Bei dieser "Finiten-Streifen-Methode" werden die beiden äußeren Bereiche nur in vertikaler Richtung diskretisiert, in horizontaler Richtung dagegen als unendlich ausgedehntes Kontinuum betrachtet.

An der unteren Systembegrenzung U werden frequenzabhängige viskose Dämpferelemente angeordnet. Ist der Winkel zwischen Fortpflanzungsrichtung der Wellenfront und der unteren Systembegrenzung größer als $20^\circ - 30^\circ$, so absorbieren die Dämpferelemente vollständig die Energie der einfallenden Wellenfront. Durch die Einführung der viskosen Dämpferelemente werden an dieser Systembegrenzung das Ergebnis verfälschende Reflexionen vermieden.

2.1 Teilbereich I

2.1.1 Darstellung der Berechnungsmethode

Dieser Bereich wird nach der Methode der finiten Elemente berechnet. Die Finite-Element-Methode ist ein Verfahren

zur Berechnung angenäherter Lösungen für komplexe Randwertaufgaben. Da diese Methode in den letzten Jahren große Anwendung erfahren hat, werden hier nur die wichtigsten Schritte dargelegt. Insoweit Besonderheiten vorhanden sind, dies betrifft den verwendeten Elementtyp, wird an der betreffenden Stelle näher darauf eingegangen. Für eine grundlegende Darstellung der Methode siehe Zienkiewicz [2] und Wilson [3].

Für die Analyse wird der Teilbereich I in eine Anzahl finiter Elemente eingeteilt, deren Form grundsätzlich beliebig gewählt werden kann. Die Elemente sind durch eine diskrete Anzahl von Knotenpunkten auf den Elementrändern miteinander verbunden. In jedem Element wird eine Verschiebungsfunktion vorgegeben, die den Verformungszustand bzw. Verzerrungszustand innerhalb des Elements und auf den Elementrändern festlegt. Die Verschiebungsfunktionen müssen dabei derart beschaffen sein, daß an den Elementrändern keine Klaffungen bzw. Überschneidungen auftreten. Zusammen mit einem Stoffgesetz, das hier linear ist, beschreiben die aus den Verschiebungen abgeleiteten Verzerrungen den Spannungszustand innerhalb eines Elements und auf den Elementrändern. Die Freiheitsgrade des Elements sind die Knotenpunktverschiebungen u_{x_i} in x-Richtung und u_{z_i} in z-Richtung.

Die Impulsbilanz in jedem Freiheitsgrad wird mit Hilfe des Prinzips der virtuellen Verrückungen formuliert. Mit den hier getroffenen Voraussetzungen eines linearen, hysteretisch gedämpften Materials und stationärer, harmonischer Erregung, üblicherweise dargestellt durch den komplexen Ansatz für die Knotenpunktverschiebungen $\{\tilde{u}\}$ und Knotenpunktkräfte $\{\tilde{p}\}$

$$\{\tilde{u}\} = \{\hat{\tilde{u}}\} \cdot e^{i\omega t} \quad (2.1)$$

$$\{\tilde{p}\} = \{\hat{\tilde{p}}\} \cdot e^{i\omega t}, \quad (2.2)$$

führt das Prinzip der virtuellen Verrückungen zu einem linearen, symmetrischen komplexen Gleichungssystem für die Knotenpunktverschiebungen

$$[\tilde{K}] - \omega^2 [M] \cdot \{\hat{\tilde{u}}\} = \{\hat{\tilde{p}}\} \quad (2.3)$$

$[\tilde{K}]$ ist die komplexe Steifigkeitsmatrix und $[M]$ die reelle Massenmatrix, die hier als "consistent-mass-matrix" (siehe Zienkiewicz [2]) eingeführt wird. In den komplexen Vektoren $\{\hat{\tilde{u}}\}$ und $\{\hat{\tilde{p}}\}$ sind die Amplituden der unbekanntenen Knotenpunktverschiebungen und der äußeren Knotenkräfte angeordnet. Die Komplexität der Steifigkeitsmatrix $[K]$ folgt aus der Stoffmatrix $[D]$

$$[\tilde{D}] = \begin{bmatrix} \tilde{\lambda} + 2\tilde{G} & \tilde{\lambda} & 0 \\ \tilde{\lambda} & \tilde{\lambda} + 2\tilde{G} & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix}, \quad (2.4)$$

die durch die Einführung komplexer Werte für den Schubmodul G und die Lamesche Konstante λ komplex wird. Die Tilde $\tilde{}$ bezeichnet eine komplexe Größe, das Dach $\hat{}$ wird zur Kennzeichnung von Amplituden eingeführt.

Für die Generierung der Systemsteifigkeits- und Systemmassenmatrix wird das sogenannte "direkte Steifigkeitsverfahren" (siehe z.B. Zienkiewicz) verwendet. Bei diesem Verfahren werden an jedem Knoten eines jeden Elementes innere Knotenkräfte eingeführt (equivalent nodal forces), die zu jeder Zeit mit dem Element einen Gleichgewichtszustand im d'Alembertschen Sinne bilden. Aus der Formulierung der Impulsbilanz mit Hilfe des Prinzips der virtuellen Verrückungen zwischen inneren und äußeren Knotenkräften an jedem Knoten des Systems entsteht dann die Systemsteifigkeitsmatrix und Systemmassenmatrix, die Bandstruktur besitzt, wobei die Bandbreite, die proportional der maximalen Knotendifferenz eines Elementes ist, durch geschickte Knotennumerierung minimiert werden kann.

2.1.2 Lösung bei Wegerregung

Als Erregung kann eine Wegerregung des Systems angenommen werden. Dabei werden Verschiebungen an einer Systemstelle, z.B. an der Schotteroberkante über die Länge einer Schwelle, vorgegeben. Die Einführung einer Verschiebungsrandbedingung ist gleichbedeutend mit einer Reduzierung der Freiheitsgrade, da die Verschiebungen an vorgegebenen Stellen des Systems bekannt sind. Unbekannt sind hier die zugeordneten Knotenkräfte.

Zur Beschreibung, wie eine Wegerregung in dem Gleichungssystem berücksichtigt wird, werden zunächst zur einfacheren Darstellung die Steifigkeitsmatrix $[\tilde{K}]$ und die Massenmatrix $[M]$ zu einer Systemmatrix

$$[\tilde{S}] = [\tilde{K}] - \omega^2 [M] \quad (2.5)$$

zusammengefaßt. Die Systemmatrix $[\tilde{S}]$ wird nun in der Weise in Untermatrizen aufgeteilt, daß gilt

$$\begin{bmatrix} \tilde{S}_{11} & \tilde{S}_{12} \\ \tilde{S}_{12}^T & \tilde{S}_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \hat{u}_f \\ \hat{u}_e \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \hat{p}_f \\ \hat{p}_e \end{Bmatrix} \quad (2.6)$$

In den komplexen Vektoren $\{\hat{u}_f\}$ und $\{\hat{p}_f\}$, sind die unbekannt Amplituden der freien Knotenpunktverschiebungen und die zugeordneten äußeren Knotenpunktkräfte und in den Vektoren $\{\hat{u}_e\}$ und $\{\hat{p}_e\}$ die eingprägten Amplituden der Knotenpunktverschiebungen und die zugeordneten, jetzt unbekannt äußeren Knotenpunktkräfte angeordnet.

Die unbekannt Amplituden der freien Knotenpunktverschiebungen $\{\hat{u}_f\}$ ermitteln sich dann aus:

$$[\tilde{S}_{11}] \cdot \{\hat{u}_f\} = \{\hat{p}_f\} - [\tilde{S}_{12}] \cdot \{\hat{u}_e\} \quad (2.7)$$

$[\tilde{S}_{12}]\{\hat{u}_e\}$ kann dabei als fiktiver Lastvektor interpretiert werden, der am Restsystem die eingepprägten Knotenpunktverschiebungen simuliert.

Die unbekanntenen Knotenkräfte $\{\hat{p}_e\}$ an den Stellen der vorgegebenen Verschiebungen können nach Ermittlung der freien Knotenpunktverschiebungen $\{\hat{u}_f\}$ berechnet werden zu

$$\{\hat{p}_e\} = [\tilde{S}_{12}]^T \cdot \{\hat{u}_f\} + [\tilde{S}_{22}] \cdot \{\hat{u}_e\} \quad (2.7a)$$

2.1.3 Elementtyp

Durch die stückweise Approximation des Verschiebungsfeldes des Systems durch endliche Elementsverschiebungsansätze mit den Knotenpunktverschiebungen als Stützwerte kann nicht erwartet werden, daß die wahre Systemverformung exakt wiedergegeben wird. Die Approximation wird jedoch umso besser, je feiner das Elementnetz ist, d.h. je mehr Freiheitsgrade dem System gegeben werden. Die Anzahl der Freiheitsgrade des Systems werden durch die Wahl einer bestimmten Elementanzahl und durch die Wahl einer bestimmten Elementknotenanzahl festgelegt. Durch die Elementanzahl ist die Größe des einzelnen Elements und durch die Elementknotenanzahl ist der Grad der Verschiebungsfunktion innerhalb des Elements festgelegt.

Bei dem hier benutzten Element handelt es sich um ein isoparametrisches 4-Knotenelement (s. Bild 2.2) mit linearem Verschiebungsansatz an den Elementrändern und quadratischem Verschiebungsansatz im Elementinnern. Desweiteren werden bei diesem Element nur konstante Schubverzerrungen zugelassen, d.h. für die Schubverzerrungen ist die Ansatzfunktion unvollständig. Diese Maßnahme bewirkt, daß das Element "weicher" und damit das "wahre" Systemverhalten besser approximiert wird.

2.2 Bereiche L und R

Bei der Analyse werden die Bereiche L und R im Sinne des Schnittprinzips von dem inneren Bereich I getrennt.

Die Lösung der dynamischen Reaktion der seitlichen Bereiche auf harmonische Erregung besteht in der Berechnung einer frequenzabhängigen komplexen dynamischen Steifigkeitsmatrix für die unendlich ausgedehnten Bereiche L und R. Nach der Berechnung der dynamischen Steifigkeitsmatrix werden die durch den Schnitt freigewordenen Schnittkräfte in Abhängigkeit der Verschiebungen an der Schnittfläche bestimmt. Danach werden die Schnittkräfte als äußere Belastung auf den inneren Bereich I aufgebracht. Damit ist die Impulsbilanz erfüllt und der innere Bereich kann mit dem Verfahren der finiten Elemente berechnet werden.

Das Lösungsverfahren für die äußeren Bereiche wird für den ebenen Fall dargestellt. Für den axialsymmetrischen Fall ist das Vorgehen analog und kann in der Arbeit von Waas [1] nachgelesen werden. Für das ebene Dehnungsproblem und freie harmonische Bewegung (keine äußere Belastung) werden die Bewegungen des linear elastisch/viskosen Kontinuums L bzw. R durch das partielle Differentialgleichungssystem beschrieben:

$$G\left(\frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_x}{\partial z^2}\right) + (\lambda + G)\left(\frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_z}{\partial x \partial z}\right) + \rho \omega^2 u_x = 0 \quad (2.8)$$

$$G\left(\frac{\partial^2 u_z}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_z}{\partial z^2}\right) + (\lambda + G)\left(\frac{\partial^2 u_x}{\partial x \partial z} + \frac{\partial^2 u_z}{\partial z^2}\right) + \rho \omega^2 u_z = 0. \quad (2.9)$$

Hierin sind

$u_x(x, z, t)$, $u_z(x, z, t)$

die reellen oder komplexen Verschiebungen eines Massenpunktes in x- bzw. z-Richtung für ein elastisches bzw. elastisch/viskoses Material

ρ	die Materialdichte
G	der reelle oder komplexe Schubmodul
λ	die reelle oder komplexe Lamesche Konstante
ω	die Kreisfrequenz.

Da harmonische Bewegung vorausgesetzt wird, können die Verschiebungen $u_x(x,z,t)$, $u_z(x,z,t)$ in üblicher Weise in komplexer Form

$$u_x(x,z,t) = \hat{u}_x(x,z) \exp(i\omega t) \quad (2.10)$$

$$u_z(x,z,t) = \hat{u}_z(x,z) \exp(i\omega t) \quad (2.11)$$

dargestellt werden.

Die Realteile der Gleichungen 2.10 und 2.11 stellen dabei die eigentliche physikalische Lösung dar. Es gilt also:

$$u_x(x,z,t) = \operatorname{Re}(\hat{u}_x(x,z) \cdot \exp(i\omega t))$$

$$u_z(x,z,t) = \operatorname{Re}(\hat{u}_z(x,z) \cdot \exp(i\omega t)).$$

Ogleich die Bezeichnung zur Vereinfachung im weiteren weggelassen wird, seien alle folgenden Beziehungen im obigen Sinne verstanden.

Im weiteren wird für die Amplituden $\hat{u}_x(x,z)$, $\hat{u}_z(x,z)$ ein Produktansatz der Form

$$\hat{u}_x(x,z) = \hat{u}(z) \cdot \hat{g}(x) \quad (2.12)$$

$$\hat{u}_z(x,z) = \hat{w}(z) \cdot \hat{g}(x) \quad (2.13)$$

gewählt.

Da im folgenden durchweg mit komplexen Größen, gekennzeichnet durch \sim , und mit Amplituden, gekennzeichnet durch $\hat{}$, gearbeitet wird, werden diese Bezeichnungen zur vereinfachten Schreibweise ab jetzt ebenfalls weggelassen. Sie werden nur dort wieder eingeführt, wo sie zum Verständnis nötig sind.

Einsetzen der Gl. 2.10 - 2.14 in Gl. 2.8 und Gl. 2.9 liefert zwei gewöhnliche Differentialgleichungen für $u(z)$ und $w(z)$ und eine dritte einfache Differentialgleichung für $g(x)$ mit der Lösung

$$g(x) = \exp(-ikx) \quad (2.14)$$

$$k = \omega/c, \quad (2.15)$$

wobei c die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit in horizontaler Richtung ist.

Mit Gl. 2.14 gilt für die Gl. 2.10 und 2.11

$$u_x(x,z,t) = u(z) \cdot \exp(i\omega t - ikx) \quad (2.16)$$

$$u_z(x,z,t) = w(z) \cdot \exp(i\omega t - ikx). \quad (2.17)$$

Diskretisiert man nun die seitlichen Bereiche L und R in der Art, daß der gesamte Bereich in dünne horizontale Schichten der Dicke h_j , $j = 1 \dots n$ aufgeteilt wird, nimmt weiter lineare Variation der horizontalen Verschiebungen $u(z)$ und vertikalen Verschiebungen $w(z)$ über die Dicke h_j der einzelnen Schicht an, dann können die Verschiebungen $u(z)$ und $w(z)$ als Funktionen der diskreten Verschiebungen v_j an den Schichtbegrenzungen erklärt werden (Bild 2.3).

Für eine Schicht j gilt:

$$u(z) = (z_{j+1}-z)/h_j v_{2j-1} + (z-z_j)/h_j v_{2j+1} \quad (2.18)$$

$$w(z) = (z_{j+1}-z)/h_j v_{2j} + (z-z_j)/h_j v_{2j+2}. \quad (2.19)$$

Die diskreten Verschiebungen v_j sind dabei so zu einem Vektor v zusammengefaßt, daß gilt

$$\{u(z_j)\}^T = \langle v_1, v_3, \dots, v_{2j-1}, \dots, v_{2j+1}, \dots \rangle \quad \begin{array}{l} \text{die diskreten horizontalen} \\ \text{Verschiebungen an den} \\ \text{Schichtbegrenzungen} \end{array}$$

$\{w(z_j)\}^T = \langle v_2, v_4, \dots, v_{2j}, \dots, v_{2j+2}, \dots \rangle$ die diskreten vertikalen Verschiebungen an den Schichtbegrenzungen.

Mit den Beziehungen der Gl. 2.14 - 2.19 erhält man dann nach den Regeln der Elastizitätstheorie unter Kürzung des gemeinsamen Zeitfaktors $\exp(i\omega t)$ für die Schichtverzerrungen:

$$\epsilon_x = \frac{\partial u_x(x, z)}{\partial x} = -iku_x(x, z) \quad (2.20)$$

$$\epsilon_z = \frac{\partial u_z(x, z)}{\partial z} = (-v_{2j} + v_{2j+2})/h_j \exp(-ikx) \quad (2.21)$$

$$\begin{aligned} \gamma_{xz} &= \frac{\partial u_x(x, z)}{\partial z} + \frac{\partial u_z(x, z)}{\partial x} \\ &= (-v_{2j-1} + v_{2j+1})/h_j \exp(-ikx) -iku_z(x, z), \end{aligned} \quad (2.22)$$

für die Schichtspannungen:

$$\sigma_x = (\lambda_j + 2G_j) \epsilon_x + \lambda_j \epsilon_z \quad (2.23)$$

$$\sigma_z = (\lambda_j + 2G_j) \epsilon_z + \lambda_j \epsilon_x \quad (2.24)$$

$$\tau = G_j \gamma_{xz}, \quad (2.25)$$

und für die Schichtmassenkräfte:

$$f_x = \omega^2 \rho_j u_x(x, z) \quad (2.26)$$

$$f_z = \omega^2 \rho_j u_z(x, z). \quad (2.27)$$

Die Formulierung der Impulsbilanz mit Hilfe des Prinzips der virtuellen Verrückungen ergibt für jede Schicht j :

$$\int_{x=0}^{\infty} \int_{z=z_n}^{z_{n+1}} (\delta \epsilon_x \sigma_x + \delta \epsilon_z \sigma_z + \delta v_{xz} \tau - \delta u_x f_x - \delta u_z f_z) dz dx =$$

(2.28)

$$\lim_{\xi \rightarrow \infty} \int_{z=z_n}^{z_{n+1}} (-\delta u_x(0, z) \sigma_x(0, z) - \delta u_z(0, z) \tau(0, z) + \delta u_x(\xi, z) \sigma_x(\xi, z) + \delta u_z(\xi, z) \tau(\xi, z)) dz.$$

Das Symbol δ bedeutet die entsprechende Variation. Unter dem Integral auf der linken Seite der Gl. 2.28 stehen die Arbeitsanteile der inneren Spannungen der in x-Richtung unendlich ausgedehnten Schicht, auf der rechten Seite stehen die Arbeitsanteile der freigeschnittenen Oberflächenkräfte in der Ebene zwischen dem Bereich I und den Bereichen L bzw. R ($x = 0$) und die Arbeitsanteile der Oberflächenkräfte in einem unendlich entfernt gedachten Schnitt $\xi, \xi \rightarrow \infty$.

Werden die Gl. 2.16 - 2.27 in Gl. 2.28 eingesetzt, der Grenzübergang $\lim \xi \rightarrow \infty$ durchgeführt, entsteht für die n Schichten der Bereiche L bzw. R ein homogenes quadratisches Eigenwertproblem der Form

$$(k^2 [A] - ik [D] + ik [D]^T + [G] - \omega^2 [M]) \{v\} = \{0\}$$

(2.29)

Die Kompatibilität der Verschiebungen angrenzender Schichten ist unter Berücksichtigung der Arbeitsanteile angrenzender Schichten direkt gewährleistet. Das zugehörige Schema der Assemblierung der Systemmatrizen $[A]$, $[D]$, $[G]$, $[M]$ vom Rang $2n \times 2n$ (n ist die Anzahl der Schichten) aus den einzelnen Submatrizen $[A]_j$, $[D]_j$, $[G]_j$, $[M]_j$ jeder Schicht j ist in Bild 2.4 zu ersehen.

Im ungedämpften Fall sind die Matrizen $[A]$, $[D]$, $[G]$ reell (G und λ reell), im gedämpften Fall komplex. Matrix $[M]$ ist eine konsistente Massenmatrix und immer reell.

Die Matrixgleichung 2.29 definiert ein Eigenwertproblem mit dem zugehörigen charakteristischen Polynom vom Grade $4n$. Die Lösung der Gl. 2.29 erfolgt mit einem Vektoriterationsverfahren mit Hilfe des Rayleigh-Quotienten und ergibt $4n$, im allgemeine komplexe Eigenwerte k_s , $s = 1 \dots 4n$ mit den zugehörigen komplexen Eigenvektoren $\{v\}_s$, $s = 1 \dots 4n$.

Da dem System $2n$ Freiheitsgrade (horizontale und vertikale Verschiebungen an jeder Schichtbegrenzung) gegeben wurden, rechnerisch sich aber $4n$ Lösungen ergeben, müssen aus den $4n$ möglichen Lösungen die physikalisch sinnvollen $2n$ Lösungen aussortiert werden. Das Auswahlkriterium ist, diejenigen Eigenwerte und Eigenvektoren auszuwählen, die eingesetzt in die Wellengleichungen 2.16 und 2.17, Wellen ergeben, die von der Störungsquelle weglaufen und deren Amplituden mit zunehmender Entfernung x von der Störungsquelle abnehmen.

Die Gesamtheit aller möglichen Lösungen für das Schwingungsfeld ergibt sich durch Linearkombinationen der $2n$ möglichen Einzellösungen, die das Schwingungsfeld der äußeren Regionen im Rahmen der gewählten $2n$ Freiheitsgraden vollständig beschreiben.

$$u_{x,z}(x,z,t) = \sum_{s=1}^{2n} \alpha_s \{v\}_s \exp(i\omega t - ik_s x). \quad (2.30)$$

Speziell ist an der Grenzfläche $x = 0$ zwischen dem Teilbereich I und den Bereichen L bzw. R unter Weglassung des Zeitfaktors $\exp(i\omega t)$

$$u_{x,z}(0,z) = \{u\}^R = \sum_{s=1}^{2n} \{v\}_s \alpha_s = [V]\{\alpha\} \quad (2.31)$$

Hierin ist $[V]$ die $2n \times 2n$ Modalmatrix, die die Eigenvektoren $\{v\}_s$ spaltenweise enthält.

Die Inverse der Gl. 2.31 liefert den Vektor der Beteiligungsfaktoren $\{\alpha\}$ jedes Eigenvektors $\{v\}_s$ zu

$$\{\alpha\} = [V]^{-1} \{u\}^R. \quad (2.32)$$

Mit Gl. 2.32 kann aus Gl. 2.30 die Schwingungsausbreitung in den seitlichen Bereichen L bzw. R berechnet werden.

Die gesuchten Kräfte an der Grenzfläche $x = 0$ zwischen dem Teilbereich I und den seitlichen Regionen ergeben sich, wenn die über die Grenzfläche verteilten Normalspannungen σ_x und Schubspannungen τ_{xz} zu konzentrierten Knotenkräften $\{p\}^R$ zusammengefaßt werden (Bild 2.5). Der Vektor $\{p\}^R$ der Knotenkräfte errechnet sich dann zu:

$$\{p\}^R = (i [A] [V] [K] + [D] [V]) \{\alpha\} \quad (2.33)$$

mit der $2n \times 2n$ Diagonalmatrix $[K]$, die die Eigenwerte k_s , $s = 1 \dots 2n$ spaltenweise enthält.

Wird Gl. 2.32 in Gl. 2.33 eingesetzt, erhält man die Knotenkräfte in Abhängigkeit der Randverschiebungen $\{u\}^R$

$$\{p\}^R = (i [A] [V] [K] [V]^{-1} + [D]) \{u\}^R = [R] \{u\}^R. \quad (2.34)$$

Die $2n \times 2n$ Matrix $[R]$ ist die dynamische Steifigkeitsmatrix der seitlichen Bereiche L und R. Mit dieser Matrix sind die dynamischen Eigenschaften der unendlich ausgedehnten Regionen L und R vollständig beschrieben.

2.3 Untere Systembegrenzung U

Bisher wurde die Berechnung des inneren Bereichs I sowie

der beiden äußeren Bereiche L bzw. R behandelt. Damit bleibt als letzter zu klärender Punkt die Frage nach der sinnvollsten Begrenzung am unteren Systemrand. Wählt man eine starre Systembegrenzung, so werden an dieser Systemgrenze das Ergebnis verfälschende Reflexionen auftreten. Da nun im Gegensatz zu den seitlichen Bereichen L und R die Verschiebungen unterhalb der Systembegrenzung ohne Interesse sind, kann für diese Systembegrenzung ein Ansatz gewählt werden, der der Bedingung genügt, daß an dieser Stelle keine Reflexionen auftreten. Dies kann durch die Anbringung von viskosen Dämpferelementen erreicht werden.

Für die Entwicklung der Dämpferelemente gilt zunächst nach Lysmer/Kuhlemeyer [4] der Ansatz

$$\sigma = a(\alpha) \quad v_p \dot{u}_z \quad (2.35)$$

$$\tau = b(\alpha) \quad v_s \dot{u}_x. \quad (2.36)$$

Dieser Ansatz besagt, daß Phasengleichheit der Normalspannungen σ und Schubspannungen τ zu den zugeordneten Knotenpunktgeschwindigkeiten \dot{u}_z (vertikale Geschwindigkeit des Knotenpunktes) und \dot{u}_x (horizontale Geschwindigkeit des Knotenpunktes) besteht.

$a(\alpha)$, $b(\alpha)$ sind vom Welleneinfallswinkel α abhängige Konstante, v_p und v_s sind die Geschwindigkeiten der Kompressionswellen respektive der Scherwellen.

Aus einer Betrachtung über das Verhältnis der reflektierten Welle zur einfallenden Welle mit der Bedingung, daß keine Reflexionen auftreten sollen, ergibt sich $a = b = 1$, wenn der Einfallswinkel α zwischen Fortpflanzungsrichtung der Wellenfront und der unteren Systembegrenzung größer als $20^\circ - 30^\circ$ ist. Unter dieser Voraussetzung gilt vereinfachend für die Gleichungen 2.35 und 2.36

$$\sigma = \rho v_p \dot{u}_z \quad (2.37)$$

$$\tau = \rho v_s \dot{u}_z \quad (2.38)$$

Mit Hilfe der Gl. 2.37 und 2.38 lassen sich die an den Knotenpunkten angreifenden Dämpfungskräfte jetzt aus einer Integration über das Volumen der angrenzenden Elemente ermitteln.

Für ein ebenes Problem gilt:

$$P_\sigma = \int_V \sigma dV = \rho v_p \int_1 \dot{u}_z(x) 1 dx \quad (2.39)$$

$$P_\tau = \int_V \tau dV = \rho v_s \int_1 \dot{u}_x(x) 1 dx \quad (2.40)$$

Für lineare Variation der Knotenpunktgeschwindigkeit zwischen den Knoten erhält man zunächst nach Bild 2.6

$$\dot{u}_z(x) = \dot{u}_{zi}(x-x_{i-1})/(x_i-x_{i-1}) \quad x_{i-1} \leq x \leq x_i \quad (2.41)$$

$$\dot{u}_z(x) = \dot{u}_{zi}(x-x_i)/(x_{i+1}-x_i) \quad x_i \leq x \leq x_{i+1} \quad (2.42)$$

Die Dämpfungskräfte P_{σ_i} und P_{τ_i} berechnen sich dann aus den Anteilen links und rechts des betrachteten Knotenpunktes i zu:

$$P_{\sigma_i} = P_{\sigma_i}^{(1)} + P_{\sigma_i}^{(2)} \quad (2.43)$$

$$P_{\tau_i} = P_{\tau_i}^{(1)} + P_{\tau_i}^{(2)} \quad (2.44)$$

$$P_{\sigma_i}^{(1)} = \rho v_p \int_{x_{i-1}}^{x_i} \dot{u}_{zi}(x-x_{i-1})/(x_i-x_{i-1}) dx = \rho v_p \dot{u}_{zi}(x_i-x_{i-1}) / 2$$

$$P_{\sigma_i}^{(2)} = \rho v_p \int_{x_i}^{x_{i+1}} \dot{u}_{zi}(x-x_i)/(x_{i+1}-x_i) dx = \rho v_p \dot{u}_{zi}(x_{i+1}-x_i)/2$$

$$P_{\sigma_i} = P_{\sigma_i}^{(1)} + P_{\sigma_i}^{(2)} = \rho v_p \dot{u}_{zi}(x_{i+1}-x_{i-1})/2 = \rho v_p \dot{u}_{zi} A. \quad (2.45)$$

Entsprechend gilt für

$$P_{\tau_i} = \rho v_s \dot{u}_{xi}(x_{i+1}-x_{i-1})/2 = \rho v_s \dot{u}_{xi} A. \quad (2.46)$$

Da harmonische Erregung betrachtet wird, kann für die zeitlichen Verschiebungen $u_x(t)$, $u_z(t)$ in üblicher Weise geschrieben werden:

$$u_x(t) = \hat{u}_x \cdot e^{i\omega t} \quad (2.47)$$

$$u_z(t) = \hat{u}_z \cdot e^{i\omega t}. \quad (2.48)$$

Hieraus ergeben sich die Knotenpunktgeschwindigkeiten u_x , u_z zu:

$$u_x = i\omega \hat{u}_x \cdot e^{i\omega t} \quad (2.49)$$

$$u_z = i\omega \hat{u}_z \cdot e^{i\omega t} \quad (2.50)$$

Für die Dämpfungskräfte gilt dann mit den Gl. 2.45 und 2.46:

$$P_{\sigma} = \rho v_p A i\omega \hat{u}_z = C_{\sigma} \cdot i\omega \hat{u}_z \quad (2.51)$$

$$P_{\tau} = \rho v_s A i\omega \hat{u}_x = C_{\tau} \cdot i\omega \hat{u}_x \quad (2.52)$$

mit

$$C_{\sigma} = \rho v_p A \quad (2.53)$$

$$C_{\tau} = \rho v_s A. \quad (2.54)$$

2.4 Gesamtsteifigkeitsbeziehung

Zur Erlangung der Impulsbilanz des Gesamtgebietes müssen die als äußere Belastung aufgebrachten Kräfte der seitlichen Regionen (Gl. 2.34) und die durch die Gl. 2.51, 2.52 beschriebenen viskosen Dämpfungskräfte zu Gl. 2.3 hinzugefügt werden. Die endgültige Steifigkeitsbeziehung für das gesamte System wird dann durch

$$([\tilde{K}] + i\omega [\tilde{C}] - \omega^2 [M] - [\tilde{R}]_R - [\tilde{R}]_L) \{\hat{u}\} = \{\hat{p}\}. \quad (2.55)$$

beschrieben.

Die Matrizen $[\tilde{R}]_R$ und $[\tilde{R}]_L$ entstehen aus den Matrizen der Gl. 2.34 durch Addition von Nullelementen und eventuellen Spalten und Zeilenaustausch entsprechend der Knotennummerierung des inneren Bereiches I. In der Diagonalmatrix $[\tilde{C}]$ befinden sich die Elemente der Gl. 2.51 bis 2.52, wobei vorausgesetzt wird, daß alle Terme Null sind außer den Termen, die den Knotenpunkten der unteren Systembegrenzung zugeordnet sind.

Im Bild 2.7 ist in schematischer Form die Assemblierung der Steifigkeitsbeziehungen aller drei Teilbereiche dargestellt. Dabei gelten folgende Vereinbarungen:

1. Die Knotenanzahl des FE-Gebietes ist k , die Anzahl der Freiheitsgrade ist $2k$.
2. Die linken und rechten geschichteten Bereiche seien geometrisch identisch und besitzen $2n$ Freiheitsgrade.
3. Der linke Rand des FE-Gebietes besitze anfangend an der Bodenoberfläche die Knotennummern 1 bis n (Freiheitsgrade 1 bis $2n$), der rechte Rand die Knotennummern $k - n + 1$ bis k (Freiheitsgrade $2k - 2n + 1$ bis $2k$).

Das FE-Gebiet wird damit durch die symmetrische Bandmatrix $([\tilde{K}] - \omega^2 [M])$ der Dimension $2k \times 2k$ beschrieben. Unter der

oben genannten Voraussetzung, daß die Knotennummerierung am linken oberen Rand des FE-Gebietes beginnend in vertikaler Richtung erfolgt und am rechten unteren Rand endet, sind die Elemente der Matrizen $[\tilde{R}]_L$ bzw. $[\tilde{R}]_R$ auf den Positionen 1 bis $2n$ bzw. $2k-2n+1$ bis $2k$ zu denjenigen der Bandmatrix hinzuzufügen. Die durch die Gl. 2.51 und 2.52 beschriebenen Terme der Matrix $[\tilde{C}]$ der unteren Systembegrenzung werden im weiteren zu den Diagonalelementen der Bandmatrix $[K] - \omega^2 [M]$ addiert. Hier ist zu beachten, daß nur diejenigen Terme von Null verschieden sind, die mit der Knotennummerierung der unteren Systembegrenzung koindizieren.

2.5 Lösungsverfahren

Das komplexe Gleichungssystem der Gl. 2.55 ist linear, symmetrisch und besitzt Bandstruktur, wobei die Bandbreite proportional der maximalen in einem Element auftretenden Knotennummerndifferenz ist. Dieses Gleichungssystem muß für jede gewünschte Frequenz gelöst werden. Um den Rechenaufwand dabei in Grenzen zu halten sind verschiedene Optimierungsmaßnahmen nötig, die bei Rücker [5], der das Programmsystem am Telefunkenrechner des Großrechenzentrums Berlin implementiert hat, beschrieben sind.

Zur Aufstellung des Gleichungssystems gehört die Lösung des Eigenwertproblems Gl. 2.59. Im Anschluß an die Gleichungslösung 2.55 können die Verschiebungen in den seitlichen Bereichen gemäß 2.30 und 2.32 berechnet werden.

2.6 Anwendung des Rechenverfahrens

Zunächst werden die zu untersuchenden Boden- und Umgebungsverhältnisse als kontinuumsmechanische Systeme festgelegt. Für die Berechnung werden diese Systeme dann in diskrete Rechenmodelle umgewandelt. Dabei stellt sich insbesondere die Frage nach der Wahl einer bestimmten Feinheit des Fi-

nite-Element-Netzes Δx , der Tiefenlage der unteren Begrenzung T und der Breite des inneren Finite-Element-Bereiches B .

Die Elementbreite Δx kann dabei nicht beliebig klein, T und B nicht beliebig groß gewählt werden, weil damit die Gesamtanzahl der zu lösenden Gleichungen und zugleich die Bandbreite des Gleichungssystems anwachsen. Hier sind durch die verfügbaren Rechenzeiten und insbesondere Speicherkapazitäten der Großrechenanlagen Grenzen gesetzt.

2.6.1 Feinheit des Finite-Element-Netzes

Die Elementbreite und damit der Abstand der Knotenpunkte ist so zu wählen, daß die kleinste vorkommende Welle noch gut darstellbar ist. Dazu sind mindestens 5 Knotenpunkte pro Wellenlänge notwendig.

$$5 \Delta x < \lambda_{\min}$$

Da die Wellenlängen mit steigender Frequenz abnehmen

$$\lambda = v/f$$

gibt es für jedes FE-System eine obere Grenzfrequenz

$$f_{\max} = \frac{v}{\lambda_{\min}} < \frac{v}{5\Delta x}$$

Geht man über diese Grenze hinaus so können physikalisch unsinnige Resonanzen auftreten und die Amplituden fallen ab, da das Modell aufgrund der fehlenden Freiheitsgrade steifer wird.

2.6.2 Tiefe des Finite-Element-Bereiches

Mit der Tiefe T des Finite-Element-Bereiches wird eine Schichtgrenze im Modell festgelegt. Würde man ohne Dämpferelemente am unteren Rand des FE-Gebietes arbeiten, so berechnet man immer eine Schicht auf starrer Unterlage. Für eine homogene Schicht auf starrer Unterlage wird in [6] gezeigt, daß es eine untere Grenzfrequenz gemäß

$$f_{\min} \approx \frac{v_s}{2T}$$

gibt. Unterhalb dieser Frequenz wird die Wellenausbreitung erheblich behindert. Dieser Effekt erfordert es, daß die untere Systembegrenzung mindestens eine halbe Wellenlänge tief liegt.

$$T > \lambda_{\max}/2.$$

Der Effekt der Schichtgrenze läßt sich durch die Dämpferelemente mildern, die Verschiebungen auch unterhalb der Grenzfrequenz noch zulassen. Außerdem werden Reflektionen, die zu einer Resonanzüberhöhung an der unteren Grenzfrequenz führen, unterdrückt.

Bei der Berechnung der Wellenausbreitung in den seitlichen Bereichen L und R liegt immer eine starre Fixierung am unteren Systemrand vor. Diese Fixierung führt zu Interferenzen im Wellenfeld.

2.6.3 Breite des Finite-Element-Bereichs

Im inneren Finite-Element-Bereich ist die Wellenausbreitung in beliebiger Richtung möglich. Dagegen ist in den seitlichen Bereichen vom Lösungsansatz her nur eine horizontale Ausbreitung möglich. In Vergleichsrechnungen wurde überprüft, ob diese Einschränkung sich in den Ergebnissen

bemerkbar macht. Es zeigte sich, daß die Ergebnisse bei einem schmalen FE-Gebiet mit $B = \Delta x \ll T$ nahezu vollständig mit den Ergebnissen eines Systems mit breitem FE-Gebiet ($B=T$) übereinstimmten. Daraus kann man schließen, daß der Lösungsansatz in den seitlichen Bereichen noch allgemein genug ist, um die richtige Lösung darzustellen.

Benutzt man bei den Rechnungen jedoch die Dämpferelemente am unteren Rand des FE-Gebietes, so wird deren Wirkung durch ein schmales FE-Gebiet erheblich eingeschränkt. Die Dämpfer, die die Energieabstrahlung nach unten gewährleisten sollen, müssen sinnvollerweise über eine ausreichende Breite wirken. Deshalb wird für die Rechnungen mit Dämpferelementen $B \approx T$ gewählt.

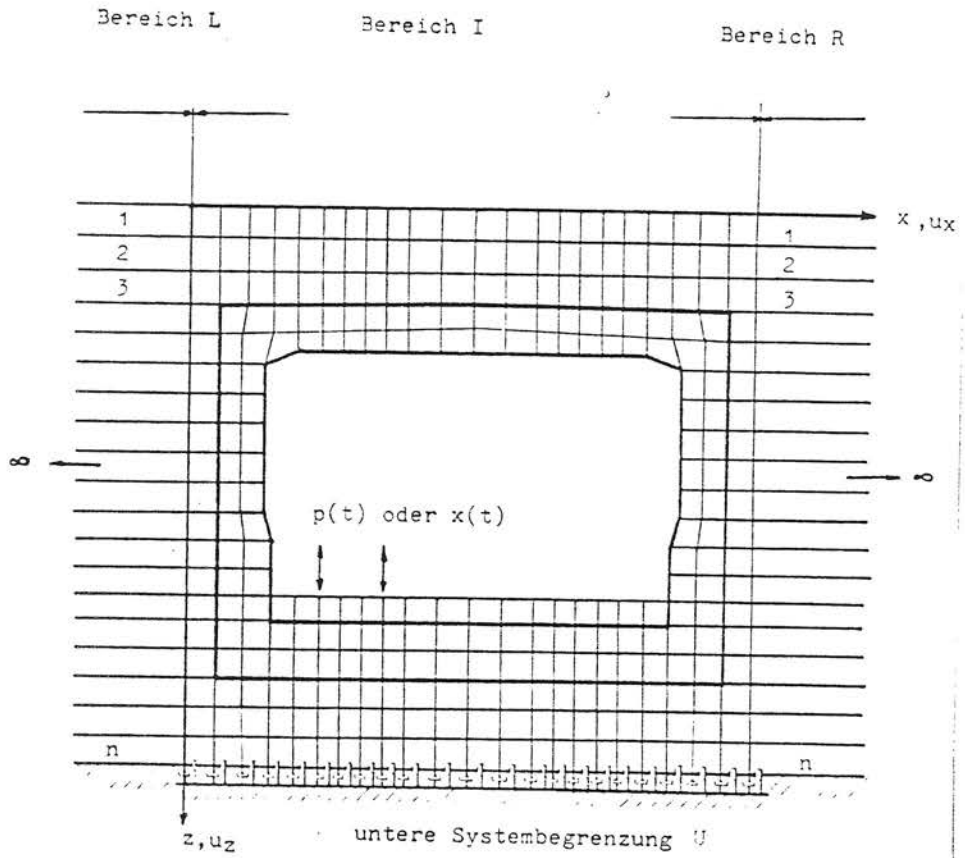


Bild 2.1 Beispiel eines Rechenmodells

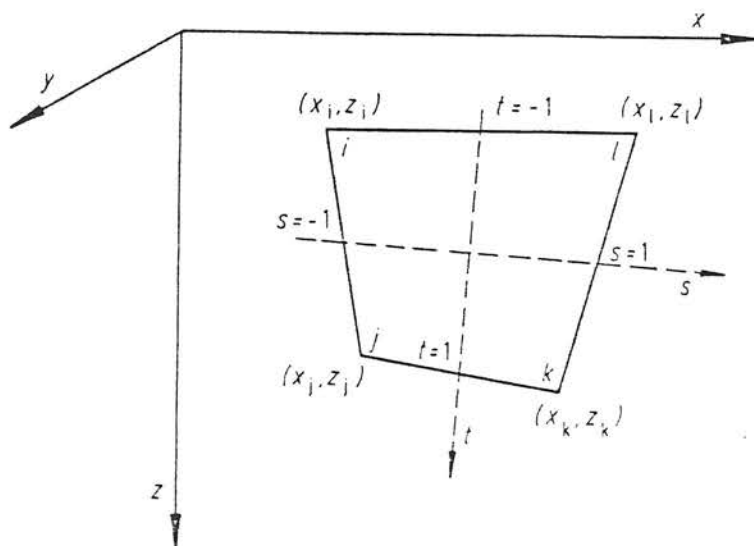


Bild 2.2 Isoparametrisches Element

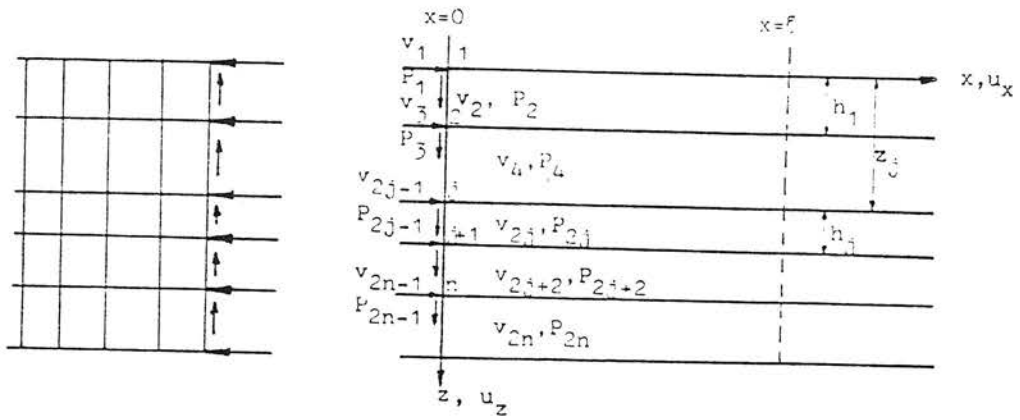


Bild 2.3 Typischer Querschnitt der Bereiche L und R

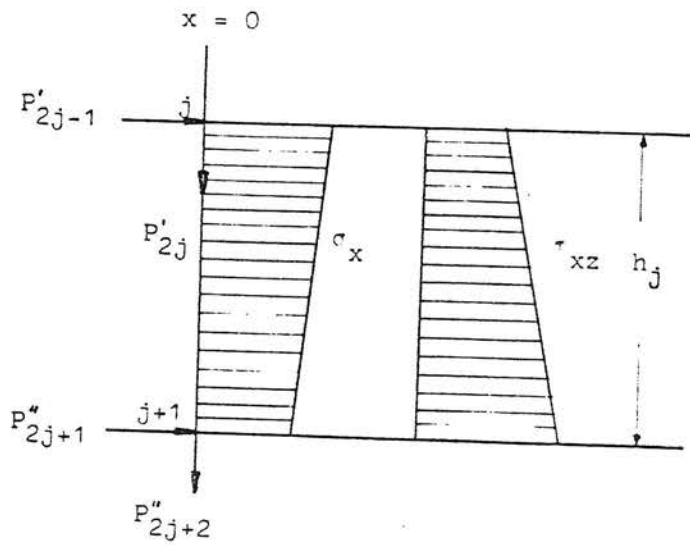
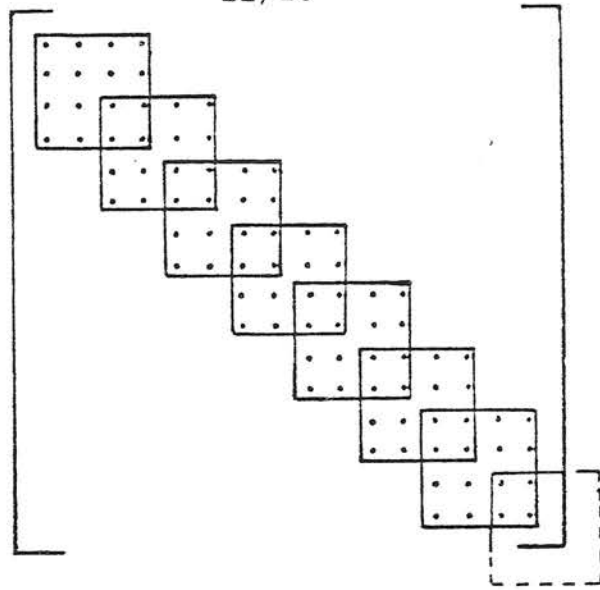


Bild 2.5 Zusammenfassung der Spannungen σ_x , τ_{xzz} zu konzentrierten Knotenkräften



$$[A]_j = \frac{1}{6} h_j \begin{bmatrix} 2(2G_j + \lambda_j) & 0 & (2G_j + \lambda_j) & 0 \\ 0 & 2G_j & 0 & G_j \\ (2G_j + \lambda_j) & 0 & 2(2G_j + \lambda_j) & 0 \\ 0 & G_j & 0 & 2G_j \end{bmatrix} \quad j=1, \dots, n$$

$$[D]_j = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 0 & \lambda_j & 0 & -\lambda_j \\ G_j & 0 & -G_j & 0 \\ 0 & \lambda_j & 0 & -\lambda_j \\ G_j & 0 & -G_j & 0 \end{bmatrix} \quad j=1, \dots, n$$

$$[G]_j = \frac{1}{h_j} \begin{bmatrix} G_j & 0 & -G_j & 0 \\ 0 & (2G_j + \lambda_j) & 0 & -(2G_j + \lambda_j) \\ -G_j & 0 & G_j & 0 \\ 0 & -(2G_j + \lambda_j) & 0 & (2G_j + \lambda_j) \end{bmatrix} \quad j=1, \dots, n$$

$$[M]_j = \rho_j h_j \begin{bmatrix} 1/3 & 0 & 1/6 & 0 \\ 0 & 1/3 & 0 & 1/6 \\ 1/6 & 0 & 1/3 & 0 \\ 0 & 1/6 & 0 & 1/3 \end{bmatrix} \quad j=1, \dots, n$$

Bild 2.4 Assemblierung der Submatrizen der Bereiche L und R zur Gesamtmatrix

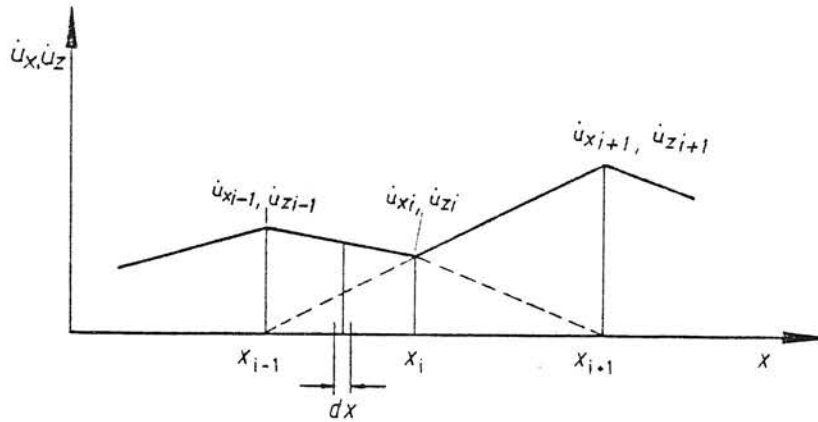


Bild 2.6 Verteilung der Knotenpunktgeschwindigkeiten \dot{u}_x, \dot{u}_z an der unteren Systembegrenzung

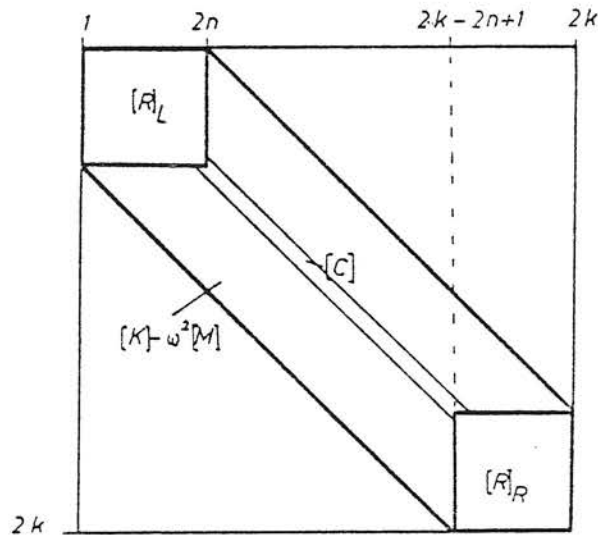


Bild 2.7 Assemblierung der Steifigkeitsmatrizen der Teilbereiche I, R, L und K in die Gesamtsteifigkeitsmatrix

3. Entwicklung der Problemstellung und Auswahl der zu berechnenden Systeme

Die Modellrechnungen haben das Ziel, den Einfluß der wichtigsten Parameter auf die Ausbreitung von Erschütterungen, die durch Schienennahverkehr erzeugt werden, zu untersuchen. Der die Bahntrasse umgebende Boden ist das Übertragungsmedium für die Erschütterungen und hat deshalb einen entscheidenden Einfluß auf die das Gebäude erreichenden Erschütterungen. Die vorkommenden Böden unterscheiden sich stark in ihren Eigenschaften und ihrer Zusammensetzung. Für die Erschütterungsausbreitung entscheidend sind die makroskopischen Eigenschaften des Bodens. Das Verhalten des aus vielen Einzelteilen (z.B. Sandkörnern) bestehenden Bodens wird hier mit dem Modell eines elastischen Kontinuums beschrieben. Die Materialwerte beschreiben die Verformungen des Verbunds der Einzelteile, die im wesentlichen auf Verschiebungen der Einzelteile gegeneinander beruht und nur in geringerem Maße auf Verformungen der Einzelteile selbst. Die Steifigkeiten der Einzelteile (des Kornmaterials) sind dementsprechend erheblich höher als die Ensemblewerte. Der Boden ist im Allgemeinen mit einer Materialdämpfung behaftet. Sie beruht auf Trockenreibungsmechanismen zwischen den Bodenpartikeln und ist deshalb von der Geschwindigkeit der Verformungen im wesentlichen unabhängig. In der harmonischen Berechnung kann dieses Verhalten durch einen frequenzunabhängigen imaginären Anteil des Schubmoduls berücksichtigt werden. Ein bestimmtes Bodenmaterial ist in dieser kontinuumsmechanischen Betrachtungsweise vollständig durch den Schubmodul G , die Querkontraktionszahl ν , den Dämpfungsgrad D und die Dichte ρ charakterisiert. Diese Parameter schwanken mehr oder minder stark für die verschiedenen Bodenarten. Am stärksten variiert der Schubmodul, der Werte zwischen 10^7 N/m² bei Moorboden und 10^9 N/m² bei Gestein annehmen kann. Für die Querkontraktionszahl sind Werte um 1/3 realistisch, nur bei wassergesättigten Boden, bei dem die Kompressionsverformun-

gen erheblich behindert sind, wird ein Wert von annähernd $1/2$ erreicht. Für den Dämpfungsgrad werden üblicherweise zwei bis fünf Prozent angenommen. Die Dichte schwankt zwischen $1,6 \cdot 10^3$ bis $2,5 \cdot 10^3$ kg/m³.

Bei der durchzuführenden Parametervariation wird zuerst der Einfluß dieser Materialparameter bei einem vollständig homogenen Bodenaufbau geklärt. Dies kann anhand der schon bekannten Lösungen für den homogenen Halbraum, der durch eine vertikale Einzellast angeregt wird, diskutiert werden. In der Realität ist der Bodenaufbau allerdings sehr heterogen. Meist treten an einem Ort verschiedene Bodenarten auf, die oft in Schichten übereinanderliegen. Unterscheiden sich die Bodenarten in den Materialwerten sehr, so wird das Auswirkungen auf die Erschütterungsausbreitung haben. Insbesondere werden Steifigkeitsunterschiede betrachtet, da hier die größte Variationsbreite besteht. Es wird der Fall eines extremen Steifigkeitsunterschiedes (Lockerboden auf Fels) und der eines gemäßigten Steifigkeitsunterschiedes (z.B. Sand auf Kies) berechnet. Es werden auch Unterschiede der Dichte und der Querkontraktionszahl, die den praktisch bedeutsamen Fall des unterhalb des Grundwasserhorizonts wassergesättigten Bodens wiedergibt, betrachtet.

Neben den Materialeigenschaften und dem Aufbau des Bodens kann auch die Gestaltung der Oberfläche die Erschütterungsausbreitung beeinflussen. Deshalb werden die Erschütterungen bei der Streckenführung im Einschnitt oder auf einem Damm, der Einfluß des steifen Gründungskörpers der Bahn (z.B. Schwellen) und der Einfluß von Einbauten im Boden untersucht.

Die zu berechnenden Systeme sind so ausgewählt, daß jeweils ein Einfluß getrennt von allen anderen untersucht werden kann. Dies erscheint bei der Vielzahl der Parameter auf

der einen Seite und der begrenzten Anzahl von berechneten Systemen auf der anderen Seite als das wirkungsvollste Vorgehen. Für die in der praktischen Anwendung vorliegenden Kombination der Einflußgrößen kann man für eine erste Näherung davon ausgehen, daß sich die Einflüsse unabhängig voneinander überlagern.

Beschreibung der Systeme 1-10

System 1

System 1 ist eine homogene elastische Schicht, die an ihrem unteren Rand starr fixiert ist. Die Last greift konzentriert an einem Punkt der Oberfläche an. Das System wird einmal als ebenes, einmal als axialsymmetrisches Problem berechnet. Das bedeutet, daß dieses System mit einer Punkt- und im ebenen Fall mit einer Linienlast angeregt wird. Das System ist durch folgende Parameter charakterisiert

Schubmodul	$G = 8 \cdot 10^7 \text{ N/m}^2$
Querkontraktionszahl	$\nu = 0,33$
Dichte	$\rho = 2 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3$
Schichtdicke	$H = 12,5 \text{ m.}$

Die Kraftamplitude P ist hier ohne Bedeutung, da wegen der Linearität des Problems die Ergebnisse auf die Kraftamplitude bezogen werden können. Die Frequenz f der Erregung wurde wie bei den meisten untersuchten Systemen im Bereich von 0 bis 100 Hz mit einem Abstand von $df = 5 \text{ Hz}$ variiert. Bei der Realisierung als Finite-Element-Modell reicht es wegen der Symmetrie des Systems aus, nur eine Hälfte des Gesamtsystems zu betrachten. Das Modell besteht aus einem gleichmäßigen FE-Netz mit

Elementbreite	$\Delta x = 0,5 \text{ m,}$
Tiefe des FE-Netzes	$T = H = 12,5 \text{ m und}$
Breite des FE-Netzes	$B = \Delta x = 0,5 \text{ m.}$

Die besonderen Eigenschaften einer elastischen Bodenschicht bei Erregung durch eine Punktquelle sind bereits in [6] veröffentlicht worden. Im Zusammenhang mit der hier vorgenommenen Parameterstudie soll das System 1 exemplarisch die Unterschiede und Gemeinsamkeiten bei punkt- und linienartiger Erregung aufzeigen und als Referenzsystem bei der Variation der Materialparameter dienen.

System 2

System 2 ist eine homogene elastische Schicht auf einem steiferen Halbraum als Untergrund. Damit soll der Einfluß eines endlichen Steifigkeitssprunges im Bodenprofil erfaßt werden, im Gegensatz zum unendlichen Sprung an der starren Fixierung der Schicht bei System 1. Die Parameter der Schicht sind

$$G_1 = 2 \cdot 10^7 \text{ N/m}^2$$

$$\nu_1 = 0,33$$

$$\rho_1 = 2 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3$$

$$H_1 = 2 \text{ m.}$$

Der darunterliegende Halbraum hat einen vierfach größeren Schubmodul

$$G_2 = 8 \cdot 10^7 \text{ N/m}^2,$$

und gleiche Querkontraktionszahl und Dichte

$$\nu_2 = \nu_1, \rho_2 = \rho_1.$$

Um den gesamten Frequenzbereich von 0 - 100 Hz abzudecken, mußte mit zwei verschiedenen FE-Modellen gearbeitet werden. Für die tiefen Frequenzen von 5 bis 25 Hz ($df = 2,5$) mußte entsprechend den Überlegungen in Abschnitt 2 die untere Begrenzung sehr tief gelegt werden:

$$\begin{aligned}
 T &= 40 \text{ m,} \\
 \Delta x_1 &= 1 \text{ m (bis } z = 4 \text{ m),} \\
 \Delta x_2 &= 2 \text{ m (ab } z = 4 \text{ m),} \\
 B &= \Delta x_1.
 \end{aligned}$$

Bei den hohen Frequenzen von 25 - 100 Hz muß genügend fein elementiert werden:

$$\begin{aligned}
 \Delta x &= 0,2 \text{ m,} \\
 T &= 5 \text{ m,} \\
 B &= \Delta x.
 \end{aligned}$$

Es wird hier wie bei den Systemen 3 bis 6 nur der axialsymmetrische Fall gerechnet.

System 3

Es handelt sich um ein weiteres Beispiel für eine Bodenschichtung. Die aufliegende Schicht unterscheidet sich nicht nur in der Steifigkeit, sondern auch in der Dichte vom unterliegenden Halbraum. Der tieferliegende Boden ist zugleich steifer und schwerer (dichter). Dies dürfte auch in der Realität oft zutreffen. Gewöhnlich sind allerdings die Dichteunterschiede geringfügiger als die Steifigkeitszunahme. Um den Effekt für die Parameterstudie zu erhöhen, wurde hier der Fall betrachtet, daß Steifigkeit und Dichte um jeweils das Vierfache zunehmen. Damit bleibt die Scherwellengeschwindigkeit

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

in Schicht und Halbraum gleich, während der in der eindimensionalen Wellenausbreitung benutzte Wellenwiderstand

$$W = \rho v_s = \sqrt{\rho G}$$

besonders stark, d.h. um das Vierfache im Gegensatz zum zweifachen bei System 2 zunimmt. Das System ist durch folgende Parameter charakterisiert

$$\begin{aligned} G_1 &= 2 \cdot 10^7 \text{ N/m}^2, \\ G_2 &= 8 \cdot 10^7 \text{ N/m}^2, \\ \nu_1 &= \nu_2 = 0,25, \\ \rho_1 &= 1 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3, \\ \rho_2 &= 4 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3, \\ H_1 &= 2 \text{ m}. \end{aligned}$$

Für die Elementierung gilt:

$$\begin{aligned} T &= 10 \text{ m}, \\ \Delta x &= 0,4 \text{ m}, \\ B &= \Delta x. \end{aligned}$$

System 4

Um die Aussagen über den Einfluß einer Bodenschichtung möglichst allgemeingültig zu ermitteln, wurde auch der umgekehrte Fall einer steiferen Schicht auf weichem Halbraum berechnet. Als konkretes Beispiel könnte man sich eine Ton-schicht vorstellen, die an der Oberfläche ausgetrocknet und dementsprechend härter ist. Andere Beispiele wären Straßendecken oder bis in bestimmte Tiefen wirkende Bau-grundverbesserungen. Die Daten sind

$$\begin{aligned} G_1 &= 8 \cdot 10^7 \text{ N/m}^2, \\ G_2 &= 2 \cdot 10^7 \text{ N/m}^2, \\ \nu_1 &= \nu_2 = 0,33, \\ \rho_1 &= \rho_2 = 2 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3, \\ H_1 &= 3 \text{ m}. \end{aligned}$$

Für die tiefen Frequenzen (2,5 - 25 Hz, $df = 2,5$) wurde mit einem FE-Modell gemäß

$$\begin{aligned} T &= 25 \text{ m,} \\ \Delta x &= 1 \text{ m,} \\ B &= \Delta x, \end{aligned}$$

für die hohen Frequenzen (15 - 120 Hz, $df = 5 \text{ Hz}$) mit

$$\begin{aligned} T &= 7,5 \text{ m} \\ \Delta x &= 0,3 \text{ m,} \\ B &= \Delta x. \end{aligned}$$

gerechnet.

System 5

Mit diesem Beispiel wird der Einfluß des Grundwasserspiegels auf die Erschütterungsausbreitung untersucht. Es handelt sich um einen homogenen Boden, der unterhalb des Grundwasserspiegels wassergesättigt ist. Die Wassersättigung wird dabei folgendermaßen erfaßt: Der wesentliche Unterschied gegenüber ungesättigtem Boden liegt in den Kompressionsverformungen. Beim ungesättigten Boden erfolgt die Kompression durch die Zusammendrückung der in den Poren enthaltenen Luft. Bei Wassersättigung ist das Porenvolumen dagegen vollständig mit Wasser gefüllt. Da Wasser inkompressibler als ein trockener bzw. ungesättigter Boden, andererseits aber noch kompressibler als das Kornmaterial des Bodens ist, wird die Kompressionsverformung im wesentlichen von den Eigenschaften des Wassers bestimmt. Auf die Schubverformung hat das Porenwasser keinen Einfluß. Die Dichte erhöht sich etwas, da die Luft im Porenvolumen durch das schwerere Wasser ersetzt wird.

Um nun diese Eigenschaften des 2-Phasen-Gemischs wassergesättigter Boden in einem kontinuumsmechanischen Modell zu berücksichtigen, wird ein elastisches Material benutzt, das den gleichen Schubmodul wie der ungesättigte Boden be-

sitzt, eine 10 Prozent höhere Dichte aufweist und dessen Kompressionswellengeschwindigkeit mit der von Wasser übereinstimmt. Es wird eine Kompressionswellengeschwindigkeit des Wassers $v_{pw} = 1500$ m/s und eine Scherwellengeschwindigkeit des ungesättigten Bodens von $v_s = 200$ m/s zugrundegelegt. Für den gesättigten Boden ergibt das

$$v_{s2} = \sqrt{\frac{\rho_1}{\rho_2}} v_{s1} = \sqrt{\frac{1}{1,1}} v_{s1}$$

und

$$v_{p2} = v_{pw}$$

Mit dem Verhältnis der Wellengeschwindigkeiten $k = v_p/v_s$ läßt sich auch die Querkontraktionszahl ν angeben.

$$\nu = \frac{k^2 - 2}{2k^2 - 2}$$

Damit ist der Parametersatz für System 5 festgelegt,

$$\begin{aligned} G_1 &= 8 \cdot 10^7 \text{ N/m}^2, \\ \nu_1 &= 0,33, \\ \rho_1 &= 2 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3, \\ \rho_2 &= 0,4918, \\ \rho_2 &= 2,2 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3, \\ H_1 &= 3 \text{ m.} \end{aligned}$$

Für die Modellierung wurde

$$\begin{aligned} T &= 15 \text{ m}, \\ \Delta x &= 0,6 \text{ m}, \\ B &= \Delta x. \end{aligned}$$

gewählt.

System 6

Mit System 6 wird der Einfluß einer Materialdämpfung im Boden untersucht. Es unterscheidet sich von System 1 durch die Einführung einer hysteretischen Materialdämpfung von $D = 5\%$. Der Schubmodul erhält einen imaginären Anteil gemäß

$$G = G_0(1+2Di) = 8 \cdot 10^7 (1+0,1i),$$

$$\nu = 0,25.$$

Die restlichen Parameter stimmen mit System 1 überein.

Mit den Systemen 1 bis 6 wurde der Einfluß von Materialeigenschaften des Bodens auf die Erschütterungsausbreitung untersucht. Bei den folgenden vier Systemen ging es darum, geometrische Einflüsse zu betrachten.

System 7

Bei der Erschütterungsanregung durch Schienennahverkehr werden die Erregerkräfte über den Gleisoberbau in den Boden geleitet. Die Kräfte werden dabei durch die relativ steifen Elemente Gleis und Schwelle über eine größere Fläche verteilt. Diese Wirkung soll im Modell durch ein Streifenfundament an der Lasteinleitungsstelle berücksichtigt werden. Das Fundament hat die Breite der Schwelle und wird als unendlich steif und masselos idealisiert.

Für die Finite-Element-Modelle bedeutet das, daß über die Fundamentbreite konstante Verschiebungsrandbedingungen vorgegeben werden. In den Rechenbeispielen wird eine Vertikalverschiebung von 1 (m) eingepreßt. Wie im 1. Abschnitt beschrieben, werden bei den vorhandenen Rechenverfahren an den Stellen mit eingepreßten Verschiebungen die Reaktionskräfte berechnet. Mit dieser Kraft läßt sich dann das Ergebnis auf die gewünschte Erregerkraft umrechnen.

Mit System 7 wird die Auswirkung der Lastumverteilung durch das starre Fundament betrachtet. Das System ist ein Halbraum mit einem starren masselosen Streifenfundament auf der Oberfläche, das zu vertikalen Schwingungen angeregt wird. Zu den Materialparametern des Halbraumes

$$G = 8 \cdot 10^7 \text{ N/m}^2,$$

$$\nu = 0,33$$

$$\rho = 2 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3$$

kommt als einziger neuer Parameter die Fundamentbreite

$$b = 3 \text{ m}$$

hinzu.

Die übrigen rechen-technischen Parameter sind

$$T = 12,5 \text{ m}, \quad B = 12,5 \text{ m}, \quad \Delta x = 0,5 \text{ m};$$

$$f = 0 - 100 \text{ Hz}, \quad df = 5 \text{ Hz}.$$

System 8

Es wird die Erschütterungsausbreitung bei der Trassenführung im Geländeeinschnitt untersucht. Das System ist in Bild 3.1 dargestellt. Der Einschnitt ist 5 m tief und an der Sohle 5 m breit, die Böschungen sind unter 45° geneigt. Die anderen Parameter stimmen mit System 7 überein. Bild 3.2 zeigt die gewählte Elementierung des inneren Bereichs. Wegen der Spiegelsymmetrie braucht nur eine Systemhälfte berechnet zu werden. Am linken Systemrand müssen dann allerdings die Horizontalverschiebungen zu Null gefordert werden.

System 9

System 9 stellt die Streckenführung auf einem Damm dar (Bild 3.3). Die Dammhöhe beträgt 5 m, die Breite ist am Dammfuß 15 m, an der Oberkante 5 m. Damit sind in den Systemen 8 und 9 zwei gleich große Störungen der Bodenoberfläche vorhanden, die in ihren Auswirkungen gut miteinander verglichen werden können.

System 10

Mit System 10 soll der Einfluß von Einbauten im Boden wie Leitungen, Rohre, Schächte deutlich gemacht werden. Als Beispiel wurde ein parallel zum Gleis liegender Schacht mit quadratischem Querschnitt betrachtet (s. Bild 3.4). Die Höhe und Breite beträgt jeweils 1,50 m. Die Wände sind 0,20 m dick und aus Beton mit den Materialwerten

$$\begin{aligned}\rho_{\text{Beton}} &= 2,5 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3 \\ G_{\text{Beton}} &= 1,3 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2 \\ \nu_{\text{Beton}} &= 0,15\end{aligned}$$

das entspricht einem Elastizitätsmodul von $E = 2(1+\nu) G = 3 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$. Der Schacht liegt 4,5 m von der Gleismitte entfernt und mit der Oberkante 1,5 m tief im Boden.

Bei der Modellierung ist zu beachten, daß dieses System nicht mehr symmetrisch ist und dementsprechend auf beiden Seiten durch die Randelemente L und R begrenzt werden muß. Alle weiteren Parameter stimmen mit denen des Systems 7 überein.

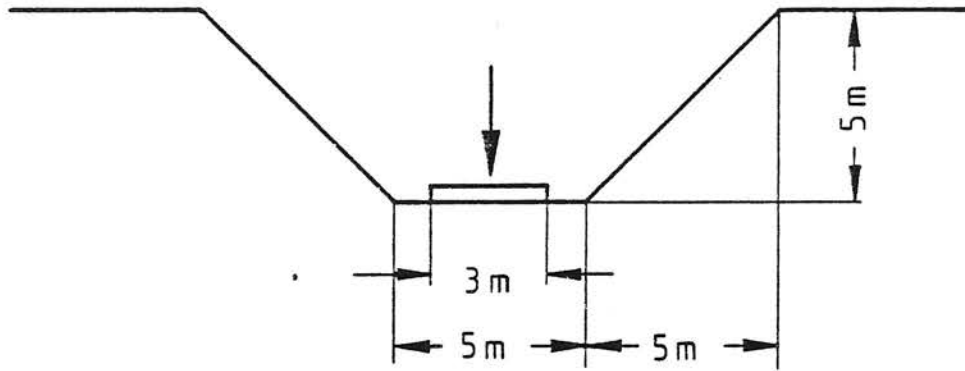


Bild 3.1 System 8 - Trassenführung im Geländeeinschnitt

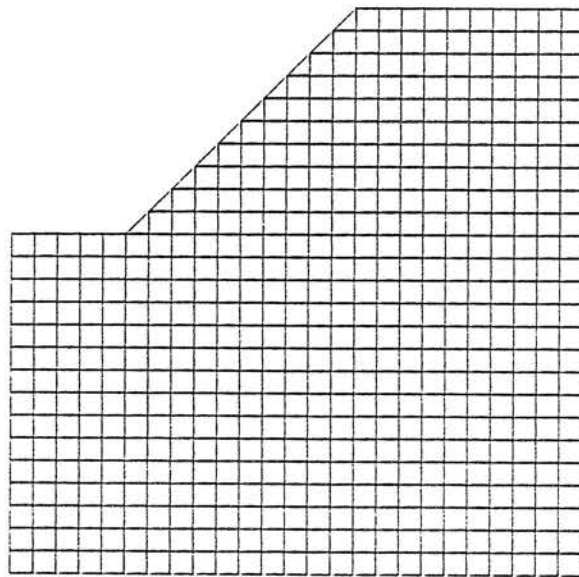


Bild 3.2 Finite-Element-Modell des Systems 8

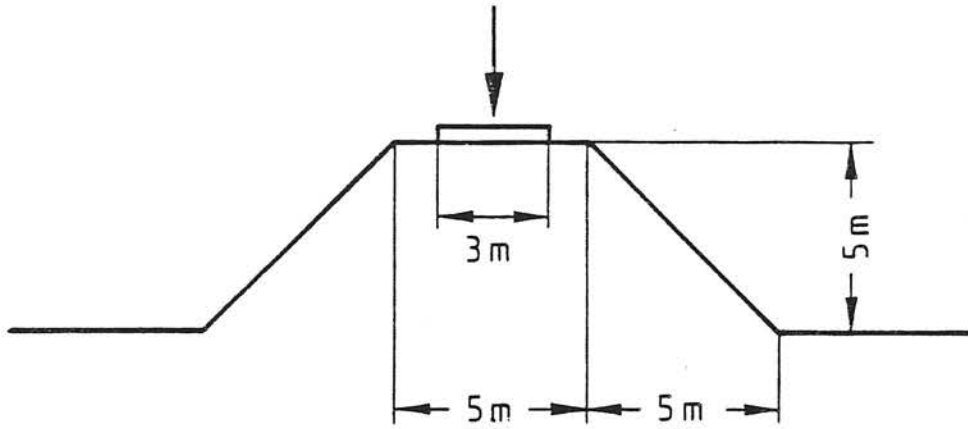


Bild 3.3 System 9 - Trassenführung auf einem Damm

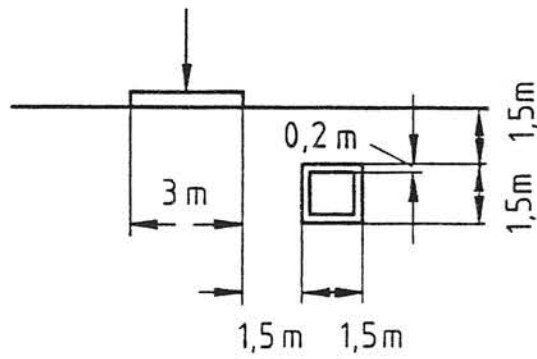


Bild 3.4 System 10 - Schacht parallel zur Bahnlinie

4. Ergebnisse der Modellrechnungen

4.1 Methode zur Auswertung und Darstellung der Ergebnisse

Das Rechenverfahren liefert für jede Frequenz die komplexen Verschiebungen an allen Knotenpunkten des inneren Bereichs, dazu die komplexen Verschiebungen an den gewünschten Punkten in den seitlichen Bereichen. Außerdem fallen die Eigenwerte (komplexe Wellenzahlen) für die seitlichen Bereiche und gegebenenfalls die Reaktionskräfte an der Fundamentunterkante an. Diese Datenmengen müssen geeignet weiterverarbeitet werden, um zu überschaubaren Ergebnissen zu kommen. Das erste Ziel der Auswertung ist also die Datenreduktion. Ein weiteres Ziel ist es, möglichst allgemeingültige Aussagen zu bekommen. Um dies zu erreichen, werden die Methoden der Dimensionsanalyse herangezogen. Die wesentliche Idee der Dimensionsanalyse ist es, den Satz der Größen, die ein Problem vollständig beschreiben, zu reduzieren, indem ein neuer Parametersatz mit nunmehr dimensionslosen Größen gebildet wird. Auch die Ergebnisgrößen werden durch dimensionslose "Zahlen" ersetzt. Diese Parameterreduktion ist natürlich besonders bei elementaren Problemen effektiv, die von vornherein nur durch wenige Parameter beschrieben werden. Die Dimensionsanalyse kann dabei mitunter schon wesentliche Aufschlüsse über das qualitative Aussehen der Lösung ergeben. Um diesen Vorteil auszunutzen, wurden die Systeme für diese Parameterstudie möglichst elementar gewählt und auf die Modellierung unwesentlicher Details verzichtet. Ein weiterer Vorteil der dimensionslosen Darstellung liegt darin, daß ein Anwender die Ergebnisse unmittelbar auf andere Situationen umrechnen kann, denn die wesentlichen Einflußzahlen und deren Werte werden angegeben.

Die Auswertung der Rechenergebnisse wird auf die Verschiebungsamplituden an der Bodenoberfläche beschränkt, da dort auch die größten Werte erwartet werden. Es wird einheitlich

eine normierte Darstellung gewählt, die sich aus der Lösung für den elastischen Halbraum unter Einzellast ergibt (vgl. Abschnitt 4.2). Die Verschiebungsamplituden werden mit dem Schubmodul des Bodens G multipliziert und auf die Erregerkraftamplitude P bezogen. Im ebenen Fall ist die Erregung eine Linienlast P/L und man hat die normierte Verschiebungsamplitude

$$\bar{u} = \frac{uG}{P/L},$$

im axialsymmetrischen Fall multipliziert man noch mit dem Abstand r des betrachteten Punktes vom Erreger und erhält die dimensionslose Größe

$$\bar{u} = \frac{uGr}{P}.$$

Als unabhängige Variable wird der normierte Abstand \bar{r} bzw. \bar{x} benutzt, der durch

$$\bar{r} = \omega r / v_S$$

bzw.

$$\bar{x} = \omega x / v_S,$$

v_S ist die Scherwellengeschwindigkeit des Bodens, definiert ist. Wegen des Zusammenhangs

$$\lambda_S = v_S / f$$

lassen sich diese Größen als auf die Scherwellenlänge λ_S des Bodens bezogene Radien interpretieren.

$$\bar{r} = 2\pi r / \lambda_S.$$

Der funktionale Zusammenhang

$$\bar{u} = f(\bar{r})$$

- ein normiertes Amplituden-Abstands-Gesetz - wird nun für jede Frequenz dargestellt, wobei sich in allen berechneten Systemen ein qualitativ ähnliches Verhalten für genügend große \bar{r} bzw. \bar{x} ergibt. Für dieses sogenannte "Fernfeld" können deshalb Asymptoten ermittelt werden, im ebenen Fall

$$\bar{u} \approx \text{konst.}$$

und im axialsymmetrischen Fall

$$\bar{u} \approx \text{konst} \sqrt{r}.$$

Die Konstanten werden durch die Mittelung der Rechenergebnisse für verschiedene Radien bestimmt. Diese Konstanten sind dann ein Maß für die Intensität des entlang der Bodenoberfläche weitergeleiteten Erschütterungen.

Mit dem normierten Amplituden-Abstands-Gesetz und der Erschütterungsintensität (Fernfeldasymptoten) sind die beiden wesentlichen Hilfsmittel bei der Auswertung der Rechenergebnisse vorgestellt.

4.2 Ergebnisse für den elastischen Halbraum

Der elastische Halbraum ist das einfachste System, mit dem man die Wellenausbreitung durch den Boden berechnen kann. Er weist schon wesentliche Merkmale aller Systeme auf. Er soll deshalb als Bezugs- und Ausgangspunkt für die weiteren Rechnungen hier etwas ausführlicher dargestellt werden.

Mit der Kurzbezeichnung elastischer Halbraum ist in diesem Bericht der homogene elastische Halbraum gemeint, der durch eine konzentrierte vertikale Last, d.h. durch eine Punkt- oder eine Linienlast, an seiner Oberfläche harmonisch angeregt wird. Zunächst sollen die Parameter des Problems entsprechend der Dimensionsanalyse reduziert werden. Das Problem ist durch folgende Größen beschrieben:

$$(u_x, u_z) = f(P/L, \omega, G, \nu, \rho, x, z)$$

im ebenen Fall bei der Erregung durch eine Linienlast, bzw.

$$(u_r, u_z) = f(P, \omega, G, \nu, \rho, r, z)$$

im axialsymmetrischen Fall der Punktlast, dabei ist

- u_x, u_r, u_z - Radial- und Vertikalkomponente der Verschiebungen,
 P/L - Linienlast (Kraft pro Längeneinheit),
 P - Punktlast,
 ω - Kreisfrequenz der Erregerkraft,
 G - Schubmodul des Bodens
 ν - Querkontraktionszahl,
 ρ - Dichte,
 x, r, z - Koordinaten des betrachteten Bodenpunktes.

Dieser Parametersatz reduzierte sich um 3 Größen, wenn man alle dimensionslosen Kombinationen dieser Größen, die jedoch voneinander unabhängig sein müssen, benutzt. Es verbleibt die Beziehung

$$\frac{u}{r} = f \left(\frac{P}{Gr^2}, \frac{\omega r}{\sqrt{G/\rho}}, \frac{\omega z}{\sqrt{G/\rho}}, \nu \right),$$

wobei u stellvertretend für u_r oder u_z steht. Die Linearität des Problems besagt, daß die Verschiebung zur Kraft proportional sein muß. So vereinfacht sich die Beziehung auf

$$\frac{u}{r} = \frac{P}{Gr^2} f \left(\frac{\omega r}{\sqrt{G/\rho}}, \frac{\omega z}{\sqrt{G/\rho}}, \nu \right)$$

oder

$$\frac{uGr}{P} = f \left(\frac{\omega r}{\sqrt{G/\rho}}, \frac{\omega z}{\sqrt{G/\rho}}, \nu \right).$$

Für die Linienlast erhält man entsprechend

$$\frac{uG}{P/L} = f \left(\frac{\omega x}{\sqrt{G/\rho}}, \frac{\omega z}{\sqrt{G/\rho}}, \nu \right).$$

Die normierten Verschiebungen

$$\bar{u} = \frac{uGr}{p} \text{ bzw. } \frac{uG}{P/L}$$

hängen somit noch von den drei Größen

$$\bar{r} = \frac{\omega r}{\sqrt{G/\rho}} = \frac{\omega r}{v_s} \quad \text{bzw.} \quad \bar{x} = \frac{\omega x}{\sqrt{G/\rho}} = \frac{\omega x}{v_s},$$

$$\bar{z} = \frac{\omega z}{\sqrt{G/\rho}} = \frac{\omega z}{v_s} \quad \text{und } \nu$$

ab.

Die analytische Lösung des Problems geht auf Lamb [7] zurück. Zunächst soll die Abhängigkeit von der normierten Entfernung \bar{r} bzw. \bar{x} betrachtet werden. Die Bilder 4.1 und 4.2 zeigen dazu die Amplitudenverteilungen an der Oberfläche, d.h.

$$\frac{uGr}{p} = f(\bar{r}, \bar{z} = 0, \nu = 0,25)$$

und

$$\frac{uG}{P/L} = f(\bar{x}, \bar{z} = 0, \nu = 0,25).$$

Im axialsymmetrischen Fall lassen sich deutlich zwei Bereiche unterscheiden:

Im Nahbereich für kleine \bar{r} sind die normierten Amplituden annähernd konstant

$$\frac{uGr}{p} = \text{konst.}$$

Dieser Nahbereich ist wesentlich durch die Raumwellen, das sind die Kompressions- und die Scherwellen, bestimmt.

Im Fernfeld ergibt sich eine Asymptote der Form

$$\bar{u} = A \sqrt{\bar{r}}.$$

In diesem Fernfeldbereich tritt im wesentlichen nur die Rayleighwelle auf. Sie hat die in Bild 4.3 gezeigte Amplitudenverteilung über die Tiefe. Man erkennt, daß die Amplituden für größere Tiefen rasch gegen null gehen. Die Rayleighwelle ist also eine an die Oberfläche gebundene Welle. Ihre Ausbreitungsgeschwindigkeit liegt etwas unter der Scherwelle

$$v_R \lesssim v_S = \sqrt{G/\rho} .$$

Das Verhältnis von Horizontal- zu Vertikalamplitude beträgt etwa 2/3. Allerdings werden die Maxima nicht gleichzeitig, sondern mit einer Phasendifferenz von 90 Grad erreicht, so daß ein Bodenteilchen während einer Schwingungsperiode eine Ellipse durchläuft. Diese Eigenschaften der Rayleighwelle sind von der Belastungsart unabhängig, da die Rayleighwelle im mathematischen Sinne eine Eigenlösung des Problems ist. Lediglich die Amplitudenverteilung richtet sich nach der Anregungsart.

In Bild 4.2 ist die Amplitudenverteilung des Wellenfeldes an der Oberfläche für den Fall einer Linienlast dargestellt. Man erkennt folgende Unterschiede zum Punktlastfall:

Im Nahbereich existiert ein endlicher Grenzwert für $\bar{x} \rightarrow 0$. Das bedeutet hier für die unnormierte Amplitude

$$u = \bar{u} \frac{P/L}{G} \text{ endlich,}$$

während sich bei der Punktlast wegen

$$u \sim 1/r$$

am Kraftangriffspunkt unendliche Amplituden ergeben. Der Unterschied erklärt sich daraus, daß bei der Linienlast die Kraft auf eine Strecke verteilt angreift.

Für unsere Problemstellung wichtiger ist das Verhalten im Fernfeld. Im ebenen Fall der Linienlasterregung ergibt sich eine konstante Asymptote, was in diesem Fall auch die Konstanz der Verschiebungsamplituden bedeutet. Die Amplituden nehmen, nachdem sie von ihrem Maximum am Lastangriffsort abgefallen sind, nicht weiter mit zunehmender Entfernung ab. Dies läßt sich mit der unendlichen Länge der Laststrecke und der daraus resultierenden unendlichen Gesamtkraft erklären. Bei der Punktlast nehmen die Amplituden dagegen im Fernfeld gemäß

$$u \sim 1/\sqrt{r}$$

ab.

Die folgende Tabelle faßt die Amplitudenabnahmegesetze noch einmal zusammen

$u \sim r^{-\kappa}$	Nahfeld	Fernfeld
Punktlast	$\kappa = 1$	$\kappa = 1/2$
Linienlast	-	$\kappa = 0$

Das asymptotische Verhalten für große Entfernung vom Erregerort läßt sich auch aus einer Energiebetrachtung ableiten. Gibt man die Form der Wellenfronten vor, auf denen sich die Energie gleichmäßig verteilt, so kann man aus der Änderung der Oberfläche der Wellenfront die Änderung der Energie bestimmen. Die weiteren Voraussetzungen sind, daß die Energie konstant ist, d.h. daß keine Dämpfung vorhanden ist, und daß die Energiedichte, das ist die Energie pro Flächeneinheit, proportional dem Quadrat der Verschiebungsamplitude ist:

Aus

$$E = \text{konst}$$

und

$$\frac{E}{F} \sim u^2$$

folgt

$$u \sim 1/\sqrt{F} .$$

Nun breiten sich die Wellen im Fernfeld parallel zur Oberfläche aus, somit ist die Form der Wellenfront im axial-symmetrischen Fall eine Zylinderoberfläche mit

$$F \sim r$$

und im ebenen Fall eine Halbebene, die senkrecht zur Halbraumoberfläche steht, mit

$$F = \text{konst.}$$

Auf diesem Weg kommt man ebenfalls zu dem Ergebnis

$$\begin{aligned} u &\sim 1/\sqrt{r} && \text{bei einer Punktlast und} \\ u &\sim 1 && \text{bei einer Linienlast.} \end{aligned}$$

Nachdem die Abhängigkeit der Schwingungsamplitude von der Entfernung zur Quelle und von der Tiefe unter der Oberfläche diskutiert wurde, bleibt noch der Einfluß der Querkontraktionszahl zu untersuchen. Die Querkontraktionszahl nimmt Werte zwischen 0 und 0,5 an, wobei mit zunehmendem ν das Material inkompressibler und damit insgesamt steifer wird. Der Wert 0,5 bedeutet Inkompressibilität und wird annähernd bei wassergesättigtem Boden erreicht. Normalerweise sind jedoch Werte um $\nu = 1/3$ typisch.

Entsprechend der Steifigkeitszunahme mit wachsendem ν gibt es zwei Auswirkungen für die Wellenausbreitung im Halbraum. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit nimmt etwas für größere ν zu. Dieser erste Effekt ist allerdings nur sehr unbedeutend, wie dies aus der nachstehenden Tabelle ersichtlich wird. Die zweite Auswirkung einer größeren Querkontraktionszahl sind kleinere Amplituden vor allem im Fernfeld. Dies läßt sich am einfachsten aus den Konstanten A für die Fernfeldasymptoten

$$\bar{u} = A \quad \text{bzw} \quad \bar{u} = A \sqrt{r}$$

ablesen. Ihre Werte sind in der folgenden Tabelle für $\nu = 0, 1/4, 1/3, 1/2$ angegeben. Der Zusammenhang zwischen ebenen und axialsymmetrischem Fall ist dabei

$$A_{\text{axialsymm}} = A_{\text{eben}} \cdot \sqrt{v_s/v_R \cdot 2\pi} \\ = A_{\text{eben}} / \sqrt{v_R/v_s \cdot 2\pi}$$

ν	v_R/v_s	A_{eben}		$A_{\text{axialsymm.}}$	
		vertikal	horizontal	vertikal	horizontal
0	0,88	0,29	0,23	0,12	0,096
1/4	0,92	0,19	0,13	0,077	0,053
1/3	0,94	0,16	0,10	0,065	0,042
1/2	0,96	0,11	0,060	0,045	0,025

Der Einfluß der Querkontraktionszahl kann näherungsweise eliminiert werden, wenn man beim normierten Amplituden-Abstandsgesetz die Amplituden auf die statische Lösung normiert. Im Fall der Punktlast ist die statische Lösung für die Vertikalverschiebung

$$u_z = \frac{P(1-\nu)}{2\pi rG}$$

und es gilt

$$\frac{u_z G 2\pi r}{P(1-\nu)} \approx \begin{cases} 1 & \text{für } \bar{r} \leq 2,5 \\ 0,63/\bar{r} & \text{für } \bar{r} \geq 2,5 \end{cases}$$

Aus Bild 4.4 ist zu ersehen, daß bei dieser Näherung maximal ein Fehler von 20 % im Fernfeld auftritt.

Für die Horizontalkomponente kann man den von ν unabhängigen Ansatz

$$u_c \approx 0,67 u_z$$

benutzen. Dabei sind die Fehler im Fernfeld ebenfalls kleiner als 20 %. Es gibt jedoch große Unterschiede im Nahfeld, siehe Bild 4.5 und folgende Tabelle.

ν		0	1/4	1/3	1/2
u_r/u_z	Fernfeld ¹	0,79	0,69	0,65	0,55
	Nahfeld ²	0,5	0,33	0,25	0

1 Die Zahlen gelten auch für den ebenen Fall

2 Dies sind die Grenzwerte für $r \rightarrow 0$ gemäß der Formel

$$u_r/u_z = (1-2\nu)/2(1-\nu).$$

Der Einfluß der Querkontraktion läßt sich zusammenfassen als versteifender Faktor $1/(1-\nu)$. Alle weiteren Eigenschaften des Wellenfeldes sind dann im wesentlichen von ν unabhängig. Nur die horizontale Schwingungskomponente im Nahbereich der Erregung ist stark von ν beeinflusst.

Die Betrachtung des elastischen Halbraumes ergibt, noch einmal kurz zusammengefaßt: Die wesentlichen Einflüsse auf die Erschütterungen sind die Steifigkeit des Bodens, die die Erschütterungen abmindert, und die Geometrie der Erschütterungsanregung, die für die Abnahme der Erschütterungen mit der Entfernung entscheidend ist.

4.3 Bedeutung der zweidimensionalen Rechenmodelle für reale Situationen

Das hier verwendete Rechenverfahren ist auf zweidimensionale Modelle beschränkt. Das bedeutet, daß alle Kräfte und alle Verschiebungen nur zwei Komponenten haben und nur Funktionen von zwei Ortsvariablen sind. Für die betrachteten Systeme bedeutet dies, daß bestimmte Symmetrien vorliegen müssen. Zwei Fälle sind berechenbar: der ebene und der

axialsymmetrische Fall. Im ebenen Fall muß eine Richtung existieren, entlang derer sich weder die Systemgeometrie noch die Erregung ändert. Der axialsymmetrische Fall ist durch die Rotationssymmetrie um eine senkrechte Achse gekennzeichnet.

Für das Problem der Erschütterungsausbreitung infolge Schienenverkehr bietet sich zunächst die ebene Modellierung an. Die Systemgeometrie kann entlang des Gleises als annähernd konstant angesehen werden. Jedoch ist die Anregung des Systems auf ein endliches Stück des Gleises, nämlich die Zuglänge beschränkt. Diese Abweichung vom ebenen Fall besagt, daß wir es bei der Anregung durch Schienenverkehr mit einem dreidimensionalen Problem zu tun haben. Nichtsdestotrotz können zweidimensionale Berechnungen eine Näherungslösung für dreidimensionale Probleme liefern. In diesem Abschnitt soll deshalb konkretisiert werden, inwiefern die hier vorgestellten Ergebnisse Näherungen für den realen Fall darstellen. Dies soll an einem vereinfachten Beispiel diskutiert werden.

Im vorigen Abschnitt ist die Erschütterungsausbreitung im elastischen Halbraum für zwei elementare und dabei extreme Lastfälle beschrieben worden, für den Fall einer extrem konzentrierten Last, nämlich einer Punktlast, und für den Fall einer zumindest in einer Richtung extrem verteilten Last, der Linienlast. Als für den Schienenverkehr realistischere Situation soll hier eine Streckenlast betrachtet werden. Das bedeutet, um es noch einmal zu erläutern, daß über eine Strecke L verteilt harmonisch variierende Kräfte mit gleicher Amplitude und gleicher Phase angreifen. Die Ergebnisse für die Punkt- und Linienlast können nun folgendermaßen auf das Streckenlastproblem angewandt werden.

1. Um die Punktlastlösung zu verwenden, muß die gesamt angreifende Kraft P auf einen Punkt zusammengezogen wer-

den. Für die Wellenausbreitung in Streckenrichtung (Gleisrichtung) kann dies kaum vernünftig sein, senkrecht zur Laststrecke sind jedoch durchaus sinnvolle Aussagen zu erwarten.

2. Um die Linienlastlösung anzuwenden, muß die endliche Last P mit der gleichen auf die Laststrecke bezogenen Intensität P/L über die Strecke L hinaus bis ins Unendliche fortgesetzt werden. Während im ersten Fall die Lastkonzentration unrealistisch hoch ist, ist hier die Gesamtlast zu groß.

Man hat demnach 3 Lösungen, die miteinander verglichen werden können.

Die Punktlastnäherung

$$u_1 = \frac{P}{Gr} f_{\text{axialsymm.}}(\bar{r}, \nu),$$

die Linienlastnäherung

$$u_2 = \frac{P/L}{G} f_{\text{eben}}(\bar{x}, \nu)$$

und die exakte Lösung u_3 . Da nur die Ausbreitung senkrecht zur Laststrecke betrachtet wird, stimmen r und x bzw. \bar{r} und \bar{x} überein. Wählt man als gemeinsame Darstellungsform

$$\bar{u}_i = \frac{u_i G}{P/L} = f_i(\bar{x}, \bar{L}, \nu) \quad i = 1, 2, 3$$

mit $\bar{L} = \omega L / v_s$, so erkennt man, daß die ebene Lösung u_2 als einzige unabhängig von \bar{L} ist. Die Punktlast- und die realistischere Streckenlastlösung ergeben noch von \bar{L} , also von der Laststrecke und der Frequenz abhängige Abstandsgesetze $\bar{u} = f(\bar{x})$. Um die Diskussion zu vereinfachen, sollen hier die Verhältnisse nur an einer Prinzipskizze (Bild 4.6) erläutert werden. Es gibt einen Punkt \bar{x}_1 , der noch von \bar{L} (und ν) abhängt, an dem Punkt- und Linienlastlösung übereinstim-

men. Er wäre aus der Gleichung

$$f_{\text{eben}}(\bar{x}_1, \nu) = \frac{u_2 G}{P/L} \stackrel{!}{=} \frac{u_1 G}{P/L} = \frac{\bar{L}}{\bar{x}_1} f_{\text{axialsymm.}}(\bar{x}_1, \nu)$$

zu bestimmen. Für alle kleineren Entfernungen $\bar{x} < \bar{x}_1$ muß die Punktlastlösung größer sein, denn in der Erregernähe ist die Lastkonzentration für die Größe der Schwingungen entscheidend. Für große Entfernungen \bar{x} geht die Punktlastlösung gegen 0, während die Linienlast zu einem endlichen Grenzwert führt (vgl. Abschnitt 4.2), so daß für den gesamten Bereich $\bar{x} > \bar{x}_1$ die Linienlastlösung größer ist. Die exakte Lösung u_3 für die Streckenlast nähert sich nun an die Lösungen u_1 und u_2 an. Dies wird in der Prinzipskizze (Bild 4.6) durch die Punkte \bar{x}_2 und \bar{x}_3 markiert, die ebenso wie \bar{x}_1 noch Funktionen von \bar{L} sind. Für geringe Entfernungen $\bar{x} < \bar{x}_2$ stimmen die Linienlast- und die Streckenlastlösung annähernd überein. Das kann man so erklären, daß die zusätzlichen Anteile des Wellenfeldes, die im Linienlastfall von den Kräften außerhalb der Länge L erzeugt werden, im Vergleich zu den Anteilen aus der Streckenlast (innerhalb der Länge L) bedeutend stärker abgeklungen sind, da sie im Verhältnis bedeutend längere Wege zurückgelegt haben. Auf der anderen Seite stimmen für genügend große Entfernungen $\bar{x} > \bar{x}_3$ die Punkt- und die Streckenlastlösung annähernd überein. Für große Entfernungen stimmen nämlich die Laufwege für alle Punkte auf der Laststrecke annähernd überein, so daß es für die Auswirkungen in der Entfernung egal ist, ob die Last auf einen Punkt konzentriert oder auf die Strecke L verteilt ist. Im Bereich $\bar{x}_2 < \bar{x} < \bar{x}_3$ sind die exakten Amplituden u_3 kleiner als die aus der Punkt- oder Linienlastlösung. Beide zweidimensionalen Modelle liefern also im mittleren Entfernungsbereich zu große Werte.

Man kann die Ergebnisse dieser Betrachtung folgendermaßen zusammenfassen: Die ebene und die axialsymmetrische Berech-

nung des eigentlich dreidimensionalen Problems einer Streckenlast liefern die Näherungen, im ebenen Fall für den erregernahen Bereich, im axialsymmetrischen Fall für den erregfernen Bereich. Der Gültigkeitsbereich der Näherungen hängt noch vom Parameter \bar{L} ab, und damit bei vorgegebener Systemgeometrie - in unserem Fall z.B. die Zuglänge - auch von der Frequenz ab. Im mittleren Entfernungsbereich überschätzen beide Modelle die tatsächlichen Erschütterungen. Die beiden zweidimensionalen Modelle ergeben zwei extreme Abnahmekoeffizienten κ für das Amplituden-Abstandsgesetz

$$u \sim r^{-\kappa}.$$

Tatsächlich wird man einen Koeffizienten zwischen beiden Werten $\kappa = 0$ (ebener Fall) und $\kappa = 1/2$ (axialsymmetrischer Fall) feststellen.

Damit ist zunächst geklärt, wie die vorhandenen zweidimensionalen Modelle als Näherungen und als theoretische Grenzen zur Erschütterungsprognose für reale Situationen herangezogen werden können. Im Rahmen dieses Berichtes geht ihre Bedeutung noch darüber hinaus. Die Aufgabe dieser Forschungsarbeit war es, den Einfluß verschiedener Bodenarten und -aufbauten und verschiedener konstruktiver Besonderheiten wie Fahrbahnbreite, Damm, Einschnitt und Einbauten im Boden auf die Erschütterungen zu untersuchen. Um diesen Einfluß zu klären, wurden verschiedene zweidimensionale Modelle miteinander verglichen. Die dabei festgestellten Unterschiede oder Einflußfaktoren sind sicherlich nicht nur für den speziell untersuchten Fall gültig. Es wird sogar davon ausgegangen, daß in den meisten Fällen die gewonnenen Aussagen im wesentlichen unabhängig von der Art der Anregung sind. Einen Hinweis auf die Gültigkeit dieser Annahme liefern die Ergebnisse zu System 1, die sowohl für Punkt- als auch für Linienlast berechnet wurden.

4.4 Schicht auf starrer Unterlage (Fels)

Die Wellenausbreitung in einer homogenen elastischen Schicht auf starrer Unterlage ist bereits in [6] beschrieben worden. Die wesentlichen Ergebnisse sollen hier kurz wiedergegeben werden.

Das Verhalten der elastischen Schicht unter vertikaler Punktlast unterscheidet sich wesentlich für drei Frequenzbereiche

- die tiefen Frequenzen einschließlich der statischen Last,
- die Resonanzfrequenz und
- die Frequenzen oberhalb der Resonanzfrequenz.

Die Resonanzfrequenz liegt ungefähr bei $f \approx v_s/2H$. Dies ist zugleich die erste Frequenz, bei der sich die Rayleighwelle ausbildet.

Im tiefen Frequenzbereich nehmen die Amplituden mit der Entfernung sehr schnell gemäß einem exponentiellen Gesetz

$$u \sim e^{-ar}$$

ab (Bild 4.7). In der Resonanzfrequenz bleiben die Amplituden über einen großen Bereich konstant (Bild 4.8). Für hohe Frequenzen nähert sich das Amplituden-Abstands-Gesetz der Schicht dem des Halbraums an (Bild 4.9). Diese Tendenz läßt sich mit der geringen Eindringtiefe der im Halbraum dominierenden Rayleighwelle erklären. Wenn die untere Schichtgrenze genügend tief liegt ($H \gg \lambda_R$), dürfte sie die Ausbildung der Rayleighwelle kaum noch beeinflussen. Bei 120 Hz ist die Rayleighwellenlänge zum Beispiel nur noch ein Drittel der Schichtdicke und die Verschiebungen von Halbraum und Schicht stimmen schon ziemlich gut überein (Bild 4.10). Die Amplituden der Schicht schwanken jedoch ab einer bestimmten Entfernung erheblich. Diese starken Schwankungen sind charakteristisch für die Schicht, denn sie treten von der Resonanz aufwärts in allen Frequenzen auf. Sie lassen sich als Interferenz verschiedener Wel-

lensysteme interpretieren.

Aufgrund der genannten verschiedenen Abnahmegesetze ergibt sich in einiger Entfernung der in Bild 4.11 dargestellte Frequenzgang. Die Schwingungen in der Resonanzfrequenz dominieren gegenüber den höherfrequenten Anteilen, während die tieffrequenten Schwingungen nahezu vollständig herausgefiltert werden.

Ergebnisse für System 1

Aus den Systemparametern kann man zunächst die zu erwartende Resonanzfrequenz ausrechnen. Sie liegt bei

$$f \approx \frac{v_s}{2H} = \frac{200 \text{ m/s}}{2 \cdot 12,5 \text{ m}} = 8 \text{ Hz.}$$

und damit zwischen der zweiten und dritten berechneten Frequenz 5 und 10 Hz.

Bild 4.12 zeigt die Amplituden, die entsprechend dem im Abschnitt 4.1 beschriebenen Verfahren auf die Amplituden eines Halbraums mit gleichen Materialparametern bezogen sind, in Abhängigkeit von der dimensionslosen Größe $\bar{H} = \omega H / v_s$. Die oben beschriebenen Effekte lassen sich hier wiederfinden: Die Filterwirkung für tiefe Frequenzen (kleines \bar{H}) und die erste Resonanzfrequenz, wobei zu beachten ist, daß die Resonanzfrequenz selbst mit dem gewählten Frequenzraster nicht genau getroffen wird. In der Horizontalkomponente kommt eine zweite Amplitudenüberhöhung dazu. Ansonsten stimmen für höhere Frequenzen Schicht und Halbraum überein. Der leichte Abfall mit steigender Frequenz bzw. \bar{H} wird weiter unten diskutiert.

Bild 4.13 zeigt die entsprechend ausgewerteten Ergebnisse für eine Linienlast. Zunächst ist eine weitgehende Übereinstimmung zwischen dem Linien- und dem Punktlastfall festzustellen. Damit wird die Annahme bestätigt, daß der

Einfluß des umgebenden Bodens auf die Erschütterungsausbreitung ähnlich für unterschiedliche Belastungsfälle ist. Im Vergleich zur Punktlast sind bei der Linienlast die höheren Resonanzfrequenzen stärker ausgeprägt. Zur ersten Eigenfrequenz

$$f_1 = v_s/2H$$

kommt bei $f \approx 2,5 f_1$ und $f \approx 11f_1$ eine horizontale und bei $f \approx 5 f_1$ eine vertikale Resonanzstelle hinzu.

In beiden Lastfällen ergibt sich bei den Rechnungen ein Abfall der Amplituden für hohe Frequenzen. Dies widerspricht der Vermutung, daß sich die Systeme Schicht und Halbraum für hohe Frequenzen annähern müßten. Der Unterschied wird auf folgende Tatsache zurückgeführt. In den Rechenbeispielen 1 bis 6 wird der Boden durch eine Einzelast angeregt. Die damit verbundene singuläre Spannungsverteilung an der Lasteinleitungsstelle kann durch das Finite-Element-Modell nicht mehr genau genug abgebildet werden. Durch die Diskretisierung wird das Modell an der Lasteinleitungsstelle steifer als das ursprüngliche System. Der Effekt verstärkt sich mit steigender Frequenz, da dann auch die Elementabmessungen im Vergleich zu den Wellenlängen wachsen. Dieser als Modellierungsfehler angesehene Amplitudenabfall wird bei der Auswertung der Systeme 2 bis 6 kompensiert.

4.5 Auswirkungen weiterer Bodenschichtungen

Die Systeme 2 bis 5 besitzen die gleiche Struktur. Auf einem homogenen elastischen Halbraum liegt im festen Verbund eine homogene elastische Schicht mit vom Halbraum abweichenden Materialwerten. Der volle Parametersatz für diese Problemklasse ist

$$\bar{u} = f(\bar{r}, \bar{H}, \frac{G_2}{G_1}, \frac{\rho_2}{\rho_1}, \nu_1, \nu_2),$$

mit

$$\bar{u} = \frac{uG_1r}{P},$$

$$\bar{r} = \frac{\omega r}{v_{s1}} \quad \text{und}$$

$$\bar{H} = \frac{\omega H}{v_{s1}}.$$

Bei der Auswertung der Rechenergebnisse im Hinblick auf die Fernfeldasymptoten entfällt der Parameter \bar{r} . Es sind nun folgende Schichtungsfälle behandelt worden:

	G_2/G_1	ρ_2/ρ_1	ν_1	ν_2
System 2	4	1	0,33	0,33
System 3	4	4	0,25	0,25
System 4	1/4	1	0,33	0,33
System 5	1	1,1	0,33	0,49 (Grundwasser)

Unter den Parametern tritt die Steifigkeit und die Dichte nicht explizit auf. Das bedeutet, daß die Ergebnisse nicht nur für die den gewählten Steifigkeiten entsprechenden Böden gelten, sondern auf beliebige Böden verallgemeinert werden können. Nur der Effekt der Wassersättigung macht dabei eine Ausnahme, da die Querkontraktionszahl je nach Bodensteifigkeit etwas anders gewählt werden muß. Der Einfluß von Grundwasser wird deshalb getrennt in Abschnitt 4.6 dargestellt.

4.5.1 Ergebnisse für System 2

System 2 stellt mit seiner Versteifung durch den unterliegenden Halbraum ein ähnliches System wie die Schicht auf starrer Unterlage dar (System 1). Der Fall der starren Fixierung kann als Grenzfall $G_2/G_1 \rightarrow \infty$ angesehen werden. Die starre Fixierung führte bei System 1 zur fast vollständigen Unterdrückung tiefer Frequenzen und einem gänzlich vom Halbraum verschiedenen Schwingungsverhalten. Im Vergleich dazu verhält sich die Schicht mit geringerer Steifigkeitssprung $G_2/G_1 = 4$ auch bei tiefen Frequenzen halbraumähnlich. Dies zeigt das Abstandsgesetz in Bild 4.14 für die Frequenz 5 Hz bzw. $\bar{H} = \pi/5$. Das Schwingungsverhalten der Bodenoberfläche ist bei diesen tiefen Frequenzen und entsprechend großen Wellenlängen wesentlich von den Eigenschaften des unterliegenden Halbraums bestimmt.

Über das Verhalten des Schicht-auf-Halbraum-Systems im gesamten Frequenzbereich geben die Bilder 4.15 und 4.16 Auskunft. In ihnen sind die Fernfeldamplituden auf die Amplituden eines Halbraumes bezogen, der die gleichen Materialwerte wie die obenliegende Schicht besitzt, und in Abhängigkeit von \bar{H} dargestellt. Für die tiefen Frequenzen nehmen die Amplituden entsprechend dem Einfluß des steiferen Untergrundes ab. Für die hohen Frequenzen geht das Amplitudenverhältnis gegen eins, das heißt das Schicht-auf-Halbraum-System verhält sich wie ein Nur-Halbraum aus dem Schichtmaterial. Dies entspricht wieder der begrenzten Eindringungstiefe der dominierenden Rayleighwelle. Bei $\bar{H} = \pi$ bzw. $f = v_s/2H$ liegt eine Resonanzstelle mit einer Überhöhung von 2 bis 2,5 vor. Die zweite Resonanz in der Vertikalkomponente scheint ein Randeinfluß des Finite-Element-Systems zu sein, vgl. die Ergebnisse für System 1.

4.5.2 Ergebnisse für System 3

Bei System 3 liegen ähnliche Verhältnisse wie bei System 2 vor (Bild 4.17). Die Werte für die tiefste berechnete Frequenz stimmen sehr gut mit dem Wert 0,25 für einen Halbraum aus dem steiferen Material überein. Sie steigen dann annähernd monoton mit wachsendem \bar{H} auf den Wert 1. Es gibt jedoch keine Resonanzüberhöhung und dies, obwohl der Wellenwiderstand

$$W = \rho v_s = \sqrt{\rho G}$$

um den Faktor 4 und damit doppelt so stark zunimmt wie in System 2. Dies kann ein Hinweis darauf sein, daß dieser das Reflektionsverhalten beschreibende Parameter für die Resonanzüberhöhung unbedeutend ist. Die Rechnungen legen eher eine Abhängigkeit von dem Wellengeschwindigkeitsverhältnis nahe, da in diesem Fall (System 3) gerade bei identischen Wellengeschwindigkeiten keine Resonanz auftritt. Für eine endgültige Klärung reicht die Anzahl der Beispiele und das gewählte Frequenzraster nicht aus.

4.5.3 Ergebnisse für System 4

Bei diesem Schichtungsfall liegt das steifere Material zuoberst. Es liegt also keine Versteifung oder Fixierung der oberen Schicht vor, vielmehr sollte man besser von einer oberflächennahen Aussteifung des unterliegenden Halbraumes sprechen. In einigen Punkten verhält sich dieses System trotzdem ähnlich wie die vorhergehenden Systeme (siehe Bild 4.18).

Bei hohen Frequenzen wird das Wellenfeld wiederum nicht durch tiefere Bodenbereiche beeinflusst. Die Amplituden stimmen mit denen eines Halbraumes aus dem aufliegenden

steiferen Material überein. Die Frequenz $f = v_s/2 H$ stellt auch hier eine Grenzfrequenz dar. Sie ist jedoch nicht mit einer Resonanzüberhöhung verbunden. Statt dessen sind im Bereich um diese Frequenz ($2,3 < \bar{H} < 3,8$) die Amplituden bis auf die Hälfte reduziert. Für die tiefen Frequenzen steigen die Amplituden wieder an. Hier macht sich der Einfluß der weichen Unterlage bemerkbar. Allerdings sind die Werte für die kleinste Frequenz erst halb so groß wie bei einem Halbraum ohne steifere Schichtauflage. Der tiefe und der mittlere Frequenzbereich bis etwas über der Grenzfrequenz sind stärker reduziert, als aus der Betrachtung der von der Rayleighwelle erfaßten Steifigkeiten folgt.

4.5.4 Gemeinsamkeiten der Schichtsysteme

In allen vier berechneten Schichtsystemen wurden folgende gemeinsame Merkmale festgestellt: Es gibt eine Grenzfrequenz, die sich mit ungefähr $f = v_s/2H$ angeben läßt und die einen hochfrequenten und einen tieffrequenten Bereich trennt. Diese Bereiche sind jeweils durch einen anderen Systemteil überwiegend determiniert, der tieffrequente Bereich durch den unterliegenden Halbraum, der hochfrequente Bereich durch die obere Schicht. Es liegt nahe, diese Bereiche im Anwendungsfall mit den entsprechenden Halbraumergebnissen zu berechnen. Ein Übergangsbereich müßte von dieser Näherungsberechnung ausgenommen werden, da hier Resonanzüberhöhungen auftreten können. Die Stärke der Resonanz schwankt mit den Schichtungsparametern. Eine Aussage über die tatsächliche Resonanzüberhöhung ist mit den zugrunde gelegten Modellen allerdings nicht sinnvoll möglich, da in der Realität Imperfektionen, wie Unebenheiten, Neigung der Schichtoberflächen u.ä. sicherlich reduzierend auf die Resonanz wirken. Liegt das steifere Material oben, so zeigt sich sogar der gegenteilige Effekt, die Amplituden werden abgemindert.

4.6 Grundwasser

Der Einfluß von Grundwasser läßt sich im Gegensatz zu den in 4.5 beschriebenen Schichtungsfällen nur beispielhaft mit einem einzigen Modell berechnen. Das liegt daran, daß beim wassergesättigten Boden ein Parameter von vornherein festliegt, nämlich die Kompressionswellengeschwindigkeit v_p . Das Verhalten eines wassergesättigten Bodens hängt nun vom Verhältnis der Wellengeschwindigkeiten $k = v_p/v_s$ ab. Je steifer der trockene Boden schon ist, desto kleiner wird dieses Verhältnis bei Wassersättigung. Damit dürften auch die Auswirkungen der Wassersättigung kleiner werden. In dieser Arbeit wurde als Beispiel ein typischer Lockerboden mit einer Scherwellengeschwindigkeit von $v_s = 200\text{m/s}$ wie sie auch bei den Messungen in Köln ermittelt wurde, berechnet, K hat hier also den Wert 7,5.

(Für den in Abschnitt 4.5 benutzten Parametersatz bedeutet obige Überlegung, daß der Parameter v_2 , der die Wassersättigung im wesentlichen beinhaltet, noch von der Steifigkeit, genauer noch von der Scherwellengeschwindigkeit des Bodens abhängt. Die Querkontraktionszahl wird nämlich gemäß

$$v = \frac{k^2 - 2}{2k^2 - 2}$$

aus dem Geschwindigkeitsverhältnis $k = v_p/v_s$ gebildet. Der im Rechenbeispiel gewählte Wert $v = 0,49$ repräsentiert für einen Boden mit $v_s \approx 200\text{ m/s}$ eine Wassersättigung. Bei steiferen Böden ist v kleiner, bei weicheren nähert sich v noch weiter an den theoretischen Grenzwert von 0,5 an.)

Bevor die Rechenergebnisse dargestellt werden, soll hier noch kurz der theoretische Grenzwert für $v = 0,5$ und einem Grundwasserspiegel an der Geländeoberkante ($\bar{H} = 0$) angegeben werden. Im Vergleich zum trockenen bzw. ungesättigten Halbraum mit $v = 0,33$ wären die Amplituden im Fernfeld um 0,58 und 0,47 in der vertikalen bzw. horizontalen Komponen-

te reduziert.

Die Rechenergebnisse von System 5 sind im Bild 4.19 dargestellt. Nahezu gleichmäßig für alle \bar{H} , d.h. für alle Frequenzen und alle Höhen des Grundwasserspiegels, sind die Amplituden um den Faktor 0,8 reduziert. Es gibt im Gegensatz zu den Ergebnissen aus Abschnitt 4.5 keine Unterscheidung nach tiefen und hohen Frequenzen, obwohl mit dem Grundwasserspiegel eine deutliche Schichtung des Bodens vorliegt. Es tritt auch keine Resonanz auf. In den anderen Schichtungsfällen ließ sich die Grenzfrequenz und gegebenenfalls die Resonanzfrequenz mit

$$f = v_s/2H \text{ bzw.}$$

$$\bar{H} = \omega H/v_s = \pi$$

abschätzen. Für den Grundwasserfall liegen diese Werte im berechneten Frequenzbereich. Die Tatsache, daß keine Resonanz auftritt, trifft hier ebenso wie im Beispiel 3 damit zusammen, daß die Scherwellengeschwindigkeit in den beiden Bodenschichten übereinstimmt. Die Vermutung, daß Resonanzphänomene an große Unterschiede in der Scherwellengeschwindigkeit gebunden sind, wird damit erhärtet.

4.7 Materialdämpfung des Bodens

Der Einfluß der Materialdämpfung wurde am Modell des hysteretisch gedämpften Halbraumes bzw. der hysteretisch gedämpften Schicht untersucht. Die hysteretische Dämpfung ist durch einen frequenzunabhängigen Imaginärteil des Schubmoduls im Rechenmodell berücksichtigt.

Die Auswirkungen auf das Wellenfeld lassen sich zunächst anhand der theoretischen Ergebnisse für einen elastischen Halbraum diskutieren. Sofern die Lösung analytisch vorliegt, kann man die entsprechenden Ergebnisse für den ge-

dämpften Fall durch die Fortsetzung der Lösung auf den komplexen Schubmodul erhalten. Das soll für den praktisch wichtigen Fernfeldbereich vorgeführt werden.

Das Wellenfeld läßt sich als Näherung für genügend große \bar{r} in der Form

$$\bar{u} = A \sqrt{\bar{r}} e^{i(\omega t - \kappa \bar{r})} \quad , \quad \kappa = v_S / v_R$$

darstellen. Überträgt man dieses Ergebnis auf die hysteretische Dämpfung mit

$$G = G_0(1+2Di)$$

und entsprechend

$$v_S = \sqrt{G/\rho} = \sqrt{G_0/\rho} \sqrt{1+2Di} = v_{S0} \sqrt{1+2Di},$$

so ändern sich die Größen

$$\bar{u} = \frac{uGr}{\rho} \quad \text{und} \quad \bar{r} = \frac{\omega r}{v_S} \quad ,$$

die komplex werden.

κ soll als $\kappa = v_{S0}/v_{R0}$ reell bleiben. Die Änderungen in \bar{u} und $\sqrt{\bar{r}}$ sind bei schwacher Dämpfung nur geringfügig und werden hier nicht weiter betrachtet. Die wesentliche Änderung liegt im Faktor $e^{-i\kappa \bar{r}}$. Durch die komplexe Ergänzung entsteht nämlich ein zusätzlicher Faktor: Es ist

$$\bar{r} = \frac{\omega r}{v_S} = \frac{\omega r}{v_{S0} \sqrt{1+2Di}} = \bar{r} \frac{1}{\sqrt{1+2Di}}$$

Für kleine Dämpfung gilt näherungsweise

$$\frac{1}{\sqrt{1+2Di}} = 1-Di,$$

so daß

$$\bar{r} \approx \bar{r}_0(1-Di)$$

und

$$e^{-i\kappa\bar{r}} = e^{-i\kappa\bar{r}_0} e^{-D\bar{r}_0}.$$

Der zusätzliche Faktor $e^{-D\bar{r}_0}$ führt zu einer exponentiellen Abnahme der Amplitude. Das Ergebnis dieser Ableitung läßt sich folgendermaßen zusammenfassen: Die Amplituden im hysteretisch gedämpften Halbraum unterliegen im Fernfeld der Erregung der Gesetzmäßigkeit

$$\bar{u} \approx A \sqrt{\bar{r}} e^{-D\bar{r}},$$

wobei die Definitionen für \bar{u} und \bar{r} und der Wert der Konstante A mit denen des elastischen Halbraumes übereinstimmen. Diese Näherungsbetrachtung wird nun durch die Ergebnisse der numerischen Berechnung geprüft und ergänzt.

Das berechnete System 6 ist eine hysteretisch gedämpfte Schicht. Es besteht demnach ein Zusammenhang

$$\bar{u} = f(\bar{r}, H, \nu, D).$$

entsprechend den in Abschnitt 4.4 referierten Ergebnissen verschwindet der Einfluß der starren Fixierung am unteren Rand bei genügend hoher Frequenz bzw. \bar{H} , und man hat annähernd die Halbraumgesetzmäßigkeiten

$$\bar{u} = f_H(\bar{r}, \nu, D).$$

Für alle höheren Frequenzen ergibt sich deshalb das gleiche Bild. Stellvertretend ist in Bild 4.20 das Amplituden-Abstands-Gesetz für $\bar{H} = 18$ dargestellt. Man erkennt, daß

die Dämpfung in einer genügenden Entfernung (hier bei $D = 5\%$ etwa ab $\bar{r} = 10$) einen stark reduzierenden Einfluß hat.

Das weiter oben theoretisch abgeleitete Gesetz

$$\bar{u} = A \sqrt{\bar{r}} e^{-D\bar{r}}$$

wurde überprüft, indem die Rechenergebnisse durch eine gleichgestaltete Funktion

$$\bar{u} = C \sqrt{\bar{r}} e^{B\bar{r}}$$

approximiert wurden. Der dabei ermittelte Parameter C stimmte sehr gut mit dem Wert A des elastischen Halbraums überein, der Parameter B ergab in allen betrachteten Fällen ziemlich genau $0,05=D$. Die berechnete Approximation ist ebenfalls in Bild 4.20 eingezeichnet und man sieht, daß der Ansatz das Verhalten richtig wiedergibt.

Zusammengefaßt läßt sich sagen, daß das Verhalten eines hysteretisch gedämpften homogenen Bodens sehr gut mit den Gesetzen des elastischen Halbraumes gemäß

$$\bar{u} = f(\bar{r}, \nu) e^{-D\bar{r}}$$

berechnet werden kann. Die Dämpfung bewirkt eine zusätzliche Abnahme der Amplituden mit der Entfernung, die exponentiellen Gesetzen folgt und dementsprechend erst in größeren Entfernungen hervortritt.

4.8 Starres Streifenfundament

Das starre Streifenfundament des Systems 7 soll die reale Lasteinleitung über die Schwellen nachbilden. Zunächst sollen für dieses System zwei analytische Näherungslösungen diskutiert werden.

Im Vergleich zur konzentrierten Last, die an einem Punkt bzw. auf einer Linie angreift, ist beim Fundament die gleiche Last auf die ganze Fundamentbreite aufgeteilt. Jeder Lastanteil erzeugt ein dem Linienlastfall ähnliches Wellenfeld, alle Anteile sind jedoch seitlich gegeneinander verschoben. Diese Verschiebung der Anteile führt bei der Überlagerung der Anteile zu Phasenunterschieden und unter bestimmten Umständen zu gegenseitiger Auslöschung. Dies soll an zwei elementaren Beispielen illustriert werden.

Im ersten Fall wird die Last P in zwei gleich große Anteile, die an den Fundamenträndern wirken, aufgeteilt. Das Schwingungsfeld, von dem hier nur das Fernfeld betrachtet wird, ergibt sich aus der Überlagerung zweier Linienlastlösungen

$$u_1 = \frac{P}{2} A e^{-i\kappa(\bar{r}+\bar{a})} \quad \text{und}$$

$$u_2 = \frac{P}{2} A e^{-i\kappa(\bar{r}-\bar{a})}$$

wobei $\bar{a} = \omega a/v_S$ und a die halbe Fundamentbreite ist. Dann ist

$$\begin{aligned} u &= \frac{P}{2} A e^{-i\kappa\bar{r}} (e^{-i\kappa\bar{a}} + e^{+i\kappa\bar{a}}) \\ &= P A e^{-i\kappa\bar{r}} \cos \kappa\bar{a} \end{aligned}$$

und für die Amplitude gilt im Vergleich zur Einzellast

$$\frac{u}{u_e} = |\cos \kappa\bar{a}|.$$

Stimmt der Abstand der Kräfte $2a$ bzw. die Fundamentbreite mit der Rayleighwellenlänge überein, so ist $\kappa\bar{a} = \pi$ und die verteilten Lasten wirken wie eine konzentrierte. Das gleiche gilt bei einem Vielfachen der Wellenlänge. In anderen Fällen führt die Verteilung zu einer Reduktion bis zur gegenseitigen Auslöschung bei $\kappa\bar{a} = (n+1/2)\pi$.

Als zweiter Fall wird die gleichmäßige Verteilung der Last auf die ganze Fundamentbreite betrachtet. Auf jedem Stück $d\bar{x}$ des Fundaments wirkt eine Last

$$dP = \frac{P}{2\bar{a}} d\bar{x}$$

am Ort \bar{x} .

Sie führt im Fernfeld zu einem Verschiebungsanteil

$$du = \frac{P}{2\bar{a}} d\bar{x} A e^{-i\kappa(\bar{r}-\bar{x})}.$$

Für die Gesamtverschiebung bedeutet das

$$\begin{aligned} u &= \int_0^u du = \int_{-\bar{a}}^{+\bar{a}} \frac{P}{2\bar{a}} d\bar{x} A e^{-i\kappa(\bar{r}-\bar{x})} \\ &= P A e^{-\kappa\bar{r}} \frac{1}{2\bar{a}} \int_{-\bar{a}}^{+\bar{a}} e^{i\kappa\bar{x}} d\bar{x} \\ &= u_e \frac{1}{2\bar{a}} \frac{1}{i\kappa} (e^{i\kappa\bar{a}} - e^{-i\kappa\bar{a}}) \\ &= u_e \frac{1}{\kappa\bar{a}} \sin \kappa\bar{a}. \end{aligned}$$

Für tiefe Frequenzen bzw. schmale Fundamente stimmen Einzellast- und Gleichlastergebnisse überein. Mit zunehmendem \bar{a} werden die durch die Gleichlast erzeugten Schwingungen kleiner. Dabei treten entsprechend der Periodizität von $\sin \kappa\bar{a}$ auch Nullstellen auf, die die gegenseitige Auslöschung aller Wellenanteile markieren. Im Gegensatz zur singulären Lastverteilung im ersten Fall führt die gleichmäßige Lastaufteilung zu einer Mindestreduktion um den Faktor $1/\kappa\bar{a}$.

Die tatsächliche Spannungsverteilung unter einem steifen oder einem starren Fundament weicht nun von den bis jetzt diskutierten einfachen Verteilungen ab. Man kann jedoch grob sagen, daß die Spannungsverteilung für hohe Frequenzen ungefähr gleichmäßig wird und für tiefe Frequenzen dominierende Spannungsspitzen am Fundamentrand aufweist. Je

weicher das Fundament, desto eher liegt eine gleichmäßige Verteilung ohne Randextrema vor.

Mit den beiden Elementarbeispielen ist bis jetzt der mögliche Effekt des Fundamentes erklärt worden. Die Auswirkungen sind nun genauer mit dem System 7 berechnet worden. In Bild 4.21 sind die Ergebnisse dargestellt, zum Vergleich sind die theoretisch ermittelten Abminderungskurven eingezeichnet. Für beide Schwingungskomponenten ergibt sich das gleiche Bild, die Horizontalkomponente liegt nur minimal höher, d.h. sie wird nicht ganz so stark durch das starre Fundament abgemindert. Die Reduzierung gegenüber der Einzellastanregung ist frequenzabhängig bzw. vom Parameter

$$\bar{a} = \omega a / v_s$$

abhängig, der die halbe Fundamentbreite $a = b/2$ enthält. Bei den im Schienenverkehr üblichen Schwellenbreiten und einem typischen Lockerboden mit $v_s = 200$ m/s ergibt sich bei 100 Hz eine Reduktion auf ein Fünftel.

Die theoretisch für konstante Spannungsverteilung abgeleitete Gesetzmäßigkeit

$$\frac{u}{u_e} = \frac{1}{\kappa \bar{a}} (\sin \kappa \bar{a})$$

stimmt recht gut mit den numerischen Ergebnissen überein. Lediglich die Nullstellen von \bar{a} sind für ein starres Fundament unrealistisch. Die ebenfalls eingezeichnete Hüllkurve

$$\frac{u}{u_e} = \frac{1}{\kappa \bar{a}} \quad \text{für } \kappa \bar{a} \geq 1$$

stimmt fast vollständig mit den numerischen Ergebnissen überein. Es bietet sich deshalb an, diese Funktion als Einflußfaktor des starren Fundaments bzw. der starren Schwellen bei Erschütterungsprognosen heranzuziehen.

4.9 Damm und Einschnitt

Wird ein Schienenverkehrsmittel im Einschnitt oder auf einem Damm geführt, so ergeben sich andere Fortpflanzungsbedingungen für die entstehenden Erschütterungen. Die Bodenoberfläche weist, wenn man sich auf eine Ausbreitungsrichtung des symmetrischen Systems beschränkt, zwei Knicke auf. Die Anregungsebene befindet sich nicht auf gleicher Höhe wie die Bodenoberfläche in der Umgebung. Daraus resultierende Abweichungen des Systemverhaltens im Vergleich zur ebenerdigen Anregung können auf verschiedene Weisen interpretiert werden. Einige Möglichkeiten sollen hier kurz skizziert werden.

Man kann davon ausgehen, daß an der Lastfläche zunächst Raumwellen erzeugt werden. Kommen diese Wellen an die freie Bodenoberfläche, so werden sie in Oberflächenwellen umgewandelt. Für die im Einschnitt oder auf dem Damm erzeugten Raumwellen bedeutet das, daß sie die Oberfläche in der Umgebung nicht auf geradlinigem Weg erreichen können, da die Oberfläche jeweils im "Schatten" der Böschung liegt. Sie können die Oberfläche nur aufgrund von Beugung an dem entscheidenden Geländeknick und deshalb vermutlich auch nur abgemindert erreichen. Dies würde eine Verminderung der Schwingungsamplituden erklären.

Ein anderes Interpretationsschema geht von schon vorhandenen Oberflächenwellen aus. Treten Störungen im Bereich dieser Wellen, also insbesondere an der Oberfläche selbst auf, so wird ein Teil der Oberflächenwelle wieder in Raumwellen umgewandelt, die einen entsprechenden Teil der Energie in die Tiefe mitnehmen. Man spricht von einer Zerstreuung der Oberflächenwellen. Beim Damm und beim Einschnitt liegen solche Störungen der Bodenoberfläche an den Geländeknicken vor. Entsprechend dieser Überlegung sind ebenfalls verminderte Amplituden zu erwarten. Beide bis jetzt

genannte Mechanismen sind von den Geländeknicken verursacht und können deshalb in allen Frequenzen wirken. Mit der Frequenz verschiebt sich lediglich die Grenze von Nah- und Fernfeld, so daß für hohe Frequenzen eher die dominierenden Rayleighwellen von den Oberflächenknicken betroffen sind, während bei tiefen Frequenzen noch ein wesentlicher Raumwellenanteil die Böschungen erreicht.

Zur Abschätzung der Auswirkungen muß auch die in das System eingeleitete Energie betrachtet werden. Die Energie wird über das Streifenfundament in den Boden geleitet. Sie ist bei gleicher Erregerkraft proportional zur Nachgiebigkeit bzw. umgekehrt proportional zur Steifigkeit des Fundament-Boden-Systems. Die Steifigkeit des Fundaments im Einschnitt ist größer als auf dem Halbraum, denn die umgebenden Bodenmassen oberhalb des Fundaments versteifen das System. Beim Damm fehlen gegenüber dem Halbraum die Bodenmassen seitwärts der Böschungen. Das Fundament auf dem Damm ist deshalb nachgiebiger. Diese Steifigkeitsunterschiede müßten beim Einschnitt zu kleineren und beim Damm zu größeren Amplituden sowohl am Fundament selbst als auch in der gesamten Umgebung führen. Die Unterschiede der Fundament-Boden-Systeme liegen jeweils außerhalb vom Einschnitt und vom Damm, so daß sie nur zur Geltung kommen, wenn die Wellenlängen genügend groß sind. Das ist bei den tiefen Frequenzen der Fall, so daß auch nur dort der beschriebene Effekt erwartet werden kann.

Der Höhenunterschied zwischen Anregungsort und interessierender Bodenoberfläche dürfte insbesondere in größerer Entfernung von geringer Bedeutung sein. Sein Einfluß kann sich erst bei hohen Frequenzen bemerkbar machen, wenn die Höhendifferenz groß gegenüber den Wellenlängen wird.

4.9.1 Ergebnisse für den Einschnitt (System 8)

Die im System 8 entstehenden Fernfeldamplituden werden mit den entsprechenden Ergebnissen von System 7 verglichen. Das in Bild 4.22 dargestellte Amplitudenverhältnis spiegelt dann den Einfluß des Einschnitts allein wieder. Der Fundamenteinfluß ist dabei eliminiert, da in beiden Fällen über das gleiche Fundament erregt wurde. Die Amplituden werden für alle Frequenzen durchweg reduziert. Für die tiefen Frequenzen um ein Viertel, für die höheren Frequenzen auf im Mittel ein Drittel (horizontal) und ein Viertel (vertikal). Die kleinsten Werte von knapp 0,2 werden bei $\bar{T} = \omega T / v_S \approx 7$ erreicht, das heißt für $T \approx \lambda_S$. Es erscheint gerechtfertigt, zur Prognose von Erschütterungen für $\bar{T} \geq 5$ von den mittleren Reduktionsfaktoren 0,33 bzw. 0,25 auszugehen.

4.9.2 Ergebnisse für den Damm (System 9)

Die entsprechenden Ergebnisse für den Damm sind in Bild 4.23 dargestellt. Für die Horizontalkomponente ergibt sich ab $\bar{T} = 4$ eine mittlere Reduktion um 0,7, für die Vertikal-komponente schon ab $\bar{T} = 2$ ein mittlerer Faktor von 0,55. Allerdings tendieren die Vertikal-amplituden mit steigender Frequenz leicht zu kleineren Werten. Gemeinsam tritt in beiden Komponenten eine Überhöhung für tiefe Frequenzen auf. Dies kann durch die verminderte Steifigkeit des Fundament-auf-Damm-Systems, wie dies weiter oben bereits diskutiert wurde, hervorgerufen sein.

4.9.3 Vergleich

Beide Systeme, Damm und Einschnitt, führen im wesentlichen zu einer Reduktion der Erschütterungsamplituden gegenüber

ebenerdiger Trassenführung. Die Reduktion ist beim Einschnitt größer und liegt in der Größenordnung von einem Drittel bis zu einem Fünftel. Die Ergebnisse sind auf größere Dammhöhen bzw. auf tiefere Einschnitte und auf steiferen Untergrund übertragbar, so lange die Gestalt (Böschungswinkel, Längenverhältnisse) des Dammes oder Einschnittes gleich bleibt.

4.10 Einbauten im Boden

Einbauten im Boden stellen ebenfalls Störungen für das Wellenfeld dar. Wichtig für den Einfluß der Einbauten auf die Erschütterungen in größerer Entfernung sind die Auswirkungen auf die Rayleighwelle. Beim Auftreffen der Rayleighwelle auf den Störkörper wird ein Sekundärwellenfeld erzeugt, das einen Teil der Energie in alle Richtungen zerstreut. Für die damit verbundene Abminderung der Fernfeldamplituden ist die Größe und die Tiefenlage des Störkörpers maßgeblich. Liegt der Störkörper tiefer als eine Wellenlänge, so ist der Einfluß auf das Rayleighwellenfeld sicherlich gering. Für hohe Frequenzen mit kleinen Wellenlängen verschwindet deshalb der Einfluß des Störkörpers. Umgekehrt gilt für tiefe Frequenzen und entsprechend große Wellenlängen, daß die Größe des Störkörpers im Vergleich zur Wellenlänge abnimmt und deshalb die Auswirkungen auf die Rayleighwelle ebenfalls verschwinden. Es verbleibt ein mittlerer Frequenzbereich, in dem erschütterungsreduzierende Wirkungen der Einbauten möglich sind.

In Bild 4.24 sind die Auswirkungen eines speziellen Störkörpers, dem mit System 10 untersuchten Betonschacht, dargestellt. Der Reduktionsfaktor ist in Abhängigkeit von der auf die Scherwellenlänge bezogenen Einbautiefe $\bar{T} = \omega T/v_s$ dargestellt. Aufgrund der gewählten Geometrieverhältnisse stimmt dieser Parameter auch mit der bezogenen Störkörper-

höhe und -breite überein. Die Auswirkungen sind in der Vertikalkomponente stärker als in der Horizontalkomponente. Die Tendenz ist bei beiden Komponenten ähnlich: Es gibt einen mittleren Frequenzbereich, auf den die Reduktion beschränkt ist. In der Horizontalkomponente tritt der maximale Abminderungsfaktor von 0,5 bei $\bar{T} = 2,8$ auf. Bei den Vertikalamplituden ist ein großer Bereich zwischen $\bar{T}_1 = 1,6$ und $\bar{T}_2 = 3,8$ betroffen, ebenfalls mit Werten um 0,5. Die obere Grenze \bar{T}_2 markiert die Frequenz, bei der die wesentlichen Anteile der Rayleighwelle oberhalb des Störkörpers entlanglaufen. Der Wert von ungefähr π entspricht einer halben Wellenlänge. Dieses Ergebnis paßt gut mit den Ergebnissen für Bodenschichtungen zusammen, die ebenfalls eine Grenzfrequenz für den Fall ergeben, daß die halbe Wellenlänge die Schichtgrenze erreicht.

Die hier berechnete Größe des Abminderungseffektes kann nur als Beispiel genommen werden, da in praktischen Fällen eine Reihe von Geometrieparametern variieren. Der ermittelte Wert von 0,5 zeigt immerhin an, daß bei genügender Größe und nicht zu tiefer Lage des Störkörpers deutliche Auswirkungen von Einbauten auftreten.

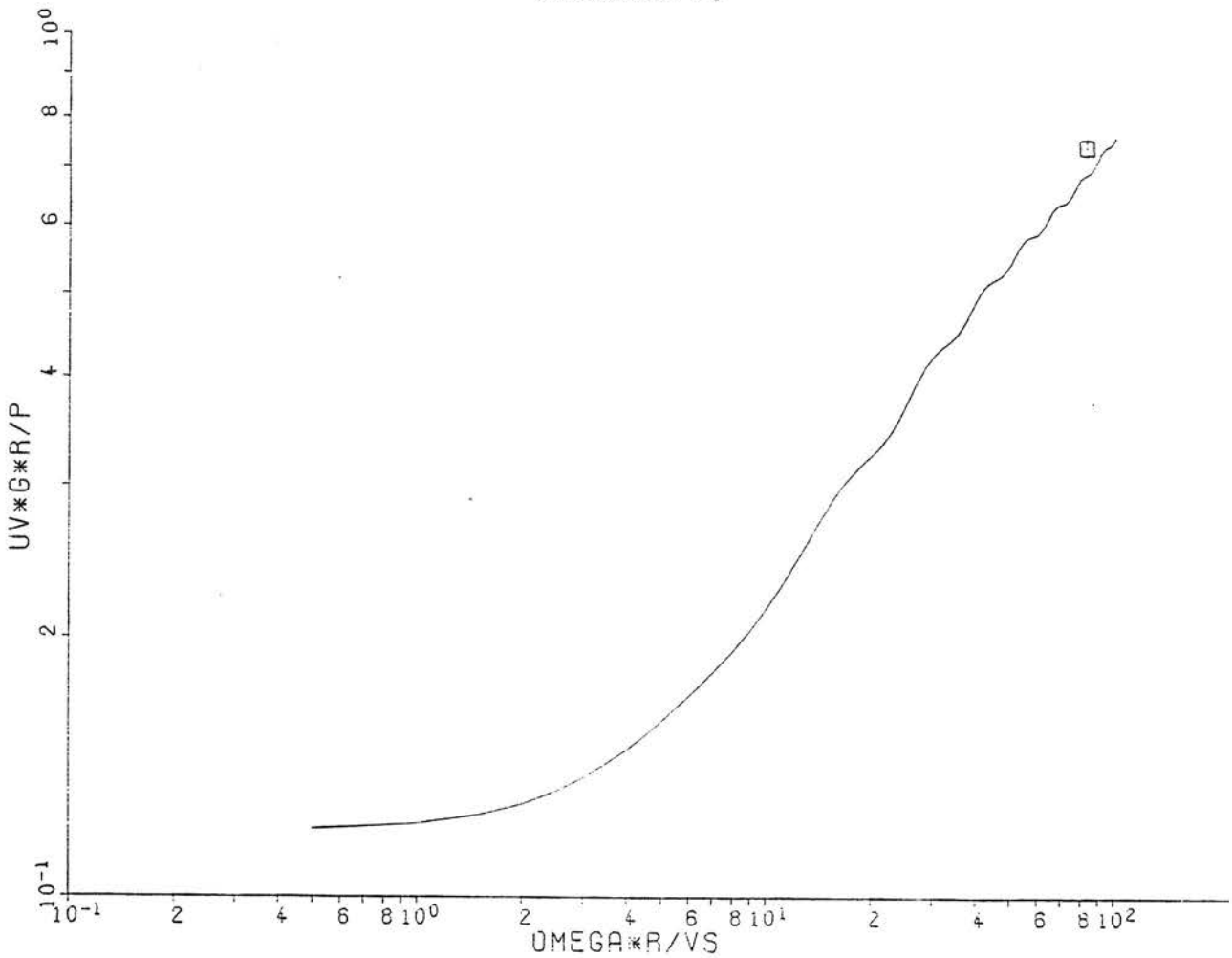
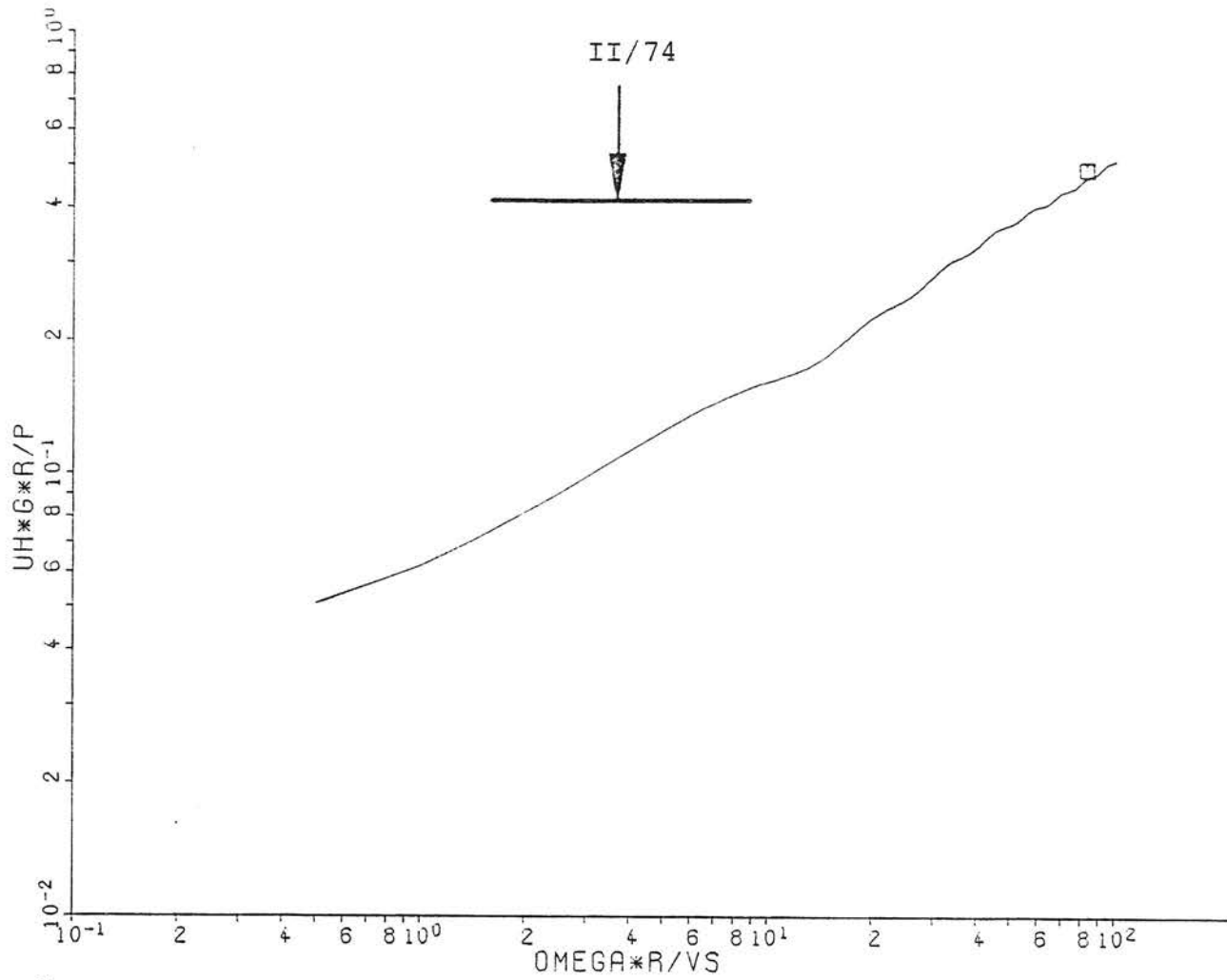


Bild 4.1 Horizontal- und Vertikalverschiebungen des elastischen Halbraums unter vertikaler Punktlast, $\nu = 0,25$

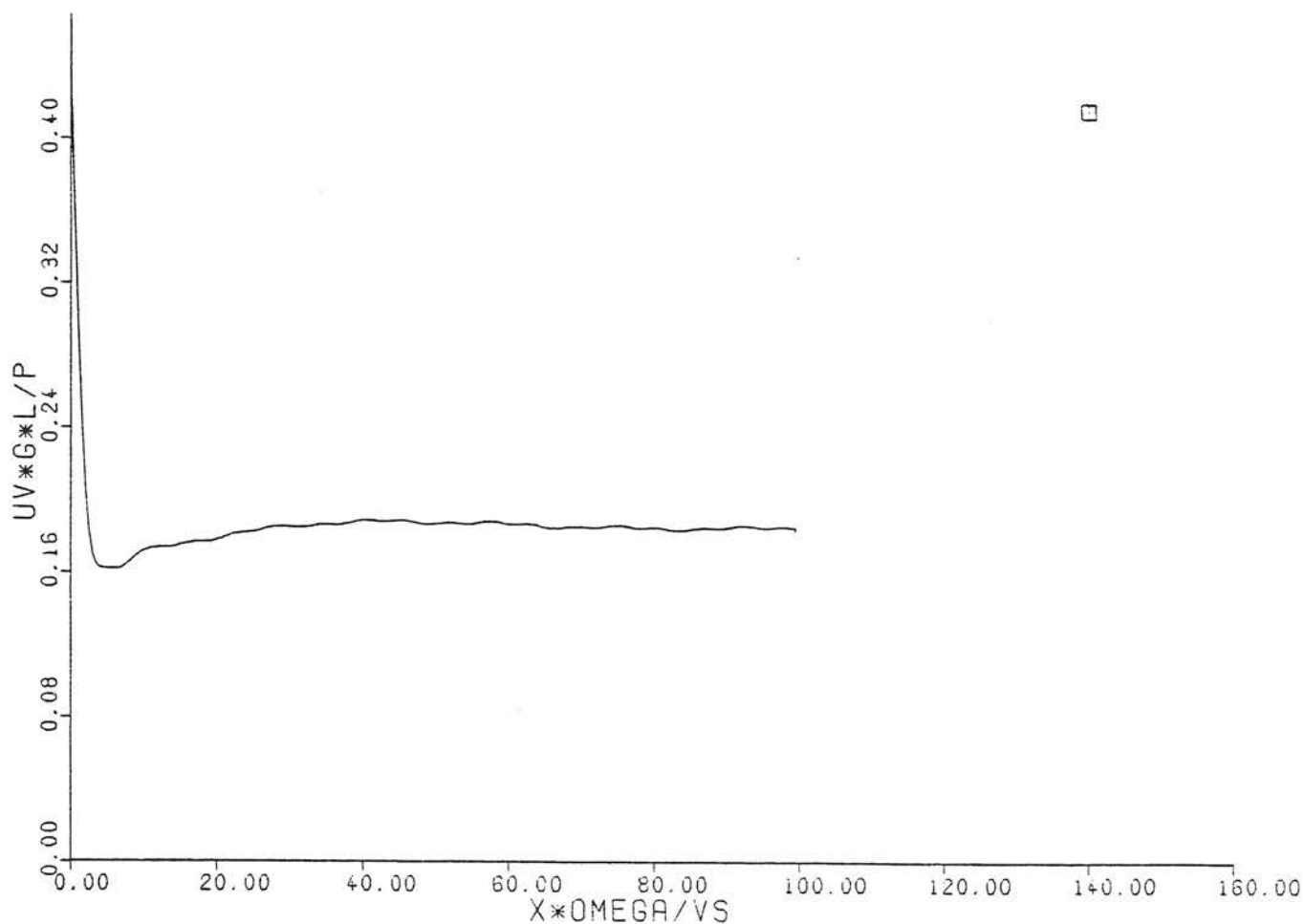
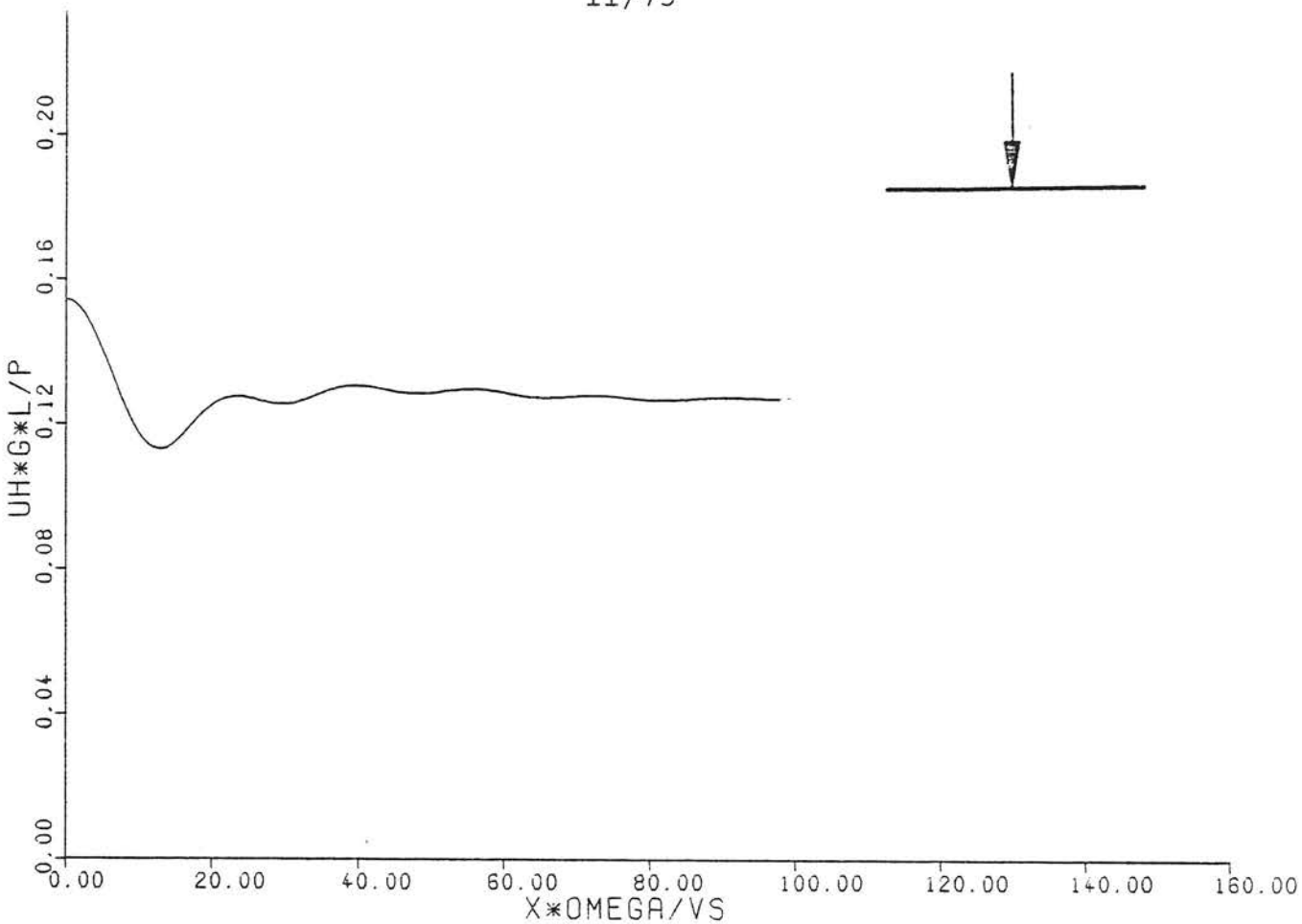


Bild 4.2 Horizontal- und Vertikalverschiebungen des elastischen Halbraums unter vertikaler Linienlast, $\nu = 0,25$

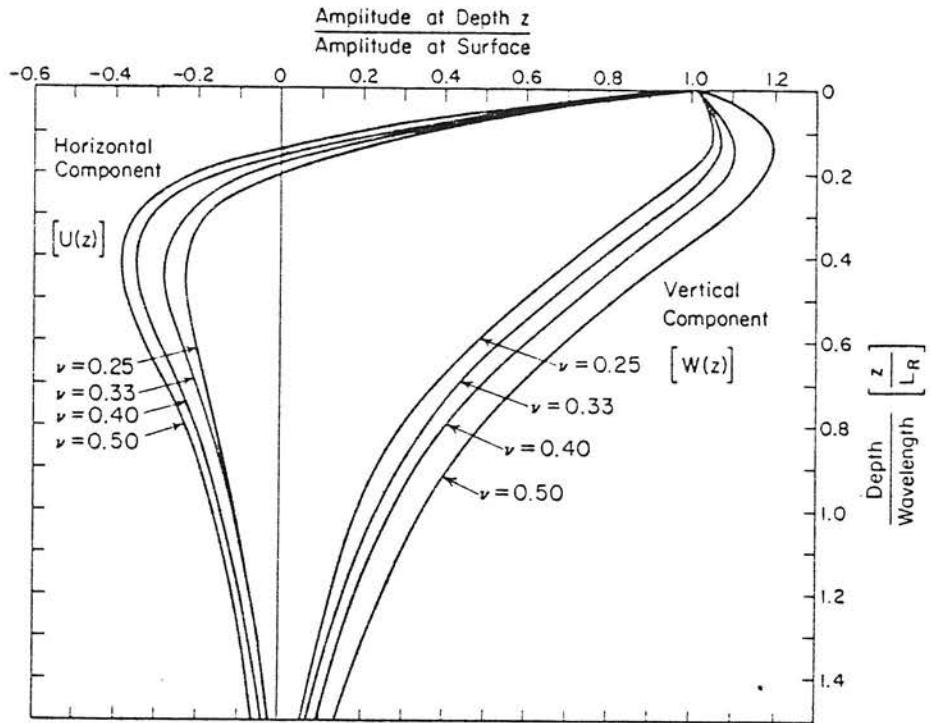


Bild 4.3 Amplitudenverteilung der Rayleighwelle über die Tiefe

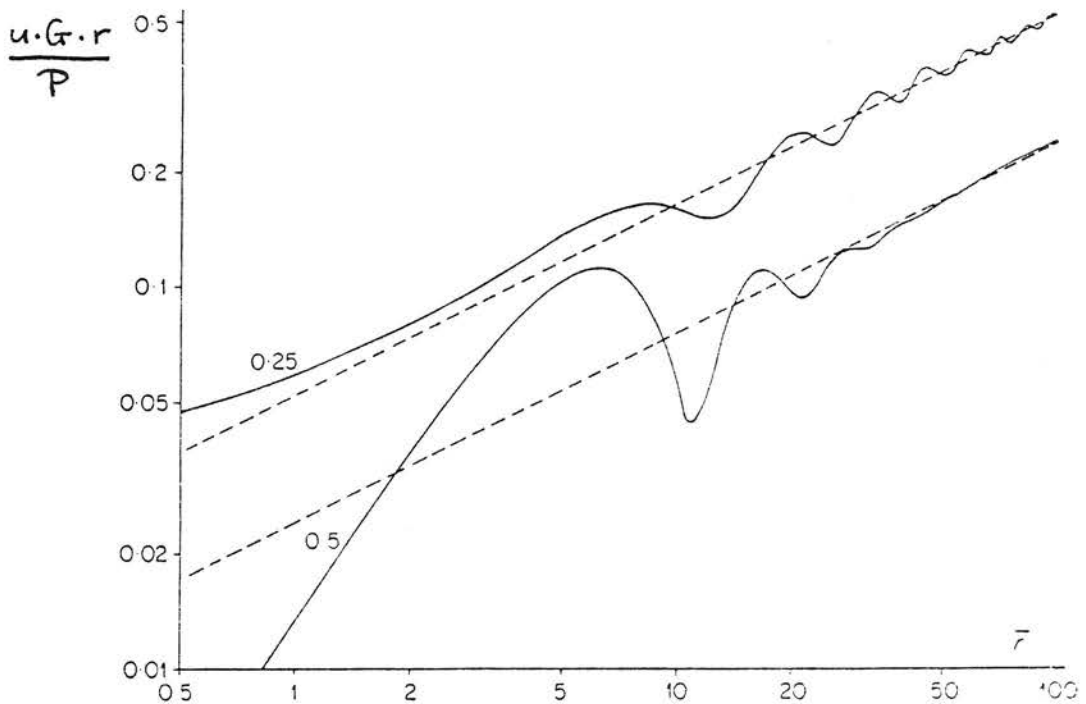


Bild 4.5 Horizontalverschiebung des elastischen Halbraumes unter vertikaler Punktlast, $\nu = 0,25$ und $0,5$

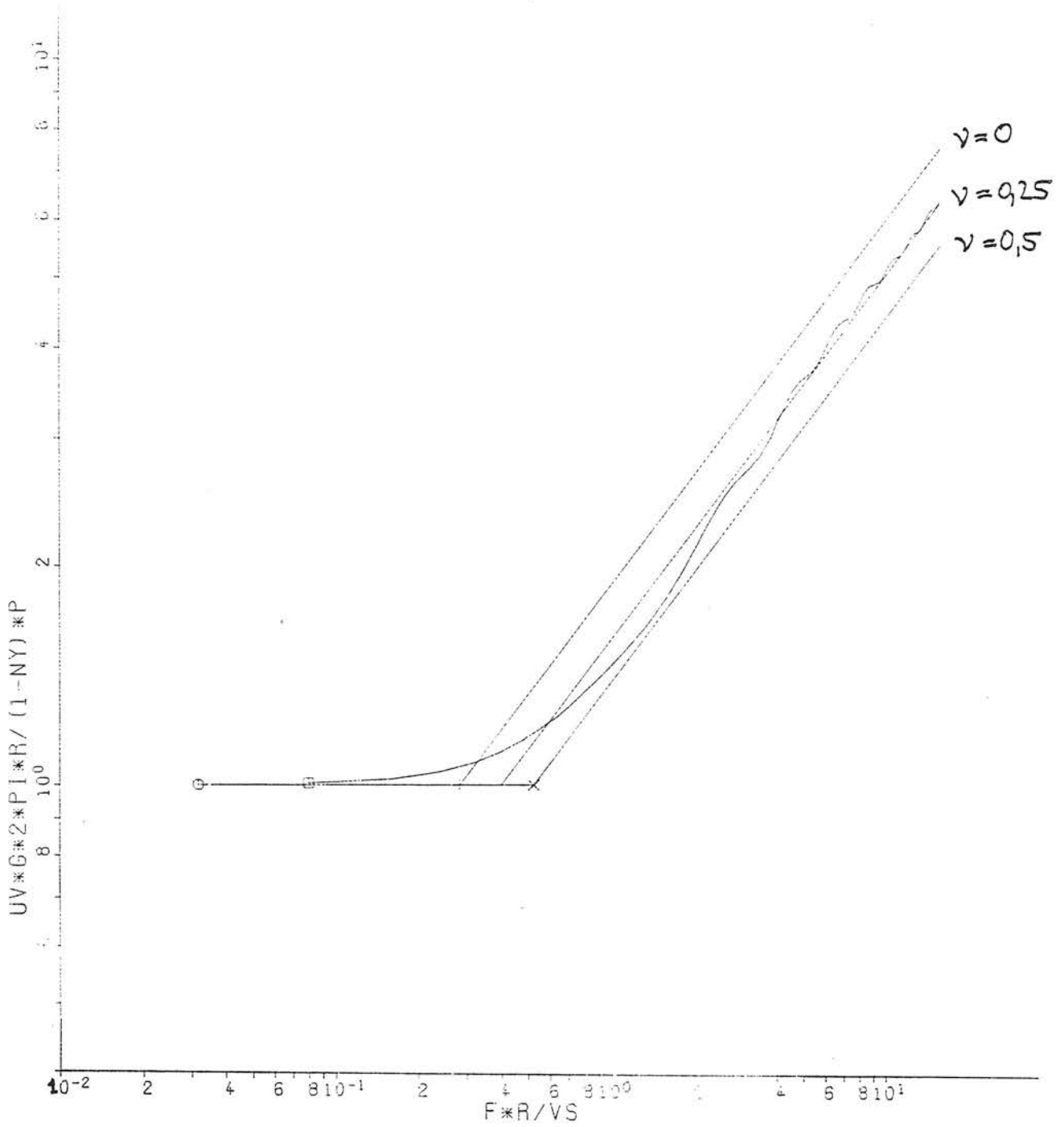


Bild 4.4 Vertikalverschiebung des elastischen Halbraumes unter vertikaler Punktlast, exakt für $\nu = 0,25$ und Näherungen für $\nu = 0$
 $\nu = 0,25$
 $\nu = 0,5$

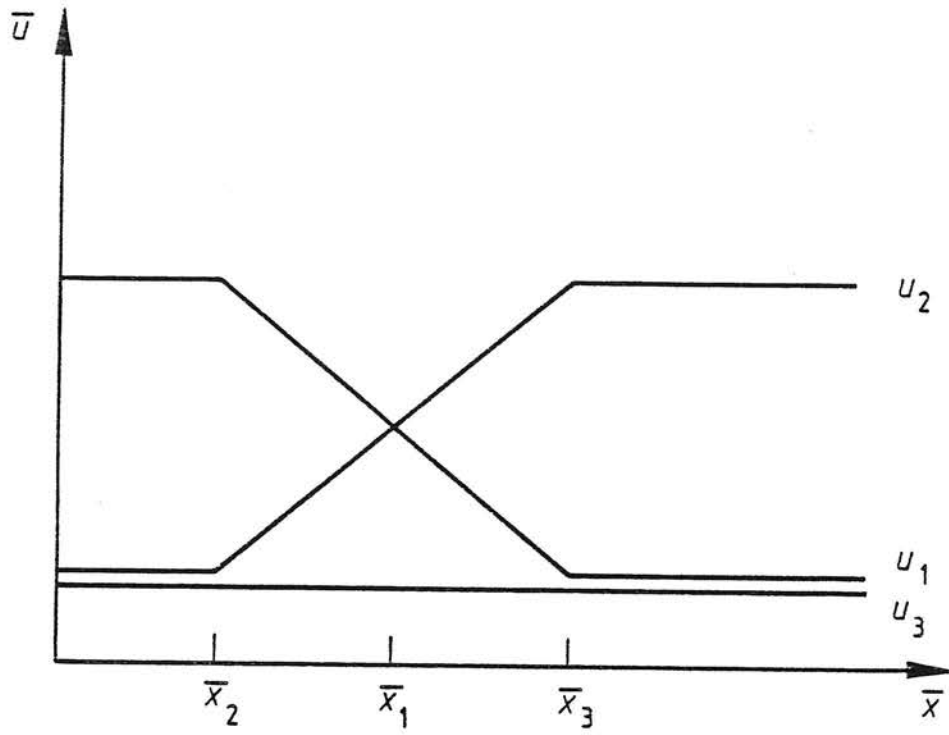


Bild 4.6 Prinzipskizze für die Verschiebungen des elastischen Halbraumes unter Streckenlast,
 u_1 - Punktlastnäherung,
 u_2 - Linienlastnäherung,
 u_3 - Streckenlast exakt

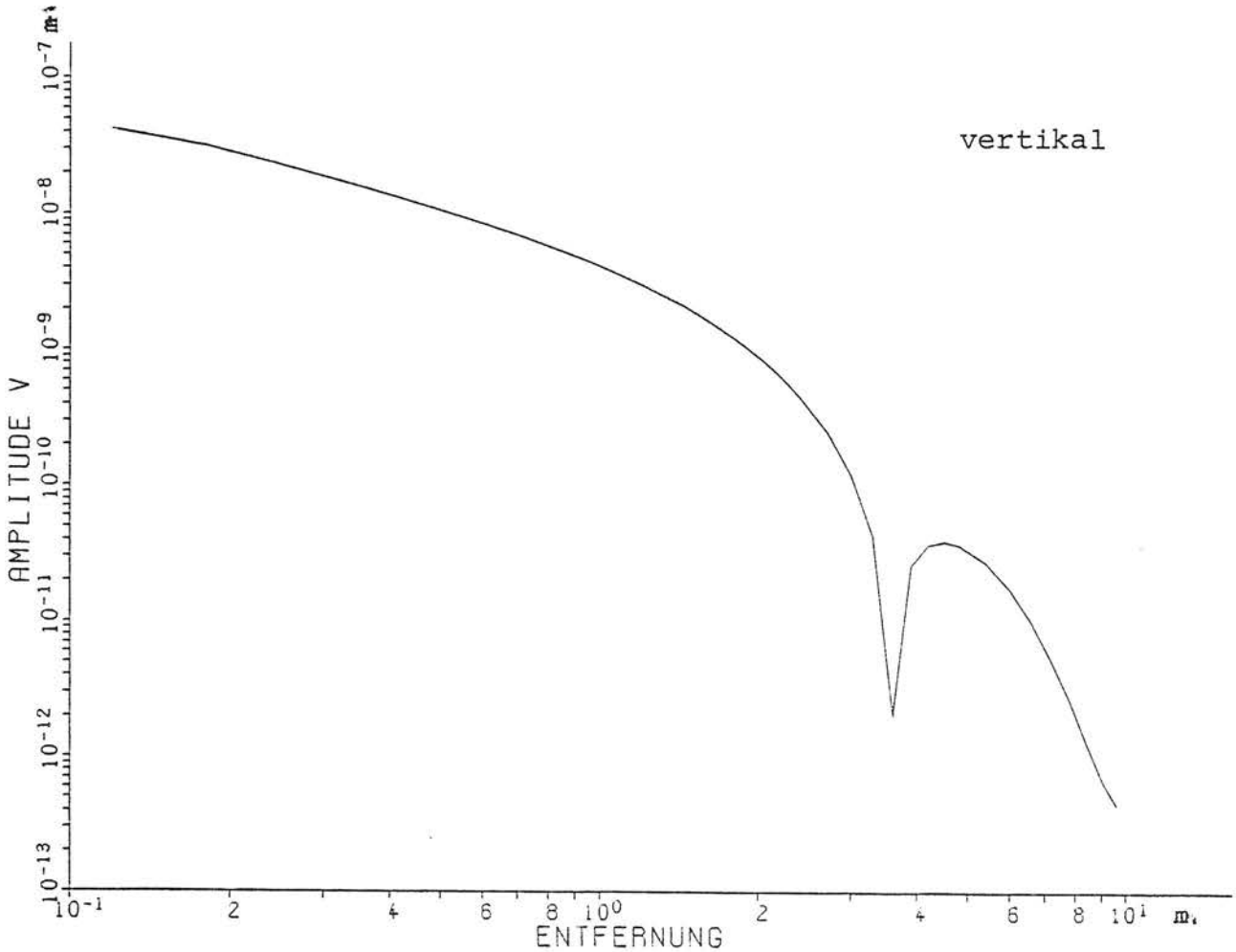
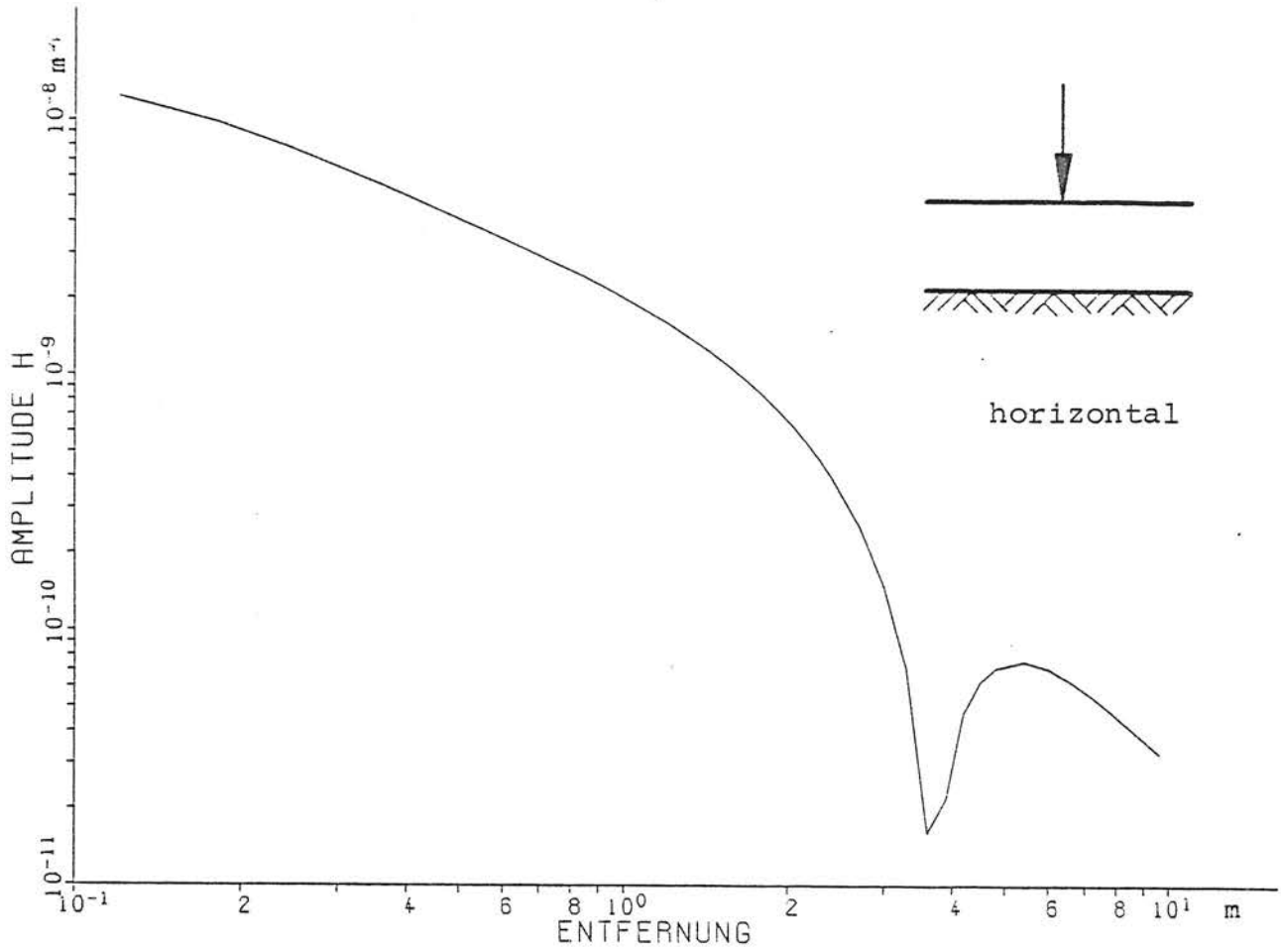


Bild 4.7 Horizontal- und Vertikalverschiebungen einer elastischen Schicht unter vertikaler Punktlast, Erregerfrequenz $f = 10$ Hz

II/80

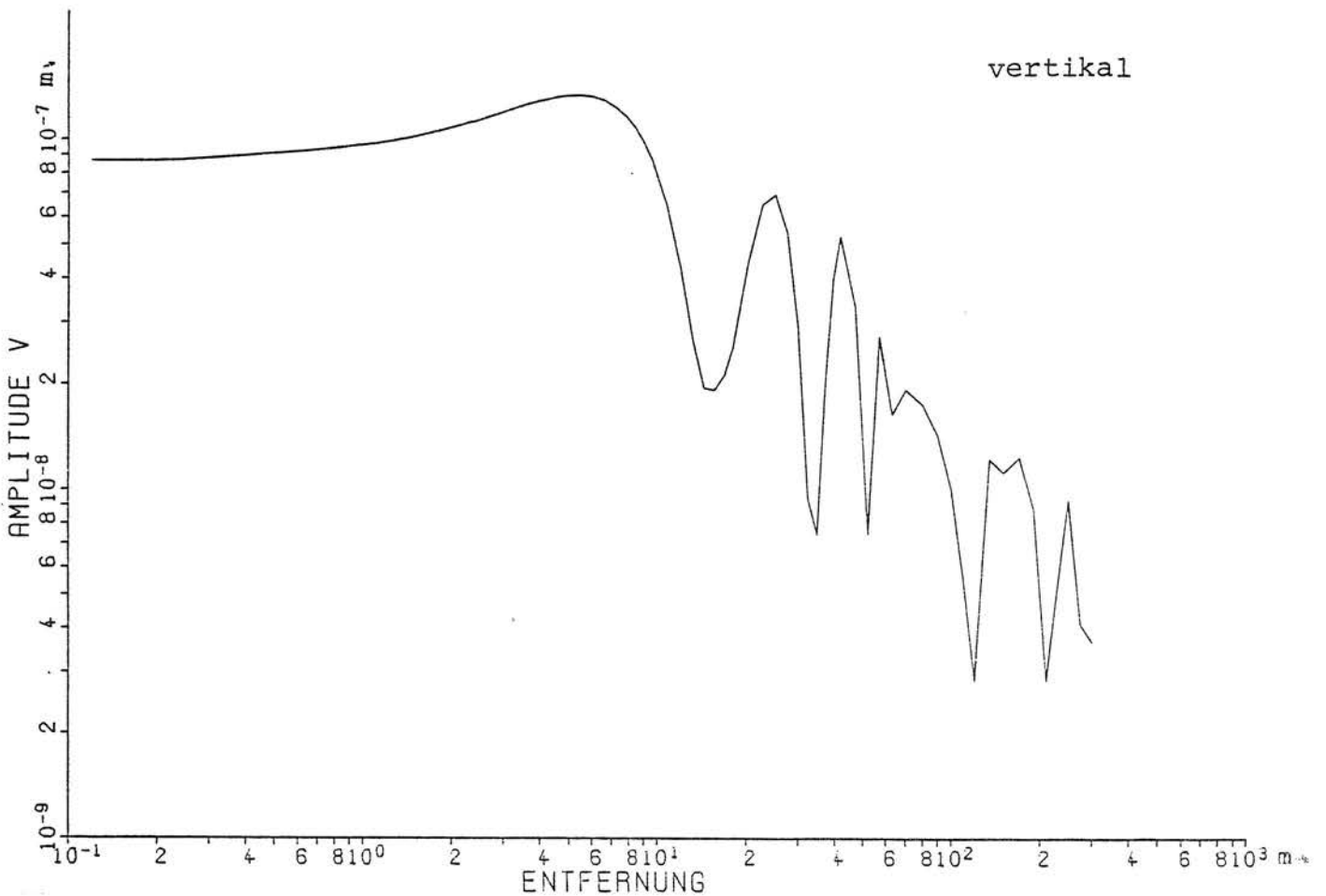
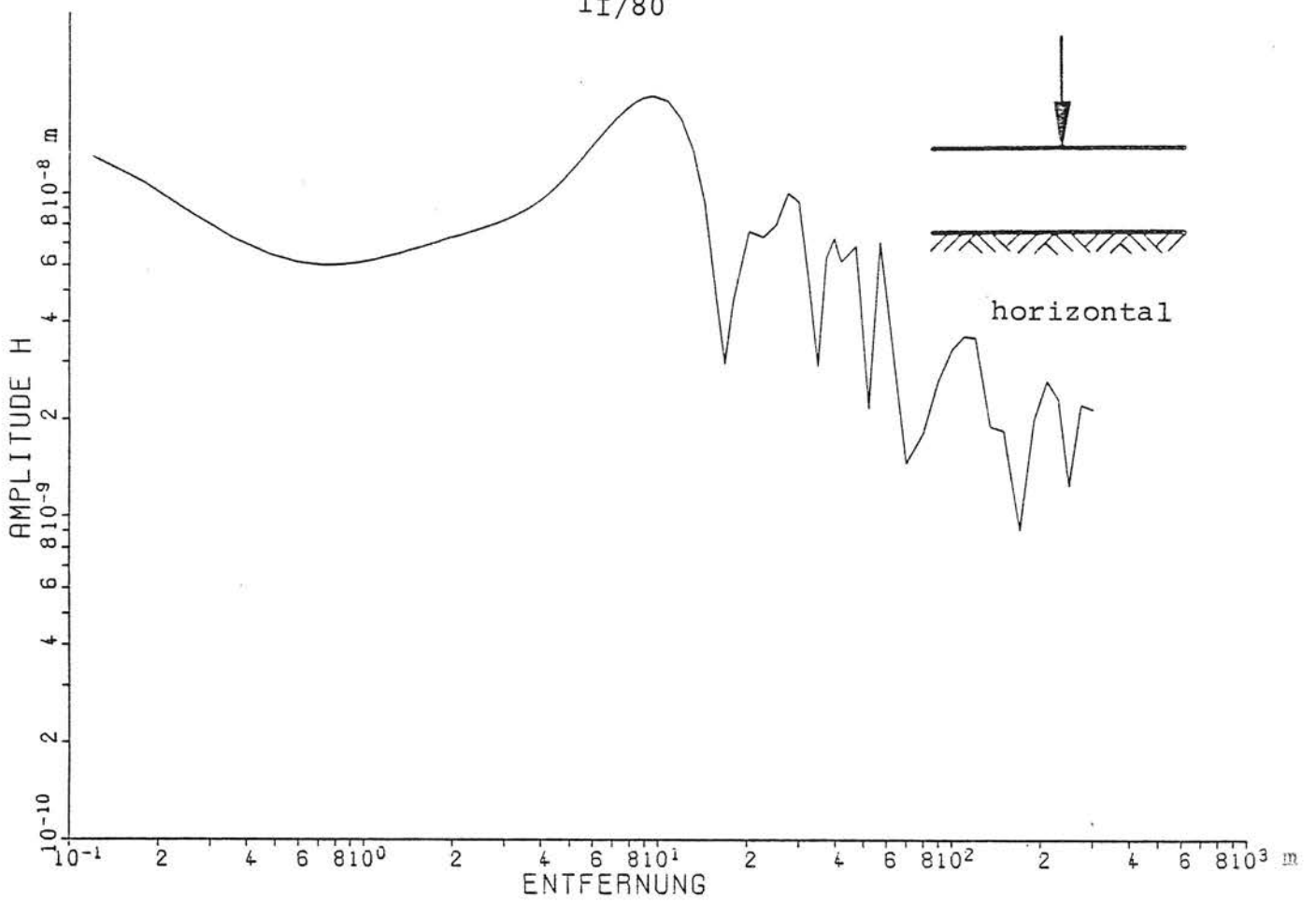


Bild 4.8 Horizontal- und Vertikalverschiebungen einer elastischen Schicht unter vertikaler Punktlast, Erregerfrequenz $f = 18$ Hz (Resonanzfrequenz)

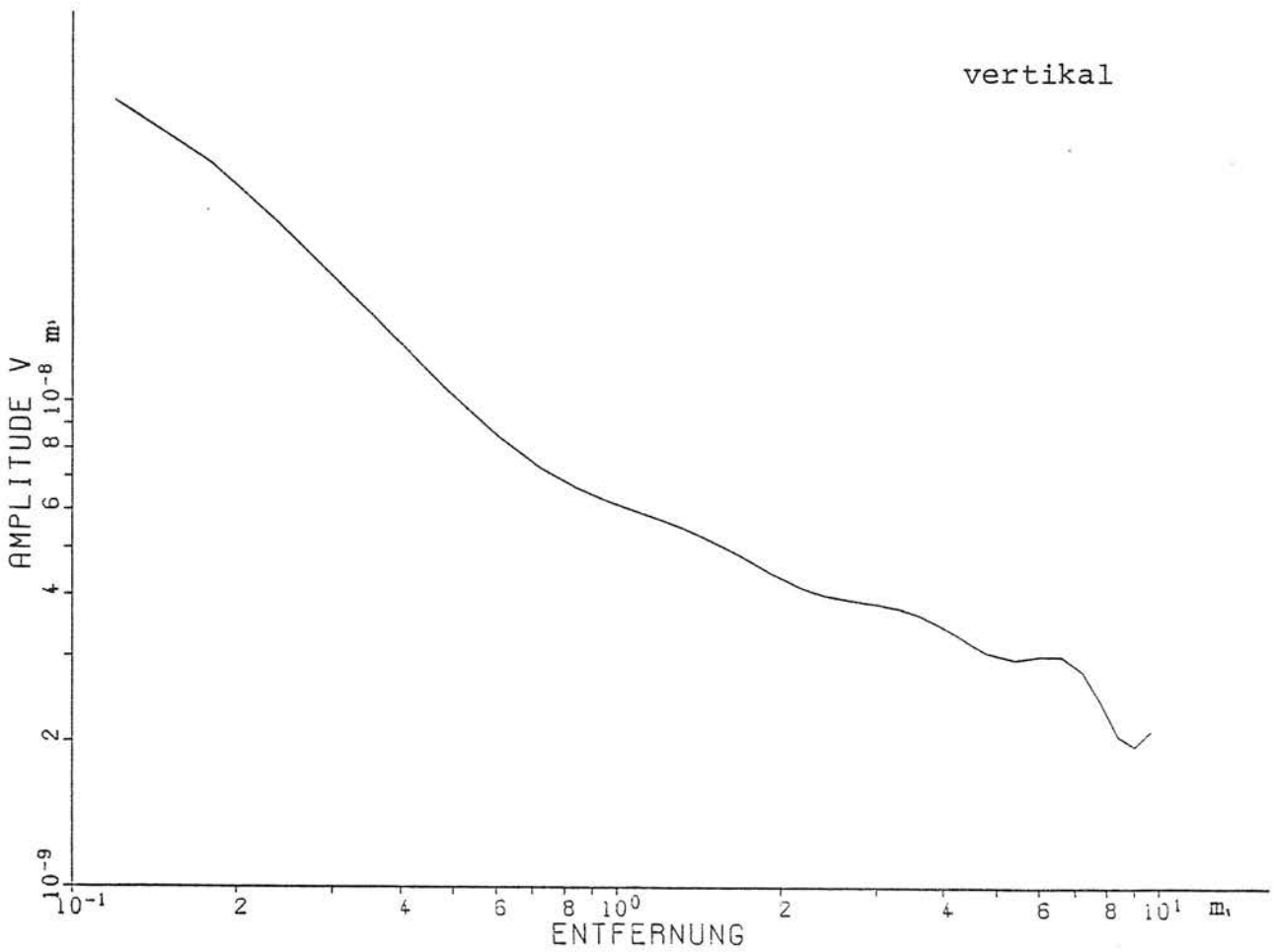
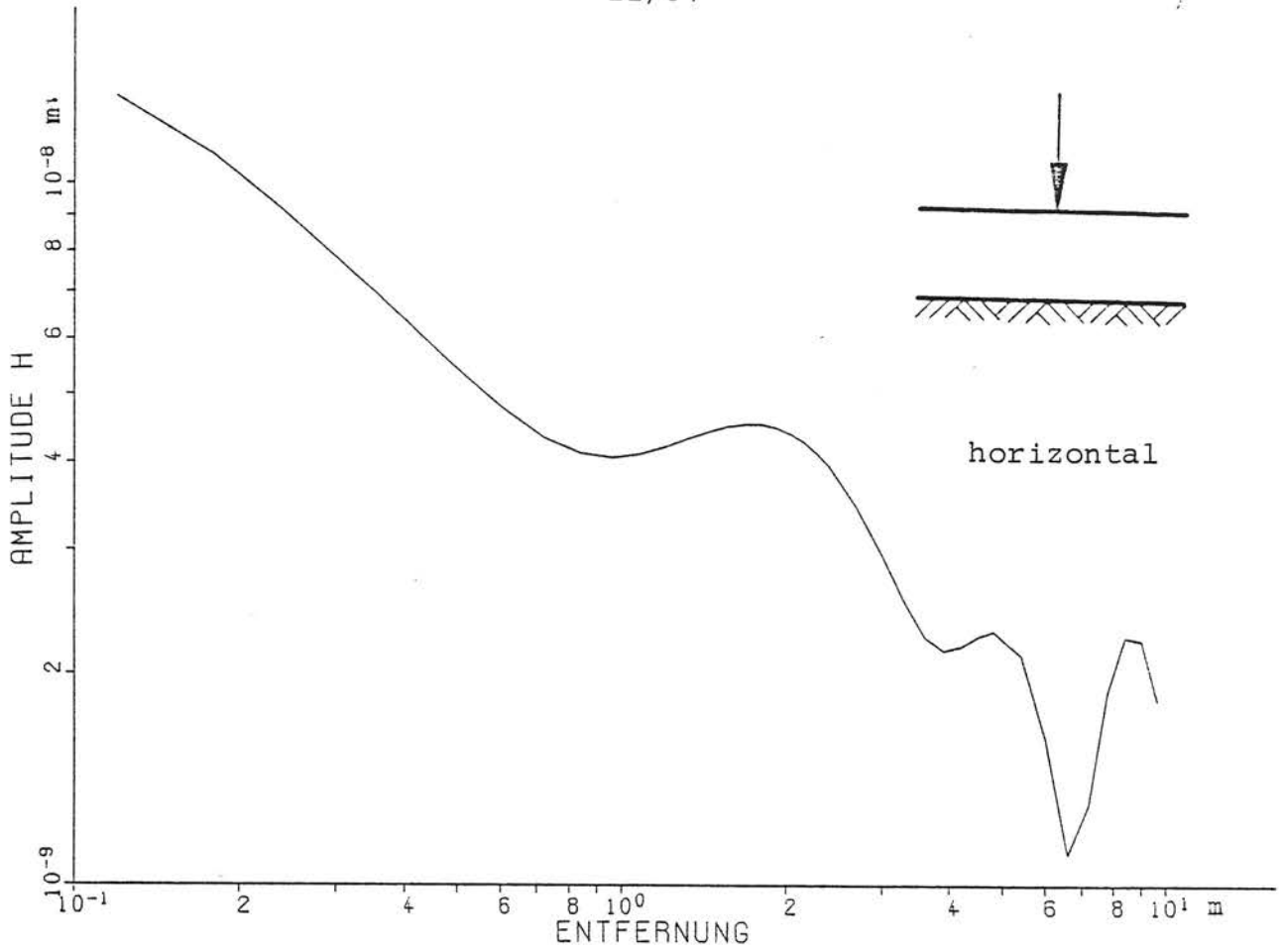


Bild 4.9 Horizontal- und Vertikalverschiebungen einer elastischen Schicht unter vertikaler Punktlast, Erregerfrequenz $f = 36$ Hz

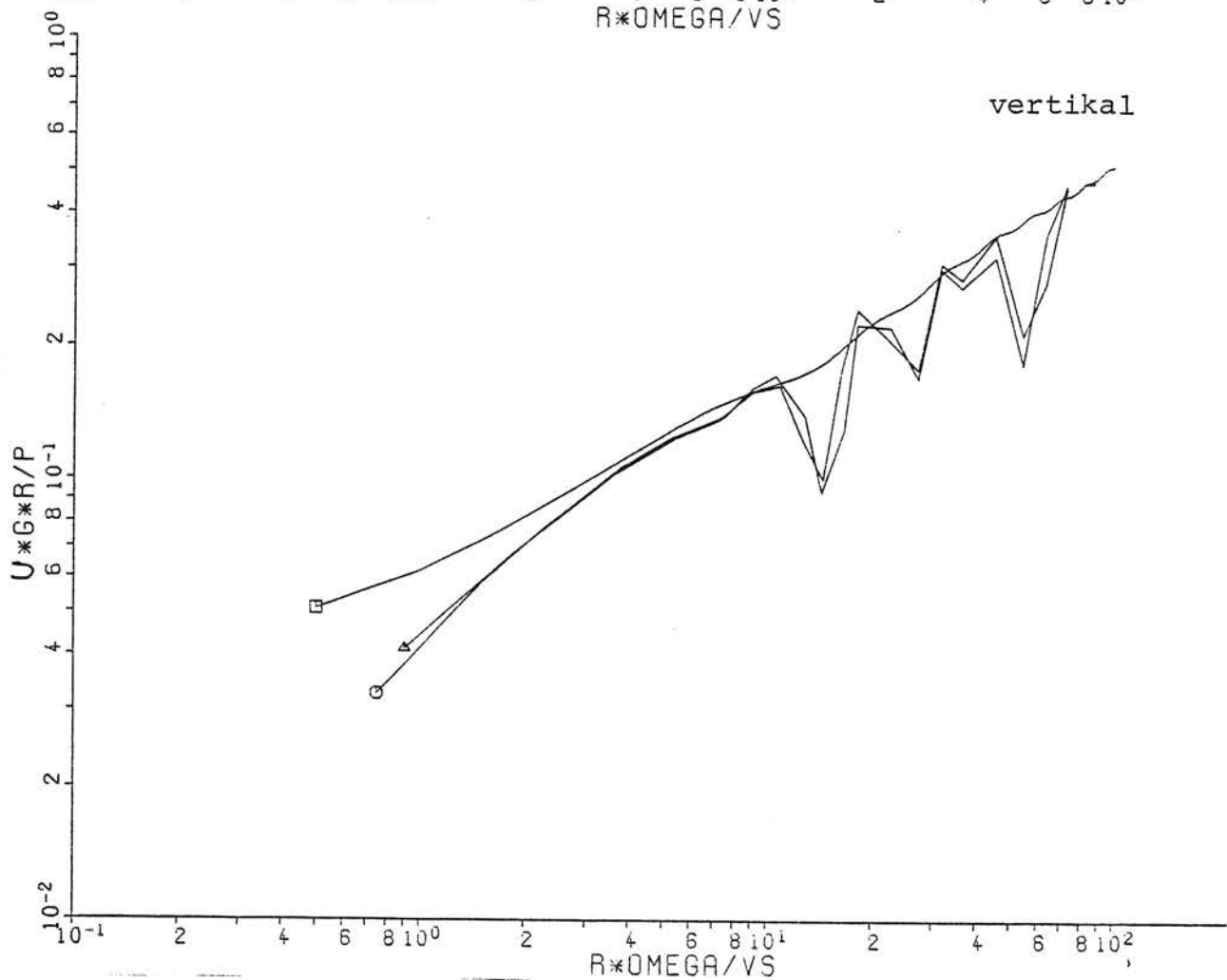
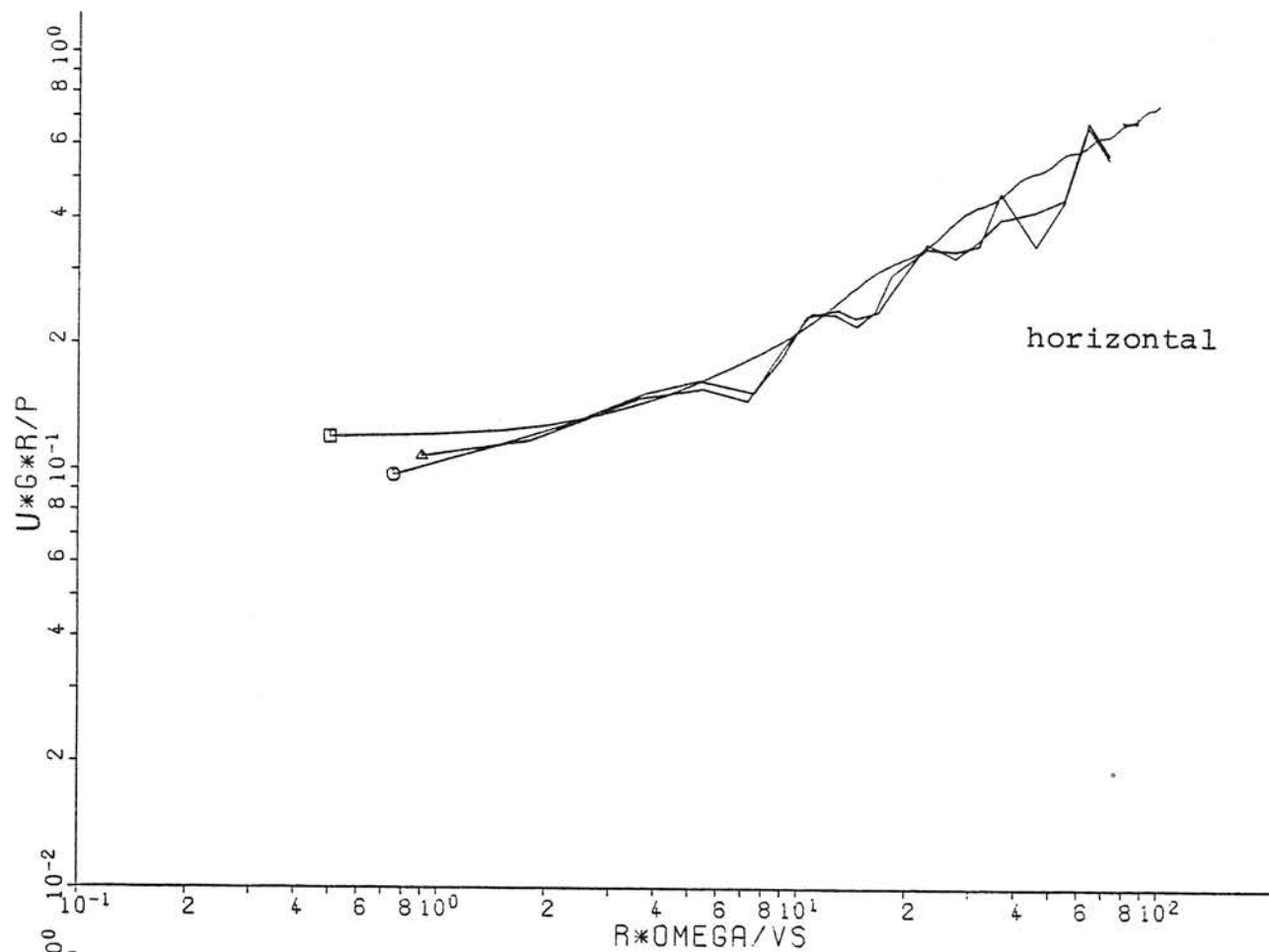


Bild 4.10 Horizontal- und Vertikalverschiebungen einer elastischen Schicht (Δ und \circ) im Vergleich zum Halbraum (\square)

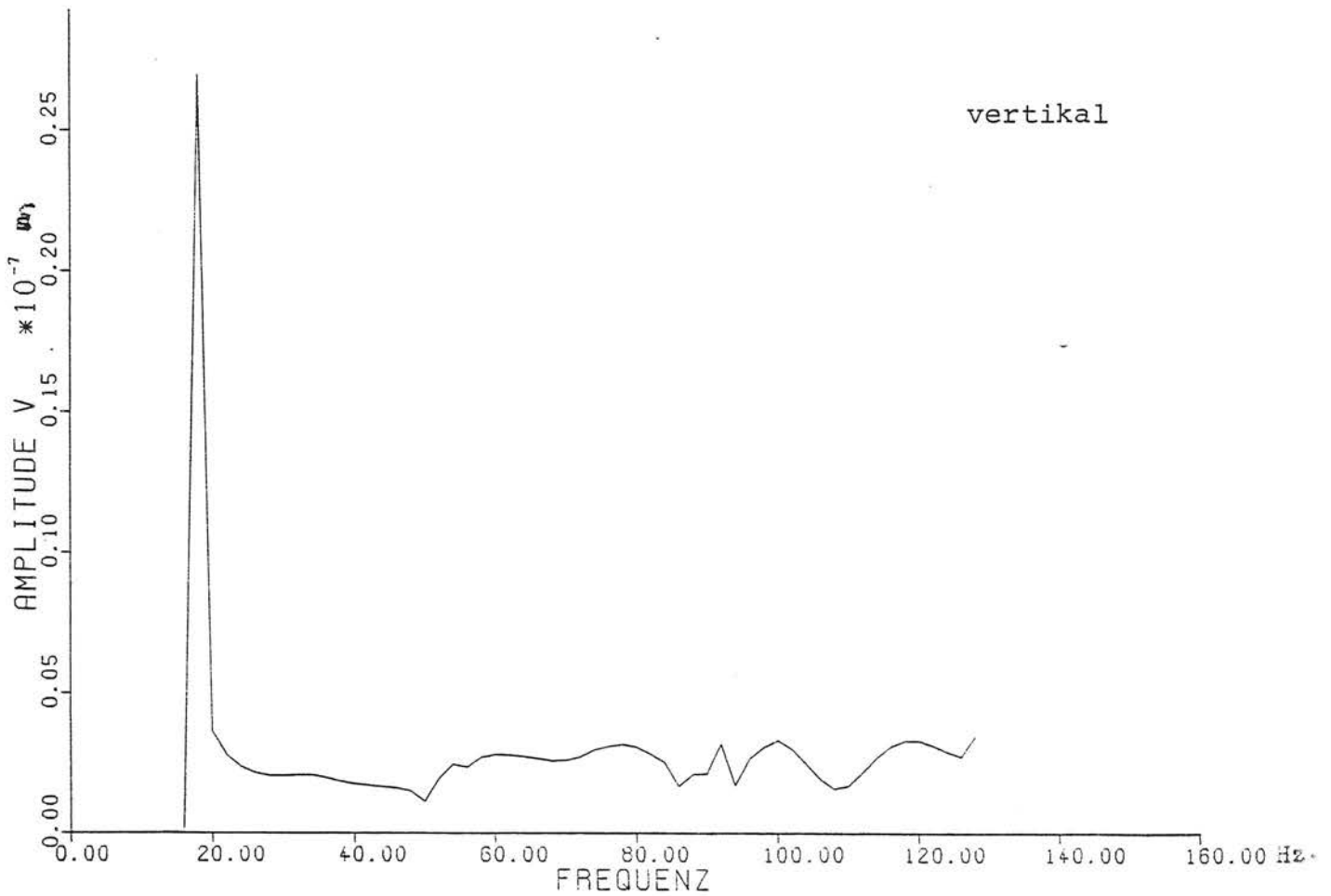
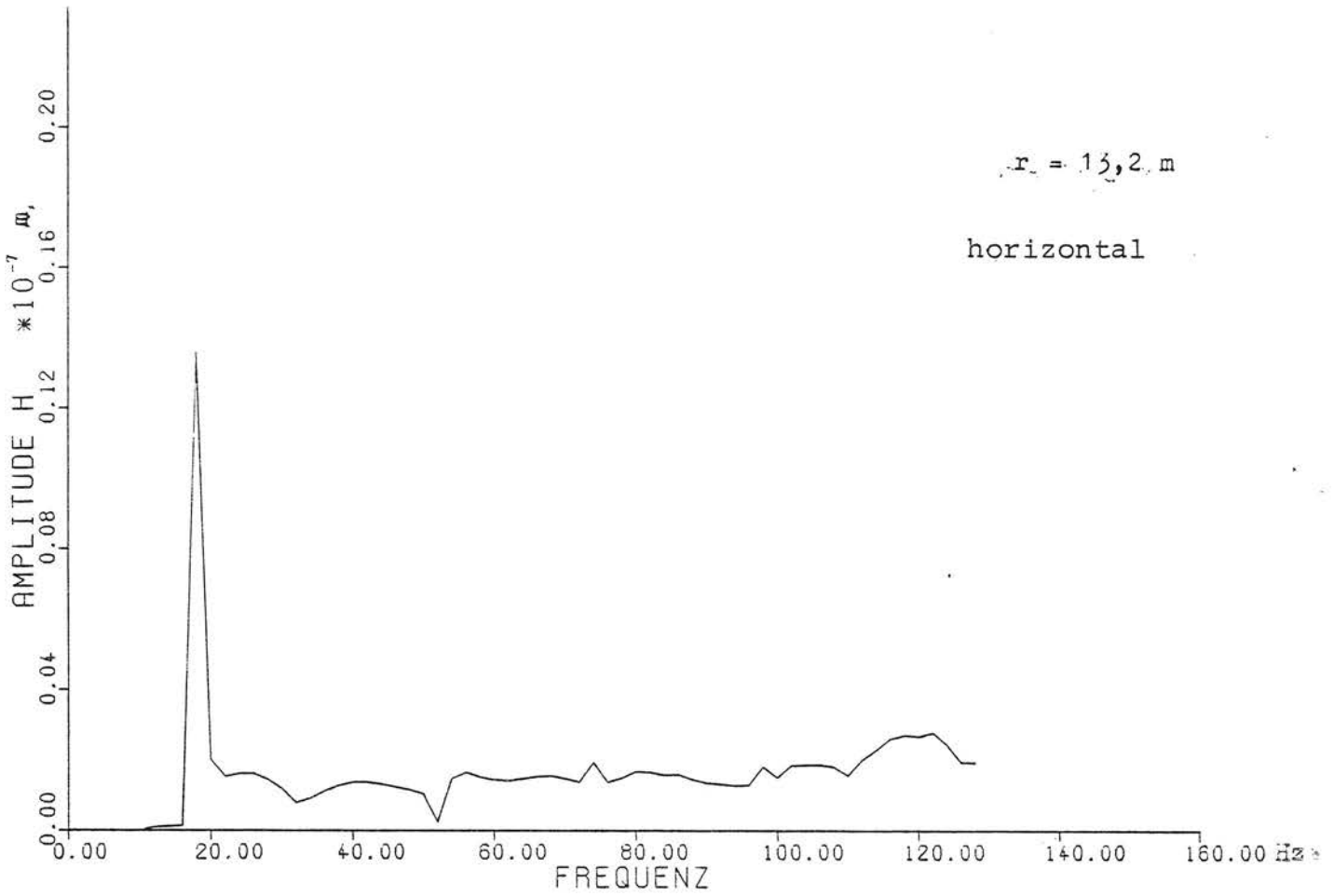


Bild 4.11 Amplitudenfrequenzgang der Horizontal- und Vertikalverschiebungen der elastischen Schicht

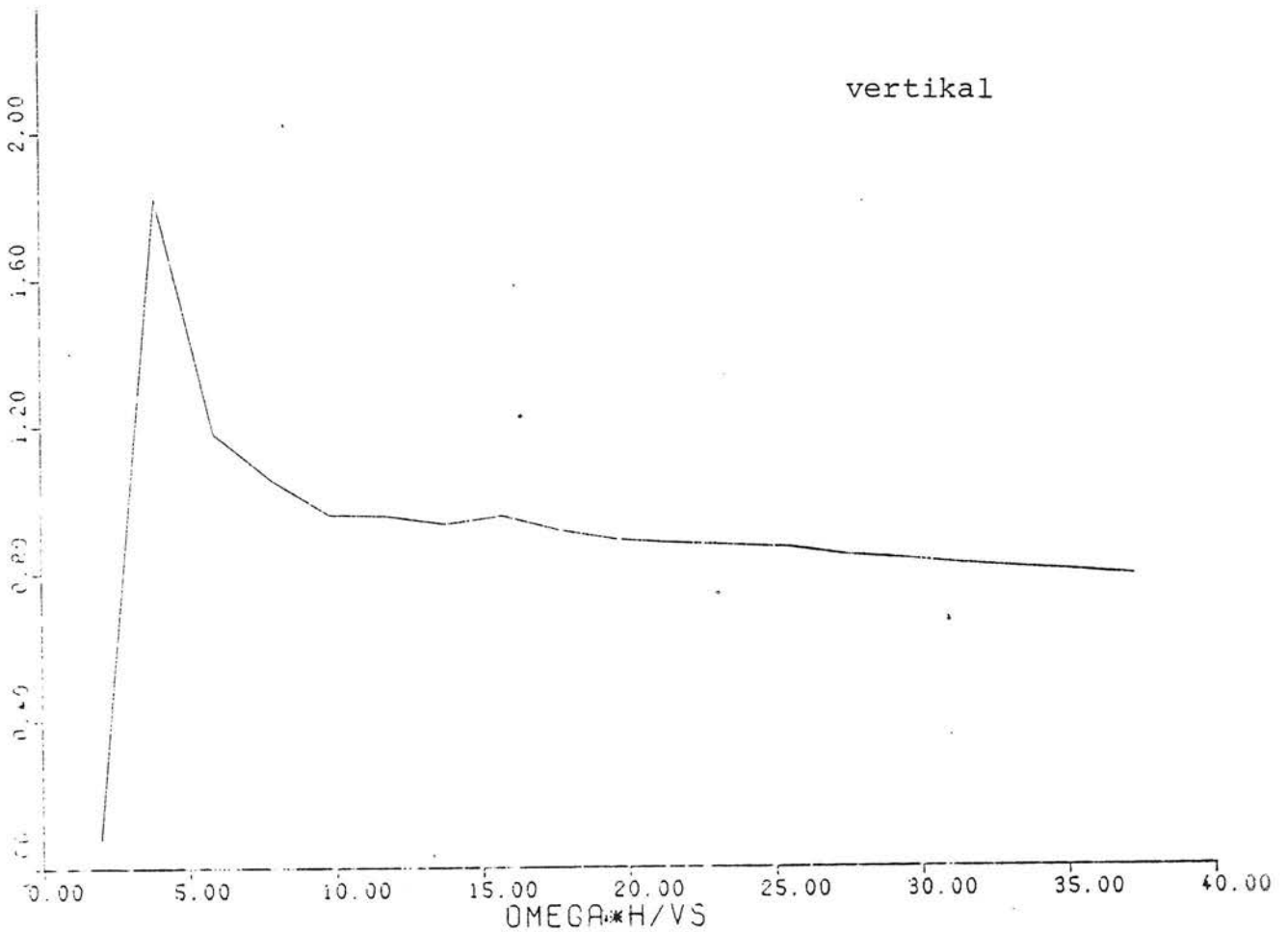
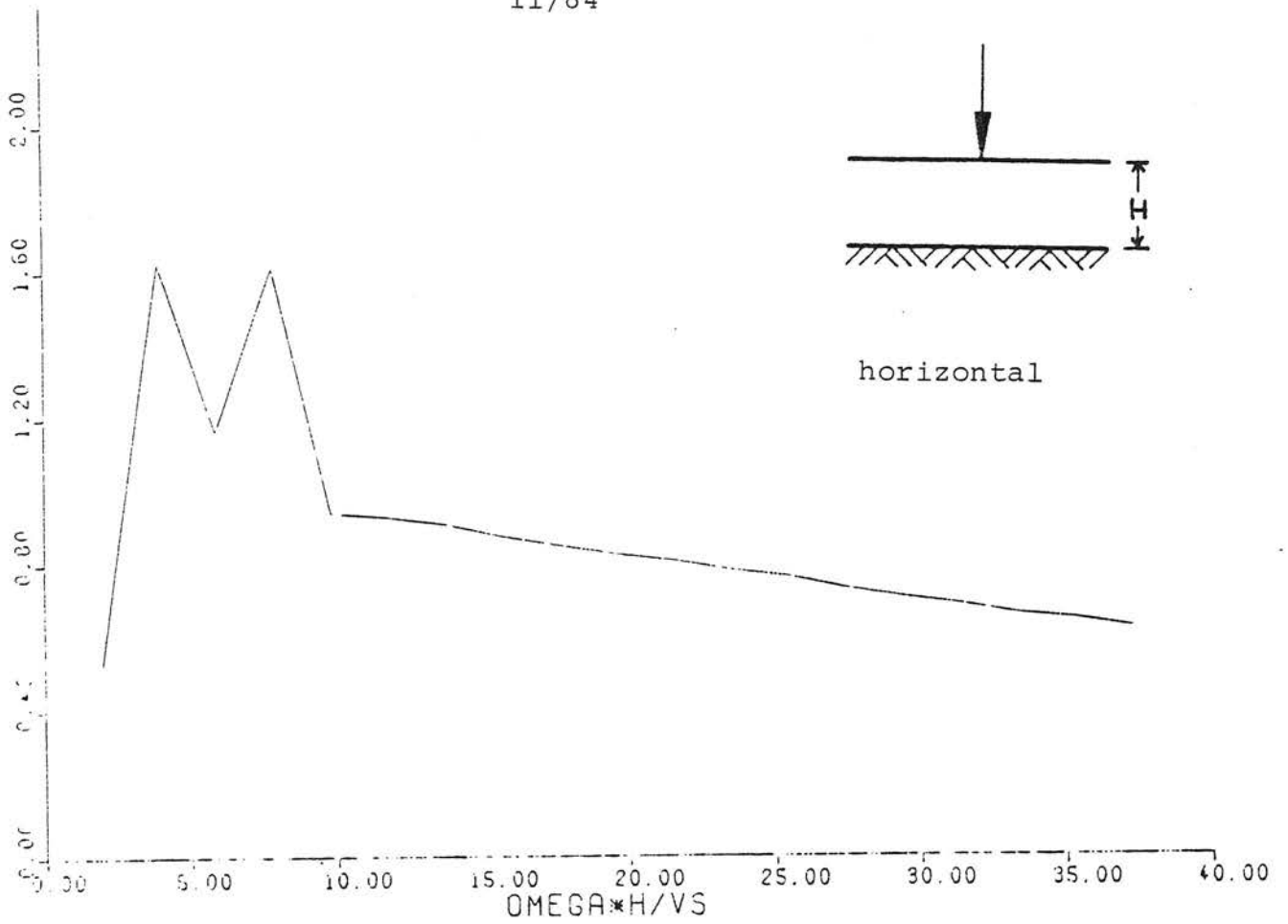


Bild 4.12 System 1- Verschiebungsamplituden einer Schicht auf starrer Unterlage bezogen auf die Werte eines entsprechenden Halbraumes, Anregung durch eine Punktlast

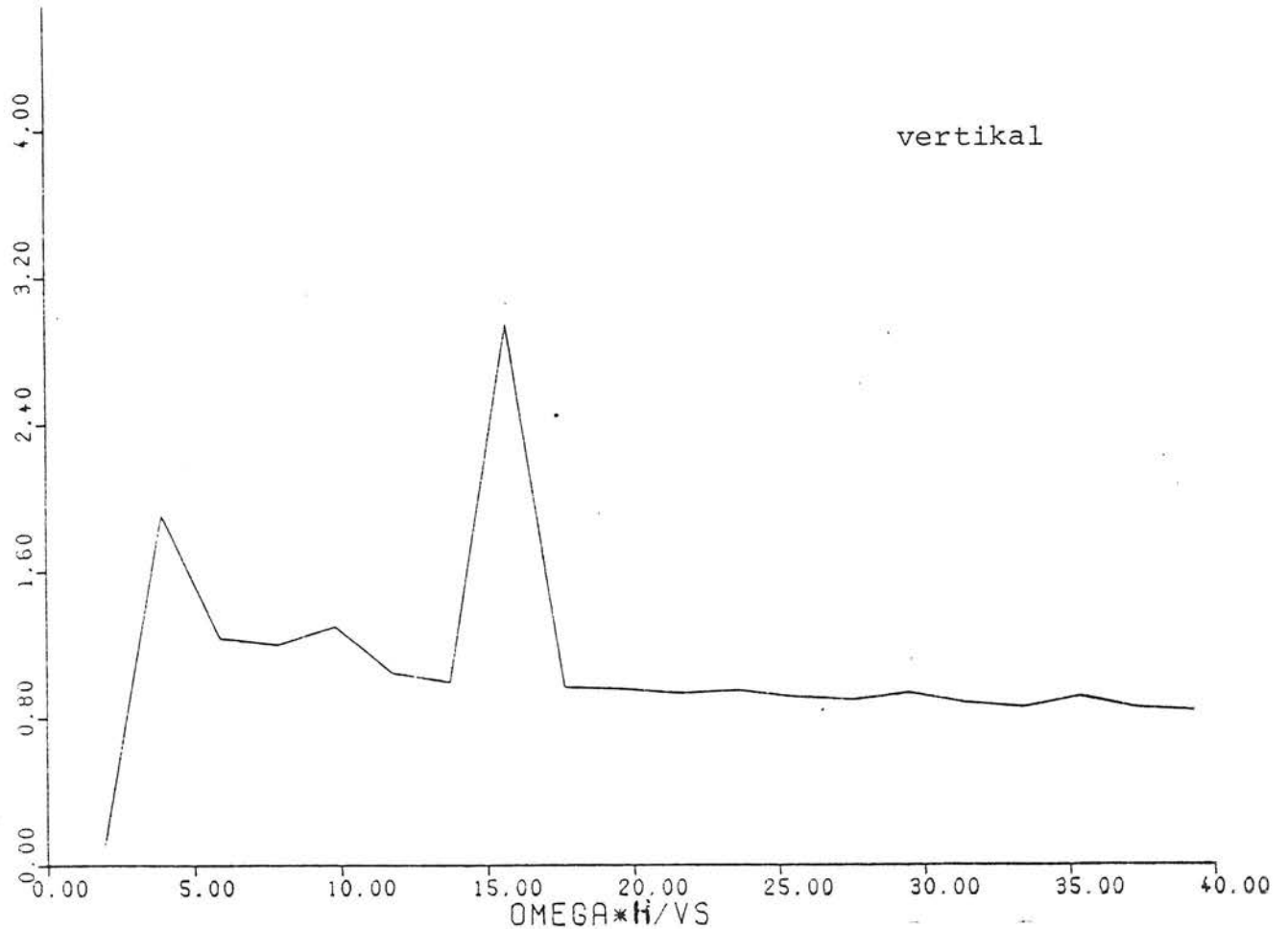
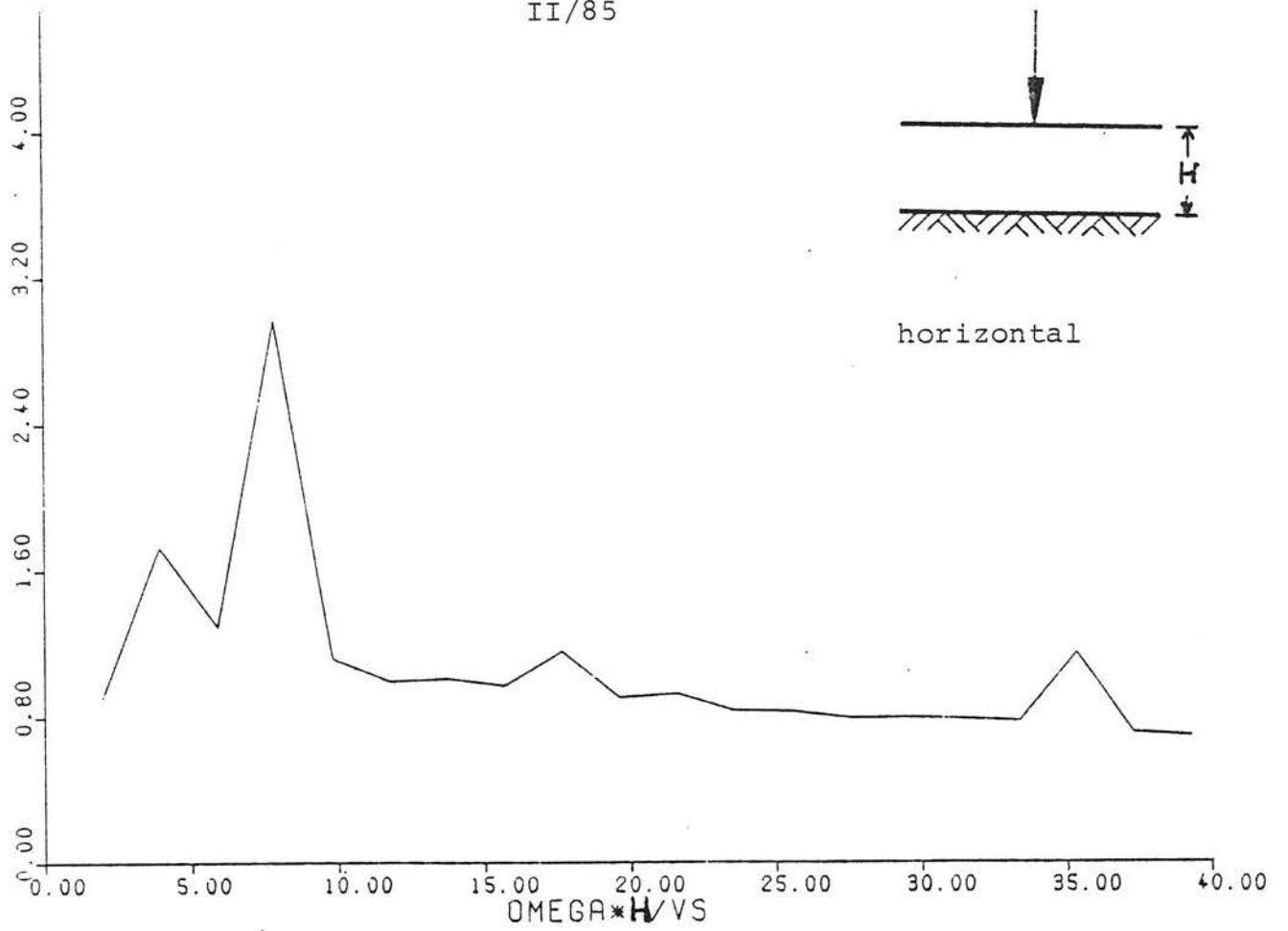


Bild 4.13 System 1 - Verschiebungsamplituden einer Schicht auf starrer Unterlage bezogen auf die Werte eines entsprechenden Halbraumes, Anregung durch Linienlast

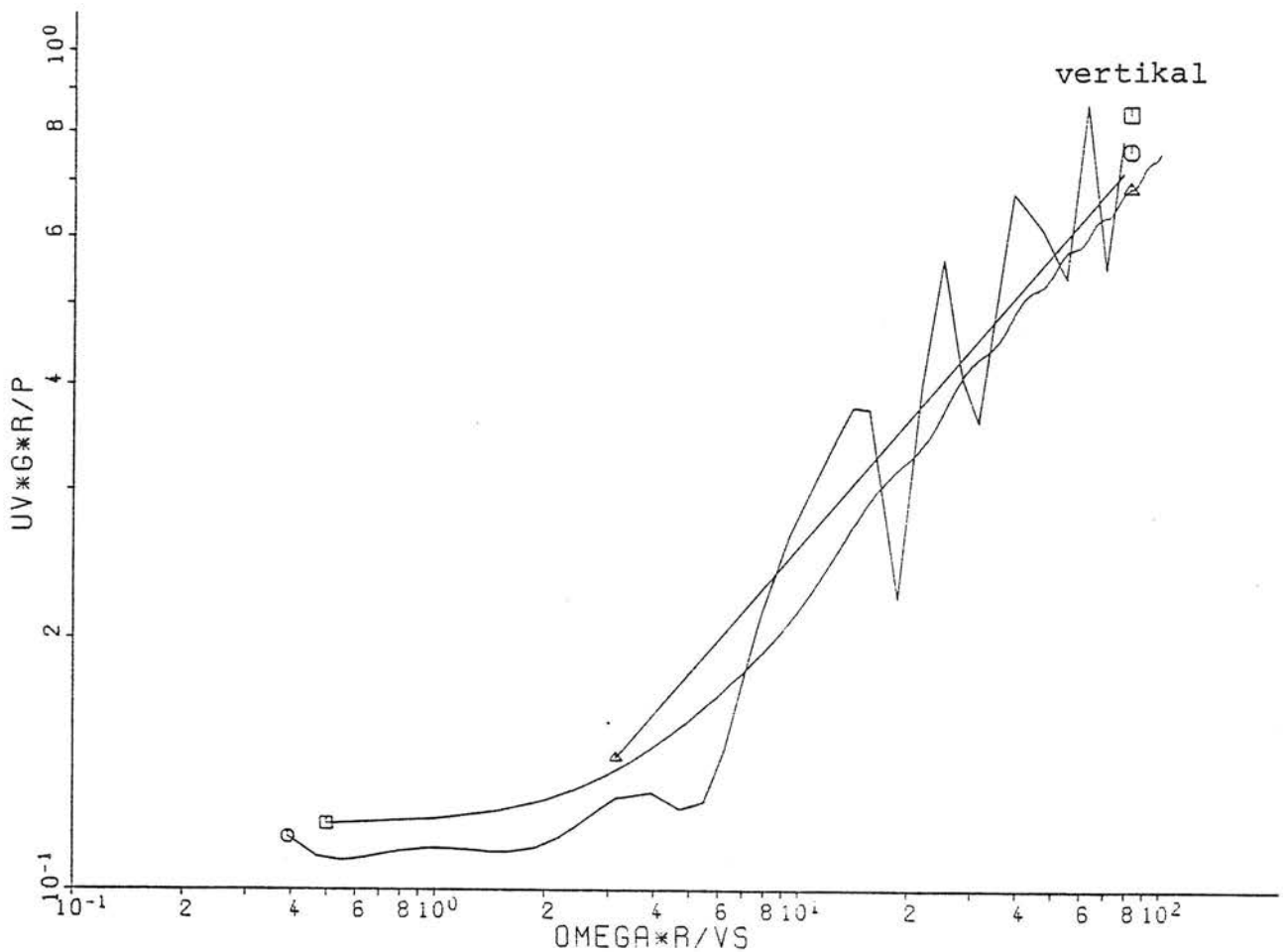
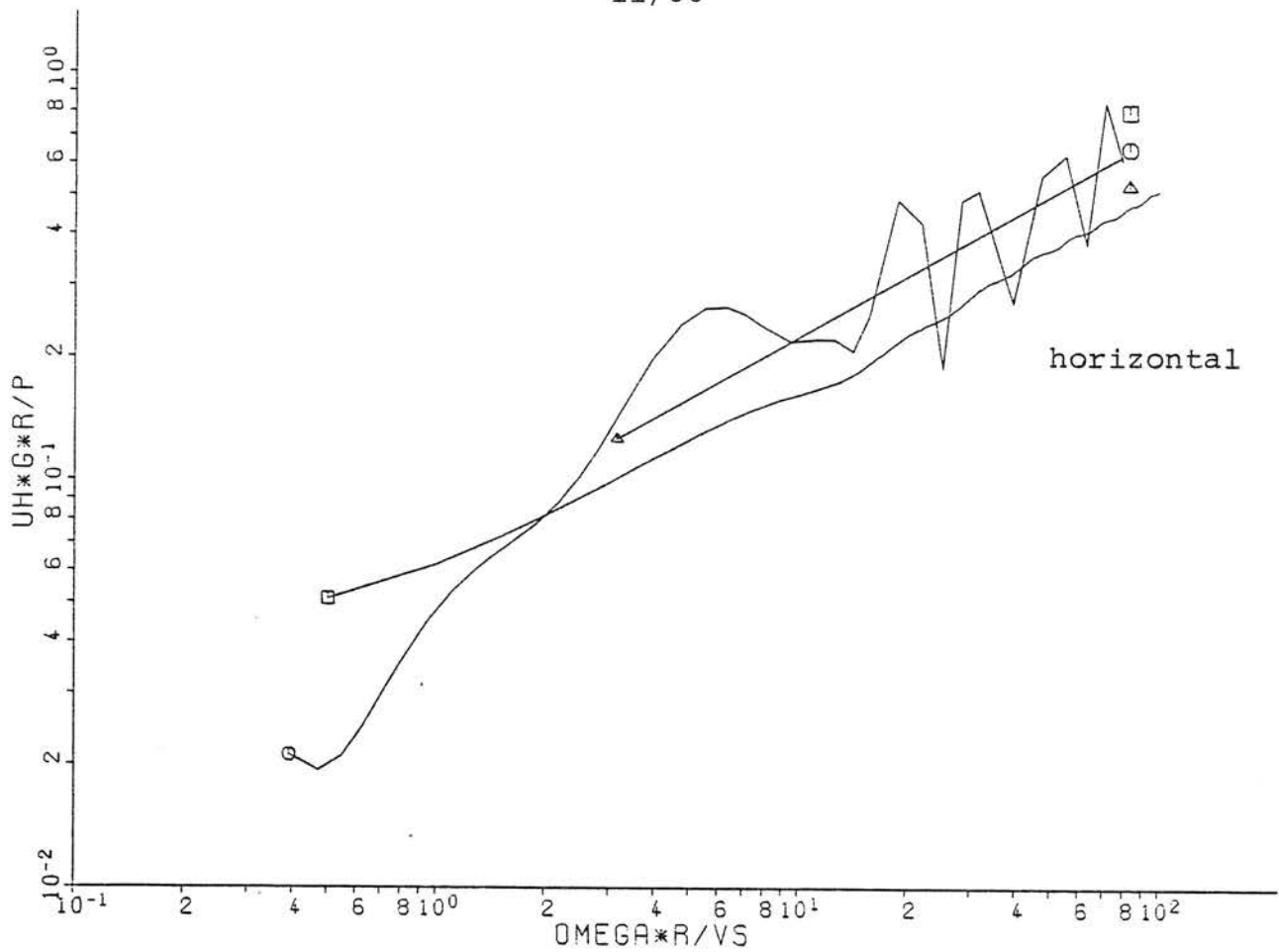


Bild 4.14 System 2 - Verschiebungsamplituden einer Schicht auf steiferer Unterlage bei Anregung unterhalb der Resonanzfrequenz

II/87

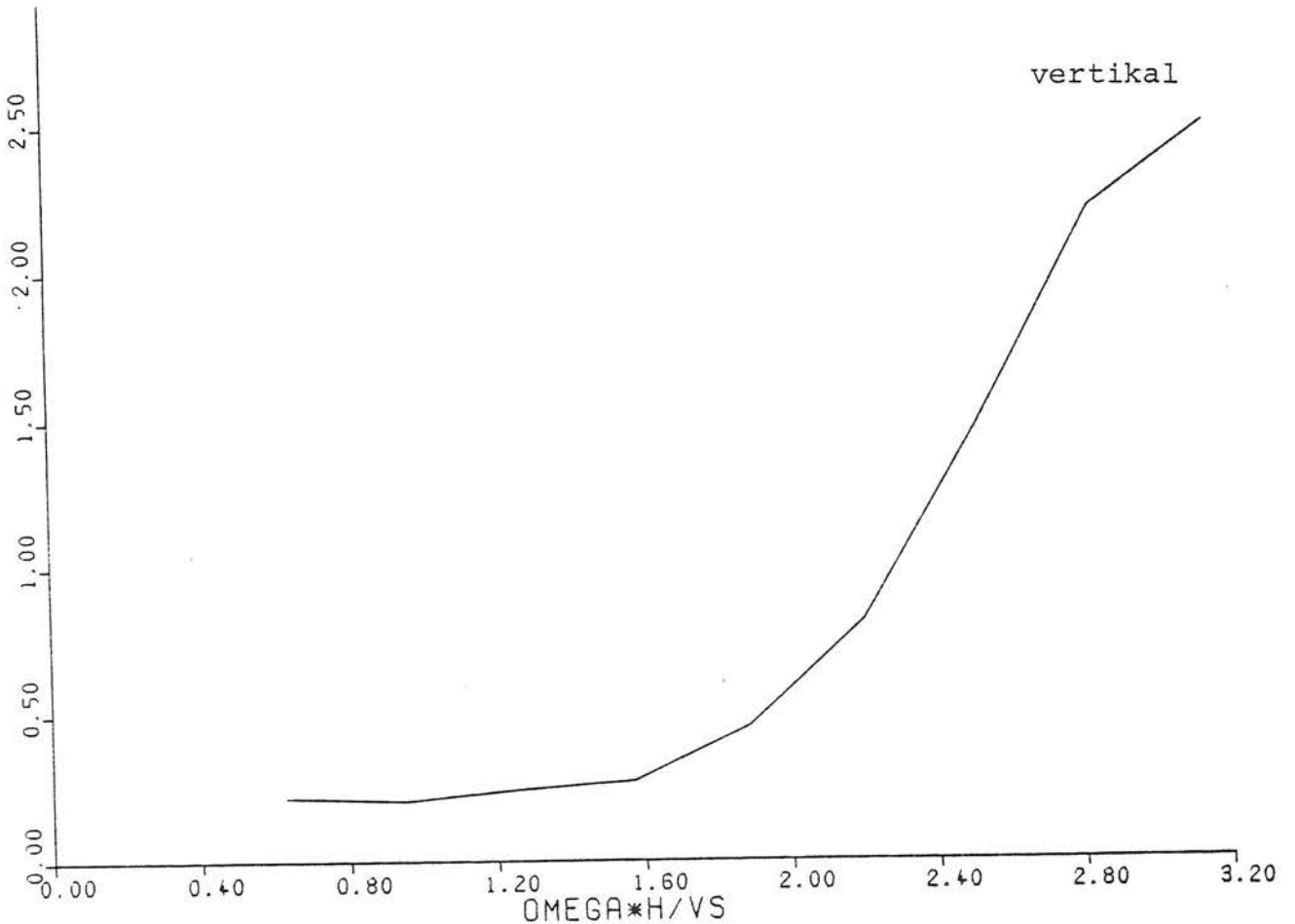
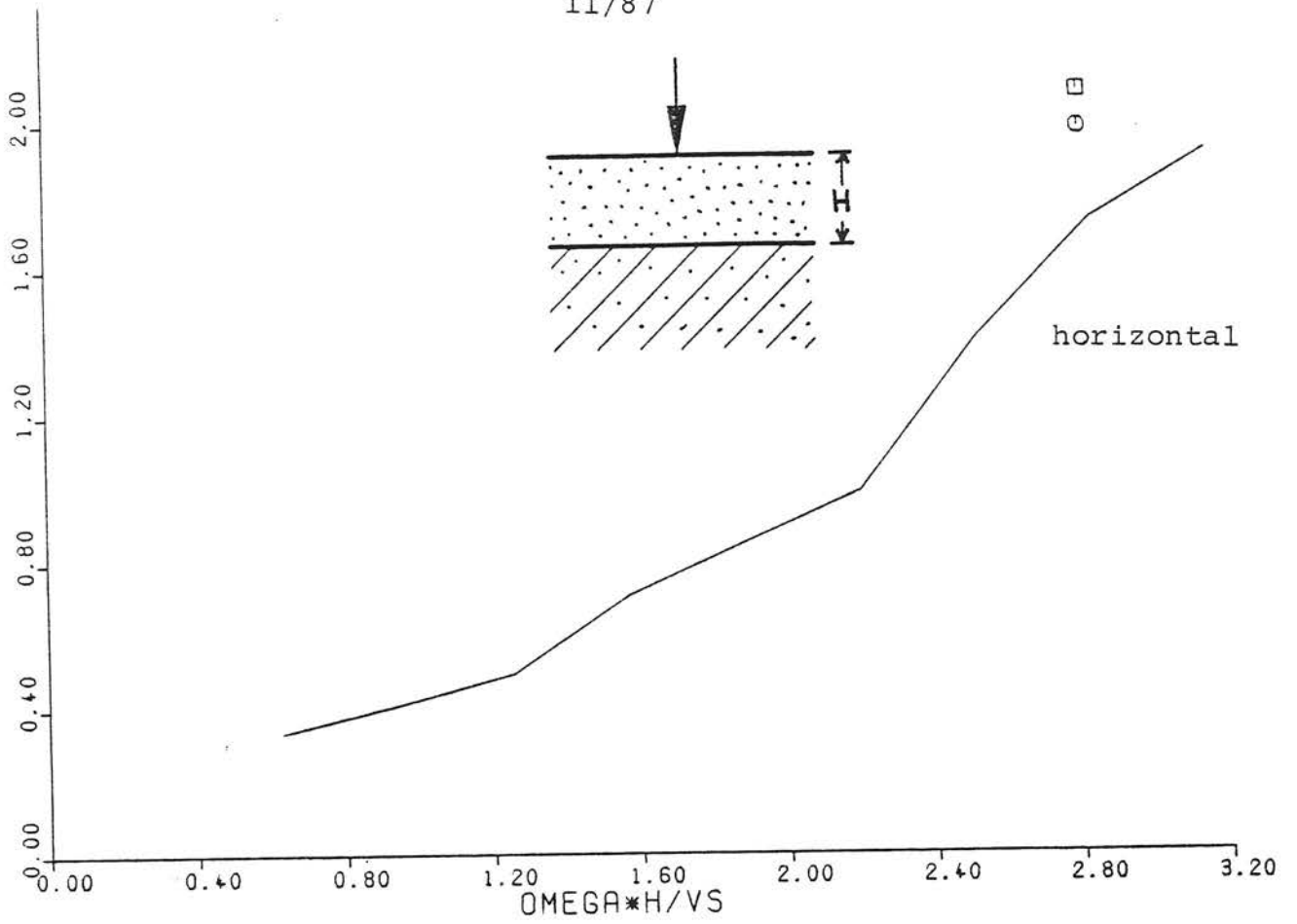


Bild 4.15 System 2 - Verschiebungsamplituden einer Schicht auf steiferer Unterlage, bezogen auf die Werte eines entsprechenden Halbraumes, bei tieffrequenter Anregung

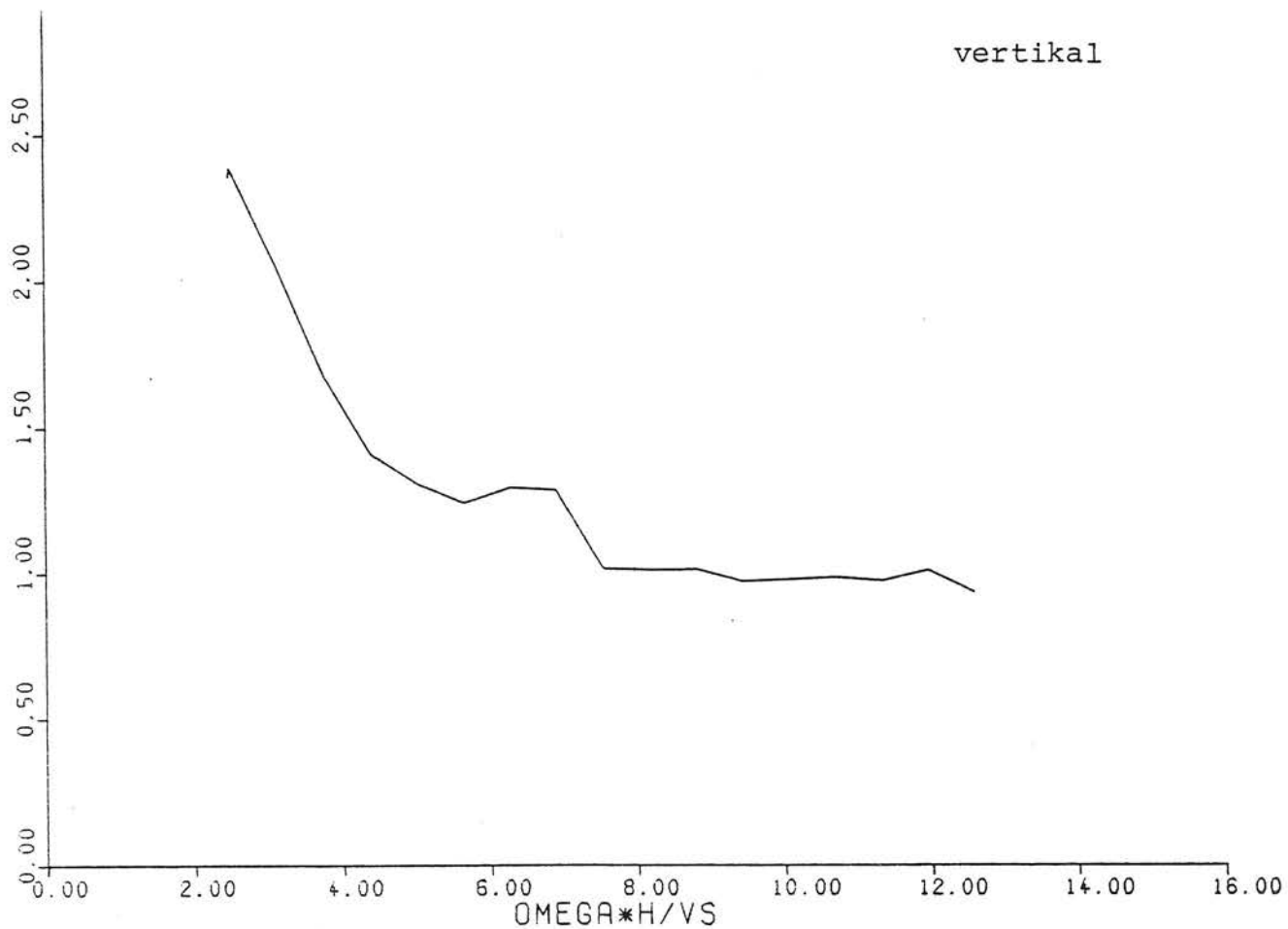
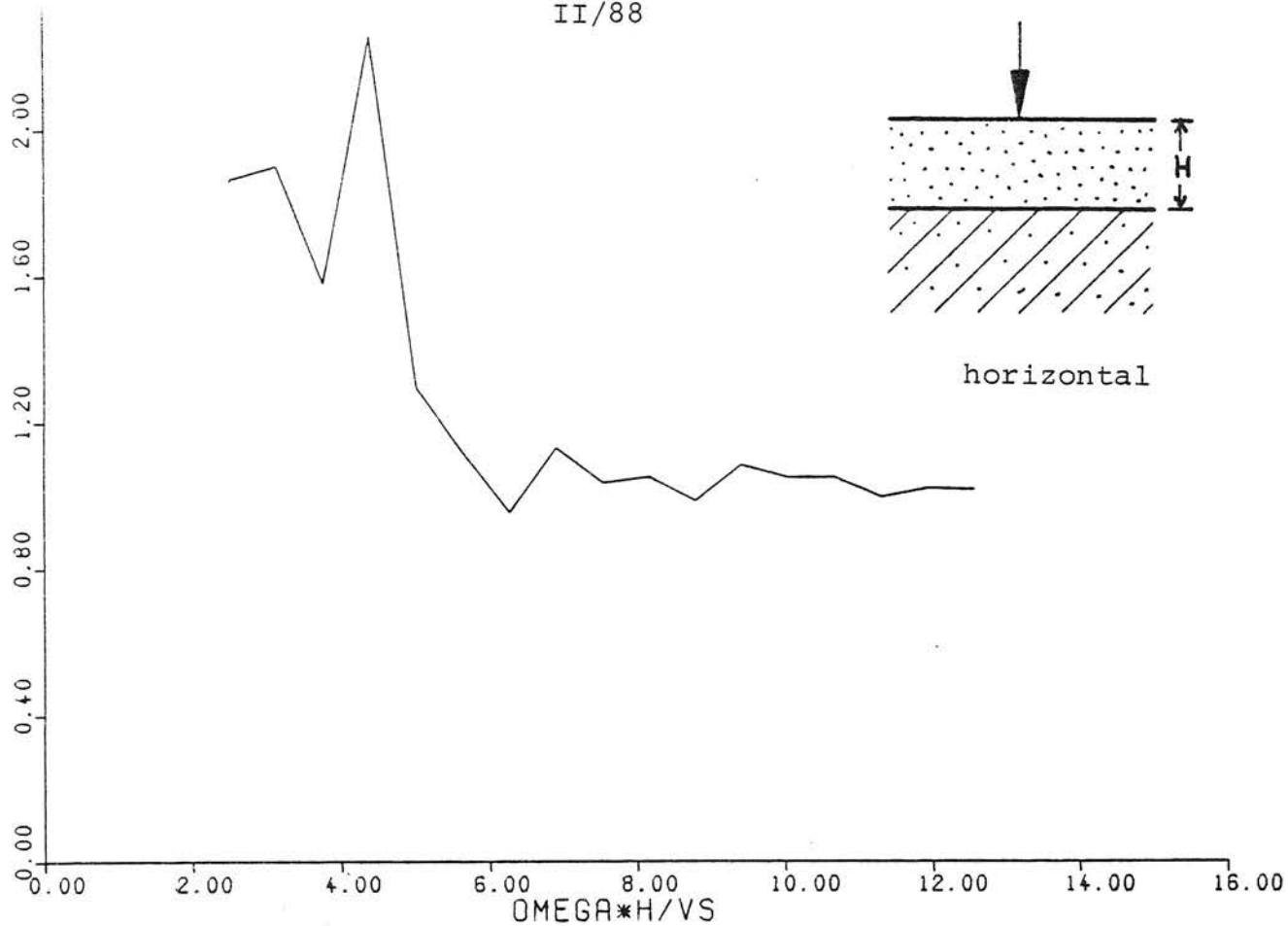


Bild 4.16 System 2 - Verschiebungsamplituden einer Schicht auf steiferer Unterlage, bezogen auf Werte eines entsprechenden Halbraumes, bei hochfrequenter Anregung

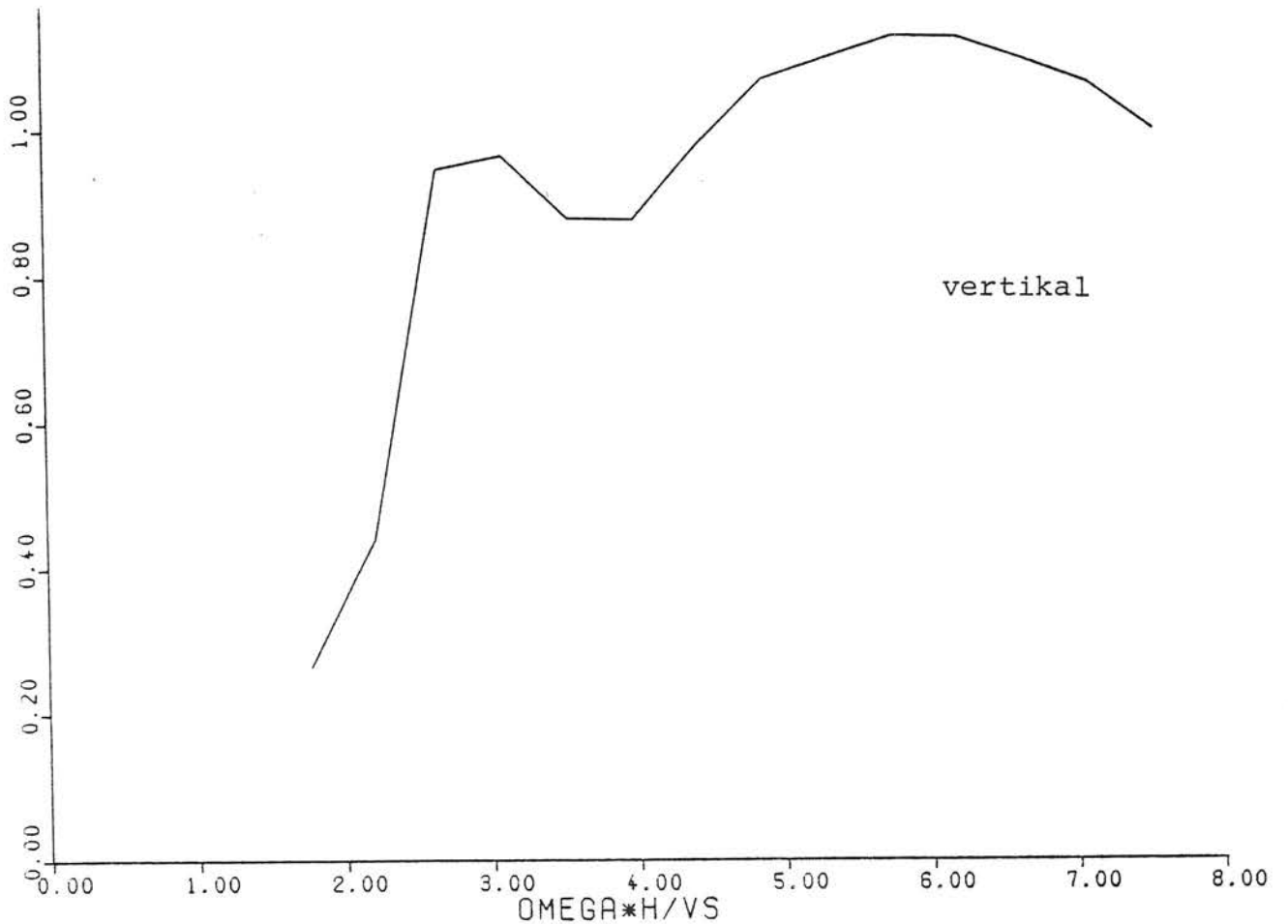
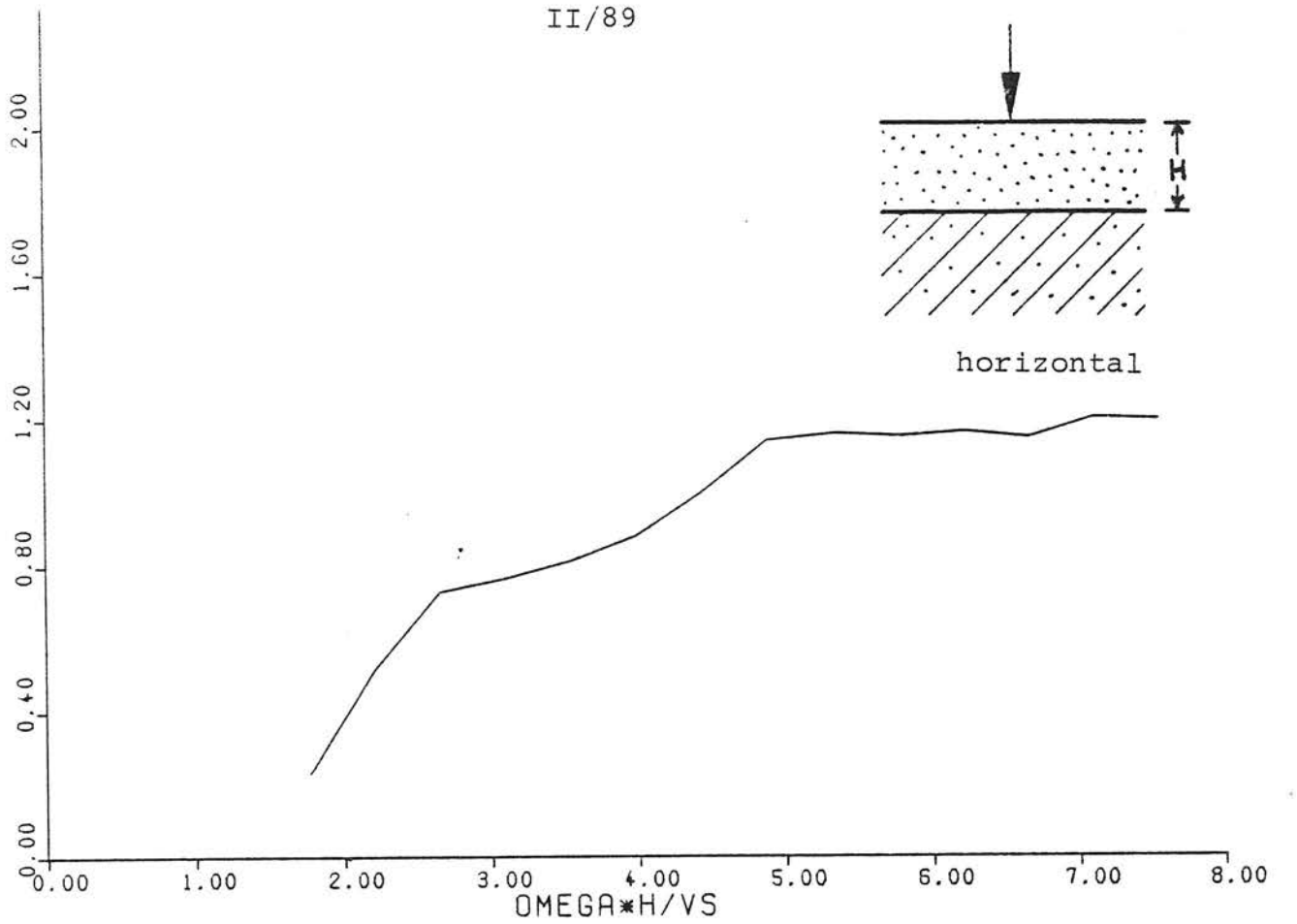


Bild 4.17 System 3 - Verschiebungsamplituden einer Schicht auf einer steiferen und trageren Unterlage, bezogen auf die Werte eines entsprechenden Halbraumes

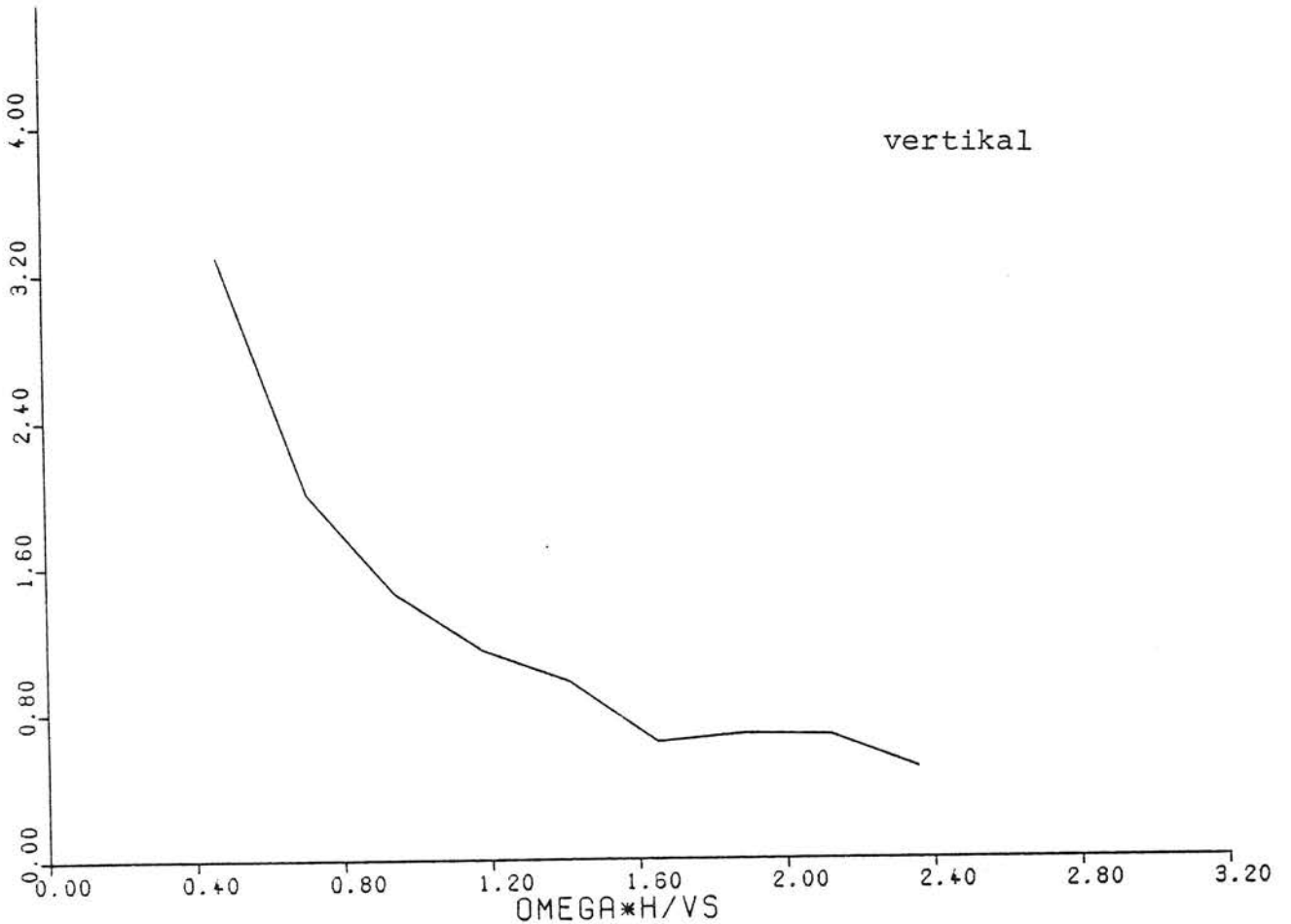
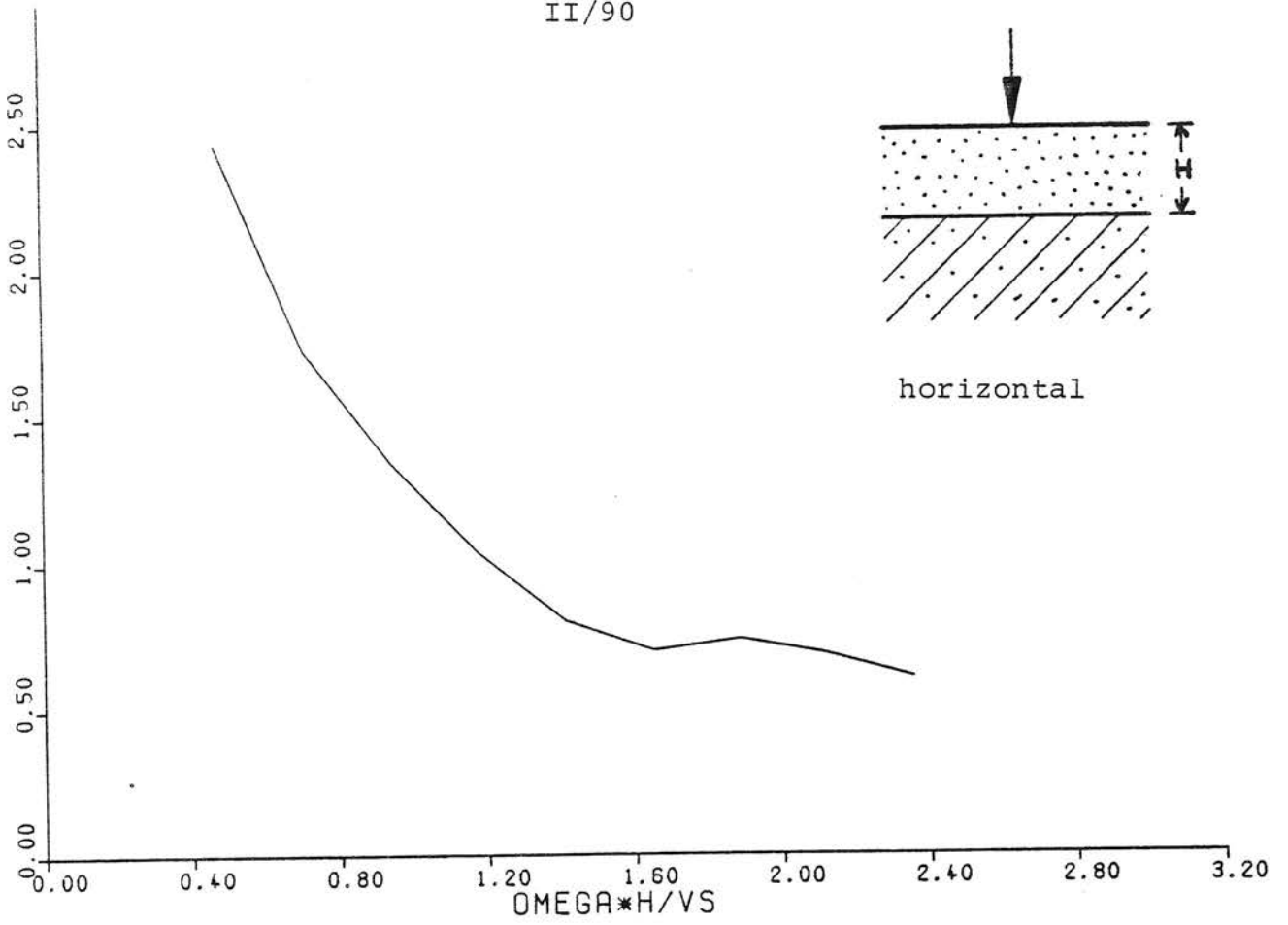


Bild 4.18A System 4 - Verschiebungsamplituden einer Schicht auf weicherer Unterlage, bezogen auf die Werte eines entsprechenden Halbraumes, bei tieffrequenter Anregung

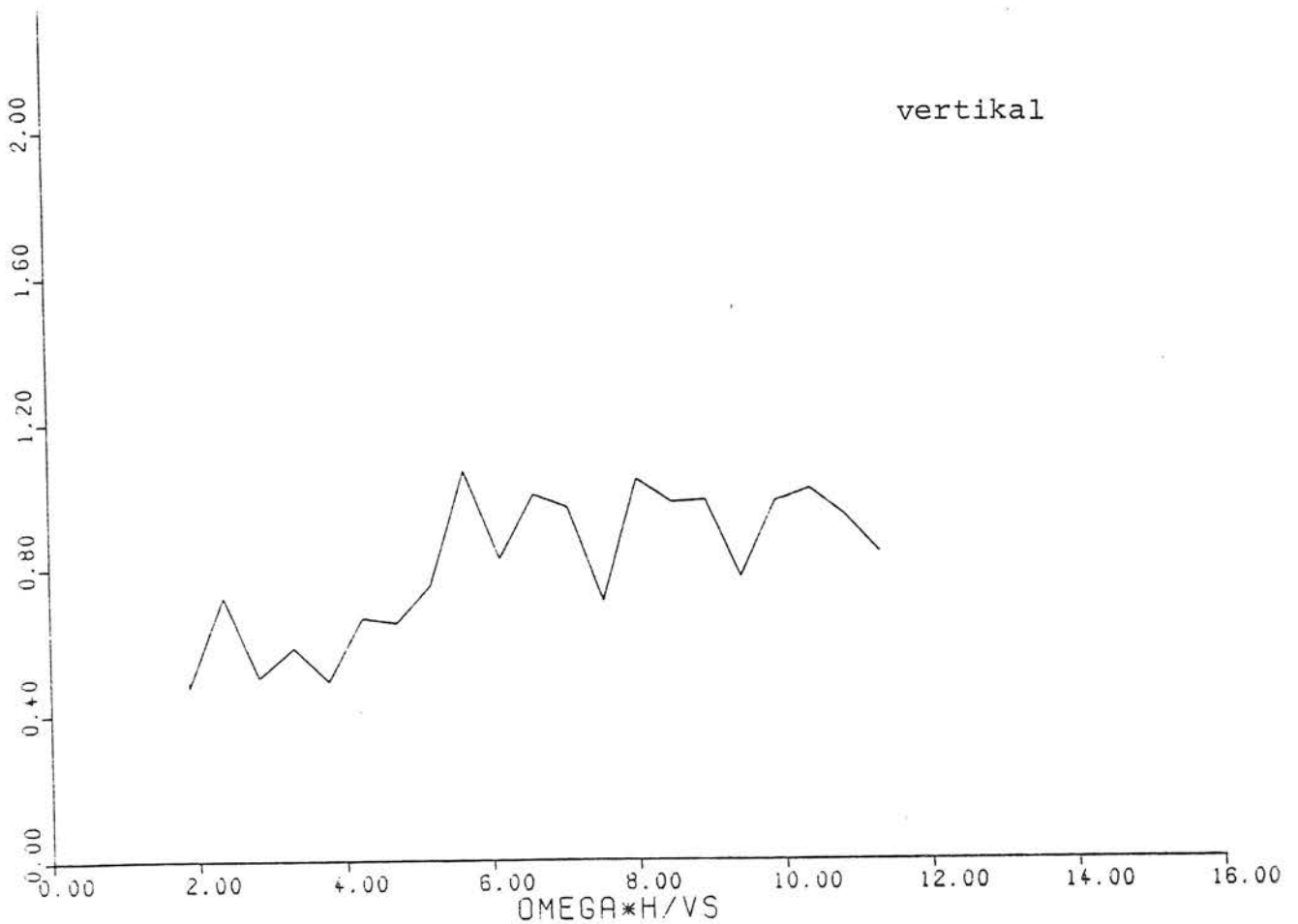
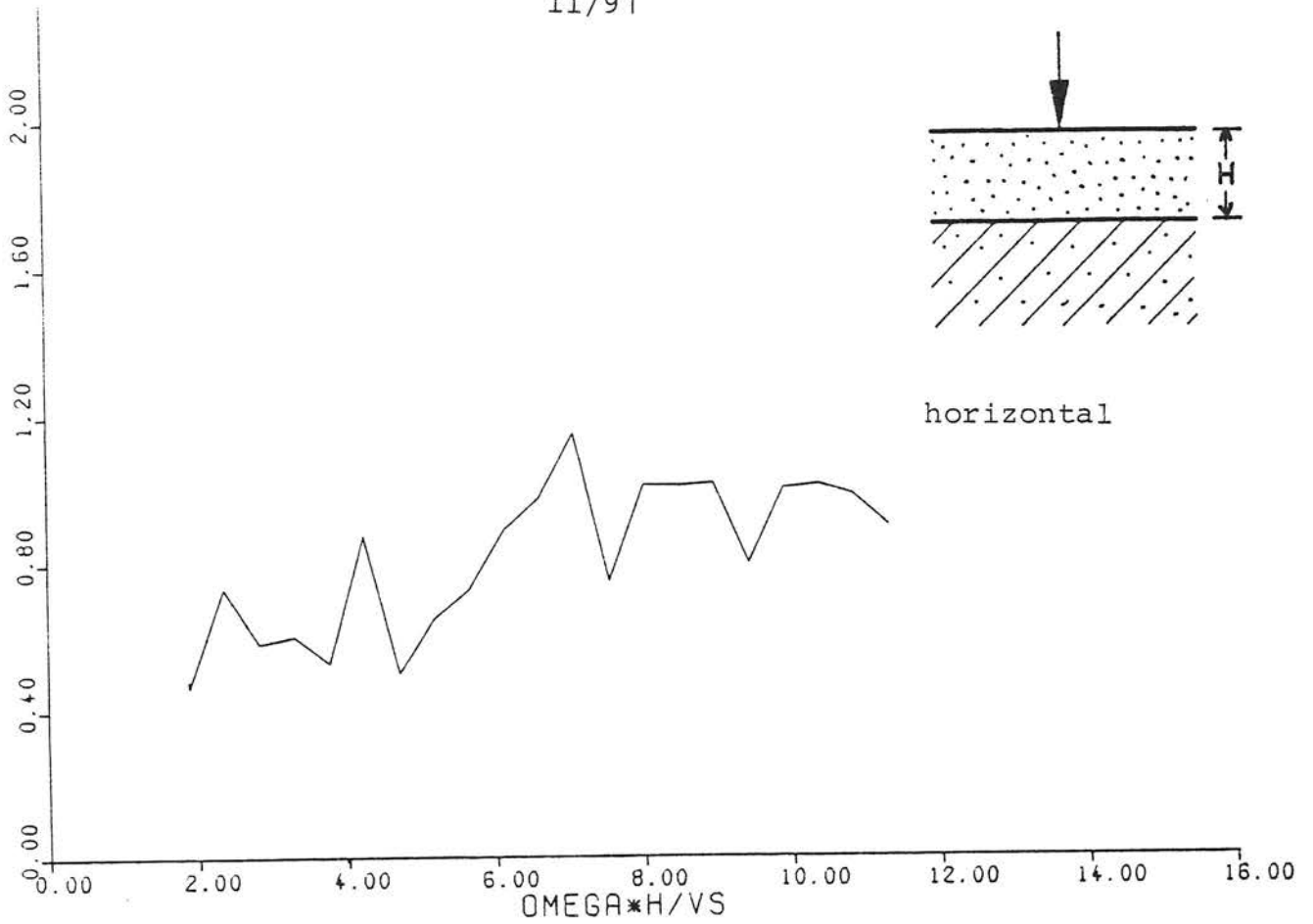


Bild 4.18B System 4 - Verschiebungsamplituden einer Schicht auf weicherer Unterlage, bezogen auf die Werte eines entsprechenden Halbraumes, bei hochfrequenter Anregung

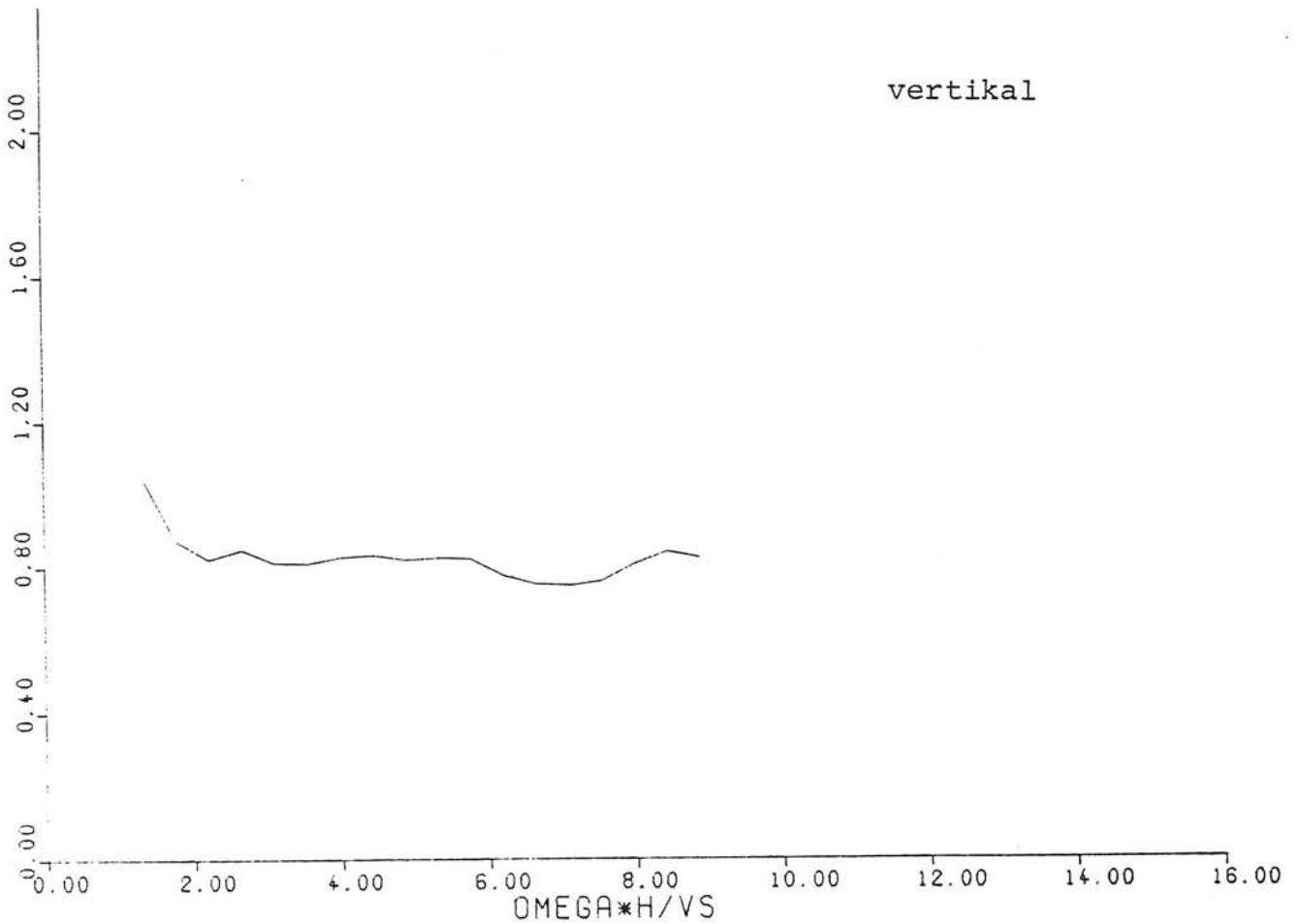
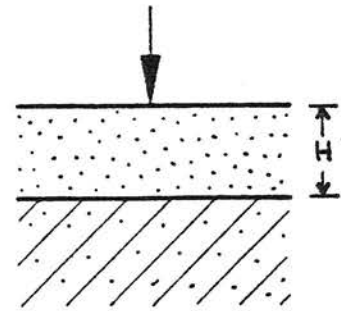
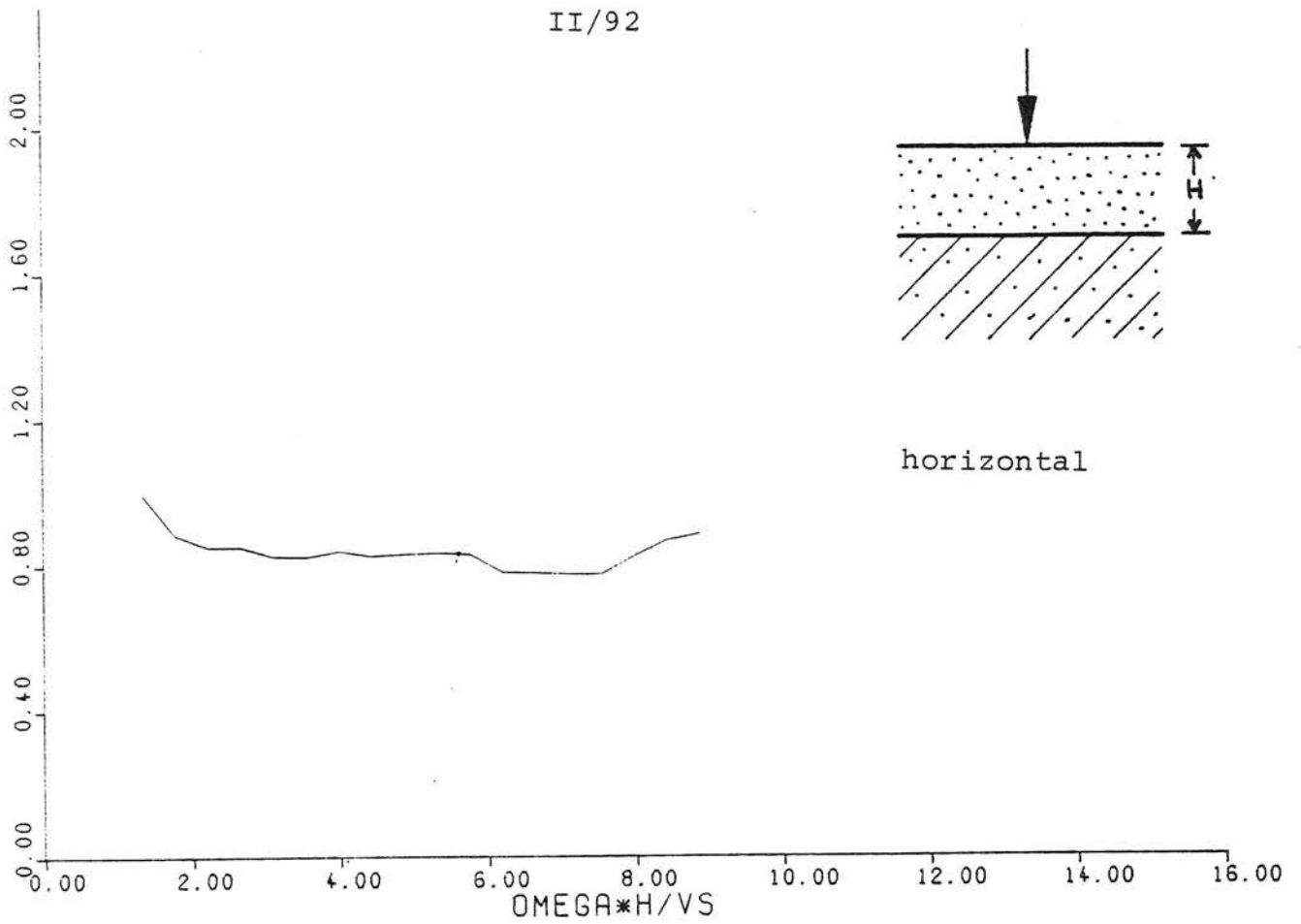


Bild 4.19 System 5 - Verhältnis der Verschiebungsamplituden eines Halbraums mit und ohne Grundwasser, in Abhängigkeit von der bezogenen Tiefe des Grundwasserspiegels unter der Geländeoberkante

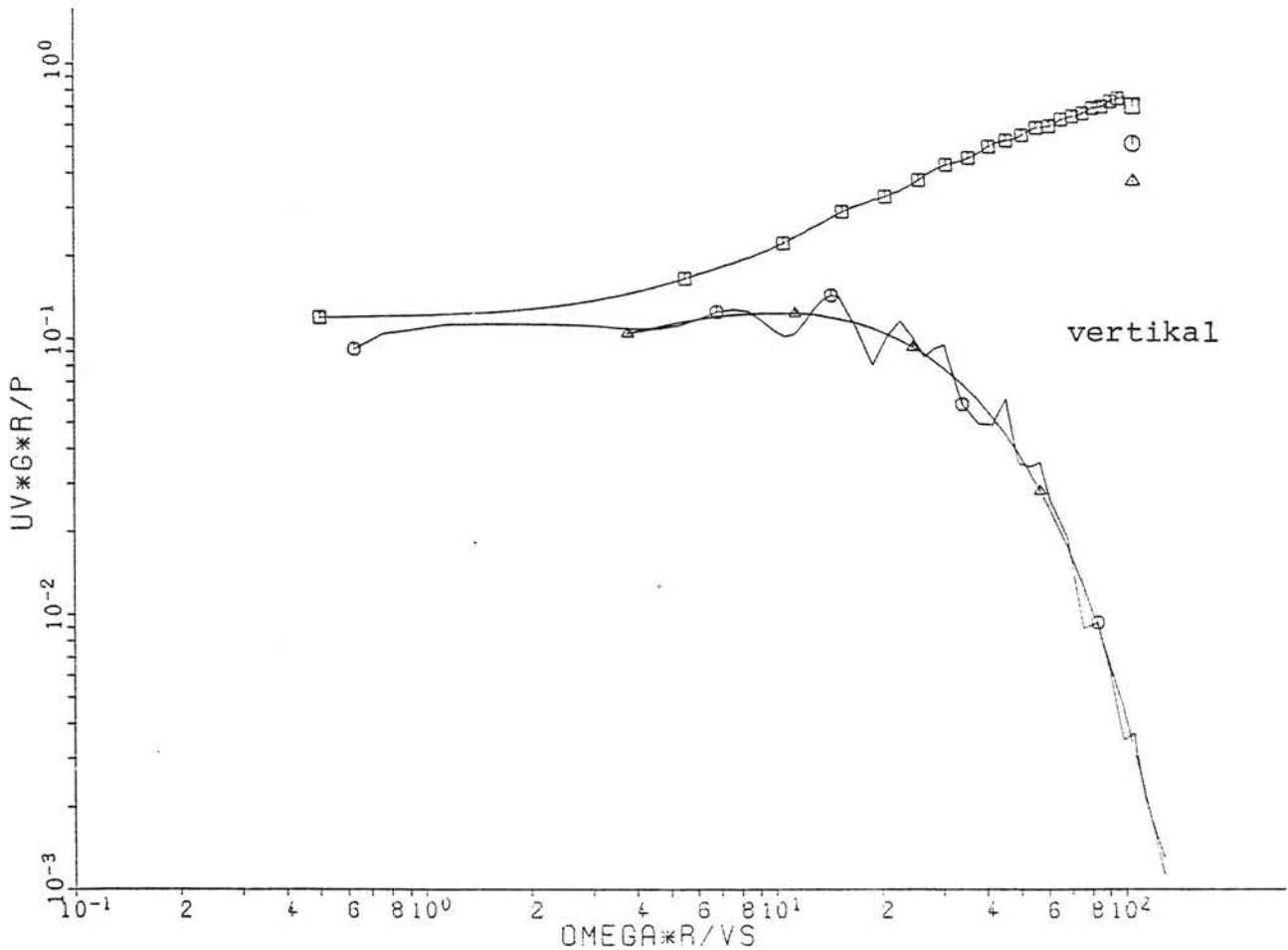
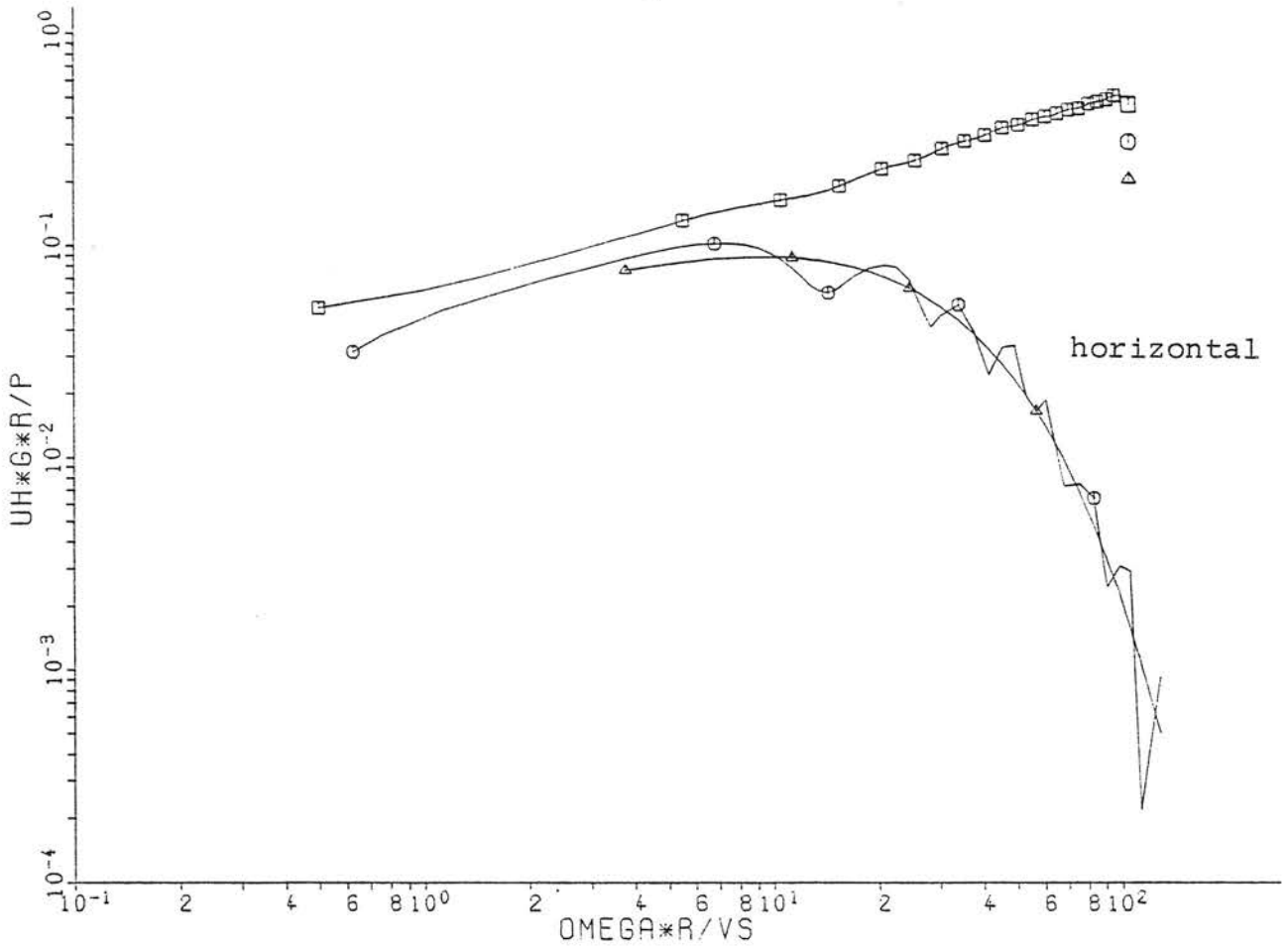


Bild 4.20 System 6 - Verschiebungsamplituden eines hysteretisch gedämpften Halbraumes in Abhängigkeit von der normierten Entfernung (○), Approximation (△) und ungedämpfter Halbraum (□)

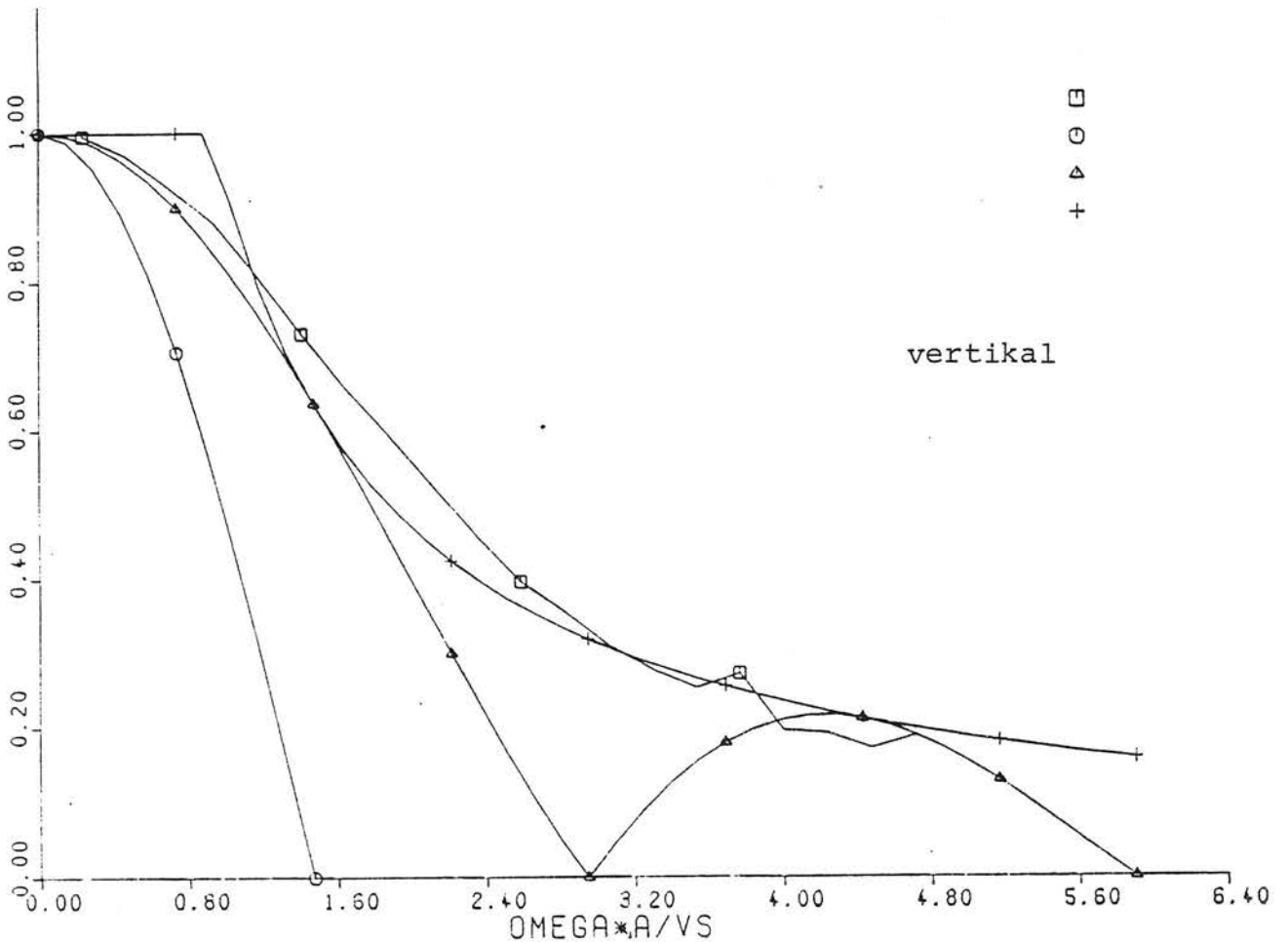
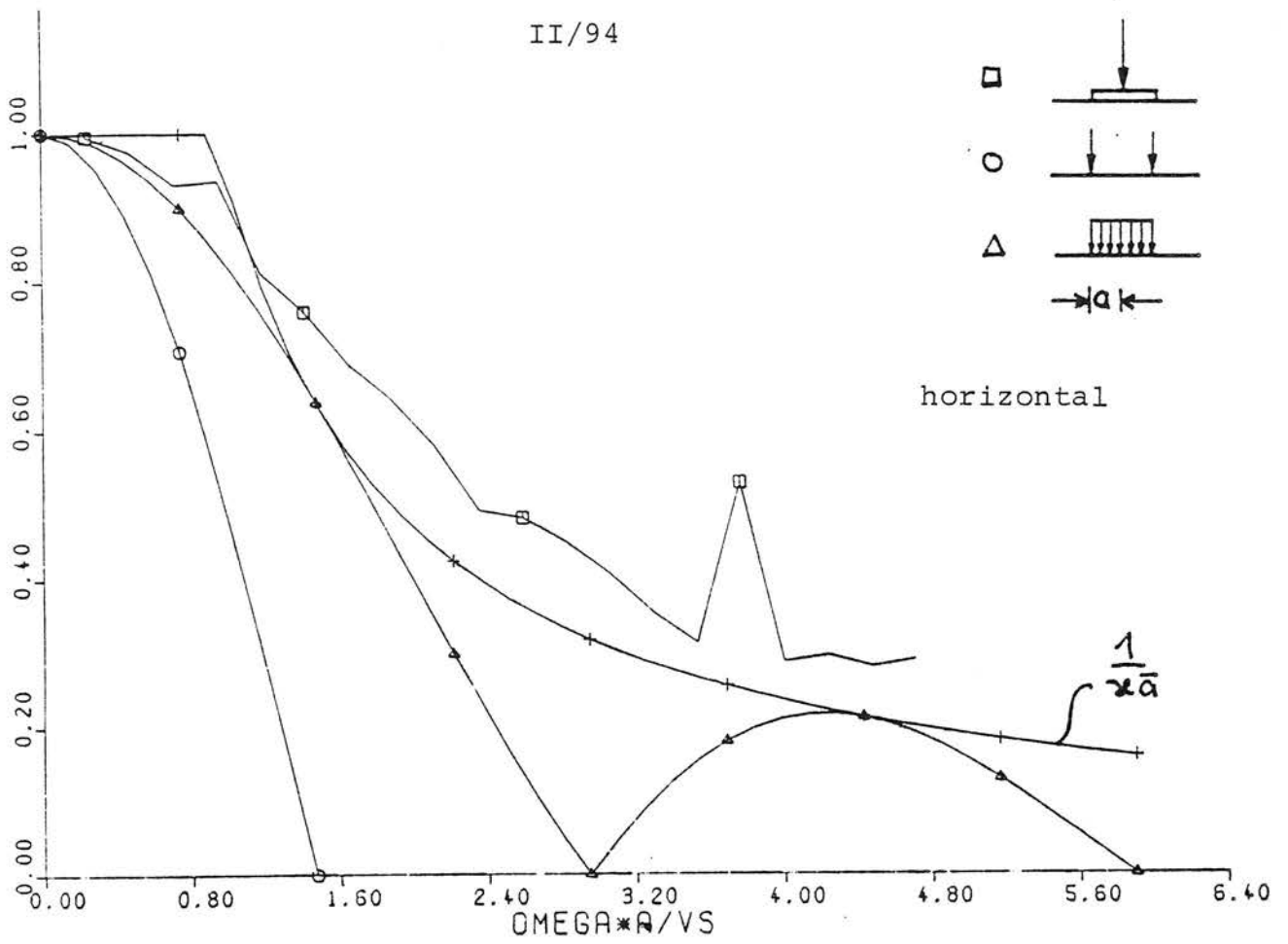


Bild 4.21 System 7 - Verschiebungsamplituden, die sich bei der Lasteinleitung über ein starres Fundament ergeben, bezogen auf die Werte bei Anregung durch eine Linienlast

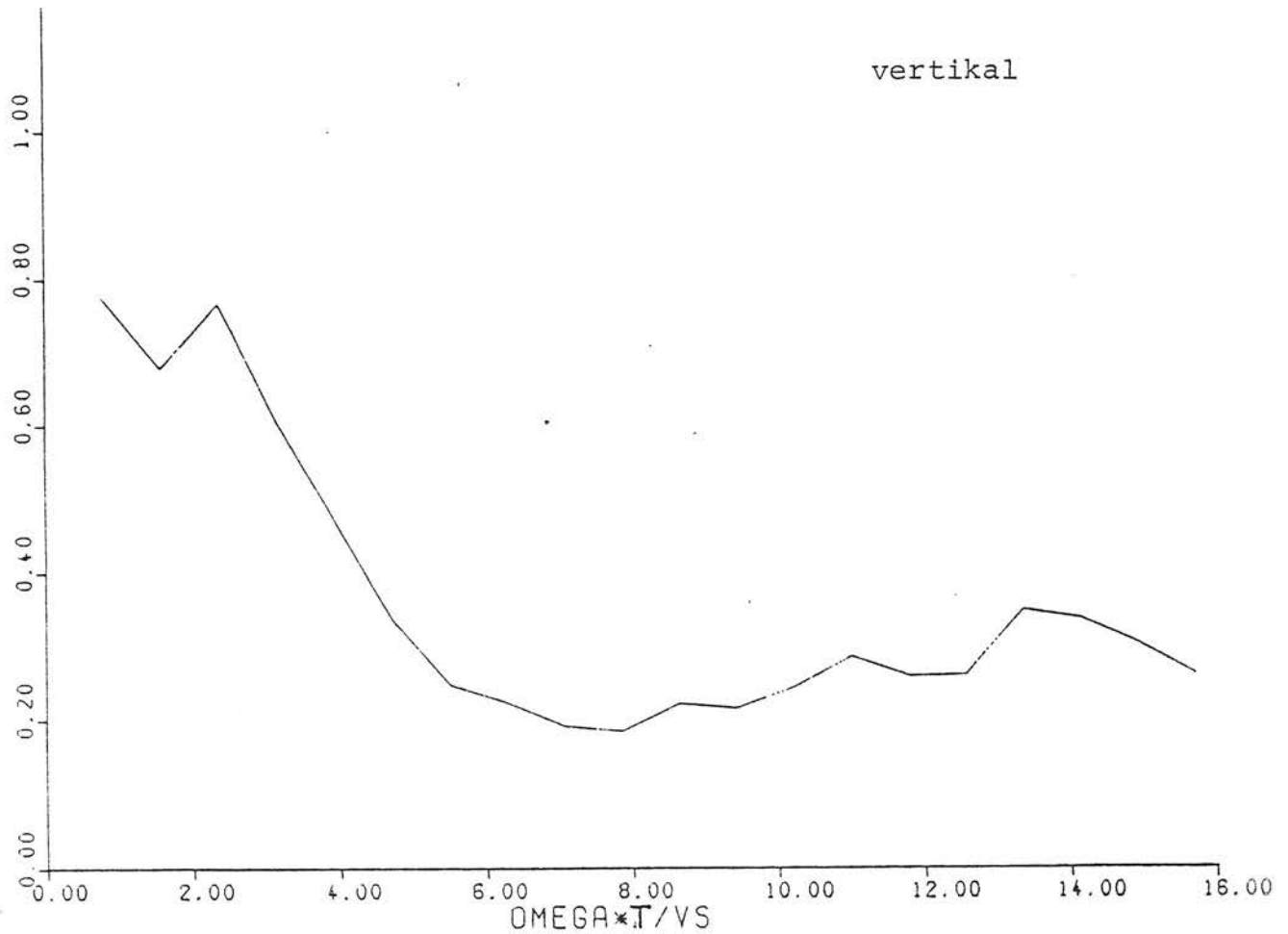
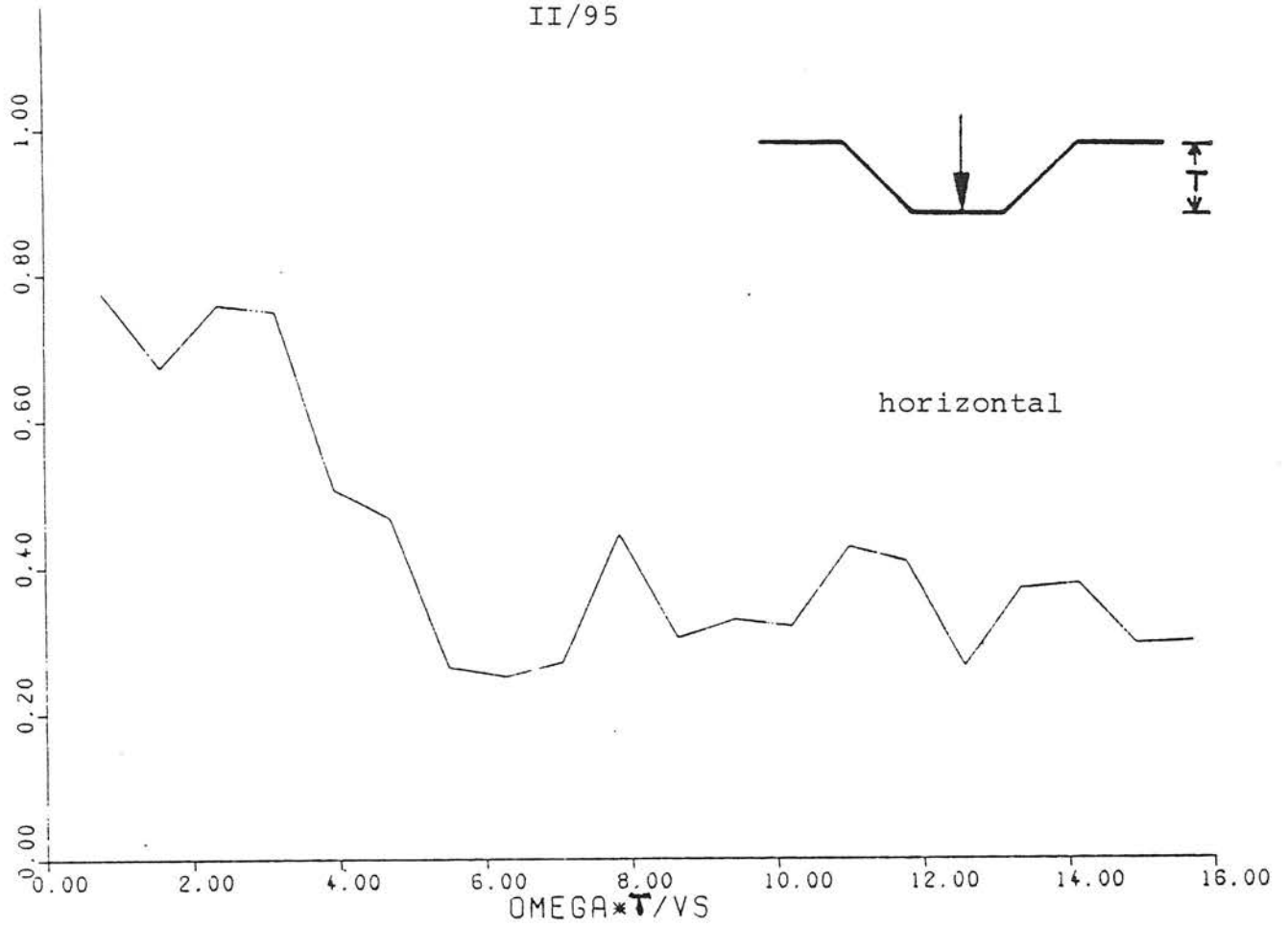


Bild 4.22 System 8 - Verschiebungsamplituden bei der Streckenführung im Einschnitt, bezogen auf die Werte bei ebenerdiger Anregung

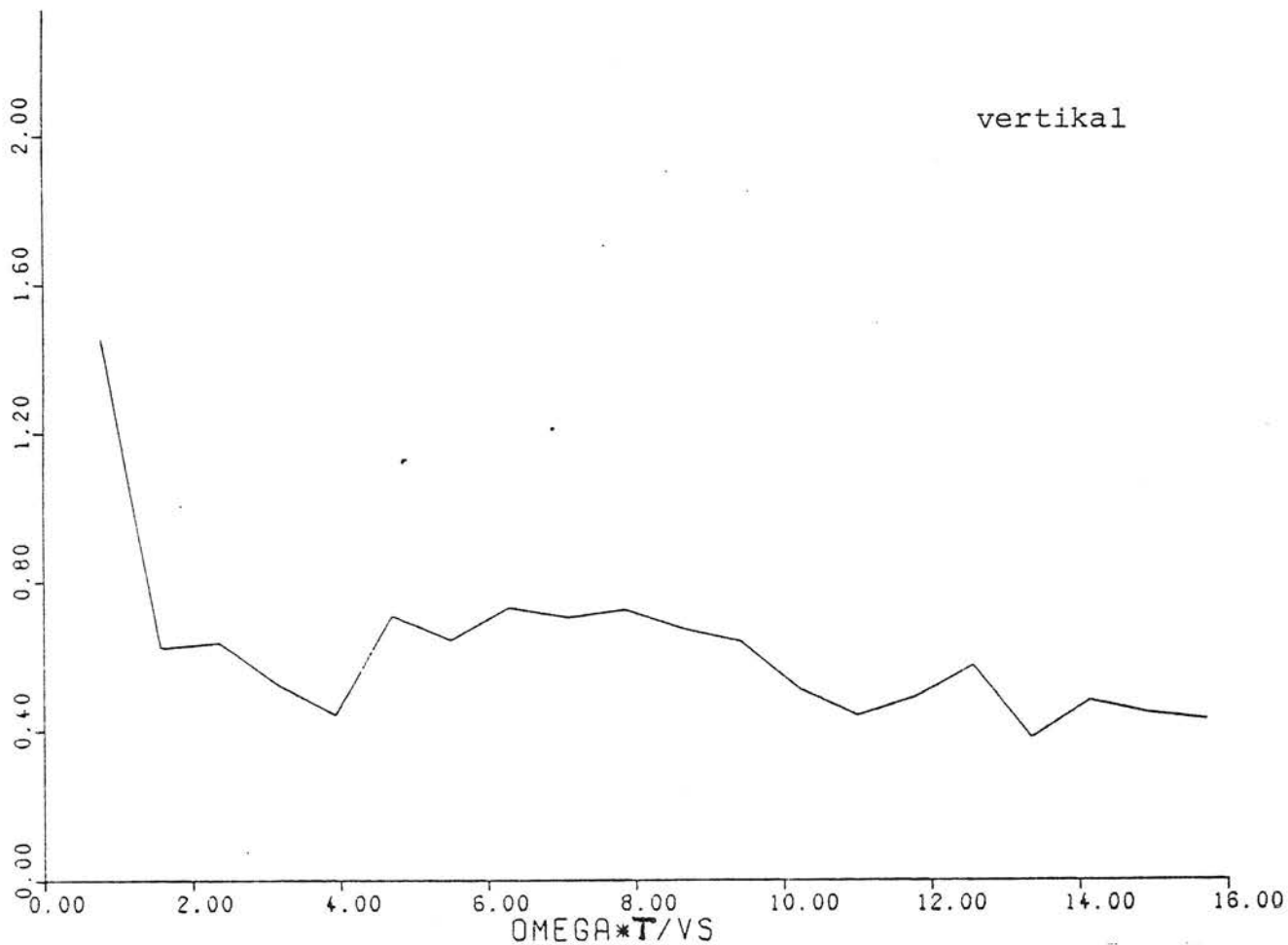
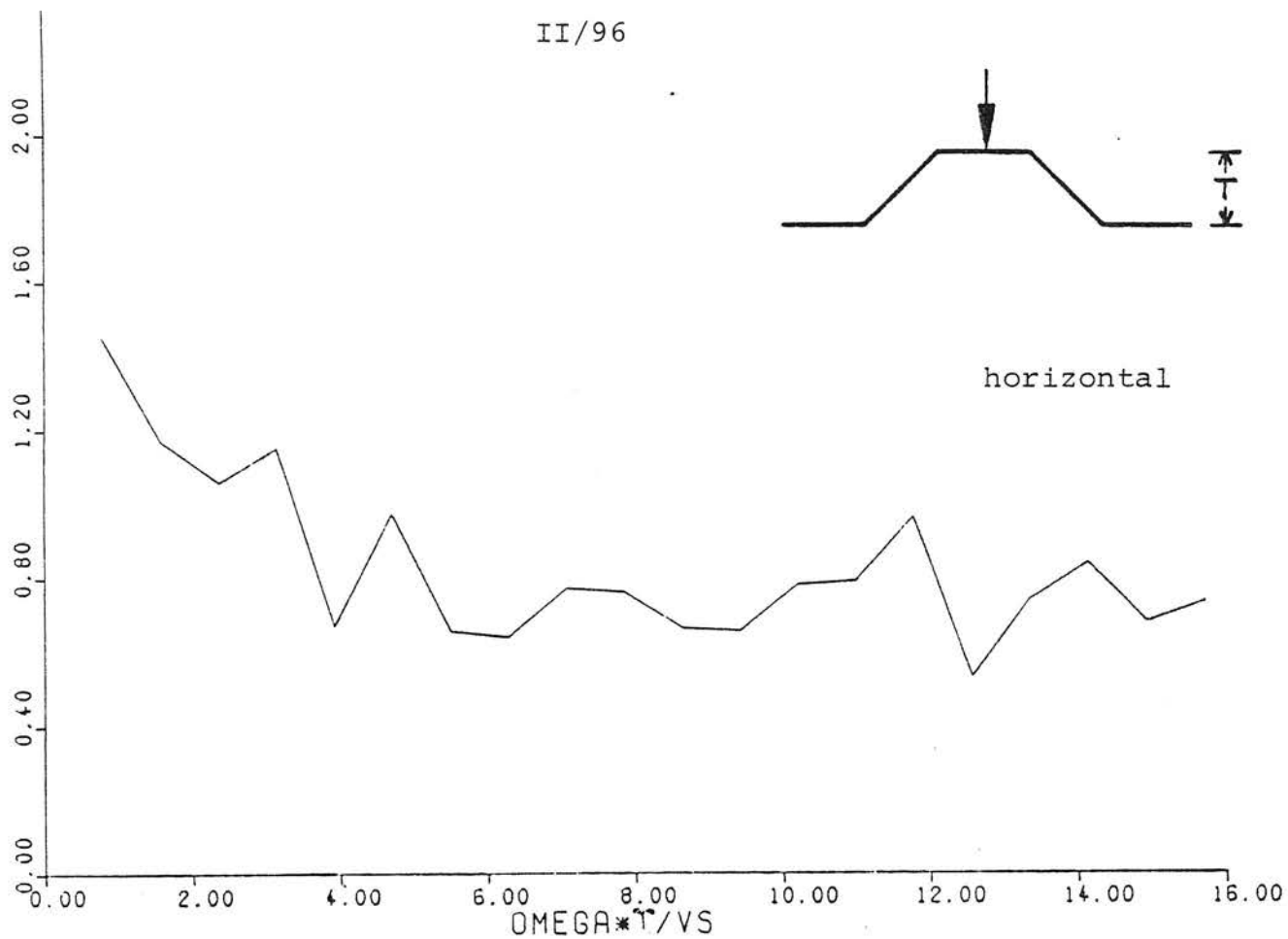


Bild 4.23 System 9 - Verschiebungsamplituden bei der Streckenführung auf einem Damm, bezogen auf die Werte bei ebenerdiger Anregung

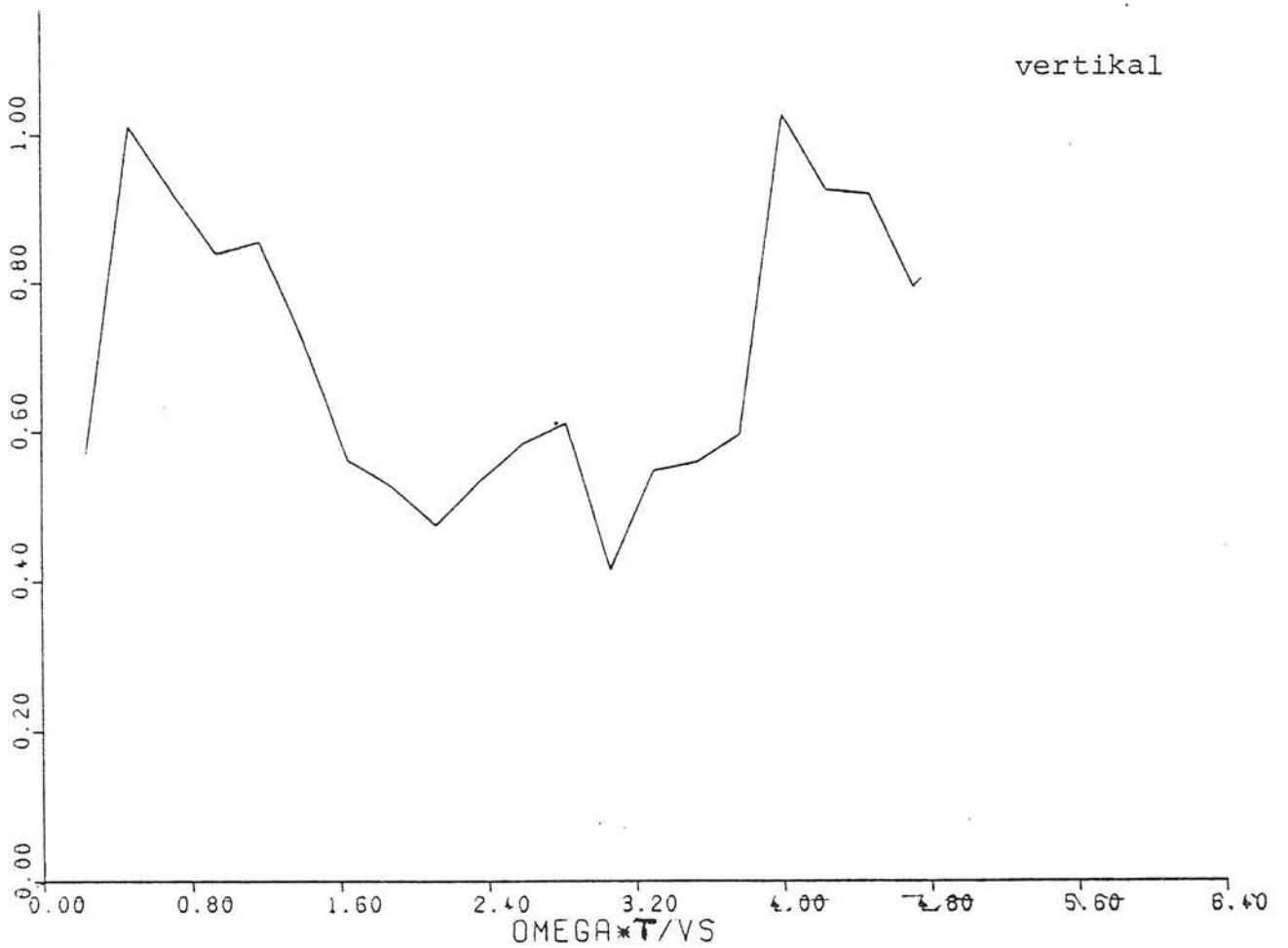
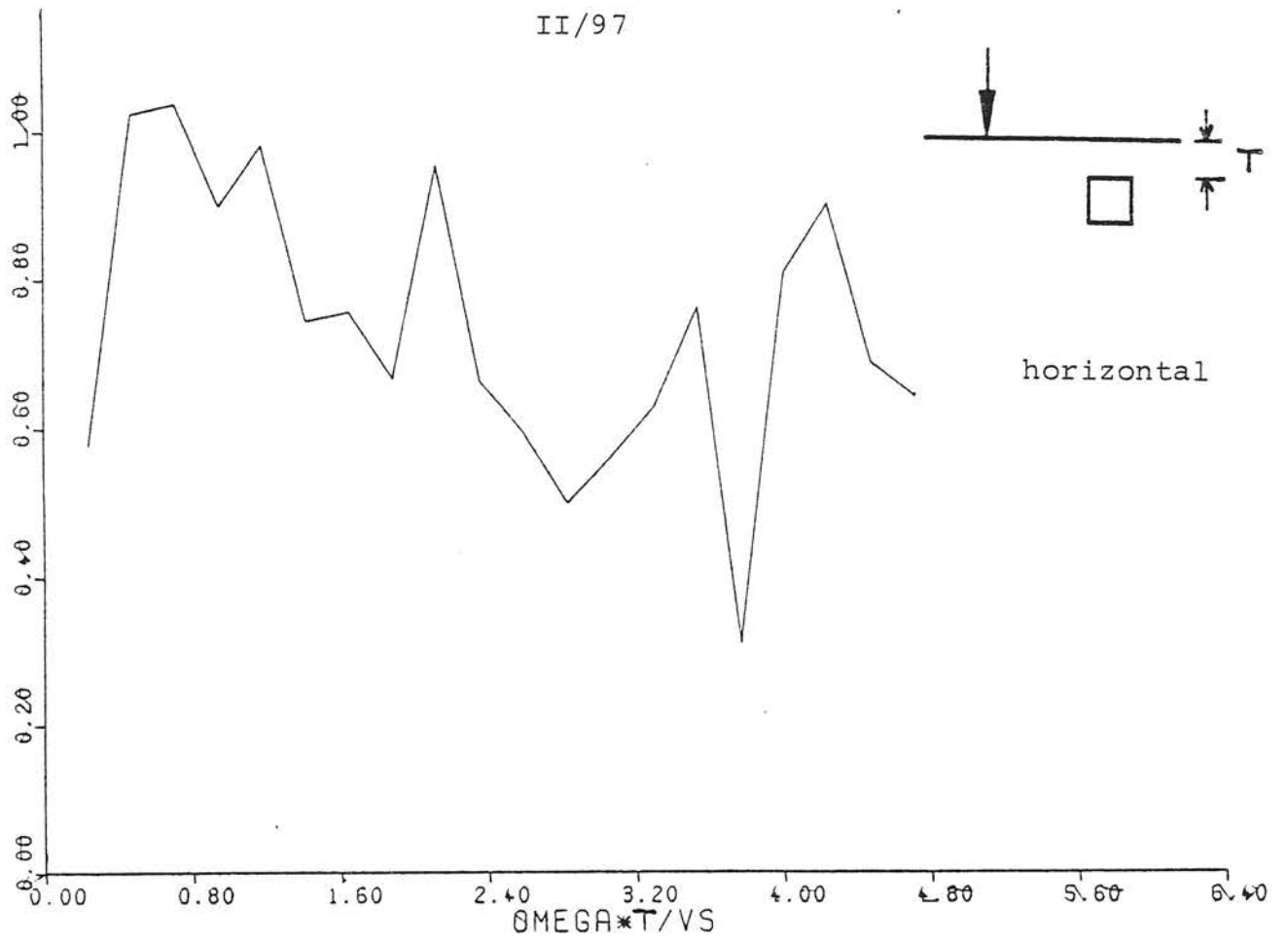


Bild 4.24 System 10 - Abweichungen der Verschiebungsamplituden bei Einbauten im Boden

5. Zusammenfassung

In diesem Forschungsvorhaben wurden die wesentlichen Einflüsse auf die Erschütterungsausbreitung bei Schienennahverkehr untersucht. Dazu wurden typische Situationen durch Finite-Element-Modelle abgebildet und berechnet. Die Ergebnisse wurden, gestützt von theoretischen Überlegungen, ausgewertet und verallgemeinert, mit dem Ziel, Hilfen für eine Erschütterungsprognose zur Verfügung zu stellen. Dabei ergaben sich folgende Aussagen:

- Die wesentlichen Zusammenhänge werden schon mit dem elementaren Modell eines homogenen elastischen Halbraumes, der durch vertikale Punkt- oder Linienlast erregt wird, erfaßt. Die entstehenden Wellenfelder sind zweidimensional, und zwar hat man bei der Punktlast ein axialsymmetrisches und bei der Linienlast ein ebenes Feld. Diese Felder stellen in einem bestimmten Sinne Näherungen für den hier interessierenden Fall, der Anregung auf einen Gleisabschnitt, dar. Die in diesen Fällen geltenden Amplitudenabnahmegesetze sind die obere und untere Grenze für die Schienenverkehrserschütterungen. In genügendem Abstand von der Erschütterungsquelle gelten besonders einfache Fernfeldgesetze

$$\bar{u} = A(v) \begin{cases} 1 & \text{eben} \\ \sqrt{\bar{r}} & \text{axialsymmetrisch.} \end{cases}$$

Dabei werden normierte Verschiebungsamplituden

$$\bar{u} = \begin{cases} \frac{uG}{P/L} & \text{eben} \\ \frac{uGr}{P} & \text{axialsymmetrisch} \end{cases}$$

und normierte Entfernungen

$$\bar{r} = \frac{\omega r}{v_s}$$

benutzt.

Die absoluten Erschütterungsamplituden sind von den Bodeneigenschaften abhängig, insbesondere von der Schubsteifigkeit G , die in die normierte Verschiebung \bar{u} eingeht, und in geringerem Maße von der Scherwellengeschwindigkeit v_s , die bei der Normierung der Entfernung benutzt wird, und von der Querkontraktionszahl ν .

- Berücksichtigt man die Materialdämpfung des Bodens, so macht sich dies insbesondere bei größeren Entfernungen und hohen Frequenzen bemerkbar. Der Einfluß wird durch den Faktor $e^{-D\bar{r}}$ im normierten Amplituden-Abstands-Gesetz beschrieben.
- Für die Erschütterungen ist die Art der Einleitung in den Boden von Bedeutung. Durch ein steifes Fundament, beim Schienenverkehr sind dies die Schwellen, wird die Last auf eine breitere Fläche verteilt. Dies führt bei höheren Frequenzen zu einer Abminderung der Erschütterungen um den Faktor $1/\bar{a}$ (für $\bar{a} > 1$), \bar{a} ist dabei die normierte halbe Fundament- bzw. Schwellenbreite

$$\bar{a} = \frac{\omega a}{v_s}$$

Das Näherungsgesetz mit Materialdämpfung und Fundamenteinfluß lautet

$$\bar{u} = \frac{1}{\bar{a}} e^{-D\bar{r}} A(\nu) \begin{cases} 1 & \text{eben} \\ \sqrt{\bar{r}} & \text{axialsymmetrisch.} \end{cases}$$

- Bei geschichteten Bodenverhältnissen lassen sich auch diese Gesetzmäßigkeiten anwenden. Dabei bestimmen die Materialwerte jeweils einer Schicht das Verhalten des Gesamtsystems in einem bestimmten Frequenzbereich. Die Grenzfrequenz, die die beiden Frequenzbereiche trennt, kann mit

$$f = v_s/2H$$

abgeschätzt werden. H ist dabei die Dicke der oberen Schicht. Im Bereich um diese Grenzfrequenz können Resonanzen auftreten, die bei großen Unterschieden in der Scherwellengeschwindigkeit, wie dies etwa bei der Schichtung Lockerboden auf Gestein der Fall ist, besonders stark ausfallen.

Der Schichtungsfall, der durch Grundwasser entsteht, ergab keine Resonanzüberhöhung und nur einen geringen Einfluß auf das Erschütterungsniveau.

- Die Erschütterungen reduzieren sich bei der Streckenführung auf einem Damm (ca. 50 %) und im Einschnitt (um bis zu 80 %). Bei längs des Gleises ausgedehnten Einbauten im Boden ergeben sich ebenfalls Abminderungen der Erschütterungen, die auf einen bestimmten Frequenzbereich begrenzt sind.

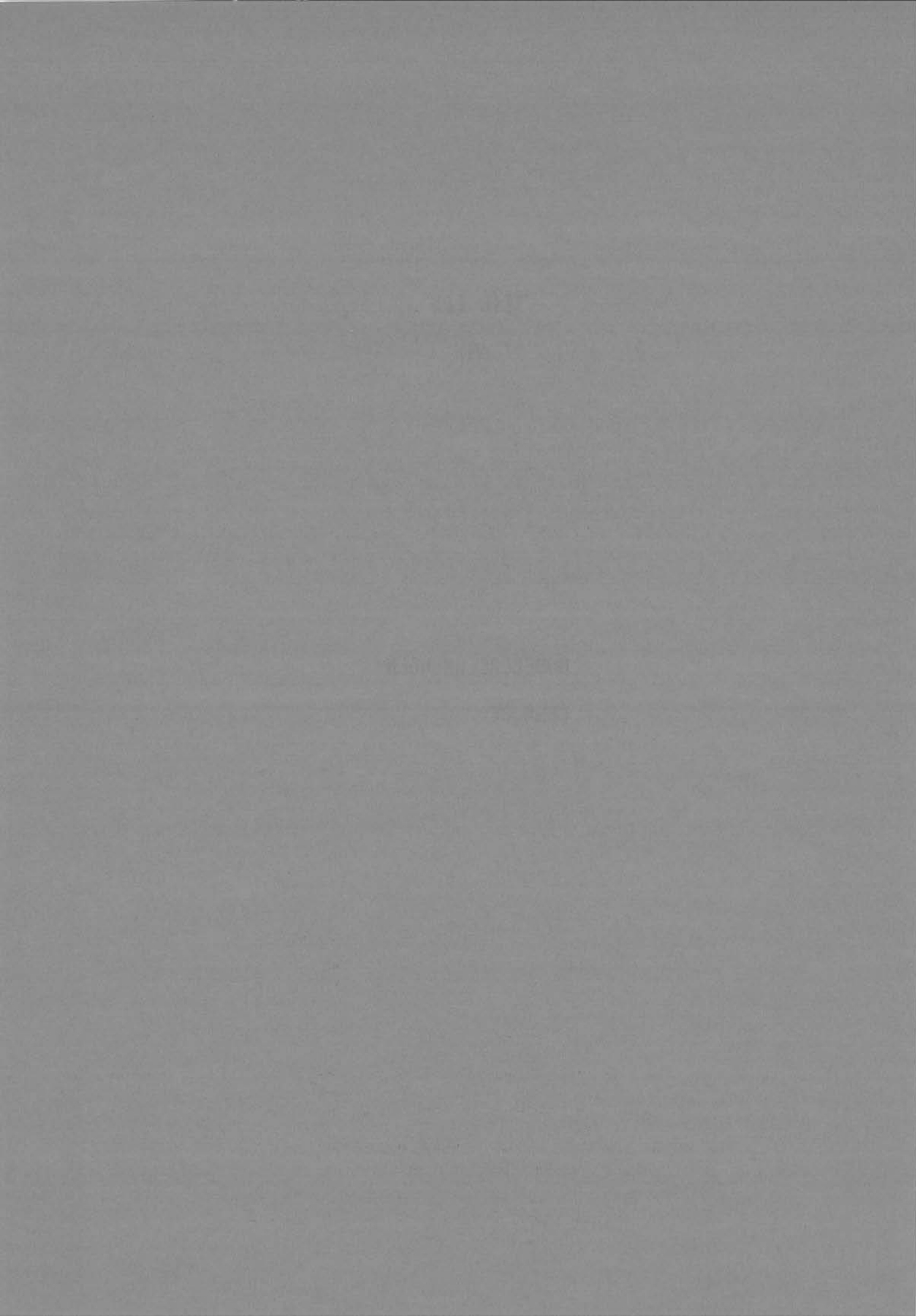
Mit den durchgeführten Rechnungen ist es gelungen, die Vielfalt der Faktoren, die vom umgebenden Boden auf die Weiterleitung der vom Schienenverkehr erzeugten Erschütterungen einwirken, zu ordnen. Die Ergebnisse können unmittelbar für eine theoretische Erschütterungsprognose benutzt werden. Im konkreten Fall sind zusätzlich Kenntnisse über den vorliegenden Bodenaufbau und über die Erregerfunktion des speziellen Verkehrsmittels notwendig.

TEIL III

(BAM)

MODELLRECHNUNGEN

GEBÄUDE



TEIL III (BAM)

MODELLRECHNUNGEN GEBÄUDE

	<u>Seite</u>
1. Einleitung	III/1
2. Berechnung komplexer Gebäudemodelle	III/3
2.1 Verwendete Rechenmethoden	III/3
2.2 Auswahl und Beschreibung der berechneten Gebäudemodelle	III/4
2.2.1 Beispiel 1 - Betonbau auf starrem Untergrund (Fels)	III/5
2.2.2 Beispiel 2 - Mauerwerksbau auf starrem Untergrund (Fels)	III/7
2.2.3 Beispiel 3 - Betonbau auf Lockerboden	III/8
2.3 Ergebnisse der Modellrechnungen	III/10
2.3.1 Beispiel 1 - Betonbau auf starrem Untergrund (Fels)	III/10
2.3.2 Beispiel 2 - Mauerwerksbau auf starrem Untergrund (Fels)	III/14
2.3.3 Beispiel 3 - Betonbau auf Lockerboden	III/16
2.3.4 Zusammenfassung der wesentlichen Ergebnisse	III/19
3. Einfluß der Gebäudekonstruktion und der Bodeneigenschaften	III/36
3.1 Einfache Modelle für das Bauwerks-, Bauteil- und das Bauwerk-Boden-Verhalten	III/36
3.1.1 Deckenschwingungen	III/36
3.1.2 Wandschwingungen	III/39
3.1.3 Fundamentschwingungen und die Bauwerk-Boden-Wechselwirkung	III/42
3.1.4 Auswirkungen der Bodennachgiebigkeit auf die Gebäudeschwingungen	III/45
3.2 Vergleich der Ergebnisse der einfachen und der komplexen Gebäudemodelle	III/47
3.2.1 Beispiel 1 - Betonbau auf starrem Untergrund (Fels)	III/47
3.2.2 Beispiel 2 - Mauerwerksbau auf starrem Untergrund (Fels)	III/48
3.2.3 Beispiel 3 - Betonbau auf Lockerboden	III/49
3.2.4 Das Schwingungsverhalten der Decken im Vergleich	III/50
3.3 Die entscheidenden Einflußparameter für das Gebäudeverhalten unter Erschütterungseinwirkung	III/52

	<u>Seite</u>
3.4 Erschütterungen bei verschiedenen Gebäudekonstruktionen und Boden- eigenschaften	III/54
3.4.1 Mauerwerksbau	III/54
3.4.2 Stockwerkszahl	III/55
3.4.3 Massiver Bau mit dicken Wänden	III/57
3.4.4 Fundamentbreite	III/57
3.4.5 Gebäude mit Plattenfundament	III/59
3.4.6 Steifigkeit des Baugrundes	III/60
4. Zusammenfassung	III/75

Häufiger vorkommende Formelzeichen

L	-	Gebäudelänge
B	-	Gebäudebreite
H	-	Gebäudehöhe
h	-	Stockwerkshöhe
l	-	Deckenspannweite
d_W, d_D	-	Wand- bzw. Deckendicke
b	-	Fundamentbreite
R	-	äquivalenter Fundamentradius
F, F_W, F_F	-	(Wand-, Fundament-) Fläche
E, E_W, E_D	-	Elastizitätsmodul (der Wand, der Decke)
G	-	Schubmodul des Bodens
ν	-	Querkontraktionszahl
ρ	-	Dichte
r	-	Dämpfungskonstante des Fundaments
c	-	Federkonstante des Fundaments
m	-	Gebäudemasse
v_R	-	Rayleighwellengeschwindigkeit des Bodens
v_S	-	Scherwellengeschwindigkeit des Bodens
v_L	-	Longitudinalwellengeschwindigkeit der Wände
f	-	Frequenz
ω	-	Kreisfrequenz
u	-	Verschiebung (-samplitude)
u_0	-	Freifeldamplitude

Literatur

- [1] W. Rücker: Auswirkungen von U-Bahn-Erschütterungen auf geplante Gebäude.
Die Bautechnik 7/1978, S. 218-226

- [2] R.D. Woods: Lumped parameter models.
Proc. Dyn. Meth. Soil Rock Mech.,
Karlsruhe, 1977, Vol. 1, S. 79-101

1. Einleitung

Das Ziel des Forschungsvorhabens ist es, Planungsgrundlagen zu schaffen, die es ermöglichen, bei der Projektierung von neuen Nahverkehrsstrecken in dicht bebauten Stadtgebieten oder von Neubauten in der Nähe von Bahnlinien die dabei auftretenden Erschütterungen zu berücksichtigen (Bild 1.1). Für eine Vorausberechnung der Erschütterungsimmersionen in Gebäuden sind zunächst Informationen über die Erschütterungsanregung bei den verschiedenen Verkehrsmitteln notwendig. Als nächstes muß der umgebende Boden, das Übertragungsmedium der Erschütterungen vom Gleis zum betroffenen Gebäude, betrachtet werden. Schließlich muß das Schwingungsverhalten des Gebäudes bei der Einwirkung von Erschütterungen untersucht werden.

Dieser Bericht befaßt sich mit dem Teilproblem des Gebäudeverhaltens. Aufgabe der Bundesanstalt für Materialprüfung war es, Modellrechnungen mit komplexen Gebäudemodellen durchzuführen. Diese Rechnungen sollen zunächst Auskunft über die Art der Gebäudeschwingungen geben. Daraus lassen sich dann die wesentlichen Einflußgrößen für die Übertragung der Erschütterungen ableiten, so daß man schließlich Möglichkeiten der Erschütterungsprognose erhalten kann.

Der Bericht gliedert sich in drei Teile. In Abschnitt 2 werden die Modellrechnungen dokumentiert. Dazu gehört die Beschreibung der Rechenmethode, die Darstellung der berechneten Gebäudemodelle und die Begründung für die spezielle Auswahl der Systeme, die Darstellung und die ausführliche Diskussion der Rechenergebnisse. Im nächsten, dem dritten Abschnitt, wird versucht, die Rechenergebnisse auszuwerten und zu verallgemeinern, so daß der Einfluß der unterschiedlichen Gebäudekonstruktionen und der Bodeneigenschaften, die das Verhalten der Fundamente bestimmen, geklärt wird. In der Zusammenfassung werden schließlich die Möglichkeiten einer Erschütterungsprognose diskutiert.

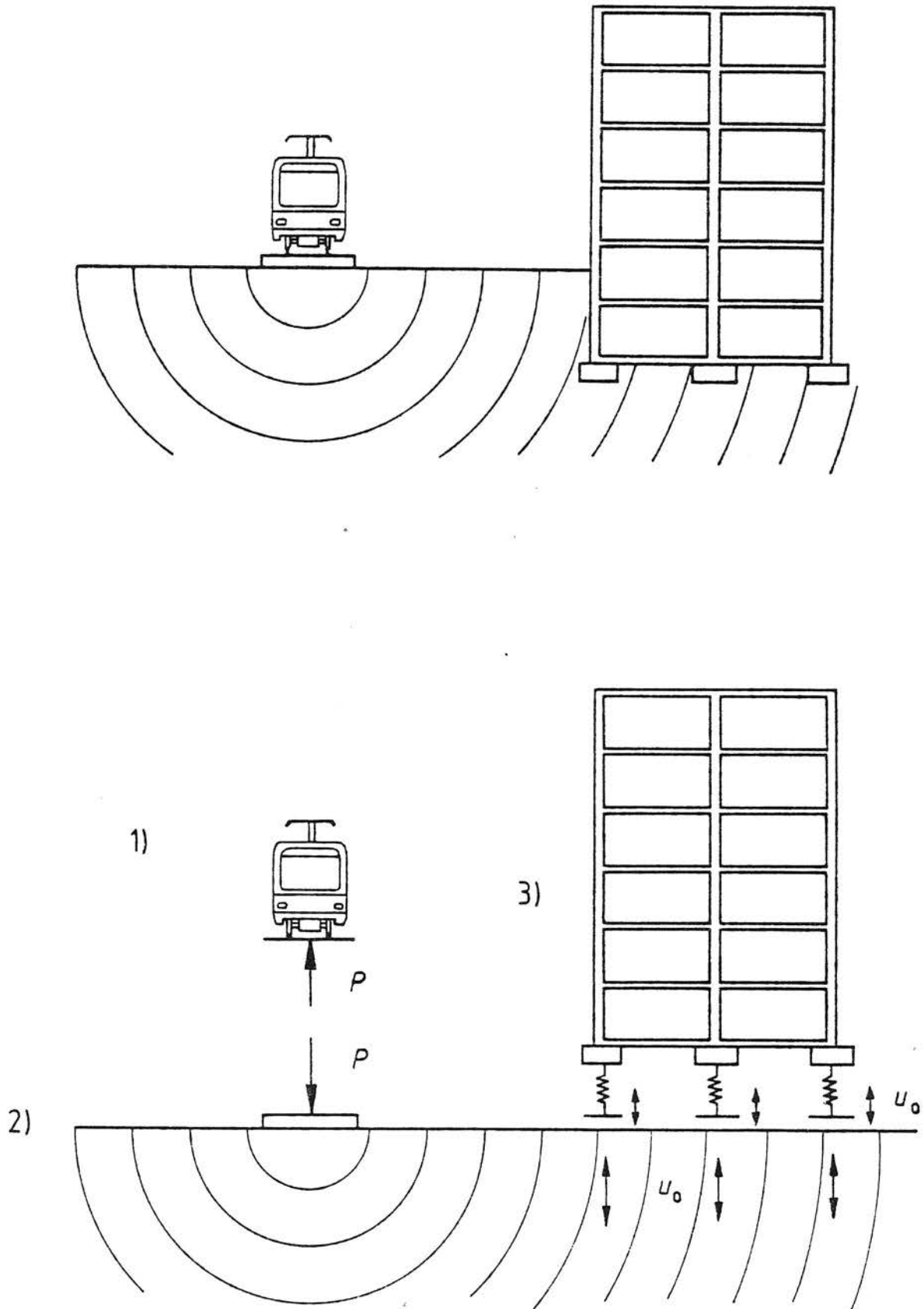


Bild 1.1 - Erschütterungen infolge Schienenverkehr,
 Gliederung in die Teilprobleme
 1) Erregung, 2) Ausbreitung durch den
 Boden und 3) Immission in Gebäuden

2. Berechnung komplexer Gebäudemodelle

2.1 Verwendete Rechenmethoden

Die Situation eines Gebäudes, das durch Verkehrserschütterungen zu Schwingungen angeregt wird, muß für die Berechnung idealisiert werden. Es wird in diesem Bericht davon ausgegangen, daß die Verkehrserschütterungen sich im Boden als ebene Wellen quer zur Bahntrasse ausbreiten. Für die Bodenschwingungen am Ort des Gebäudes bedeutet die ebene Wellenausbreitung, daß die Amplituden konstant sind und die Phase sich nur in Ausbreitungsrichtung der Wellen entsprechend der Wellengeschwindigkeit ändert.

Das Gebäude soll parallel zur Bahnlinie orientiert sein, d.h. die Wände liegen entweder parallel oder rechtwinklig zur Bahnlinie. Von diesen Wänden werden im Rechenmodell nur die parallel liegenden Wände berücksichtigt. Dadurch werden auch die Gebäudemodelle eben und diese Zweidimensionalität führt zu einigen rechentechnischen Vorteilen. Mit diesen ebenen Modellen wird das Wesentliche des Gebäudeverhaltens erfaßt. Die Schwingungen zwischen jeweils zwei der nicht berücksichtigten Querwände werden auch quantitativ annähernd richtig berechnet.

Das Gebäude wird mit Hilfe der Finiten-Element-Methode berechnet. Dabei wird das Gebäude in eine Anzahl von finiten Elementen (Stäben) zerteilt, die an den Rändern (Knotenpunkten) miteinander verbunden sind. Als Lösung erhält man die Verschiebungsamplituden der Knotenpunkte für die gewünschten Frequenzen.

Als Anregung des Gebäudes wirken die sogenannten Freifeldschwingungen des Bodens. Das sind die Schwingungen, die sich am Ort des Fundamentes einstellen würden, wenn das Gebäude nicht vorhanden wäre. Tatsächlich verändert das Gebäude jedoch das Schwingungsfeld des Bodens. Während der

Gebäudeschwingungen wirken dynamische Auflagerkräfte auf die Fundamente und führen entsprechend der Nachgiebigkeit der Fundamente zu zusätzlichen Fundament- und Bodenbewegungen. Um diese Veränderungen der Bodenschwingungen zu erfassen, muß die Freifeldschwingung als Erregung an den die Fundamentnachgiebigkeit repräsentierenden Bodenfedern eingepreßt werden. Da die Schwingungen im allgemeinen entlang der Fundamentbreite eine veränderliche Phase haben, bewirkt die Starrheit der Fundamente eine Ausmittelung dieser verschiedenphasigen Anteile. Dies wird bei den Berechnungen durch eine entsprechende Reduktion der Erregung, d.h. der Freifeldschwingungen berücksichtigt.

Weitere Einzelheiten zum Rechenverfahren finden sich in [1] .

2.2 Auswahl und Beschreibung der berechneten Gebäudemodelle

Die von Verkehrserschütterungen betroffenen Gebäude unterscheiden sich in einer Vielzahl von Parametern. Die wichtigsten sind:

- Stockwerkszahl,
- Gebäudehöhe,
- Wand- und Deckenstärken,
- Deckenspannweiten,
- Baumaterialien (Beton, Mauerwerk),
- Gründungsart (Streifenfundamente, Plattenfundament),
- Bodenkennwerte des Baugrundes.

Hinzu kommen die unbegrenzten Variationsmöglichkeiten bei der Anordnung von Stützen und Wänden. Aus dieser Vielfalt der Parameter ergibt sich schon, daß hier eine erschöpfende Parametervariation kaum möglich ist. Die durchgeführten Rechnungen wurden deshalb als Beispielrechnungen konzipiert. Anhand von speziellen Gebäudemodellen soll zunächst

die Art der Gebäudeschwingungen bei Erschütterungseinwirkung geklärt werden. Die Gebäudebeispiele lassen unter Umständen auch schon die Bedeutung bestimmter Einflußgrößen erkennen. Sind einfachere Gebäudemodelle vorhanden, die mit den Ergebnissen der komplexeren Modelle übereinstimmen, lassen sich mit ihnen die Parametereinflüsse quantifizieren.

Es wurden ein Mauerwerks- und ein Betonbau auf starrem Untergrund (Fels) und ein Betonbau auf Lockerboden berechnet. Der Gebäudetyp ist dabei jeweils gleich.

2.2.1 Beispiel 1 - Beton auf starrem Untergrund (Fels)

Es handelt sich um ein sechsgeschossiges Betonbauwerk mit drei parallel liegenden Wänden (Bild 2.1). Die Wandstärken sind einheitlich 0,25 m, die Deckenstärke ist 0,2 m. Die Abmessungen sind 18 m (Höhe) x 20 m (Länge) x 12 m (Breite). Das bedeutet zugleich, daß die Geschoßhöhe 3 m und die Deckenspannweite 6 m beträgt.

Wegen der angenommenen Starrheit des Untergrundes wird das Gebäude direkt an den Fundamenten durch die Freifeldschwingungen des Bodens angeregt. Die Anregung ist an allen drei Fundamenten gleich, insbesondere entsteht keine Phasendifferenz zwischen den Fundamenten, da sie ja durch den starren Boden miteinander verbunden sind. Diese Art der Anregung ermöglicht es, das Gebäudeverhalten allein, d.h. ohne Einfluß der Bauwerk-Boden-Wechselwirkung, zu untersuchen.

Die absolute Größe der Anregung ist hier ohne Bedeutung, da die Ergebnisgrößen, die Schwingantworten verschiedener Gebäudepunkte, jeweils auf die Anregung bezogen werden. Es interessieren lediglich die Verhältnisse der verschiedenen Anregungskomponenten untereinander. Für das Verhältnis von Horizontal- zu Vertikalanregung wurde der Wert $i = 0,67$, der

im Mittel für die Rayleighwelle des Bodens gilt, angesetzt. Er berücksichtigt auch die Phasenverschiebung von Horizontal- und Vertikalkomponente von 90° .

Der vollständige Datensatz für das Beispiel lautet:

Gebäudegeometrie:

Länge	L	=	20 m
Breite	B	=	12 m
Höhe	H	=	18 m
Geschoßanzahl	n	=	6
Geschoßhöhe	h	=	3 m
Deckenspannweite	l	=	6 m
Wandstärke	d_W	=	0,25 m
Deckenstärke	d_D	=	0,2 m
Fundamentbreite	b	=	beliebig

Wandmaterial:

Elastizitätsmodul	E_W	=	$3 \cdot 10^{10}$ N/m ²
Querkontraktionszahl	ν_W	=	0,16
Dichte	ρ_W	=	$2,5 \cdot 10^3$ kg/m ³

Deckenmaterial:

Elastizitätsmodul	E_D	=	$3 \cdot 10^{10}$ N/m ²
Querkontraktionszahl	ν_D	=	0,16
Dichte	ρ_D	=	$2,5 \cdot 10^3$ kg/m ³

Bodenmaterial:

Schubmodul	G	=	∞
Querkontraktionszahl	ν	=	beliebig (0,3)
Dichte	ρ	=	beliebig

Anregung:

am ersten Fundament, vertikal, bei 0 Hz $u_0 = 1$

Komponente Fundament	vertikal		horizontal	
	real	imaginär	real	imaginär
1	1	0	0	0,67
2	1	0	0	0,67
3	1	0	0	0,67

Diese Anregung bleibt für alle Frequenzen gleich. Es wurden die Frequenzen zwischen 0 und 100 Hz im Abstand von 5 Hz berechnet.

Modellierung:

Elementlänge, $\Delta l = 3 \text{ m}$,
 Elementanzahl $n_E = 42$,
 Knotenzahl $n_K = 33$.

Die Knoten liegen an den Deckenauflagern und in den Deckenmitten jedes Stockwerks.

2.2.2 Beispiel 2 - Mauerwerksbau auf starrem Untergrund (Fels)

Mit dem Beispiel 2 soll der Einfluß einer weniger steifen Wandkonstruktion auf das Gebäudeverhalten untersucht werden. Es wurden deshalb gegenüber Beispiel 1 nur die Materialwerte der Wände geändert. Alle übrigen Parameter stimmen mit Beispiel 1 überein.

Wandmaterial (Mauerwerk):

$E_W = 5 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$,
 $\nu_W = 0,25$,
 $\rho_W = 2,5 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3$.

2.2.3 Beispiel 3 - Betonbau auf Lockerboden

Es wird die gleiche Baukonstruktion wie im Beispiel 1 betrachtet, ein sechsgeschossiges Betonbauwerk. Dieses Gebäude wird im Beispiel 1 direkt am Fundament konstant angeregt, so daß das Übertragungsverhalten vom Fundament zu bestimmten Gebäudepunkten untersucht werden kann. Beispiel 3 behandelt die realistischere Situation, bei der das Gebäude auf einem typischen Lockerboden auf Streifenfundamenten gegründet ist. Der Vergleich der Beispiele 1 und 3 liefert dann den Einfluß des Bodens auf die Erschütterungsaufnahme durch das Gebäude und auf das Gebäudeverhalten selbst.

Die Berücksichtigung des realen Bodenverhaltens führt im einzelnen zu folgenden Änderungen:

- Die Erschütterungen breiten sich mit einer endlichen Geschwindigkeit, der Rayleighwellengeschwindigkeit v_R des Bodens aus. Die Erschütterungen erreichen die einzelnen Fundamente zu verschiedenen Zeiten. Auf die Erschütterungen einer bestimmten Frequenz übertragen, bedeutet dies eine Phasendifferenz von $\varphi = \omega l / v_R$, die außer von der Ausbreitungsgeschwindigkeit v_R noch von dem Abstand der Fundamente (das ist die Deckenspannweite l) und der Kreisfrequenz ω abhängt.
- Die Erschütterungen, die über die Fundamentbreite b verteilt angreifen, sind ebenfalls nicht phasengleich. Diese phasenverschiedenen Bewegungen werden vom Fundament, das als starr angenommen wird, nicht mitgemacht, da dazu Fundamentverformungen notwendig wären. Das Fundament reagiert nur auf den Mittelwert der phasenverschiedenen Schwingungskomponenten. Durch die Mittelung reduziert sich die resultierende Erschütterungsanregung gegenüber der Amplitude der einzelnen Anteile um den Faktor $\sin \bar{a} / \bar{a}$. Dabei ist $\bar{a} = \omega a / v_R$ und $a = b/2$ die halbe Fundamentbreite.

Die Reduktion macht sich insbesondere für breite Fundamente und hohe Frequenzen bemerkbar.

- Die Nachgiebigkeit der Fundamente auf dem Boden ermöglichen zusätzliche Fundamentbewegungen, die die Freifeld-erregung verändern. Formal wird das dadurch berücksichtigt, daß die Anregung nicht direkt auf die Fundamente, sondern indirekt über die "Bodenfedern" wirkt (siehe Bild 2.2).

Für das Beispiel 3 ergeben sich folgende Daten:

Gebäudegeometrie:

Länge	$L = 20 \text{ m}$
Breite	$B = 12 \text{ m}$
Höhe	$H = 18 \text{ m}$
Geschoßanzahl	$n = 6$
Geschoßhöhe	$h = 3 \text{ m}$
Deckenspannweite	$l = 6 \text{ m}$
Wandstärke	$d_W = 0,25 \text{ m}$
Deckenstärke	$d_D = 0,2 \text{ m}$
Fundamentbreite	$b = 1 \text{ m}$

Wand- und Deckenmaterial (Beton):

$$E_W = E_D = 3 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$$

$$\nu_W = \nu_D = 0,16$$

$$\rho_W = \rho_D = 2,5 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3$$

Bodenmaterial (Sand oder Lehm):

$$\text{Schubmodul} \quad G = 8 \cdot 10^7 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Querkontraktionszahl} \quad \nu = 0,3$$

$$\text{Dichte} \quad \rho = 2 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3$$

Die resultierenden Anregungen an den drei Fundamenten zeigt Tabelle 2.1.

Der Boden hat eine Scherwellengeschwindigkeit von $v_s = \sqrt{G/\rho} = 200$ m/s. Die Phasendifferenz der Anregung zwischen zwei Fundamenten ist bei 5 Hz bereits 54° . Bei 16,7 Hz ist erstmalig die gegenphasige Anregung erreicht, die sich dann bei 50 Hz und 83,3 Hz wiederholt. Die resultierende Erregung ist maximal um den Faktor 0,64 bei 100 Hz gegenüber der ursprünglichen Amplitude u_0 reduziert.

2.3 Ergebnisse der Modellrechnungen

Für die in 2.2 beschriebenen drei Gebäudebeispiele wurden die Schwingungen an den Deckenauflagern und den Deckenmitten für die Frequenzen zwischen 0 und 100 Hz im Abstand von 5 Hz berechnet. Die Ergebnisse werden als Frequenzgänge, das ist die jeweilige Gebäudeantwort u , bezogen auf die Erregung u_0 als Funktion der Frequenz, dargestellt. Der Bezugspunkt u_0 ist immer die vertikale Erregung (im Beispiel 3: die vertikale Erregung für die Frequenz 0 Hz). Dies wird bei der Diskussion der Ergebnisse nicht jedesmal betont. Alle Werte, die zum Teil auch nur kurz als Amplitude bezeichnet werden, sind in diesem Sinne zu verstehen. Die berechneten Übertragungsverhältnisse gelten gleichermaßen für Schwingwege, Schwinggeschwindigkeiten und Schwingbeschleunigungen. Zum besseren Vergleich werden jeweils die übereinanderliegenden Punkte aller Stockwerke zusammen abgebildet.

2.3.1 Beispiel 1 - Betonbau auf starrem Untergrund (Fels)

Die Rechenergebnisse sind in den Bildern 2.3 bis 2.5 dargestellt. Wegen der Symmetrie des Gebäudes und der Schwingungsanregung reicht die Betrachtung einer Gebäudehälfte aus.

Wandschwingungen (Bild 2.3 und 2.4)

- Die Frequenzgänge der Wände haben für tiefe Frequenzen den Wert eins. Das bedeutet, daß die Erschütterungen direkt vom Fundament übertragen werden. Das Gebäude schwingt als starrer Block mit der Erregung vertikal mit.
- Bei 15 und 20 Hz ergeben sich Abweichungen von diesem Starrkörperverhalten, die im Zusammenhang mit den Deckeneigenfrequenzen zu sehen sind.
- Mit weiter zunehmender Frequenz verändern sich die Schwingantworten der einzelnen Stockwerke. Die Amplituden nehmen von Stockwerk zu Stockwerk zu.
- Bei 45 Hz zeigen die Wände eine ausgeprägte Resonanz. Dabei erreichen die Amplituden das bis zu 30-fache der Erregung.
- Oberhalb dieser Wandresonanz gehen die Vertikalamplituden wieder zurück und nehmen Werte von im Mittel ungefähr 1 an.
- Das Gebäude schwingt oberhalb der Resonanz in den einzelnen Stockwerken sehr unterschiedlich, zum Teil sogar gegenphasig. Die größten Amplituden treten dabei immer in den obersten beiden Stockwerken auf.
- In den unteren Stockwerken treten zeitweilig Nullstellen, also Schwingungsknoten, auf. Dies ist im ersten Stock bei 50 bis 55 Hz, im zweiten bei 65 Hz und im dritten bei 85 bis 90 Hz der Fall. Der Schwingungsknoten wandert also mit steigender Frequenz im Gebäude nach oben. Der Schwingungsknoten trennt gegenphasig schwingende Gebäudeteile. Das folgt aus der zusätzlichen Auswertung des Phasenfrequenzganges (hier nicht abgebildet).

Deckenschwingungen (Bild 2.5)

- Die Decken werden durch die Wandbewegungen zu Schwingungen angeregt. Die Deckenfrequenzgänge weisen deshalb Ähnlichkeiten zu den Wandfrequenzgängen auf. Insbesondere machen die Decken auch die Wandresonanz von 45 Hz mit.

- Die Besonderheit der Decken liegt in einer zusätzlichen Resonanz zwischen 15 und 20 Hz. Die Resonanzfrequenz, die sich theoretisch für die beidseitig eingespannte Decke ergibt, ist fast genau 20 Hz. Im realen Gebäude mit verformbaren Wänden und somit nachgiebigen Deckenauflagern verschiebt sich die Deckeneigenfrequenz nach unten. Je weicher die Deckenauflager, desto tiefer rutscht die Resonanzfrequenz. Diese Tendenz zu tieferen Resonanzfrequenzen ergibt sich bei zunehmender Höhe im Gebäude. Im obersten Stockwerk ist die tiefste Resonanzfrequenz von rund 15 Hz erreicht. Die genaue Resonanzhöhe läßt sich aus der numerischen Rechnung nicht bestimmen, da die berechneten Frequenzen neben der Resonanzspitze liegen. Der maximal berechnete Wert liegt beim 10-fachen der Erregung.
- Die Deckenresonanz macht sich auch an den Deckenauflagern, den Wänden, bemerkbar. Die Auswirkungen sind bei der mittleren Wand besonders deutlich, da sie von jeweils zwei Decken beeinflusst wird. Hier erhöhen sich die Amplituden bei 15 Hz bis auf das Doppelte, da die Deckenmassen vor der Resonanz noch in Phase mit der Erregung schwingen. Nach der Resonanz bei 20 Hz reduzieren sich die Amplituden bis auf den Wert 0,15, da dann die Deckenmassen gegenphasig schwingen. Die extremen Werte 2 und 0,15 gelten für das oberste Stockwerk. Die Koppelung von Decken- und Wandschwingungen nimmt im Gebäude nach oben hin zu.
- Oberhalb der Resonanz folgt die Decke der Erregung durch die Deckenauflager, wie ein Vergleich mit den Wandschwingungen zeigt, jedoch nur in abgeminderter Form. In der Wandresonanz bei 45 Hz wird nur eine maximale Überhöhung von 17 gegenüber 30 an der Wand erreicht. Der Mittelwert oberhalb der Wandresonanz beträgt auch nur 0,5.

Horizontale Bauwerksschwingungen

Die horizontalen Bauwerksschwingungen sind über die Gebäudebreite gesehen fast vollständig gleich. Sie sind bedeutend kleiner als die vertikalen Bauwerksschwingungen. Die erste Horizontaleigenfrequenz des Gebäudes liegt unterhalb von 5 Hz. Oberhalb von 5 Hz fallen die Horizontalamplituden rasch ab. Über 30 Hz sind sie auf jeden Fall kleiner als 0,2 im Verhältnis zur Vertikalanregung.

- Im gesamten betrachteten Frequenzbereich gibt es keine Überhöhungen gegenüber der Horizontalanregung.
- Zwischen 5 und 20 Hz streuen die Amplituden stark zwischen 0,2 und 1. Das Gebäude bewegt sich in mit der Frequenz wechselnden Schwingungsformen.
- Zwischen 25 und 40 Hz sind die Verhältnisse überschaubarer. Die Amplituden nehmen im Gebäude nach oben hin kontinuierlich ab.
- Die Horizontalamplituden steigen zeitweilig noch einmal an, bei ca. 50 Hz geringfügig auf höchstens 0,2, bei 100 Hz auf bis zu 1. Der letzte Anstieg ist auf die vertikale Erschütterungskomponente zurückzuführen. Dies ergab die Berechnung des Gebäudes jeweils unter rein vertikaler und rein horizontaler Erregung, die hier nicht weiter dokumentiert sind, da sich bis auf den hier genannten Effekt die Horizontal- und Vertikalschwingungen als entkoppelt erwiesen. Der Kopplungseffekt ist auch nur beschränkt auf die Außenwände. An der Mittelwand tritt überhaupt keine Überhöhung bei 100 Hz auf.

Zusammenfassend können die Horizontalschwingungen wegen ihrer geringen Größe und des Fehlens von Resonanzüberhöhungen im dem Frequenzbereich, der für Verkehrserschütterungen relevant ist, als zweitrangig bei der Beurteilung von Erschütterungseinwirkungen angesehen werden.

2.3.2 Beispiel 2 - Mauerwerksbau auf starrem Untergrund (Fels)

Das Gebäudebeispiel 2 unterscheidet sich vom Beispiel 1 nur durch das weichere Wandmaterial. Die berechneten Frequenzgänge zeigen qualitativ große Ähnlichkeit mit denen des ersten Beispiels: In der Vertikalkomponente ergibt sich jeweils eine Decken- und eine Wandresonanz. Die Horizontalkomponente ist stark reduziert, lediglich an den Außenwänden und für hohe Frequenzen nimmt sie größere Werte an. Der Unterschied des Wandmaterials wirkt sich vor allem in den absoluten Werten aus. Die Lage der Resonanzfrequenzen verschiebt sich und die Resonanzhöhen werden beeinflusst. Bei der folgenden Auswertung der Ergebnisse werden insbesondere diese Unterschiede zum Beispiel 1 ausgeführt.

Wandschwingungen

- Die Wandresonanz verschiebt sich wegen des weicheren Materials nach unten. Sie liegt bei diesem sechsgeschossigen Mauerwerksbau bei 25 Hz. Damit rückt die Wandresonanz in unmittelbare Nähe der theoretischen Deckenresonanz von 20 Hz. Das führt zu besonders starken Wechselwirkungen zwischen Wand- und Deckenschwingungen. Eine mögliche Folge für die Wandresonanz ist die geringere Resonanzhöhe von maximal 22 gegenüber 30 in Beispiel 1, die durch die überhöht gegenphasig schwingenden Deckenmassen abgemindert sein kann. Die starke Kopplung von Wand- und Deckenschwingung schiebt die beiden Resonanzfrequenzen auseinander, so daß die Wandresonanz bei einer höheren Frequenz auftritt, als dies allein aufgrund des Steifigkeitsunterschiedes der Wand zu erwarten wäre. Das Verhältnis der Wandsteifigkeiten ist $E_2/E_1 = 0,17$, so daß zunächst ohne Berücksichtigung der stärkeren Kopplung die Wandresonanz beim Mauerwerksbau bei

$$f_2 = \sqrt{E_2/E_1} f_1 = \sqrt{0,17} \cdot 45 \text{ Hz} = 18 \text{ Hz}$$

liegen müßte.

- Es treten bei höheren Frequenzen weitere Resonanzen bzw. Überhöhungen auf, und zwar bei 55 Hz und bei 90 Hz. Die Amplituden sind aber nur bis zum 5-fachen gegenüber der Erregung erhöht. Diese Resonanzfrequenzen würden beim steiferen Betonbau erst oberhalb von 100 Hz auftreten. Die höheren Resonanzfrequenzen führen auch dazu, daß der Mittelwert für die höheren Frequenzen etwas größer ist (1,2 außen und 1,1 Mitte).
- Die beim ersten Beispiel diskutierten Schwingungsknoten treten auch hier auf. Der Schwingungsknoten entsteht mit der ersten Resonanzfrequenz und wandert mit steigender Frequenz im Gebäude aufwärts. Beim weichen Mauerwerksbau erreicht er ab 70 Hz das zweitoberste Stockwerk.
- Bei 10 Hz sind die Wandschwingungen überhöht, an der Mittelwand bis zum 8-fachen. Das ist wiederum eine Konsequenz aus der starken Decken-Wand-Kopplung.

Deckenschwingungen

- Die Deckenresonanzen liegen zwischen 10 und 15 Hz, die berechneten Überhöhungen sind kleiner als 13. Damit sind die Resonanzfrequenzen der Decken wegen der weicheren Lagerung auf den Mauerwerkswänden tiefer als beim Betonbau.
- Die Wandresonanz liegt in der Nähe der Deckenresonanz, so daß in der Deckenmitte die Wandresonanz nochmals verstärkt wird. Es kommt zu Überhöhungen bis auf das 30-fache.

Horizontale Bauwerksschwingungen

- Auch die horizontalen Eigenfrequenzen des Gebäudes verschieben sich beim weicheren Bauwerk nach unten. Dadurch werden die Horizontalamplituden auch schon früher als beim Betonbau abgemindert. Sie sind hier schon ab 15 Hz kleiner als 0,2.
- Es gibt einen leichten Wiederanstieg bei 35 Hz, jedoch nicht über 0,2 hinaus.

- Ab 65 Hz treten wieder stärkere Horizontalschwingungen an den Außenwänden auf, die durch die Vertikalanregung verursacht werden. Sie erreichen sogar bei knapp 100 Hz gegenüber der Vertikalanregung verdoppelte Amplituden.

2.3.3 Beispiel 3 - Betonbau auf Lockerboden

Am Beispiel 3 soll der Einfluß des Baugrundes auf das Gebäudeverhalten und die Erschütterungsaufnahme untersucht werden. Der weiche Boden führt zu einer grundsätzlich anderen Art der Schwingungsanregung des Gebäudes. Während für den vollkommen starren Untergrund in den bisherigen beiden Beispielen die Freifelderschütterungen des Bodens direkt als Anregung an den Gebäudefundamenten wirkt, ergibt sich die Fundamentbewegung beim verformbaren Boden erst aus der Wechselwirkung zwischen der Baugrundnachgiebigkeit und dem Gebäudeverhalten. Deshalb soll der Einfluß des Bodens zunächst am Fundament untersucht werden.

Fundamentalschwingungen (Bild 2.9)

Es sind die Amplituden der Fundamentalschwingungen im Verhältnis zur ursprünglichen Anregung dargestellt. Die Vertikalamplituden sind zwischen 5 und 10 Hz leicht erhöht. Es handelt sich hier um die vertikale Bauwerk-Boden-Resonanz, die sich aufgrund der abgefederten Lagerung der Gebäudemasse ergibt. Oberhalb der Resonanz nehmen die Amplituden rasch ab, so wie das auch beim Ein-Massen-Modell des Gebäudes zu erwarten wäre. Bei 40 Hz tritt eine Nullstelle auf. Oberhalb von 40 Hz nehmen die Amplituden nicht weiter ab, es gibt eher eine leichte Tendenz zu höheren Werten. Im Mittel werden Werte von 0,3 zwischen 50 und 100 Hz erreicht. Die vertikalen Freifelderschütterungen werden also durch das Gebäude im wesentlichen reduziert.

Vergleicht man die einzelnen Fundamente untereinander, so stellt man teilweise recht erhebliche Abweichungen fest. Diese Abweichungen unterliegen keiner bestimmten Gesetzmäßigkeit. Insbesondere fällt auf, daß die beiden äußeren Fundamente sich unterschiedlich verhalten, obwohl das Gebäude symmetrisch ist und die Anregungsamplituden gleich sind. Lediglich die Phase der Anregung ist wegen der Laufzeit der Wellen im Boden unterschiedlich. Die Unterschiede müssen demnach durch die Kopplung der einzelnen Wände über die Stockwerksdecken zustandekommen.

Die horizontalen Schwingungen der drei Fundamente stimmen bis ca. 50 Hz überein. Die Amplituden sind stark schwankend, insbesondere bei 30 Hz tritt eine Spitze von 0,6 auf. Es gibt eine grobe Tendenz von 0,3 auf 0,15 zwischen 15 und 100 Hz. Die Horizontalanregung ist also gegenüber der horizontalen Anregung von $0,67 \cdot u_0$ auf die Hälfte bis ein Viertel reduziert.

Wandschwingungen (Bild 2.10 bis 2.12)

Die Wände machen die Vertikalbewegungen der jeweiligen Fundamente im wesentlichen mit. Bis 40 Hz ergibt sich zunehmend eine Überhöhung der Amplituden mit steigender Stockwerkszahl. Dies führt dazu, daß sich die Nullstelle der Fundamentamplituden bei 40 Hz kaum bemerkbar macht. Andererseits ist die Resonanzüberhöhung des Gebäudes bei 45 Hz (Wandresonanz vgl. Beispiel 1) völlig verschwunden. Der nachgiebige Boden verhindert also die Wandresonanz. Oberhalb von 50 Hz unterliegen die Amplitudenverteilungen der Wände den schon in Abschnitt 2.3.1 beschriebenen Gesetzmäßigkeiten. Die Amplituden sind im Mittel konstant bei etwa 0,17.

Deckenschwingungen (Bild 2.13 und 2.14)

Die Decken folgen im wesentlichen auch den Fundament- und

Wandbewegungen. Allerdings verstärkt sich zwischen 15 und 30 Hz das asymmetrische Bauwerksverhalten. So folgt bei den hinteren Decken (Bild 2.14) einer Schwingungstilgung bei 20 Hz eine Spitze bei 25 Hz, während die Amplituden der vorderen Decken (Bild 2.13) in diesem Bereich annähernd konstant sind. Für die höheren Frequenzen ab 50 Hz sind die Deckenschwingungen noch weiter auf einen mittleren Wert von 0,1 reduziert, so daß sich eine fortlaufende Amplitudenabnahme vom Fundament über die Wände zur Deckenmitte ergibt.

Das wesentliche Ergebnis für die Deckenschwingungen ist die Tatsache, daß keine Deckenresonanz bei der Gründung auf dem Lockerboden auftritt. Die Deckenresonanzen wären zwischen 15 und 20 Hz zu erwarten. Betrachtet man in diesem Frequenzbereich die Erregung, so erkennt man den Grund für das Verschwinden der Deckenresonanzen. Die Erregung ist in diesem Frequenzbereich nämlich annähernd gegenphasig für jeweils zwei benachbarte Fundamente. Damit ist aber auch die Anregung an den beiden Deckenauflagern jeweils annähernd gegenphasig. Schwingen die beiden Deckenaufleger gegenphasig, dann wird gerade die für die Resonanz verantwortliche Eigenschwingungsform nicht angeregt. In der Deckenmitte bleiben die Amplituden im Extremfall null.

Die Unterdrückung der Deckenresonanz durch bestimmte Bodeneigenschaften kann nicht verallgemeinert werden. Es handelt sich hier um ein zufällig aufgetretenes Phänomen. Bei anderen Bodenkennwerten oder anderen Deckenspannweiten können wieder günstigere Anregungsbedingungen für die Deckenresonanz vorliegen.

Horizontale Bauwerksschwingungen

Die horizontalen Bauwerksschwingungen waren schon im Beispiel 1 bei starrem Untergrund stark abgemindert. Diese

Reduktion wird durch den verformbaren Boden noch verstärkt. Im wesentlichen bewegen sich nur noch die Fundamente (Bild 2.10 bis 2.12).

2.3.4 Zusammenfassung der wesentlichen Ergebnisse

Für die Beurteilung der Erschütterungen in Gebäuden sind die Vertikalschwingungen entscheidend. Die Horizontalamplituden werden schon ab 5 Hz stark reduziert, so daß sie deutlich kleiner als die Vertikalamplituden sind. Das liegt an der sehr tief liegenden Horizontaleigenfrequenz des Gebäudes. Oberhalb dieser Eigenfrequenz werden die horizontalen Erschütterungen im wesentlichen durch Verformungen der untersten Stockwerke aufgefangen, ohne daß man im oberen Teil des Gebäudes etwas davon merkt.

In vertikaler Richtung ist das Gebäude bedeutend steifer. Die erste vertikale Eigenfrequenz liegt bei den berechneten Beispielen je nach Baumaterial bei 25 oder 45 Hz. Unterhalb dieser Wandeigenfrequenz werden die Vertikalererschütterungen annähernd direkt vom Fundament in die einzelnen Stockwerke übertragen. Dieses einfache Schwingungsverhalten ändert sich mit der Wandeigenfrequenz. Die einzelnen Stockwerke schwingen teilweise gegenphasig, und es bilden sich Schwingungsknoten aus. In der Eigenfrequenz selbst bildet sich unter der Annahme eines starren Untergrundes eine starke Resonanz aus. Eine weitere Resonanz tritt bei den Decken auf, deren Eigenfrequenzen in den Beispielen um 15 Hz liegen. Für die Beurteilung der Resonanzen ist allerdings das reale Untergrundverhalten wichtig.

Bei der Berechnung des Gebäudes auf einem typischen Lockerboden trat keine der beiden Resonanzen auf. Die Tilgung der Wandresonanz scheint ein grundsätzliches Phänomen zu sein. Hier trifft die Resonanzfrequenz der Wand auf eine

Tilgungsfrequenz des Fundamentes. Dagegen ist das Ausbleiben der Deckenresonanz ein zufälliger Effekt. Hier führt eine günstige Konstellation von Deckeneigenfrequenz, Fundamentabstand und Ausbreitungsgeschwindigkeit im Boden gerade zur gegenphasigen Anregung in der Deckeneigenfrequenz, die eine Resonanzüberhöhung verhindert.

Die Nachgiebigkeit der Fundamente auf dem Lockerboden führt zu einer weiteren Eigenfrequenz, die im Beispiel zwischen 5 und 10 Hz liegt. Oberhalb dieser Bauwerk-Boden-Eigenfrequenz werden die Erschütterungen zum Teil von der Fundamentnachgiebigkeit aufgefangen. Im Gebäude kommen deshalb nur reduzierte Erschütterungen an. Die Erschütterungsreduktion bleibt oberhalb von 50 Hz konstant bei etwa 0,17. Dieser Wert wird von den einzelnen Stockwerken über- oder unterschritten, je nach Ausbildung von Schwingungsmaxima und Schwingungsknoten. In den Deckenmitten sind die Amplituden nochmals reduziert auf 0,1, da die Decken oberhalb ihrer ersten Eigenfrequenz angeregt werden.

TABELLE 2.1 - ANREGUNG FÜR BEISPIEL 3

KOMPONENTE		VERTIKAL		HORIZONTAL	
FUNDAMENT		REAL	IMAGINAR	REAL	IMAGINAR
5 HZ	1	0.99897	0.0	0.0	0.66631
	2	0.58719	-0.30819	0.59986	0.39165
	3	-0.30870	-0.95008	0.60370	-0.20590
10 HZ	1	0.99589	0.0	0.0	0.66426
	2	-0.30775	-0.94715	0.60175	-0.20527
	3	-0.80569	0.58537	-0.39044	-0.53740
15 HZ	1	0.99077	0.0	0.0	0.66085
	2	-0.94228	-0.30617	0.20421	-0.62850
	3	0.80155	0.58236	-0.38844	0.53464
20 HZ	1	0.98363	0.0	0.0	0.65608
	2	-0.79577	0.57816	-0.38564	-0.53078
	3	0.30396	-0.93549	0.62397	0.20274
25 HZ	1	0.97450	0.0	0.0	0.64999
	2	0.0	0.97450	-0.64999	0.0
	3	-0.97450	0.0	0.0	-0.64999
30 HZ	1	0.96340	0.0	0.0	0.64259
	2	0.77941	0.56627	-0.37770	0.51986
	3	0.29771	0.91625	-0.61114	0.19857
35 HZ	1	0.95038	0.0	0.0	0.63390
	2	0.90386	-0.29368	0.19589	0.60288
	3	0.76887	-0.55862	0.37260	0.51284
40 HZ	1	0.93549	0.0	0.0	0.62397
	2	0.28908	-0.88970	0.59343	0.19282
	3	-0.75683	-0.54987	0.36676	-0.50480
45 HZ	1	0.91878	0.0	0.0	0.61283
	2	-0.54005	-0.74331	0.49579	-0.36021
	3	-0.28392	0.87381	-0.58283	-0.18937
50 HZ	1	0.90032	0.0	0.0	0.60051
	2	-0.90032	0.0	0.0	-0.60051
	3	0.90032	0.0	0.0	0.60051
55 HZ	1	0.88016	0.0	0.0	0.58707
	2	-0.51735	-0.71207	-0.47495	-0.34507
	3	-0.27199	-0.83708	0.55834	-0.18141
60 HZ	1	0.85839	0.0	0.0	0.57255
	2	0.26526	0.81638	-0.54453	0.17693
	3	-0.69446	0.50455	-0.33654	-0.46320
65 HZ	1	0.83509	0.0	0.0	0.55700
	2	0.79422	0.25806	-0.17212	0.52974
	3	0.67560	0.49085	-0.32740	0.45063
70 HZ	1	0.81033	0.0	0.0	0.54049
	2	0.65557	-0.47630	0.31769	0.43727
	3	0.25041	-0.77067	0.51404	0.16702
75 HZ	1	0.78421	0.0	0.0	0.52307
	2	0.0	-0.78421	0.52307	0.0
	3	-0.78421	0.0	0.0	-0.52307
80 HZ	1	0.75683	0.0	0.0	0.50480
	2	-0.61229	-0.44485	0.29672	-0.40839
	3	0.23387	0.71978	-0.48010	0.15599
85 HZ	1	0.72827	0.0	0.0	0.48576
	2	-0.69263	0.22505	-0.15011	-0.46198
	3	0.58918	-0.42807	0.29552	0.39299
90 HZ	1	0.69865	0.0	0.0	0.46600
	2	-0.21589	0.66445	-0.44319	-0.14400
	3	-0.56522	-0.41065	0.27391	-0.37700
95 HZ	1	0.66806	0.0	0.0	0.44560
	2	0.39268	0.54047	-0.36049	0.26191
	3	-0.20644	0.60535	-0.42379	-0.13770
100 HZ	1	0.63861	0.0	0.0	0.42460
	2	0.63642	0.0	0.0	0.42460
	3	0.63662	0.0	0.0	0.42460

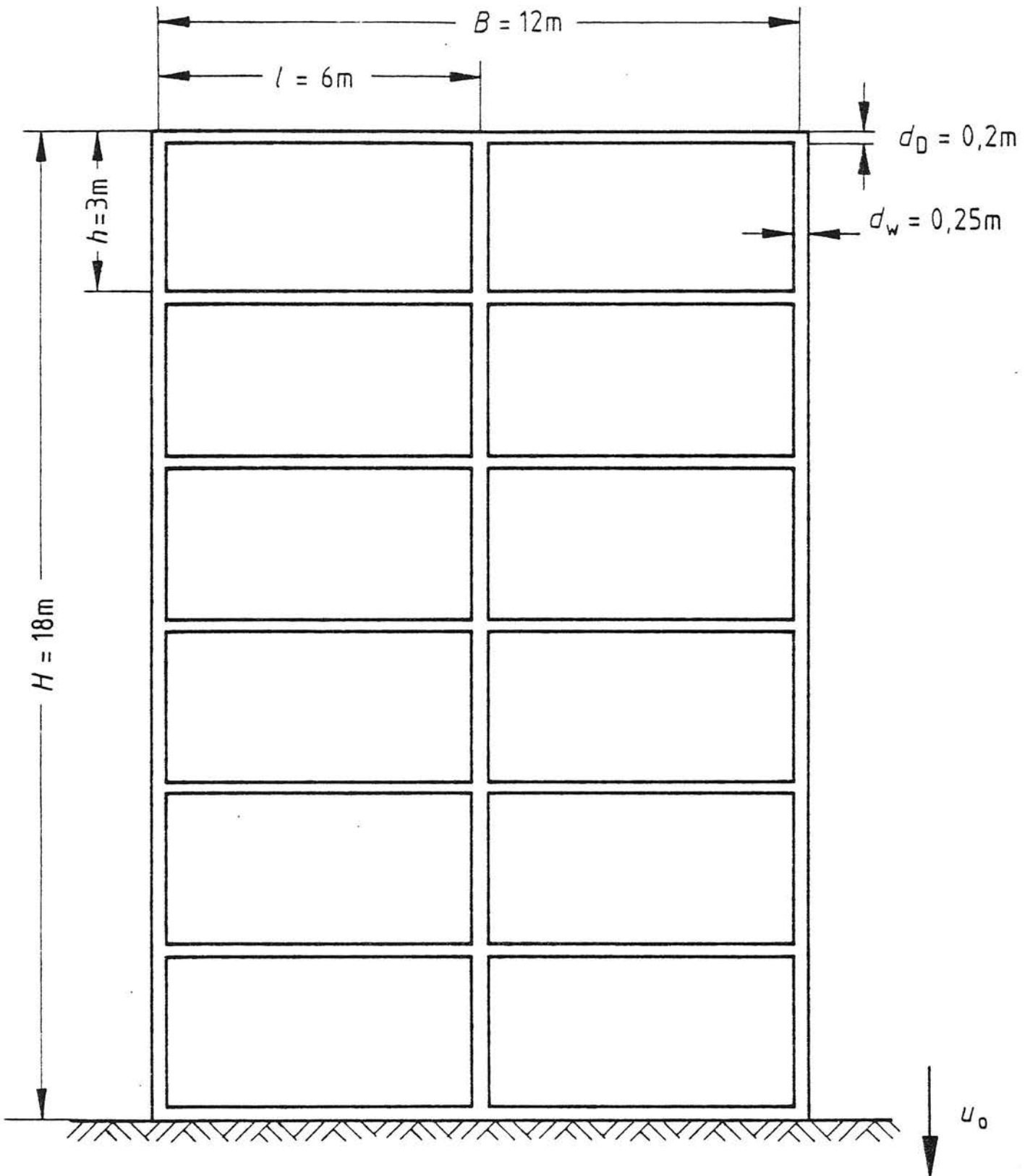


Bild 2.1 - Beispiel 1 und 2:
Gebäude auf starrem Untergrund (Fels)

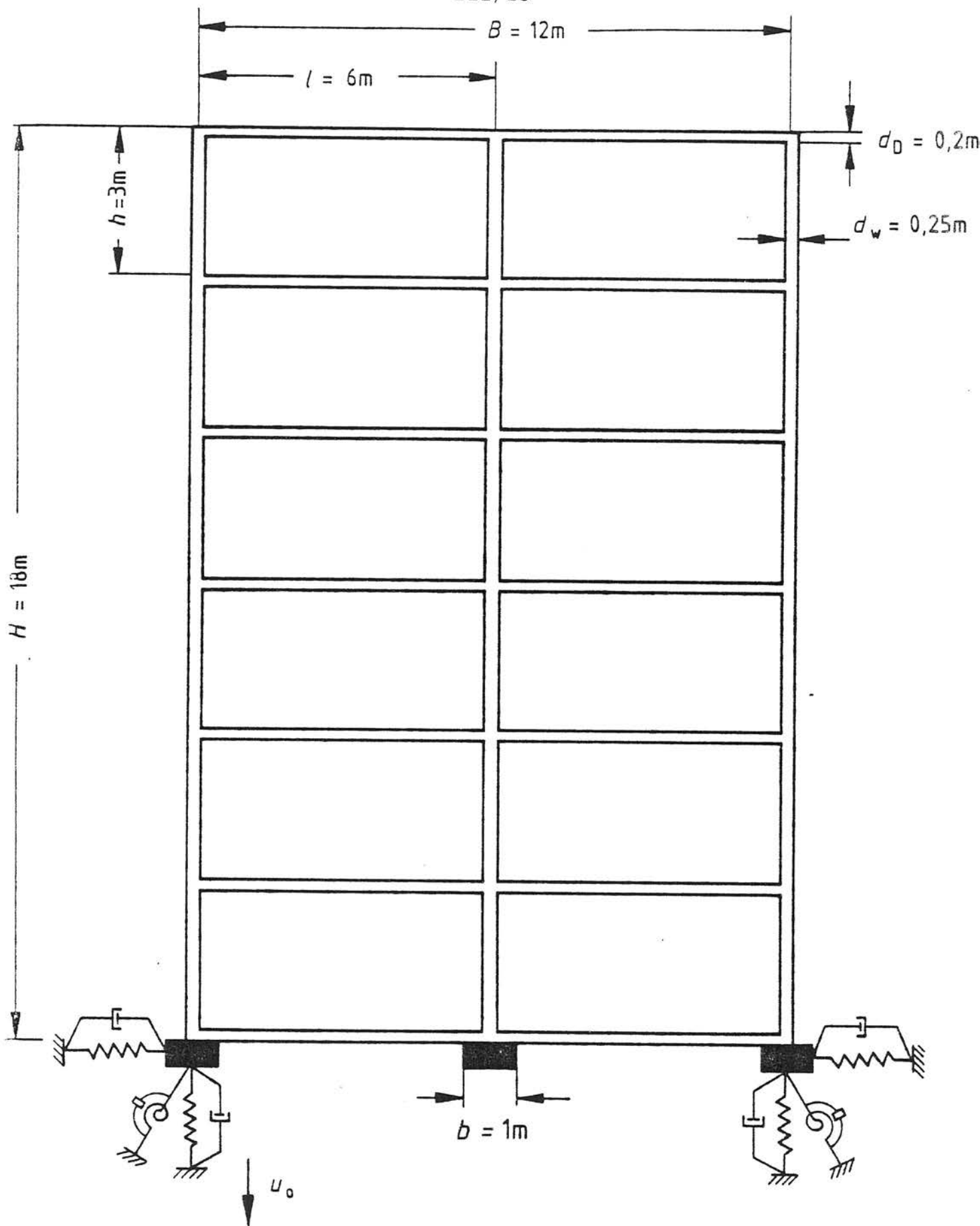


Bild 2.2 - Beispiel 3:
Gebäude auf Lockerboden

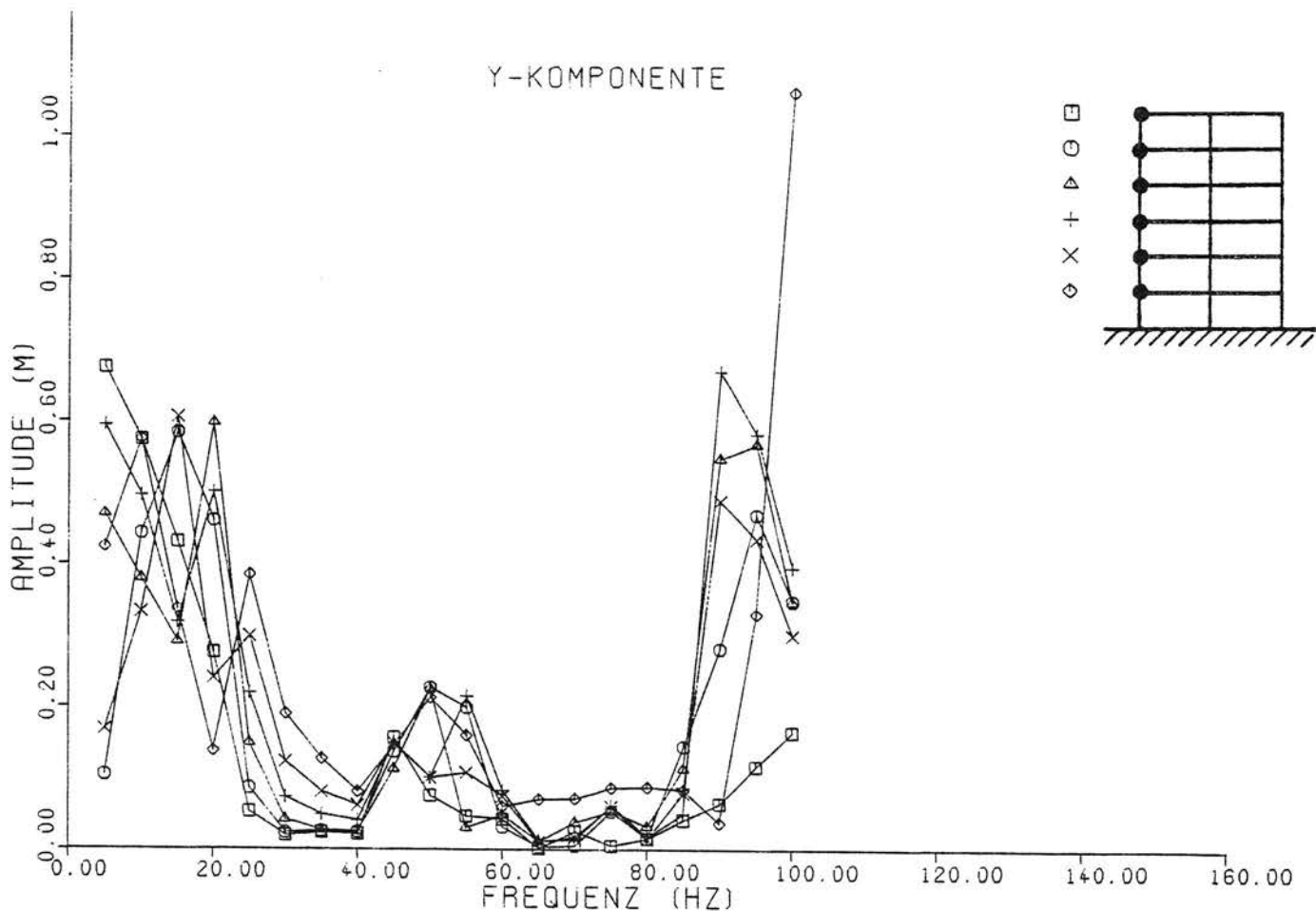
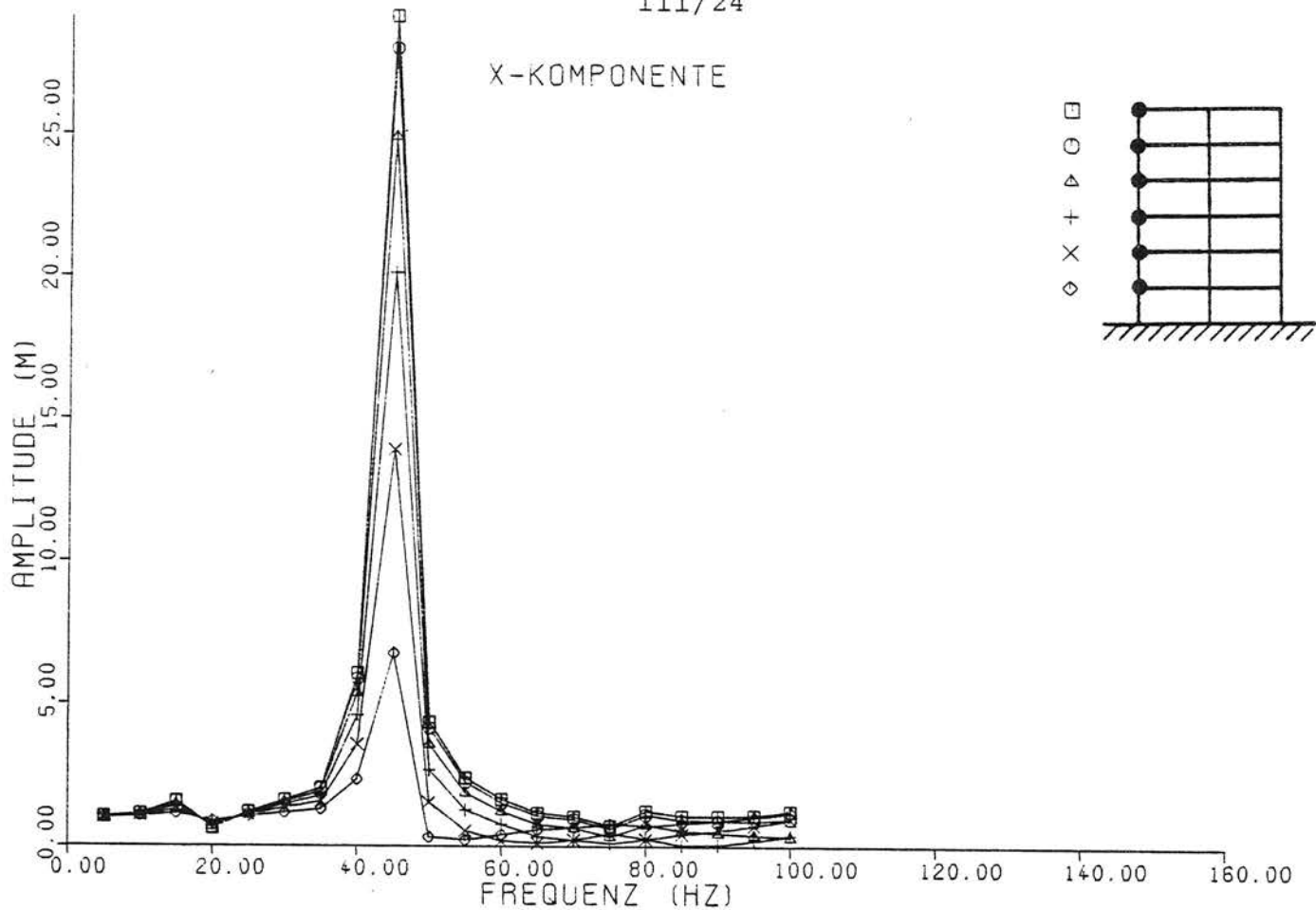


Bild 2.3 - Beispiel 1:
 Betonbau auf starrem Untergrund;
 auf die Anregung bezogene Schwingungsamplituden,
 oben vertikal, unten horizontal

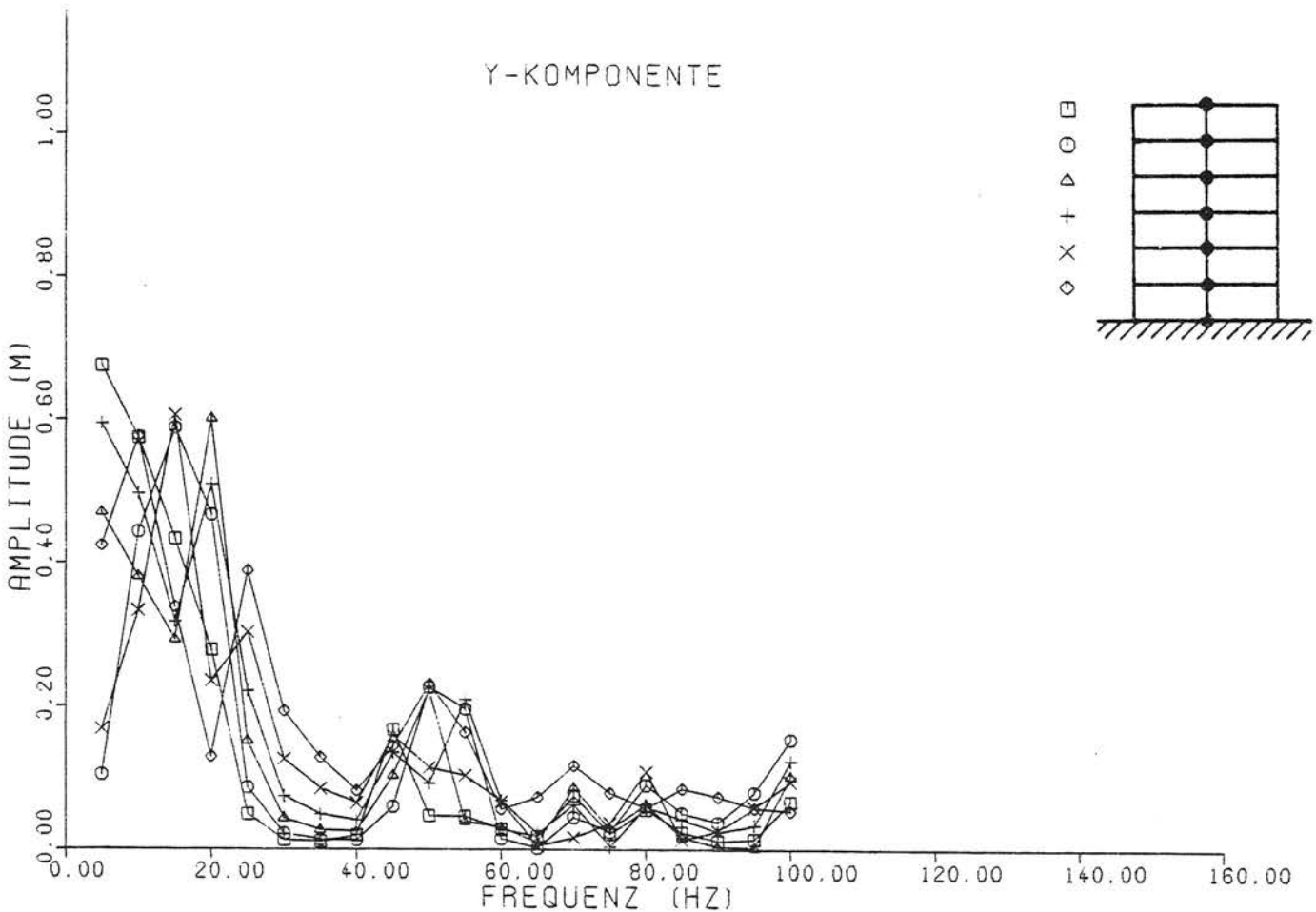
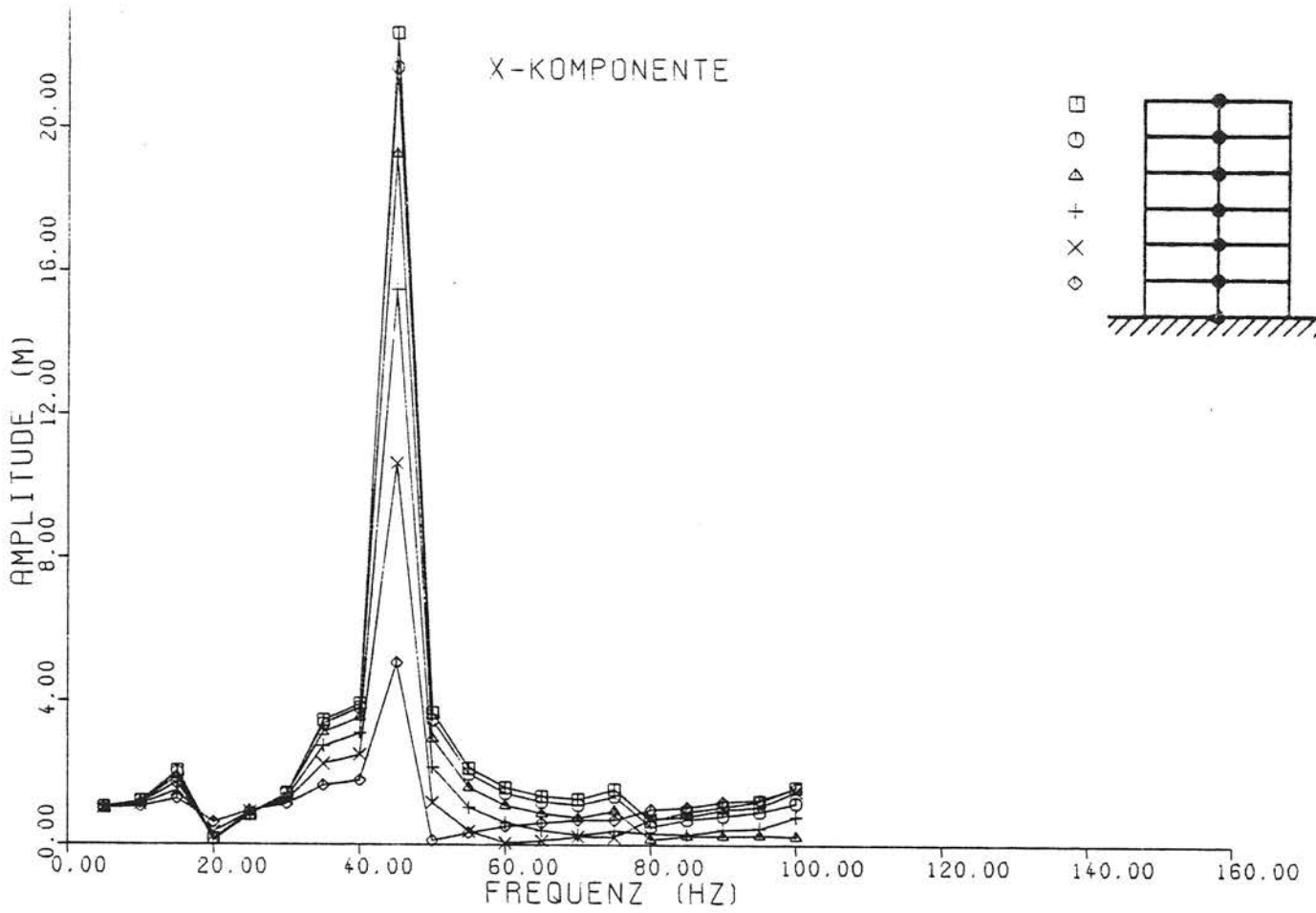
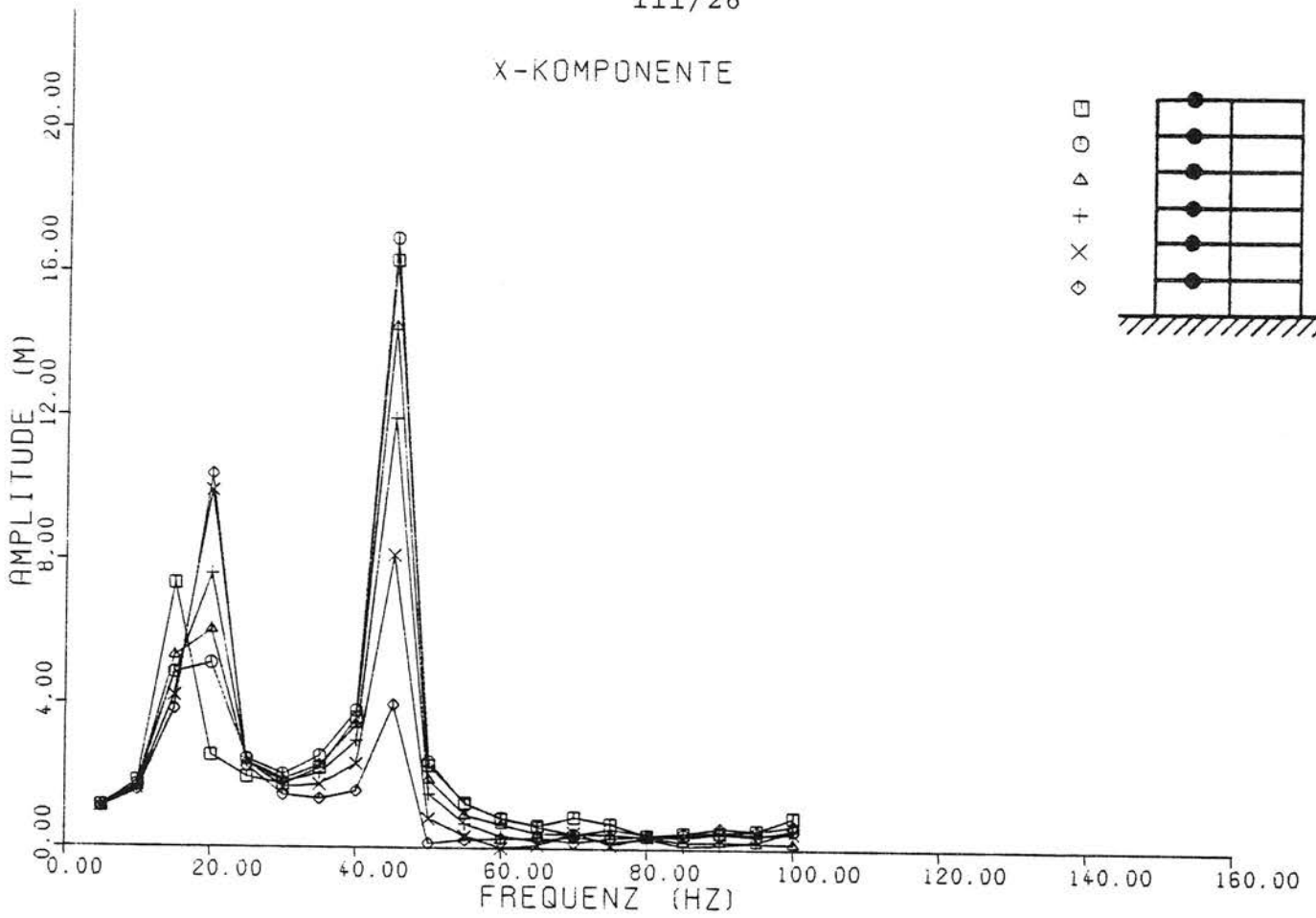


Bild 2.4 - Beispiel 1:
 Betonbau auf starrem Untergrund; Mittelwand

X-KOMPONENTE



Y-KOMPONENTE

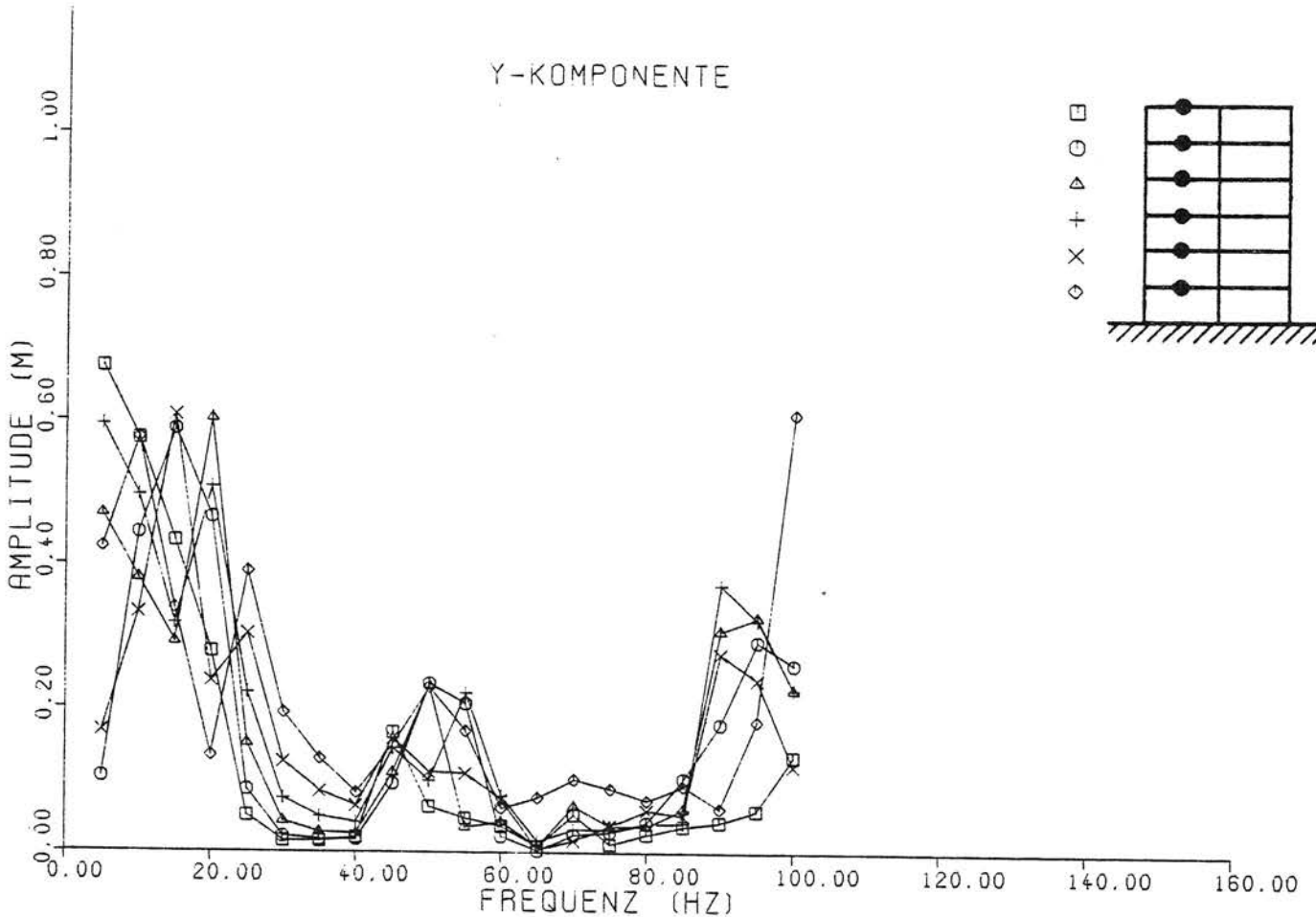
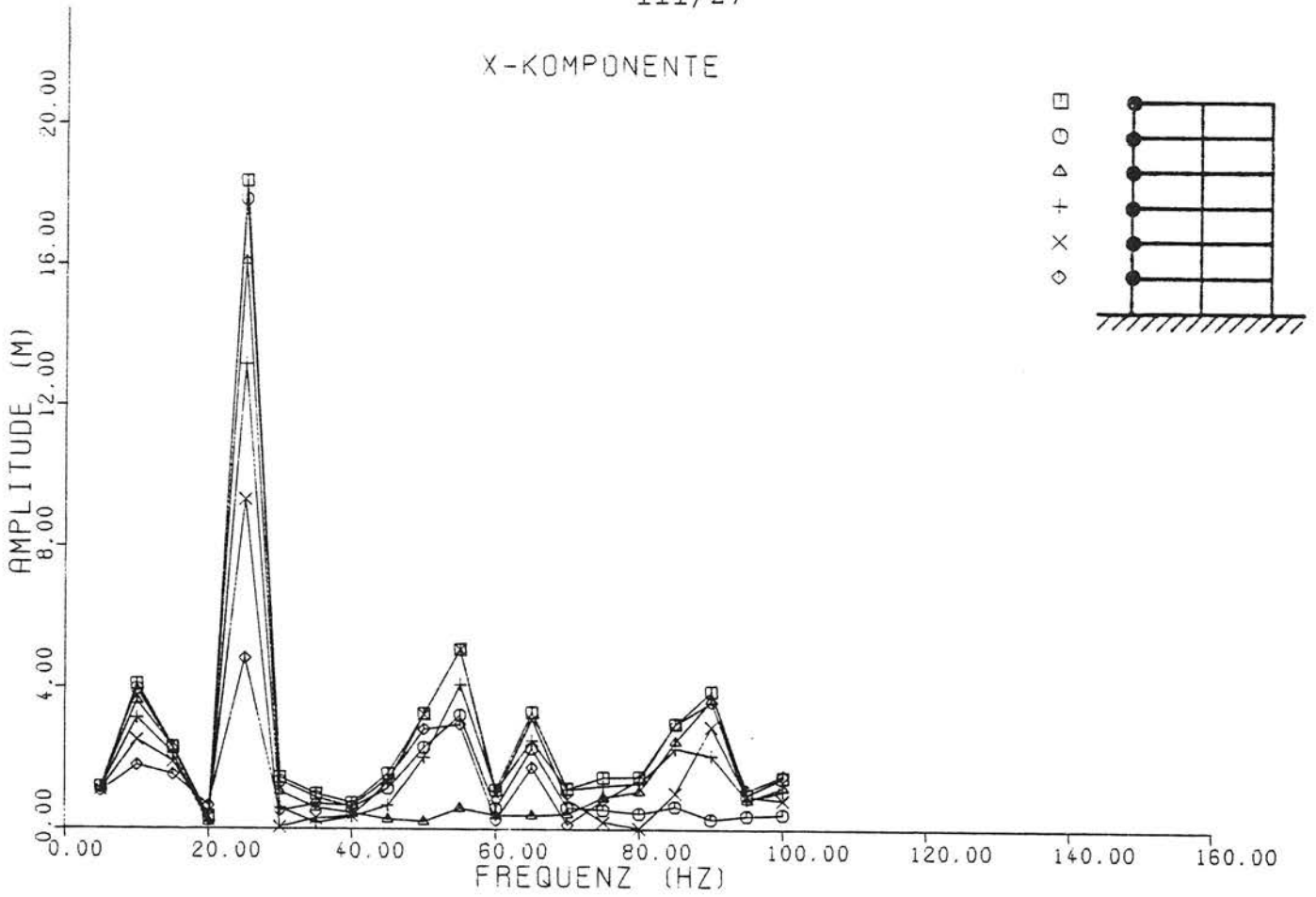


Bild 2.5 - Beispiel 1:
Betonbau auf starrem Untergrund; Deckenmitte

X-KOMPONENTE



Y-KOMPONENTE

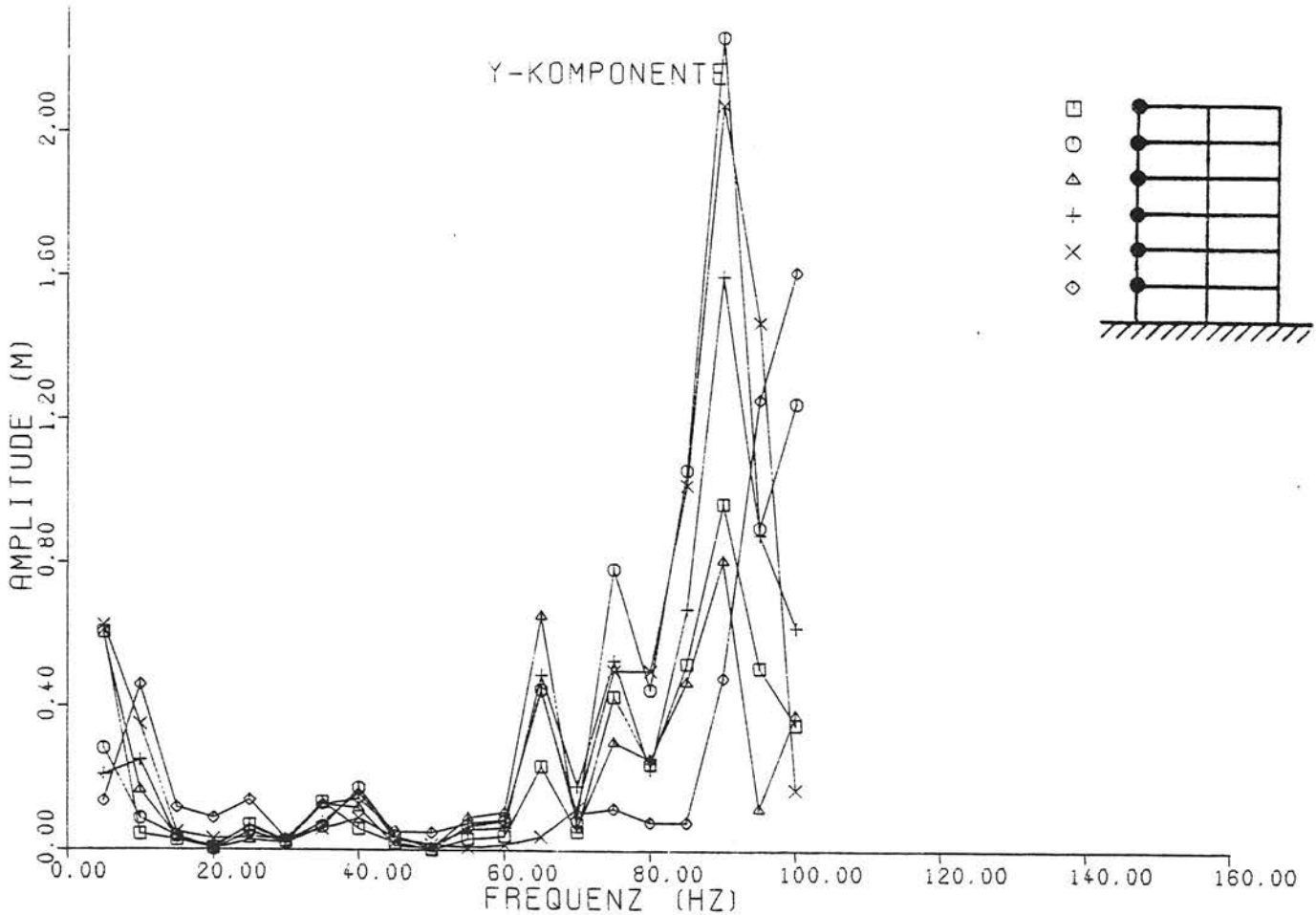


Bild 2.6 - Beispiel 2:
Mauerwerksbau auf starrem Untergrund; Außenwand

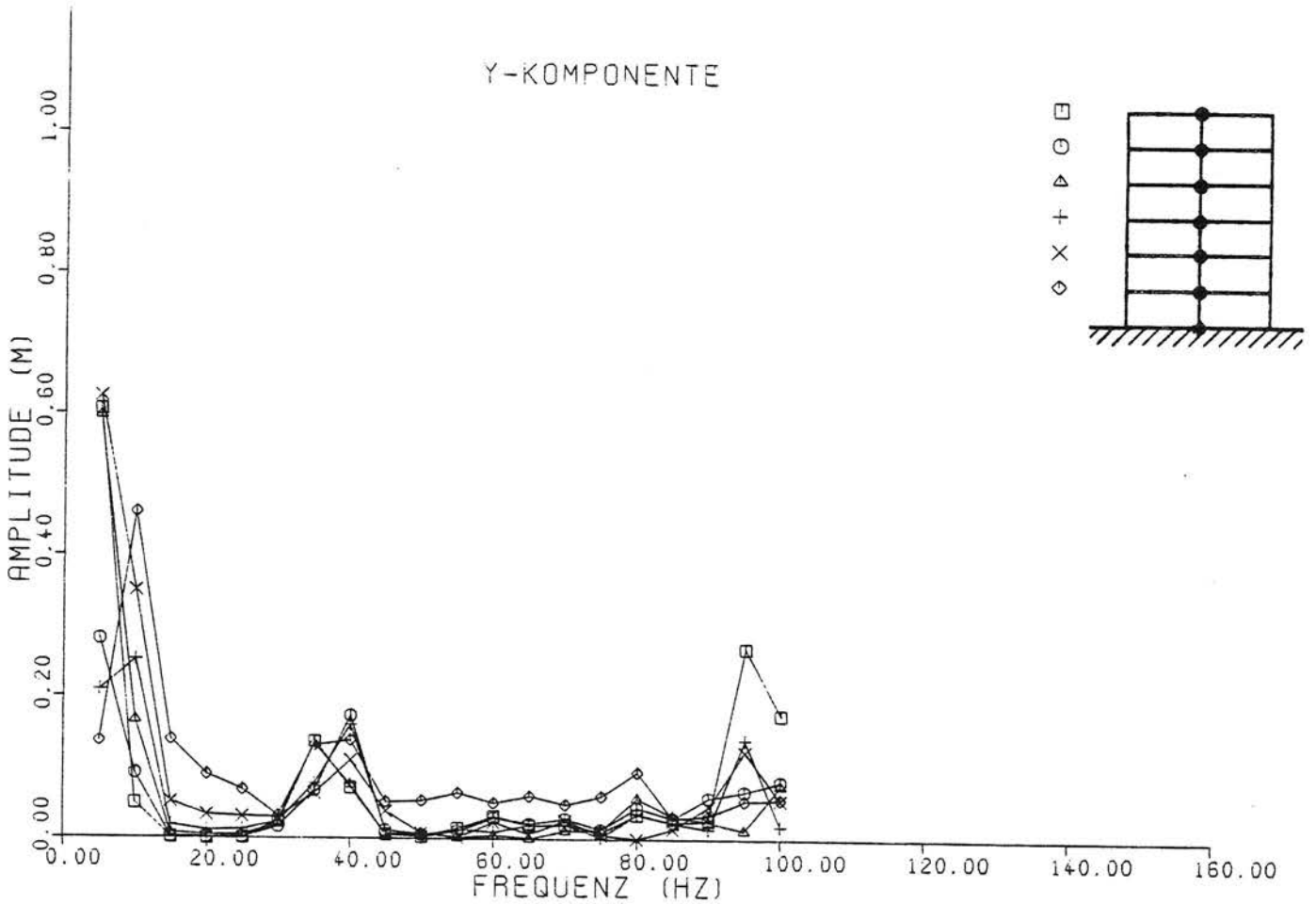
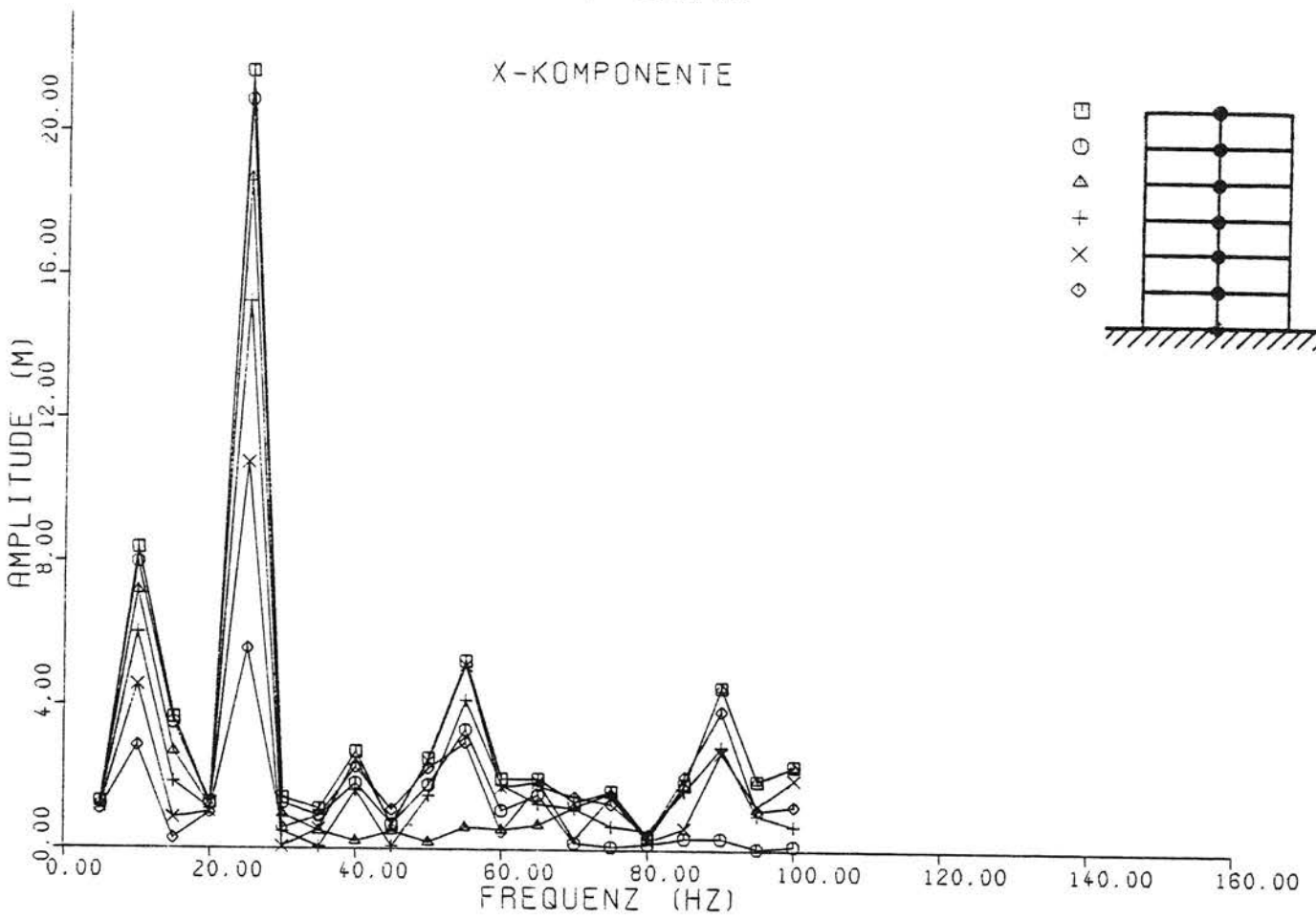


Bild 2.7 - Beispiel 2:
Mauerwerksbau auf starrem Untergrund; Mittelwand

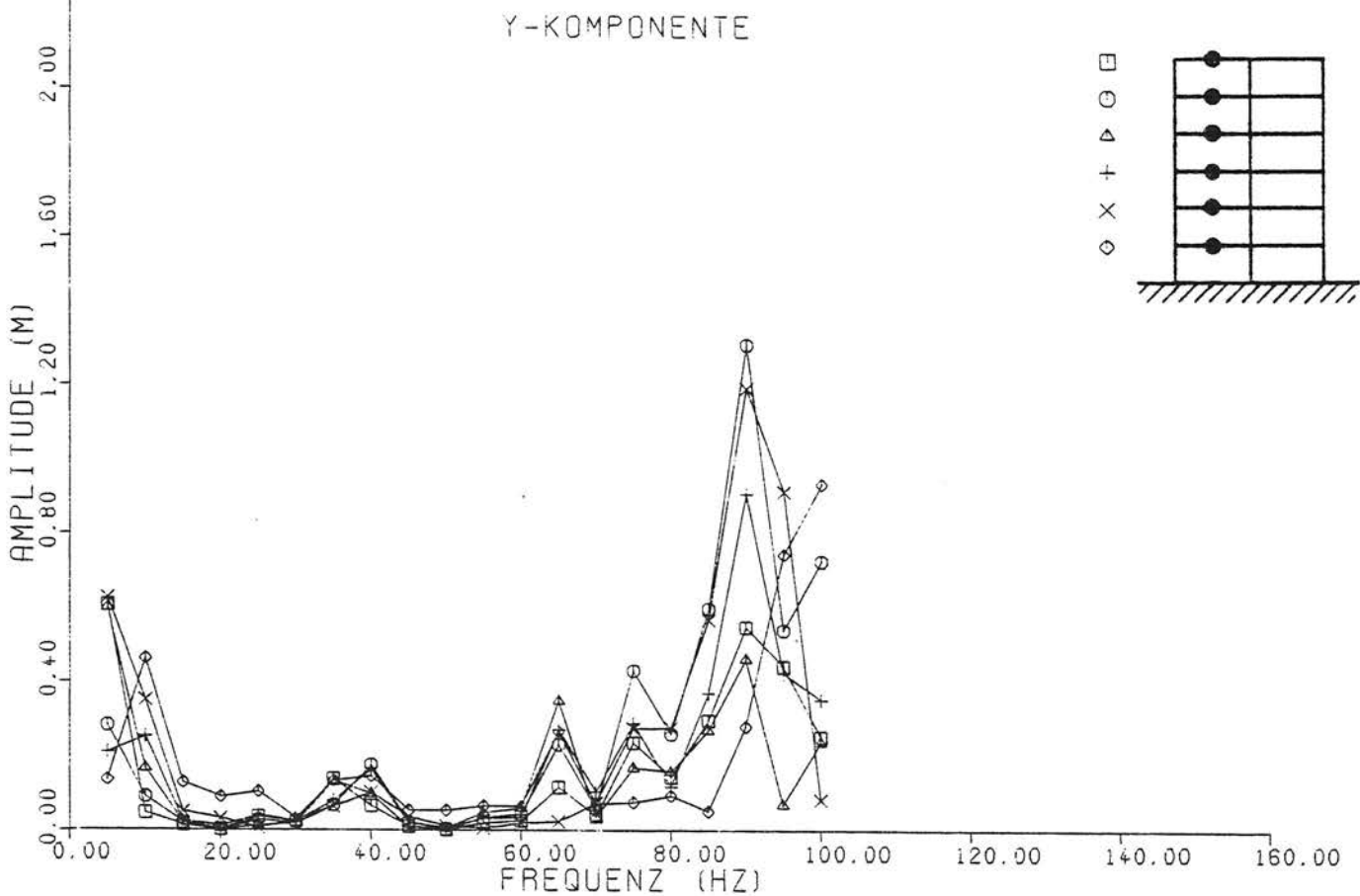
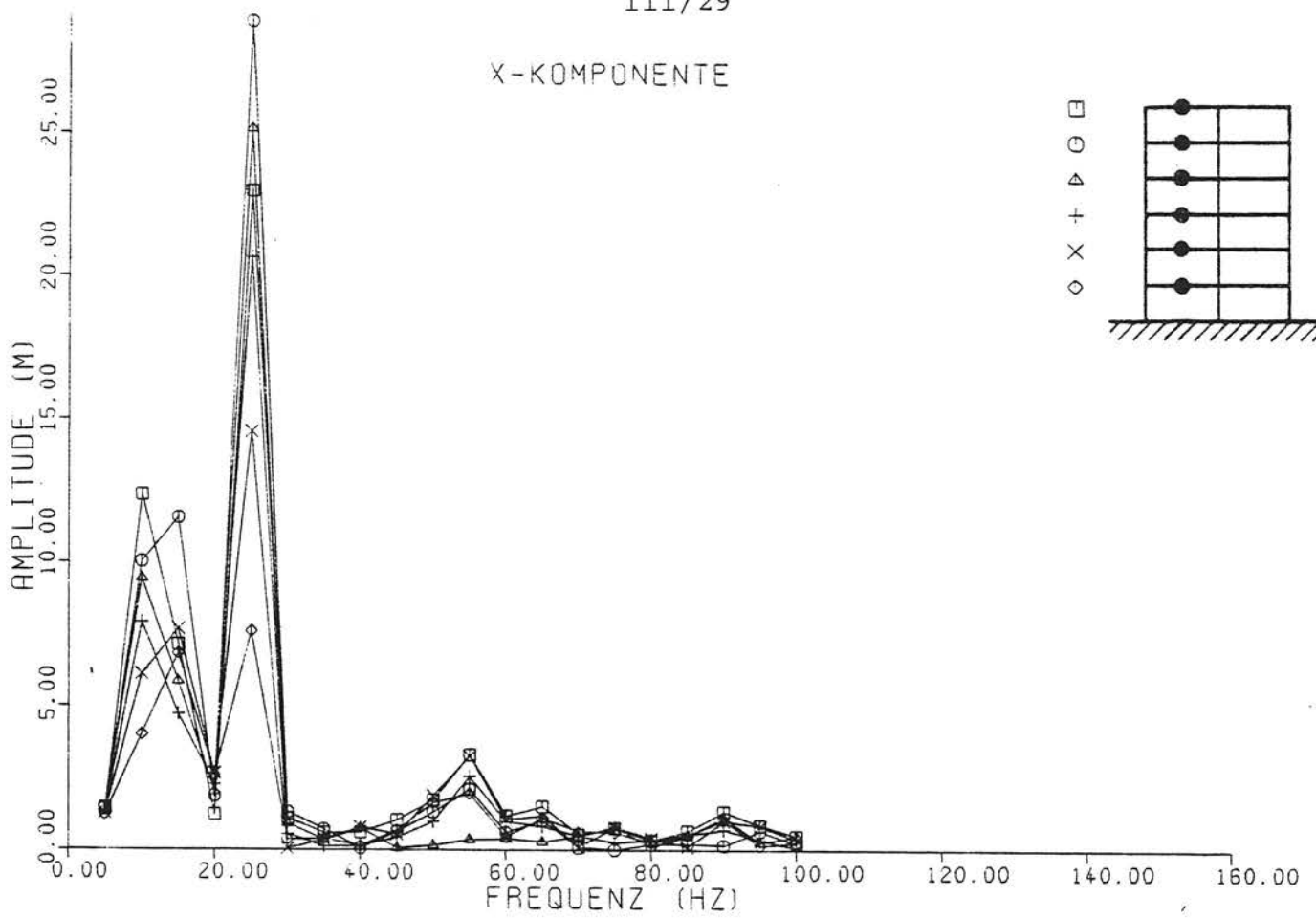
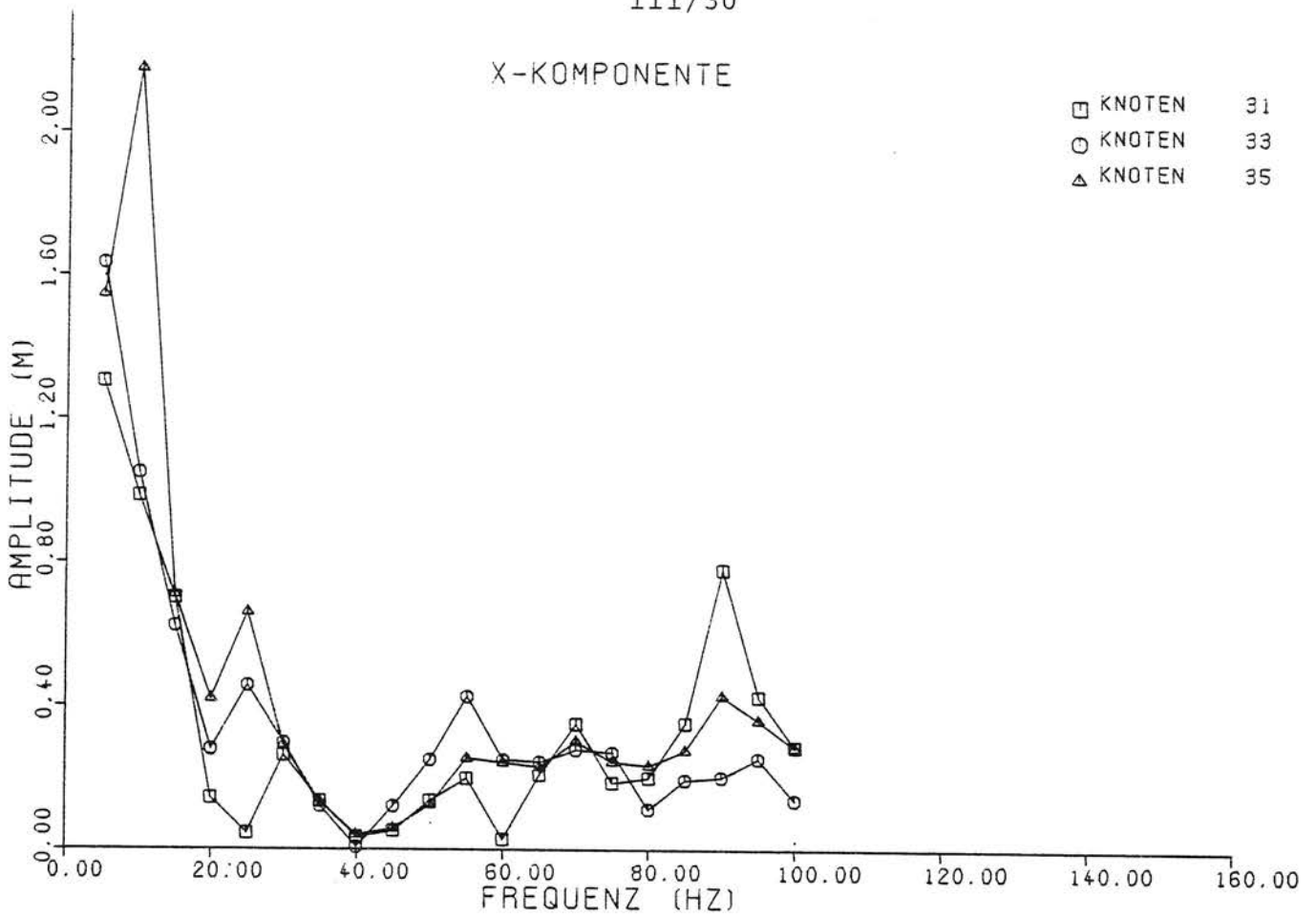


Bild 2.8 - Beispiel 2:
Mauerwerksbau auf starrem Untergrund; Deckenmitte

X-KOMPONENTE



Y-KOMPONENTE

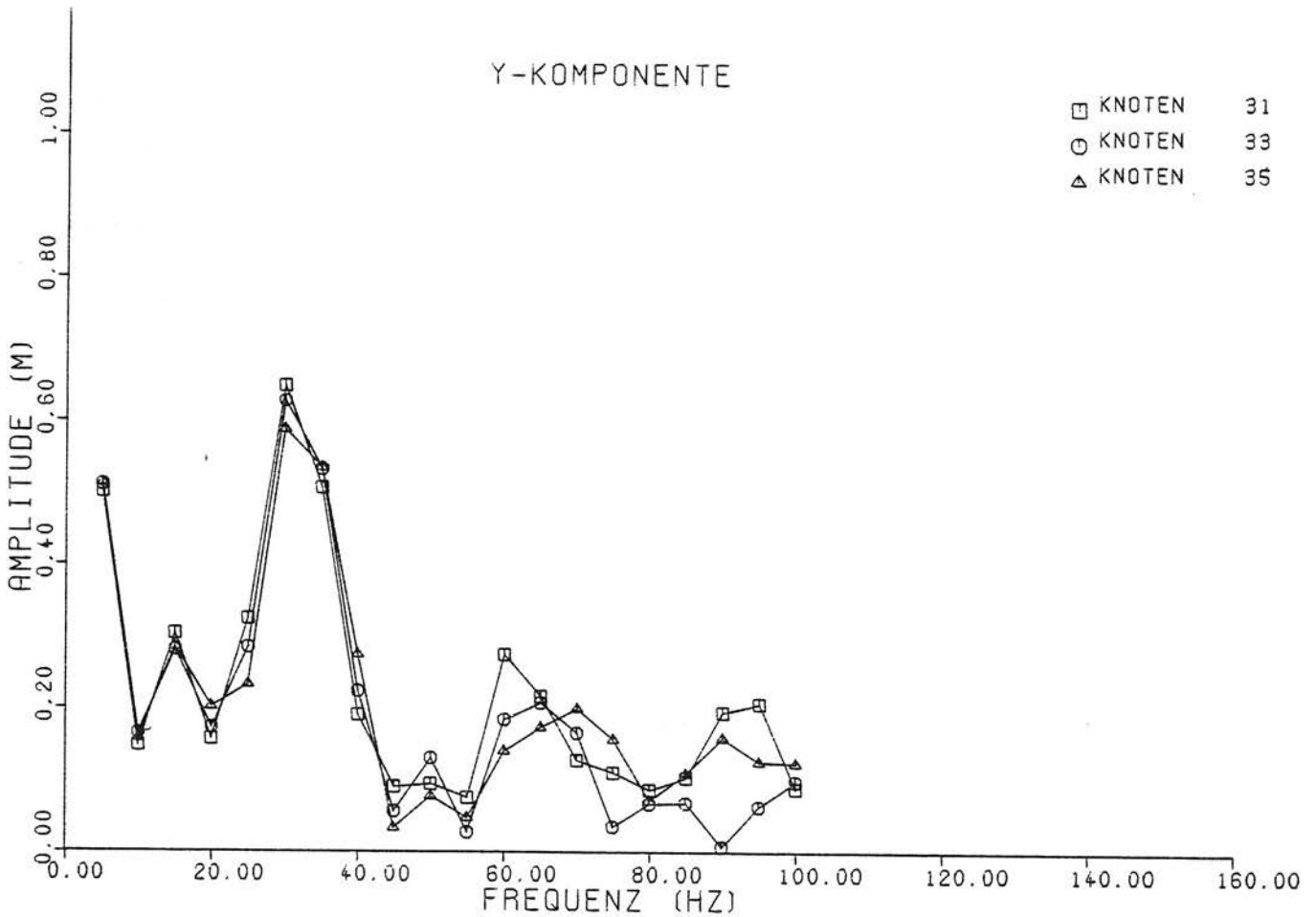
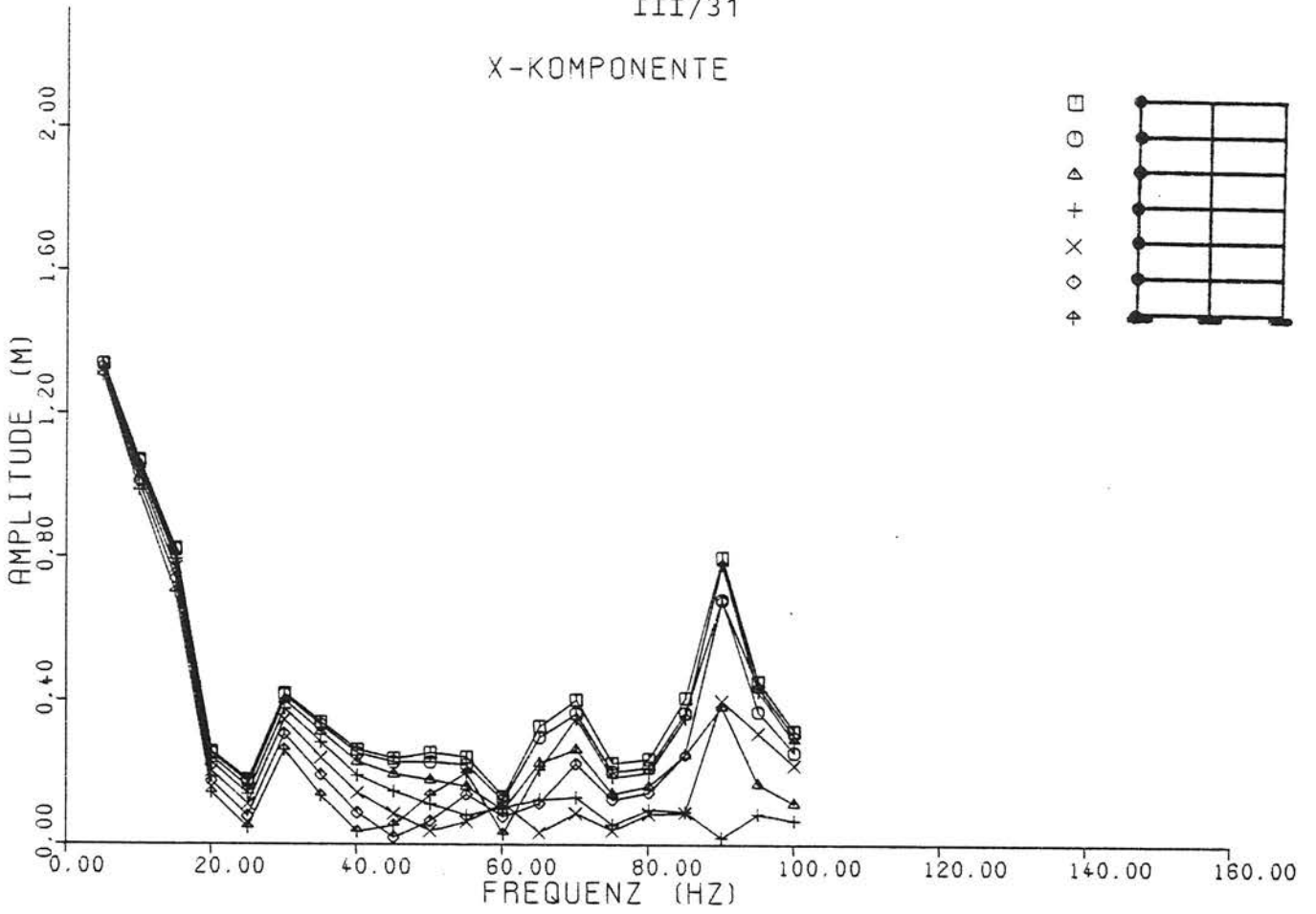


Bild 2.9 - Beispiel 3:
Betonbau auf Lockerboden, Fundamentalschwingungen

X-KOMPONENTE



Y-KOMPONENTE

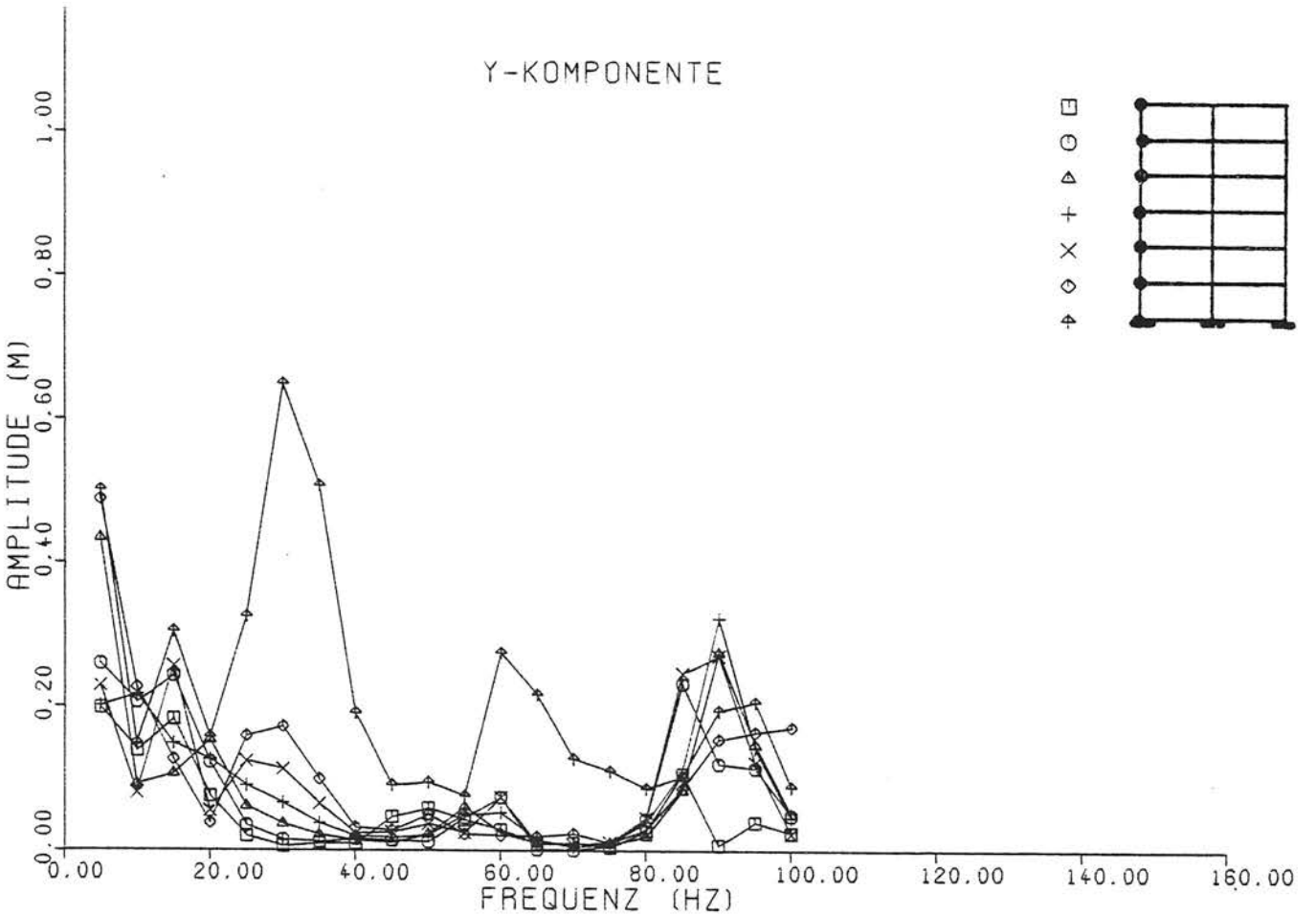
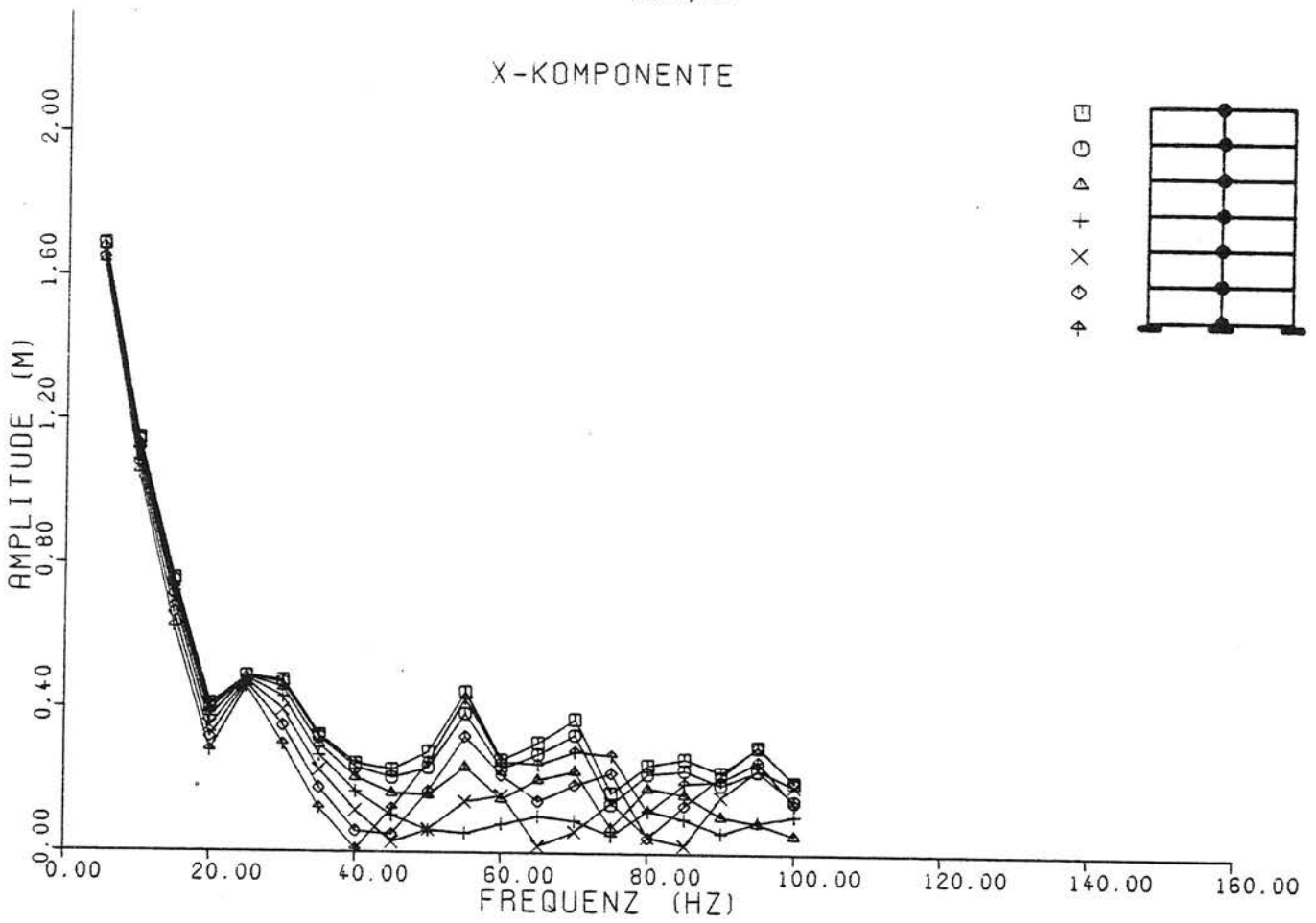


Bild 2.10 - Beispiel 3:
 Betonbau auf Lockerboden, vordere Außenwand

X-KOMPONENTE



Y-KOMPONENTE

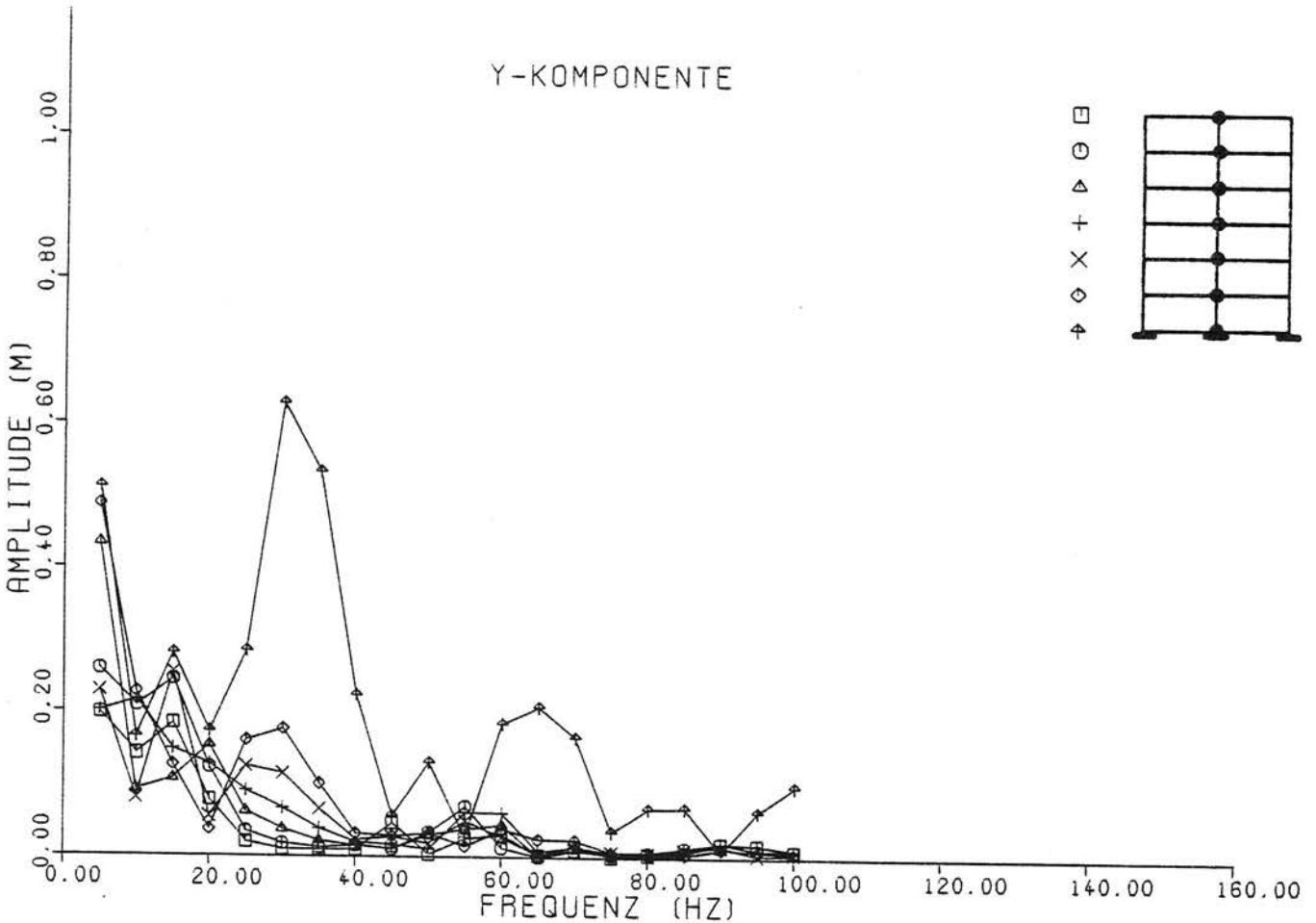
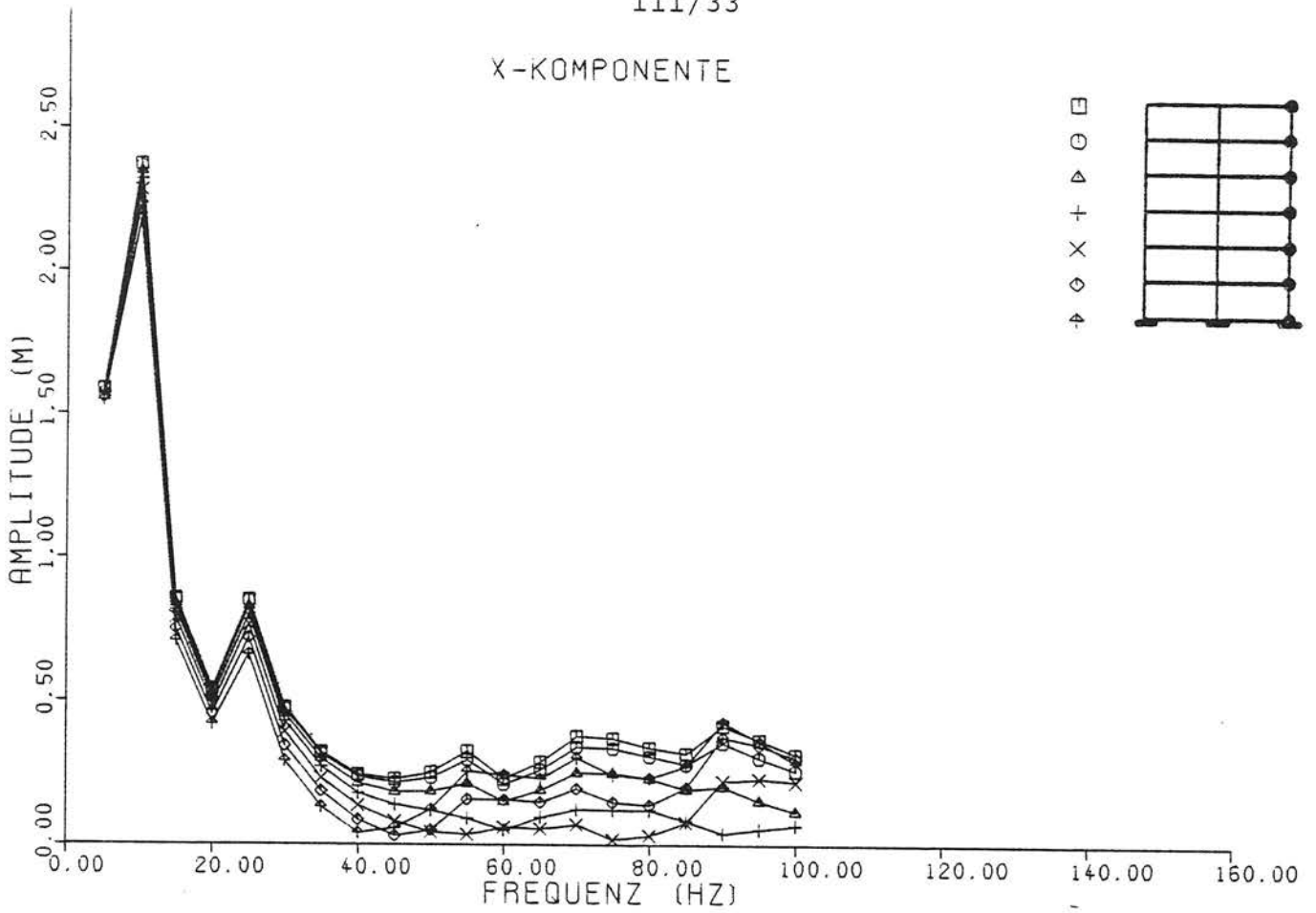


Bild 2.11 - Beispiel 3:
 Betonbau auf Lockerboden, Mittelwand

X-KOMPONENTE



Y-KOMPONENTE

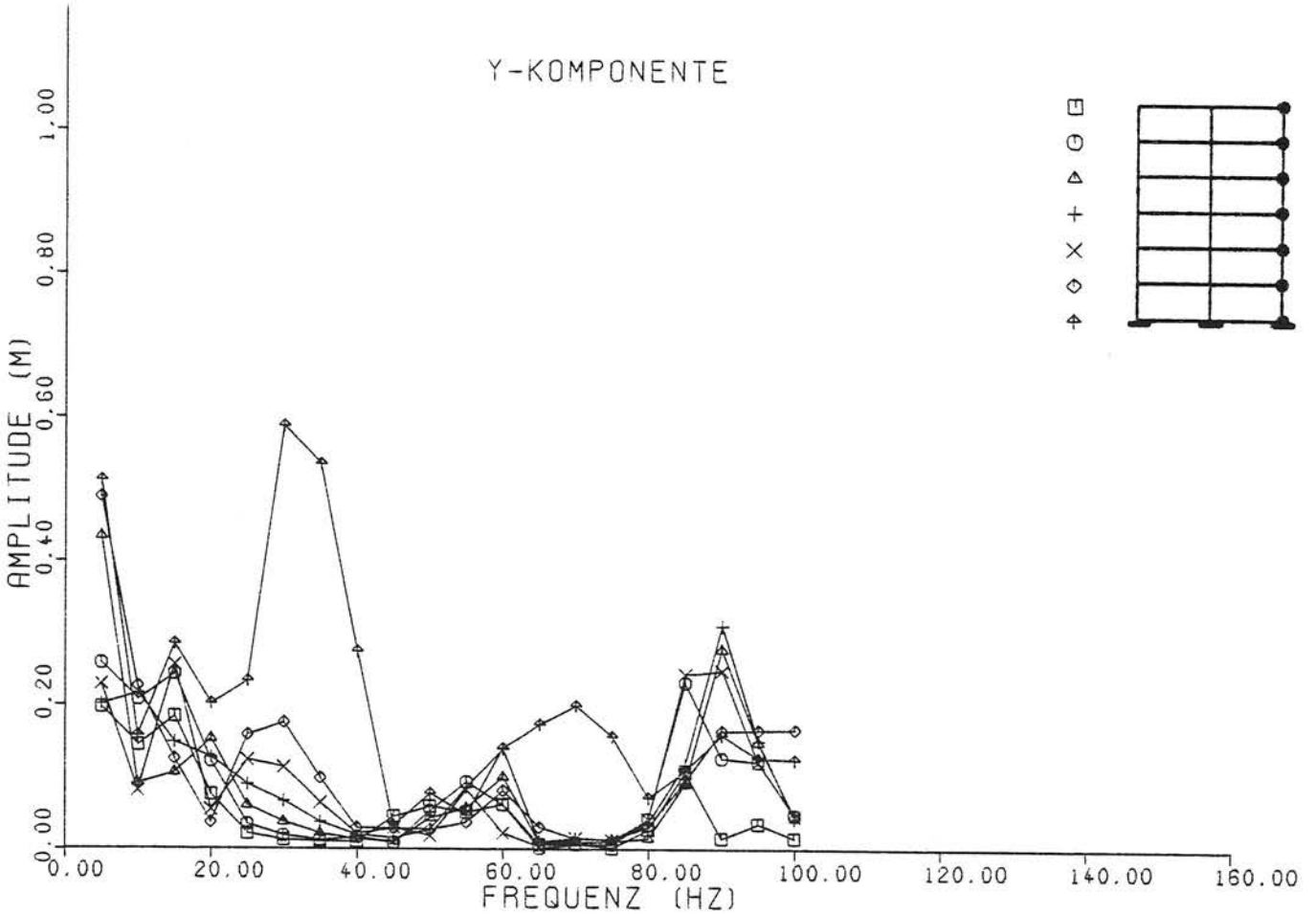
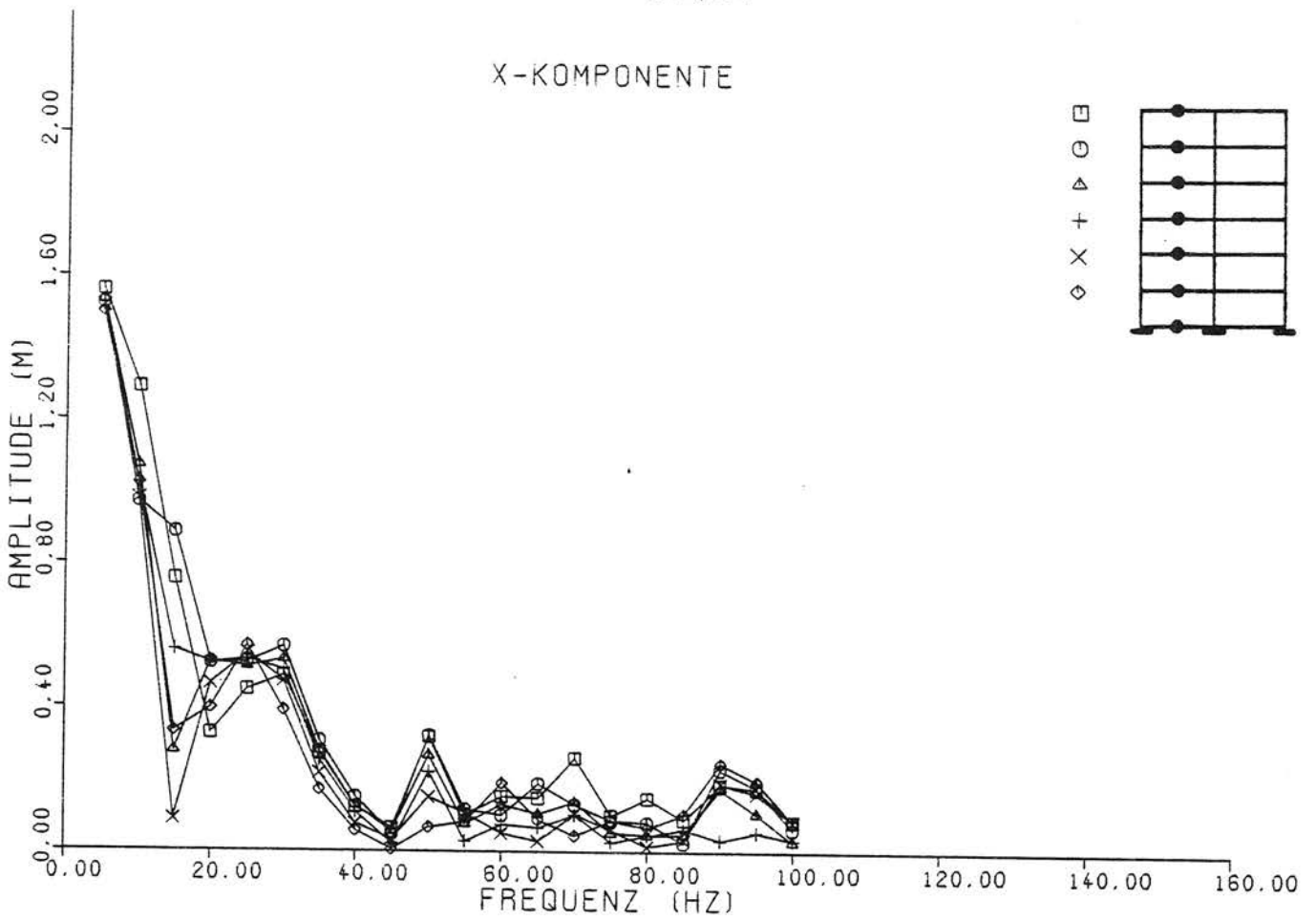


Bild 2.12 - Beispiel 3:
Betonbau auf Lockerboden, hintere Außenwand

X-KOMPONENTE



Y-KOMPONENTE

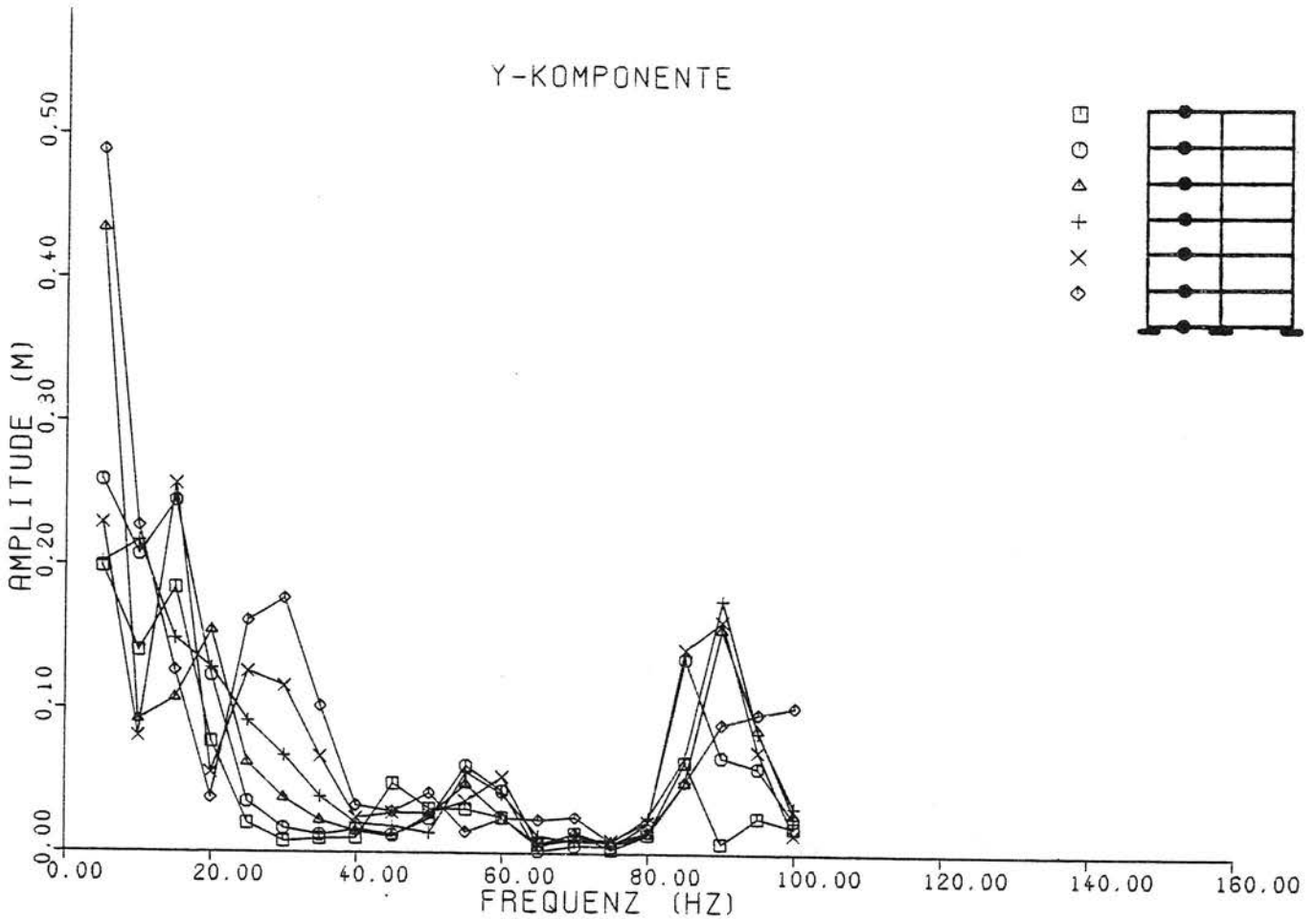
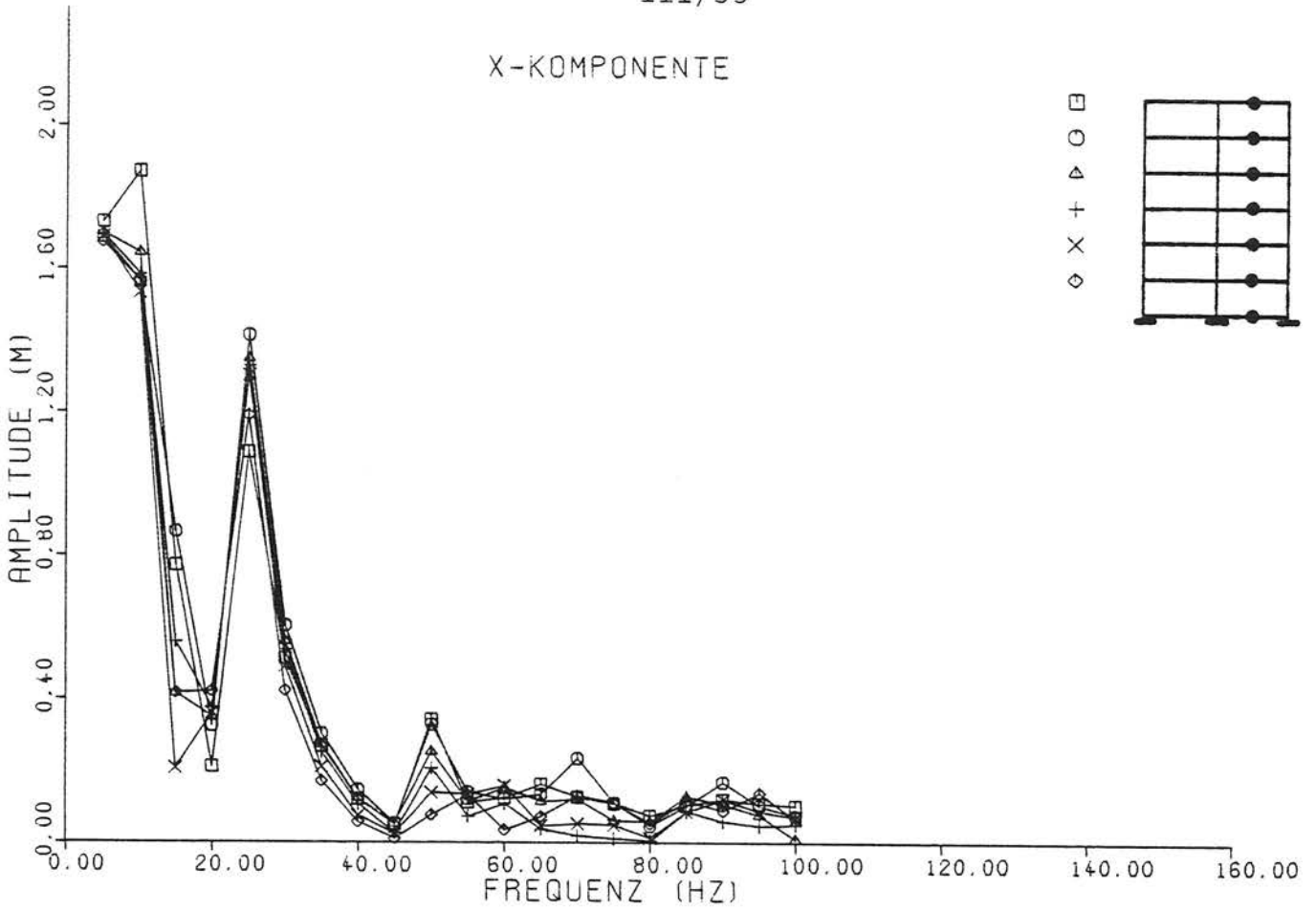


Bild 2.13 - Beispiel 3:
 Betonbau auf Lockerboden, vordere Decken

X-KOMPONENTE



Y-KOMPONENTE

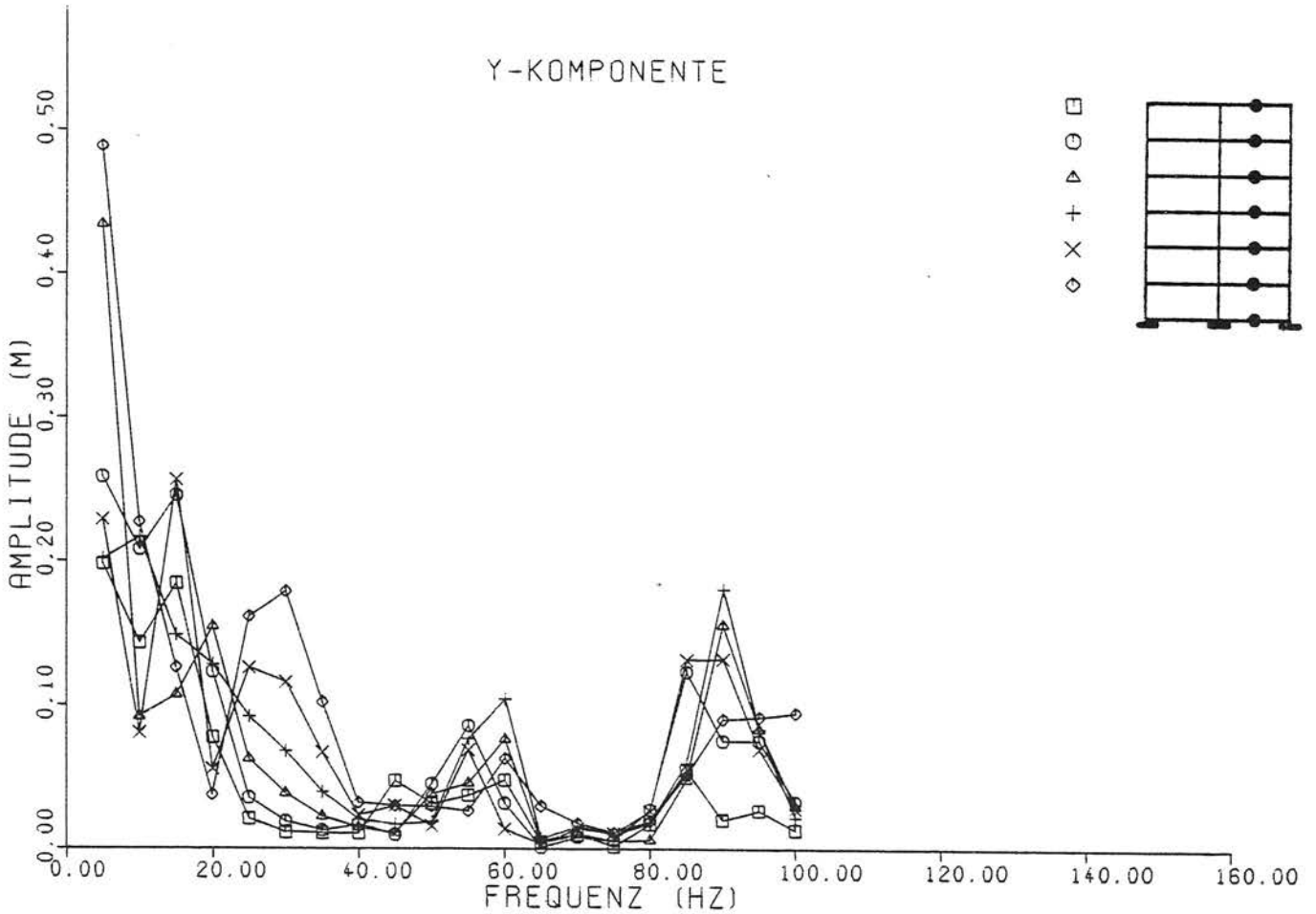


Bild 2.14 - Beispiel 3:
 Betonbau auf Lockerboden, hintere Decken

3. Einfluß der Gebäudekonstruktion und der Bodeneigenschaften

Um den Einfluß der Gebäudekonstruktion und der Bodenparameter zu untersuchen, sollen vereinfachte Modelle für das Verhalten des Bauwerks, einzelner Bauteile und für die Bauwerk-Boden-Wechselwirkung betrachtet werden, an denen der Einfluß einzelner Parameter deutlicher hervortritt. Durch den Vergleich mit den Ergebnissen für die komplexeren Gebäudemodelle lassen sich die am einfachen Modell getroffenen Aussagen bestätigen.

3.1 Einfache Modelle für das Bauwerks-, das Bauteil- und das Bauwerk-Boden-Verhalten

3.1.1 Deckenschwingungen

Als Modell für das Deckenverhalten wird eine beidseitig eingespannte Platte betrachtet (Bild 3.1). Als Anregung wirken direkt die im allgemeinen phasenverschobenen Fundamentschwingungen. Die Wände werden also als starr angenommen.

Das Verhältnis der Deckenschwingungen zur Anregungsamplitude ist

$$\frac{u}{u_F} = \frac{A \sin a\xi + B \cos a\xi + C \sinh a\xi + D \cosh a\xi}{1 - \cos a \cosh a}$$

Dabei ist

ξ = x/l - der Ort des betrachteten Deckenpunktes und

a = $l \sqrt{\frac{\rho F \omega^2}{EJ_y}}$ - ein frequenzabhängiger Parameter mit

l - Deckenspannweite,

F - Deckenquerschnittsfläche,

ω - Kreisfrequenz,

EJ_y - Biegesteifigkeit der Decke, die im allgemeinen wegen der Dämpfung des Systems komplex ist.

A, B, C und D sind Größen, die aus den Auflager- bzw. Anregungsbedingungen bestimmt werden. Es sind Funktionen von a und der Phasendifferenz φ . Diese Lösung wurde programmiert und numerisch ausgewertet. Aus der Formel kann man allerdings schon ersehen, daß für die Nullstellen des Nenners Resonanzen auftreten. Die ersten Nullstellen liegen bei

$$a_i = 4,73; 7,85; 11,0 \dots$$

Für die Eigenfrequenzen bedeutet das

$$f_i = \frac{1}{2\pi} \quad \omega_i = \frac{a_i^2}{2\pi l^2} \sqrt{\frac{EJ_y}{\rho F}} .$$

Man erkennt außerdem, daß die meisten Eigenschaften der Decke nur in die Eigenfrequenzen eingehen, das Übertragungsverhalten der Decke aber sonst nicht weiter beeinflussen. Das Amplitudenverhältnis u/u_F hängt nur noch von der bezogenen Anregungsfrequenz f/f_1 , von der Phasendifferenz φ der Anregung, von der Materialdämpfung D und von der Lage des betrachteten Deckenpunktes ab.

Zunächst wurden die Frequenzgänge der Decke bei gleichphasiger Anregung berechnet. Die größte Resonanzüberhöhung zeigt dabei die Deckenmitte (Bild 3.2). Bei der hier gewählten Dämpfung von $D = 1\%$ beträgt die Resonanzüberhöhung bei der ersten Deckeneigenfrequenz $u/u_F = 64$. Dies ist die einzige Resonanz, die in diesem Fall - gleichphasige Anregung, $f/f_1 \leq 5$ - auftritt. Die Eigenfrequenzen liegen bei

$$f_i/f_1 = 1; 2,75; 5,41 \dots$$

Die zweite Eigenfrequenz ist zwar im berechneten Frequenzbereich, die zugehörige Eigenform ist jedoch antimetrisch und wird deshalb von den gleichphasigen Auflagerverschiebungen nicht angeregt. In diesem Bereich, zwischen $f/f_1 = 1,5$ und $f/f_1 = 4,5$, sind die Deckenamplituden sogar kleiner als die Auflageramplituden. Das kleinste Verhältnis

ist $u/u_F = 0,6$. Die dritte Eigenfrequenz liegt schon außerhalb des Frequenzbereichs, der entsprechend den Beispielrechnungen des zweiten Abschnitts gewählt wurde. Mit den Systemdaten der Beispielrechnungen ergibt sich die erste Eigenfrequenz zu

$$f_1 = \frac{(4,73)^2}{2\pi^2} \sqrt{\frac{3 \cdot 10^{10} \cdot 0,013}{2,5 \cdot 10^3 \cdot 4}} \text{ Hz} = 19,8 \text{ Hz},$$

und die weiteren Eigenfrequenzen sind

$$f_2 = 54,4 \text{ Hz}; f_3 = 107 \text{ Hz}.$$

Der berechnete Frequenzbereich entspricht 0 bis 100 Hz bei diesem Deckenbeispiel.

Bei gegenphasiger Anregung der Decke wäre die Bedeutung der Eigenformen vertauscht. Die symmetrische Eigenform der ersten Eigenfrequenz wäre unterdrückt und die Anregung der antimetrischen Eigenform würde zu starken Resonanzüberhöhungen bei der zweiten Eigenfrequenz führen. Allerdings bliebe die Deckenmitte davon unberührt. Aus Symmetriegründen bliebe sie für alle Frequenzen in Ruhe.

Bild 3.3 zeigt die Situation, bei der die Decke durch eine sich im Boden ausbreitende Welle angeregt wird. Die Laufzeit von Fundament zu Fundament ist für alle Frequenzen gleich. Dementsprechend nimmt die Phasendifferenz linear mit der Frequenz zu. Hier wird der Sonderfall berechnet, bei dem die Anregung bei der ersten Deckeneigenfrequenz gerade gegenphasig ist:

$$\varphi = \pi \cdot f/f_1.$$

Die Konsequenz davon ist, daß die erste Resonanz vollständig unterdrückt ist und die Auswirkungen der dritten Eigenfrequenz bei $f/f_1 \approx 5$ wegen $\varphi \approx 5\pi$ ebenfalls eliminiert sind. Die Deckenmitte zeigt keinerlei Überhöhungen mehr.

Anders sieht es bei einem außermittigen Deckenpunkt, bei $x/l = 0,25$, aus (Bild 3.3 unten). In der zweiten Eigenfrequenz tritt eine starke Resonanzüberhöhung auf, da die Anregung mit $\varphi = 2,75\pi$ annähernd gegenphasig ist.

Schließlich wurde die Resonanzüberhöhung in der ersten Eigenfrequenz für verschiedene Anregungsbedingungen untersucht (Bild 3.4). Man erkennt, daß der im vorigen Beispiel aufgetretene Effekt, die Unterdrückung der Resonanz, nur in sehr wenigen Fällen auftritt. Aus Symmetrieüberlegungen folgt, daß die dargestellte Funktion für die Deckenmitte

$$u/u_F = V |\cos \varphi/2|$$

lautet. Sie ist beim Minimum bei $\varphi = \pi$ nicht glatt, so daß schon kleine Abweichungen von der Gegenphasigkeit zur resonanzartigen Anregung mit deutlichen Überhöhungen führt. Die anfangs berechnete Überhöhung für gleichphasige Anregung ist allerdings die maximal mögliche. Der mittlere Wert für die Deckenmitte ist das 0,64-fache davon. Die Resonanzüberhöhung hängt also, sofern es um kleinere Werte geht, empfindlich von der Phasendifferenz der Anregung ab. Außerdem ist sie noch umgekehrt proportional zur Materialdämpfung der Decke.

3.1.2 Wandschwingungen

Das Modell für die Wandschwingungen ist ein longitudinal schwingender Stab, der über ein Feder-Dämpfer-System, das die Fundamentnachgiebigkeit repräsentiert, angeregt wird (Bild 3.5). Das Modell vernachlässigt die Verbindungen der Wände untereinander durch die Decken und die Wirkung der Deckenmassen.

Die Lösung für dieses Modell lautet

$$\frac{u}{u_0} = \frac{\cos a\xi}{\cos a} \frac{1}{1+ik \tan a}$$

Dabei ist:

u - die Verschiebung eines Wandpunktes,

u_0 - die Anregungsamplitude,

$\xi = x/H$ - der Ort des betrachteten Wandpunktes und

$a = \frac{\omega H}{v_L}$ - ein frequenzabhängiger Parameter mit

ω - Kreisfrequenz,

H - Gebäudehöhe und

$v_L = \sqrt{E/\rho}$ die Longitudinalwellengeschwindigkeit des Stabes.

k ist ein Parameter, der die Lagerungsbedingung beschreibt

$$k = \frac{i\omega\sqrt{E\rho}F}{i\omega r + c},$$

F ist die Querschnittsfläche der Wand und

r und c sind die Dämpfungs- bzw. Federkonstante der Funda-

mentaauflagerung auf dem Boden. k kann als das Verhältnis

der dynamischen Steifigkeiten interpretiert werden, die am

Fundament wirken. $i\omega\sqrt{E\rho}F$ ist die dynamische Steifigkeit

des Stabes und $i\omega r + c$ die des umgebenden Bodens. Ist der

Boden starr wie in den ersten beiden Beispielen des vori-

gen Abschnitts, so ist $k = 0$. In diesem Fall wird der zwei-

te Faktor der Lösungsformel 1. Dieser Faktor spiegelt also

den Einfluß des nachgiebigen Bodens wieder.

Der erste Faktor $\cos a\xi/\cos a$ gibt das Verhalten des Ge-

bäudes auf starrem Untergrund wieder. Der Nenner besitzt

die Nullstellen

$$a_i = (i-1/2)\pi = 1/2\pi; 3/2\pi; 5/2\pi \dots,$$

die bei den Frequenzen

$$f_i = a_i v_L/2\pi H = 1/4 v_L/H; 3/4 v_L/H; 5/4 v_L/H \dots$$

zu Resonanzen führen. Für das im zweiten Abschnitt betrach-
tete Gebäudebeispiel ($H = 18$ m) ergäbe das für die erste
Resonanzfrequenz

$$f_1 = 48 \text{ Hz}$$

mit der Longitudinalwellengeschwindigkeit von Beton

$$v_L = 3464 \text{ m/s}$$

und

$$f_1 = 19,6 \text{ Hz}$$

für den Mauerwerksbau mit

$$v_L = 1414 \text{ m/s.}$$

Die Größe der Resonanzüberhöhung hängt von der Materialdämpfung ab und beträgt maximal

$$u/u_0 = 1/Da_j = 64; 21; 13 \dots$$

im obersten Stockwerk mit $D = 1 \%$.

Der Zähler $\cos a\xi$ gibt die Amplitudenverteilung über die Gebäudehöhe an. Am Fundament $\xi = 1$ stimmen natürlich Anregung und Schwingantwort überein. Das Übertragungsverhältnis ist für alle Frequenzen 1. Für die Gebäudespitze $\xi = 0$ ist der Zähler konstant 1. Hier treten die größten Amplituden überhaupt auf. Solange $a < \pi/2$, also unterhalb der ersten Resonanzfrequenz, nehmen die Amplituden von oben her ab. Oberhalb der ersten Resonanzfrequenz treten Nullstellen in bestimmten Stockwerken auf, und zwar zuerst bei

$$f = v_L/4\xi H \quad \text{bzw.}$$

$$f/f_1 = 1/\xi .$$

Auf das 6-stöckige Gebäudebeispiel übertragen, hieße dies $f/f_1 = 1; 6/5; 6/4; 6/3; 6/2; 6/1; \infty$ für das Fundament und die Stockwerksdecken. Der Schwingungsknoten tritt erstmalig in der ersten Eigenfrequenz im Fundament auf und erreicht mit steigender Frequenz nach und nach die einzelnen Stockwerke. Die entsprechenden Frequenzen für den Beton- bzw. Mauerwerksbau sind

	Beton	Mauerwerk
Fundament	48,1 Hz	19,6 Hz
1. Stock	57,7 Hz	23,5 Hz
2. Stock	72,2 Hz	29,4 Hz
3. Stock	96,2 Hz	39,2 Hz
4. Stock	144,3 Hz	58,8 Hz
5. Stock	288,6 Hz	117,6 Hz
6. Stock	∞	∞

Die Schwingungsknoten trennen Gebäudeteile, die gegeneinander schwingen. Da die maximalen Schwingantworten immer am höchsten Gebäudepunkt auftreten, ist es sinnvoll, diese Amplituden als Maßstab für die Erschütterungsintensität zu wählen. Im Mittel erreichen die anderen Gebäudepunkte nur das 0,64-fache dieser Maximalantwort.

Als nächstes soll der zweite Faktor, der die Abminderung durch die Bodennachgiebigkeit beschreibt, diskutiert werden. Dieser Faktor stellt zugleich den Frequenzgang für das Gebäudefundament dar.

3.1.3 Fundamentalschwingungen und die Bauwerk-Boden-Wechselwirkung

Der Fundamentfrequenzgang lautet für das Stabmodell

$$\frac{u_F}{u_0} = \frac{1}{1+ik \tan a}$$

mit den in 3.1.2 erklärten Größen k und a . Da k im allgemeinen ein komplizierterer frequenzabhängiger Ausdruck ist, soll für die Diskussion eine Näherung vorgenommen werden. Für kleine Frequenzen, d.h. für kleine a kann $\tan a$ durch a ersetzt werden. Der Fundamentfrequenzgang vereinfacht sich dann zu

$$\frac{u_F}{u_0} = \frac{1}{1+ika} = \frac{c+ri\omega}{c+ri\omega-m\omega^2},$$

mit $m = \rho FH$.

Dies ist der Frequenzgang eines Ein-Massen-Modells (Bild 3.6).

Das Ein-Massen-Modell für die Bauwerk-Boden-Wechselwirkung

Der Ein-Massen-Frequenzgang (Bild 3.7) schreibt sich vereinfacht

$$\frac{u_F}{u_0} = \frac{1+i2D\eta}{1+i2D\eta-\eta^2} ,$$

wobei das Frequenzverhältnis

$$\eta = f/f_0,$$

f_0 die Eigenfrequenz des Systems

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{c}{m}}$$

und D das Dämpfungsmaß

$$D = \frac{1}{2} \frac{r}{\sqrt{cm}}$$

ist. c ist die Federsteifigkeit und r die Dämpfung des Fundaments auf dem Boden, die mit

$$c = \frac{4GR}{1-\nu} = \frac{4G}{1-\nu} \sqrt{\frac{F}{\pi}}$$

$$r = \frac{3,4\sqrt{G\rho} R^2}{1-\nu} = \frac{3,4\sqrt{G\rho} F}{(1-\nu)\pi}$$

aus den Bodeneigenschaften G, ν, ρ und aus der Fundamentfläche F bzw. dem äquivalenten Fundamentradius $R = \sqrt{F/\pi}$ berechnet werden (s. z.B. [2]). Bei der Eigenfrequenz f_0 tritt je nach Dämpfung eine Resonanzüberhöhung auf. Die Dämpfung hängt in diesem Fall gemäß

$$D = \frac{3,4}{4} \sqrt{\frac{R^3 \rho}{m(1-\nu)}}$$

im wesentlichen vom Verhältnis der Gebäudemasse m zu den Fundamentabmessungen ab. Im allgemeinen ist die Dämpfung so groß, daß keine wesentlichen Resonanzüberhöhungen auftreten. Oberhalb der Resonanzfrequenz fallen die Amplituden zunächst stark ab. Für genügend große Frequenzen sind die Amplituden dann umgekehrt proportional zur Frequenz

$$\frac{u_F}{u_0} = \frac{2D}{\eta} = \frac{r}{2\pi m f} .$$

Die Reduktion der Amplituden hängt vom Verhältnis der Gebäudemasse zur Fundamentdämpfung ab. Betrachtet man den Faktor

$$\frac{r}{m} = \frac{3,4\sqrt{G\rho} F}{\pi(1-\nu) m} ,$$

so sieht man, daß die Reduktion der Erschütterungsamplituden mit dem Wellenwiderstand $\sqrt{G\rho}$ des Bodens geringer und mit dem Faktor m/F - quasistatische Flächenpressungen unter den Fundamenten - größer wird.

Das vereinfachte Stabmodell für die Bauwerk-Boden-Wechselwirkung

Das Ein-Massen-Modell war eine Näherung für den anfangs aufgeführten Fundamentfrequenzgang, die für tiefe Frequenzen gültig ist. Für genügend große Frequenzen läßt sich eine andere Näherung angeben. Wenn die Frequenz größer als die Eckfrequenz

$$f_1 = \frac{1}{2\pi} \frac{c}{r} = \frac{2}{3,4\pi} \frac{v_s}{R}$$

ist, dann überwiegt die Fundamentdämpfung gegenüber der Fundamentfedersteifigkeit, und man kann die Fundamentfeder näherungsweise weglassen. Der Frequenzgang für dieses vereinfachte Stabmodell (Bild 3.8) wird überschaubarer, da der Parameter

$$k = \frac{i\omega\sqrt{E\rho} F}{i\omega r + c} \approx \frac{\sqrt{E\rho} F}{r} = k^*$$

frequenzunabhängig wird.

Der Fundamentfrequenzgang

$$\frac{u_F}{u_0} = \frac{1}{1 + ik^* \tan a}$$

besitzt Nullstellen bei

$$a_j = (i-1/2)\pi = 1/2\pi; 3/2\pi; 5/2\pi \dots$$

und Maxima bei

$$a_j = j\pi .$$

Damit fallen die Nullstellen des Fundaments genau mit den Resonanzfrequenzen des Gebäudes zusammen, so daß die Resonanz getilgt wird. Bei den Maxima ist das Übertragungsverhältnis 1. Hier schwingt das Gebäude in sich gegenphasig mit einem Schwingungsknoten in der Gebäudemitte, so daß keinerlei Kräfte auf das Fundament wirken. Deshalb werden die Freifeldverschiebungen durch das Gebäude nicht weiter modifiziert.

Innerhalb dieser Näherung werden die Fundamentalschwingungen in keinem Fall größer als die Freifeldanregung.

3.1.4 Auswirkungen der Bodennachgiebigkeit auf die Gebäudeschwingungen

Wie in 3.1.2 erläutert, soll als Maß für die Erschütterungsintensität der Dachfrequenzgang betrachtet werden

$$\frac{u_D}{u_0} = \frac{1}{\cos a + ik \sin a} .$$

Für die niedrigen Frequenzen ist dies wiederum annähernd der Ein-Massen-Frequenzgang. Für die hohen Frequenzen ist k reell und frequenzunabhängig. Der Frequenzgang hat Minima bei

$$a_j = (i-1/2)\pi$$

und Maxima bei

$$a_j = j\pi .$$

Das maximale Übertragungsverhältnis vom Freifeld zur Gebäudespitze ist 1. Das Minimum wird bei der ersten Gebäudeeigenfrequenz mit

$$\frac{u_D}{u_0} = \frac{1}{k^*}$$

erreicht. Dieser Faktor ist ein Maß für die Erschütterungsintensität im Gebäude und soll deshalb genauer betrachtet werden:

$$\frac{1}{k^*} = \frac{r}{\sqrt{E\rho} F_W} = \frac{3,4}{\pi(1-\nu)} \frac{\sqrt{G\rho_B} F_F}{\sqrt{E\rho_W} F_W} .$$

Er ist im wesentlichen das Verhältnis zwischen den Wellenwiderständen des Bodens und der Wände jeweils multipliziert mit der Berührungsfläche. Je steifer der Boden, desto größer sind die Schwingantworten im Gebäude.

Die Amplituden am höchsten Gebäudepunkt schwanken zwischen $1/k^*$ und 1 (siehe Bild 3.9). Der Mittelwert hängt von k^* ab. Er wurde für das Beispiel 2.3 berechnet:

$$\begin{aligned} k^* &= 3,5 , \\ 1/k^* &= 0,29 \\ m\left(\frac{u_D}{u_0}\right) &= 0,49. \end{aligned}$$

Der Erwartungswert für die Wandschwingungen in einem beliebigen Stockwerk ist dann

$$E\left(\frac{u}{u_0}\right) = 0,64 \cdot 0,49 = 0,31$$

Die Auswirkungen der Bodennachgiebigkeit auf die Gebäudeschwingungen läßt sich folgendermaßen zusammenfassen:

Es gibt eine Bauwerk-Boden-Eigenfrequenz f_0 , bei der nur eine leichte Resonanzüberhöhung auftritt. Oberhalb dieser Eigenfrequenz werden die Gebäudeschwingungen mit der Frequenz zunehmend abgemindert. Die Abminderung erreicht bei

der ersten Gebäudeeigenfrequenz die größte Wirkung. Oberhalb dieser Frequenz schwanken die Amplituden um einen Mittelwert, der gegenüber der Freifeldanregung je nach Bodennachgiebigkeit mehr oder minder stark reduziert ist.

3.2 Vergleich der Ergebnisse der einfachen und der komplexen Gebäudemodelle

Es sollen die drei Gebäudebeispiele, die im zweiten Abschnitt jeweils als komplexes Modell berechnet wurden, nun auch mit Hilfe der einfachen Modelle behandelt werden.

3.2.1 Beispiel 1 - Betonbau auf starrem Untergrund (Fels)

Es lassen sich unmittelbar die in 3.1.2 diskutierten Ergebnisse auf das Gebäudebeispiel übertragen (siehe Bild 3.10). Man stellt fest, daß das Gebäudeverhalten durch das einfache Stabmodell qualitativ sehr gut beschrieben wird. Alle auftretenden Effekte werden auch im einfachen Modell abgebildet. Auch quantitativ stimmen die Ergebnisse recht gut überein. Die erste Eigenfrequenz wird zu 48 Hz berechnet, beim komplexen Modell treten die Maximalwerte bei 45 Hz auf. Diese Übereinstimmung ist fast 100-prozentig, wenn man bedenkt, daß die Schwingantworten nur im Abstand 5 Hz berechnet wurden. Aus diesem Grund können die Resonanzhöhen auch nicht miteinander verglichen werden, da die Resonanz bei der numerischen Rechnung nicht genau getroffen wird. Die Frequenzen, in denen die Schwingungsknoten in den einzelnen Stockwerken auftreten, sind

57,7 Hz (50-55 Hz)	1. Stock
72,2 Hz (65 Hz)	2. Stock
96,2 Hz (85-90 Hz)	3. Stock,

in Klammern die Werte für das komplexe Gebäudemodell. Auch diese Werte stimmen recht gut, wobei allerdings eine leich-

te Tendenz zur Überschätzung der Frequenzen im einfachen Stabmodell festzustellen ist. Dies scheint ein geringer Einfluß der unmittelbar an die Wände angrenzenden Deckenmassen zu sein.

Ebenfalls ein Einfluß der Deckenmassen scheinen die leichten Unregelmäßigkeiten in den Frequenzgängen der einzelnen Stockwerke zu sein, die besonders in der mittleren Wand auftreten. Die Unregelmäßigkeiten bleiben jedoch im Rahmen der auch mit dem einfachen Modell berechneten regulären Schwankungen. Da die Unterschiede der Erschütterungsintensität in verschiedenen Stockwerken für die Prognose uninteressant sind - es nutzt nichts, wenn einzelne Erreger Spitzen in bestimmten Stockwerken getilgt werden, in anderen Stockwerken aber wieder auftreten - , ist die Berechnung mit dem Stabmodell bzw. mit daraus gefolgerten Mittelwerten von ausreichender Genauigkeit.

3.2.2 Beispiel 2 - Mauerwerksbau auf starrem Untergrund (Fels)

Bei diesem Gebäude ist die Wandkonstruktion weicher. Deshalb kommt der Einfluß der Deckenmassen stärker zum Ausdruck. Die Wand- und die Deckeneigenfrequenz rücken dicht zusammen, theoretisch stimmen sie sogar überein (20 Hz). Tatsächlich ergeben sich dann in diesem Frequenzbereich Koppelschwingungen, die mit den einfachen Modellen nicht mehr erfaßt werden können. Die Konstellation der Parameter scheint hier aber auch besonders ungünstig zu liegen, so daß eine extreme Koppelung von Wand- und Deckenschwingungen vorliegt. Außerhalb des kritischen Frequenzbereichs um 20 Hz stimmen aber die Ergebnisse trotzdem recht gut überein (siehe Bild 3.10). Die erste Resonanzfrequenz selbst wird auch nicht so schlecht mit 19,6 Hz, statt 25 Hz im komplexen Modell, berechnet. Die höheren Eigenfrequenzen stimmen wieder sehr gut überein: 58,2 Hz statt 55 Hz und 97 Hz statt 90 Hz. Die Frequenzen für die Schwingungsknoten, die in 3.1.2 berechnet wurden, stimmen grob mit denen des komplexen Modells überein, mit eher zu großen Frequenzen.

3.2.3 Beispiel 3 - Betonbau auf Lockerboden

Für die tiefen Frequenzen kann das Bauwerk-Boden-Verhalten mit dem Ein-Massen-Modell beschrieben werden.

Dazu müssen zunächst einige Daten bereitgestellt werden:
Die Gesamtgebüudemasse beträgt

$$m = 1,52 \cdot 10^6 \text{ kg,}$$

die gesamte Fundamentfedersteifigkeit ist

$$c = 3,46 \cdot 10^9 \text{ N/m}$$

und die Dämpfungskonstante ist

$$r = 3,71 \cdot 10^7 \text{ Ns/m.}$$

Für die Betrachtung einer einzelnen Wand ist jeweils ein Drittel der Feder- und Dämpferkonstanten und auch annähernd ein Drittel der Bauwerksmasse zu berücksichtigen, so daß sich am Ergebnis nichts ändert.

Die Bauwerk-Boden-Eigenfrequenz liegt dann bei

$$f_0 = 7,6 \text{ Hz,}$$

das Dämpfungsmaß beträgt

$$D = 0,25.$$

Der Vergleich des entsprechenden Ein-Massen-Frequenzganges (Bild 3.7) mit den Fundamentalschwingungen (Bild 2.9) zeigt zumindest für den Mittelwert der drei Fundamente eine gute Übereinstimmung bis 35 Hz. An dieser Stelle ist gleich zu bemerken, daß die Unterschiede zwischen den drei Wänden mit Hilfe der einfachen Modelle nicht erklärt werden können. Diese Unterschiede lassen sich nur durch die Kopplung der Wände über die Stockwerksdecken erklären. Aber auch hier muß hinzugefügt werden, daß diese Unterschiede für eine Erschütterungsprognose ohne Belang sind. Die Mittelwertaussagen sind vollkommen ausreichend.

Für den Frequenzbereich ab 40 Hz kann nun das vereinfachte Stabmodell herangezogen werden, da die maßgebliche Eckfrequenz

$$f_1 = \frac{1}{2\pi} \frac{c}{r} = 14,9 \text{ Hz}$$

deutlich kleiner ist. Es prognostiziert eine Nullstelle des Fundaments bei 48 Hz, die im komplexen Modell auch auftritt, allerdings schon bei 40 Hz. Bei der doppelten Eigenfrequenz, also 96,2 Hz, wird ein Maximum mit dem Wert 1 erwartet, bei dem das Gebäude in sich gegenphasig symmetrisch bezüglich der Gebäudemitte schwingt. Dieser Effekt tritt bei 90 Hz auf, allerdings nur in den Außenwänden, insbesondere in der vorderen Außenwand (Bild 2.10) mit einem Maximum von 0,8. Der bei 48 Hz erwartete minimale Wert für das Dach wurde im einfachen Stabmodell mit 0,29 angegeben, im komplexen Modell ergab sich der Wert 0,24. In Bild 3.11 sind die Ergebnisse für das vollständige Stabmodell gemäß Abschnitt 3.1.2 mit 1 % Materialdämpfung dargestellt.

Insgesamt gesehen ist die Übereinstimmung zwischen den einfachen Modellen der Bauwerk-Boden-Wechselwirkung erstaunlich gut. Man kann zumindest erwarten, daß die einfachen Modelle den Einfluß der einzelnen Boden-, Fundament- und Bauwerksparameter richtig wiedergeben. Aber auch die absoluten Werte, die man mit diesen Modellen erhält, sind für eine ungefähre Prognose brauchbar.

3.2.4 Das Schwingungsverhalten der Decken im Vergleich

Das einfache Deckenmodell, die beidseitig eingespannte Platte, gibt das tatsächliche Deckenverhalten qualitativ richtig wieder. Im betrachteten Frequenzbereich tritt eine Deckenresonanz auf. Oberhalb dieser Resonanz sind die Schwingantworten der Deckenmitte gegenüber der Anregung auf die Hälfte reduziert.

Beim Verhalten im Bereich der Resonanzfrequenz ergeben sich allerdings größere Unterschiede. In diesem Bereich beeinflussen die Deckenschwingungen das Schwingungsverhalten der Wände. Die Resonanzfrequenzen verschieben sich zu

tieferen Frequenzen hin, und zwar für die oberen Stockwerke besonders stark. Mit dem einfachen Deckenmodell werden die tatsächlichen Eigenfrequenzen um bis zu 30 Prozent überschätzt. Der Einfluß der aufgehenden Wandkonstruktion auf die Deckenschwingungen ist bei weicheren Wandmaterialien, wie z. B. Mauerwerk, stärker.

Durch die endliche Wellenausbreitungsgeschwindigkeit des Bodens ergibt sich über die verschiedenphasige Anregung der Deckenaufleger ein weiterer wichtiger Einfluß auf die Deckenschwingungen. Dieser Einfluß, der zur mehr oder weniger starken Anregung der symmetrischen oder antisymmetrischen Deckeneigenformen führt, kann am einfachen Deckenmodell untersucht werden. Die Tilgung der Deckenresonanz durch gegenphasige Anregung im Beispiel 2.3 wird richtig erfaßt. Diese Resonanztilgung hängt allerdings empfindlich von der Phasendifferenz der Anregung ab, so daß eine genaue Prognose der eintretenden Deckenresonanz kaum möglich ist.

Die Resonanzüberhöhung hängt insgesamt von folgenden Faktoren ab:

- von der Phasendifferenz der Anregung, zum Teil sehr empfindlich,
- von der Dämpfung des Deckenmaterials,
- von den Auflagerungsbedingungen für die Decke, die wegen der Nachgiebigkeit und Verdrehbarkeit der Wände von der idealisierten festen Einspannung abweichen.

Da sich diese Faktoren nicht genau genug bestimmen lassen, ist eine realistische Prognose der Resonanzüberhöhung kaum möglich. Der Wert 66, der sich für das einfache Modell mit $D = 1\%$ bei gleichphasiger Anregung ergibt, kann als Abschätzung nach oben verwendet werden.

3.3 Die entscheidenden Einflußparameter für das Gebäudeverhalten unter Erschütterungseinwirkung

Das Gebäudeverhalten ist entscheidend durch zwei Eigenfrequenzen geprägt:

- die Bauwerk-Boden-Eigenfrequenz f_B und
- die erste Wandeigenfrequenz f_W .

Die Bauwerk-Boden-Eigenfrequenz hängt von der Fundamentfedersteifigkeit c und der Gebäudemasse m ab

$$f_B \approx \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{c}{m}} .$$

Die Fundamentfedersteifigkeit hängt wiederum von der Fundamentfläche und der Bodensteifigkeit ab. Die Einflüsse dieser drei Faktoren Bauwerk, Fundament und Boden kompensieren sich bis zu einem gewissen Grade, da die Gründung an die Größe des Gebäudes und an den Baugrund angepaßt wird. Aufgrund der Bauwerks- und der Fundamentkonstruktion ergeben sich deshalb vermutlich nicht so große Auswirkungen. Man kann sagen, daß besonders hohe Bauwerke zu niedrigeren Bauwerk-Boden-Eigenfrequenzen führen und großflächige (im Verhältnis zur Gebäudegrundfläche) Gründungen zu höheren. Der größte Einfluß dürfte aber vom Boden herrühren. Steife Böden verschieben die Eigenfrequenzen nach oben. Die Bedeutung der Bauwerk-Boden-Eigenfrequenz geht zurück, wenn sie in die Nähe der Wandeigenfrequenz kommt oder sogar größer als diese ist.

Bei der ersten Wandeigenfrequenz f_W schwingt das Gebäude in sich. Die Amplituden nehmen zur Gebäudespitze hin zu. Die Frequenz bestimmt sich näherungsweise sehr gut aus

$$f_W = v_L / 4H .$$

Die weiteren Eigenfrequenzen sind Vielfache der ersten. Die Eigenfrequenzen verschieben sich für hohe Gebäude oder für weiche Wandmaterialien, wie z.B. Mauerwerk nach unten.

Das Gebäudeverhalten hängt nun entscheidend vom Verhältnis der Eigenfrequenzen ab. Es ist

$$\frac{f_B}{f_W} \approx \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{c}{m}} \frac{4H}{v_L} = \frac{2}{\pi} \sqrt{\frac{cH}{EF}} ,$$

so daß das Frequenzverhältnis im wesentlichen dem Verhältnis der statischen Steifigkeiten vom Fundament (c) und vom Gesamtgebäude (EF/H) entspricht. Das Verhältnis wird groß für

- steife Böden
- großflächige Gründungen
- hohe Gebäude mit geringerer Wandsteifigkeit.

Je nach Größe dieses Frequenzverhältnisses kommt es zu Verstärkungen oder Abminderungen der Erschütterungen. Wenn die Bauwerk-Boden-Frequenz kleiner als die Wandfrequenz ist, werden die Erschütterungen oberhalb der Bauwerk-Boden-Frequenz abgemindert. Die maximale Abminderung wird bei der Wandeigenfrequenz erreicht. Der Abminderungsfaktor ist an dieser Stelle

$$\frac{1}{k^*} = \frac{3,4}{\pi(1-\nu)} \frac{\sqrt{G_{\rho B}} F_F}{\sqrt{E_{\rho W}} F_W} .$$

Die Erschütterungsreduktion ist am günstigsten bei weichen Böden und steifen Wänden und bei schmalen Fundamenten.

Ist die Bauwerk-Boden-Frequenz größer als die Wandfrequenz, so kommt es zu einer Resonanzüberhöhung bei der Wandeigenfrequenz. Die Stärke der Resonanz ist $1/k$, das in diesem Fall im wesentlichen durch die Fundamentfedersteifigkeit bestimmt ist

$$\frac{1}{k} \approx \frac{c}{\omega_1 \sqrt{E_{\rho F}}} = \frac{2}{\pi} \frac{cH}{EF} .$$

Die maximal mögliche Resonanzüberhöhung tritt beim starren Untergrund auf. Sie wird durch die Materialdämpfung der Wände begrenzt und beträgt $u/u_0 = 64$.

Die hier genannten Abminderungs- und Verstärkungsfaktoren geben den jeweils größten Effekt wieder, der in der ersten Wandeigenfrequenz auftritt. In anderen Frequenzbereichen sind die Unterschiede nicht so stark. So müssen sich die Frequenzgänge für tiefe Frequenzen angleichen, da sie alle im statischen Fall bei 1 beginnen. Zur ersten Wandeigenfrequenz hin bilden sich dann die extremen Unterschiede aus. Bei der zweiten Eigenfrequenz verschwinden die Unterschiede wieder, da das Gebäude für sich schwingt und die Bodenschwingungen dabei nicht beeinträchtigt. Für das Fundament und für die Gebäudespitze werden in dieser Frequenz die Übertragungsverhältnisse 1. Der Wechsel zwischen extremen Erschütterungsmodifikationen und direkter Übertragung setzt sich für die höheren Frequenzen fort.

3.4 Erschütterungen bei verschiedenen Gebäudekonstruktionen und Bodeneigenschaften

Die Auswirkungen einzelner Konstruktionsmerkmale sollen jeweils zunächst diskutiert und dann an einem Beispiel illustriert werden.

3.4.1 Mauerwerksbau

Die Materialeigenschaften der Wand wirken sich auf die Wandeigenfrequenz aus. Je weicher das Wandmaterial, desto niedriger ist die Eigenfrequenz. Für einen weichen Mauerwerksbau, der auf einem Lockerboden gegründet ist, bedeutet dies, daß die Erschütterungen größer als bei einem sonst gleichen Betonbau sind. Die Erschütterungsreduktion ist in diesem Fall nicht so stark. Liegt die Wandeigenfrequenz unter der Bauwerk-Boden-Eigenfrequenz, z.B. bei steifem Boden, dann ist die auftretende Resonanzüberhöhung größer als beim Betonbau. Wäre die Wandeigenfrequenz außerhalb des interessierenden Frequenzbereichs wie z.B. bei niedrigen Bauwerken, so gäbe es keine größeren Unterschiede.

Als Beispiel soll der im zweiten Abschnitt berechnete Mauerwerksbau auf Lockerboden betrachtet werden, wobei die Bodeneigenschaften mit denen im Beispiel 2.3 übereinstimmen sollen. Die Bodeneigenfrequenz ist die gleiche wie im Beispiel 2.3

$$f_B = 7,6 \text{ Hz,}$$

die Wandeigenfrequenz liegt theoretisch bei

$$f_W = 20 \text{ Hz.}$$

Wegen der starken Kopplung von Wand- und Deckenschwingungen hatte sich bei der Berechnung von Beispiel 2.2 $f_W = 25 \text{ Hz}$ ergeben. Die Wandeigenfrequenz ist noch deutlich größer als die Bauwerk-Boden-Frequenz. Die Reduktion der Dachschwingungen beträgt höchstens

$$\frac{u_D}{u_0} \approx \frac{1}{k^*} = 0,70.$$

Dieser Wert ist eher noch zu klein, da die Eckfrequenz $f_1 = 14,9 \text{ Hz}$, die für die Näherung $k \approx k^*$ maßgeblich ist, schon recht nah bei der betrachteten Wandfrequenz liegt. Die Lösung für das vollständige Stabmodell zeigt Bild 3.12.

3.4.2 Stockwerkszahl

Mit zunehmender Stockwerkszahl bzw. Gebäudehöhe - bei sonst gleicher Gebäudekonstruktion - werden beide maßgeblichen Eigenfrequenzen f_B und f_W kleiner. Das bedeutet für den Fall, daß die Erschütterungen überhaupt abgemindert werden, daß diese Abminderung schon bei tieferen Frequenzen eintritt. Die Größe der abgeminderten Amplituden hängt aber nicht weiter von der Gebäudehöhe ab. Auf der anderen Seite nimmt das Verhältnis der beiden Eigenfrequenzen

$$\frac{f_B}{f_W} \approx \frac{2}{\pi} \sqrt{\frac{cH}{EF}}$$

mit der Gebäudehöhe zu. Damit ist eine Resonanzüberhöhung bei der Wandeigenfrequenz eher möglich. Die Verstärkung in diesem Fall steigt sogar proportional zur Gebäudehöhe

$$\frac{u_D}{u_0} = \frac{1}{k} \approx \frac{2}{\pi} \frac{cH}{EF} .$$

Da dieser Fall der Resonanzüberhöhung der seltenere ist, kann man insgesamt sagen, daß die Gebäudehöhe bzw. Stockwerkszahl von geringerer Bedeutung für die Erschütterungsstärke ist.

Als erstes Beispiel dazu soll das Betongebäude aus 2.1 und 2.3 auf 10 Geschosse aufgestockt werden (siehe Bild 3.13). Die neuen Eigenfrequenzen wären dann

$$f_B = 7,6 \text{ Hz} \cdot \sqrt{6/10} = 5,9 \text{ Hz}$$

und

$$f_W = 48,1 \text{ Hz} \cdot 6/10 = 28,8 \text{ Hz} .$$

Die Erschütterungsreduktion auf dem gewählten Lockerboden

$$\frac{u_D}{u_0} \approx \frac{1}{k^*} = 0,29$$

ändert sich nicht.

Es soll noch ein zweites Beispiel betrachtet werden, das die Erschütterungsauswirkungen bei niedrigen Gebäuden behandelt. Es wird die Gebäudekonstruktion aus Abschnitt 2, jedoch mit nur zwei Stockwerken berechnet (siehe Bild 3.14 und 3.15). Die Eigenfrequenzen sind

$$f_B = 7,6 \text{ Hz} \cdot \sqrt{6/2} = 13,0 \text{ Hz} \text{ und}$$

$$f_W = 48,1 \text{ Hz} \cdot 6/2 = 144,3 \text{ Hz} \text{ bei Betonwänden bzw.}$$

$$f_W = 19,6 \text{ Hz} \cdot 6/2 = 58,8 \text{ Hz} \text{ bei Mauerwerkswänden} .$$

Bei der Betonkonstruktion liegt die Wandeigenfrequenz schon außerhalb des interessierenden Frequenzbereichs. Unterhalb von 100 Hz verhält sich solch ein Betongebäude annähernd wie ein Ein-Massen-Schwinger.

3.4.3 Massiver Bau mit dicken Wänden

Variiert man bei sonst gleicher Konstruktion die Wanddicke des Gebäudes, so ändert sich die Gesamtmasse des Gebäudes und die Steifigkeit der Wände. Die Wanddicke beeinflusst deshalb die Bauwerk-Boden-Eigenfrequenz. Die massiveren Wände verschieben die Eigenfrequenz nach unten. Auf die Wandeigenfrequenz wirkt sich hingegen die Wanddicke nicht aus, da die Trägheit und die Steifigkeit in gleichem Maße mit der Wanddicke zunehmen. Als Resultat ergeben sich beim massiveren Bau in jedem Fall geringere Erschütterungen. Sowohl bei der Abminderung durch Lockerböden als auch bei Resonanzüberhöhung bei steifem Untergrund hängt der Übertragungsfaktor vom Freifeld zum Gebäude umgekehrt proportional von der Wanddicke ab.

Es muß allerdings hinzugefügt werden, daß für sehr dünne Wände das Verhältnis von Wand- zu Deckenmassen ungünstiger wird. Der Einfluß der Deckenmassen auf das Wandverhalten wird damit größer, und die einfachen Modelle geben das Gebäudeverhalten nicht mehr so gut wieder. Die Wandeigenfrequenz verschiebt sich nach unten und verstärkt den Effekt, daß die Erschütterungen bei dünnen Wänden stärker sind.

3.4.4 Fundamentbreite

Mit der Fundamentbreite wächst die Federsteifigkeit und insbesondere die Dämpfung des Fundamentes auf dem Boden. Dadurch verschiebt sich die Bauwerk-Boden-Frequenz nach oben. In jedem Fall erhöhen sich die Erschütterungen bei breiteren Fundamenten. Im Abminderungsfall, in dem die Dämpfungskräfte dominieren, ist die Auswirkung der Fundamentbreite am stärksten. Der Reduktionsfaktor $1/k^*$ nimmt proportional zur Fundamentbreite zu.

Hinzuzufügen ist, daß bei breiteren Fundamenten die Dämpfungskräfte schon bei tieferen Frequenzen die Federkräfte überwiegen. Die Frequenz f_1 , bei der beide Kräfte übereinstimmen, nimmt mit der Wurzel der Fundamentbreite ab.

Für hohe Frequenzen kommt ein weiterer Effekt hinzu. Wegen der Starrheit des Fundaments werden verschiedenphasige Erschütterungsanteile über die Fundamentbreite gemittelt. Dies vermindert die "resultierende Erschütterungsanregung" in Abhängigkeit vom Parameter $\bar{b} = \pi b f / v_s$, der auf die Wellenlänge bezogenen Fundamentbreite. Für $\bar{b} > 1$ reduzieren sich die Erschütterungen im wesentlichen mit $1/\bar{b}$, also umgekehrt proportional zur Fundamentbreite. Dies ist insbesondere für weiche Böden und für hohe Frequenzen der Fall.

Wenn diese Bedingung erfüllt ist und die Wellenlänge genügend klein gegenüber der Fundamentbreite ist, so kompensieren sich die beiden Fundamenteffekte, die Erhöhung wegen der größeren Fundamentdämpfung (bzw. Federung) und die Reduktion durch stärkere Ausmittelung über die Fundamentbreite.

Beispiel:

Es wird das Betongebäude Beispiel 2.3 mit jeweils 3 Meter breiten Fundamenten betrachtet. Die Wandeigenfrequenz ist von dieser Änderung nicht betroffen und liegt weiterhin bei

$$f_W = 48,1 \text{ Hz.}$$

Die Bauwerk-Boden-Eigenfrequenz verschiebt sich mit der Fundamentfedersteifigkeit nach oben

$$f_B = 7,6 \text{ Hz} \cdot \sqrt{3\text{m}} / \sqrt{1\text{m}} = 13,2 \text{ Hz} .$$

Entscheidend ist jedoch die Erhöhung der Fundamentdämpfung, die zu einer geringeren Abminderung in der Wandeigenfrequenz von

$$\frac{u_D}{u_0} \approx \frac{1}{k^*} = 0,29 \cdot \frac{3\text{m}}{1\text{m}} = 0,86$$

führt.

Auf der anderen Seite werden die Erschütterungen stärker über die Fundamentbreite ausgemittelt. Für die 1 m breiten Fundamente ist die Reduktion in der Wandeigenfrequenz mit

$$u_0^*/u_0 = 0,92$$

gering. Beim 3 m breiten Fundament ist der Parameter

$$\bar{b} = \pi b f / v_s = 2,3$$

größer als 1 und die entsprechende Reduktion ist

$$u_0^*/u_0 \approx 1/\bar{b} = 0,44 .$$

Die Amplituden in der Wandeigenfrequenz

$$\frac{u_D}{u_0} = \frac{u_D}{u_0^*} \frac{u_0^*}{u_0} = 0,86 \cdot 0,44 = 0,38$$

sind hier im Vergleich zum schmalen Fundament

$$\frac{u_D}{u_0} = 0,29 \cdot 0,92 = 0,26$$

etwas größer.

3.4.5 Gebäude mit Plattenfundament

Im Rahmen dieser Untersuchung kann das Plattenfundament nur als starres Fundament betrachtet werden. Mit dieser Idealisierung dürften die auftretenden Effekte eher überschätzt werden. Es wird wiederum das Betongebäude Beispiel 2.3, diesmal mit einem über die gesamte Gebäudebreite von $B = 12 \text{ m}$ durchgehenden Fundament untersucht. Die Eigenfrequenzen sind

$$f_B = 7,6 \text{ Hz } \sqrt{12\text{m}/3\sqrt{1\text{m}}} = 8,8 \text{ Hz und}$$

$$f_W = 48,1 \text{ Hz (unverändert) .}$$

In der Wandeigenfrequenz ist

$$\frac{u_D}{u_0^*} \approx \frac{1}{k^*} = 0,29 \cdot \frac{12\text{m}}{3 \cdot 1\text{m}} = 1,14$$

und

$$\frac{u_0^*}{u_0} \approx \frac{1}{b} = 0,11 ,$$

so daß die Erschütterungen

$$\frac{u_D}{u_0} = 1,14 \cdot 0,11 = 0,13$$

beim Plattenfundament kleiner als bei der Gründung auf Streifenfundamenten sind.

3.4.6 Steifigkeit des Baugrundes

Die Steifigkeit des Baugrundes kann sehr stark variieren. Für den Schubmodul G des Bodens sind Werte zwischen 10^7 und 10^9 N/m² möglich, je nachdem, ob es sich um Lockerböden oder Felsgestein handelt. Entsprechend stark ist der Einfluß der Bodensteifigkeit auf die Erschütterungssimmission. Der Schubmodul geht in die Federsteifigkeit des Fundamentes ein und verschiebt damit die Bauwerk-Boden-Eigenfrequenz. Bei steifen Böden kann diese Eigenfrequenz größer als die Wandeigenfrequenz werden, so daß bei der Wandeigenfrequenz eine Resonanz auftritt. Die Stärke der Resonanzüberhöhung nimmt dann mit dem Schubmodul des Bodens zu. Bei weichen Böden sind die Erschütterungen vermindert. Die Reduktion hängt von der Wurzel des Schubmoduls ab und ist für weichere Böden stärker. Weiche Böden verstärken auch den Ausmittelungseffekt durch das starre Fundament.

Mit Beispiel 2.3 ist ein Gebäude auf Lockerböden berechnet worden. Die Abminderungseffekte ließen sich noch durch einen weicheren Boden vergrößern. Hier soll das gleiche Gebäude auf einem sehr harten Untergrund mit einem Schubmodul von $G = 10^9$ N/m² untersucht werden (siehe Bild 3.16 und 3.17). Die Bauwerk-Boden-Eigenfrequenz liegt dann bei

$$f_B = 17,6 \text{ Hz} \sqrt{G_2/G_1} = 26,9 \text{ Hz},$$

die Wandeigenfrequenz ist unverändert. Betrachten wir zuerst den Mauerwerksbau mit einer Wandeigenfrequenz von

$$f_W = 19,6 \text{ Hz},$$

so ist die Bodenfrequenz größer. Die dabei entstehende Resonanzüberhöhung in der Wandfrequenz ist

$$\frac{u_D}{u_0} \approx \frac{2}{\pi} \frac{cH}{EF} = 6,6.$$

Für den entsprechenden Betonbau mit

$$f_W = 48,1 \text{ Hz}$$

muß die Formel etwas genauer ausgewertet werden. In der Wandfrequenz wirken hier nämlich die Feder- und Dämpferkräfte in gleicher Größe. Die zugehörige Eckfrequenz

$$f_1 = 14,9 \text{ Hz} \sqrt{G_2/G_1} = 52,7 \text{ Hz} ,$$

bei der beide Kräfte übereinstimmen, liegt in unmittelbarer Nähe der Wandfrequenz. Die Amplituden in der Wandeigenfrequenz sind demnach

$$\frac{u_D}{u_0} = \frac{1}{k} \approx \sqrt{2} \frac{2}{\pi} \frac{cH}{EF} = 1,56 .$$

Die Wandresonanz tritt also beim steiferen Bauwerk kaum noch hervor.

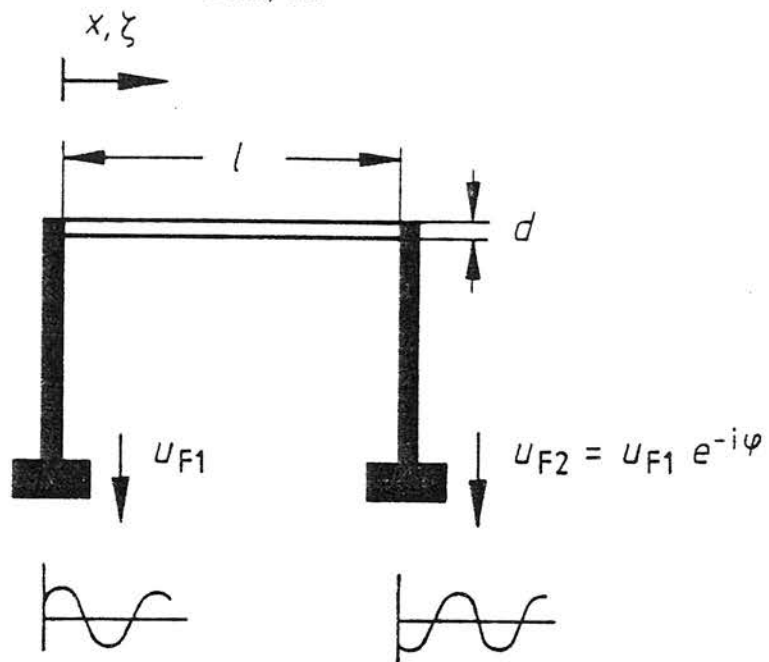


Bild 3.1 - Modell für die Deckenschwingungen:
starr eingespannte Platte unter
phasendifferenzierter Auflageranregung

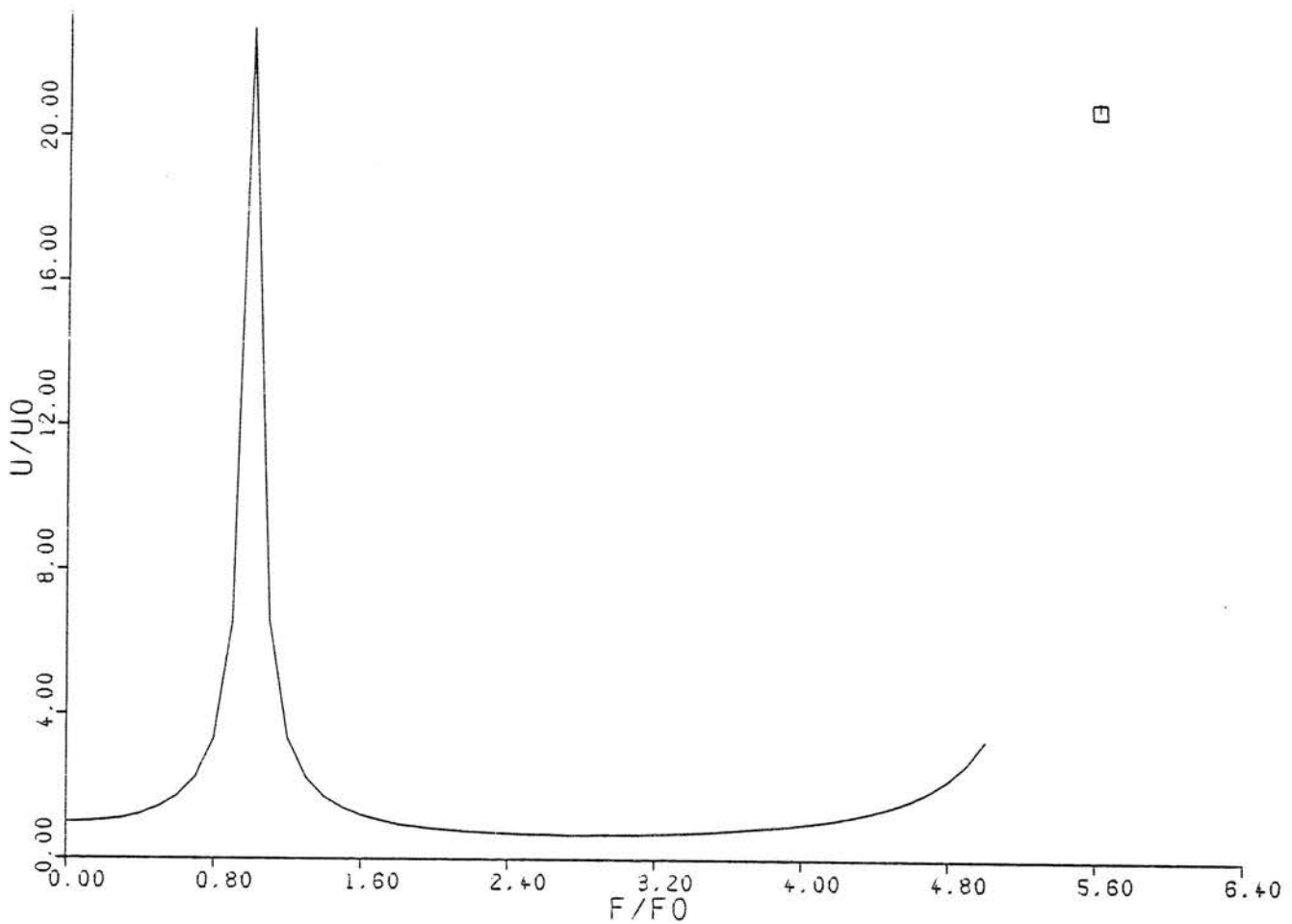


Bild 3.2 - Deckenschwingungen bei phasengleicher Anregung;
Amplitudenfrequenzgang der Deckenmitte
(Resonanz beschränkt)

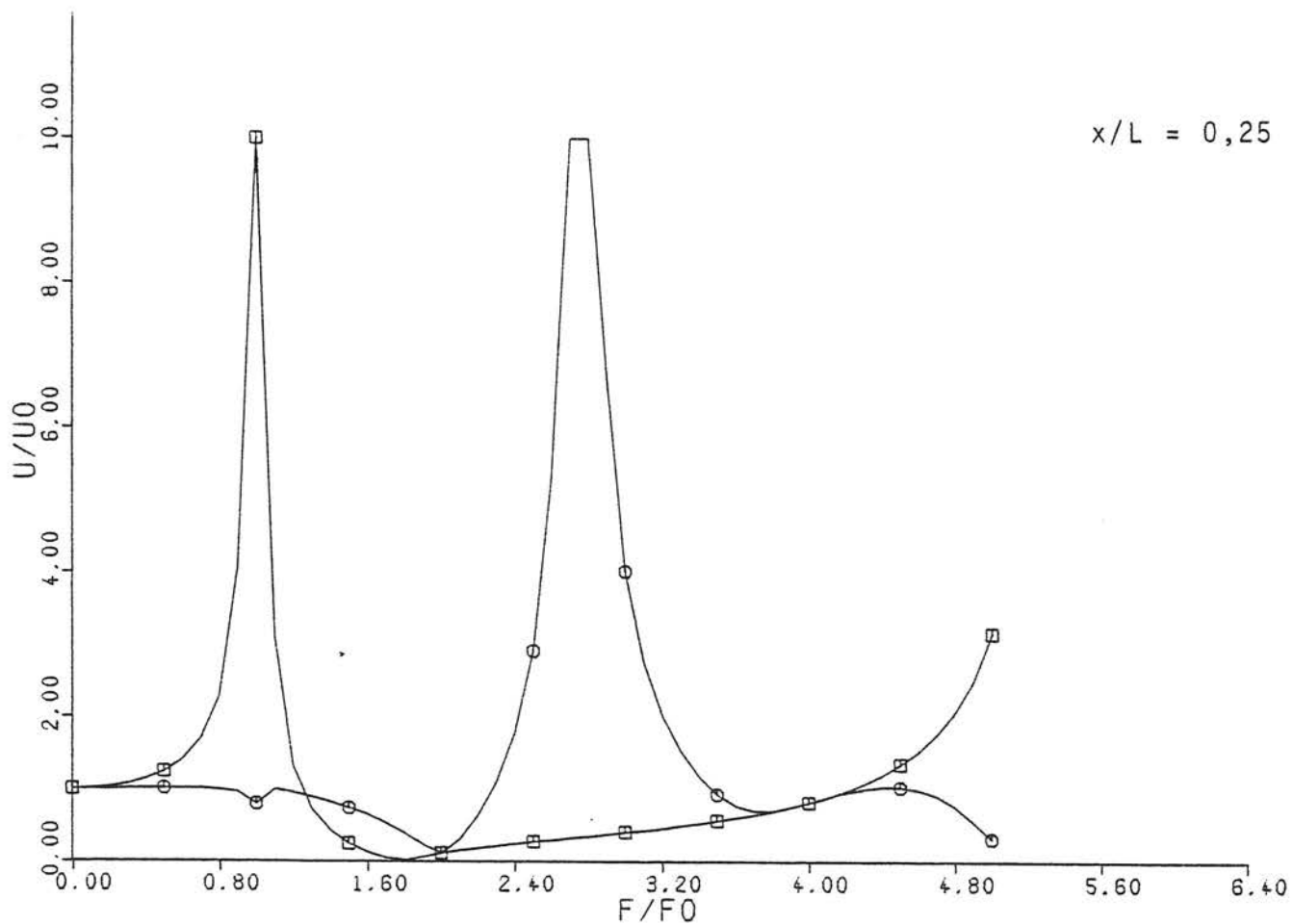
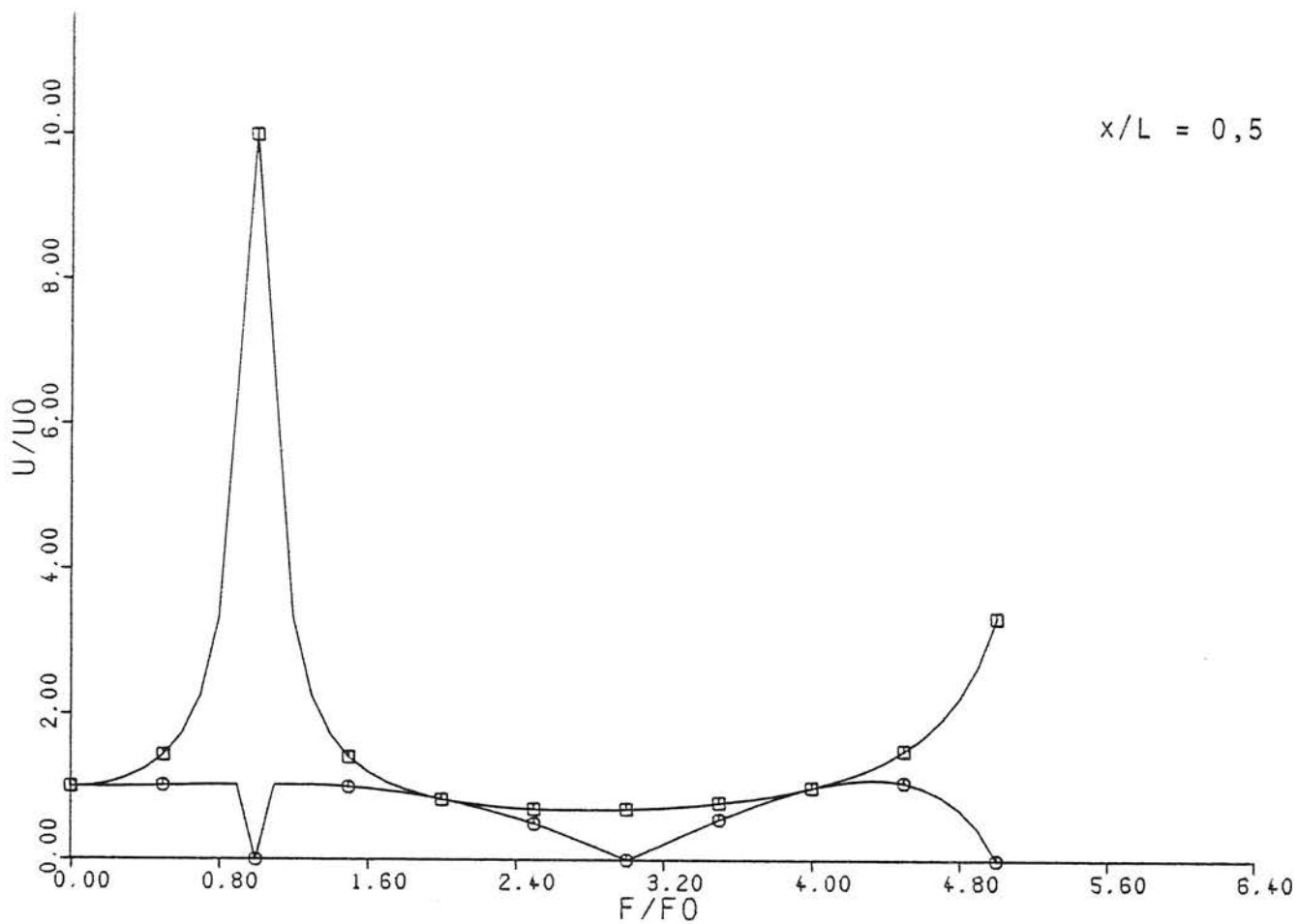


Bild 3.3 - Deckenschwingungen bei phasengleicher Anregung (□) und bei Anregung durch sich im Boden ausbreitende Wellen (○)

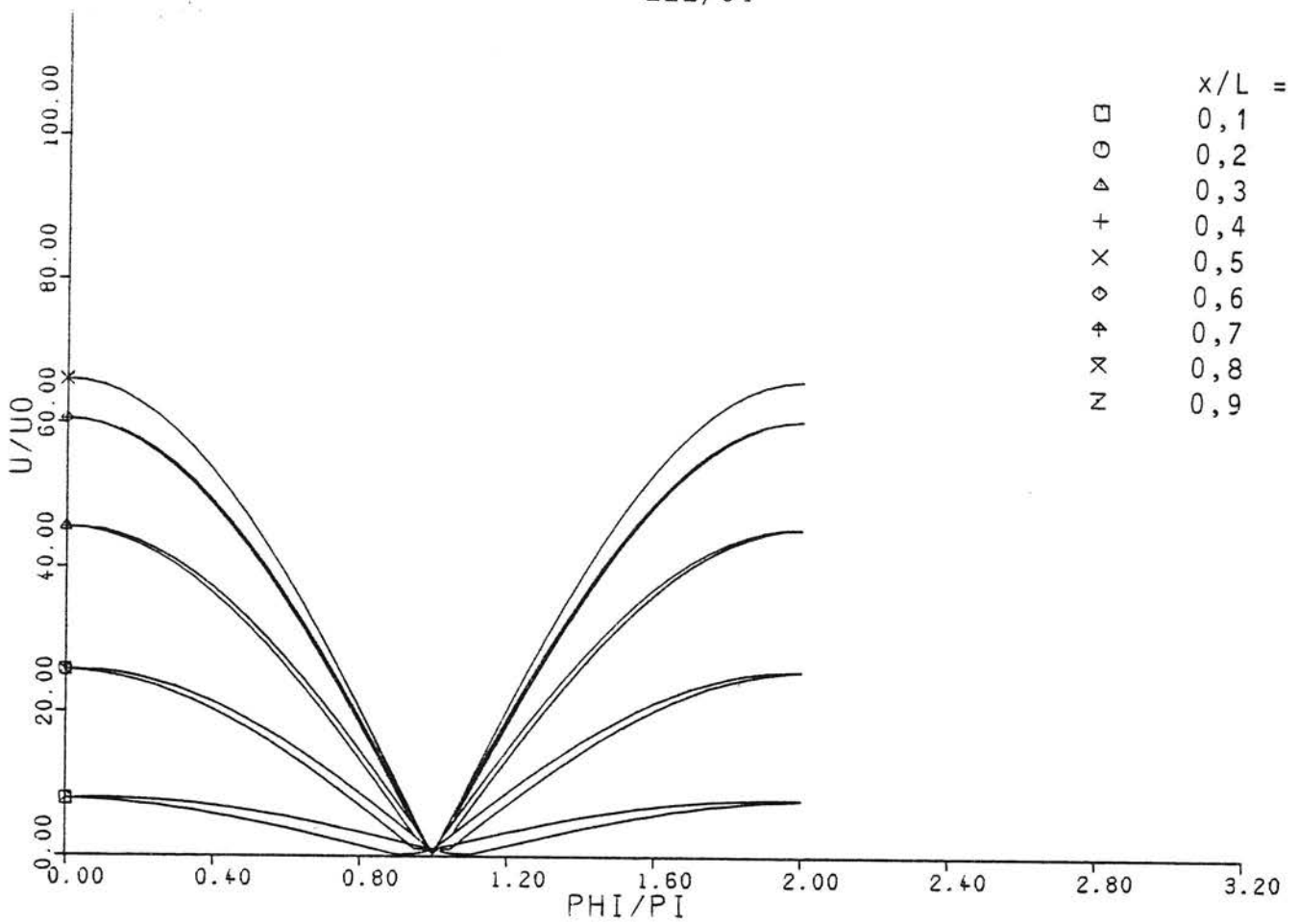


Bild 3.4 - Resonanzüberhöhung der Deckenschwingungen für verschiedene Phasendifferenzen und Deckenpunkte

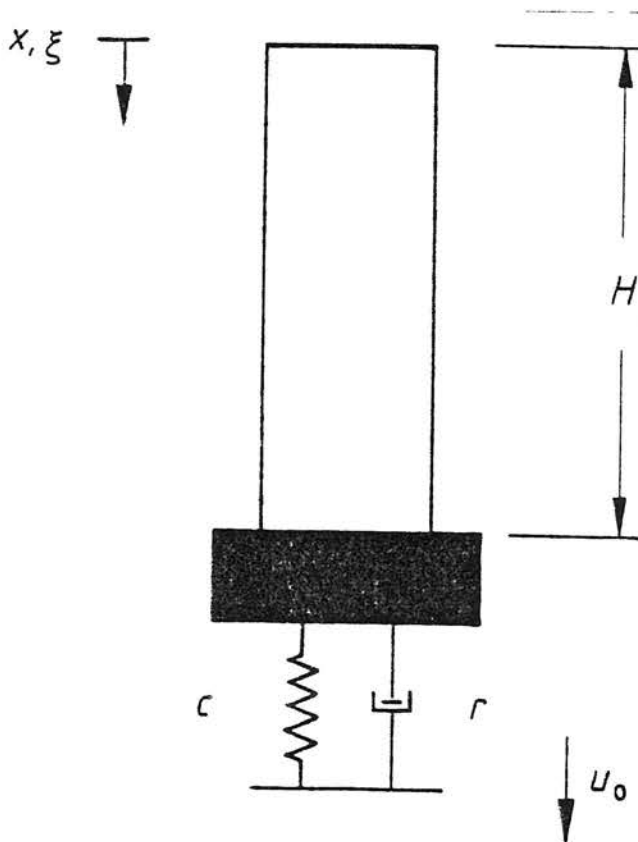


Bild 3.5 - Modell für die Wandschwingungen: auf Fundamentfeder und -dämpfer gelagerter Stab

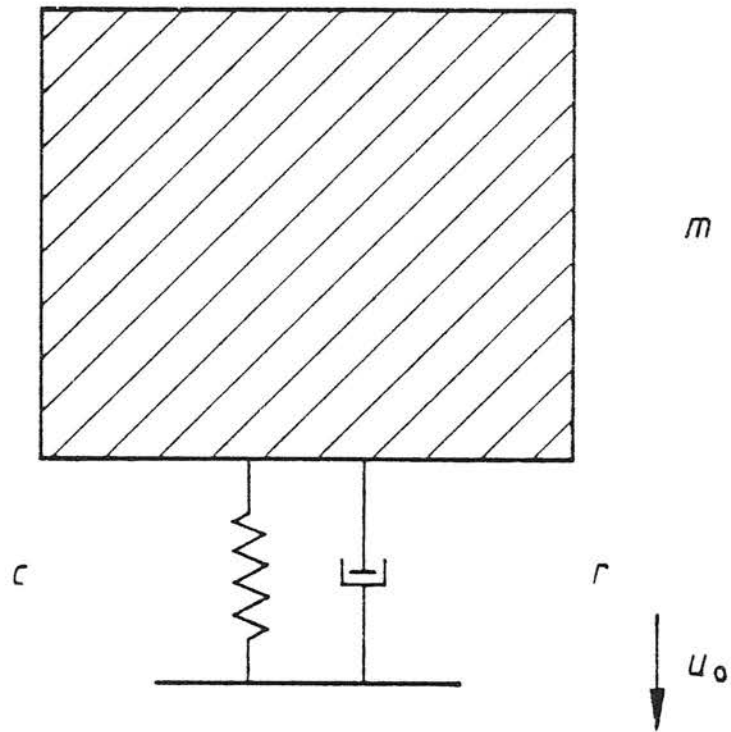


Bild 3.6 - Ein-Massen-Modell unter Fußpunktanregung

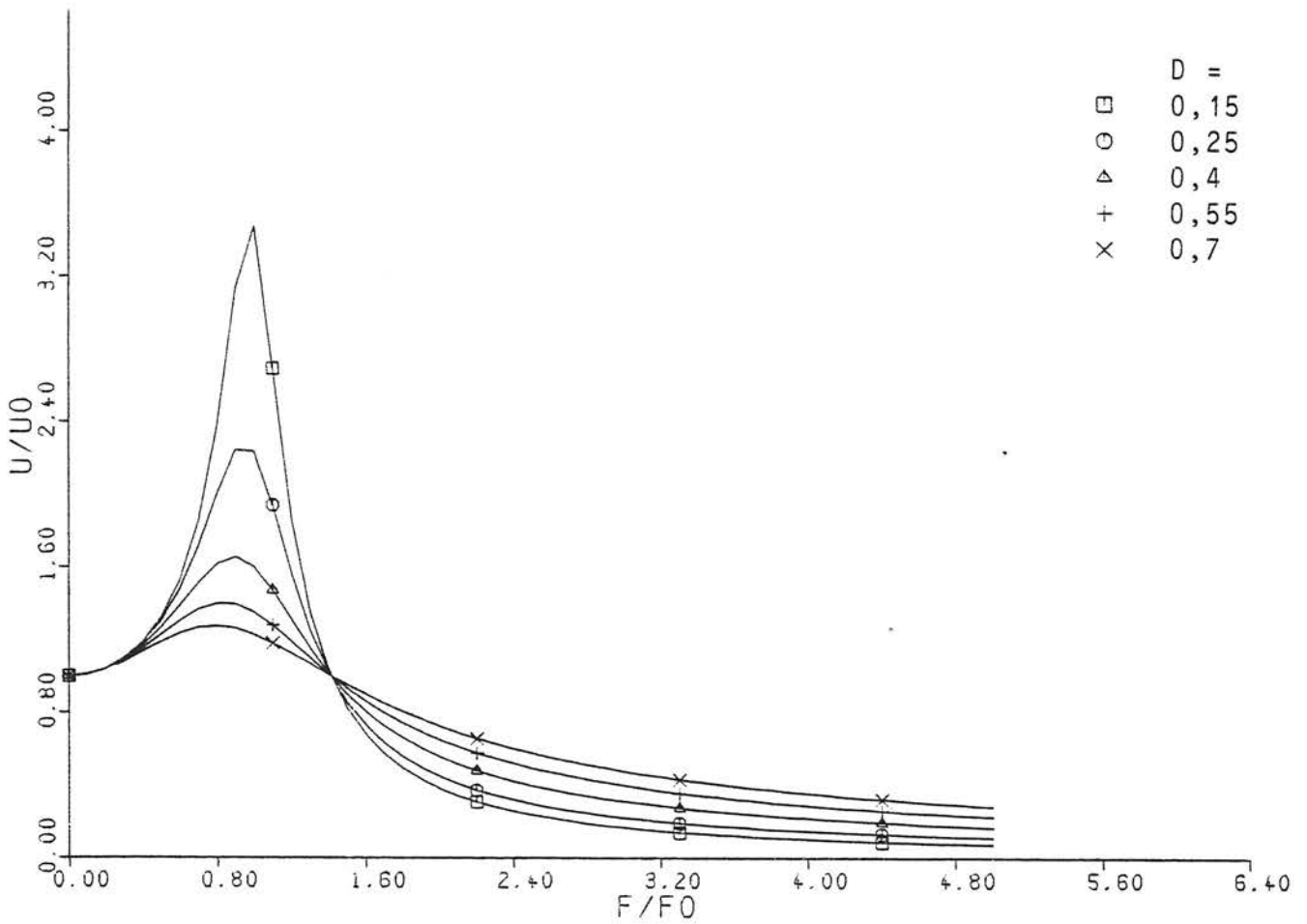


Bild 3.7 - Amplitudenfrequenzgang des Ein-Massen-Modells

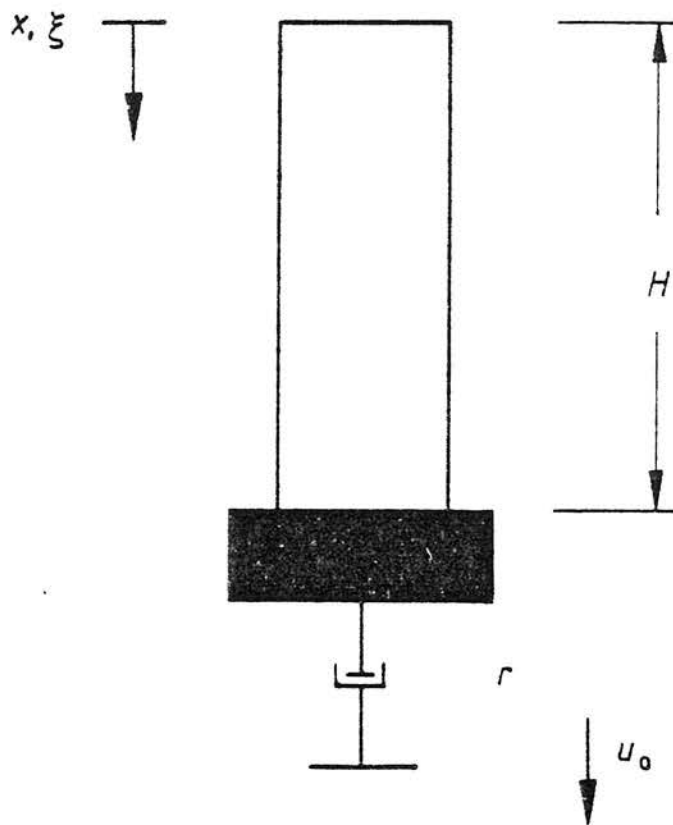


Bild 3.8 - Modell für die hochfrequenten Wandschwingungen:
auf dem Fundamentdämpfer gelagerter Stab

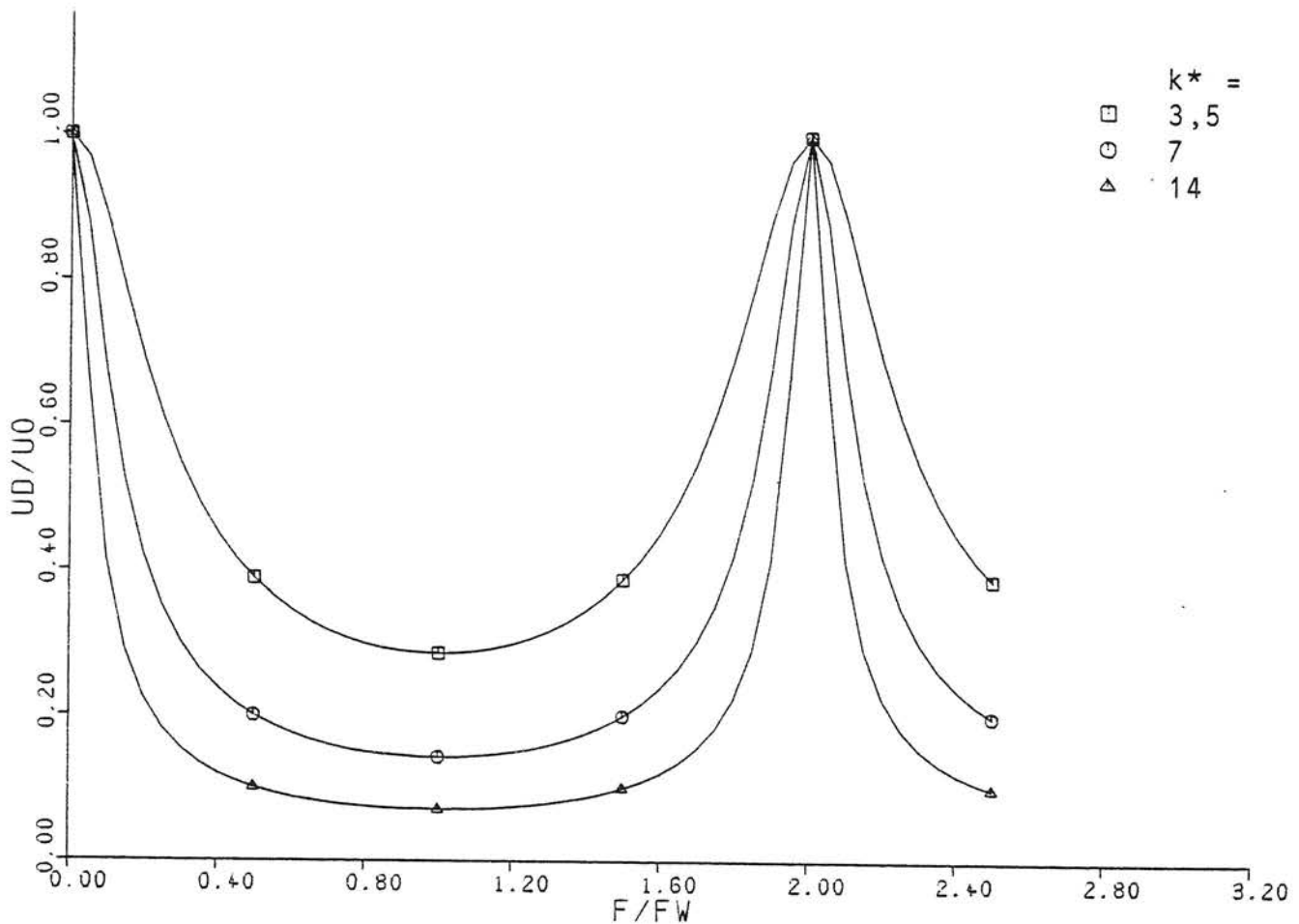


Bild 3.9 - Mit dem Näherungsmodell (Bild 3.8)
berechnete Frequenzgänge des Daches

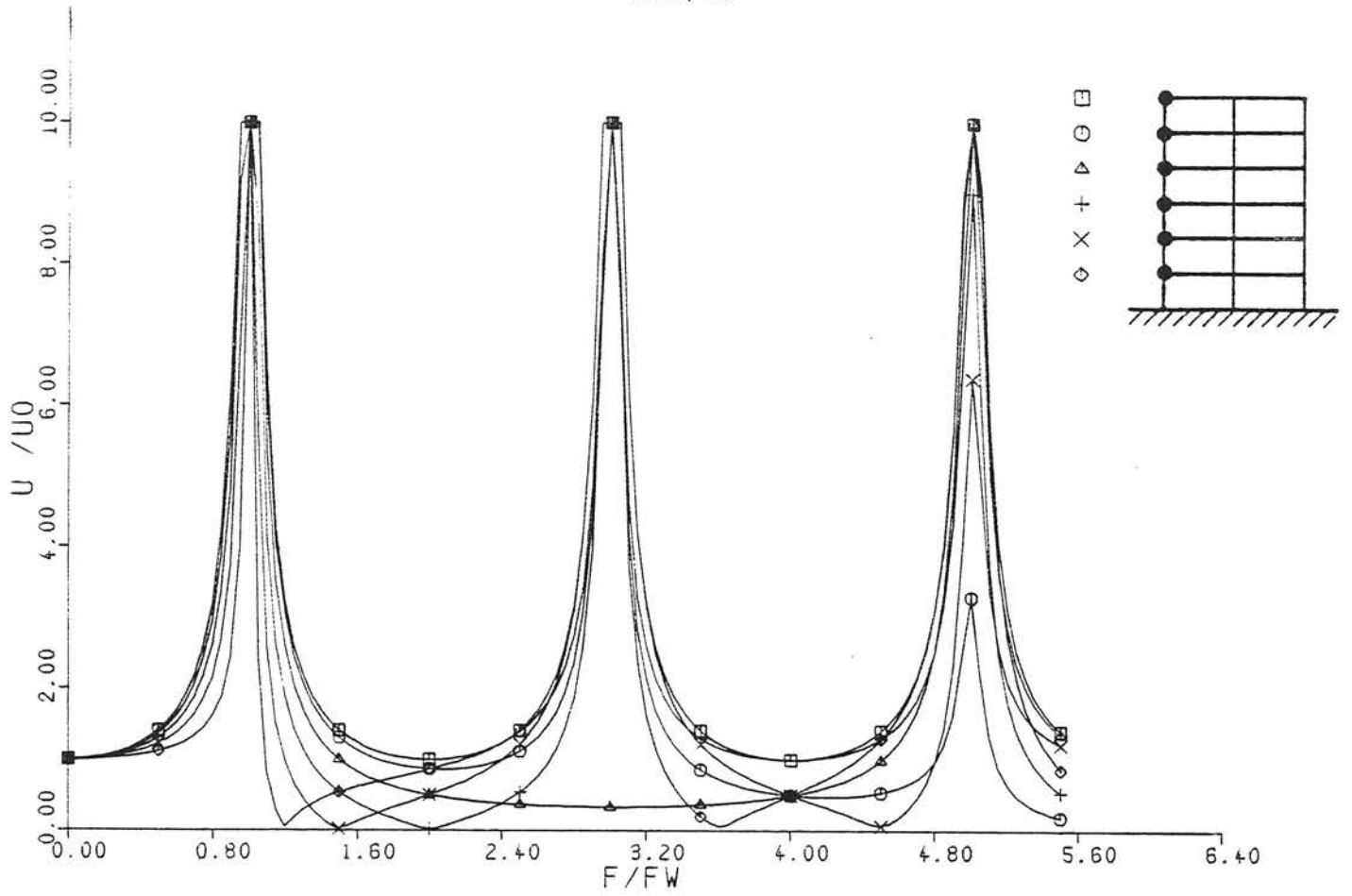


Bild 3.10 - Gebäude auf starrem Untergrund, mit dem Stabmodell berechnete Wandfrequenzgänge (Resonanzen beschränkt)

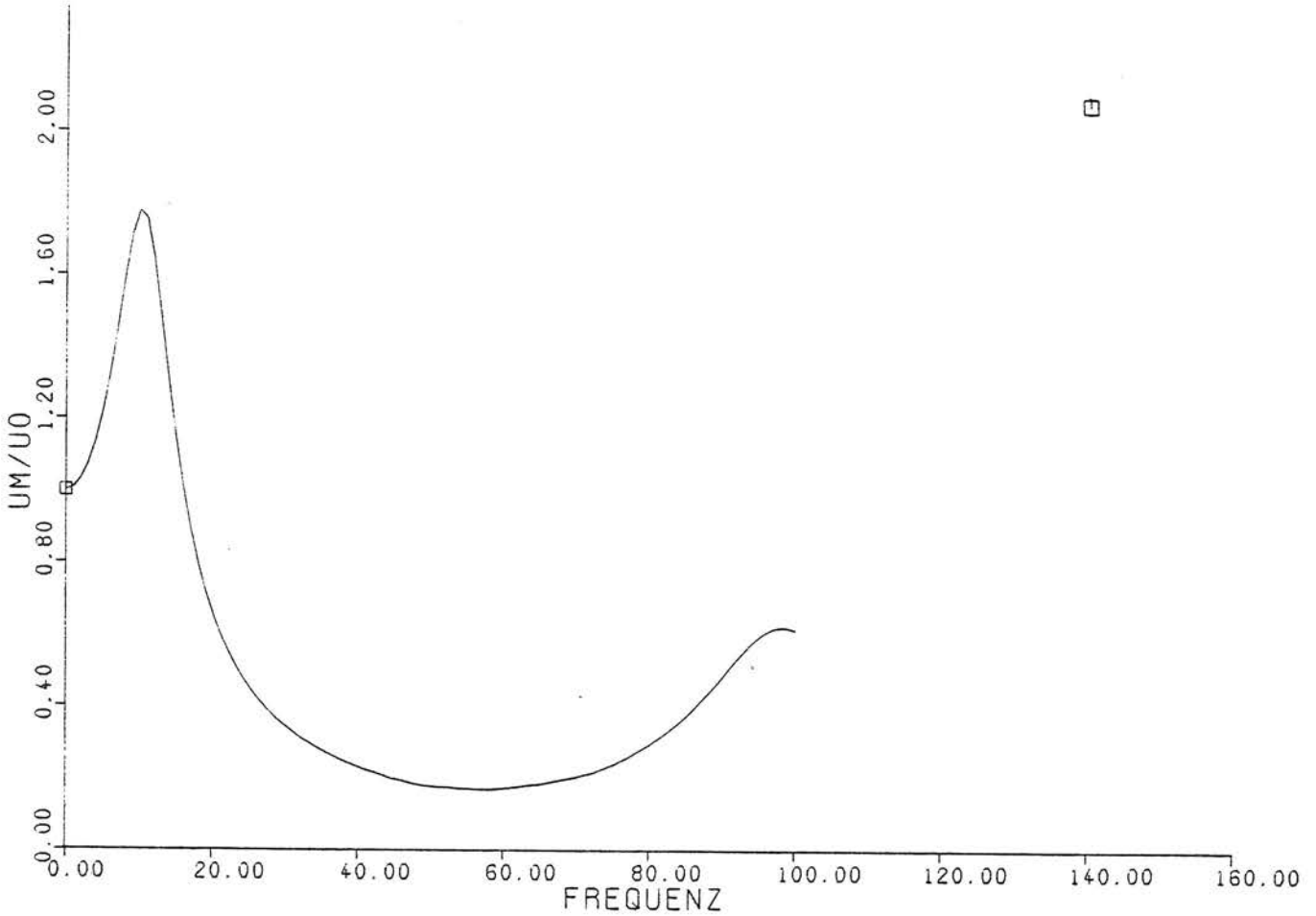
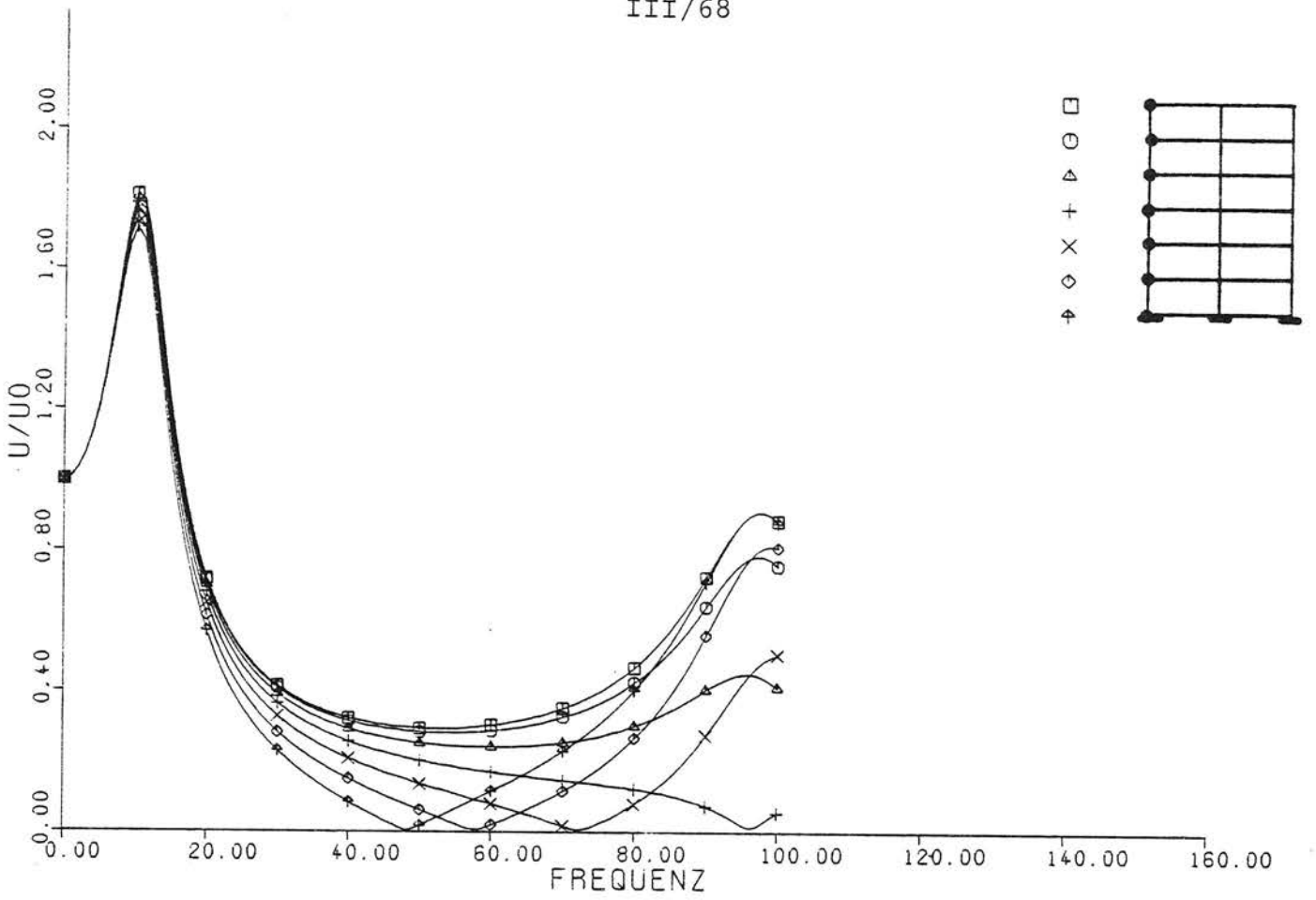


Bild 3.11 - Betonbau auf Lockerboden, mit dem Stabmodell berechnete Wandfrequenzgänge; Mittelwerte für alle Stockwerke (unten)

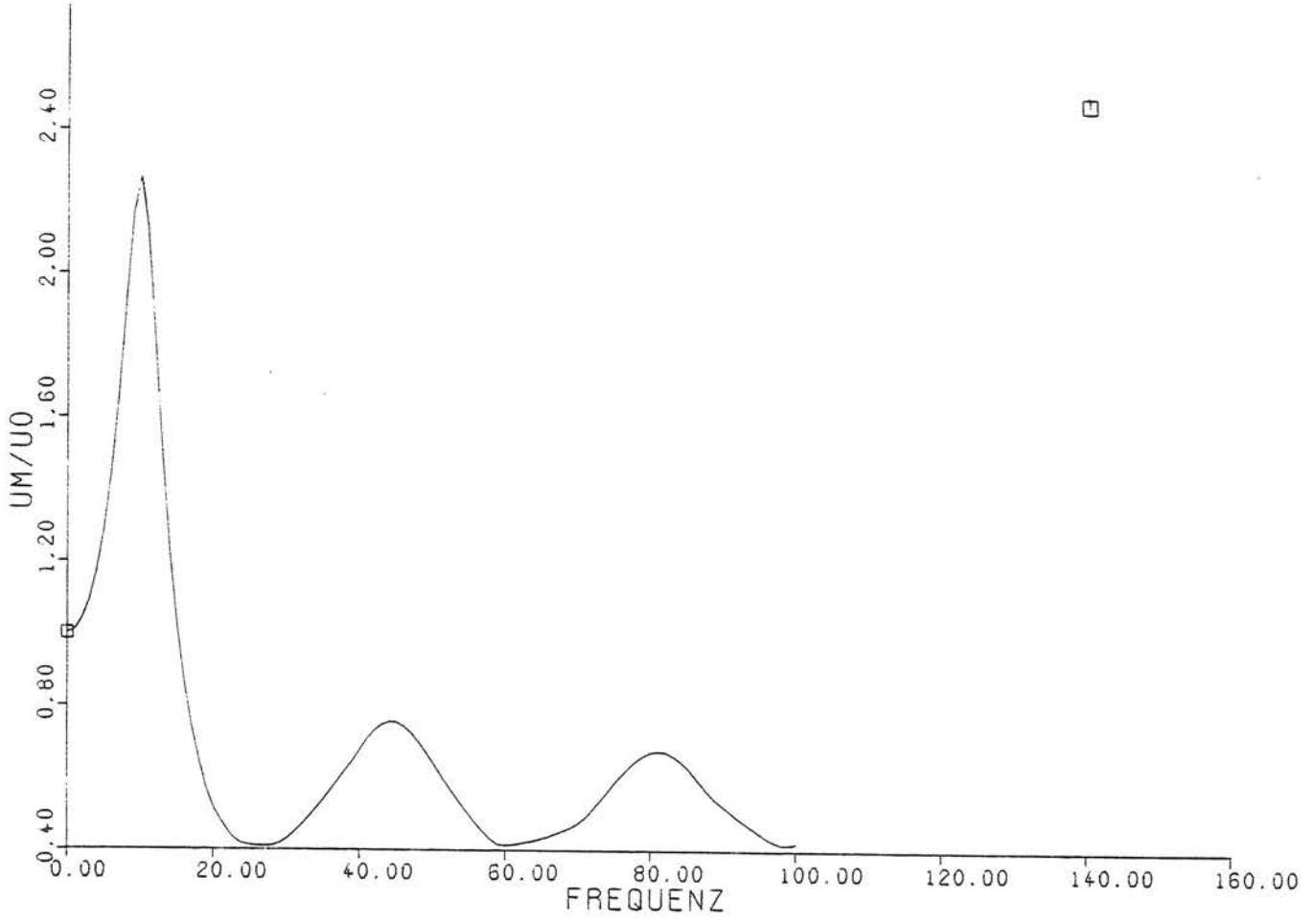
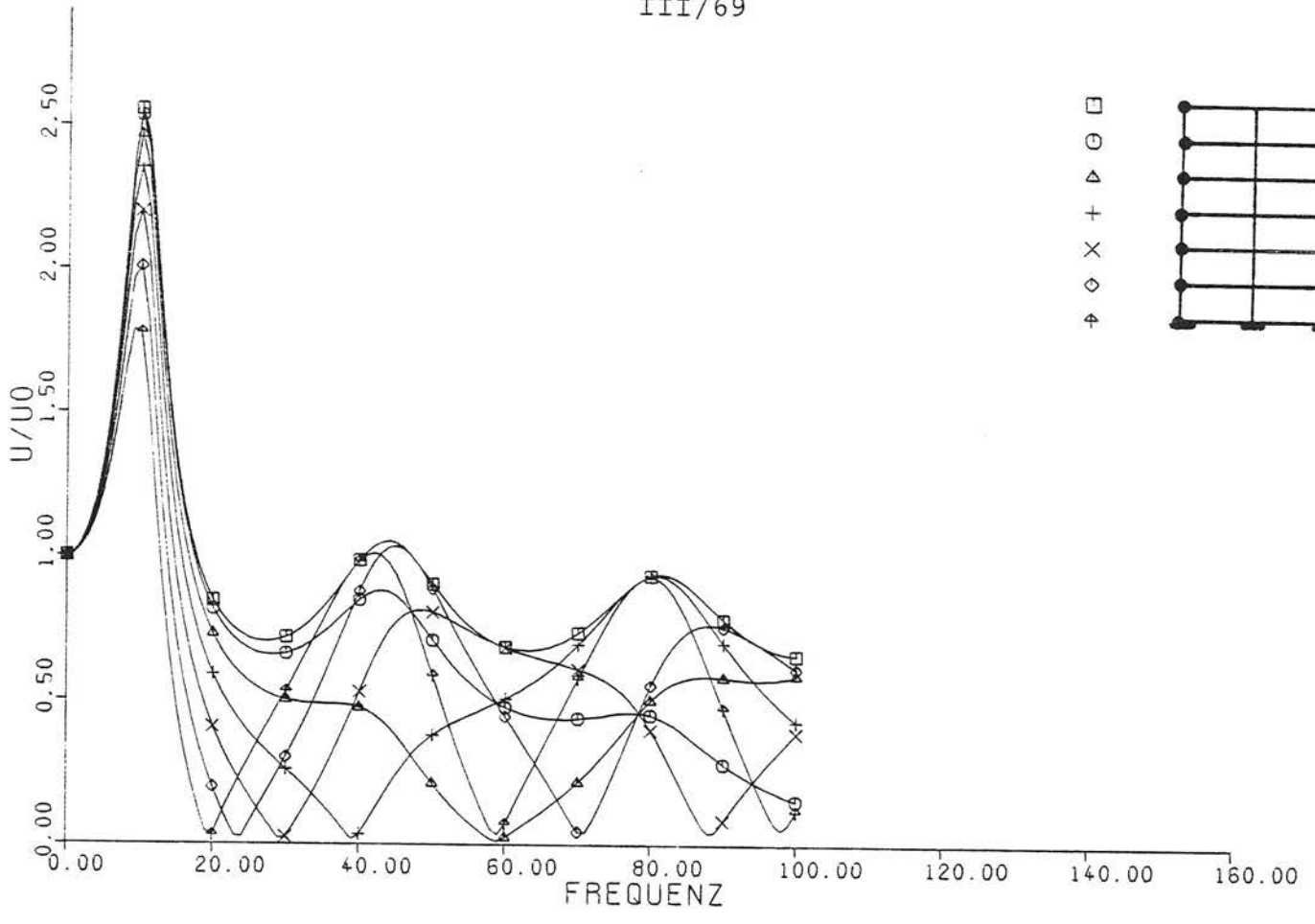


Bild 3.12 - Mauerwerksbau auf Lockerboden (s. 3.4.1)

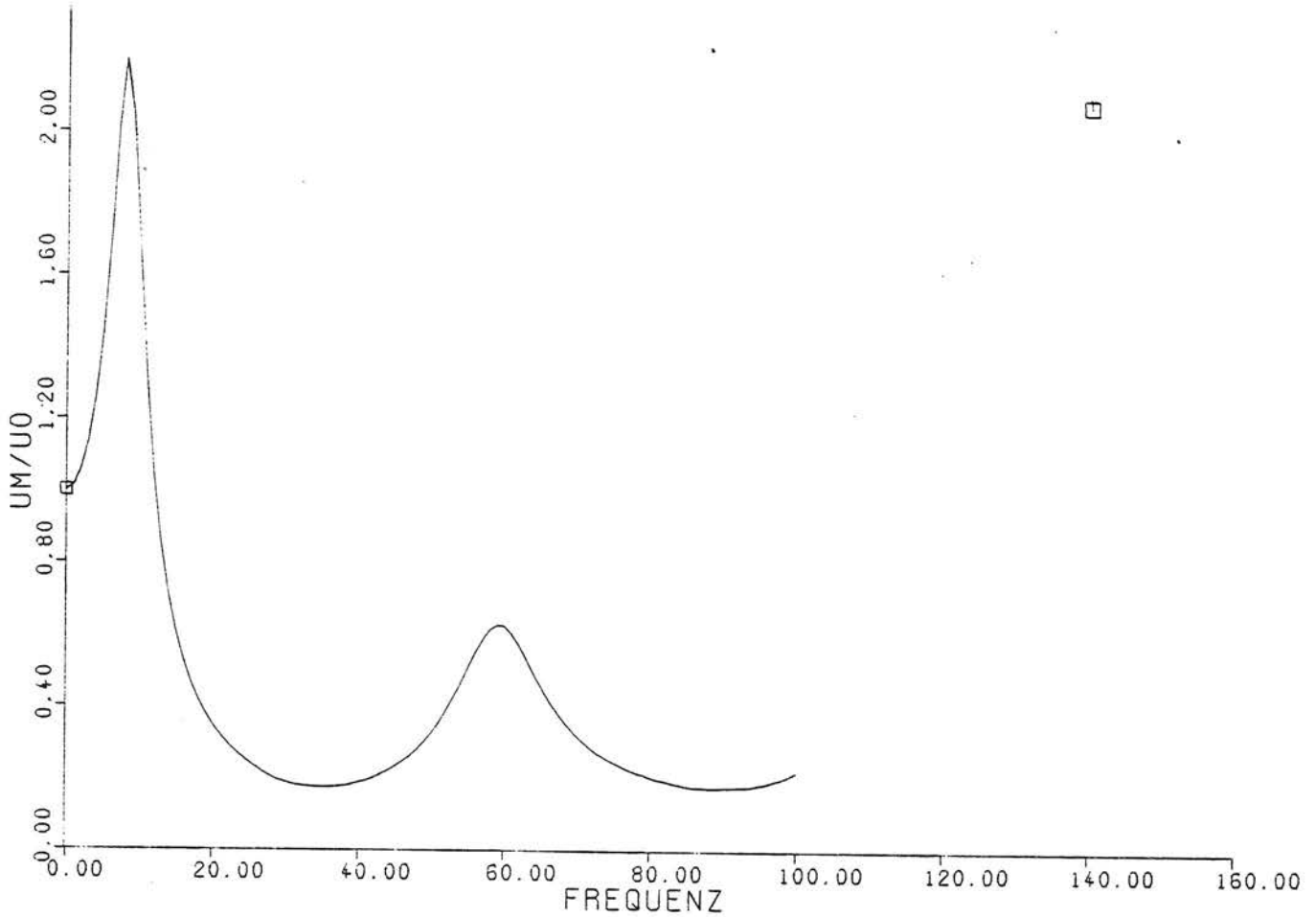
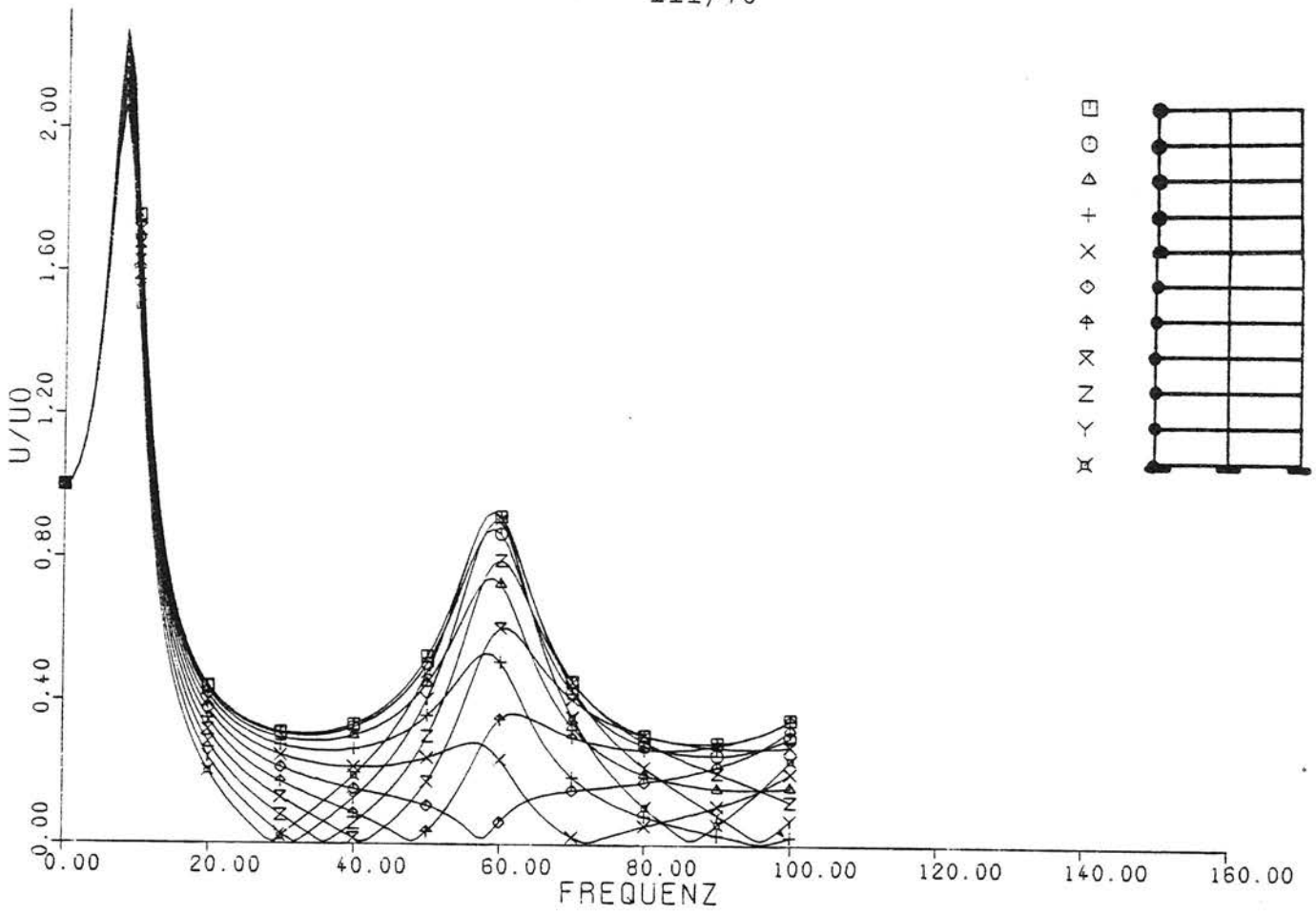
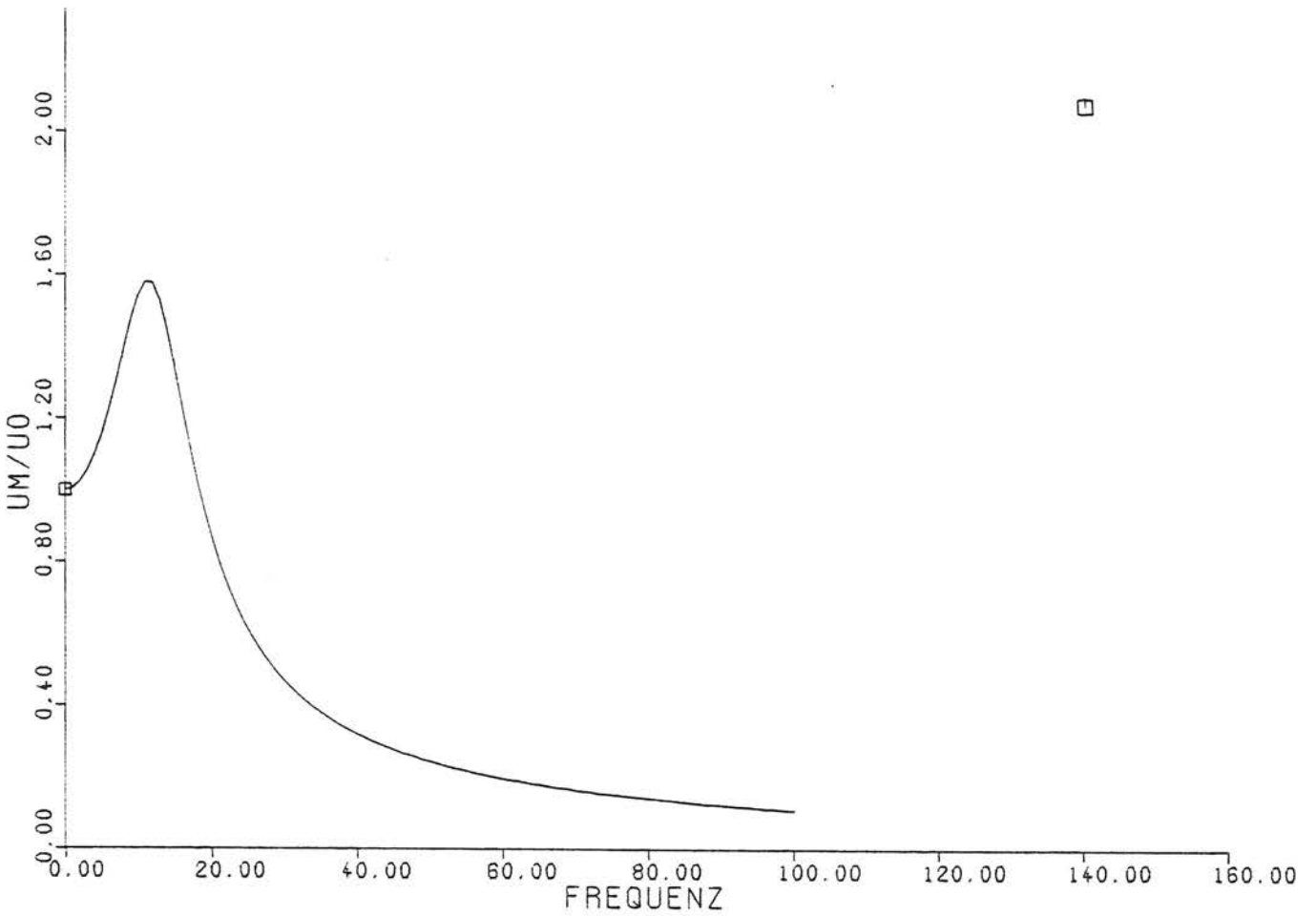
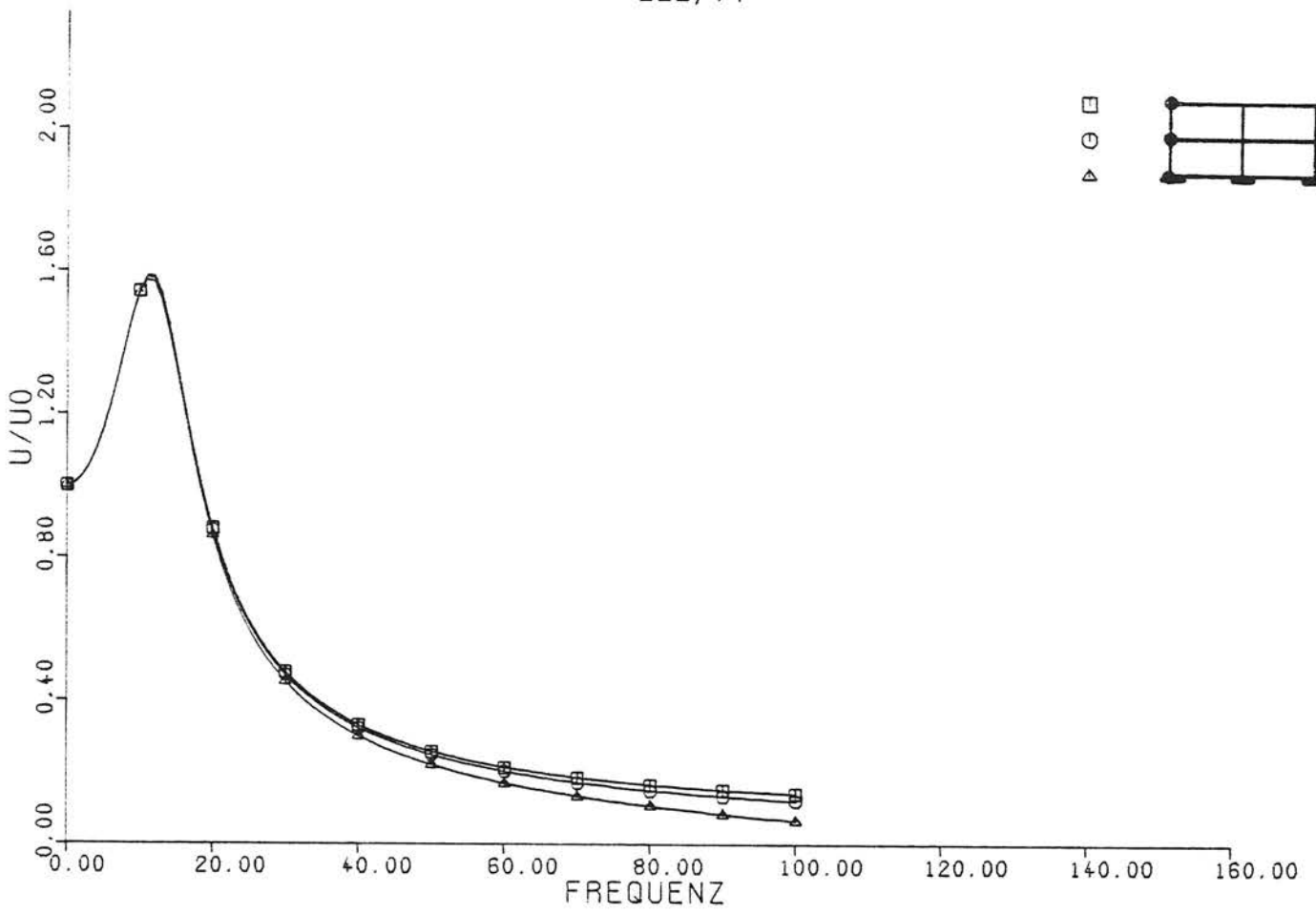


Bild 3.13 - Zehngeschossiger Betonbau (s. 3.4.2)



□

Bild 3.14 - Zweigeschossiger Betonbau (s. 3.4.2)

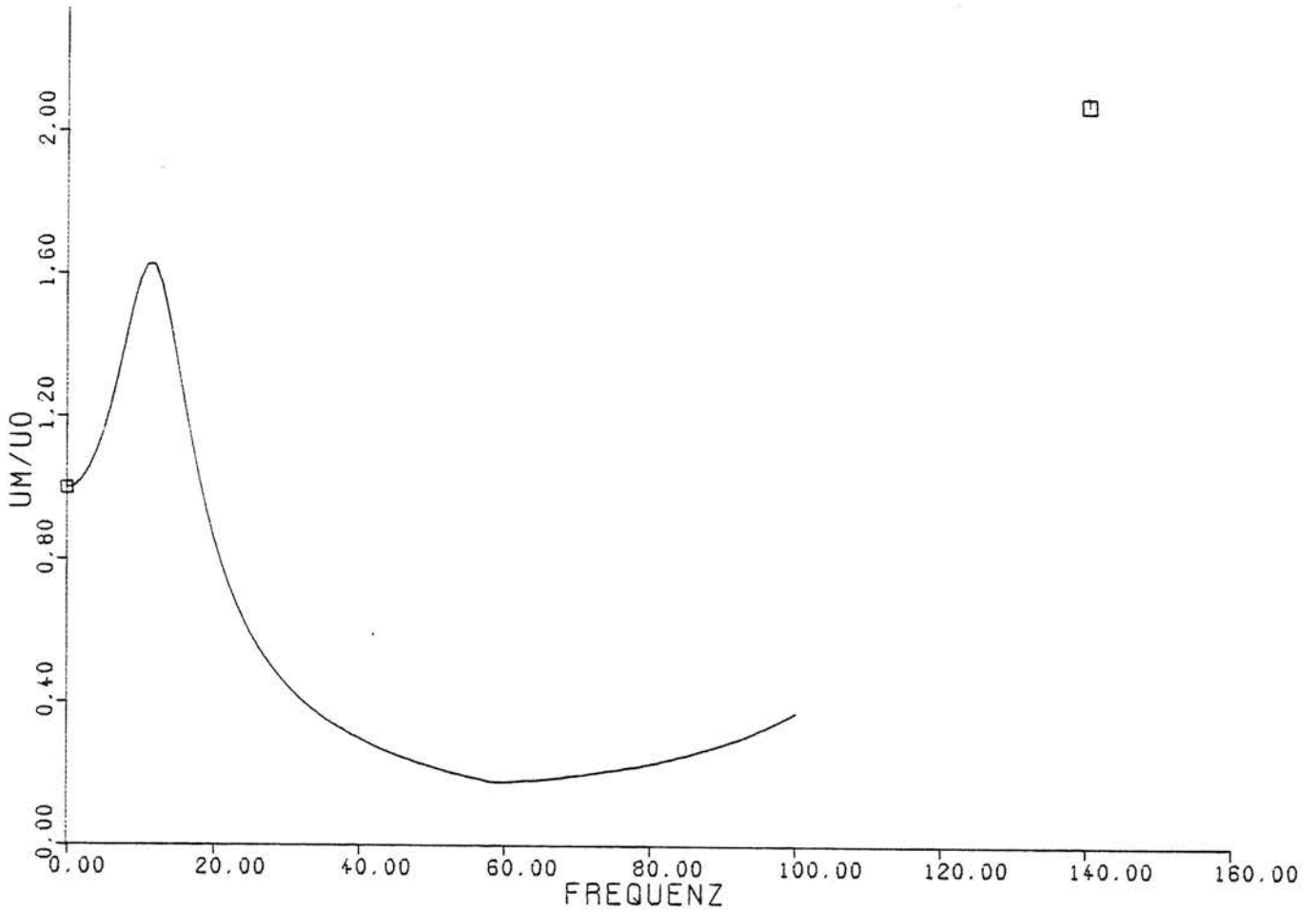
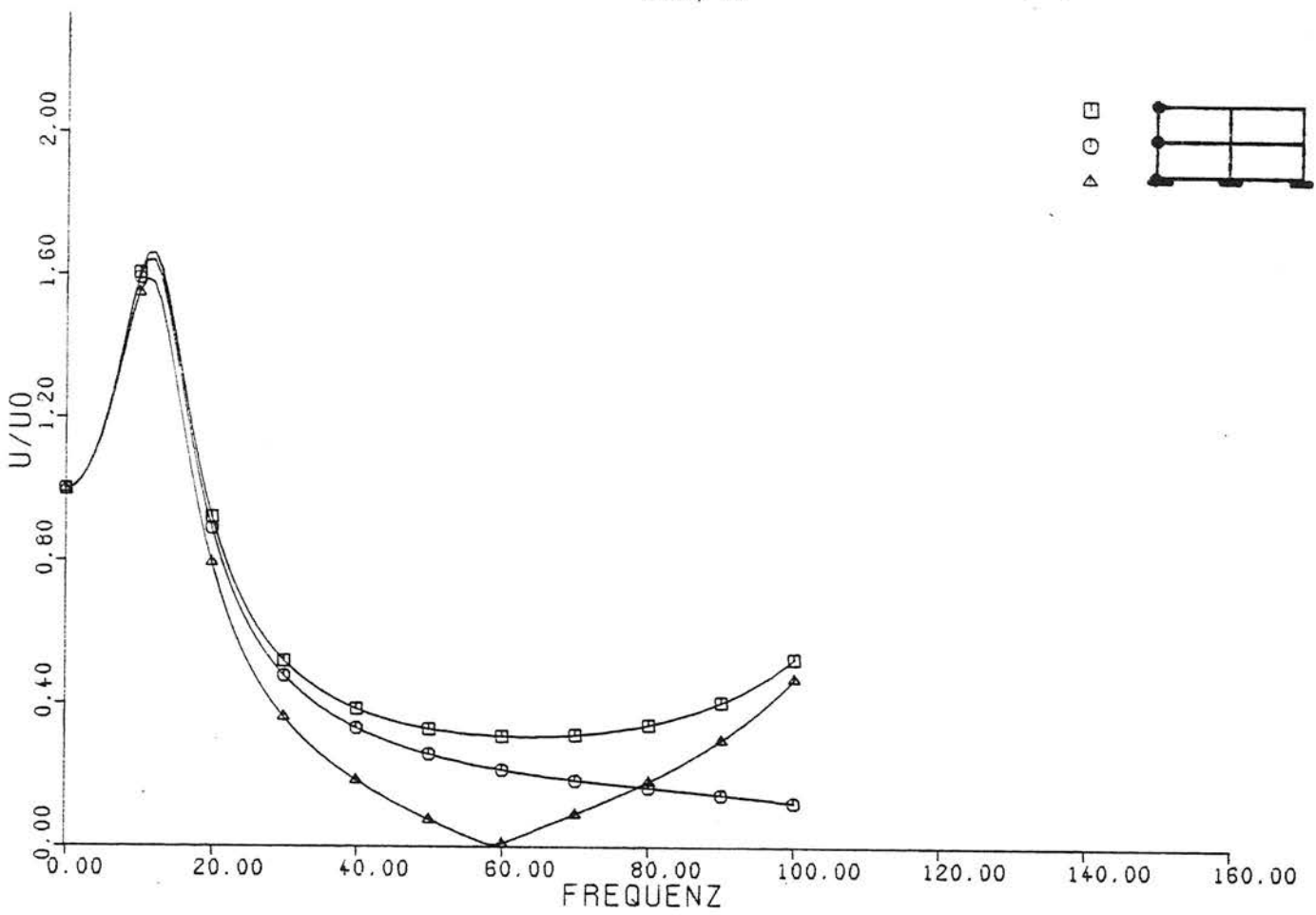


Bild 3.15 - Zweigeschossiger Mauerwerksbau (s. 3.4.2)

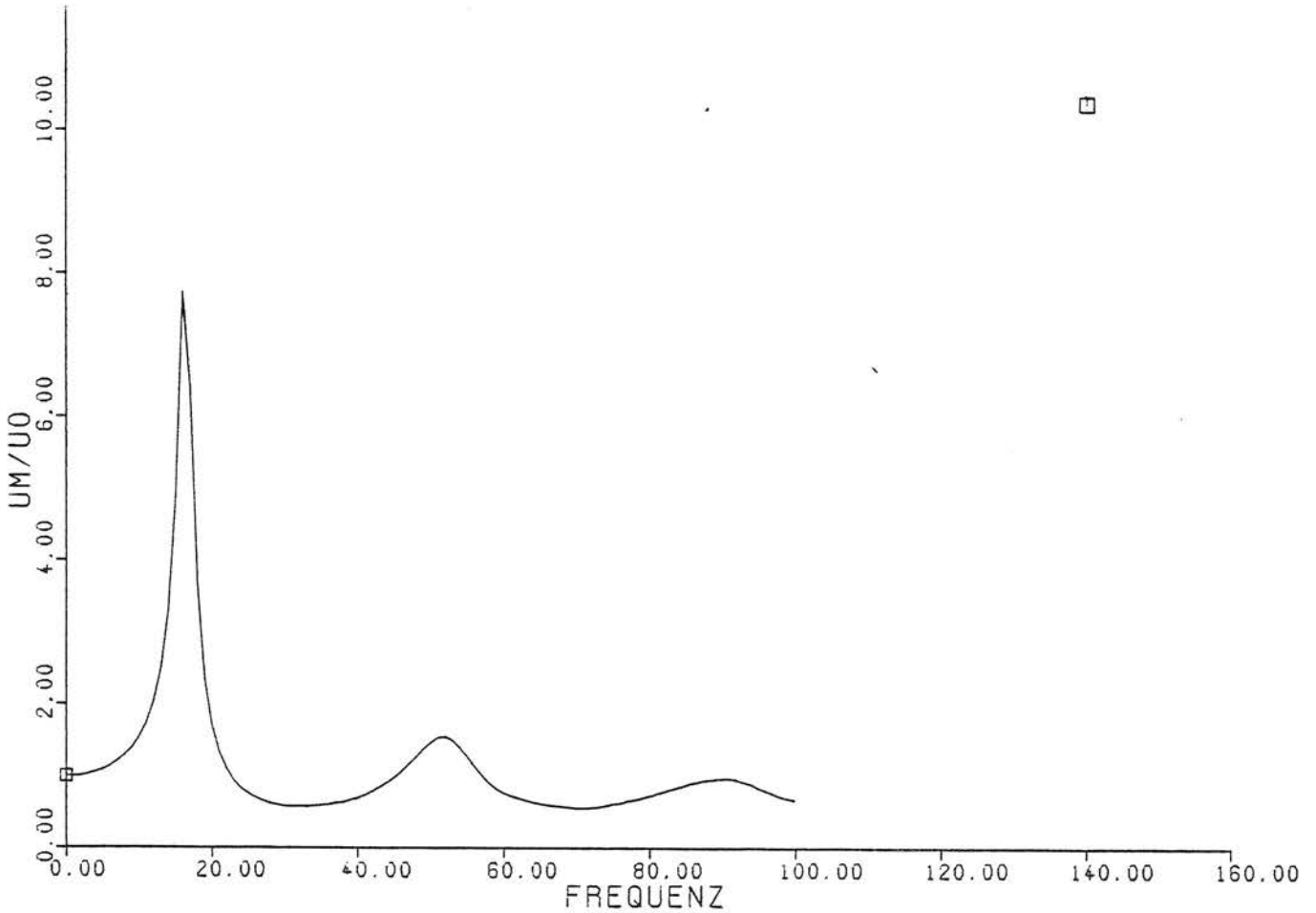
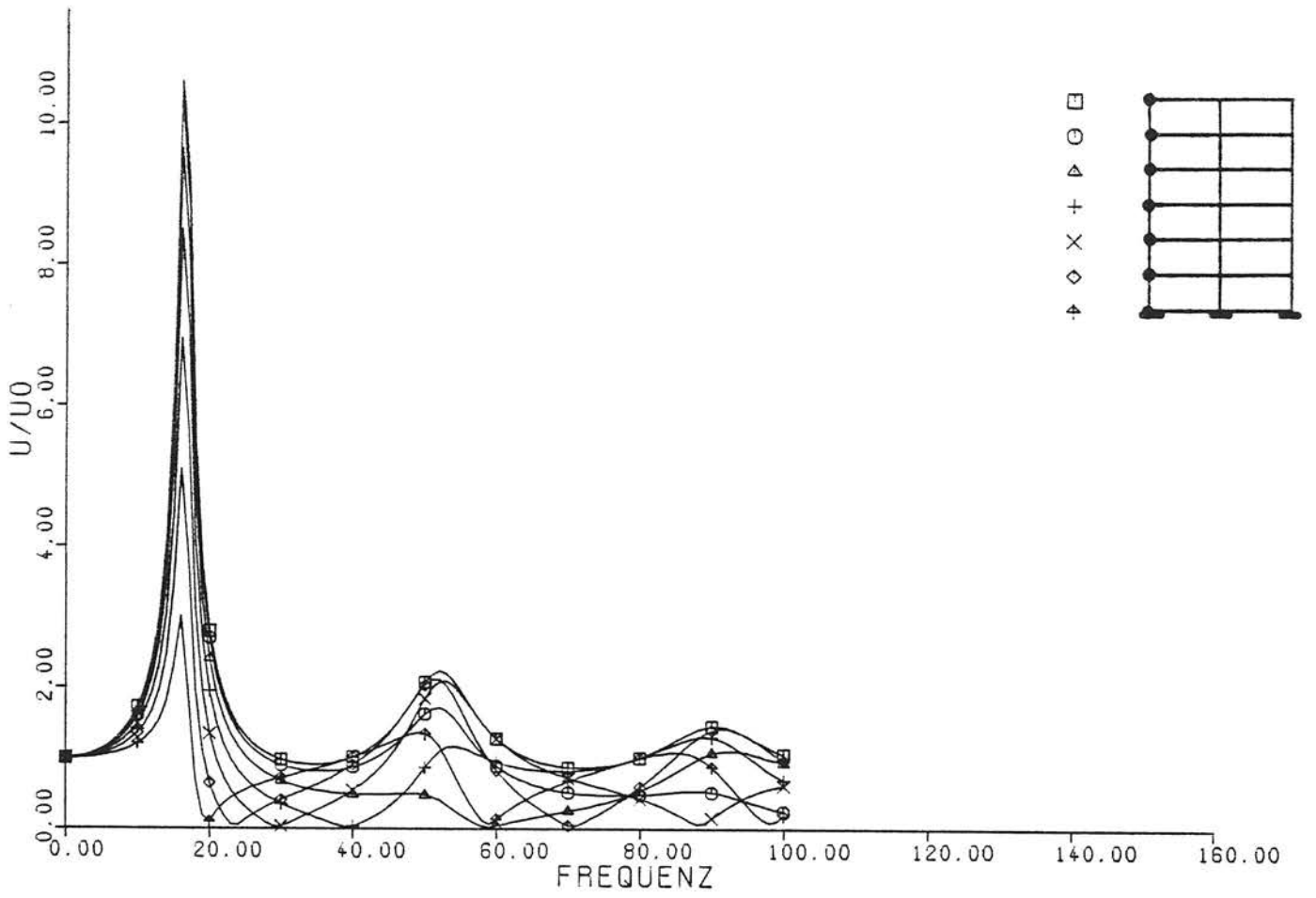


Bild 3.16 - Mauerwerksbau auf felsigem Untergrund (s. 3.4.6)

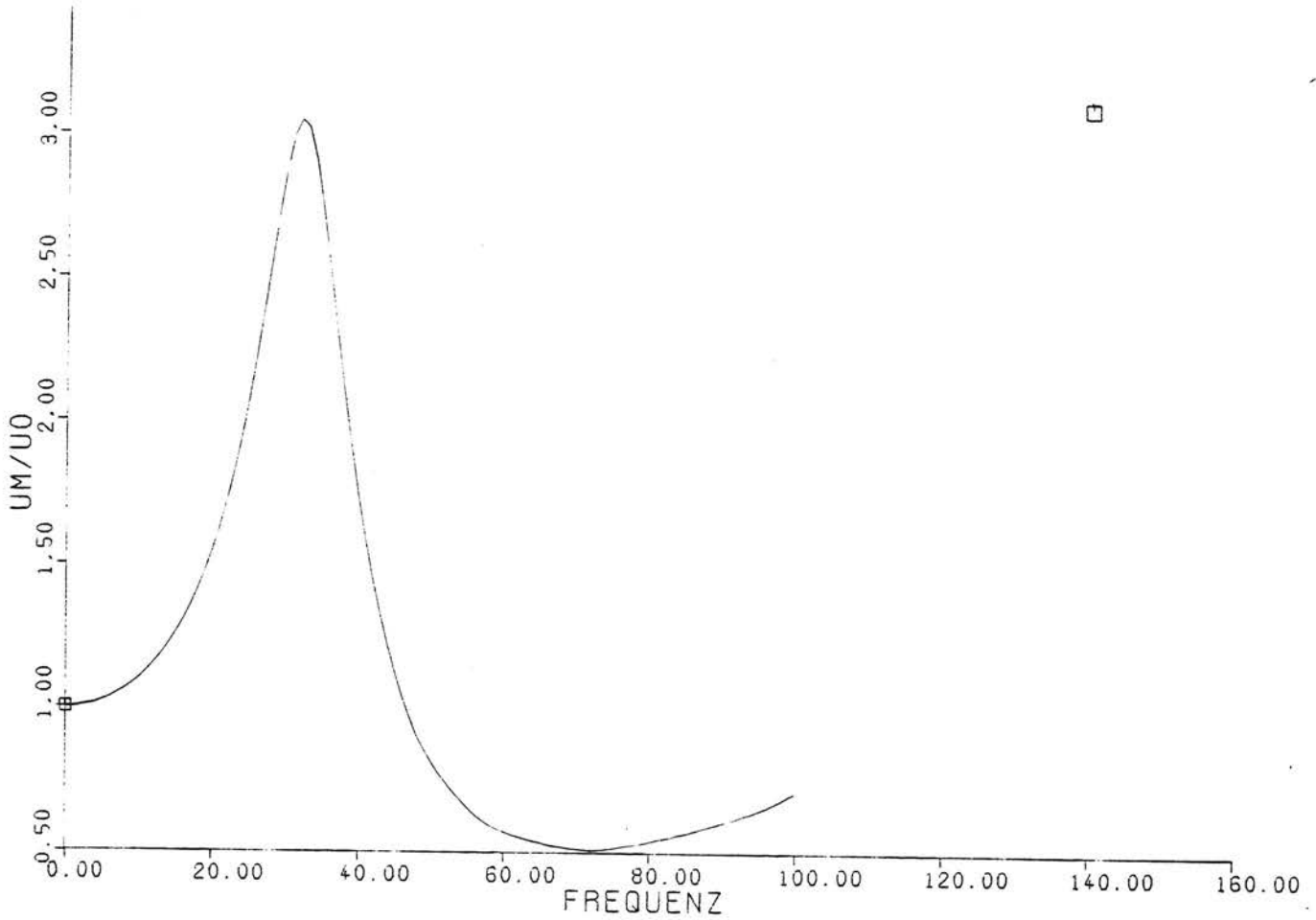
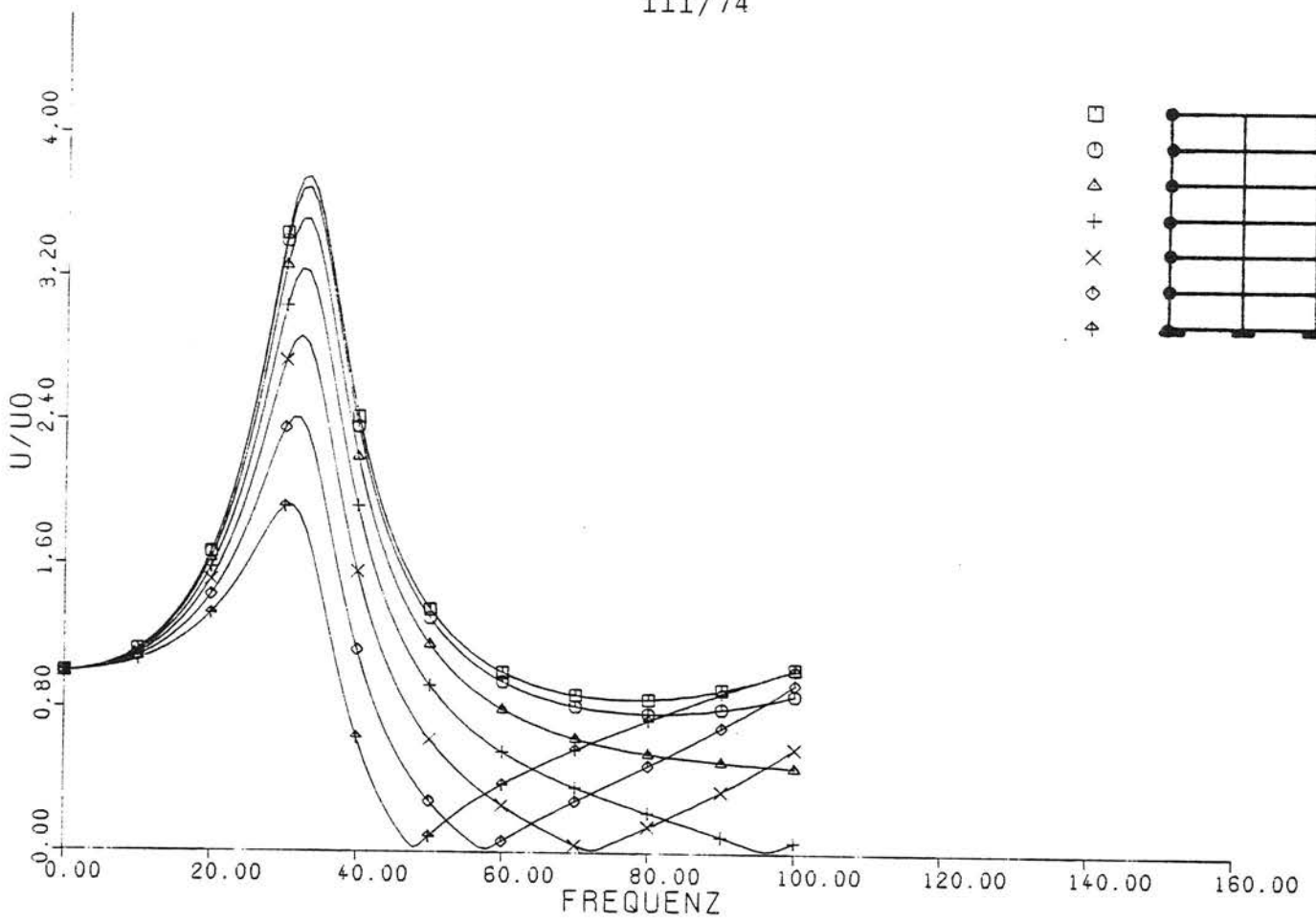


Bild 3.17 - Betonbau auf felsigem Untergrund (s. 3.4.6)

4. Zusammenfassung

In diesem Forschungsvorhaben wurde das Schwingungsverhalten von Gebäuden bei der Einwirkung von Erschütterungen untersucht. Dazu wurden einerseits komplexere Gebäudemodelle mit Hilfe der Finiten-Element-Methode berechnet und andererseits einfache Näherungsmodelle untersucht. Dadurch konnten die entscheidenden Einflußparameter erkannt werden. In einer Parameterstudie wurden die Erschütterungen bei verschiedenen Gebäudekonstruktionen und Bodeneigenschaften betrachtet.

Die Berechnungen ergaben folgendes Schwingungsverhalten der Gebäude:

Für die Beurteilung der Erschütterungen in Gebäuden sind die Vertikalschwingungen entscheidend. Die Horizontalamplituden werden schon ab 5 Hz stark reduziert, so daß sie deutlich kleiner als die Vertikalamplituden sind. Das liegt an der sehr tief liegenden Horizontaleigenfrequenz des Gebäudes. Oberhalb dieser Eigenfrequenz werden die horizontalen Erschütterungen im wesentlichen durch Verformungen der untersten Stockwerke aufgefangen, ohne daß man im oberen Teil des Gebäudes etwas davon merkt.

In vertikaler Richtung ist das Gebäude bedeutend steifer. Die erste vertikale Eigenfrequenz liegt deutlich über der horizontalen Eigenfrequenz. Unterhalb dieser Wandeigenfrequenz werden die Vertikalerschütterungen annähernd direkt vom Fundament in die einzelnen Stockwerke übertragen. Dieses einfache Schwingungsverhalten ändert sich mit der Wandeigenfrequenz. Die einzelnen Stockwerke schwingen teilweise gegenphasig, und es bilden sich Schwingungsknoten aus. In der Wandeigenfrequenz selbst bildet sich unter der Annahme eines starren Untergrundes eine starke Resonanz aus. Eine weitere Resonanz tritt mit der Eigenfrequenz der Decken auf. Für die Beurteilung der Resonanzen ist allerdings das reale Untergrundverhalten wichtig.

Ist das Gebäude auf einem Lockerboden (z.B. Sand oder Lehm) gegründet, so tritt keine Wandresonanz auf. In diesem Fall sind die Schwingungen der Gebäudefundamente gegenüber den Freifeldschwingungen des Bodens stark reduziert, so daß sich die Tilgung der Fundamentalschwingungen und die Resonanzüberhöhungen im Gebäude kompensieren. Auch die Deckenresonanzen können aufgrund der Bodeneigenschaften reduziert sein. Die Resonanzüberhöhung in der Deckeneigenfrequenz hängt nämlich von der Phasenlage der Schwingungen der Deckenaufleger ab. Bei gegenphasiger Anregung wird gerade die Resonanz völlig unterdrückt. Diese Resonanzauslöschung kommt allerdings nur bei einer günstigen Konstellation von Deckeneigenfrequenz, Fundamentabstand und Wellenausbreitungsgeschwindigkeit des Bodens zustande. Der wahrscheinlichere Fall ist eine Resonanzüberhöhung der Decken.

Die Nachgiebigkeit der Fundamente auf dem Boden führt zu einer weiteren Eigenfrequenz. Oberhalb dieser Bauwerk-Boden-Eigenfrequenz werden die Erschütterungen zum Teil von der Fundamentnachgiebigkeit aufgefangen. Im Gebäude kommen deshalb nur reduzierte Erschütterungen an. Bei sehr steifem Untergrund (Gestein, Fels) liegt die Bauwerk-Boden-Frequenz höher, und es tritt keine Erschütterungsreduktion auf. Wenn die Wandeigenfrequenz noch unter der Bauwerk-Boden-Frequenz liegt, dann kommt es zu Resonanzüberhöhungen in der Wandfrequenz.

Für die Prognose von Erschütterungen in Gebäuden sind demnach drei Frequenzen von Bedeutung:

- Die Wandeigenfrequenz f_W entscheidet darüber, inwieweit die einzelnen Stockwerke unterschiedlich stark schwingen. Unterhalb der Wandeigenfrequenz kann eine Prognose pauschal für alle Stockwerke durchgeführt werden. In der Nähe und oberhalb der Wandeigenfrequenz wäre die Prog-

nose für jedes Stockwerk unterschiedlich. Sinnvollerweise wird man hier allerdings Aussagen über Mittelwerte oder maximal auftretende Werte benutzen.

- Die Bauwerk-Boden-Eigenfrequenz f_B kennzeichnet den Anfang des Frequenzbereiches, in dem Erschütterungsreduktionen gegenüber den Freifeldschwingungen auftreten. Je nach der relativen Lage der Bodenfrequenz zur Wandfrequenz fällt die Erschütterungsreduktion mehr oder minder stark aus. Liegt die Bodenfrequenz höher als die Wandfrequenz, so kommt es statt zu Reduktionen zu einer Resonanzüberhöhung.
- Schließlich ist die Deckeneigenfrequenz f_D von Interesse, da bei ihr deutliche Resonanzüberhöhungen auftreten können. Oberhalb der Deckeneigenfrequenz kann eine Abminderung der Amplituden vom Deckenaufleger (der Wand) zur Deckenmitte berücksichtigt werden.

Diese drei Frequenzen lassen sich recht einfach mit folgenden Formeln abschätzen:

Die Wandeigenfrequenz aus der Longitudinalwellengeschwindigkeit v_L des Wandmaterials und aus der Gebäudehöhe H

$$f_W = \frac{v_L}{4H} ,$$

die Bauwerk-Boden-Frequenz aus der Gebäudemasse m und der Federsteifigkeit c des Fundaments

$$f_B = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{c}{m}}$$

und die Deckeneigenfrequenz aus der Deckenspannweite l der Biegesteifigkeit EJ_y , der Querschnittsfläche F und der Dichte ρ des Deckenmaterials

$$f_D = \frac{(4,73)^2}{2\pi l^2} \sqrt{\frac{EJ_y}{\rho F}} .$$

Die Deckenfrequenzen werden mit dieser Formel allerdings etwas überschätzt, da die Auflagerung auf den Wänden nicht

völlig starr ist. Insbesondere in der Deckenresonanz geben die Wände nach, so daß sich die Eigenfrequenzen nach unten verschieben.

Für die Prognose des Resonanzverhaltens der Decken ist deshalb auch die Betrachtung des komplexen Gebäudemodells notwendig, um die Einfluß der Kopplung von Decken- und Wandschwingungen zu erfassen. Da die Resonanzüberhöhung andererseits aber auch zum Teil recht empfindlich von einzelnen Parametern abhängt, wie z.B. von den Deckeneigenfrequenzen, die sich schon aufgrund der Lage im Gebäude ändern können, und von der Ausbreitungsgeschwindigkeit im Boden, scheint eine genaue Prognose der Deckenresonanz kaum möglich. Praktikabler wäre es, je nach Fragestellung eine mittlere oder maximale Resonanzüberhöhung der Decken einzukalkulieren.

Die Wandschwingungen lassen sich mit dem Stabmodell näherungsweise berechnen. Damit ist dann aber auch schon das Erschütterungsniveau im gesamten Gebäude bekannt. Der Vergleich mit den Ergebnissen des komplexen Gebäudemodells zeigte eine gute Übereinstimmung. Die Abweichungen im Detail, die auftraten, sind gerade für eine Erschütterungsprognose ohne Belang. Für eine vereinfachte Prognose kann man sich auch schon mit wenigen berechneten Werten einen guten Überblick über das Schwingungsverhalten eines konkreten Gebäudes verschaffen. Als wichtigste Größen wird man sich zunächst die Bauwerk-Boden- und die Wandeigenfrequenz berechnen. Die maximale Erschütterungsreduktion bzw. die maximale Resonanzüberhöhung tritt in der ersten Wandeigenfrequenz auf. Sie läßt sich recht einfach mit den in Abschnitt 3.3 aufgeführten Formeln angeben.

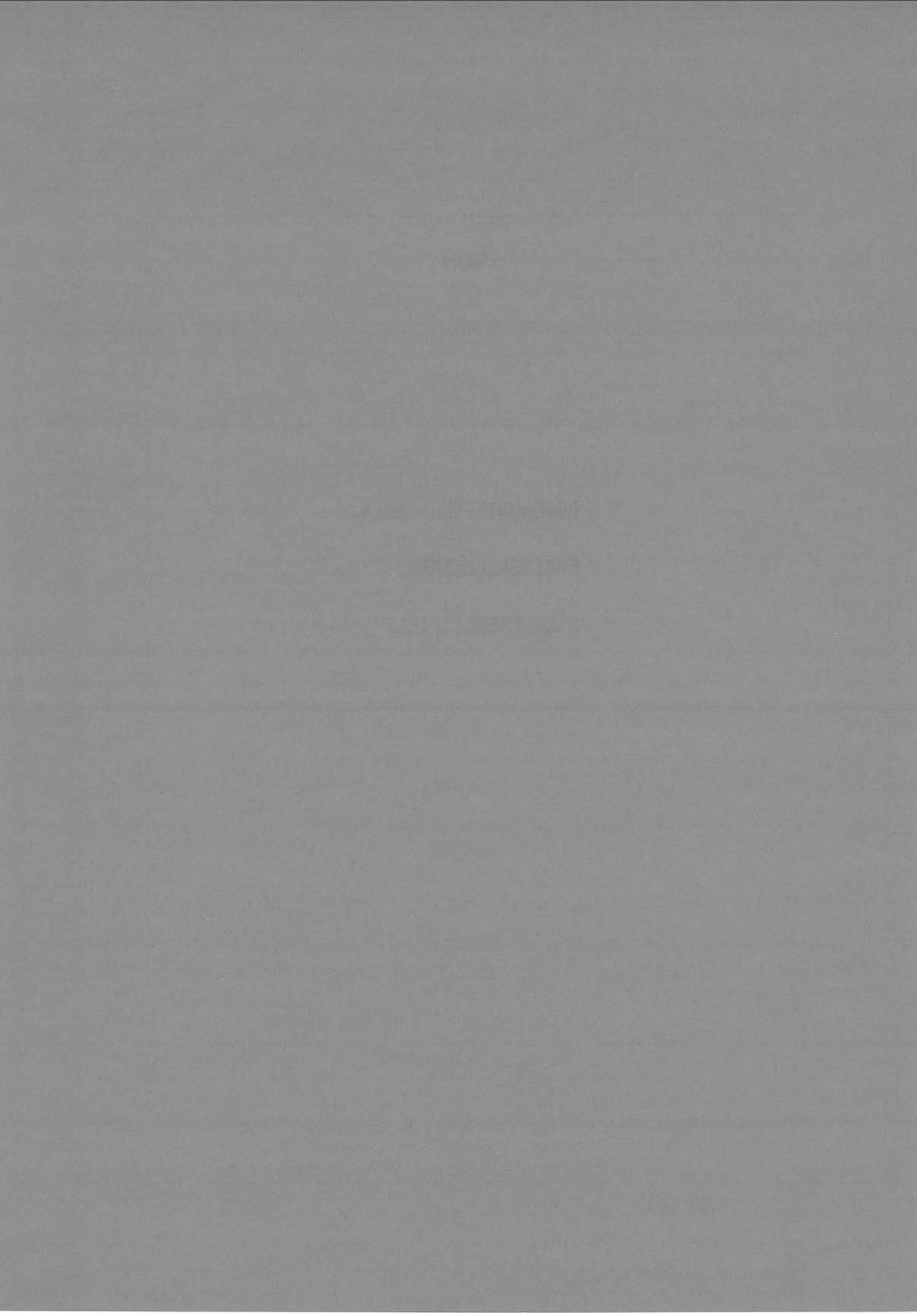
Eine Orientierung darüber, ob bei einem speziellen Gebäude günstige oder ungünstige Immissionsverhältnisse vorliegen, verschafft die in Abschnitt 3.4 durchgeführte Parameterstudie. Es zeigte sich dabei, daß der größte Einfluß vom

Boden ausgeht, wobei weiche Böden für die Erschütterungs-
immissionen in Gebäuden günstig sind. Ebenfalls günstig
ist eine massive Bauweise mit dicken Wänden. Beim Ver-
gleich verschiedener Baumaterialien schneiden steifere
Materialien, z.B. Beton, besser ab. Der Einfluß der Gebäu-
dehöhe ist nicht so eindeutig. Je höher ein Gebäude, desto
früher kommt es zu Erschütterungsreduktionen. Andererseits
kann es bei hohen Gebäuden und steifem Baugrund eher zu
einer Resonanzüberhöhung in der Wandeigenfrequenz führen.
Der Einfluß der Fundamentbreite ist nicht so stark, da
sich ein erschütterungssteigernder und ein erschütterungs-
mindernder Effekt überlagern. Bei breiteren Streifenfunda-
menten ergaben sich etwas größere, beim Plattenfundament
etwas kleinere Amplituden.

Wenn man die Erschütterungsprognose mit Hilfe von Ver-
gleichsmessungen in vorhandenen Gebäuden durchführen will,
so helfen die hier erzielten Ergebnisse bei der richtigen
Wahl der Meßpunkte und der sinnvollen Interpretation der
Ergebnisse. Nur mit der ungefähren Kenntnis des Gebäude-
verhaltens lassen sich Besonderheiten der Meßergebnisse
dem speziellen Verkehrsmittel, der speziellen Gebäudekon-
struktion, den Bodeneigenschaften oder speziellen Wahl der
Meßpunkte zuordnen. Die Meßergebnisse sind damit besser
übertragbar auf andere Situationen.

TEIL IV
(BAM)

BODENUNTERSUCHUNGEN,
ERREGERSPEKTREN,
PROGNOSEBEISPIELE



TEIL IV (BAM)

BODENUNTERSUCHUNGEN, ERREGERSPEKTREN, PROGNOSEBEISPIELE

	<u>Seite</u>	
1.	Bodenuntersuchungen	IV/1
1.1	Beschreibung der verwendeten Untersuchungsmethoden	IV/1
1.1.1	Cross-Hole-Verfahren	IV/1
1.1.2	Rayleighwellenmethode	IV/2
1.1.3	Impulsmethode	IV/2
1.1.4	Resonant-Column-Versuche	IV/3
1.1.5	Dichtebestimmung	IV/3
1.2	Ergebnisse der Bodenuntersuchungen	IV/3
1.2.1	Köln-Thielenbruch	IV/5
1.2.2	Köln-Holweide	IV/6
1.2.3	Köln-Dellbrück	IV/7
1.2.4	Köln-Sürth	IV/7
1.2.5	Dortmund	IV/8
1.2.6	Hamburg	IV/9
2.	Erregerspektren	IV/16
2.1	Vorgehen zur Ermittlung der Erregerspektren	IV/16
2.2	Berechnung der Übertragungsfunktionen	IV/17
2.2.1	Meßort Köln-Thielenbruch	IV/17
2.2.2	Meßort Köln-Holweide	IV/19
2.2.3	Meßort Dortmund	IV/19
2.2.4	Meßort Hamburg	IV/20
2.3	Ergebnisse	IV/21
3.	Erschütterungsprognose - Rechengang und Beispiele	IV/40
3.1	Rechengang für eine vereinfachte Prognose von Boden- und Bauwerkserschütterungen	IV/40
3.2	Beispiele zur Erschütterungsprognose	IV/44
3.2.1	Köln-Dellbrück	IV/45
3.2.2	Köln-Sürth	IV/46
3.2.3	Hamburg	IV/46
3.2.4	4-geschossiges Gebäude auf weichem Baugrund bei S-Bahn-Verkehr	IV/47
3.2.5	10-geschossiges Gebäude auf Fels bei U-Bahn-Verkehr	IV/48

Literatur

- [1] W. Rücker: Ermittlung der Schwingungserregung beim Betrieb schienengebundener Fahrzeuge in Tunneln sowie Untersuchung des Einflusses einzelner Parameter auf die Ausbreitung von Erschütterungen im Tunnel und dessen Umgebung. Dissertation, TU Berlin, 1979.

1. Bodenuntersuchungen

An den Meßstrecken, an denen die Erschütterungen von schieneungebundenen Nahverkehrsmitteln gemessen wurden, führte die Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM) Bodenuntersuchungen durch. Die Bodenuntersuchungen hatten das Ziel, die relevanten Materialeigenschaften zu ermitteln, die benötigt werden, um aus den Erschütterungsmessungen jeweils möglichst meßortunabhängige Erregerspektren zu bestimmen. Die Ergebnisse der Bodenuntersuchungen sind hier Eingangsgrößen für die Finite-Element-Rechnungen, bei denen das Übertragungsverhalten des Bodens an den Meßorten berechnet wird. An zwei Meßorten wurden Kontrollmessungen durchgeführt. In diesen beiden Fällen sollen die Bodenuntersuchungen eine meßortspezifische Prognose ermöglichen.

1.1 Beschreibung der verwendeten Untersuchungsmethoden

1.1.1 Cross-Hole-Verfahren (Bild 1.1)

In den zu untersuchenden Boden werden drei 5 bis 10 Meter tiefe Löcher im Abstand von 3 bis 5 Meter gebohrt. Die Löcher werden zur Stabilisierung mit Kunststoff-Drainagerohren verrohrt. In das erste der drei Löcher wird die Erregervorrichtung bis auf eine bestimmte Tiefe hinabgelassen und gegen die Verrohrung verspannt. In die beiden anderen Löcher kommen auf die gleiche Tiefe Haltevorrichtungen für die Schwinggeschwindigkeitsmeßaufnehmer.

Der Erreger erzeugt horizontale Tangentialkraftimpulse. Dadurch entstehen im Boden überwiegend Scherwellen, die sich mit der für sie charakteristischen Geschwindigkeit ausbreiten. In den beiden anderen Bohrlöchern wird das Vorbeilaufen der Wellen registriert. Die Meßsignale werden zunächst auf Magnetband gespeichert und später auf dem Rechner weiterverarbeitet (z.B. korreliert, s. Bild 1.2).

Aus der Laufzeit der Welle zwischen den beiden Bohrlöchern und dem Abstand der Bohrlöcher berechnet man die Ausbreitungsgeschwindigkeit v_S der Scherwelle. Besitzt man außerdem aus anderen Versuchen die Dichte ρ des Bodens, so kann man den Schubmodul G des Bodens bestimmen

$$G = \rho v_S^2.$$

Wiederholt man den Versuch in verschiedenen Tiefen, so kann man ein Steifigkeitsprofil des Bodens gewinnen.

1.1.2 Rayleighwellenmethode

Ein elektrisch angetriebener Unwuchtschwinger wird bei einer konstanten Frequenz betrieben. Dabei entsteht ein stationäres Wellenfeld im Boden. In einer Achse in verschiedenen Abständen zum Schwinger sind Schwinggeschwindigkeitsmeßaufnehmer auf der Bodenoberfläche angebracht. Man mißt damit das Amplituden- und Phasenfeld der an der Oberfläche dominierenden Rayleighwelle.

Die Meßsignale werden auf Magnetband aufgezeichnet und später auf dem Rechner weiterverarbeitet. Aus dem stationären Wellenfeld läßt sich die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Rayleighwelle bestimmen (Bild 1.3).

1.1.3 Impulsmethode

Auf die Bodenoberfläche wird mit Hilfe eines geführten Fallgewichts ein Impuls eingepreßt. Es entstehen Kompressions- und Rayleighwellen, die deutlich unterscheidbare Ausbreitungsgeschwindigkeiten besitzen. Auf einer Achse werden in verschiedenen Abständen vom Erreger die Schwinggeschwindigkeiten gemessen und aufgezeichnet. Die Auswertung liefert die Kompressions- und die Scherwellen- (Rayleighwellen-) geschwindigkeit v_p und v_S , aus denen man neben der Schub-

steifigkeit auch die Querkontraktionszahl ν ermitteln kann

$$\nu = \frac{k-2}{2k-2} \quad , \quad k = \frac{v_p^2}{v_s^2} \quad .$$

Ein Beispiel für die Auswertung zeigt Bild 1.4

1.1.4 Resonant-Column-Versuche

Ein zylindrischer Probekörper, der aus einer ungestörten Bodenprobe hergestellt wird, wird in Torsions- bzw. Longitudinalschwingungen versetzt. Aus der Torsions- und der Longitudinaleigenfrequenz des Systems lassen sich zusammen mit den Abmessungen und Eigenschaften des Versuchsaufbaus die elastischen Materialwerte des Bodens ermitteln. Außerdem kann durch Ausschwingversuche die Materialdämpfung bestimmt werden.

1.1.5 Dichtebestimmung

Am einfachsten ist die Dichtebestimmung an ungestörten Proben durchzuführen. An den meisten Meßorten konnten keine ungestörten Proben entnommen werden. Lagen gestörte Bodenproben vor, so wurden als Anhaltspunkte die Dichte in der gestörten, lockeren Lagerung und die Dichte nach einer definierten Verdichtung gemessen. Die Verdichtung erfolgte dabei in Anlehnung an den Proctor-Versuch.

Die Dichte wird in diesem Zusammenhang nur zur Bestimmung der Schubsteifigkeit G des Bodens aus den gemessenen Scherwellengeschwindigkeiten benutzt.

1.2 Ergebnisse der Bodenuntersuchungen

Zunächst gibt die Tabelle 1.1 Auskunft über die Anwendung der einzelnen Untersuchungsverfahren an den verschiedenen

	Köln-Thielenbruch	Köln-Holweide	Köln-Dellbrück	Köln-Sürth	Dortmund	Hamburg
Cross-Hole-Verfahren	X				X	X
Rayleighwellenmethode		X	X	X	X	X
Impulsmethode	X	X	X	X	X	X
Resonant-Column-Versuche	X					
Ungestörte Bodenproben	X					
Gestörte Bodenproben	X				X	X

Tabelle 1.1 Anwendung der verschiedenen Untersuchungsmethoden an den einzelnen Meßorten

Meßorten. Die Ergebnisse der Untersuchungen sind in den folgenden Tabellen zusammengefaßt.

1.2.1 Köln-Thielenbruch

Tabelle 1.2 - Ergebnisse der Cross-Hole-Messungen

Tiefe [m]	Scherwellengeschwindigkeit v_S [m/s]
0,5	166
1,0	186
1,5	200
2,0	195
2,5	(181)
3,0	262
3,5	300
4,0	300
4,5	272
4,9	363

Ergebnisse der Impulsmessungen:

$$v_S = 191 \text{ m/s}$$

$$v_P = 672 \text{ m/s}$$

$$(\nu = 0,46)$$

Frequenzinhalt im Nahbereich

20 - 50 Hz,

im Abstand von 40 m

20 - 35 Hz.

Ergebnisse der Resonant-Column-Versuche:

ungestörte Probe aus 0,8 m Tiefe

$$v_S = 132 \text{ m/s}$$

$$v_P = 232 \text{ m/s}$$

$$(\nu = 0,26)$$

bei einem Seitendruck von 0,17 bar.

Dies entspricht dem Überlagerungsdruck aus Eigengewicht in der Entnahmetiefe. Für größere Seitendrucke stieg die Scherwellengeschwindigkeit bis auf $v_S = 208 \text{ m/s}$ beim zehnfachen Seitendruck von 1,7 bar.

Tabelle 1.3 - Ergebnisse der Dichtebestimmung

Tiefe [m]	ρ_1 [10^3 kg/m^3] locker	ρ_2 verdichtet	ρ_3 Mittelwert
0,2	1,38	-	-
0,75	1,39	1,93	1,66
1,5	1,48	1,93	1,71
2,0	1,58	-	-
2,5	1,49	1,72	1,61
3,25	1,67	1,90	1,79
4,25	1,80	1,98	1,89
5,0	1,83	2,21	2,02

ungestörte Probe aus 0,8 m Tiefe

$$\rho = 1,7 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3$$

1.2.2 Köln-Holweide

Tabelle 1.4 - Ergebnisse der Rayleighwellenmessung

Frequenz [Hz]	Scherwellengeschwindigkeit v_S [m/s]
10,2	224
13,0	252
15,3	275
16,3	218
18,1	216
20,0	238
25,6	238
31,2	244
36,3	248
41,4	205

Ergebnisse der Impulsmessung:

$$v_S = 251 \text{ m/s}$$

$$v_P = 1100 \text{ m/s}$$

$$(\approx v = 0,47)$$

1.2.3 Köln-Dellbrück (Kontrollmessung)

Tabelle 1.5 - Ergebnisse der Rayleighwellenmessung

Frequenz [Hz]	Scherwellengeschwindigkeit v_S [m/s]
7,5	260
10	236
15	236
20	247
30	(426)
40	219
60	270

1.2.4 Köln-Sürth (Kontrollmessung)

Tabelle 1.6 - Ergebnisse der Rayleighwellenmessung

Frequenz [Hz]	Scherwellengeschwindigkeit v_S [m/s]
7,5	(229/344)
10	(210)
15	358
20	306
30	163

Ergebnisse der Impulsmessung:

$$v_S = 254 \text{ m/s}$$

$$v_p = 511 \text{ m/s}$$

$$\tilde{v} = 0,34$$

Frequenzinhalt 20 - 60 Hz

1.2.5 Dortmund

Tabelle 1.7 - Ergebnisse der Cross-Hole-Messungen

Tiefe [m]	Scherwellengeschwindigkeit v_S [m/s]
1,0	137
1,5	137
2,0	133
2,5	133
3,0	110
3,5	142
4,0	174
4,5	91
5,0	80
5,5	84
6,0	67

Ergebnisse der Impulsmessungen:

$$v_S = 130 \text{ m/s}$$

$$v_P = 452 \text{ m/s}$$

$$\nu = 0,46$$

Tabelle 1.8 - Ergebnisse der Rayleighwellenmessung

Frequenz [Hz]	Scherwellengeschwindigkeit v_S [m/s]
7,4	269
10,7	173
12,6	154
15,3	160
18,1	157
20,5	154
21,4	157
23,2	(171)
25,1	(164)
26,0	(154)
30,7	133
35,8	131
41,4	(226)

Aus den Bohrungen ist bekannt, daß ab 4,5 m Tiefe eine sehr weiche Bodenschicht ansteht und daß unterhalb dieser weichen Schicht in 10 bis 13 m Tiefe Mergelstein zu erwarten ist. Die weiche Schicht tritt offensichtlich bei den Rayleighwellenmessungen nicht in Erscheinung, da sie zwischen deutlich steiferen Schichten gelagert ist.

Tabelle 1.9 - Ergebnisse der Dichtebestimmung

Tiefe [m]	ρ_1 [10^3 kg/m ³]	ρ_2	ρ_3
	locker	verdichtet	Mittelwert
0,6-2,0	1,48	2,02	1,75
2,0-4,4	1,86	1,96	1,91
4,4-8,0	1,84	1,94	1,89

1.2.6 Hamburg

Tabelle 1.10 - Ergebnisse der Cross-Hole-Messungen

Tiefe [m]	Scherwellengeschwindigkeit v_s [m/s]
	0,0
1,0	232
2,0	306
3,0	295
4,0	227
5,0	203
6,0	222
6,5	245

Ergebnisse der Impulsmessungen:

$$v_s = 276 \text{ m/s}$$

$$v_p = 587 \text{ m/s}$$

$$\nu = 0,36$$

Tabelle 1.11 - Ergebnisse der Rayleighwellenmessung

Frequenz [Hz]	Scherwellengeschwindigkeit v_s [m/s]
8	329
10	254/257
12,5	260/279
15	225/250
17,5	231/256
20	253/257/264
22,5	259/266
25	259/260/264/268
27,5	262/264/266
30	253/257/258/261
35	254/257/259/263
40	251/253/256
45	253/260

Mehrere Angaben beziehen sich auf Messungen mit verschiedenen Unwuchtmassen.

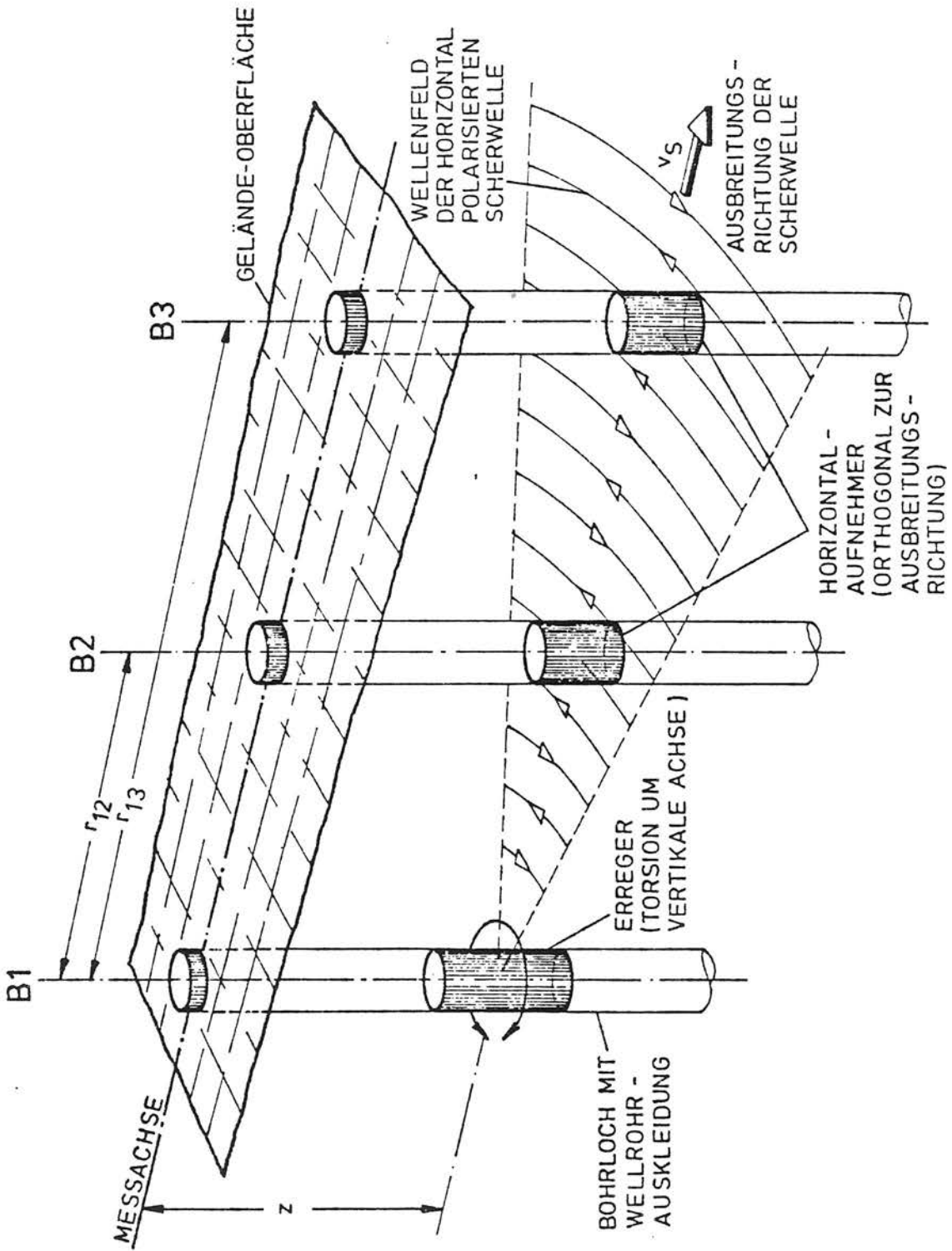


Bild 1.1 Prinzipische Skizze zum Cross-Hole-Verfahren

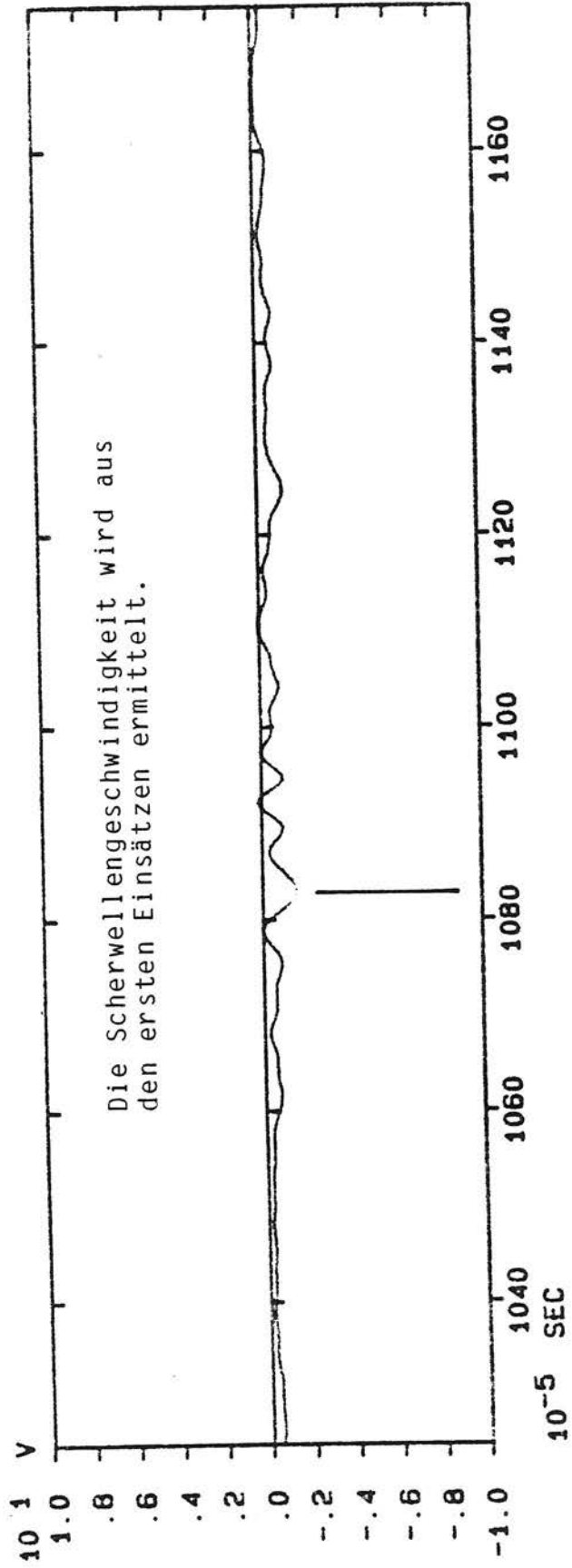
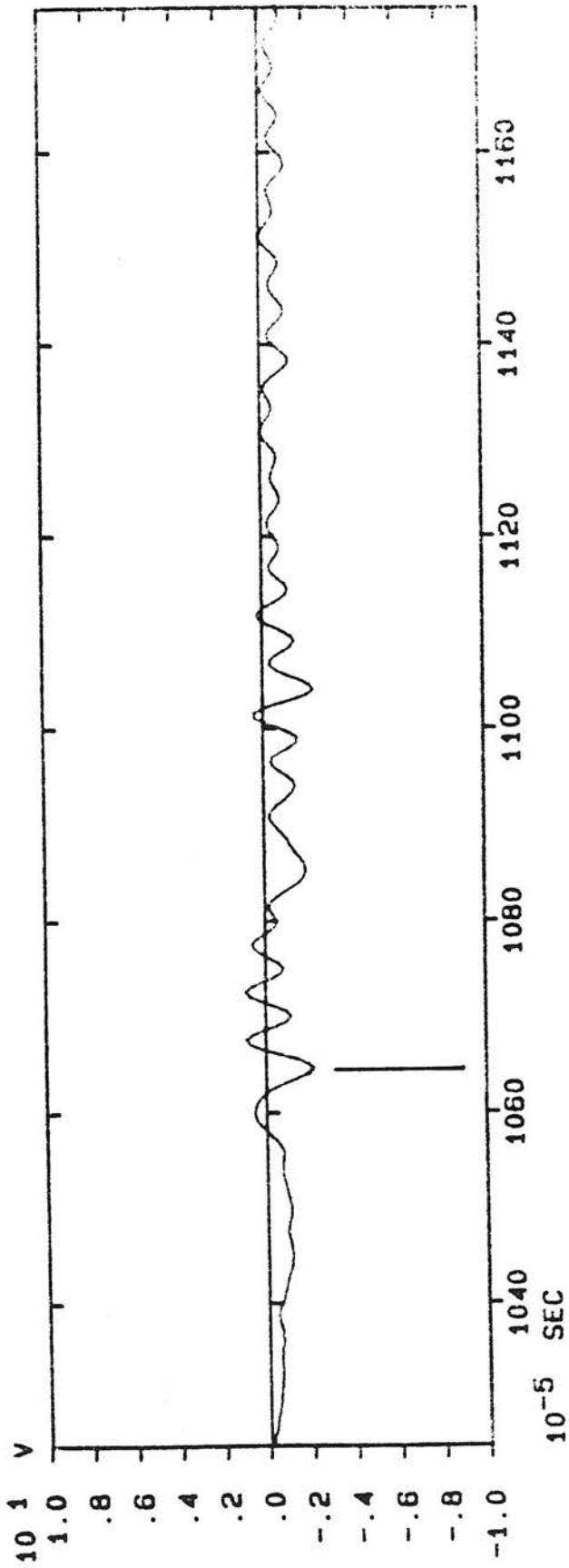


Bild 1.2a Beispiel zum Cross-Hole-Verfahren:
Zeitverlauf der Schwinggeschwindigkeiten in den benachbarten Bohrlöchern

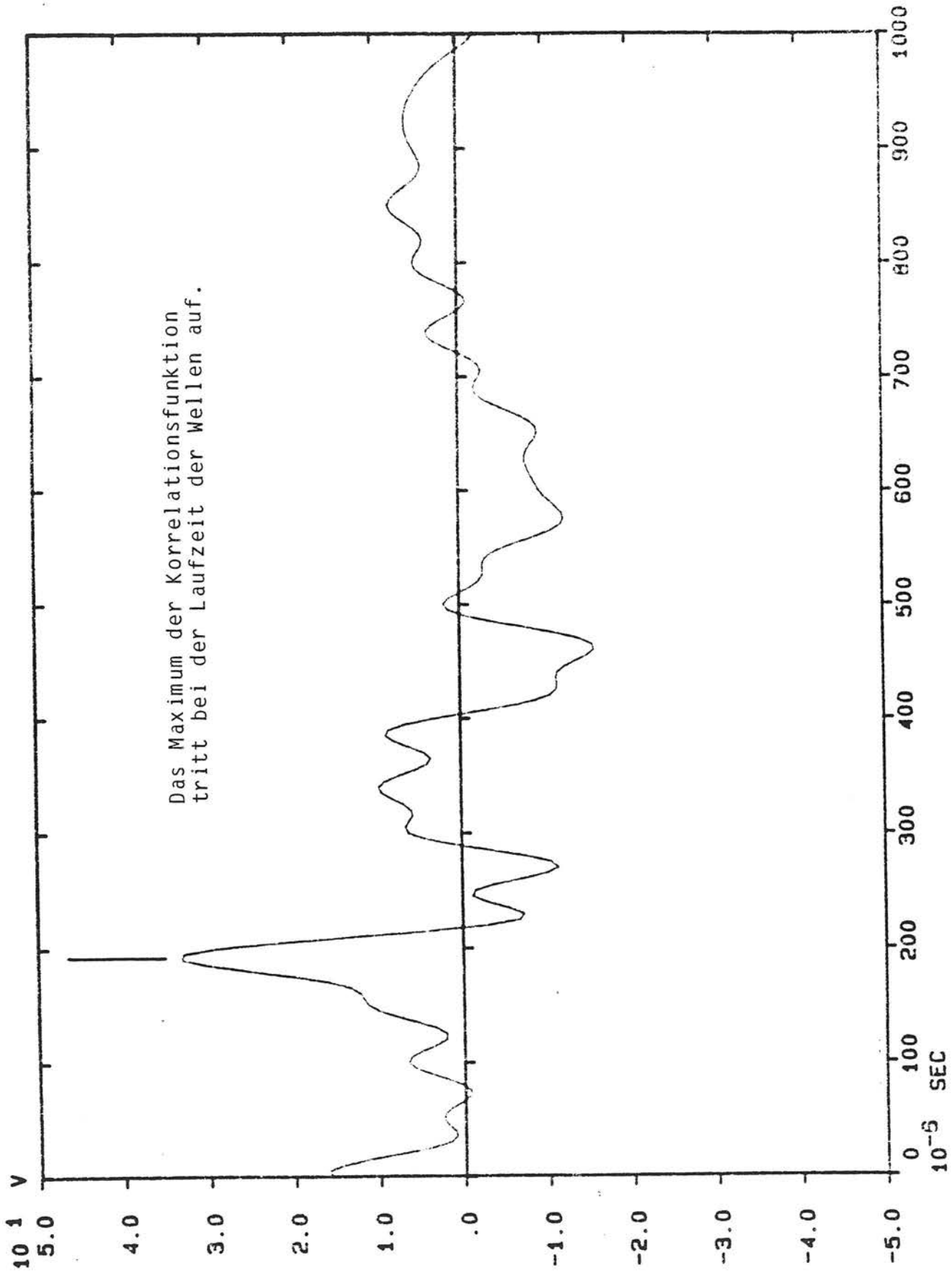


Bild 1.2b Beispiel zum Cross-Hole-Verfahren:
Aus den Zeitverläufen berechnete Korrelationsfunktion

Die Zeitverläufe der Schwinggeschwindigkeiten sind entsprechend der Entfernung vom Erreger aufgetragen.

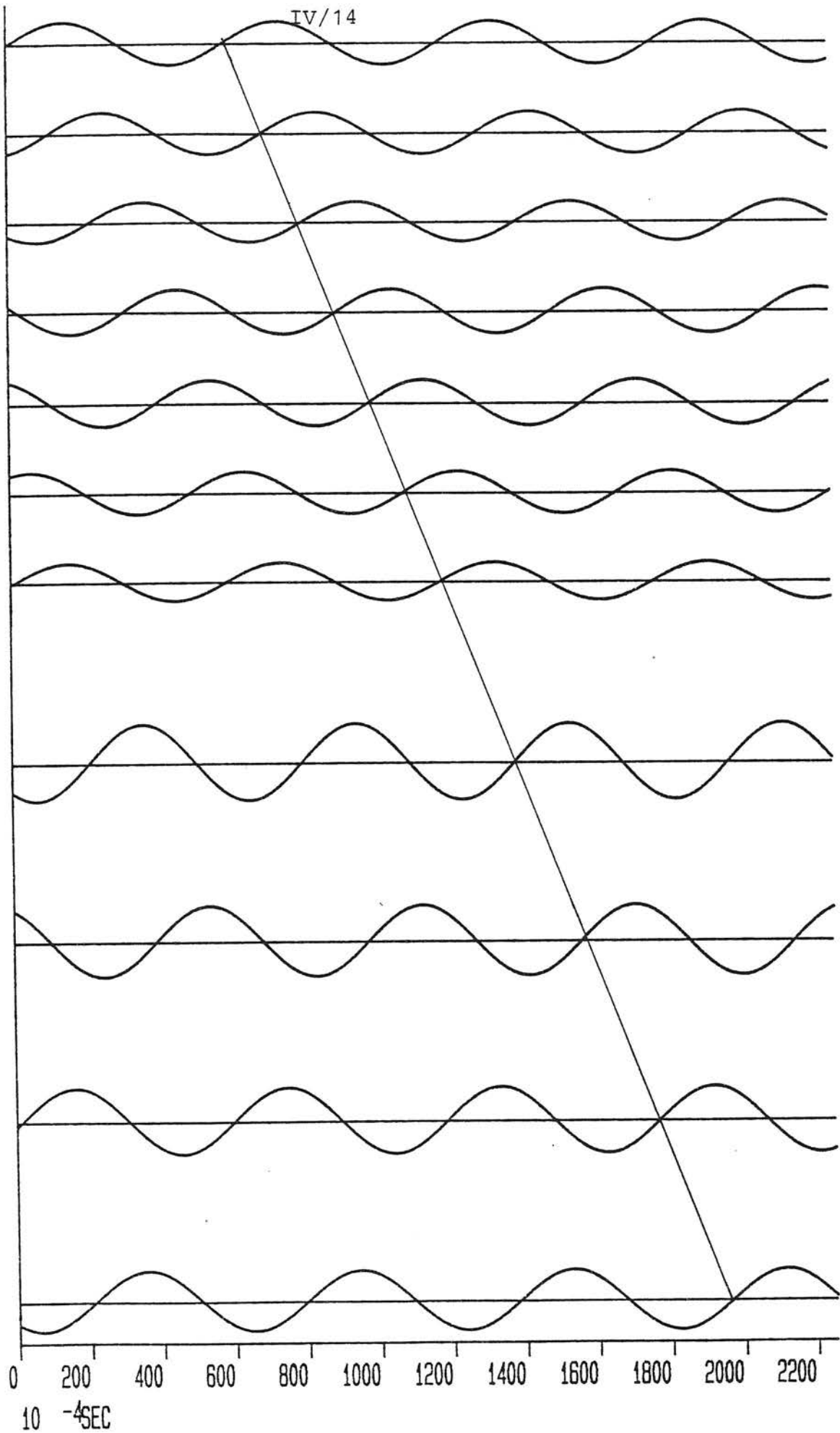


Bild 1.3 Beispiel zur Rayleighwellenmethode

Die Zeitverläufe der Schwingungsgeschwindigkeiten
sind entsprechend der Entfernung vom Erreger aufgetragen.

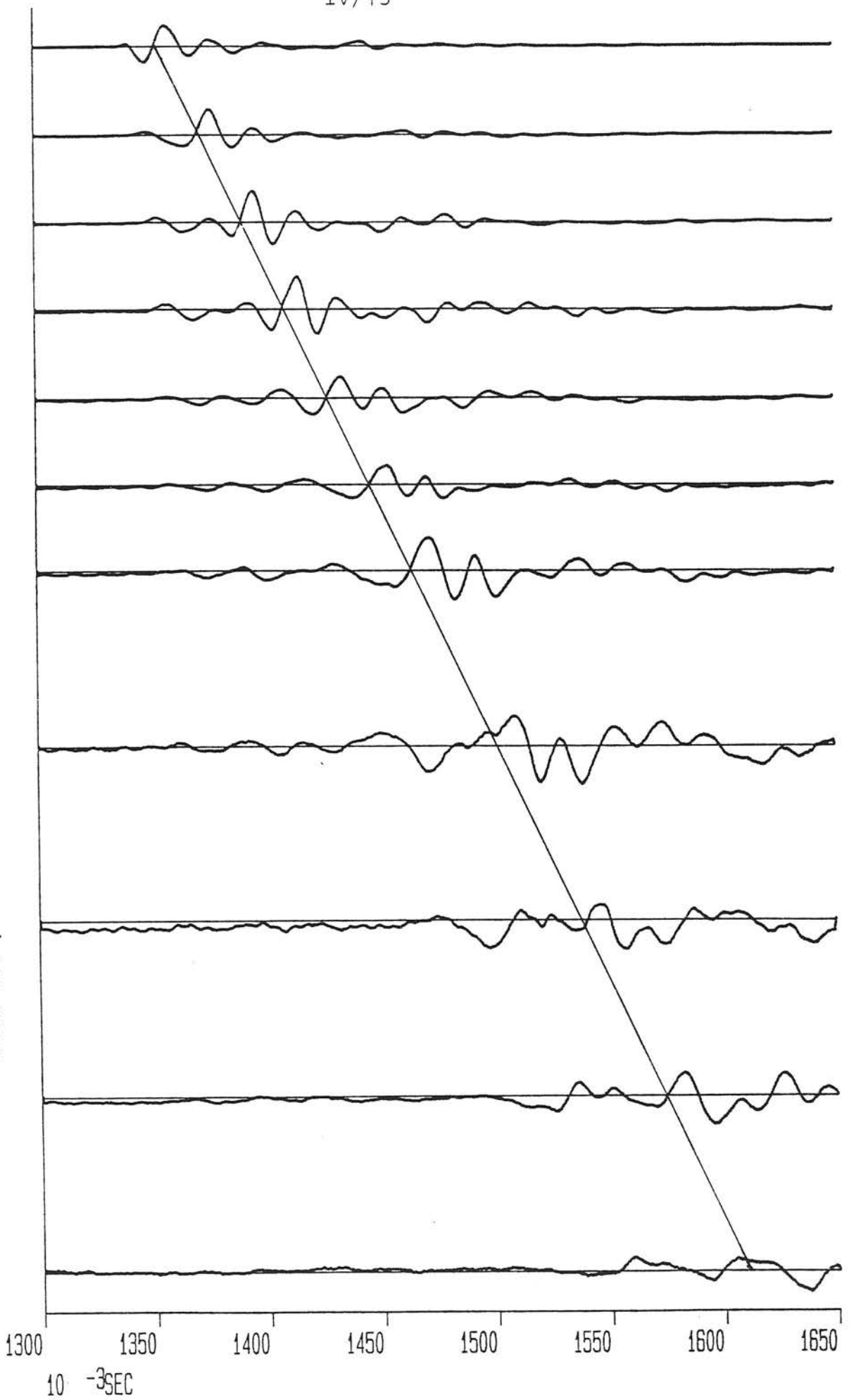


Bild 1.4 Beispiel zur Impulsmethode

2. Erregerspektren

2.1 Vorgehen zur Ermittlung der Erregerspektren (Bild 2.1)

Die Erschütterungen, die in der Umgebung von bestimmten Verkehrsmitteln auftreten, sind innerhalb dieses Forschungsvorhabens an einzelnen Meßorten gemessen worden. Um diese Meßergebnisse für die Prognose auch an anderen Orten besser nutzbar zu machen, werden aus den Meßergebnissen Erregerspektren berechnet. Die Erregerspektren sind die Frequenzspektren einer Linienlast, die auf den als starres masseloses Fundament idealisierten Oberbau wirkt. Anders ausgedrückt: Die Erregung wird hier als die an der Schwellenunterkante wirkende Gesamtkraft pro Gleislänge betrachtet. Diese Kraft hängt im wesentlichen nur von den Eigenschaften der Erregerprozesse ab, das heißt von Fahrzeug- und Oberbaueigenschaften und nicht von den Bodeneigenschaften am speziellen Erregerort.

Diese Kraftgröße ist nicht direkt meßbar, einerseits weil die Messung von Kräften im Oberbau nur mit enormem Aufwand möglich wäre, andererseits weil es sich bei dieser Kraft um eine Idealisierung handelt. Die tatsächlich auftretenden Kräfte sind in dieser Idealisierung in der Gleismitte zusammengefaßt und über die Gleislängsrichtung gleichmäßig verteilt, so daß eine einzelne Kraftmessung zur Ermittlung dieser Ersatzkraft nicht ausreichen würde.

In diesem Forschungsvorhaben wurde nun folgender Weg beschritten, um aus Messungen zu einer meßortunabhängigen Erregerkraft zu gelangen. An den Meßorten werden Bodenuntersuchungen durchgeführt, die den Schichtaufbau des Bodens, die elastischen Materialkonstanten und die Dichte des Bodens liefern. Mit diesen Daten und der Oberflächengeometrie des Meßortes können die Übertragungsfunktionen des Bodens für die einzelnen Meßpunkte berechnet werden. Als Übertragungsfunktion wird hier das frequenzabhängige Verhältnis

der Schwinggeschwindigkeit am Meßpunkt und der Erregerkraft bezeichnet. Die Übertragungsfunktionen werden mit dem Finite-Element-Verfahren berechnet, das im Berichtsteil über die Modellrechnungen Boden eingehend beschrieben ist.

Mit diesen Übertragungsfunktionen und mit den Ergebnissen der Erschütterungsmessungen in der Umgebung des Gleises wird eine Ausgleichsrechnung durchgeführt. Es wird für jede Frequenz eine Erregerkraft so berechnet, daß die daraus mit den Übertragungsfunktionen resultierenden Schwinggeschwindigkeiten im Boden optimal an die Meßwerte angepaßt sind. Einzelheiten des Verfahrens und die zugrundeliegende Statistik sind bei Rücker [1] ausführlich beschrieben.

2.2 Berechnung der Übertragungsfunktionen

Mit den für jeden Meßort ermittelten Materialdaten wurden Finite-Element-Modelle erstellt. Die Erregung des Systems geschieht durch eine Verschiebungsrandbedingung, die über die Schwellenbreite konstant ist. Aus den Rechnungen erhält man jeweils die Reaktionskräfte an den Fundamentknotenpunkten. Die Resultierende dieser Kräfte ist die in 2.3 betrachtete Ersatzerregung. Die Schwinggeschwindigkeiten an den Meßpunkten werden berechnet und ergeben auf die resultierende Kraft bezogen die Übertragungsfunktionen.

In der nachfolgenden Aufstellung werden die Finite-Element-Modelle für die einzelnen Meßorte beschrieben.

2.2.1 Meßort Köln-Thielenbruch

Für die Erregerspektren

- 1 - Stadtbahn B6 (Gerade, Kurve, Weiche),
- 2 - Straßenbahn GT8 (Gerade, Kurve).

Größe des Finite-Element-Bereiches:

13,5 m x 13,5 m, $\Delta x = 0,5$ m.

Materialdaten des Finite-Element-Modells:

Tiefe [m]	G [10^7 N/m ²]	ρ [10^3 kg/m ³]
bis 0,5	4,13	1,5
" 1,0	4,68	1,7
" 1,5	6,14	1,7
" 2	6,14	1,7
" 2,5	6,14	1,7
" 3	11,3	1,8
" 3,5	16,7	1,8
" 4	17,7	1,9
" 4,5	17,7	1,9
" 5	18,6	2,0
" 5,5	19,51	2,0
" 6	20,37	2,0
" 6,5	21,21	2,0
" 7	22,0	2,0
" 7,5	22,78	2,0
" 8	23,5	2,0
" 8,5	24,25	2,0
" 9	24,95	2,0
" 9,5	25,64	2,0
" 10	26,30	2,0
" 10,5	26,95	2,0
" 11	27,59	2,0
" 11,5	28,21	2,0
" 12	28,81	2,0
" 12,5	29,41	2,0
" 13	30,0	2,0
" 13,5	30,56	2,0

Für alle Tiefen konstant ist

$\nu = 0,3$ und $D = 2$ %.

Meßpunkte (V - vertikal, H - horizontal):

Abstand von der Gleismitte, r [m]	Tiefe z [m]	Komponenten
5,0	0,5	V,H
5,0	5,0	V
9,0	0,5	V,H
9,0	5,0	V
13,0	0,5	V,H
13,0	5,0	V,H

2.2.2 Meßort Köln-Holweide

Für die Erregerspektren
4 - S-Bahn ET 420.

Größe des Finite-Element-Bereichs:
2 m x 13,5 m, $\Delta x = 0,5$ m.

Materialdaten des Finite-Element-Modells:

$G = 1,094 \cdot 10^8$ N/m²,
 $\nu = 0,47$,
D = 2 %,
 $\rho = 1,9 \cdot 10^3$ kg/m³.

Meßpunkte (jeweils 0,5 m tief):

r = 7 m, 11 m, 13 m (V), 15 m, 17 m (V),

(V) bedeutet, daß nur die Vertikalkomponente an dieser Stelle gemessen wurde.

2.2.3 Meßort Dortmund

Für die Erregerspektren
3 - Straßenbahn M/N8.

Größe des Finite-Element-Bereichs:

1,875 m x 12 m,

Elementgröße zwischen 0,375 m x 0,5 m und 0,375 m x 0,25 m.

Die weiche Bodenschicht erfordert eine feinere Elementierung. Zur Nachbildung der Schichtgrenze Lockerboden - Fels ist der untere Rand des Finite-Element-Modells fixiert.

Materialdaten des Finite-Element-Modells:

Tiefe [m]	G [10^7 N/m ²]	ν	D	ρ [10^3 kg/m ³]
0-1,5	2,95	0,46	2 %	1,75
1,5-2	3,53	0,46	2 %	1,8
2-3,5	4,05	0,46	2 %	1,8
3,5-4,5	4,61	0,46	2 %	1,8
4,5-12	1,069	0,4987	5 %	1,9
unter 12	∞	-	-	-

Das Grundwasser unterhalb von 4,5 m ist in den Materialdaten berücksichtigt.

Meßpunkte:

Abstand von der Gleismitte [m]	Tiefe [m]	Komponente
6	0,5	V,H
6	4,5	V
10	0,5	V,H
10	4,5	V
14	0,5	V,H
14	4,5	V

2.2.4 Meßort Hamburg

Für die Erregerspektren
5 - U-Bahn.

Größe des Finite-Element-Bereichs:
2 m x 13,5 m , $\Delta x = 0,5$ m.

Materialdaten für das Finite-Element-Modell:

Es wurde eine einheitliche Scherwellengeschwindigkeit von $v_s = 260$ m/s zugrundegelegt und der Grundwasserspiegel bei 4 m berücksichtigt. Dem entsprechen die Materialdaten

für eine Tiefe von	0 bis 4 m	unterhalb von 4 m
G [N/m ²]	$1,22 \cdot 10^8$	$1,28 \cdot 10^8$
ρ [kg/m ³]	$1,8 \cdot 10^3$	$1,9 \cdot 10^3$
v	0,36	0,4845
D	2 %	2 %

Meßpunkte (alle 0,5 m tief):

r = 7,5; 9,5 (V); 11,5; 13,5 (V); 15,5; 17,25 (V);

(V) bedeutet, daß nur die Vertikalkomponente gemessen wurde.

2.3 Ergebnisse

Die Spektren der Linienlast - Ersatzerregungen für die verschiedenen Fahrzeugtypen und Geschwindigkeiten sind in den Bildern 2.2 bis 2.17 dargestellt. Diese Erregerspektren können der Ausgangspunkt einer Erschütterungsprognose sein, so wie das im nächsten Abschnitt an Beispielen demonstriert wird.

Verzeichnis der Erregerspektren:

Fahrzeugtyp 1 - Stadtbahnwagen B6,

in der Gerade, v = 40 km/h Bild 2.2

" v = 60 km/h Bild 2.3

in der Kurve, v = 40 km/h Bild 2.4

" v = 60 km/h Bild 2.5

an einer Weiche v = 40 km/h Bild 2.6

" v = 60 km/h Bild 2.7

Fahrzeugtyp 2 - Straßenbahnwagen GT8

in der Gerade, v = 40 km/h Bild 2.8

" v = 60 km/h Bild 2.9

in der Kurve, v = 40 km/h Bild 2.10

" v = 60 km/h Bild 2.11

Fahrzeugtyp 3 - Straßenbahnwagen M/N8

in der Gerade, $v = 40 \text{ km/h}$ Bild 2.12

" $v = 50 \text{ km/h}$ Bild 2.13

Fahrzeugtyp 4 - S-Bahn ET 420

in der Gerade, $v = 80 \text{ km/h}$ Bild 2.14

" $v = 100 \text{ km/h}$ Bild 2.15

Fahrzeugtyp 5 - U-Bahn

in der Gerade, $v = 40 \text{ km/h}$ Bild 2.16

" $v = 60 \text{ km/h}$ Bild 2.17

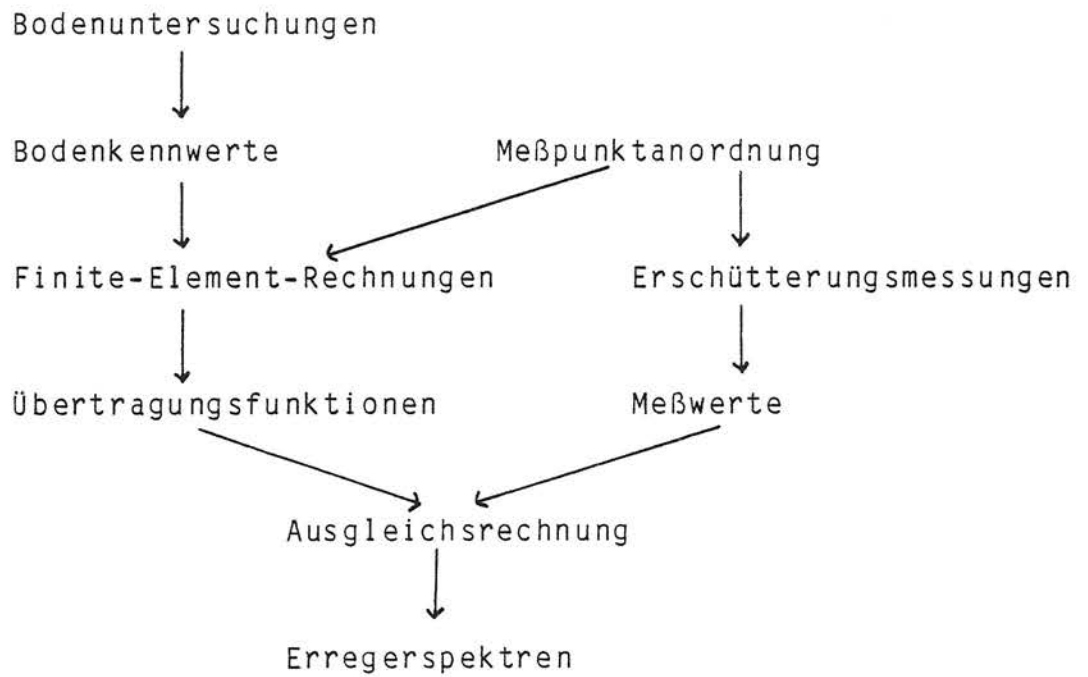


Bild 2.1 Vorgehensweise bei der Ermittlung der Erregerspektren

Bild 2.2 Erregerspektrum für den Fahrzeugtyp 1
(Stadtbahnwagen B6),
in der Gerade,
 $v = 40 \text{ km/h}$

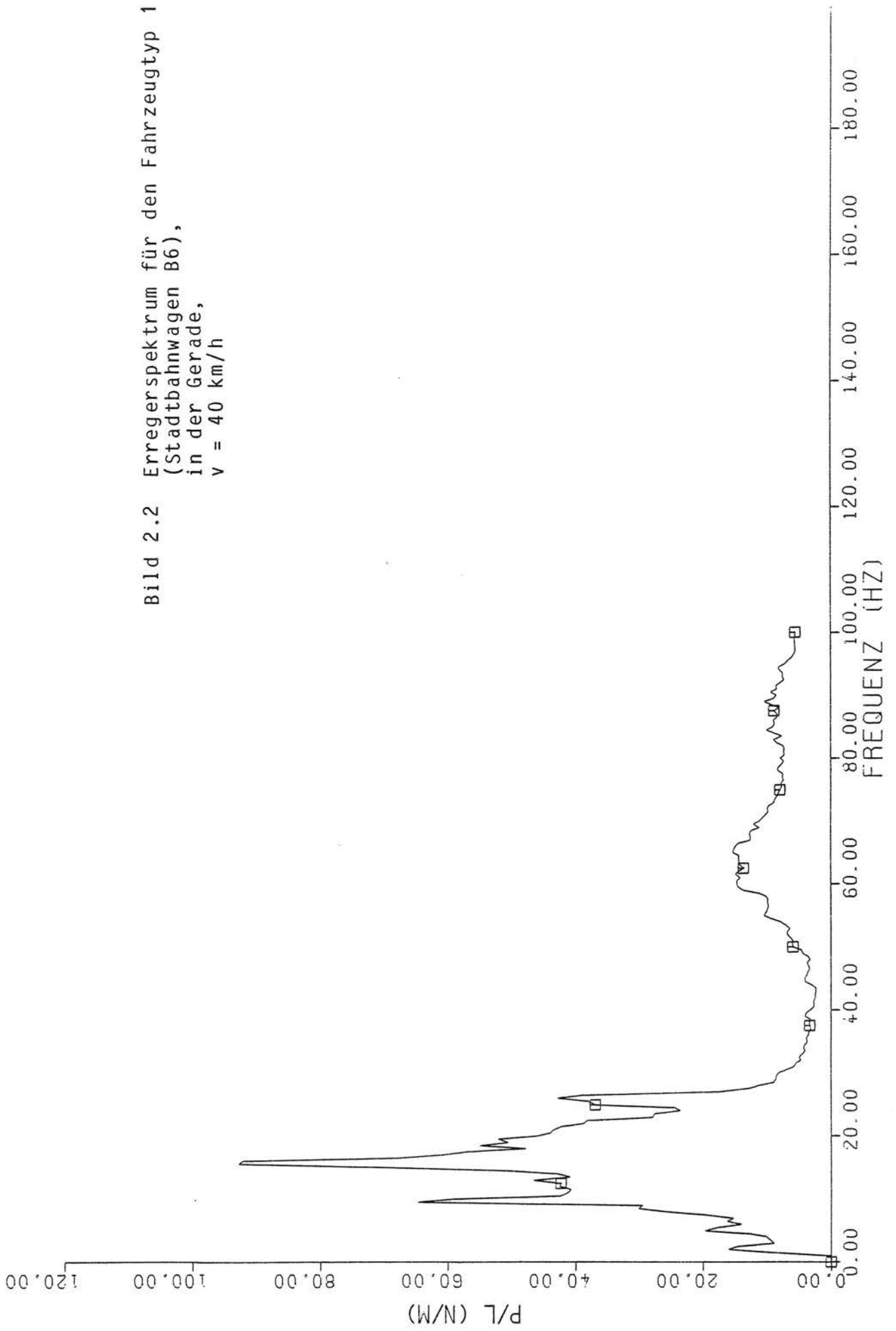


Bild 2.3 Erregerspektrum für den Fahrzeugtyp 1
(Stadtbahnwagen B6),
in der Gerade,
 $v = 60 \text{ km/h}$

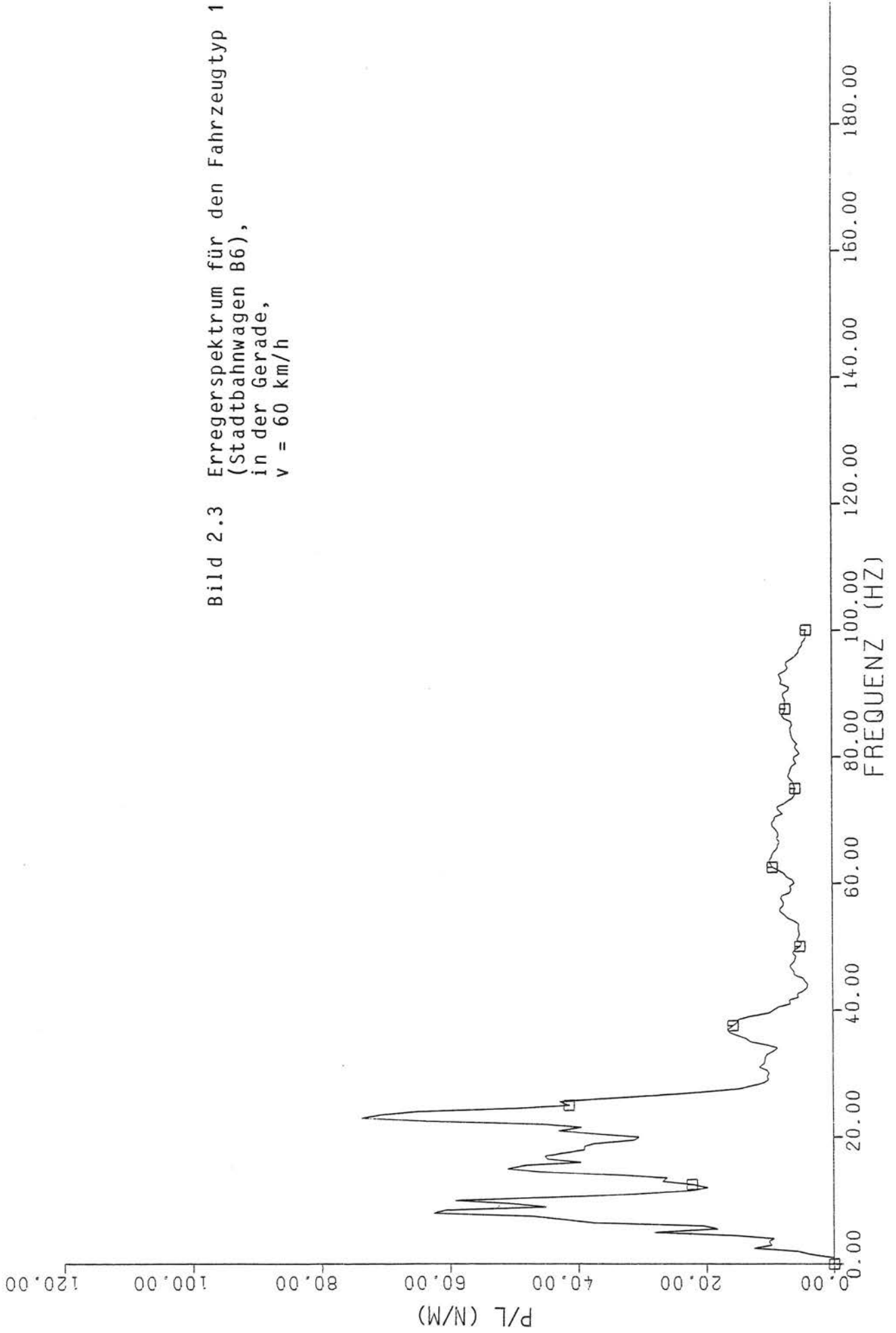


Bild 2.4 Erregerspektrum für den Fahrzeugtyp 1
(Stadtbahnwagen B6),
in der Kurve,
 $v = 40 \text{ km/h}$

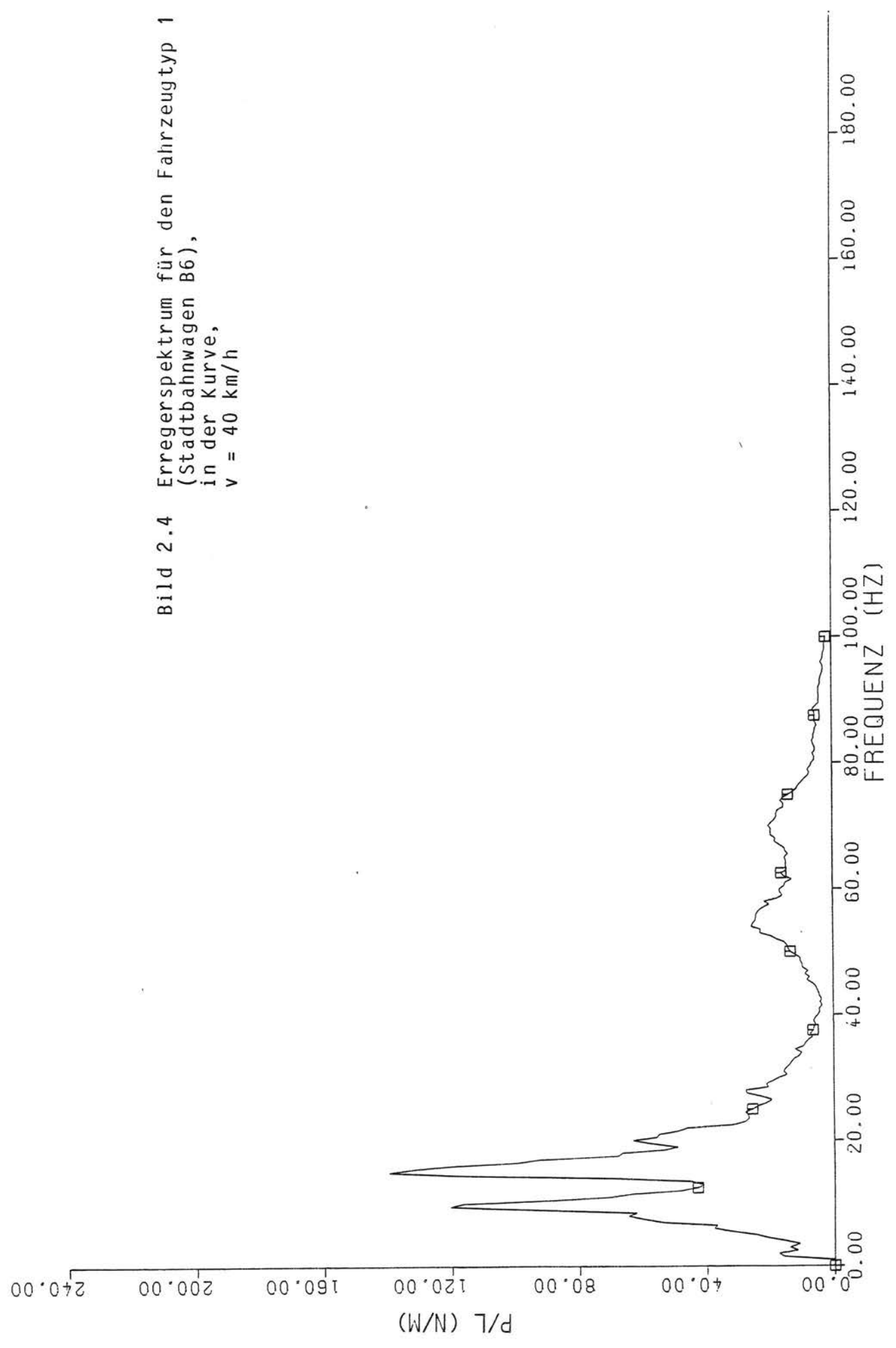


Bild 2.5 Erregerspektrum für den Fahrzeugtyp 1
(Stadtbahnwagen B6),
in der Kurve,
 $v = 60 \text{ km/h}$

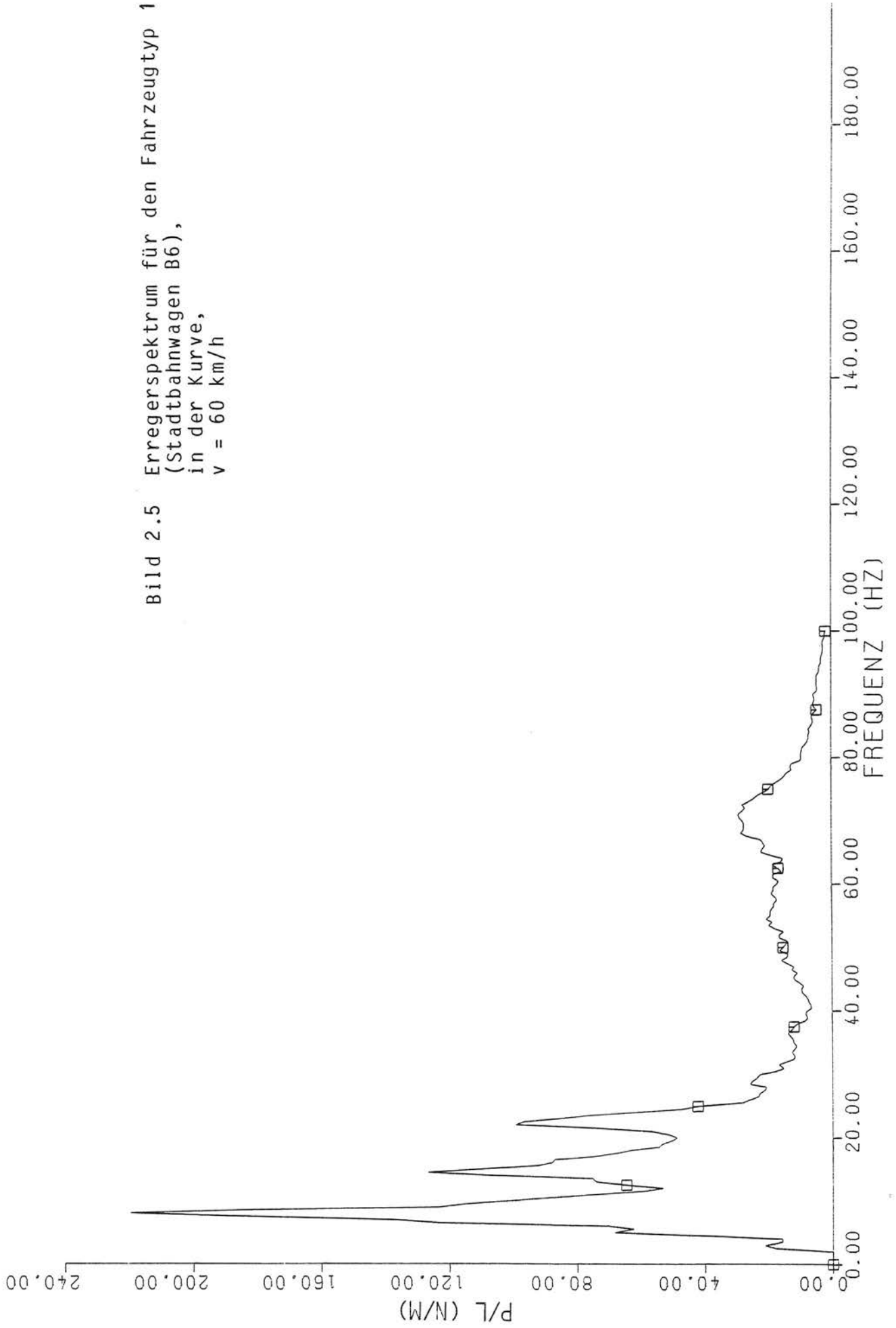


Bild 2.6 Erregerspektrum für den Fahrzeugtyp 1
(Stadtbahnwagen B6),
an einer Weiche,
 $v = 40 \text{ km/h}$

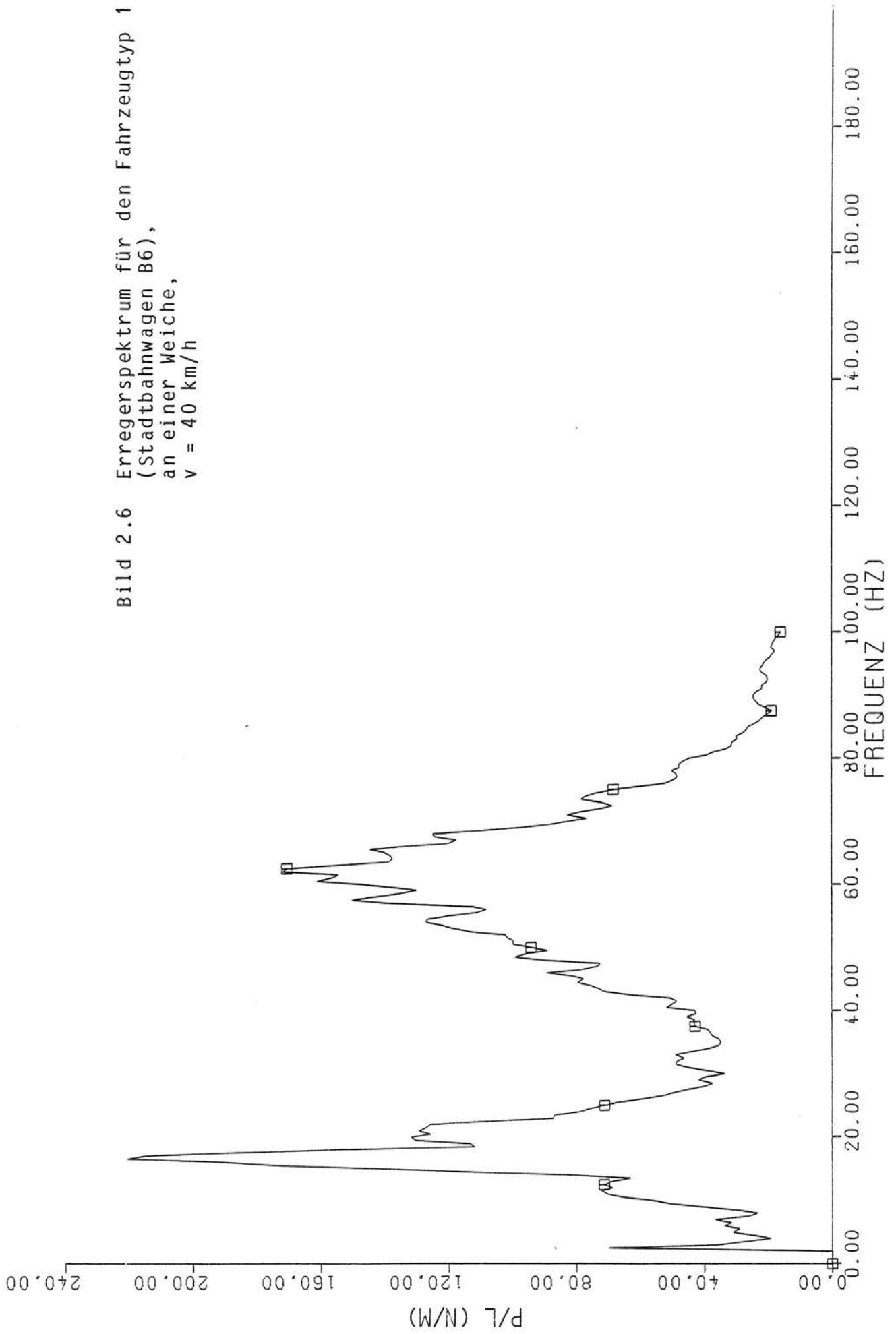


Bild 2.7 Erregerspektrum für den Fahrzeugtyp 1
(Stadtbahnwagen B6),
an einer Weiche,
 $v = 60 \text{ km/h}$

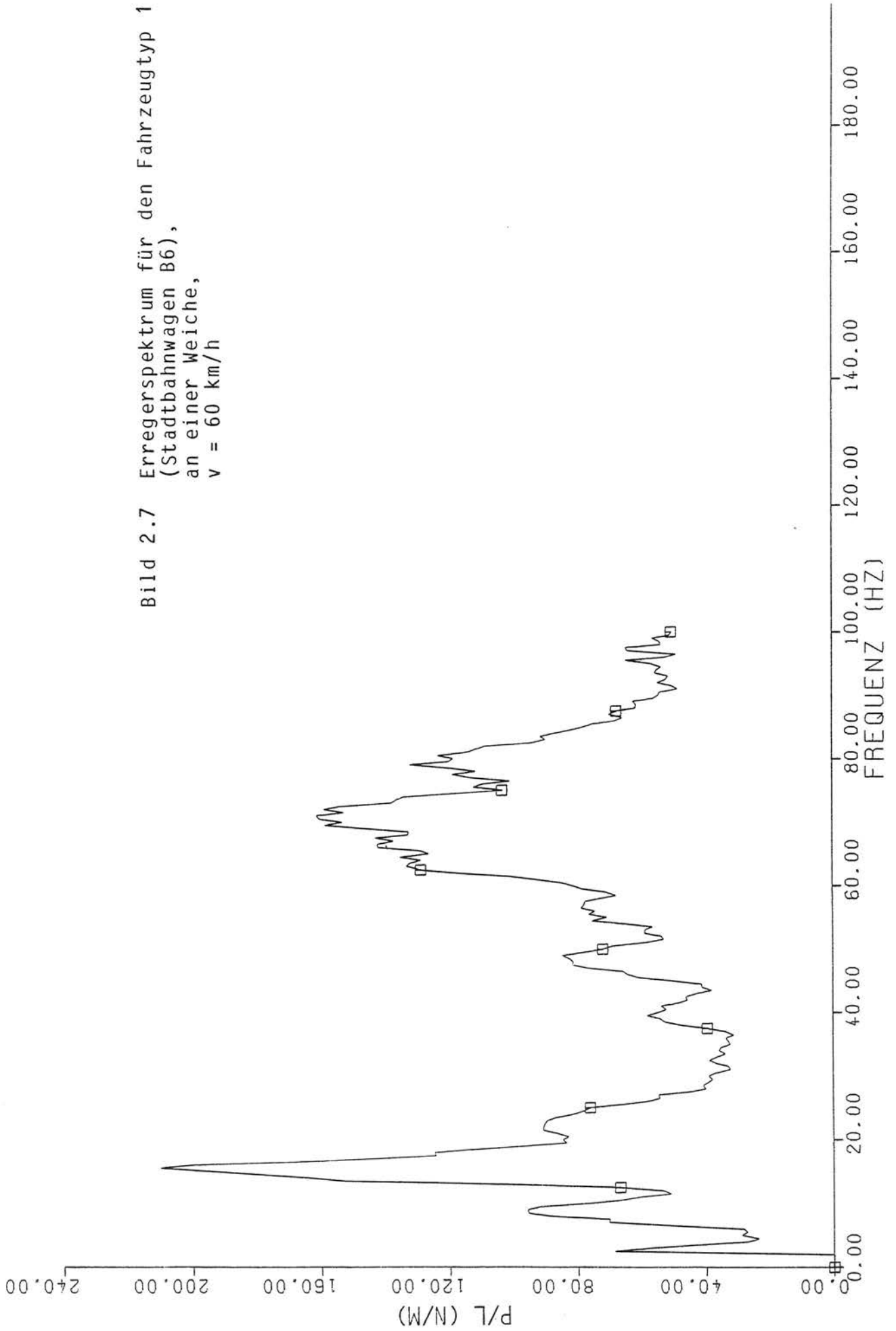


Bild 2.8 Erregerspektrum für den Fahrzeugtyp 2
(Straßenbahnwagen GT8),
in der Gerade,
 $v = 40 \text{ km/h}$

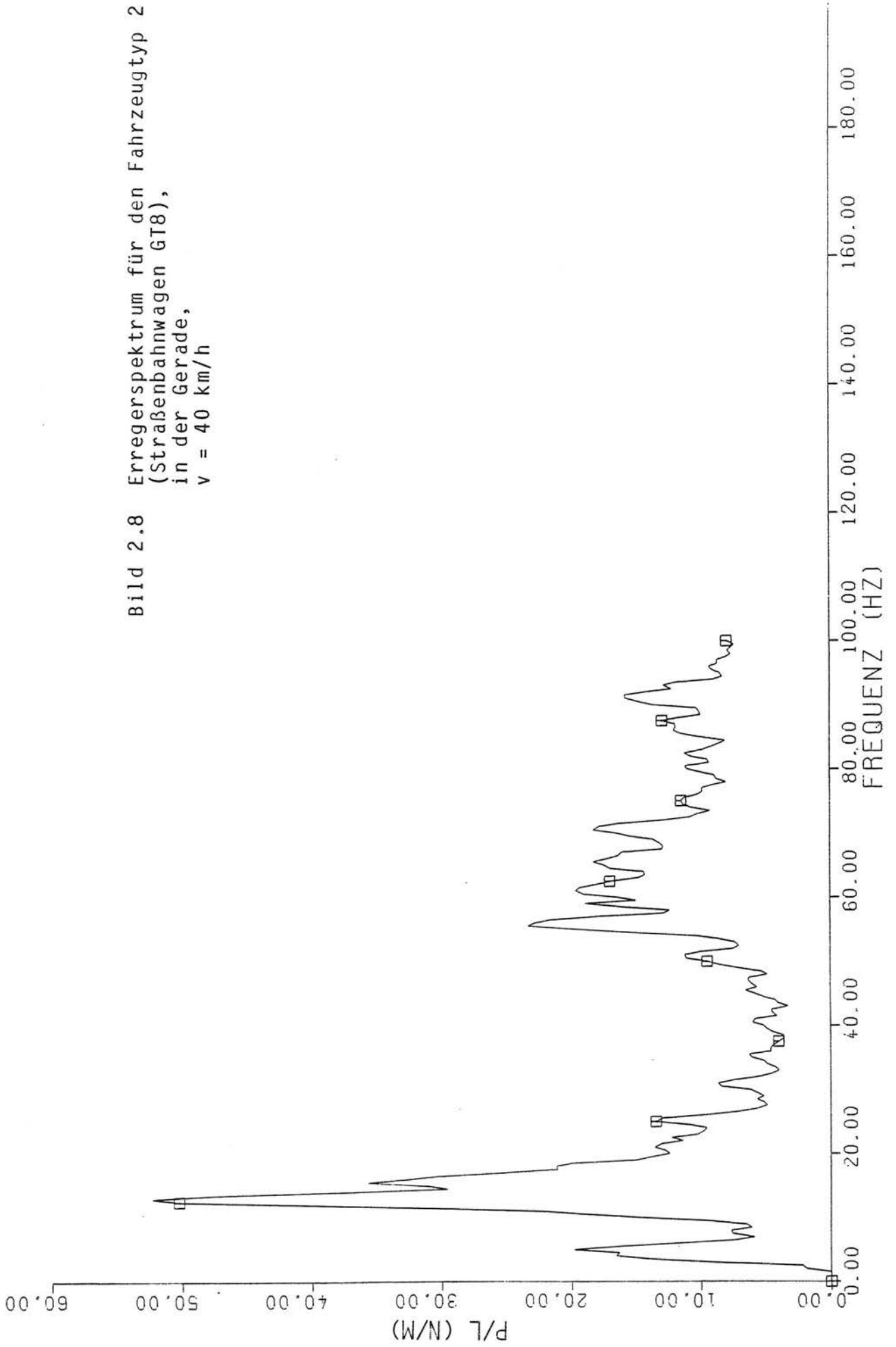


Bild 2.9 Erregerspektrum für den Fahrzeugtyp 2
(Straßenbahnwagen GT8),
in der Gerade,
 $v = 60 \text{ km/h}$

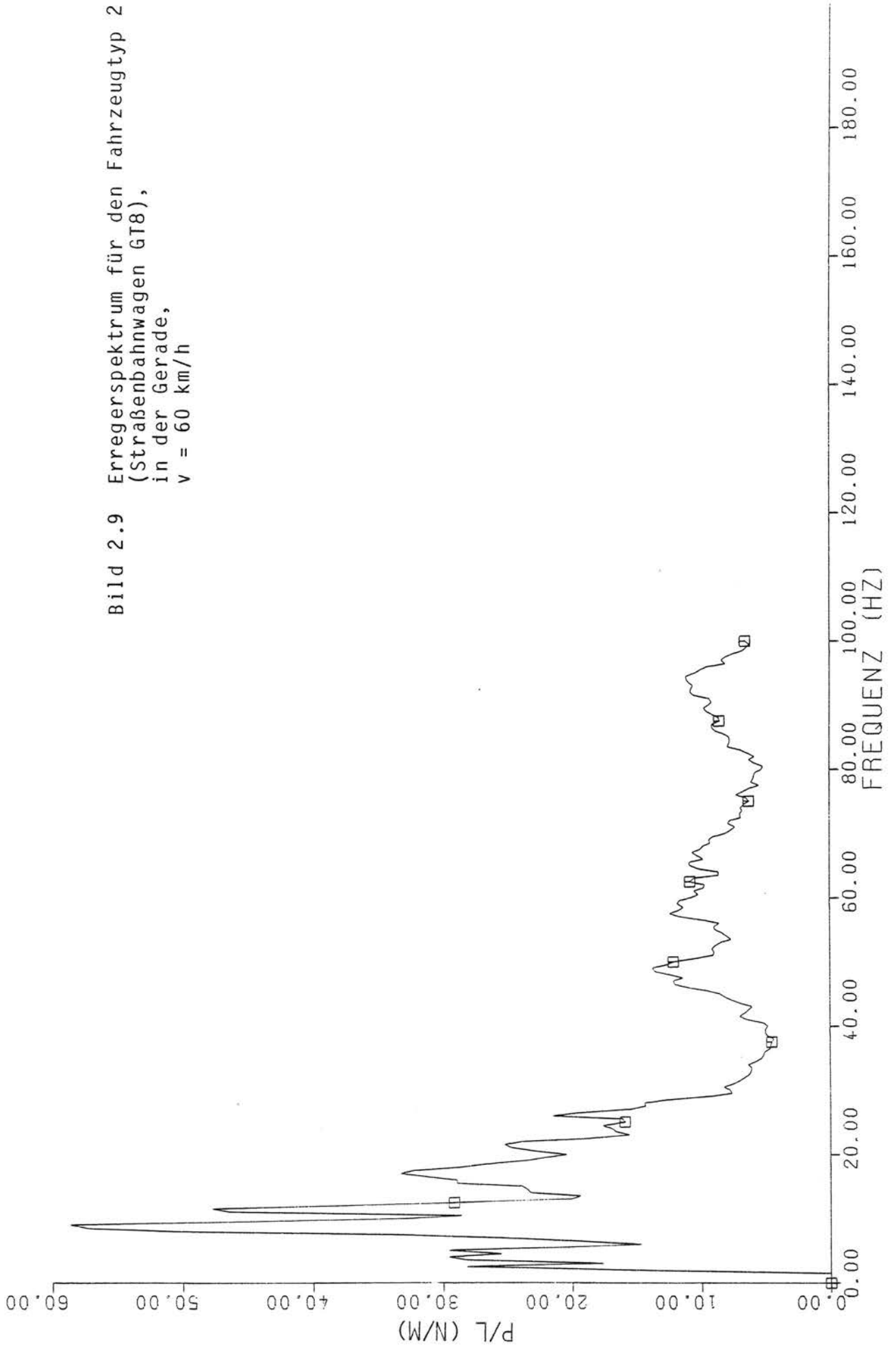


Bild 2.10 Erregerspektrum für den Fahrzeugtyp 2
(Straßenbahnwagen GT8),
in der Kurve,
 $v = 40 \text{ km/h}$

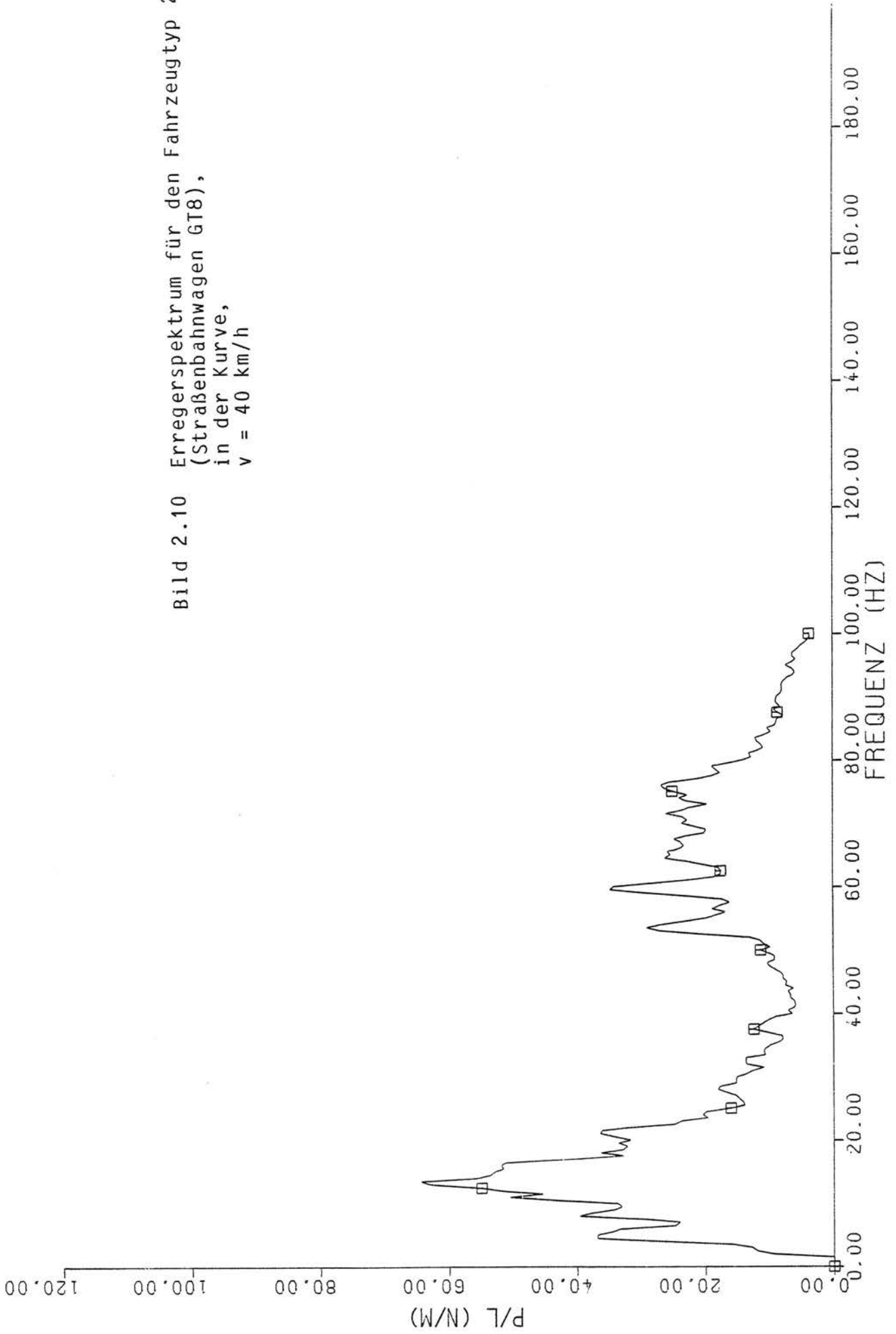


Bild 2.11 Erregerspektrum für den Fahrzeugtyp 2
(Straßenbahnwagen GT8),
in der Kurve,
 $v = 60 \text{ km/h}$

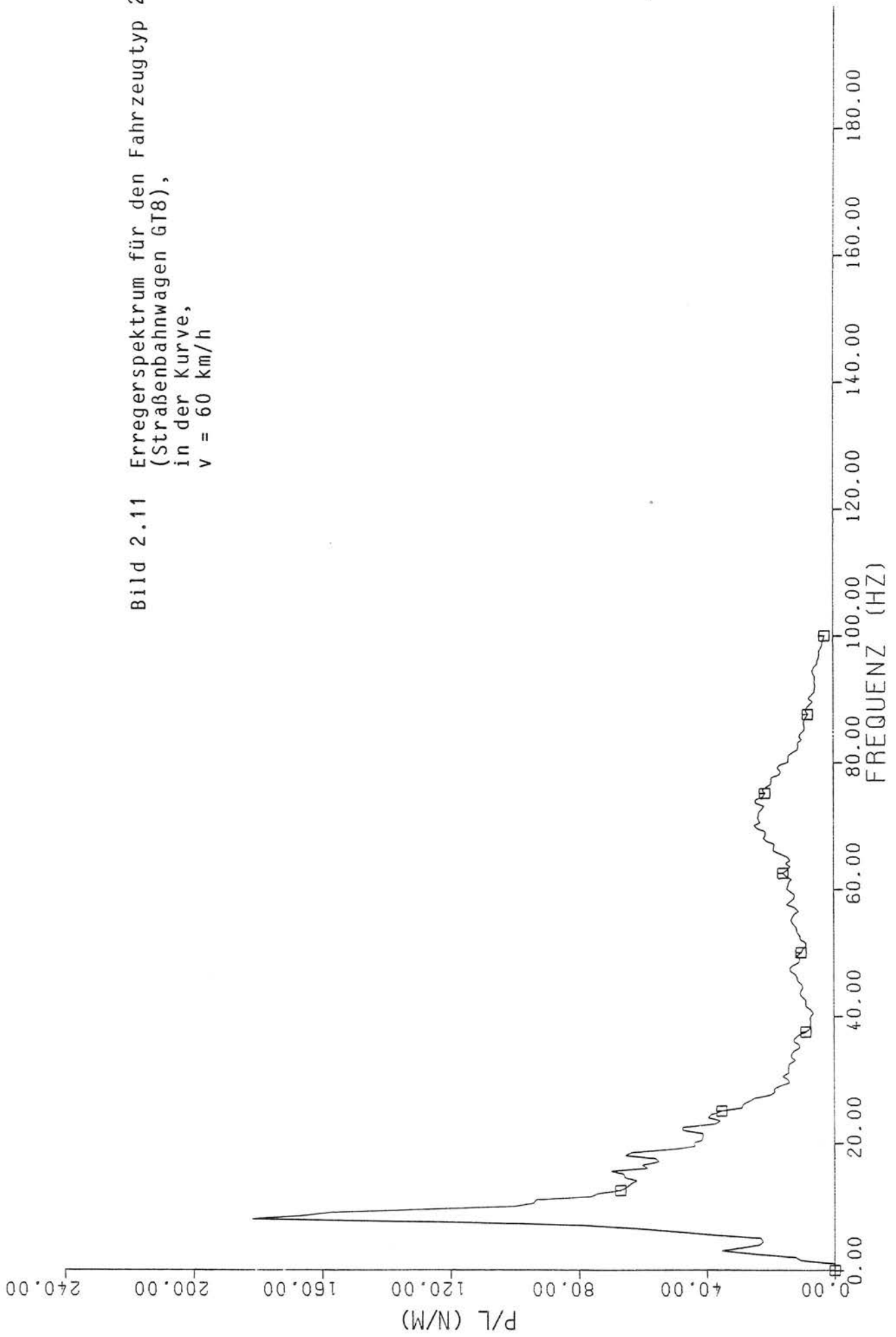


Bild 2.12 Erregerspektrum für den Fahrzeugtyp 3
(Straßenbahnwagen M/N8),
in der Gerade,
 $v = 40 \text{ km/h}$

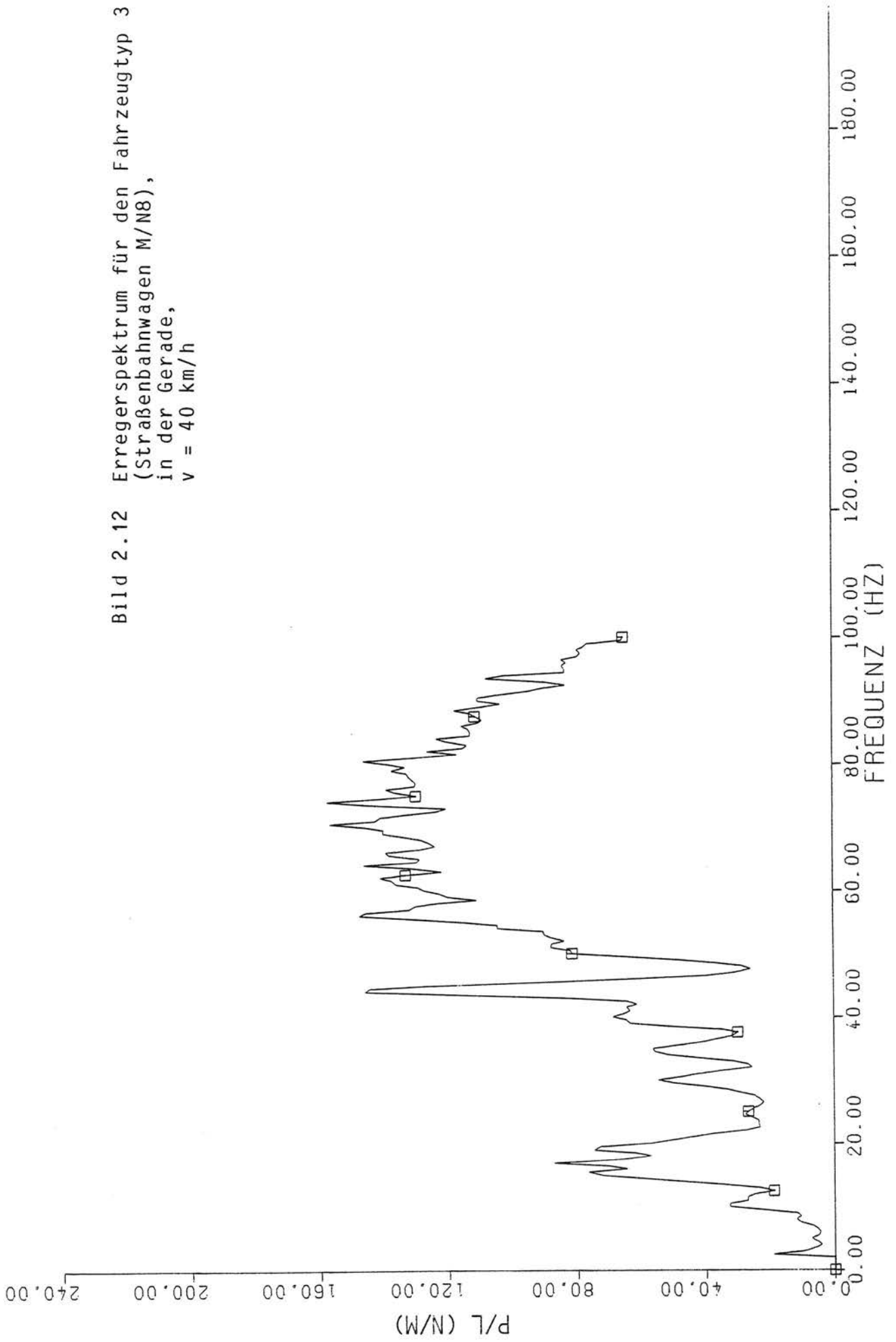


Bild 2.13 Erregerspektrum für den Fahrzeugtyp 3
(Straßenbahnwagen M/N8),
in der Gerade,
 $v = 50 \text{ km/h}$

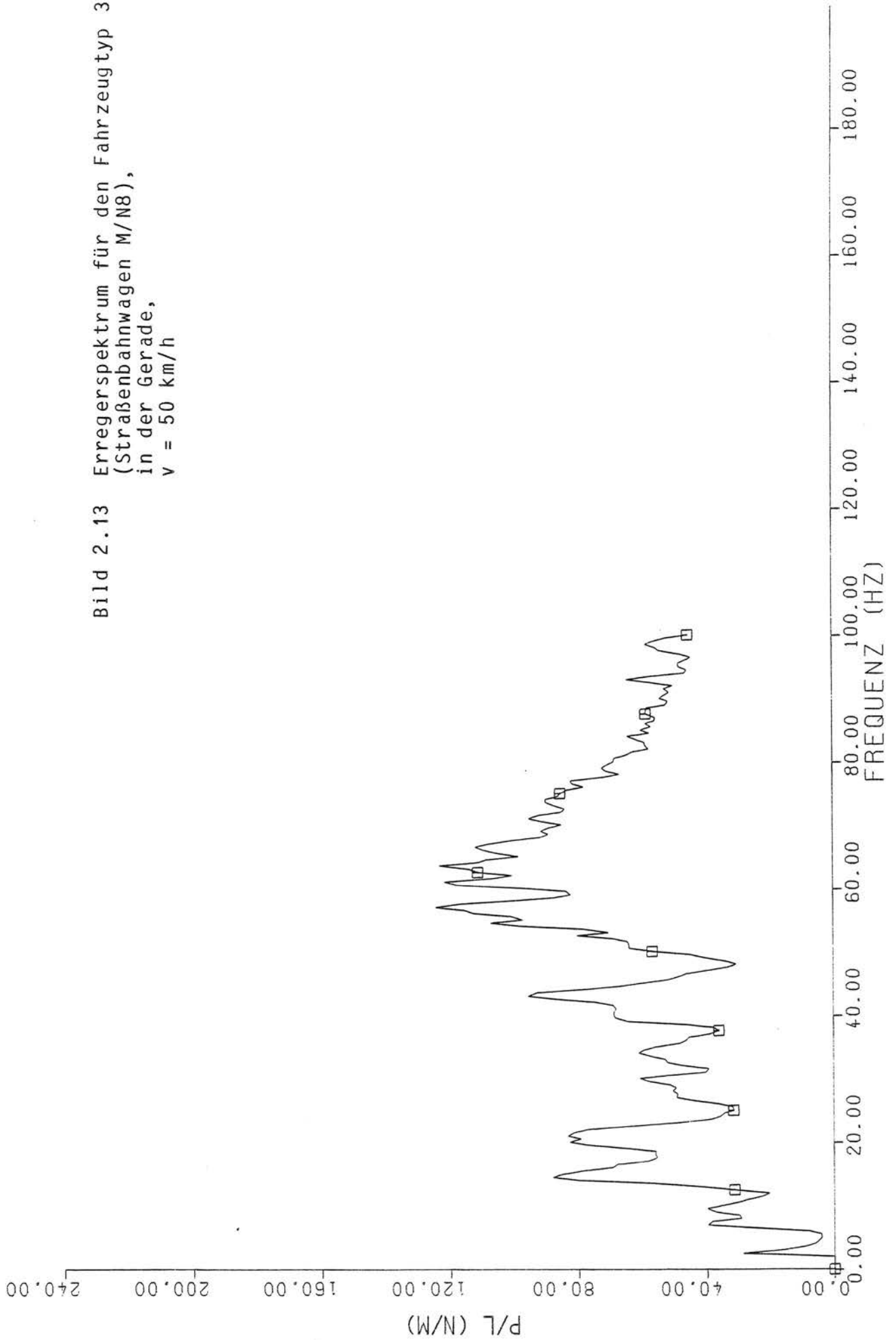


Bild 2.14 Erregerspektrum für den Fahrzeugtyp 4
(S-Bahn ET 420),
in der Gerade,
 $v = 80 \text{ km/h}$

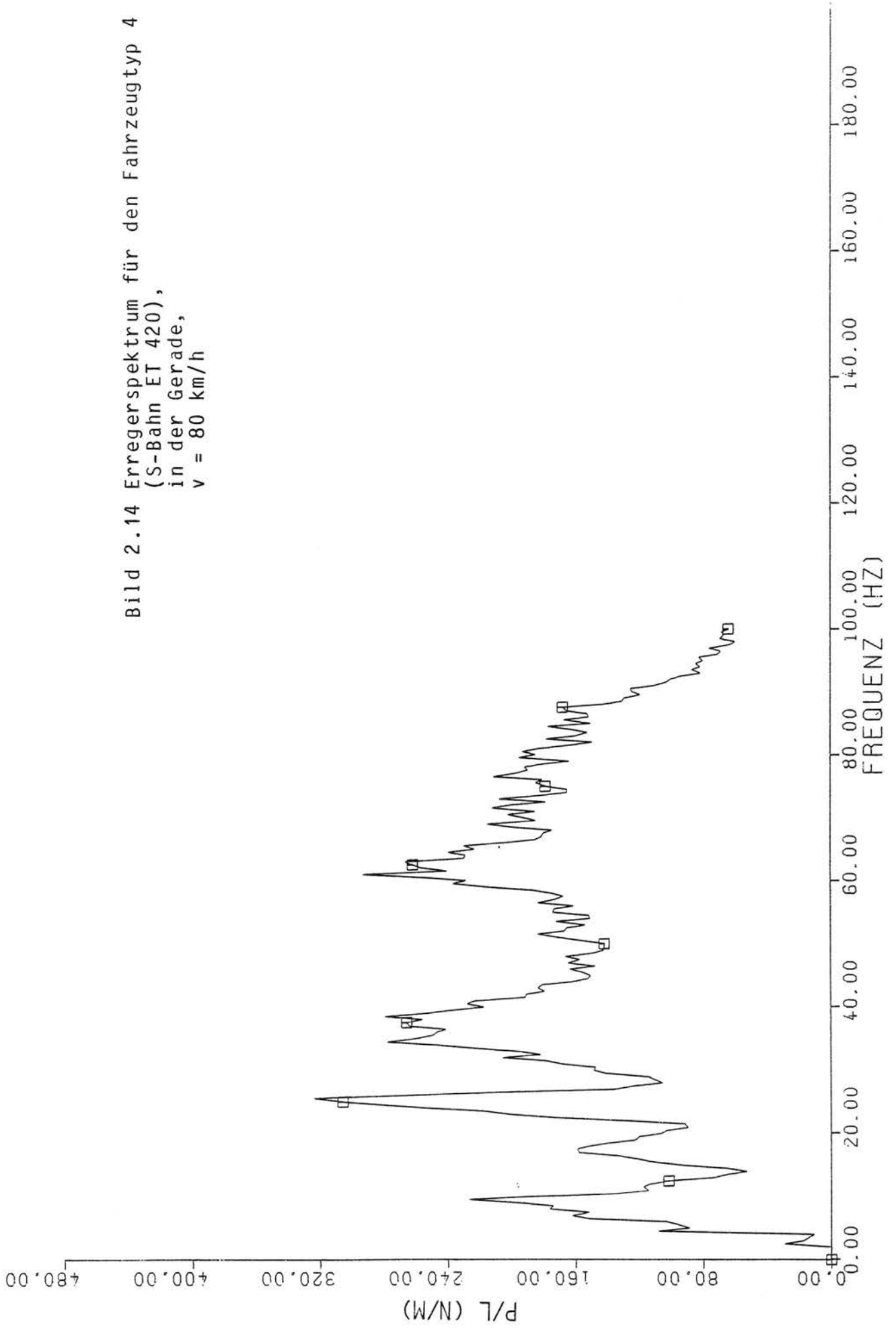


Bild 2.15 Erregerspektrum für den Fahrzeugtyp 4
(S-Bahn ET 420),
in der Gerade,
 $v = 110 \text{ km/h}$

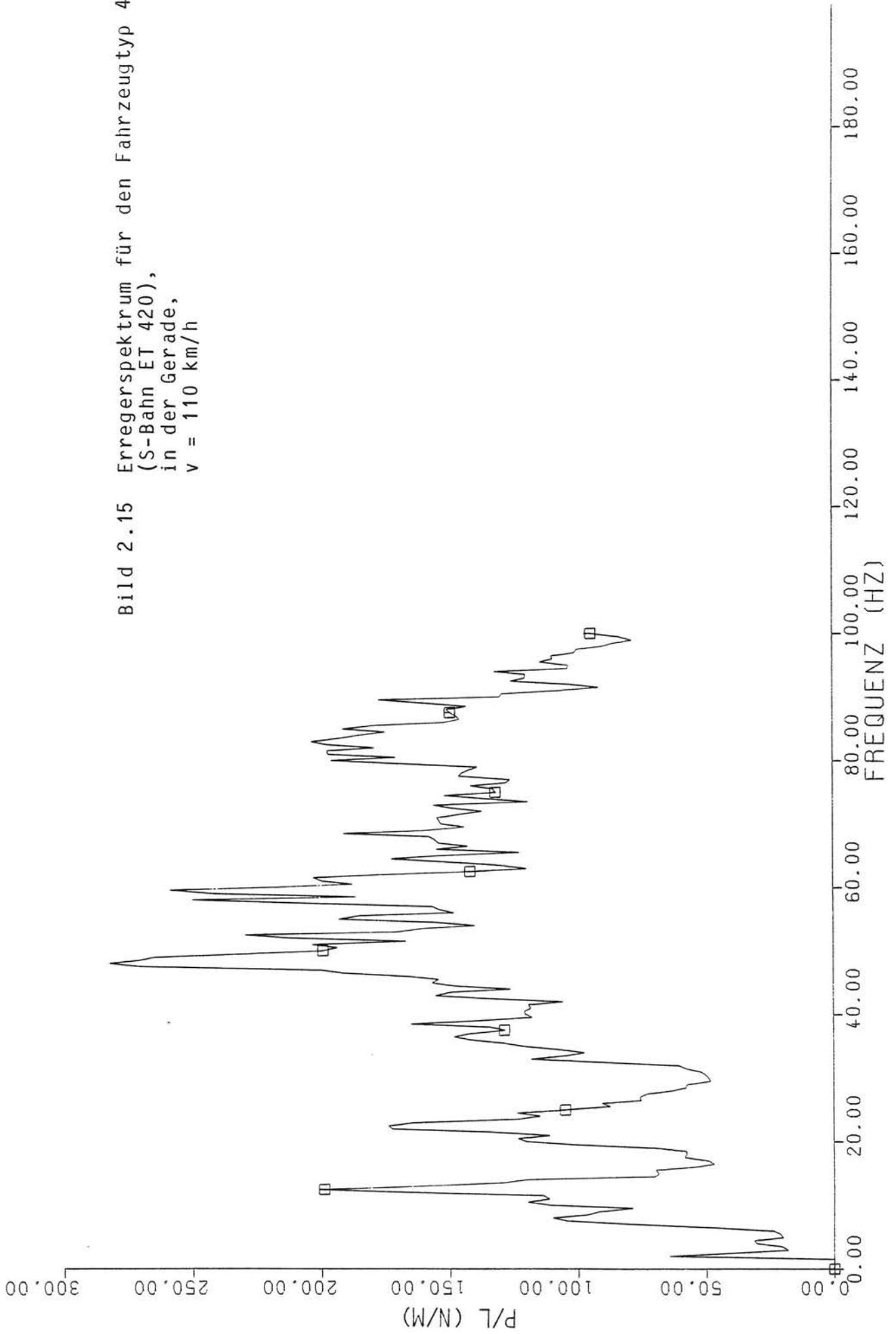


Bild 2.16 Erregerspektrum für den Fahrzeugtyp 5
(U-Bahn),
in der Gerade,
 $v = 40 \text{ km/h}$

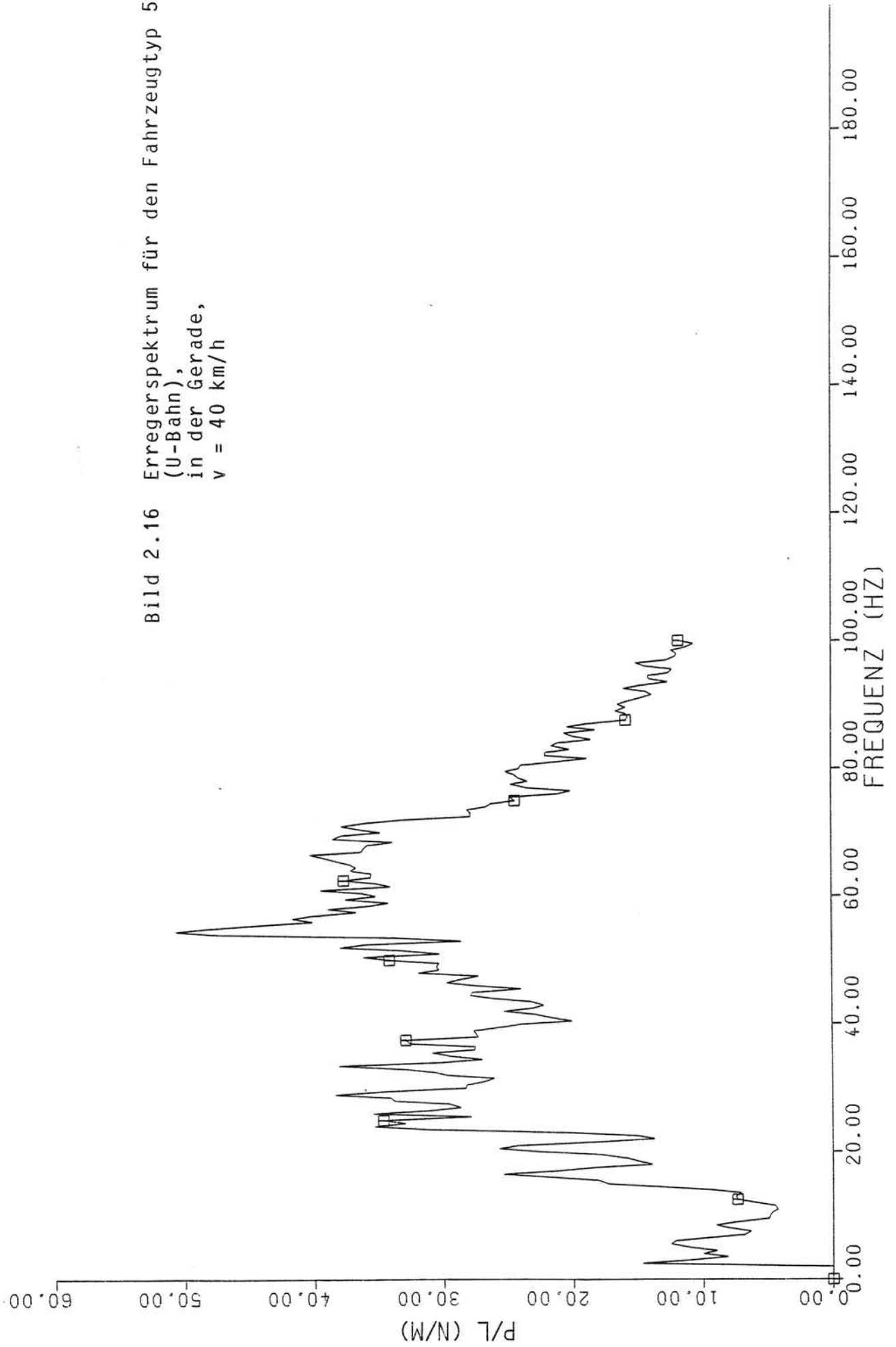
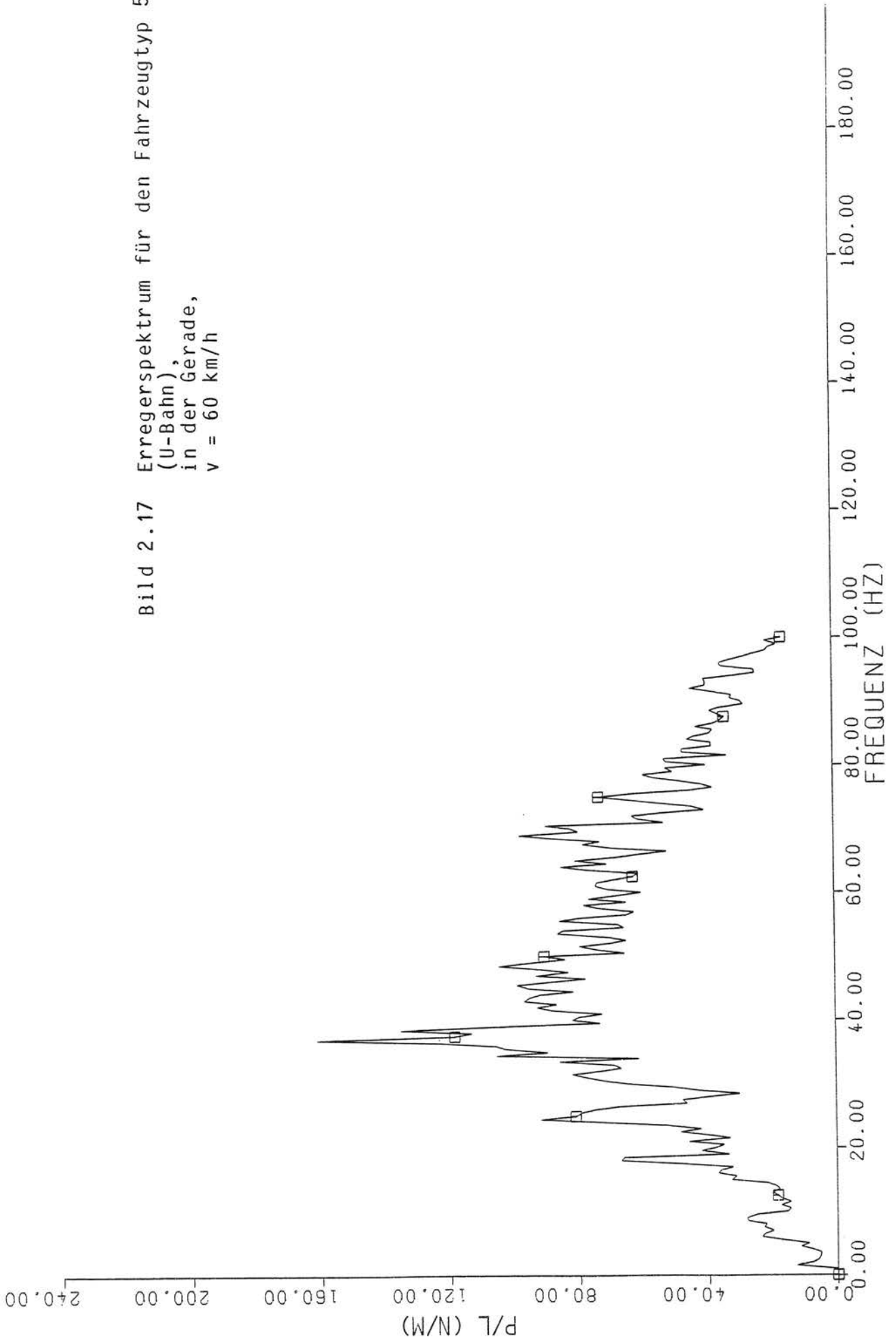


Bild 2.17 Erregerspektrum für den Fahrzeugtyp 5
(U-Bahn),
in der Gerade,
 $v = 60 \text{ km/h}$



3. Erschütterungsprognose - Rechengang und Beispiele

Die Erschütterungsprognose setzt sich aus drei Teilaufgaben zusammen. Es müssen Informationen über die Erschütterungsquelle, die Stärke der Erschütterungsanregung vorhanden sein. Als zweites muß die Reaktion des Bodens auf die Erschütterungsanregung und die Ausbreitung der Wellen berechnet werden. Als drittes muß die Antwort des Gebäudes auf die Anregung durch die Bodenschwingungen bestimmt werden. Die Informationen zur Erschütterungsquelle sind in diesem Berichtsteil mit den Erregerspektren gegeben. Die Erschütterungsausbreitung im Boden und das Schwingungsverhalten von Gebäuden ist in den Berichtsteilen "Modellrechnungen Boden" und "Modellrechnungen Gebäude" beschrieben worden. Dabei wurde jeweils abschließend ein Vorschlag für eine vereinfachte Prognose dargelegt. Diese beiden Prognosevorschläge wurden in einem Rechenprogramm zusammengefaßt, das die ermittelten Erregerspektren zu Schwinggeschwindigkeitsspektren in verschiedenen Boden- oder Gebäudepunkten weiterverarbeiten kann. Mit der Beschreibung des Rechenprogramms sollen die Anwendungsmöglichkeiten der gefundenen Ergebnisse noch einmal etwas konkretisiert werden.

3.1 Rechengang für eine vereinfachte Prognose von Boden- und Bauwerksererschütterungen

Folgende Größen müssen zunächst bekannt sein:

- ein für den Prognoseort zutreffendes Erregerspektrum $P(f)$ (vergleichbarer Fahrzeugtyp, vergleichbarer Fahrzustand),
- Materialeigenschaften des Bodens am Prognoseort:
 - Schubmodul G ,
 - Querkontraktionszahl ν ,
 - Dichte ρ ,
 - Dämpfungsgrad D ,
- die Schwellenbreite b und (für eine axialsymmetrische Prognose) die Zuglänge L .

Eine Schichtung des Bodens kann durch frequenzabhängige Schubmoduli berücksichtigt werden. Die Zuordnung von Schichtgrenzen zu bestimmten Frequenzen ergibt sich aus den Ergebnissen der "Modellrechnungen Boden". Dies ist in der Zusammenfassung des entsprechenden Berichtsteils dargestellt.

Mit diesen Daten werden für jede Frequenz die Bodenschwingungen folgendermaßen berechnet:

$$v_s = \sqrt{G/\rho}$$

$$\bar{a} = \omega b / 2v_s \quad (\omega \text{ ist die Kreisfrequenz } \omega = 2\pi f),$$

bzw. $\bar{a} = 1$, wenn es andernfalls kleiner als 1 wäre,

$$\bar{r} = \omega r / v_s \text{ für jeden interessierenden Abstand } r \text{ von der Gleismitte.}$$

Die Bodenübertragungsfunktion für die ebene Wellenausbreitung ist dann (vgl. Berichtsteil "Modellrechnungen Boden" (MB), Abschnitt 5)

$$V_{eb} = \frac{\omega}{G} \frac{e^{-D\bar{r}}}{\bar{a}} A_{eb}$$

V_{eb} ist dabei das Verhältnis der Schwinggeschwindigkeit v_B an einem bestimmten Bodenpunkt und der Kraftamplitude der Linienlasterregung. Die entsprechende Übertragungsfunktion für die axialsymmetrische Wellenausbreitung, das ist das Verhältnis V_{ax} der Bodenschwinggeschwindigkeit und der Amplitude einer erregenden Punktlast, lautet

$$V_{ax} = \frac{\omega}{Gr} \frac{e^{-D\bar{r}}}{\bar{a}} A_{ax} \cdot \bar{r}$$

Die Größen A_{eb} und A_{ax} sind die Konstanten für die Fernfeldasymptoten der elastischen Halbraumlösung. Die Werte dieser Konstanten, die von der Querkontraktionszahl abhängen, sind in MB Abschnitt 4.2 tabellarisch angegeben. Dort ist auch die Gültigkeit der Fernfeldasymptoten erläutert. Sind auch die Bodenschwingungen im Nahfeld von Interesse, so müßten die in MB 4.2 angegebenen Halbraumlösungen auch für das Nahfeld programmiert werden.

Aus den Übertragungsfunktionen und dem Erregerspektrum wird die Schwinggeschwindigkeit an den gewünschten Bodenpunkten berechnet

$$v_{eb} = v_{eb} \cdot P,$$

$$v_{ax} = v_{ax} \cdot P \cdot L.$$

Bei der axialsymmetrischen Prognose wird die Linienlast mit der Zuglänge multipliziert und so in eine Punktlast umgewandelt. Mit der ebenen und der axialsymmetrischen Prognose hat man zwei Extremfälle, deren Bedeutung für reale Situationen in MB Abschnitt 4.3 erläutert ist. Jeweils der kleinere der beiden Werte ist der realistischere. Für den Nahbereich ist das der ebene Wert v_{eb} , ab einer gewissen Entfernung ist es der axialsymmetrische Wert. In einem mittleren Entfernungsbereich sind die tatsächlichen Schwingungsamplituden eher noch kleiner als beide Prognosewerte.

Hat man auf diese Weise die Bodenschwingungen am Fundamentpunkt eines Gebäudes berechnet, so kann man diese wiederum als Ausgangspunkt für die Berechnung der Gebäudeschwingungen verwenden. Das Rechenprogramm benutzt zur Berechnung der Gebäudeschwingungen das Näherungsmodell, das im Berichtsteil "Modellrechnungen Gebäude" (MG), Abschnitt 3.1.2 vorgestellt und das in den Abschnitten MG 3.2 bis 3.4 ausführlich diskutiert wurde.

Die Übertragungsfunktion für einen Gebäudepunkt lautet

$$\begin{aligned} V_G &= \frac{\cos a\xi}{\cos a} \frac{1}{1+ik \tan a} \\ &= \frac{\cos a\xi}{\cos a + ik \sin a} . \end{aligned}$$

Dabei ist

v_G - das Verhältnis der Schwinggeschwindigkeitsamplitude eines Gebäudepunktes und der Schwinggeschwindigkeitsamplitude der Freifeldbodenschwingung am Fundamentpunkt.

$a = \frac{\omega H}{v_L}$ - ist ein frequenzabhängiger Parameter mit

$\omega = 2\pi f$ - Kreisfrequenz,

H - Gebäudehöhe,

$v_L = \sqrt{E_W/\rho_W}$ - die Longitudinalwellengeschwindigkeit des Wandmaterials,

E_W - Elastizitätsmodul der Wand,

ρ_W - Dichte der Wand.

Der Parameter $\xi = (H-h)/H$ beschreibt die Lage des betrachteten Punktes im Gebäude - h ist die Höhe des Punktes über dem Fundament und H die Gebäudehöhe.

k ist ein Parameter, der die Lagerungsbedingung des Gebäudes auf dem Baugrund beschreibt

$$k = \frac{i\omega\sqrt{E_W\rho_W} F_W}{i\omega r + c} .$$

F_W ist dabei die gesamte Querschnittsfläche aller Wände und Stützen und

r und c sind die Dämpfungs- bzw. Federkonstante der Fundamentaflagerung auf dem Boden. Für ein einzelnes Fundament sind diese Konstanten

$$r = \frac{3,4 \sqrt{G\rho} F}{(1-\nu)\pi} ,$$

$$c = \frac{4G}{1-\nu} \sqrt{\frac{F}{\pi}}$$

mit den Materialeigenschaften G, ν, ρ des Bodens und der Fundamentfläche F . Bei mehreren Fundamenten werden die jeweiligen Feder- und Dämpfungskonstanten addiert.

Zur Berechnung der Übertragungsfunktion des Gebäudes benötigt man also folgende Eingabedaten:

G, ν, ρ - die Materialeigenschaften des Baugrundes,

F_j - die Fundamentflächen,

E_W, ρ_W - die Materialeigenschaften der Wände,

F_W - die gesamte Querschnittsfläche der Wände und

H - die Gebäudehöhe.

Für jeden gewünschten Gebäudepunkt mit Höhenlage ξ wird damit die Übertragungsfunktion V_G in allen Frequenzen berechnet. Die Schwinggeschwindigkeit des jeweiligen Gebäudepunktes ergibt sich schließlich aus der Multiplikation der Schwinggeschwindigkeit des Bodens mit der Übertragungsfunktion

$$v_G = V_G \cdot v_B.$$

In dem hier benutzten Rechenprogramm wird außerdem noch die Mittelung der verschiedenphasigen Bodenschwingungen über die Fundamentbreite b berücksichtigt:

$$v_B' = \frac{\sin \bar{b}}{\bar{b}} v_B,$$

wobei sich

$$\bar{b} = \frac{\omega b}{2v_S}$$

aus der Kreisfrequenz ω , der halben Fundamentbreite $b/2$ in Ausbreitungsrichtung der Wellen und der Ausbreitungsgeschwindigkeit im Boden $v_S = \sqrt{G/\rho}$ zusammengesetzt (vgl. MG Abschnitt 2.2.3). In diesem Fall sind die Schwinggeschwindigkeiten im Gebäude

$$v_G = V_G \cdot v_B' = V_G \cdot \frac{\sin \bar{b}}{\bar{b}} \cdot v_B.$$

Die Schwinggeschwindigkeiten gelten für die Gebäudewände. Für die Stockwerksdecken muß in der Regel in deren Eigenfrequenz noch eine Resonanzüberhöhung einkalkuliert werden.

3.2 Beispiele zur Erschütterungsprognose

Es wurden fünf Prognosebeispiele berechnet: Die ersten drei Beispiele beziehen sich auf die Verhältnisse bei den in diesem Forschungsvorhaben durchgeführten Kontrollmessungen. Mit den letzten beiden Beispielen wurde versucht, extreme Situationen zu illustrieren.

3.2.1 Köln-Dellbrück

In Köln-Dellbrück sind die Bodenerschütterungen durch den Stadtbahnwagen B6 in verschiedenen Abständen zum Gleis gemessen worden. Das Erregerspektrum des Stadtbahnwagens ist in Köln-Thielenbruch gemessen worden. Hier soll nun versucht werden, mit dem ermittelten Erregerspektrum und den gemessenen Bodenkennwerten, die Schwinggeschwindigkeitsspektren an den Meßpunkten zu prognostizieren. Dabei wurden folgende Daten benutzt:

$$G = 1,14 \cdot 10^8 \text{ N/m}^2,$$

$$\nu = 0,33,$$

$$\rho = 1,9 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3.$$

$$D = 2 \%,$$

$$b = 3 \text{ m},$$

$$L = 22,1 \text{ m},$$

$$r_i = 3,5 \text{ m}, 10,0 \text{ m}, 18,5 \text{ m}, 33,5 \text{ m}, 53,5 \text{ m}.$$

Bild 3.1 zeigt zunächst die Übertragungsfunktionen des Bodens bei ebener und axialsymmetrischer Prognose. Dabei ist folgendes zu beobachten:

- Mit wachsender Entfernung von der Erregung werden die hohen Frequenzen zunehmend stärker herausgefiltert. Dies ist eine Folge der Materialdämpfung.
- Die Schwinggeschwindigkeitsamplituden nehmen für tiefe Frequenzen ebenfalls ab.
- Mit wachsender Entfernung rücken die ebene und die axialsymmetrische Prognose dichter zusammen. Die axialsymmetrische Prognose ist in allen Fällen zu groß.
- Der Knick in den Kurven bei 26 Hz markiert den Beginn des Schwelleneinflusses, der in einer zusätzlichen Reduktion für die höheren Frequenzen besteht.

Bild 3.2 zeigt die Schwinggeschwindigkeitsspektren, die sich bei Anregung durch den Stadtbahnwagen B6 ergeben. Sie ergeben sich als Produkt der jeweiligen Übertragungsfunktion und dem ermittelten Erregerspektrum.

3.2.2 Köln-Sürth

In Köln-Sürth sind die gleichen Messungen wie in Köln-Dellbrück durchgeführt worden. Lediglich die Bodendaten weichen etwas voneinander ab. Für die Prognose für Köln-Sürth gehen wir von einem einfach geschichteten Baugrund aus. Das führt zu einem frequenzabhängigen Schubmodul

$$G = 1,81 \cdot 10^8 \text{ N/m}^2 \quad \text{für } f \leq 25 \text{ Hz} \quad (v_S = 300 \text{ m/s}) \text{ und}$$

$$G = 5,49 \cdot 10^7 \text{ N/m}^2 \quad \text{für } f > 25 \text{ Hz} \quad (v_S = 170 \text{ m/s}).$$

Die anderen Parameter stimmen mit denen in 3.2.1 überein. Bild 3.3 zeigt die sich ergebenden Schwinggeschwindigkeitsspektren.

3.2.3 Hamburg

In Hamburg wurden die Erregerspektren für den U-Bahnwagen DT3 aus Erschütterungsmessungen in einem Meßquerschnitt ermittelt. In einem dazu parallel liegenden Querschnitt wurden Vergleichsmessungen durchgeführt, die auch Messungen in einem eingeschossigen Gebäude beinhalteten. Für diese Messungen soll hier eine Prognose erstellt werden. Dabei werden die am ersten Querschnitt ermittelten Bodenkennwerte benutzt:

$$G = 1,22 \cdot 10^8 \text{ N/m}^2,$$

$$\nu = 0,36,$$

$$\rho = 1,8 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3,$$

$$D = 2 \%,$$

außerdem

$$b = 3 \text{ m und}$$

$$L = 25,18 \text{ m.}$$

Die Eingabedaten für die Berechnung des Gebäudeverhaltens mußte aus den vorhandenen Plänen herausgelesen und zum Teil geschätzt werden:

$$\begin{aligned}
 F_i &= 10,8 \text{ m}^2, 8,64 \text{ m}^2, 4,32 \text{ m}^2, 10,8 \text{ m}^2, \\
 E_W &= 5 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2, \\
 \rho_W &= 2,5 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3, \\
 F_W &= 27,9 \text{ m}^2, \\
 H &= 3 \text{ m}.
 \end{aligned}$$

Berechnet wurde das Schwinggeschwindigkeitsspektrum des nähergelegenen Fundamentmeßpunktes im Abstand

$$r = 26,25 \text{ m}$$

von der Gleismitte. Das Ergebnis ist in Bild 3.4 dargestellt. Man erkennt, daß die höheren Frequenzen oberhalb der Boden-Bauwerk-Eigenfrequenz bei 20 Hz stärker durch das Gebäude abgemindert sind.

3.2.4 4-geschossiges Gebäude auf weichem Baugrund bei S-Bahn-Verkehr

Mit diesem Beispiel sollen die maximal möglichen Erschütterungen berechnet werden. Deshalb wurde ein sehr weicher Boden, so wie er bei den Messungen in Dortmund vorgefunden wurde, mit dem größten gemessenen Erregerspektrum kombiniert. Die Eingabedaten für dieses Beispiel sind:

$$\begin{aligned}
 G &= 1,0 \cdot 10^7 \text{ N/m}^2, \\
 \nu &= 0,49, \\
 \rho &= 1,9 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3, \\
 D &= 5 \%, \\
 b &= 3 \text{ m}, \\
 L &= 60 \text{ m}, \\
 F_j &= 3 \times 20 \text{ m}^2, \\
 E_W &= 3 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2, \\
 \rho_W &= 2,5 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3, \\
 F_W &= 15 \text{ m}^2, \\
 H &= 12 \text{ m}.
 \end{aligned}$$

Die Gebäudedaten beziehen sich auf dieselbe Grundstruktur, die bei den Modellrechnungen Gebäude benutzt wurde. Das

Gebäude befindet sich in 20 m Entfernung vom Gleis. Die Anregung erfolgt durch eine S-Bahn mit einer Geschwindigkeit von 110 km/h.

Das Ergebnis, die Schwinggeschwindigkeitsamplituden des Bodens (Freifeld) und des Gebäudes, zeigt Bild 3.5. Die maximal auftretende Bodenschwinggeschwindigkeit in einer Frequenz ist dabei

$$v_{\max} = 0,36 \cdot 10^{-4} \text{ m/s.}$$

Während die geringe Steifigkeit des Bodens zu großen Erschütterungen im Boden selbst führt, führt sie bei den Gebäudeschwingungen zu einem gegenteiligen Effekt. Sie bewirkt eine tiefe Bauwerk-Boden-Eigenfrequenz und damit eine starke Erschütterungsreduktion oberhalb dieser Frequenz. Ein weiteres Charakteristikum dieses Beispiels ist die starke Filterwirkung der Materialdämpfung.

3.2.5 10-geschossiges Gebäude auf Fels bei U-Bahn-Verkehr

An diesem Beispiel sollen noch einmal die Auswirkungen eines steifen Baugrundes demonstriert werden. Es handelt sich um ein 10-geschossiges Gebäude mit der gleichen Grundstruktur wie in Beispiel 3.2.4. Es befindet sich in 20 m Abstand vom Gleis, das von U-Bahnwagen mit einer Geschwindigkeit von 60 km/h befahren wird. Die weiteren Parameter sind

$$G = 1,0 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2 ,$$

$$\nu = 0,3 ,$$

$$\rho = 2,2 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3 ,$$

$$D = 1 \text{ \%} ,$$

$$b = 3 \text{ m} ,$$

$$L = 25 \text{ m} ,$$

$$F_j = 3 \times 20 \text{ m}^2 ,$$

$$E_W = 3 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2 ,$$

$$\rho_W = 2,5 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3,$$

$$F_W = 15 \text{ m}^2,$$

$$H = 30 \text{ m}.$$

An den Ergebnissen (Bild 3.6) ist folgendes zu bemerken:

- Die maximal auftretende Schwinggeschwindigkeit im Boden ist mit

$$v_{\max} = 0,6 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

deutlich kleiner als im Beispiel 3.2.4.

- Die hohen Frequenzen werden im Boden eher noch verstärkt. Das ist ein Zeichen für die guten Übertragungseigenschaften von Fels.
- Die Schwinggeschwindigkeiten im Gebäude sind im Mittel genauso groß wie die im Boden. Es gibt keine Erschütterungsreduktion.
- Bei etwa 25 Hz tritt eine deutliche Bauwerksresonanz auf. Dieses Phänomen ist typisch für den steifen Untergrund.

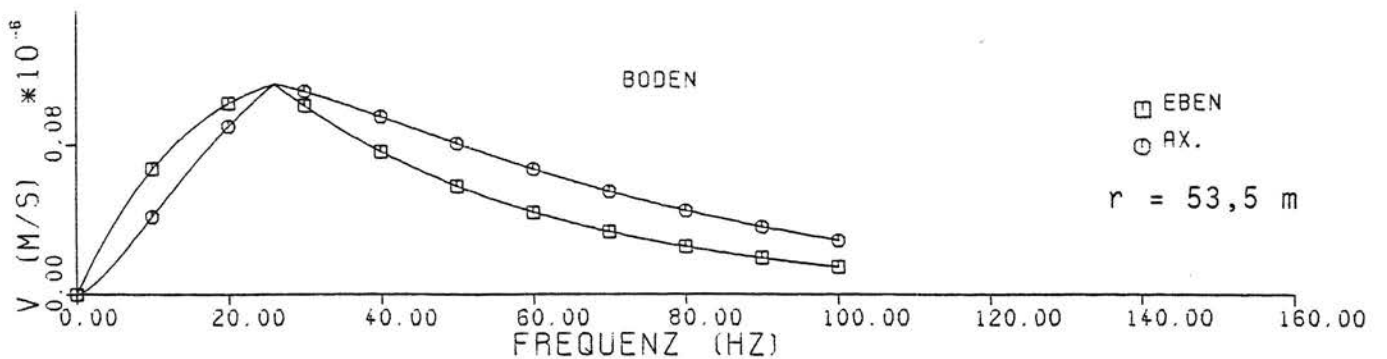
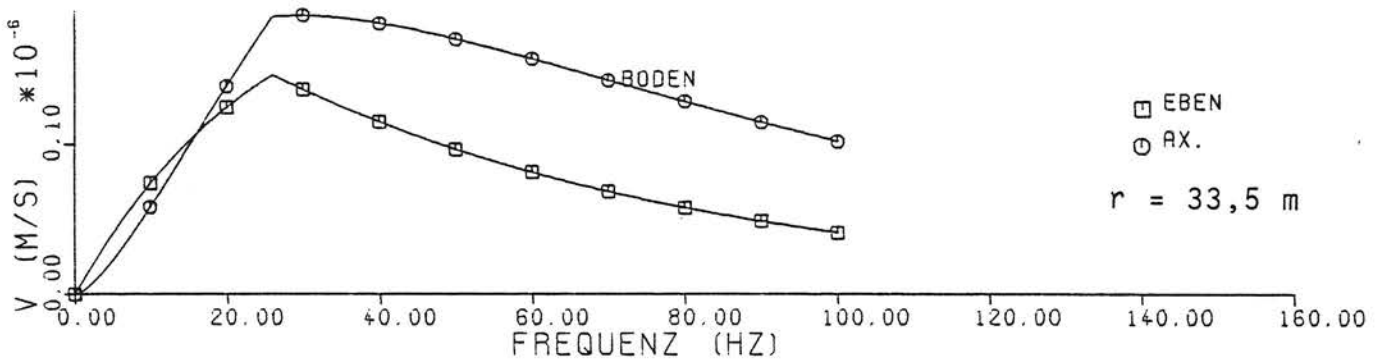
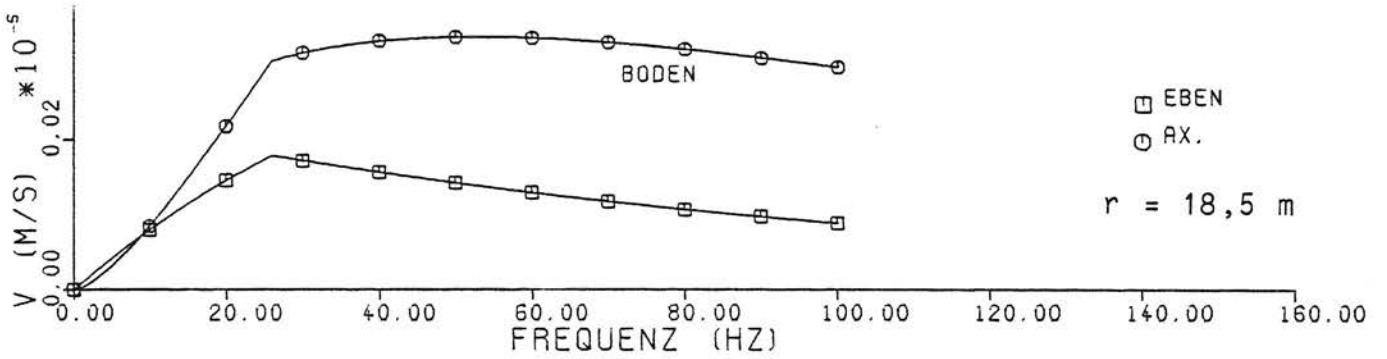
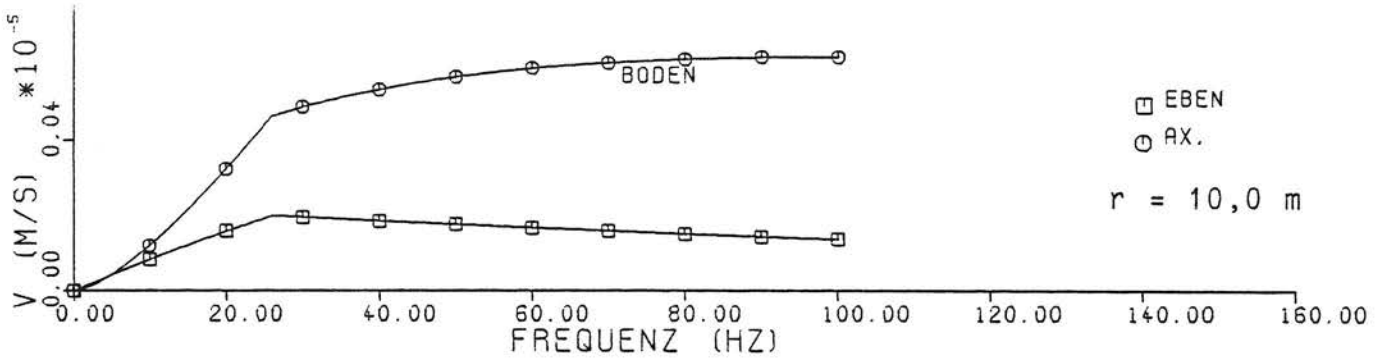
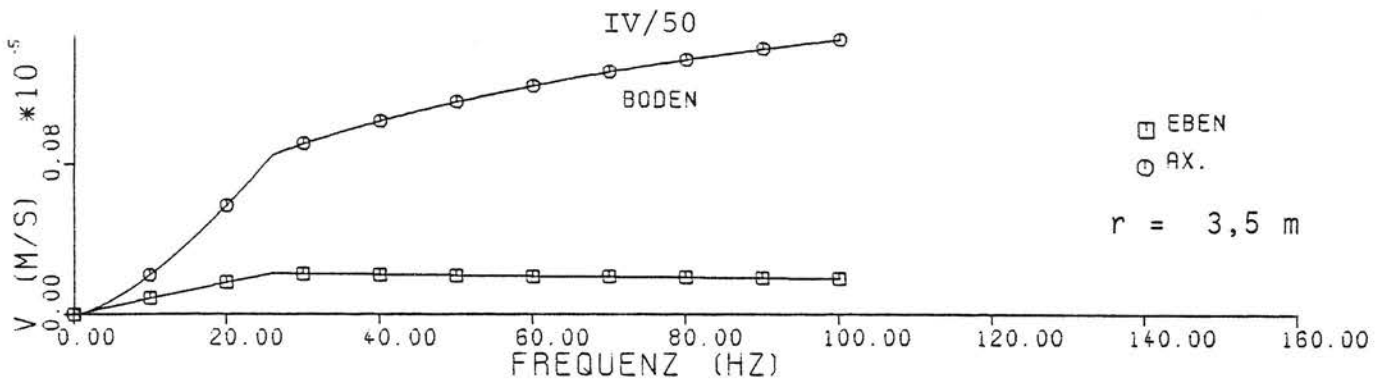


Bild 3.1 Übertragungsfunktionen des Bodens für
Beispiel 3.2.1 Köln-Dellbrück ($P/L = 1 \text{ N/m}$)

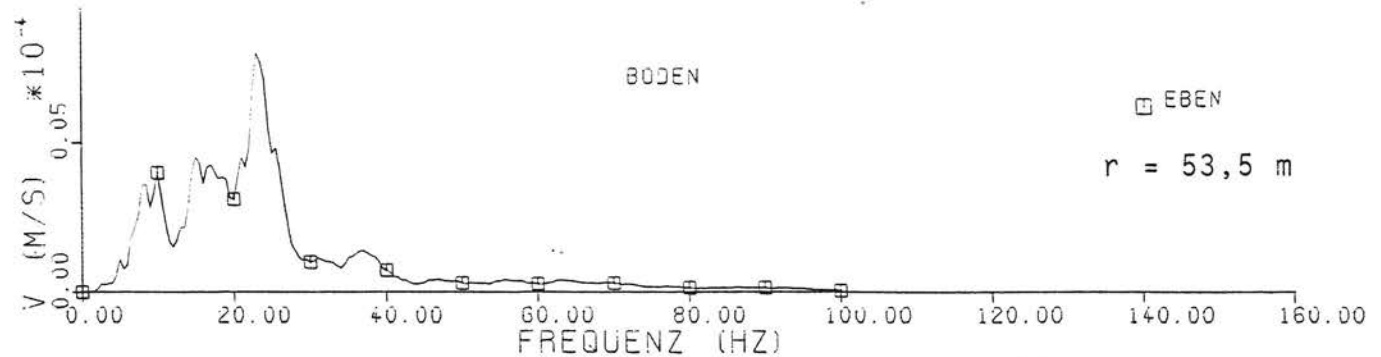
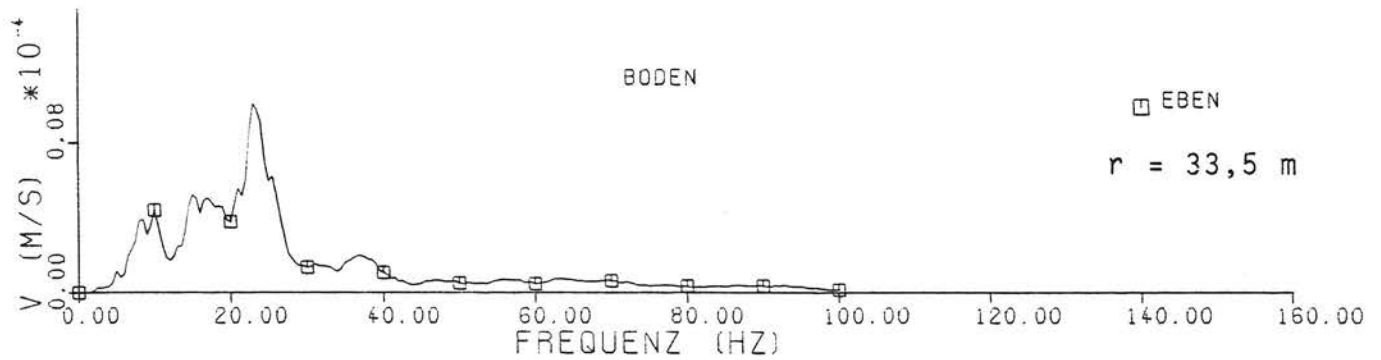
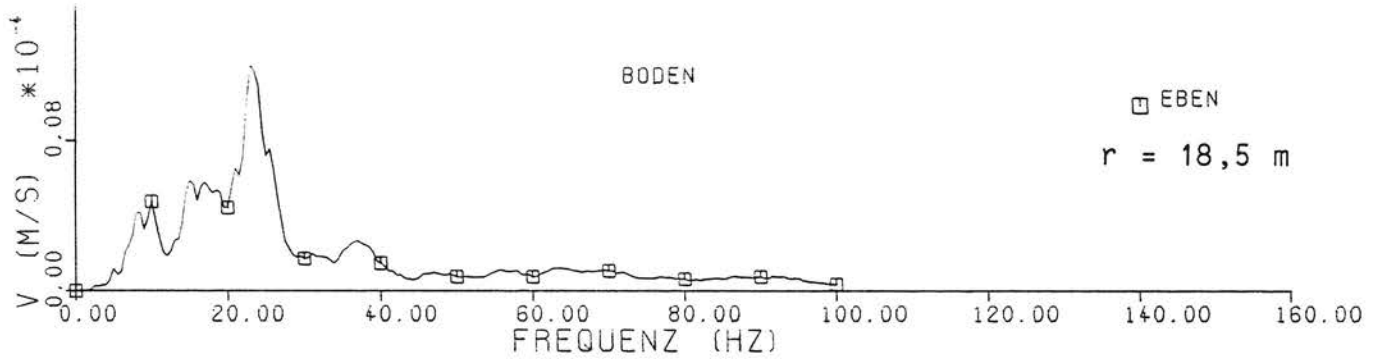
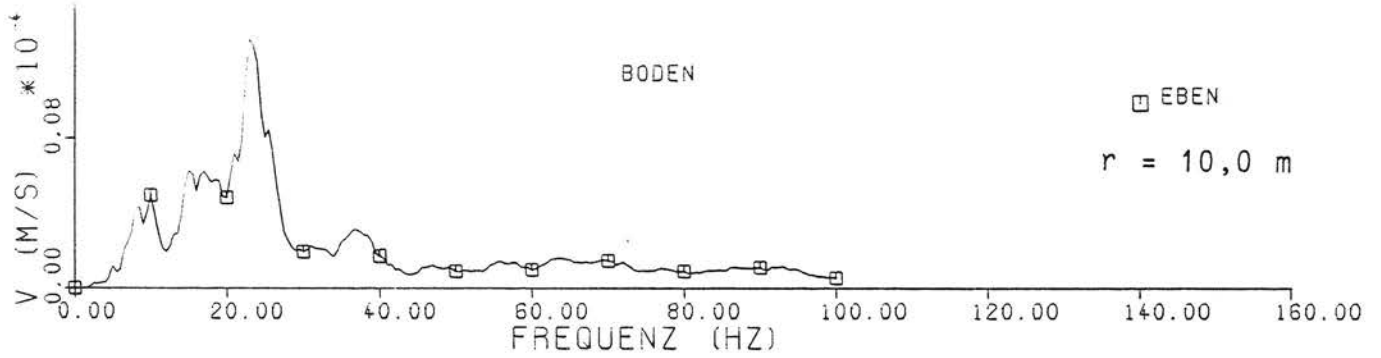
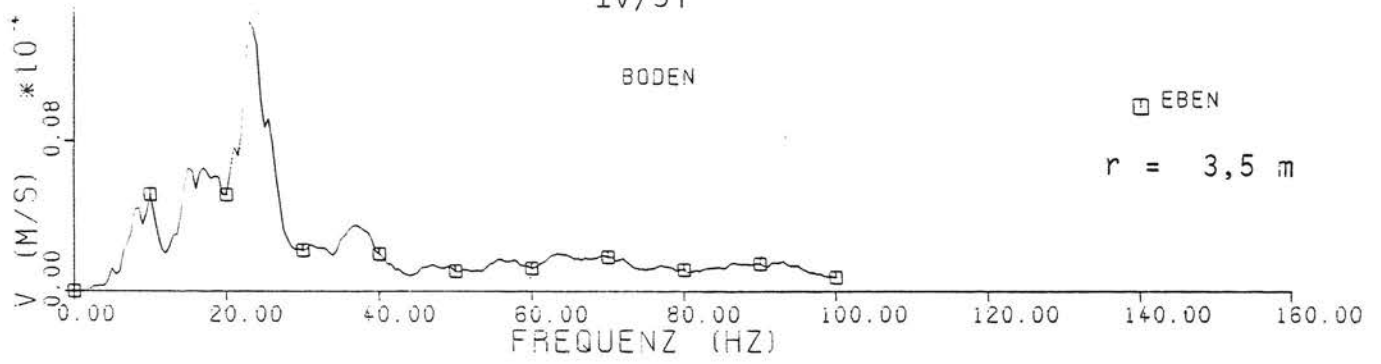


Bild 3.2 Schwingungsgeschwindigkeitsspektren der Bodenpunkte für Beispiel 3.2.1 Köln-Dellbrück

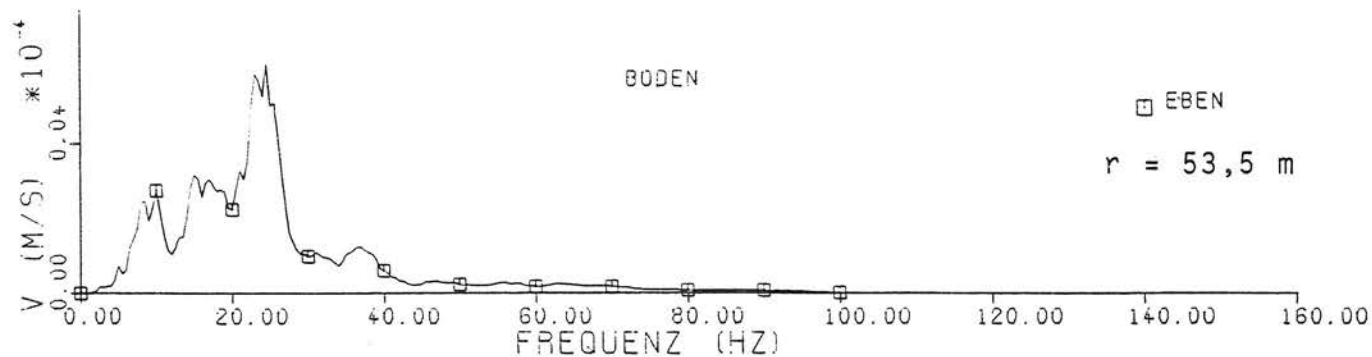
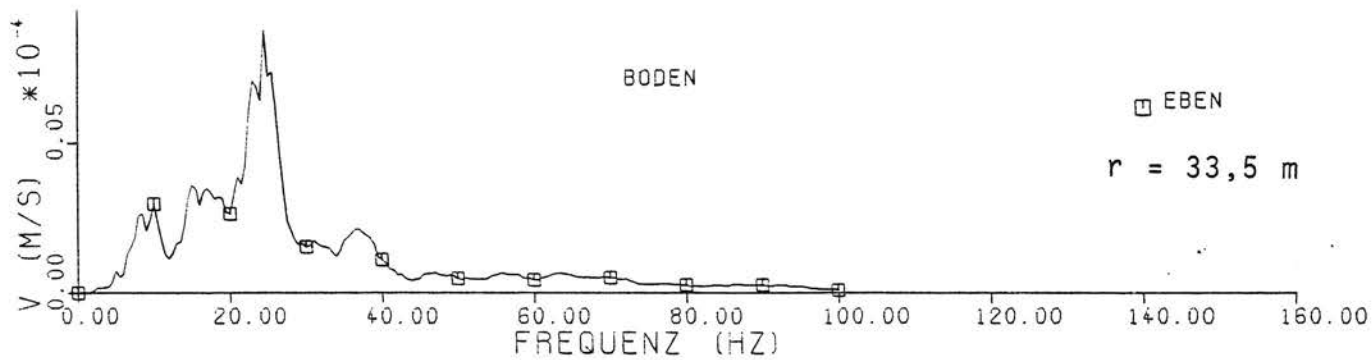
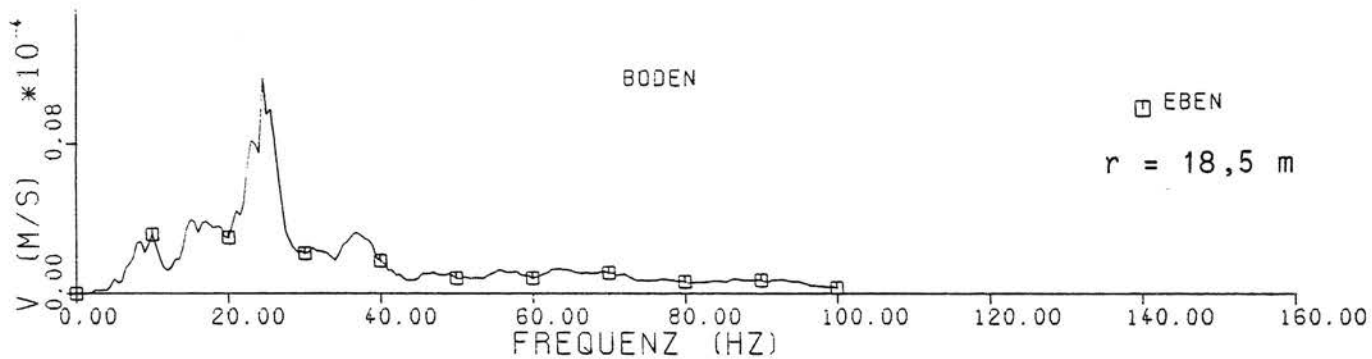
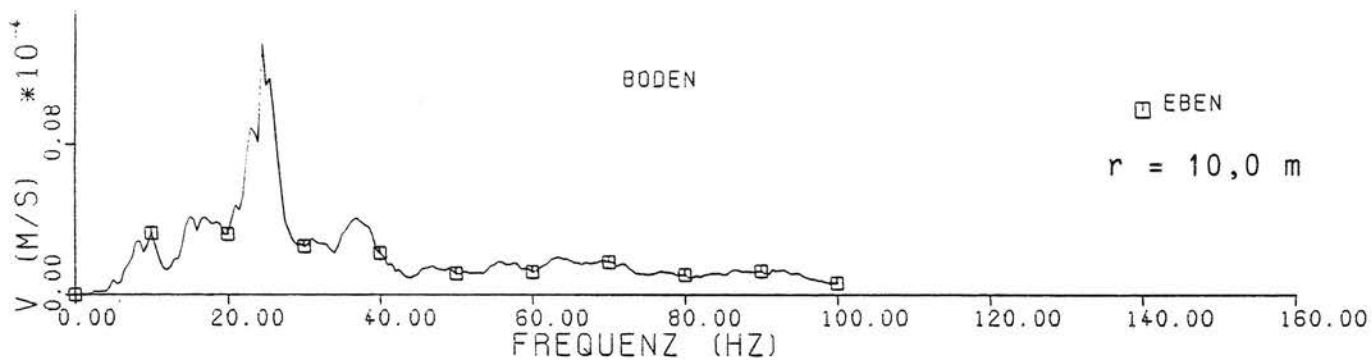
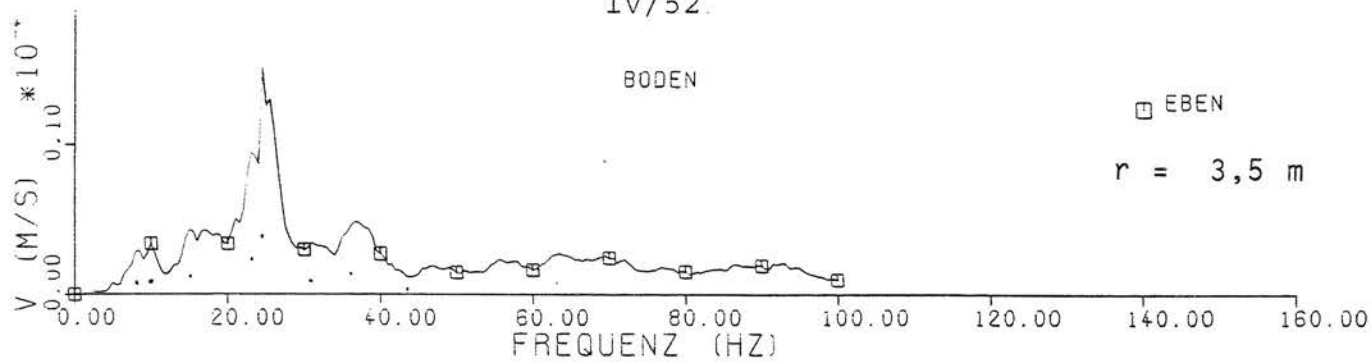
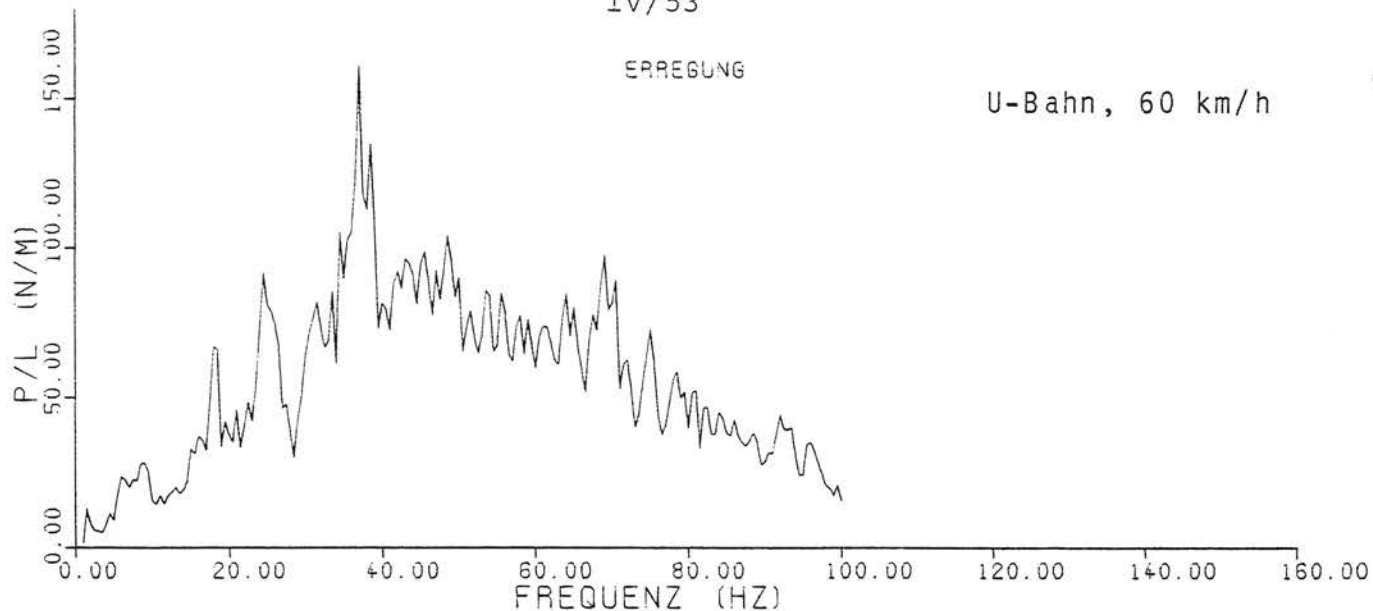


Bild 3.3 Schwinggeschwindigkeitsspektren der Bodenpunkte für Beispiel 3.2.2 Köln-Sürth

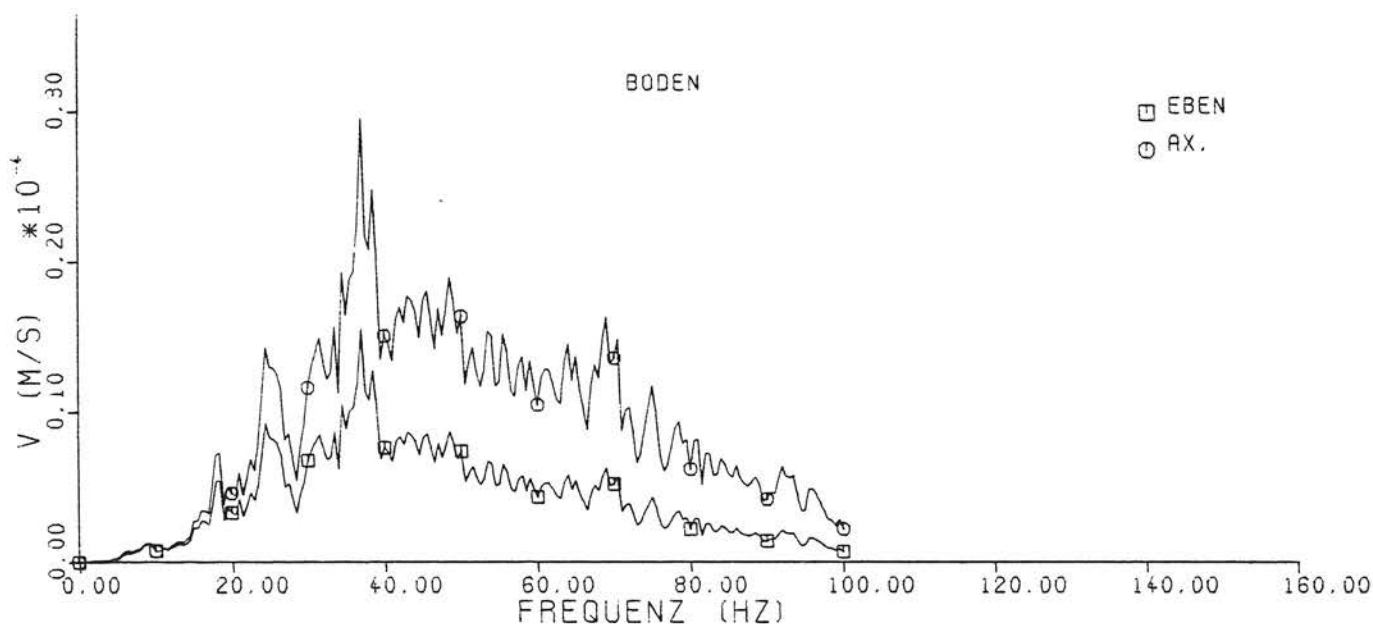
IV/53

ERREGUNG

U-Bahn, 60 km/h



BODEN



BAUWERK

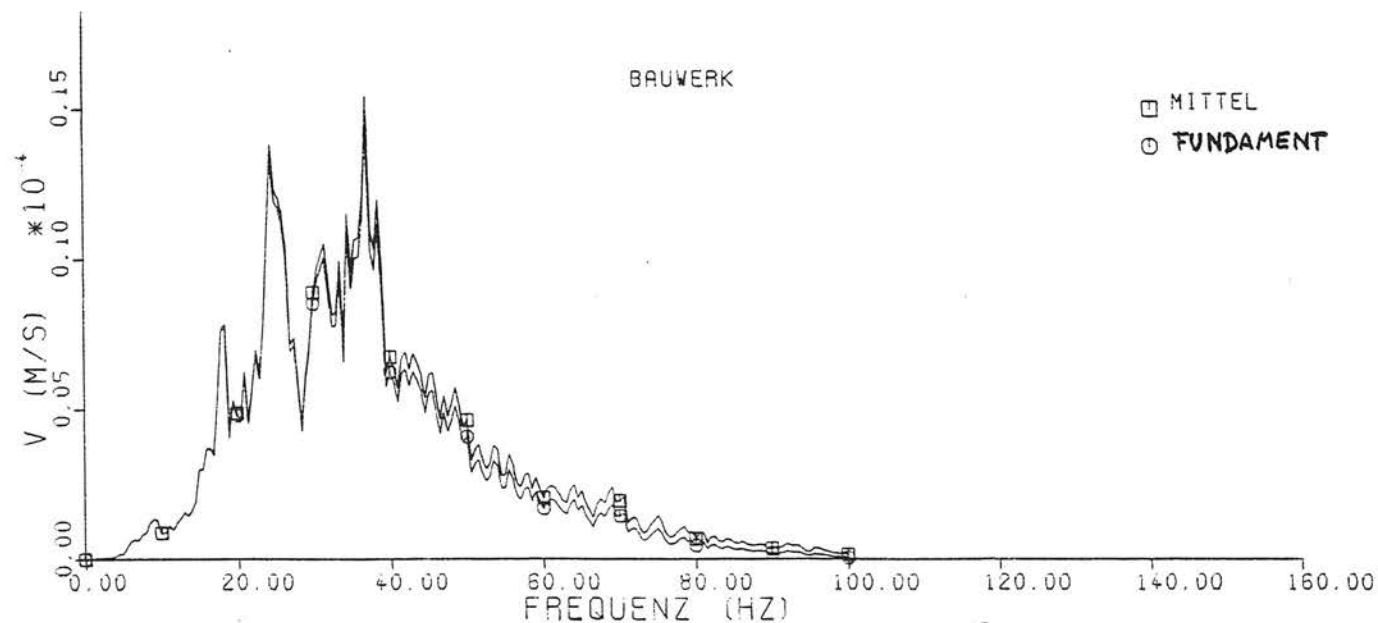
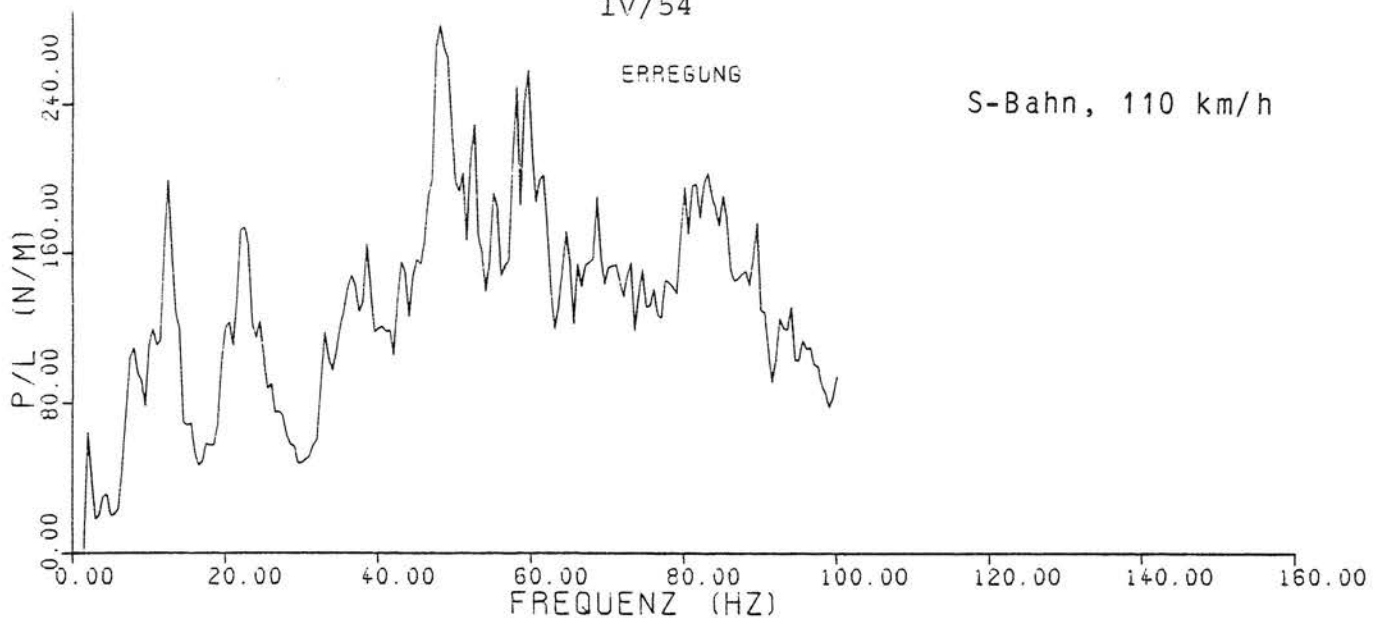


Bild 3.4 Spektren der Erregung und der Schwinggeschwindigkeiten des Bodens und des Gebäudes für das Beispiel 3.2.3 Hamburg

IV/54

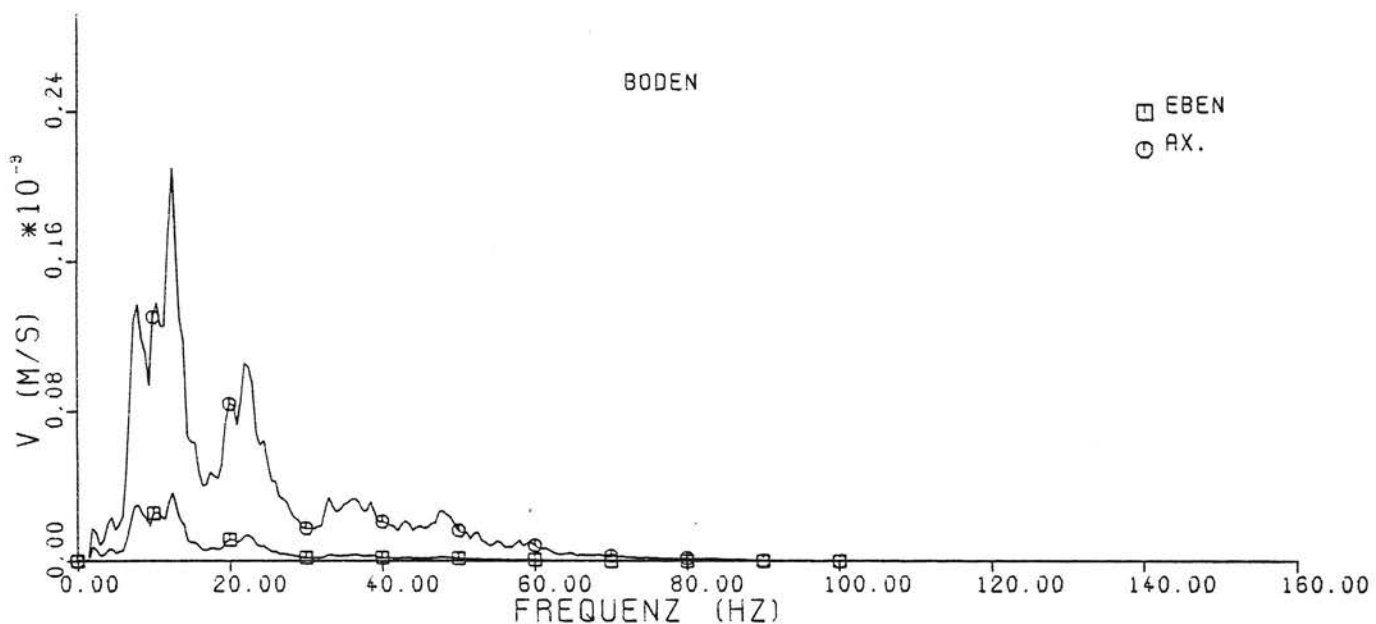
ERREGUNG

S-Bahn, 110 km/h



BODEN

□ EBEN
○ AX.



BAUWERK

□ MITTEL
○ 4. STOCK

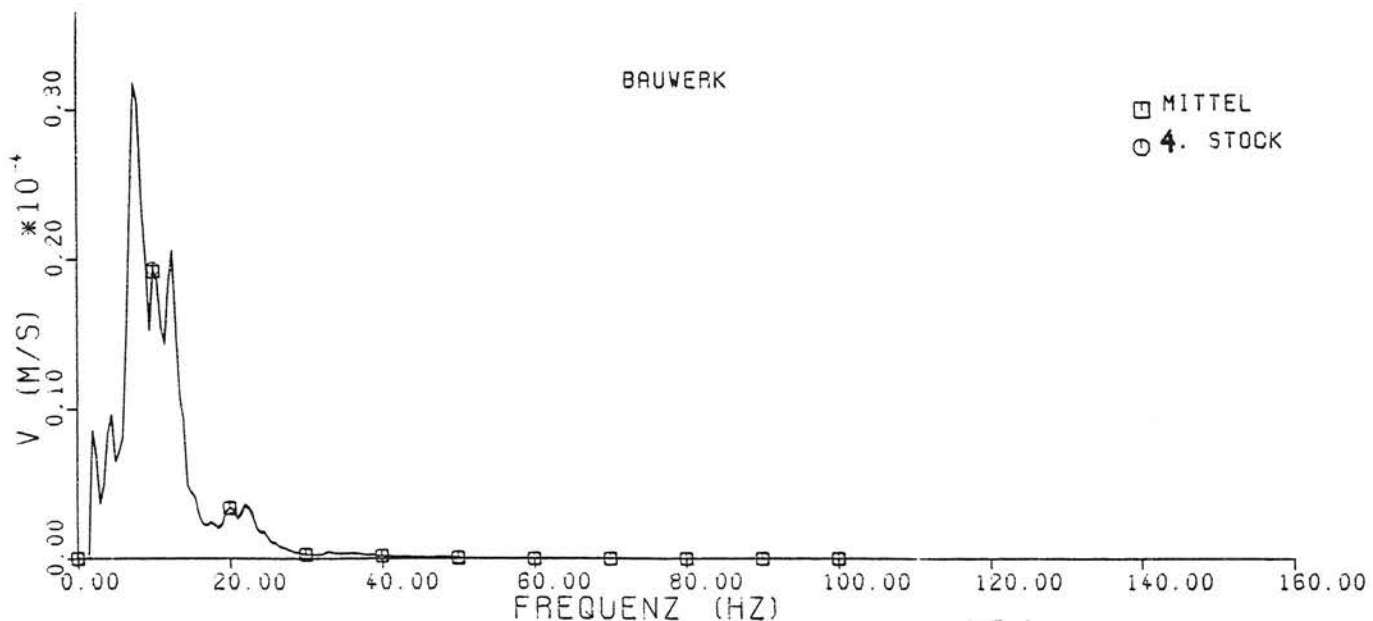
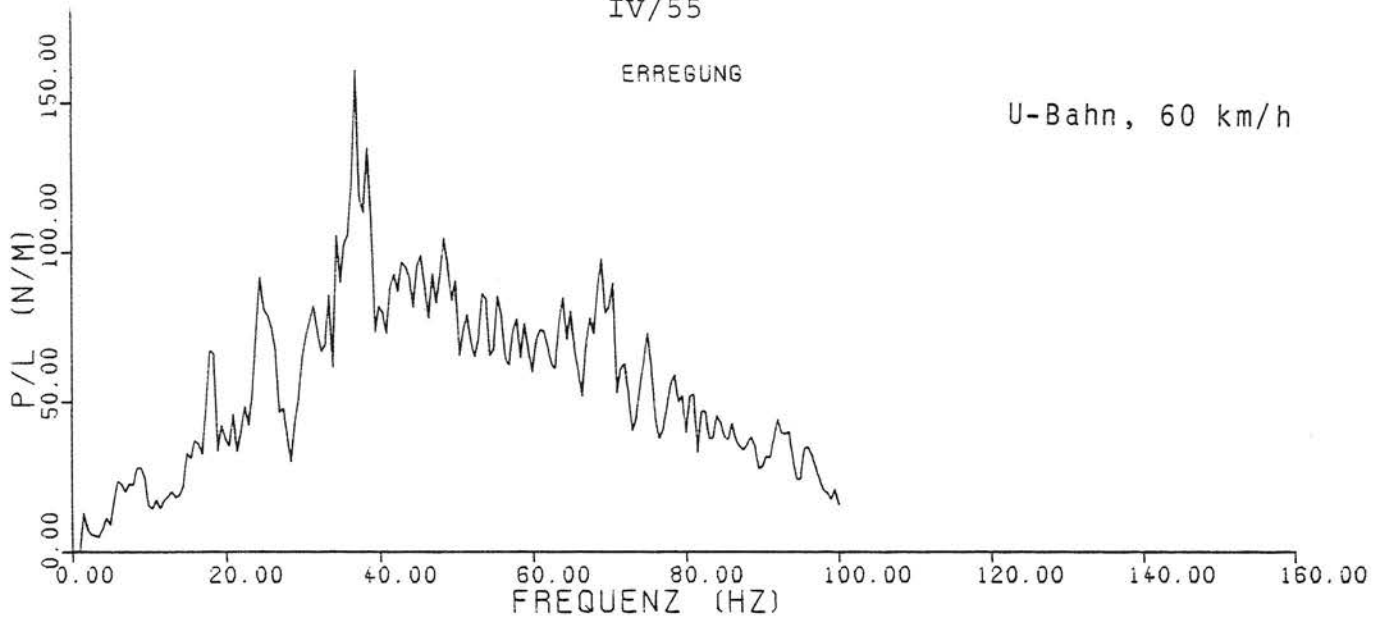


Bild 3.5 Spektren der Erregung und der Schwinggeschwindigkeiten des Bodens und des Gebäudes für das Beispiel 3.2.4 4-geschossiges Gebäude auf weichem Baugrund

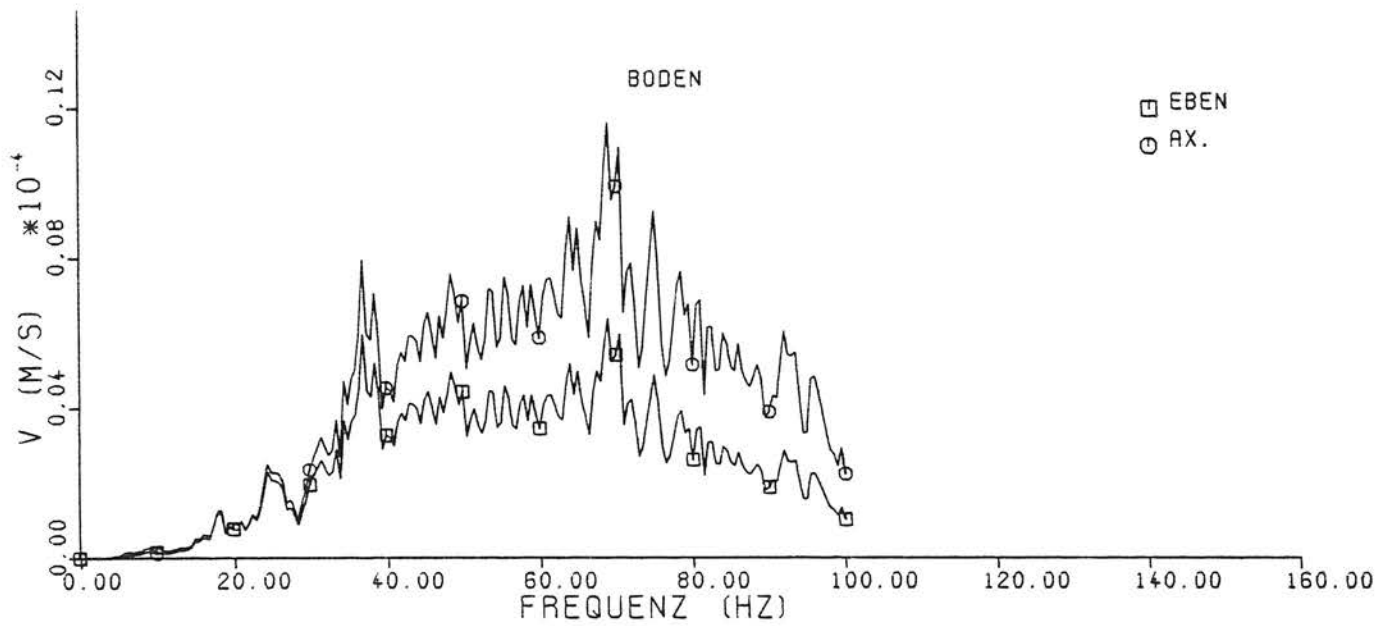
IV/55

ERREGUNG

U-Bahn, 60 km/h



BODEN



BAUWERK

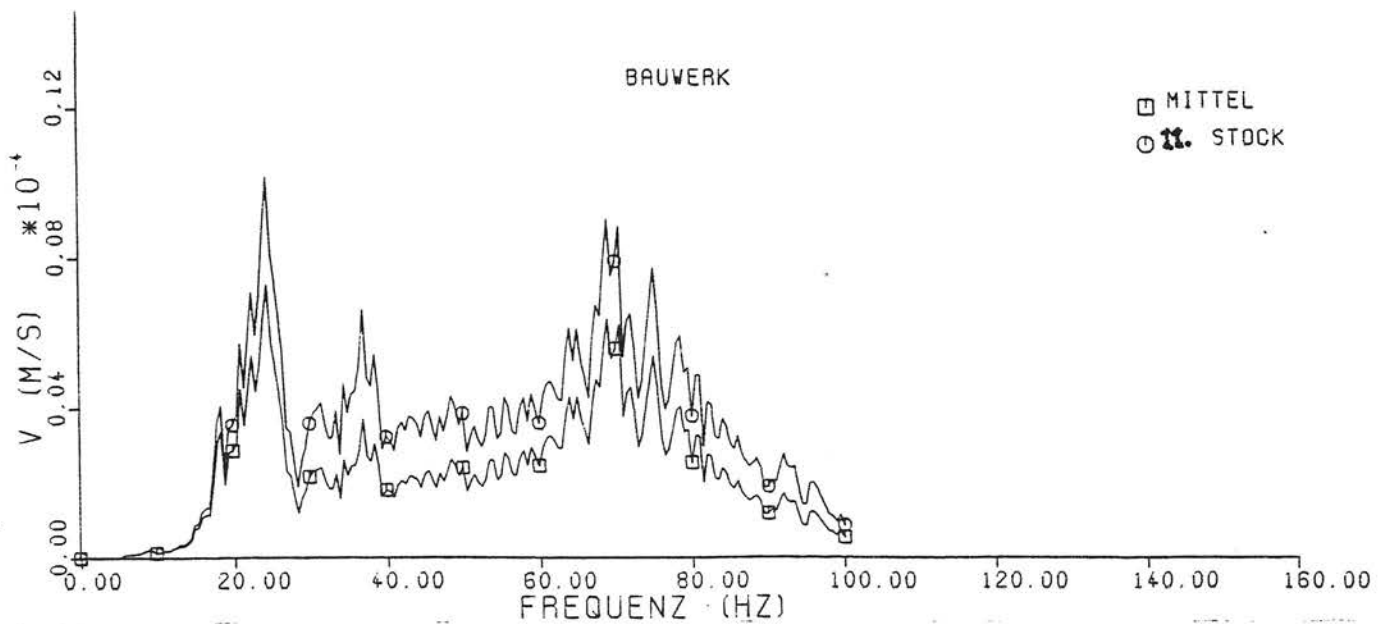


Bild 3.6 Spektren der Erregung und der Schwinggeschwindigkeiten des Bodens und des Gebäudes für das Beispiel 3.2.5 10-geschossiges Gebäude auf Fels

TEIL V

(STUVA)

KONTROLLMESSUNGEN

TEIL V (STUVA)

KONTROLLMESSUNGEN

	<u>Seite</u>
1. Vorbemerkungen	V/1
2. Modellrechnung - Dammeinfluß	V/2
3. Prognose - Boden	V/3

1. Vorbemerkungen

Zur Verifizierung der Modell- (Teile II und III) und Prognoserechnungen (Teil IV) wurden Kontrollmessungen in folgenden Fällen durchgeführt:

- In Hamburg konnte in einigen hundert Metern Abstand von der ebenen Meßstrecke zur Bestimmung der Erregerfunktion der Einfluß einer Trassenführung auf einem Damm empirisch bestimmt werden (vergleiche Teil I, Bilder A3/12 und 16). Hierdurch war ein Vergleich mit der entsprechenden Boden-Modellrechnung möglich (vergleiche Abschnitt 4.9, Teil II).
- Das in Teil IV beschriebene Prognosemodell für die Ausbreitung im Boden wurde an zwei geraden Kölner Meßstrecken überprüft. Die Meßpunktanordnung hierfür ist den Bildern A3/17 und 18 (Teil I) zu entnehmen.
- Zur Prüfung der Gebäude - Modellrechnungen traten unüberwindbare Hindernisse auf. Es war im Rahmen dieses Vorhabens nicht möglich, ein Haus zu finden, das den folgenden Anforderungen entsprach:
 - . relativ einfache Struktur
 - . genaue Kenntnisse des Baugrundes sowie der Materialeigenschaften und Abmessungen des Gebäudes
 - . relativ nahe Lage zur Bahntrasse, um deutliche Erschütterungssignale zu erhalten.
 - . möglichst öffentliches Gebäude, um unbeeinflußt durch Personenbewegungen in den Abendstunden messen zu können.

Außerdem befürchteten die infrage kommenden Verkehrsbetriebe, durch solche Messungen - vor allem in Wohnhäusern - den Hauseigentümern bzw. -bewohnern Ansatzpunkte für mögliche Beschwerden zu liefern. Die in Hamburg durchgeführten Gebäudemessungen stellten einen Versuch dar, da die oben angegebenen Anforderungen nur teilweise, und dann auch nur unzureichend, erfüllt werden konnten.

Weiterhin konnte nur eine geringe Anzahl Zugvorbeifahrten gemessen werden, so daß schon eine große Streubreite in den Meßwerten auftritt.

Entsprechend groß ist der Unterschied zwischen Prognose und Kontrollmessungen. Auf eine Darstellung der Ergebnisse wird daher verzichtet.

2. Modellberechnung - Dammeinfluß

In Bild 4.23, Teil IV, ist der auf die Parameter Kreisfrequenz, Dammhöhe und Scherwellengeschwindigkeit bezogene Dammeinfluß dargestellt. Das dargestellte Amplitudenverhältnis ist auf andere Dammhöhen und Untergrundverhältnisse übertragbar, so lange die Gestalt (Böschungswinkel, Längenverhältnisse) und der Anregungspunkt gleich bleiben. Gestalt und Anregungspunkt stimmen bei der Kontrollmeßstrecke nur näherungsweise mit dem Modell überein (s. Bild V/1 oben). Die Messungen am Damm wurden auf der linken Seite des dargestellten Dammquerschnittes durchgeführt, d.h. die Erregung (Gleis) erfolgte auf der weiter entfernten Dammhälfte.

Zur Umrechnung des Amplitudenverlaufs der Modellrechnung (s. Bild 4.23) auf die realen Verhältnisse wurden folgende Größen verwendet:

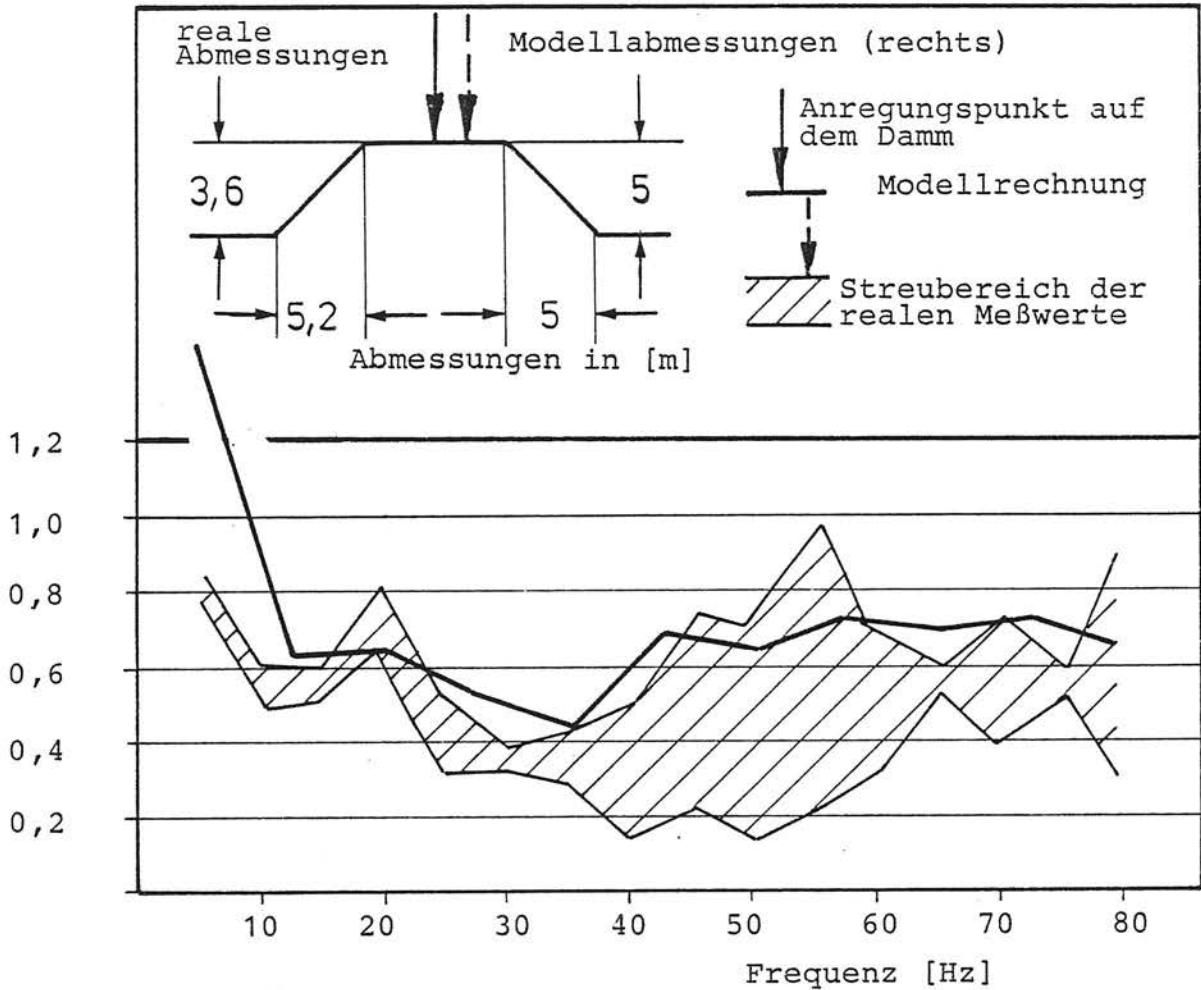


Bild V/1: Verschiebungsamplituden bei der Streckenführung auf einem Damm, bezogen auf die Werte bei ebenerdiger Anregung; Vergleich zwischen Modellrechnung und realen Meßergebnissen

$$V_s = 200 \text{ m/s}$$

$$T = 3,6 \text{ m (statt 5 m Modell)}$$

Der andere Böschungswinkel (35° statt 45°) und der verschobene Anregungspunkt wurde nicht berücksichtigt. Die realen Werte stellen folgenden Meßwertevergleich dar:

$$G(f) = \frac{O1Z(f)}{O2Z(f)} = \frac{O2Z(f)}{O3Z(f)} \left(\frac{\text{Damm}}{\text{Hauptquerschnitt}} \right)$$

Im unteren Teil von Bild V/1 sind die relativen Amplitudenverläufe dargestellt. Man erkennt eine gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen der Modellrechnung und den Messungen.

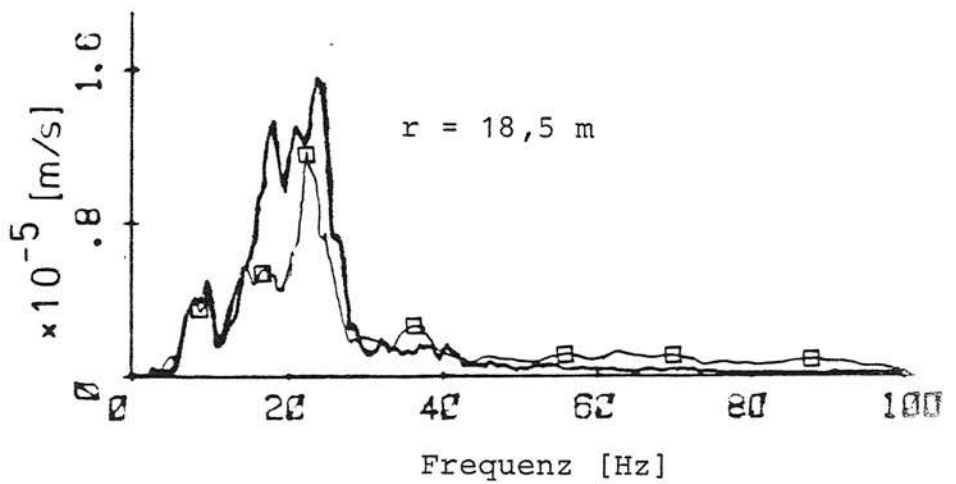
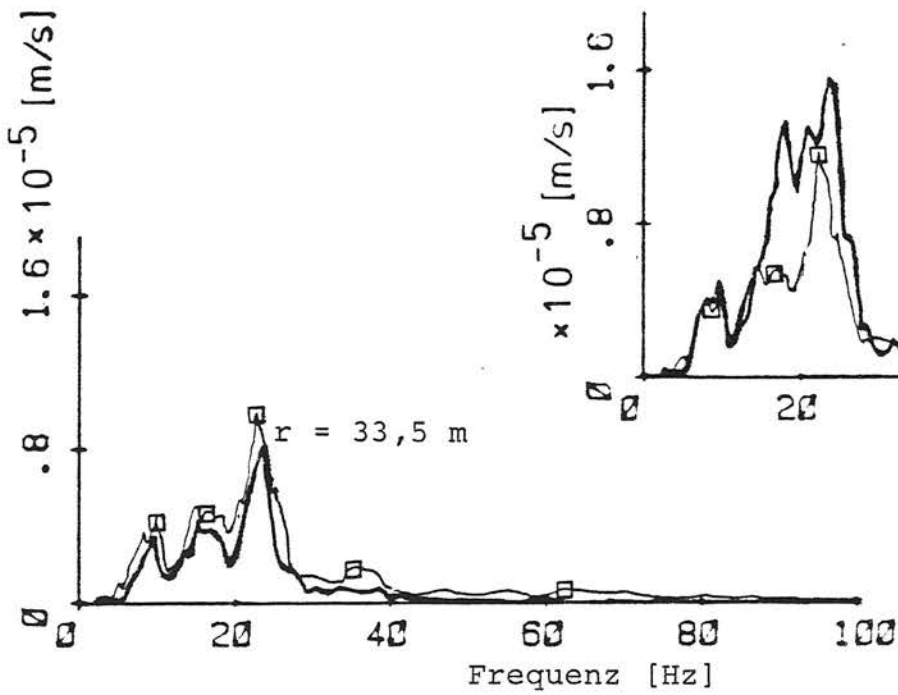
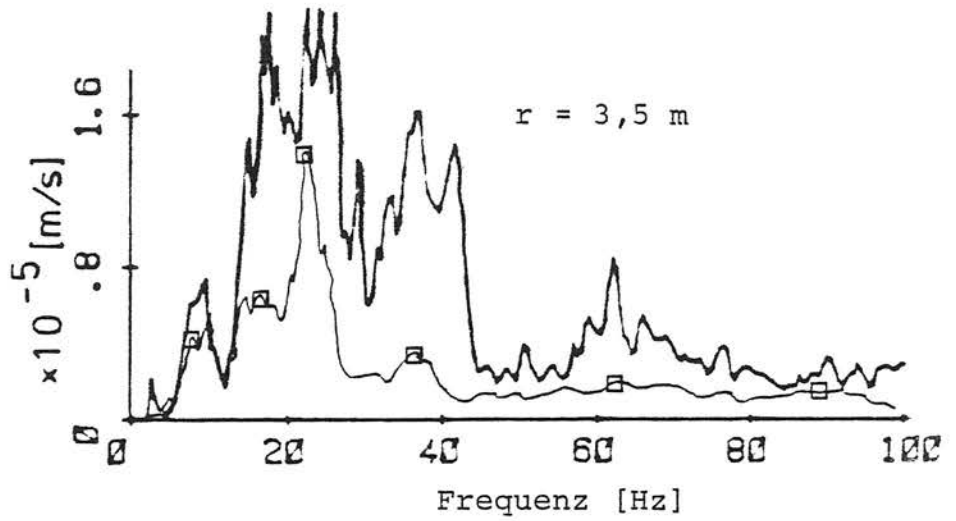
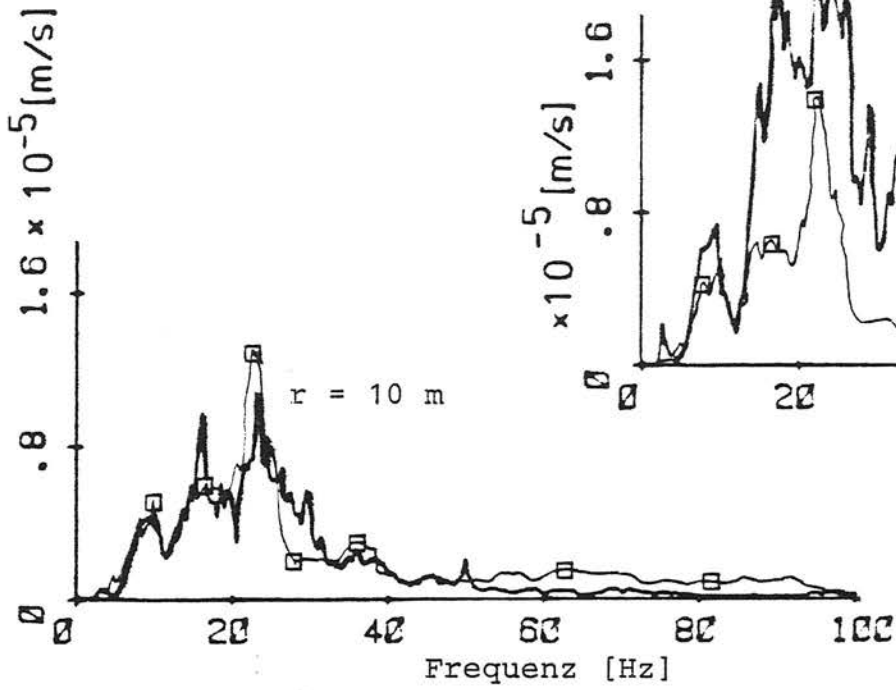
3. Prognose - Boden

Mit dem für die gerade Meßstrecke in Köln-Thielenbruch bestimmten Erregerspektrum wurden Prognoserechnungen für zwei andere Bodensituationen durchgeführt. Die Parameter

- Fahrzeug (= B-Wagen, einteilig)
- Fahrgeschwindigkeit (= 60 km/h) und
- Streckenführung (= Gerade)

waren in allen drei Fällen gleich. In den Tabellen 1.2, 1.5 und 1.6, Teil IV, sind die vorhandenen unterschiedlichen Bodenkennwerte dargestellt. Die Ergebnisse der Prognose und der Kontrollmessungen sind in den Bildern V/2 und V/3 dokumentiert. Beim ersten Vergleich dieser Bilder erkennt man zwei wesentliche Unterschiede:

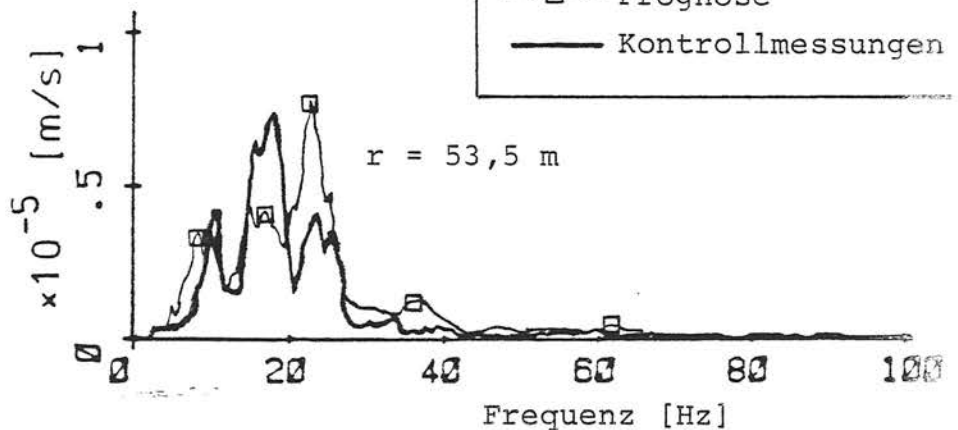
- die Meßergebnisse in Köln-Dellbrück stimmen erheblich besser mit der Prognose überein als die Meßergebnisse aus Köln-Sürth



alle Spektren:
 16 Mittelungen
 Delta f = 0,5 Hz
 —□— Prognose
 ——— Kontrollmessungen

Bild V/2:

Vergleich der Rechen-
 ergebnisse (Prognose
 BAM) mit den Ergeb-
 nissen der Kontroll-
 messungen,
 Köln-Dellbrück,
 B-Wg., V = 60 km/h



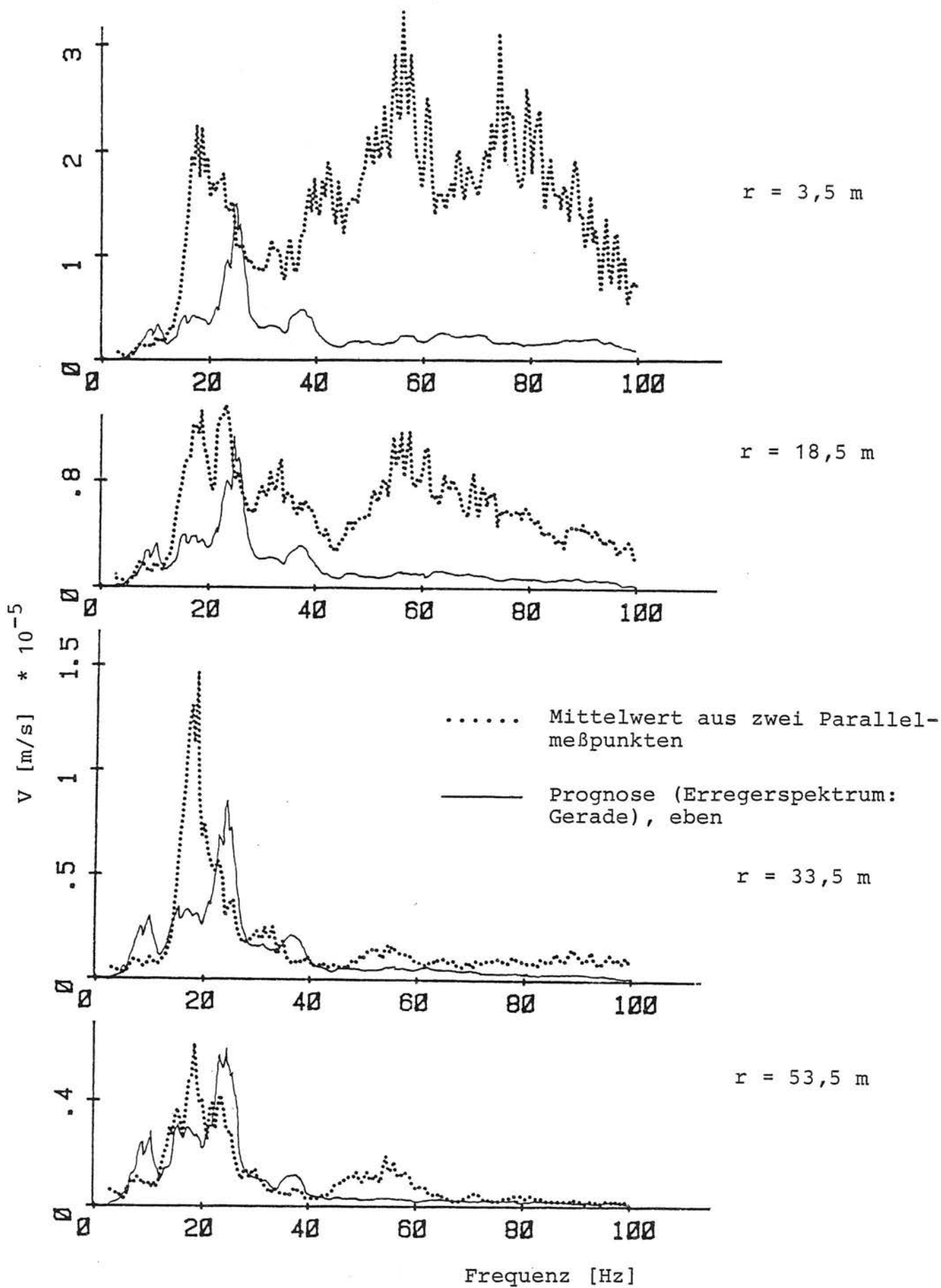


Bild V/3: Vergleich Kontrollmessung - Prognose,
 $V = 60$ km/h, Sürth, B - Wagen

- für beide Kontrollmeßstrecken nimmt die Übereinstimmung zwischen Prognose und Messung mit der Entfernung vom Gleis zu.

Im Abstand von $r = 10$ m und $r = 33,5$ m besteht für Dellbrück eine sehr gute Übereinstimmung der Amplitudenverläufe. Für die beiden anderen Meßpunkte (außer $r = 3,5$ m) stimmt der Frequenzinhalt im wesentlichen ebenfalls überein. Hierbei ist zu beachten, daß der Meßpunkt $r = 53,5$ m in der Nähe einer Straße und eines Trafohäuschens lag. Frequenzverschiebungen sind hierdurch gegenüber dem echten Freifeld möglich. Die großen Abweichungen in Gleisnähe sind durch lokale Gleisinhomogenitäten zu erklären, deren Einfluß mit der Entfernung sehr stark abnimmt (s. a. Teil I). Gegenüber den Holzschwellen in der "Erregermeßstrecke" waren in dieser Kontrollmeßstrecke die steiferen Betonschwellen eingebaut.

Die größeren Unterschiede zwischen Prognose und Messung in Köln-Sürth (Bild V/3) sind mit großer Wahrscheinlichkeit auf andere Anregungsbedingungen zurückzuführen. Es fallen bei den Meßergebnissen Amplitudenspitzen um 18 Hz und um 60 bzw. 80 Hz auf. Anhebungen in diesen Frequenzen stellt man auch in Bild V/4 für den Meßpunkt in der Nähe einer Straßenkreuzung bzw. bei der Überfahrt über eine Weiche fest (Bild V/5). Aufgrund dieser Erkenntnisse wurde eine neue Prognose für Köln-Sürth mit dem Weichenerregerspektrum als Input erstellt. Dieser Vergleich ist in Bild V/6 dokumentiert. Im Vergleich zu den Ergebnissen aus Bild V/3 stimmen jetzt die Ergebnisse aus Prognose und Messung besser überein. Dies bedeutet, daß an der Meßstrecke Köln-Sürth eine Erregung vorliegt, die stark von den Erregungen der beiden anderen geraden Meßstrecken abweicht und mehr der Erregung einer Weiche bzw. einer Inhomogenität im Gleisbett entspricht. Eine Über-

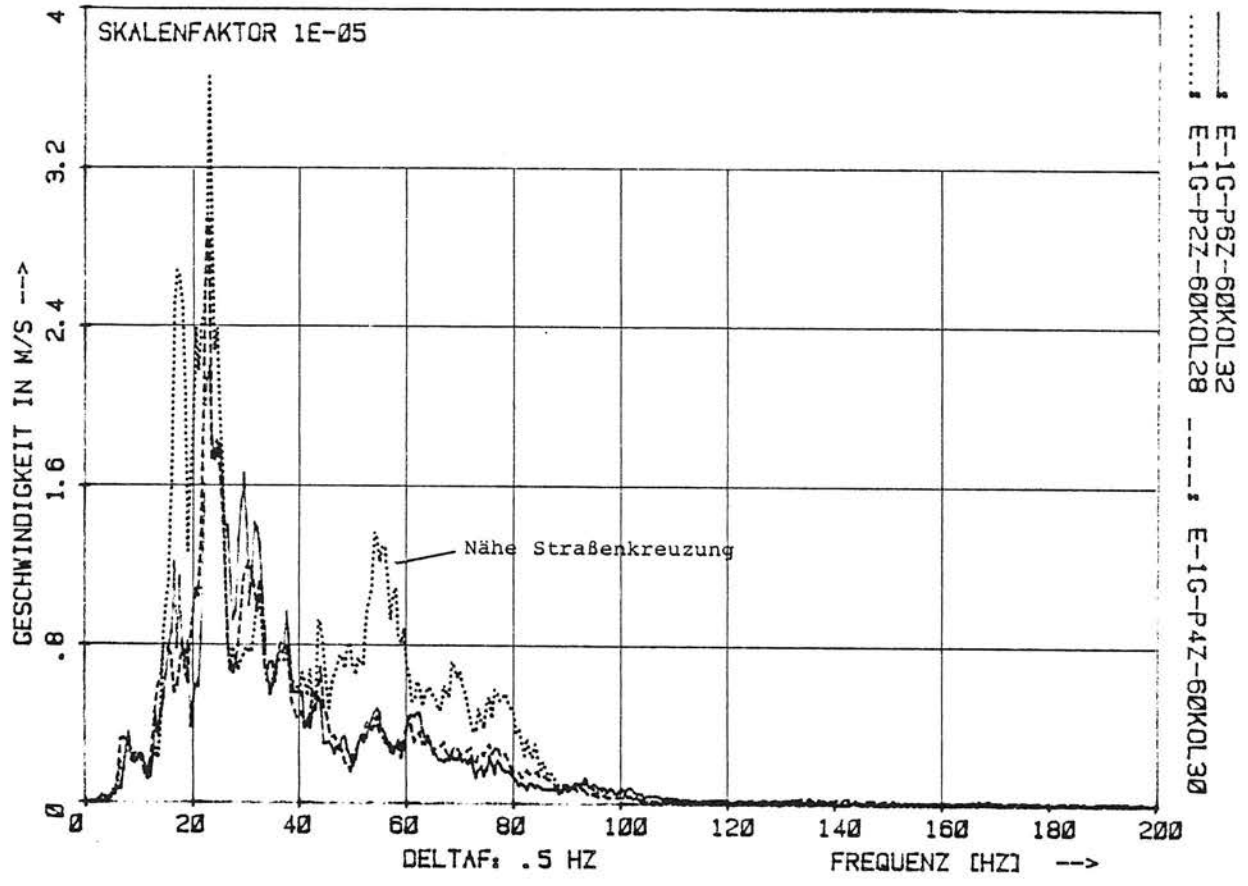


Bild V/4: Vergleich der Parallelmeßpunkte an der Erregerstrecke

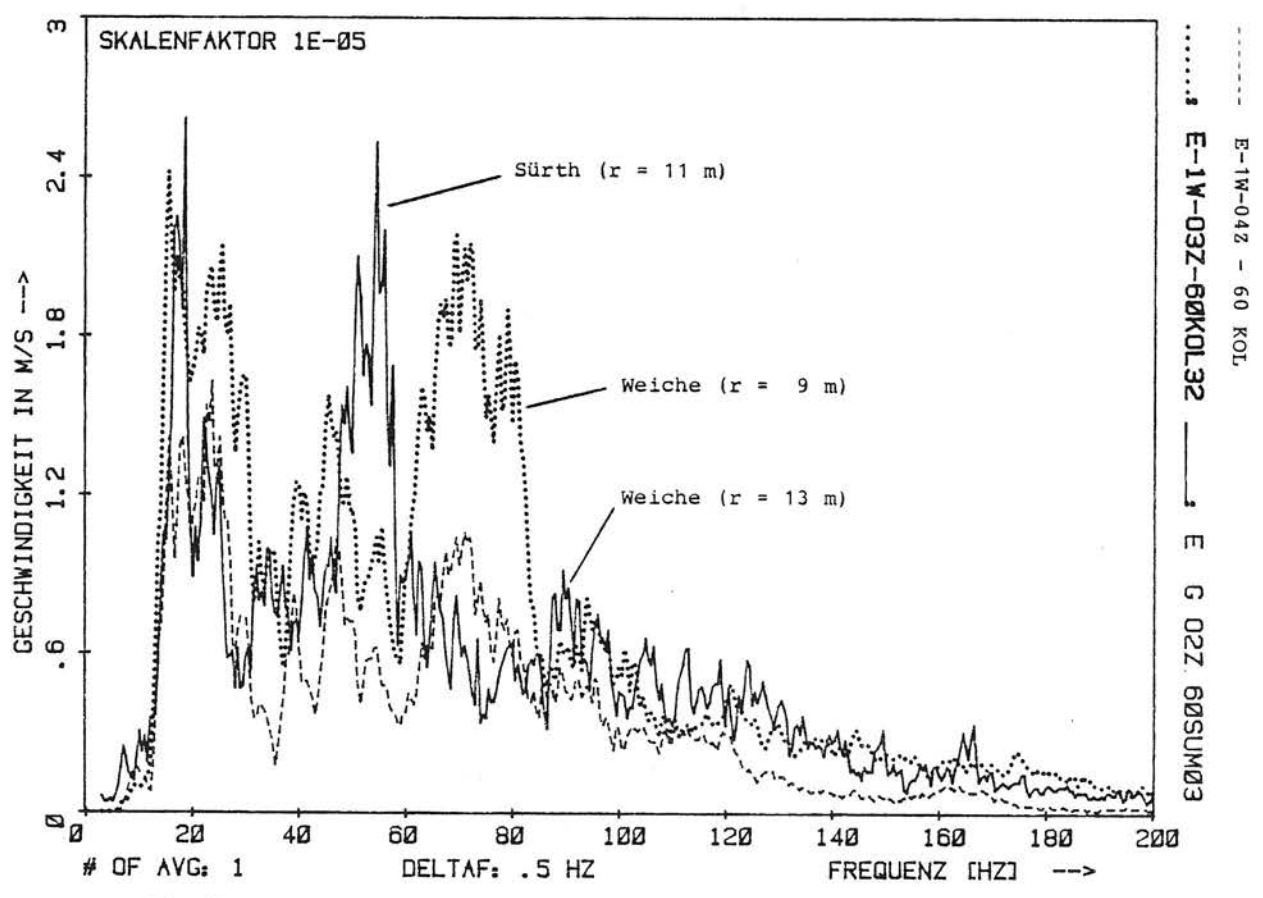


Bild V/5: Vergleich von Meßergebnissen aus Köln-Sürth und der Weichen-Erregerstrecke

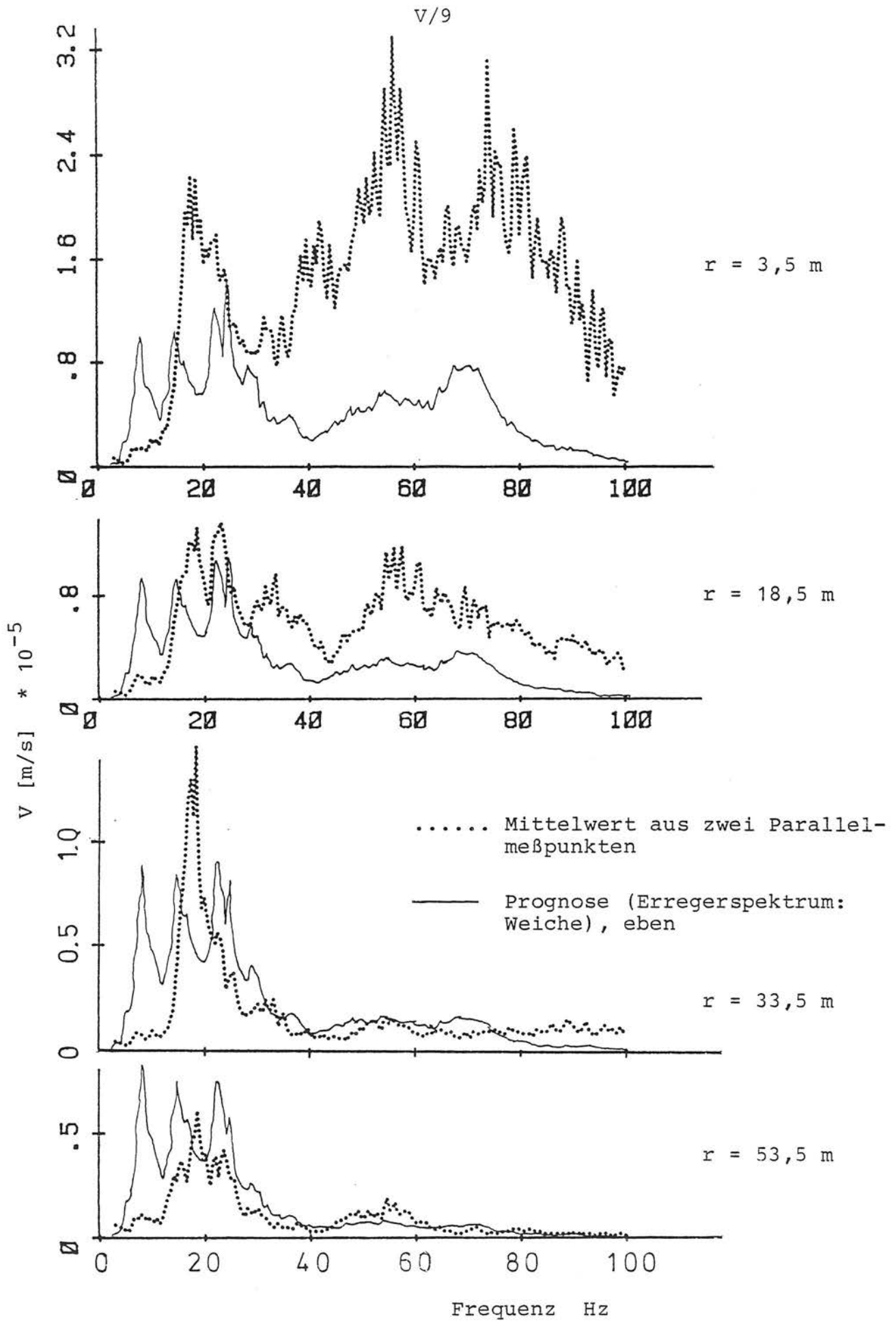


Bild V/6: Vergleich Kontrollmessung - Prognose,
V = 60 km/h, Sürth, B-Wagen

prüfung der Meßstrecke in Köln-Sürth ergab, daß direkt in den beiden 10 m auseinanderliegenden Meßquerschnitten zwei Schienenstöße vorhanden sind und zumindest in einem Meßquerschnitt eine Schwelle lose ist. An den Schienenkopffinnenseiten sind deutliche Spuren eines Spurkranzanlaufens zu sehen. Letzteres kann auf die höheren Pegelfahrzeuggeschwindigkeiten ($V_{\max} = 100 \text{ km/h}$) in Sürth zurückgeführt werden.

Diese drei Phänomene kommen als mögliche Ursachen für den anderen Amplituden- und Frequenzverlauf in Sürth in Betracht. Eine detaillierte Untersuchung dieser Ursachen konnte im Rahmen dieses Vorhabens nicht mehr durchgeführt werden. Es scheint jedoch angebracht zu sein, diese Untersuchung nachzuholen. Sollten sich die obigen Vermutungen als richtig erweisen, so sollten für eine bessere Prognose weitere Erregerspektren in Abhängigkeit von der Gleislage bzw. dem Oberbauzustand erstellt werden.

TEIL VI
(STUVA)

MINDERUNGSMASSNAHMEN

TEIL VI (STUVA)

MINDERUNGSMASSNAHMEN

		<u>Seite</u>
0.	Einführung	VI/1
1.	Schwingungsminderung - theoretische Grundlagen	VI/3
1.1	Erregung	VI/3
1.1.1	Erregerprozesse und deren Beschreibung	VI/3
1.1.2	Erregerursachen und relevanter Frequenzbereich	VI/5
1.2	Übertragungsbeziehungen linearer Systeme unter stochastischer Belastung	VI/13
1.3	Isolierung	VI/13
2.	Schwingungsminderung - praktische Anwendungen	VI/19
2.1	Maßnahmen an der Erregerquelle	VI/21
2.1.1	Fahrzeug	VI/21
2.1.2	Kontaktbereich Rad-Schiene	VI/28
2.1.3	Oberbau	VI/39
2.1.3.1	Oberbauformen mit Schotterbettung	VI/40
2.1.3.1.1	Schotterbetthöhe und Schotterbettdichte	VI/40
2.1.3.1.2	Elastische und hochelastische Schienenlager	VI/41
2.1.3.1.3	Elastische Zwischenlage zwischen Schwellen und Schotter	VI/50
2.1.3.1.4	Elastische Zwischenlage zwischen Schotter und Unterbau	VI/50
2.1.3.1.5	Elastisch gelagerter Betontrog mit Schotterbett	VI/56
2.1.3.2	Oberbauformen auf Betonsohle (schotterlos)	VI/60
2.1.3.2.1	Elastische und hochelastische Schienenlager	VI/61
2.1.3.2.2	Elastisch gelagerte Schwellen, Betontröge und Betonplatten	VI/68
2.2	Maßnahmen im Übertragungsweg	VI/86
2.2.1	Tunnelbauwerk	VI/86
2.2.2	Umgebender Boden	VI/92
2.2.3	Einbauten im Boden	VI/97

		<u>Seite</u>
2.3	Maßnahmen am Immissionsort	VI/104
2.3.1	Maßnahmen im Planungszustand	VI/104
2.3.2	Maßnahmen an bestehenden Gebäuden	VI/107
2.4	Trassenführung	VI/112
2.4.1	Kurve	VI/112
2.4.2	Damm und Einschnitt	VI/112
3.	Zusammenfassung	VI/113

0. Einführung

Vorbeifahrende Schienenfahrzeuge erregen Schwingungen, die durch den Boden in die benachbarte Bebauung geleitet werden. Dort können sie, wenn sie eine bestimmte Stärke überschreiten, zu störenden Immissionen führen. Hieraus resultieren oft Klagen der betroffenen Bevölkerung. Um diese Klagen abzuwehren bzw. zu vermeiden, wurden und werden Maßnahmen getroffen, die zu deutlichen Minderungen der Immissionen führen.

Diese Maßnahmen werden beschrieben. Um die Wirkung der einzelnen Maßnahmen zu zeigen, werden vergleichende Meßergebnisse dargestellt. Hierbei muß ausdrücklich darauf hingewiesen werden, daß die gezeigten Meßergebnisse nicht in jedem Fall miteinander unmittelbar vergleichbar sind. Nur wenn die anderen Parameter weitgehend konstant waren, ist ein direkter Vergleich möglich. Hieraus folgt, daß die sichersten Aussagen über eine Minderungsmaßnahme durch Vorher-Nachher-Messungen an identischen Meßpunkten gemacht werden können. Eine weitere Unsicherheit beim Vergleich von Meßergebnissen beinhaltet die unterschiedliche Meß- und Auswertetechnik, die von den jeweiligen Instituten praktiziert wird. Eine umfassende Vorschrift über diesen Themenkreis existiert bisher nicht.

In Kapitel 1 wird ausführlich dargestellt, daß für das hier anstehende Problem im wesentlichen ein Frequenzbereich von ca. 6 bis 160 Hz relevant ist. Dieser Frequenzbereich wird daher für die diskutierten Minderungsmaßnahmen bevorzugt betrachtet. In einigen Fällen wird dieser Bereich nach oben und teilweise auch nach unten erweitert. Dies geschieht in Anlehnung an einschlägige Normen und Empfehlungen [13, 61]. Nimmt man die Extremwerte, die hierin genannt werden, so müßte ein Bereich von 1 bis 1000 Hz untersucht werden.

Neben dem Begriff Schwingungen werden auch die Begriffe Erschütterungen und Körperschall benutzt. Für Schwingungen unter ca. 60 Hz (80 Hz nach DIN 4150) wird hier der Begriff Erschütterungen verwendet. Dies ist der Frequenzbereich, in dem der Mensch Schwingungen im wesentlichen über seine Körperoberfläche wahrnimmt (z. B. Füße, Gesäß und Arme). Mit Körperschall werden dagegen solche Schwingungen bezeichnet, die der Mensch über sein Gehör wahrnimmt. Für das hier behandelte Problem betrifft dies im wesentlichen Frequenzen von ca. 60 bis 160 Hz. Im folgenden Text werden die Begriffe Schwingungen und Körperschall zur Vereinfachung synonym verwendet, der Begriff Erschütterungen dagegen nur für den oben genannten Frequenzbereich.

1. Schwingungsminderung - theoretische Grundlagen

1.1 Erregung

1.1.1 Erregerprozesse und deren Beschreibung

Durch den Schienenverkehr werden stochastische Erregerprozesse (Zufallsprozesse) ausgelöst, deren Mittelwerte im allgemeinen gegen Null gehen (s. Bild 1/1). Solche Erregerprozesse führen bei der Frequenzanalyse zu einem breitbandigen Spektrum (s. Bild 1/2). Für die mathematische Behandlung können diese intermittierenden Erregerprozesse mit ausreichender Genauigkeit als stationär betrachtet werden [3, 9]. Solche Prozesse können mit Hilfe der Korrelationstheorie behandelt werden, wobei Prozesse mit Gaußschen Verteilungsdichten vollständig, Prozesse mit anderen Verteilungsdichten unvollständig hierdurch beschrieben werden. Nach [9] kann für die im Schienenverkehr auftretenden Prozesse eine Normalverteilung als gültig angesehen werden.

Aufgrund der oben gemachten Aussagen ist es daher möglich, die im Schienenverkehr auftretenden Erregerprozesse $x(Z)$ durch deren Autokorrelationsfunktionen $R_{xx}(\tau)$ oder deren Spektraldichten $G_{xx}(\omega)$ zu beschreiben (dies gilt entsprechend auch für die Antwortprozesse).

Die Autokorrelationsfunktion und die zugehörige Spektraldichte bilden zusammen ein Fourier-Transformationspaar:

$$G_{xx}(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} R_{xx}(\tau) \exp(-i\omega\tau) d\tau$$

$$R_{xx}(\tau) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} G_{xx}(\omega) \exp(i\omega\tau) d\omega$$

Die Stelle $\tau = 0$ der Korrelationsfunktion $R_{xx}(\tau)$ stellt den quadratischen Mittelwert dar¹⁾.

1) Aus der Definition der Korrelationsfunktion

$$R_{xx}(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{2T} \int_{-T}^T x(Z) \cdot x(t + \tau) dt$$

folgt für $\tau = 0$

$$R_{xx}(\tau = 0) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{2T} \int_{-T}^T x^2(t) dt = \bar{x}^2(t)$$

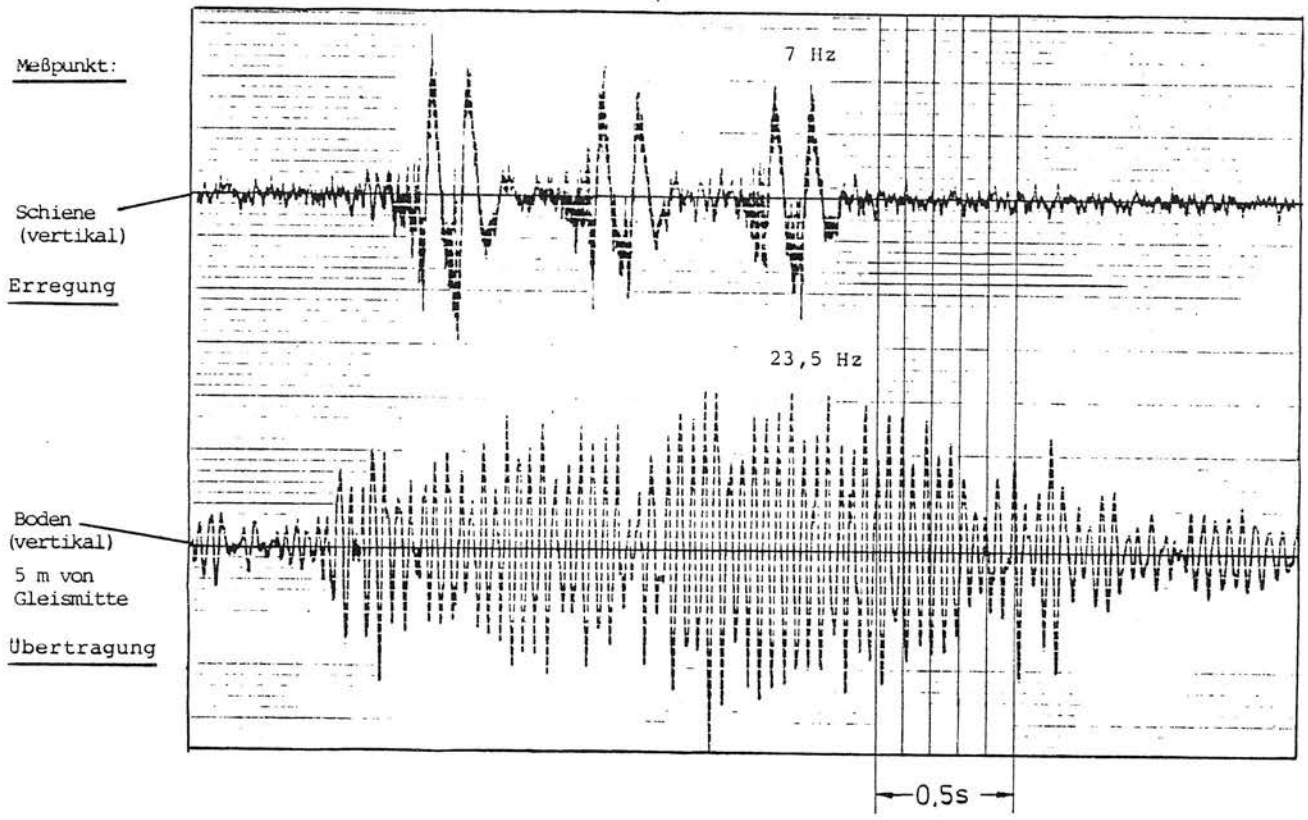


Bild 1/1: Schwingschnelle-Zeit-Signal einer Zugvorbeifahrt (V = 60 km/h, Fahrzeug: B-100)

Zeitbereich

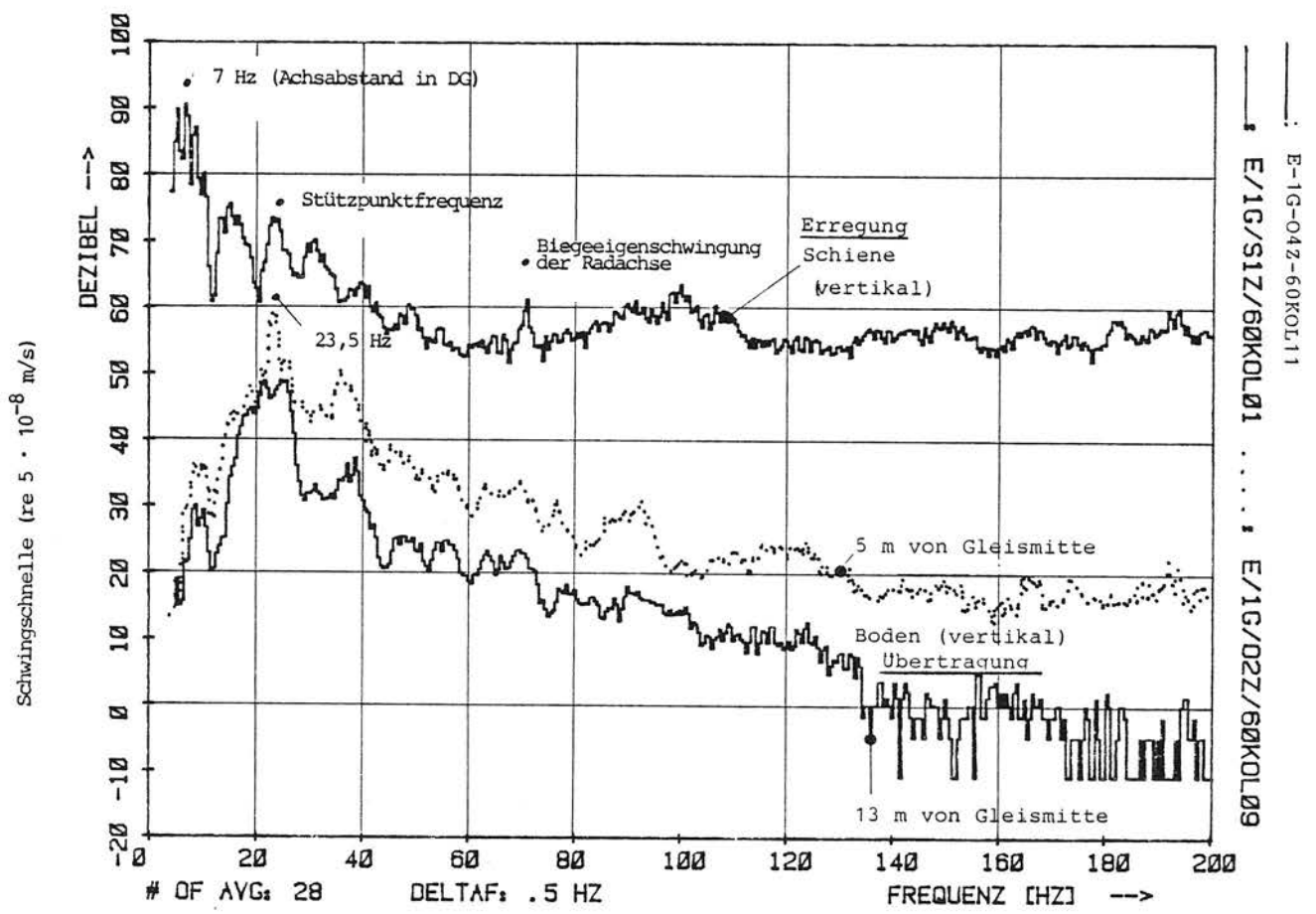


Bild 1/2: Schwingerreger-Spektrum an der Schiene und Antwortsignale im Boden, V = 60 km/h, Fzg. B 100

Frequenzbereich

$$R_{xx}(\tau = 0) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} G_{xx}(\omega) d\omega$$

1.1.2 Erregerursachen und relevanter Frequenzbereich

Maßnahmen zur Schwingungsminderung können nur dann wirkungsvoll ergriffen werden, wenn detaillierte Kenntnisse über folgende Punkte vorliegen:

- Ursachen und Frequenzen der schwingungserregenden Kräfte
- Übertragungsverhalten der Medien zwischen der Quelle im Rad-Schiene-Bereich und den Fundamenten der benachbarten Gebäude
- Reaktion der Gebäude auf die in die Fundamente eingeleiteten Bewegungen

In Kapitel 2 wird gezeigt, daß zum einen die Immissionsgröße vom Verhalten dieser drei Teilbereiche bestimmt wird und zum anderen Maßnahmen vorhanden sind, die das Verhalten derselben wirkungsvoll beeinflussen.

Der gesamte Erregerprozeß im Schienenverkehr setzt sich zusammen aus einer Überlagerung mehrerer, voneinander unabhängiger Variablen, von denen die wesentlichen im folgenden genannt werden (s. a. Teil I, Kapitel 2):

- a) Durch das bewegte Fahrzeug wirken auf die Schiene und das Rad zeitveränderliche Spannungen²⁾ ein. Hierdurch werden beide Bauteile zu im wesentlichen höherfrequenten Schwingungen (Körperschall) angeregt, die als Luftschall abgestrahlt werden. Für den Frequenzbereich unter 400 Hz dürften diese Schwingungen nur eine untergeordnete Bedeutung haben (s. a. Kapitel 3 in [10]).
- b) Störungen der Oberflächen von Rad und Schiene, die als Riffeln, Wellen, Schienenstöße, Flachstellen, Auffahrungen und Unrundheiten auftreten (einzeln oder zusammen),

2) Hertzsche Flächenpressung sowie Druck-, Biege- und Torsionsspannungen

bewirken eine periodisch auftretende stoßartige Anregung.

- c) Wechselnde Fahrzustände (beschleunigen, bremsen, Fahrgeschwindigkeit, Zugbesetzung, Gradienten und Wellenlauf) führen zu unterschiedlichen Belastungen von Rad und Schiene.
- d) Aufgrund der translatorischen Bewegung entstehen entsprechend der Geometrie der Fahrzeuge (Radabstände) und des Gleises (Stützpunktstände) periodische Stoßanregungen, deren Frequenzen Funktionen der Fahrgeschwindigkeit sind.
- e) Lokalveränderliche Federeigenschaften der Stützpunktlager - dies tritt im wesentlichen nur beim Schotteroberbau durch Hohlräume unter den Schwellen auf - führen zu einem Stoß, dessen Energie in den Unterbau eingeleitet wird.
- f) Radsatzachsen übertragen energiereiche Schwingungen in ihrem Eigenfrequenzbereich.
- g) Umwuchten rotierender Fahrzeugteile im Drehgestell erzeugen fahrgeschwindigkeitsabhängige Kräfte.

Die unter den Punkten b, d, e und f genannten Ursachen sind als die maßgeblichen Erreger für die durch den Boden in die benachbarte Bebauung übertragenen Schwingungen anzusehen.

Nach Tabelle 3/2, Teil I, liegen die Frequenzen der aus den geometrischen Verhältnissen von Rad und Gleis erregten Schwingungen für die im Personennahverkehr relevanten Geschwindigkeiten (40 bis 120 km/h) zwischen ca. 2 und 70 Hz. Die Schwingungen unter ca. 6 Hz werden im allgemeinen energiearm bzw. werden nicht in den Unterbau übertragen (s. Bild 1/2). Außerdem liegen diese Schwingungen unterhalb der ersten Eigenfrequenzen von Gebäudedecken, die schwerpunktmäßig zwischen 15 Hz und 40 Hz auftreten. Hierzu ist in Bild 1/3 eine Häu-

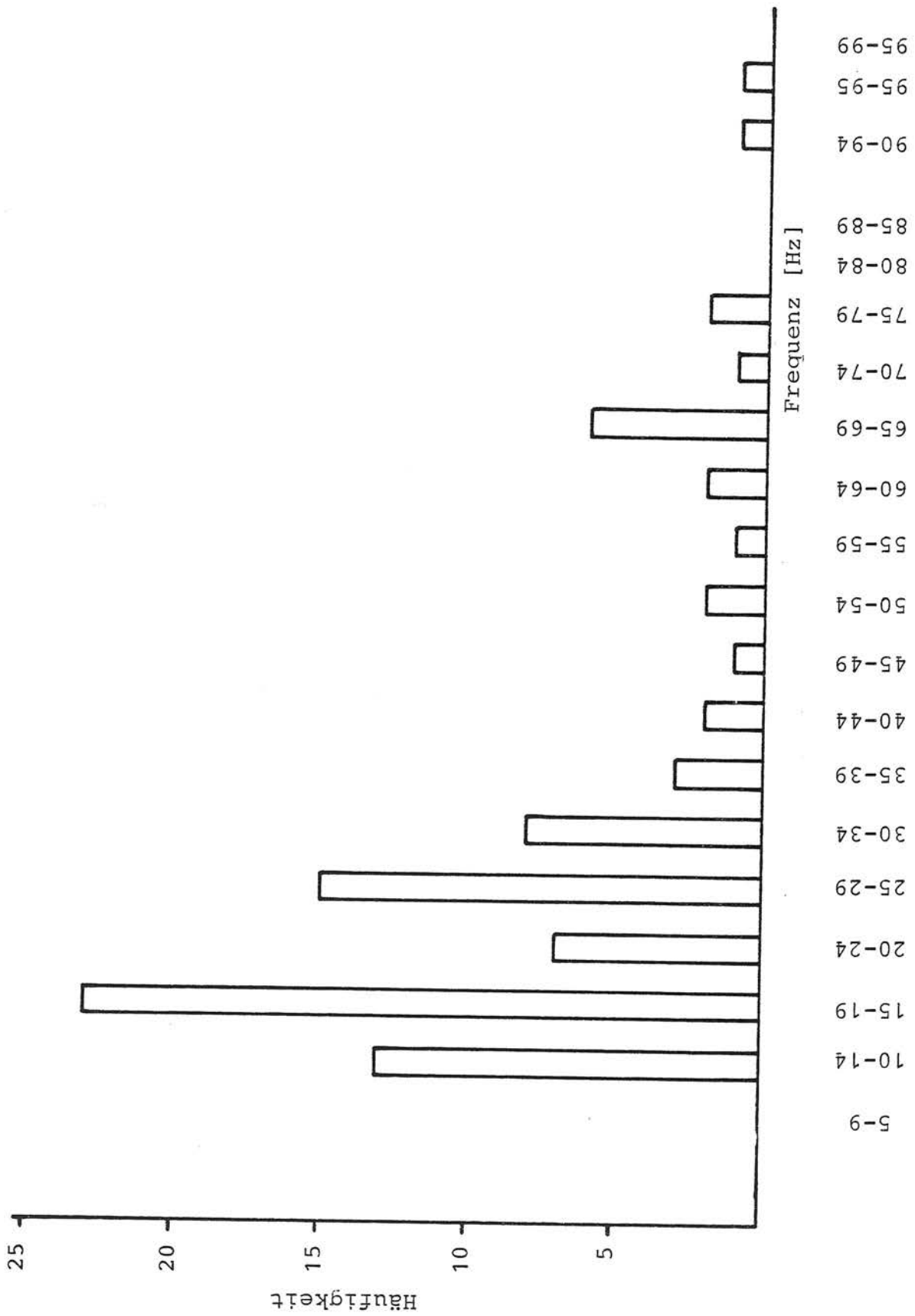


Bild 1/3: Häufigkeitsverteilung der dominierenden Frequenzen in der Mitte von 88 Gebäudedecken, Anregung durch oberirdischen und unterirdischen Schienenverkehr

figkeitsverteilung der dominierenden Frequenzen von insgesamt 88 Gebäudedecken dargestellt. Für den Frequenzbereich unter 6 Hz sind somit keine Abschirmmaßnahmen erforderlich. Durch Riffeln und Rauigkeiten werden, je nach Wellenlänge und Fahrgeschwindigkeit, Schwingungen oberhalb von 100 Hz bis in den kHz-Bereich angeregt. Flachstellen können als periodisch wiederkehrende Stoßvorgänge angesehen werden (in abgeminderter Form gilt gleiches für das Rollen über Stützpunkte und unverschweißte Schienenstöße), die neben der periodisch wiederkehrenden Stoßfrequenz ein breitbandiges Frequenzspektrum erzeugen. Dieses Frequenzspektrum wird nach oben begrenzt durch die Form und die Dauer des Stoßvorganges. Ohne detaillierte Untersuchung kann davon ausgegangen werden, daß Frequenzen durch Flachstellen bis weit über 200 Hz angeregt werden (Stoßvorgang zwischen Stahl und Stahl). In diesem Frequenzbereich (bis 200 Hz) liegen u.a. die Eigenschwingungen der Radachsen. Diese werden somit durch Flachstellen ebenfalls zu verstärkten Schwingungen erregt. Z. B. wurde in [4] gezeigt, daß infolge einer Flachstelle die 63 Hz-Terz um ca. 10 dB verstärkt wurde.

Die Bilder 1/4 bis 1/8 zeigen die Reaktionen von Gebäude- decken infolge Anregung durch den oberirdischen und unterirdischen Schienenverkehr. Diese Bilder zeigen sehr deutlich den relevanten Frequenzbereich für Schwingungen, die durch den Boden in benachbarte Gebäude von Schienenverkehrswegen übertragen werden. Besonders deutlich ist dieser Bereich aus den Bildern 1/4 und 1/5 zu erkennen. Sind zwischen den Gebäuden und dem Gleis ein genügender Abstand und keine Körperschallbrücken vorhanden, dann sind bereits ab ca. 80 bis 100 Hz keine größeren Schwingungsamplituden im Gebäude mehr zu erwarten.

Aus den obigen Ausführungen sind für den Immissionsschutz zwei Schlußfolgerungen zu ziehen:

- Zur Minderung der Erregung ist auf einen einwandfreien Zustand des Kontaktbereichs Rad-Schiene sowie auf eine gute Gleislage zu achten.

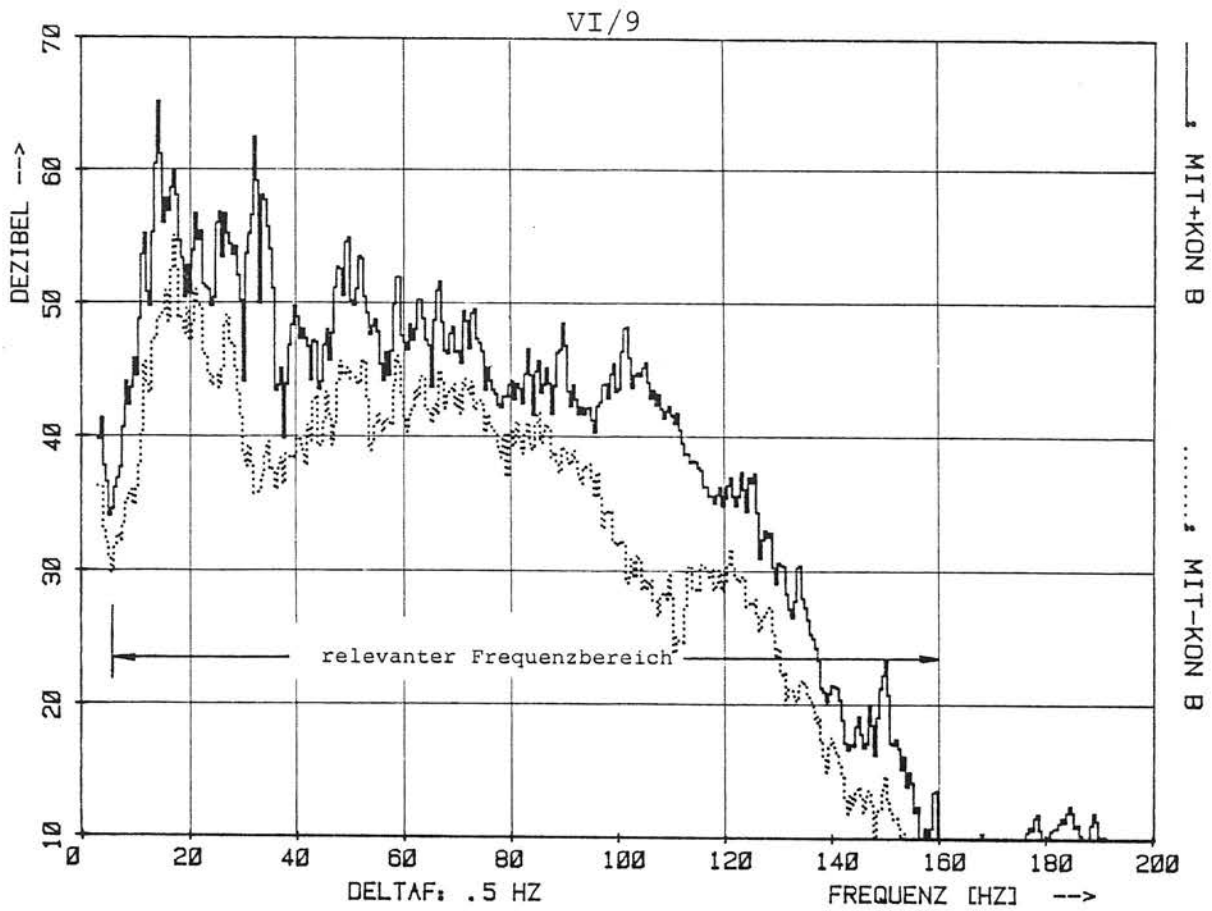
Schwingschnelle (re $5 \cdot 10^{-8}$ m/s)

Bild 1/4: Gemittelte Gebäudereaktionen, die an 12 verschiedenen Gebäuden (12 Decken) in verschiedenen Städten gemessen wurden. Dargestellt ist das Konfidenzintervall für den Mittelwert mit der Konfidenzzahl 1. Erregt wurden die Decken durch oberirdischen Schienenverkehr. Es lagen keine konstanten Parameter vor.

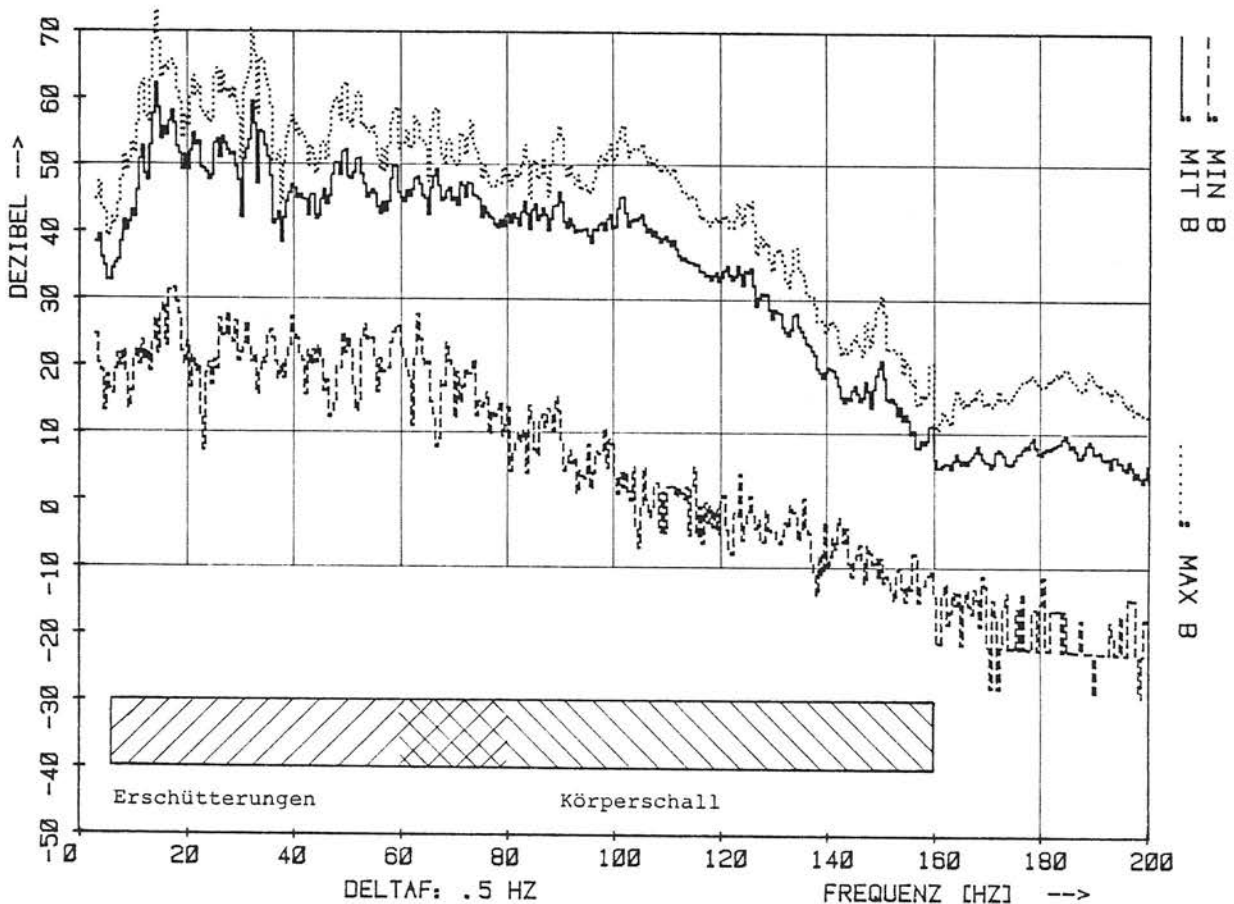
Schwingschnelle (re $5 \cdot 10^{-8}$ m/s)

Bild 1/5: Gebäudereaktionen (s. Bild 1/4). Dargestellt ist hier der Mittelwert sowie MAX-HOLD und MIN-HOLD.

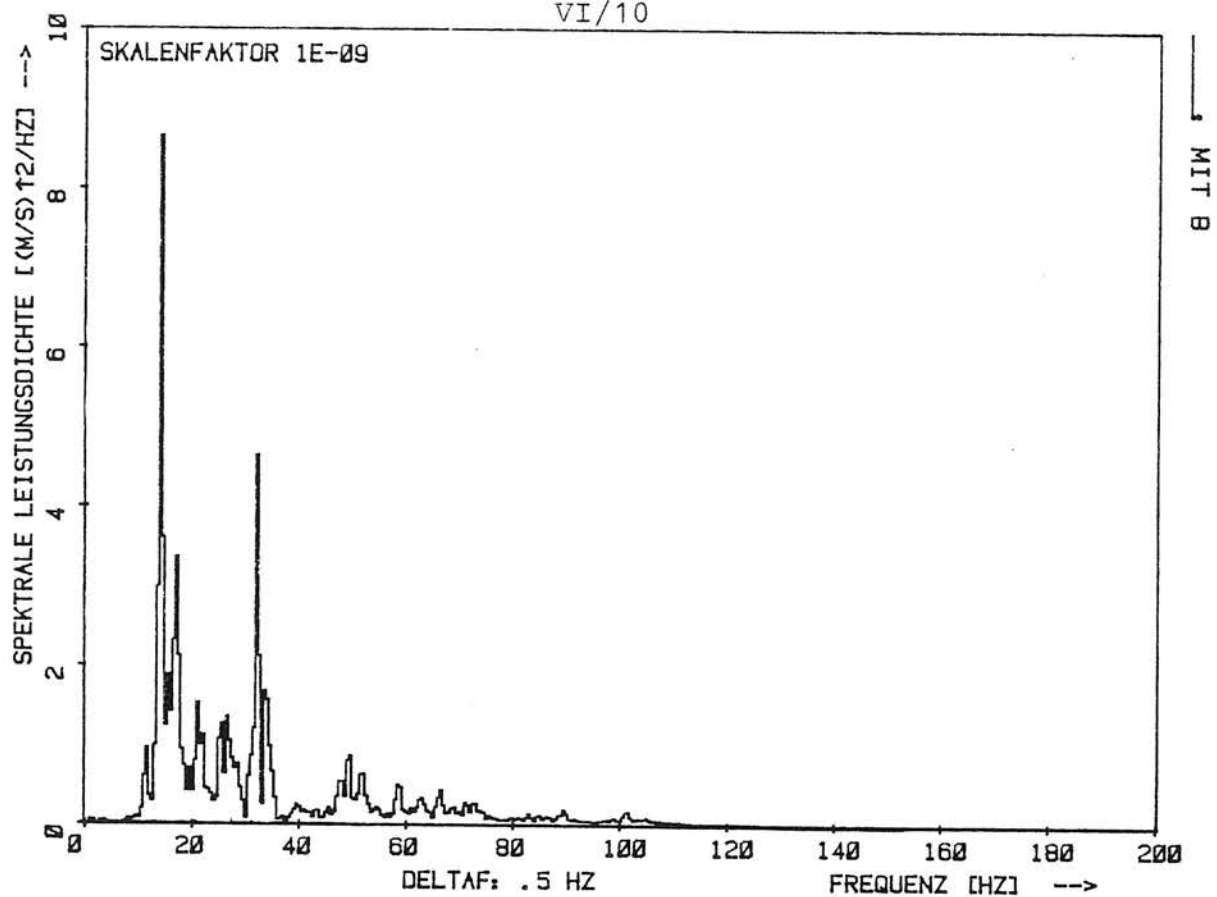


Bild 1/6: Gebäudereaktionen (s. Bild 1/4). Dargestellt ist der Mittelwert als spektrale Leistungsdichte (linear)

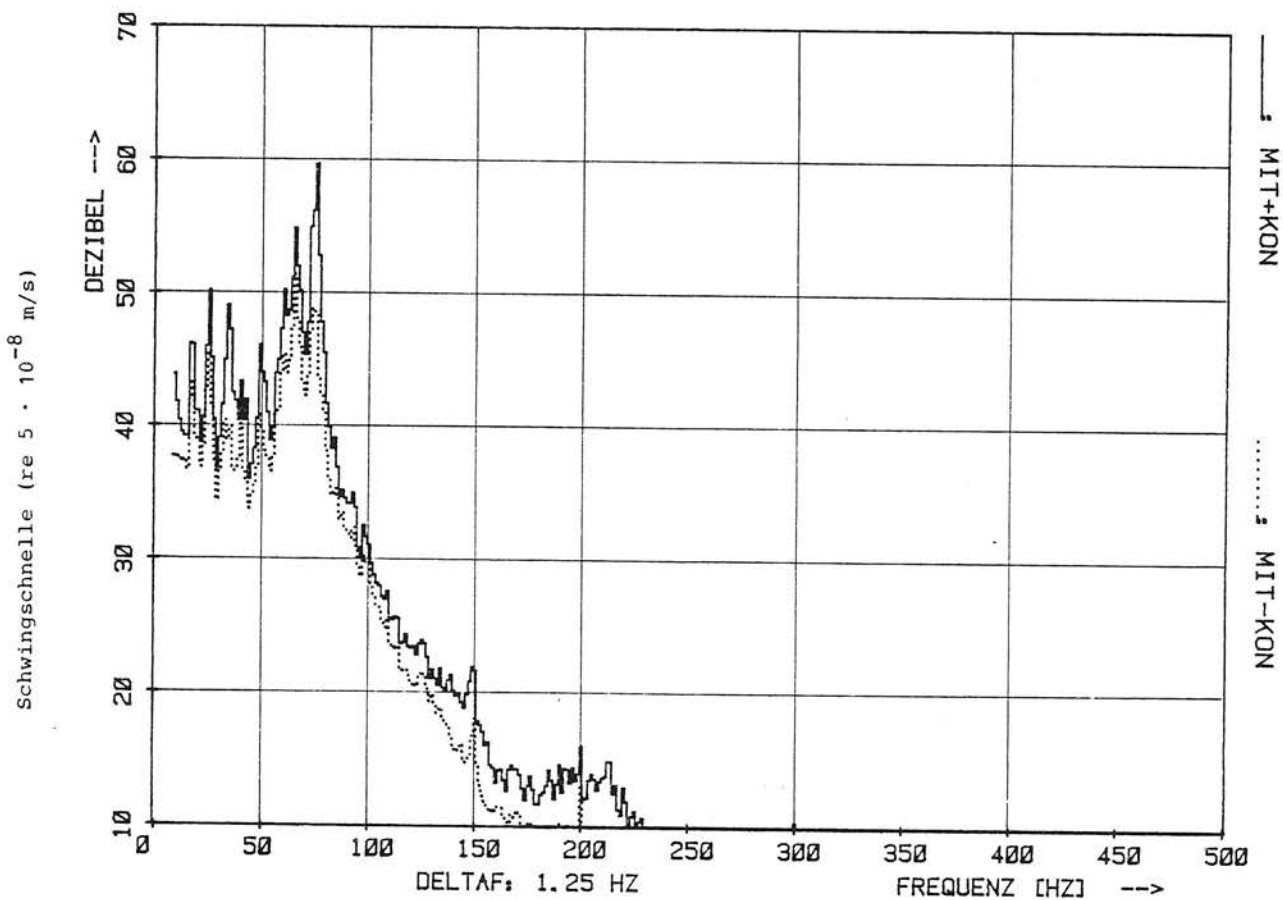


Bild 1/7: Gemittelte Gebäudereaktionen, die an drei verschiedenen Gebäuden (7 Decken) in drei verschiedenen Städten gemessen wurden. Dargestellt ist das Konfidenzintervall für den Mittelwert mit der Konfidenzzahl 1. Erregt wurden die Decken durch unterirdischen Schienenverkehr. Es lagen keine konstanten Parameter vor.

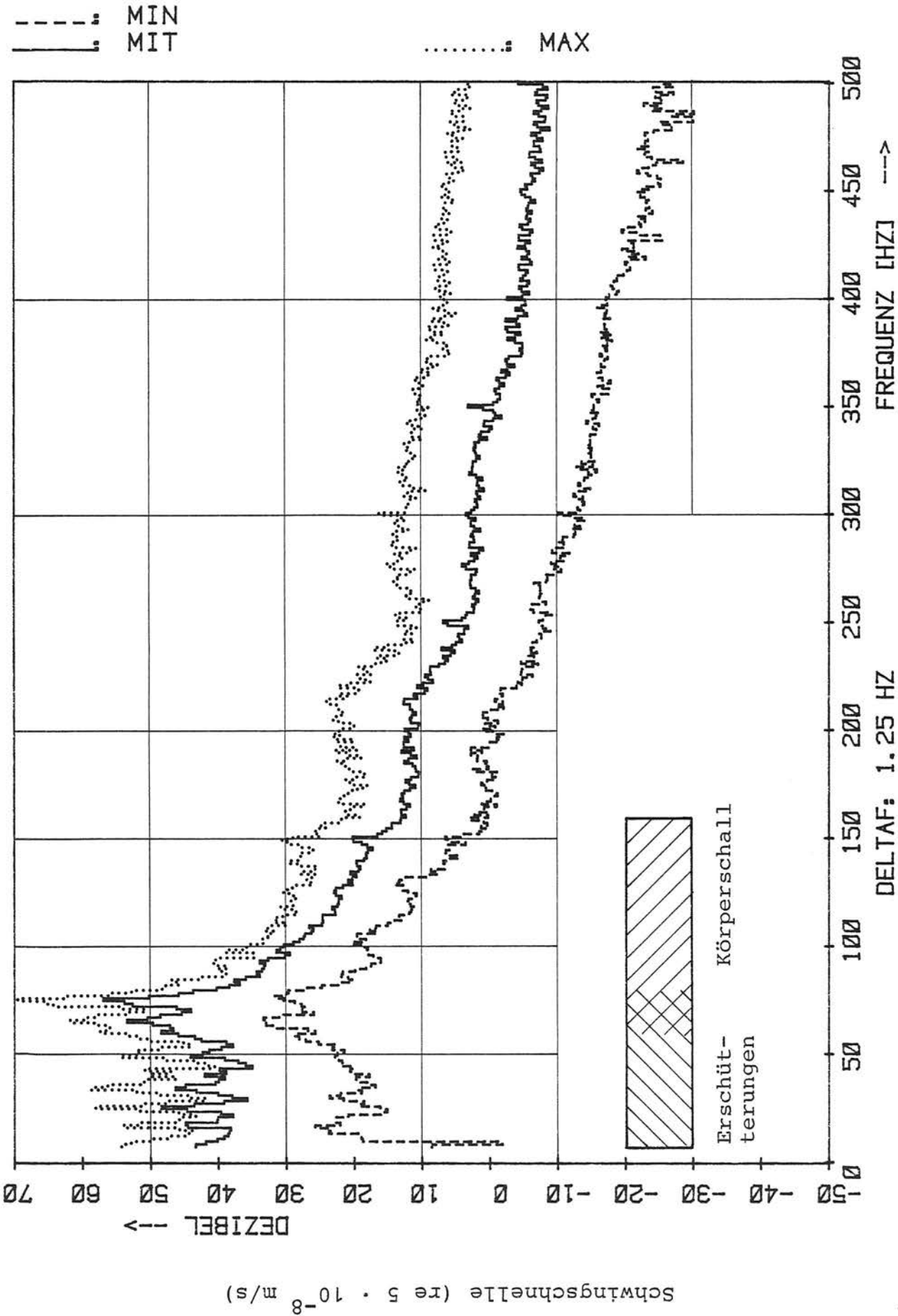


Bild 1/8: Gebäudereaktionen (s. Bild 1/7). Dargestellt ist hier der Mittelwert sowie MAX-HOLD und MIN-HOLD.

- Dort, wo zusätzliche schwingungsisolierende Maßnahmen erforderlich sind, müssen Isolierelemente eingebaut werden, die Schwingungen möglichst zwischen 6 und 160 Hz (max. 400 Hz) wirksam mindern.

Eine Minderung der Schwingungen oberhalb 30 bis 50 Hz bereitet in der Regel keine Schwierigkeiten. Problematischer ist dagegen der Bereich zwischen 6 und 30 Hz. Da im letztgenannten Bereich oft Eigenfrequenzen von Zimmerdecken vorliegen, folgt hieraus, daß eine Minderung der Erregung in diesem Bereich besonders wichtig ist.

Auf Punkte der oben genannten Erregerursachen sind die manchmal auftretenden, stark voneinander abweichenden Antwortsignale an parallel zum Gleis angeordneten Meßpunkten zurückzuführen. Als weitere Ursache hierfür sind schwankende Bodenverhältnisse zu nennen. In einem Freifeld (z. B. Ackerboden) dürfte letztgenannter Einfluß jedoch sehr gering sein. Als Beispiel sollen hier Meßergebnisse aus Köln-Thielenbruch genannt werden (Meßpunktanordnung s. Bild A3/6, Teil I). An gleisparallelen Meßpunkten traten in Längsrichtung Unterschiede in den Summenpegeln von bis zu 5 dB auf. Die höheren Werte wurden an den Meßpunkten gemessen, die am nächsten zu einem Bahnüberweg lagen. Durch einen Steifigkeitssprung im Oberbau werden somit energiereichere Schwingungen angeregt. Bei den Meßpunkten, die in Querrichtung weiter vom Gleis entfernt lagen, verringerte sich die Differenz der Meßwerte, hier lagen sie nur max. $\pm 1,2$ dB auseinander. Ähnliche Einflüsse des Oberbauzustandes wurden auch an den anderen Meßstrecken festgestellt.

1.2 Übertragungsbeziehungen linearer Systeme unter stochastischer Belastung

Für ein lineares System mit dem komplexen Amplitudenfrequenzgang $/H(i\omega)/$ stehen die spektrale Leistungsdichte $G_{xx}(\omega)$ des Erregerprozesses $x(Z)$ und die spektrale Leistungsdichte $G_{yy}(\omega)$ des Antwortprozesses $y(Z)$ in folgendem Zusammenhang:

$$G_{yy}(\omega) = /H(i\omega)/^2 G_{xx}(\omega)$$

Für den quadratischen Mittelwert des Antwortprozesses folgt demnach

$$R_{yy}(\tau = 0) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} /H(i\omega)/^2 G_{xx}(\omega) d\omega$$

In Bild 1/9 sind diese Beziehungen sowohl für den Zeitbereich als auch für den Frequenzbereich dargestellt. Eine ausführlichere Behandlung dieser Problematik ist u.a. in [9] zu finden.

1.3 Isolierung

Die durch das vorbeifahrende Fahrzeug erregten Schwingungen sind durch geeignete Maßnahmen so zu mindern, daß eine Beeinträchtigung von Personen und Geräten in der Umgebung von Schienenverkehrswegen unterbunden wird. Wenn man von einer Einflußnahme auf die Quelle absieht, so kann dies grundsätzlich mit zwei Isolationsprinzipien erreicht werden (s. Bilder 1/10a und b):

- Aktivisolierung: Der Erreger wird so isoliert, daß die in die Umgebung übertragenen Schwingungen möglichst gering gehalten werden. Für diesen Fall wird eine Isolierwirkung erreicht, wenn die spektrale Leistungsdichte $G_{yy}(\omega)$ und der quadratische Mittelwert $R_{yy}(\tau = 0)$ der Antwort (Restkraft) kleiner sind als die entsprechenden Größen der Erregung (Erregerkraft). Die Restkraft $F_b(t)$ setzt sich hierbei zusammen aus der Federkraft F_F und der Dämpfungskraft F_D (Bild 1/10a).

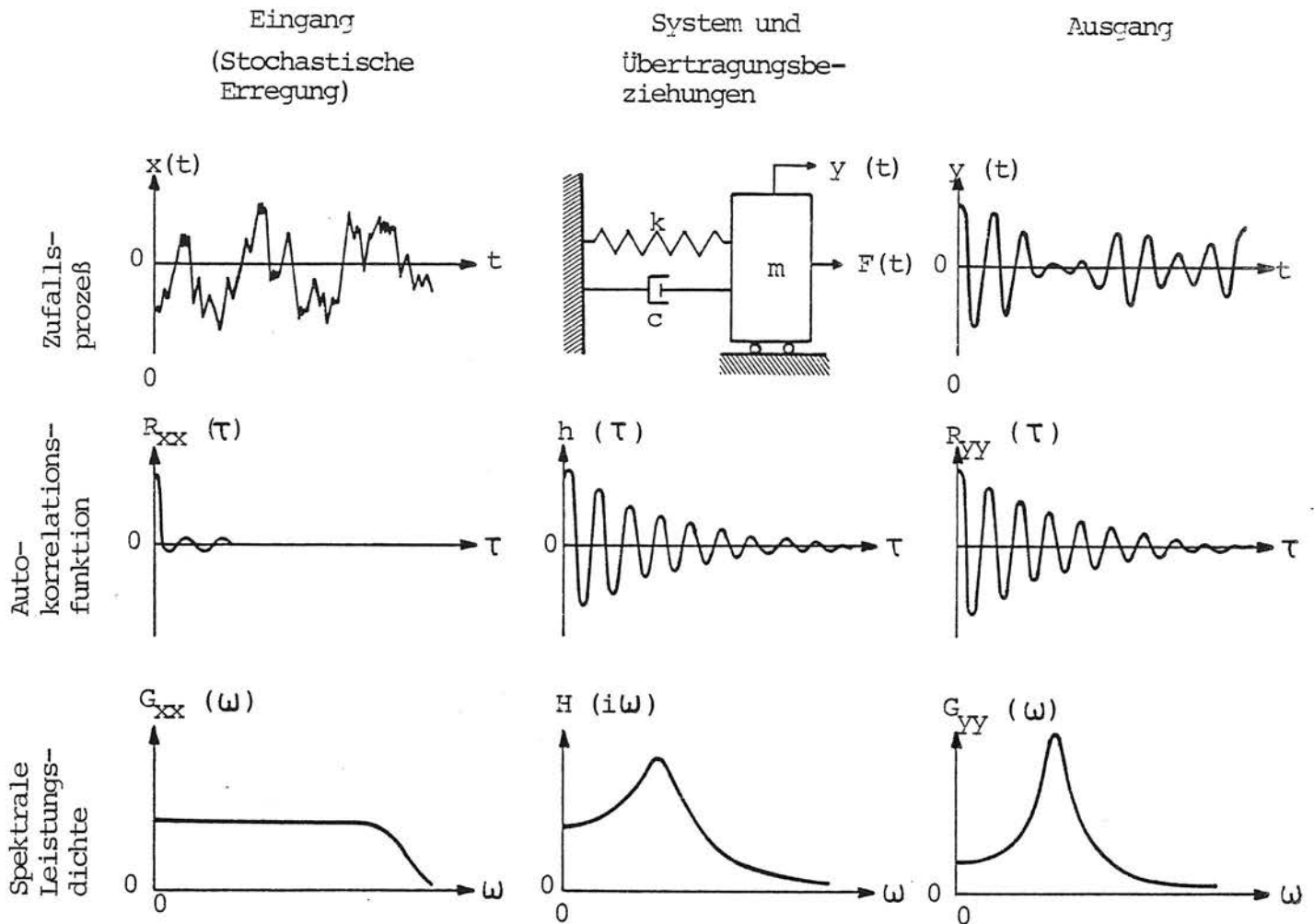


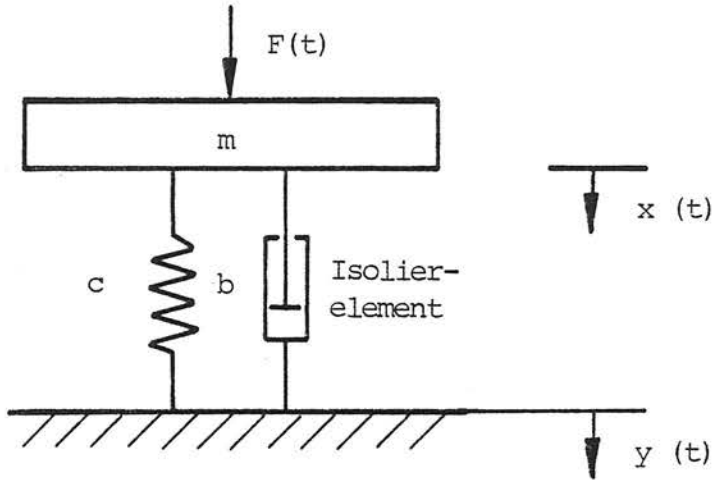
Bild 1/9: Eingangs-/Ausgangsbeziehungen für ein Schwingungssystem mit einem Freiheitsgrad [12]

- $x(z)$ = Zufallsprozeß der Erregung
 $y(z)$ = Antwortprozeß
 $R_{xx}(\tau)$ = Autokorrelationsfunktion der Erregung
 $R_{yy}(\tau)$ = Autokorrelationsfunktion der Antwort
 $h(\tau)$ = Übergangsfunktion
 $G_{xx}(\omega)$ = Spektrale Leistungsdichte der Erregung
 $G_{yy}(\omega)$ = Spektrale Leistungsdichte der Antwort
 $H(i\omega)$ = Übertragungsfunktion
 $|H(i\omega)|$ = Amplitudenfrequenzgang

Zwischen Antwort- und Erregerprozeß gilt die Beziehung

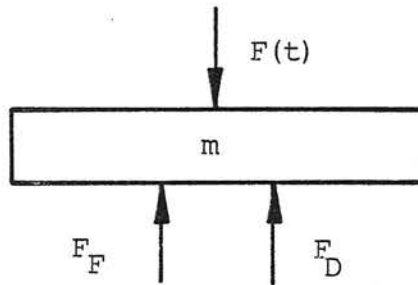
$$G_{yy}(\omega) = |H(i\omega)|^2 G_{xx}(\omega)$$

z.B.: Oberbau- und
anteilige
Fahrzeugmasse



z.B.: Unterbau
(Tunnelsohle)

Kräfte:



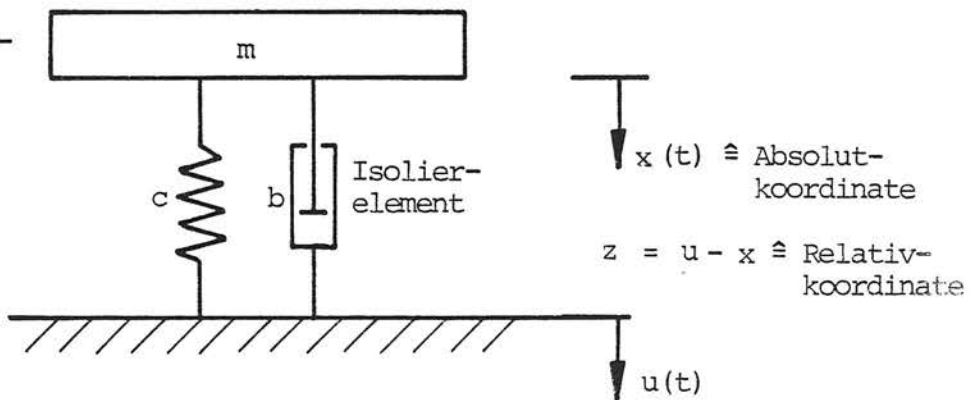
$$F_F = c \cdot x \quad (= \text{Federkraft})$$

$$F_D = b \cdot \dot{x} \quad (= \text{Dämpferkraft})$$

$$F_B = F_F + F_D \quad (= \text{Bodenkraft oder Restkraft})$$

Bild 1/10a: Ersatzsystem für einen einläufigen Schwinger
(Kraftanregung $F(t)$, Aktivisolierung)

z.B.: Gebäude, Gebäude-
teile, Personen
und Geräte im
Gebäude



z.B.: Baugrund,
Fundamente und
Decken

Kräfte:

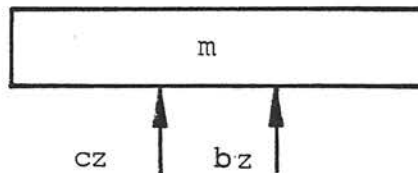


Bild 1/10b: Ersatzsystem für einen einläufigen Schwinger
(Fußpunktanregung $u(t)$, Passivisolierung)

$$\frac{G_{YY}(\omega)}{G_{XX}(\omega)} < 1 \text{ für alle } \omega; \quad \frac{R_{YY}(\tau=0)}{R_{XX}(\tau=0)} < 1 \text{ (Kräfte)}$$

- Passivisolierung: Das zu schützende Objekt (Gebäude, Geräte) wird gegenüber seiner Umgebung so isoliert, daß die ihm aufgeprägten Schwingungen unterhalb einer bestimmten Störgröße bleiben. Eine Isolierwirkung wird für diesen Fall erreicht, wenn die Spektraldichte und der quadratische Mittelwert von Schwingweg, Schwinggeschwindigkeit und Schwingbeschleunigung der Systemantwort $x(t)$ kleiner sind als die entsprechenden kinematischen Größen der Erregung $u(t)$ (Bild 1/10 b).

$$\frac{G_{XX}(\omega)}{G_{UU}(\omega)} = \frac{G_{\ddot{XX}}(\omega)}{G_{\ddot{UU}}(\omega)} = \frac{G_{\overset{\cdot\cdot}{XX}}(\omega)}{G_{\overset{\cdot\cdot}{UU}}(\omega)} < 1;$$

$$\frac{R_{XX}(0)}{R_{UU}(0)} < 1, \quad \frac{R_{\ddot{XX}}(0)}{R_{\ddot{UU}}(0)} < 1, \quad \frac{R_{\overset{\cdot\cdot}{XX}}(0)}{R_{\overset{\cdot\cdot}{UU}}(0)} < 1$$

Bild 1/11 zeigt für beide Isolationsarten den Realteil der Übertragungsfunktion $H^1)$ in Abhängigkeit von der normierten Kennkreisfrequenz η und dem Dämpfungsparameter D . Für die Schwingungsisolierung ergeben sich aus diesem Bild zwei wesentliche Folgerungen:

- Schwingungen werden nur im Bereich $\eta > \sqrt{2}$ abgeschirmt (Abschirmbereich), für $\eta < \sqrt{2}$ tritt eine Schwingungsverstärkung auf (Verstärkungsbereich), die besonders im Resonanzbereich (Resonanz bei $\eta = 1$) deutlich ausgeprägt ist. Das Resonanzmaximum ist eine Funktion von D , es wandert für größer werdende D gegen kleinere η -Werte.

1) In der VDI-Richtlinie 2062 wird hierfür der Begriff mechanische Durchlässigkeit V_D benutzt. Handelt es sich um das Verhältnis von Kraftgrößen (übertragene Kraft zu Erregerkraft), dann wird auch das Zeichen V_T benutzt (engl.: Transfer Function).

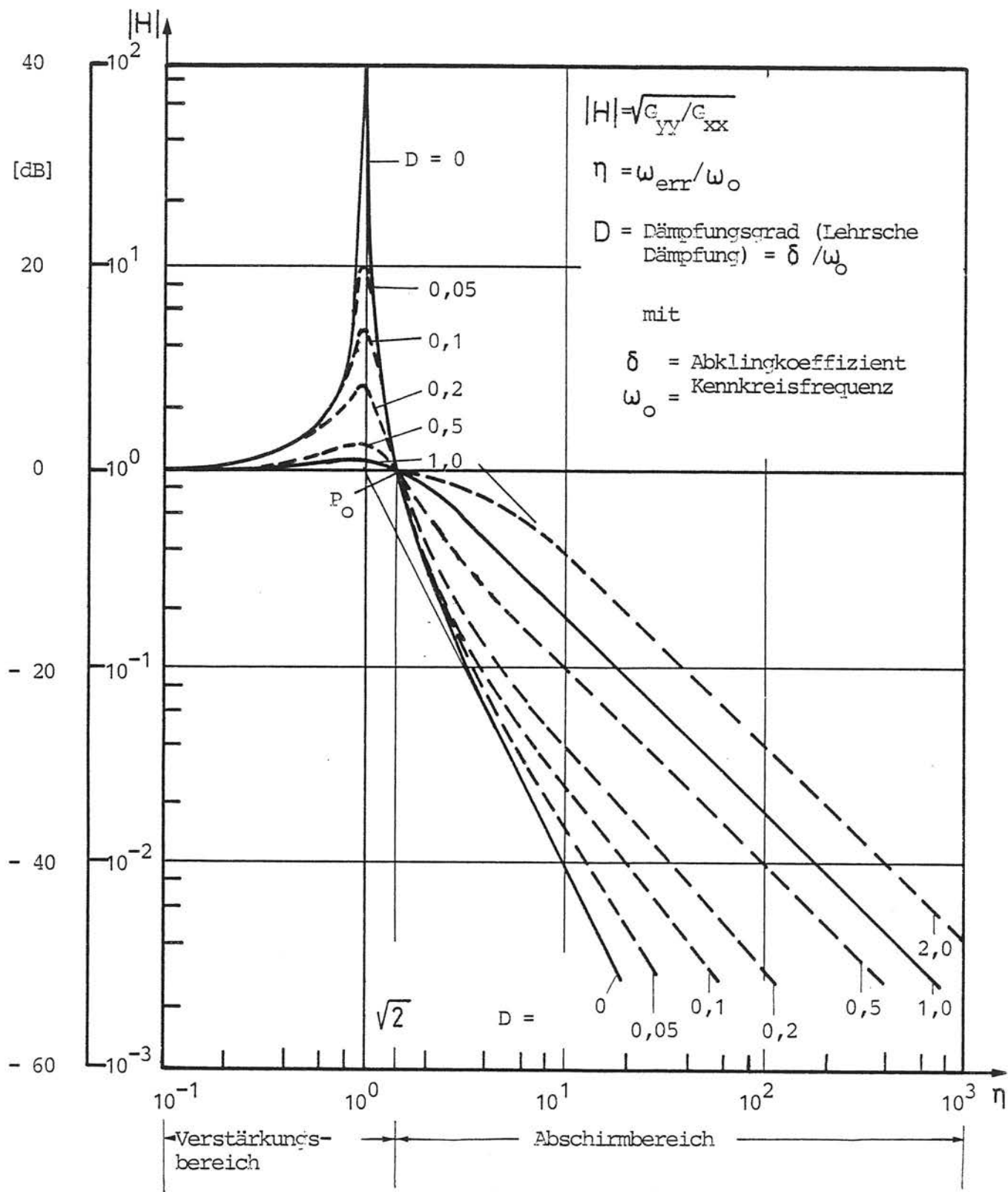


Bild 1/11 : Betrag der Übertragungsfunktion $|H|(\eta)$ in doppelt logarithmischer Darstellung

$$\sqrt{\frac{G_{YY}}{G_{XX}}} = |H| = \sqrt{\frac{1 + 4D^2 \eta^2}{(1 - \eta^2)^2 + 4D^2 \eta^2}}$$

- Unabhängig vom Parameter D gehen alle Kurven durch einen festen Punkt P_0 ($\eta = \sqrt{2}$, $/H/ = 1$). Die Größe der Abschirmung bzw. Verstärkung von Schwingungen in den jeweiligen Bereichen links und rechts von diesem Punkt wird dagegen wesentlich vom Parameter D bestimmt; sowohl die Isolier- als auch die Verstärkerwirkung ist umso deutlich je kleiner D ist: Dämpfung verschlechtert somit die Isolierwirkung im Abschirmbereich, mindert aber gleichzeitig die Überhöhung im Renonanzbereich.

Zur wirksamen Abwehr von Schwingungen, die der Schienenverkehr hervorruft, ist es daher notwendig, die Isoliermaßnahme konstruktiv so zu gestalten (abzustimmen), daß ihre Eigenfrequenz in einem Bereich geringer Erregung und/oder weit entfernt der Eigenfrequenz(en) der zu schützenden Gebäudebauteile (Decken, Wände) liegt. Da i. a. die Spektraldichte der Erregung im unteren Frequenzbereich eine geringere Energie besitzt als im höherfrequenten Bereich und die Eigenfrequenz(en) der zu schützenden Objekte über ca. 12 Hz liegen, ist eine Abstimmung der Isoliermaßnahme auf unter 12 Hz anzustreben.

Die "Abstimmung" der Isoliermaßnahme erfolgt demnach durch die Festlegung der Eigenfrequenz f_0 , die "Auslegung" durch eine geeignete Wahl der Dämpfung D . Beide zusammen bilden Kriterien zur Beurteilung der Leistungsfähigkeit des eingesetzten Isolationssystems. Bei der Beurteilung eines solchen Systems ist jedoch nicht nur die reine Leistungsfähigkeit maßgebend, sondern auch das Kosten-Leistungs-Verhältnis. I. a. steigt mit der Verringerung der Eigenfrequenz der Aufwand hierfür stark an (s. z. B. [1]).

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß eine optimale Schwingungs-Minderungsmaßnahme für den Immissionsort nur dann vorgeschlagen werden kann, wenn das Erreger-Spektrum der Quelle und die Eigenfrequenzen der Zwischenmedien und der zu schützenden Gebäudebauteile (Wände, Decken) bekannt sind.

2. Schwingungsminderung - praktische Anwendungen

Alle Maßnahmen zur Schwingungsminderung im Schienenverkehr haben zum Ziel, eine Beeinträchtigung von Personen und empfindlichen Geräten in der benachbarten Bebauung zu vermeiden. Es werden im folgenden verschiedene Maßnahmen beschrieben, die an sehr unterschiedlichen Stellen auf dem Übertragungsweg vom Erreger (Emittent) zum Immissionsort verwendet werden. Sie können eingeteilt werden in Maßnahmen an der Erregerquelle, im Übertragungsweg und am Immissionsort. Die Maßnahmen an der Quelle beziehen sich auf das Fahrzeug, den Kontaktbereich Rad-Schiene und den Oberbau. Der Übertragungsweg beinhaltet den Tunnel und den ihn umgebenden Boden. Unter Immissionsort sind die beeinflussten Gebäude zu verstehen.

Zur Bewertung der Wirksamkeit einer Minderungsmaßnahme wird i. a. die Pegeldifferenz ΔL der Schwingungsamplitude oder deren Effektivwert vor und nach Anwendung der Schutzmaßnahme benutzt.¹⁾ Da sich die Amplituden der kinematischen Schwingungsgrößen Weg, Geschwindigkeit (Schnelle) und Beschleunigung jeweils nur um den konstanten Faktor ω unterscheiden, ist die Pegeldifferenz unabhängig von der betrachteten Schwingungsgröße. Zur Beurteilung einer Minderungsmaßnahme ist es daher prinzipiell beliebig, welche kinematische Größe gemessen wird, es ist jedoch darauf zu achten, daß mit dem angewandten Meßsystem die jeweilige Größe in dem relevanten Frequenzbereich (6 bis 160 bzw. bis 400 Hz) einwandfrei gemessen werden kann.

Die Pegeldifferenz ΔL läßt sich demnach bestimmen aus der Beziehung

$$\Delta L = 20 \lg \frac{x_v}{x_n} \quad [\text{dB}]$$

mit x_v = kinematische Größen vor und x_n = kinematische Größen nach dem Einbau der Minderungsmaßnahme. Besonders im deutschen Sprachraum hat sich die Schwinggeschwindigkeit (Schnelle) zur Darstellung von Schwingungen im Umweltschutzbereich durchgesetzt.

1) Diese Pegeldifferenz wird auch als Einfügungsdämmung bezeichnet, wobei in der Regel die Wirkung der Dämmmaßnahme auf den Schotteroberbau bezogen wird.

Wird diese Größe als logarithmische Größe dargestellt, dann bezieht sie sich auf die Basis von $v_0 = 5 \cdot 10^{-8}$ m/s. Es gilt somit

$$L_v = 20 \lg \frac{v}{v_0} = 20 \lg \frac{v}{5 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}}$$

L_v wird sowohl schmalbandig (bezogen auf 1 Hz) als auch in Terzen zusammengefaßt dargestellt.

Wegen des unmittelbaren Energiebezuges wird außerdem in letzter Zeit eine lineare Darstellung in $(\text{m/s})^2/\text{Hz}$ verwendet. In diesem Bericht werden beide Darstellungsformen angewendet.

In diesem Zusammenhang ist darauf hinzuweisen, daß nur dann "absolute" Meßergebnisse zu vergleichen sind, wenn sie sowohl an denselben Meßpunkten als auch unter identischer Anregung ermittelt worden sind. Des weiteren sollte auch dasselbe Meß- und Auswerteverfahren sowie dieselbe Meßkette angewandt worden sein.

Wie zahlreiche Untersuchungen gezeigt haben, können an gleichartigen Meßpunkten (z. B. Tunnelwand; 1,2 m über SO, senkrecht zur Wand) bei demselben Oberbau und derselben Erregung durch Variation der anderen Randbedingungen große Unterschiede in den Meßergebnissen auftreten (s. z. B. [1], [2], [34]). Unter "andere Randbedingungen" fallen z. B. Tunnelgeometrie, Gleisgradienten, Tunnelwandstärke, Tunnelumgebung (Boden) sowie Meßkette, Aufnehmerankopplung, Auswertemodalitäten. "Relative" Meßergebnisse sind dagegen, zumindestens in einer bestimmten Bandbreite (ca. ± 3 dB), auf andere Situationen übertragbar. Durch nicht-lineares Verhalten des Tunnels sind allerdings in einzelnen Frequenzbereichen auch größere Abweichungen der relativen Meßergebnisse möglich (bis ca. ± 6 dB) [1]. Dies sollte bei einem Vergleich von Meßergebnissen, die nicht an demselben Meßpunkt erzielt wurden, stets mit berücksichtigt werden.

2.1 Maßnahmen an der Erregerquelle

Hierunter werden alle Maßnahmen zusammengefaßt , die zur Vermeidung oder Verminderung von schwingungserregenden Kräften sowie zur aktiven Abschirmung dieser Kräfte führen (s.a. Bild 1/10 a). Hierunter fallen alle Maßnahmen, die am Fahrzeug, im Kontaktbereich Rad-Schiene und am Oberbau ergriffen werden können. Diese drei Bereiche bilden das Erregersystem. Die Größe der übertragenen Schwingungen an der Systemgrenze (Oberbau-Unterbau) werden von der Art und dem Zustand der drei Teilbereiche bestimmt.

2.1.1 Fahrzeug

Vom Fahrzeug selber können Schwingungen sehr unterschiedlicher Frequenz und Intensität ausgehen:

- Schwingungen des Gesamtfahrzeuges, wie Tauchen, Nicken, Schlingern, Wanken und Wellenlauf. Diese Schwingungen sind in der Regel sehr tieffrequent (< 10 Hz) und daher für den Immissionsschutz in benachbarten Gebäuden weniger relevant.
- Biege-Eigenschwingungen der Radsätze, die je nach Fahrzeugtyp zwischen ca. 45 und 90 Hz liegen (s.a. Tabelle 3/2, Teil I). Dieser Frequenzbereich ist besonders relevant für den in den benachbarten Gebäuden abgestrahlten sekundären Luftschall.
- Umwuchten der sich im Fahrzeug drehenden Bauteile (Motor, Getriebe, Bremsscheiben, Räder) erregen Schwingungen, deren Kraftamplituden sich mit dem Quadrat der Frequenz ändern, d. h. Intensität und Frequenz dieser Schwingungen sind eine Funktion der Fahrzeuggeschwindigkeit.
- Fahrzeugspezifische geometrische Abmessungen (Achs- und Drehgestellabstand) erregen Schwingungen, deren Frequenzen ebenfalls von der Fahrzeuggeschwindigkeit abhängen (s.a. Tabelle 3/2, Teil I). Bei Fahrzeuggeschwindigkeiten bis 120 km/h liegen sie unter ca. 14 Hz. Diese Schwingungen

sind somit erst bei höheren Fahrgeschwindigkeiten (> 80 km/h) für den Immissionsschutz relevant.

In der Praxis sind die oben genannten Ursachen der Schwingungserregung nicht zu vermeiden. Eine Beeinflussung der Schwingfrequenzen ist in geringem Umfang durch konstruktive Änderungen möglich und in einem größeren Umfang durch die Wahl der Fahrgeschwindigkeit. Letzteres könnte in einer konkreten Situation somit möglicherweise zu einer spürbaren Minderung von Erschütterungsimmissionen führen. Eine Halbierung der Fahrgeschwindigkeit kann z. B. in einzelnen Terzen zu einer Minderung des Körperschalls an Gebäudedecken von bis zu 12 dB führen (s. Bild 2/1, [4]). In [21] wird berichtet, daß durch die Reduzierung der Fahrgeschwindigkeit von 50 km/h auf 20 km/h die Wahrnehmungsstärke von $KB = 1,9$ auf 1,0 gemindert werden konnte. Hierbei handelt es sich um eine vorübergehende Maßnahme zum Schutz empfindlicher Ausstellungsstücke in einem Museum.

Den Einfluß des Fahrzeugtyps unter sonst identischen Verhältnissen zeigen z. B. die Bilder 2/2 und 2/3 a. Für zwei unterschiedliche Stadtbahnwagen bzw. Stadtbahnwagen und Straßenbahn (6 bzw. 8 Achsen) [1] sind Spektren von Tunnel-, Boden- und Gebäudemesspunkten dargestellt. Einzelne Frequenzen werden demnach unterschiedlich stark angeregt.

Ob eine deutliche Verschiebung der 1. Biegeeigenschwingung der Radachsen auf z. B. über 100 Hz (durch Erhöhung der Biegesteifigkeit EI) einen spürbaren Einfluß auf die Emissionen hat, ist der gesichteten Literatur nicht zu entnehmen.

Der Einfluß der Drehgestellfederung wurde in [60] untersucht. Drei neue Doppeltriebzüge der Münchener U-Bahn wurden jeweils mit einer anderen Kombination von Federsystemen ausgerüstet (s. Bild 2/3 b). Bei einem Fahrzeug wurde die Achslast zusätzlich variiert. Wesentliche Ergebnisse dieser Untersuchung sind:

- Zwischen 40 und 250 Hz führte das gummigefederte Rad im Mittel (gemittelt über 4 Meßpunkte und 3 Fahrgeschwin-

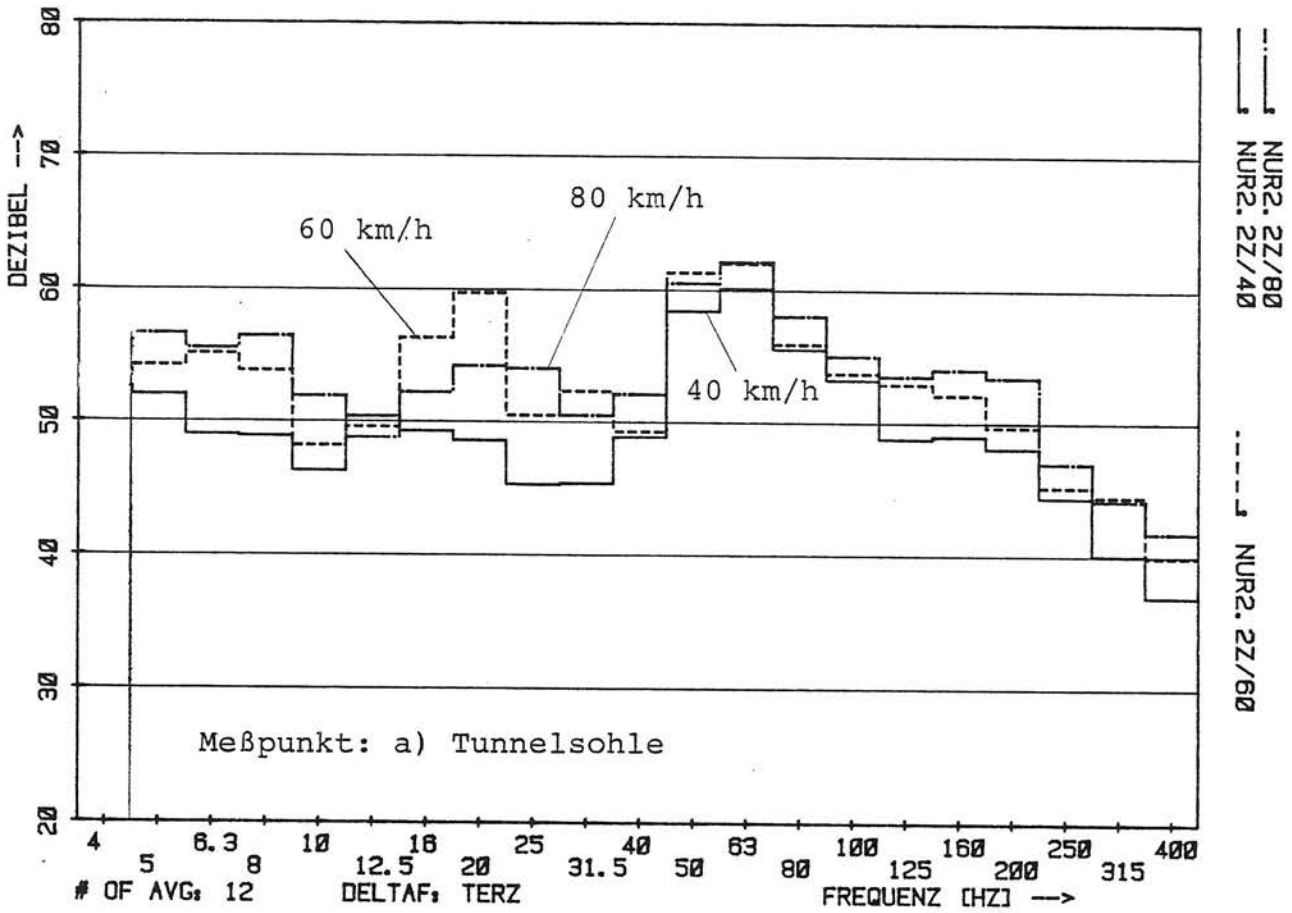
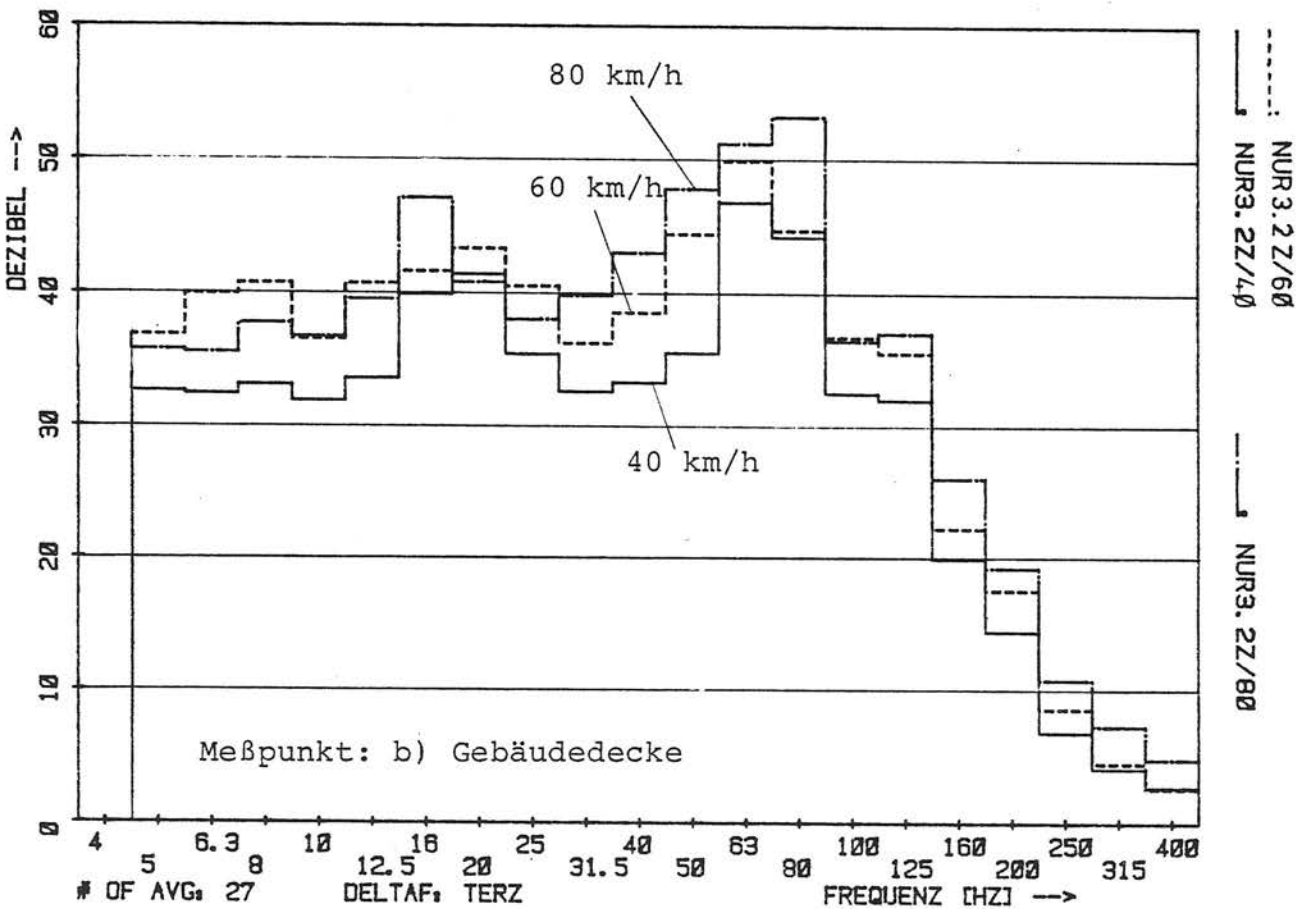


Bild 2/1: Körperschallspektren (Parameter: Fahrzeuggeschwindigkeit) [4]



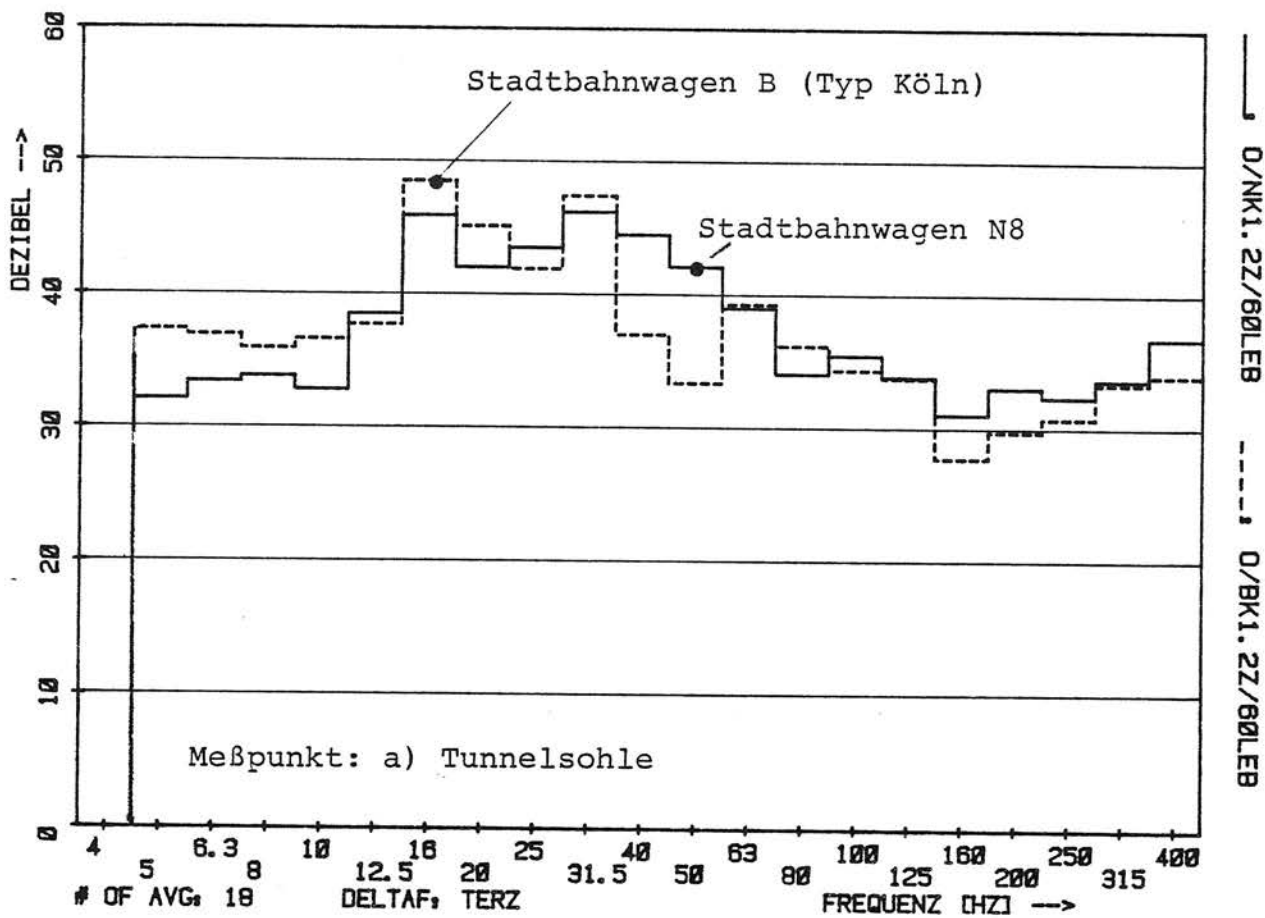
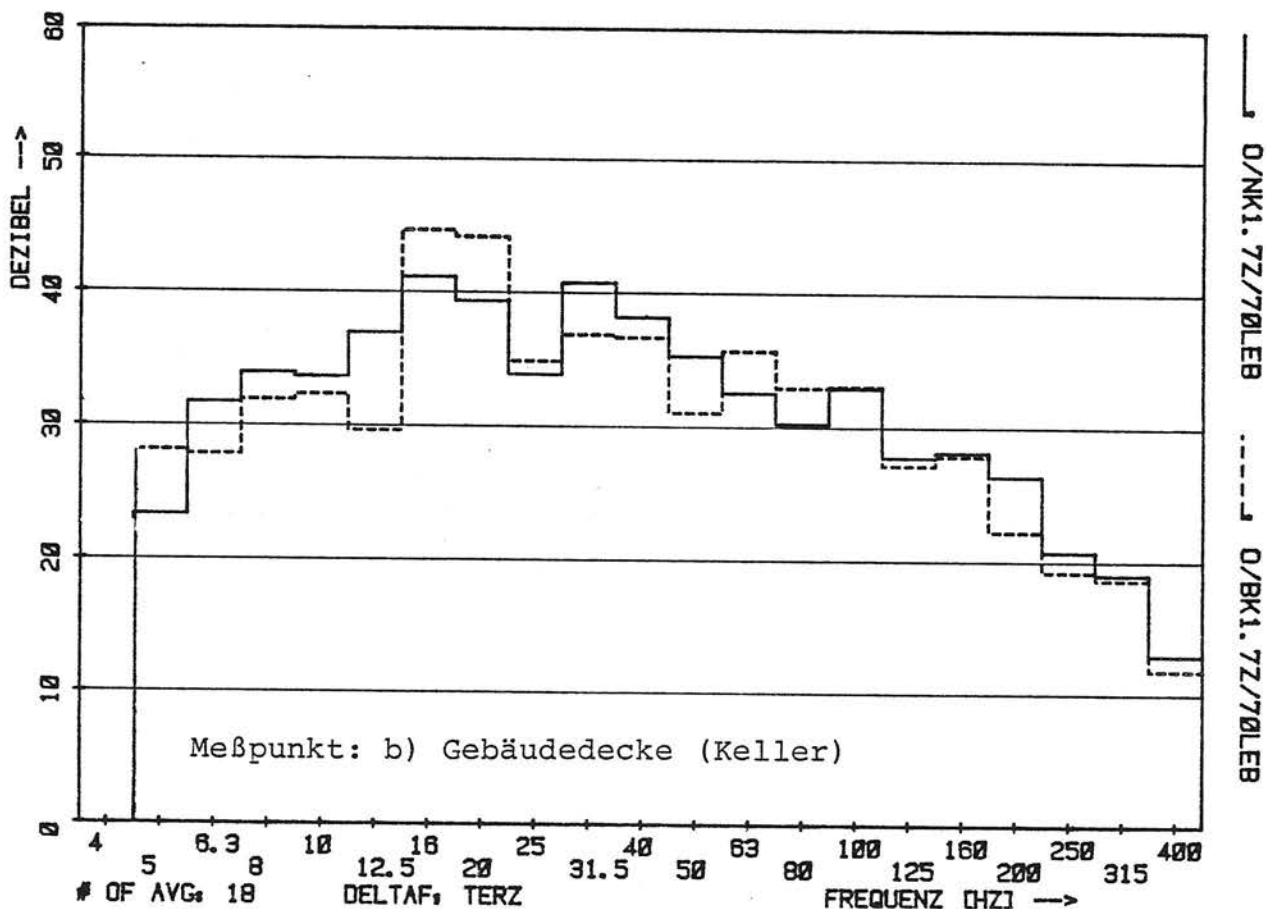


Bild 2/2: Körperschallspektren (Parameter: Fahrzeugtyp) [1], V = 60 km/h



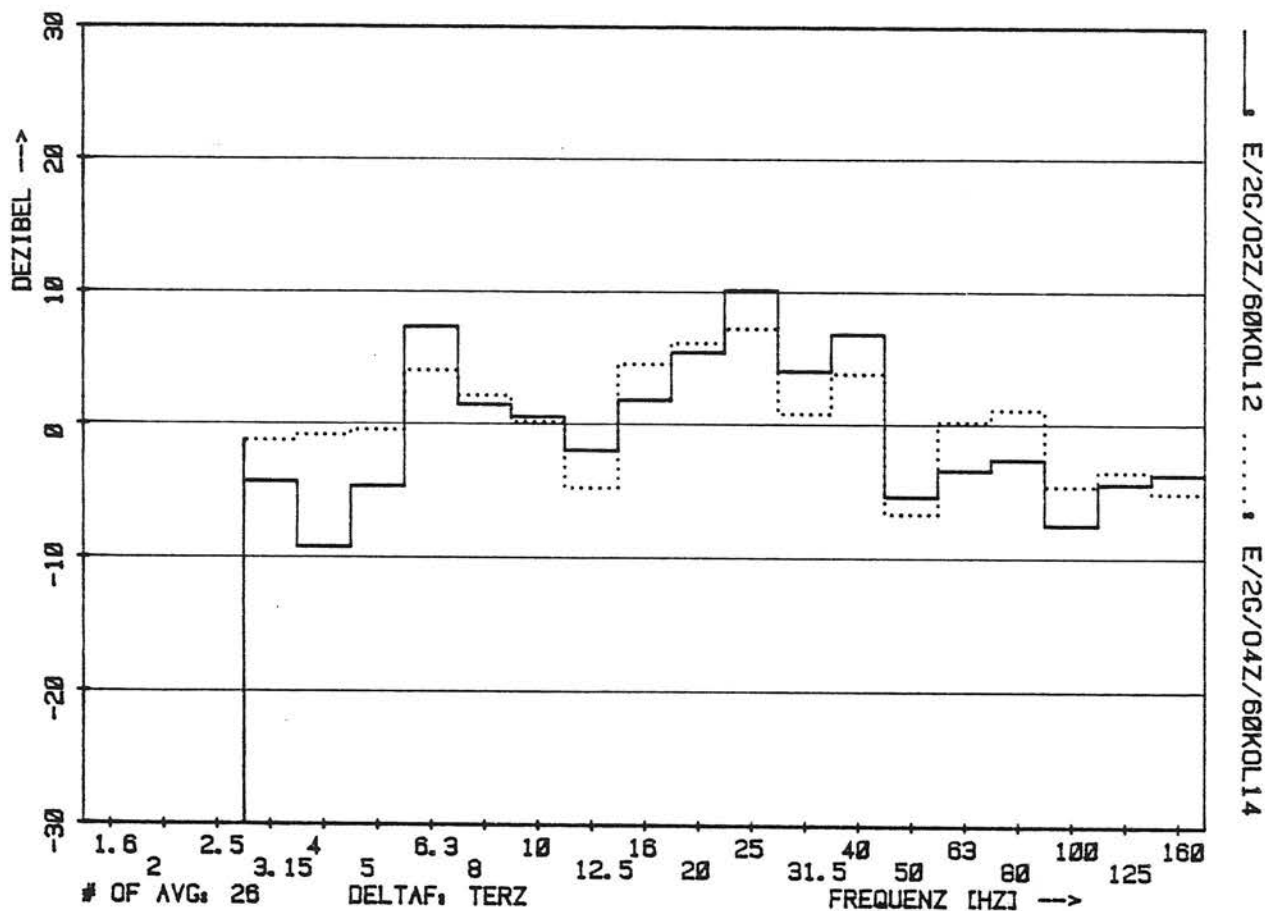
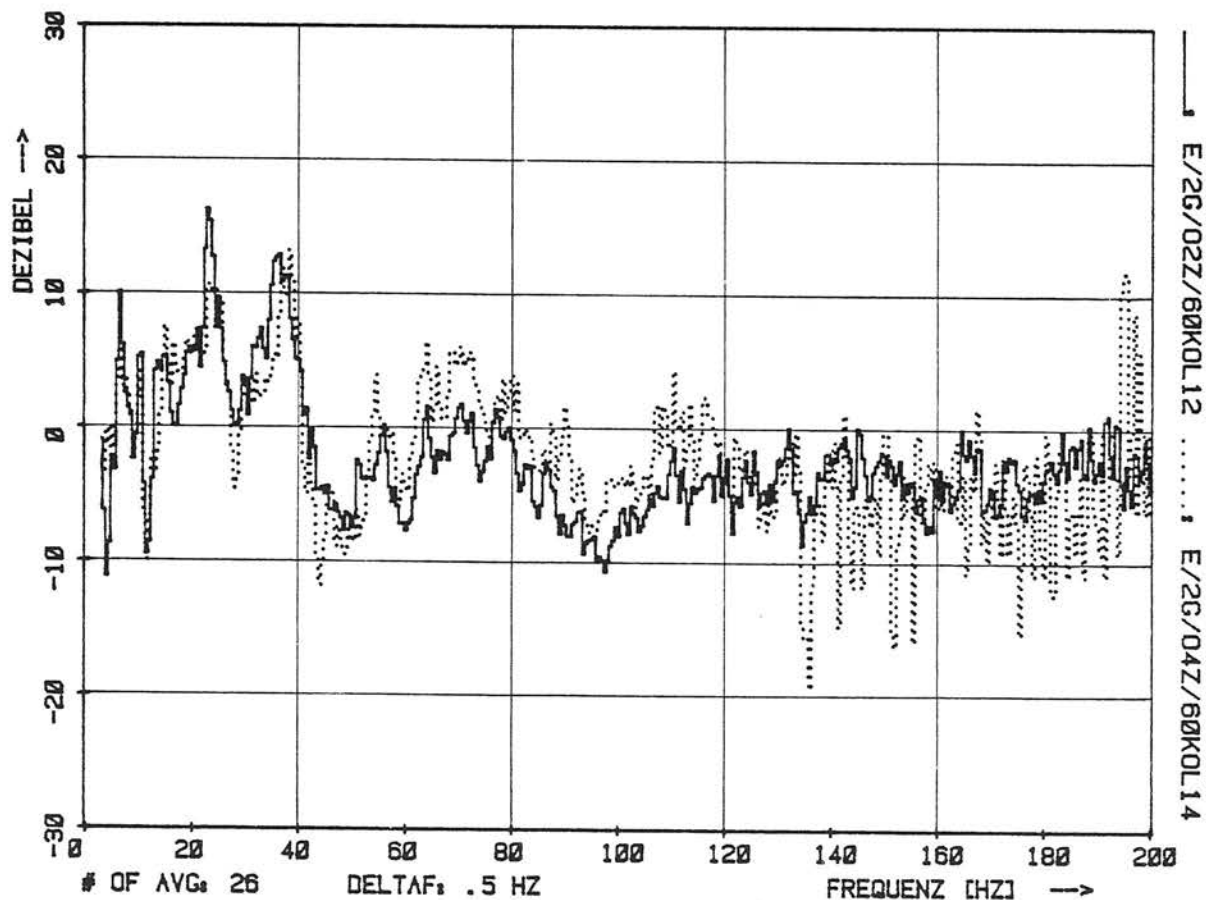


Bild 2/3a: Körperschalldifferenzspektren; Parameter: Fahrzeugtyp, V = 60 km/h (Meßpunkte s. Bild 4/2, Teil I) Stadtbahnwagen B (Köln) minus Kölner Straßenbahn



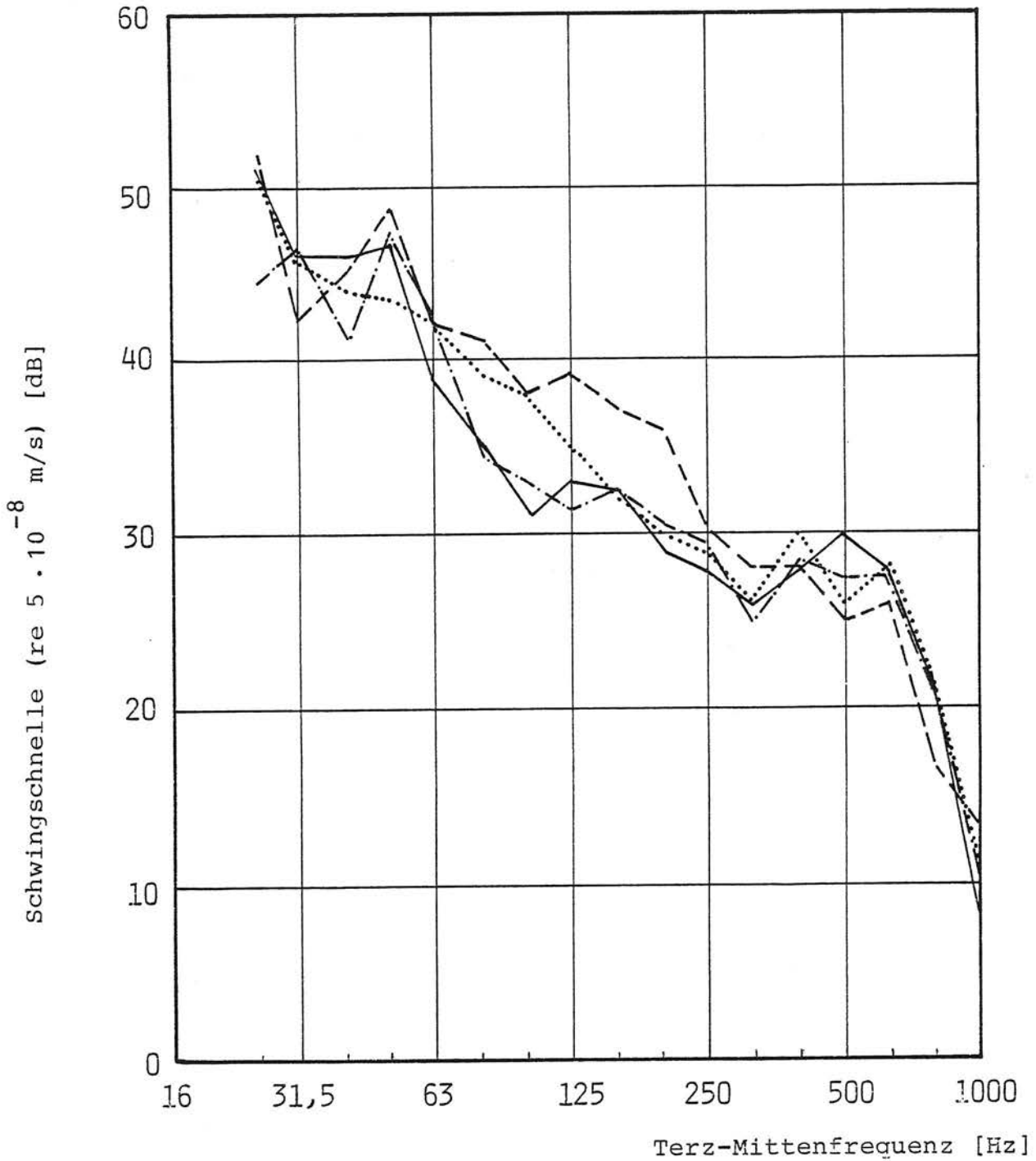


Bild 2/3b: Körperschallspektren; Parameter: Fahrzeug-Federsysteme, MP: senkrecht zur Tunnelwand, $V = 60 \text{ km/h}$, Fzg.-Typ: Doppeltriebzug U-Bahn München, (3 neue Fahrzeuge)

- Megi-Federung (DG), B
- - - Megi-Federung (DG) u. gummigefederte Radreifen (Bochumer-Einringform), A
- · - Megi-Federung (DG) und Luftbalgfederung der Wagenkasten, C
- C beladen, statt 60 KN 100 KN Achslast

digkeiten) zu stärkeren Schwingungen. Die Anhebung des Pegels betrug gegenüber dem normal gefederten Fahrzeug ca. 3 dB.

- Die zusätzlich eingebaute Luftbalgfederung des Wagenkastens führte im Mittel zu nur sehr geringfügigen Veränderungen der Schwingungspegel, diese Veränderungen sind nicht signifikant.
- Die Erhöhung der Achslast von 60 kN auf 100 kN zeigte im Mittel ebenfalls keine signifikante Veränderung der Schwingungspegel.

Eine weitere Möglichkeit der Einflußnahme auf die Erregerkräfte des Fahrzeuges besteht in der Minimierung dessen unabgefederter Masse, insbesondere die der Radsätze. Durch die geringeren Massen werden die dynamischen Erregerkräfte reduziert. Möglichkeiten hierzu bieten z. B.:

- gummigefederte Radsätze
- Leichtbau der Drehgestelle (auch Verwendung von leichteren Werkstoffen als Stahl)
- Radscheiben aus Aluminium
- Einbau von leichteren Drehstrommotoren
- Gestellmotore

Im Hinblick auf den Immissionsschutz in benachbarten Gebäuden läßt sich zusammenfassend feststellen, daß im wesentlichen eine Einflußnahme nur über die Festlegung der Fahrgeschwindigkeit möglich ist. Des weiteren ist auf einen guten Unterhaltungszustand zu achten, um hierdurch die unwuchterregten Schwingungen klein zu halten.

2.1.2 Kontaktbereich_Rad-Schiene

Durch Abweichungen von der idealen Gleislage, durch Unregelmäßigkeiten der Rad- und Schienenlaufflächen sowie durch diskrete Stützpunktabstände der Schiene werden periodische Schwingungen angeregt, deren Frequenzen proportional zur Fahrgeschwindigkeit sind (diskrete Linien im Spektrum):

$$f = \frac{v}{\lambda \cdot 3,6}$$

mit

f = Schwingfrequenz [Hz]

λ = Wellenlänge der Störung [m]

v = Fahrgeschwindigkeit [km/h]

In Tabelle 2/1 sind die wichtigsten Störgrößen der Schiene und des Rades dargestellt. Die Anregung durch diese Stör-

Störung	λ [m]	Frequenzbereich 40 km/h < v_{Fzg} < 120 km/h
Flachstellen, Auffahrungen, Unrundheiten	Radumfang	< 80 Hz
Unebenheiten - Riffeln	0,01 bis 0,09 im Mittel 0,04 (DB) [10]	Auf Nahverkehrsstrecken treten i.a. kürzere Riffellängen auf ($< 0,04 \text{ m} \hat{=} > 250 \text{ Hz}$)
- Rauheit	< 0,01	> 1000 Hz
Wellen - kurze bis sehr lange Wellen	0,05 bis 2,4	5 bis 660 Hz
- Abweichungen von der Sollhöhen- u. Sollseitenlage der Schienenlauffläche	> 2,4	< 15 Hz
Schweißstellen, Herzstücklücken, Stützpunkthohllagen	—	Stöße (vertikal) breitbandig
Stützpunktabstand	0,6 bis 0,9	12 bis 56 Hz
Wellenlauf	—	Stöße (horizontal) breitbandig
Gleis-Grundschiwingung		< 10 Hz (Biegelinie)

Tabelle 2/1: Störungen im Kontaktbereich Rad-Schiene

größen ist in der Regel nicht rein sinusförmig, bei der Frequenzanalyse würde dies zu einem diskreten Frequenzspektrum führen, sondern eine Überlagerung von periodisch angeregten Stoßfunktionen. Hieraus resultiert ein kontinuierlich verteiltes Erregerspektrum mit ausgeprägten Spitzen, die die periodische Anregung repräsentieren (s. Bild 1/2).

Eine Minderung der Schwingungen im Kontaktbereich Rad-Schiene ist durch mehrere Maßnahmen möglich:

a) Vermeidung oder schnelle Beseitigung von Flachstellen und Auffahrungen durch

- Einbau von Gleitschutzeinrichtungen
- Einbau von Bürsten zur Reinigung der Radlaufflächen
- Vermeidung von ebenerdigen Bahnübergängen und Nutzung derselben Verkehrsfläche von Schienen- und Straßenverkehrsfahrzeugen (getrennte Fahrwege) zur Vermeidung von verschmutzten Schienen
- regelmäßiges Schleifen der Radlaufflächen (hierbei ist darauf zu achten, daß dem Rad durch den Schleif- oder Drehvorgang keine Wellen bzw. Unrundheiten aufgeprägt werden).

Den Einfluß von Flachstellen zeigt beispielhaft Bild 2/4. In diesem Bild sind Differenzspektren an verschiedenen Meßpunkten im Boden für je eine Zugvorbeifahrt mit und ohne Flachstellen dargestellt.

b) Vermeidung oder Beseitigung von Unebenheiten der Schienenlauffläche (Riffeln, Rauheit, Wellen) [10, 14]

- Auftragsschweißung und Wärmebehandlung (Vergüten) der Lauffläche
- gute Schmierung der Kontaktflächen

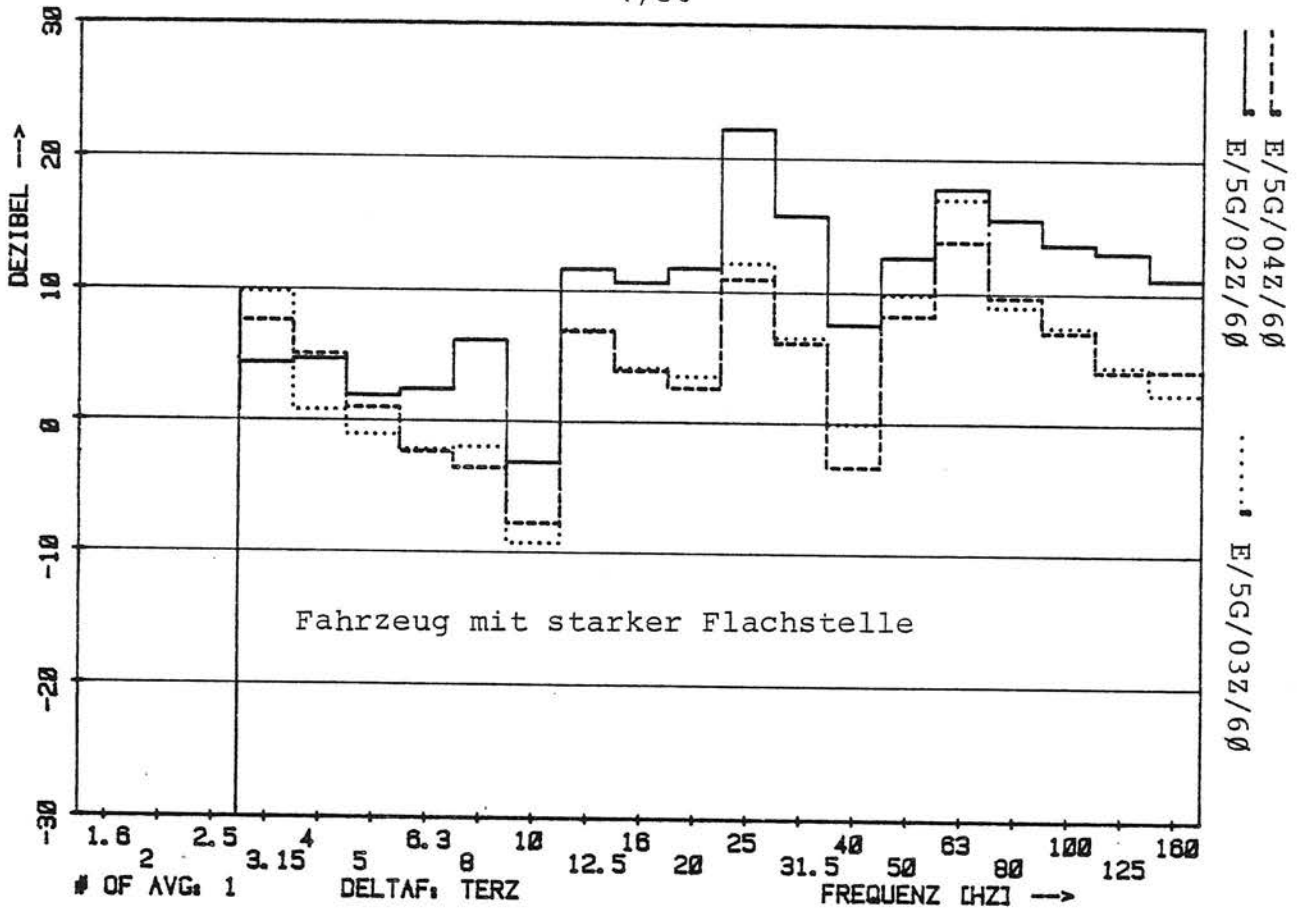
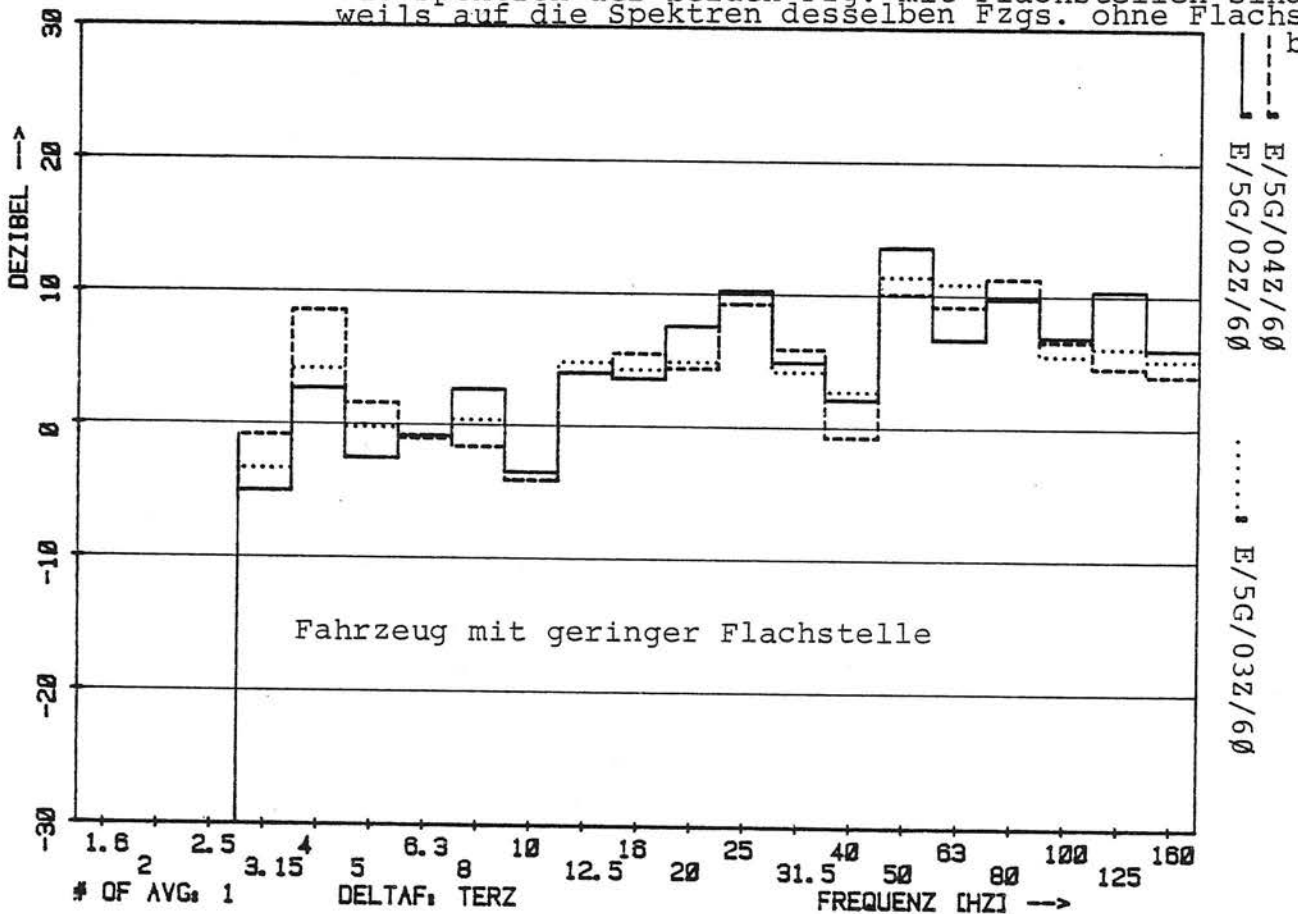


Bild 2/4: Körperschalldifferenzspektren an verschiedenen Meßpunkten im Boden; Parameter: Flachstelle V = 60 km/h (Meßpunkte s. Bild A4/2, Teil I)

1) Fzg. mit Flachstellen minus Fzg. ohne Flachstellen, die Spektren der beiden Fzg. mit Flachstellen sind jeweils auf die Spektren desselben Fzgs. ohne Flachstellen bezogen



- Dämpfung von Systemeigenschwingungen
- gründliches Schleifen der Lauffläche zur Erzielung eines homogenen Werkstoffgefüges unter der Lauffläche (Unterschleifen der Riffeltäler)

c) Vermeidung und Beseitigung von kurzen bis sehr langen Wellen

Bevor hierauf näher eingegangen wird, werden die Entstehungsmechanismen für die Bildung der Wellen beschrieben.

Nach [15] werden die Wellen wie folgt definiert:

"Wellen-Merkmale und Aussehen: Wellen sind mehr oder weniger ausgeprägte unregelmäßige Unebenheiten der Fahrfläche. Der Abstand der Wellenberge schwankt im allgemeinen zwischen 25 und 150 cm, in gewissen Ausnahmefällen überschreitet er diesen Wert. Wellenberge und Wellentäler sehen gleichmäßig hell aus. Feststellen der Fehler: mit bloßem Auge und Gehör. Beobachtungen der Aufzeichnungen der Gleismeßwagen."

In S- und U-Bahnnetzen, die von Zügen stets gleicher Zusammensetzung, gleicher Federung, gleicher Drehgestellkonstruktion und gleicher Raddurchmesser befahren wurden, werden Wellen sehr oft beobachtet [10]. Vornehmlich treten sie an Gleisbögen mit Halbmessern unter 600 m an den Innenschienen sowie im Bereich von Anfahr- und Bremsstrecken auf. Ihre Wellenlänge ist hier meist 8 bis 15 cm, ihre Tiefe 0,1 bis 3 mm. Längere Wellen (0,9 bis 2,3 m) haben eine geringere Tiefe, diese Wellen sind vermutlich auf Vorgänge bei der Herstellung der Schienen zurückzuführen. Die Bildung der kürzeren Wellen ist zurückzuführen auf Biege- und Torsionsschwingungen der Achsen in Gleisbögen kleinerer Halbmesser, wobei das Quergleiten der Innenräder auf den Schienenfahrflächen größer ist als im Bogen mit größeren Halbmessern [10]. Teilweise werden in der Literatur auch Zusammenhänge zwischen den Eigenfrequenzen von Fahrzeugen (Tauch- und Nickfrequenzen) und

Oberbau mit der Ausprägung bestimmter Wellen aufgezeigt. Als weitere Ursachen werden genannt: unterschiedliche elastische Nachgiebigkeiten der Fahrbahn, zu weicher Untergrund, Stützpunktstand sowie periodische Quergleitbewegungen der Radsätze infolge Achstorsionsschwingungen [10].

Im Gegensatz zu den Unebenheiten (Riffeln, Rauheit) werden durch die Wellen in einem hohen Maße auch Schwingungen unter 200 Hz angeregt, sie sind somit eine relevante Einflußgröße für die Schwingungsimmissionen.

Zur Vermeidung und Beseitigung von Wellen werden in der Literatur folgende Empfehlungen gegeben [10]:

- Verwendung von Mangan-Chrom-Stahl mit einer Zugfestigkeit von über 1100 N/mm^2 und hoher Quetschgrenze
- Spurkranzschmierung
- Auftragsschweißung und Vergüten
- Abstimmung des Radreifenstahls auf den Schienenstahl
- Reduzierung der unabgedeckten Drehgestellmassen
- Vermeidung zu großer Fahrzeugschwingungen (auch Torsionsschwingungen der Achsen)
- rechtzeitiges und gründliches Abschleifen der Wellen
- Behandlung der Schienenoberfläche mit chemischen/physikalischen Mitteln, die ein stetiges Längs- und Quergleiten der Räder auf den Schienen begünstigen und intermittierenden Schlupf und periodische Gleitbewegungen weitgehend ausschließen

d) Schweißstellen und Herzstücklücken

Beim Schweißvorgang ist auf die Erzielung eines homogenen Gefüges zu achten (Vermeidung von Lunkern).

Danach ist die Schweißstelle gut nachzubehandeln, wobei möglichst die gesamte Schweißstelle dem Querschnitt der Schiene anzupassen ist, um hierdurch eine Unstetigkeitsstelle zu vermeiden.

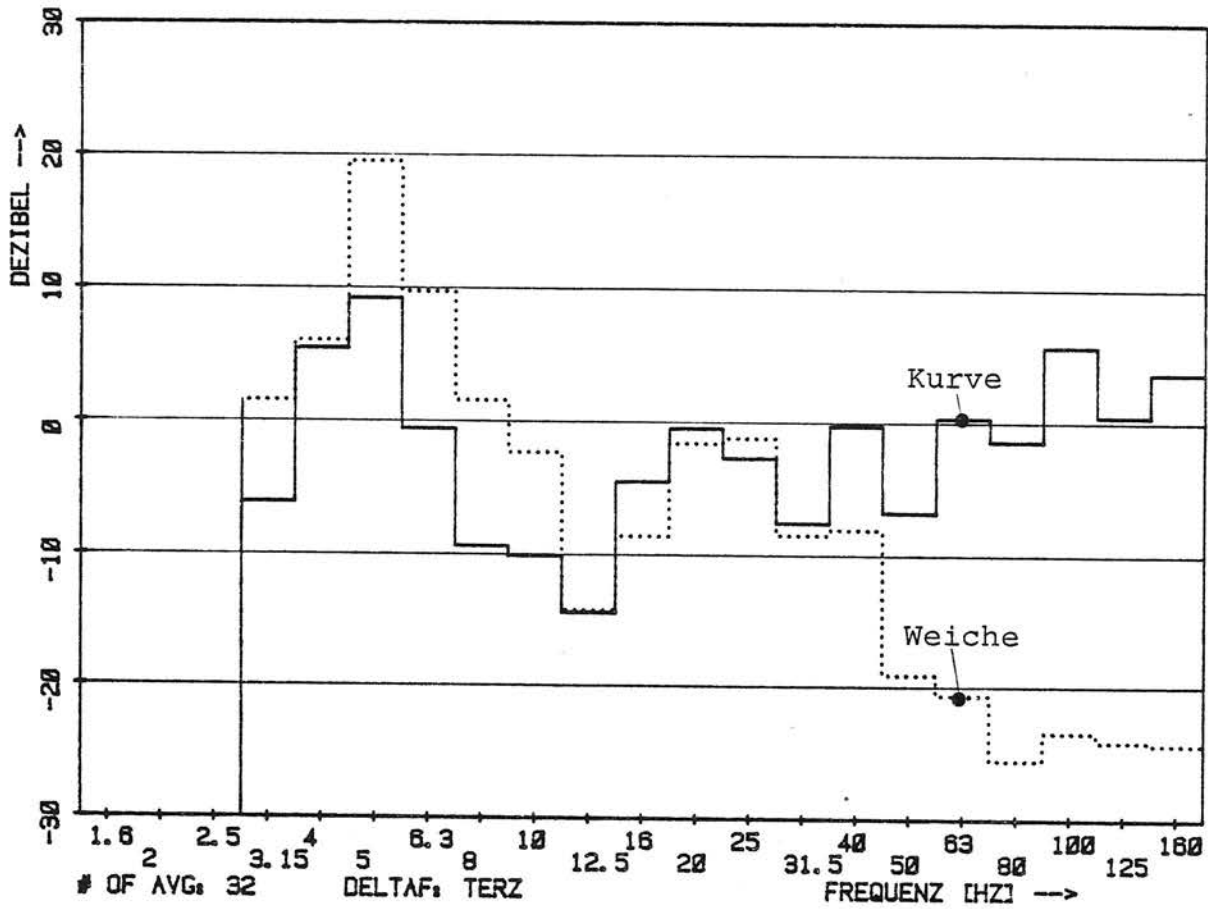
Bei den Weichen ist auf gut angepaßte Übergänge zu achten, an kritischen Stellen ist der Einbau eines beweglichen Herzstückes möglicherweise billiger als eine zusätzliche Schwingungs-Isolationsmaßnahme. In den Bildern 2/5 und 2/6 sind Differenzspektren für zwei Meßpunkte im Boden (jeweils gleicher Abstand von Gleismitte) zwischen einer Geraden und einer Weiche dargestellt. Die Bilder zeigen jeweils dieselben Meßergebnisse in Terz- und in Schmalbanddarstellung. Ab ca. 10 Hz werden an der Weiche energiereichere Schwingungen erregt, in der 80 Hz-Terz beträgt z. B. die Differenz im Mittel 26 dB.

e) Stützpunktabstand und Schienengewicht

Durch den diskreten Stützpunktabstand der Schiene werden periodische Schwingungen angeregt, deren Frequenzen bei Nahverkehrsbahnen ($v = 40$ bis 120 km/h, Stützpunktabstand $0,65$ m) zwischen 17 und 51 Hz liegen. In diesem Frequenzbereich liegen sehr häufig die ersten Eigenfrequenzen von Zimmerdecken. Durch eine gezielte Veränderung des Stützpunktabstandes bzw. der Fahrgeschwindigkeit ist somit möglicherweise für eine konkrete Situation eine Minderung der Erschütterungsimmissionen zu erreichen.

In [2] wird z. B. gezeigt, daß durch eine Vergrößerung des Stützpunktabstandes von $0,75$ auf $0,9$ m oberhalb von 16 Hz (bei Fahrgeschwindigkeiten von 40 und 60 km/h) eine durchschnittliche Pegelabsenkung von 5 dB_v (max. 11 dB_v) an Meßpunkten im Tunnel aufgetreten ist. Bei diesen Messungen lagen dieselben Randbedingungen vor. Die Auswirkung dieser Maßnahme auf die Gebäudeimmissionen wurde während dieser Messungen nicht ermittelt. Bild 2/7 zeigt die Körperschalldifferenzspektren dieser Messungen an zwei Meßpunkten im Tunnel.

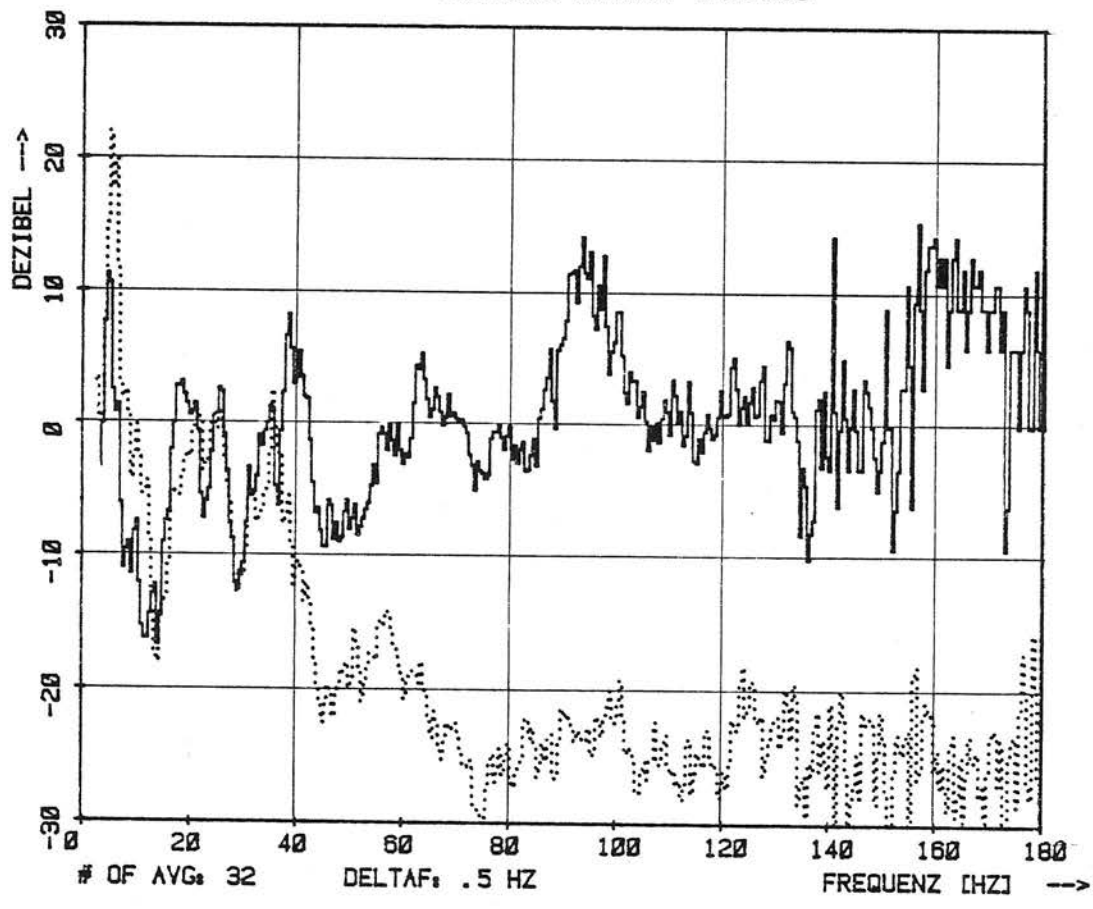
Der Einfluß des Schienengewichtes wurde ebenfalls in [2] untersucht. In Bild 2/8 ist dieser Einfluß dargestellt. Während an der Schiene Differenzen bis zu 10 dB auftreten, ist der Effekt an der Tunnelsohle relativ gering. Im tief-



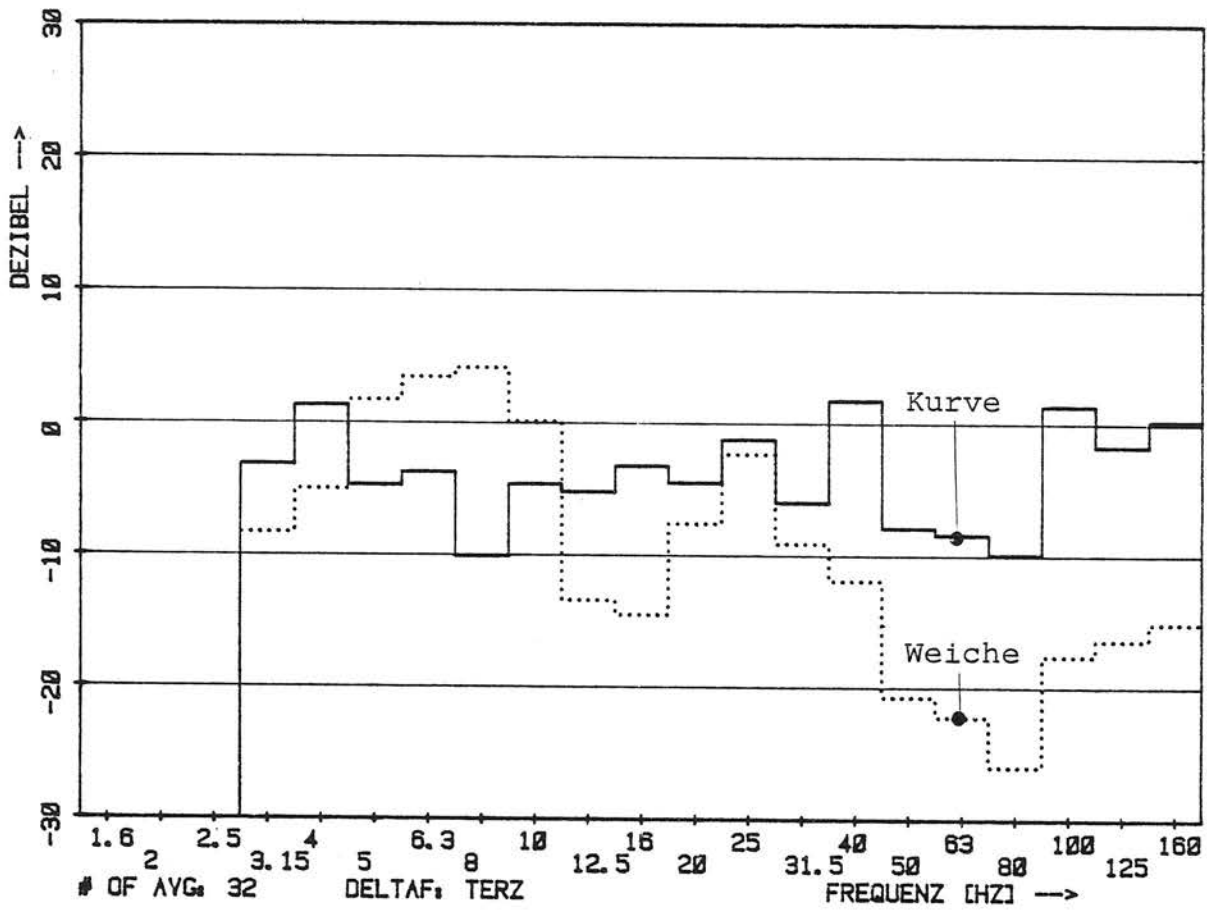
E/1K/04Z/60KOL28 E/1W/04Z/60KOL33

Bild 2/5: Körperschalldifferenzspektren; Parameter: Weiche und Trassierung (Meßpunkte s. Bild 4/2, Teil I)

— Gerade minus Kurve
 Gerade minus Weiche



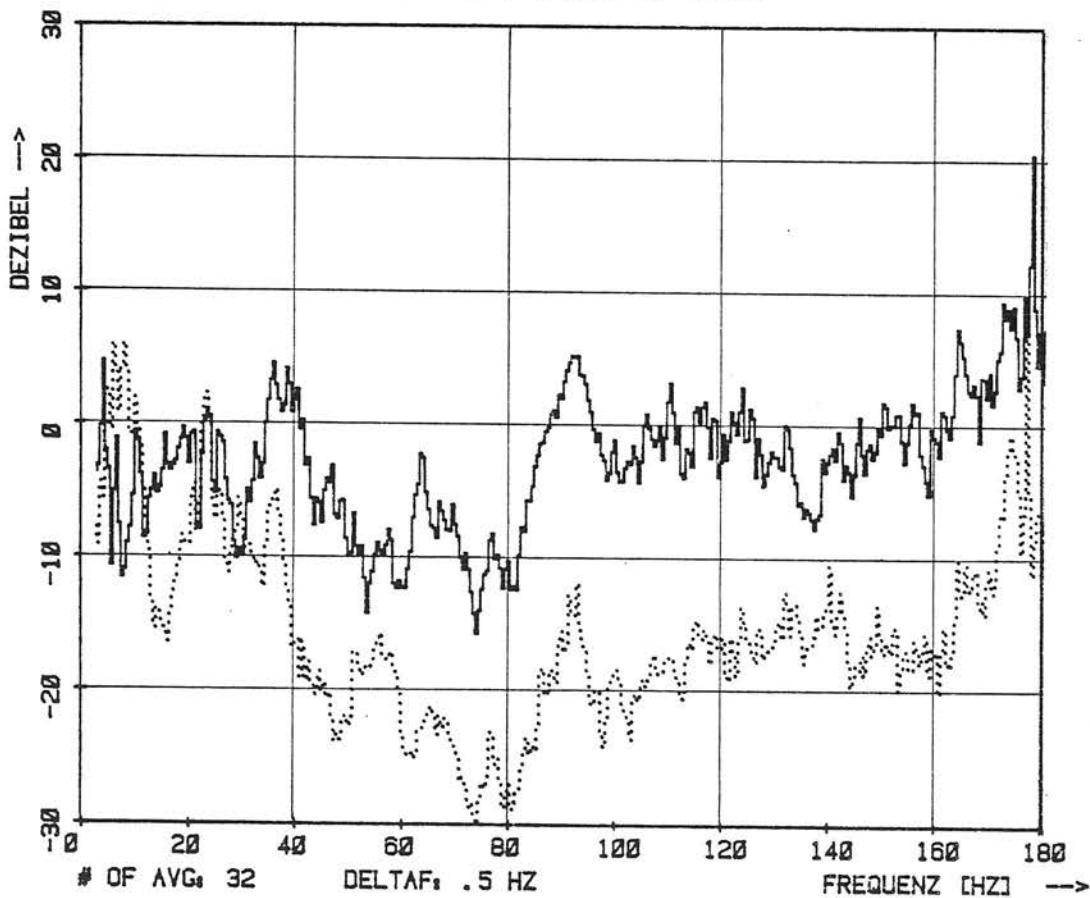
E/1K/04Z/60KOL28 E/1W/04Z/60KOL33



E/1K/02Z/60KOL29 E/1W/02Z/60KOL31

Bild 2/6: Körperschalldifferenzspektren; Parameter: Weiche und Trassierung (Messpunkte s. Bild 4/2, Teil I)

— Gerade minus Kurve
 Gerade minus Weiche



E/1K/02Z/60KOL29 E/1W/02Z/60KOL31

Bild 2/7: Körperschalldifferenzspektren;
Parameter: "Stützpunktabstand"
90 cm minus 75 cm
als Mittelwert über 40 und 60 km/h [2]

— Schienenfuß
- - - Sohle und Wand (Mittelwert)

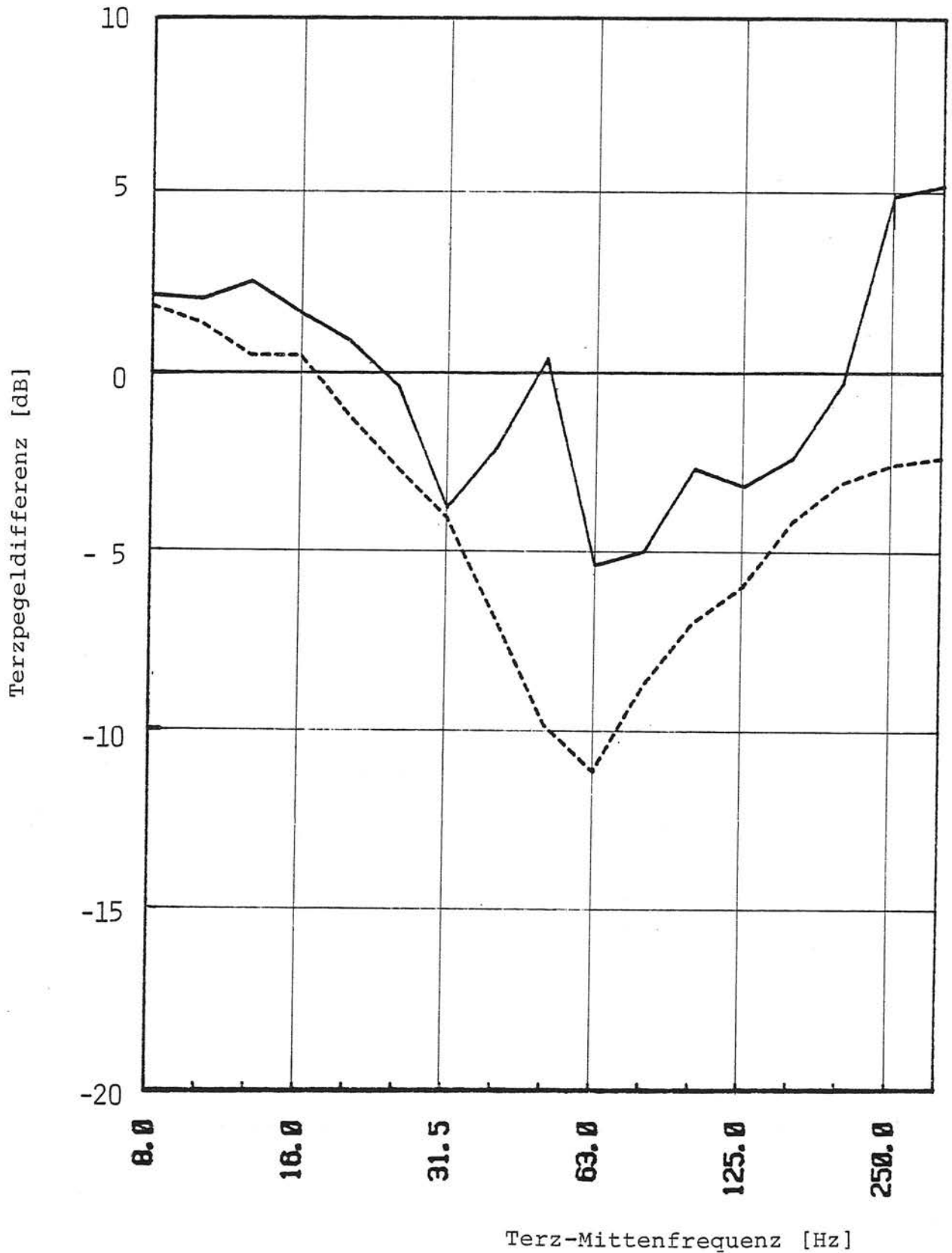
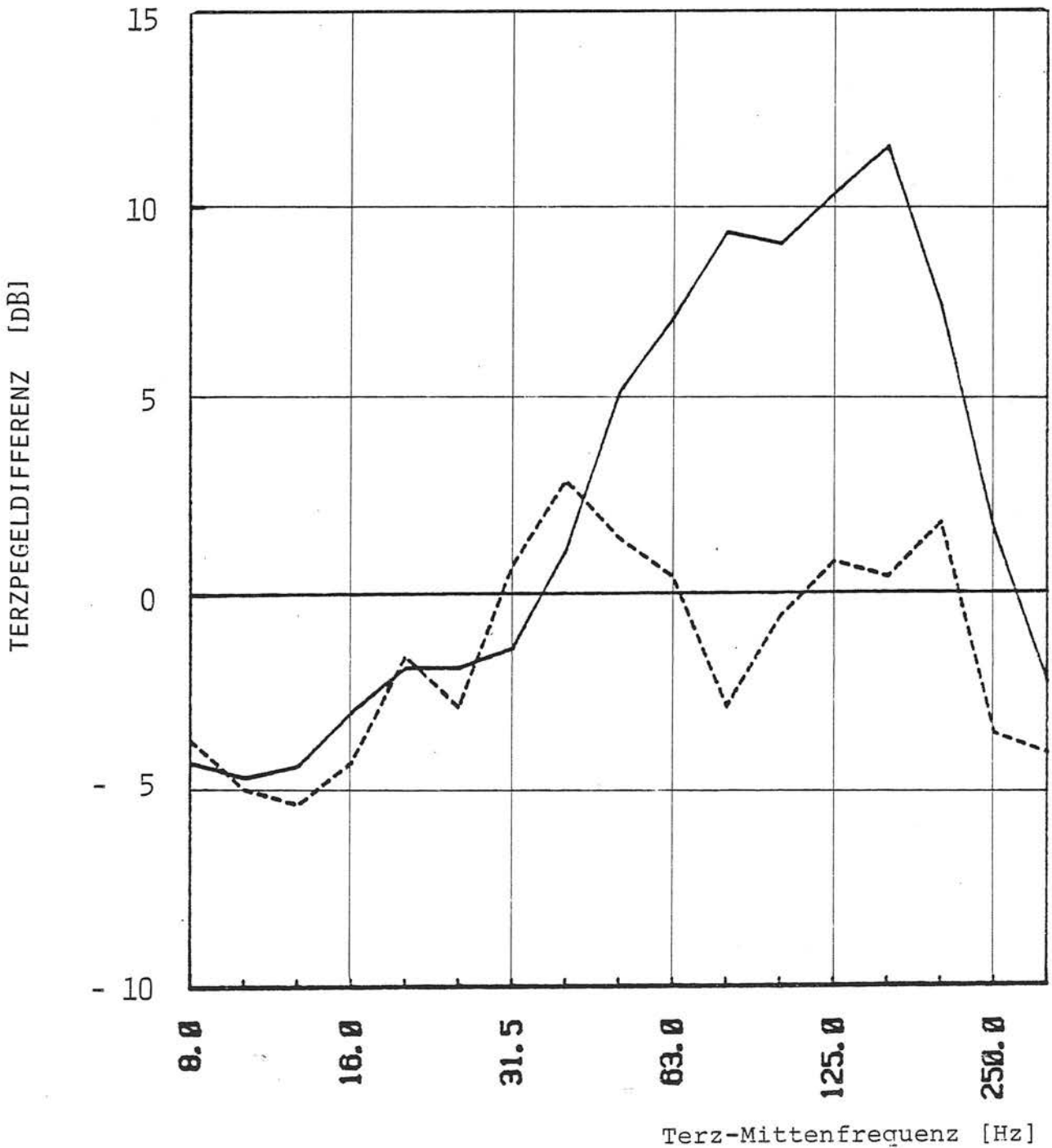


Bild 2/8: Körperschalldifferenzspektren;
 Parameter: "Schienengewicht", S49
 minus S41U"
 Mittelwert über 40, 60 und 70 km/h
 und 2 Meßquerschnitte [2]

— Schienenfuß
 --- Tunnelsohle



frequenten Bereich verhält sich die Tunnelwand und -decke ähnlich wie die Tunnelsohle, im höheren Frequenzbereich ist dagegen die Tendenz uneinheitlich. Eine allgemeine Deutung ist daher für diesen Frequenzbereich nicht möglich [2].

f) Abweichungen von der Sollhöhen- und Sollseitenlage der Schienenlauffläche

Besonders beim Schotteroberbau treten nach bestimmten Zeiten Gleislagefehler in horizontaler und vertikaler Richtung auf. Hierdurch können ebenfalls tieffrequente Schwingungen angeregt werden. Diese Schwingungen können weitgehend unterbunden werden durch regelmäßige Unterhaltungsarbeiten (Nachstopfen, Gleisausrichten). Bei schotterlosen Oberbauformen bleibt in der Regel die Soll-lage der Schienenlauffläche über einen längeren Zeitraum stabil, so daß hierbei nicht mit solchen Störungen zu rechnen ist.

g) Wellenlauf

Durch horizontale Richtungsfehler und kegelförmige Radlaufflächen wird der Radsatz zum Wellenlauf angeregt [16]. Dieser Wellenlauf bewirkt ein wechselseitiges Anlaufen der Spurkränze an die Schiene. Aufgrund des Wechselwirkungsgesetzes erleiden Radsatz und Schiene einen Querstoß, der die Schiene zu horizontalen Schwingungen (gleichzeitig auch Torsionsschwingungen) anregt. Für gebräuchliche Drehgestellabmessungen folgt eine Wellenlänge von ca. 35 m (Neigung des Spurkranzes $\tan \gamma = 1 : 40$). Diese Wellenlänge verringert sich mit kleiner werdendem Winkel γ (Verschleiß) um den Faktor 2 bis 3. Verschleiß bewirkt somit ein häufigeres seitliches Anstoßen des Radsatzes an die Schiene, woraus eine stärkere Schwingungsanregung resultiert.

Im Gleisbogen ist die Kopplung zwischen Radsatz und Gleis in horizontaler Richtung stärker als in der Geraden, vor allem bei Radsätzen, die sich nicht radial einstellen kön-

nen. Sie haben ständig engen Kontakt mit der Fahrkante der Bogenaußenschiene. Hierdurch werden gleichsam alle Richtungsfehler der äußeren Schiene abgetastet, was zu erheblich häufigeren Querstößen führt als beim Wellenlauf im geraden Gleis.

Eine Reduzierung der Schwingungsanregung durch den Wellenlauf ist somit durch eine gute Gleislage (= Minimierung von Richtungsfehlern) und einen großen Spurkranzwinkel γ (Reprofilierung) zu erzielen.

2.1.3 Oberbau

Schwingungsminderungsmaßnahmen werden am häufigsten zwischen der Schiene und dem Unterbau eingebaut (Aktiv-Isolierung). Es existieren hierfür eine ganze Reihe von Möglichkeiten, die sich sowohl in ihrem konstruktiven Aufbau als auch hinsichtlich ihrer Wirkungsweise, ihrer Minderungsgröße und ihrer Kosten z. T. sehr stark unterscheiden. In vielen Arbeiten wird das Abschirmen von Schwingungen durch realisierte Oberbauformen behandelt. Oft werden dabei Meßergebnisse miteinander verglichen, die unter stark voneinander abweichenden Randbedingungen ermittelt wurden. Wie aus [1] und [2] sehr deutlich zu entnehmen ist, haben z. B. sowohl die Tunnelumgebung (Geologie) und die Tunnelkonstruktion als auch die Meßpunktwahl und die Auswertung der größtenteils auf Band aufgezeichneten Meßsignale Einflüsse, die größer sein können als die dargestellten Abschirmwerte. Streng genommen, können somit nur solche Werte miteinander verglichen werden, die unter identischen Randbedingungen ermittelt wurden. Soweit bekannt, ist dies bisher nur in [1] und [2] für mehrere typische Oberbauformen praktiziert worden. Neben dem Einhalten der konstanten Randbedingungen wurden in den zitierten Arbeiten auch jeweils dieselben Meß- und Auswertetechniken bzw. -modi angewandt.

Im folgenden werden die einzelnen Minderungsmaßnahmen getrennt nach Schotter- und schotterlosem Oberbau dargestellt.

2.1.3.1 Oberbauformen mit Schotterbettung

2.1.3.1.1 Schotterbetthöhe und Schotterbettdichte

a) Höhe

In [3] werden Untersuchungen beschrieben, bei denen im selben Tunnelabschnitt die Schotterhöhe von 30 cm über 50 cm auf 70 cm erhöht wurde. Vergleichende Körperschallmessungen führten nur zu sehr geringen Pegelunterschieden am Tunnelbauwerk. Lediglich im Frequenzbereich um 63 bis 80 Hz wurde eine gewisse Minderung (max. 4 dB) ermittelt. Eine etwas günstigere Wirkung zeigte eine 45 cm hohe Schotterschicht mit einer 25 cm hohen Sandschüttung unter dem Schotter. Hierbei wurde in dem oben genannten Frequenzbereich eine Minderung von maximal 7 dB festgestellt. Diese Ergebnisse wurden unter realen Bedingungen mit Fahrzeuganregung ermittelt. In [26/27] wird angegeben, daß eine größere Höhe des Schotterbettes als 30 cm zu keiner spürbaren Verbesserung oder Körperschalldämmung führt (Messungen bei der U-Bahn München).

Im Gegensatz zu den oben aufgeführten Ergebnissen, bei denen nur eine sehr geringe Wirkung eines dickeren Schotterbettes festgestellt wurde, wird von der SNCF [17] berichtet, daß hiermit deutlich größere Pegelminderungen möglich sind. Auf einer kurzen Versuchsstrecke wurde die Schotterhöhe von 20 cm auf 80 cm erhöht. Die Versuchsstrecke selber bestand aus einer 1,5 m langen Schiene, die auf 3 halbierten Schwellen im Schotterbett befestigt war. Unter dem Schotter lag eine 11 cm dicke Betonplatte. Die Erregung durch den Eisenbahnverkehr wurde mit einem Breitband-Erreger simuliert. Zwischen den Schotterbetthöhen von 20 cm und 80 cm wurde eine Pegeldifferenz von 20 dB ermittelt. Eine Verifizierung dieser Ergebnisse in realen Tunneln sowie an oberirdischen Strecken mit weicher Unterlage steht noch aus. Außerdem ist zu beachten, daß nicht in jedem Fall bei Sanierungsmaßnahmen der erforderliche

Raum (Tunnelhöhe) für eine Vergrößerung der Schotterhöhe zur Verfügung steht.

b) Dichte

Den Einfluß der Schotterdichte auf die Stärke der Schwingungsanregung von Tunneln zeigt Bild 2/9. In demselben Tunnelabschnitt wurden an identischen Meßpunkten nacheinander Schwingungsmessungen durchgeführt, wobei die Anzahl der überfahrenen Leistungstonnen zwischen Null (frisch durchgearbeitet) und 1,1 Mio variierte. Der Bettungsmodul stieg hierbei von $0,048 \text{ N/mm}^3$ auf $0,076 \text{ N/mm}^3$ an. Zwischen 30 und 200 Hz wurde dabei der Schwingungspegel nahezu gleichmäßig über den gesamten Frequenzbereich um 6 dB größer.

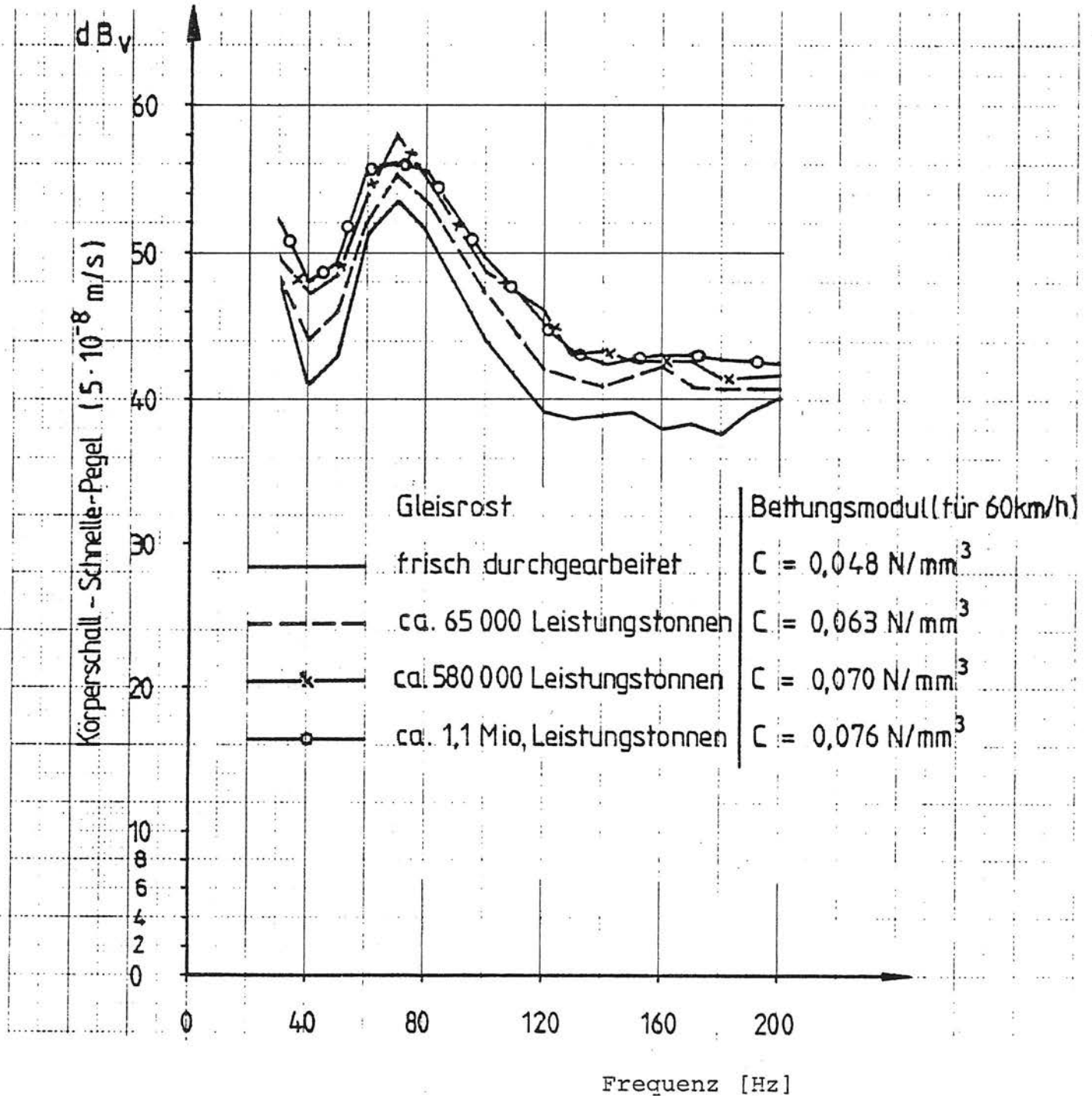
2.1.3.1.2 Elastische und hochelastische Schienenlager

a) Elastische Zwischenlagen zwischen Schiene und Rippenplatte sowie zwischen Rippenplatte und Schwelle

Die Wirkung solcher Zwischenlagen wurde in [3] untersucht. Hier wurden zunächst Meßfahrten auf normalem Schotteroberbau durchgeführt. Anschließend wurde dieser Oberbau umgebaut: zwischen den Schwellen und der Schiene wurden 10 mm dicke Korkgummiplatten eingelegt sowie das 5 mm dicke Pappelholzplättchen unter den Schienen ebenfalls durch entsprechende Korkgummiplatten ersetzt. Auf diesem veränderten Oberbau fanden dann erneut Meßfahrten statt. Ein Vergleich der Ergebnisse vor und nach den Umbaumaßnahmen zeigte nur eine unwesentliche Verringerung (ca. 1 dB) der Schwingungspegel. Diese geringe Wirkung ist u.a. damit zu erklären, daß in beiden Fällen eine direkte Körperschallbrücke zwischen Schiene und Schwelle über Klemmplatte (oder Spannbügel) und Holzschraube bestand.

Weitere Untersuchungsergebnisse über die Wirkung solcher Zwischenlagen sind in [27] dargestellt. Hierbei wurde eine Gummiplatte zwischen Schiene und Rippenplatte eingebaut. Ab 63 Hz konnten hierdurch Minderungen von maximal 7 dB erzielt werden.

Bild 2/9: Körperschallspektren; Parameter:
 Schotterdichte, Tunnelwand [29]
 Oberbau: Schotter (30 cm Schwellen-
 unterkante/Tunnelsohle)
 Bauwerksquerschnitt: Rechteck



10 Hz Schmalband-Analyse

b) Kölner Ei auf Schwelle und Schotter

Die Schiene ist hierbei durch Skl 3 Spannklemmen mit einer elliptischen Rippenplatte verbunden. Letztere stützt sich über einen einvulkanisierten Gummikragen auf einem ebenfalls elliptisch geformten Grundrahmen ab [18]. Alle drei Teile (Rippenplatte, Gummikragen und Grundrahmen) bilden zusammen eine konstruktive Einheit. Zwischen Rippenplatte (Schiene) und Grundrahmen (Schwelle) ist keine Körperschallbrücke vorhanden (s. Bilder 2/10 e und 2/11). Das "Kölner Ei" wurde zunächst konzipiert für den Betonoberbau und stellt eine Weiterentwicklung des Kölner Oberbaus 1403/b dar. Dieses Schienenlager wurde zunächst in zwei Bauhöhen für unterschiedliche Anwendungsfälle gebaut und erprobt (s. Tabelle 2/2).

Bauform	Bauhöhe [mm]	vertikale Einsenkung (max.) [mm]		Anwendung
		[18]	[1]	
1403/c-90	90	5	3,2	- Betonoberbau, wenn große körperschalldämmende Wirkung erforderlich
1403/c-70	70	1,5		- Betonoberbau, wenn normale körperschalldämmende Wirkung erforderlich - auf Gleisen mit Schwellen ohne Bettung (z.B. zur Entdröhnung von Stahlbrücken) - zur nachträglichen körperschalltechnischen Verbesserung von Schottergleisen

Tabelle 2/2: Anwendungsbeispiele des Schienenlagers 1403/c

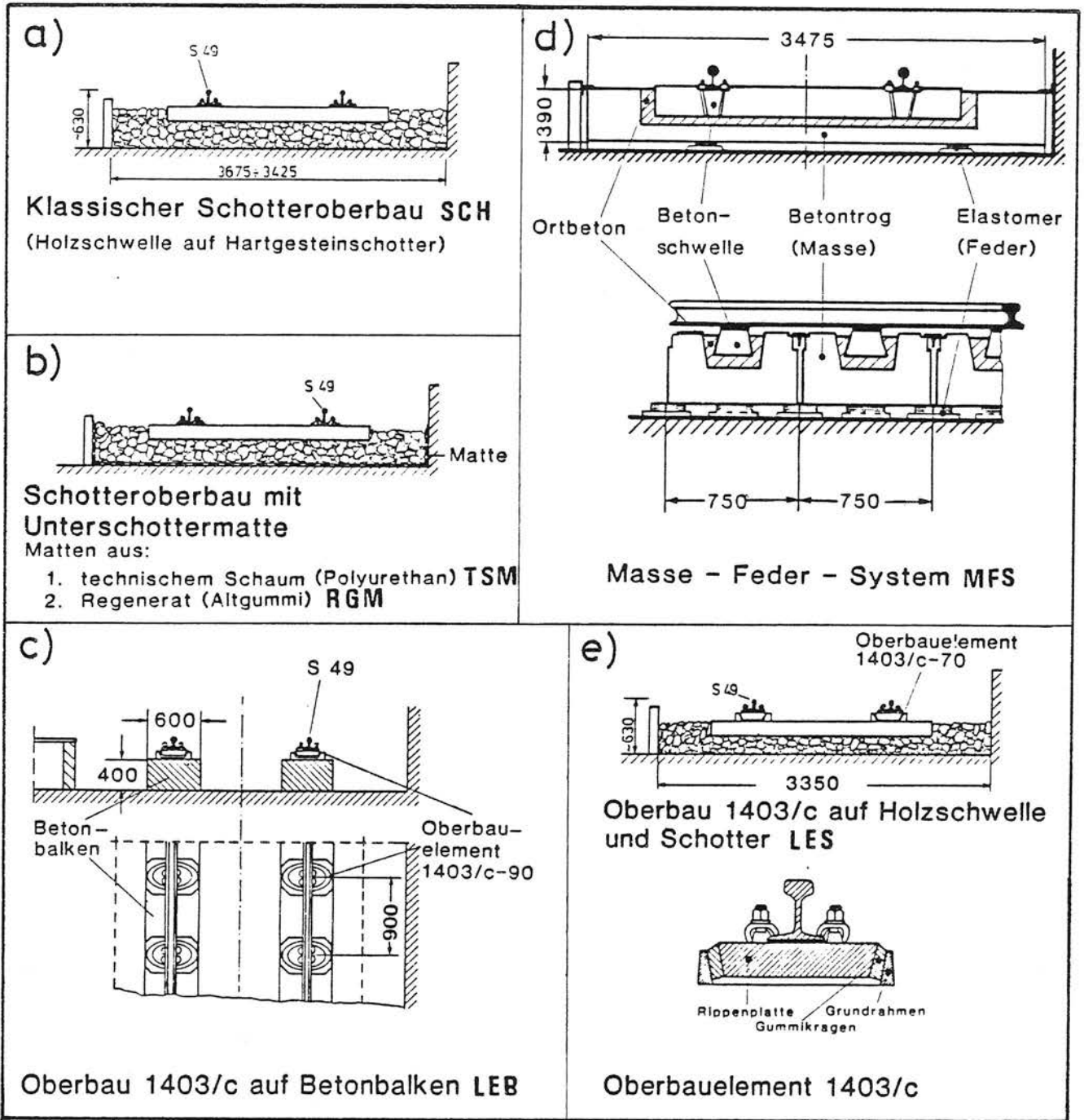
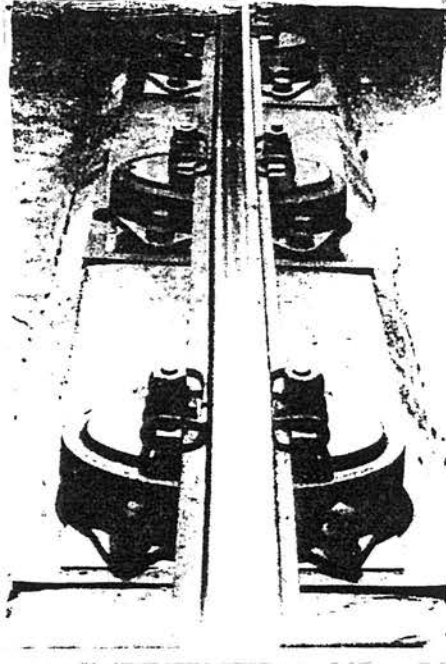
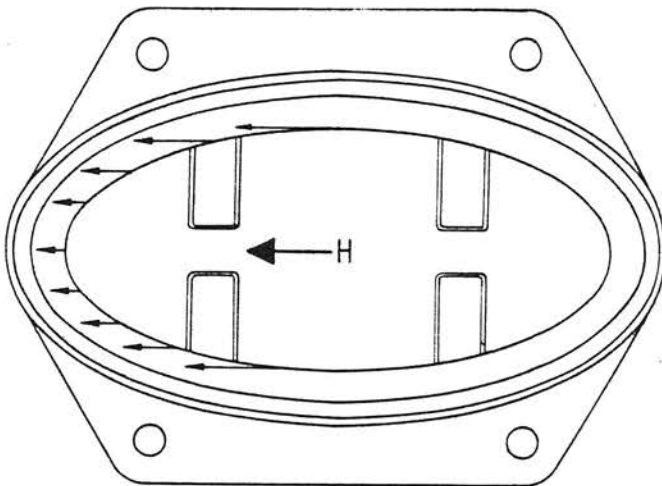


Bild 2/10: Oberbauformen, die in [1] unter identischen Randbedingungen untersucht worden sind.

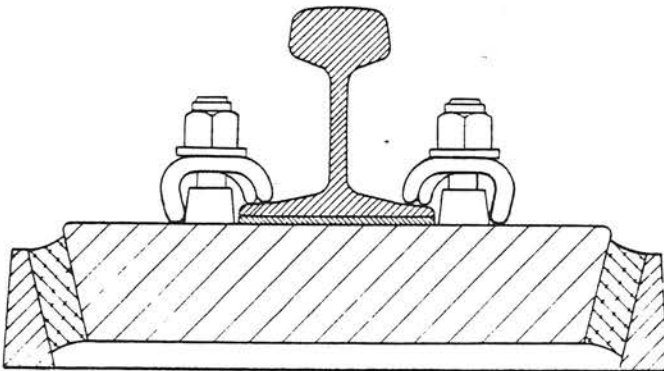


Oberbau 1403/c, Stützpunkte
im Streckengleis



Prinzipskizze des Gleislagers
1403/c, Draufsicht

Auch die quer zum Gleis wirkenden Kräfte H (z.B. Fliehkräfte im im Gleisbogen) werden größtenteils über eine Schubbeanspruchung des elliptischen Gummikragens aufgenommen (eingetragene Kräftepfeile)



Prinzipskizze des Gleislagers
1403/c, Schnitt quer zum Gleis

Die Rippenplatte mit der Schienenbefestigung wird vom einvulkanisierten Gummikragen nur rundum seitlich gehalten. Vertikale Lasten werden somit größtenteils über eine Schubbeanspruchung des Gummis aufgenommen.

Durch mehrere Messungen konnte die körperschalldäm-
mende Wirkung dieser Schienenlager nachgewiesen wer-
den [1, 2, 18]. Lit. 1 und 2 beziehen sich auf umfang-
reiche Messungen, die in den Jahren 1979/80 in Köln
und Dortmund durchgeführt wurden. Untersucht wurden
hier folgende Oberbauformen (s. hierzu Bild 2/10):

- Dortmund

- . Klassischer- Bettungs - Oberbau [SCH] (Bild 2/10 a)
- . Klassischer- Bettungs - Oberbau auf Gleisbett -
Dämmatte (Unterschotter-Matte):
 - a) "Technische - Schäume" - Sylomer B 821 [TSM]
 - b) "Regeneratmatte aus Gummi" - Vialast Typ 104 [RGM]
(Bild 2/10 b)
- . Kölner Oberbau "1403/c" (Kölner Ei) auf:
 - a) Stahlbeton - (Balken), hohe Ausführung [LEB]
(Bild 2/10 c; 1403/c-90)
 - b) Holz-Schwellen im Schotterbett, niedrige Aus-
führung [LES] (Bild 2/10 e; 1403/c-70)
- . Oberbau im Masse-Feder-System [MFS]
(Gummielemente als Feder und Betontröge als Masse,
Bild 2/10 d)

- Köln

- . 1403/b
- . 1403/c-70
- . 1403/c-90

Die Kölner Untersuchungen beschränkten sich auf schot-
terlose Gleise.

Die Beschreibung der - neben dem Kölner Ei auf Schwel-
len (LES) - genannten Oberbauformen erfolgt in den
folgenden Abschnitten.

Wie bereits erwähnt, soll das Kölner Ei mit der gerin-
geren Bauhöhe (70 mm) auch der nachträglichen Körper-

schall-Sanierung bestehender Schotterstrecken dienen. In den Bildern 2/12 und 2/13 wird die körperschallmindernde Wirkung dieser Maßnahme gezeigt. Besonders oberhalb von 50 Hz konnten hiermit deutlich geringere Körperschallpegel gegenüber dem reinen Schotteroberbau erreicht werden. Bei diesem Vergleich muß jedoch beachtet werden, daß es sich um einen "neuen" Schotteroberbau handelte, der daher nicht durch häufiges Überfahren verdichtet war. Wie jedoch Bild 2/9 zeigt, ist durch eine Verdichtung des Schotters (diese ist abhängig von den überrollenden Leistungstonnen) eine Pegelerhöhung um bis zu 6 dB für den Frequenzbereich 30 bis 200 Hz möglich. Es kann vermutet werden, daß bei einem normal verdichteten Schotter eine noch bessere relative körperschalldämmende Wirkung des elastischen Schienenlagers 1403/c-70 möglich ist, ein meßtechnisch abgesichertes Ergebnis liegt jedoch bisher nicht vor.

c) CentriCon-Schienenlager

Ein weiteres elastisches Schienenlager ist in Bild 2/14 dargestellt [19]. Bei diesem Lager sind zwischen der Rippenplatte und der Grundplatte 6 konische selbstzentrierende Gummielemente eingebaut. Diese Elemente sind austauschbar. Sie bestehen aus einer Gummimetallverbindung. Durch Austausch bzw. durch Veränderung der Vorspannung läßt sich die Federsteife in einem weiten Bereich verändern. Eine Berücksichtigung unterschiedlicher Radlasten sowie eine Anpassung an lokale Verhältnisse ist durch Veränderung der Eigenfrequenz möglich (Verstimmung von Element- und Gebäuderesonanzen).

In einem Doppelgleistunnel wurde eine 64 m lange Strecke nachträglich mit Schienenlagern (CentriCon) ausgerüstet. Der Oberbau bestand aus einer S49/90 Schiene mit Kiefernswellen (65 cm Abstand) und einer Schotterhöhe von 45 cm (unter Schwellenunterkante). Der Umbau wurde aufgrund von Anliegerbeschwerden durchgeführt. Gemessen wurde an identischen Meßpunkten vor und nach

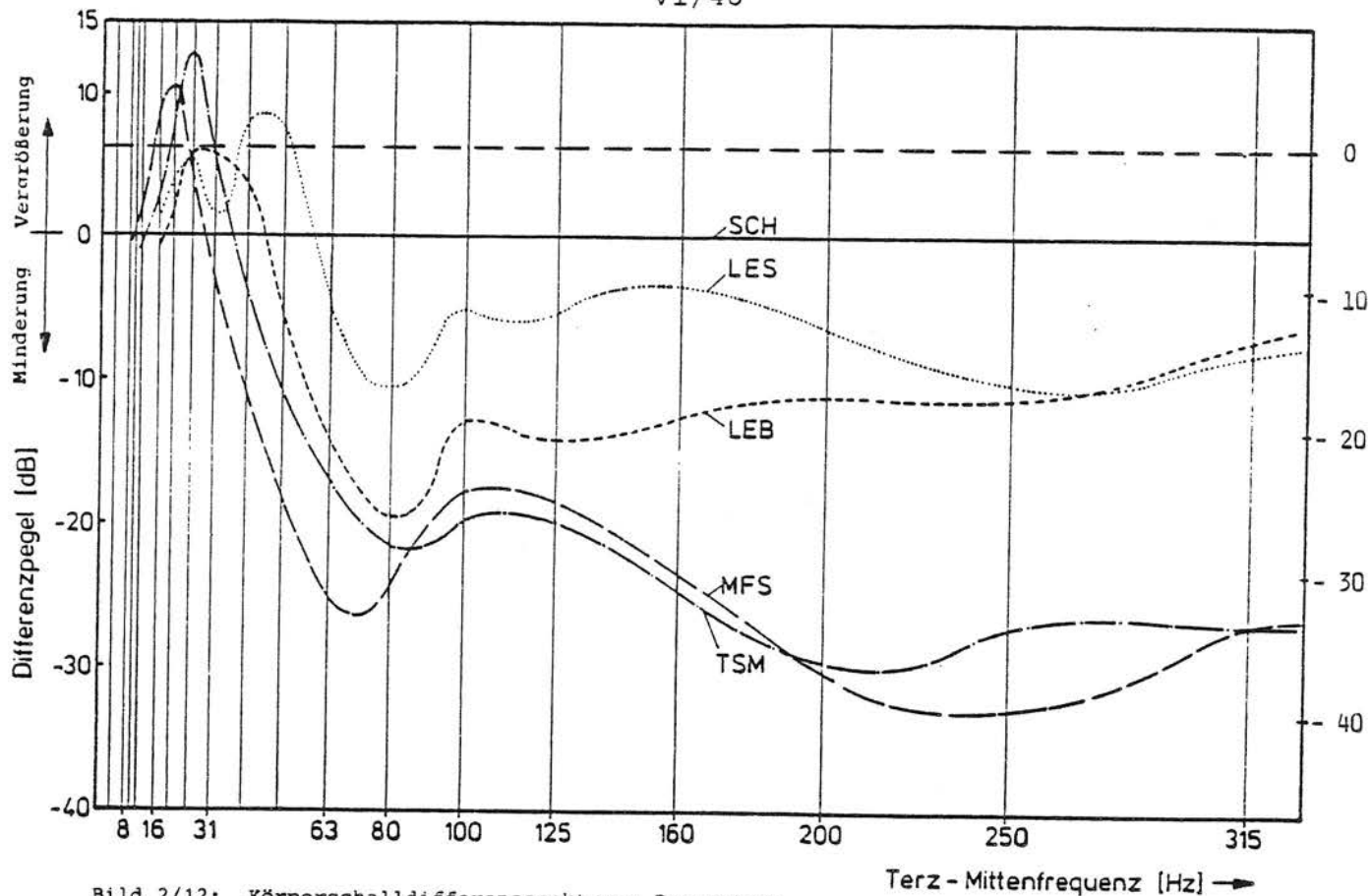


Bild 2/12: Körperschalldifferenzspektren; Parameter: Oberbau [1], Meßpunkt an der Tunnelsohle

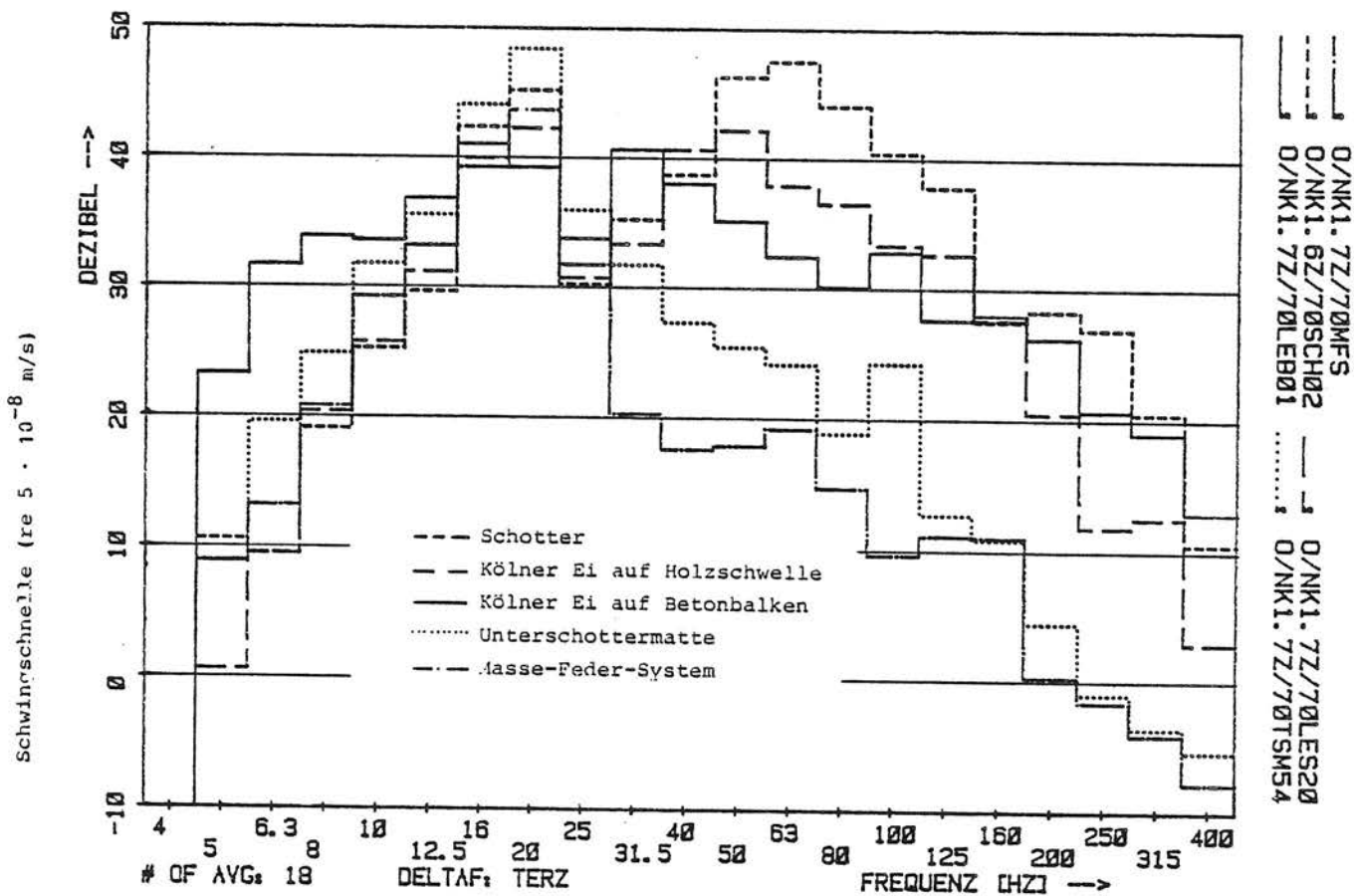
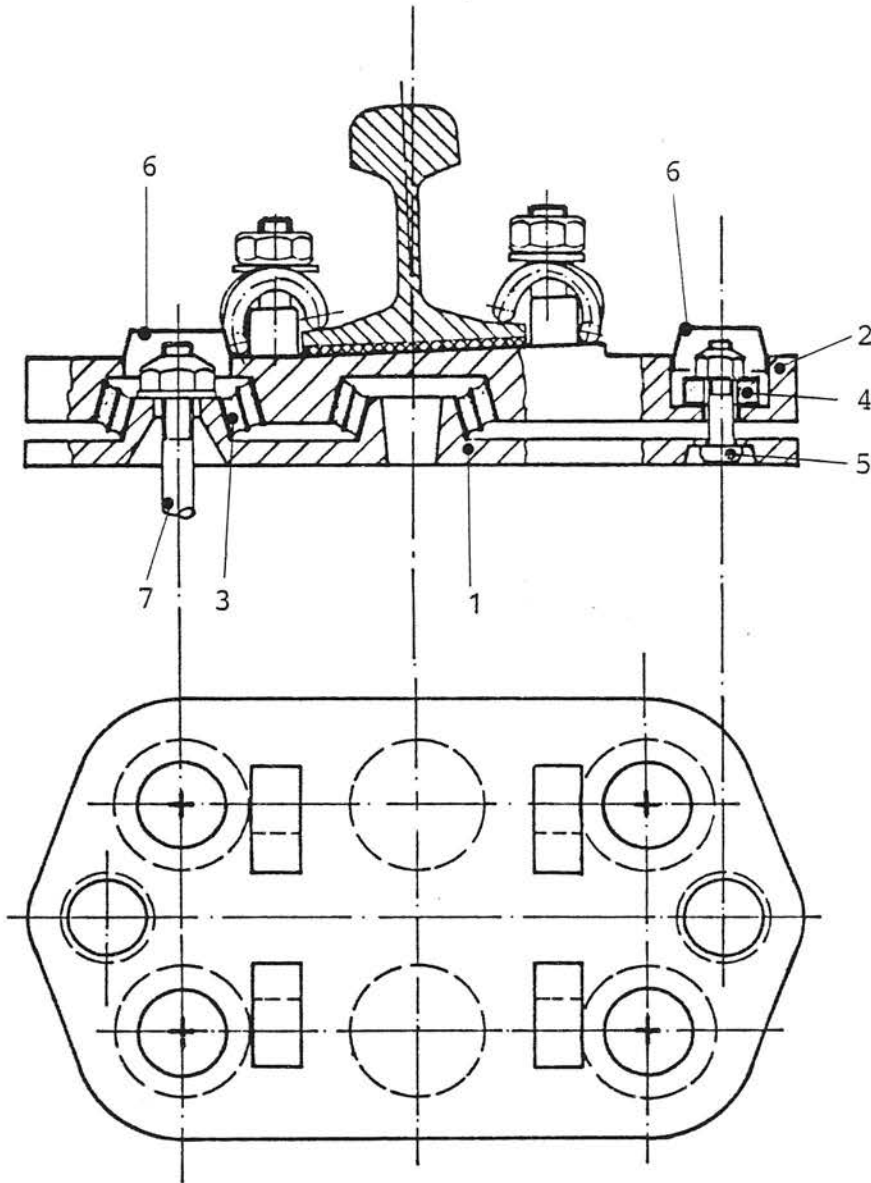


Bild 2/13: Körperschallspektren; Parameter: Oberbauform, Meßpunkt im Gebäude (Keller) [1]



1. Grundplatte
2. Rippenplatte
3. Megi-Lager (konisch)
4. Megi-Ringpuffer
5. Spannschraube
6. Verschlusskappe
7. Befestigungsschrauben (in Holzschwelle oder Betonsohle)

Bild 2/14: Elastisches Schienenlager CentriCon
(Uderstätt)

der Umbaumaßnahme. Die Meßergebnisse sind in Bild 2/15 dargestellt.

Sowohl im Gebäude als auch im Tunnel wurde zwischen 10 und 400 Hz eine Körperschallminderung festgestellt. Sie beträgt mindestens 2 dB im unteren Frequenzbereich (Erschütterungen) und maximal rund 30 dB in der 63 Hz-Terz. In den benachbarten Gebäuden konnten somit sowohl die Erschütterungs- als auch die sekundären Luftschallimmissionen deutlich vermindert werden. Der KB-Wert konnte dabei maximal um 77 % und der Luftschallpegel um maximal 18 dB(A) gesenkt werden [19].

- 2.1.3.1.3 Elastische Zwischenlage zwischen Schwellen und Schotter
 Bei der U-Bahn in Barcelona wurde eine elastische Zwischenlage aus einem Gummi-Korkverbund zwischen Holzschwellen und Schotter eingebaut. Zum Schutz gegen Schotterbeschädigung wurde die Zwischenlage mit einer harten Schicht versehen. Hiermit wurde eine durchschnittliche Pegelminderung von 8 dB im Frequenzbereich zwischen 25 und 90 Hz erzielt [20].
- 2.1.3.1.4 Elastische Zwischenlage zwischen Schotter und Unterbau (Tunnel, Brücken, Planum)
 Seit mehreren Jahren werden bereits elastische Zwischenlagen unterhalb des Schotters (Unterschotter-Matten) zur Schwingungsminderung eingebaut. Hiermit wurden sowohl Neubaustrecken als auch sanierungsbedürftige Strecken ausgerüstet. Letzteres Verfahren ist jedoch in der Regel sehr aufwendig, da der Einbau oft nur in den kurzen nächtlichen Betriebspausen durchgeführt werden kann. In [21] wird z. B. für eine solche Maßnahme angegeben, daß hierfür etwa doppelt so hohe Kosten entstanden sind als für einen vorsorglichen Einbau notwendig gewesen wären [s.a. 22].

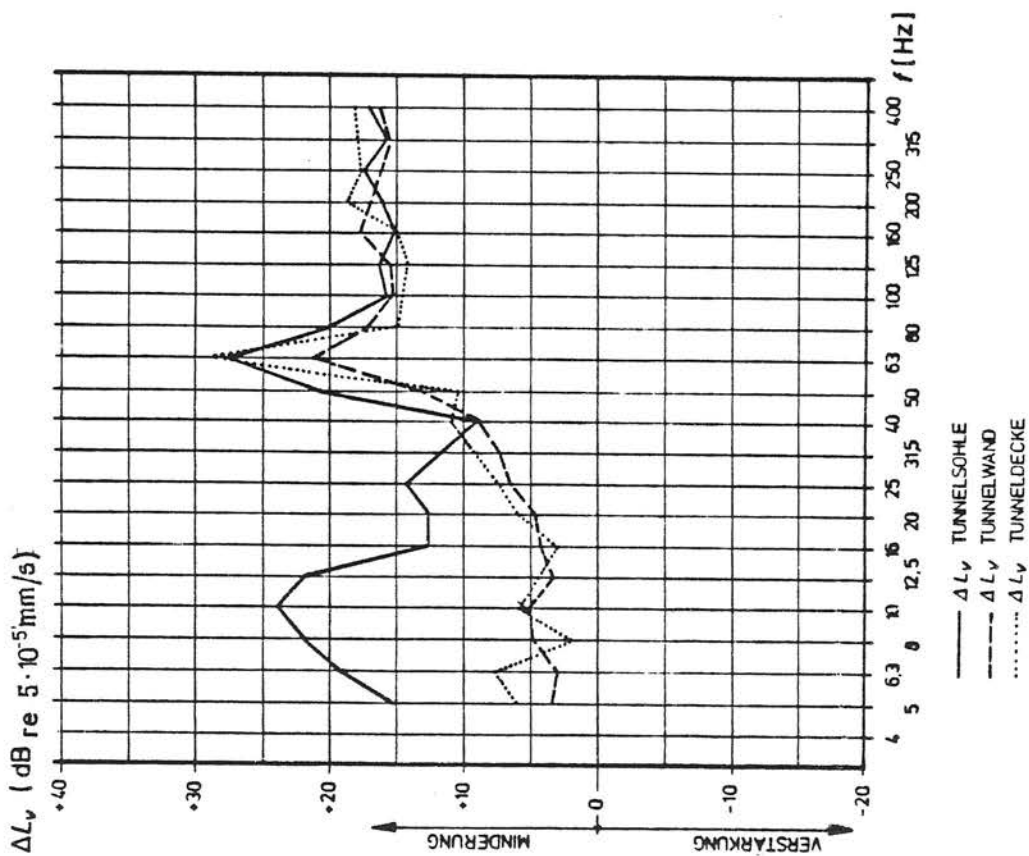
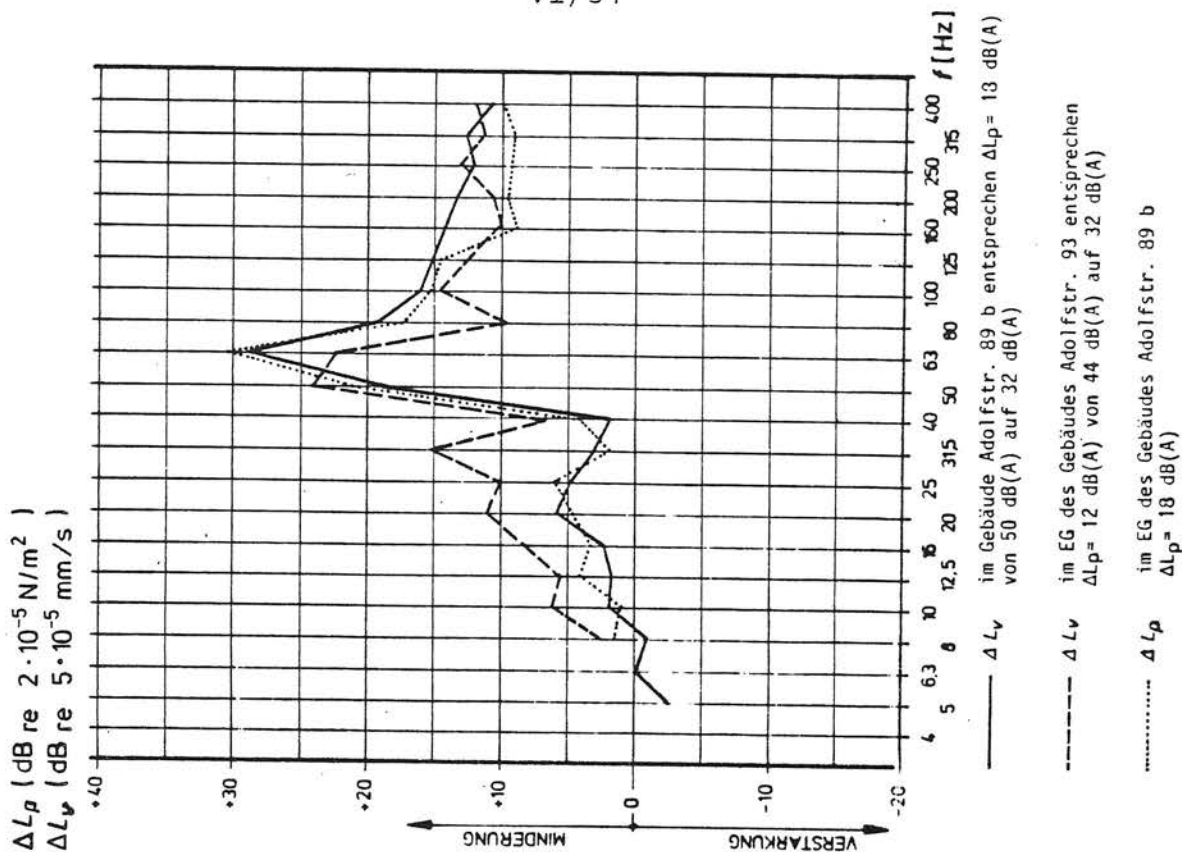


Bild 2/15: Körper- und Luftschalldifferenzspektren
 im Tunnel und Gebäude; Parameter: Ober-
 bauform (Schotter mit und ohne CentriCon-Lager)
 L_v = Körperschall; L_p = Luftschall

Unterschotter-Matten werden inzwischen von mehreren Herstellern angeboten. Sie unterscheiden sich hinsichtlich des verwendeten Materials, des Aufbaus, der Isolierwirkung und der Kosten. Die bisher eingebauten Matten können in drei Grundtypen eingeteilt werden:

- Granulatmatten:

Als Grundmaterial werden hierfür alte Gummiteile (z. B. Autoreifen) verwendet. Das Grundmaterial wird mit einem hochwertigen Elastomer verbunden. Durch die Reibung zwischen den Gummiteilchen wird eine hohe Dämpfung erreicht, die noch durch die Werkstoffdämpfung des Gummis erhöht wird [23].

- Schaumstoffmatten:

Diese Matten bestehen aus einem ein- oder mehrlagigen Polyurethanschaum (PUR-Elastomere). Ihre Elastizität kann durch Änderung des Verhältnisses zwischen geschlossenen und offenen Zellporen verändert werden [24].

- Profilmatten:

Während die beiden oben beschriebenen Mattentypen parallele Flächen haben, werden diese Matten auf der Unterseite mit sehr unterschiedlichen Profilen versehen [25]. Diese Matten bestehen gewöhnlich aus ein- oder mehrlagigen Gummischichten, die Dämpfung wird durch eine Verformung der Oberflächen erreicht.

Die schwingungsmindernde Wirkung aller Mattentypen basiert auf dem Übertragungsverhalten eines Masse-Feder-Systems mit Dämpfung (s. Bild 1/11). Die "Masse" wird hierbei repräsentiert durch die elastisch gelagerten Teile des Oberbaus (Schotter und Gleisrost) und die nicht entkoppelten Massen des Drehgestells (im wesentlichen Radsatz sowie teilweise Bremse und Getriebe), die "Feder" und "Dämpfung" im wesentlichen durch die Matte. Wie Bild 1/11 zeigt, ist die Größe der Minderung abhängig vom Dämpfungsgrad und von der Eigenfrequenz des Systems. Die Größe der Eigen-

frequenz ($f_0 = 1/2\pi \sqrt{c/m}$ für einen ungedämpften Einmassenschwinger¹⁾) wird dabei wesentlich von der Masse und der dynamischen Steifigkeit (Federsteife) bestimmt. Da in der Regel die schwingende Masse (Schotter + Radsatz) eine nur wenig zu beeinflussen- de Größe darstellt, ist eine wesentliche Verbesserung der Isolierwirkung nur durch eine Verringerung der dynamischen Steifigkeit zu erzielen. Dies bedeutet eine Entwicklung von möglichst weichen Matten. Durch gezielte Optimierungen hinsichtlich des Mattenaufbaus, der konstruktiven Gestaltung (Profilierung) und der Werkstoffwahl konnte in den letzten Jahren eine wesentlich bessere Isolierwirkung von Unterschotter-Matten erzielt werden (s. Bild 2/16).

Durch die Einvulkanisierung von lastverteilenden Stahlplatten in die Matten scheint sogar eine noch bessere Isolierwirkung, besonders im unteren Frequenzbereich, erreichbar zu sein (s. Bild 2/17).

Bei der SNCF durchgeführte Prüfstandsmessungen ergaben, daß die Wirksamkeit von Unterschotter-Matten von der Höhe und von der Verdichtung des Schotterbettes abhängig ist [17]. Sie nimmt für geringer werdende Schotterhöhen mit höherer Steifigkeit zu. Z. B. wurde bei einer Erhöhung des Schotterbettes von 20 auf 60 cm die Wirksamkeit der Matte von 19 auf 6 dB vermindert.

Um realistische Werte über die Isolierwirkung von Unterschotter-Matten (oder auch anderen Maßnahmen beim Schotteroberbau, wie z. B. Kölner Ei und CentriCon) zu erhalten, ist es somit notwendig, daß möglichst jeweils gleiche Schottereigenschaften (Höhe und Steifigkeit) bei den Vergleichsmessungen vorliegen. Von der DB wird z. B. angegeben, Vergleichsmessungen erst nach einer Verkehrsbelastung von 100 000 Achslasttonnen durchzuführen.

1) Bei einer gedämpften Schwingung gilt als Beziehung $f_{0D}^2 = f_0^2 (1-D^2)$. Dämpfung bewirkt somit eine, in praktischen Fällen normalerweise geringe, Verminderung der Eigenfrequenz des Systems.

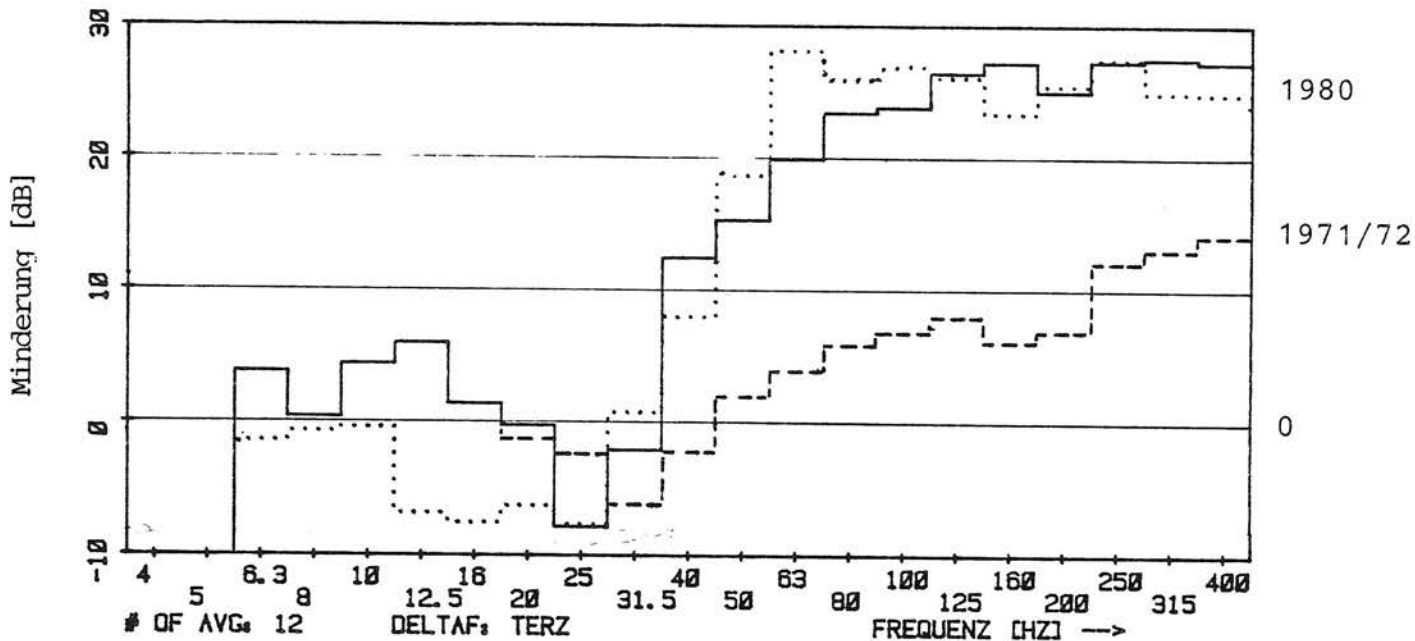


Bild 2/16: Differenzspektren in dB zwischen Schotteroberbau ohne und mit Unterschottermatte

--- Isolif-Triplex-Gummimatten. Differenz gemittelt über Meßpunkte an der Tunnelsohle und Tunnelwand und über mehrere Fahrgeschwindigkeiten mit zwei Zugarten (Triebzug BR 420 und BR 515) [3] (Messungen 1971/72)

— Matte aus technischem Schaum, Meßpunkt: Tunnelsohle, $V = 60 \text{ km/h}$, Stadtbahnwagen N8 (Messungen 1980 [1])

..... Matte aus technischem Schaum, Meßpunkt: Tunnelwand, $V = 60 \text{ km/h}$, Stadtbahnwagen N8 (Messungen 1980 [1])

(Hinweis: Für die dargestellten Meßergebnisse aus dem Jahr 1980 ist kein Bonus eingearbeitet worden, vergleiche dazu Beschreibung zu den Bildern 2/9 und 2/12).

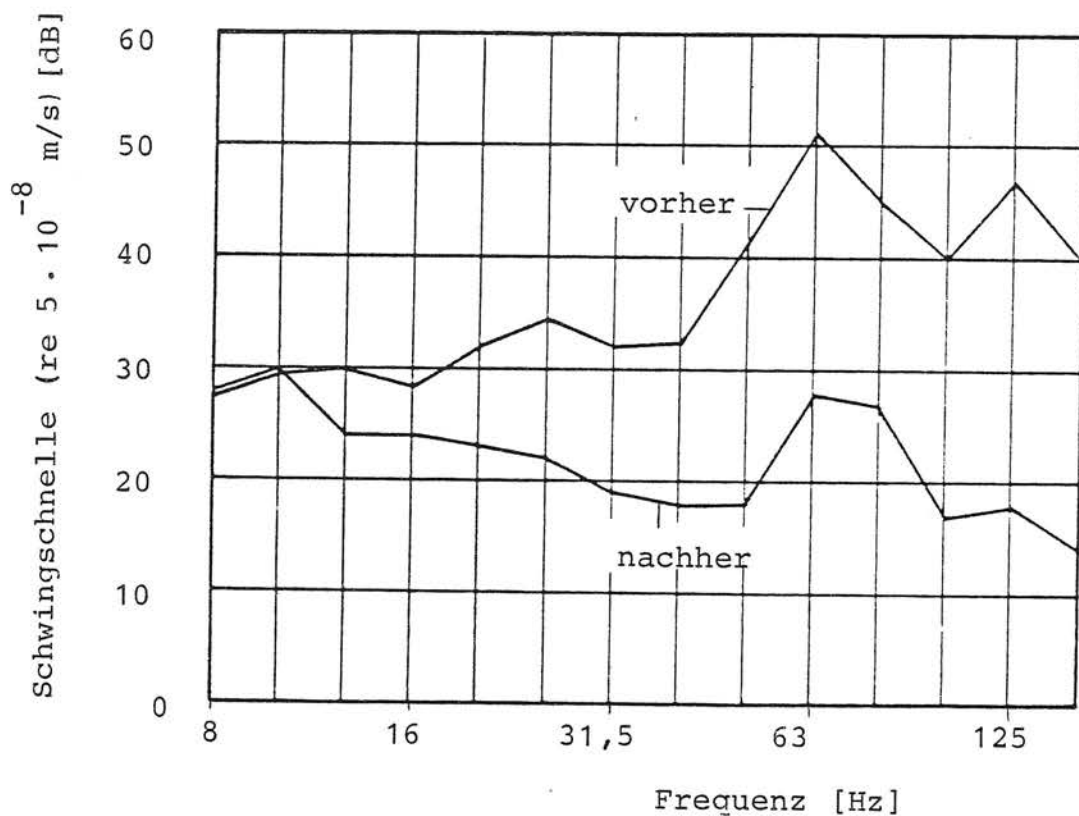


Bild 2/17: Körperschallspektren am Meßpunkt Tunnelwand vor und nach der Weichen-erneuerung und Einbau der neuen Kölner Unterschottermatten: Energetische Mittel aus jeweils 12 Zugfahrten von zwölf-achsigen Stadtbahnzügen Kölner Bauart (sog. B-Wagen) im benachbarten Gleis, über eine Weiche, normaler U-Bahn-Betrieb, Schienen und Räder nicht geschliffen. Die zweite Messung fand erst nach dem Überlaufen von etwa 100 000 Achsen statt [22].

Außer den bisher beschriebenen Mattentypen wurde in Stockholm eine Matte aus Mineralwolle (Dichte 225 kg/m^3) mit Erfolg eingebaut [40].

2.1.3.1.5 Elastisch gelagerter Betontrog mit Schotterbett (Verbundoberbau)

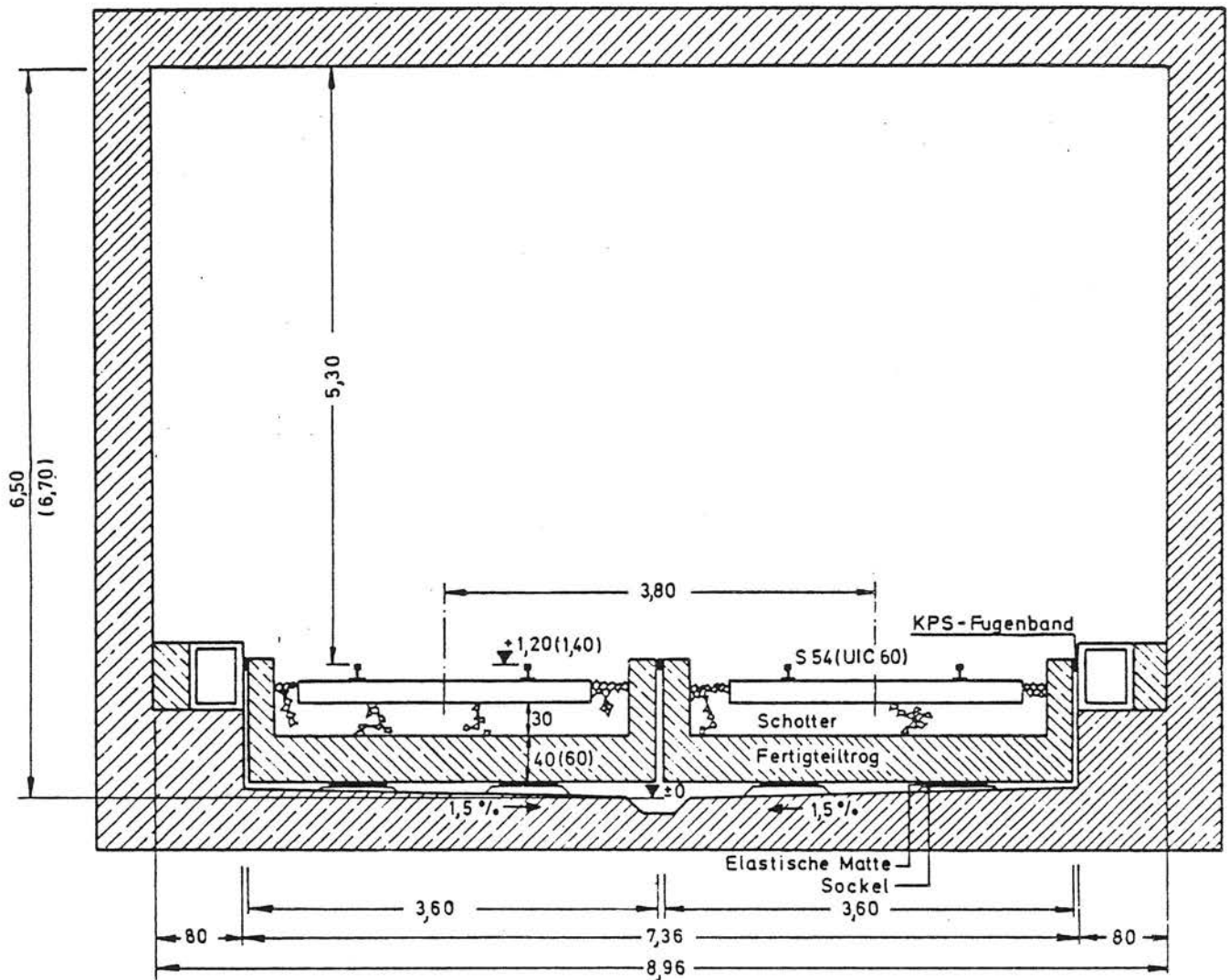
Bei diesem Oberbau ist ein normales Schottergleis in einem Unterbau aus Stahlbeton (Trog) eingebettet. Der Trog selbst ist elastisch auf der Tunnelsohle gelagert. Als Federelemente werden sowohl Einzellager als auch Band- und Flächenlager (Matten) verwendet (s. Bilder 2/18 und 2/19). Bei der Kombination des Schotteroberbaus mit dem Masse-Feder-System werden die jeweiligen Vorteile der Einzelsysteme überlagert. Der Schotteroberbau führt zu einer besseren Luftschallabsorption im Tunnel (relevant für den Luftschallpegel auf den Bahnsteigen und teilweise im Fahrzeug¹⁾), während das Masse-Feder-System eine gute Körperschallminderung bewirkt (relevant für Erschütterungs- und sekundäre Luftschallimmissionen in benachbarten Gebäuden).

Der "Uderstädtsche Oberbau" (Bild 2/19) hat den Vorteil, daß hierbei die Federwirkung durch Absenken des Betontroges auf die Tunnelsohle ausgeschaltet werden kann. Hierdurch sind Vergleichsmessungen möglich, mit denen die Wirkung des abgefederten Gleistrog relativ zum unabgefederten Gleistrog (normaler Schotteroberbau) ermittelt werden kann. In Bild 2/20 sind hierzu Meßergebnisse dargestellt (1970). Diese Ergebnisse wurden an denselben Meßpunkten unter identischer Anregung ermittelt. Durch eine Weiterentwicklung des Systems sind bei neuen Anlagen vermutlich höhere Dämmwerte vorhanden. Ergebnisse aus Vergleichsmessungen liegen jedoch bisher nicht vor.

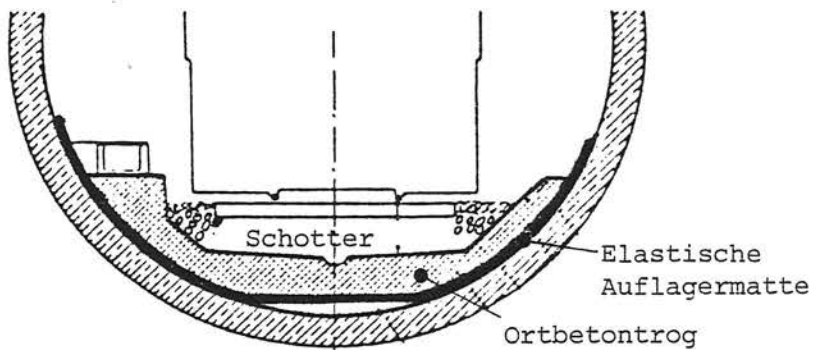
An den in Bild 2/18 dargestellten Oberbauformen sind eine Reihe von Messungen²⁾ durchgeführt worden. Oft fehlt hier-

1) In [1] wurde jedoch im Fahrzeug bei einem schotterlosen M-F-System nur ein maximal 2 dB(A) höherer Luftschallpegel als bei einem Schotteroberbau gemessen.

2) z. B. vom U-Bahn-Referat der Landeshauptstadt München



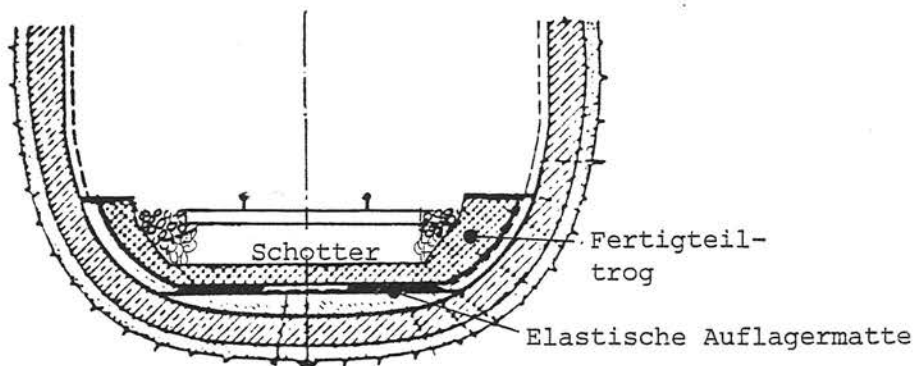
a) Zweigleisiger S-Bahn-Tunnel in der Geraden für den Triebzug BR 420 (bzw. Lokzug BR 111) mit einem als Masse-Feder-System ausgebildeten Schotteroberbau; Verwendung von 1 m langen Betonfertigteiltrögen; Masse des Oberbaues $\sim 7,5$ t/m (bzw. $\sim 9,2$ t/m)



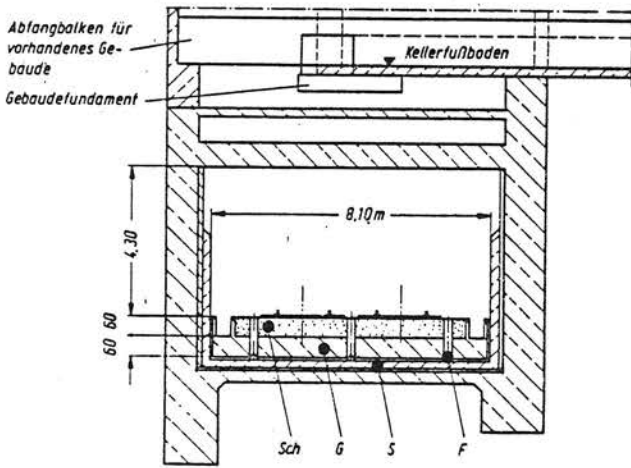
b) Mit Ortbetonplatte

Bild 2/18:

Masse-Feder-System
mit Schotteroberbau
(Beispiele [30, 31])

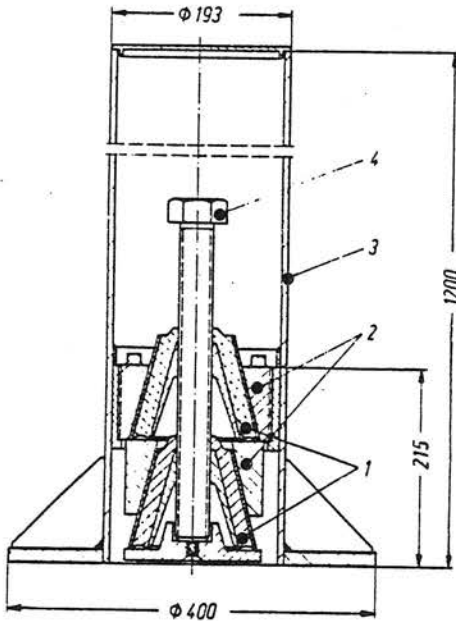


c) Mit Betonfertigteiltrögen (1 m lang)



Schotteroberbau auf Betonplatte

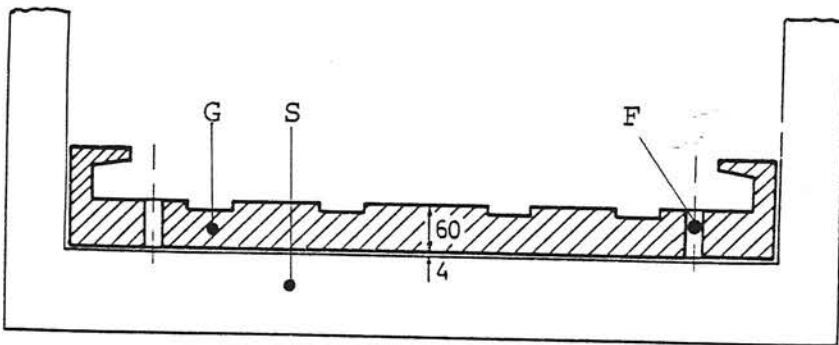
- SCH = Schotter
- G = Stahlbetonplatte
- S = Tunnelsohle
- F = Federelement



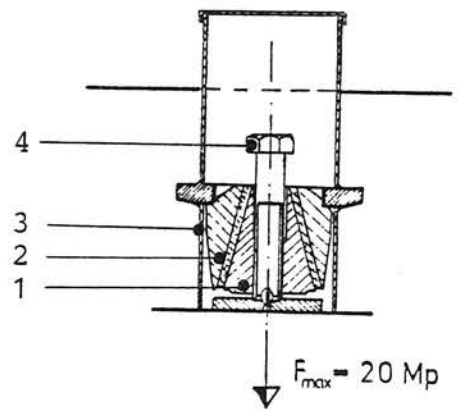
- 1 = Gummi-Kegелеlement
- 2 = Zentrierkonen
- 3 = Rohr-Tragkonstruktion
- 4 = Nivellierschraube

Feder: Druck-Schub-Gummielment, punktförmige Lagerung auf der Tunnelsohle, absenkbar, sie sind von oben zugänglich und somit auswechselbar

Feder: alte Bauart

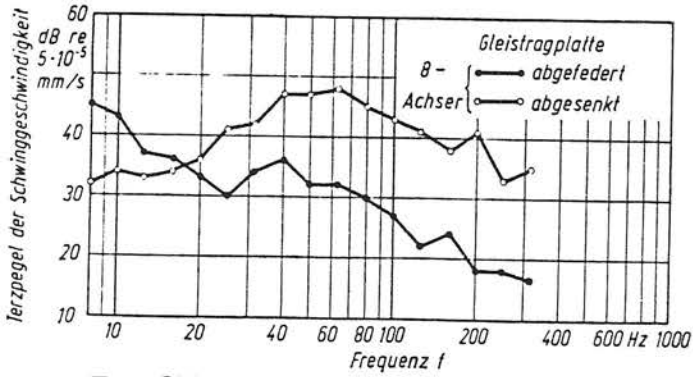


Betonoberbau

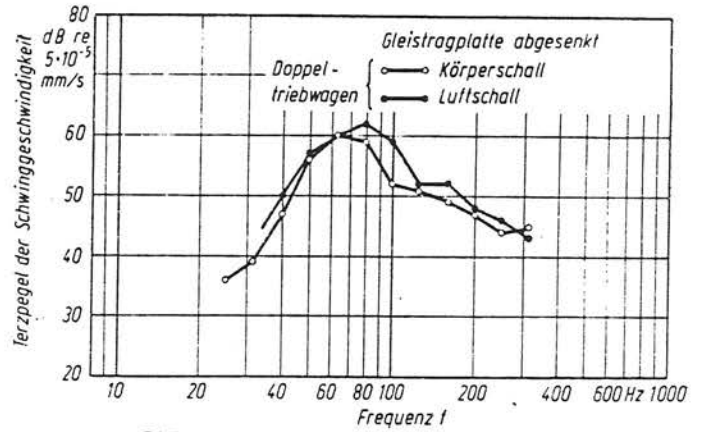


Feder: neue Bauart

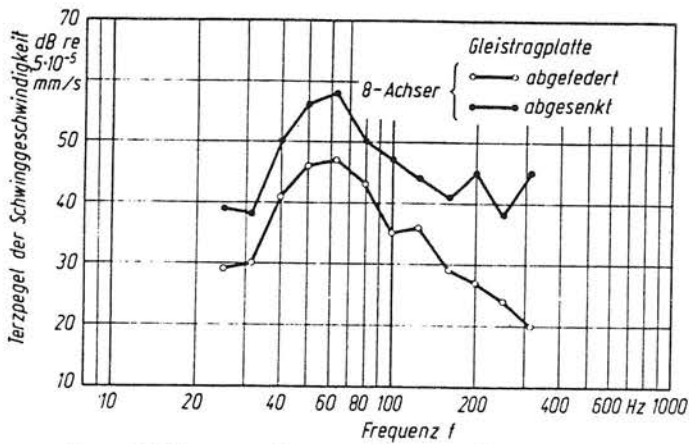
Bild 2/19: Masse-Feder-System (mit und ohne Schotterbett), System Uderstädt, [33, 22, 35]



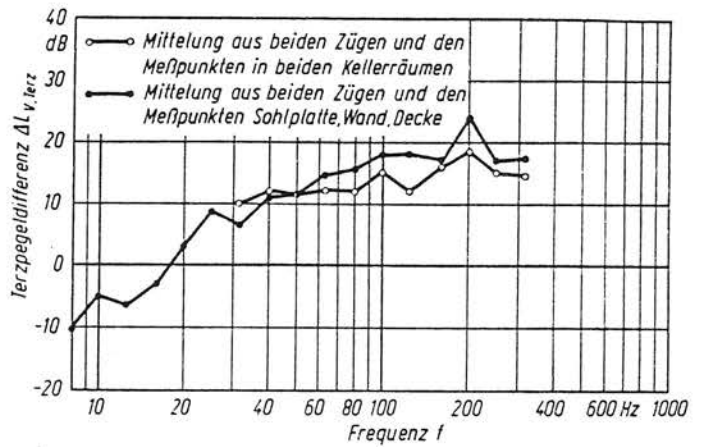
Terzfilteranalysen des Körperschalles, Meßpunkt Tunnelwand



Terzfilteranalysen des Körperschalles, Meßpunkt Keller, Amtsgericht



Terzfilteranalysen des Luft- und Körperschalles, Meßpunkt Keller, Amtsgericht



Differenz der Terzpegel des Körperschalles für Gleistragplatte abgesenkt minus Gleistragplatte gefedert

Bild 2/20: Wirkung der abgefederten Gleistragplatte (System Uderstädt), Meßergebnisse aus dem Jahr 1970

Bisherige Anwendung:

- mit Schotter: Köln, Mülheim, Duisburg, Bochum
- mit Beton: Köln

bei jedoch der unmittelbare Bezug zu Ergebnissen an identischen Meßpunkten in denselben Tunnelabschnitten ohne die Minderungsmaßnahme (Schotterbezug). In [30] werden z. B. Dämmwerte in Bezug zu einem 30 cm hohen Schotterbett angegeben: ab ca. 20 Hz tritt eine Körperschallpegelminderung ein. Bei 40 Hz liegt die Senkung bei einer pessimistischen Beurteilung in der Größenordnung von 10 bis 15 dB und bei 60 Hz bei ca. 15 bis 25 dB. Oberhalb von 120 Hz steigt die Pegeldifferenz noch weiter an. Anzumerken ist, daß in [30] bei der Darstellung der Körperschallspektren für normalen Schotteroberbau und für Schotteroberbau mit Masse-Feder-System zwei verschiedene Frequenzskalen verwendet wurden (Terz-Skala bzw. Schmalbandskala mit $f = 10$ Hz). Ein unmittelbarer Vergleich dieser Spektren ist daher nicht möglich.

2.1.3.2 Oberbauformen auf Betonsohle (schotterlos)

Der schotterlose Oberbau erfordert i.a. einen geringeren Unterhaltungsaufwand, in diesem Bereich können somit Kosten eingespart werden. In Tunnelstrecken ist des weiteren eine geringere Bauhöhe erforderlich, die ebenfalls Kosteneinsparungen mit sich bringt. Nach [38] liegt der gesamte Herstellungsaufwand für einen solchen Oberbau in derselben Größenordnung wie für einen entsprechenden BettungsOberbau (ohne Tunnelkosten). Aus den genannten Gründen wurden in der vergangenen Zeit eine Reihe von solchen Oberbauformen entwickelt und im praktischen Fahrbetrieb mit Erfolg eingesetzt.

Neben den Kostengesichtspunkten sollte durch solche Oberbauformen auch eine mindest ebenso "gute" Körperschalldämmung erzielt werden wie mit normalem Schotteroberbau. Diese Forderung konnte bereits mit den ersten Entwicklungen von elastischen Schienenlagern verwirklicht werden. Neuere Entwicklungen (hochelastische Schienenlager und Masse-Feder-Systeme) zeigen sogar erheblich bessere Dämmwirkungen als der normale Schotteroberbau. Im folgenden werden einige dieser Entwicklungen, schwerpunktmäßig aus dem deutschsprachigen Raum, dargestellt.

2.1.3.2.1 Elastische und hochelastische Schienenlager

a) Elastische Schienenlager

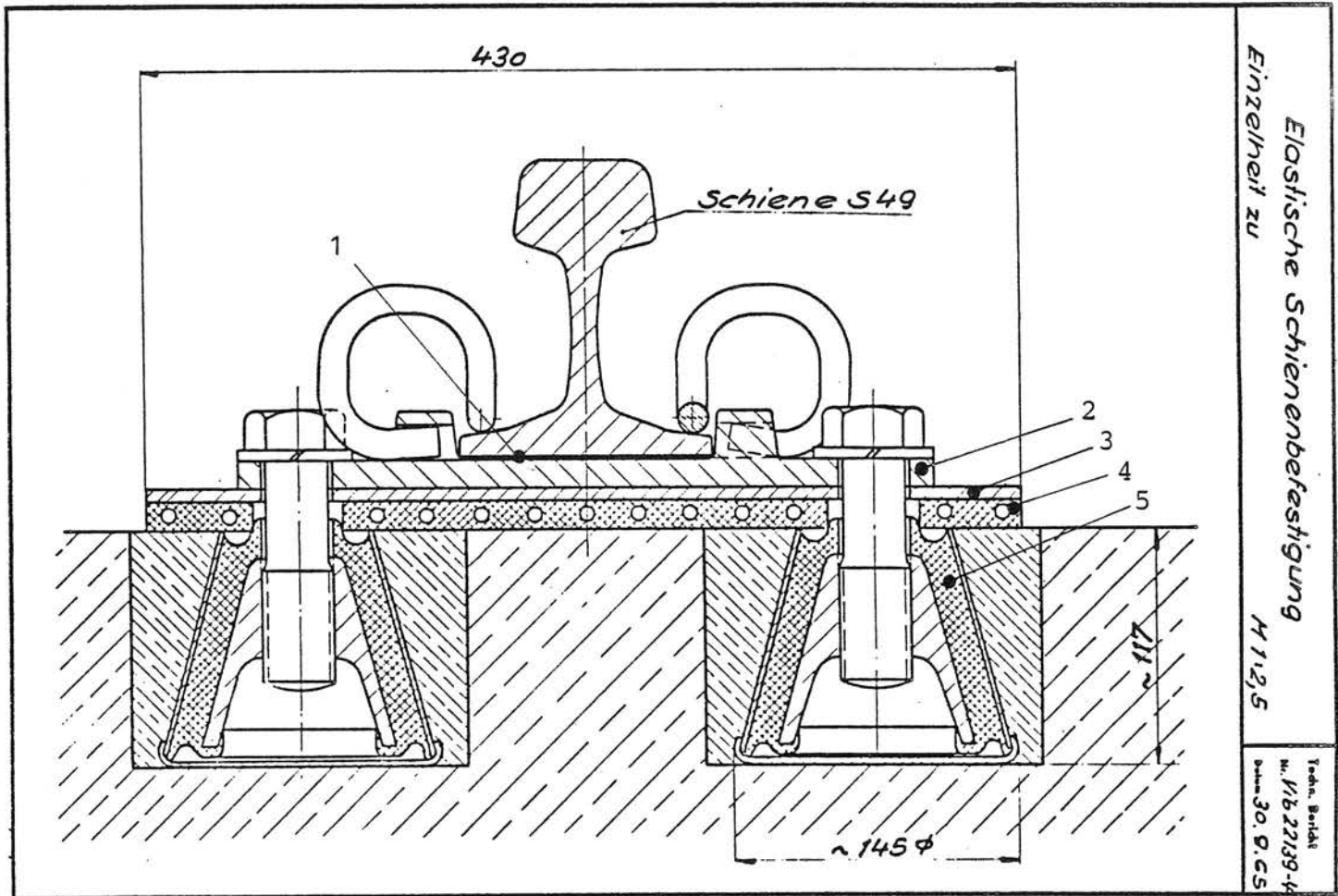
Beispielhaft sind in den Bildern 2/21 bis 2/25 elastische Schienenlager dargestellt¹⁾. In der Regel werden hierbei zwischen Rippenplatte und Betonsohle elastische Elemente zur Schwingungsminderung eingebaut. Diese Elemente werden aus unterschiedlichen Materialien und mit unterschiedlicher Formgebung hergestellt. Beim Rotterdamer/Nürnberger Oberbau werden elastische "Platten" aus "Korkgummi" verwendet, bei den Oberbauformen 1403/b und BSK (Köln und Bochum-Gelsenkirchen) werden "wannenförmige" Elemente aus "Gummi" (1403/b) bzw. aus "Korkgummi" (BSK) eingebaut (s. Bilder 2/22 bis 2/24). Der Clouth-Oberbau (Bild 2/21) verwendet zusätzlich zu einer plattenförmigen Gummizwischenlage "Gummi-Doppelkegelelemente" zur Schwingungsminderung (Hamburg). In Berlin wurde bereits in den 60er Jahren ein Schwingmetall-Oberbau eingebaut [39/40].

Neben der beschriebenen "sekundären" Abfederung haben die oben genannten Oberbauelemente noch eine "primäre" Abfederung direkt unter der Schiene. Die vertikale Elastizität dieser Oberbauelemente ist im allgemeinen so bemessen, daß sie der eines normalen Schotteroberbaus entspricht (ca. 1 bis 2,5 mm Einsenkung bei Belastung).

Soweit aus der Literatur Meßergebnisse vorliegen, liegt die körperschallmindernde Wirkung der genannten schotterlosen Oberbauformen in derselben Größenordnung wie beim normalen Bettungsoberbau mit Schwellen und Schotter (z. B. [3] und [36]).

In körperschallmindernder Hinsicht nachteilig wirkt sich bei den oben beschriebenen elastischen Schienenlagern

1) Für den Hochgeschwindigkeitsverkehr wurden z. B. von der DB spezielle Schienenlager entwickelt, die hier jedoch nicht betrachtet werden.



Elastische Schienenbefestigung

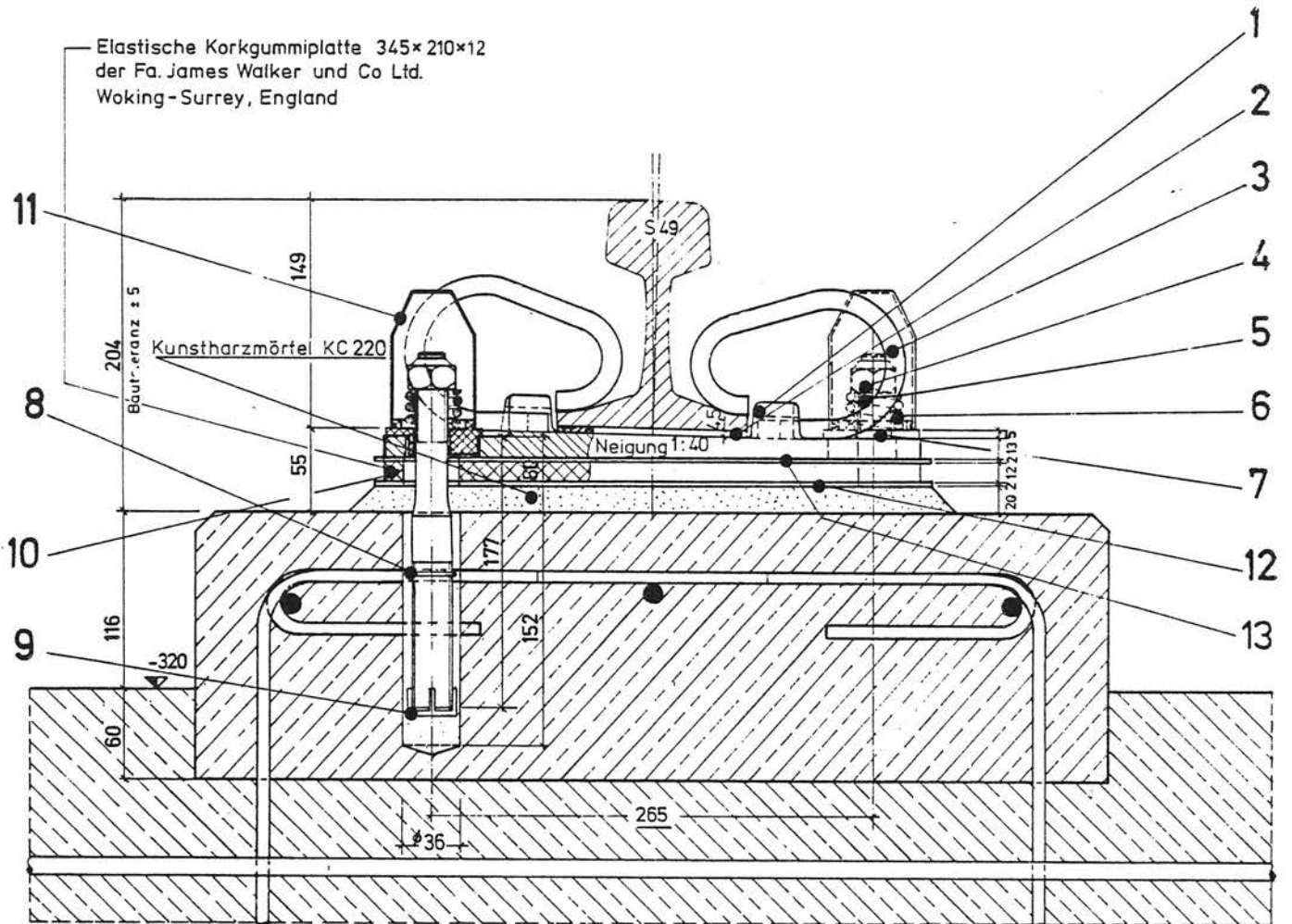
Einzelheit zu H 1,2,5

Techn. Berdelt
Nr. Wb 22139-4
Datum 30.9.65

Bild 2/21: Elastisches Schienenlager (Clouth)

- 1 Gummi-Zwischenplatte
- 2 Rippenplatte
- 3 Verteilerplatte
- 4 Gummi-Zwischenlage
- 5 Doppelkegel - Element

Vergleichsmessungen zwischen diesem Oberbau und Schotteroberbau (nicht im selben Tunnelquerschnitt) ergaben für den Clouth-Oberbau unterhalb 50 Hz etwas höhere Werte und oberhalb 50 Hz etwas geringere Werte (unterhalb 400 Hz betrug die maximale Abweichung ca. 4 dB) [3, 36].



Oberbauzeichnung, Bauart Nürnberg 1 c, System Rotterdam Original. 1 = Rippenplatte R P7-919-05, 2 = Zwischenlage, 3 = Spannbügel Sbu 1, 4 = Stopfmutter M 22, 5 = Schraubbolzen (cadm) M 22, 6 = Druckfeder (cadm), 7 = Exzenterbuchse, 8 = Zentrier링, 9 = Abstandhalter, 10 = Elastikplatte ohne PVC-Folie, 11 = Kunststoffhaube, 12 = HB Grade I Platte, 13 = HB Grade I Platte.

Bild 2/22: Elastisches Schienenlager, Bauart Nürnberg 1 c [38]
(Weiterentwicklung zu Nürnberg 1 a und 1 b, sowie Sonderformen für Weichen)

- 1 Zwischenplatte (Korkgummi)
- 2 Isolierung
- 3 Rippenplatte
- 4 Korkgummiwanne

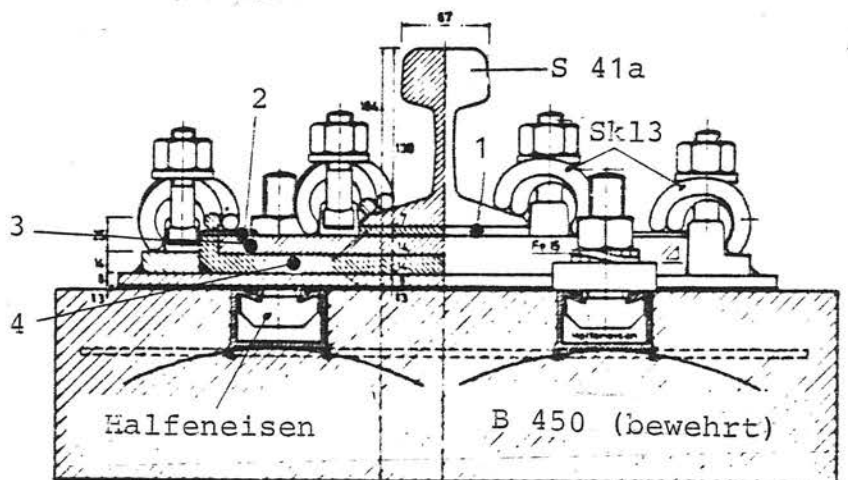
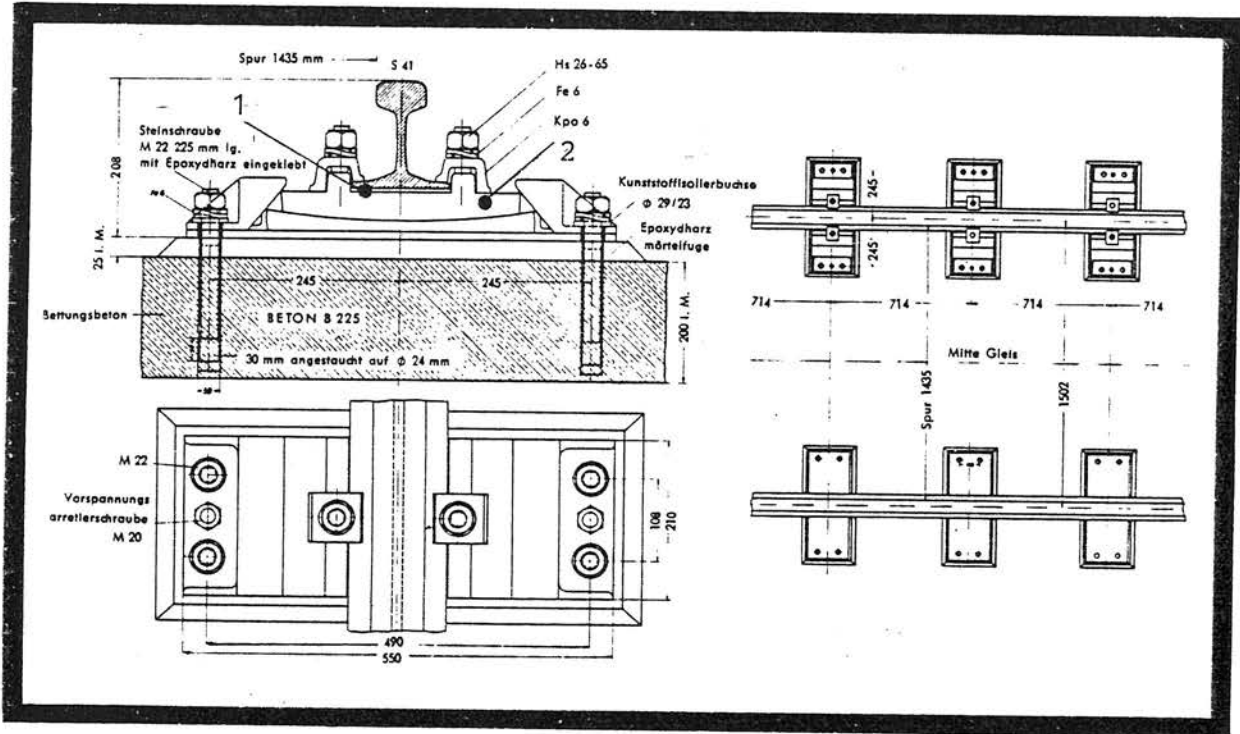


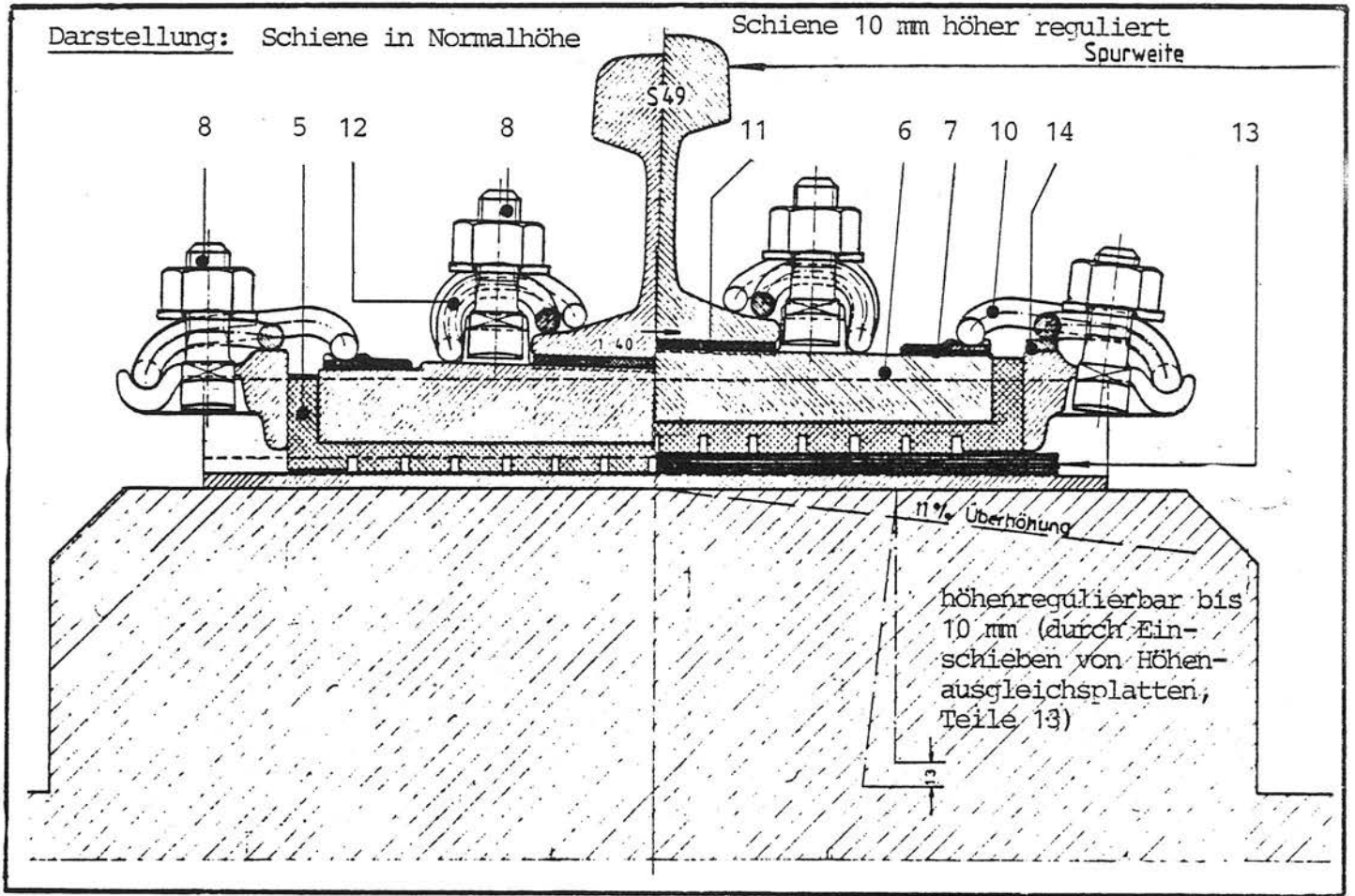
Bild 2/23: Elastisches Schienenlager, Oberbauform BSK [37]
(Bochum - Gelsenkirchen)



Konstruktion und Verlegung der Schwingmetall-Spurplatte

Bild 2/24: Schwingmetall-Oberbau (Berlin) [39/40]
(Berliner U-Bahn)

- 1 Gummizwischenlage
- 2 gefederte Unterlagsplatte (Rippenplatte)
aus vorgespanntem Gummi-Metall



- 14 Höhenausgleichsplättchen (2)
13 Höhenausgleichsplatte (n. Bedarf)

zusätzlicher Stoffbedarf bei
Höhenausgleich

- 15 Grundplatte Grp 1403 b u. 1403 c (1)
12 Spannklemme Skl 3 (2)
11 Zwischenlage Zw 1403 (1)
10 Spannklemme Skl 4 (2)
8 Hakenschraube Hs 31 mit Bundmutter (4)
7 Druckstück (2)
6 Rippenplatte Rp 1403 (1)
(gewalzt oder geschmiedet)
5 Gummiwanne Gw 1403/b (1)
4 Schwellenschraube Ss 8/160 (4)
3 hochspannender doppelter Federring Fe 6 (4)
2 Grundrahmen Grr (1)
1 Kunststoffschraubdübel Sdü 9/143 (4)

Stoffbedarf für einen Stützpunkt
(teilweise oben nicht dargestellt)

Bild 2/25: Oberbauelement 1403/b (Köln, KVB)

die überall vorhandene "Körperschallbrücke" zwischen Schiene und Betonplatte (Tunnelsohle) aus. Dies bedeutet, daß ein Teil der durch den Überrollvorgang induzierten Schwingungsenergie ungedämmt in den Unterbau gelangt. Als Körperschallbrücken dienen Schraubenbolzen und/oder Spannbügel. Durch Eliminierung solcher Körperschallbrücken sowie durch eine höhere Elastizität ist eine bessere Körperschallminderung zu erwarten.

b) Hochelastische Schienenlager

Bereits im Abschnitt 2.1.3.1.2 wurden unter den Punkten b und c die beiden bisher realisierten hochelastischen Schienenlager ohne Körperschallbrücke beschrieben. Diese Lager wurden sowohl für den Sanierungsfall eines Schottergleises mit zu hohen Immissionen in der benachbarten Bebauung als auch für den schotterlosen Betonoberbau konzipiert. Die beiden Schienenlager sind in den Bildern (2/10, 2/11 und 2/14) dargestellt. Meßergebnisse für den Betonoberbau liegen bisher nur für das Oberbauelement 1403/c (Kölner Ei) vor.

Unter nicht ganz realen Bedingungen wurde dieses Lager in Dortmund eingebaut ([1], [2]) und hinsichtlich seiner körperschallmindernden Wirkung untersucht. Ergebnisse dieser meßtechnischen Untersuchung sind in den Bildern 2/12, 2/13 und 2/26 dargestellt [1], [2]. Gegenüber dem Schotteroberbau (SCH) ist mit dem Kölner Ei auf Betonbalken (LEB) eine deutlich körperschallmindernde Wirkung ab ca. 40 Hz feststellbar. Unterhalb dieser Frequenz sind teilweise auch größere Pegelwerte möglich (besonders im Frequenzbereich um 30 Hz).

In [2] werden zusätzlich auch Ergebnisse aus Vergleichsmessungen an verschiedenen schotterlosen Oberbauformen in Köln dargestellt:

- Oberbauelement 1403/b
- Oberbauelement 1403/c-70 (niedrige Bauform)
- Oberbauelement 1403/c-90 (hohe Bauform).

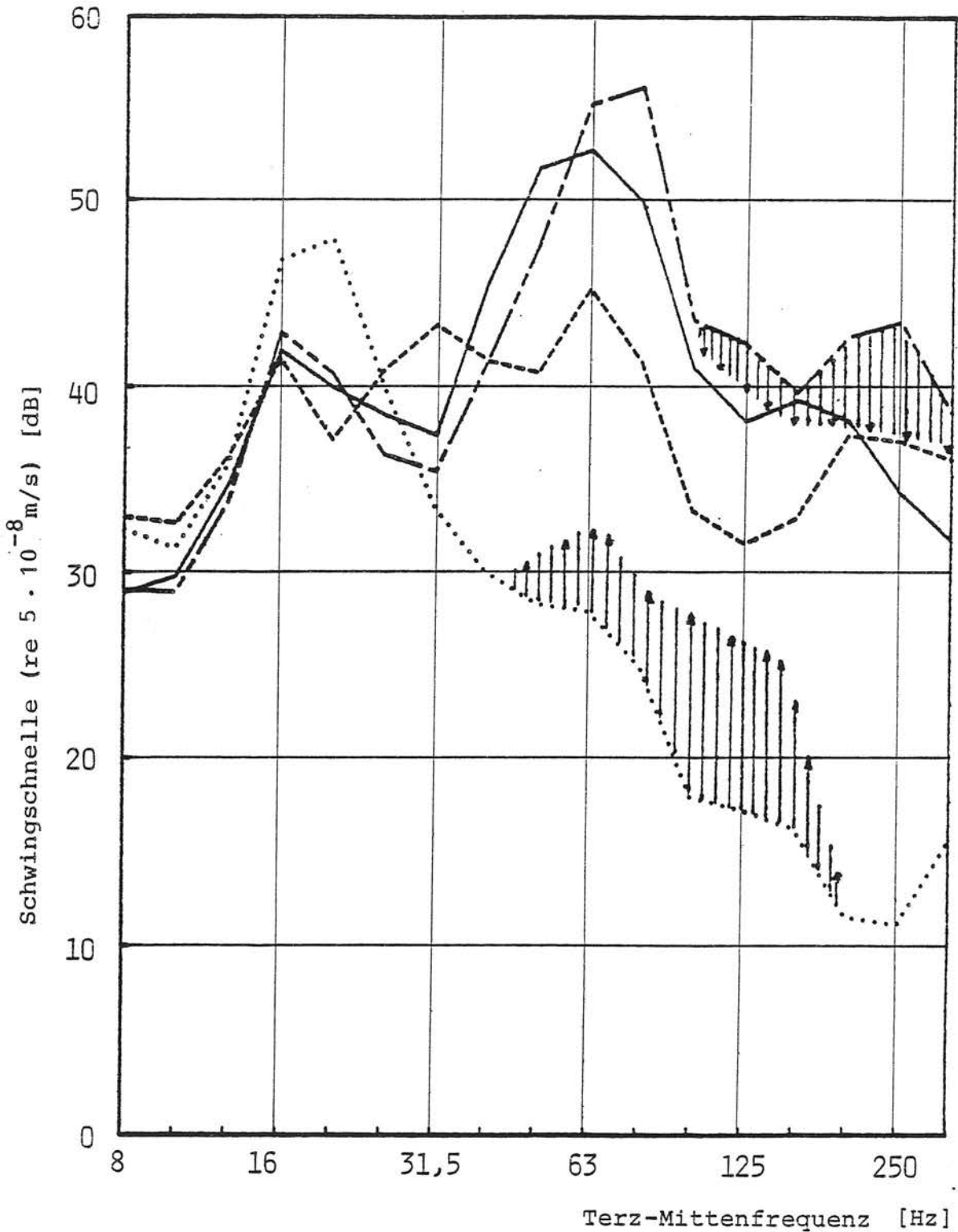


Bild 2/26: Körperschallspektren; Parameter: Oberbauform Tunnelwand (Dortmund Nord) [2]

- Kölner Ei auf Schotter (1403/c-70, LES)
- Kölner Ei auf Betonbalken (1403/c-90, LEB)
- · - · - Schotter (SCH)
- Masse-Feder-System, Gleistrogplatte (näherungsweise MFS)

(Der schraffierte Bereich stellt eine mögliche Korrektur aufgrund von Referenzmessungen dar)

Beispielhaft werden hiervon Meßergebnisse in den Bildern 2/27 und 2/28 gezeigt: Ab 20 Hz ergibt sich für das neue Oberbauelement 1403/c-90 eine deutlich höhere Körperschalldämmende Wirkung gegenüber dem alten Kölner Oberbau 1403/b (Bild 2/27). Je nach Meßpunkt werden Minderungen bis zu 18 dB erzielt. Die größten Minderungen treten in der 50 Hz-Terz auf. Unterhalb von 20 Hz tritt dagegen im Mittel eine Verstärkung von ca. 4 dB und maximal von 8 dB ein. Einen Vergleich der beiden Bauformen des "Kölner Ei" zeigt Bild 2/28. Besonders für die Tunnelwand ergibt sich kein signifikanter¹⁾ Unterschied zwischen den Bauformen. Dies hat dazu geführt, daß bei neueren Gleisen nur noch das Element mit der niedrigeren Bauform (1403/c-70) eingebaut wird. Dieses Element hat unter Vollast die "normale" Einsenktiefe von 1,5 mm (gegenüber 5 mm beim höheren Element)[18].

2.1.3.2.2 Elastisch gelagerte Schwellen, Betontröge und Betonplatten

a) Elastisch gelagerte Schwellen

Dieser für die Wiener U-Bahn entwickelte Oberbau besteht aus gummiummantelten Kunststoffschwällen, die in einer Gleisrostplatte gelagert sind. Die Gleisrostplatte (Beton) ist selber auf einer 5 cm dicken Glasfaserplatte elastisch gelagert (Bild 2/29). Mit dieser Oberbauform kann bei relativ geringer Bauhöhe eine gute Körperschalldämmung erreicht werden. Messungen auf einer Versuchsstrecke in Wien haben ergeben, daß mit diesem Oberbausystem eine Erhöhung der Körperschalldämmung von 17 dB gegenüber normalem Schotteroberbau erreicht wird (Frequenzbereich 63 Hz bis 500 Hz [43]).

In Bild 2/30 ist ein Oberbau abgebildet, bei dem geteilte Betonschwällen auf Gummischuhen gelagert sind [42]. Bei Versuchen mit Zugfahrten wurde gegenüber

1) Nach [2] kann man von Signifikanz erst dann sprechen, wenn die Differenzpegel außerhalb des Bereichs von ± 3 bis ± 5 dB liegen.

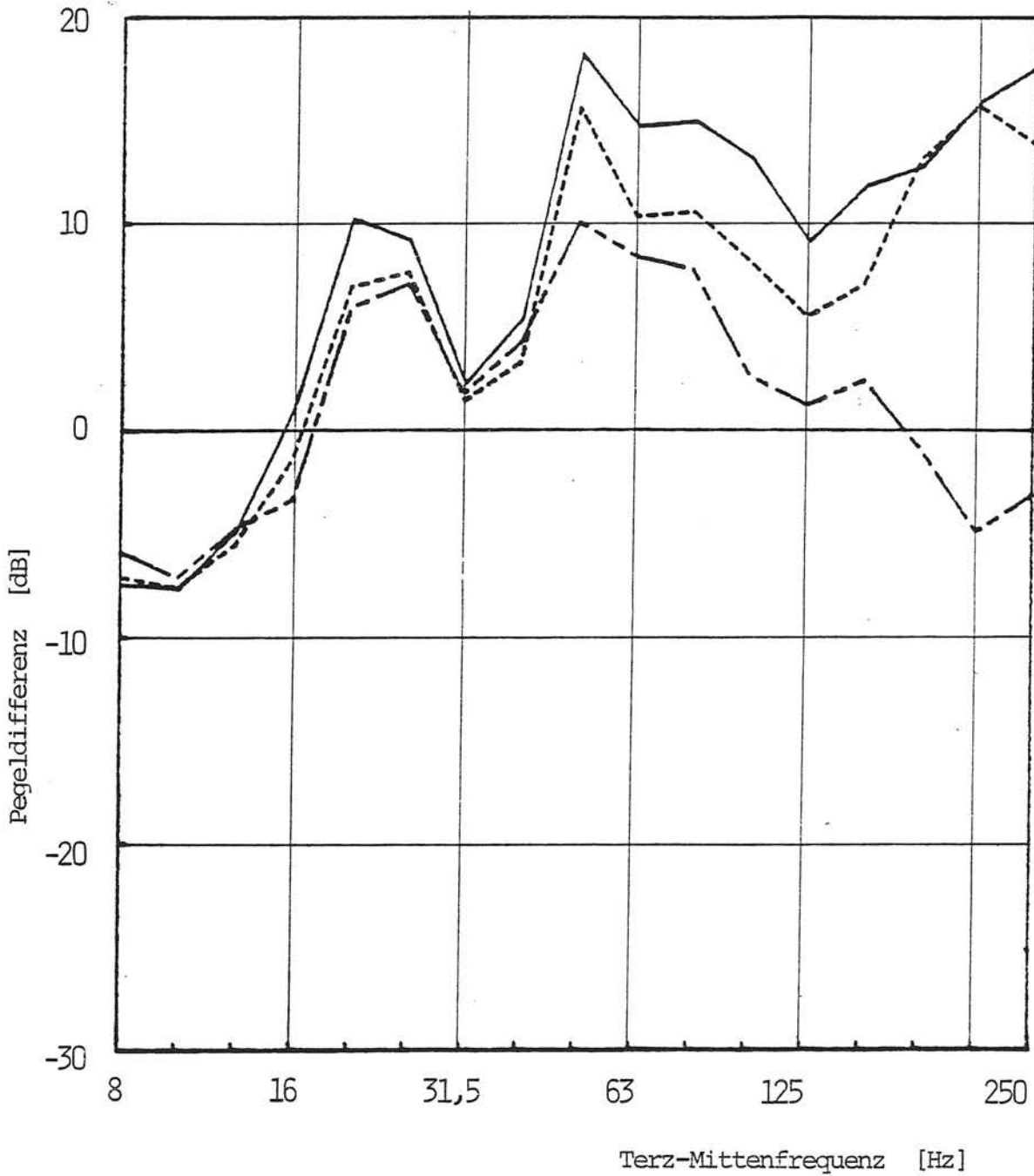


Bild 2/27: Körperschalldifferenzspektren;
Parameter: Oberbauform (Köln) [2]

1403/b minus 1403/c-90

- MP: Sohle
- - - MP: Wand
- · - · MP: Decke

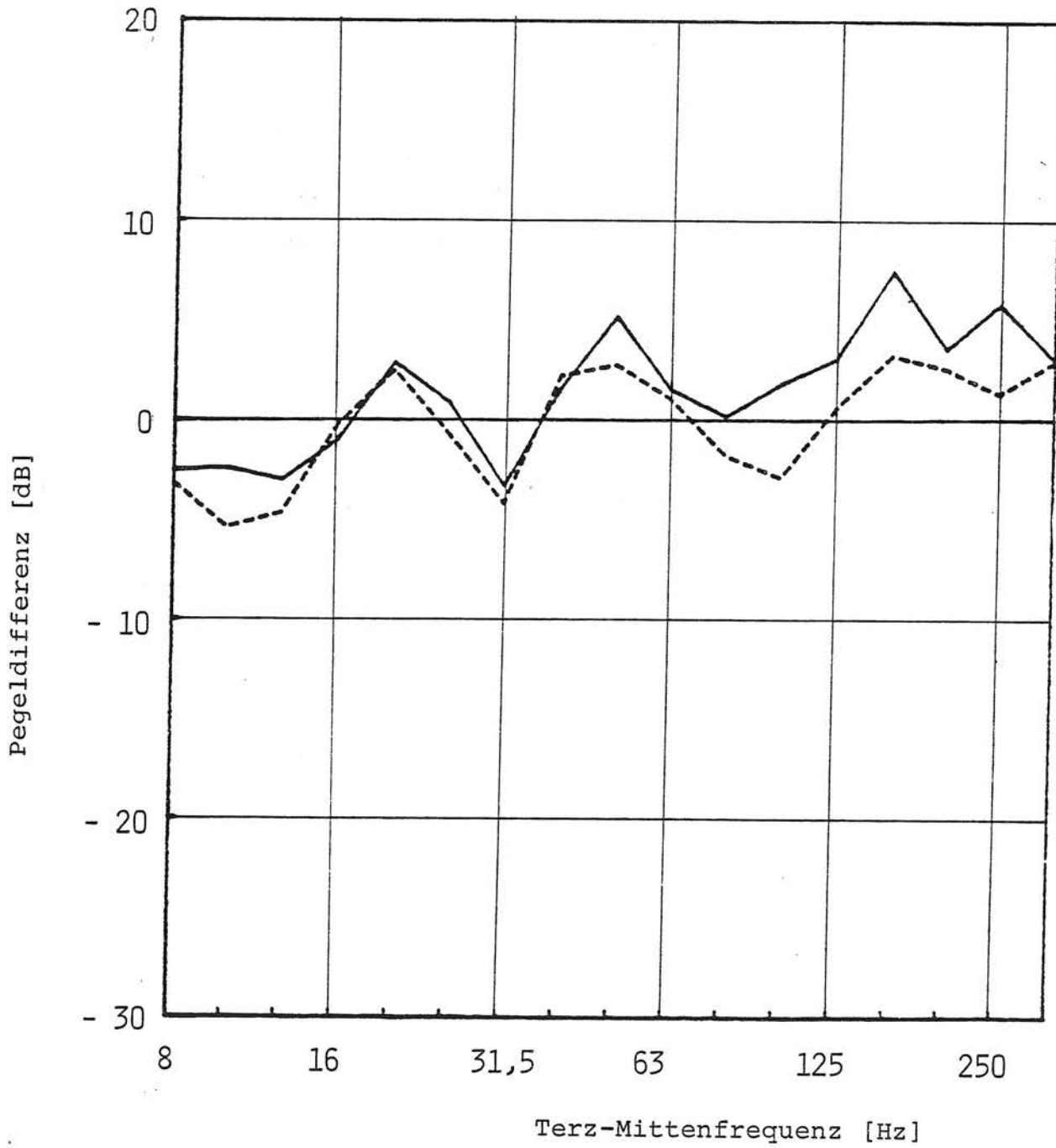


Bild 2/28: Körperschalldifferenzspektren;
 Parameter: Oberbauform (Köln) [2]
 1403/c-70 minus 1403/c-90
 (Kölner Ei niedrige minus hohe Form)

— MP: Sohle

- - - MP: Wand

WIENER OBERBAU:

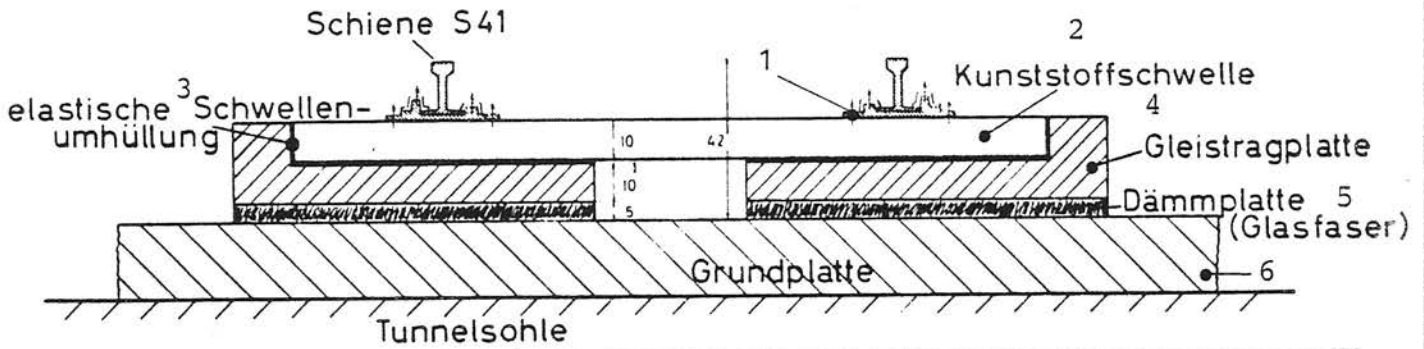


Bild 2/29: Oberbau mit elastisch gelagerten Schwellen aus Kunststoff [41, 43]

- 1 Rippenplatte
- 2 Kunststoffschwelle (10 cm hoch)
- 3 Gummiummantelung (gerippt; 1,8 cm dick)
- 4 Gleistragplatte aus Beton
- 5 Dämmplatte aus hochgepreßter Glasfaser (5 cm dick, Dichte 120 kg/m^3)
- 6 Grundplatte aus Beton, 30 cm dick

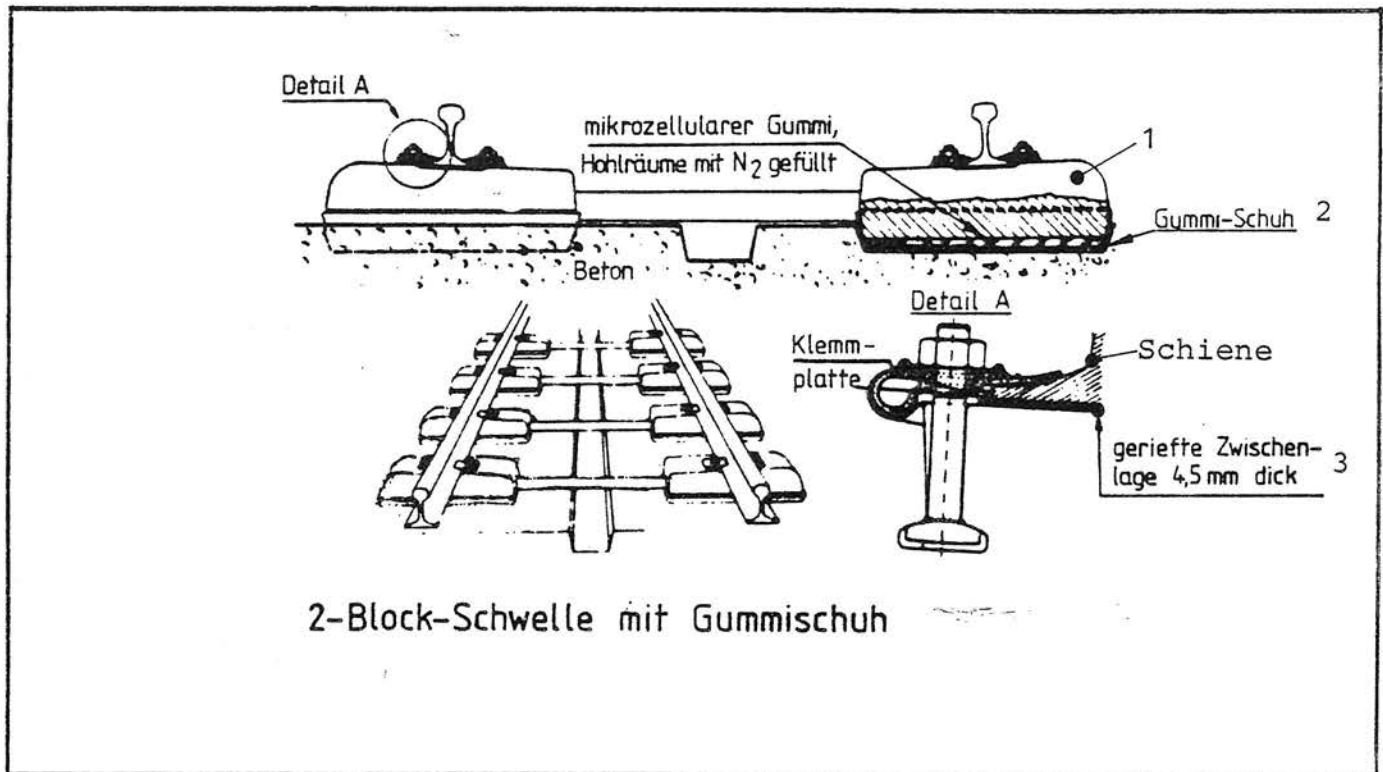


Bild 2/30: 2-Block-Schwelle mit Gummischuh [42]

- 1 2 Blockschwelle aus Stahlbeton
- 2 12 mm dicke Gummiplatte
- 3 gerippte Gummi-Zwischenlage; 4,5 mm dick

dem Schotteroberbau (45 cm dick) eine Verbesserung von mindestens 12 dB erzielt (Frequenzbereich 31,5 bis 1000 Hz).

b) Elastisch gelagerte Betontröge und -platten
(Masse-Feder-Systeme)

In Abschnitt 2.1.3.1.5 wurde ausführlich der elastisch gelagerte Betontrog mit Schotterfüllung beschrieben. Nach demselben Prinzip läßt sich auch ein schotterloser Oberbau verwirklichen. Der Schotter wird hierbei durch Betonelemente ersetzt. Dieses Oberbauprinzip wurde inzwischen in mehreren Variationen realisiert (s. Bilder 2/10 d, 2/19, 2/31, 2/32 b bis 2/37).

Bilder 2/10 d und 2/31 zeigen das Masse-Feder-System nach Eisenmann. Dieser Oberbau besteht aus Stahlbeton-Fertigteile-Trogelementen, die auf jeweils 3 elastomeren Lagern liegen. In den Trögen wird das Gleisrost aus Stahlbetonschwellen und Schienen montiert, ausgerichtet und mit schwindarmem Zementmörtel vergossen. Dieser Oberbau hat eine theoretische Eigenfrequenz von 10 bis 12 Hz. Im Vergleich zum Schotteroberbau wurden mit diesem Masse-Feder-System die in Tabelle 2/3 angegebenen Dämmwerte in dB erreicht [1], [47]. Außerdem sind aus [1] vergleichende Meßwerte für die Tunnelsohle (Bild 2/12) und für den Fußboden eines benachbarten Kellers (Bild 2/13) dargestellt. Mit geringen Abweichungen sind aus diesen beiden Bildern dieselben Minderungen des Körperschalls zu entnehmen wie in Tabelle 2/3 (Spalte 1) dargestellt. Die teilweise großen Differenzen zwischen den Werten aus der Spalte 1 und denen der Spalte 2 beruhen vermutlich auf anderen Randbedingungen wie z. B.:

- unterschiedliche Tunnelgeometrien (einschiffiger Doppelgleistunnel [47] bzw. dreischiffiger Tunnel [1] sowie unterschiedliche Wandstärken [47] = 60 cm, [1] = 40 und 50 cm)

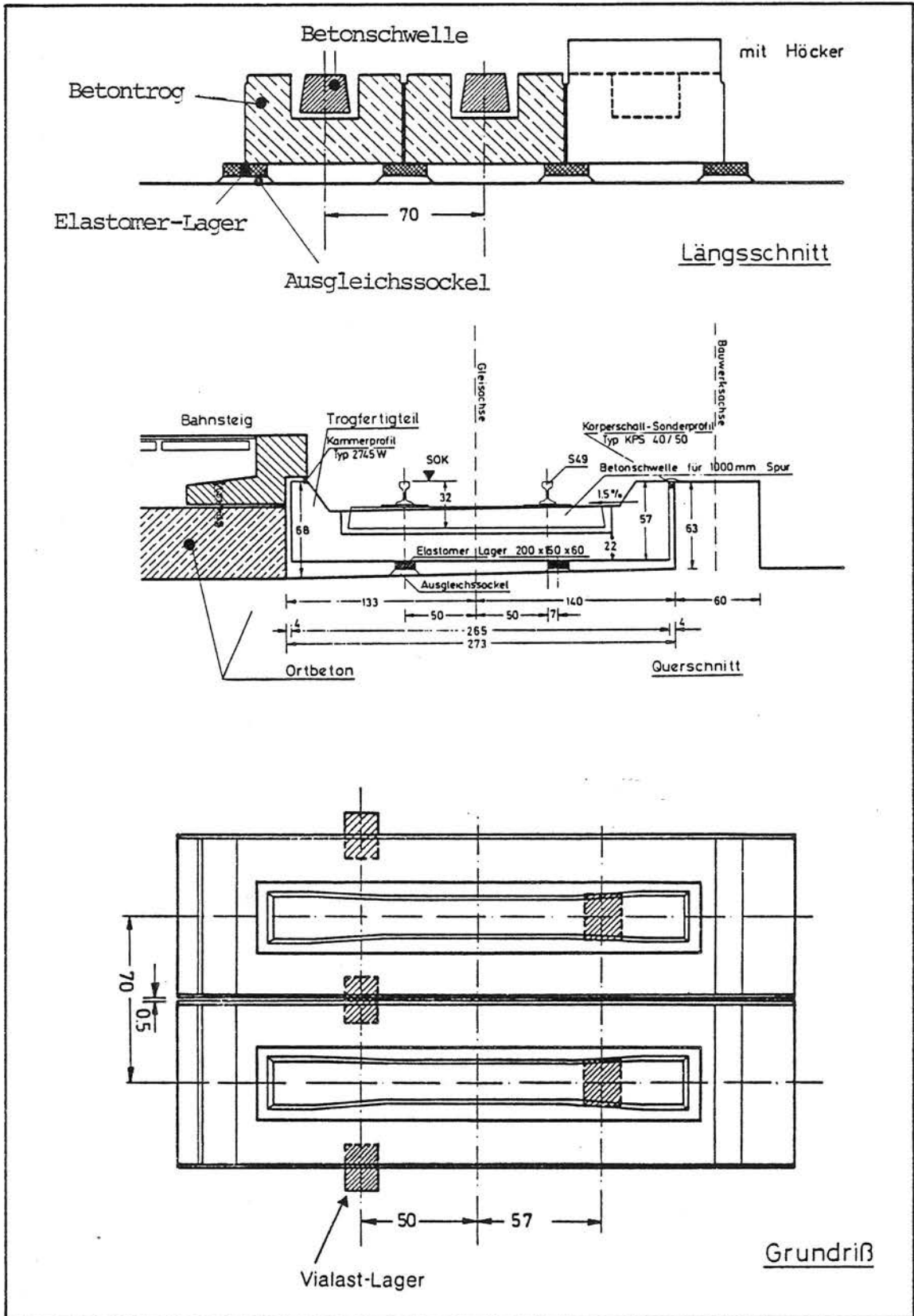


Bild 2/31: Masse-Feder-System nach Eisenmann [32], schotterlos; Betontröge gelagert auf elastischen Lagern

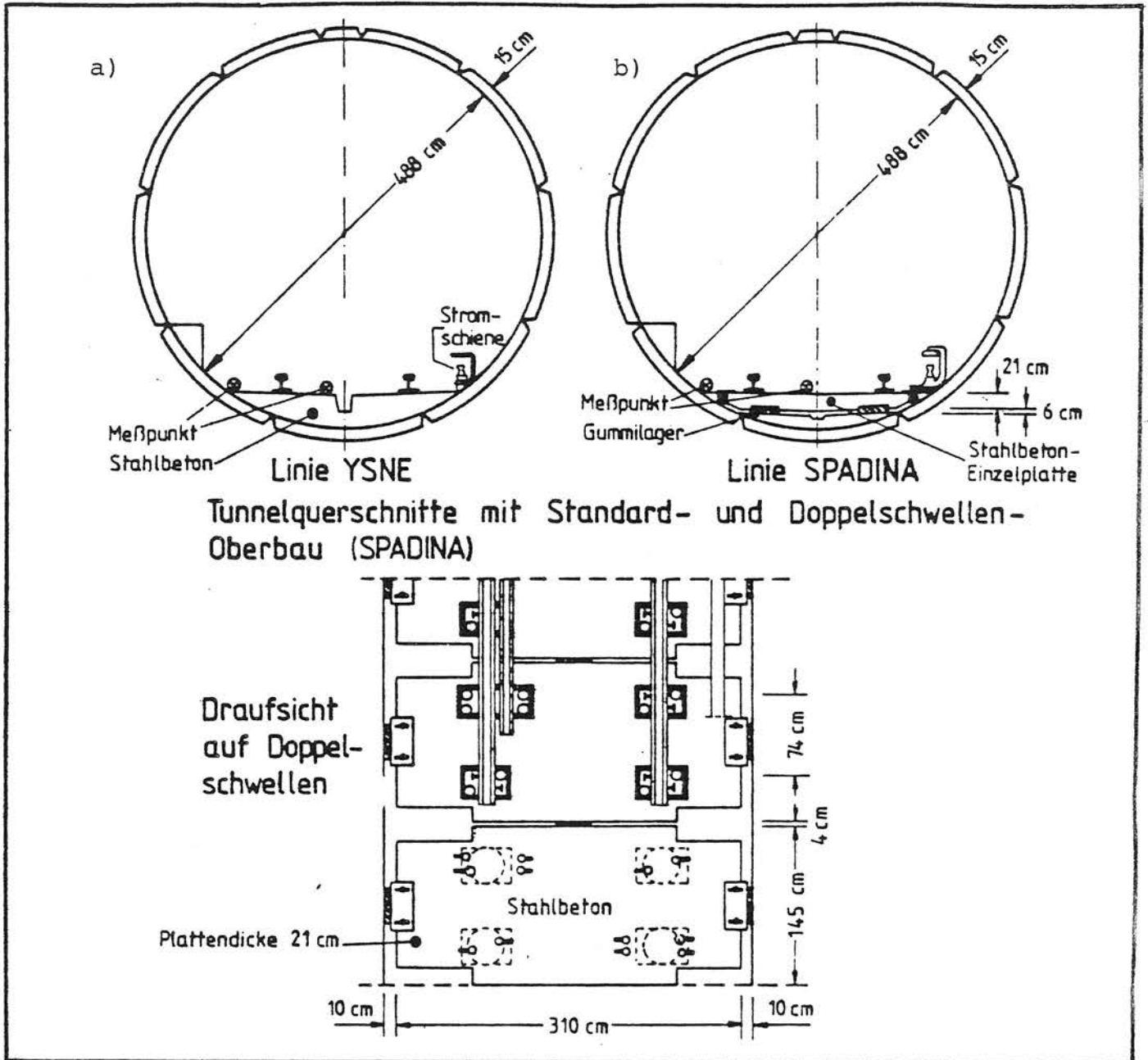


Bild 2/32: Standard- und Doppelschwellen-Oberbau (Toronto) [44], beide schotterlos

- a) Standardoberbau
- b) Doppelschwellen-Oberbau; 2-Block-Schwellen aus Stahlbeton (310 cm x 145 cm x 21 cm), die je 4 Schienenstützpunkte tragen. Als effektive Eigenfrequenz des Systems wird ein Wert zwischen 18 und 22 Hz angegeben. Hierdurch konnten z.B. in der 31,5 Hz-Terz die Schwingungen um 20 bis 30 dB reduziert werden (s.a. Bild 2/33).

Terz-Mittenfrequenz [Hz]	Dämmung [dB]	
	[1] ⁺	[47]
	1	2
16	-3	5
20	-2	14
25	0	12
31,5	8	15
40	13	10
50	19	15
63	22	19
80	22	21
100	22	18
125	16	11
160	12	19
200	18	22
250	20	25
315	18	24

Tabelle 2/3: Dämmwerte eines Masse-Feder-Systems gegenüber normalem Schotteroberbau (37 cm [47] bzw. 35 cm und mehr zur Kurvenüberhöhung [1]); Wandmeßpunkte, horizontal quer zum Gleis, $v = 60$ km/h

⁺ gemittelt über 4 Meßpunkte aus 2 Meßstrecken, bei beiden Oberbauformen wurde an denselben Meßpunkten gemessen

- unterschiedliche Meßpunktanordnung (gegenüberliegende Tunnelwände in [47])
- unterschiedliche Meß- und Auswerteverfahren
- unterschiedliche Fahrzeuge ([47] = ET 420, [1] = Stadtbahnwagen N8).

Bild 2/19 zeigt das Masse-Feder-System nach Uderstätt. Dieser Oberbau wurde bisher im wesentlichen mit normalem Schotterbett ausgerüstet. In Köln wurde er jedoch auch in schotterloser Form in Verbindung mit den Schienenlagern 1403/b in Tunnelstrecken eingebaut [18].

Die Masse (eine Ortbeton-Platte) ruht auf kegelförmigen Gummielementen. Durch die Kegelform (ca. 15° Neigung gegenüber der Vertikalen) werden die Gummielemente größtenteils auf Schub und nicht auf Druck beansprucht. Die Elemente sind von oben austauschbar. Meßergebnisse liegen z. Zt. nicht vor.

Bild 2/32 b zeigt ein Masse-Feder-System der Torontoer U-Bahn. Aufgrund von Anwohnerbeschwerden an der mit dem Standard-Oberbau ausgerüsteten YSNE-Linie (Bild 2/32 a) wurde der Doppelschwellen-Oberbau entwickelt und auf der SPADINA-Linie eingebaut. Fertigteile aus Stahlbeton ruhen auf elastischen Lagern.

Messungen wurden an vergleichbaren Meßpunkten der beiden Tunnelstrecken durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Bild 2/33 dargestellt. Der Doppelschwellen-Oberbau hat für einen sehr großen Frequenzbereich von 4 bis 125 Hz in Bezug auf den schotterlosen Standard-Oberbau eine etwa konstante Dämmwirkung von 12 bis 20 dB. Ausgenommen ist der Eigenfrequenzbereich der Einzelplatte mit $f_0 = 18 - 22$ Hz. In diesem Bereich tritt eine wesentlich geringere Dämmwirkung auf, sie liegt hier zwischen 6 und 8 dB. Es ist allerdings zu berücksichtigen, daß hiermit bestenfalls Tendenzen umrissen werden können, da die Messungen in verschiedenen Tunnelstrecken durchgeführt wurden.

Bild 2/34 zeigt einen Versuchsoberbau der New Yorker U-Bahn. Diese Oberbau besteht aus Stahlbetonplatten mit Abmessungen von 3 m x 7 m. Zum Schutz der Unterseiten sind diese Platten in wasserdichten Blechen eingegossen. Unter die wasserdichten Bleche sind elastische Lager aus Fiberglas (15 x 15 x 5 [cm³]) geklebt.

Aus Vergleichsmessungen an der Tunnelsohle ergab sich die in Bild 2/34 dargestellte Dämmkurve. Diese bezieht sich auf Messungen an dem schotterlosen Einzelplatten-Oberbau und an einem Betonoberbau, bei dem die Schienen unmittelbar über Schienenlager an der Tunnelsohle befestigt waren. Die Eigenfrequenz f_0 des Plattenoberbaus liegt bei ca. 16 Hz.

Bild 2/35 zeigt den VIPACT-Oberbau von British Rail. VIPACT ist die Abkürzung von Vibrationally Isolated Paved Concrete Track.

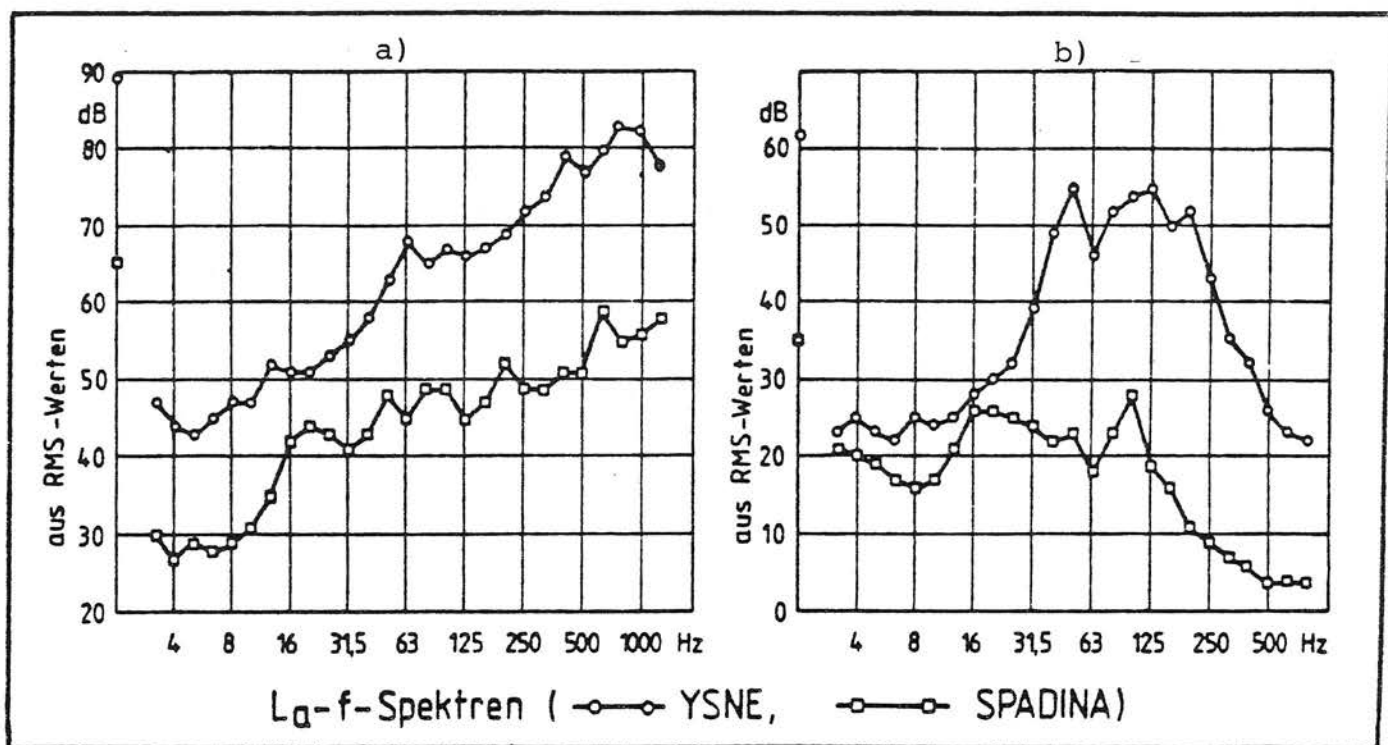
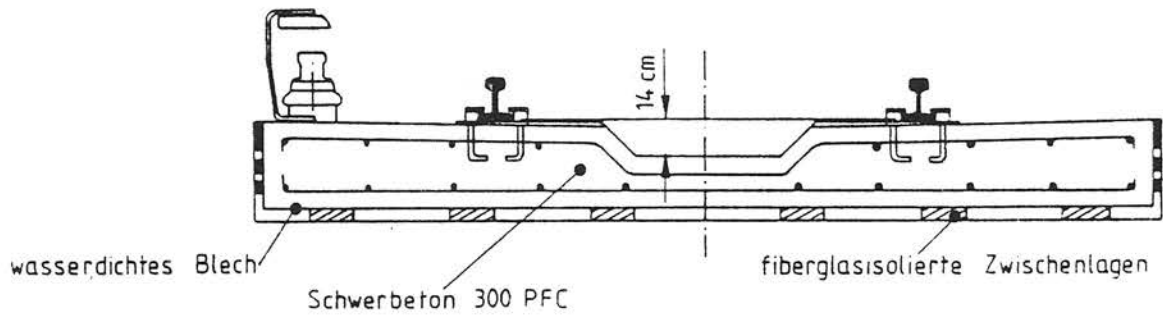


Bild 2/33: Körperschallspektren; Parameter: Oberbau
(Toronto, s. Bild 2/32)

- a) Körperschallspektren an der Tunnelsohle, vertikal,
 $v \sim 56$ km/h
- b) Körperschallspektren an einem ca. 15 m von der
Tunnelachse entfernten Punkt
(vertikal, $v \sim 32$ km/h)

—○— Standardoberbau
—□— Elastisch gelagerter Doppelschwellen-
Oberbau

(Hinweis: Es ist die Schwingbeschleunigung dargestellt!)



Elastische Lagerung des Beton-Schwellen-Gleis

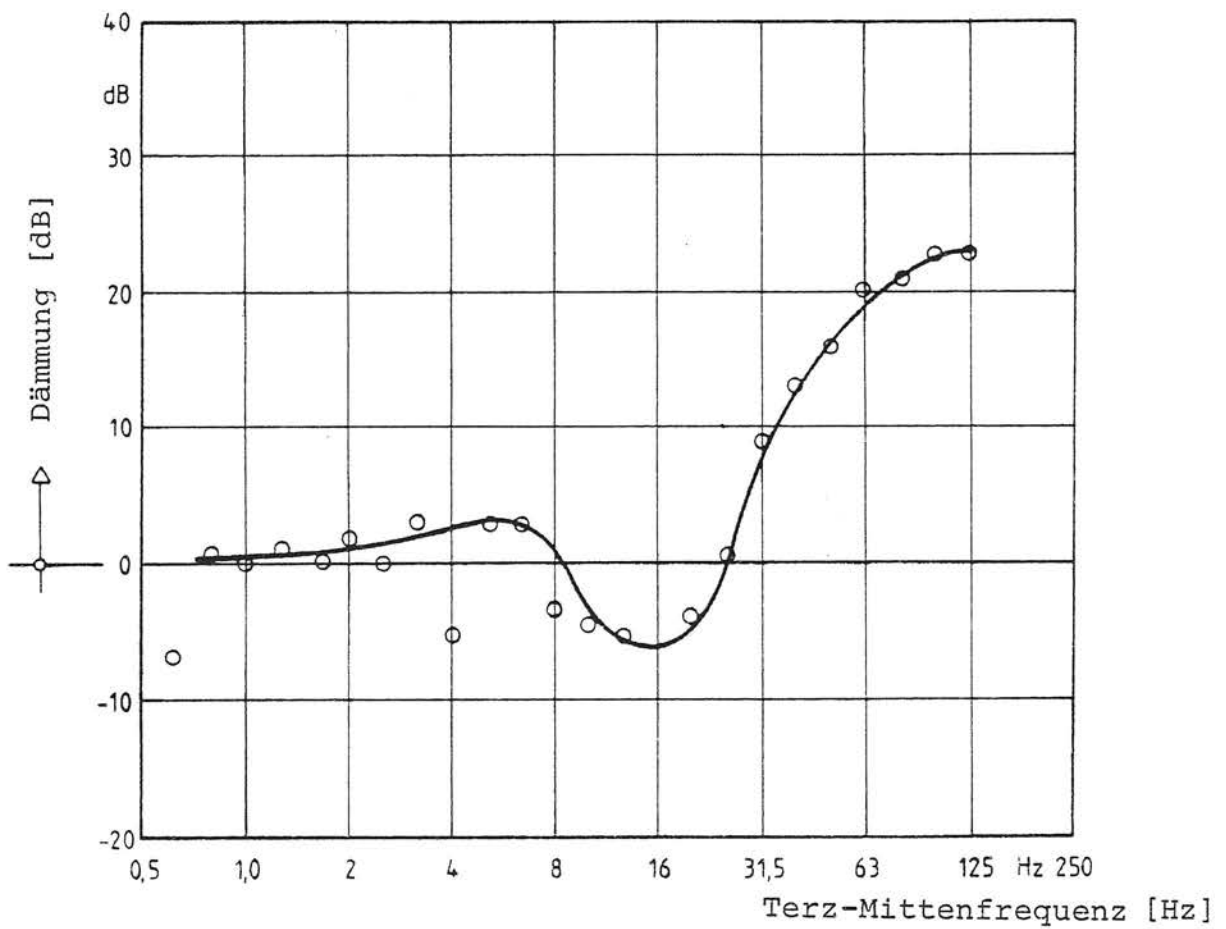
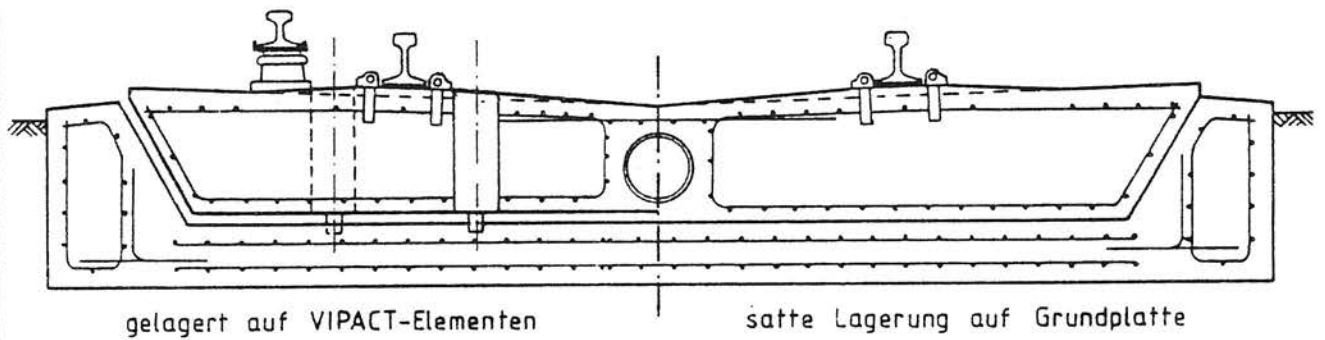
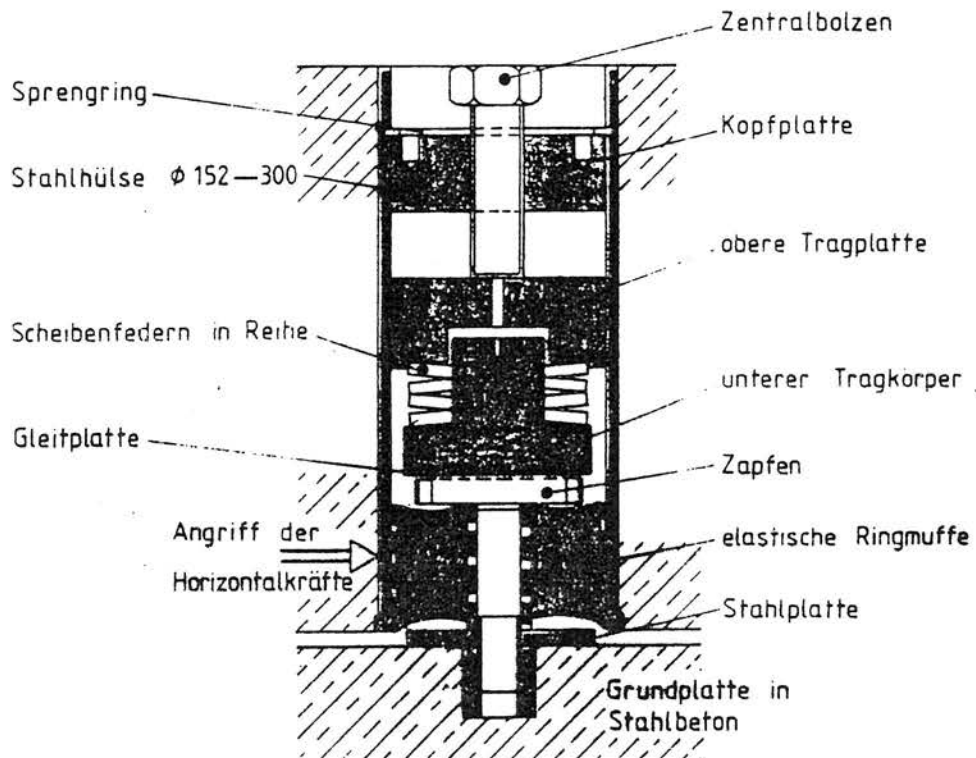


Bild 2/34: Versuchsoberbau der New Yorker U-Bahn



Querschnitt durch die elastisch gelagerte Fahrbahnplatte, System VIPACT und Plattenoberbau satt gelagert, nach [44] , Fig. 8



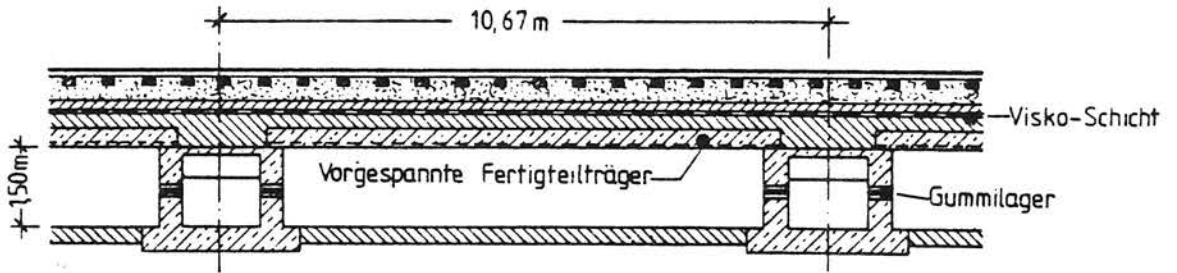
Federelement des Systems VIPACT, Patent-Anmeldung Nr. 12391

Bei diesem Oberbau ruhen Stahlbetonplatten auf Feder-Dämpfungselementen, die in Plattenquerrichtung versetzt um jede Schiene angeordnet sind. Diese Elemente übertragen die vertikalen Lasten auf eine Grundplatte. Gegenüber den meisten bisher beschriebenen Federelementen ist die senkrechte Elastizität dieser Elemente vor Ort über einen großen Bereich einstellbar. Hierdurch ist es möglich, das System lokalen Gegebenheiten anzupassen, um so eine optimale Schwingungsisolierung zu erzielen (s.a. System Uderstädt). Mit diesem System können auch bereits vorhandene Körperschallschutzmaßnahmen, z. B. Plattenoberbauten auf Gummilagern, verbessert werden. Durch Kernbohrungen in die Tragplatte wird Platz für die Elementhülsen geschaffen. In diese Bohrlöcher werden dann die Federelemente eingeklebt. Die vertikalen Lasten wurden dann von diesen Elementen übertragen. Eine Anpassung hinsichtlich Dämpfung und Eigenfrequenz ist dann möglich.

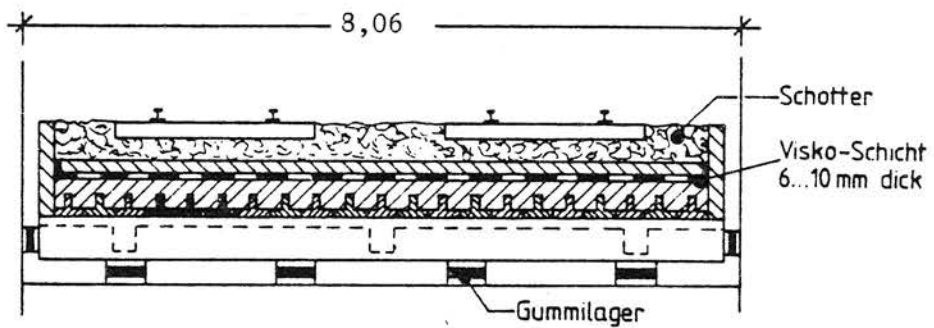
In Bild 2/35 ist das VIPACT-Lagerelement im Längsschnitt dargestellt. Über die Anzahl und Größe der eingebauten, in Reihe geschalteten Scheibenfedern kann die lotrechte Federung und Dämpfung des Oberbaus gesteuert werden.

Gegenüber einem nicht planmäßig elastisch gelagerten Plattenoberbau bei gleichen Plattenabmessungen ergaben sich Verbesserungen ab ca. 30 Hz. Bei 125 Hz betrug sie maximal 27 dB und oberhalb dieser Frequenz durchschnittlich 20 dB (bis 400 Hz, Bild 2/38).

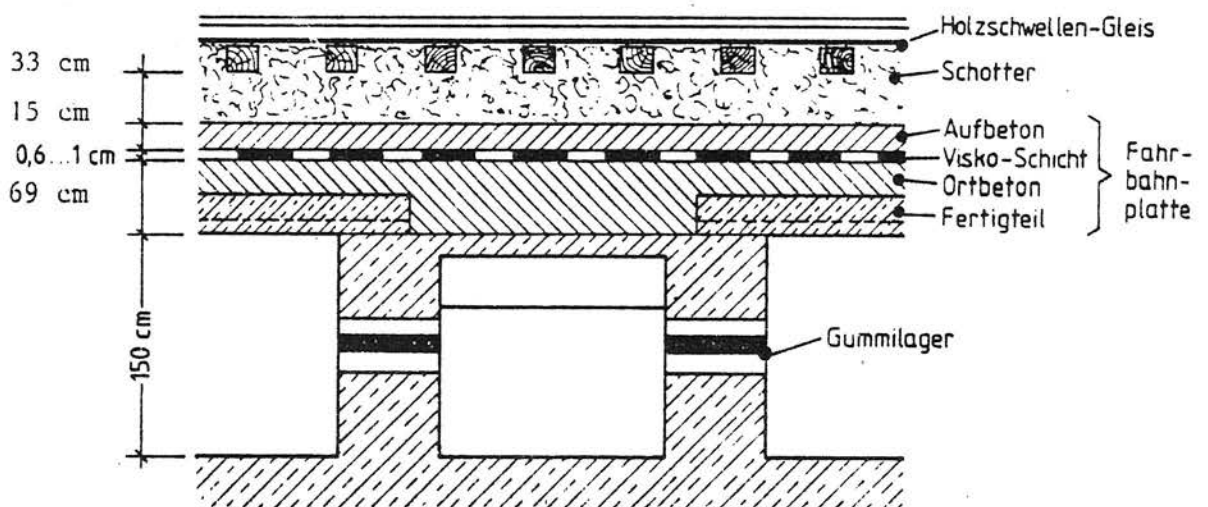
Die Bilder 2/36 und 2/37 zeigen Sonderkonstruktionen der London Transport. Eine massive Brückenkonstruktion stützt sich hierbei über Gummilager auf der Tunnelsohle ab [46]. Das Gleis ruht auf einer durchgehenden Gesamtkonstruktion. Diese besteht aus dicht aneinandergelegten T-Trägern (vorgespannte Betonfertigteile) und Ortbeton. Im oberen Fahrbahnplattenbereich liegt eine 6 - 10 mm dicke Visko-Schicht. Diese hat die Auf-



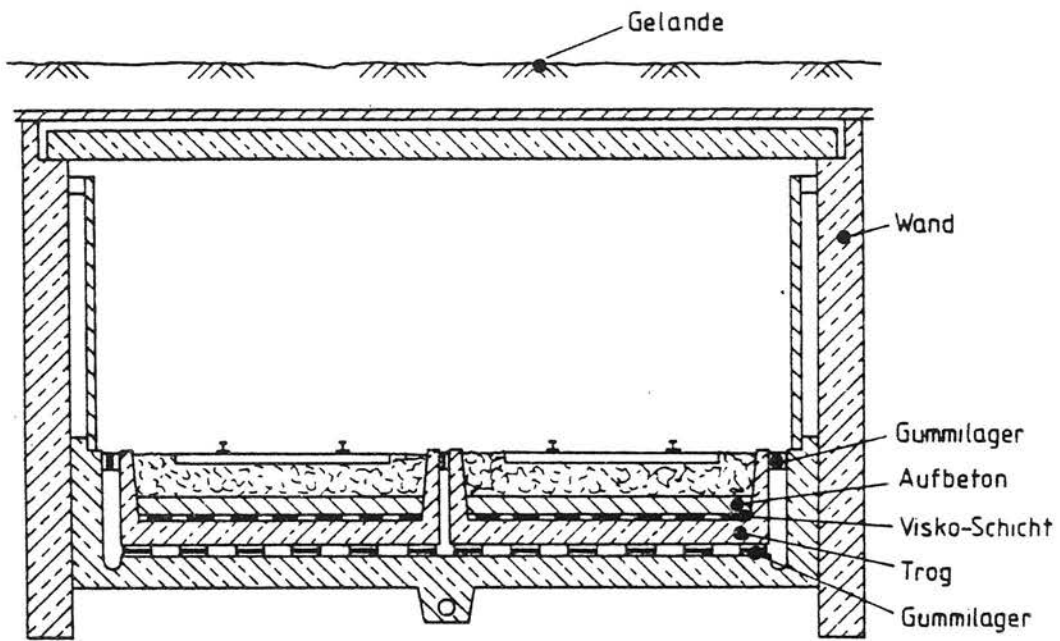
Längsschnitt der massiven Brückenkonstruktion,
System Barbican



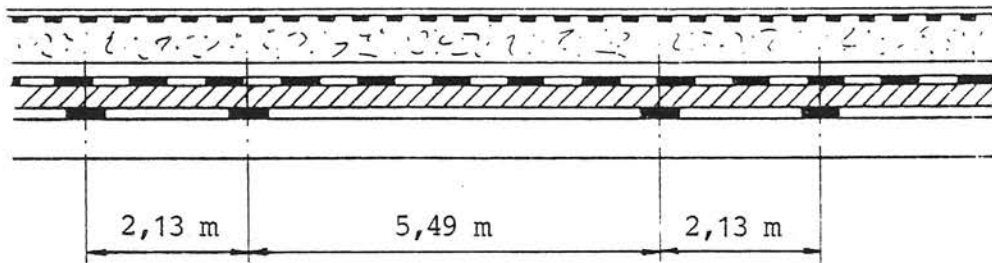
Querschnitt des Systems Barbican



Detail im Auflagerbereich

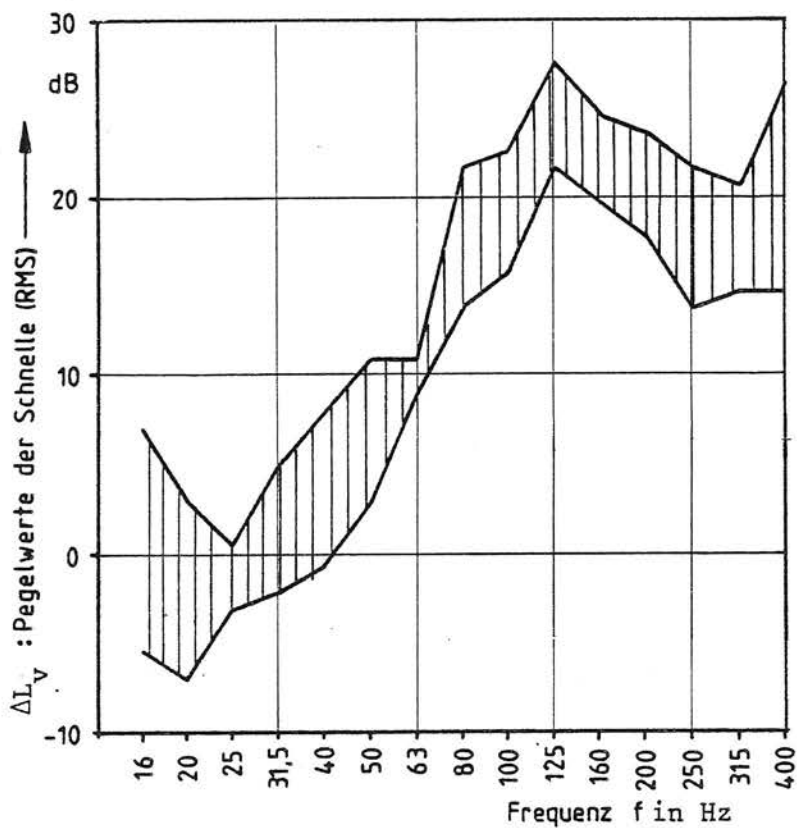


Querschnitt vom Tunnel und System Piccadilly



Längsschnitt vom System

Bild 2/37: Weiterentwicklung vom System in
Bild 2/36 (London Transport)



ΔL_v -f-Terzspektren des VIPACT-Systems für $16 \text{ km/h} \leq v \leq 96 \text{ km/h}$
bei direkter Schienenbefestigung

Bild 2/38: Körperschalldifferenzspektrum;
Parameter: Oberbau
Streuband der Pegelminderungen, die bei
Geschwindigkeiten zwischen 16 und 96 km/h
im Vergleich zum Schotteroberbau erzielt
wurden [48].

gabe, die bei Biegeschwingungen der Brückenkonstruktion über Schubkräfte in diese Schicht eingeleitete Verformungsenergie in Wärme umzusetzen. Unter der Fahrplatte ist ausreichend Raum vorhanden; somit ist eine Untersuchung und Wartung der Gummilager unter Verkehrsbelastung möglich. Diese Möglichkeit erfordert jedoch einen großen Tunnelquerschnitt. Für das tiefabgestimmte Masse-Feder-System nach Bild 2/36 wird eine Eigenfrequenz f_0 von ca. 7 Hz angegeben. Zwischen 8 und 100 Hz wurde eine durchschnittliche Minderung gegenüber dem Schotteroberbau von 11 bis 12 dB erzielt. Eine maximale Reduzierung von 20 dB ergab sich für den Frequenzbereich von 30 bis 45 Hz.

Eine Weiterentwicklung des in Bild 2/36 dargestellten Oberbaus ist Bild 2/37 zu entnehmen. Allerdings hat man hierbei auf die Möglichkeit der Untersuchung und Wartung der Gummilager verzichtet. Somit ist hierfür ein viel kleinerer Tunnelquerschnitt erforderlich. Beibehalten wurde die Brückenkonstruktion, jedoch mit geringerem Lagerabstand und getrennten Konstruktionen für jedes Gleis. Der Trog mit Visko-Schicht und Abdeckbeton ruht auf Auflagern, die in Längsrichtung einen Abstand von abwechselnd 5,49 m und 2,13 m haben. Jede Lagerreihe besteht aus fünf einzelnen Gummilagern. Mit diesem System wurden Dämmungen von 12 bis 23 dB im Bereich zwischen 20 und 100 Hz erzielt [48].

Diese beiden Systeme wurden bisher in London auf der Barbican-Line (1965) und auf der Piccadilly-Line (Anfang der 70er Jahre) realisiert.

2.2 Maßnahmen im Übertragungsweg

Hierunter fallen alle Maßnahmen zur Schwingungsminderung, die auf dem Übertragungsweg von der Systemgrenze Oberbau-Unterbau zum Immissionsort (Fundamente der benachbarten Gebäude) möglich sind. Dabei werden auch solche Maßnahmen behandelt, die zwar theoretisch erfolgversprechend sind, in der Praxis aber allein aus Immissionsschutzgründen nicht eingesetzt werden (z. B. Tunnelkonstruktion). Außerdem werden in diesem Kapitel auch die Kenngrößen des Bodens beschrieben, die die Ausbreitung der Schwingungen maßgeblich beeinflussen. Diese Größen können teilweise durch andere Streckenführungen variiert werden.

2.2.1 Tunnelbauwerk

Die konstruktive Gestaltung des Tunnels hat einen wesentlichen Einfluß auf sein Schwingverhalten. Eine meßtechnische Ermittlung des qualitativen Einflusses der einzelnen Tunnelparameter ist relativ schwierig, dennoch lassen sich aufgrund von Messungen [1, 2, 3, 4, 49, 50] und einer theoretischen Untersuchung [9] Tendenzen angeben.

- Rechtecktunnel - Kreistunnel

Nach [49] ist ein Kreistunnel wesentlich steifer als ein Rechtecktunnel. Diese Aussage bezieht sich auf Tunnelabmessungen "üblicher" Bauart (Hamburg), wobei eine nähere Spezifikation hierüber nicht angegeben wird. Durch Fremderregung¹⁾ wurden beim Rechtecktunnel Eigenfrequenzen ab ca. 20 Hz in mehr oder weniger dichter Reihenfolge gemessen. Dagegen lagen die ersten Eigenfrequenzen beim Kreistunnel oberhalb von 100 Hz. In [4] wurden mehrere Kreistunnel hinsichtlich ihres Schwingverhaltens untersucht. Ein allgemeiner Bezug zu Rechtecktunneln konnte allerdings damit nicht ermittelt werden, da die anderen Parameter nicht konstant gehalten werden konnten. In den Bildern

1) Schwingmaschine mit maximal ± 40 kN Wechselkraftamplitude.

2/39 und 2/40 sind aus diesem Bericht Spektren dargestellt, die jeweils für einen Wandmeßpunkt (horizontal, senkrecht zur Tunnelwand) gelten. Zum Vergleich sind in Bild 2/39 b zwei Spektren aus einem Rechtecktunnel (Dortmund [1]) für einen vergleichbaren Meßpunkt angegeben. In allen 5 Tunnelstrecken liegt das Hauptantwortsignal der Tunnelwand zwischen ca. 40 und 70 Hz. Auffallend ist in Bild 2/40 das starke Signal um ca. 16 Hz. Möglicherweise hängt dies mit der relativ weichen Ausbauart zusammen, in allen drei Tunneln wurden Gußeisentübbinge verwendet.

In [9] werden die Ergebnisse einer theoretischen Untersuchung zum Einfluß der Querschnittsform diskutiert. Hiernach zeigt der Amplitudenfrequenzgang der Tunnelwand und -decke eines Kreistunnels keinen prinzipiellen Unterschied zum Rechtecktunnel (dies gilt für die gleiche umgebende B-Struktur). Die Tunnelform ist jedoch maßgebend für die Schwingungsausbreitung im umgebenden Boden. Bei einem Kreistunnel herrschen Schwingungen in horizontaler Richtung vor. Verglichen mit den Werten, die beim Rechteckquerschnitt auftreten, ist hier eine Vergrößerung um den Faktor 2 festzustellen.

Neben dem Einfluß der Tunnelform (rund - rechteckig) wurde in [9] auch der Einfluß einer Mittelstütze, der Tiefenlage, des Grundwasserstandes und der Steifigkeit des umgebenden Bodens untersucht.

- Tiefenlage

Mit zunehmender Tiefenlage des Tunnels werden die Schwingungen bei derselben Anregung kleiner. Dies ist mit der mit der Tiefe zunehmenden Bodensteifigkeit zu erklären. Die auf der Tunneldecke aufliegende Bodenmasse schwingt bei tiefen Frequenzen mit und bewirkt ein Absinken der Tunneldeckeneigenfrequenz mit zunehmender Tiefenlage. Im umgebenden Boden erfolgt die Schwingungsausbreitung in zwei Bereichen, wobei die Tiefe des oberen Bereiches der Eindringtiefe einer Rayleighwelle entspricht. Dieser ober-

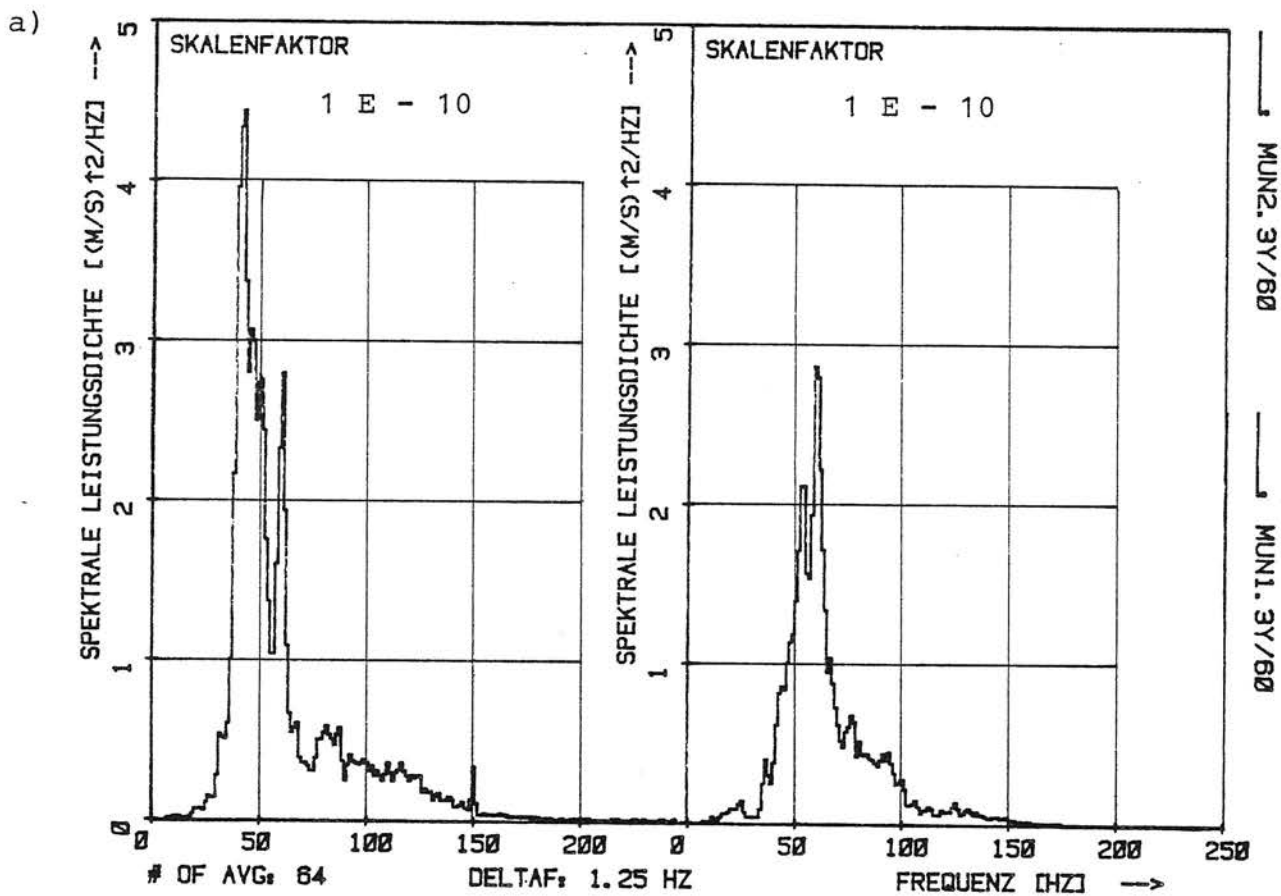
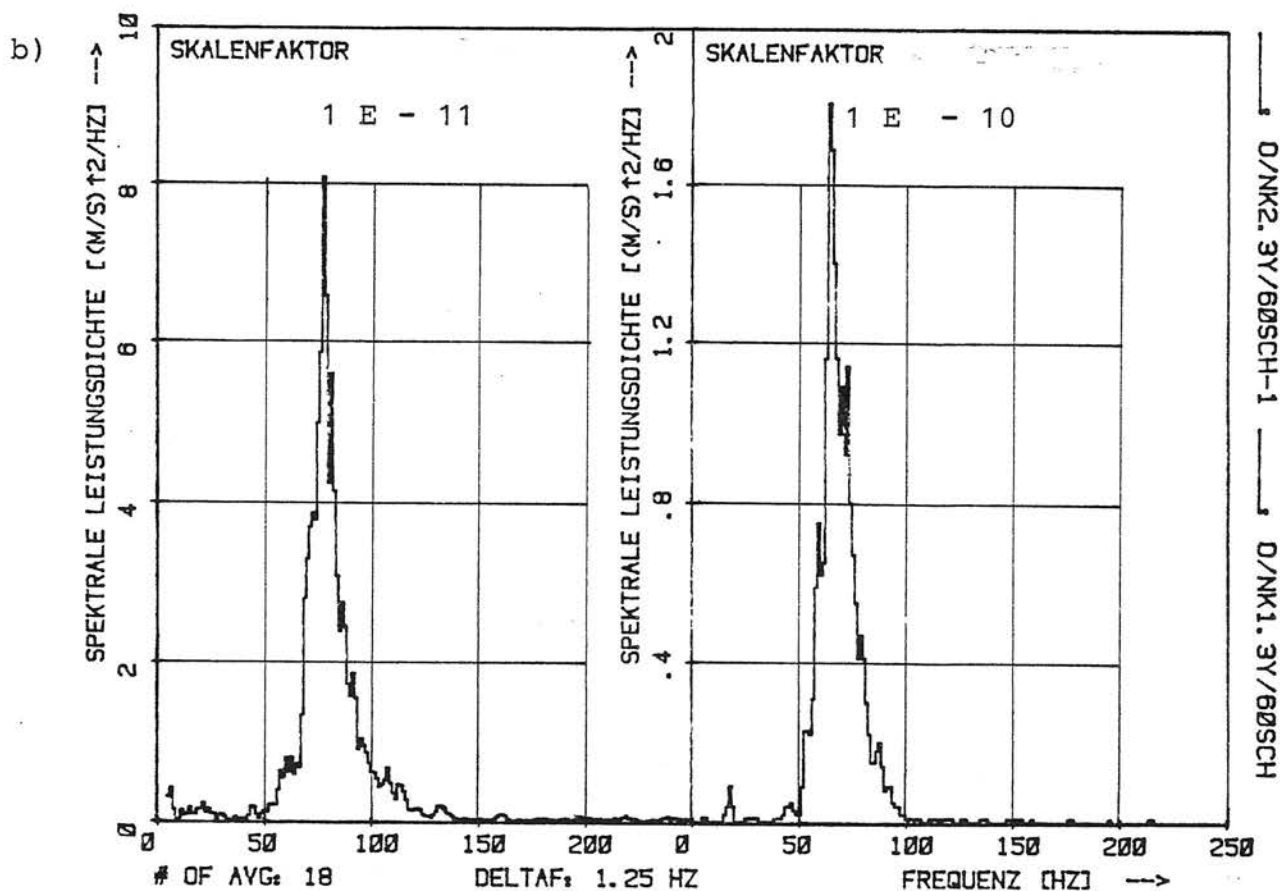


Bild 2/39: Körperschallspektren; Parameter: Tunnelform
 Meßpunkt: Tunnelwand, $V = 60$ km/h
 a) Kreistunnel (München), zweischalig aus Beton, Schotteroberbau
 b) Rechteckunnel (Dortmund), Schotteroberbau



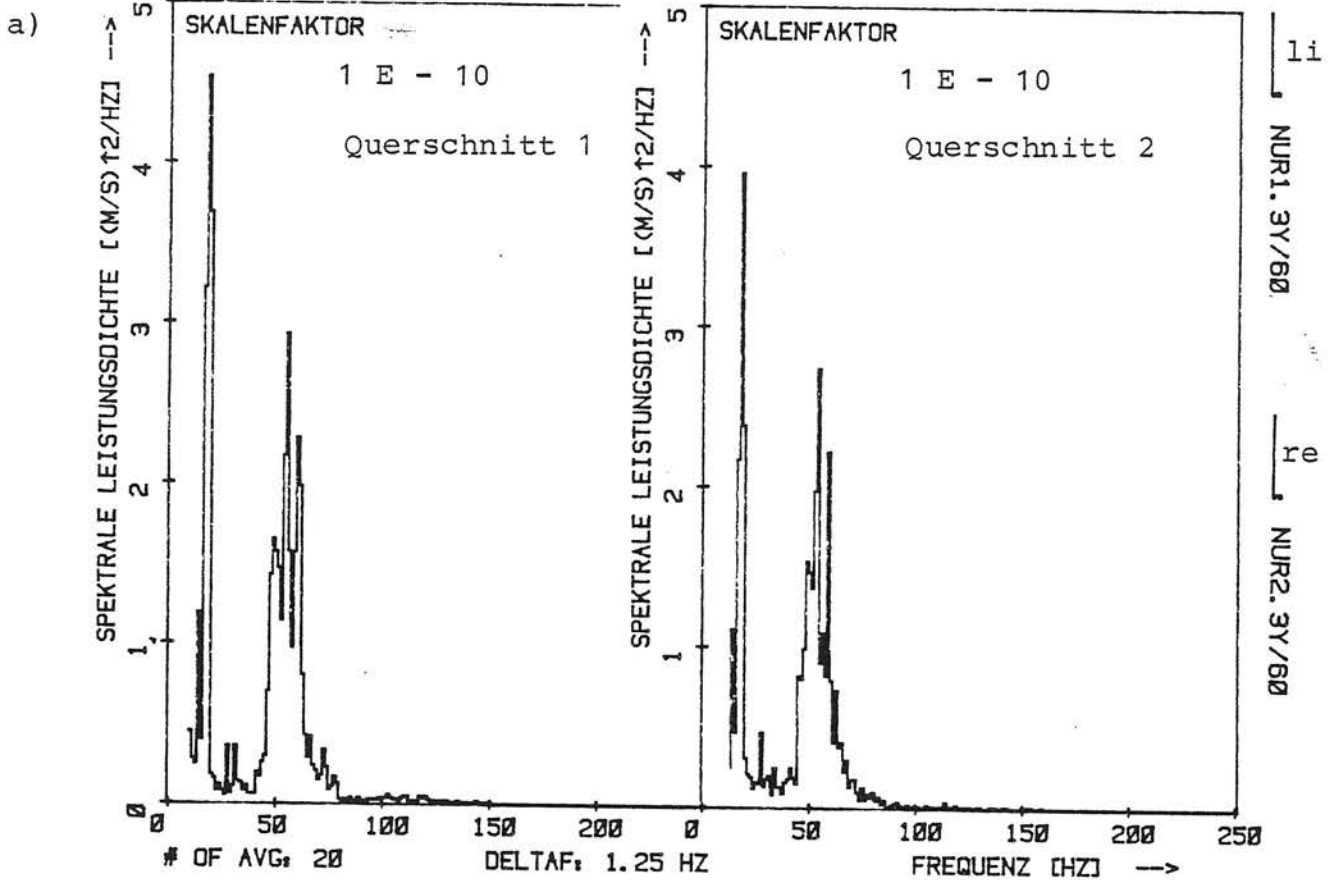
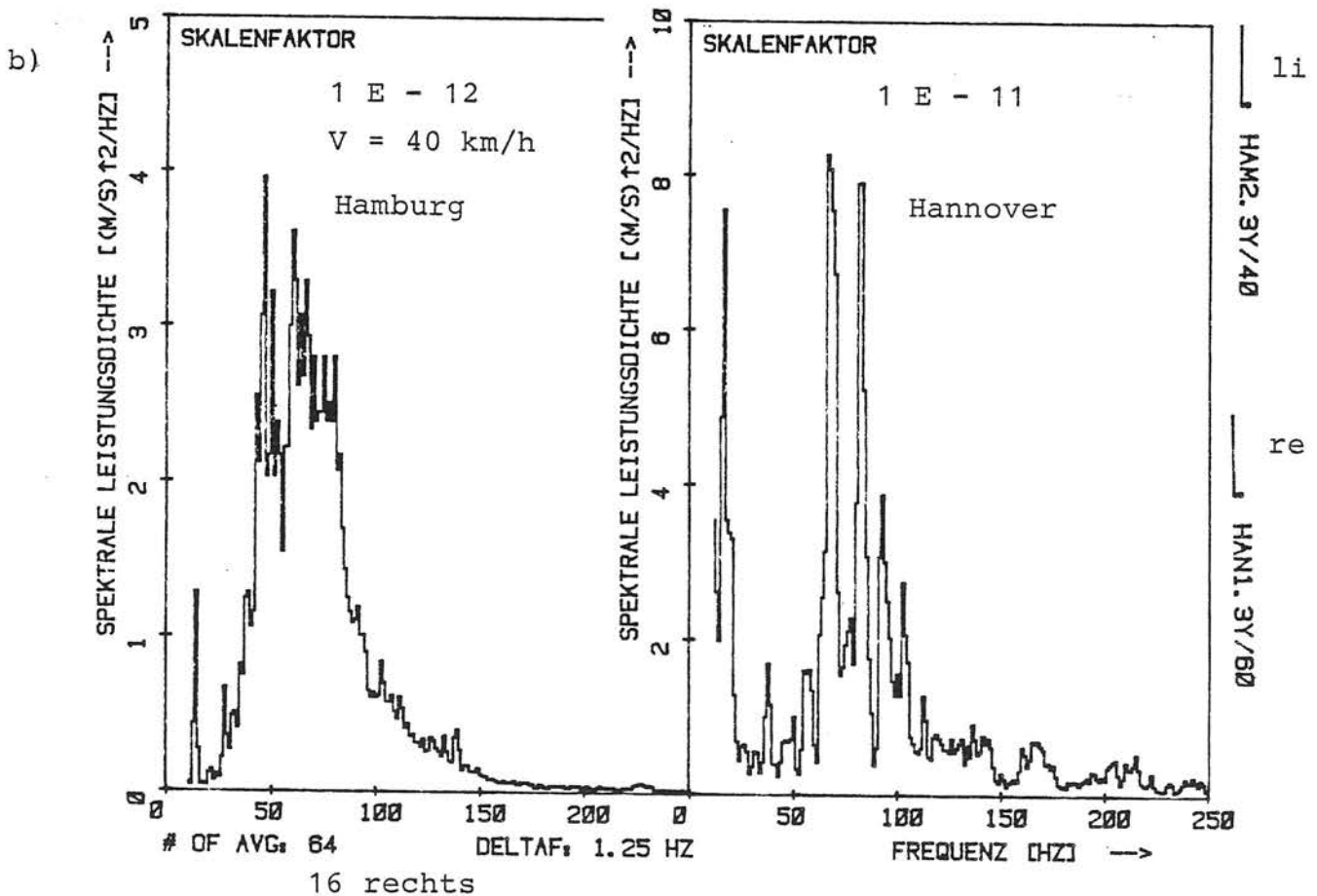
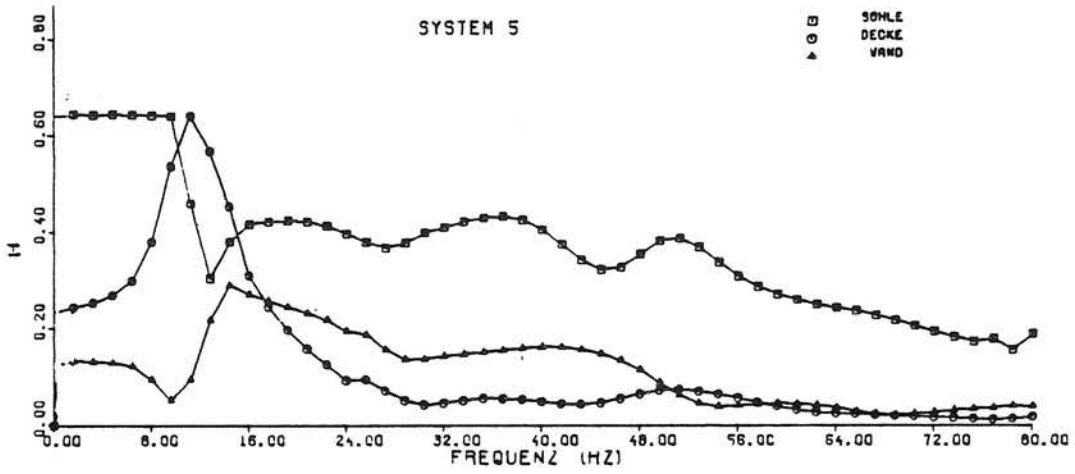
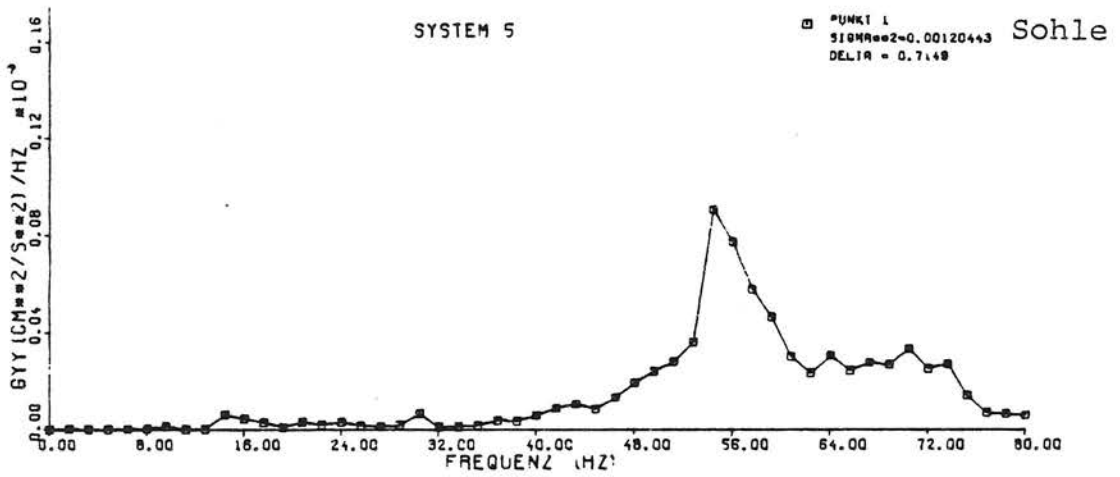


Bild 2/40: Körperschallspektren; Parameter: Tunnelform
 Meßpunkt: Tunnelwand, $V = 60 \text{ km/h}$, Gußeisen-Tübbinge
 a) Kreistunnel (Nürnberg), schotterloser Oberbau
 b) Kreistunnel (Hamburg und Hannover), Schotter-Oberbau

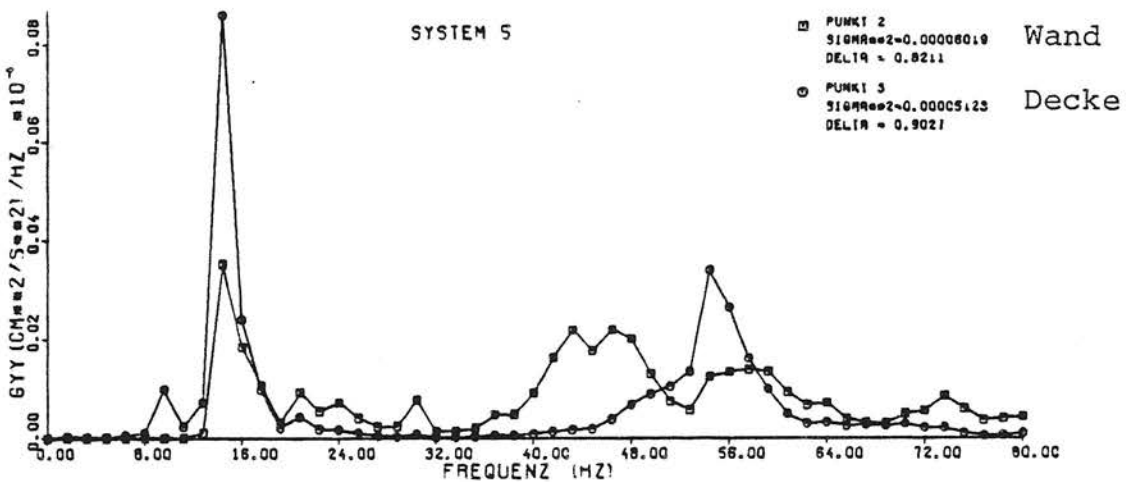




Amplitudenfrequenzgänge der Tunnelsohle, -wand und -decke, System 5



Leistungsdichte Punkt 1 (Tunnelsohle), System 5



Leistungsdichte Punkt 2 und 3 (Tunnelwand, -decke), System 5

Bild 2/41: Körperschallspektren für einen Kreistunnel, [9], Seite 151

flächennahe Bereich wird von dem Frequenzverhalten des gesamten Tunnelbauwerkes beeinflusst, der tiefere Bereich zeigt dagegen im wesentlichen nur das Frequenzverhalten der Tunnelsohle.

- Mittelstütze, Tunnelabmessung

Ein Querschnitt mit Mittelstütze zeigt kein wesentlich anderes Frequenzverhalten als ein Querschnitt ohne Mittelstütze. Infolge der Versteifung durch die Mittelstütze treten jedoch größere Amplituden im höheren Frequenzbereich auf.

Durch Messungen in einem Dortmunder Tunnelabschnitt [1] wurden ähnliche Einflüsse der Tunnelabmessungen festgestellt (Bild 2/42 a). Ab ca. 50 Hz wurden in dem Tunnelquerschnitt mit der geringeren lichten Weite (4,4 m) stärkere Schwingungen gemessen als in dem Tunnelquerschnitt mit der größeren lichten Weite (6,8 m bzw. 13,6 m mit Mittelstütze).

- Tunnelwanddicke

In [5] wird folgende Beziehung zwischen dem Körperschallpegel L an der Tunnelwand und der mittleren Tunnelwanddicke d_m angegeben (Schotteroberbau):

$$L_V = (69 - 56 \lg \frac{d_m}{40}) \pm 2,5 \text{ [dB]}$$

Diese Beziehung gilt für $V = 60 \text{ km/h}$. Bei ausgesprochenen Versuchsfahrten können nach [5] um ca. 5 dB_V geringere Pegel auftreten. Neuere Meßergebnisse zeigen, daß ein Korrekturwert von 5 bis 10 dB für Versuchsfahrten realistischer ist (s. Tabelle 2/1, Teil I).

Es wird angenommen, daß sich auch die Werte an der Tunnelsohle und -decke in ähnlicher Weise mit deren Dicke verändern. Obige Beziehung gilt nur dann, wenn die anderen Parameter konstant gehalten werden (z. B. Anregung, Oberbau, umgebender Boden und Tiefenlage).

Liegt der Tunnel im Fels eingebettet und ist er auch noch mit diesem durch Betonhinterfüllung (Verbaubeton) fest verbunden, so ergibt sich hierdurch eine fast ins Unendliche ausgedehnte Tunnelwanddicke. In [1] wurde für einen solchen Fall an der Tunnelwand ein Summenpegel von rund 32 dB_V gemessen (Versuchsfahrten). Die Tunnelwanddicke betrug dabei "nur" 0,5 m.

2.2.2 Umgebender_Boden

- Grundwasser

Infolge der Inkompressibilität des Wassers zeigt ein Boden-Wasser-Gemisch einen hohen Widerstand gegen Normalverformungen. Die Scherverformungen bleiben dagegen von dem Vorhandensein des Grundwassers unbeeinflusst. Hieraus ist zu folgern, daß die Schwingungen des Tunnels und des umgebenden Bodens bei vorhandenem Grundwasser kleiner ausfallen werden als ohne Grundwasser (bei gleichen Bodenverhältnissen und Tiefenlage). Durch Rechnungen [9] wurden diese grundsätzlichen Überlegungen bestätigt. Besonders unter 40 Hz konnte eine größere Reduzierung der Schwingungsamplituden festgestellt werden. Die größere Steifigkeit des Bodens bewirkt einen schnellen Abfall beider Schwingungskomponenten mit zunehmender Entfernung und Tiefe. Beim Oberflächenverkehr bewirkt Grundwasser eine Reduzierung der Amplituden um ca. 20% (Teil II, Bild 4.19). Obwohl der Grundwasserspiegel eine deutliche Schichtung des Bodens darstellt, stellt sich hierbei keine Grenz- oder Resonanzfrequenz ein (s. a. Abschnitt Schichtung).

- Bodenfrost

Einen umgekehrten Effekt wie eben beschrieben zeigt die Bodenfeuchtigkeit im Winter. Nach [3] ergaben Messungen in einem Wohnhaus neben einer Straßenbahnlinie bei Bodenfrost einen ca. 5 dB_V höheren Körperschallpegel als ohne Bodenfrost. Subjektive Wahrnehmungen von Benutzern des im Bild A3/15 (Teil I) dargestellten Gebäudes bestätigen diese Aussage¹⁾: im Sommer werden die vorbeifahrenden

1) Mitteilungen an den Verfasser

den Fahrzeuge kaum bemerkt, dagegen werden sie im Winter bei Temperaturen unter null Grad deutlich als Vibration des Fußbodens wahrgenommen. Nach [51] ist die Abnahme der Schwingungsamplituden im Fels nur abhängig von der Entfernung (geometrische Ausbreitungsdämpfung), da im Fels nur sehr wenig Schwingungsenergie diszipt wird. Dies könnte ebenso die Ursache für die geringe Schwingungsdämpfung von gefrorenem Boden sein, zumal die Eindringtiefe der für die Schwingungsübertragung wesentlichen Rayleigh-Wellen (Oberflächen-Wellen) relativ gering ist ($\sim 1/2 \lambda$). Dies bedeutet, daß der größte Teil der Schwingungsenergie im frostgefährdeten Bodenbereich übertragen wird.

- Steifigkeit des umgebenden Bodens

Die Steifigkeit des umgebenden Bodens hat einen Einfluß sowohl auf die Antworten des Tunnels als auch auf die des umgebenden Bodens. In [9] wurde u.a. ein Tunnel theoretisch untersucht, bei dem nur die Steifigkeit des umgebenden Bodens variiert wurde (der Schubmodul der einzelnen Schichten wurde um den Faktor 10 verändert). Der steifere Boden bewirkte eine Resonanzverschiebung der einzelnen Tunnelbauteile nach oben. Außerhalb der Resonanzbereiche sind die Schwingungsamplituden bei der höheren Bodensteifigkeit rund um den Faktor 10 kleiner ($\hat{=}$ - 20 dB).

Der Einfluß der Bodensteifigkeit ist auch aus Bild 2/42 a und b zu ersehen. Eine Einbettung im Fels bewirkt eine deutliche Reduzierung der Schwingungsamplituden, die besonders ausgeprägt ist an der Tunneldecke unter 80 Hz und an der Tunnelwand in den Terzen 63 und 80 Hz. An der Tunnelwand betragen die maximalen Differenzen über 35 dB (s. a. Bilder 2/43 a und b). Ein im Fels eingebetteter Tunnel läßt sich demnach wesentlich schwerer zum Schwingen bringen als ein im Lockerboden eingebetteter Tunnel. Diese Aussage steht nicht im Widerspruch zu der früher getroffenen Aussage, daß Schwingungen im Fels bzw. Frostboden kaum gedämpft werden.

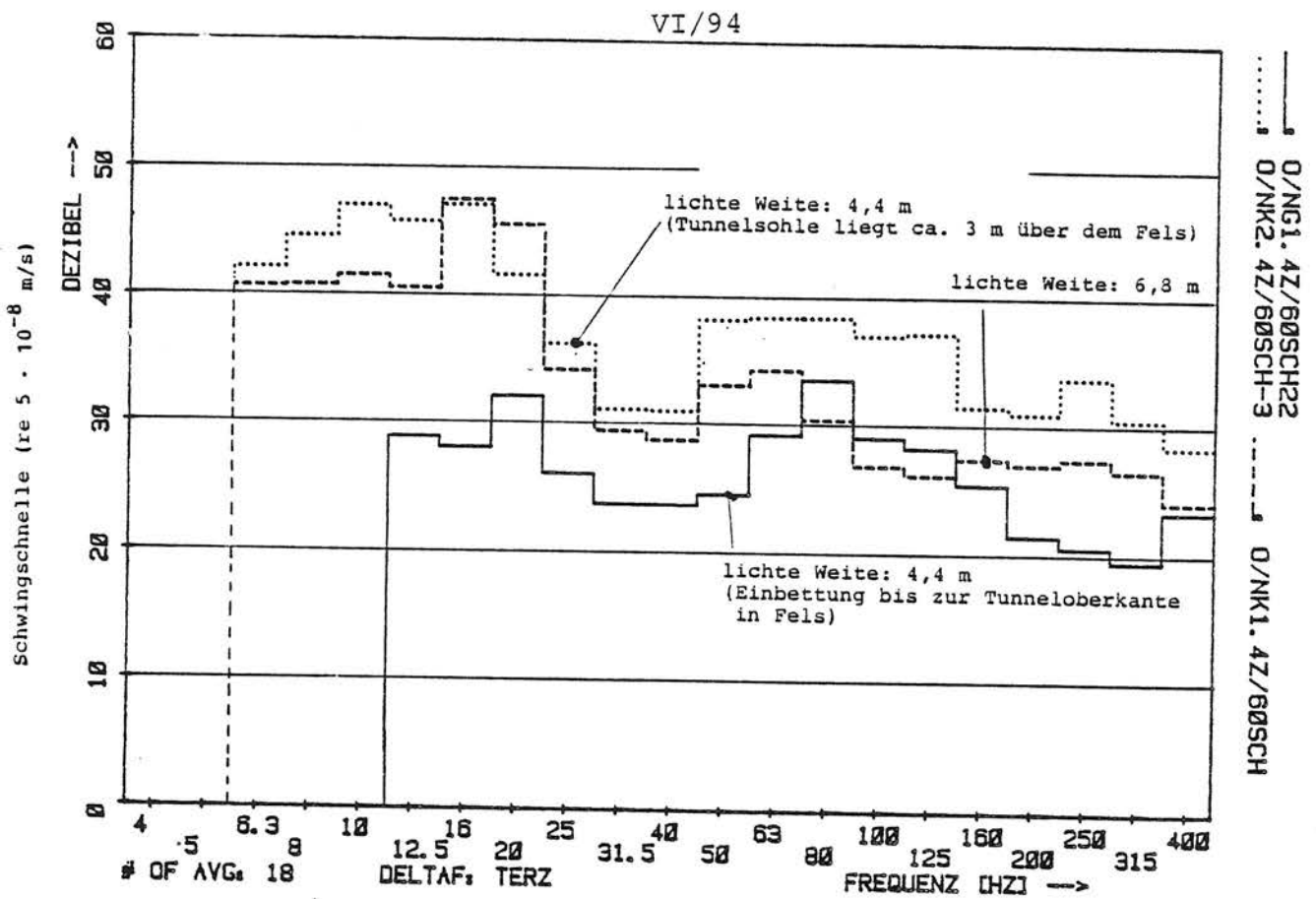


Bild 2/42a: Körperschallspektren; Parameter: Tunnelgeometrie und umgebender Boden [1],
V = 60 km/h, Schotteroberbau, Deckenmeßpunkt

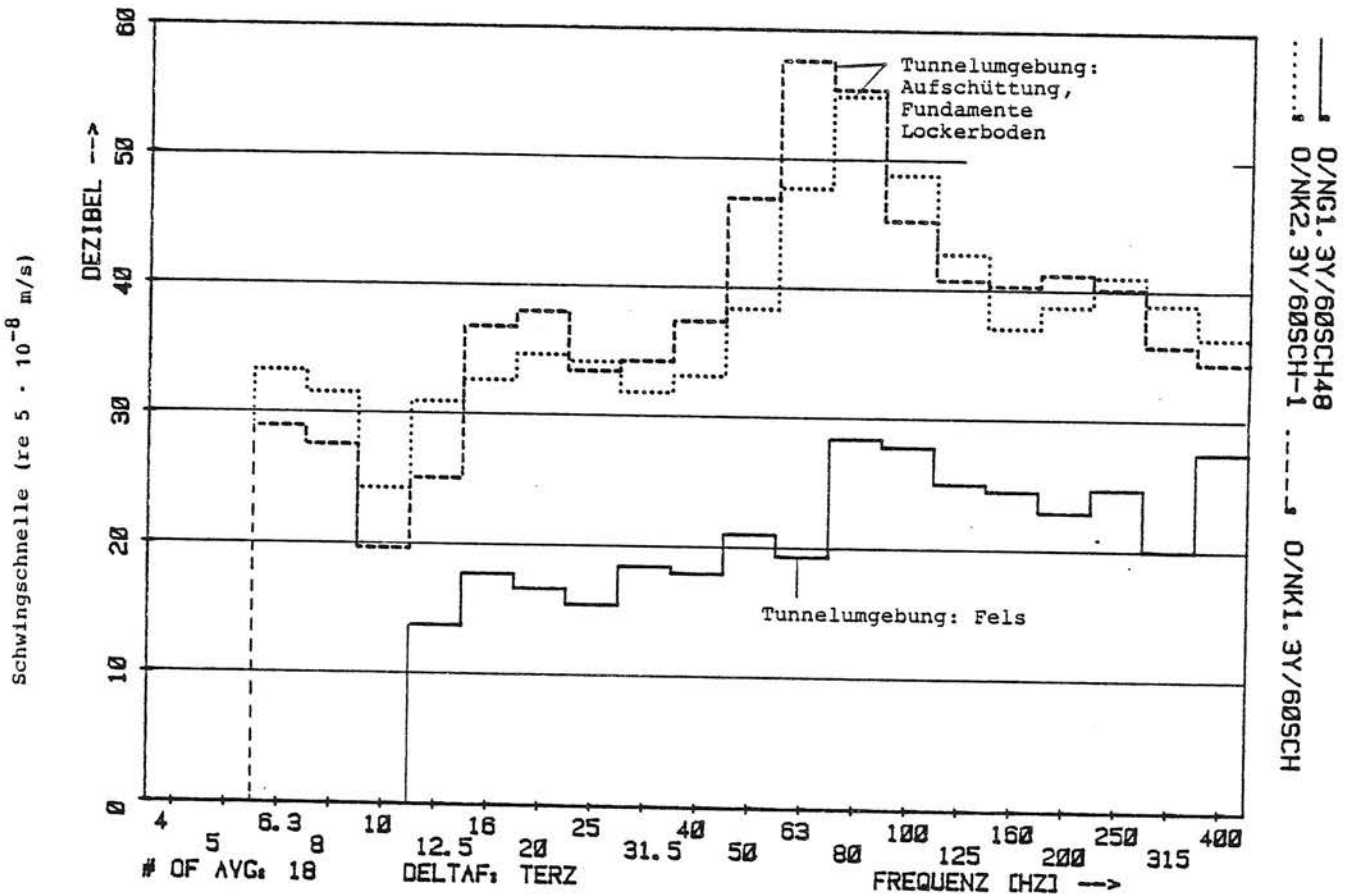


Bild 2/42b: Körperschallspektren; Parameter: Tunnelumgebung, Tunnelverbau [1]
V = 60 km/h, Schotteroberbau, Wandmeßpunkt horizontal senkrecht zur Wand

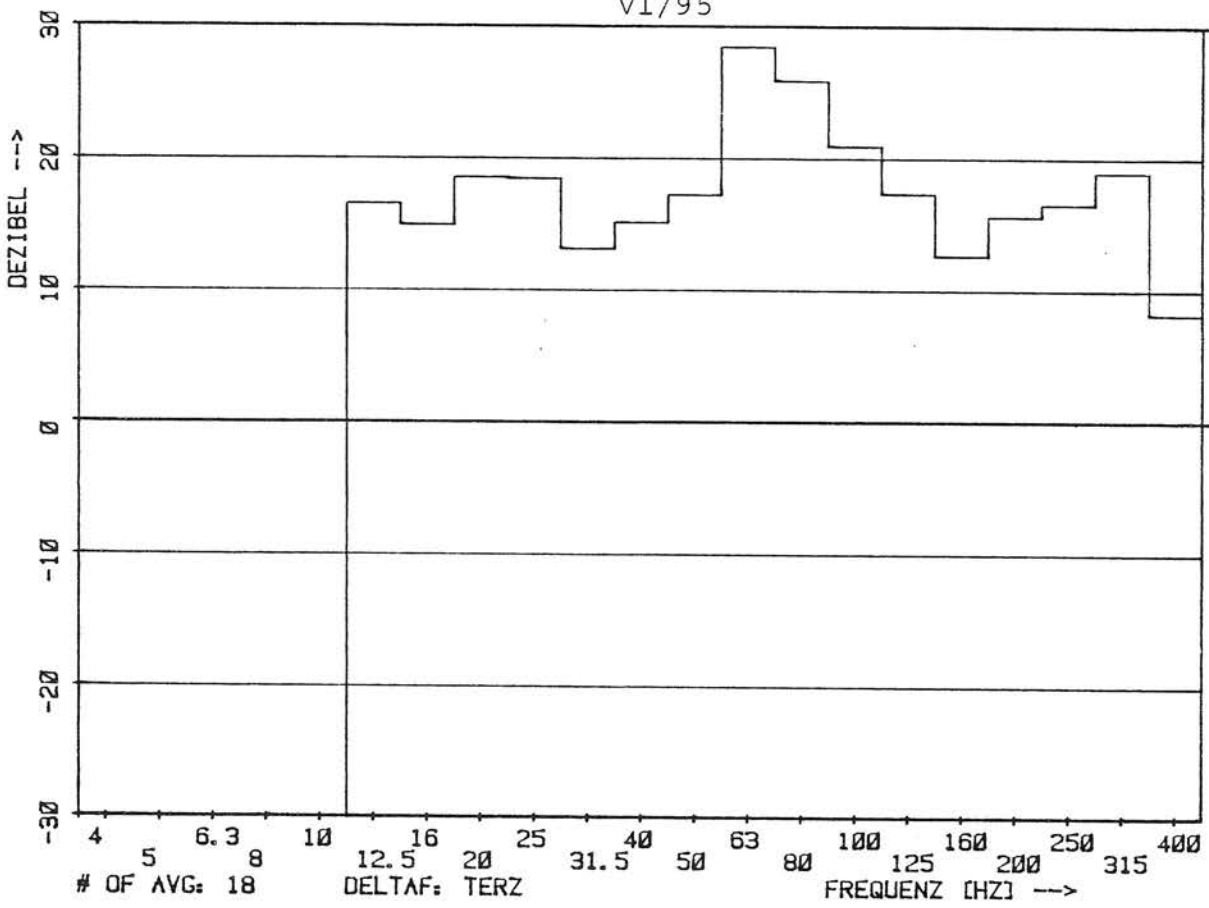


Bild 2/43a: Körperschalldifferenzspektren, Parameter: Tunnelumgebung (Boden) [1], Schotteroberbau, V = 60 km/h, N8-Fahrzeug, B minus A

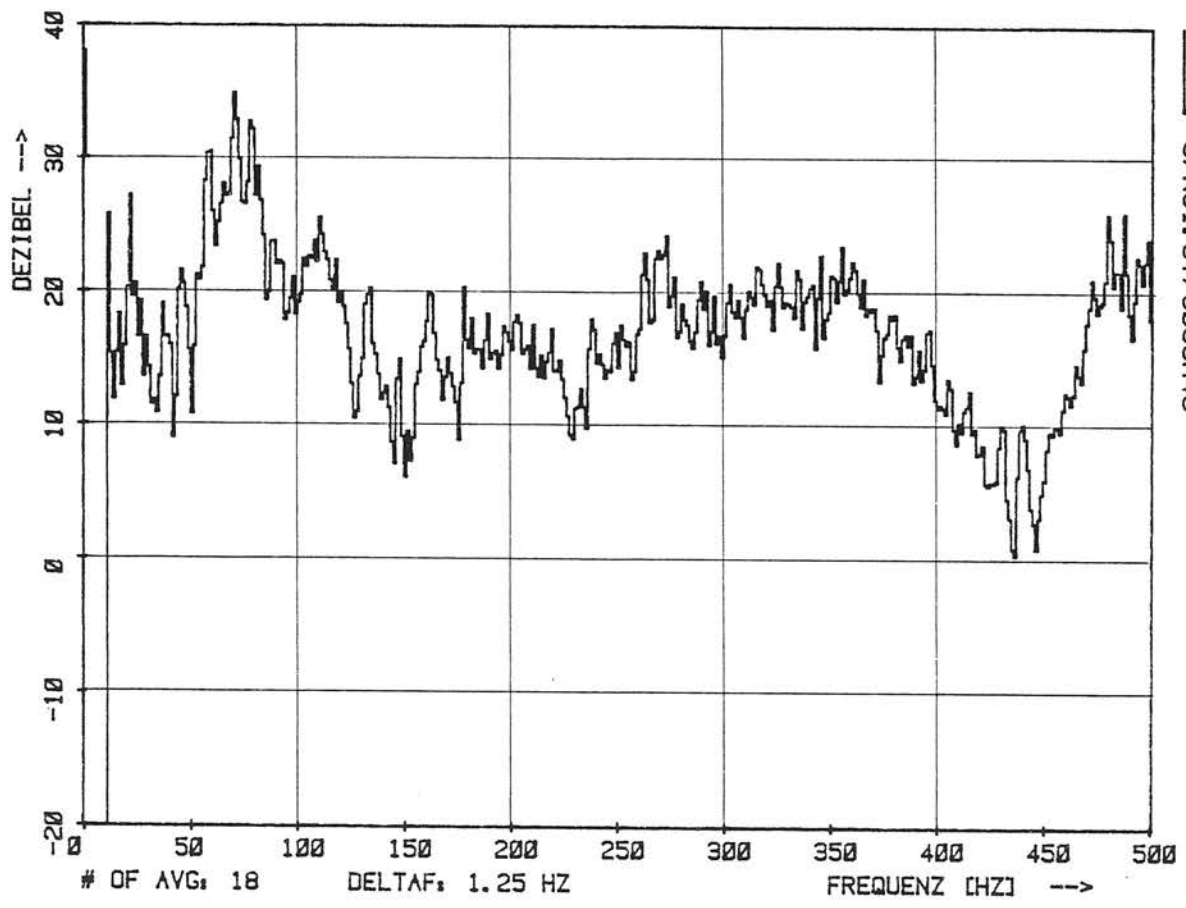


Bild 2/43b: Körperschalldifferenzspektren, Parameter: Tunnelumgebung (Boden) [1], B minus A

- Bodenschichtung

Der Einfluß der Bodenschichtung ist in Teil II dieser Arbeit ausführlich beschrieben. Hier werden daher nur zusammenfassend die wesentlichen Ergebnisse wiedergegeben.

Eine ausgeprägte Schichtgrenze liegt dann vor, wenn sich die Schubmoduln G der angrenzenden Bereiche deutlich voneinander unterscheiden.

Unabhängig vom Schichtungsfall wurden folgende gemeinsame Merkmale festgestellt: es gibt eine Grenzfrequenz ($\hat{=}$ Resonanzfrequenz des Bodens), die mit der Formel

$$f_{OB} = v_s / 2H$$

näherungsweise berechnet werden kann.

$$\begin{aligned} v_s &\hat{=} \text{ Scherwellengeschwindigkeit [m/s]} \\ H &\hat{=} \text{ Schichtdicke [m]} \end{aligned}$$

Die Grenzfrequenz f_{OB} trennt das Frequenzspektrum in einen hoch- und in einen tieffrequenten Bereich. Diese Bereiche sind jeweils durch einen anderen Systemteil überwiegend determiniert, der tieffrequente Bereich durch den unterliegenden Halbraum, der hochfrequente Bereich durch die obere Schicht. Im Grenzfrequenzbereich können Resonanzüberhöhungen auftreten, liegt jedoch das steifere Material oben, so werden die Amplituden abgemindert. Die Stärke der Resonanz schwankt mit den Schichtungsparametern. Wesentlich für die Schwingungsdämmung ist, daß im Grenzfrequenzbereich die Amplituden mit der Entfernung nur wenig abnehmen. Hat das zu schützende Gebäude Eigenfrequenzen im Bereich der Grenzfrequenz des Bodens, so können selbst bei größeren Entfernungen von der Gleistrasse im Gebäude große Erschütterungen auftreten. Bei Kenntnis der Boden-Grenzfrequenz ist somit eine Erschütterungsminderungsmaßnahme durch Verstimmung der Gebäude-Eigenfrequenzen möglich (s. hierzu auch entsprechende Ausführungen in Teil III).

- Materialdämpfung des Bodens

Die Untersuchung in Teil II ergab, daß das Verhalten eines hysteretisch gedämpften homogenen Bodens sehr gut mit den Gesetzen des elastischen Halbraumes berechnet werden kann. Die Dämpfung bewirkt eine zusätzliche Abnahme der Amplituden mit der Entfernung, die exponentiellen Gesetzen folgt und dementsprechend erst in größeren Entfernungen wirksam wird. Es gilt folgende Beziehung für die Verschiebung \bar{u} :

$$\bar{u} = f(\bar{r}, \nu) e^{-D\bar{r}}$$

$$\text{mit } \bar{r} = \frac{\omega \cdot r}{v_s}$$

r = Abstand von der Erregerquelle

ω = Kreisfrequenz

v_s = Scherwellengeschwindigkeit

Ohne näher auf diese Beziehung einzugehen (s. Teil III), soll hier jedoch erwähnt werden, daß neben dem Abstand r auch die Frequenz ($f = \omega/2\pi$) im Exponenten enthalten ist. Dies bedeutet somit eine besonders starke Abnahme der Amplituden höherer Frequenzen durch die Materialdämpfung des Bodens.

Weitere Ausführungen hierzu sind z. B. in [8] enthalten.

2.2.3 Einbauten im Boden

Je nach ihrer Lage, Größe und Art beeinflussen Einbauten im Boden die Ausbreitung des Schwingungsfeldes.

- Sind sie z. B. quer zum Tunnel angeordnet (Anker, Rohrleitungen), so können sie als Körperschallbrücke wirken. Dies würde eine nahezu ungehinderte Übertragung der Schwingungen vom Tunnel zu den benachbarten Gebäuden hin zur Folge haben. Bei der Ausführung von Tunnelbauwerken ist daher darauf zu achten, daß solche Körperschallbrücken vermieden werden.

- Genau entgegengesetzte Wirkungen können Einbauten haben, die parallel zum Tunnel angeordnet sind. Nach den Untersuchungen in Teil II wird durch solche Einbauten bzw. Störkörper ein Sekundärwellenfeld erzeugt, das einen Teil der Energie in alle Richtungen zerstreut. Für die Stärke der damit verbundenen Abminderung der Amplituden hinter dem Störkörper ist dessen Größe und Tiefenlage maßgebend. Liegt der Störkörper tiefer als eine Wellenlänge, so ist der Einfluß auf das Rayleigh-Wellenfeld sicherlich gering. Für hohe Frequenzen mit kleinen Wellenlängen verschwindet deshalb der Einfluß des Störkörpers. Umgekehrt gilt für tiefe Frequenzen und entsprechend große Wellenlängen, daß die Größe des Störkörpers im Vergleich zur Wellenlänge gering ist und deshalb die Auswirkungen auf die Rayleigh-Welle ebenfalls verschwinden. Es bleibt demnach ein mittlerer Frequenzbereich übrig, in dem erschütterungsmindernde Wirkungen der Einbauten möglich sind. Die Untersuchungen in Teil II für einen speziellen Fall bestätigen diese prinzipiellen Überlegungen. Für die Horizontalkomponente trat ein maximaler Abminderungsfaktor von 0,5 auf. Bei genügender Größe und einer Lage in der Nähe der Bodenoberfläche sind somit durch Einbauten im Boden deutliche Minderungen der Schwingungen im Boden möglich.

- In [53] wird von theoretischen und experimentellen Untersuchungen über die abschirmende Wirkung massiver Einbauten gegenüber Oberflächenwellen (Rayleigh-Wellen) berichtet. Hierbei wurde, wie bei den Untersuchungen in Teil II, als Berechnungsverfahren die Finite-Elemente-Methode verwendet. Es wird gezeigt, daß die Abschirmwirkung von massiven, rechteckigen Einbauten im Boden allein und in systematischer Weise von deren normierter¹⁾ Querschnittsform abhängt. Die Einbauten haben dabei gegenüber dem umgebenden Boden eine erheblich größere Materialsteifigkeit.

1) Unter normiert wird hier verstanden, daß alle Einbauten dieselbe Tiefe und Breite haben, ohne dabei in ihrer Form übereinzustimmen (z. B. Rechteck-, U-, L-, T-Formen).

Dabei wird die Wirkung durch eine Anordnung in der Nähe der Erschütterungsquelle erhöht. Die Querschnittsform hat keinen spürbaren Einfluß auf die Abschirmwirkung. Dagegen beeinflussen die Materialeigenschaften der Einbauten die Ausbreitungsvorgänge am Störkörper. Durch Versuche im Modellmaßstab wurden die Rechenergebnisse in zufriedenstellender Weise bestätigt.

- Weitere Untersuchungsergebnisse zur Abschirmung von Erschütterungen werden in [54] und [55] vorgestellt. Hierbei wurde die erschütterungsmindernde Wirkung von Bohrlochreihen untersucht. Die Bohrlöcher wurden mit einem Kunststoffrohr stabilisiert. Dabei wurde die Wellenausbreitung im Freifeld mit der Wellenausbreitung von zwischengeschalteten Bohrlochreihen bei zwei unterschiedlichen Bohrlochabständen und Bohrl Lochdurchmessern verglichen. Für den größeren Bohrlochabstand wurde folgende Abschirmung erzielt:

$$\sigma = \frac{\sum \dot{z}(r) \text{ Bohrlochreihe}}{\sum \dot{z}(r) \text{ Freifeld}} = 0,5 \text{ bis } 0,7$$

Diese Werte wurden erreicht, wenn die Bohrlochtiefe größer als zwei Wellenlängen der ungestörten Oberflächenwelle betrug. Die Bohrlöcher hatten dabei einen Durchmesser von NW 125 bzw. NW 200. Der Bohrlochmittenabstand A wurde in Abhängigkeit von NW festgelegt:

NW = 125 $\hat{=}$ A = 500 mm, NW = 200 $\hat{=}$ A = 666 mm. Durch Witterungseinflüsse entstand bei der Untersuchung der Bohrlochreihen mit dem halben Abstand (= A/2) infolge einer Austrocknung des Untergrundes an der Oberfläche eine "Führungszone", in der die Schwingungen kaum gedämpft übertragen werden. Diese Zone führte zu einer Erhöhung der Amplituden an der Oberfläche und hob damit die Abschirmwirkung der Bohrlochreihen auf. Solche Führungsschichten können infolge Frost und Austrocknung nicht ausgeschlossen werden. Hieraus wird das Fazit gezogen, daß unter diesen Voraussetzungen Bohrlochreihen nicht mit wirtschaftlich vertretbarem Aufwand eingesetzt werden können. Es wird erwogen, weitere Untersuchungen mit betonverfüllten Löchern durchzuführen.

- Über eine realisierte Abschirmmaßnahme gegen Straßenbahnerschütterungen wird in [56] berichtet (Augsburg). Zwischen Straßenbahnfahrweg und Gehsteig wurde eine 30 m lange und 1,5 m tiefe Gummischrotmatte eingebaut (Bild 2/44). Die Matte ist 40 mm dick. Hiermit konnte eine merkliche Reduzierung der Körperschallimmissionen im geschützten Gebäude erzielt werden (Bild 2/45). Der Luftschallpegel im Gebäude konnte mit dieser Maßnahme um ca. 10 dB(A) gesenkt werden. Für künftige Anwendungen wird eine auf 2 m vergrößerte Bauhöhe vorgeschlagen. Des Weiteren sollten die Matten mindestens 25 m über das zu schützende Objekt hinausreichen.

- An der S-Bahn in Hamburg wurden zur Körperschallminderung zwischen der Abfangkonstruktion eines Gebäudes und dem Gleiskörper senkrechte Gummischürzen 1 m tief eingebaut [21]. Es wurden hierfür normale Unterschottermatten verwendet. Die Wirksamkeit dieser Maßnahme konnte durch Vorher/Nachher-Messungen nachgewiesen werden. Vor dem Einbau wurden in dem Gebäude KB-Werte bis zu 3,7 ermittelt, nach dem Einbau lagen sie durchschnittlich unter 1,5.

- Die Abschirmwirkung eines mit thixotroper Suspension stabilisierten 2 m tiefen Schlitzes wurde in [57] untersucht. Die Schlitzlänge betrug zunächst 6 m, sie wurde später auf 20 m verlängert, Die Schlitzbreite betrug 6 bis 8 cm. Hiermit konnte eine Verringerung der Amplitude bis zu 65 % erreicht werden. Es wurde weiterhin ermittelt, daß die Tiefe des Schlitzes mindestens gleich der Wellenlänge der abzuschirmenden Frequenz sein muß, um eine Abschirmung zu erhalten. Dies bedeutet beispielsweise, daß für eine 10 Hz-Schwingung in einem Sandboden ($v_R = 125$ m/s) der Schlitz 12,5 m tief sein muß. Die hierzu erforderliche Stabilisierung des Schlitzes durch Spundwände ist wirtschaftlich nicht vertretbar.

FAHRBAHNAUFBAU HALDERSTRASSE

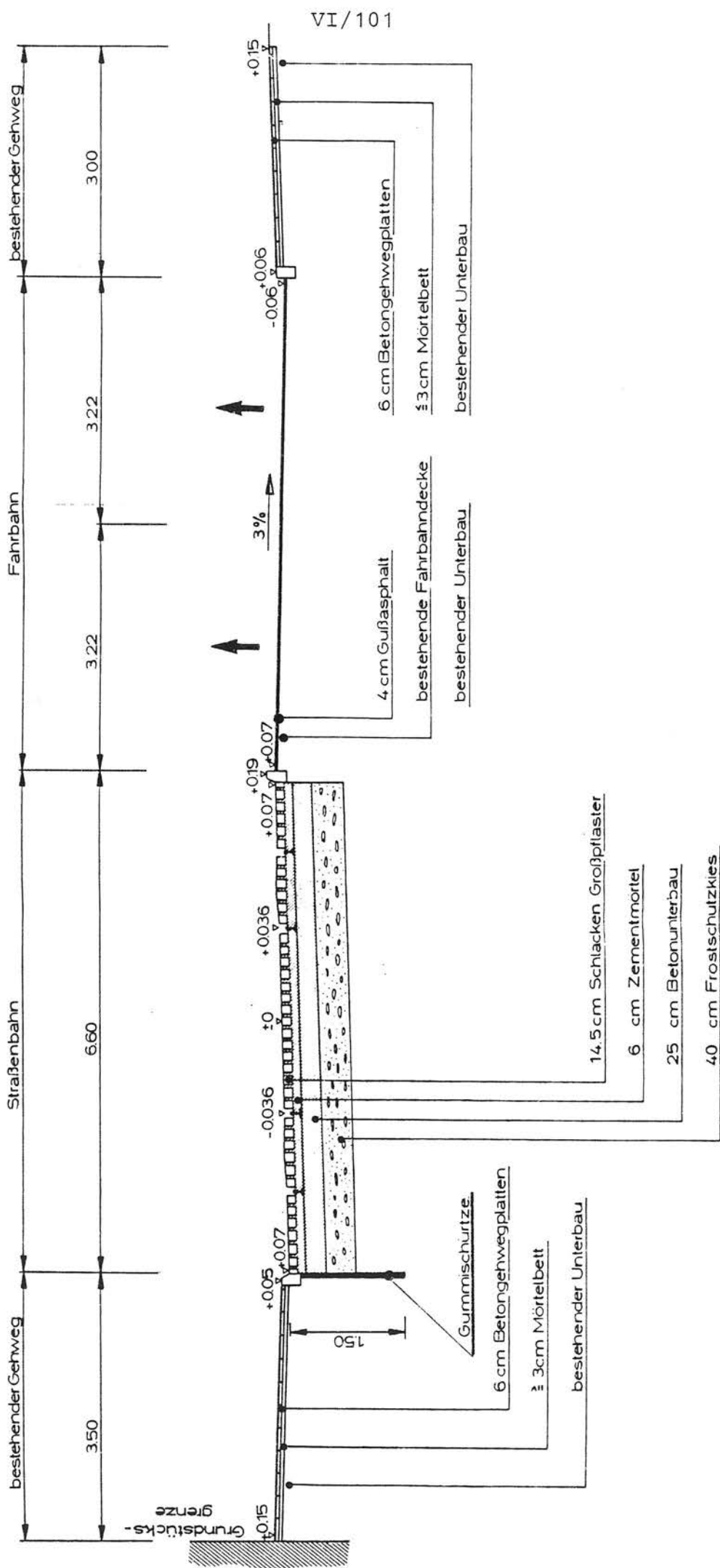


Bild 2/44: Einbau einer Gummimatte zur Abschirmung von Erschütterungen

— vor Umbau
--- nach Umbau (mit Matte)

Meßpunkt: 2 m vor der Außenwand auf dem Kellerfußboden, vertikal,
Fahrzeug: GT5

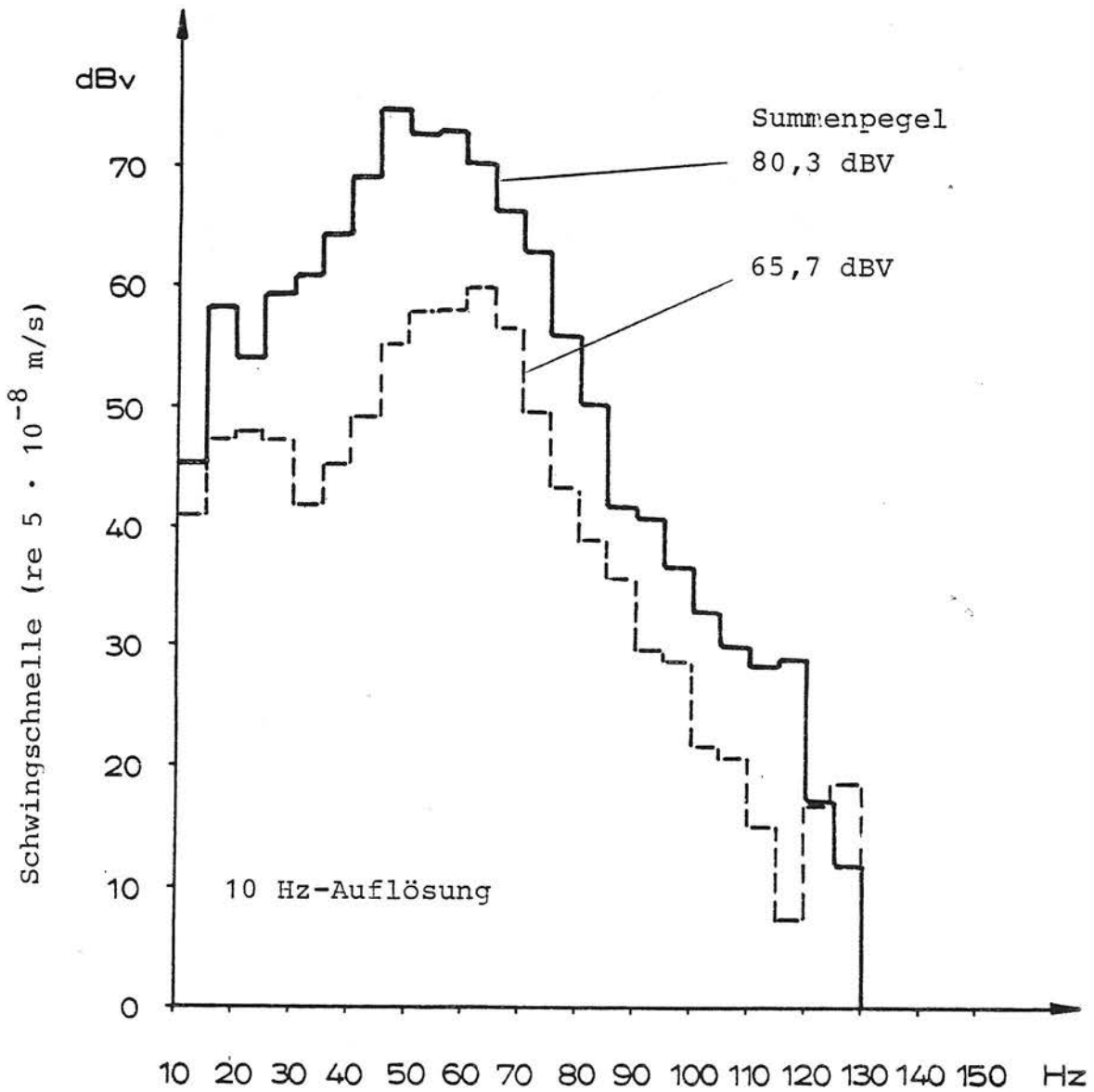


Bild 2/45: Körperschallspektren;
Parameter: Einbau im Boden

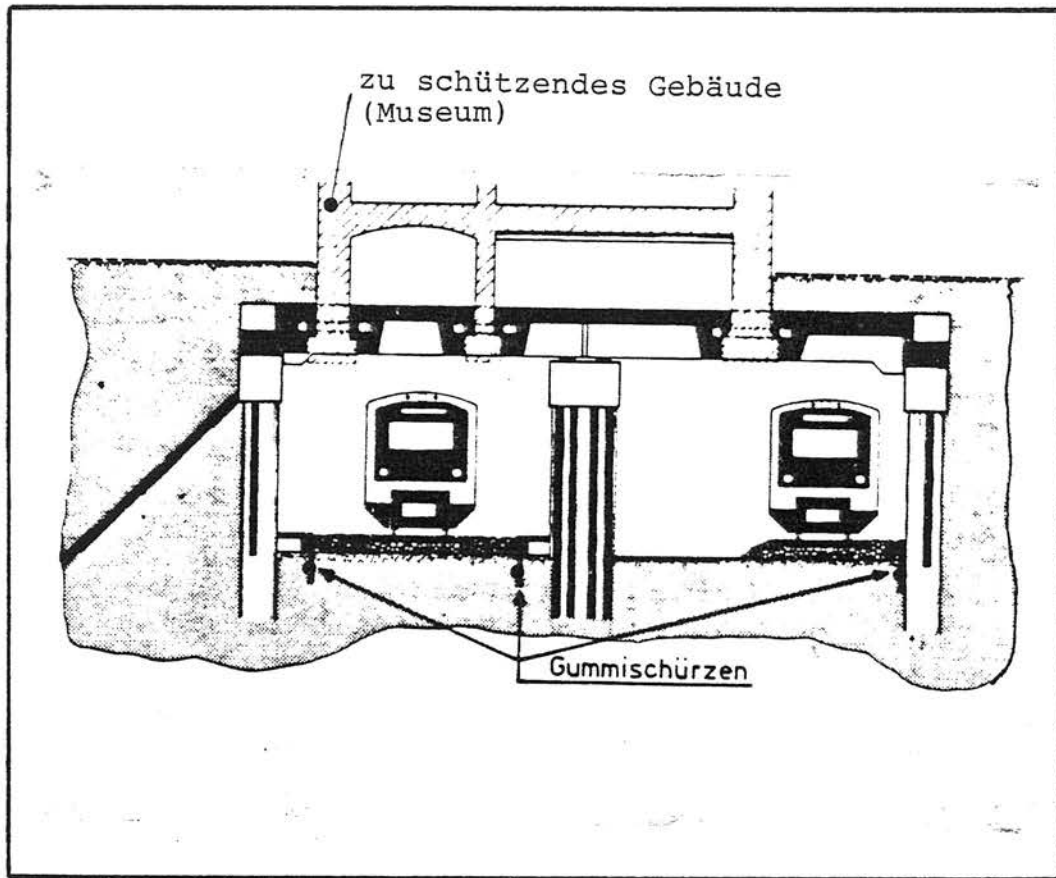


Bild 2/46: Einbau von Gummischürzen zwischen der Abfangkonstruktion eines Gebäudes und dem S-Bahn-Gleiskörper, Hamburg
[21]

2.3 Maßnahmen am Immissionsort

2.3.1 Maßnahmen im Planungszustand

Werden Gebäude in der Nähe von vorhandenen Schienenverkehrswegen geplant, so ist es zweckmäßig, sich vorher durch Messungen Klarheit über die Frequenzen der vom Boden übertragenen energiereichsten Schwingungen zu verschaffen (z. B. Eigenfrequenzen und Körperschallbrücken). Durch die Festlegung der Abmessungen wesentlicher Gebäudeteile ist es dann möglich, eine Verstimmung zu den Erregerfrequenzen zu erreichen. Da vom Boden oft die tieferfrequenten Schwingungen gut übertragen werden (um 20 Hz), führt dies somit zu einer steiferen (dickeren) Dimensionierung der Gebäudeteile. Des Weiteren können durch Entkopplung von Rohrleitungen und Kabelschächten Körperschallbrücken vermieden werden. Eine andere Möglichkeit der Erschütterungsminderung von Gebäuden besteht in der Auflagerung auf Gummilager (Passiv-Isolierung). Bild 2/46 a und b zeigt ein Beispiel einer solchen praktisch ausgeführten Gebäudelagerung [58]. Die Federebene liegt hier unterhalb der Kellerdecke. Diese Anordnung ist im Hinblick auf Brückenbildungen durch Treppenniedergänge, Installationsleitungen usw. ungünstig (im vorliegenden Fall wurde sie ausdrücklich vom Architekten gewünscht). Außerdem sind bei dieser Lösung die Kellerräume ungeschützt (relevant, wenn Kellerräume zu Wohnzwecken genutzt werden). Besser ist es daher, das gesamte Gebäude unterhalb der Kellersohle über ein lastverteilendes Trägerrost abzufedern. Nach [58] kann grundsätzlich davon ausgegangen werden, daß bei einer solchen Elastomer-Blocklagerung, wenn sie richtig ausgelegt und abgestimmt ist, mit Sicherheit keine spürbaren Schwingungen oder Geräusche übertragen werden.

Als Isolierelemente kommen nach [58] hochelastische Elastomer-Blocklager in Betracht. Die Federkennlinie sollte möglichst linear sein (s. Bild 2/46 b) und die Druckbelastung der Elemente bei maximal 400 N/cm^2 liegen. Daher scheiden die im Bauwesen üblicherweise verwendeten Brücken- oder Topflager hierfür aus.

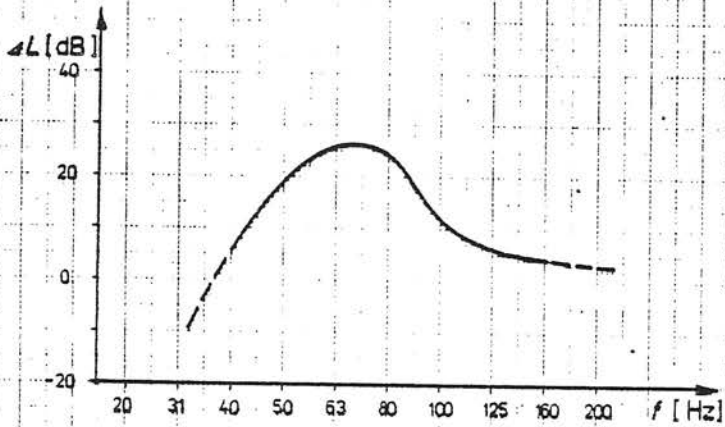
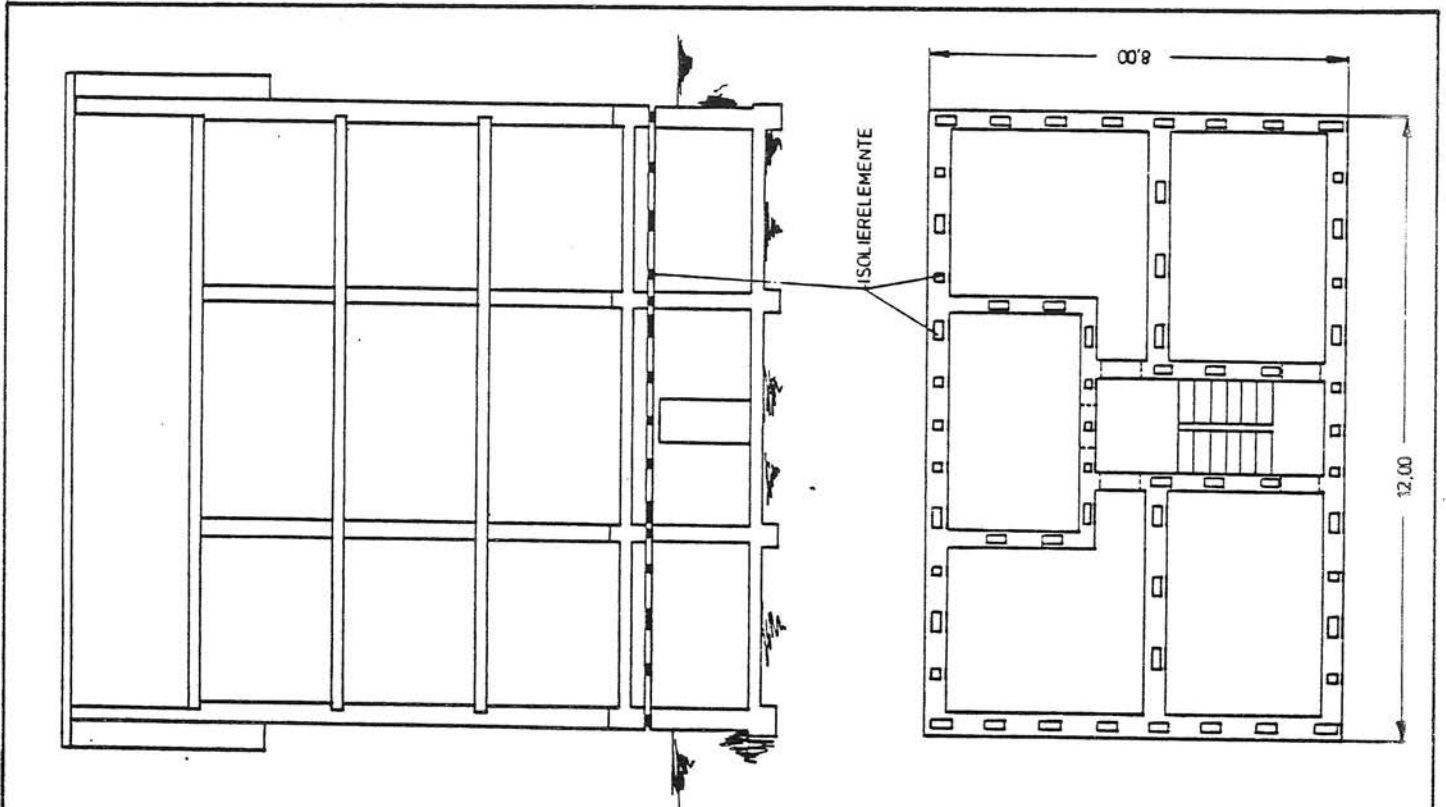
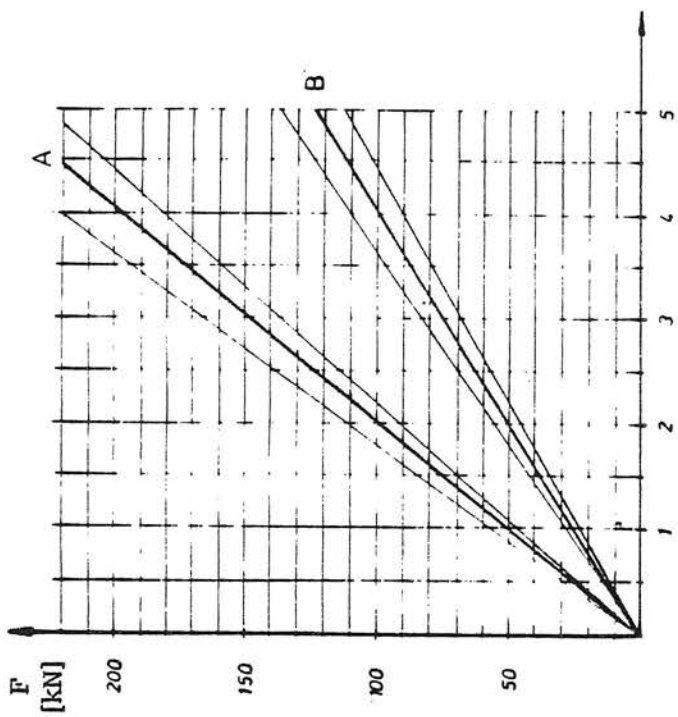


Bild 2/46a: Beispiel einer elastischen Lagerung eines Gebäudes mit erreichter Isolierwirkung (Projektierung Ing.-Büro Uderstädt)



f [mm]

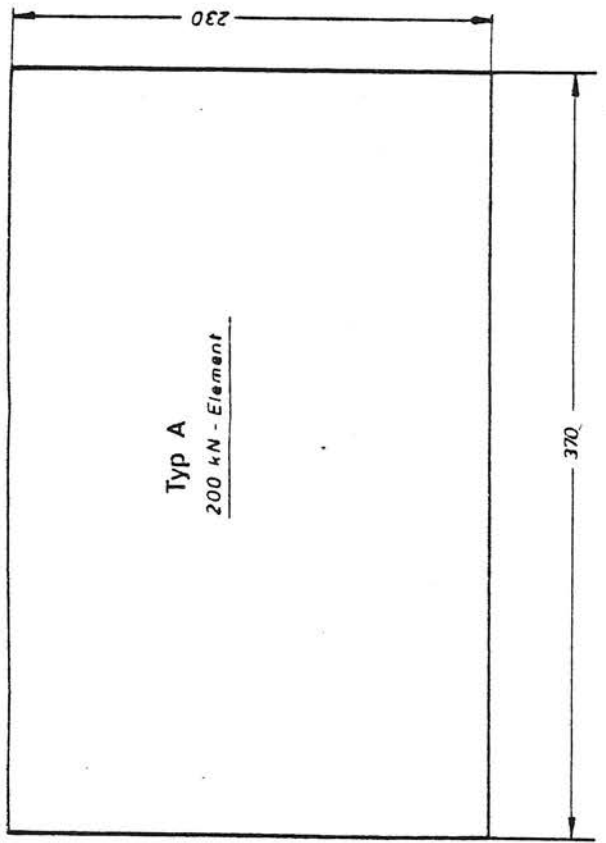
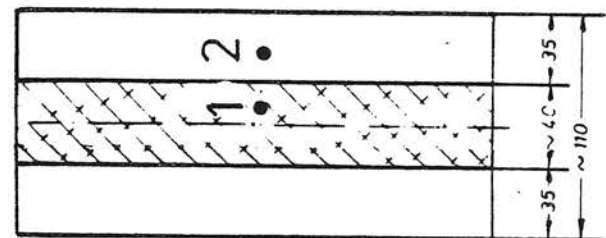
Bild 2/46b: Isolierelemente zur Gebäudelagerung mit Federcharakteristik

STÜCK	BENENNUNG	VERZ	POS	WERKST	BEMERKUNG
28	STAHLPLATTE	200x230x35	4	ST37-2	
14	GUMMIPLATTE	200x230x40	3		
402	STAHLPLATTE	230x370x35	2	ST37-2	
201	GUMMIPLATTE	230x370x40	1		

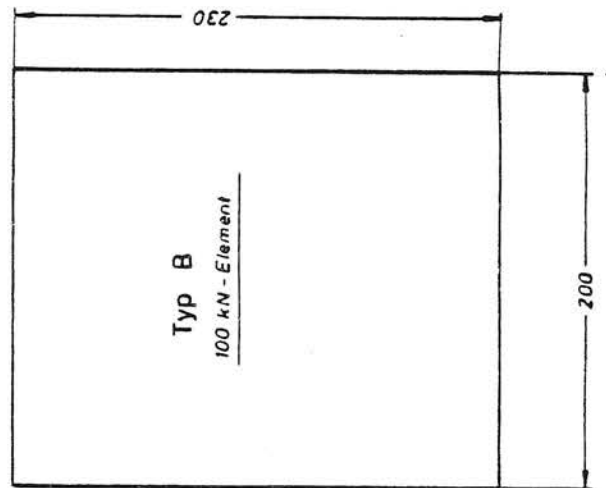
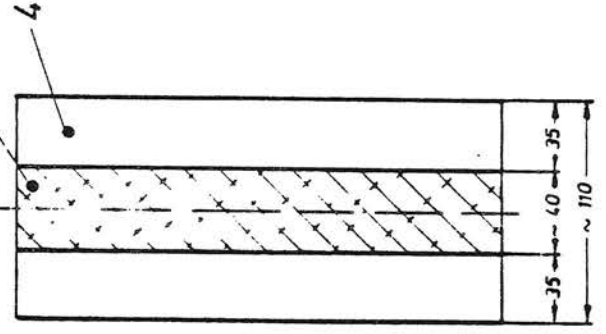
1982	Gez.	Gepr.	Maßst.
10.7			

Name	ho
INGENIEURBÜRO D. UDERSTÄDT VDI ESSEN	
Beratende Ingenieure für Schall- und Schwingungstechnik	

ISOLIERELEMENTE		3-507/01
		W 4.507.82P



Typ A
200 kN - Element



Typ B
100 kN - Element

Ein weiteres Beispiel eines gummigelagerten Gebäudes ist in Bild 2/47 dargestellt. Dieses Bild zeigt die teilweise Überbauung der U-Bahnstation "St. James's Park" in London. Mit den eingebauten Lagern konnte eine Eigenfrequenz von 7 Hz in lotrechter und 2,5 Hz in horizontaler Richtung verwirklicht werden. Als Lager wurden Schichtgummi-Federblöcke, wie sie gewöhnlich als Brückenlager Verwendung finden, zwischen dem Stahlbeton-Fundament und den aufgehenden Teilen der Konstruktion eingebaut. Die Kosten für diese Maßnahme betragen ca. 5 % der Baukosten für das Gebäude.

2.3.2 Maßnahmen an bestehenden Gebäuden

Grundsätzlich gibt es zwei Möglichkeiten zur Schwingungsminderung an bestehenden Gebäuden

- durch Verstimmung des Systems
- durch Anbringung von Absorbern [59].

Stimmen die Gebäudeeigenfrequenzen mit den Erregerfrequenzen überein, so treten in diesen Frequenzen große Schwingungsamplituden auf (Resonanzen). Durch eine gezielte Verstimmung des Systems, z. B. durch Anbringen von Massen, wie es in Bild 2/48 a dargestellt ist, kann die Resonanzreaktion vermieden werden und somit zu einer deutlichen Verminderung der Erschütterungsimmissionen im Gebäude führen (s. a. Bild 1/11).

Die andere theoretische Möglichkeit zur Schwingungsminderung besteht in der Verwendung von Absorbern. Praktische Fälle, in denen diese Methode angewandt wurde, sind der Literatur jedoch nicht zu entnehmen.

Man unterscheidet zwei Absorberprinzipien:

- Resonanzabsorber
- Schwingungsabsorber.

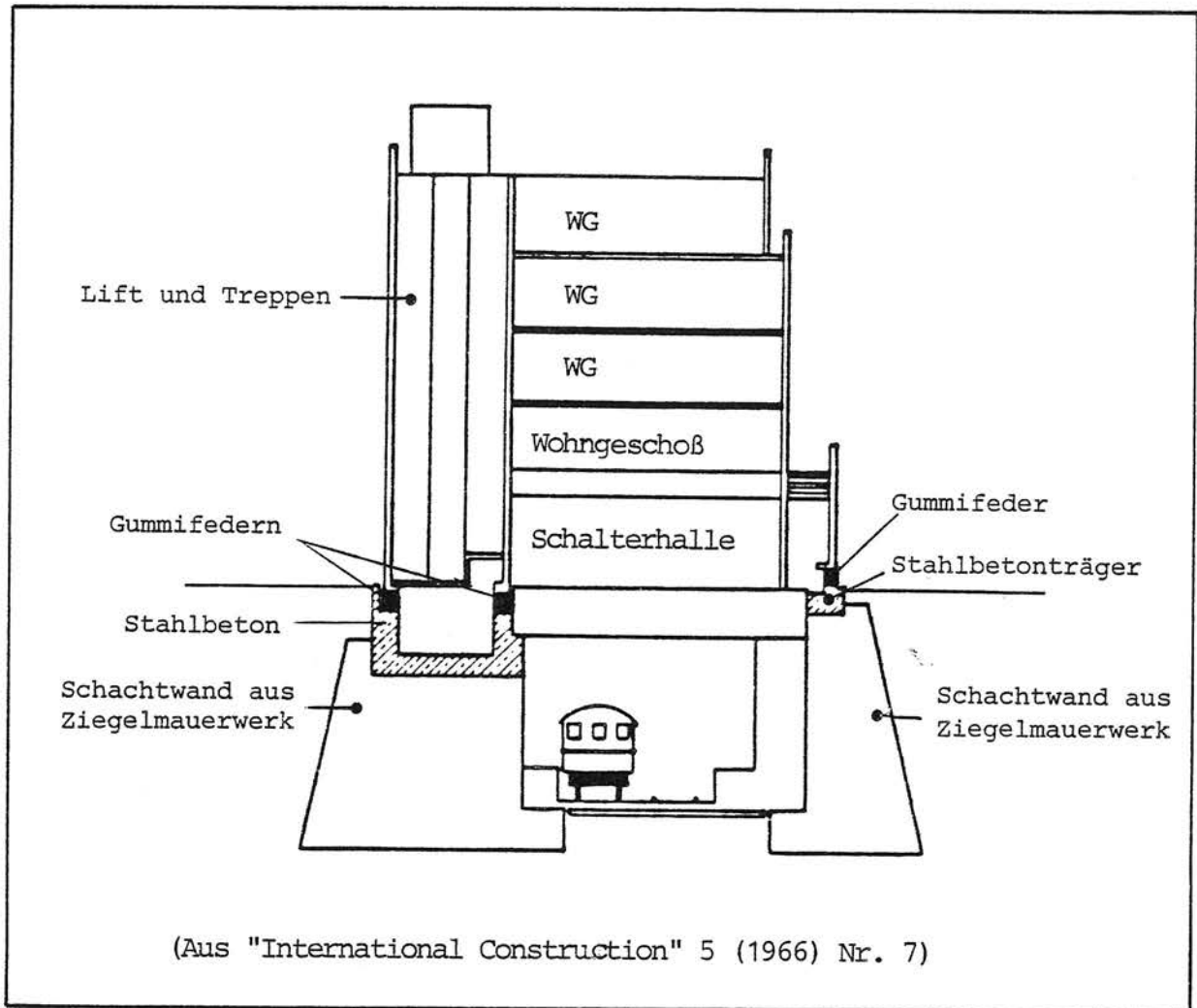
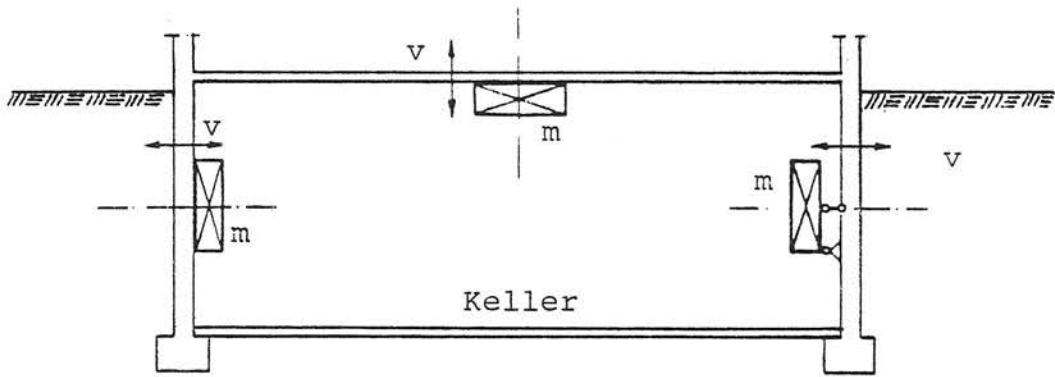
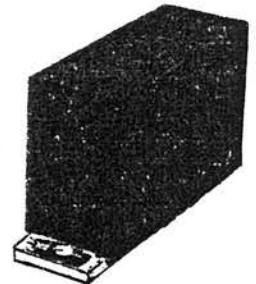
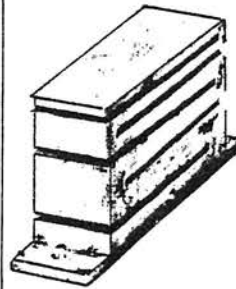
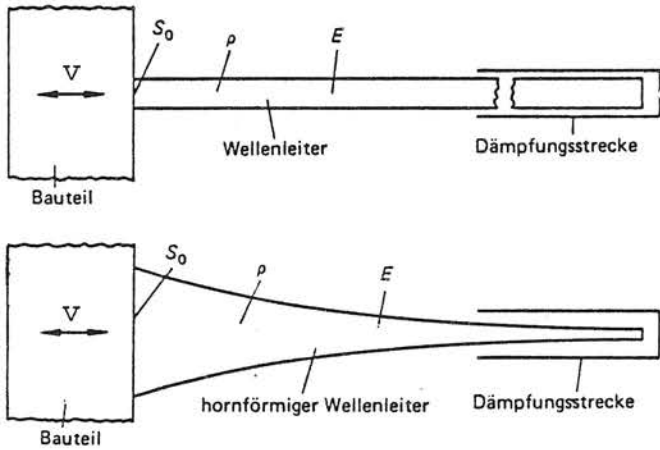


Bild 2/47: Gummilagerung eines Gebäudes zur Schwingungs-
isolierung

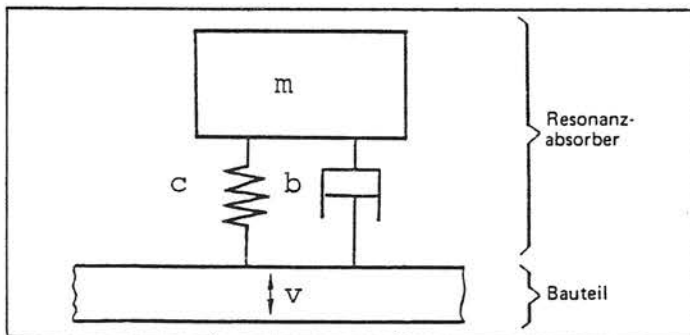


a) Anbringen zusätzlicher Massen zur Verstimmung des Schwingungssystems (Impedanzerhöhung)



b) Schwingungsabsorber (Modell)

c) Schwingungsabsorber mit gewendelttem und mit gefaltetem hornförmigen Wellenleiter



d) Ersatzschaltbild eines Resonanzabsorbers

Bild 2/48: Maßnahmen zur Schwingungsminderung in Gebäuden

In Bild 2/48 b und d sind die Absorberprinzipien dargestellt, Bild 2/48 zeigt zwei praktisch ausgeführte Schwingungsabsorber.

- Resonanzabsorber

Dieser Absorbertyp besteht im wesentlichen aus einer Feder mit der Federsteife c und einer geschwindigkeitsproportionalen Dämpfung b . Der Resonanzabsorber wird kraftschlüssig am zu dämpfenden Bauteil angebracht.

In seiner Eigenfrequenz f_0 hat der Resonanzabsorber im ausgeprägten Resistanzmaximum¹⁾

$$R_{\text{Res}} = \frac{4 \pi^2 f_0^2 m^2}{b} .$$

Mit abnehmender Dämpfung b wächst die Höhe der Resistanzspitze, gleichzeitig wird dabei der wirksame Frequenzbereich kleiner (s.a. Bild 1/11). Bei der Anwendung von Resonanzabsorbern ist zu beachten, daß in Abhängigkeit von den dynamischen Eigenschaften des zu dämpfenden Bauteils Nebenresonanzen mit Impedanzeinbrüchen auftreten. Da die Nebenresonanzen in der Nähe der Resonanzfrequenz liegen, ist der Einsatz von Resonanzabsorbern nur bei zeitunabhängigen Erregerfrequenzen ratsam. Des weiteren ist zu beachten, daß für die wirkungsvolle Absorption sehr niedriger Frequenzen große Massen erforderlich sind (s. vorstehende Formel). Im Frequenzbereich zwischen 16 und 64 Hz werden mit diesen Absorbern Schwingungen von Bauteilen um etwa 20 dB reduziert [48].

1) Die Resistanz R entspricht dem Realteil der im allgemeinen komplexen Impedanz Z . $Z = F/v = R + iJ$ ($J = \text{Reaktanz}$). Die Impedanz ist ein Maß für die dynamische Steifigkeit eines Bauteils und die Resistanz ist eine Kenngröße für die dem System entzogene Schwingungsleistung

$$P = \int_0^{\infty} R(f) v^2(f) df.$$

- Schwingungsabsorber

Schwingungsabsorber sind im wesentlichen stabförmige Wellenleiter. Sie werden mit einem Ende an das zu dämpfende Bauteil befestigt. Das andere Ende ist bedämpft und somit reflexionsfrei abgeschlossen. Durch eine Schwingbewegung wird im Wellenleiter (Absorber) eine Longitudinal-Welle induziert. Die dazugehörige Schwingungsenergie wird dem zu dämpfenden Bauteil entzogen. Für einen zylindrischen Wellenleiter läßt sich die Resistanz berechnen aus

$$R_0 = A_0 \sqrt{E \varrho} ,$$

mit A_0 = Querschnittfläche
 E = Elastizitätsmodul
 ϱ = Dichte.

Zur Materialeinsparung kann der Wellenleiter in Ausbreitungsrichtung verjüngt werden (s.a. Bild 2/48 b). Ausführungsbeispiele sind in Bild 2/48 c dargestellt.

Im Gegensatz zu Resonanzabsorbern, die nur in einem begrenzten Frequenzbereich wirksam sind, eignen sich Schwingungsabsorber zur Reduzierung von breitbandigem Körperschall. Die Wirksamkeit dieser Absorber beginnt ab einer bestimmten Cutoff-Frequenz f_c . Oberhalb der Cutoff-Frequenz beträgt

$$R = A_0 \varrho (E/\varrho) \cdot [1 - (f_c/f)^2] \text{ und}$$

die Masse m eines Schwingungsabsorbers mit exponentieller Querschnittsverjüngung

$$m = \frac{R_0}{4\pi f_c} .$$

Die Masse steigt somit mit geringer werdender Cutoff-Frequenz an.

Es lassen sich Schwingungsabsorber mit Cutoff-Frequenzen bis herunter zu 15 Hz bauen. Die hierfür erforderliche Masse liegt weit unter 50 kg. Demnach wären hiermit Wand- und Deckenschwingungen breitbandig reduzierbar.

2.4 Trassenführung

2.4.1 Kurve

Der Einfluß der gebogenen gegenüber der geraden Gleisführung ist beispielhaft in den Bildern 2/5 und 2/6 für zwei Meßpunkte im Boden dargestellt. Zwischen ca. 6 und 80 Hz treten am gebogenen Gleis im Mittel etwas größere Schwingungsamplituden auf, die besonders ausgeprägt sind bei ca. 10, 30 und 50 Hz.

Durch die Gleiskrümmung ergeben sich für die äußere Schiene größere Stützpunktabstände, die in dem oben angegebenen Beispiel zwischen 0,6 und 0,8 m schwankten (gerade Strecke zwischen 0,64 und 0,68 m). Hierdurch werden unterschiedliche Frequenzen angeregt.

2.4.2 Damm_und_Einschnitt

In Teil II, Abschnitt 4.9 wurde eine theoretische Untersuchung zum Einfluß der von der Umgebung abweichenden Höhenlage der Gleistrasse durchgeführt. Demnach führt die nicht ebenerdige Trassenführung zu einer Minderung der Erschütterungsamplituden. Die Reduktion ist beim Einschnitt größer. Im Mittel werden die Amplituden reduziert beim Einschnitt auf 0,75 bis 0,2, beim Damm auf 0,7 bis 0,55. Dies entspricht Pegelminderungen zwischen 3 und 14 dB.

3. Zusammenfassung

Maßnahmen zur Schwingungsminderung sind auf dem gesamten Übertragungsweg zwischen dem Emittenten (Fahrzeug) und dem Immissionsort (Gebäude) möglich. Ihre Wirkung ist dabei sehr unterschiedlich.

Besonders wirkungsvolle Minderungen werden erreicht durch das Zwischenschalten von elastischen Materialien am Oberbau, im Boden und im Gebäude. Hierdurch können Minderungen (> 5 dB) schon ab ca. 25 bis 35 Hz erreicht werden. Gegenüber dem klassischen Schotteroberbau bzw. dem Betonoberbau mit einfachen Stützpunktelementen können z. B. durch neuere Entwicklungen Minderungen im Frequenzbereich zwischen 40 und 100 Hz von über 30 dB erzielt werden. In der Regel steigen jedoch auch die Kosten mit der mindernden Wirkung der Maßnahme an.

Zur Erschütterungsminderung an-im Sinne des Immissionsschutzes-sanierungsbedürftigen Strecken stehen inzwischen wirkungsvolle Maßnahmen zur Verfügung. Diese können ebenfalls in den drei Bereichen Oberbau, Boden und Gebäude eingebaut werden. Besonders durch die Entwicklung neuer Schienenlager besteht hierfür eine relativ preiswerte Möglichkeit. Einzelne Häuser können möglicherweise billiger durch Absorber gegen lästige Schwingungen geschützt werden. Dies muß jedoch noch durch die weitere Forschung überprüft werden.

Die weitaus wirkungsvollste Maßnahme im Bereich der Anregung ist die Vermeidung bzw. rasche Beseitigung von Flachstellen und Auffahrungen. Hierdurch sind Minderungen von bis zu 15 dB möglich (15 dB $\hat{=}$ dem Faktor 6, wichtig für die KB-Bewertung). Durch die Trassenwahl ist grundsätzlich eine Beeinflussung der Erschütterungen möglich. Aus Immissionsschutzgründen allein kommt eine Verschiebung der Trasse jedoch in der Regel nicht in Frage. Ebenso wenig werden bei der Wahl der Tunnelkonstruktion erschütterungsmindernde Gesichtspunkte im Vordergrund stehen.

LITERATURVERZEICHNIS ZU DEN TEILEN I, V UND VI

- [1] Krüger, F.: Untersuchung verschiedener Oberbauformen in einem U-Bahntunnel im Hinblick auf Schall- und Erschütterungsemissionen, Bericht 8 des vom BMFT geförderten Forschungsvorhabens zur Verminderung des Verkehrslärms in Städten und Gemeinden, Teilprogramm Schienenverkehr, Projektleitung: F. Blennemann, März 1982, STUVA
- [2] Melke, J. / Kraemer, S.: Untersuchungen schotterloser Oberbauformen im geraden und gebogenen U-Bahntunnel im Hinblick auf die Schall- und Erschütterungsemissionen, Bericht 7 des vom BMFT geförderten Forschungsvorhabens zur Verminderung des Verkehrslärms in Städten und Gemeinden, Teilprogramm Schienenverkehr, November 1981, TÜV Rheinland
- [3] Hauck, G. / Willenbrink, L. / Stüber, C.: Körper- und Luftschallmessungen an unterirdischen Schienenbahnen
ETR 21 (1972), Nr. 7/8, S. 289-300
und 22 (1973), Nr. 7/8, S. 310-321
- [4] Krüger, F.: Schwingungsmessungen in der Umgebung innerstädtischer Bahn- und Straßentunnel, Hauptstufe, Teil I, Köln 1980
Projektleitung: Blennemann, F.
- [5] Koch, H.W.: Körperschallpegel bei mehrjährig befahrenem Oberbau und bei geänderten Oberbau sowie vergleichsfähige Werte, VDI-Berichte Nr. 217, 1974
- [6] Manning, J.E. / Cann, R.G. / Fredberg, J.J.: Prediction and Control of Rail Transit Noise and Vibration, A State-of-the Art-Assessment, Report No. UMTA-MA-06-0025-74-5. Interim Report, erstellt von Cambridge Collaborative Inc. für das US Department of Transportation, Cambridge MA, 1974
- [7] Stanworth, C.G. / Dawn, T.M.: Ground Vibrations from Passing Trains, 2nd Workshop on Railway and Tracked Transit System Noise, Lyon, Oktober 1978
- [8] Groß, K. / Krüger, F.: Schwingungsmessungen in der Umgebung innerstädtischer Bahn- und Straßentunnel, Vorstufe, Teil I Bahntunnel, STUVA, März 1979, Projektleitung: Blennemann, F.

- [9] Rücker, W.: Ermittlung der Schwingungserregung beim Betrieb schienengebundener Fahrzeuge in Tunneln sowie Untersuchung des Einflusses einzelner Parameter auf die Ausbreitung von Erschütterungen im Tunnel und dessen Umgebung, Forschungsbericht 64 der Bundesanstalt für Materialprüfung Berlin, Februar 1980

- [10] Fastenrath, E. H. und andere: Die Eisenbahnschiene, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-München-Düsseldorf, 1977

- [11] Raquet: Mündliche Mitteilung

- [12] Beudat, J.S./Piersol, A.G.: Engineering applications of correlation and spectral analysis, 1980

- [13] U.I.T.P.: Empfehlungen für Messungen des Luftschalls und von Schwingungen in Gebäuden an Strecken von Stadtbahnen, 1980

- [14] Krause, H./Senuma, T.: Grundlagenuntersuchungen über die Riffelbildung in Wälzreibungssystemen, Fortschrittsberichte der VDI Zeitschriften, Reihe: Grund- und Werkstoffe, Reihe 5, Nr. 53, 1981

- [15] ORE: Schäden und Brüche von Schienen, Merkblatt für den Bahnunterhaltungsdienst, Internationaler Eisenbahnverband - UIC - Forschungs- und Versuchsamt ORE 1959

- [16] Krugmann, H.-L.: Lauf der Schienenfahrzeuge ein Gleis, R. Oldenbourg Verlag München Wien 1982

- [17] RATP TT 69-5391, SNCF SEI 456

- [18] Braitsch, H.: Das "Kölner Ei" (Oberbau 1403/c), Teil I bis Teil IV, Verkehr und Technik, Heft 7, 8, 10 und 12, 1979

- [19] Uderstädt, D.: Kostengünstiges Schienenlager-System mit hoher Körperschalldämmung für U-Bahnen, VDI-Berichte 437, Tagung Neu-Ulm 1982

- [20] Yenas: Absorption of vibrations by means of pads in elastomer material placed beneath the sleepers, Vortrag beim UITP Metro Meeting, Mailand, September 1978
- [21] Seewig, K.: Lärm- und Erschütterungsprobleme bei den neuen Tunnelstrecken der Hamburger S-Bahn, ETR 31 (1982), Heft 10, Oktober
- [22] Braitsch, H.: Neue Unterschottermatte, ein voller Erfolg, Verkehr und Technik, Heft 7/1982
- [23] Produktbeschreibungen (z. B. Fa. Gumba)
- [24] Produktbeschreibungen (z. B. Fa. Getzner-Chemie)
- [25] Produktbeschreibungen (z. B. Fa. Continental, Calenberg, Clouth, Phoenix, Lif)
- [26] Eisenmann, J.: Beurteilung des Oberbaus bei U-Bahnen vom Standpunkt des Ingenieurs, VDI-Berichte Nr. 217, 1974
- [27] Steinbeißer, L.: Körperschallmessungen in Zürich und München, VDI-Berichte Nr. 217, 1974
- [28] fehlt
- [29] Messungen der Stadt München, U-Bahn-Referat, unveröffentlicht, 1980
- [30] Eisenmann, J.: Oberbau bei Stadtbahnen und U-Bahnen unter besonderer Berücksichtigung der Körperschallimmissionen, Internationales Verkehrswesen 33 (1981) 1. Heft - Januar/Februar
- [31] Eisenmann, J./Leykauf, G.: Aktuelle Aufgaben der Oberbauforschung, Eisenbahningenieur 33 (1982) 3
- [32] GUMBA: Schalldämmung im Stadtbahntunnel Ludwigshafen, Sonderdruck aus "Unsere Bauwelt" von Bilfinger + Berger
- [33] Uderstädt, D.: Tiefabgestimmte Gleislagerung bei baulicher Verbindung zwischen U-Bahn-Tunnel und Wohn-(Geschäfts-)Häusern, VDI-Berichte Nr. 217, 1974

- [34] Blennemann, F./Kraemer, S./Krüger, F./Melke, J.: Vergleichende Bewertung der angewandten Meß- und Auswertemethoden für Körperschall- und Erschütterungsmessungen in U-Bahn-Tunneln, gemeinsamer Bericht von TÜV-Rheinland und STUVA zu den Forschungsvorhaben [1] und [2], September 1982
- [35] Koch, H.W./Oelkers, H. D./Uderstädt, D.: Tiefabgestimmte Gleislagerung für U-Bahnen zur Schwingungs- und Körperschalldämmung bei Gebäudeunterfahrungen, STRASSE BRÜCKE TUNNEL, 22. Jahrgang - Berlin, März 1971, Heft 3
- [36] Oelkers, H.D.: Ergebnisse von Schallmessungen bei verschiedenen Oberbauarten des Nahverkehrs, VDI-Berichte Nr. 170, 1971
- [37] Heimann, K.: Die schotterlose Oberbauform "BSK", Verkehr und Technik 1975, Heft 10
- [38] Braitsch, H.: Erstes Gleisstück mit bettungslosem Oberbau 1403 in Köln fertiggestellt, Verkehr und Technik 1970, Heft 4
- [39] Continental Firmen-Prospekt: Schwing-Metall-Oberbau
- [40] Autorenkollektiv: The Stockholm Underground, a technical description, published by Stockholms läns landsting (1975), insbesondere S. 95 - 97
- [41] Lang, J.: Schallschutzmaßnahmen bei der Wiener U-Bahn, Sonderdruck der Staatl. Phys.-Techn. Versuchsanstalt für Wärme- und Schalltechnik am Technologischen Gewerbemuseum, Wien, 1981
- [42] RATP: La RATP et le bruit (avril - mai 1978)
- [43] Hofer, J./Sailer, J.: Versuche für einen schotterlosen Oberbau mit elastisch gelagerten Querschwellen, Verkehr und Technik 1972, Heft 2
- [44] Samavedam, G./Gross, P.: A review of Vibration-Isolating Tracks for Tunnels, British Railways Board, Research and Development Division, Technical Note TNTS 37 (April 1980)

- [45] British Rail: Paved Concrete Rail Track System for Vibrationally Sensitive Areas - VIPACT, British Rail Research Publications Mk. Pub. (o.j.)
- [46] Grotthuis, P.: Floating Track Slab Isolation for Railways, Journal of Sound and Vibration, 51 (1977), pp. 443 - 448
- [47] Hauck, G. u.a.: Vergleich des akustischen Verhaltens eines Beton-Fertigteil-Oberbaus mit dem herkömmlichen Schotteroberbau im Tunnel der Flughafenbahn Frankfurt/Main, Deutsche Bundesbahn, Vers A München, Bericht P 24 (Februar 1973)
- [48] ORE: Frage D 151: Schwingungen, die durch den Boden übertragen werden, Bericht Nr. 2, Bewertung der zur Zeit angewandten Erschütterungsschutzmaßnahmen, Utrecht, April 1982
- [49] Koch, H.W./Oelkers, H. D.: Schwingungen in der Nachbarschaft von U-Bahn-Tunneln, VDI-Berichte 88, S. 43 - 45, Düsseldorf 1965
- [50] Schmaus, W./Brand, B.: Schutz gegen die Übertragung von Erschütterungen und Körperschall aus dem S-Bahn-Betrieb, Straße, Brücke, Tunnel 25 (1973), Nr. 1, S. 281 - 288
- [51] Wilson, Ihrig & Associates, Inc. (Hrsg.): Noise and Vibration Characteristics, No. OST-Ona-71-7, Technical Report, erstellt von Wilson, Ihrig & Associates Inc. für das US-Department of Transportation, Berkeley 1971
- [52] Lorenz, H./Klein, G.: Grundbaudynamik, aus Grundbau Taschenbuch, Band 1, 2. Auflage, 1966, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-München
- [53] Haupt, W.: Abschirmung von Gebäuden gegen Erschütterungen im Boden, Vorträge der Baugrundtagung 1980 in Mainz, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V.
- [54] Prange, B./Huber, G.: Abschirmung von Untergrunderschütterungen durch Bodenlochreihen, Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben BI5-800 180-48 des Bundesministeriums für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, Oktober 1982, Informationszentrum Raum und Bau der Fraunhofer-Gesellschaft

- [55] Haupt, W./Gudehus, G.: Abschirmung von Untergrunderschütterungen an Bauwerken, Schlußbericht Teil II, Bundesminister für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, 1978
- [56] Forschungsbericht Nr. 877: Körperschall-Messungen, Augsburg, Technische Universität München, Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen, 1979
- [57] Dolling, H. J.: Schwingungsisolierung von Bauwerken durch tiefe, auf geeignete Weise stabilisierte Schlitze, VDI-Berichte Nr. 88, 1965
- [53] Uderstädt, D.: Schriftliche Mitteilung an den Verfasser, 1983
- [59] Bschorr, O./Albrecht, H.: Schwingungsabsorber zur Reduzierung des Maschinenlärms, VDI-Z121 (1979) Nr. 6, S. 253 - 261
- [60] Hauck, G./Willenbrink, L. u.a.: Vergleichende Schallmessungen an verschiedenen Fahrzeugen der U-Bahn München, Bericht P 167G/1969, DB, Versuchsanstalt München
- [61] DIN 45669, Teil 1: Messung von Schwingungsimmissionen, Anforderungen an Schwingungsmesser