

ISSN 0172-7613

Forschungsbericht 71

BUNDESANSTALT FÜR
MATERIALPRÜFUNG (BAM)

BERLIN

**Untersuchungen über durch den Boden
gekoppelte dynamische Wechselwirkungen
benachbarter Kernkraftwerksbauten großer
Masse unter seismischen Einwirkungen**

von Dr.-Ing. Wolfgang Matthees
Dipl.-Ing. Götz Magiera

August 1980

91 Seiten, 64 Abbildungen, 11 Tabellen, 28 Seiten Anhang

Herausgegeben von der
Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM)
Unter den Eichen 87, 1000 Berlin 45
Telefon 030/8104-1
Telex 01-083 261 bamb d

Vorwort

Die diesem Bericht zugrundeliegenden Arbeiten wurden mit Mitteln des Bundesminister des Innern (Förderungskennzeichen SR 101) gefördert.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Thomas A. Jaeger (Bundesanstalt für Materialprüfung, BAM) sei an dieser Stelle für die vielen wertvollen Anregungen und das der Arbeit entgegengebrachte Interesse besonders herzlich gedankt.

Hervorzuheben ist ferner die gute Zusammenarbeit mit den Mitarbeitern der BAM-Rechenstelle und den Mitarbeitern des Wissenschaftlichen Rechenzentrums Berlin (WRB).

Weiter gilt unser Dank unserem ehemaligen Mitarbeiter Dipl.-Ing. J. Gerlach, der eine große Reihe von rechentechnischen Problemen in hervorragender Weise gelöst hat.

W. Matthees, G. Magiera

Kurzfassung

Es werden Wechselwirkungseinflüsse von Kernkraftwerkshaupt- und -nebengebäuden unter horizontalen seismischen Erregungen mit dem Rechenprogramm FLUSH untersucht.

Die Genauigkeit der mit FLUSH erzielbaren Ergebnisverläufe wird durch die Überprüfung mit anderen geeigneten Verfahren einer methodenkritischen Untersuchung unterzogen.

Der Wechselwirkungseinfluß wird durch eine parametrische Untersuchung der aus Boden, Hauptgebäude und Nebengebäude bestehenden Systemabbildungen ermittelt. Es gelten folgende Ausnahmen:

- Die Bodenkennwerte sind zeitlich konstant. Der Unkenntnis über das Zutreffen von realistischen, beanspruchungsabhängigen Bodenwerten wird durch die Variation der maßgebenden Kenngrößen innerhalb der für sie zutreffenden Bandbreiten Rechnung getragen.
- Die Feinheit der strukturellen Abbildung des Hauptgebäudes in Freiheitsgrade wird auf ein Minimum beschränkt. Dabei wird darauf geachtet, daß die Eigenfrequenzen des Gebäudes in gleicher Weise wie die Eigenfrequenzen des Bodens im Bereich von 0 bis 10 Hz ausreichend genau zu ermitteln sind.

Die parametrische Untersuchung der Boden-Bauwerkstruktur erfaßt:

- 3 über die tiefe veränderliche Bodenkennlinien,
- 2 Bodendämpfungen,
- 4 Bodentiefen,
- 4 Masseversion des Hauptgebäudes,
- 2 Elastizitätsmoduli des Hauptgebäudes.

Summary

A sensitivity study for the interaction effects for adjacent structures of nuclear power plants i.e. for main buildings and auxiliary buildings has been performed due to horizontal seismic excitation. An interaction measuring rule for response spectra has been defined as the ratio of amplitude of response calculated inclusive the auxiliary building to the amplitude calculated without the auxiliary building in respect to the proper eigen-frequencies.

The calculations of the three-dimensional effects are approximated with the program FLUSH. The accuracy of the achievable response herewith calculated is proven in comparison with other suitable methods. The interaction measuring rule is determined by a parameter investigation including the mathematical model consisting of the soil, the main building, and the auxiliary building.

The following assumptions are asserted:

- The soil characteristics are temporarily constant. Ignorance of the accuracy of the realistic i.e. stress depending soil values is encountered by variation of the decisive characteristics within their applicable band-width.
- The fineness of the mathematical-mechanical modelling for the structural systems i.e. the number of the degrees of freedom is limited to a minimum. Attention is hereby paid that the eigen-frequencies of the main building as well as the eigen-frequencies of the layered soil system in the range of 0 to 10 Hz are computed with sufficient accuracy.

The investigation covers the variation of the following soil-structure parameters:

- 3 in depth variable soil-characteristics
- 2 damping values for the soil
- 4 soil depths
- 4 mass versions and stiffness versions of the main building
- 2 moduli of elasticity of the main building.

Inhaltsverzeichnis	Seite
1. Einleitung	1
1.1 Zielsetzung der durchgeführten Untersuchungen	1
1.2 Arbeitsplan	2
2. Einführung und Literaturübersicht	2
3. Erläuterung der verwendeten Bezeichnungen	7
4. Beschreibung der benutzten Verfahren	7
4.1 Analytische Lösungsverfahren	8
4.2 Lösung mit dem Schubalken-Modell	9
4.3 Lösung mit dem Finite-Element-Modell (FLUSH)	11
5. Methodenkritische Untersuchung des Programms FLUSH	16
5.1 Implementierung von FLUSH	16
5.2 Vergleich der erzielbaren Ergebnisgenauigkeit	18
5.3 Bewertung der numerischen Steuerparameter und einiger Modelleigenschaften	27
6. Diskretisierung des zu berechnenden Systems	43
6.1 Diskretisierung des Kernkraftwerkgebäudes (Reaktorgebäude)	43
6.2 Diskretisierung des Nebengebäudes	46
6.3 Diskretisierung des Bodens	47
7. Vorgabe der seismischen Erregung	52
8. Parametrische Untersuchung des Wechselwirkungseinflusses	55
9. Zusammenfassung und Ausblick	80
10. Literaturverzeichnis	83
Tabellen	85
Anhang	92

Verzeichnis der Tabellen

- Tabelle I: Massenermittlung eines Kernkraftwerkgebäudes
- Tabelle II: Steifigkeiten und Massen der Elemente des Kernkraftwerkgebäudes für vier Steifigkeits- und Masseversionen
- Tabelle III: Ermittlung der Einzelmassen in den Knotenpunkten für vier Steifigkeits- und Masseversionen
- Tabelle IV: Eigenfrequenzen des Hauptgebäudes ermittelt nach den Elementierungswerten von Tabelle II für vier Steifigkeits- und Masseversionen
- Tabelle V: Ermittlung des Schubmoduls nach [5]
- Tabelle VI: Eigenfrequenzen der Böden ermittelt am Schubalkenmodell für verschiedene Tiefen
- Tabelle VII: Wechselwirkungsmaß für einen 50 m tiefen Boden
- Tabelle VIII: Wechselwirkungsmaß für einen 150 m tiefen Boden
- Tabelle IX: Wechselwirkungsmaß für einen 250 m tiefen Boden
- Tabelle X: Wechselwirkungsmaß für einen 350 m tiefen Boden
- Tabelle XI: Gegenüberstellung von ermittelten maximalen Wechselwirkungsmaßen für die Response Spektren

1. Einleitung

Bei benachbarten, auf Lockergesteinsformationen gegründeten schweren Bauwerken, wie Kernkraftwerksbauten, können, hervorgerufen durch eine seismische Erregung, erhebliche Modifikationen im dynamischen Verhalten der Strukturen bei Berücksichtigung der durch den Boden wirkenden Schwingungskopplung - im Vergleich zum Verhalten von in vereinfachter Weise als voneinander isoliert betrachteten Bauwerken - in Erscheinung treten.

In Abhängigkeit von Bauwerksmassen und Bauwerksfrequenzeigenschaften sowie den dynamischen Charakteristiken des Untergrundes treten Wechselwirkungseinflüsse auf, die entweder zu einer gegenseitigen Reduzierung der Bewegungsgrößen der seismisch erregten Strukturen oder aber zu einer Verstärkung des Schwingungsverhaltens führen können.

1.1 Zielsetzung der durchgeführten Untersuchungen

Das Ziel der Untersuchungen ist die Ermittlung von Bauwerk-Boden-Bauwerk-Wechselwirkungseinflüssen bei benachbarten, auf Lockergestein gegründeten Bauwerken großer Masse unter seismischer Beanspruchung. Die aus den theoretischen Untersuchungen gewonnenen Ergebnisse sollen der Vertiefung des Wissens dienen und die Zuverlässigkeit der gegen seismische Einwirkungen benutzten Bemessungsnachweise erhöhen.

Damit soll gleichzeitig die Frage beantwortet werden, ob eine Nichterfassung dieses Effektes in einem gegebenen Fall von Sicherheitstechnischer Bedeutung sein kann.

Darüber hinaus soll die Größe der Wechselwirkungseinflüsse quantitativ in Abhängigkeit der maßgebenden Parameter wie des Frequenzganges der Gebäude, der Bodentiefe, der Bodenschichtung, der Einbettung und der Dämpfung ermittelt werden.

Die mittels finiter Methoden durchgeführten theoretischen Untersuchungen haben folgende Einzelzielsetzung:

- Ermittlung von Charakteristik und Größenordnung der Wechselwirkung bei benachbarten, schweren Bauwerken unter seismischer Beanspruchung durch geeignete numerische Verfahren.
- Ermittlung der Wechselwirkung zwischen typischen Hauptbauwerksgruppen eines Kernkraftwerkes. Dabei wird dem Frequenzbereich bis 10 Hz, d.h. dem für die maschinen-technischen Anlagen kritischen Bereich, besondere Bedeutung zugemessen.
- Kontrolle der Ergebnisse soweit möglich durch Anwendung unterschiedlicher Verfahren.
- Systematische Bereichserfassung von Einflußgrößen durch Variation spezifischer Parameter, die einen signifikanten Einfluß auf die Wechselwirkung ausüben.

1.2 Arbeitsplan

Die Ermittlung von Wechselwirkungseinflüssen wird durch eine vergleichende Gegenüberstellung von Ergebnissen, die mit dem Programm FLUSH durch die Berechnung von geeigneten finiten Systemabbildungen erstellt werden, vorgenommen. Der Arbeitsplan enthält folgende Aufgabenstellungen:

- Implementierung und Segmentierung des Programmsystems FLUSH sowie dessen Erweiterung, um die für deutsche Standortverhältnisse zutreffenden Bodentopologien berechnen zu können.
- Methodenkritische Untersuchung des Programms FLUSH durch die Kontrolle der Anwendbarkeit und der Richtigkeit der mit FLUSH berechenbaren Ergebnisverläufe durch einen Vergleich mit aus der Literatur verfügbaren, zutreffenden Ergebnissen.
- Erstellen von unterschiedlichen Modellabbildungen für verschiedene mögliche Kernkraftwerksbauwerke und Standortsituationen.
- Berechnung der Systemmodelle und Bewertung der Ergebnisse. Durchführung einer gezielten Variation von Einflußgrößen zur Ermittlung von Bauwerk-Boden-Bauwerk-Wechselwirkungseinflüssen.

2. Einführung und Literaturübersicht

Durch Erdbeben entstehende Wellen lassen sich in unterschiedliche Wellenarten gliedern, die sich vom Hypozentrum ausgehend in alle Richtungen fortpflanzen. In einem unendlichen, homogenen Medium gibt es zwei grundlegende Wellenarten: Dilatations- oder Kompressionswellen und Schubwellen. Die erste Art wird üblicherweise als P-Welle bezeichnet. Die zweite Art kann in zwei orthogonale Richtungen zerlegt werden: SV-Wellen sind Schubwellen in der vertikalen Ebene, während SH-Wellen in einer horizontalen Ebene verlaufen. Sowohl SV- als auch SH-Wellen entstehen durch horizontale Erregung.

Wenn die durch ein Kontinuum verlaufenden Wellen auf eine freie Oberfläche stoßen, entsteht ein neuer Wellentyp: die Rayleigh Welle. Wenn das Kontinuum nicht homogen ist, und die Wellen in einer endlichen Tiefe von der freien Oberfläche auf eine Diskontinuität treffen, entsteht eine andere Art der Oberflächenwelle: die Love Welle.

Die Erdbebenwellen werden bei ihrer Ausbreitung an vielen Schichtgrenzen reflektiert und gebeugt. Dabei werden beide Komponenten einer Welle wieder in einen longitudinalen Teil (Ausbreitung durch Volumensänderung) und einen transversalen Teil (Ausbreitung durch Gestaltsänderung) zerlegt.

Das allgemeine Problem der seismischen Analyse ist deshalb dreidimensionaler Natur. Durch die Annahme eines linienförmigen Hypozentrums endlicher Länge und die Ermittlung der Wellenausbreitung in einiger Entfernung vom Epizentrum (das Epizentrum ist der lotrechte Punkt auf der Erdoberfläche ausgehend vom Hypozentrum) kann das Problem jedoch auf eine zweidimensionale Betrachtungsweise für SV- und P-Wellen bzw. auf eine eindimensionale Betrachtungsweise für SH-Wellen oder für SV-Wellen reduziert werden.

Dieses eindimensionale Problem wird üblicherweise der seismischen Analyse zugrunde gelegt, Roesset [4]. Für den Standsicherheitsnachweis von Baukonstruktionen, die an der Oberfläche angeordnet sind, stehen bei seismischer Beanspruchung 2 Verfahren zur Verfügung: Die Methode der Response Spektren und die Methode der Zeitintegration.

Baukonstruktionen sind in erster Linie zur Aufnahme von Vertikallasten ausgelegt, deshalb ist für den Standsicherheitsnachweis insbesondere die horizontale Komponente einer Erdbebenerregung von Bedeutung. Durch die konkave Krümmung der Ausstrahlung der S-Wellen ergibt sich darüber hinaus für die SV-Wellen in Bauwerksnähe eine maximale Horizontalbeschleunigung, die das Zweifache des Wertes der maximalen Vertikalbeschleunigung erreicht.

Die Durchführung des Nachweises für dynamische Beanspruchungen ist aufgrund der Komplexität des Problems nur durch Näherungsberechnungen möglich. Für seismische Beanspruchungen können zwei unterschiedliche Lösungsverfahren angewendet werden: die direkte Methode oder die Methode der Teilsysteme. Beide Verfahren erlauben die Berücksichtigung des Einflusses der dynamischen Wechselwirkung zwischen Bauwerken und Boden, d.h. des Einflusses der Bodenfederung auf das Schwingungsverhalten des Bauwerkes und des Einflusses der Bauwerksmassen auf das dynamische Bodenverhalten, Hadjian [7], Hall [10], Busch [14].

Bei der direkten Methode wird die Gesamtstruktur, bestehend aus Boden und Bauwerk berechnet, Isenberg [11]. Hierbei können auch nichtlineare Phänomene, Khanna [18] berücksichtigt werden. Dazu gehören neben dem nichtlinearen Verhalten von Schubmodul und Dämpfung: beliebige Bodenschichtungen, Berücksichtigung der stützenden Wirkung des seitlichen Bodens bei Einbettung und eine endliche Steifigkeit des Fundamentes. Bei Einbettung kann sich durch die Vergrößerung der Bodensteifigkeit einerseits eine Verschiebung der maßgebenden Frequenzen zu höheren Werten, andererseits durch die Veränderlichkeit der mechanischen Gliederung, da der Kontakt zwischen Boden und Bauwerk nicht fortlaufend gewährleistet ist, d.h. durch Verminderung der Steifigkeit, eine Verschiebung zu niedrigen Werten ergeben. Bei der direkten Methode sind folgende Anforderungen an die mechanische Modelldarstellung, der bei Anwendung der Deformationsmethode ein "Finites Element Modell" zugrunde gelegt wird, zu stellen:

- Dreidimensionale Berechnungen können aus rechentechnischen Gründen nur näherungsweise durchgeführt werden, der Deformationsansatz wird deshalb durch ein zweidimensionales Modell (ebener Dehnungszustand) angenähert. Die mit der dreidimensionalen Wellenausbreitung verbundene Energieabsorption, die mit diesem Ansatz nicht genau berücksichtigt wird, muß durch zusätzliche Absorptionselemente näherungsweise erfaßt werden, Lysmer [2].
- Die maximale Größe der einzelnen Elemente ist im Hinblick auf die größte, bei der Berechnung zu berücksichtigenden Frequenz in Abhängigkeit von der Steifigkeit (Scherwellengeschwindigkeit oder Schubmodul) des anstehenden Bodens zu begrenzen. Ein Richtwert für die Elementlänge liegt üblicherweise bei einem Viertel bis einem Achtel der maßgebenden Wellenlänge, Costantino [13].

- Die Größe des den Bodenausschnitt darstellenden Element-Netzes ist so zu wählen, daß der Randeinfluß, Lysmer [1] , Altes [27] , nicht in das eigentliche System einwirken kann. Eine Reduktion des seitlichen Abstandes ist durch die Anwendung spezieller, frequenzabhängiger Randelemente möglich, welche die Energieabstrahlung in den unendlichen Halbraum simulieren, Lysmer [2] .
- Die untere Begrenzung des Elementnetzes ist üblicherweise durch das anstehende Grundgebirge gegeben, dessen Beschleunigungsverlauf als Erregerfunktion auf das Finite Element Modell wirkt. In den meisten Fällen ist aber nur die Beschleunigung an der Erdoberfläche in Form eines Freifeldverlaufes bekannt. Dieser Freifeldverlauf ist deshalb vor Durchführung der eigentlichen Finite Element Berechnung mit Hilfe der eindimensionalen Wellentheorie auf die untere Begrenzung zurückzurechnen. Gleiches gilt für den Fall, daß der anstehende Fels zu tief ansteht und das Gesamtsystem aus Gründen der Speicherplatzbeschränkung auch bei Einsatz von Großrechnern nicht vollständig durch ein Element-Raster abgedeckt werden kann, Matthees [29] .

Aufgrund der sehr rechenintensiven Direktmethode und der relativ großen Unsicherheit über die Zutreffenheit der in der Berechnung verwendeten Bodenkennwerte, deren Streubereich nur durch eine umfangreiche Parametervariation abgedeckt werden kann, wird bei der Ermittlung der Sensitivität dieser Parameter für die Variation vielfach die einfachere Methode der Teilsysteme als ausreichend genaue Näherung benutzt. Hier wird die Berechnung in drei Schritten durchgeführt, Kausel [15] , [16] :

- Ermittlung des dynamischen Baugrundverhaltens einschließlich der Berücksichtigung der masselosen, jedoch mit einer Steifigkeit behafteten Baukonstruktion. Bei der Annahme eines starren Fundamentes ergeben sich an der Fundamentsohle vereinfacht Translations- und Rotationsbewegungen.
- Ermittlung der Steifigkeitsfunktionen der dem Boden zugeordneten Freiheitsgrade der Baukonstruktion.
- Berechnung des Bauwerksdeformationsverlaufes durch Vorgabe der in Schritt 1 und 2 ermittelten Erregung und der zugrunde gelegten Steifigkeitsfunktionen.

Die ersten beiden Teilschritte können durch einen analytischen oder durch einen diskreten (z.B. Finite Element, Vaish [12] , Chopra [19] , Schubballen, Hagmann [3]) Ansatz erfaßt werden. Für den analytischen Ansatz wird der Boden als geschichtetes, elastisches oder bei Anwendung eines komplexen Schubmodules als viskoelastisches Kontinuum betrachtet, nichtlineare Bodeneigenschaften können näherungsweise erfaßt werden, Hadjian [9] . Es werden frequenzabhängige, komplexe Steifigkeitsfunktionen (Impedanzfunktionen) für ein System aus Federn und Dämpfern für Horizontal-, Vertikal-, Torsions- und Kippschwingungen ermittelt, die eine Kopplung von Boden und Bauwerk in der Trennfuge bewirken.

Der Realteil der Steifigkeitsfunktion beinhaltet den Anteil der Rückstell- und Trägheitskräfte, während der Imaginärteil der Energieabstrahlung, die, hervorgerufen durch die sich in den Halbraum ausbreitenden Bodenwellen, auf das schwingende System einwirkt,

entspricht.

Analytische Lösungen liegen in allgemeiner Form für den elastischen Halbraum und für den auf einer elastischen Schicht gelagerten Halbraum vor, wobei die Baukonstruktion durch eine starre und masselose, kreisförmige oder rechteckige Bodenplatte ersetzt wird. Durch geeignete Wahl dieser Steifigkeitsfunktionen lassen sich auch Kopplungen zweier, durch den elastischen Halbraum miteinander verbundener Bodenplatten unter vertikaler und horizontaler Erregung herleiten. Die Wechselwirkung von Fundamentplatten, die bezogen auf die zu berücksichtigenden Wellenlängen von endlicher Ausdehnung sind, können durch die Überlagerung der entsprechenden Steifigkeitsfunktionen erfaßt werden.

Für den zweiten Teilschritt hat sich die vereinfachende Annahme von frequenzunabhängigen Steifigkeitsfunktionen, Tsai [8] unter der Voraussetzung homogener Böden großer Mächtigkeit und sehr steifer Baukonstruktionen, wie sie im Kernkraftwerksbau anstehen, als ausreichend genau erwiesen. Zur Ermittlung dieser frequenzunabhängigen Steifigkeits- und Dämpfungswerte wird das Verhalten eines gedämpften Einmassenschwingers an die Halbraumlösung angepaßt. Dazu dienen die Steifigkeit der Baukonstruktion und die Bauwerksmasse, die durch eine fiktive Bodenmasse ergänzt werden kann. Die Dämpfung resultiert aus der Forderung nach einer optimalen Anpassung, und ist wie die fiktive Bodenmasse physikalisch nicht deutbar. Durch die Einführung der modalen Dämpfung kann die Abstrahlungsdämpfung und die Bodendämpfung additiv in gleicher Weise behandelt werden. Die Abstrahlungsdämpfung hat vielfach den größeren Anteil, während die Systemdämpfung nur bei niederfrequenten Horizontal- und Kippschwingungen von Bauwerken auf dünnen und wenig steifen Bodenschichten von wesentlichem Einfluß ist.

Die Dämpfung des Bauwerkes ist im 3. Teilschritt zu berücksichtigen. Die für die dynamische Berechnung von Kernkraftwerksbauten getroffenen Annahmen, der Masselosigkeit der Fundamentplatten im ersten Teilschritt und der Frequenzunabhängigkeit der Steifigkeiten sind in Anbetracht der zu erwartenden Schwankungsbreite der baugrunddynamischen Kennwerte für die deshalb mit ihnen durchzuführenden Parameterstudien hinsichtlich dieser Betrachtungsweise ausreichend genau. Eine quantitativ und qualitativ genauere Ermittlung des Wechselwirkungseinflusses erfordert bei Berücksichtigung der dargestellten Nichtlinearitäten eine genauere Berechnung, wie sie nur die direkte Methode mit der Anwendung eines Finiten Element Modelles zuläßt. Auch der Nachweis der Komponentensicherheit erfordert eine genauere Berechnung als der Nachweis der Bauwerksauslegung. Dieser Nachweis wird mit Hilfe der direkten Methode oder zumindest mit frequenzabhängigen Steifigkeitsfunktionen durch die Teilschrittmethode geführt.

Die dynamische Beanspruchung einer Baukonstruktion unter seismischer Erregung ist durch den Frequenzgehalt dreier Größen bestimmt: der seismischen Erregung, des Baugrundes und der Baukonstruktion selbst. Das dynamische Verhalten des Baugrundes allein wird durch Übertragungsfunktionen, die mit einer eindimensionalen analytischen Berechnung oder mit einer Finiten Element Berechnung unter Berücksichtigung der an der Oberfläche angeordneten Baukonstruktion ermittelt werden, definiert. Die Übertragungsfunktion, Roesset [4] ist definiert als das

Verhältnis der Beschleunigung eines Systempunktes zur Eingabebeschleunigung am Grundgebirge. Für diese Berechnung ist das Finite Element Modell mit frequenzabhängigen Begrenzungsfedern, Lysmer [2] sehr gut geeignet, wobei für den Fall großer Bodendämpfungen der dann nicht mehr zutreffenden Annahme dämpfungsunabhängiger modaler Werte durch die komplexe Schreibweise in einfacher Form Rechnung getragen wird.

Die Methode der Response Spektren erlaubt keine deterministische Berechnung des Deformations-Zeitverlaufes sondern vermittelt lediglich eine statistische Aussage über maximale Beanspruchungszustände.

Vergleichende Gegenüberstellungen seismischer Berechnungen mit und ohne Berücksichtigung der Boden-Bauwerkswechselwirkung von Kernkraftwerkskonstruktionen sind insbesondere Lysmer [2] , Isenberg [11] , Busch [14] , Kausel [15] , Takemori [17] , Khanna [18] , Chopra [19] zu entnehmen. Für das eigentlich zu untersuchende Problem der Bauwerk-Boden-Bauwerkwechselwirkung werden bei Lee [20] , Snyder [21] , Parker [22] , Roesset [23] vergleichende Gegenüberstellungen gegeben. Bei Lee [20] wird der Wechselwirkungseinfluß von auf einem elastischen Halbraum gegründeten einfachen Feder-Masse-Modellen untersucht. Es wird festgestellt, daß dieser Einfluß nur bei Baukonstruktionen großer Steifigkeit, die auf Lockergestein geringer Mächtigkeit gegründet sind, bei bestimmten Masseverhältnissen (Masse des Containments zur Fundamentmasse) und bei bestimmten Abständen der Gebäude untereinander deutlich wird. Eine Kopplung von Feder-Masse-Systemen mit je einem Freiheitsgrad wird bei Snyder [21] durch die für den elastischen Halbraum ermittelten Einflußkoeffizienten gewonnen. Eine Vergrößerung des maximalen harmonischen Antwortverhaltens wird hier nur für die Freiheitsgrade festgestellt, die eine geringere Masse haben. Bei einer feineren Gliederung der Baukonstruktionen in Balkenelemente gibt Parker [22] nach der gleichen Methode Lösungen für unterschiedliche Gebäudeanordnungen. Durch Wechselwirkungseinflüsse benachbarter Gebäude wird für steife Böden ($c_0 = 2000$ m/s) eine Erhöhung des Response-Spektrums um 15 % und für weiche Böden ($c_0 = 500$ m/s) eine Erhöhung bis zu 50 % nachgewiesen. In gleicher Weise wird bei Roesset [23] die Verstärkung bzw. die Abminderung gekoppelter Feder-Masse-Systeme mit einem Freiheitsgrad unter harmonischer Fußpunkterregung nachgewiesen. Wechselwirkungseffekte treten dann verstärkt auf, wenn beide Baukonstruktionen die gleiche maßgebende Eigenfrequenz haben, wenn die Massen groß sind und der Abstand zwischen ihnen klein ist. Signifikant ist neben der Veränderung der Amplituden auch die Veränderung der Eigenfrequenzen des Gesamtsystems. Ob eine Verstärkung oder eine Abschwächung festgestellt wird, hängt wesentlich vom betrachteten Frequenzbereich sowie von den in den meisten Fällen begrenzten Frequenzgehalten der benutzten Erdbeben ab.

Die angewendeten bodendynamischen Kennwerte wurden [5] , Howard [6] entnommen, während die qualitative Darstellung der strukturmechanischen Eigenschaften von Kernkraftwerkskonstruktionen bei Sharpe [24] , Muto [25] , Mizuno [26] gefunden wurde.

3. Erläuterung der verwendeten Bezeichnungen

- ρ = Dichte der Masse pro Einheitsvolumen
 γ = spezifisches Gewicht, Schubdehnung
 g = Erdbeschleunigung
 G = Schubmodul
 E = Elastizitätsmodul
 $c_0 =$ Scherwellengeschwindigkeit, $c_0 = \sqrt{G/\rho}$
 ν_Q = Querkontraktionszahl
 η = Viskositätskonstante
 β = bezogenes kritisches Dämpfungsverhältnis
 Ω = Frequenz einer harmonischen Erregung
 h = Dicke in einer Schicht
 p = komplexe Eigenfrequenz einer Bodenschicht
 t = Zeit
 x = lokales Koordinatensystem
 y = relative Verschiebung eines Punktes
 u = absolute Verschiebung
 A, TF = Übertragungsfunktion
 F = Verstärkungsfunktion : Absolutwert von A, TF
 m = Masse
 k = Steifigkeit
 c = Dämpfung
 P = Belastung
 z = modale Deformation
 ω = Kreiseigenfrequenz
 ϕ = Eigenvektor
 ν = Frequenz
 H, A, B = Größen der Fouriertransformation
 σ = Spannung
 ΔT = Stützstellenabstand der Erregerfunktion

4. Beschreibung der benutzten Verfahren

Die Untersuchung von Wechselwirkungsproblemen wird nach der direkten Methode in einem Rechengang für das Gesamtsystem, bestehend aus Boden und Bauwerk, durchgeführt. Eine Möglichkeit der qualitativen Bewertung, ob für das zu untersuchende System die Gefahr eines Wechselwirkungseinflusses besteht und deshalb das Gesamtsystem dynamisch genau berechnet werden muß, bietet die Unterteilung der Berechnung in drei Stufen:

- 1) Frequenzanalyse des zugrunde gelegten Erdbebenzeitverlaufes.
- 2) Ermittlung der Übertragungsfunktionen des anstehenden Bodens (Verhältnis der Beschleunigung eines Systempunktes zur Erregungsbeschleunigung des Grundgebirges). Durch Multiplikation mit dem in 1. ermittelten Frequenzspektrum kann der Frequenzgehalt des Beschleunigungsverlaufes der betrachteten Sytempunkte ermittelt werden.
- 3) Frequenzanalyse der aktuellen Baukonstruktionen. Bei Übereinstimmung der zu den Maximalwerten gehörenden Frequenzen, d.h.

den Eigenfrequenzen, können Wechselwirkungseffekte verstärkt auftreten.

In der vorliegenden Studie wird im wesentlichen Stufe 2 bearbeitet. Zur Bewertung der Lösungsgenauigkeit der benutzten Finite Element Methode (Rechenprogramm FLUSH [2]) dienen zwei eindimensionale Vergleichsmethoden: die analytische Lösung nach Roesset [4] und die Lösung nach dem Schubalkenmodell, Hagmann [3].

4.1 Analytisches Lösungsverfahren

Die Grundgleichung der eindimensionalen Wellenfortpflanzung lautet:

$$\zeta \frac{\delta^2 u}{\delta t^2} = G \frac{\delta^2 u}{\delta x^2} + \eta \frac{\delta^3 u}{\delta t \delta x^2} \quad (1)$$

Bei harmonischer Erregung des Grundgebirges:

$$u_G = E_1 e^{i\Omega t} \quad , \text{ bzw.}$$

$$\ddot{u}_G = -\Omega^2 E_1 e^{i\Omega t}$$

lautet die Lösung für ein Medium mit einer Schicht:

$$\ddot{u} = -\Omega^2 E_1 \begin{pmatrix} \cos px \\ \cos ph \end{pmatrix} - 1 \quad e^{i\Omega t} \quad , \quad (2)$$

wobei:
$$p^2 = \frac{\zeta \Omega^2}{G + i\eta \Omega}$$

Die absolute Beschleunigung an der Oberfläche (x=0) lautet:

$$\ddot{u}_1 = -\Omega^2 E_1 \frac{1}{\cos ph} e^{i\Omega t} = \ddot{u}_G / \cos ph \quad (3)$$

Die Übergangsfunktion für die Beschleunigung dieser Schicht ist definiert durch:

$$TF = \frac{\ddot{u}_1}{\ddot{u}_G} = \frac{1}{\cos ph} \quad (4)$$

Entsprechend ergeben sich Übertragungsfunktionen für Medien mit einer beliebigen Anzahl horizontal angeordneter Schichten, z.B. für ein Bodensystem bestehend aus 2 Schichten:

$$TF = \frac{1}{\cos p_1 h_1 \cos p_2 h_2 - \mu_1 \sin p_1 h_1 \sin p_2 h_2} \quad ,$$

mit:
$$\mu_1 = \frac{p_1 (G_1 + i\eta_1 \Omega)}{p_2 (G_2 + i\eta_2 \Omega)}$$

Der Index 1 bzw. 2 bezeichnet die obere bzw. die darunterliegende Schicht. Der Absolutwert der Übertragungsfunktion wird als Verstärkungsfunktion bezeichnet und lautet für eine Schicht:

$$F = \frac{1}{|\cos ph|} = \frac{2}{|e^{iph} + e^{-iph}|} \quad (5)$$

Der Schubmodul wird in komplexer Form durch die Schreibweise:

$$G \text{ (komplex)} = G (1 - 2\beta^2 + 2i\beta \sqrt{1 - \beta^2}) \approx G e^{2i\beta} \quad (6)$$

angenähert. Zum Vergleich von Ergebnissen, die an diskreten Systemen modal ermittelt werden, wird eine veränderliche Viskositätskonstante η so gewählt, daß der Ergebnisverlauf von (4) einer Berechnung unter Zugrundelegung der gleichen Dämpfung β für alle Eigenformen entspricht:

$$2\beta = \eta \frac{\Omega}{G} \quad (7)$$

In diesem Fall ist die Amplitude der zweiten Eigenfrequenz 1/3 der ersten, die Amplitude der dritten Eigenfrequenz 1/5 usw.

4.2 Lösung mit dem Schubballen-Modell

Unter der Voraussetzung, daß die Grenzen zwischen den einzelnen Bodenschichten und die Oberfläche horizontal verlaufen, kann ein kontinuierliches Medium durch ein Feder-Punktmassen-Modell angenähert werden, welches nach unten durch das Grundgebirge begrenzt wird. Der anstehende Boden wird in Schichten geteilt, die Massen jeder Bodensäule (mit einem Einheitsquerschnitt) sind in den Grenzflächen angeordnet. Jede Masse repräsentiert die Hälfte der unteren und der oberen Schichtmasse, vgl. Abb. 4.1.

Die Differentialgleichung des linear elastischen Feder-Masse-Systems mit viskoser Dämpfung lautet für die Relativdeformationen:

$$[m] (\ddot{y}) + [c] (\dot{y}) + [k] (y) = (P). \quad (8)$$

Der Belastungsvektor (P) beinhaltet die Erregung durch das Grundgebirge:

$$(P) = - (m) \ddot{u}_G \quad (9)$$

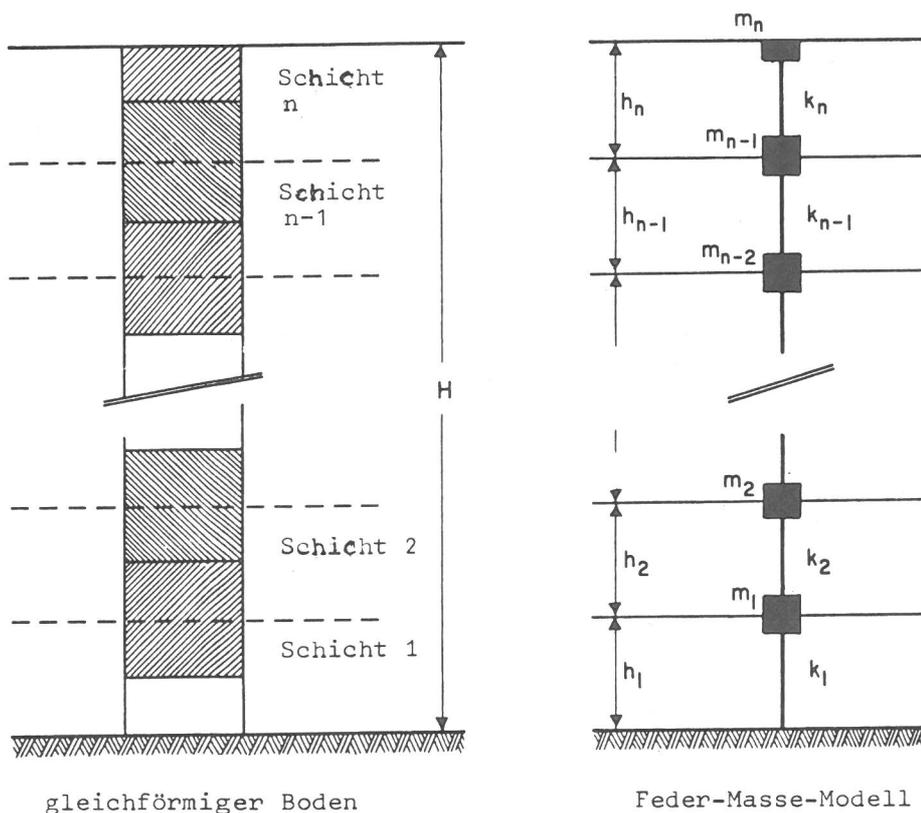


Abb. 4.1 Feder-Masse-Modell eines gleichförmigen Bodens

Durch die Transformation

$$(y) = [\Phi] (z)$$

kann (8) entkoppelt in der Form:

$$(\ddot{z}) + [2\omega\beta](\dot{z}) + [\omega^2](z) = -[\phi]'(m)\ddot{u}_G$$

nach der Methode der linearen Beschleunigungen (Biggs 1964) gelöst werden. Die Eigenwerte $[\omega]$ und die Eigenvektoren $[\phi]$ eines Punkt-Masse-Modells genügen bei kleiner Dämpfung der Orthogonalbeziehung:

$$[\phi]'(m)^{-1/2}(k)(m)^{-1/2}[\phi] = [\omega^2] \quad (10)$$

Die Verstärkung durch den Boden wird über eine modale Verstärkungsfunktion entsprechend (5) durch Summation aller Eigenformen l berechnet:

$$F^x = \sqrt{\left[\sum_{l=1}^n \frac{d_l (\omega_l^2 (\omega_l^2 - \Omega^2) + 4\beta_l^2 \omega_l^2 \Omega^2)}{(\omega_l^2 - \Omega^2)^2 + 4\beta_l^2 \omega_l^2 \Omega^2} \right]^2 + \left[\sum_{l=1}^n \frac{d_l 2\beta_l \omega_l \Omega^3}{(\omega_l^2 - \Omega^2) + 4\beta_l^2 \omega_l^2 \Omega^2} \right]^2} \quad (11)$$

d_l ist die Komponente des Anteilfaktors Γ_l an der freien Oberfläche. Der Anteilfaktor lautet für eine gleichförmige Schicht:

$$\Gamma_l = (-1)^{l-1} \frac{4}{(2l-1)\pi}$$

bzw. für ein Feder-Masse-System:

$$\Gamma_l = \frac{(\phi_l)'(m)(1)}{(\phi_l)'(m)(\phi_l)}$$

Aus der Lösung von (8) läßt sich für den Verlauf der Oberflächenkomponente das Response-Spektrum eines Einmassenschwingers ermitteln.

Als Erregerfunktion dient der Beschleunigungs-Zeit-Verlauf des Grundgebirges oder dessen Fourier-Spektrum. Das durch eine endliche Anzahl von Fourierkoeffizienten darstellbare Fourier-Spektrum enthält die Amplitude $A(\omega)$ der Fourier Transformation $H(\omega)$, in der $B(\omega)$ das Phasen-Spektrum bildet:

$$H(\omega) = A(\omega) e^{iB(\omega)}$$

Das Fourier Spektrum $A(\omega)$ (vgl. Abb. 7.2) verdeutlicht den Frequenzbereich mit dem größten Energiegehalt eines Erdbebens. Es ermöglicht so eine quantitative Aussage über den Einfluß eines bestimmten Erdbebenverlaufes auf unterschiedliche Bodenstrukturen.

Die durch das Schubalkenmodell berechenbaren Deformationsverläufe sind für das kontinuierliche Medium Näherungslösungen. Da für den Nachweis von Baukonstruktionen an der Oberfläche bei dynamischer Beanspruchung nur ein begrenzter, unterer Frequenzbereich $v < v_{\text{Grenz}}$ von Einfluß ist, ist es sinnvoll, in der modalen Berechnung auch nur eine begrenzte Anzahl von Eigenformen zuzulassen. Deshalb kann auch die Notwendigkeit der Unterteilung des Bodens in Schichten durch die Genauigkeitsforderung begrenzt sein, daß bei n Schichten die Eigenfrequenzen der ersten $n/2$ Eigenformen kleiner als die Grenzfrequenz sind:

$$v_{\frac{n}{2}} \leq v_{\text{Grenz}}$$

4.3 Lösung mit dem Finite-Element Modell (FLUSH)

Die in 4.1 und 4.2 dargestellten Lösungsmethoden dienen lediglich als Vergleich zur Bewertung der mit dem Finite-Element-Modell erzielbaren numerischen Ergebnisgenauigkeit. Wechselwirkungsprobleme werden nach der direkten Methode mit dem Finite-Element-Modell, welches den Boden und die Baukonstruktionen durch zweidimensionale Elemente im ebenen Dehnungszustand bzw. eindimensionale Elemente abbildet, berechnet. Das eigentlich dreidimensionale Problem wird mit FLUSH durch frequenzabhängige Elemente (viskose Grenzen) näherungsweise berechnet, da eine echte dreidimensionale Berechnung mit finiten Elementen rechentechnisch nicht zu bewältigen ist.

Die viskosen, die Energieabstrahlung in die dritte Dimension simulierenden Grenzelemente, sind in den seitlichen Flächen der berechneten ebenen Scheibe (vgl. Abb. 4.2) des Bodens, auf dem mehrere Tragwerke definiert werden können, angeordnet. Als Nachweis für die Richtigkeit der viskosen Grenzelemente für die Simulation des drei-

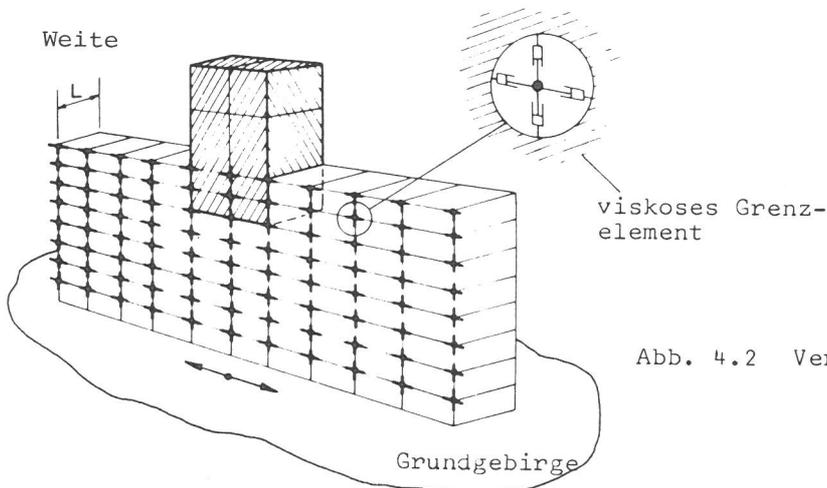


Abb. 4.2 Vereinfachtes 3-D-Modell nach [2]

dimensionalen Problems, dient in [2] der Ergebnisvergleich mit einem axial-symmetrischen System (Abb. 4.3). Dieses System wird einmal mit axial-symmetrischen Elementen, d.h. dreidimensional bei drei Freiheitsgraden je Knoten und einmal zweidimensional mit viskosen Grenzen, d.h. quasi-dreidimensional, bei zwei Freiheitsgraden je Knoten berechnet. Die Gegenüberstellung der Response Spektren für dieses Beispiel zeigt Abb. 4.4; die errechneten Abweichungen der Spektren für die beiden Modellabbildungen sind unerheblich. Dieser Vergleich zeigt also die zuverlässige Möglichkeit der Berechnung eines dreidimensionalen Systems durch zweidimensionale Elemente bei Anwendung viskoser Grenzelemente.

Eine erhebliche Reduktion des Finite-Element-Rasters des Bodens in seitlicher Richtung, deren Ausdehnung neben der Baukonstruktion je nach Gründungstiefe bis zum 1.5-fachen der Bauwerksbreite betragen muß, ist durch die Anordnung einer seitlichen Übertragungsgrenze möglich. Eigene durchgeführte Vergleichsrechnungen mit FLUSH haben gezeigt, daß bei Anwendung der Übertragungsgrenze die Anordnung von nur einer Bodenspalte neben der Baukonstruktion für die vorliegend zu untersuchenden Strukturen ausreichend ist, da der Vergleich der Ergebnisverläufe mit denen einer genaueren

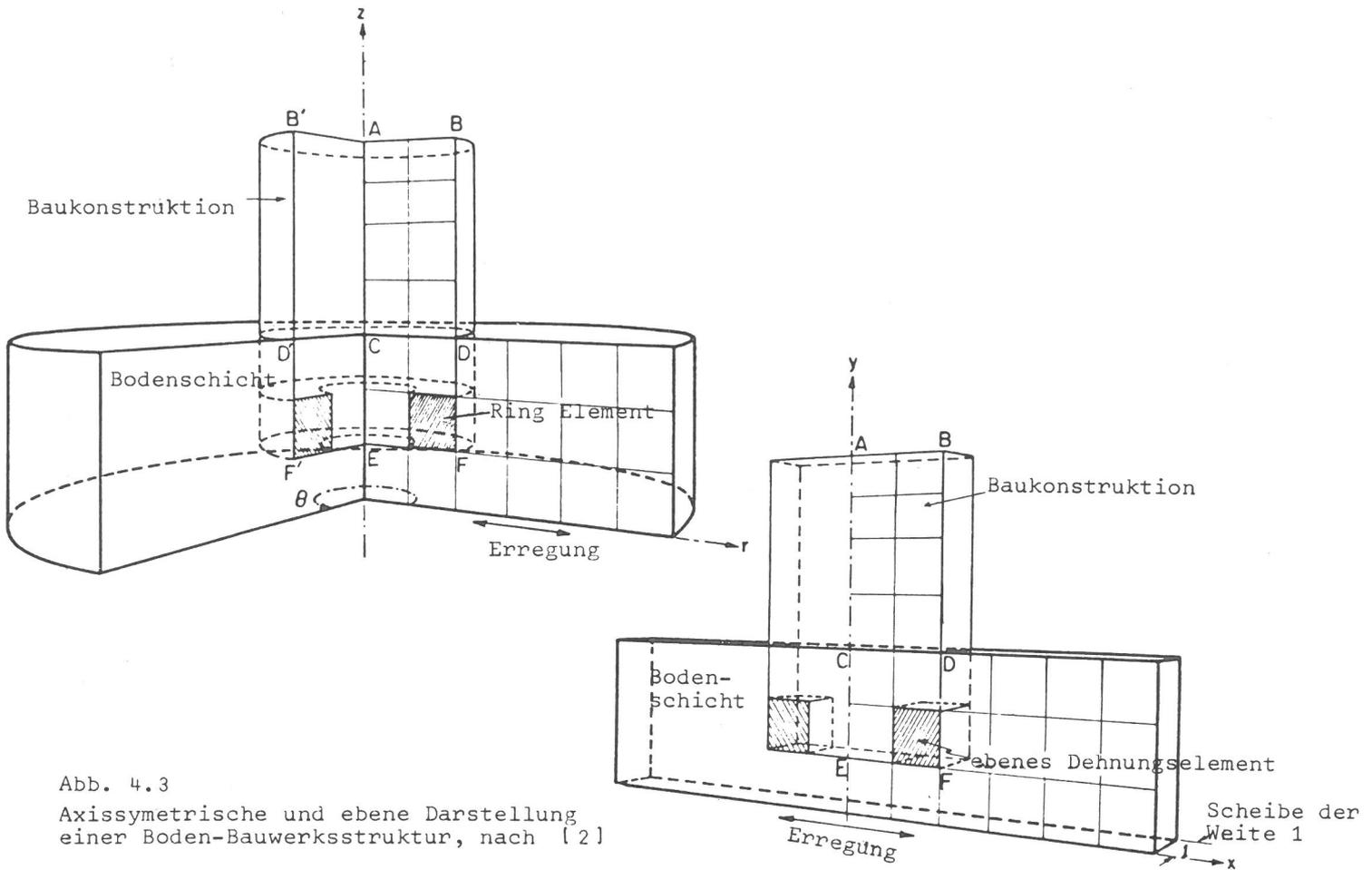
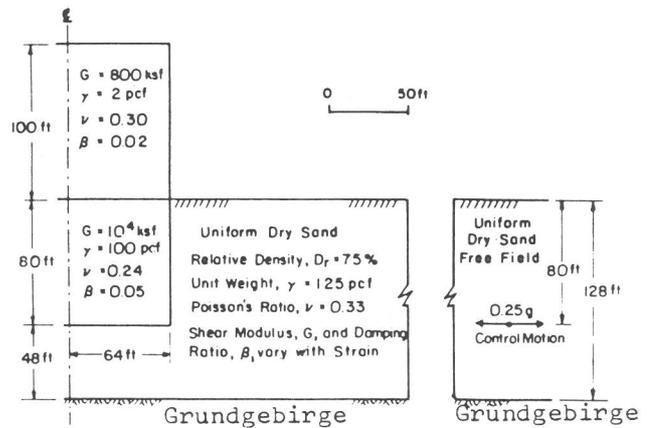
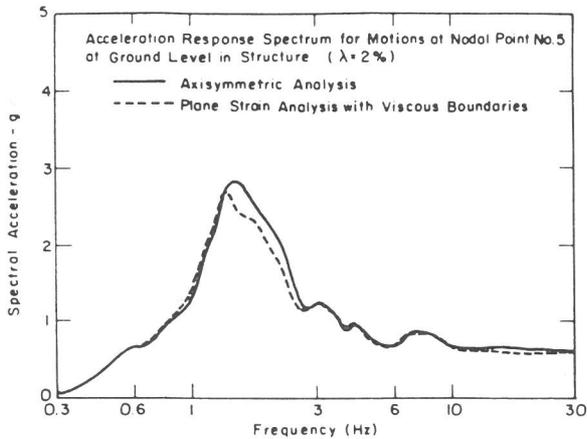
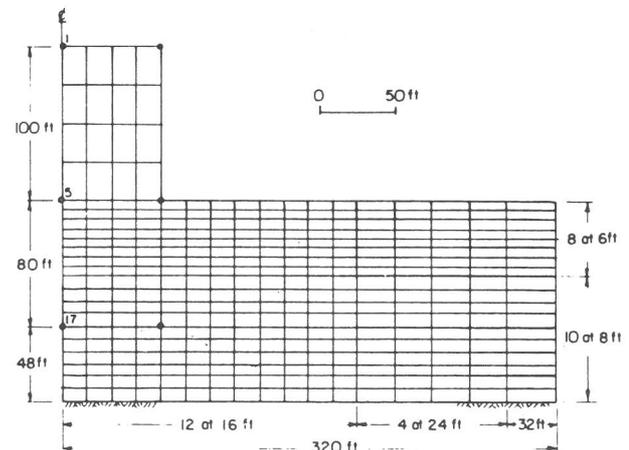
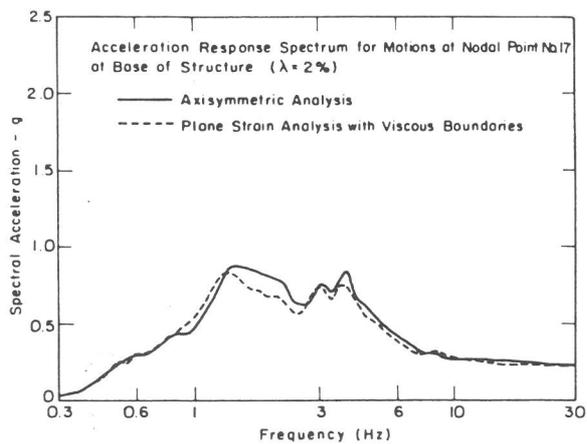


Abb. 4.3
 Axissymmetrische und ebene Darstellung
 einer Boden-Bauwerksstruktur, nach [2]



(a) Materialeigenschaften



(b) Finite Element Netz

Abb. 4.4 Ergebnisvergleich der axial-symmetrischen und ebenen Berechnung
 mit viskosen Grenzen, nach [2]

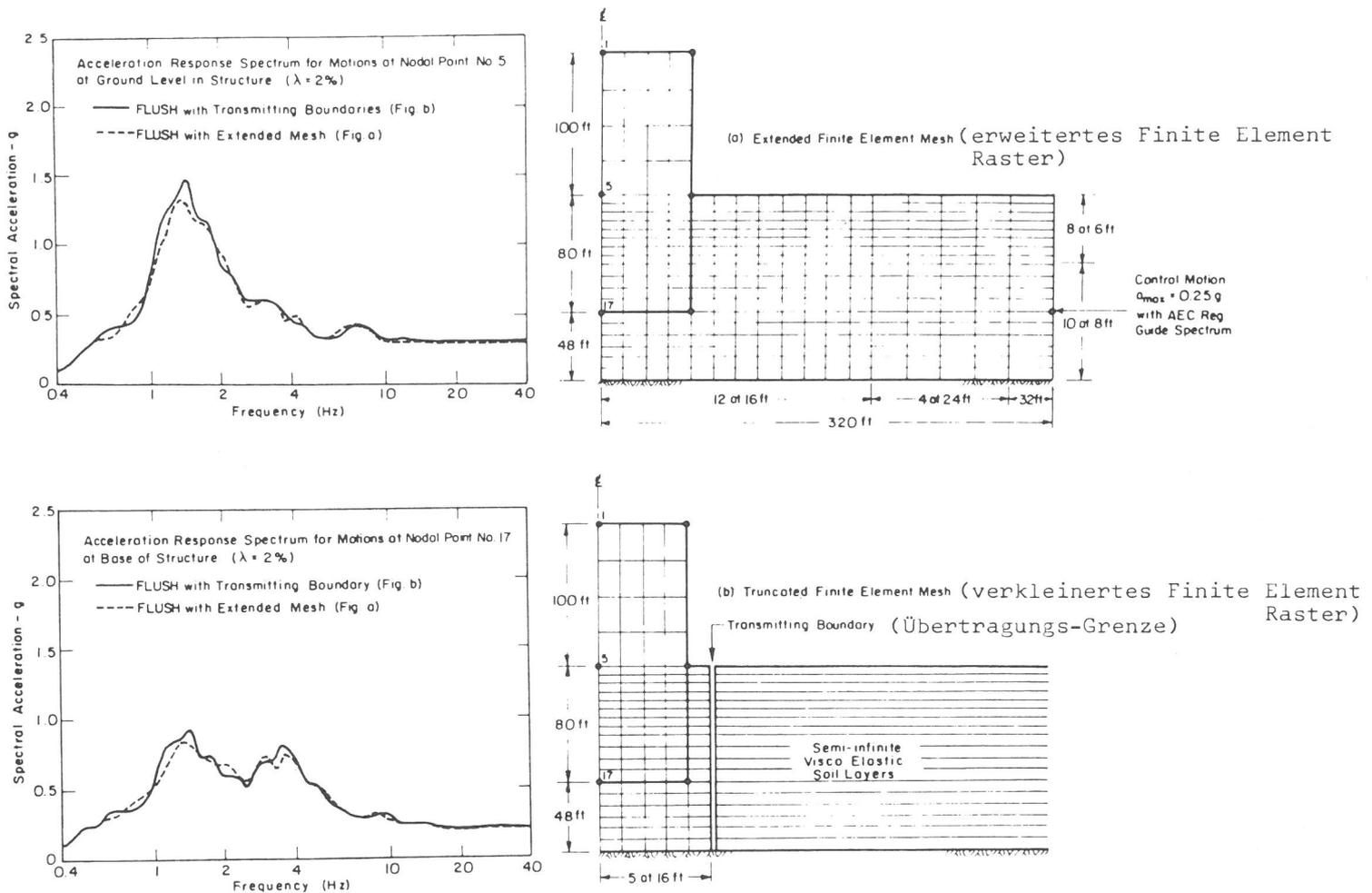


Abb. 4.5 Ergebnisvergleich des erweiterten und durch eine Übertragungs-Grenze verkleinerten Finite Element Modells, nach [2]

Diskretisierung keine augenscheinliche Abweichung ergibt. Der in [2] für eine axial-symmetrische Elementierung durchgeführte Vergleich ist Abb. 4.5 zu entnehmen, die festgestellten Unterschiede sind auch hier vernachlässigbar klein.

Mit Ausnahme der die Dreidimensionalität simulierenden viskosen Grenzelemente und der die Rechenzeit verkürzenden Übertragungs-Grenzen ist das Rechenprogramm FLUSH [2] identisch mit der zweidimensionalen Näherung LUSH [1]. Lediglich hinsichtlich der Benutzerfreundlichkeit wurde FLUSH gegenüber LUSH weiter verbessert:

- out of core Gleichungslöser, um große Probleme auf relativ kleinen Rechnern lösen zu können,
- lineare Biegeelemente zur besseren Modellierung des Fundamentes und der Bauwerksrahmenstruktur,
- Anordnungsmöglichkeit der Eingabe-Erregung in jeder Schicht, dabei Anwendung desselben Finite Element Netzes für die Freifeldberechnung und für die Wechselwirkungsberechnung,
- baseline korrigierte Ausgabe.

FLUSH bietet die Möglichkeit der Eingabe der Erdbebenerregung in jeder Schicht, also auch an der Erdoberfläche oder an der unteren Grenze des Finite-Element-Rasters, vgl. Abb. 4.6. Diese untere Grenze kann als Randbedingung gegeben sein durch das anstehende

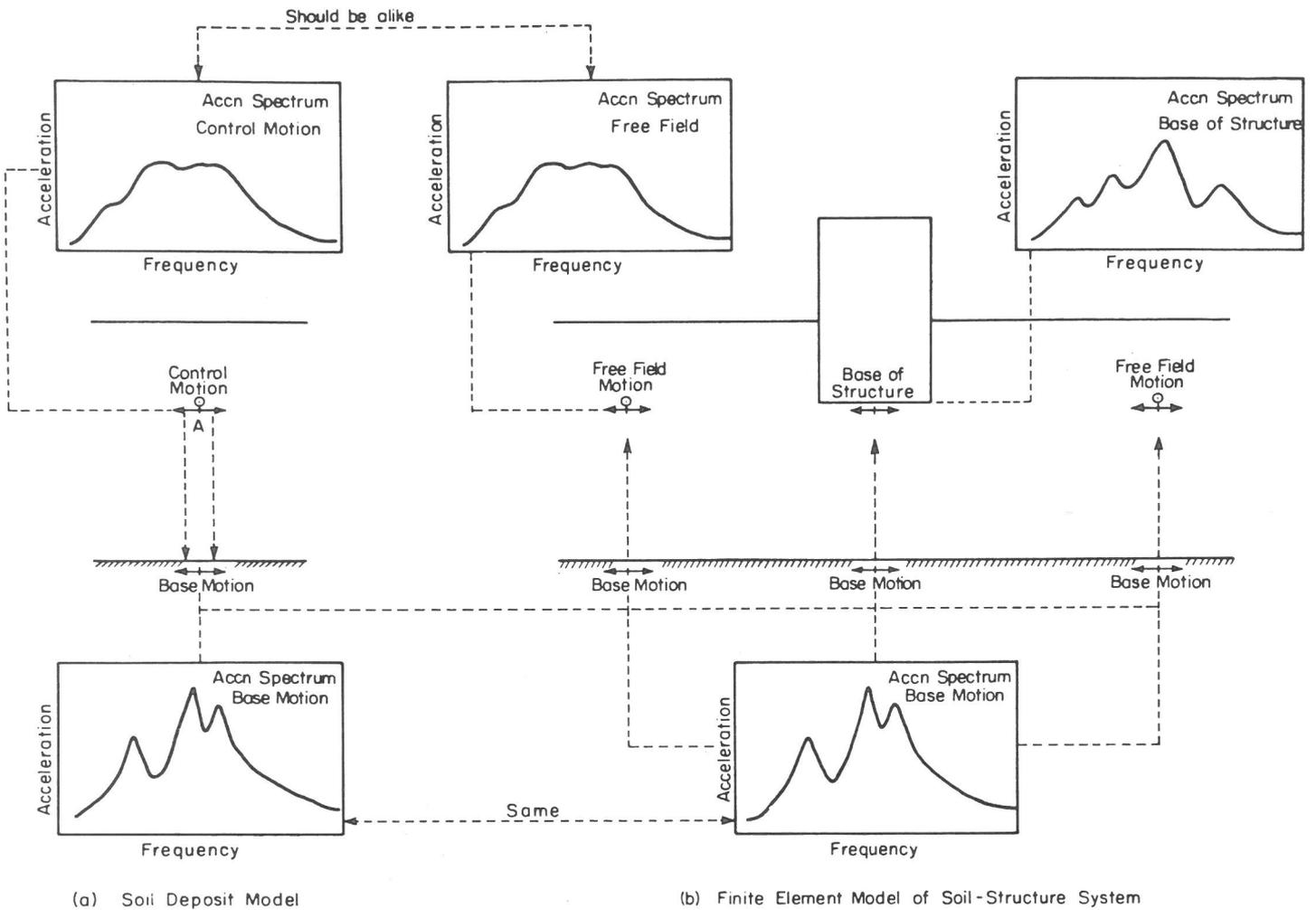


Abb. 4.6 Schematisierte Boden-Bauwerk Wechselwirkung mit einem Finite Element Modell, nach [2]

Grundgebirge oder bei sehr tiefen Böden durch die Notwendigkeit, das Finite-Element-Raster in der Tiefenausdehnung aus rechen-technischen Gründen zu begrenzen.

Zur Untersuchung von Wechselwirkungsproblemen nach der direkten Methode stehen deshalb drei Verfahren zur Auswahl:

1. Verfahren der standortabhängigen Erregung,
2. Verfahren der standortunabhängigen Erregung,
3. erregungsunabhängiges Verfahren.

Die der Berechnung zur Eingabe dienenden Erdbebenzeitverläufe sind nicht reproduzierbare aber dem jeweiligen Meßort und dem am Hypozentrum entwickelten Frequenzgehalt der Erregung zugeordnete, kompatible Werte, gemessen an der Erdoberfläche. Diese Meßwerte sind standortabhängig. Besteht die Oberfläche nicht aus Felsgestein, können die Meßwerte durch die eindimensionale Wellenausbreitungstheorie unter Berücksichtigung der Ungewißheit über die Zutreffenheit der Bodenkennwerte beliebig tief in den Boden projiziert d.h. bis auf die Felsoberfläche bezogen werden. Die auf der Felsoberfläche gemessenen oder durch Berechnung auf dem Grundgebirge ermittelten Werte werden als quasi-standortunabhängig bezeichnet und können für eine dynamische Be-

rechnung unabhängig von der Schichtung, der Tiefe und dem Verhalten eines über dem Fels anstehenden Bodens als seismische Erregung vorgegeben werden.

Die so ermittelten Ergebnisverläufe von an der Oberfläche angeordneten Baukonstruktionen eignen sich deshalb bei Anwendungen des gleichen Erregungsakzelerogramms auf unterschiedliche Bodenstrukturen aufgrund der identischen Belastungsfunktion auch im Hinblick auf die Bewertung von Wechselwirkungseinflüssen durch Vergleichsbetrachtungen als Beanspruchungsmaßstäbe.

Anders ist dagegen beim Verfahren der standortabhängigen Erregung nur dann eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse gewährleistet, wenn das zugrunde gelegte Erregerakzelerogramm an der Oberfläche entsprechend der Bodenstruktur d.h. der Schichtung, der Tiefe und des Verhaltens des darunterliegenden Bodens korrigiert worden ist.

Da in der vorliegenden Studie ungeachtet von der Bodenstruktur immer von identischen Akzelerogrammen ausgegangen wird und durch die Nichtreproduzierbarkeit von Akzelerogrammen an sich keinesfalls eindeutig feststeht, ob die ihm zugrunde gelegten Meßwerte der Sedimentoberfläche, einem Punkt im Boden oder dem Grundgebirge zugeordnet werden können, wird das standortunabhängige Verfahren als Vergleichsmethode benutzt.

Zu einer zwischen diesen beiden Verfahren liegenden Vorgehensweise gehört das erregungsunabhängige Verfahren, welches einen vom Verlauf der zeitlichen Erregung unabhängigen Vergleich und damit eine Bewertung der ausschließlich durch die Boden-Bauwerksstruktur hervorgerufenen Wechselwirkungseinflüsse in Form von Verstärkungsfunktionen ermöglicht. Die Quantifizierung der Wechselwirkungseinflüsse geschieht auch hier durch den Vergleich der Berechnungen mit und ohne benachbarte Baustrukturen.

Als Erläuterung für die mit dem Programm FLUSH ermittelbaren Wechselwirkungseinflüsse benachbarter Bauwerke dient ein Beispiel [2]. In Abb. 4.7 wird der Wechselwirkungseinfluß von zwei Hilfsanlagengebäuden auf einen auf der Geländeoberkante liegenden Punkt des Hauptgebäudes (Mitte des Containmentgebäudes) gezeigt. Es wird deutlich, daß durch den Einfluß der seitlichen Gebäude eine um 60 % höhere Containmentbeanspruchung ermittelt werden kann. Die ungenaue zweidimensionale Berechnung mit LUSH ergibt dagegen eine Erhöhung um 130 %.

FLUSH ermöglicht eine iterative Berechnung der dehnungsabhängigen Bodenkenwerte. Die durchgeführte nichtlineare Berechnung ist aber nur eine rechentechnische lineare Näherung, da sich die Kennwerte auf maximale Beanspruchungszustände beziehen. In Anbetracht der Unsicherheit in die Zutreffenheit der zu verwendenden Bodenkenwerte und der großen möglichen Bandbreite der deshalb mit ihnen durchzuführenden Variation, wird auf die rechenzeit-intensive Berechnung mit dehnungsabhängigen Werten verzichtet. Stattdessen wird in der vorliegenden Studie das Bodenverhalten durch unterschiedliche, dehnungsabhängige, mit der Tiefe veränderliche Kennlinien, deren Bandbreite aufgrund von bekannten Meßwerten für die zu erwartende Beanspruchung [5], [6], bestimmt ist, gekennzeichnet. Prinzipiell erlaubt FLUSH ein von Element zu Element unterschiedliches Steifigkeits- und Dämpfungsverhalten (G, ν_0, β).

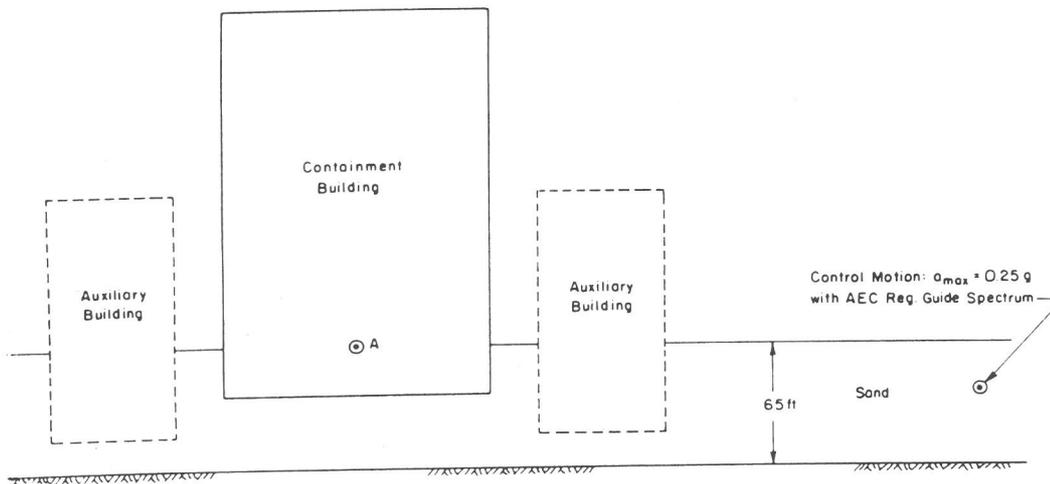
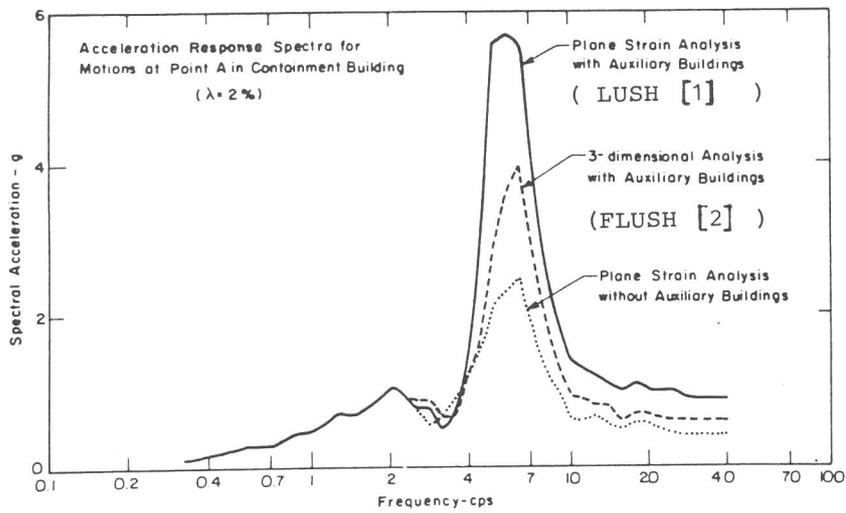


Abb. 4.7 Wechselwirkungsuntersuchung benachbarter Bauwerke nach [2]

5. Methodenkritische Untersuchung des Programms FLUSH

5.1 Implementierung von FLUSH

Die ursprüngliche, für eine Rechenanlage des Typs CD 6600 vorliegende Fassung des Programms FLUSH ist auf eine Anlage des Typs Cyber 175 implementiert. Dabei hat es sich gezeigt, daß das in der ursprünglichen Fassung 140 K (Dezimal) Kernspeicherplätze benötigende Programm, wobei für die Datenhaltung des unbenannten COMMON-Blocks 38 K (Dezimal) zur Verfügung standen, durch Segmentierung auf die Kapazität des verfügbaren Rechners anzupassen war. Die Struktur der segmentierten Version des Programms FLUSH zeigt Abb. 5.1. Das eigentliche, nichtkoexistente Programm benötigt anstelle von 102 K (Dezimal) nur 27 K (Dezimal) Speicherplätze. Für einen normalen Rechenlauf, dem eine maximale Speicherplatzbelegung von 200 K (Oktal) d.h. 65 K (Dezimal) zur Verfügung stehen, existieren 2 segmentierte Versionen:

Version 1 : 45 K (Dezimal), davon 18 K für den COMMON-Block,
Version 2 : 65 K (Dezimal), davon 38 K für den COMMON-Block.

Version 2, die für die durchgeführten Untersuchungen hauptsächlich benutzte Version erlaubt die Berechnung eines Finite-Element-Rasters, in welchem maximal etwa 40 Rechteckelemente übereinander angeordnet sind.

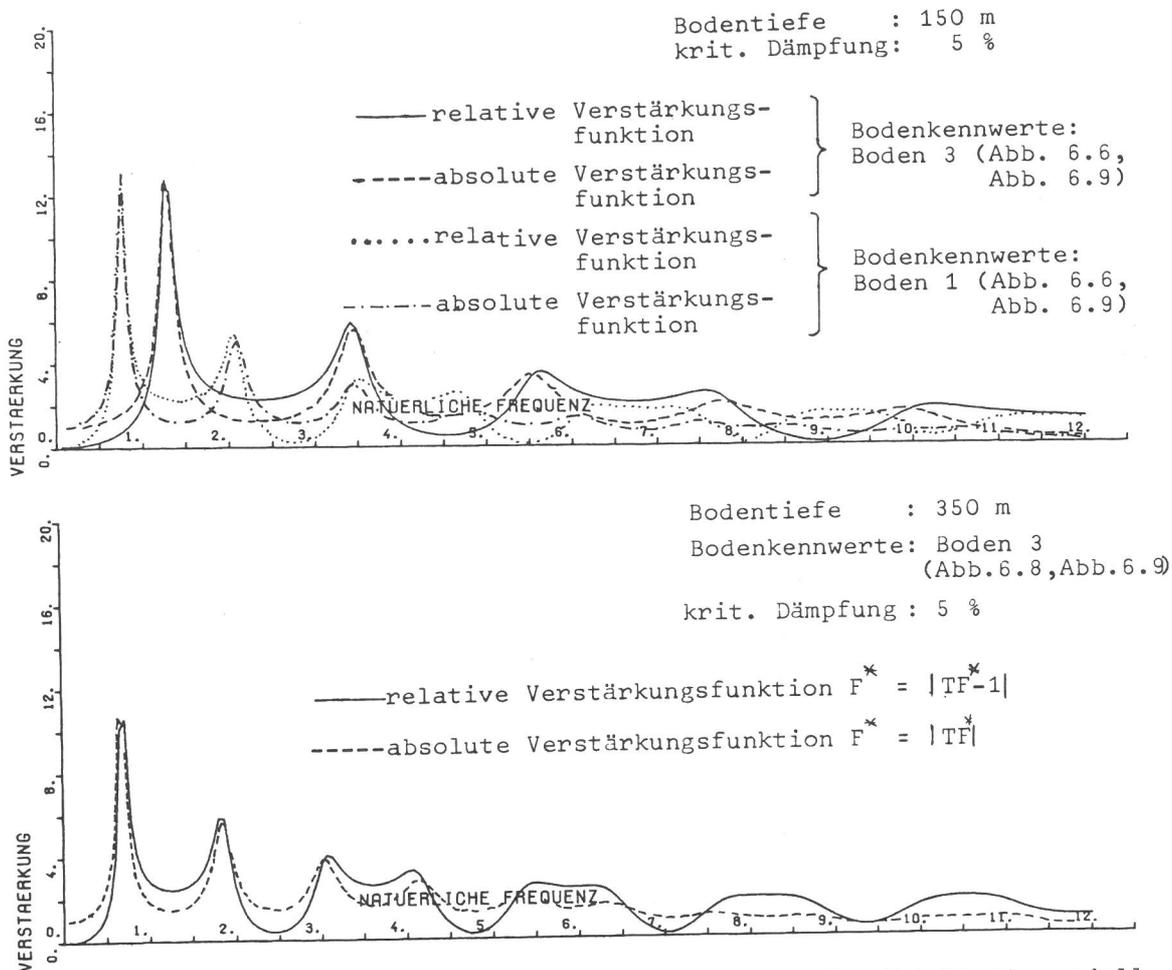
Sonderläufe mit einer maximalen Speicherplatzbelegung von 300 K (Oktal) d.h. 98 K (Dezimal) erlauben mit einem COMMON-Block von 71 K (Dezimal) die Berechnung von tieferen Bodenschichtungen; darüber hinaus können mit ansteigender Tiefe durch das Anwachsen der Bodensteifigkeit auch größere Elemente benutzt werden. Die maximale Anzahl der übereinanderliegenden Elemente beträgt hier ca. 55. Die vorgenommene Segmentierung des Programms führt zu einer Erhöhung der IO-Zeiten, da größere Datenmengen in Hintergrundspeichern zu verwalten sind. Diesem Nachteil wird durch eine Optimierung des "out of core solvers" begegnet. Hierdurch wird die Kernrechnerzeit um ca. 40 % und die IO-Zeit um ca. 50 % reduziert.

Im Programm FLUSH sind ferner einige Steuerparameter so verändert, daß nicht nur eine Berechnung von flachen Böden (d.h., mit wenigen Elementen übereinander), diese Einschränkung zeigte die ursprüngliche Fassung, sondern auch von tieferen Böden mit maximal ca. 40 Elementen übereinander bei gleicher Breite für einen normalen Rechenlauf durchgeführt werden kann.

Die Dimensionierung aller verwendeten Größen ist auf SI-Einheiten umgestellt. Zur Kontrolle der Eingabedaten sind Plotter-Programme erstellt. Die im Rahmen der parametrischen Untersuchungen anfallenden erheblichen Datenmengen sind auch nur durch die Entwicklung und den Einsatz geeigneter Plotter-Programme in übersichtlicher Weise zu verarbeiten.

5.2 Vergleich der erzielbaren Ergebnisgenauigkeit

Bei der Untersuchung dynamisch erregter Systeme ist zu beachten, daß die mitangeregten höheren Eigenformen aufgrund der diskreten Modellabbildung mit ansteigender Ordnungszahl zunehmend ungenau werden. Im Programm FLUSH wird dieser Tatsache dadurch Rechnung getragen, daß durch die Transformation in den Frequenzraum nur ein begrenzter Frequenzbereich abgedeckt wird, der für die durchgeführte Parameterstudie zwischen 0 und 10 Hz liegt. Durch diese Begrenzung wird aber auch der errechnete Frequenzgang der Modellabbildung beeinflusst, d.h. die Übertragungswerte im Bereich 0 bis 10 Hz werden durch das Fehlen des abgeschnittenen Bereiches höherer Frequenzen verändert. Der Grad dieser Beeinflussung soll begrenzt sein, deshalb ist die mit FLUSH erzielbare Ergebnisgenauigkeit für diesen Frequenzbereich an zutreffenden Bodenprofilen nachzuweisen. Zum Vergleich der Genauigkeit von FLUSH wird das FLUSH-Freifeldverhalten im Hinblick auf Übertragungsfunktionen und Response Spektren und das dazugehörige Schubalkenmodell sowie die analytische Lösung benutzt.



Dem Vergleich liegt für alle drei Verfahren ein kritisches Dämpfungsverhältnis von $\beta = 5 \%$ und $\beta = 10 \%$ zugrunde. Es kann bei diesen Werten davon ausgegangen werden, daß sie auf das mit FLUSH ermittelte Frequenzverhalten, welches direkt aus der dynamischen, die Dämpfungsterme enthaltenden Steifigkeitsmatrix folgt, einen vernachlässigbaren Einfluß haben. Deshalb entspricht $\beta \leq 10 \%$ nur einem geringen Dämpfungsmaß. Die Ergebnisse der Frequenzberechnung mit FLUSH sind demnach gleichwertig mit den Ergebnissen aus modalen Analysen, denen eine proportionale Dämpfung zugrunde liegt.

Die Eigenfrequenzen aller Bodenprofile sind Tab. VI zu entnehmen. Sie sind den durch die Übertragungsfunktion vorgegebenen Frequenzgängen zuzuordnen. Die Übertragungsfunktion TF kann durch das Verhältnis der absoluten Beschleunigung zur Erregungsbeschleunigung entsprechend (4) oder durch das Verhältnis der relativen Beschleunigung zur Erregungsbeschleunigung durch die relative Übertragungsfunktion A, entsprechend (2) definiert werden. Es gilt:

$$TF = A + 1 .$$

Üblicherweise wird eine Übertragungsfunktion durch die Länge ihres Radiusvektors d.h. durch die Verstärkungsfunktion F veranschaulicht. So zeigt Abb. 5.2 den Vergleich der absoluten und relativen Verstärkungsfunktion einiger in Abb. 6.6, Abb. 6.8, Abb. 6.9 definier-

ten Bodenprofile für das Schubalkenmodell. Die absolute Verstärkung F für die analytische Lösung folgt aus (5) und F^* für das Schubalkenmodell aus (11). Der zunehmende Einfluß der Dämpfung auf die Werte der höheren Frequenzen wird hierbei deutlich, so daß für die betrachteten Bodenprofile Frequenzen über 10 Hz in der Frequenzanalyse nicht mehr berücksichtigt werden müssen. Damit ist aber auch die Möglichkeit einer groberen Elementierung des Bodens d.h. einer Verringerung der Anzahl der Freiheitsgrade gegeben.

In Abb. 5.3 werden die für die einzelnen Verfahren charakteristischen Genauigkeiten des Frequenzganges durch den Vergleich mit den analytischen d.h. exakten Werten für eine Bodentiefe von 350 m aufgezeigt. Die größte Abweichung zu den genauen Werten tritt sowohl für das Schubalkenmodell als auch für FLUSH in der ersten Eigenfrequenz auf. Hier wird der Einfluß der aufgrund der Elementierung in der Frequenzanalyse nicht mitenthaltenen Anteile der höheren Frequenzen besonders deutlich. Durch die Dämpfung sinkt allerdings der Einfluß der höheren Frequenzen auf alle weiteren maßgebenden Eigenfrequenzen im betrachteten Bereich bis zu 10 Hz.

Neben den durch die Elementierung verursachten Abweichungen zu den exakten Werten, hat auch das Raster der vorgegebenen Stützstellen einen Einfluß auf die Ergebnisgenauigkeit, vgl. Kap. 5.3. Dieser Einfluß wird besonders bei engen Frequenzbändern sichtbar, da durch zu grobe Stützstellendichten Maximalwerte nicht genau genug erfaßt werden können. Enge Frequenzbänder treten insbesondere bei den ersten Eigenfrequenzen der Böden, die relativ tief sind, oder die eine geringe Steifigkeit haben, in Erscheinung. Aus Abb. 5.3 geht hervor, daß das Schubalkenmodell zu den exakten Werten nur im Bereich der ersten Eigenfrequenz abweicht. Durch Halbierung des Stützstellenabstandes auf 0.025 s läßt sich in diesem Fall sowohl für Schubsteifigkeiten von 400 MN/m^2 als auch von 900 MN/m^2 eine Identität zur exakten Funktion erzeugen.

Demgegenüber konvergiert die mit FLUSH ermittelte Verstärkungsfunktion für Frequenzen, die ein schmales Band haben, auch bei sehr hoher Stützstellengenauigkeit nicht immer auf den exakten Wert. Dieser Wert übersteigt in den betrachteten Fällen immer den exakten Wert. Die Abweichung sinkt andererseits bei den höheren Frequenzen.

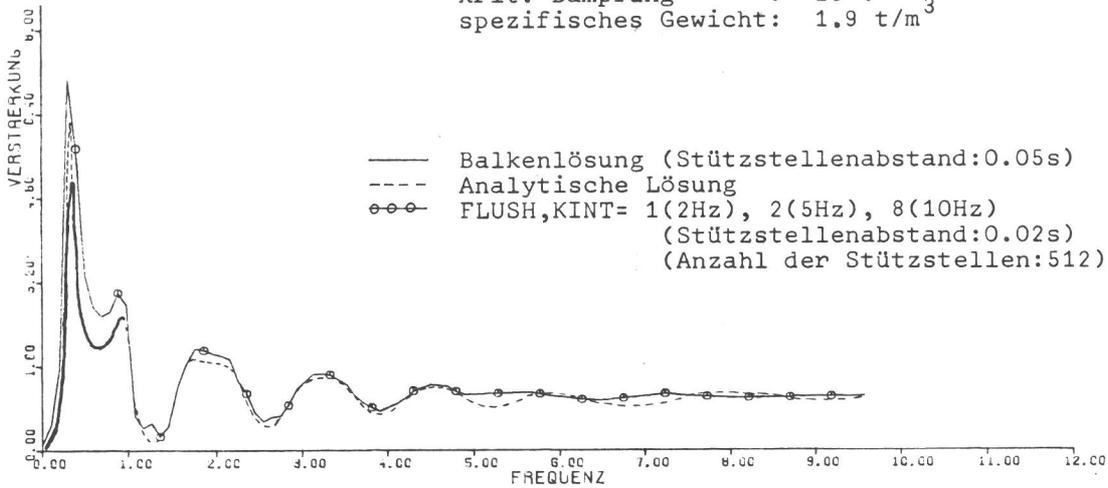
Eine Verbesserung der Genauigkeit dieses FLUSH-Funktionswertes ist allein mit einer Verfeinerung des Elementrasters möglich. Die in Abhängigkeit eines Elementrasters bestimmter Feinheit erzielbare Konvergenz auf den jeweils dazugehörigen Verstärkungswert von FLUSH wird verbessert durch:

- die Vergrößerung der Anzahl der Stützstellen,
- die Verkleinerung des Stützstellenabstandes für die Erregung,
- die Vorgabe von kleinen Werten für den Transformationsparameter KINT, vgl. Kap. 5.3.

Der mit FLUSH berechenbare Verstärkungswert der ersten Eigenfrequenz konvergiert für Abb. 5.3 entsprechend der Elementrastrerung von Abb. 6.8 auf:

RELATIVE VERSTÄRKUNGS FUNKTION

Bodentiefe : 350 m
 Schubmodul : 400 MN/m²
 krit. Dämpfung : 10 %
 spezifisches Gewicht: 1.9 t/m³



RELATIVE VERSTÄRKUNGS FUNKTION

Bodentiefe : 350 m
 Schubmodul : 900 MN/m²
 krit. Dämpfung: 10 %
 spez. Gewicht : 1.9 t/m³

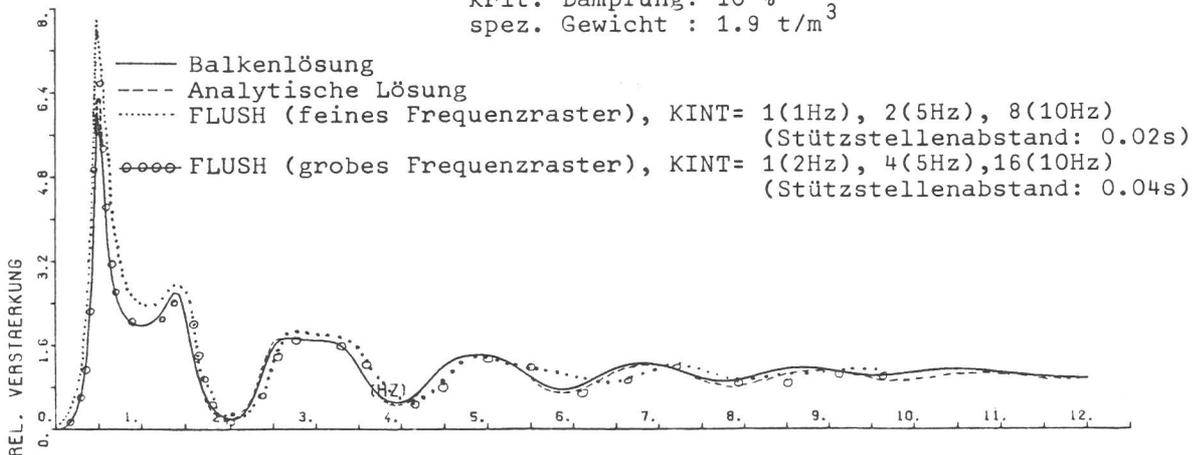


Abb. 5.3 Vergleich von relativen Verstärkungsfunktionen unterschiedlicher Verfahren für einen Boden mit in der Tiefe unveränderlichen Kennwerten im Freifeld

= 7.04 für den Schubmodul : 400 MN/m² (13 % Abweichung)
 = 9.70 für den Schubmodul : 900 MN/m² (25 % Abweichung)

Die Übereinstimmung der mit FLUSH ermittelten Verstärkungsfunktion mit den exakten Werten ist für alle weiteren Eigenfrequenzen ausreichend, vgl. Abb. 5.3. Eine Überprüfung der mit dem Programm FLUSH erzielbaren Ergebnisgenauigkeit ist demnach nur für enge Frequenzbänder bei niedriger Ordnungszahl der Eigenfrequenz notwendig.

Die Übereinstimmung der mit dem Schubballenmodell ermittelten Verstärkungsfunktionen mit den exakten Werten ist sehr gut. Abweichungen können nur für ein schmales Band im Bereich der ersten Eigenfrequenz auftreten, durch eine geeignete Verkleinerung der Zeitschrittweite ist aber in diesem Fall eine Konvergenz auf den exakten Wert möglich.

Deshalb können zur Bewertung der mit FLUSH für die Bodenkennlinien nach Abb. 6.9 erzielbaren Ergebnisgenauigkeiten die mit dem Schub-balkenmodell ermittelten Ergebnisse der Freifeldverstärkungsfunktionen als Maßstab gewählt werden. Bei Durchführung dieses Vergleiches ist zu beachten, daß eine vollständige Übereinstimmung der Verläufe nicht erzielt werden kann, da FLUSH eine frequenzabhängige Dämpfung, dem Balkenmodell eine proportionale Dämpfung zugrunde gelegt wird und da FLUSH zweidimensionale Lösungsansätze für die Elemente, das Balkenmodell aber nur eindimensionale Elemente enthält. Die Übereinstimmung für Böden mit 50 m Tiefe ist für alle Bodenkennlinien ausreichend. Weniger gut ist die Übereinstimmung für 150 m und 250 m tiefe Böden, wie Abb. 5.4 für die erste Eigenfrequenz bei einem kritischen Dämpfungsverhältnis von 10 % zeigt. Der Berechnung der relativen Verstärkungsfunktion mit FLUSH werden hierbei, das gilt auch für die folgenden Gegenüberstellungen, genaue Transformationsparameter KINT vorgegeben. Der genaue Wert der Verstärkung für die erste Eigenfrequenz liegt dann gemäß Abb. 5.3 etwa zwischen den beiden Funktionen von FLUSH und Schub-balken. Für tiefere Böden vergrößert sich die Abweichung der mit FLUSH ermittelten Freifeldverstärkungsfunktion zu den genauen Werten, ermittelt am Schub-balken, vgl. Abb. 5.5. Der Boden mit der Kennlinie für die kleinste betrachtete Steifigkeit, d.h. Boden 1 zeigt die größte Abweichung, dagegen folgen für steifere Böden, das sind im betrachteten Fall Boden 2 und Boden 3, kleinere Abweichungen.

Die qualitativen Eigenschaften der ermittelten Abweichungen des FLUSH-Freifeldverlaufes zu den genauen Werten sind übertragbar auf die mit dem gleichen aber, erweiterten Finite-Element-Rasters ermittelten, für die Bauwerk-Boden-Bauwerk-Wechselwirkung maßgebenden Verstärkungsfunktionen. Da die Größe dieser Abweichungen aber lediglich mit den unterschiedlichen Systemwerten (Tiefe, Kennlinie, Dämpfung, Genauigkeit der Stützstellen der Erregung, Genauigkeit des Finite-Element-Rasters) gekoppelt ist, diese Werte aber für den jeweiligen Vergleich zur Ermittlung von Wechselwirkungseffekten, d.h. beim Vergleich der Ergebnisverläufe mit und ohne Nebengebäude unverändert bleiben, hat diese Ungenauigkeit von FLUSH keinen unmittelbaren Einfluß auf die zur Ermittlung der Wechselwirkungseffekte betrachteten maßgebenden Eigenschaften der Funktionen. Die Ermittlung der Wechselwirkungseffekte durch den Vergleich entsprechender Funktionen (mit und ohne Nebengebäude) basiert also auf einer Feststellung, die relativ ist, da die Abweichungen der FLUSH-Ergebnisse zu exakten Werten relativ sind. Somit ist durch diese Vorgehensweise eine qualitative Bewertung von Wechselwirkungseinflüssen möglich, da Abweichungen zum absoluten Maßstab kompensatorisch sind. Die hier getroffenen Feststellungen gelten in gleicher Weise für die in Kap. 5.3 betrachteten numerischen Steuerparameter. Neben der vereinfachten Ermittlung von Wechselwirkungseffekten anhand der Ergebnisverläufe infolge Einheitserregungen d.h. an Verstärkungsfunktionen, besteht die Möglichkeit einer noch genaueren Untersuchung von Wechselwirkungseinflüssen anhand von realistischen seismischen Beanspruchungen, d.h. durch Response Spektren. Die Gegenüberstellung von Response Spektren des Freifeldverlaufes ermittelt nach dem Schub-balkenmodell und mit FLUSH, bei Vorgabe des genauen Transformationsparameter:

KINT = 1 (1.5 Hz), 2 (3 Hz), 4 (4.5 Hz), 8 (10 Hz)

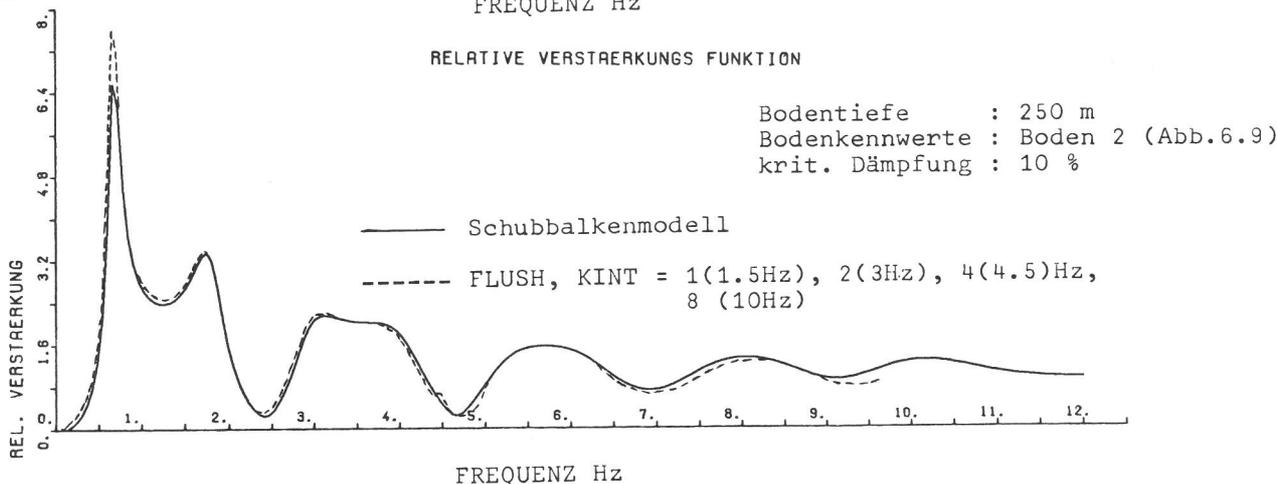
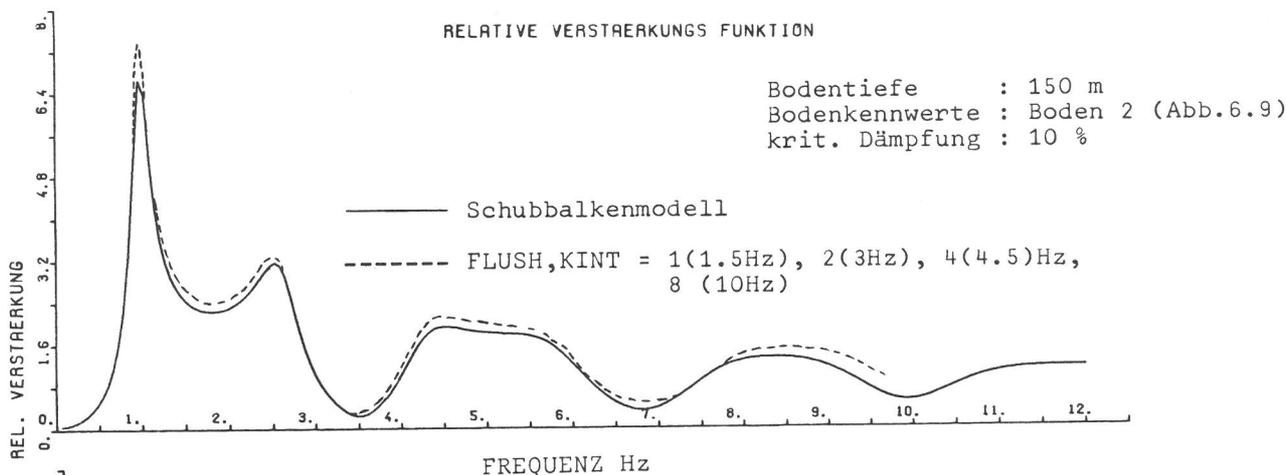


Abb. 5.4 Vergleich von relativen Verstärkungsfunktionen im Freifeld

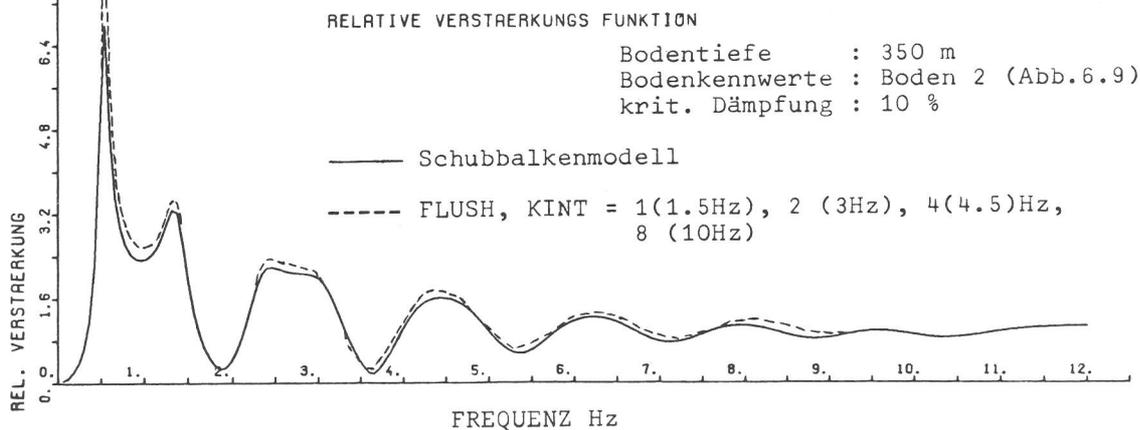
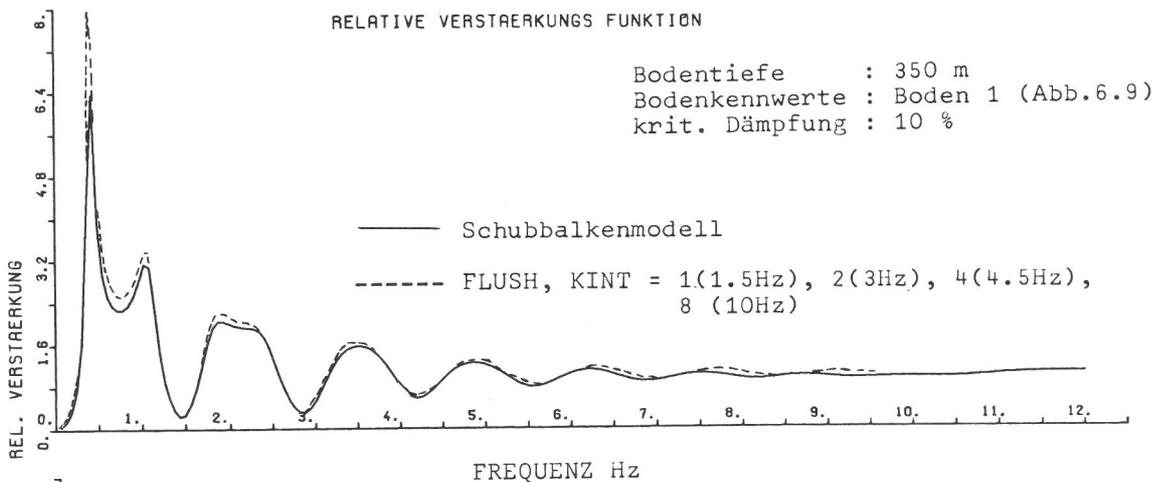


Abb. 5.5 Vergleich von relativen Verstärkungsfunktionen im Freifeld

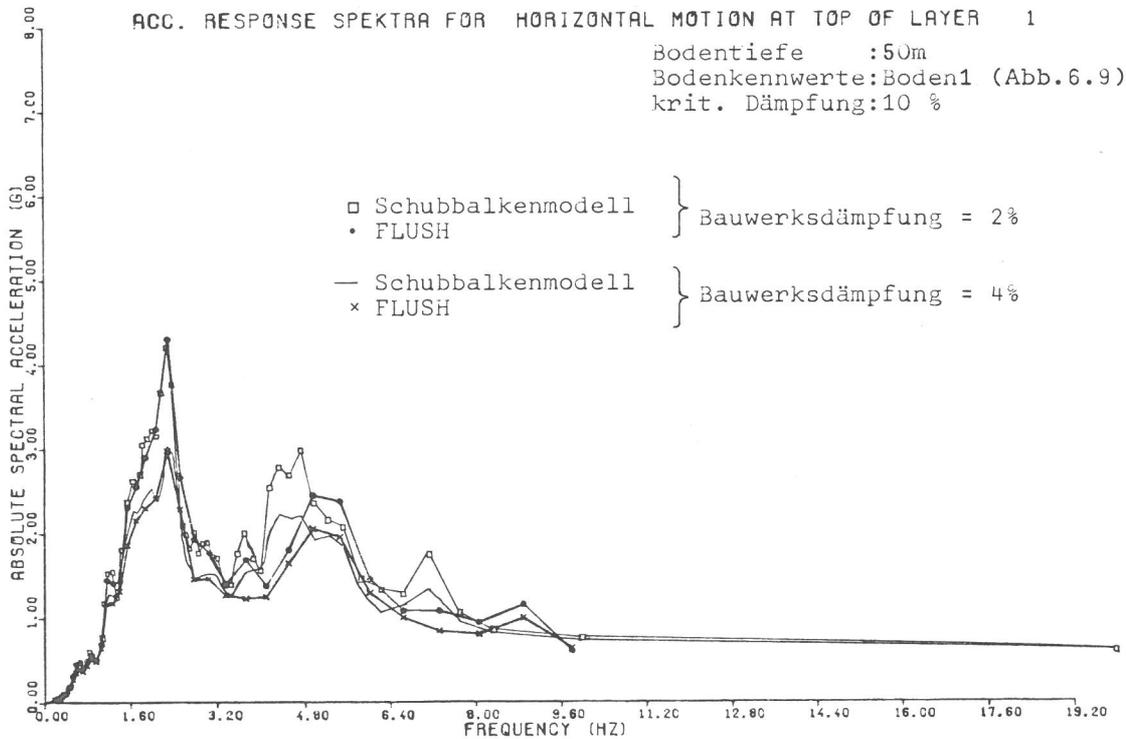
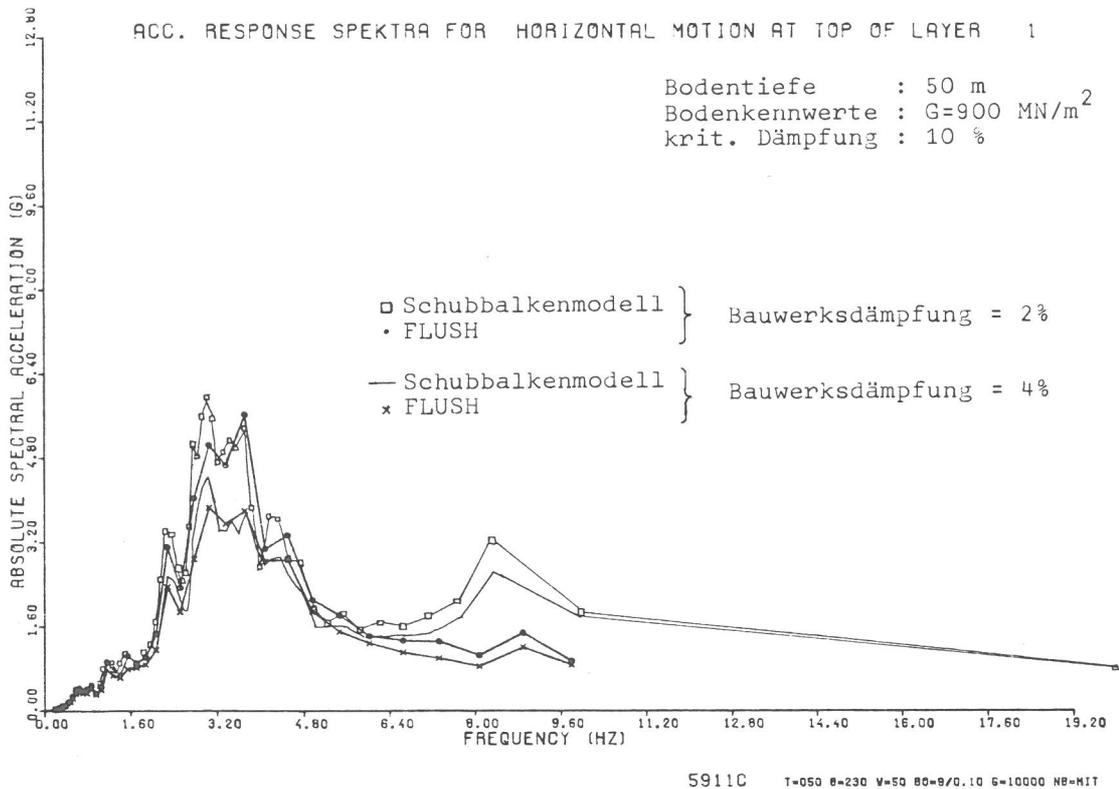


Abb. 5.6 Vergleich von Response Spektren im Freifeld

gibt Abb. 5.6 bis Abb. 5.9 für eine Erregung nach Kap. 7.

Der Vergleich zeigt in gleicher Weise die qualitative Übereinstimmung der Ergebnisse für beide Modelle (FLUSH, Schubalken). Zusätzliche Abweichungen treten hierbei bedingt durch:

- unterschiedliche Spektren-Stützstellendichten bei der Berechnung der beiden Modelle,
- das Fehlen der höheren Eigenfrequenzen bei FLUSH, da einerseits keine Frequenzen größer als 10 Hz berechnet

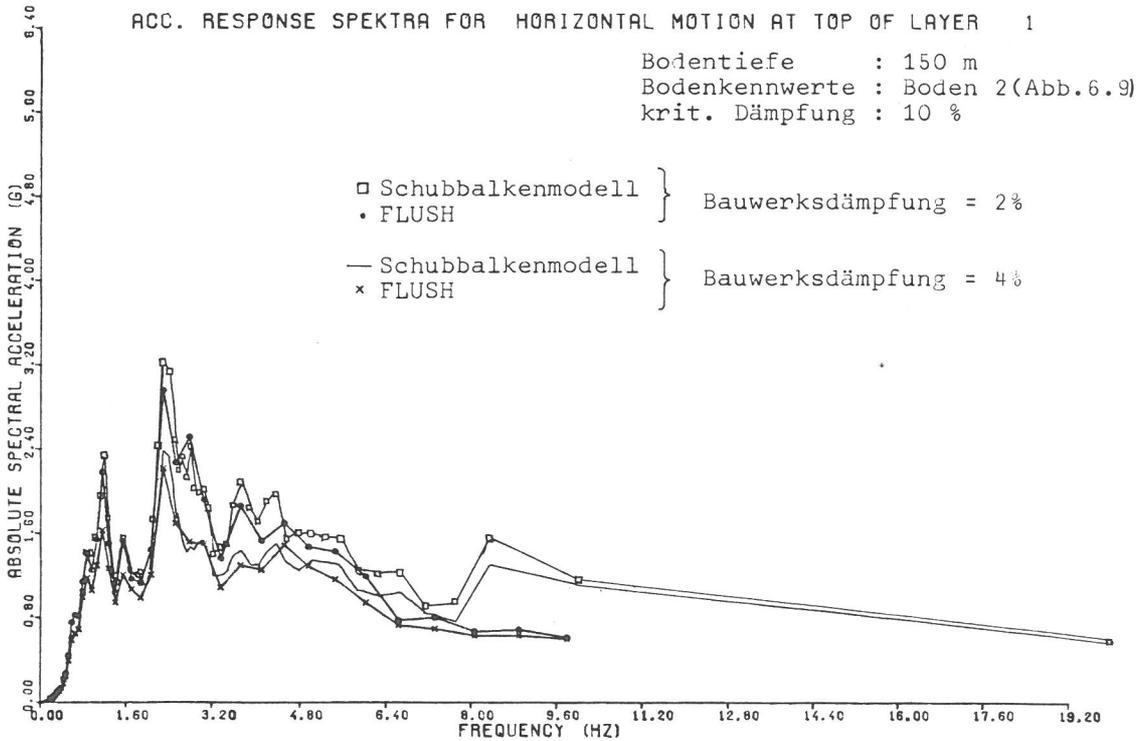
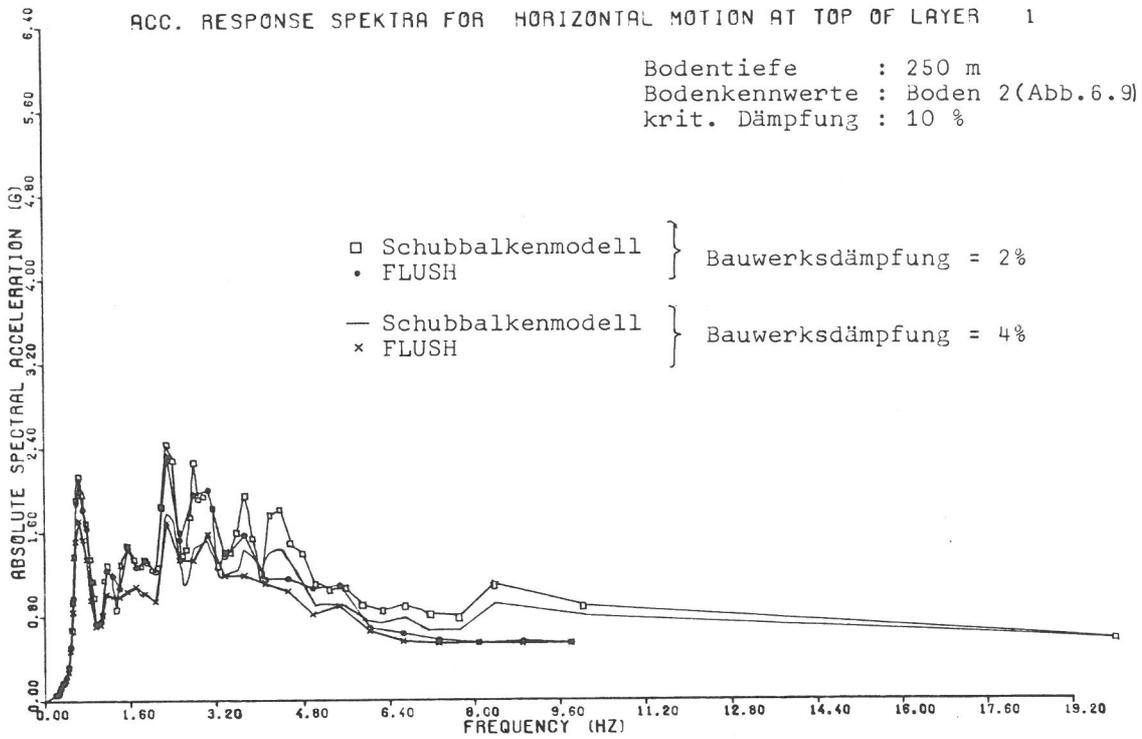


Abb. 5.7 Vergleich von Response Spektren im Freifeld

werden können und da andererseits bedingt durch das Fehlen der Frequenzen größer als 10 Hz auch die Funktionswerte im Bereich 1 - 10 Hz beeinflusst werden,

auf.

Deshalb vermindert sich auch der Grad der Übereinstimmung der Funktionen für die Response Spektren gegenüber den Verstärkungsfunktionen. Abb. 5.6 zeigt für einen 50 m tiefen Boden mit konstantem Schubmodul eine gute Übereinstimmung der Frequenzen, aber eine Abweichung in der Höhe der Beschleunigungen; bei einem 50 m tiefen Boden der Kennlinie 1 wird zusätzlich eine Phasenverschiebung bei ca. 5 Hz deut-

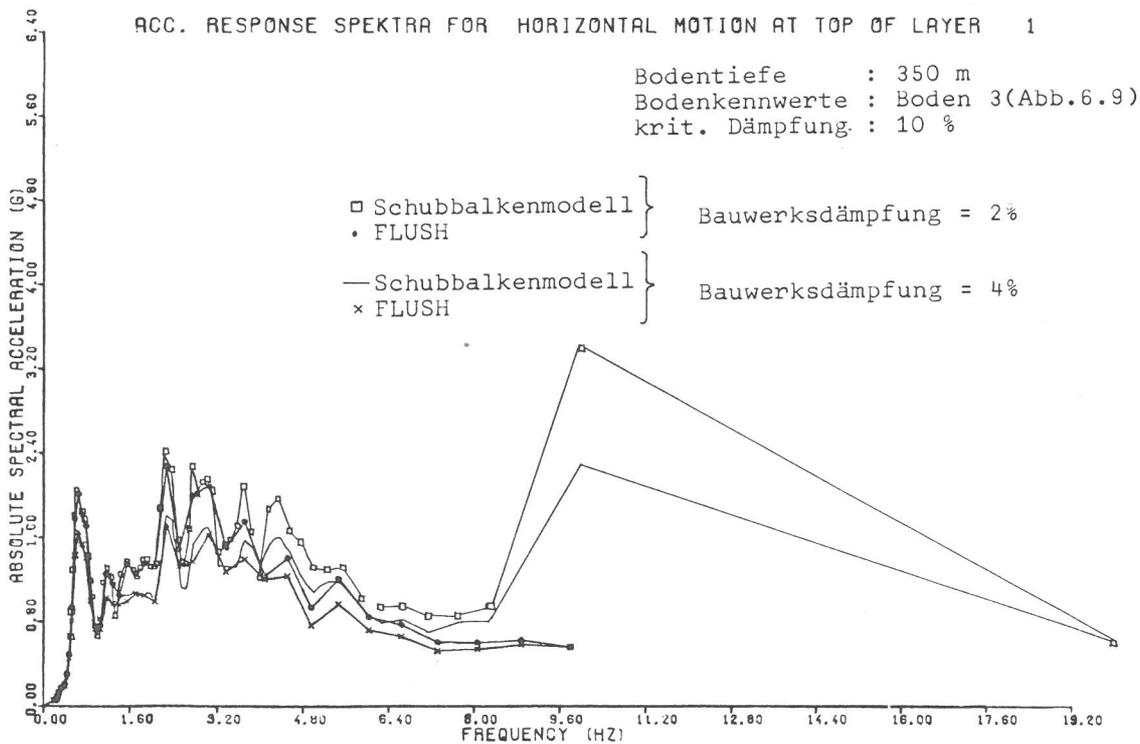
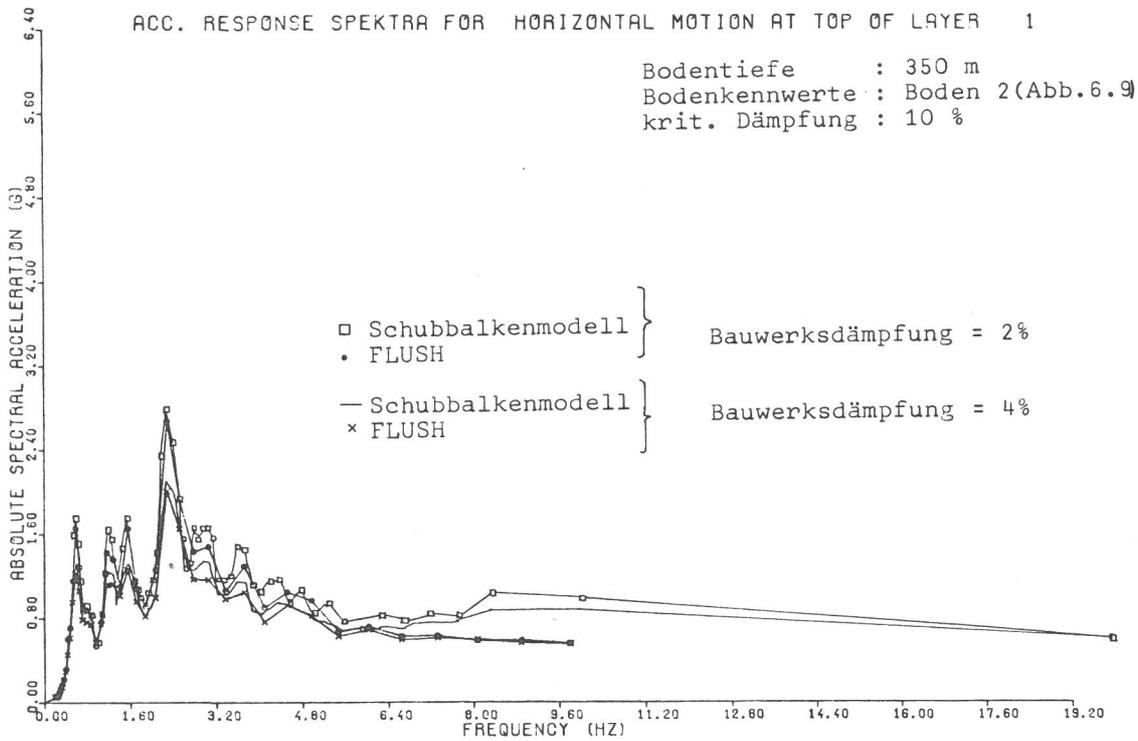


Abb. 5.8 Vergleich von Response Spektren im Freifeld

lich. Bei den tieferen Böden 150 m, 250 m, 350 m ist in Abb. 5.7, Abb. 5.8, Abb. 5.9 eine gute Übereinstimmung der Frequenzen festzustellen, aber eine mit anwachsender Frequenz ansteigende Abweichung der Funktionswerte. Die Abweichung für kleine Bauwerksdämpfungen $\beta = 2\%$ ist größer als für höhere Werte $\beta = 4\%$. Die qualitativ beste Übereinstimmung ergibt sich für weiche Böden (Boden 1); steife Böden (Boden 3) zeigen die größte Abweichung. Da die Unterschiede der Response Spektren von FLUSH zu den genaueren Werten den gleichen re-

Bodentiefe : 350 m
 Bodenkennwerte : Boden 1 (Abb.6.9)
 krit. Dämpfung : 10 %

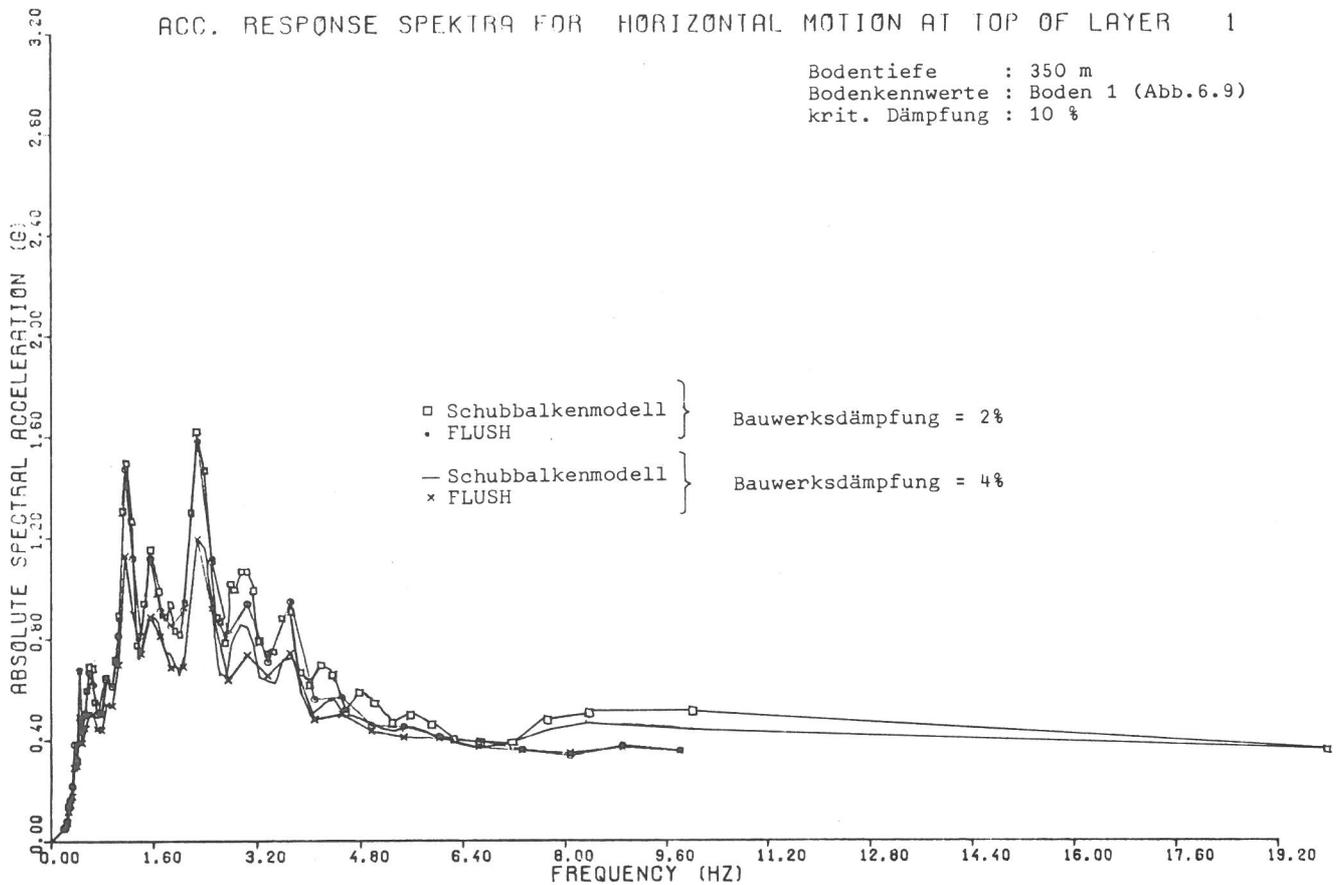


Abb. 5.9 Vergleich von Response Spektren im Freifeld

lativen Charakter haben, wie es bei den Verstärkungsfunktionen der Fall ist, läßt der Vergleich von FLUSH-Response Spektren in gleicher Weise eine qualitative Bewertung von Wechselwirkungseinflüssen zu.

5.3 Bewertung der numerischen Steuerparameter und einiger Modelleigenschaften

Zwei Systeme sind erstellt, mit deren Hilfe der Einfluß einiger Steuerparameter im Rechen-Code FLUSH verdeutlicht werden soll:

- System VG mit einer Tiefe von 150 - 500 m und
- System HILF mit einer Tiefe von 20 m.

Während das System VG dem späteren Rechenmodell in seinen Abmessungen sehr nahe kommt, dient das System HILF nur einer prinzipiellen Darstellung des Einflusses der Steuerparameter.

Beide Systeme haben ein Breite von $4 \times 13 \text{ m} = 52 \text{ m}$, bzw. $4 \times 10 \text{ m} = 40 \text{ m}$, wobei das System VG aus minimal $4 \times 18 = 72$ Elementen (Tiefe = 150 m) und maximal $4 \times 48 = 192$ Elementen (Tiefe = 500 m) und das System HILF aus $4 \times 4 = 16$ Elementen (Tiefe = 20 m) besteht, s. Abb. 5.10.

Um den Einfluß der Masse M des Reaktorgebäudes auf das Gesamtsystem zu erfassen, wird diese Größe hier in grober Annäherung als Punktmasse am mittleren Knoten der Modelloberfläche angenommen. Bei der Wahl der Einzelmassen gilt es zu berücksichtigen, daß die Steifigkeits- und die Massenmatrizen vom Programm FLUSH her auf die Weite $W = 1$ bezogen werden.

Insgesamt werden folgende Parameter des Systems variiert, deren Einfluß durch die Verstärkungsfunktionen des Freifeldes oder von Knotenpunkten in Abb. 5.11 bis Abb. 5.24 gezeigt wird:

- Die Tiefe T des Bodens.
- Die Schubmoduli des Bodens, systematisch zusammengefaßt in den Bodenkennlinien $B_0 = 1; 2; 3$ (siehe Abb. 6.9).
- Das kritische Dämpfungsverhältnis des Bodens β .
- Transformationsparameter KINT (Beeinflussung der Rechengenauigkeit über die Stützstellenanzahl).

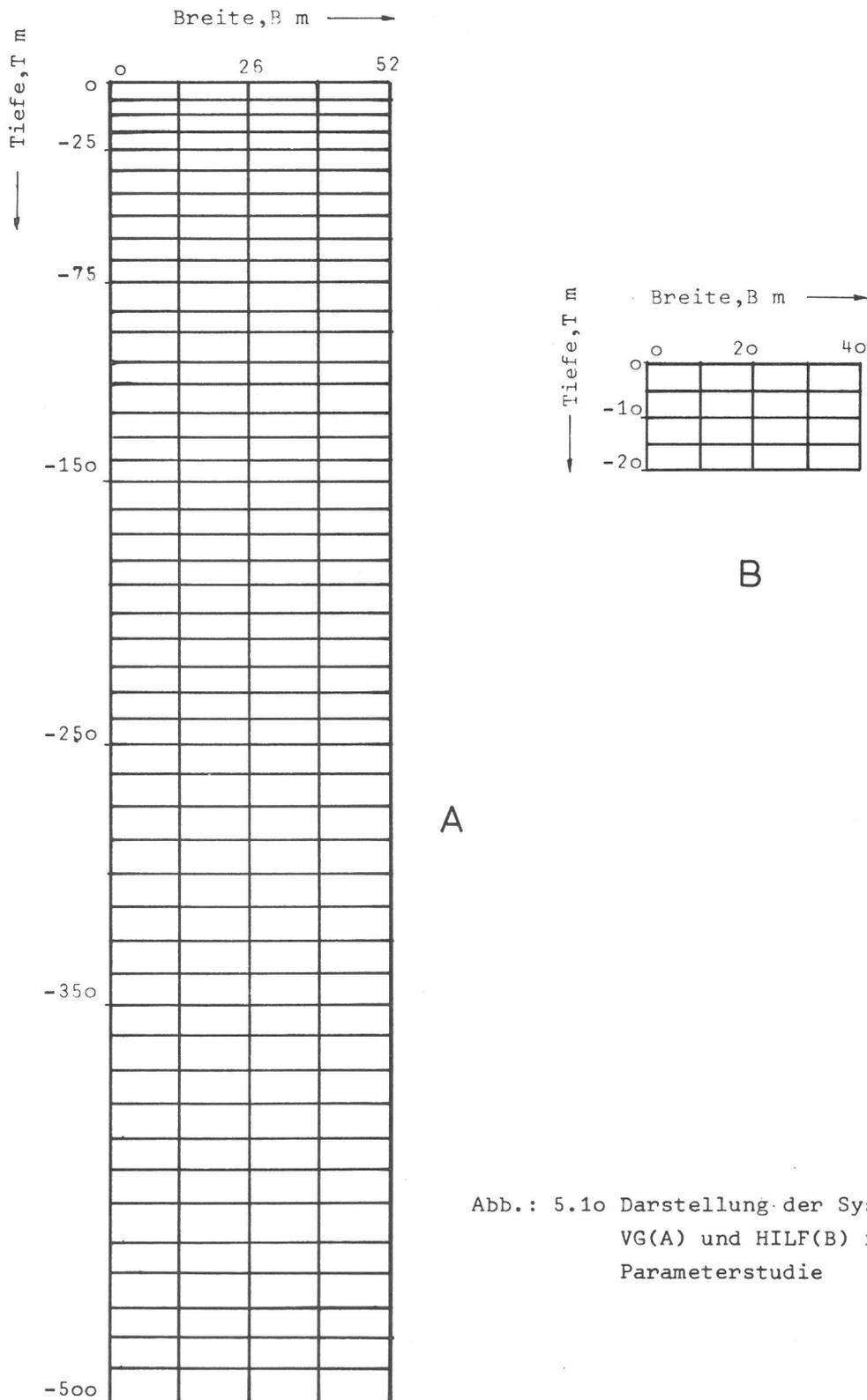


Abb.: 5.1o Darstellung der Systeme VG(A) und HILF(B) für die Parameterstudie

Bod.-Tiefe, T (m) =	→
Bodenwerte	=Boden 1
G-Modul $\{MN/m^2\}$ =	-
Masse, M (t) =	0
Weite, W (m) =	1
Breite, B (m) =	52
Dämpfung, β =	0.10
Querkontrakt., ν_q =	0.45

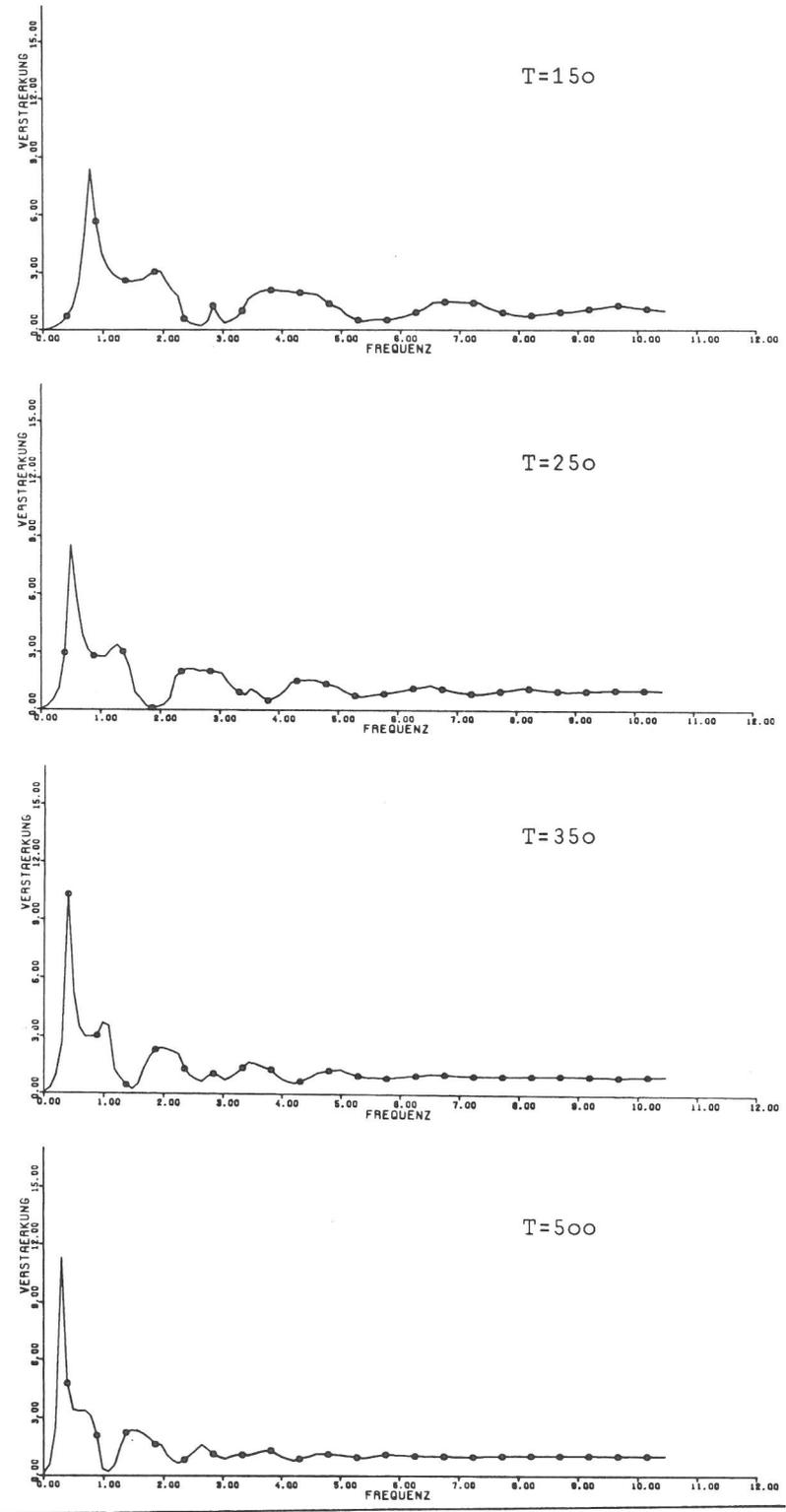


Abb.: 5.11 Parameterstudie der Verstärkung für das System VG an der Oberfläche des Freifeldes,
Parameter: Bod.-Tiefe T

- Die Querkontraktion des Bodens.
- Die Weite W .
- Die Masse M .

Insbesondere die Weite W , die die dritte Dimension senkrecht zur Zeichenebene mit Hilfe von speziellen Feder-Dämpfungs-Elementen simulieren soll, steuert das Abstrahlen der Energie in diese Richtung. Hierbei bedeuten die Grenzwerte $W = 1$ die maximale Energieabstrahlung und $W = \infty$ bzw. $W = 0$ den rein zweidimensionalen Fall.

Bod.-Tiefe, T[m]	=	350
Bodenwerte	=	→
G-Modul [MN/m ²]	=	-
Masse, M[t]	=	0
Weite, W[m]	=	1
Breite, B[m]	=	52
Dämpfung, β	=	0.10
Querkontrakt., ν_Q	=	0.45

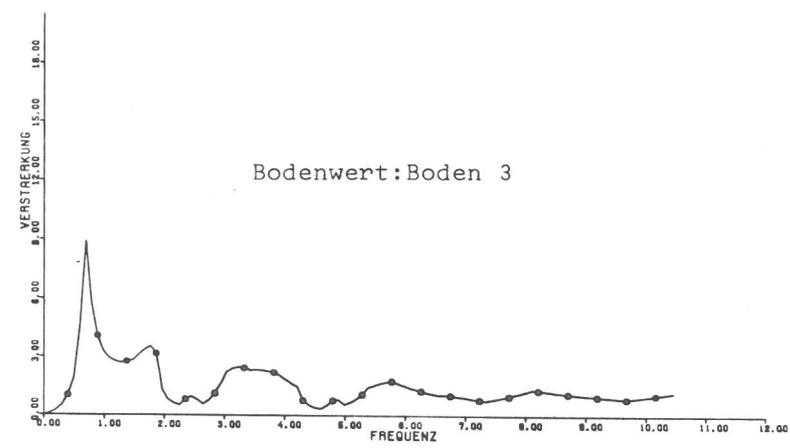
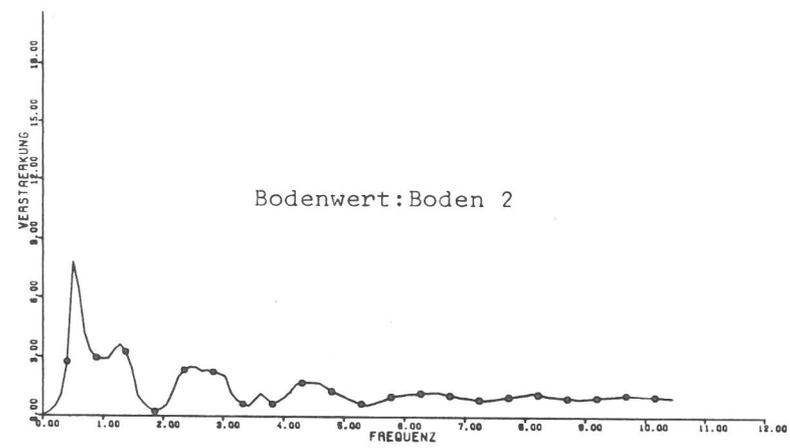
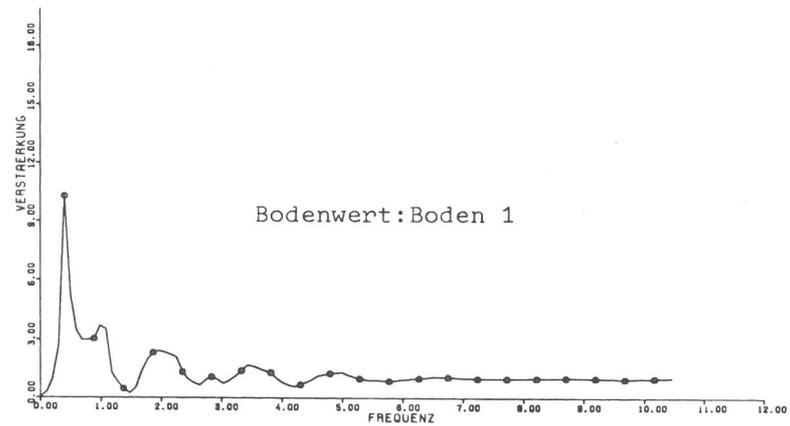


Abb.: 5.12 Parameterstudie der Verstärkung für das System VG an der Oberfläche des Freifeldes, Parameter: Bodenwerte

Ein wichtiger Parameter, die Tiefe T, wird an den Systemen VG 11 bis VG 41, mit der Bodenkennlinie 1 (s. Abb. 6.9) und den Tiefen T = 150 bis 500 m variiert, Abb. 5.11. Deutlich ist das mit anwachsender Tiefe schmalere Frequenzband zu erkennen, was gleichzeitig darauf hinweist, daß mit größer werdender Tiefe eine höhere Anzahl von Stützstellen, d.h. von Rechenpunkten genommen werden muß, um gleiche Genauigkeit zu erzielen.

Ein weiterer wichtiger Parameter ist der Schubmodul des Bodens bzw. sind die Bodenkennlinien, die verschiedene Schubmodulwerte als

Bod.-Tiefe, T[m]	=	20
Bodenwerte	=	-
G-Modul [MN/m ²]	=	X
Masse, M[t]	=	0
Weite, W[m]	=	60
Breite, B[m]	=	40
Dämpfung, β	=	→
Querkontrakt., ν_Q	=	0.45

X beinhaltet folgende G-Modul-Werte [MN/m²]:

bis 5 m	200
bis 10 m	300
bis 15 m	450
bis 20 m	550

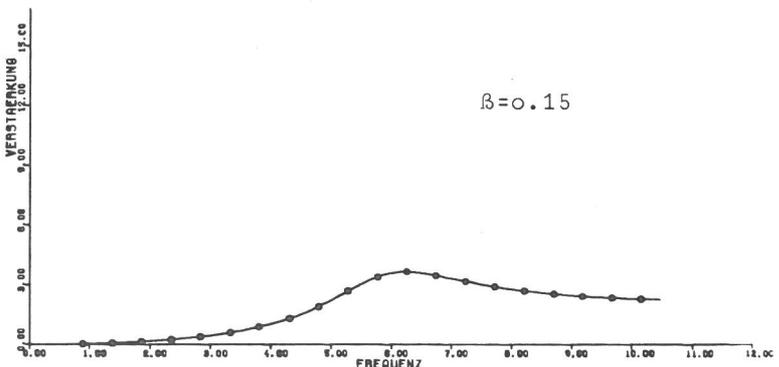
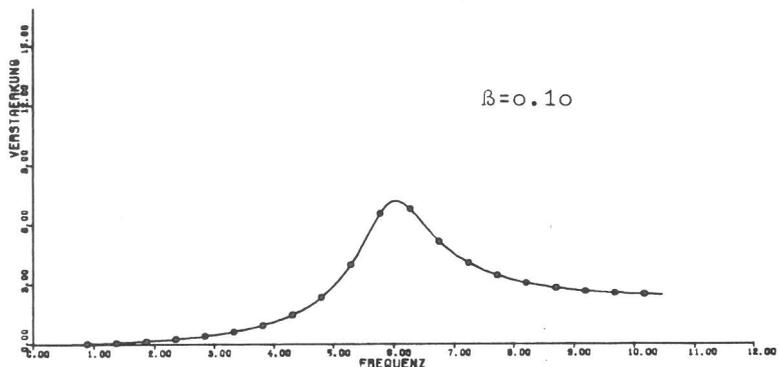
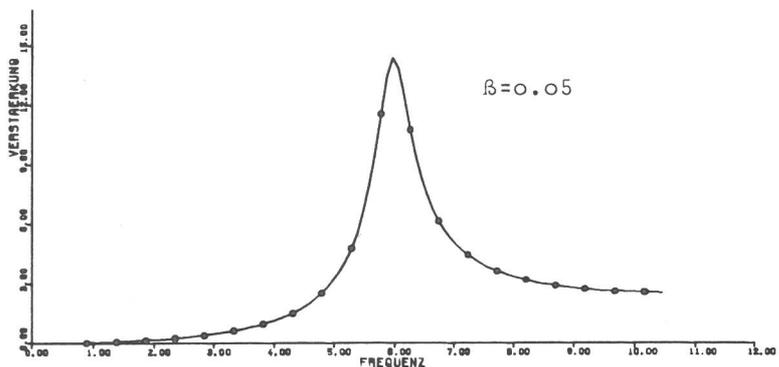


Abb.: 5.13 Parameterstudie der Verstärkung für das System HILF an der Oberfläche des Freifeldes, Parameter: Dämpfung β

Funktion der Tiefe zusammenfassen. Abb. 5.12 zeigt am System VG mit $T = 350$ m, daß die Bodenkennlinie 1, die die kleinsten Schubmoduli aufweist, das schmalste Frequenzband mit dem größten Maximum erzeugt. Auch hier ist für gleiche Rechengenauigkeit eine erhöhte Anzahl von Stützstellen erforderlich.

Abb. 5.13 bis 5.15 zeigen den Einfluß des kritischen Dämpfungsverhältnisses β des Bodens. In Abb. 5.13 ist β zwischen 0.05 und 0.15 am System HILF variiert. Es ist deutlich der Einfluß von β zu erkennen, wobei die Amplituden im Verhältnis 4:2:1 stehen. Abb. 5.14 und Abb. 5.15 zeigen den Einfluß von β am System VG mit

Bod.-Tiefe, T[m]	=	350
Bodenwerte	=	Boden 1
G-Modul [MN/m ²]	=	-
Masse, M[t]	=	0
Weite, W[m]	=	1
Breite, B[m]	=	52
Dämpfung, β	=	→
Querkontrakt., ν	=	0.45

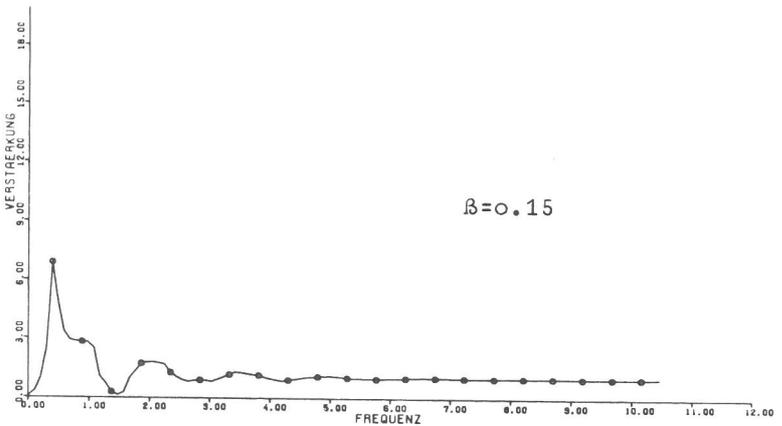
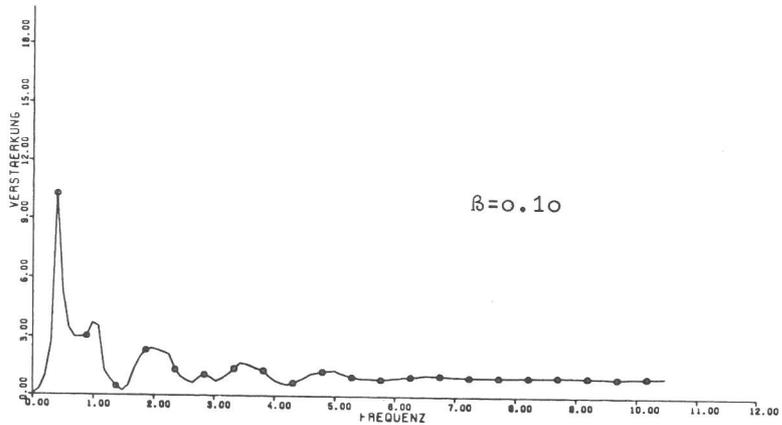
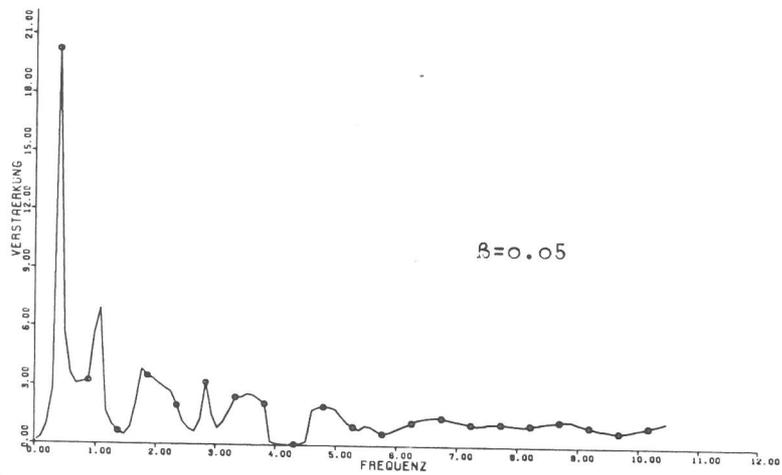


Abb.: 5.14 Parameterstudie der Verstärkung für das System VG an der Oberfläche des Freifeldes,
Parameter: Dämpfung β

einer Tiefe von 350 m und den Bodenkennlinien 1 bzw. 3. Bei beiden Kennlinien verhalten sich die Maxima ($\nu = 0.7$ Hz) wie 4:2:1.33.

Um Ungenauigkeiten, hervorgerufen durch den Transformationsparameter KINT zu verdeutlichen, ist für das System VG mit einer Bodentiefe $T = 350$ m, Bodenkennlinie 1, der Parameter KINT zwischen $KINT = 1$ und $KINT = 32$ variiert, wobei das Zeitintervall ΔT und die Dauer des Erdbebens konstant gehalten werden. Diese Kombination von Werten erweist sich für die betrachteten Fälle als besonders empfind-

Bod.-Tiefe, T[m]	=	350
Bodenwerte	=	Boden 3
G-Modul [MN/m ²]	=	-
Masse, M[m]	=	-
Weite, W[m]	=	1
Breite, B[m]	=	52
Dämpfung, β	=	→
Querkontrakt., ν_Q	=	0.45

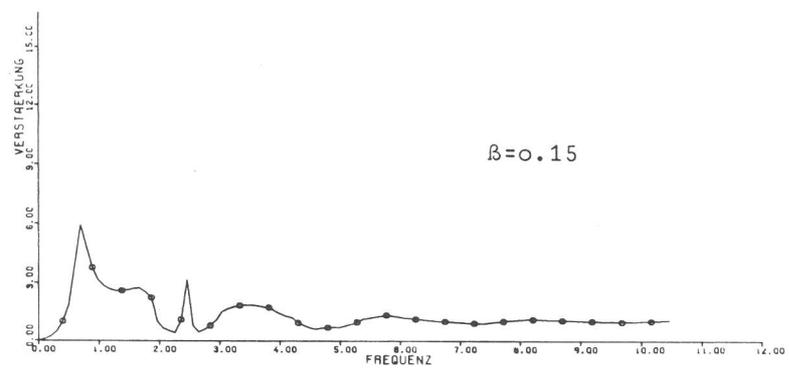
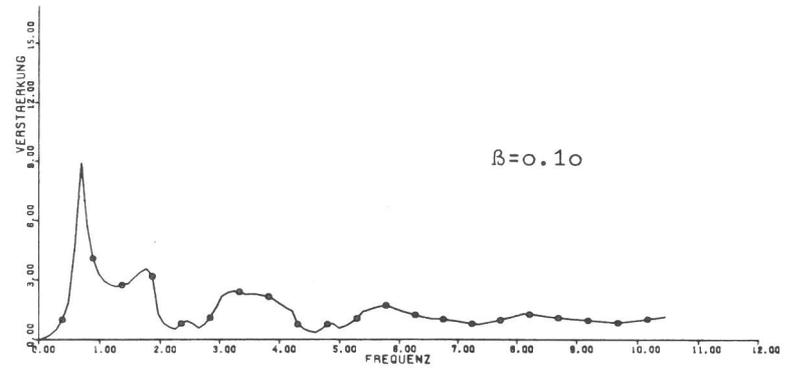
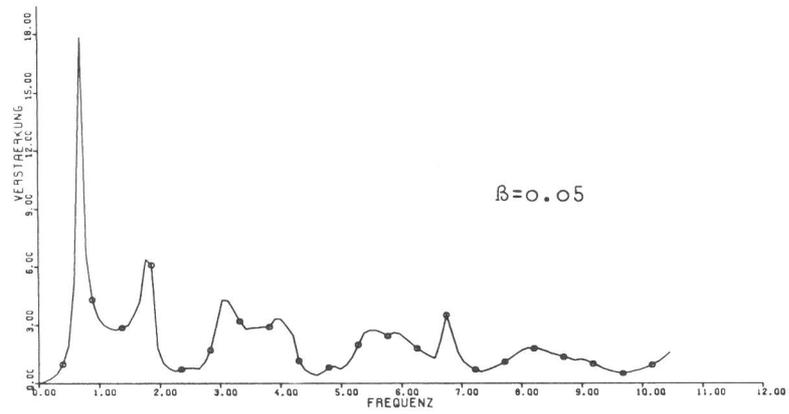


Abb.: 5.15 Parameterstudie der Verstärkung für das System VG an der Oberfläche des Freifeldes, Parameter: Dämpfung

lich hinsichtlich einer groben Transformationsstützstellenraasterung (KINT, ΔT). Abb. 5.16 zeigt deutlich, wie sich im Bereich KINT = 8 bis KINT = 1 die Amplitude mit kleiner werdendem KINT einem Grenzwert nähert bzw. im vorliegenden Fall die Amplitude für KINT = 8 ein Maximum erreicht. Für KINT = 16 bzw. KINT = 32 wird der dargestellte Frequenzbereich insgesamt sehr ungenau wiedergegeben und die Verstärkungsfunktion genügt nicht der geforderten Genauigkeit. Verallgemeinernd läßt sich sagen, daß im Bereich schmaler Frequenzbänder hoher Amplitude das kleinstmögliche KINT zu wählen ist, während bei weiten und niedrigen Frequenzbändern KINT = 8 gewählt werden sollte.

Bod.-Tiefe, T[m]	=	350
Bodenwerte	=	Boden 1
G-Modul [MN/m ²]	=	-
Masse, M[t]	=	0
Weite, W[m]	=	50
Breite, B[m]	=	52
Dämpfung, β	=	0.10
Querkontrakt., ν_Q	=	0.45

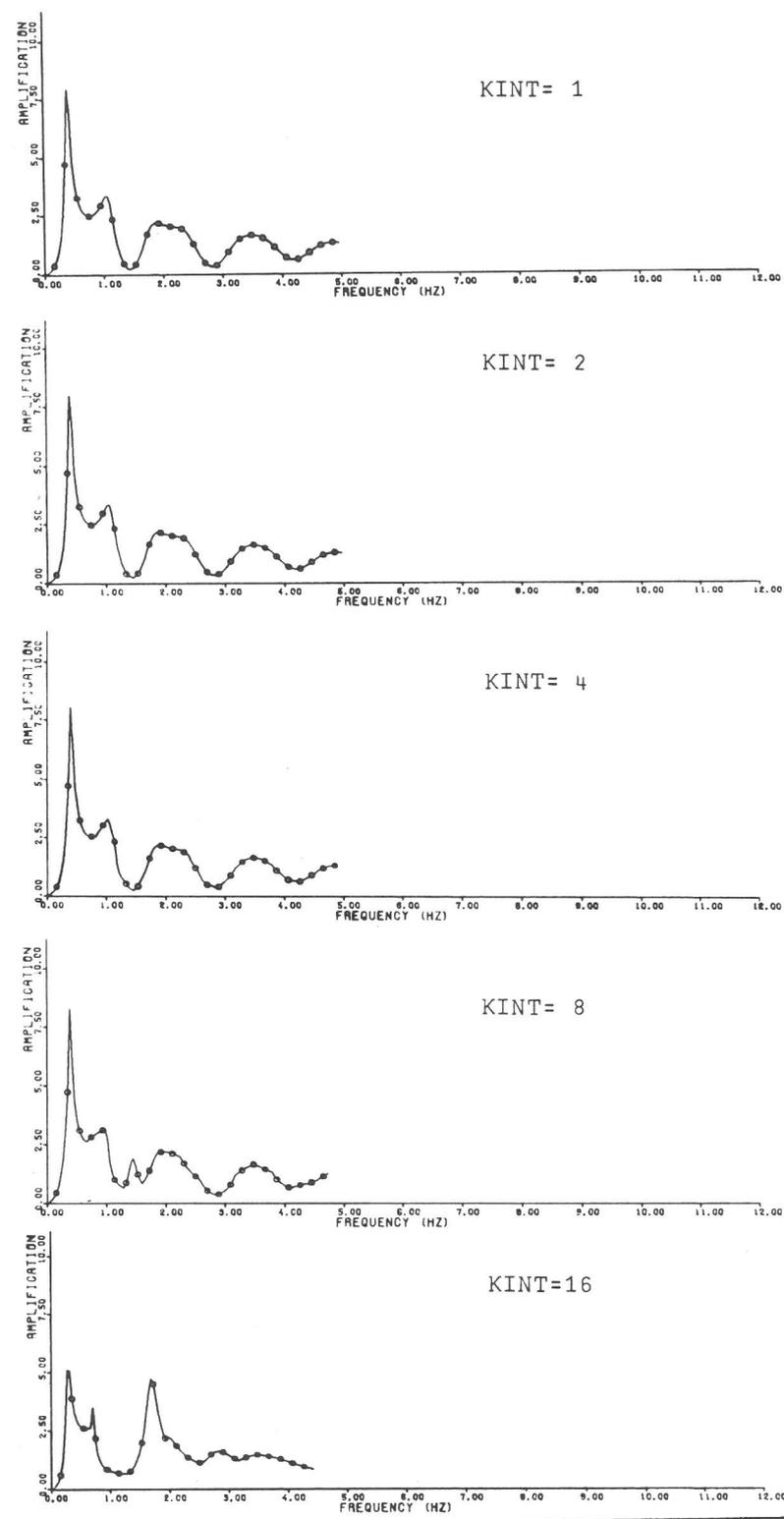


Abb.: 5.16 Parameterstudie der Verstärkung für das System VG an der Oberfläche des Freifeldes,
 Parameter: Transformationsparameter KINT

Dieser Sachverhalt, der hier beispielhaft für ein einfaches System wiedergegeben ist, gilt in gleicher Weise für andere Systeme, vgl. auch Kap. 5.3.

Die Querkontraktion ν_Q des Bodens ist ein weiterer wichtiger Einflußparameter. Abb. 5.17 zeigt am System HILF den Einfluß von ν_Q für zwei Extremwerte der Weite W:

- Weite $W = 1$, maximale Energieabstrahlung,
- Weite $W = \infty$ bzw. $W = 0$, minimale Energieabstrahlung.

Bod.-Tiefe, $T[m]$ = 20
 Bodenwerte = -
 G-Modul $[MN/m^2]$ = X
 Masse, $M[t]$ = 2500
 Weite, $W[m]$ = 1;∞
 Breite, $B[m]$ = 52
 Dämpfung, β = 0.10
 Querkontrakt., ν_Q = \rightarrow

X beinhaltet folgende
 G-Modul-Werte $[MN/m^2]$:
 bis 5 m 200
 bis 10 m 300
 bis 15 m 450
 bis 20 m 550

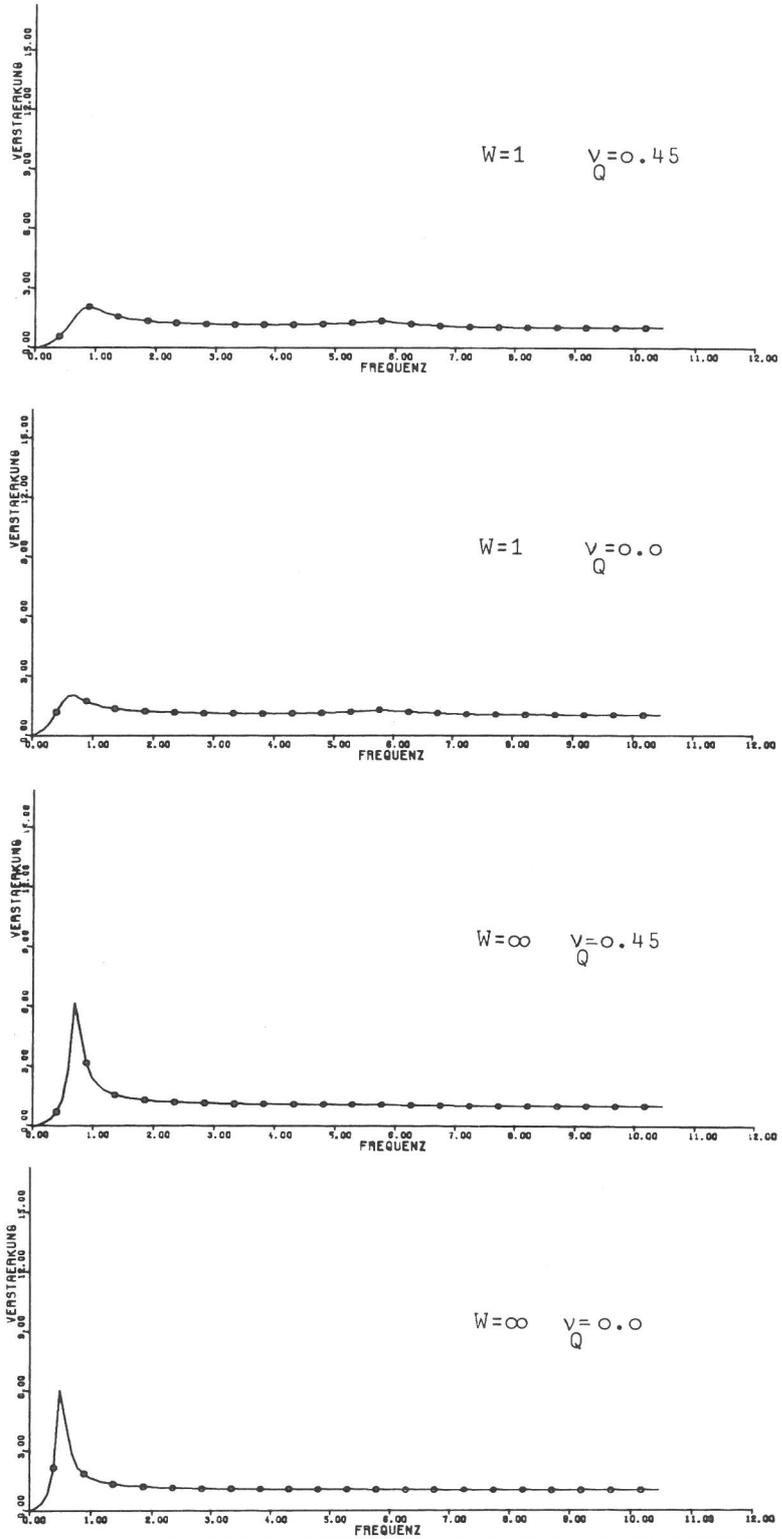


Abb.: 5.17 Parameterstudie der Verstärkung für das System HILF am
 Massenpunkt,
 Parameter: Querkontraktion

In beiden Fällen zeigt sich für $\nu_Q = 0$ eine geringe Verschiebung der
 Amplituden zu niedrigeren Frequenzen.

In Abb. 5.18 ist am System VG ($T = 350$ m, Schubmodul des Bodens
 $G = \text{konstant} = 500$ MN/m^2) die gleiche Variation vorgenommen. In bei-
 den Fällen zeigt sich deutlich ein verändertes Frequenzverhalten des
 Systems. Abb. 5.19 zeigt am gleichen System jedoch für die Bodenken-
 nlinie 1 einen ähnlichen, wenn auch nicht so deutlichen Einfluß. Auf
 die Verstärkungsfunktion des Freifeldes hat die Querkontraktion kei-
 nen Einfluß.

Bod.-Tiefe, T[m]	=	350
Bodenwerte	=	-
G-Modul [MN/m ²]	=	500
Masse, M[t]	=	2 500
Weite, W[m]	=	1; ∞
Breite, B[m]	=	52
Dämpfung, β	=	0.10
Querkontrakt., ν_Q	=	→

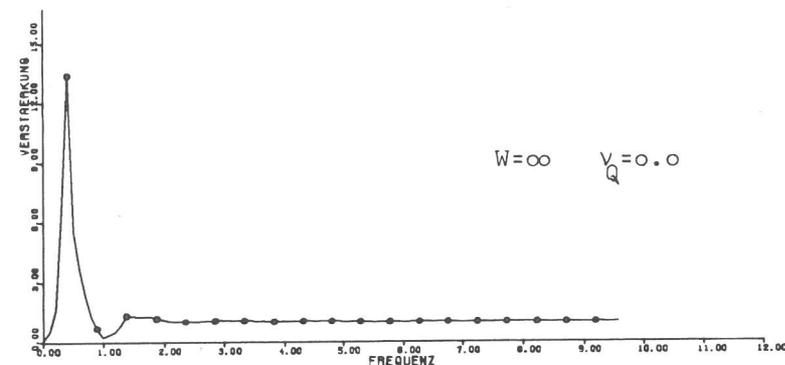
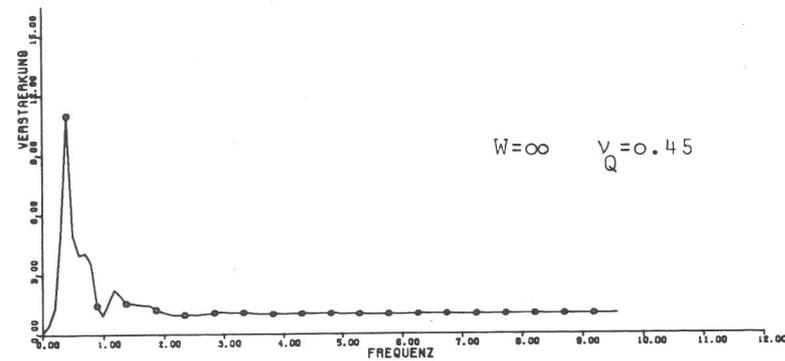
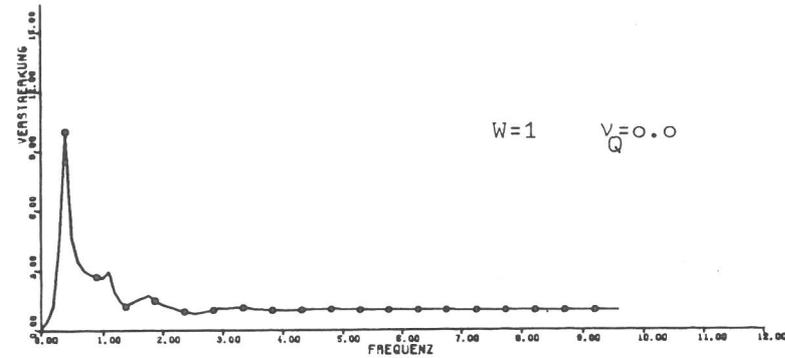
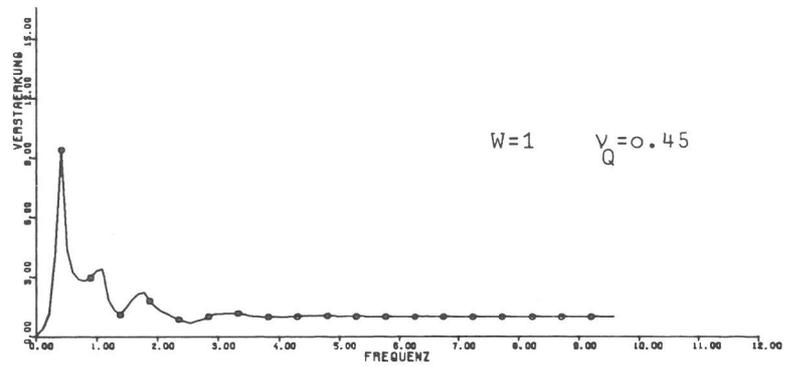


Abb.: 5.18 Parameterstudie der Verstärkung für das System VG am Massenpunkt,
Parameter: Querkontraktion

Den Einfluß des programmeigenen Parameters W , d.h. des die Dreidimensionalität simulierende Weite zeigen Abb. 5.20 bis Abb. 5.22. Die stärkste Amplitudenänderung in Abb. 5.20, System HILF, ist zwischen der Weite $W = 1$ und $W = 10$ m zu beobachten, während zwischen $W = 60$ m und $W = \infty$ bzw. $W = 0$ m praktisch kein Unterschied besteht. Ähnlich ist das Ergebnis in Abb. 5.21 für das System VG ($T = 350$ m, $G = \text{konstant} = 500 \text{ MN/m}^2$) bei ca. 0.5 Hz. Hier ist aber ein deutlicher Unterschied des Frequenzverhaltens im Bereich um 1 Hz zwischen $W = 10$ m und $W = 60$ m zu erkennen. Das gleiche gilt auch für

Bod.-Tiefe, T[m]	=	350
Bodenwerte	=	Boden1
G-Modul [MN/m ²]	=	-
Masse, M[m]	=	2 500
Weite, W[m]	=	1; ∞
Breite, B[m]	=	52
Dämpfung, β	=	0.10
Querkontrakt., ν_Q	=	→

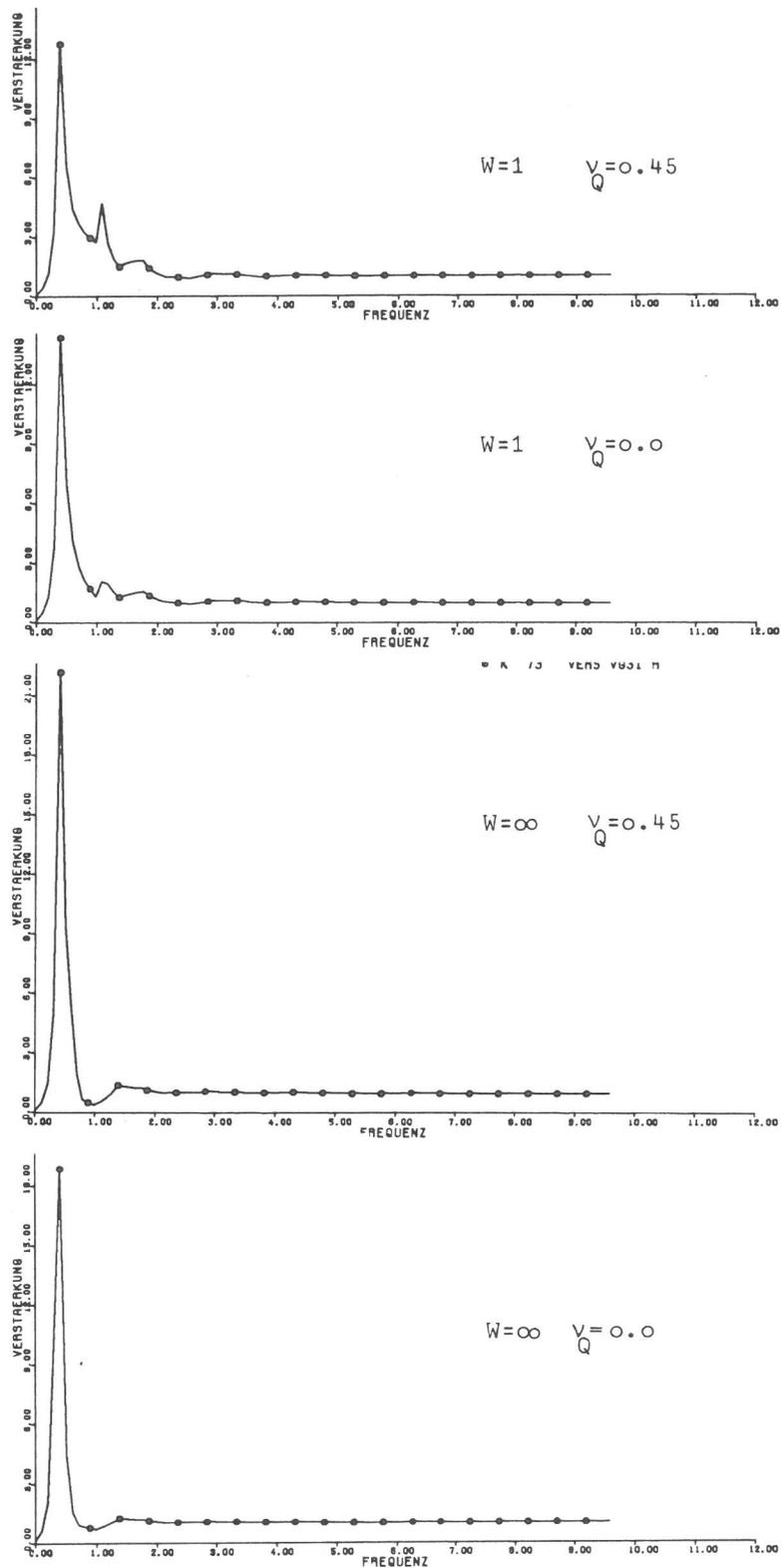


Abb.: 5.19 Parameterstudie der Verstärkung für das System VG am Massenpunkt,
Parameter: Querkontraktion

Abb. 5.22, wobei auch hier wieder die geringsten Unterschiede zwischen $W = 60$ m und $W = \infty$ bzw. $W = 0$ m auftreten.

Die Masse M ist in Abb. 5.23 am System HILF und in Abb. 5.24 am System VG jeweils zwischen $M = 2500$ t und $M = 150\,000$ t variiert. Eine ansteigende Masse, an beiden Systemen als Punktmasse aufgebracht, führt zu deutlich niedrigen Frequenzen und zu schmaleren Bändern grö-

Bod.-Tiefe, T[m]	=	20
Bodenwerte	=	-
G-Modul [MN/m ²]	=	X
Masse, M[t]	=	2500
Weite, W[m]	=	→
Breite, B[m]	=	40
Dämpfung, β	=	0.10
Querkontrakt., ν _Q	=	0.45

X beinhaltet folgende
G-Modul-Werte [MN/m²]:

bis 5 m	200
bis 10 m	300
bis 15 m	450
bis 20 m	550

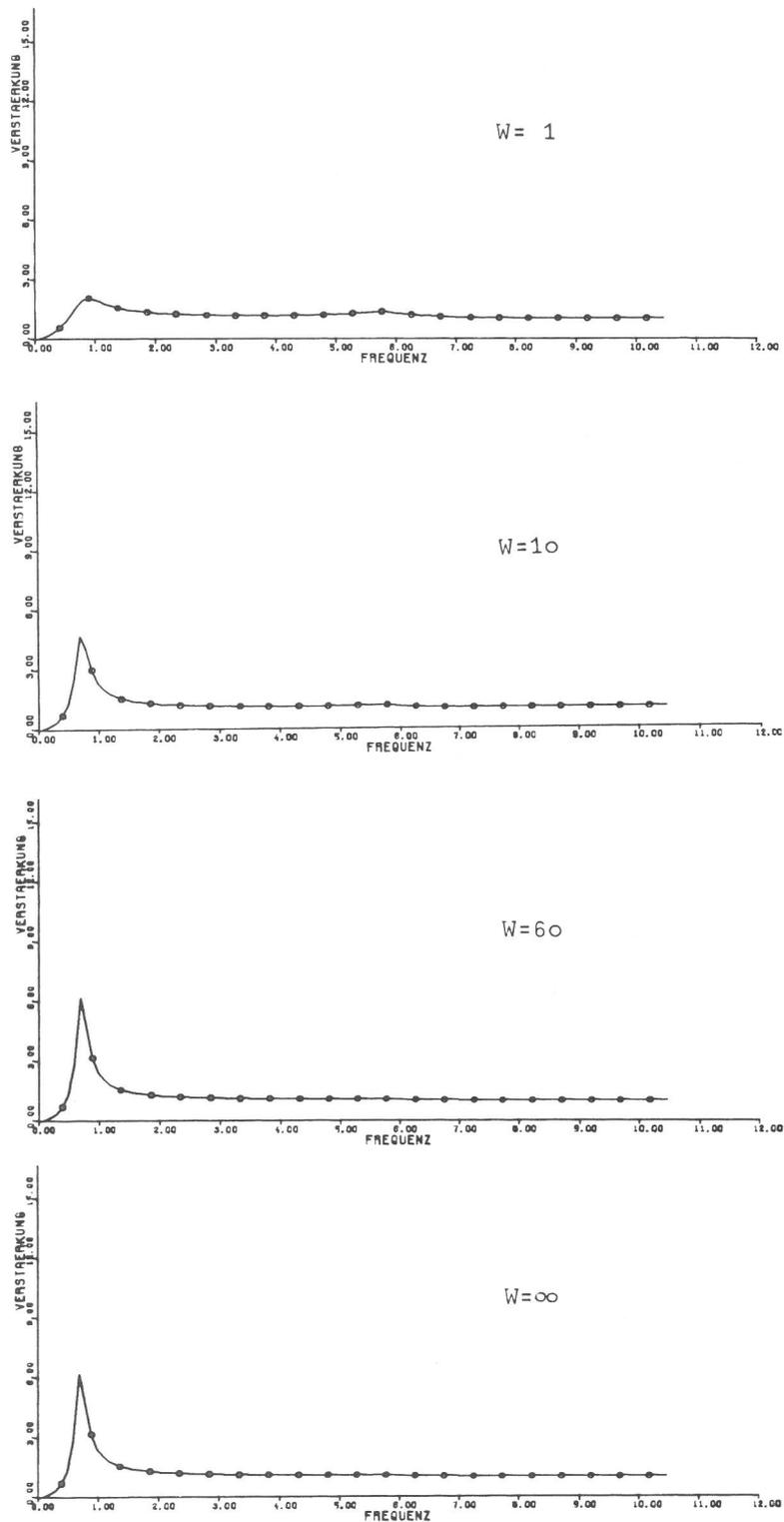


Abb.: 5.20 Parameterstudie der Verstärkung für das System HILF am Massenpunkt,
Parameter: Weite

Berer Amplitude; gewisse Unregelmäßigkeiten sind hierbei durch die verhältnismäßig großen KINT-Werte zu erklären.

Zusammenfassend läßt sich sagen, daß die Genauigkeit der mit FLUSH errechenbaren Ergebnisverläufe bei Variation der Strukturparameter: Schubmodul G, Dämpfungsverhältnis β und Querkontraktion ν_Q sowie Masse M den Anforderungen genügt, während die Weite W und der Transformationsparameter KINT für diskrete Modelldarstellungen eines Boden-Bauwerks-Systems schwer abschätzbare Parameter sind und ihre

Bod.-Tiefe, T[m]	=	350
Bodenwerte	=	-
G-Modul [MN/m ²]	=	500
Masse, M[t]	=	2 500
Weite, W[m]	=	→
Breite, B[m]	=	52
Dämpfung, β	=	0.10
Querkontrakt., $\nu_{\bar{Q}}$	=	0.45

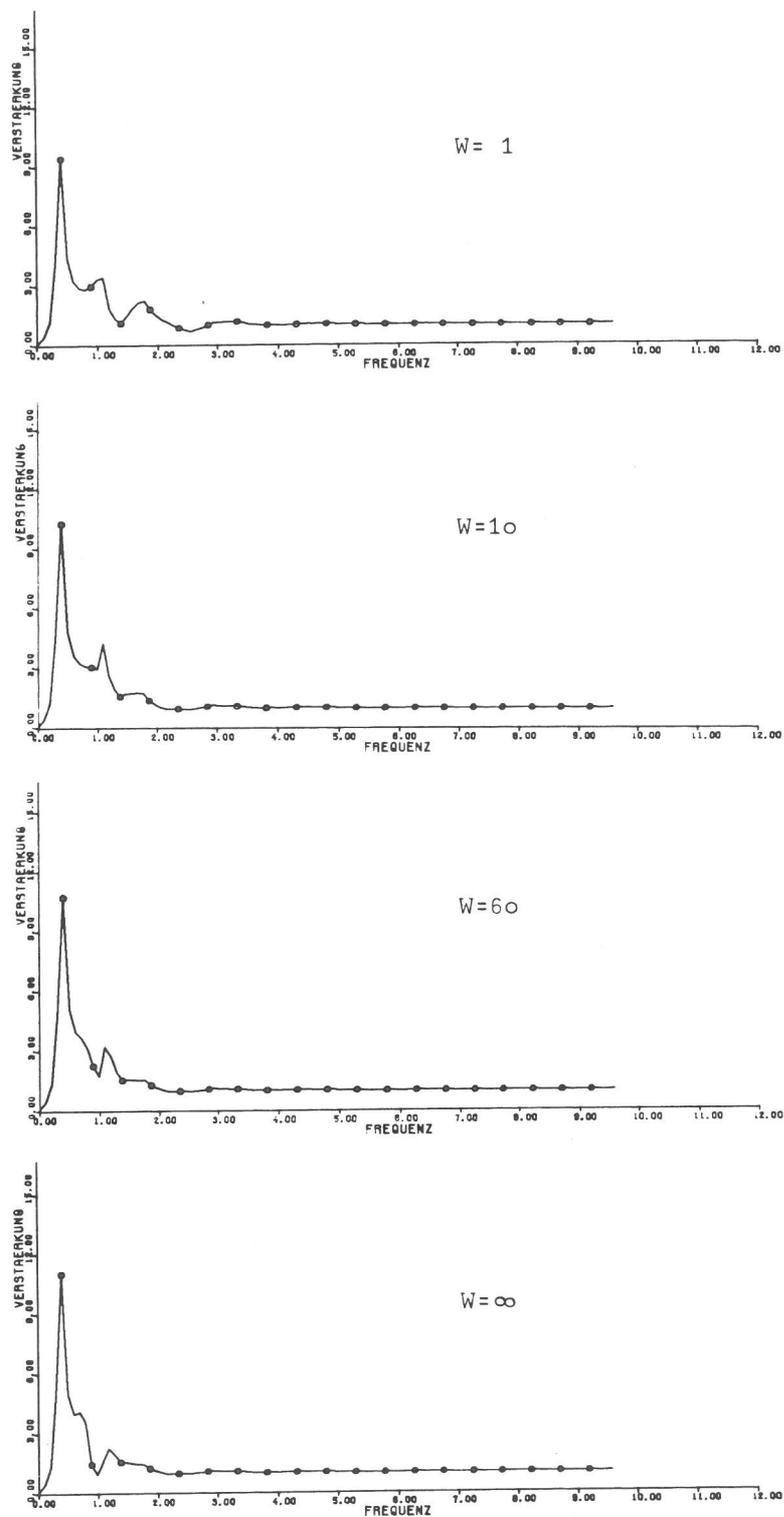


Abb.: 5.21 Parameterstudie der Verstärkung für das System VG am Massenpunkt.
Parameter: Weite

Einflüsse erst durch Vergleichsrechnungen beurteilbar werden. Dabei ist dem Einfluß der Anzahl der Frequenzstützstellen für die Fourier-Transformation und der Größe des Zeitintervalls ΔT , deren Werte mit den Werten von KINT durch die Genauigkeitsanforderungen gekoppelt sind, Rechnung zu tragen.

Bod.-Tiefe, T [m] = 350
 Bodenwerte = Boden 1
 G-Modul [MN/m^2] = -
 Masse, M [t] = 2 500
 Weite, W [m] = \rightarrow
 Breite, B [m] = 52
 Dämpfung, β = 0.10
 Querkontrakt., ν_Q = 0.45

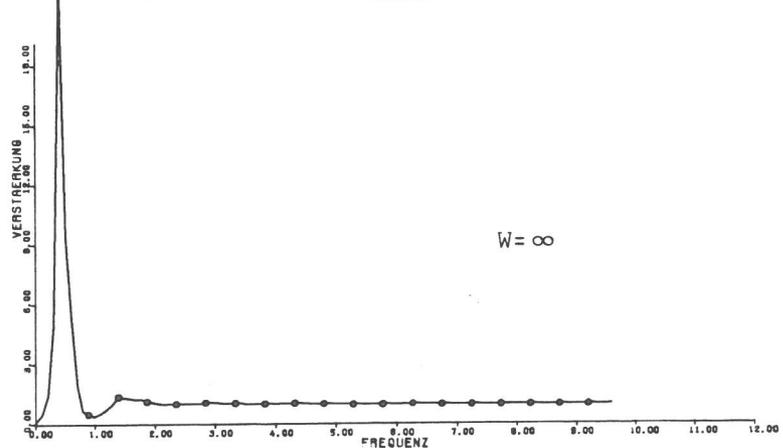
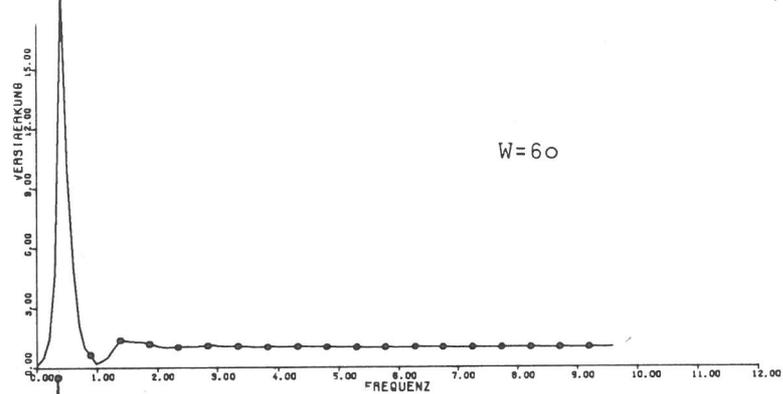
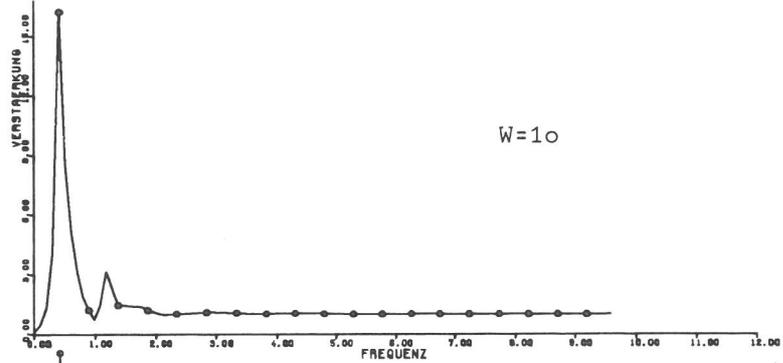
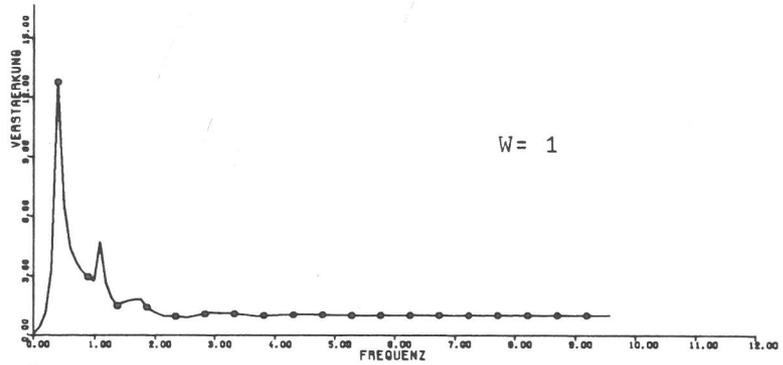


Abb.: 5.22 Parameterstudie der Verstärkung für das System VG am
 Massenpunkt,
 Parameter: Weite

Bod.-Tiefe, T[m]	=	20
Bodenwerte	=	-
G-Modul [MN/m ²]	=	X
Masse, M[t]	=	→
Weite, W[m]	=	60
Breite, B[m]	=	40
Dämpfung, β	=	0.10
Querkontrakt., ν _Q	=	0.45

X beinhaltet folgende
G-Modul-Werte [MN/m²]:

bis 5 m	200
bis 10 m	300
bis 15 m	450
bis 20 m	550

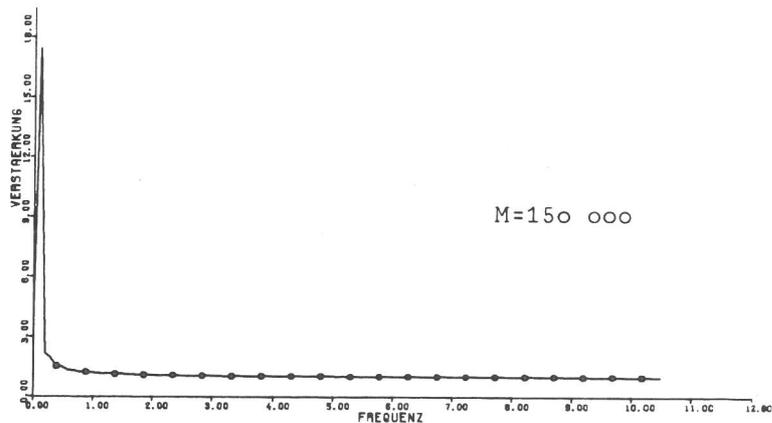
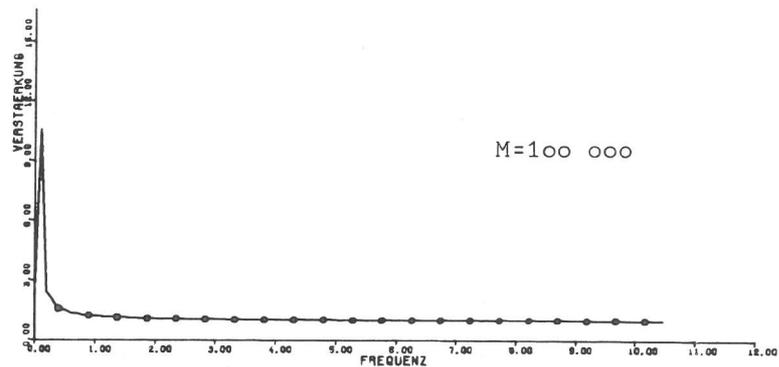
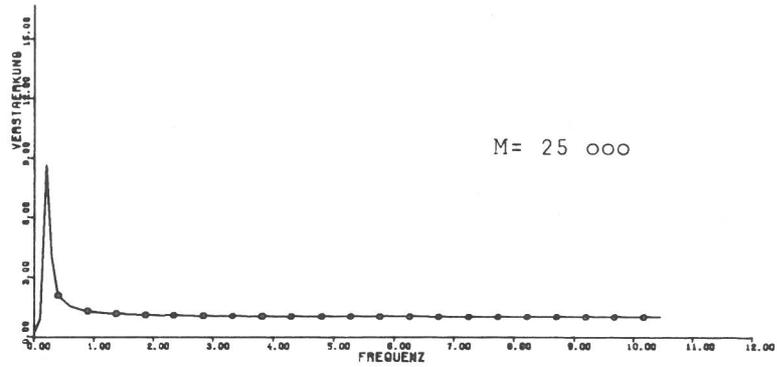
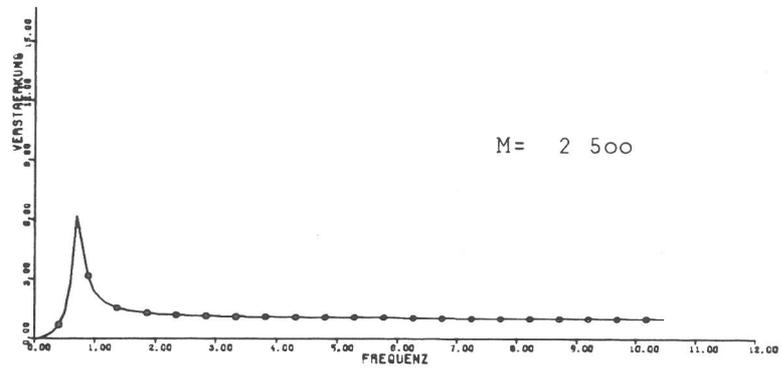


Abb.: 5.23 Parameterstudie der Verstärkung für das System HILF am
Massenpunkt,
Parameter: Masse

Bod.-Tiefe, $T[m]$	=	350
Bodenwerte	=	-
G-Modul $[MN/m^2]$	=	500
Masse, $M[t]$	=	→
Weite, $W[m]$	=	60
Breite, $B[m]$	=	52
Dämpfung, β	=	0.10
Querkontrakt., ν_Q	=	0.45

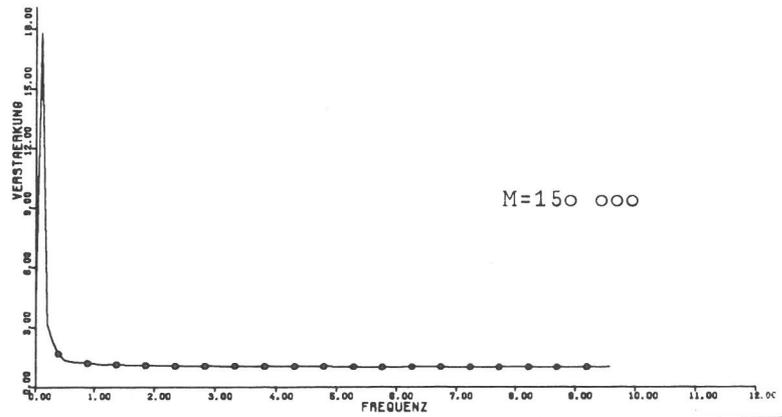
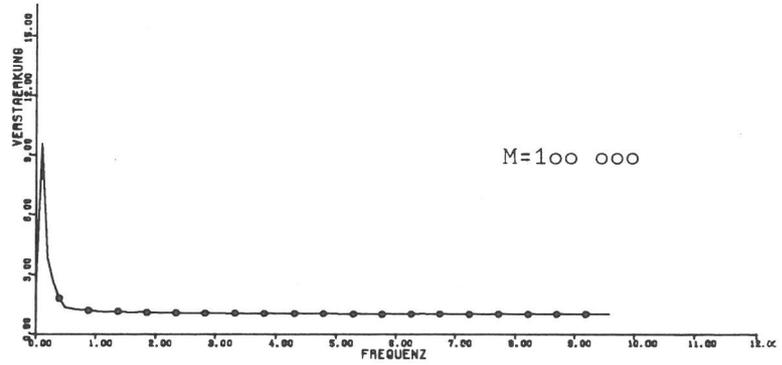
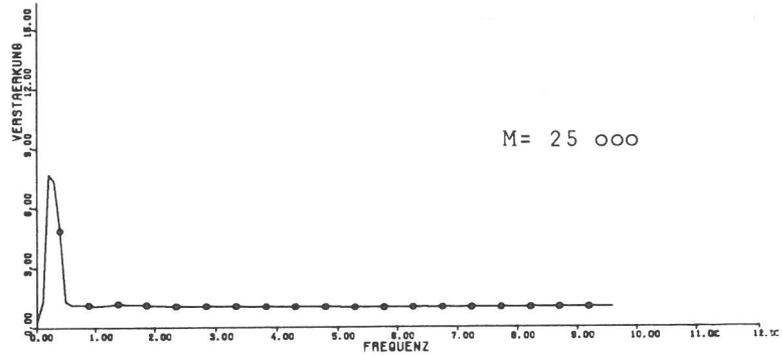
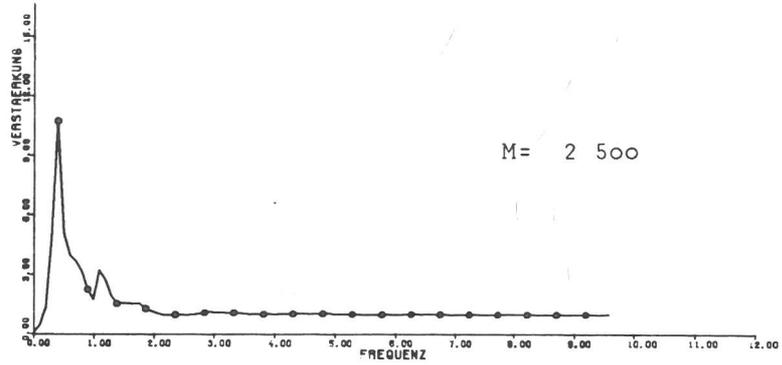


Abb.: 5.24 Parameterstudie der Verstärkung für das System VG am Massenpunkt,
Parameter: Masse

6. Diskretisierung des zu berechnenden Systems

Der Boden und die Baukonstruktion werden zur dynamischen Berechnung in Finite Elemente (FE) unterteilt. Zur Ermittlung der Elementsteifigkeiten müssen Annahmen über das Werkstoffverhalten der einzelnen Teilstrukturen getroffen werden. Die Berechnung mit der FE-Methode erlaubt auch die Berücksichtigung nichtlinearen Werkstoffverhaltens, hier für den Schub- oder Elastizitätsmodul und für die Dämpfung. In der vorliegenden Studie wird aber keine nichtlineare Berechnung durchgeführt, da:

- das Rechenprogramm FLUSH keine echten nichtlinearen Berechnungen zuläßt, sondern nur aufgrund von iterierten maximalen Beanspruchungszuständen bezogen auf die Darstellung im Zeitbereich konstante Werkstoffkennwerte zugrunde legt,
- eine Parameterstudie für das vorliegend zu untersuchende System, für das eine sehr große Anzahl von Freiheitsgraden verwendet werden muß, für die dann durchzuführenden Iterationen zu rechenintensiv wäre,
- die in der Berechnung zu verwendenden Bodenkennwerte aufgrund der Unkenntnis ihrer Zutreffenheit nur mehr oder weniger genaue Näherungen sein können.

Stattdessen wird die Möglichkeit nichtlinearen Werkstoffverhaltens durch die Berechnung mit unterschiedlichen, während der Beanspruchung unveränderlichen Kennwerten, die in einer definierten Bandbreite variiert werden, abgedeckt.

6.1 Diskretisierung des Kernkraftwerkgebäudes (Reaktorgebäude)

Das Rechenprogramm FLUSH erlaubt durch die Wahl der Finiten Elemente eine Berechnung von Systemen, die durch einen ebenen Deformationszustand beschrieben werden können. Die zu berechnende Kernkraftwerkskonstruktion hat aber rotations-symmetrische Eigenschaften. Somit ist durch die Anwendung von FLUSH auch die Berechnung der genauen, d.h. durch rotations-symmetrische Moden gegebenen Bauwerksfrequenzen nicht möglich, die Berechnung mit dem ebenen Deformationszustand kann nur als Näherungsverfahren gelten. Da darüber hinaus in der vorliegenden Studie keine spezielle Kernkraftwerkskonstruktion berechnet werden soll, sondern lediglich der Wechselwirkungseinfluß an einer typischen, eine Kernkraftwerksanlage repräsentative Konstruktion ermittelt werden soll, ist für die Abbildung der Baukonstruktion in Finite Elemente nur darauf zu achten, daß der Frequenzgang der maßgebenden, d.h. kleinsten Eigenfrequenzen des Gebäudes, dem einer vergleichbaren rotations-symmetrischen Konstruktion entspricht. Aufgrund der Tatsache, daß die Eigenfrequenzen von ebenen und rotations-symmetrischen Gebäudeabbildungen nicht identisch sind und nur in gewissem Maße übereinstimmen, ist eine sehr genaue Abbildung der Baukonstruktion in Elemente nicht sinnvoll. Lediglich muß die Forderung erfüllt sein, daß die mit der vereinfachten Abbildung errechenbaren Eigenfrequenzen in einem Frequenzbereich liegen müssen, der aus einer rotations-symmetrischen Elementierung folgt.

Deshalb wird für die vorliegende Studie eine das räumliche System darstellende vereinfachende Elementierung derart gewählt, daß die bezogenen auf eine Einheitsweite (Längenmaß der ebenen Dehnscheibe senkrecht zur Zeichenebene von Abb. 6.1) vorgegebenen Querschnitts- und Massenwerte den Werten einer realistischen Konstruktion entsprechen. Ausgehend vom Querschnitt eines typischen Kernkraftwerkes mit Druckwasserreaktor entsprechend der rotations-symmetrischen Darstellung in Abb. 6.1 wird eine schematisierte Darstellung für den ebenen Fall derart erstellt, daß nur die wesentlichen Konstruktionsglieder erhalten bleiben, vgl. Abb. 6.2. Aus dieser Darstellung folgt die Elementierung, die für das Kernkraftwerksgebäude Abb. 6.3 zu entnehmen ist. Die Elemente 12 und 13 werden konstruktiv angeordnet und simulieren eine dreidimensionales Tragverhalten des äußeren Containments. Durch ihre Anordnung wird die Ermittlung der realistischen, kleinsten Gebäudeeigenfrequenzen: $\nu > 1$ Hz ermöglicht. Um auch im Bereich des durch die Gebäudeeigenfrequenzen gegebenen Frequenzganges eine Anwendung auf eine Vielzahl von typischen Kernkraftwerksgebäuden realistisch zu ermöglichen, werden zu den gegebenen Elementierungen bei gleichem Grundraster entsprechend Abb. 6.3 vier unterschiedliche Steifigkeits- und Masseversionen untersucht: Version A, Version B, Version C, Version D. Die rechnerische Ermittlung der Massen des Hauptgebäudes für eine repräsentative Anordnung folgt aus Tabelle I, sie entspricht den Werten der Version A. Die Flächenpressung für dieses Kraftwerksgebäude ergibt sich mit der ermittelten Gesamtmasse von 88 180 t bei einem Gebäudedurchmesser von 60 m:

$$\begin{aligned} \sigma &= 88\,180 / (\pi \cdot 30^2) \\ &= 31.19 \text{ t/m}^2 = 31.19 \text{ N/cm}^2. \end{aligned}$$

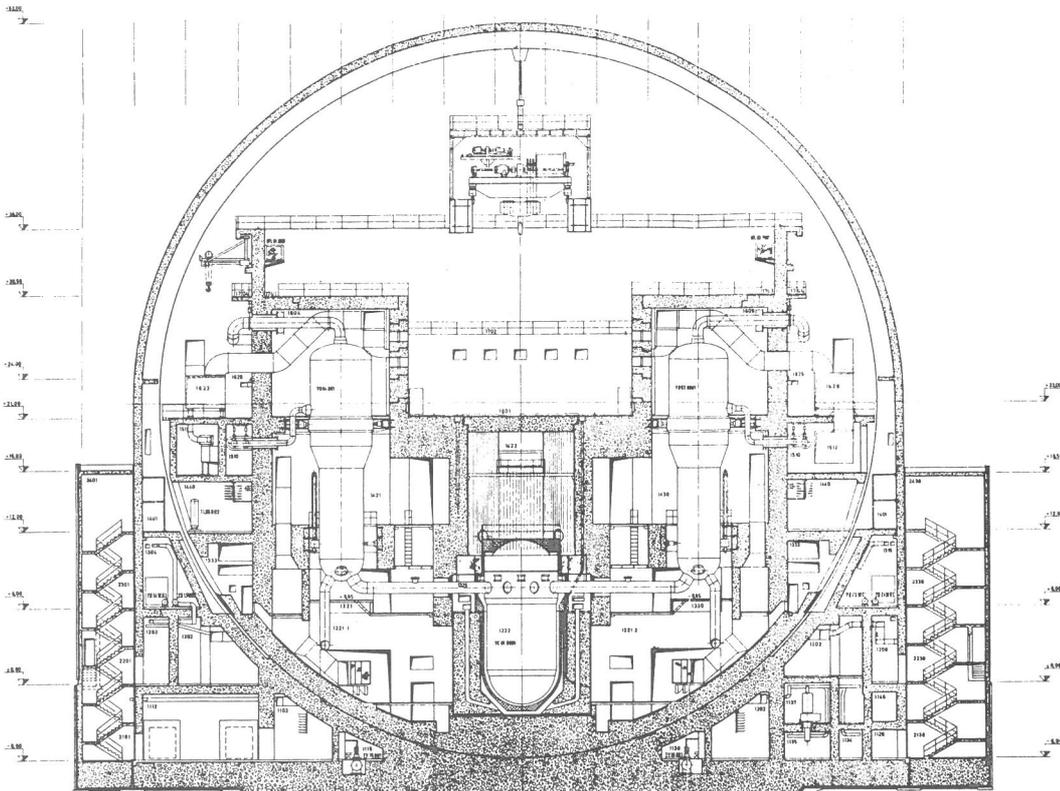


Abb. 6.1 Querschnitt eines Kernkraftwerkgebäudes mit Druckwasserreaktor

SH: Sicherheitshülle
 äC: äußeres Containment
 RDB: Reaktordruckbehälter und biologischer Schild
 BW: Bodenwanne
 ASH: Auflager der Sicherheitshülle
 F: Fundamentplatte

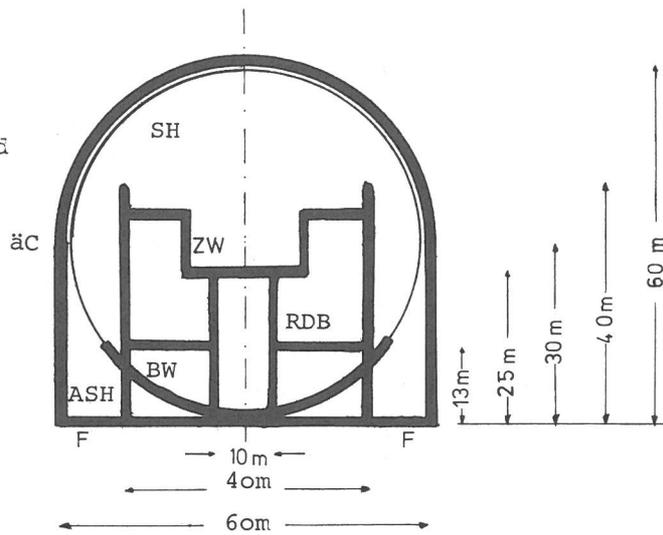


Abb. 6.2 Schematisierte Darstellung eines Kernkraftwerkgebäudes

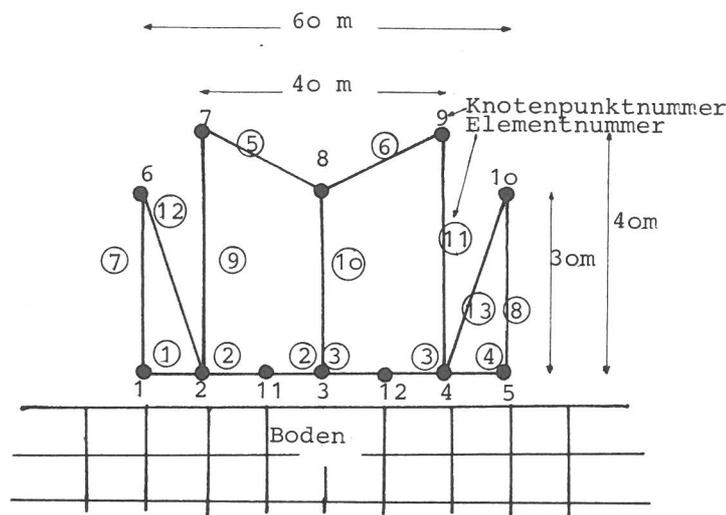


Abb. 6.3 Elementierung des Kernkraftwerkgebäudes

Mit Hilfe der für Tabelle I verwendeten Gliederung werden die vier Steifigkeits- und Masseversionen entwickelt, sie sind in Tabelle II zusammengestellt. Die aus der vorgegebenen Elementierung folgenden Massen- und Steifigkeiten werden auf eine Einheitsweite (Längenmaß für die Größe der Elementierung senkrecht zur Zeichenebene von Abb. 6.1) bezogen. Für die Massen wird eine Kontrolle dergestalt durchgeführt, daß die vom 1 m weiten Streifen auf das Gesamtsystem bezogenen Massen der Gesamtmasse entsprechen müssen. Zur Erfüllung dieser Forderung sind an den Knotenpunkten des Systems gegebenenfalls zusätzliche translatorische Einzelmassen anzuordnen. Diese in der schematisierten Darstellung von Abb. 6.3 vorhandenen, aber in der Elementierung in Tabelle II nicht darstellbaren Massenwerte, werden in Tabelle III getrennt ausgewiesen. Rotatorische Einzelmassen bleiben unberücksichtigt. Für jede der vier in Tabelle II festgelegten Steifigkeits- (d.h. Querschnittsgrößen) und Masse-Versionen: Version A, Version B, Version C, Version D werden je zwei Elastizitätsmoduli definiert, um auch unabhängig von den Querschnittsabmessungen eine Bandbreite für unterschiedliches Steifigkeitsverhalten bezüglich eines unterschiedlichen Bewehrungsprozentsatzes oder bezüglich gerissener und ungerissener Querschnittswerte abzudecken. Folgende Moduli werden vorgegeben:

$$E = 25\,000 \text{ MN/m}^2 \text{ bzw. } E = 40\,000 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{d.h. } G = 10\,000 \text{ MN/m}^2 \text{ bzw. } G = 17\,000 \text{ MN/m}^2,$$

bei einer festen Querkontraktionszahl von $\nu_Q = 0.15$.

Allen Berechnungen wird für das Hauptgebäude ein kritischer viskoser Dämpfungskoeffizient $\beta = 2 \%$ zugrunde gelegt. Die Eigenfrequenzen für die 4 unterschiedlichen Versionen werden mit dem Rechenprogramm ADINA [28] zu Vergleichszwecken gesondert ermittelt, sie sind in Tabelle IV für die unterschiedlichen Massenzuordnungen dargestellt. Für 12 Knotenpunkte existieren mit den aus Tabelle II zu entnehmenden Auflagerfesselungen 19 Freiheitsgrade, d.h. 19 Eigenwerte. Die durchgeführte Eigenwertanalyse zeigt, daß ein Fehlen der horizontalen Fesseln an den Knoten 2, 11, 3, 4 und 5 keine Änderung der Eigenfrequenzen bewirkt. Auch bei Reduzierung des Systems auf 10 Knoten (durch Überbrücken der Knoten 11, 12) kann keine Änderung der unteren d.h. wesentlichen Eigenfrequenzen $\nu < 10$ Hz ermittelt werden. Tabelle IV zeigt, daß durch die Anordnung von 8 Einzelmassen in den Knotenpunkten entsprechend Tabelle III eine Verschiebung der Eigenfrequenzen, das betrifft besonders die Frequenzen von der 6. Eigenfrequenz an aufwärts, zu niedrigen Werten ermittelt wird. Die Eigenfrequenzen, ermittelt mit $E = 40\ 000\ \text{MN/m}^2$ sind immer größer als die entsprechenden Werte mit $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$. Im Programm FLUSH werden die Massen der Balkenelemente des Gebäudes konsistent dargestellt. Der Einbettungseffekt wird nicht untersucht, das Hauptgebäude wird deshalb immer an der Bodenoberfläche angeordnet.

6.2 Diskretisierung des Nebengebäudes

Das Ziel der Untersuchung besteht in der Ermittlung des dynamischen Einflusses eines benachbarten Nebengebäudes (Turbinenhalle) auf ein Kernkraftwerksgebäude (Reaktorgebäude), hervorgerufen durch Wechselwirkungseffekte. Da für die Ermittlung des Einflusses der Wechselwirkung am Reaktorgebäude nur die Massenwerte nicht aber die Steifigkeitsverteilung des Nebengebäudes von wesentlicher Bedeutung ist, wird auf eine genaue Darstellung der Steifigkeiten für die Struktur des Nebengebäudes verzichtet. Das Nebengebäude wird deshalb entsprechend Abb. 6.4 als ein mit Einzelmassen in den Knotenpunkten behafteter Durchlaufbalken (welcher der 1.80 m dicken Fundamentplatte zugeordnet ist) der Weite 1 m abgebildet. Die Elastizitätsmoduli haben jeweils den gleichen wie den am Hauptgebäude verwendeten Wert.

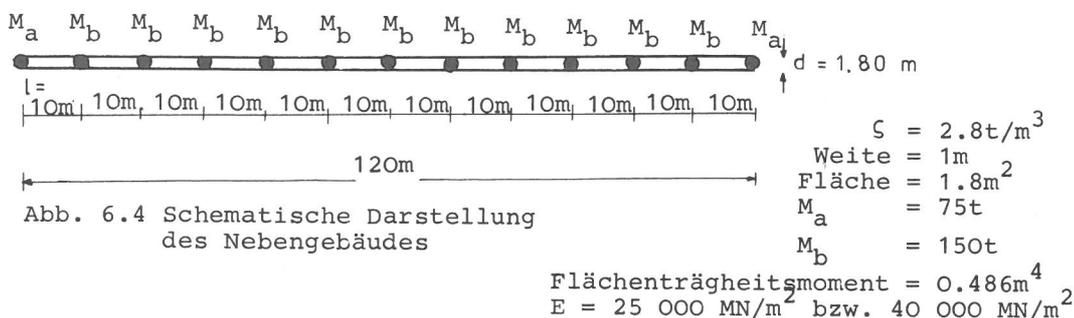


Abb. 6.4 Schematische Darstellung des Nebengebäudes

Der Ermittlung der Einzelmassen M_a und M_b , welche den Masseneinfluß der Konstruktionen des Nebengebäudes oberhalb der Fundamentplatte enthalten sollen, wird ein Sollwert für die Flächenpressung von $\sigma_{\text{soll}} = 0.20\ \text{MN/m}^2$ zugrunde gelegt.

Die Flächenpressung beträgt aus der Fundamentplatte allein:

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= P/F = \frac{\zeta \cdot d \cdot l \cdot 1 \text{ m}}{l \cdot 1 \text{ m}} = \zeta \cdot d = 28.0 \text{ kN/m}^3 \cdot 1.8 \text{ m} \\ &= 50.4 \text{ kN/m}^2 = 0.0504 \text{ MN/m}^2\end{aligned}$$

Die durch die Einzelmassen eingeleitete Flächenpressung σ_2 ist die Differenz zum Sollwert σ_{soll} :

$$\sigma_{\text{soll}} = \sigma_1 + \sigma_2,$$

folgt $\sigma_2 = 0.15 \text{ MN/m}^2$.

Die Größe der Einzelmassen folgt dann aus:

$$M_b = \sigma_2 \cdot 1 \text{ m} \cdot l = 15.0 \text{ t/m}^2 \cdot 1 \text{ m} \cdot 10 \text{ m} = 150 \text{ t}.$$

Die Gesamtmasse des Nebengebäudes hat den Wert:

$$\begin{aligned}\text{Anteil Einzelmassen} &: 150 \text{ t} \cdot 50(\text{Breite}) \cdot 12(\text{Anzahl}) = 90\,000 \text{ t} \\ \text{Anteil Platte} &: 120 \text{ m} \cdot 1.8 \text{ m} \cdot 50 \text{ m}(\text{Breite}) \cdot 2.8 \text{ t/m}^3 = 30\,240 \text{ t} \\ &\hline &120\,240 \text{ t}.\end{aligned}$$

Die Topologie der Gesamtelementierung von Hauptgebäude und Nebengebäude bleibt für alle Berechnungen mit FLUSH erhalten, also auch für den Fall, in dem kein Nebengebäude angeordnet ist. Hierzu wird lediglich durch Abminderung der Werte von maßgebenden Systemgrößen das Nichtvorhandensein des Nebengebäudes simuliert. Die veränderten Werte lauten für diesen Fall:

$$\begin{aligned}\zeta &= 2.8 \cdot 10^{-4} \text{ t/m}^3, \text{ d.h. Faktor } 10^{-4}, \\ E &= 2.5 \text{ MN/m}^2 \text{ bzw.} \\ &4.0 \text{ MN/m}^2, \text{ d.h. Faktor } 10^{-4}, \\ M_a &= M_b = 0.\end{aligned}$$

Der Abstand zwischen Haupt- und Nebengebäude wird nicht variiert, da in [23] festgestellt wird, daß die Größe von Wechselwirkungseffekten im umgekehrten Verhältnis zum Abstand steht. Die größten Einflüsse sind demnach bei kleinstem Abstand zu erwarten. Der Abstand hat für alle untersuchten Modellabbildungen einen entsprechend kleinen Wert von $\Delta = 10.00 \text{ m}$.

6.3 Diskretisierung des Bodens

Eine wesentliche Beschränkung von Finite Element Programmen, die auch für das Programm FLUSH Gültigkeit hat, liegt in der maximal möglichen Anzahl von Freiheitsgraden. Die Bandbreite der Steifigkeitsmatrix wird dabei durch die maximale Anzahl der Bodenelemente einer Bodensäule festgelegt. Die vorliegende Segmentierung des Programms FLUSH erlaubt bei einem maximalen COMMON-Bereich von 38 K eine Unterteilung von maximal ca. 40 Elementen je Säule. Die Anzahl der nebeneinanderliegenden Säulen bestimmt die Anzahl der Blöcke für den out of core solver und beeinflusst dann im wesentlichen nur die Rechenzeit, hat aber keinen Einfluß auf die durch die Bandbreite definierte Blockgröße der dynamischen Steifigkeitsmatrix. Aufgrund des Deformationsansatzes in den Bodenelementen beschränkt die Abmessung eines Elementes die Größe der maximal übertragbaren Frequenz. Die maximale Höhe eines Bodenelementes h folgt nach [2]:

$$h \leq \frac{1}{5} \frac{c_0}{v_{\max}},$$

wenn c_0 die maßgebende Scherwellengeschwindigkeit und v_{\max} die betrachtete maximale Frequenz sind. Für das Kernkraftwerkgebäude ist der Frequenzbereich zwischen 0 und 10 Hz maßgebend, deshalb gilt auch für den Boden

$$v_{\max} = 10 \text{ Hz.}$$

Bei Vorgabe von realistischen Scherwellengeschwindigkeiten ergibt sich eine maximale, berechenbare Bodentiefe, d.h. eine Tiefe des anstehenden Bodens, die bis zur horizontalen Grenzfläche des Grundgebirges reicht, von

$$\sum h = 350 \text{ m.}$$

Zu Vergleichszwecken werden 4 Bodentiefen elementiert:

- 50 m, Darstellung in Abb. 6.5
- 150 m, Darstellung in Abb. 6.6
- 250 m, Darstellung in Abb. 6.7
- 350 m, Darstellung in Abb. 6.8.

Während bei den tiefen Böden an den unteren Grenzen des Finite-Element-Rasters keine Wechselwirkungsbeanspruchungen mit den an der Oberfläche liegenden Baukonstruktionen auftreten, kann bei 50 m Bodentiefe die Wechselwirkung durch die untere Begrenzung des Bodens beeinflusst werden.

Den zu Vergleichszwecken durchgeführten Berechnungen mit dem Schub-balkenmodell liegt die gleiche Elementierung zugrunde.

Die dynamischen Eigenschaften des Bodens werden in der Modellabbildung aus den Werten des Schubmoduls, der kritischen Dämpfung und der Dichte bestimmt. Für alle Modellabbildungen wird den Bodenelementen ein bezogenes kritisches Dämpfungsverhältnis von $\beta = 10 \%$ oder $\beta = 5 \%$ und eine Dichte von $\rho = 1.9 \text{ t/m}^3$ (entspricht dem spezifischen Gewicht $\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$) zugeordnet.

Das Tiefenprofil der Schubsteifigkeit ermittelt nach [5] für typische Sand- und Kiesböden geht aus Tabelle V hervor, ermittelt mit

$$G^* = 1000 K_2 \sqrt{\sigma_m^*} \quad ; \quad G^*, \sigma_m^* \text{ (lb/ft}^2 \text{)}.$$

In K_2 ist der Einfluß von Dehnungsamplitude und Porenziffer bzw. Lagerungsdichte enthalten. Da für die Berechnung nur lineare Kennwerte benutzt werden, wird der Ermittlung der K_2 -Werte eine relativ kleine Schubdehnung von $\gamma = 10^{-4} \%$ bis $10^{-3} \%$ unterlegt. In der Ermittlung des Schubmoduls in Tabelle V wird außerdem eine Sohlpressung q_0 berücksichtigt, wobei die Werte

$$\begin{aligned} q_0 &= 0.25 \text{ MN/m}^2 \text{ dem Nebengebäude,} \\ q_0 &= 0.50 \text{ MN/m}^2 \text{ dem Hauptgebäude} \end{aligned}$$

zuzuordnen sind. Eine Beeinflussung des Schubmoduls durch die Auflast ist allerdings nur in sehr geringer Tiefe vorhanden.

Da für die Berechnung mit FLUSH einerseits nur lineare Bodenkennwerte verwendet werden und da andererseits die gesamte Bandbreite aller im linearen und nichtlinearen Bereich liegenden Kennlinien

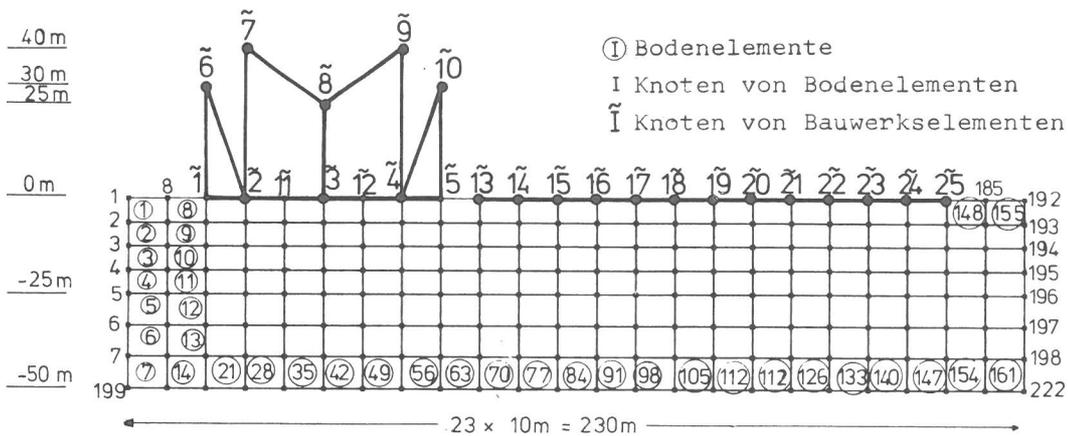


Abb. 6.5 Diskretisierung der Bauwerk-Bodenstruktur für eine Bodentiefe von 50 m (161 Bodenelemente, 222 Bodenknotenpunkte)

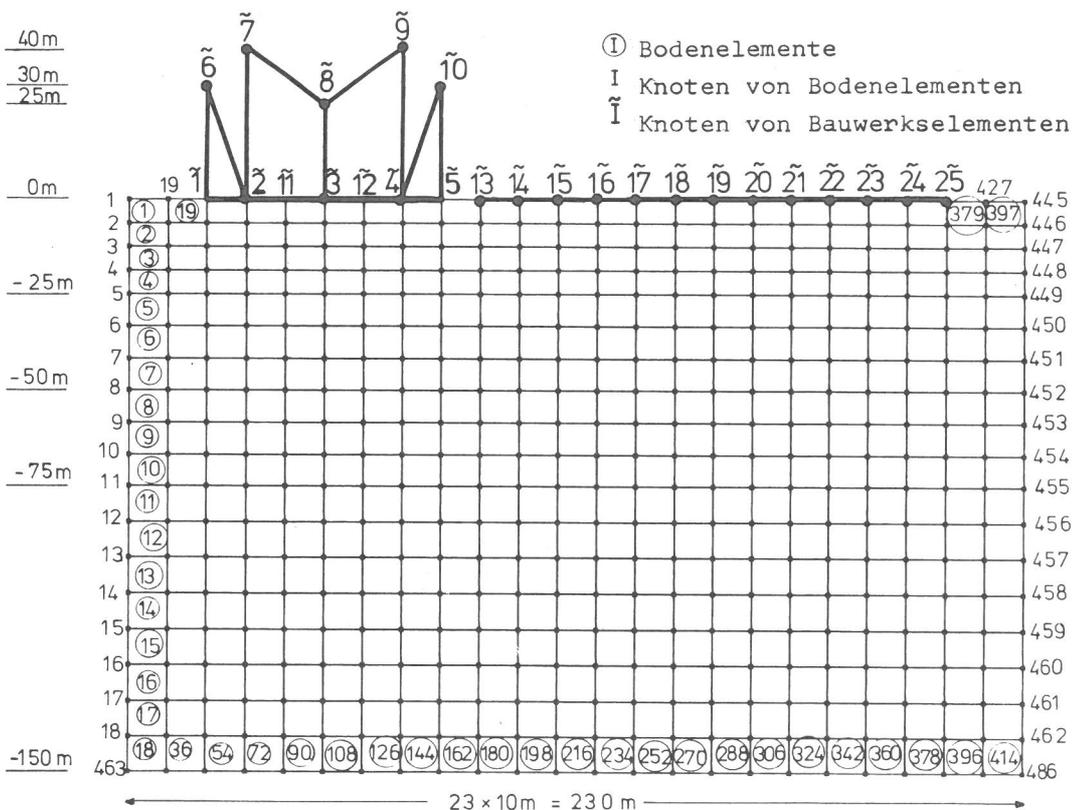


Abb. 6.6 Diskretisierung der Bauwerk-Bodenstruktur für eine Bodentiefe von 150 m (414 Bodenelemente, 486 Bodenknotenpunkte)

zu erfassen sind, werden aus den Werten von Tabelle V drei repräsentative, den gesamten Bereich abdeckende Kennlinien zusammengestellt. Diese, in Abb. 6.9 mit stufenförmiger Charakteristik dargestellten Kennlinien beinhalten:

- Boden 1, einen sehr weichen Boden;
- Boden 2, einen durchschnittlich steifen Boden;
- Boden 3, einen steifen Boden.

Die Kennlinie von Boden 2 entspricht der Standortsituation des Kernkraftwerkes Biblis.

Die Eigenfrequenzen werden zu Vergleichszwecken mit dem Schubballenmodell ermittelt und sind für die vier untersuchten, unterschiedlichen Bodentiefen und den vorgegebenen drei Bodenkennlinien in Tabelle VI zusammengestellt.

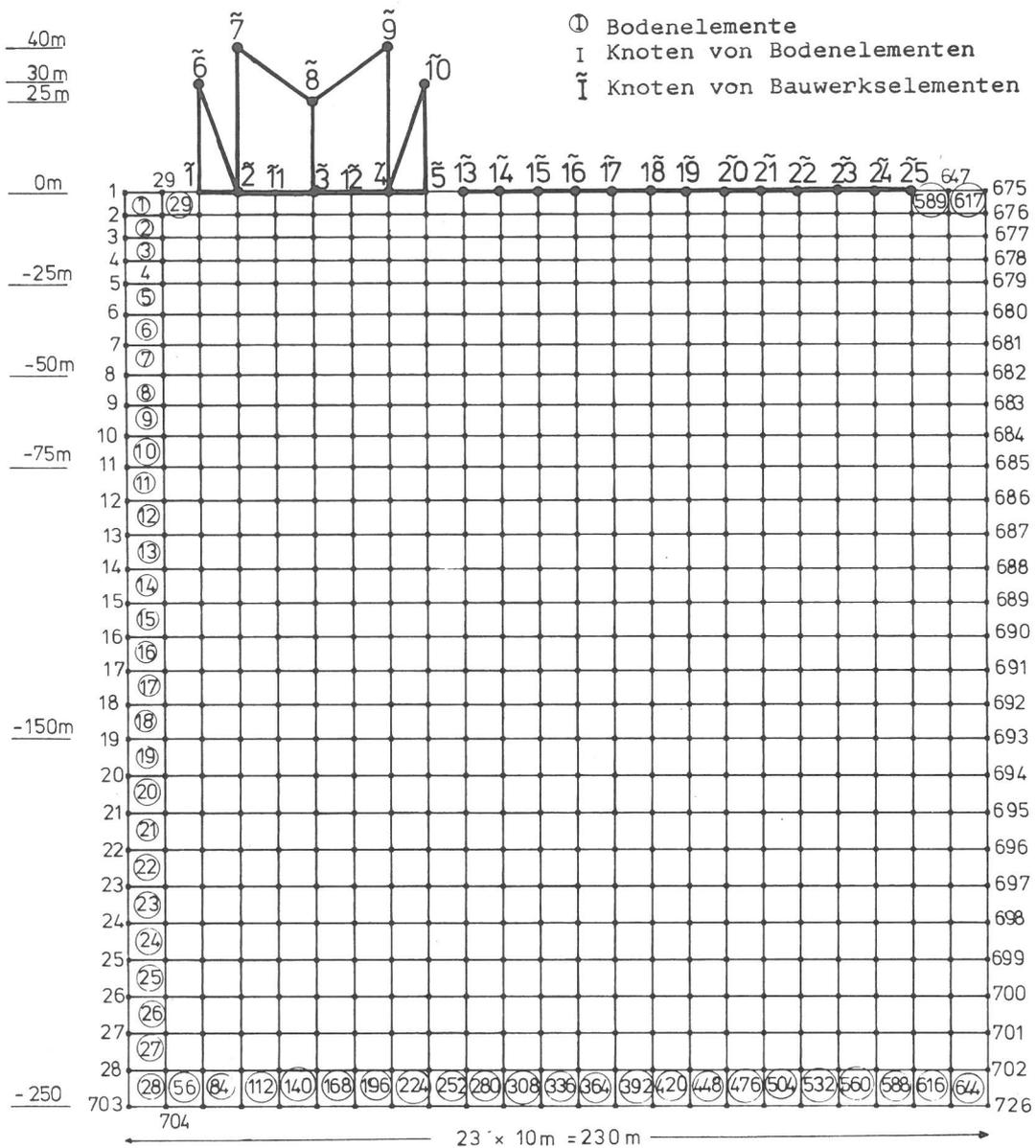


Abb. 6.7 Diskretisierung der Bauwerk-Bodenstruktur für eine Bodentiefe von 250 m (644 Bodenelemente, 726 Bodennotenpunkte)

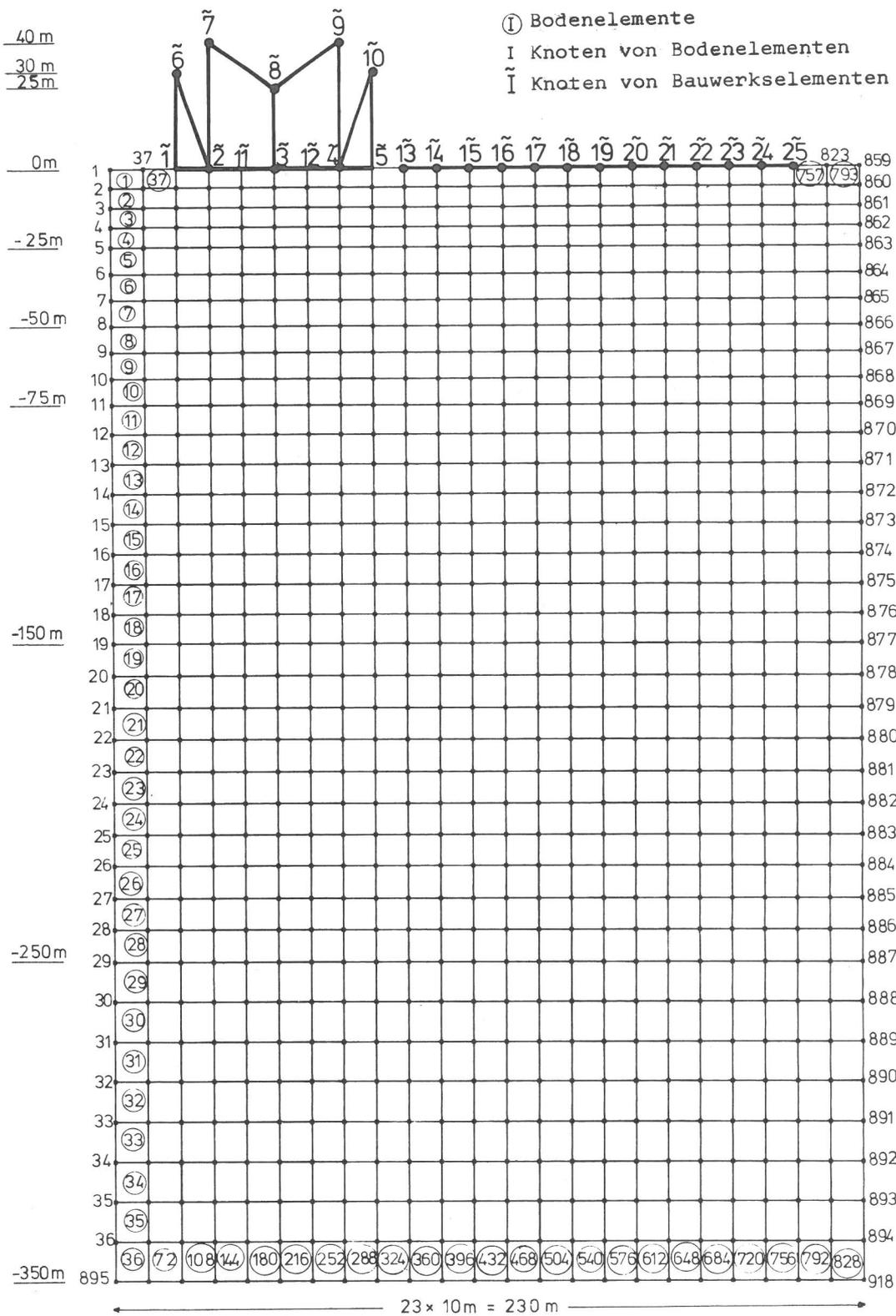


Abb. 6.8 Diskretisierung der Bauwerk-Bodenstruktur
für eine Bodentiefe von 250 m
(828 Bodenelemente, 918 Bodennotenpunkte)

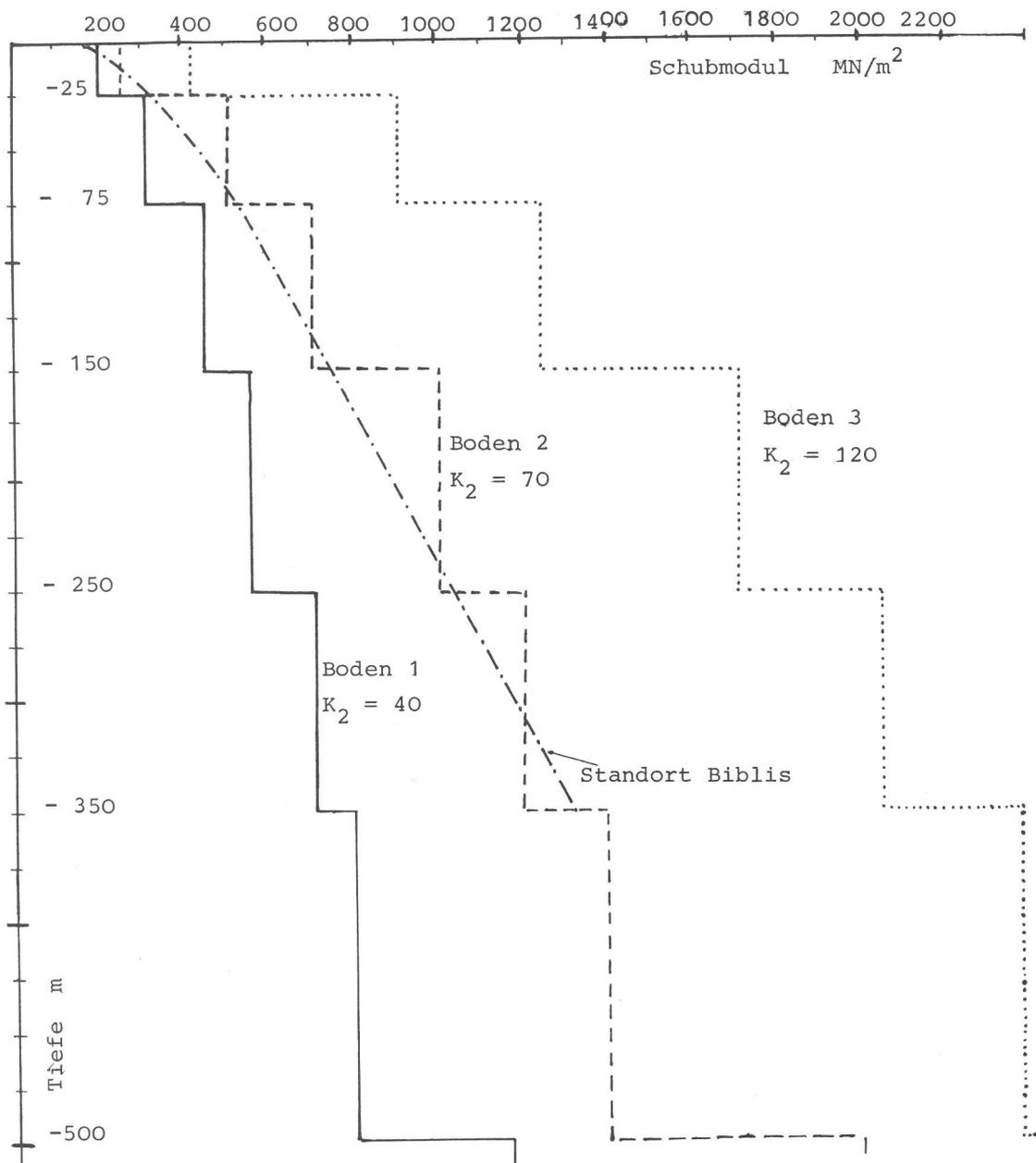


Abb. 6.9 Bodenkennlinien für unterschiedlich steife Böden nach Tabelle V

7. Vorgabe der seismischen Erregung

Die nach dem heutigen Stand von Technik und Wissenschaft für seismische Berechnungen von an der Erdoberfläche befindlichen Strukturen zugrunde gelegten Modellvorstellungen besagen (vgl. Kap. 2 und Kap. 4), daß die eigentliche Erregung von einem fiktiven Hypozentrum ausgeht, welches von der Erdoberfläche gesehen senkrecht unter der Konstruktion liegt und daß sich die hier entstehenden, horizontal- und vertikal-schwingenden Schubwellen senkrecht zur Oberfläche hin ausbreiten. Für die Beanspruchung der über diesem Hypozentrum liegenden Bodenschichten kann also so verfahren werden, als ob für sie eine Fußpunkterregung vorliegt. In der Modellabbildung wird deshalb diese Begrenzung zum Hypozentrum durch ein starres Grundgebirge mit eingepprägtem Beschleunigungsverlauf ersetzt.

Die Berechnung des Finite Element Modells kann mit zwei unterschiedlichen Methoden, die sich hinsichtlich der Angriffsstelle der seismischen Erregung unterscheiden, durchgeführt werden:

- 1) Eingabe des Akzelerogramms an der Oberfläche mit anschließender Dekonvolution des Verlaufes an die untere Grenze des Finite Element Rasters,
- 2) Eingabe des Akzelerogramms an der an der unteren Grenze des Finite Element Rasters.

Die Anwendbarkeit beider Methoden richtet sich sowohl nach dem verwendeten Rechenmodell als auch nach der Kenntnis über die Bodeneigenschaften. Bei tiefen Böden kann der Boden bis zur unteren Begrenzung durch das Grundgebirge, bedingt durch die begrenzte Rechnerkapazität, nicht mehr vollständig durch Finite Modelle abgebildet werden. In diesem Fall kann nach [29] eine starre Grenzschicht im Boden definiert werden, die das Finite Element Raster nach unten begrenzt. Die im Grundgebirge vorhandene Erregung wird dann auf diese Grenzschicht dekonvolviert und in der Berechnung für die oberen Bodenschichten als Fußpunkterregung vorgegeben.

Eine andere Möglichkeit besteht in der Dekonvolution einer an der Erdoberfläche gemessenen Erregung auf eine Grenzschicht im Boden. Für diese Vorgehensweise spricht die Tatsache, daß die Unwissenheit über die Kenntnis der linearen und nichtlinearen Eigenschaften des anstehenden Bodens eine Dekonvolution der Erregung vom Grundgebirge an die Erdoberfläche nicht in jedem Fall die Anforderung an die gewünschte Genauigkeit erfüllt. Demgegenüber steht aber die Tatsache, daß die an der Bodenoberfläche gemessenen Werte standortabhängig sind und bei Anwendung entsprechend der im konkreten Fall vorliegenden Bodenverhältnisse modifiziert werden müssen. Durch die Unwissenheit über die Eigenschaften des anstehenden Bodens kann auch diese Berechnung zu ungenauen Ergebnissen führen.

Den in Kap. 8 durchgeführten Berechnungen wird immer die identische Erregungsfunktion zugrunde gelegt, da nur durch diese Vorgehensweise eine bestmögliche Bewertung der quantitativen Eigenschaften von Wechselwirkungseinflüssen bei unterschiedlichen Standortverhältnissen möglich ist. Die identische Erregung wird immer an der unteren Grenzschicht des Finite Element Rasters vorgegeben. Die mit diesen Annahmen ermittelten Ergebnisse erfüllen dann genau die Bedingungen der in Abb. 6.5, Abb. 6.6, Abb. 6.7, Abb. 6.8 dargestellten Elementierung mit 50 m, 150 m, 250 m, 350 m Bodentiefen, wenn an der unteren Begrenzung das Grundgebirge beginnt. Eine unmittelbare Vergleichbarkeit oder Anwendbarkeit der Ergebnisse auf Bodenverhältnisse mit noch tiefer anstehendem Grundgebirge ist bedingt möglich. Die Ergebnisse können dann als zutreffend für tiefere Böden betrachtet werden, wenn die Erregungsfunktion als Ergebnis einer Dekonvolution nach [29] der Erregung der starren Grenzschicht zugeordnet werden kann. Die ursächliche Erregung des Grundgebirges wäre dann für unterschiedliche Bodenverhältnisse unterschiedlich, so daß eine Bewertung der Ergebnisse hinsichtlich des Einflusses der Wechselwirkungsbeanspruchungen durch Vergleich für unterschiedliche Erregungsvorgaben vorgenommen wird.

TAFT N69W EARTHQUAKE OF JULY 21, 1952 - NORMALIZED TO 0.1 G

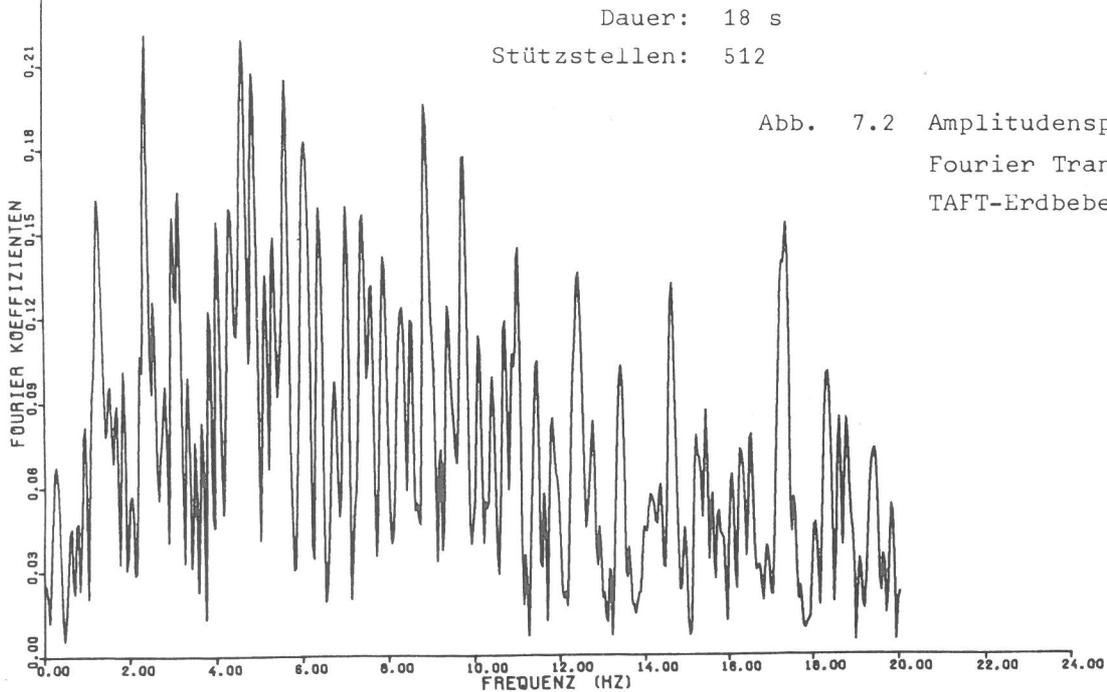
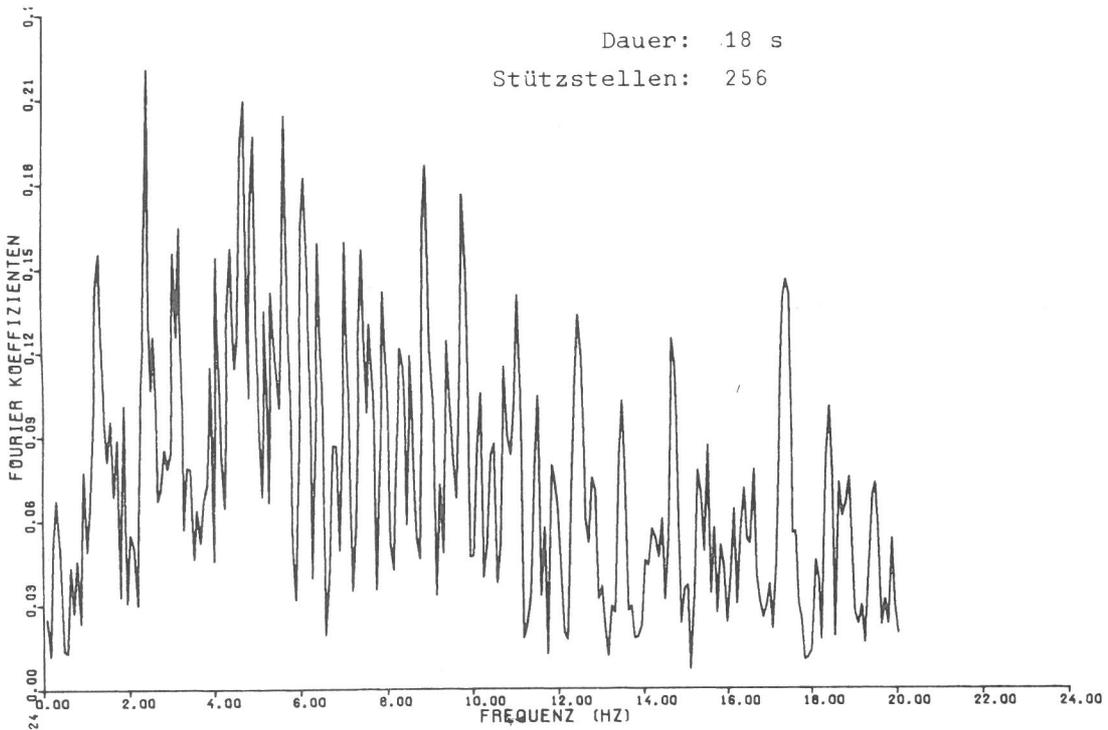
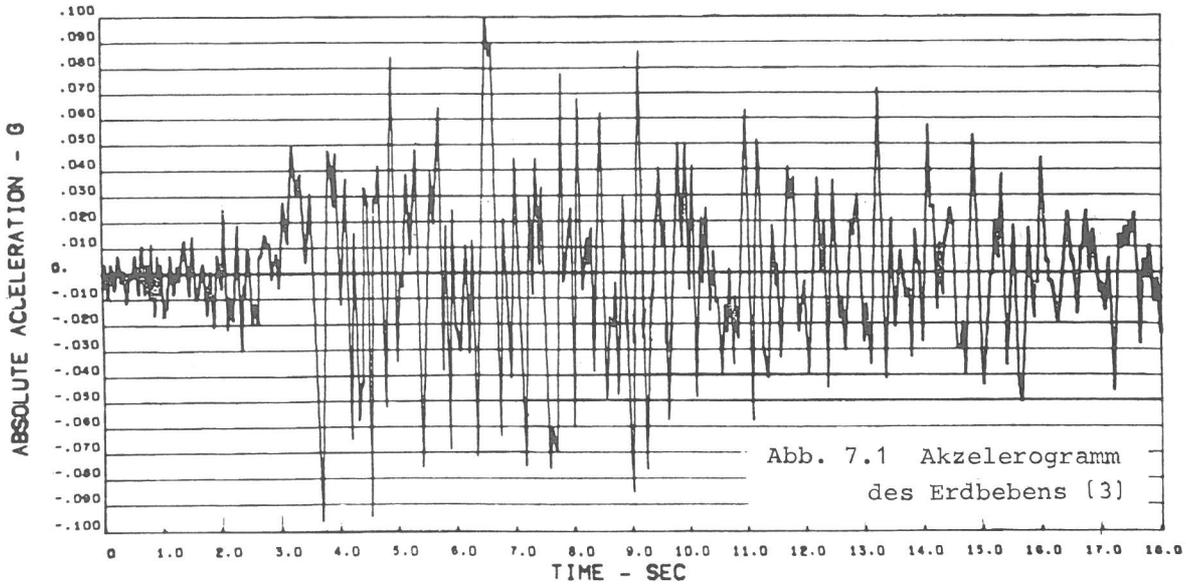


Abb. 7.2 Amplitudenspektrum der Fourier Transformation des TAFT-Erdbebens N69W, 1952, (3)

Den in Kap. 8. dargestellten Ergebnissen liegt eine seismische Erregung nach [3] für das TAFT-Erdbeben (TAFT N69W) vom 21.7.1952 zugrunde, vgl. Abb. 7.1 mit einer Bebedauer von 18s. Dazu wird das Akzelerogramm in 360 Stützstellen mit einem Stützstellenabstand von 0.05s unterteilt. Die Fourier-Analyse dieser Werte, durchgeführt mit der schnellen Fourier Transformation für 256 und für 512 Stützstellen, zeigt anhand ihres in Abb. 7.2 dargestellten Amplituden-Spektrums einen relativ großen Amplitudengehalt bis 10 Hz. Das Response Spektrum im nichtlogarithmischen Maßstab ermittelt nach [3] gibt Abb. 7.3 für die kritischen Dämpfungsverhältnisse $\beta = 2 \%$, 4% , 8% .

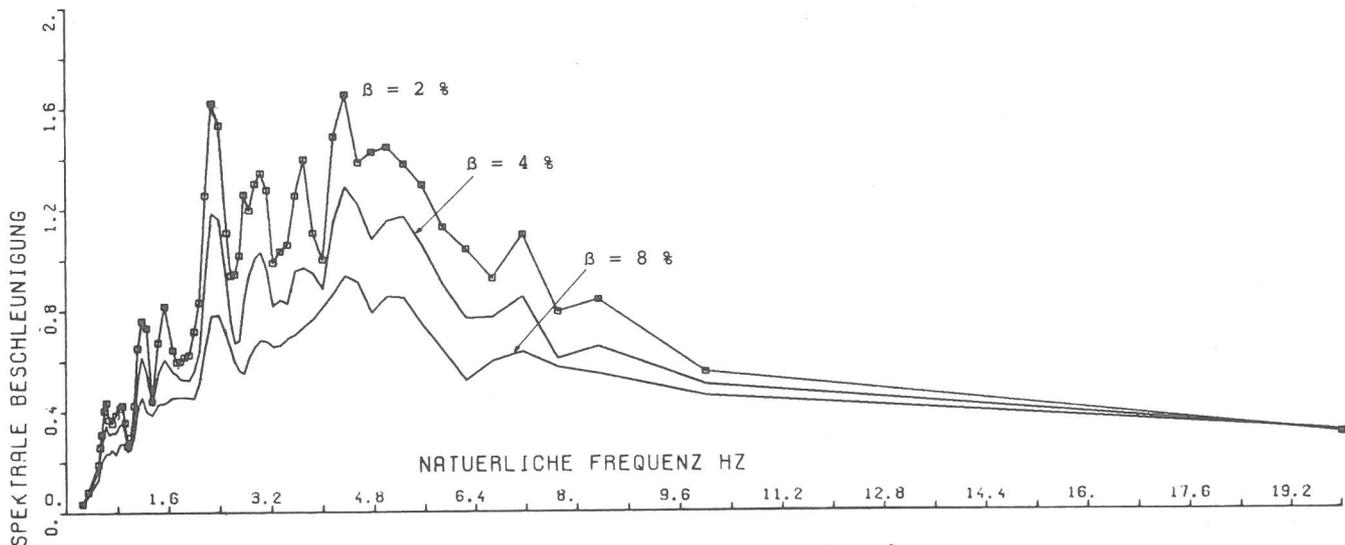


Abb. 7.3 Response Spektrum des TAFT-Erdbebens, N69W, 1952, [3]

8. Parametrische Untersuchung des Wechselwirkungseinflusses

In einer parametrischen Untersuchung wird der Einfluß der maßgebenden Gebäudeparameter und der maßgebenden Bodenkennwerte einer gezielten Variation unterzogen. Dessen ungeachtet ist diese Parametervariation durch die Berechnung mit FLUSH sehr rechenintensiv, so daß eine Beschränkung auf die Parameter, die von wesentlichem Einfluß sind, notwendig ist. Aus diesem Grund wird auf:

- die Variation des Gebäudeabstandes zwischen Haupt- und Nebengebäude verzichtet. Die ausgewertete Literatur läßt einen mit wachsendem Abstand geringer werdenden Wechselwirkungseinfluß erkennen. Der Gebäudeabstand zwischen Haupt- und Nebengebäude hat für alle Systeme den realistischen Wert von 10 m. Wechselwirkungseinflüsse erreichen durch diese Annahme einen maximalen Wert. Diese Maximalwerte können sowohl Verstärkungen als auch Abminderungen beinhalten. Es ist einerseits vorstellbar, daß bei einem größeren Abstand als 10 m aus einer bei 10 m festgestellten Abminderung eine Verstärkung werden kann. Andererseits wächst mit größer werdendem Abstand auch der Einfluß der Dämpfung, so daß Maximalwerte der ermittelten Wechselwirkung gleichzeitig wieder absinken. Die Annahme des minimalen Abstandes von 10 m erscheint deshalb gerechtfertigt.

- eine Untersuchung der Einbettung von Gebäuden verzichtet. Die Fundamentplatten sind deshalb immer an der Erdoberfläche angeordnet.

Wechselwirkungseinflüsse werden immer nur an dem Bauwerk mit der größten Masse, d.h. am sicherheitstechnisch relevanten Hauptgebäude untersucht. Die erstellten Abbildungen der Bodenstrukturen und Bauwerksstrukturen in Finite Elemente erlauben eine Bewertung des Wechselwirkungseinflusses bis 10 Hz. Die Tabelle IV zeigt, daß maximal die ersten 9 Bauwerksfrequenzen unter 10 Hz liegen. Unter der Annahme, daß die unteren 50 % aller an einer diskreten Modellabbildung ermittelten Eigenformen ausreichend genau sind, kann die Feststellung getroffen werden, daß für das diskretisierte Hauptgebäude bei Anwendung von maximal 9 von 19 möglichen Eigenformen die Eigenfrequenzen bis 10 Hz ausreichend genau sind und das System ausreichend genau diskretisiert ist. Die durch die Modellabbildung ungenau wiedergegebenen höheren Eigenformen, die bei einer dynamischen Beanspruchung von Konstruktionen mitangeregt werden können, werden in ähnlicher Form wie bei einer modalen Integration bei der Ermittlung des Antwortverlaufes nicht berücksichtigt. Der Berechnung liegen also nur die genauen Eigenmoden zugrunde.

Der Deformationsverlauf des diskreten Bauwerkmodelles wird in globaler Weise an 12 Punkten ermittelt. Einer erforderlichen genaueren Berechnung des Hauptgebäudes, die eine genauere Diskretisierung erfordert, können die so ermittelten Ergebnisverläufe als Eingabewerte dienen.

Die betrachteten Bodenkennlinien nach Abb. 6.9 ergeben im wesentlichen Verstärkungen im Bereich kleiner 5 Hz; im Bereich zwischen 5 Hz bis 10 Hz sind bedingt durch die Bodendämpfung die Anteile der darüberliegenden Eigenformen von verschwindendem Einfluß. Tabelle VI zeigt, daß flachere Böden mit größerer Steifigkeit die Anregung höherer Frequenzen verursachen.

Allen in Kap.8 durchgeführten Untersuchungen werden folgende in Kap. 5.3 dargelegten numerischen Steuerparameter zugrunde gelegt:

- KINT = 1 (1.5Hz), 2 (3Hz), 4 (4.5Hz), 8 (9.8Hz).
- Da diese Abgrenzung des Transformationsparameter KINT für die Genauigkeit des Freifeldverhaltens ausreichend genau ist, wird sie in gleicher Weise bei der Berechnung des FE-Modells benutzt.
- Stützstellenabstand der Erregerfunktion : $\Delta T = 0.05 \text{ s}$.
- Querkontraktion : $\nu_Q = 0.45$.
- Anzahl der Stützstellen : 512.
- kritisches Dämpfungsverhältnis der Baukonstruktionen : $\beta = 2 \%$.
- kritisches Dämpfungsverhältnis des Bodens : $\beta = 10 \%$ oder $\beta = 5 \%$.
- kritische Dämpfung der Response Spektren : $\beta = 2 \%$, $\beta = 4 \%$.
- Weite W des die Dreidimensionalität ersetzenden viskosen Dämpfermodells : $W = 50 \text{ m}$.

Der Wert für die Weite ist realistisch im Hinblick auf den Durchmesser des Hauptgebäudes von 60 m. Außerdem sind aus dieser Annahme konservative Ergebnisse zu erwarten, da dann der Einfluß der Dämpfung hervorgerufen durch die viskosen Grenzelemente sehr klein ist. Die quasi-dreidimensionale Berechnung nähert sich hier also der Berechnung des ebenen Dehnungszustandes.

Die Größe des Wechselwirkungseffektes läßt sich durch das Verhältnis einander zugeordneter Funktionen bestimmen. Dazu wird der unter Berücksichtigung aller vorhandener Bauwerke ermittelte Ergebnisverlauf auf den unter Vernachlässigung der angrenzenden Bauwerke ermittelten Ergebnisverlauf bezogen. Verhältniswerte größer als eins besagen, daß durch den Einfluß von angrenzenden Gebäuden das untersuchte System eine höhere Anregung erfährt, als es ohne Vorhandensein dieser benachbarten Bauwerke der Fall wäre. Verhältniswerte kleiner als eins besagen, daß durch die Anordnung von benachbarten Bauwerken eine Abschwächung des dynamischen Verhaltens eintritt. Extremwerte dieser Verhältnisfunktion werden besonders im Bereich der Eigenfrequenzen sichtbar, die Bauwerk-Boden-Eigenfrequenzen selbst werden durch die Anordnung der benachbarten Gebäude nur unwesentlich verändert. Unter Vernachlässigung der Bandbreiten dieser Verhältnisfunktion für ihre Eigenfrequenzen ist ihre maximale oder minimale Amplitude ein wesentliches Merkmal für eine Verstärkung oder Abschwächung. Deshalb wird ein Wechselwirkungsmaß definiert, daß das Verhältnis der extremalen Amplitude mit Nebengebäude zur extremalen Amplitude ohne Nebengebäude für die ermittelten Eigenfrequenzen gebildet wird. Dabei können sich für die verschiedenen Eigenfrequenzen eines Systems unterschiedliche Verstärkungsmaßwerte ergeben. Für die untersuchten 50 m, 150 m, 250 m und 350 m tiefen Böden sind die ermittelten Verstärkungsmaße für die Knotenpunkte des Hauptgebäudes den Tabellen VII, VIII, IX und X zu entnehmen. Eine Zusammenstellung der für die jeweiligen Boden-Bauwerksversionen ermittelten maximalen Wechselwirkungsmaße findet sich in Tabelle XI für die Response Spektren.

Als repräsentative Ergebnisse, berechnet an den unterschiedlichen Gebäudeversionen, den vier Bodentiefen und den drei Bodenkennlinien dienen die im Anhang dargestellten Verstärkungsfunktionen und Response Spektren für die Knotenpunkte, d.h. für ihre horizontalen Freiheitsgrade, des Hauptgebäudes. Die Bodendämpfung beträgt für diese Berechnung $\beta = 10 \%$.

Die Berechnungen für alle untersuchten Strukturvariationen zeigen ein gleichförmiges dynamisches Verhalten des Hauptgebäudes:

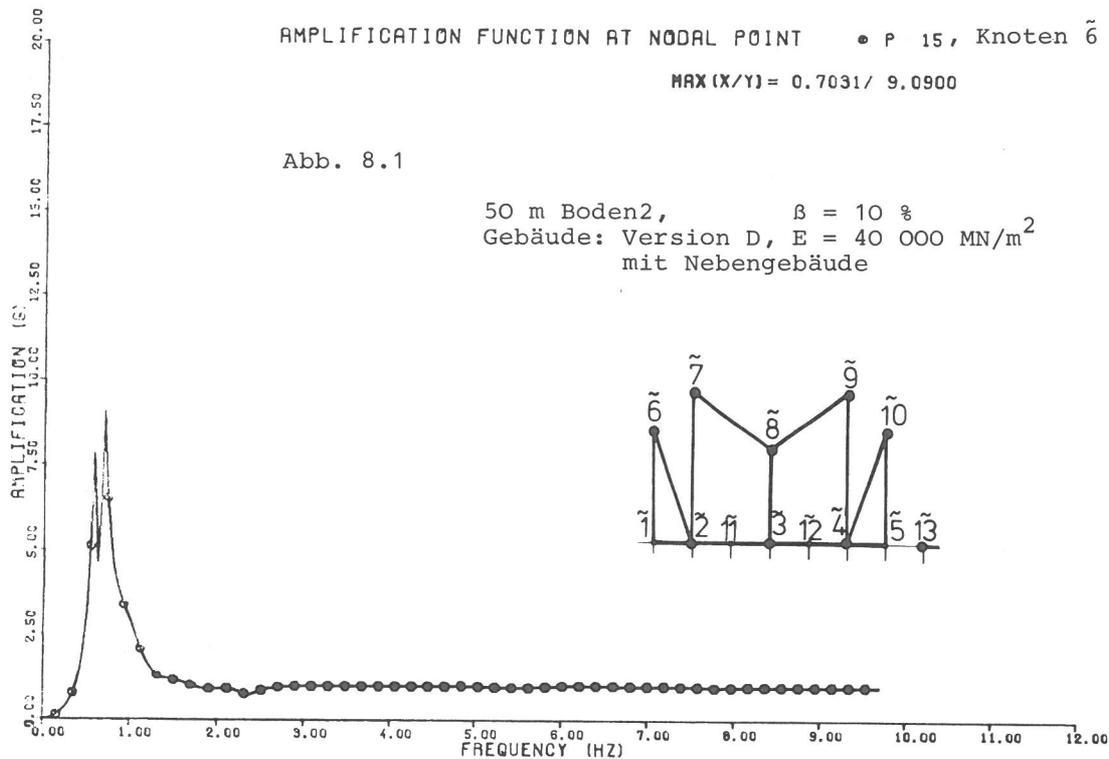
- Symmetrisch liegende Punkte des Hauptgebäudes zeigen auch bei seitlicher Anordnung des Nebengebäudes ein symmetrisches Verhalten, ihre entsprechenden Response- und Verstärkungsspektren sind in etwa gleich, vgl. Abb. 8.1, Abb. 8.2.
- Alle auf der Fundamentsohle liegenden Punkte zeigen für ihre Freiheitsgrade gleiches dynamisches Verhalten. Die maßgebenden Frequenzen entsprechen in diesen Punkten den Bodeneigenfrequenzen, vgl. Abb. 8.2.

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT • P 15, Knoten $\tilde{6}$

MAX (X/Y) = 0.7031/ 9.0900

Abb. 8.1

50 m Boden2, $\beta = 10 \%$
Gebäude: Version D, E = 40 000 MN/m²
mit Nebengebäude

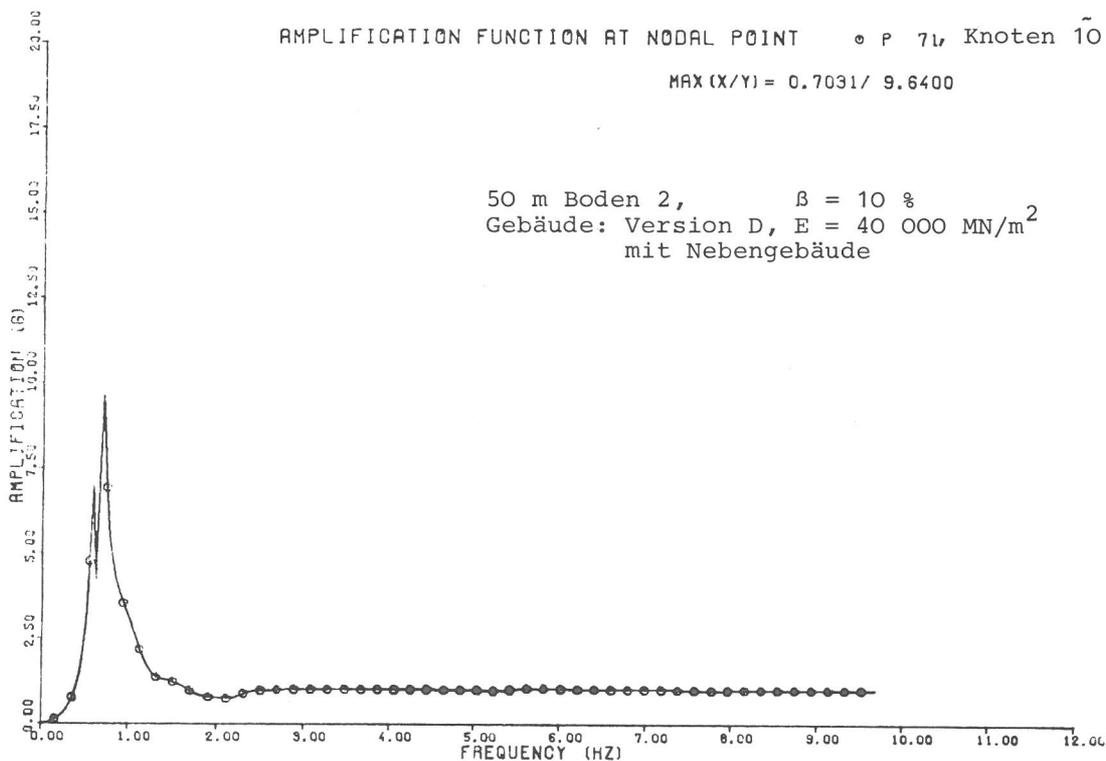


52120 1=050 B=230 V=50 BE=2/0.10 B=17000 NB=MIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT • P 71, Knoten $\tilde{10}$

MAX (X/Y) = 0.7031/ 9.6400

50 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
Gebäude: Version D, E = 40 000 MN/m²
mit Nebengebäude



52120

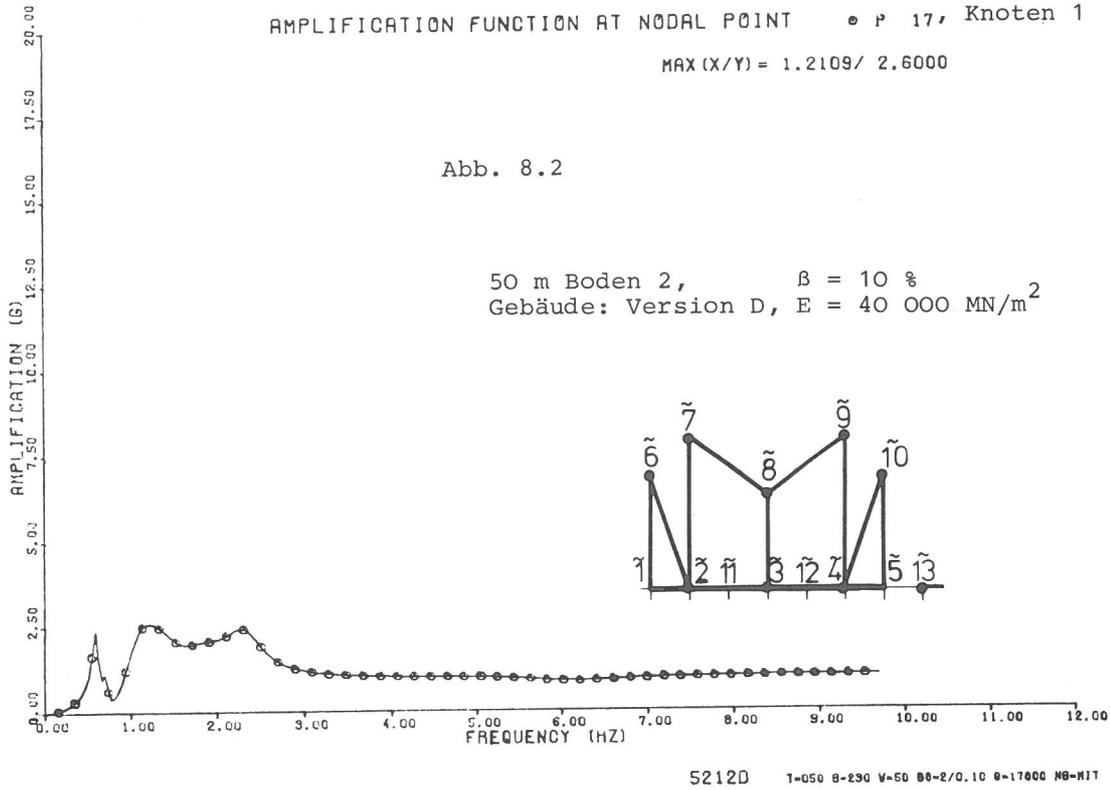
- Alle oberhalb der Oberfläche liegenden Bauwerkspunkte zeigen für ihre Freiheitsgrade wiederum gleiches Verhalten. Die maßgebenden Frequenzen für diese Knotenpunkte werden durch das Frequenzverhalten des Bauwerkes mitbestimmt, die Frequenzen sind hier kleiner als die Bodeneigenfrequenzen. Die Amplituden dieser Punkte haben immer einen größeren Wert als die Amplituden der in der Fundamentsohle liegenden Knotenpunkte, vgl. Abb. 8.1.

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT • P 17, Knoten $\tilde{1}$

MAX(X/Y) = 1.2109 / 2.6000

Abb. 8.2

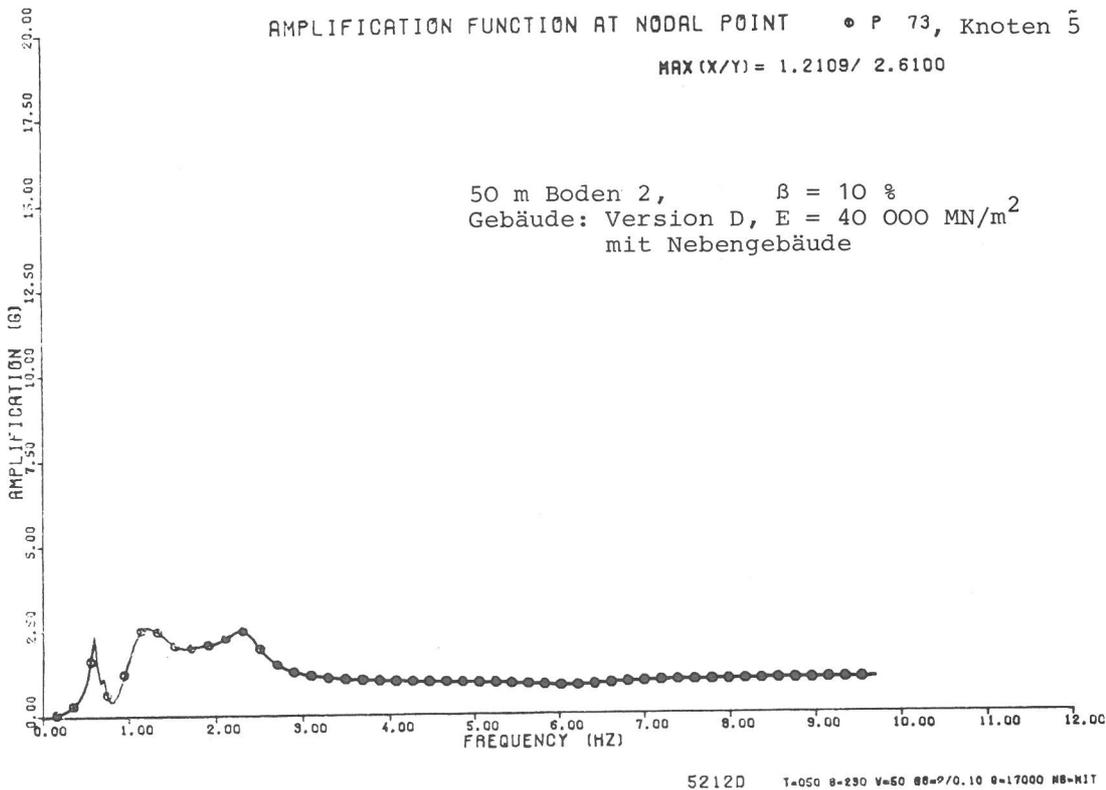
50 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
Gebäude: Version D, E = 40 000 MN/m²



AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT • P 73, Knoten $\tilde{5}$

MAX(X/Y) = 1.2109 / 2.6100

50 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
Gebäude: Version D, E = 40 000 MN/m²
mit Nebengebäude



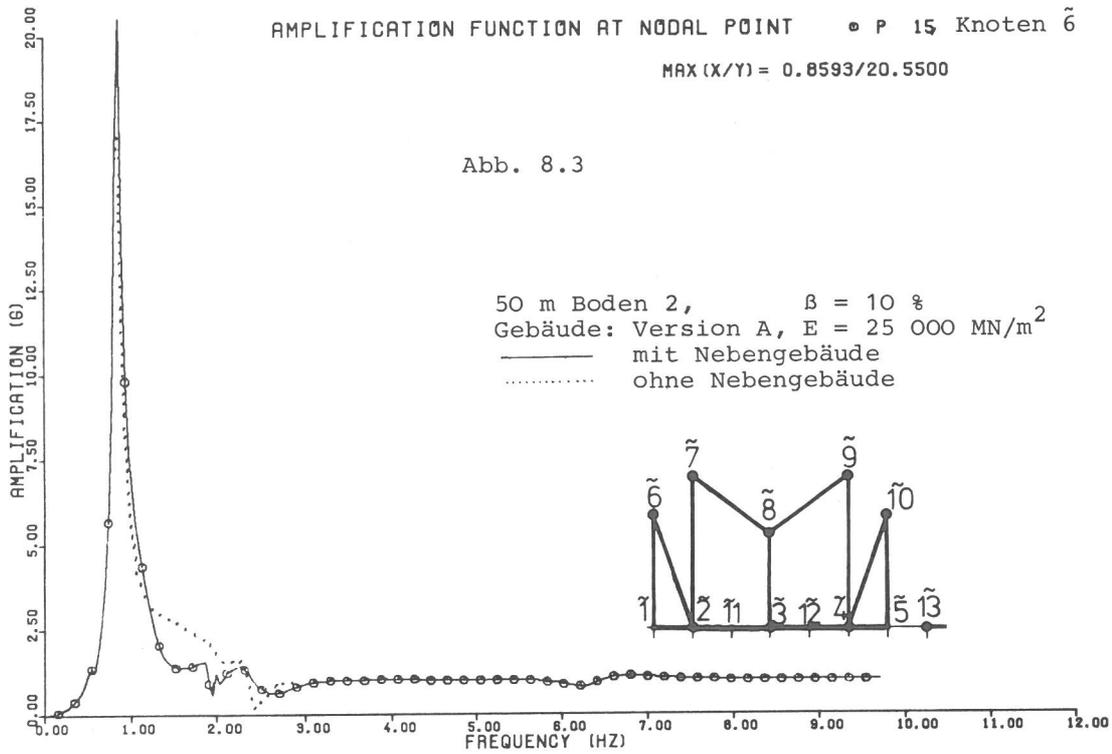
- Das Wechselwirkungsmaß ist in den meisten der untersuchten Diskretisierungen für die oberhalb liegenden Punkte höher als für die Punkte in der Fundamentsohle, letztere haben in den meisten Fällen einen Wert kleiner als eins, vgl. Abb. 8.3.

Für das Antwortverhalten des Hauptgebäudes lassen sich folgende verallgemeinernde Aussagen machen:

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT • P 15 Knoten $\tilde{6}$

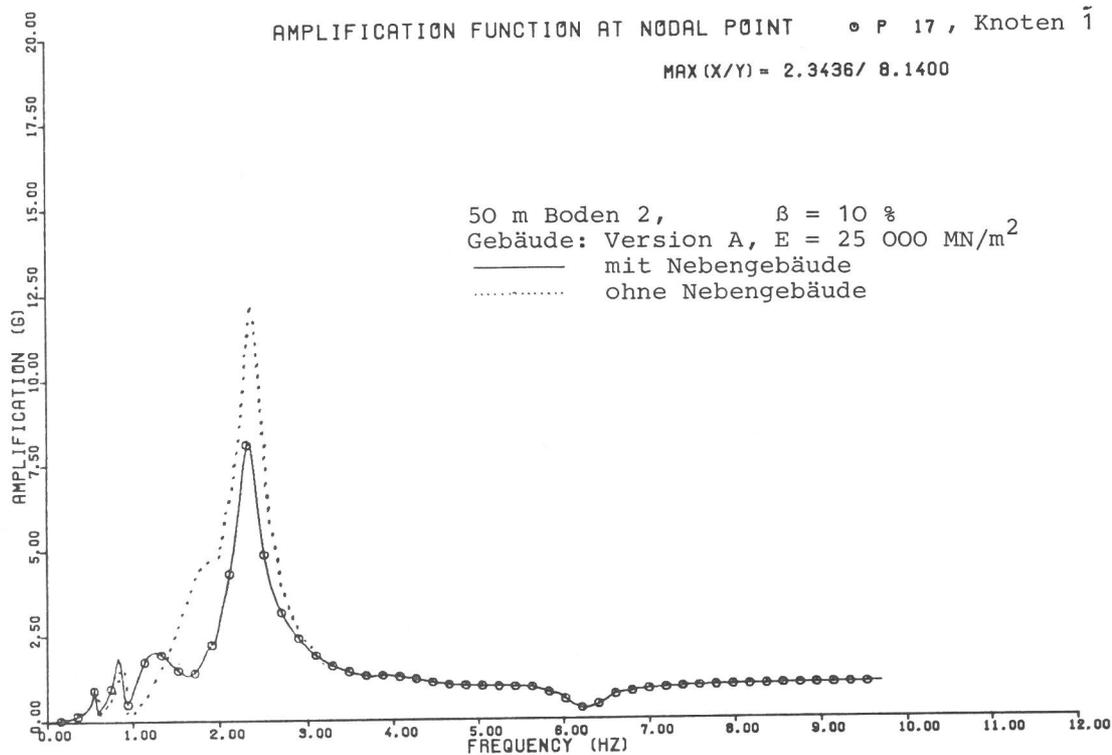
MAX (X/Y) = 0.8593/20.5500

Abb. 8.3



AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT • P 17, Knoten $\tilde{1}$

MAX (X/Y) = 2.3436/ 8.1400



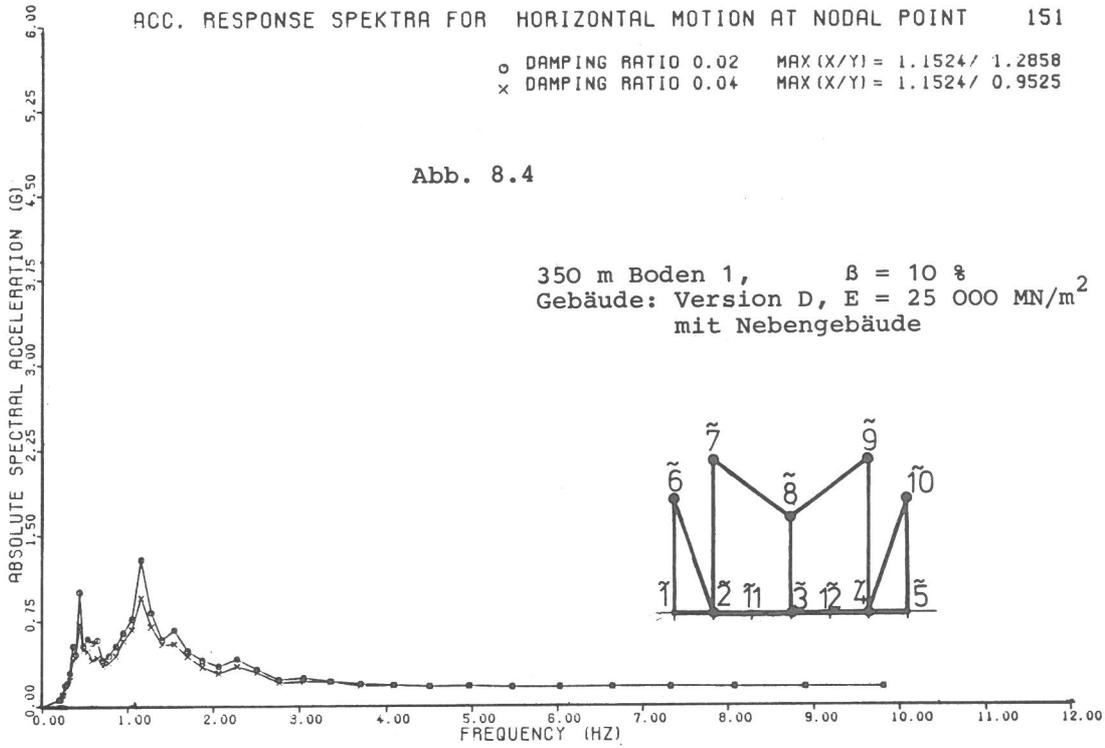
- Unabhängig von der Größe des Wechselwirkungsmaßes des ersten Peaks sinkt in den meisten Fällen das Wechselwirkungsmaß für den zweiten Peak, d.h. durch die geeignete Anordnung von Nebengebäuden können in einzelnen Fällen die Erregungsamplituden für höhere Frequenzen abgemindert werden, vgl. 8.4.
- Für Hauptgebäude mit größer werdender Masse lassen sich Verstärkungsfunktionen und Response Spektren ermitteln, deren Peaks

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 151

o DAMPING RATIO 0.02 MAX(X/Y) = 1.1524/ 1.2858
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX(X/Y) = 1.1524/ 0.9525

Abb. 8.4

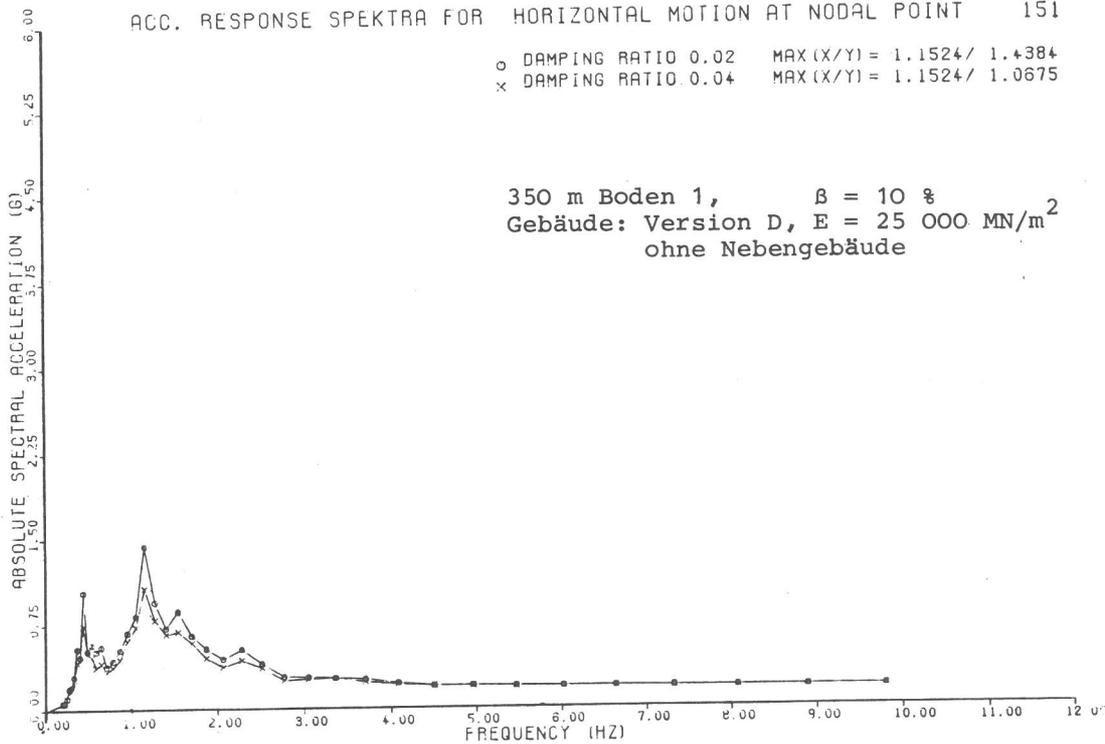
350 m Boden 1, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version D, E = 25 000 MN/m²
 mit Nebengebäude



ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 151

o DAMPING RATIO 0.02 MAX(X/Y) = 1.1524/ 1.4384
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX(X/Y) = 1.1524/ 1.0675

350 m Boden 1, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version D, E = 25 000 MN/m²
 ohne Nebengebäude



zu niedrigen Frequenzen absinken und deren Maximalwerte sich verringern, vgl. Abb. 8.5.

- Für Hauptgebäude gleicher Masse aber unterschiedlicher Steifigkeit ergeben sich für das steifere System höhere Eigenfrequenzen und größere Amplituden, vgl. Abb. 8.6.
- Bodendämpfungen von $\beta = 10 \%$ bewirken eine größere Abschwächung für die höheren Bodeneigenformen, so daß maximal für die ersten beiden Eigenfrequenzen eine Verstärkung entstehen kann. Bei

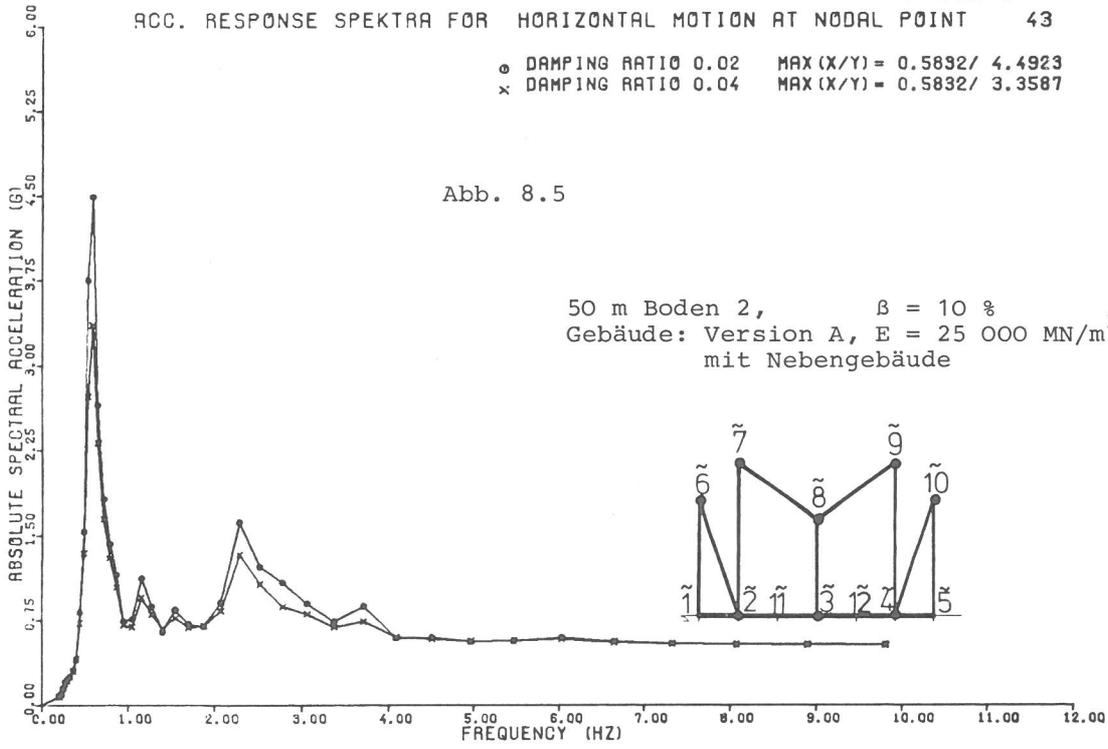
Knoten 8

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 43

o DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 0.5892/ 4.4923
x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 0.5832/ 3.3587

Abb. 8.5

50 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
Gebäude: Version A, $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$
mit Nebengebäude



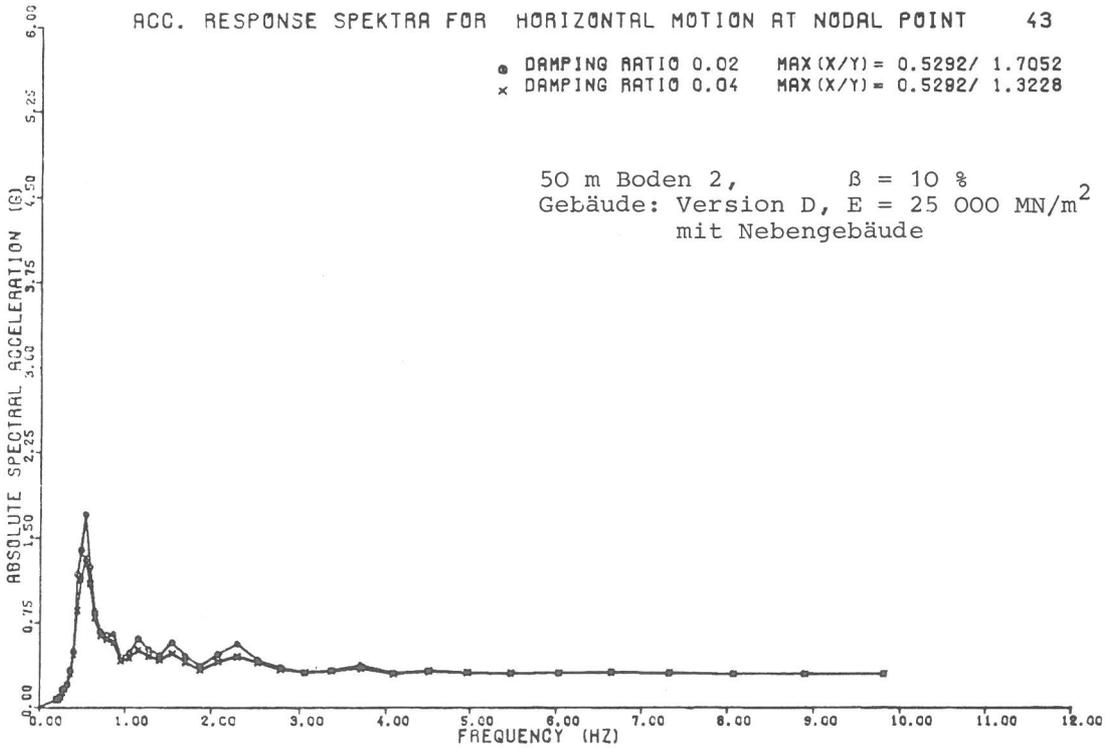
5211A T=050 B=230 V=50 BB=2/0.10 Q=10000 NB=111

Knoten 8

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 43

o DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 0.5292/ 1.7052
x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 0.5292/ 1.3228

50 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
Gebäude: Version D, $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$
mit Nebengebäude



5211D T=050 B=230 V=50 BB=2/0.10 Q=10000 NB=111

$\beta = 5 \%$ werden die höheren Bodeneigenformen weniger stark gedämpft, so daß im Response Spektrum höhere Frequenzen mitangeregt werden, vgl. Abb. 8.7 und Abb. 8.8. In den meisten Fällen ist das Wechselwirkungsmaß der ersten Eigenfrequenz maßgebend.

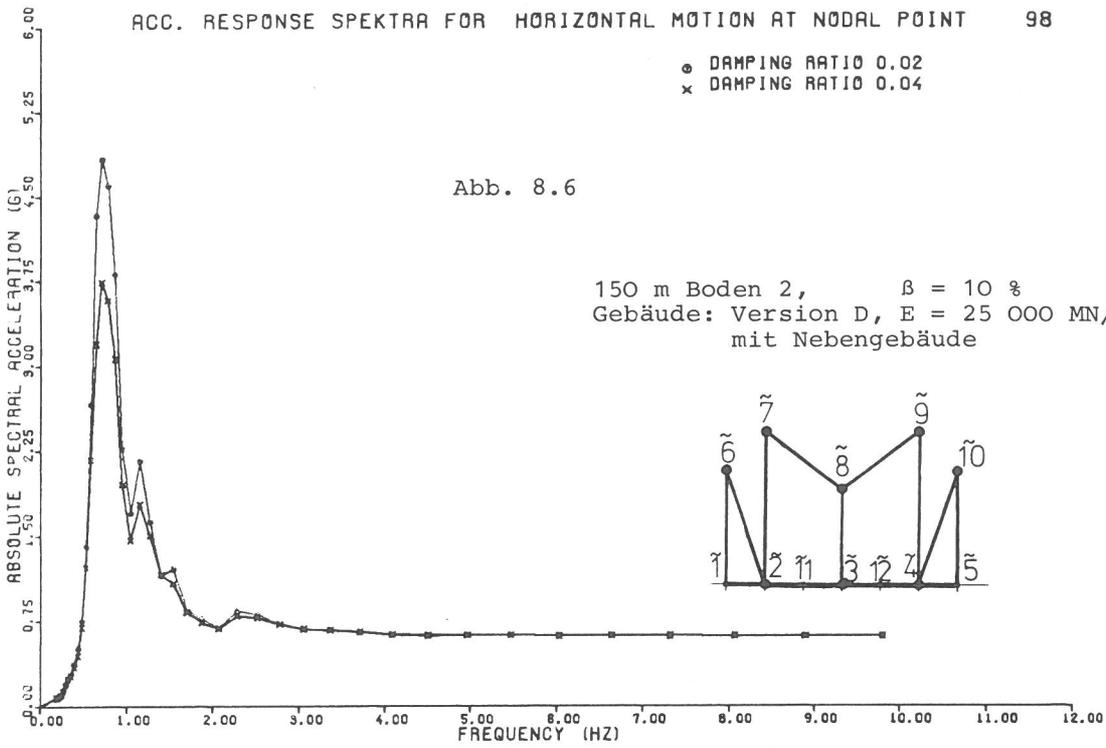
- Das Wechselwirkungsmaß ist für tiefere Böden (350m, 250m) unabhängig von der Größe der Bodendämpfung, die in den untersuchten Lastfällen entweder $\beta = 5 \%$ oder $\beta = 10 \%$ für den gesamten Boden beträgt, während bei flachen Böden (50m) aufgrund der unterschied-

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 98

o DAMPING RATIO 0.02
x DAMPING RATIO 0.04

Abb. 8.6

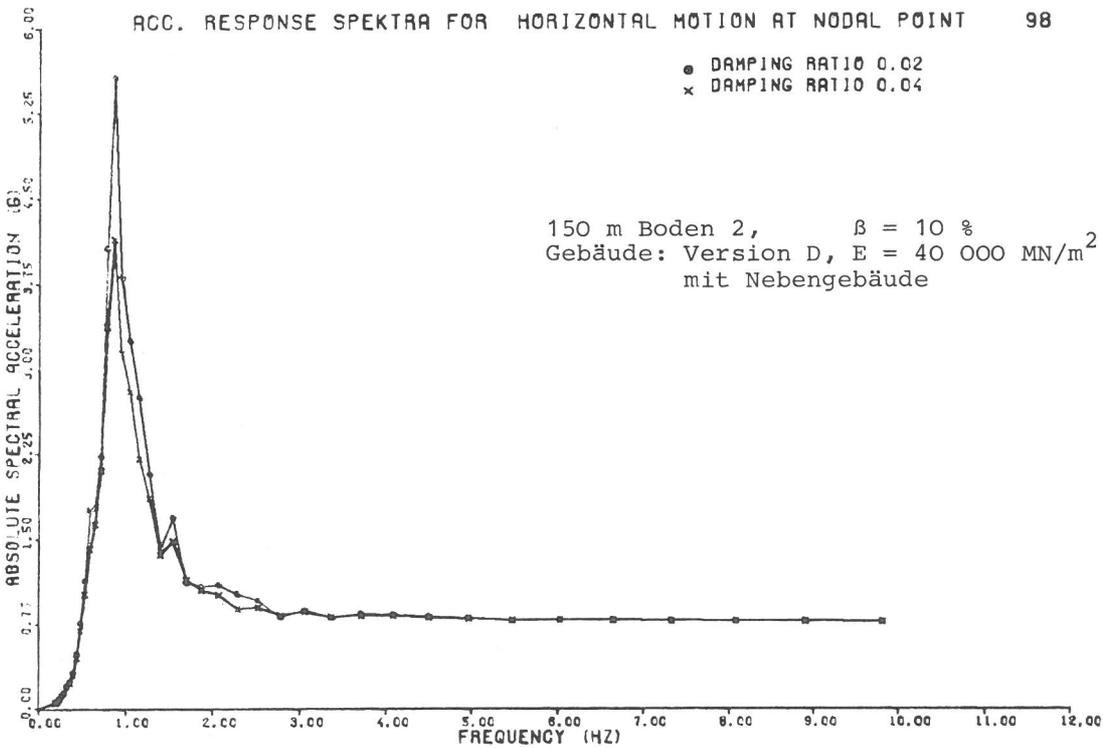
150 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
Gebäude: Version D, E = 25 000 MN/m²
mit Nebengebäude



ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 98

o DAMPING RATIO 0.02
x DAMPING RATIO 0.04

150 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
Gebäude: Version D, E = 40 000 MN/m²
mit Nebengebäude



lichen Dämpfung der höheren Eigenformen ein unterschiedliches Wechselwirkungsmaß festgestellt werden kann, vgl. Abb. 8.9, Abb. 8.10 und Tabelle XI.

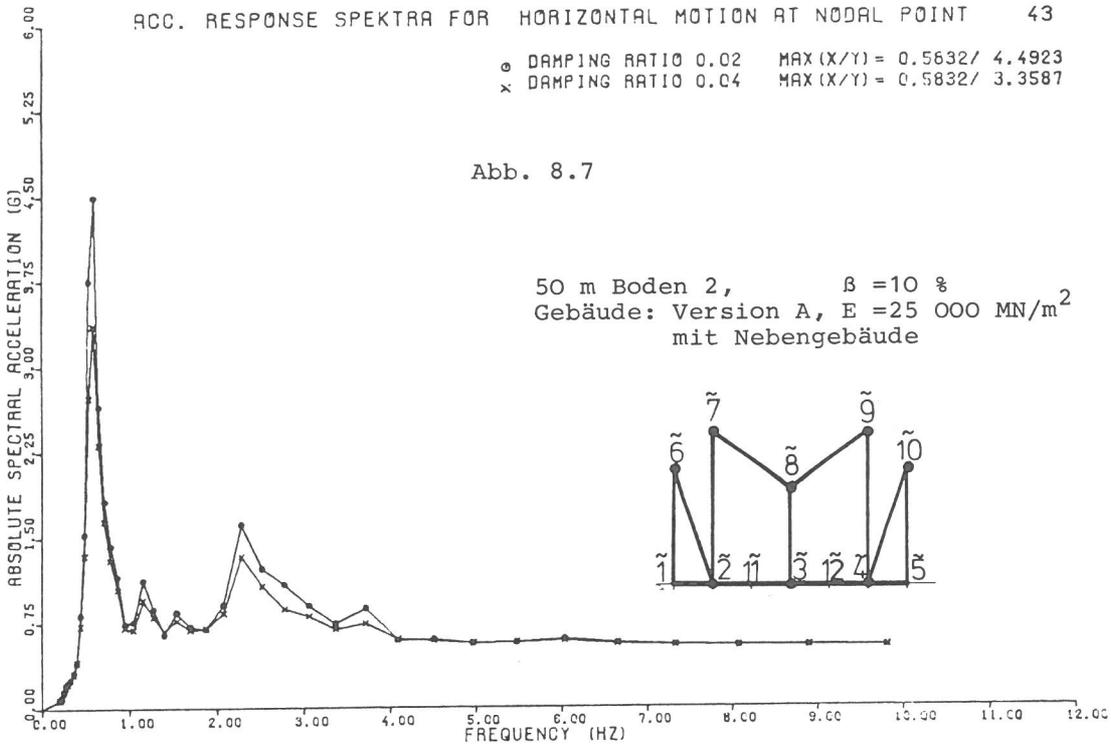
- Während bei relativ großen Bodendämpfungen von $\beta = 10 \%$ durch unterschiedliche Elastizitätsmoduli hervorgerufene unterschiedliche Bauwerkssteifigkeiten keinen signifikanten Einfluß auf Wechselwirkungseinflüsse ausüben, tritt der Steifigkeitseinfluß

Knoten 8

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 43

o DAMPING RATIO 0.02 MAX(X/Y) = 0.5632/ 4.4923
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX(X/Y) = 0.5832/ 3.3587

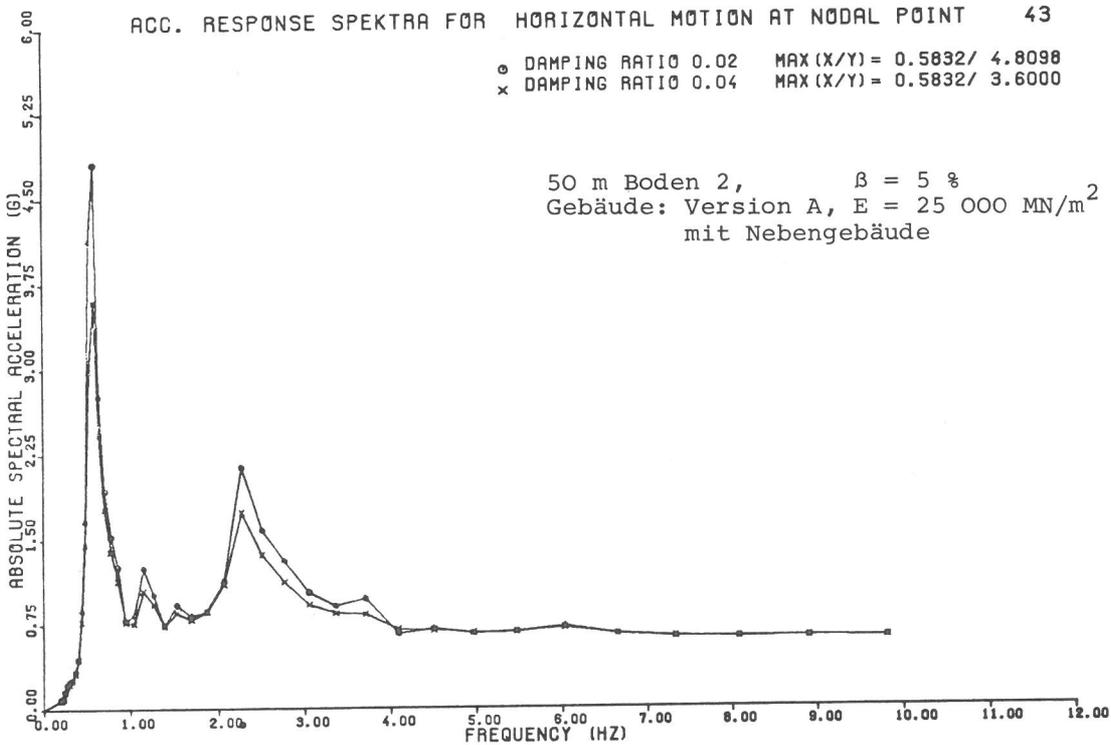
Abb. 8.7



Knoten 8

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 43

o DAMPING RATIO 0.02 MAX(X/Y) = 0.5832/ 4.8098
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX(X/Y) = 0.5832/ 3.6000



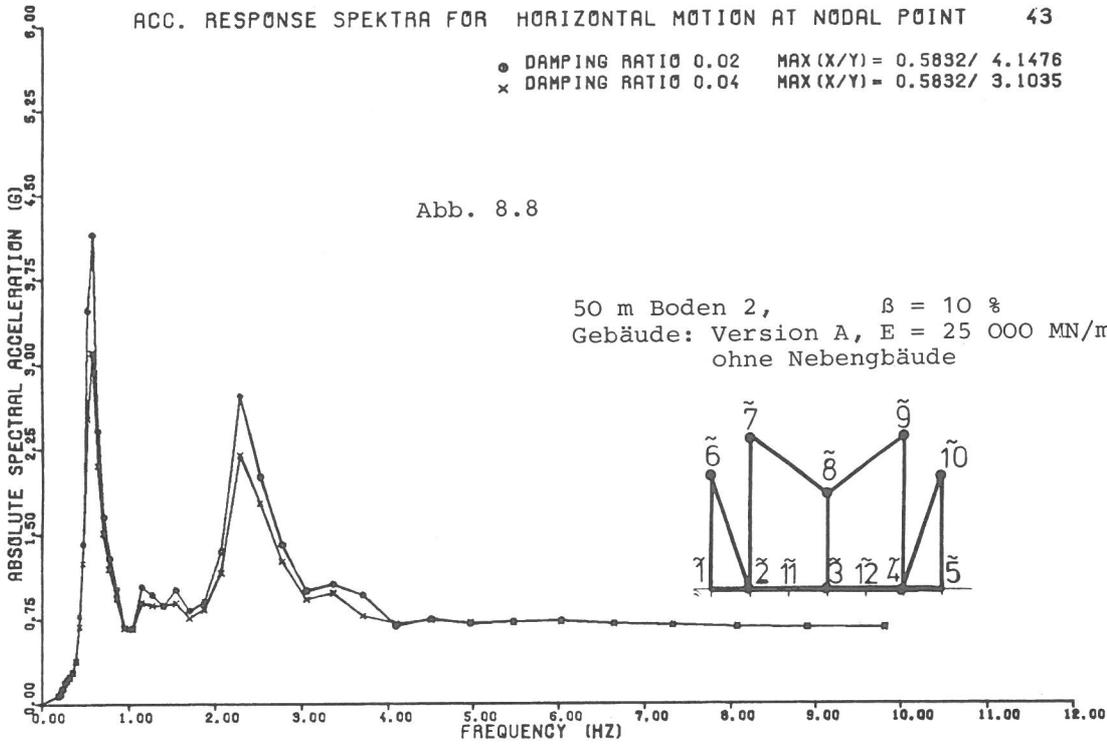
durch die Beteiligung der höheren Eigenformen bei kleinen Bodendämpfungen von $\beta = 5\%$ stärker hervor, vgl. Abb. 8.11, Abb. 8.12.

- Die Größe des Wechselwirkungsmaßes für die Verstärkungsfunktion läßt keine sichere Aussage über die Größe des Wechselwirkungsmaßes für das Response Spektrum eines Freiheitsgrades zu. Die Verstärkung eines Wertes kann sehr wohl mit der Abschwächung des

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 43

● DAMPING RATIO 0.02 MAX(X/Y) = 0.5832/ 4.1476
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX(X/Y) = 0.5832/ 3.1035

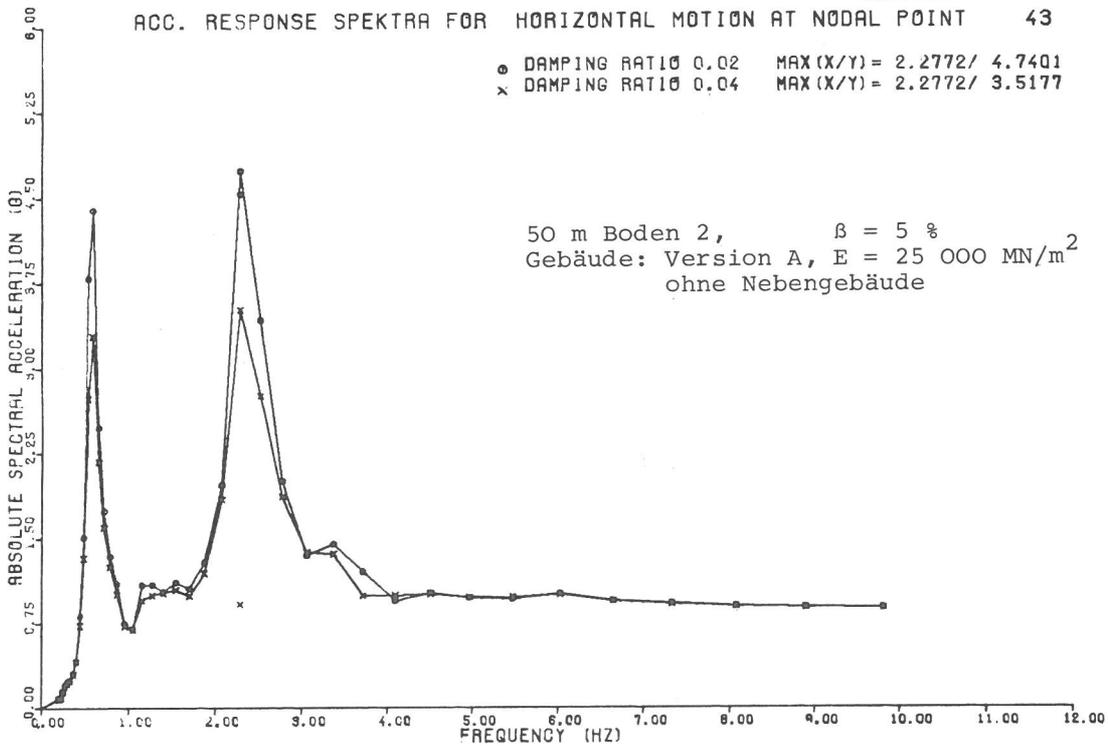
Abb. 8.8



5213A T=050 B=230 V=80 BS=2/0.10 G=10000 HB=9HNE

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 43

● DAMPING RATIO 0.02 MAX(X/Y) = 2.2772/ 4.7401
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX(X/Y) = 2.2772/ 3.5177



5213A5 T=050 B=230 V=70 BS=1/0.05 G=10000 HB=9HNE

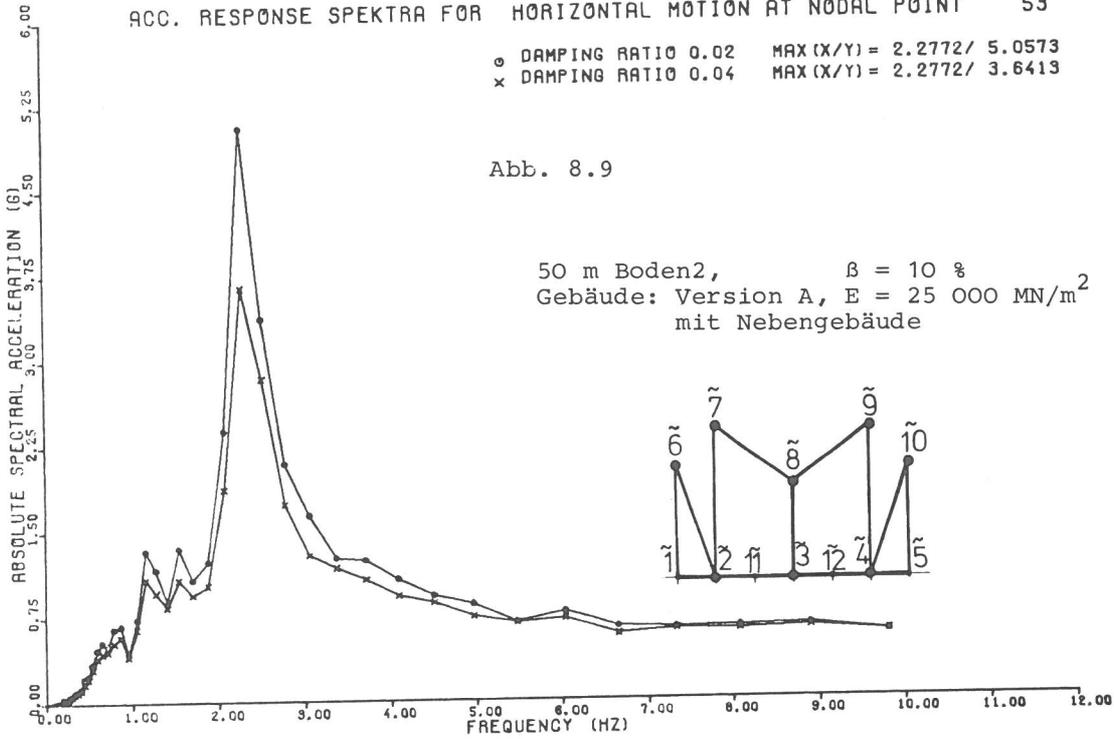
entsprechenden Wertes verbunden sein, und umgekehrt, vgl. Abb. 8.13, Abb. 8.14. Der Größe des Wechselwirkungsmaßes für das Response Spektrum wird hier als dem mehr realistischen Wert zur Bewertung des Wechselwirkungseinflusses der Vorzug gegeben, das gilt auch im Hinblick auf den Amplitudenwert des Response Spektrums im Vergleich zum Wert der Verstärkungsfunktion.

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 53

o DAMPING RATIO 0.02 MAX(X/Y) = 2.2772/ 5.0573
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX(X/Y) = 2.2772/ 3.6413

Abb. 8.9

50 m Boden2, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version A, $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$
 mit Nebengebäude

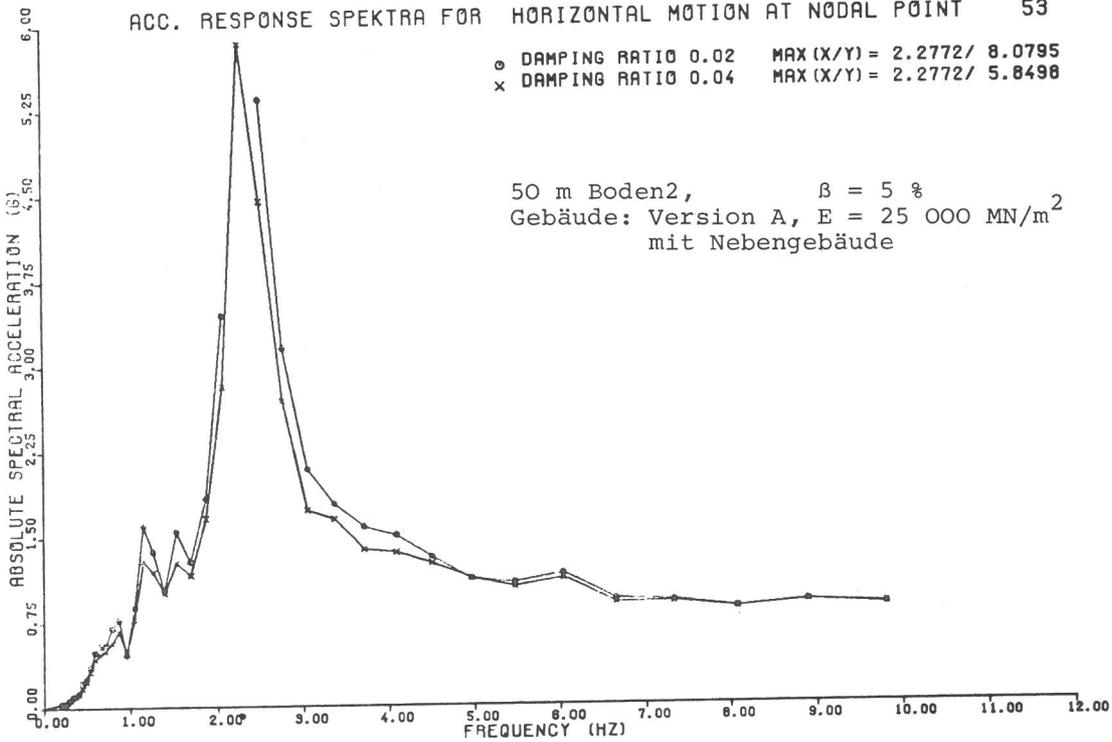


5211A T=050 B=230 V=50 BS=2/0.10 S=10000 HB=MIT

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 53

o DAMPING RATIO 0.02 MAX(X/Y) = 2.2772/ 8.0795
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX(X/Y) = 2.2772/ 5.8498

50 m Boden2, $\beta = 5 \%$
 Gebäude: Version A, $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$
 mit Nebengebäude



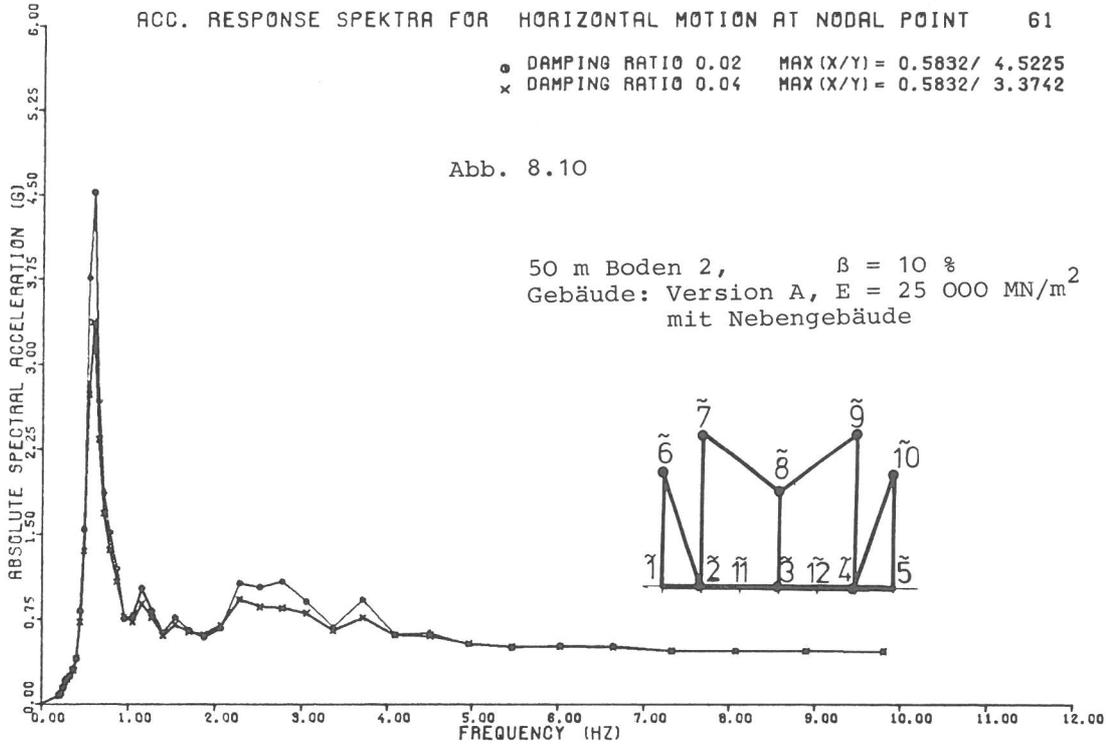
5211A5 T=050 B=230 V=50 BS=2/0.05 S=10000 HB=MIT

- Die Berechnung von Zwillingsanlagen ergibt keine wesentliche Änderung im Vergleich zum dynamischen Verhalten von Einzelanlagen, d.h. kerntechnische Anlagen bestehend aus Haupt- und Nebengebäude verhalten sich unter horizontal seismischer Beanspruchung gleichartig wie Anlagen, bei denen zwei Hauptgebäude nebeneinander angeordnet sind, deren gegenseitiger Abstand 40 m beträgt und denen die Masseversion A zugrunde gelegt wird, vgl. Tabelle VII, VIII,

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 61

o DAMPING RATIO 0.02 MAX(X/Y) = 0.5832/ 4.5225
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX(X/Y) = 0.5832/ 3.3742

Abb. 8.10

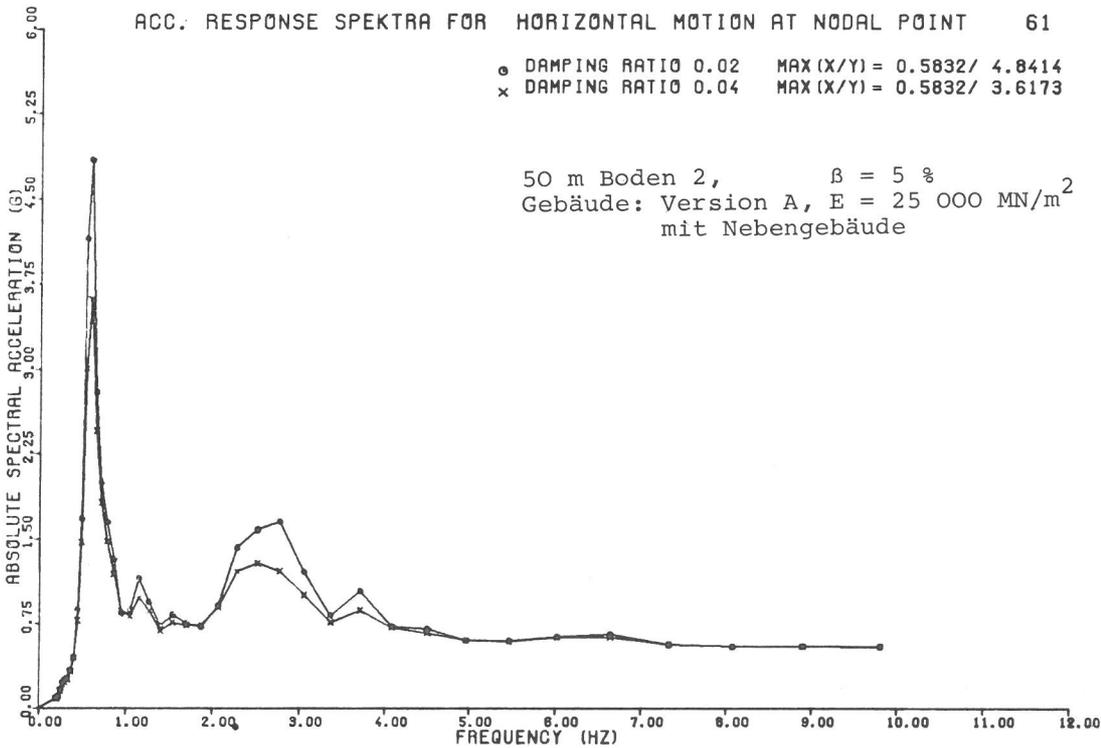


5211A T=050 B=250 V=50 BB=2/0.10 B=10000 HB=HT

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 61

o DAMPING RATIO 0.02 MAX(X/Y) = 0.5832/ 4.8414
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX(X/Y) = 0.5832/ 3.6173

50 m Boden 2, $\beta = 5 \%$
 Gebäude: Version A, $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$
 mit Nebengebäude



5211A5 T=050 B=250 V=50 BB=2/0.05 B=10000 HB=HT

IX, X (jeweils die letzte Zeile). Die Dämpfung des dafür benutzten Bodens der Bodenkennlinie 2 beträgt hierbei 10 %. Der Berechnung liegt die gleiche in den Abb. 6.5, Abb. 6.6, Abb. 6.7, Abb. 6.8 zugrunde gelegte Diskretisierung vor, wobei die linke Seite des Finite Element Netzes durch geeignete Randbedingungen so verändert ist, daß eine symmetrisch liegende Zwillingsanlage simuliert wird.

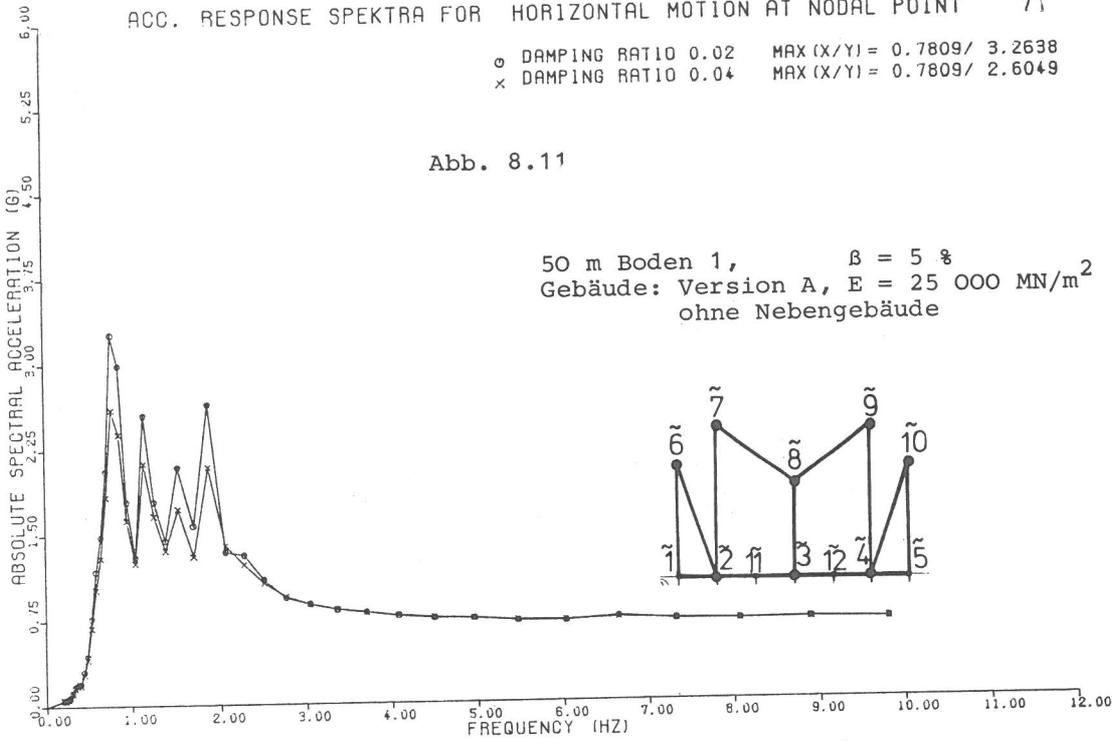
Knoten $\bar{10}$

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 71

o DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 0.7809/ 3.2638
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 0.7809/ 2.6049

Abb. 8.11

50 m Boden 1, $\beta = 5 \%$
 Gebäude: Version A, $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$
 ohne Nebengebäude



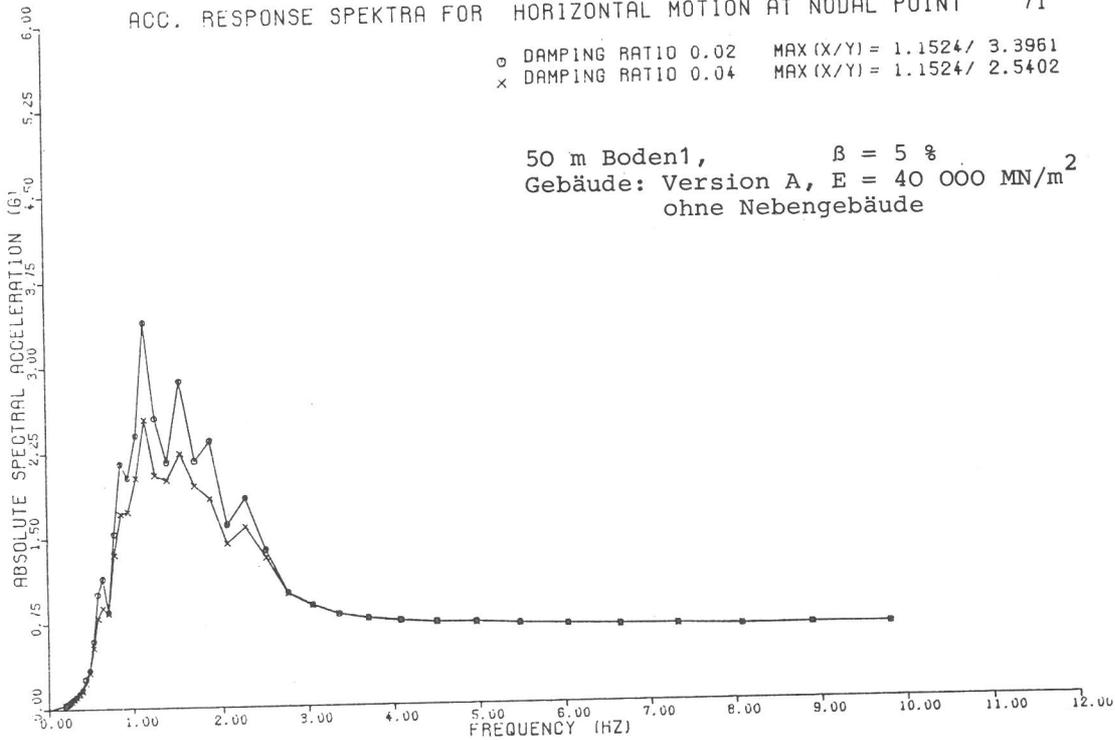
5113A5 T=050 B=230 V=50 BD=1/0.05 G=10000 NB=DHNE

Knoten $\bar{10}$

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 71

o DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 1.1524/ 3.3961
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 1.1524/ 2.5402

50 m Boden1, $\beta = 5 \%$
 Gebäude: Version A, $E = 40\ 000\ \text{MN/m}^2$
 ohne Nebengebäude



5114A5 T=050 B=230 V=50 BD=1/0.05 G=10000 NB=DHNE

- Aus Tabelle XI geht hervor, daß die Größe des Wechselwirkungseinflusses tiefenabhängig ist:

- Freiheitsgrade, die oberhalb der Oberfläche angeordnet sind (Knoten : $\bar{6}$, $\bar{7}$, $\bar{8}$, $\bar{9}$, $\bar{10}$), lassen ein mit kleiner werdender Bodentiefe größer werdendes Wechselwirkungsmaß erkennen.
- Freiheitsgrade, die in Höhe der Fundamentsohle angeordnet sind

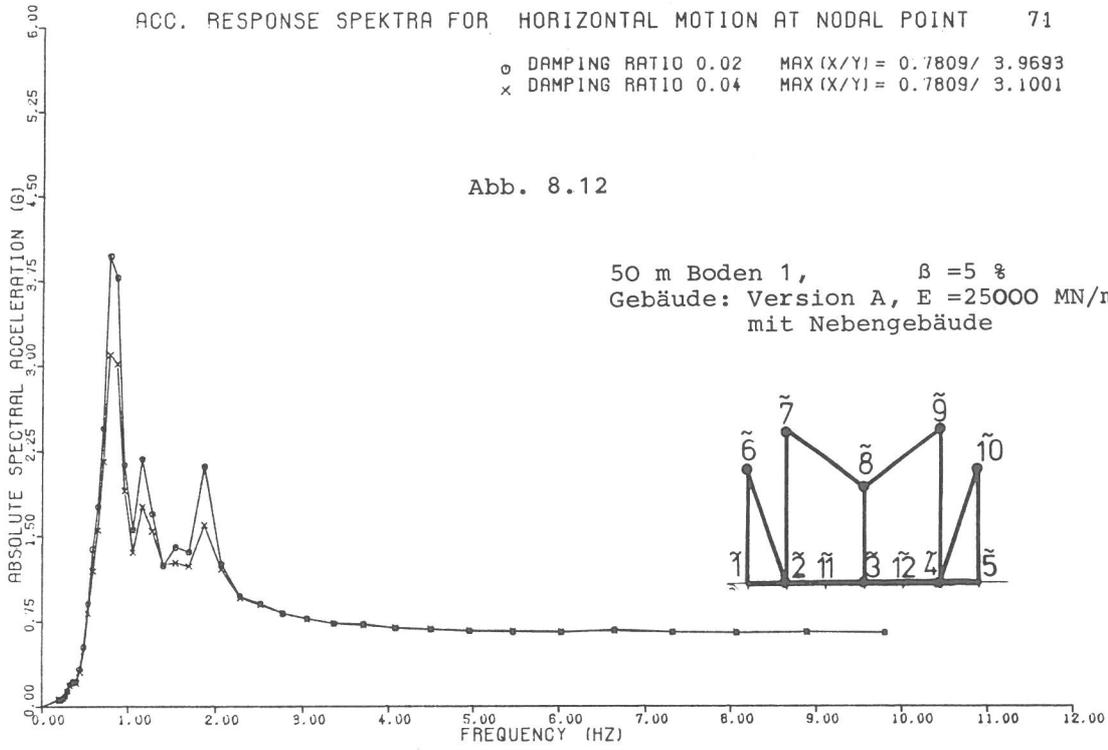
Knoten $\bar{10}$

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 71

o DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 0.7809/ 3.9693
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 0.7809/ 3.1001

Abb. 8.12

50 m Boden 1, $\beta = 5\%$
 Gebäude: Version A, $E = 25000 \text{ MN/m}^2$
 mit Nebengebäude



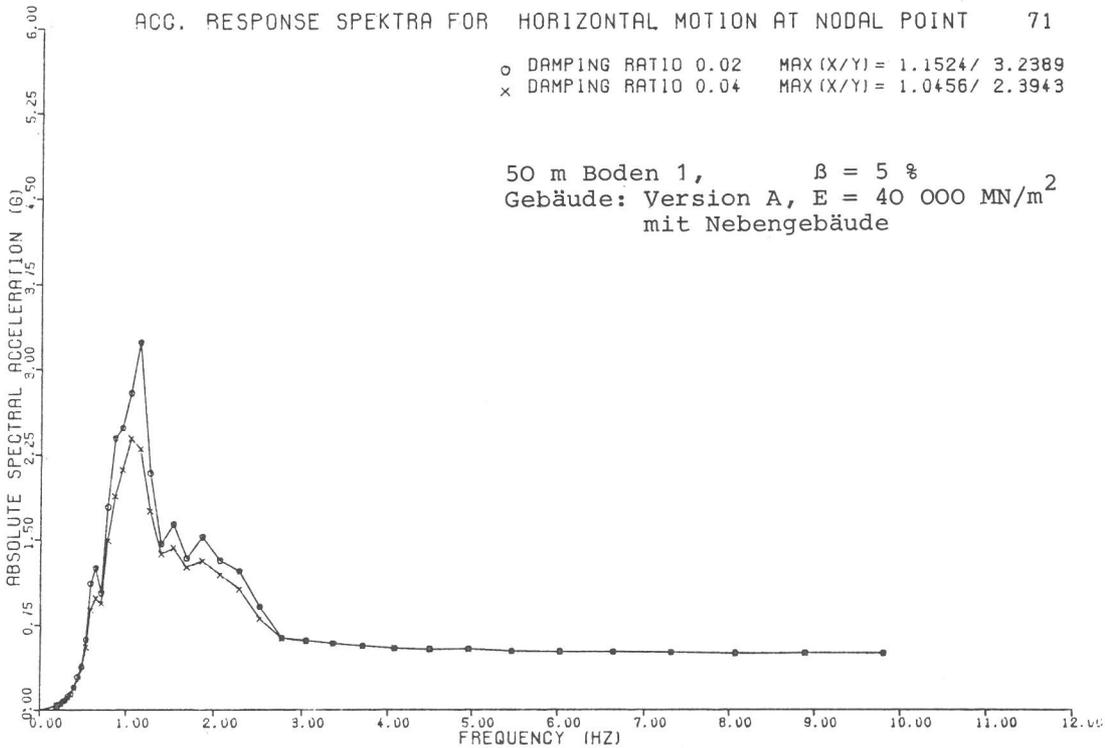
5111A5 T=050 B=230 V=50 B0=1/0.05 B=10000 NB=NIT

Knoten $\bar{10}$

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 71

o DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 1.1524/ 3.2389
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 1.0456/ 2.3943

50 m Boden 1, $\beta = 5\%$
 Gebäude: Version A, $E = 40\ 000 \text{ MN/m}^2$
 mit Nebengebäude



5112A5 T=050 B=230 V=50 B0=1/0.05 B=10000 NB=NIT

(Knoten : $\bar{1}, \bar{2}, \bar{11}, \bar{3}, \bar{12}, \bar{4}, \bar{5}$), verhalten sich dazu genau entgegengesetzt. Mit kleiner werdender Bodentiefe vermindert sich hier das Wechselwirkungsmaß.

Diese unterschiedlichen Eigenschaften treten bei kleineren Bodendämpfungen ($\beta = 5\%$) stärker in Erscheinung als bei größeren Bodendämpfungen ($\beta = 10\%$).

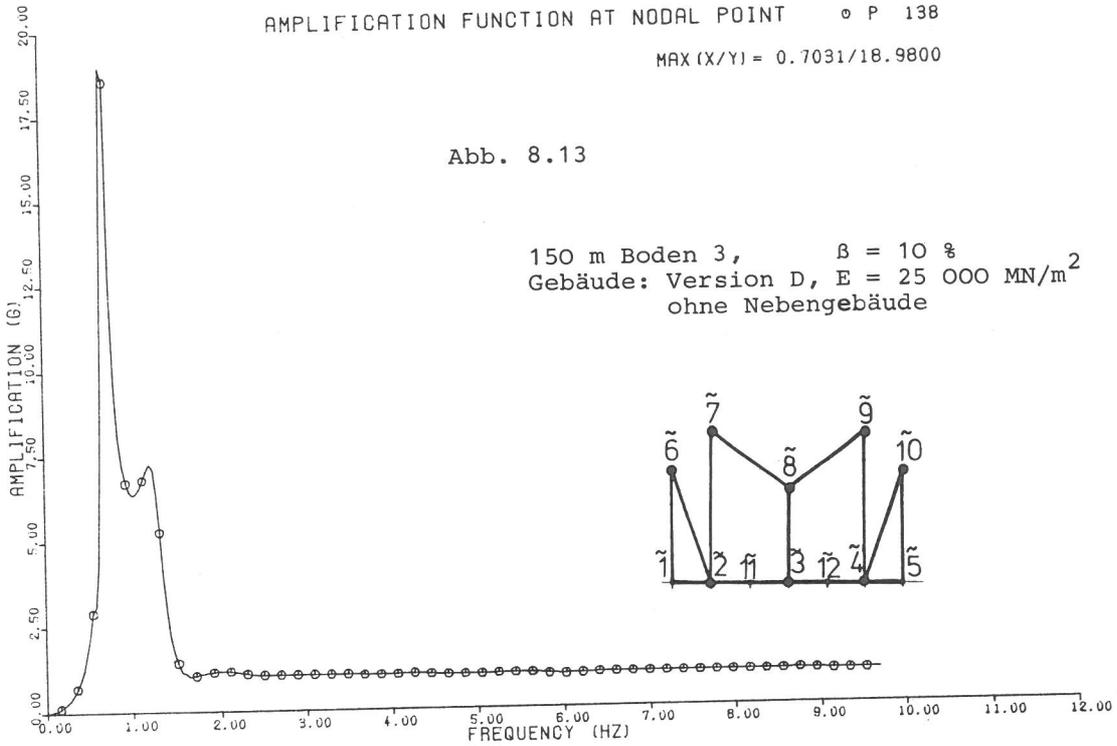
Knoten 9

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT P 138

MAX (X/Y) = 0.7031/18.9800

Abb. 8.13

150 m Boden 3, $\beta = 10 \%$
Gebäude: Version D, E = 25 000 MN/m²
ohne Nebengebäude



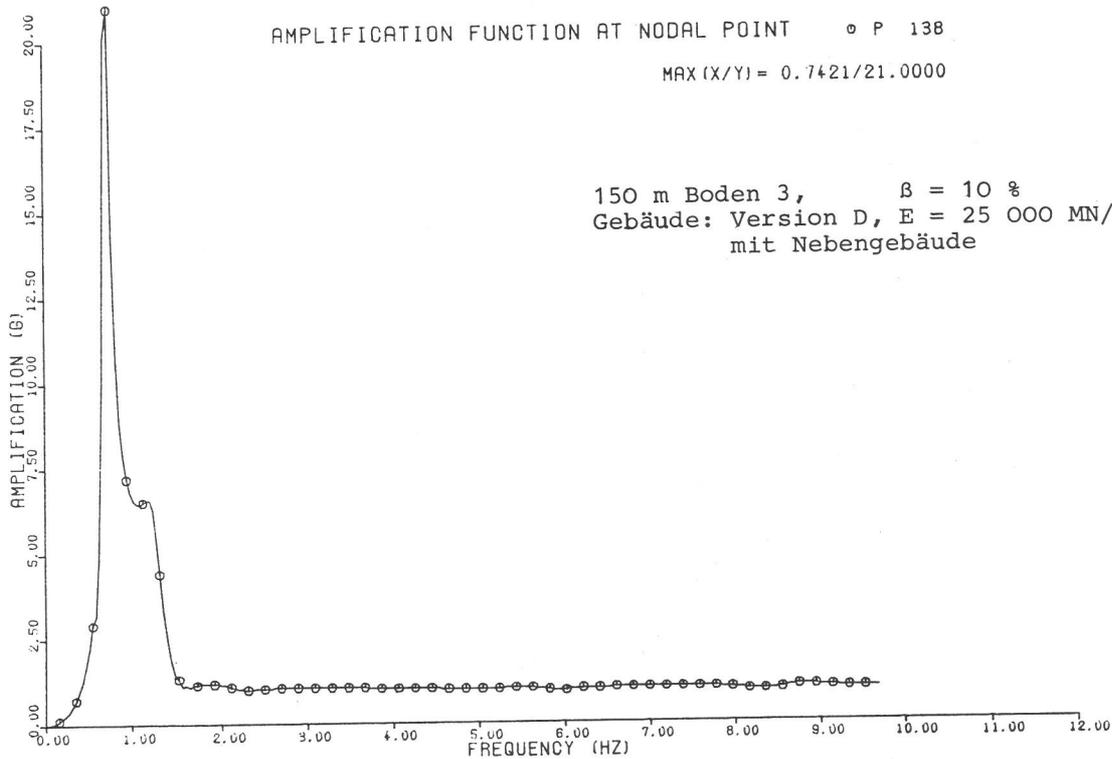
9313D T=150 B=230 W=50 B0=3/0.10 0=10000 NB=OHNE

Knoten 9

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT P 138

MAX (X/Y) = 0.7421/21.0000

150 m Boden 3, $\beta = 10 \%$
Gebäude: Version D, E = 25 000 MN/m²
mit Nebengebäude



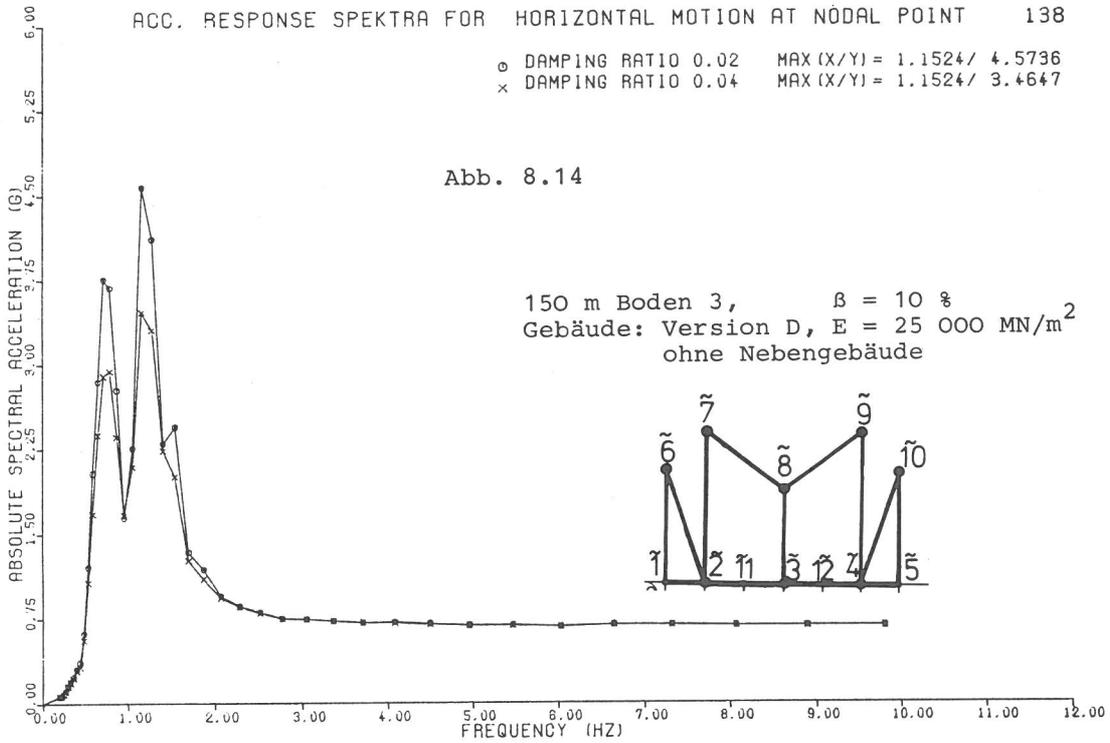
9311D T=150 B=230 W=50 B0=3 0.10 0=10000 NB=M1

- Boden-Bauwerksstrukturen, die sich nur durch unterschiedliche Bauwerksmassen und -steifigkeiten unterscheiden (z.B. Version A und Version B) und deren Verstärkungsfunktionen ein gleichartiges Frequenzverhalten zeigen (vgl. Abb. 8.15), können in ihren Response Spektren ein gegensätzliches Frequenzverhalten aufweisen (vgl. Abb. 8.16).

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 138

o DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 1.1524/ 4.5736
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 1.1524/ 3.4647

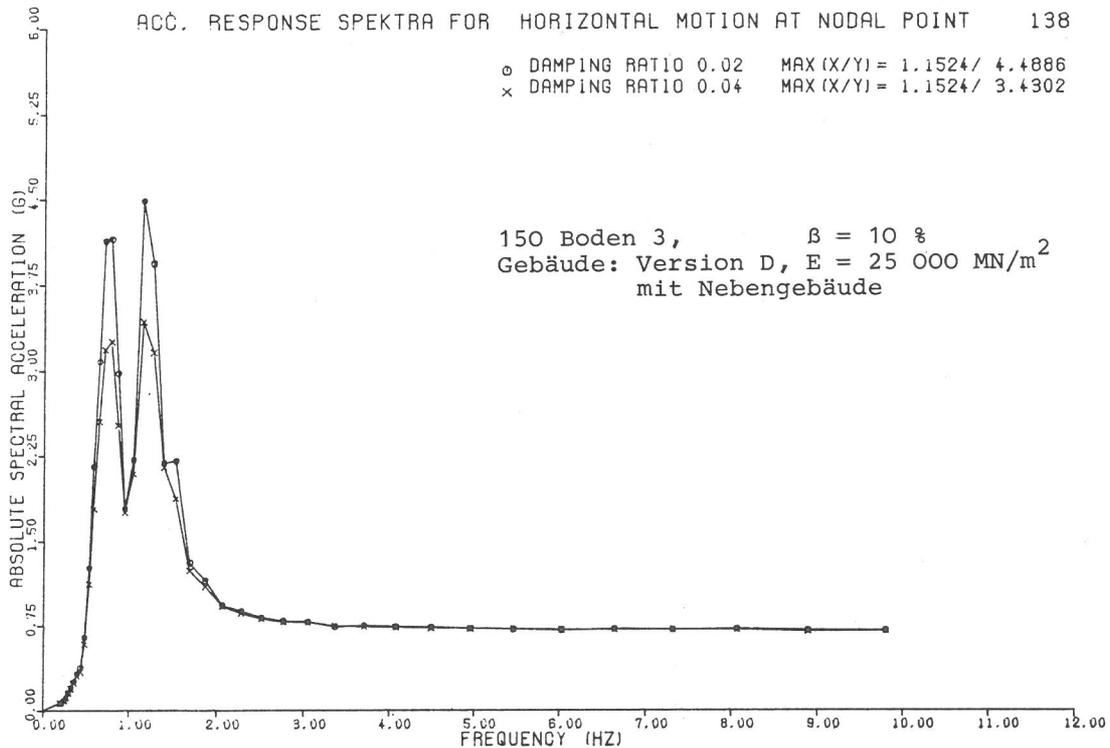
Abb. 8.14



9313D T=150 B=250 V=50 B0=3/0.10 0=10000 NB=0HNE

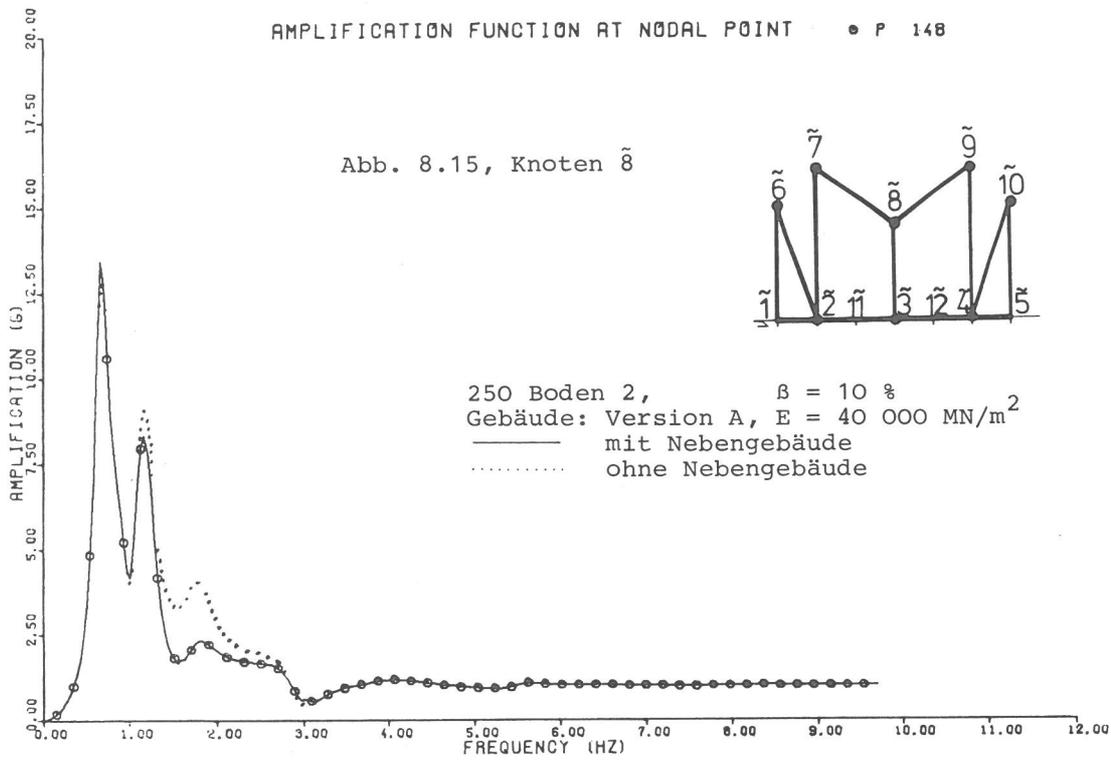
ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 138

o DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 1.1524/ 4.4886
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 1.1524/ 3.4302

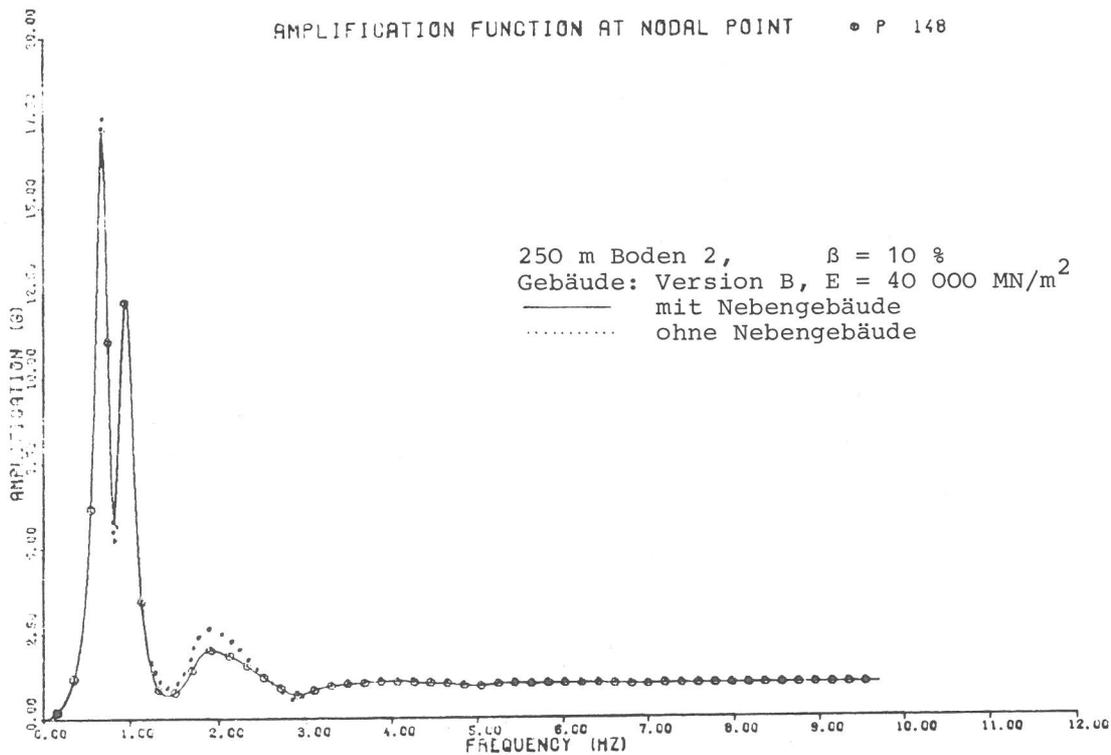


- Obwohl der größte Wechselwirkungseinfluß in den meisten Fällen für die erste Eigenfrequenz ermittelt wird, ist es nicht von vornherein auszuschließen, daß höhere Eigenfrequenzen einen größeren Einfluß gewinnen, vgl. Abb. 8.17 für den Bereich der 4. Eigenfrequenz.

Abb. 8.15, Knoten $\bar{8}$



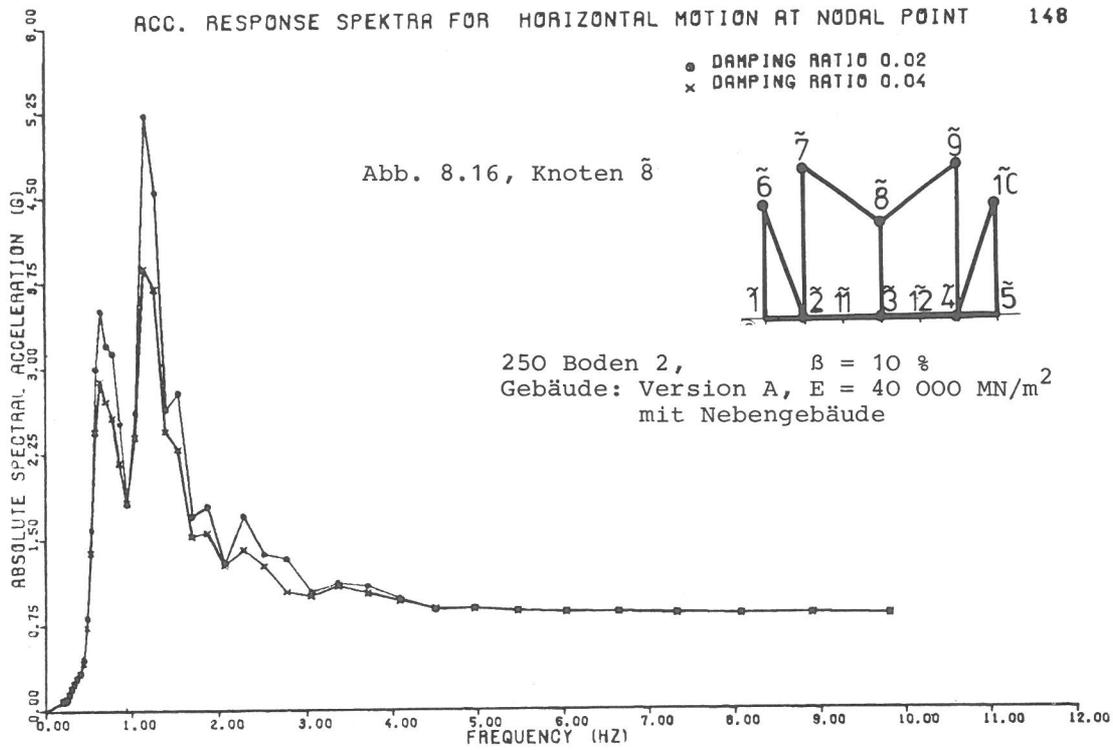
8212A T=250 B=230 V=50 BB=2/0.10 E=17000 NB=M1T



8212B T=250 B=230 V=50 BB=2/0.10 E=17000 NB=M1T

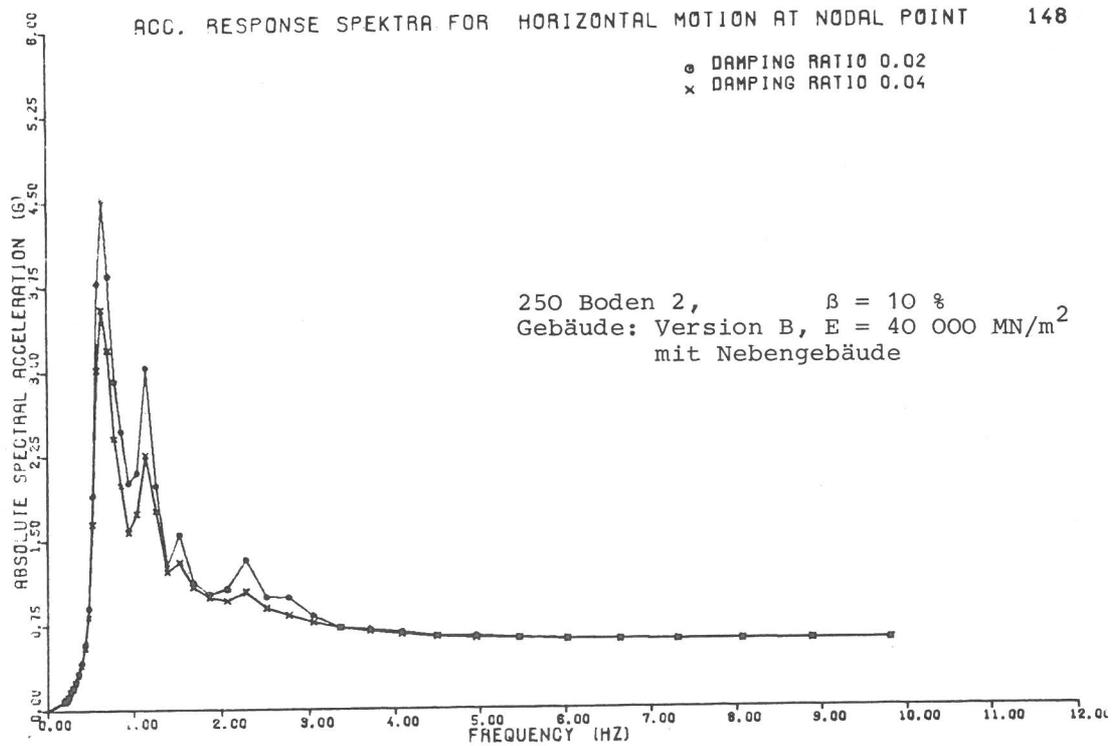
Die durchgeführten Berechnungen haben gezeigt, daß nicht nur die Massen, sondern auch die Steifigkeitseigenschaften des Nebengebäudes einen deutlichen Einfluß auf die Wechselwirkungseffekte haben. Beispielsweise ergeben sich bei Vernachlässigung der Steifigkeit der Fundamentplatte des Nebengebäudes für folgende Bodenbauwerksstruktur:

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 148



8212A T=250 B=230 V=50 BB=2/0.10 E=17000 NB=R11

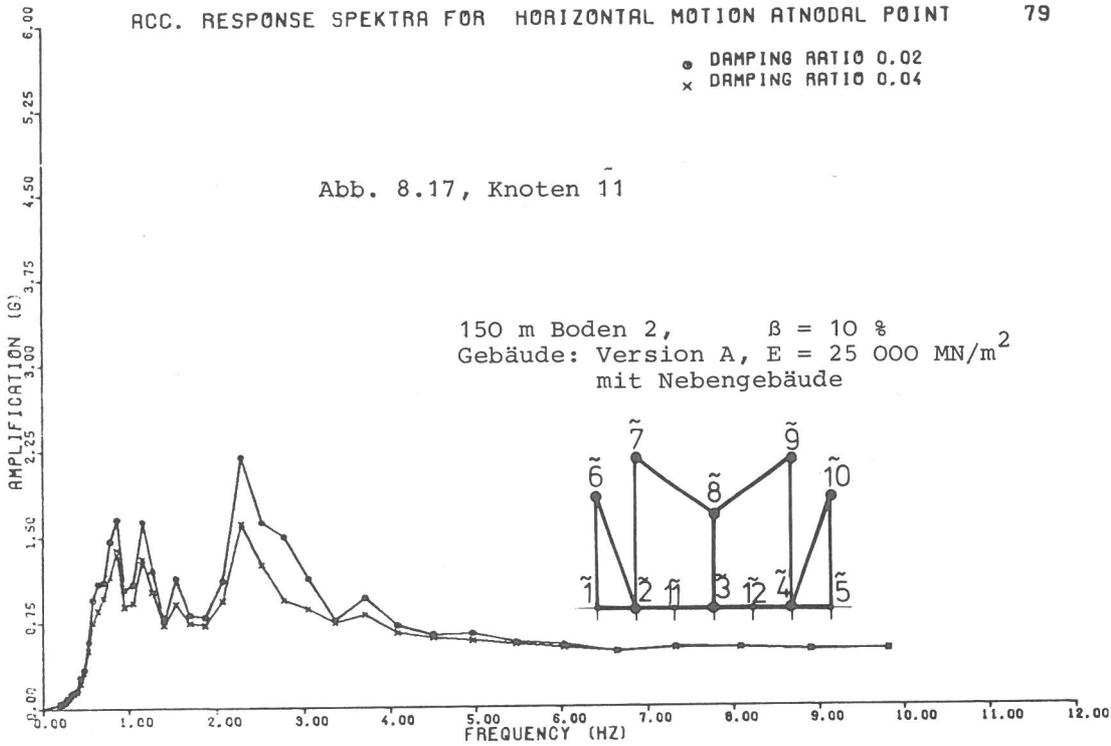
ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 148



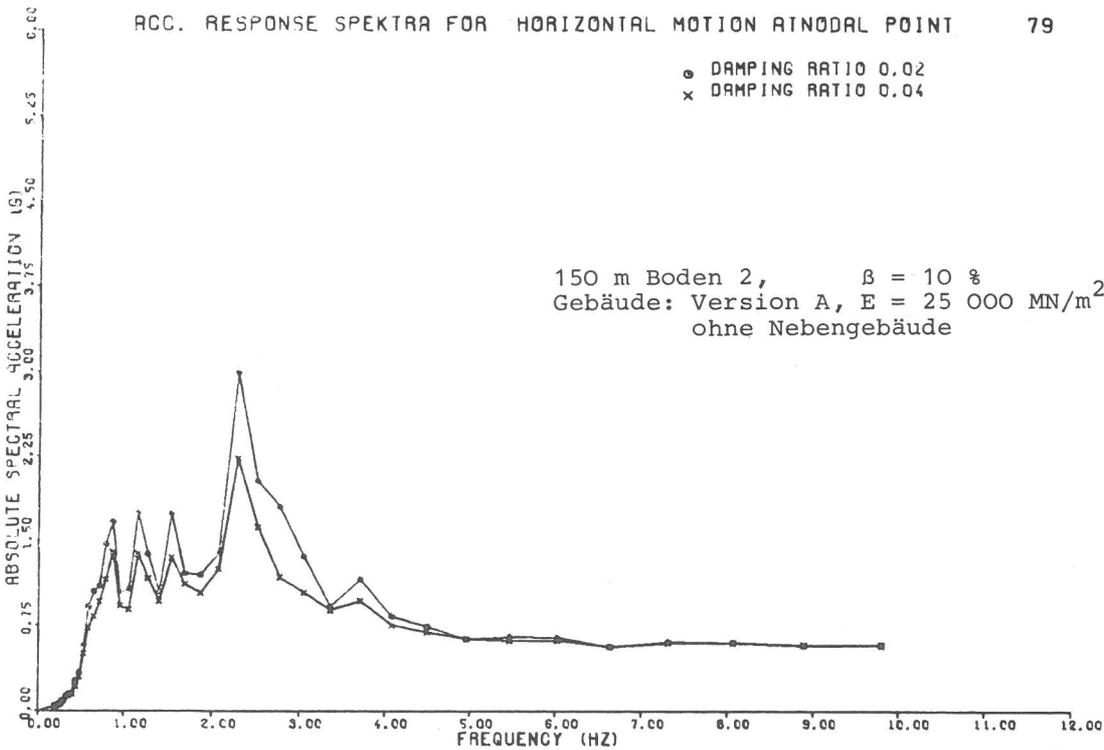
8212B T=250 B=230 V=50 BB=2/0.10 E=17000 NB=R11

- Bodentiefe : 350 m
- Bodenkennlinie : Boden 2
- Bodendämpfung : $\beta = 10 \%$
- Gebäude Version A, $E = 40\ 000\ \text{MN/m}^2$

die maximalen Wechselwirkungsmaße für die Verstärkungsfunktion:
 1.24 (anstelle von 1.05) und für das Response Spektrum: 1.16
 (anstelle von 1.05) im Vergleich zu Tabelle X (2. Zeile).



9211A 1-150 8-230 W-50 88-2/0.10 8-10000 NB-H11



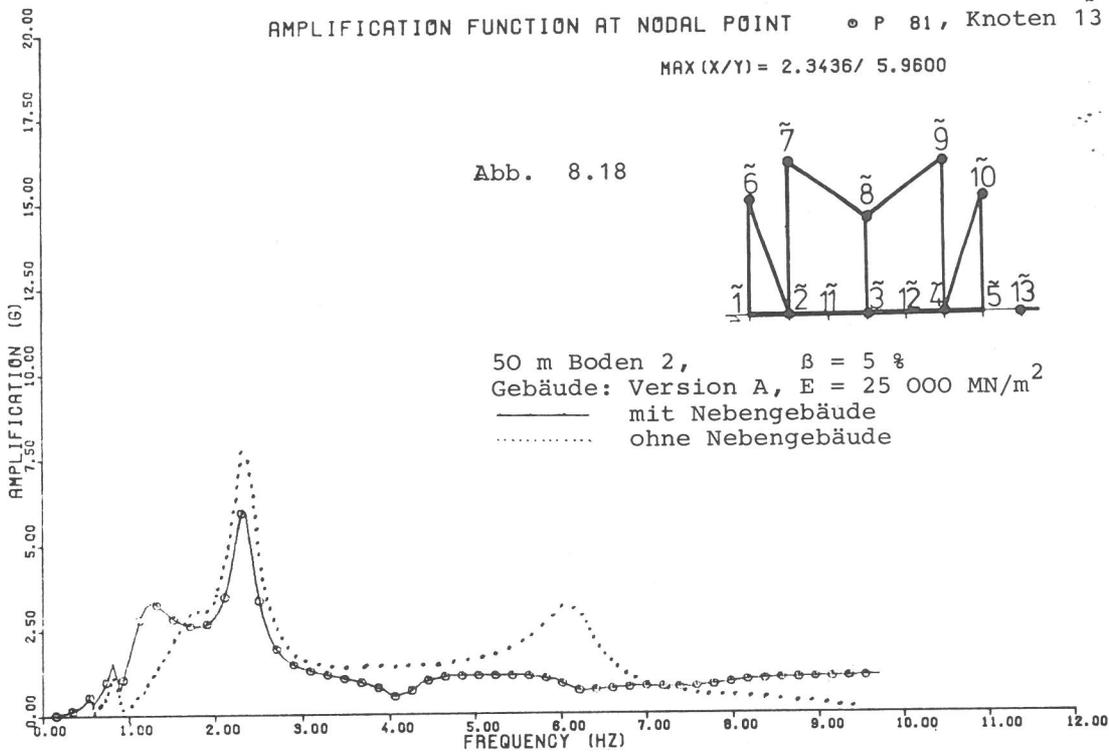
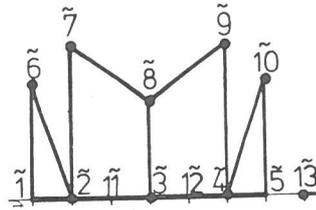
9213A 1-150 8-230 W-50 88-2/0.10 8-10000 NB-0/H11

Einige an der Strukturabbildung des Nebengebäudes durchgeführte Untersuchungen zeigen, daß dieser Bauwerksbereich d.h. also das Bauwerk geringer Masse, besonders empfindlich auf Wechselwirkungseinflüsse reagiert. Abb. 8.18 zeigt das Wechselwirkungsverhalten des dem Hauptgebäude am nächsten liegenden Punktes (Knoten 13).

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT • P 81, Knoten 13

MAX(X/Y) = 2.3436/ 5.9600

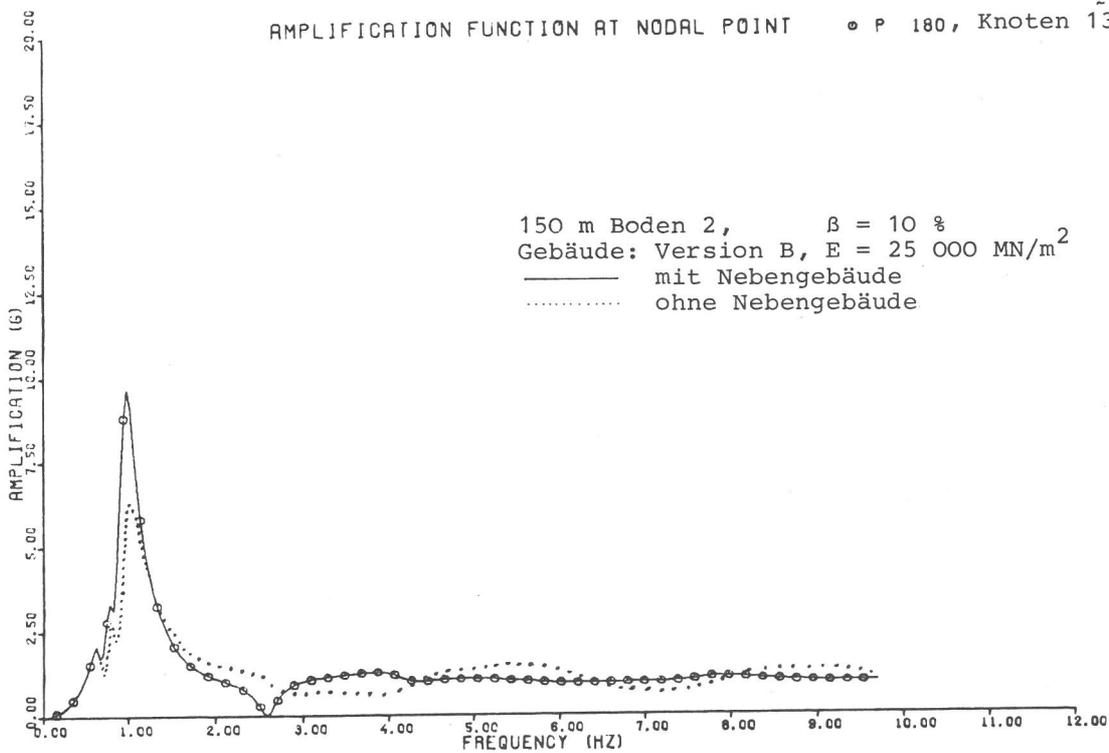
Abb. 8.18



50 m Boden 2, $\beta = 5 \%$
 Gebäude: Version A, $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$
 — mit Nebengebäude
 ohne Nebengebäude

5211A5 T=050 B=230 V=50 B5=2/0.05 S=10000 HB=MIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT • P 180, Knoten 13



150 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version B, $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$
 — mit Nebengebäude
 ohne Nebengebäude

9211B T=150 B=30 V=50 B5=2/0.05 S=10000 HB=MIT

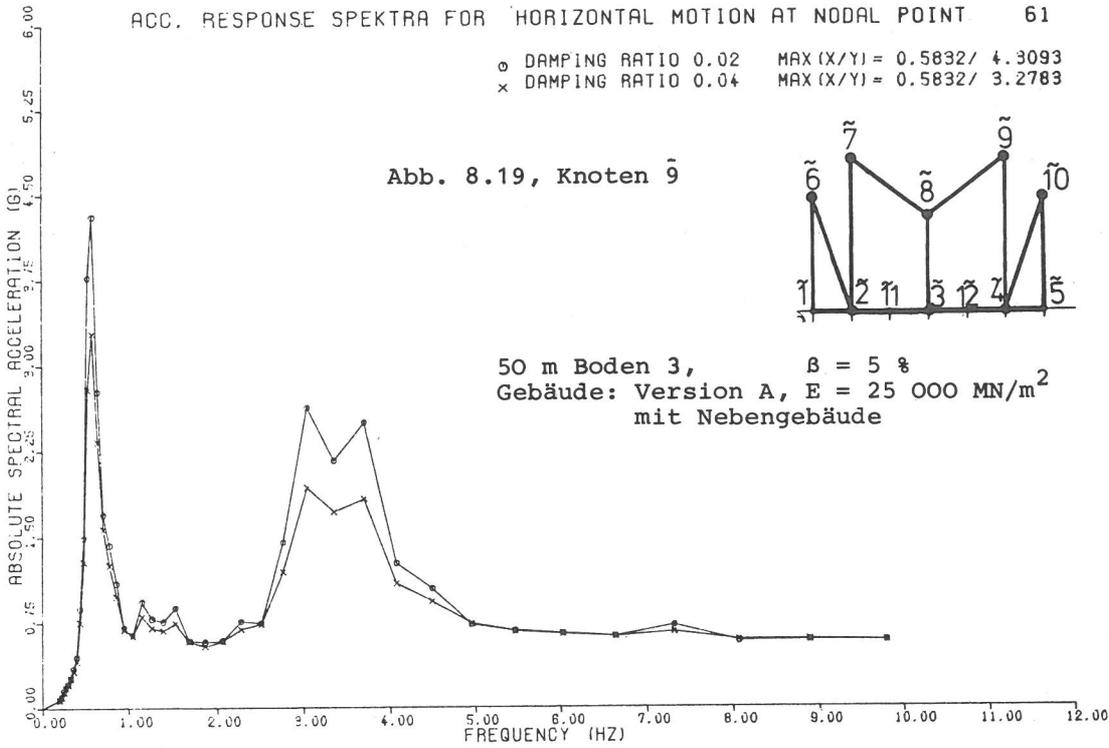
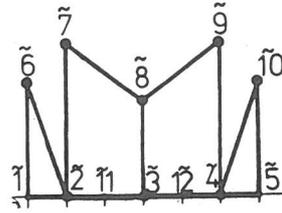
Durch die Anordnung des Nebengebäudes kann für diesen Punkt mit der in Abb. 8.18 vorgegebenen Strukturversion bei einem 50 m tiefen Boden eine Abschwächung (Wechselwirkungsmaß = 0.77) und bei einem 150 m tiefen Boden eine Verstärkung (Wechselwirkungsmaß = 1.51) festgestellt werden.

Die vorliegende Parameterstudie zeigt, daß den flachen Böden (Bodentiefe : 50 m) besondere Aufmerksamkeit hinsichtlich des Wechselwirkungseinflusses zu widmen ist. Bei den betrachteten tie-

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 61

o DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 0.5832/ 4.3093
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 0.5832/ 3.2783

Abb. 8.19, Knoten 9

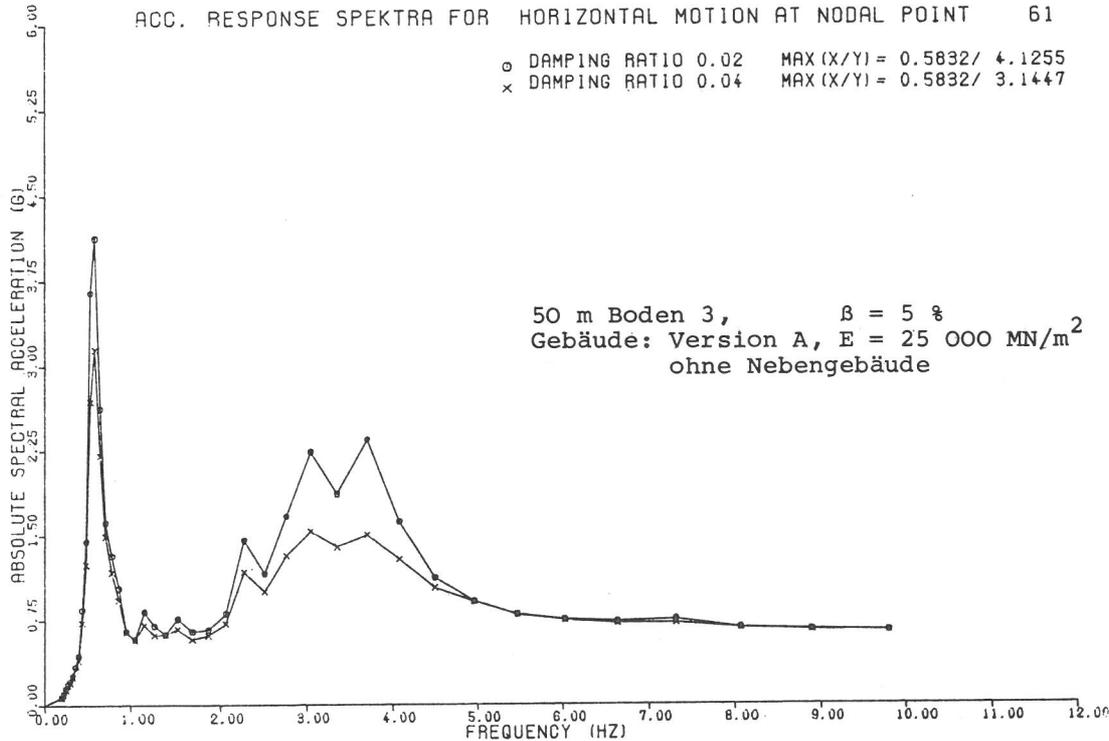


50 m Boden 3, $\beta = 5\%$
 Gebäude: Version A, $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$
 mit Nebengebäude

5311A5 T=050 B=250 W=50 BO=3/0.05 O=10000 NB=MIT

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 61

o DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 0.5832/ 4.1255
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 0.5832/ 3.1447



50 m Boden 3, $\beta = 5\%$
 Gebäude: Version A, $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$
 ohne Nebengebäude

5313A5 T=050 B=250 W=50 BO=3/0.05 O=10000 NB=OHNE

feren Böden (350 m, 250 m) und den flacheren Böden (150 m, 50 m) geht das Frequenzverhalten der Bauwerke weitgehend verloren, so daß eine zielsichere Abschätzung von Boden-Bauwerksfrequenzen weitgehend unmöglich ist. Bei den betrachteten flacheren Böden (50 m) tritt ein zusätzlicher Einfluß bei kleinen Dämpfungsverhältnissen $\beta = 5\%$ dadurch in Erscheinung, daß die höheren Frequenzen stärker an den Wechselwirkungseffekten beteiligt sind.

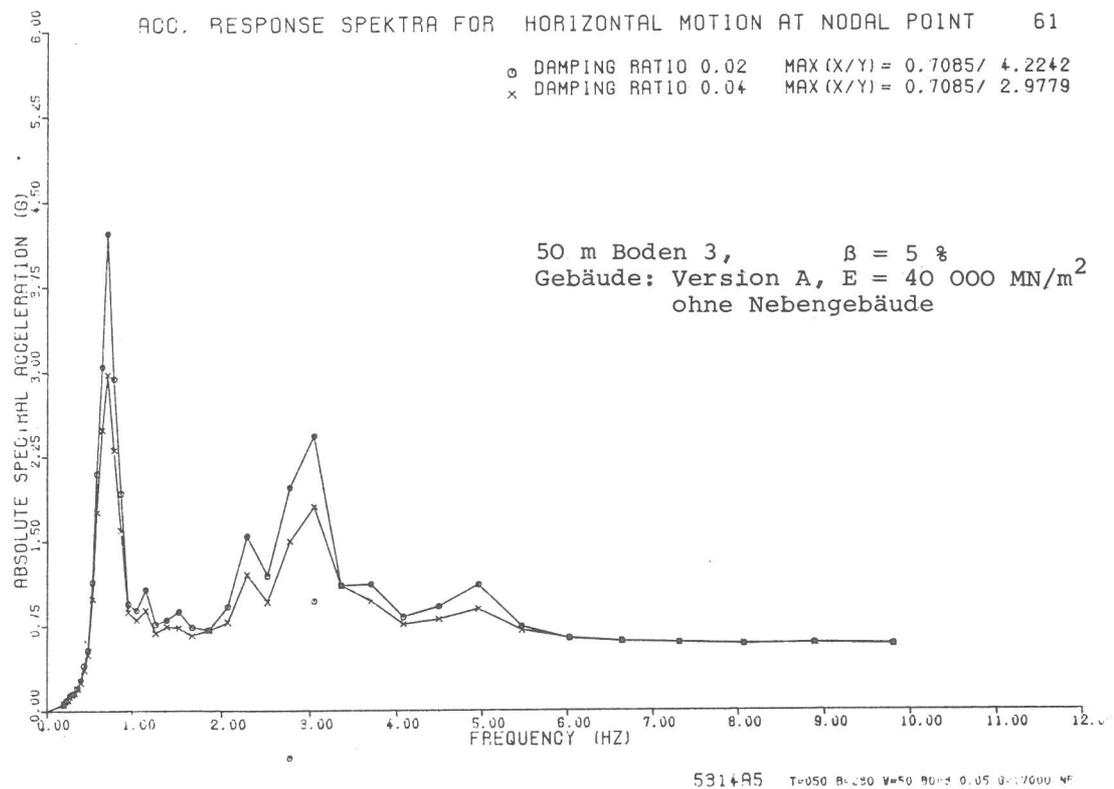
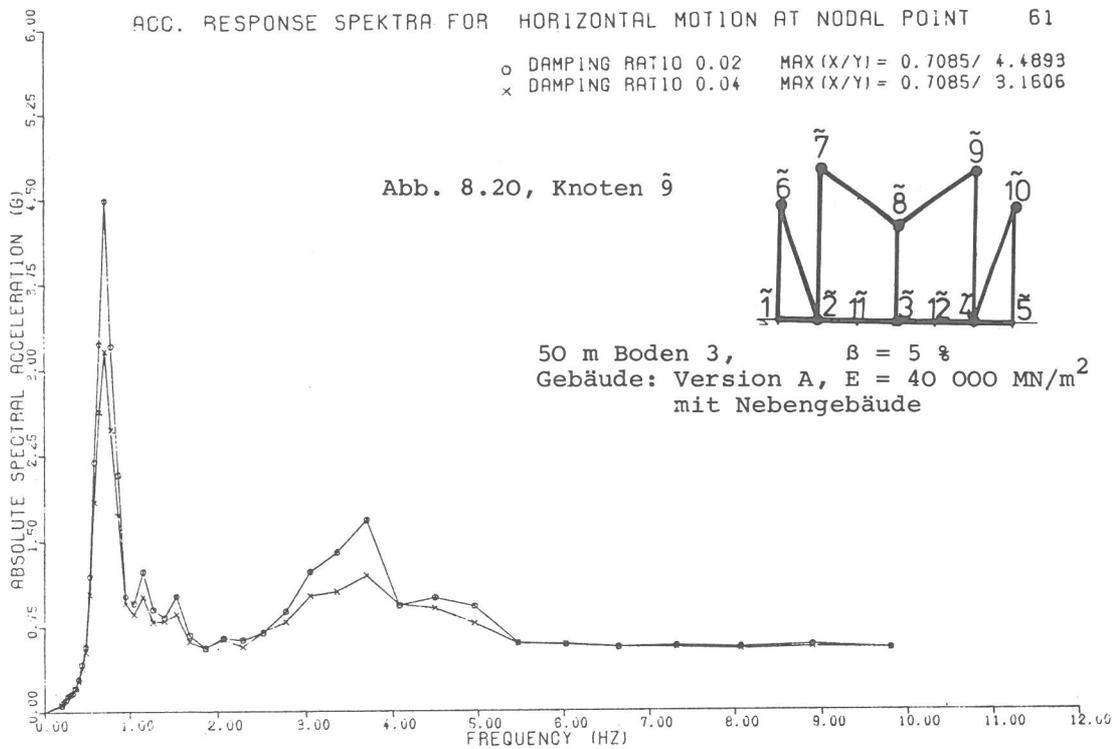


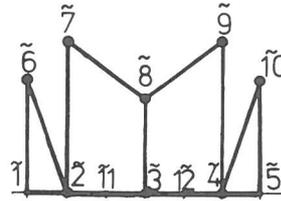
Abb. 8.19 und Abb. 8.20 zeigen in diesem Zusammenhang, daß je nach Bauwerkssteifigkeit für den zweiten Peak sowohl eine Verstärkung als auch eine Abschwächung der Wechselwirkung ermittelt werden kann. Darüber hinaus kann für den zweiten Peak durch die Anordnung des Nebengebäudes eine Phasenverschiebung zu höheren Frequenzen eintreten.

Die im Rahmen der Parametervariation ermittelten maximalen Wechselwirkungseinflüsse ergeben sich an einem 50 m tiefen Boden der Boden-

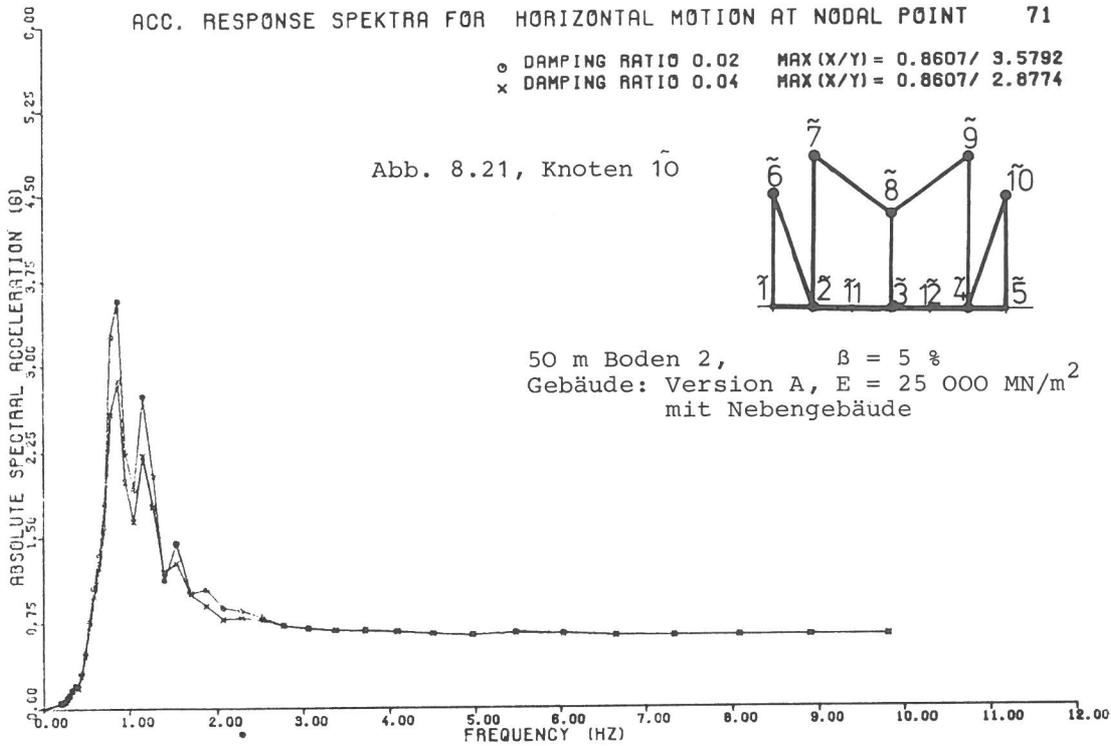
ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 71

o DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 0.8607/ 3.5792
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 0.8607/ 2.8774

Abb. 8.21, Knoten $\tilde{10}$



50 m Boden 2, $\beta = 5\%$
 Gebäude: Version A, $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$
 mit Nebengebäude

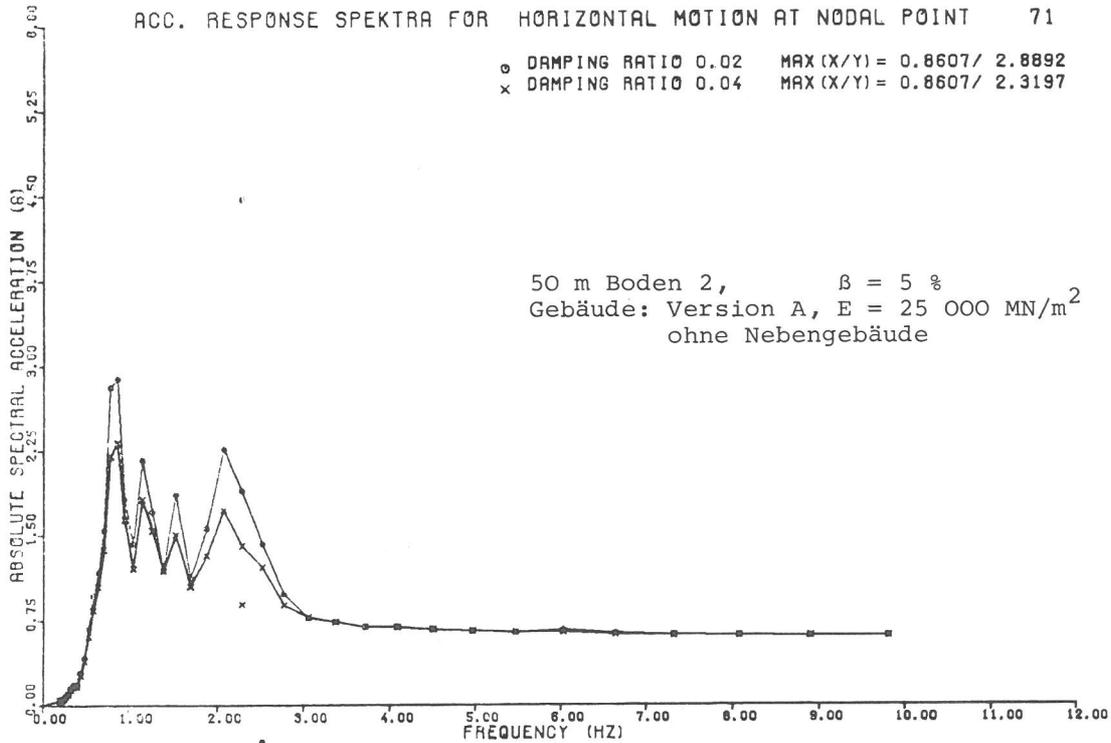


5211A5 T=050 B=230 V=50 BS=2/0.05 S=10000 NB=M1T

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 71

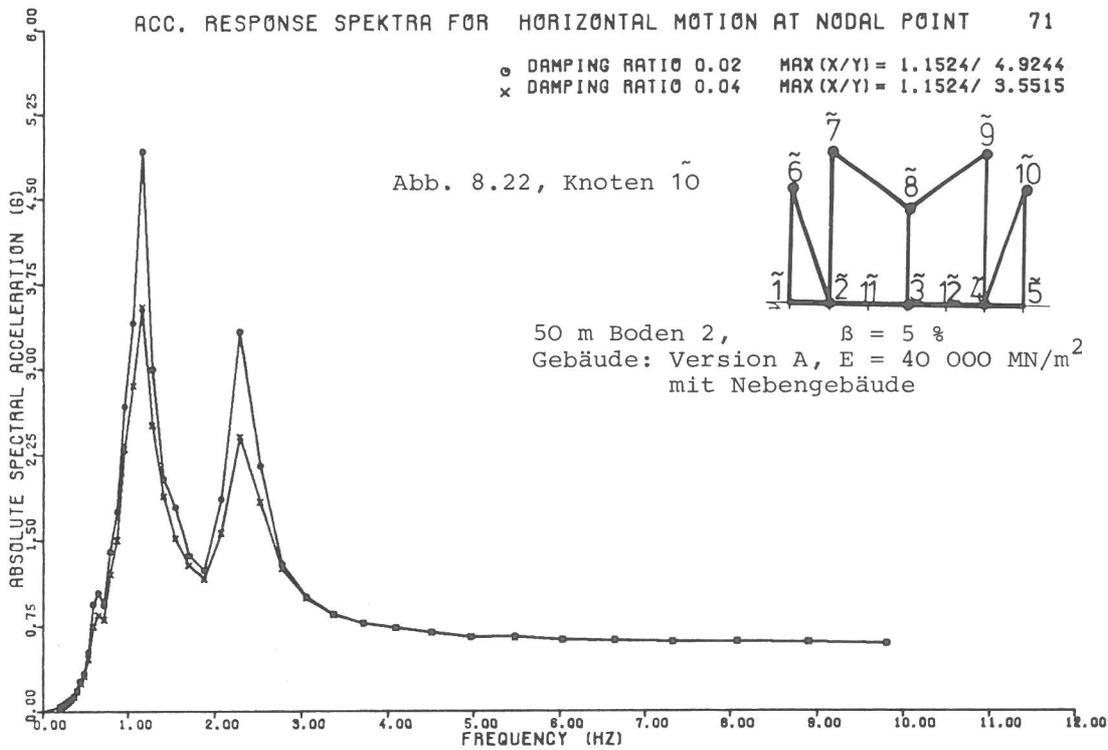
o DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 0.8607/ 2.8892
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 0.8607/ 2.3197

50 m Boden 2, $\beta = 5\%$
 Gebäude: Version A, $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$
 ohne Nebengebäude

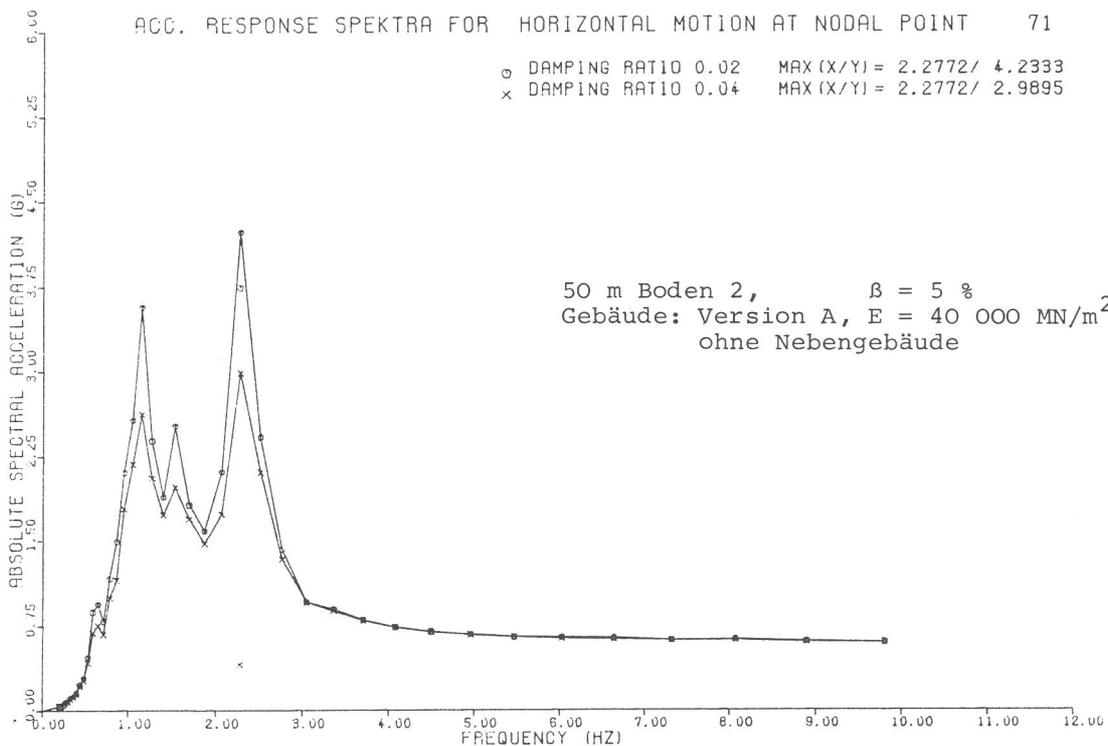


5213A5 T=050 B=230 V=50 BS=2/0.05 S=10000 NB=0MM

kennlinie 2 für die Gebäudeversion A, d.h. der Version mit der kleinsten Masse. Abb. 8.21 und Abb. 8.22 zeigen die Response Spektren für den Gebäudepunkt $\tilde{10}$. Die Wechselwirkungsmaße haben hierbei den Wert: 1.24 für den Elastizitätsmodul des Hauptgebäudes $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$ und 1.38 für den Elastizitätsmodul $E = 40\ 000\ \text{MN/m}^2$. Für diese Bauwerks-Bodenstruktur erhöht sich also durch die Anordnung eines Nebengebäudes der Maximalwert des Response Spektrums um 38 % gegenüber einer Bauwerks-Bodenstruktur ohne Nebengebäude.



5212A5 T=050 B=230 V=50 BB=2/0.10 G=17000 NB=BIT



5214A5 T=050 B=230 V=50 BB=2/0.05 G=17000 NB=BIT

Tabelle XI zeigt den Einfluß der untersuchten Strukturparameter auf das Wechselwirkungsverhalten. Unter der Annahme, daß die Bodentiefe der übergeordnete Parameter ist, lassen sich für die einzelnen Bodentiefen anhand der Response Spektren folgende maximale Verstärkungen des Wechselwirkungseinflusses ermitteln:

		Verstärkungseinfluß durch ein Nebengebäude	
Boden- tiefe	Bodendämpfung		
	$\beta = 5 \%$	$\beta = 10 \%$	
50 m	+ 38 %	+ 20 %	
150 m	+ 15 %	+ 14 %	
250 m	+ 10 %	+ 11 %	
350 m	+ 4 %	+ 15 %	

Bei diesen aus Tabelle XI entnommenen Werten ist zu beachten, daß sie nur rasterartig die bisher berechneten Bauwerks-Bodenstrukturen abdecken und deshalb keinesfalls mögliche Maximalwerte treffen müssen. Trotzdem können anhand dieser Werte die wesentlichen Tendenzen für die Verstärkung von Wechselwirkungseinflüssen aufgezeigt werden.

Als Ergebnis der durchgeführten Parametervariationen lassen sich folgende Schlußfolgerungen ziehen:

1. Tiefe Böden (z.B. Bodentiefen größer als 250 m) beinhalten ein nur geringes Potential für die Verstärkung von Wechselwirkungseinflüssen. Deshalb ist es beispielsweise auch innerhalb der vorliegenden Studie uninteressant, Böden mit einer Tiefe größer als 350 m zu untersuchen.
2. Bei flachen Böden (z.B. Bodentiefen kleiner 60 m), und das gilt insbesondere bei kleinen Bodendämpfungen (z.B. $\beta = 5 \%$), können Wechselwirkungseffekte in einem Umfang auftreten, die genauere Berechnungen dieser Bauwerks-Bodenstruktur als notwendig erscheinen lassen.

9. Zusammenfassung und Ausblick

In der parametrischen Untersuchung des Wechselwirkungseinflusses von auf Lockergestein gegründeten Kernkraftwerkshaupt- und Nebengebäuden werden folgende Strukturdaten für Boden und Bauwerk erfaßt:

- 3 über die Tiefe veränderliche Bodenkennlinien
 - Boden 1 (Boden geringer Steifigkeit)
 - Boden 2 (Boden durchschnittlicher Steifigkeit, entspricht dem Standort Biblis)
 - Boden 3 (Boden höherer Steifigkeit),
- 2 Bodendämpfungen ($\beta = 5 \%$, $\beta = 10 \%$),
- 4 Bodentiefen (50 m, 150 m, 250 m, 350 m),
- 4 Masseversionen des Hauptgebäudes
 - Version A : 89 285 t
 - Version B : 125 444 t
 - Version C : 138 976 t
 - Version D : 184 574 t,
- 2 Elastizitätsmoduli des Gebäudes.

Die Untersuchungen werden aufgrund der Unkenntnis über die nicht-linearen dynamischen Bodeneigenschaften und wegen der sehr rechenintensiven Berechnung mit dem Programm FLUSH nur mit linearen Materialkennlinien durchgeführt. Einem möglichen nichtlinearen Verhalten des Bodens wird durch die Variation der entsprechenden Kennwerte in der für sie zutreffenden Bandbreite Rechnung getragen. Auf diese Weise können Tendenzen für Verstärkungen oder Abschwächungen des dynamischen Bauwerkverhaltens infolge von Wechselwirkungseinflüssen bei horizontal seismischer Beanspruchung aufgezeigt werden. Zur besseren Vergleichbarkeit des ermittelten Antwortverhaltens wird ein bestimmtes Akzelerogramm jeweils an der Begrenzung der untersten Bodenschicht als Erregung vorgegeben.

Die Feinheit der strukturellen Abbildung des Hauptgebäudes in Freiheitsgrade wird auf ein Minimum beschränkt. Dabei wird darauf geachtet, daß die Eigenfrequenzen des Gebäudes in gleicher Weise wie die Eigenfrequenzen des Bodens den Bereich von 0 bis 10 Hz ausreichend genau zu ermitteln sind.

Die durchgeführten Berechnungen zeigen, daß der Frequenzgang des Bodens für die aus Boden und Bauwerk bestehende Struktur dominant ist, die Bauwerksfrequenzen tragen lediglich zu Phasenverschiebungen bei. Deshalb ist auch keine zielsichere Abschätzung der Größe von Wechselwirkungseinflüssen einer für Wechselwirkungsbeanspruchung sensitiven Bauwerksauslegung möglich.

Trotzdem haben die Untersuchungen gezeigt, daß das jeweilige Frequenzverhalten des Hauptgebäudes einen wesentlichen Einfluß auf die Größe der Wechselwirkung haben kann.

Das Ergebnis der durchgeführten Parametervariationen läßt sich in folgenden Schlußfolgerungen zusammenfassen:

1. Tiefe Böden (z.B. Bodentiefen größer als 250 m) beinhalten ein nur geringes Potential für die Verstärkung von Wechselwirkungseinflüssen.
2. Bei flachen Böden (z.B. Bodentiefen kleiner 60 m), und das gilt insbesondere bei kleinen Bodendämpfungen (z.B. $\beta = 5\%$), können Wechselwirkungseffekte in einem Umfang auftreten, die genauere Berechnungen dieser Bauwerks-Bodenstruktur als notwendig erscheinen lassen.

Alle bis zum heutigen Stand von Wissenschaft und Technik mit Hilfe der Finiten Element Methode durchgeführten Berechnungen des Wechselwirkungsproblems basieren auf der Annahme des ebenen Dehnungszustandes, beinhalten also zweidimensionale Ansätze oder simulieren wie beispielsweise das Programm FLUSH durch die Anordnung von geeigneten Dämpfern eine Energieabstrahlung in die dritte Dimension.

Da aber die Untersuchungen gezeigt haben, daß das Frequenzverhalten des Bauwerkes, insbesondere bei flachen Böden für die Größe der Wechselwirkungseinflüsse von entscheidender Bedeutung sein kann, muß die Forderung erhoben werden, daß sich der -- aufgrund der getroffenen Annahmen für das mechanische Struk-

turmodell und der hieraus resultierenden Bauwerks-Bodendiskretisierung -- ergebende Frequenzgang des Systems ausreichend genau ermitteln läßt.

Deshalb ist eine Verbesserung des Modellansatzes für die Baukonstruktion d.h. für das Kernkraftwerkshauptgebäude erforderlich. Der bisher durch einen zweidimensionalen Lösungsansatz ermittelte und deshalb weitgehend unzutreffende Frequenzgang der Baukonstruktion ist mittels eines zutreffenden dreidimensionalen Ansatzes zu ersetzen.

Die Lösung dieser Aufgabenstellung ist möglich und sinnvoll, weil nur Baukonstruktionen auf flachen Böden auf Wechselwirkungseinflüsse zu untersuchen sind und deshalb eine geeignete Ausweitung des Rechenmodelles in die dritte Dimension auch rechentechnisch lösbar ist.

10. Literaturverzeichnis

- [1] J. Lysmer, T. Udaka, H.B. Seed, R. Hwang:
LUSH, a computer program for complex response analysis
of soil-structure systems. Report No EERC 74-4, University
of California, Berkeley 1974
- [2] J. Lysmer, T. Udaka, C.-F. Tsai, H.B. Seed:
FLUSH, a computer program for approximate 3-D analysis of
soil-structure interaction problems. Report No EERC 75-30,
University of California, Berkeley 1975
- [3] A.J. Hagmann, R.V. Whitmann:
Comparison of methods for analyzing soil deposits during
earthquakes. Report R 69-29, Massachusetts Institute of
Technology, 1969
- [4] J.M. Roesset: Fundamentals of soil amplification. Aus:
R.J. Hansen: Seismic design for nuclear power plants,
Massachusetts Institute of Technology, 1970
- [5] Institut für Reaktorsicherheit der TÜV e.V.:
Statusbericht Baugrunddynamik 1973
- [6] G.E. Howard, P. Ibáñez, C.B. Smith:
Seismic design of nuclear power plants - an assessment.
Research Project 273, Applied Nucleonics Company, Inc., 1975
- [7] A.H. Hadjian, J.E. Luco, N.C. Tsai:
Soil-structure interaction: continuum or finite element?
Nucl. Engrg. Design 31, 151-167, 1974
- [8] N.C. Tsai, D. Niehoff, M. Swatta, A.H. Hadjian:
The use of frequency-independent soil-structure interaction
parameters. Nucl. Engrg. Design 31, 168-183, 1974
- [9] A.H. Hadjian, D. Niehoff, J. Guss:
Simplified soil-structure interaction analysis with strain
dependent soil properties. Nucl. Engrg. Design 31, 218-233,
1974
- [10] J.R. Hall, J.F. Kissenpfennig: Special topics on
soil-structure interaction. Paper U2/2 des "International
Seminar on: Extreme Load Conditions and Limit Analysis
Procedures for Structural Reactor Safeguards and Contain-
ment Structures", BAM Berlin, 1975
- [11] J. Isenberg, S.A. Adham: Interaction of soil and power
plants in earthquakes. Journal of the Power Div., ASCE
PO2, 273-291, 1972
- [12] A.K. Vaish, A.K. Chopra: Earthquake finite element analysis
of structure-foundation systems. Journal of the Engrg. Mech.
Div., ASCE EM6, 1101-1116, 1974
- [13] C.J. Costantino, C.A. Miller, L.A. Lufrano: Mesh size
criteria for soil amplification studies. Paper K2/3 der
"3rd International Conference on Structural Mechanics in
Reactor Technology", London 1975
- [14] H. Busch: Considerations in foundation modelling in
soil-structure interaction problems. Private Veröffent-
lichung.
- [15] E. Kausel, R.V. Whitman, F. Elsabee, J.P. Morray:
Dynamic analysis of embedded structures. Paper K2/6 der
"4th International Conference on Structural Mechanics in
Reactor Technology", San Francisco 1977
- [16] E. Kausel, R.V. Whitman, J.P. Morray, F. Elsabee:
The spring method for embedded foundations.
Nucl. Engrg. Design 48, 377-392, 1978

- [17] T. Takemori, Y. Ogiwara, T. Kawakatsu, Y. Abe, K. Kitade: Comparative aseismic response study of different analytical models of nuclear power plants. Paper K2/2 der "4th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology", San Francisco 1977
- [18] J.K. Khanna, A.V. Setlur, D.V. Pathak: Nonlinear seismic soil-structure interaction analysis of nuclear power plant structures. Paper K2/5 der "4th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology", San Francisco 1977
- [19] A.K. Chopra, J.A. Guttierrez: Earthquake analysis of substructures including structure-soil interaction by a substructure method. Paper K2/8 der "4th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology", San Francisco 1977
- [20] T.H. Lee, D.A. Wesley: Soil-structure interaction of nuclear reactor structures considering through-soil coupling between adjacent structures. Nucl. Engrg. Design 24, 374-387, 1973
- [21] M.D. Snyder, D.E. Shaw: Structure-soil-structure interaction of nuclear structures. Paper K2/9 der "3rd International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology", London 1975
- [22] J.V. Parker, K.M. Ahmed, A.S. Ranshi: The multiple structure-soil interaction problem. Paper K2/17 der "4th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology", San Francisco 1977
- [23] J.M. Roesset, J.J. Gonzalez: Dynamic interaction between adjacent structures. Proceedings of DMSR 77, S. 127-166, 1977
- [24] R.L. Sharpe: Systems aspects of seismic design for nuclear plants. Journal of the Power Div., ASCE PO 1, 175-192, 1973
- [25] K. Muto: Aseismic design of nuclear power plants. Proceedings "5th World Conference on Earthquake Engineering", Rom 1974
- [26] N. Mizuno, Y. Tsushima: Experimental and analytical studies for a BWR nuclear reactor building evaluation of soil-structure interaction behaviour. Takenaka Techn. Research Report, 35-46, 1976
- [27] J. Altes, D. Koschmieder: Erdbebenberechnungen von unterirdisch angeordneten Reaktorgebäuden. Bericht der Kernforschungsanlage Jülich Nr. 1445, 1977
- [28] K.J. Bathe: ADINA, A Finite Element Program for Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis, Report 82448-1, MIT
- [29] W. Matthees: Some Considerations on the Dynamic Structure Soil-Structure Interaction Analysis. Paper M10a der "5th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology", Berlin 1979

TABELLE I

Massenermittlung eines Kernkraftwerkgebäudes

		Gewicht kN	Masse t
Reaktordruckbehälter (mit Einbauten und Kühlmittel)		15000.	1500.
Sicherheitshülle	$\phi = 56$ m Dicke = 25 mm Dichte $\zeta = 7.85$ t/m ³ ($\gamma = \zeta g = 78.5$ kN/m ³)	19315.	1930.
Biologischer Schild	$\phi_a = 10$ m Höhe = 25 m Dicke = 2 m Dichte = 2.8 t/m ³ ($\gamma = 28.0$ kN/m ³)	35200.	3520.
inneres Containment ($\zeta = 2.8$ t/m ³)	$\phi_a = 42$ m $\phi_i = 39$ m Höhe = 40 m	190800.	19080.
Bodenwanne ($\zeta = 2.8$ t/m ³)	$\phi_a = 56$ m Höhe = 8 m Dicke = 1.5 m	46875.	4700.
Auflage der Sicher- heitshülle ($\zeta = 2.8$ t/m ³)	$\phi_i = 56$ m Höhe = 18 m Dicke = 1.5 m	127500.	12750.
äußeres Containment (Kugel und Zylinder) ($\zeta = 2.8$ t/m ³) ($\zeta = 2.8$ t/m ³) ($\zeta = 2.8$ t/m ³)	$\phi_a = 60$ m Dicke = 0.6 m Dicke = 1.2 m) Dicke = 1.5 m)	167000. (213000.) (352000.)	16700.
Fundament ($\zeta = 2.8$ t/m ³)	$\phi_a = 60$ m Dicke = 3 m	240000.	24000.
Zwischendecke ($\zeta = 2.8$ t/m ³)	$\phi = 40$ m Dicke = 1 m	40000.	4000.
		Σ 881800.	88180.
äußeres Containmentdicke 1.2 m :		Σ 927800.	
äußeres Containmentdicke 1.5 m :		Σ 1066800.	

Tabelle II

Steifigkeiten und Massen der Elemente des Kernkraftwerksgebäudes für 4 Steifigkeits- und Masseversionen: Version A, Version B, Version C, Version D

Element Nr	Knoten Nr	Länge [m]	Fläche (pro 1 m Weite) F [m ² /m]				Masse (pro 1 m Weite) M _{1m} [t/m]				Flächenträgheitsmoment (pro 1 m Weite) J [m ⁴ /m]				s [t/m ³]	EFA*
			A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D		
1	1/2	10.00	3.0	3.5	4.0	4.0	84	98	112	112	2.25	3.57	5.33	5.33	2.8	0.6
2	2/3	20.00	3.0	3.5	4.0	4.0	168	196	224	224	2.25	3.57	5.33	5.33	2.8	0.6
3	3/4	20.00	3.0	3.5	4.0	4.0	168	196	224	224	2.25	3.57	5.33	5.33	2.8	0.6
4	4/5	10.00	3.0	3.5	4.0	4.0	84	98	112	112	2.25	3.57	5.33	5.33	2.8	0.6
5	7/8	22.36	1.5	1.5	1.5	2.0	94	94	94	125	0.28	0.28	0.28	0.67	2.8	0.6
6	8/9	22.36	1.5	1.5	1.5	2.0	94	94	94	125	0.28	0.28	0.28	0.67	2.8	0.6
7	1/6	30.00	0.6	1.2	1.5	2.0	50	101	126	168	0.02	0.14	0.28	0.67	2.8	0.6
8	5/10	30.00	0.6	1.2	1.5	2.0	50	101	126	168	0.02	0.14	0.28	0.67	2.8	0.6
9	2/7	40.00	1.5	1.5	1.5	1.5	168	168	168	168	0.28	0.28	0.28	0.28	2.8	0.6
10	3/8	25.00	4.0	4.0	4.0	4.0	280	280	280	280	5.33	5.33	5.33	5.33	2.8	0.6
11	4/9	40.00	1.5	1.5	1.5	1.5	168	168	168	168	0.28	0.28	0.28	0.28	2.8	0.6
12	2/6	31.65	0.5	0.5	0.5	0.5	1	1	1	1	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.00028	0.6
13	4/10	31.65	0.5	0.5	0.5	0.5	1	1	1	1	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.00028	0.6

ΣM_{1m} : Massensumme eines 1 m weiten Streifens
 $M_{\Delta} \approx \Sigma M_{1m} / 4$: Massensumme eines 1 m weiten Kreissegmentes
 $M_o = M_{\Delta} \cdot 360 / 2\alpha$: Massensumme des Gesamtgrundriß
 ΣM_E : Summe der Einzelmassen in den Knotenpunkten, vgl. Tab.III
 $\Sigma M = M_o \cdot \Sigma M_E$: Gesamtmasse des Kernkraftwerkgebäudes
 [MN/m²]
 $\sigma = P/F$: Flächenpressung $P[MN] = \Sigma M[t] \cdot 10^{-2}$
 $F[m^2] = \pi R^2 = \pi 30^2$

1/EFA* = κ : Schubverteilungszahl eines Querschnittes

$$\kappa = \frac{F}{J^2} \int \frac{S^2}{b^2} dF$$

wobei:
 F : Fläche
 J : Flächenträgheitsmoment
 S : statisches Moment
 b : Breite

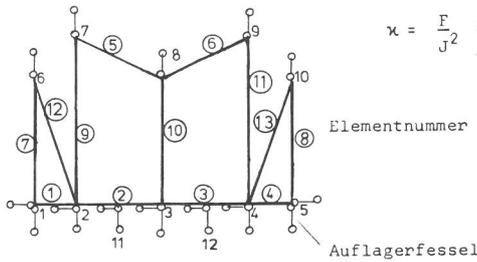
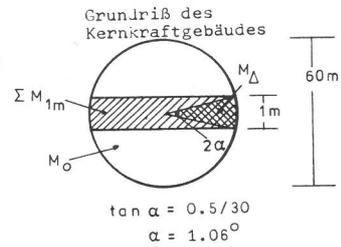


Tabelle III Ermittlung der Einzelmassen in den Knotenpunkten für 4 Steifigkeits- und Masseversionen: Version A, Version B, Version C, Version D

1. Teil Massen (folgend aus der schematisierten Darstellung von Abb.6.2), deren Werte nicht in der Elementierung von Tabelle II enthalten sind.

	M _E : Massenwerte des Gesamtgrundriß ^s in [t]				M _{ΔE} : Massen eines 1 m weiten Kreissegmentes in [t]			
	A	B	C	D	A	B	C	D
RDB:Reaktordruckbehälter	1500	1600	1600	2000	8.8	9.4	9.4	11.8
SH:Sicherheitshülle	1932	2000	2000	3000	11.4	11.8	11.8	17.7
BW:Bodenwanne	4689	9000	10000	20000	27.6	53.0	58.9	117.8
ASH:Auflager Sicherheitshülle	12750	19000	20000	30000	75.1	111.9	117.8	176.7
äC:äußere Containmentkugel	8608	18200	22000	30000	50.7	107.2	129.6	176.7
Z:Zwischendecke Differenzwert	0	8000	10000	20000	0	47.1	58.9	117.8
ΣM_E : Summe der Massenwerte	29478	57800	65600	105000				
$\Sigma M_{\Delta E}$: Summe der Massen eines 1 m weiten Kreissegmentes:					173.6	340.4	386.3	618.3

$M_{\Delta E} = M_E \cdot 2\alpha / 360$ (α siehe Tabelle II)

2. Teil Einzelmassen M_{1mE} in den Knotenpunkten, ermittelt mit $M_{1mE} \approx M_{\Delta E} \cdot 4$

Knoten Nr.	Systemteil	Massenanteil f. M _{1mE}	Knoten-Einzelmassen M _{1mE} [t/m]			
			Vers. A	Vers. B	Vers. C	Vers. D
2	SH	1/4	11.4	11.8	11.8	17.7
	BW	1/4	27.6	53.0	58.9	117.8
	ASH	1/4	75.1	111.9	117.8	176.7
	Z	1/4	-	-	-	-
3	RDB	1	35.3	37.7	37.7	47.1
	BW	1/2	55.2	106.0	117.8	235.6
	ASH	1/2	115.2	223.8	259.1	353.3
6	äC	1/2	101.4	214.4	259.1	353.3
	SH	1/4	11.4	11.8	11.8	17.7
7	Z	1/8	-	-	24	29
8	Z	1/4	-	-	47	59
4 s. Knoten	2	-	114	224	247	430
9	"	7	-	24	29	59
10	"	6	-	113	226	271

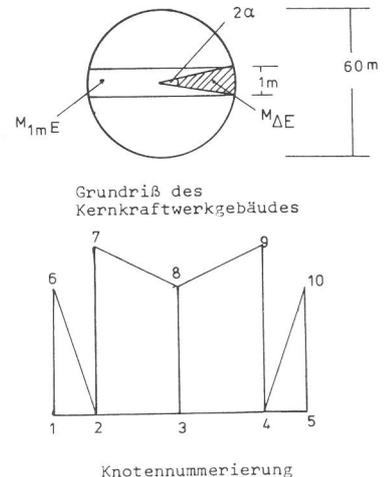


Tabelle IV Eigenfrequenzen des Hauptgebäudes, ermittelt nach den Elementierungswerten von Tabelle II für 4 Steifigkeits- und Masseversionen: Vers.A, Vers.B, Vers.C, Vers.D

		Eigenfrequenzen $\nu = 1 / T$								
Ordnungszahl		A	B	C	D	A'	B'	C'	A''	D''
		8 EM K 19 DOF	8 EM K 19 DOF	8 EM K 19 DOF	8 EM K 19 DOF	0 EM K 19 DOF	0 EM K 19 DOF	0 EM K 19 DOF	8 EM L 19 DOF	8 EM L 19 DOF
E = 25 000 MN/m ²	1	1.12	1.08	1.12	1.04	1.12		1.24	1.04	1.02
	2	1.92	1.96	1.81	1.57	1.94		3.73	2.65	1.50
	3	1.92	1.98	1.83	1.59	1.94		3.79	2.68	1.52
	4	2.96	3.71	3.73	4.88	3.09		3.79	7.72	6.31
	5	3.00	3.81	4.38	5.39	4.48		4.65	13.30	12.34
	6	3.68	3.82	4.74	5.89	11.58		11.68		
	7	4.47	4.36	4.78	6.23	11.58		11.69		
	8	7.91	7.38	7.55	6.88	15.38		12.78		
	9	12.04	12.35	12.90	13.28					
	10	16.49	18.25	18.70	17.43					
E = 40 000 MN/m ²	1	1.40	1.37	1.40	1.32	1.41	1.51	1.57	1.31	1.29
	2	2.42	2.48	2.29	1.99	2.43	3.94	4.36	2.67	1.53
	3	2.43	2.51	2.31	2.01	2.43	3.94	4.36	2.69	1.54
	4	3.75	4.69	4.72	6.17	4.67	4.70	4.72	9.71	7.95
	5	3.79	4.82	5.53	6.82	5.66	5.79	5.88	16.83	15.62
	6	4.66	4.83	6.00	7.44	14.65	12.67	12.98		
	7	5.65	5.52	6.01	7.88	15.65		12.98		
	8	10.00	9.33	9.55	8.70	15.65		16.16		
	9	15.23	15.62	16.32	16.80					
	10	20.86	23.08	23.66	22.05					

EM : Anzahl der angeordneten Einzelmassen in den Knotenpunkten (vgl. Tabelle III)
 K : Konsistente Massenmatrix
 L : Punktmassenmatrix (lumped mass)
 DOF : Anzahl der Freiheitsgrade
 T : Periode einer Eigenschwingung

Tabelle V Ermittlung des Schubmoduls nach [5]

1.) Sand

Tiefe h [m]	$\sigma_m = \sigma_o + \sigma_h$ [MN/m ²]		G [MN / m ²]					
	$\sigma_o = 0.25$ [MN/m ²]	$\sigma_o = 0.50$ [MN/m ²]	$D_r = 40\%$ $K_2 = 40$		$D_r = 75\%$ $K_2 = 60$		$D_r = 90\%$ $K_2 = 70$	
			$\sigma_o = 0.25$ [MN/m ²]	$\sigma_o = 0.50$ [MN/m ²]	$\sigma_o = 0.25$ [MN/m ²]	$\sigma_o = 0.50$ [MN/m ²]	$\sigma_o = 0.25$ [MN/m ²]	$\sigma_o = 0.50$ [MN/m ²]
0	0.25	0.50	140	198	210	296	245	346
50	1.20	1.45	306	337	459	504	536	589
100	2.15	2.40	410	434	615	649	717	758
150	3.10	3.35	492	512	738	767	861	895
200	4.05	4.30	562	580	844	869	984	1014
250	5.00	5.25	625	640	937	961	1094	1121
300	5.95	6.20	682	696	1023	1044	1193	1218
350	6.90	7.15	734	747	1101	1121	1285	1308
500	9.75	10.00	873	884	1309	1326	1527	1547
1000	19.25	19.50	1226	1234	1839	1851	2146	2160

2.) Kies

Tiefe h [m]	$\sigma_m = \sigma_o + \sigma_h$ [MN/m ²]		G [MN/m ²]			
	$\sigma_o = 0.25$ [MN/m ²]	$\sigma_o = 0.50$ [MN/m ²]	$K_2 = 70$		$K_2 = 120$	
			$\sigma_o = 0.25$ [MN/m ²]	$\sigma_o = 0.50$ [MN/m ²]	$\sigma_o = 0.25$ [MN/m ²]	$\sigma_o = 0.50$ [MN/m ²]
0	0.25	0.50	245	346	419	593
50	1.20	1.45	536	589	918	1009
100	2.15	2.40	717	758	1229	1299
150	3.10	3.35	861	895	1476	1535
200	4.05	4.30	984	1014	1687	1739
250	5.00	5.25	1094	1121	1875	1921
300	5.95	6.20	1193	1218	2045	2088
350	6.90	7.15	1285	1308	2202	2242
500	9.75	10.00	1527	1547	2618	2651
1000	19.25	19.50	2146	2160	3679	3702

σ_o : Sohlpressung durch Baukonstruktionen
 D_r : Lagerungsdichte
 σ_h : Bodenspannung durch Eigengewicht
 σ_m : Bodenspannung
 $G^* = 1000 K_2 \sqrt{\sigma_m^*}$; G^* , σ_m^* [lb/ft²]

Tabelle VI Eigenfrequenzen der Böden ermittelt am Schubalkenmodell für verschiedene Tiefen

Modus	Bodeneigenfrequenzen V [HZ]											
	Boden 1 ¹⁾				Boden 2				Boden 3			
	50m ²⁾	150m	250m	350m	50m	150m	250m	350m	50m	150m	250m	350m
1	1.89	0.77	0.51	0.40	2.34	0.97	0.67	0.52	3.11	1.29	0.89	0.69
2	5.16	2.10	1.40	1.09	6.10	2.62	1.80	1.40	8.04	3.49	2.39	1.85
3	8.52	3.48	2.29	1.77	10.12	4.23	2.91	2.30	13.31	5.61	3.86	3.03
4	11.21	4.78	3.24	2.45	13.47	5.88	4.08	3.14	17.81	7.82	5.38	4.14
5		6.11	4.05	3.19		7.58	5.13	4.03		10.09	6.76	5.34
6		7.46	4.96	3.82		9.24	6.28	4.85			8.31	6.39
7		8.58	5.86	4.50		10.54	7.45	5.76			9.87	7.59
8		9.78	6.68	5.18			8.56	6.64			11.31	8.74
9		10.78	7.57	5.87			9.59	7.51				9.92
10			8.35	6.49			10.53	8.36				11.02
11			9.10	7.18				9.22				
12			9.86	7.80				9.97				
13			10.54	8.40				10.66				

1) Bodenkennlinien vgl. Abb. 6.9

2) Elementierung der Bodentiefen vgl. Abb. 6.5, Abb. 6.6, Abb. 6.7, Abb. 6.8

TABELLE VII Wechselwirkungsmaß für einen 50 m tiefen Boden

Zeichen	Tiefe m	Version	Elastizitätsmodul Beton MN/m ²	Bodenkennlinie β-Boden #	Wechselwirkungsmaß ¹⁾ für die Verstärkungsfunktion an den Gebäudeknotenpunkten ²⁾										Wechselwirkungsmaß ¹⁾ für das Response Spektrum an den Gebäudeknotenpunkten ²⁾										
					6̄	1̄	7̄	2̄	11̄	8̄	3̄	12̄	9̄	4̄	10̄	5̄	11̄	8̄	3̄	12̄	9̄	4̄	10̄	5̄	
					5211A	50	A	25000	2 10	1.17	.74	1.08	.73	.72	1.08	.73	.73	1.08	.73	.73	1.19	.73	.70	1.08	.69
5213A	50	A	25000	2 10																					
5212A	50	A	40000	2 10	1.17	.73	1.14	.73	.73	1.14	.73	.73	1.14	.73	.73	1.20	.73	.69	1.12	.68	.68	1.12	.68	1.20	.68
5214A	50	A	40000	2 10																					
5211B	50	B	25000	2 10	1.11	.73	1.01	.73	.74	4)	.74	.74	4)	.74	1.12	.75	.68	1.03	.72	.69	1.03	.70	1.10	.70	
5213B	50	B	25000	2 10																					
5212B	50	B	40000	2 10	1.13	.73	1.12	.73	.73	1.12	.73	.73	1.12	.74	1.14	.74	.70	1.09	.73	.70	1.10	.70	1.15	.70	
5214B	50	B	40000	2 10																					
5211C	50	C	25000	2 10	1.07	.72	1.06	.72	.72	1.06	.72	.73	1.06	.73	1.08	.74	.66	1.06	.67	.67	1.06	.68	1.10	.68	
5213C	50	C	25000	2 10																					
5212C	50	C	40000	2 10	1.18	.72	1.08	.72	.72	1.08	.72	.72	1.08	.72	1.15	.73	.68	1.09	.68	.68	1.09	.68	1.16	.69	
5214C	50	C	40000	2 10																					
5211D	50	D	25000	2 10	1.06	.90	1.00	.89	.89	1.00	.88	.89	1.00	.89	1.07	.90	.63	1.06	.64	.65	1.06	.66	1.12	.68	
5213D	50	D	25000	2 10																					
5212D	50	D	40000	2 10	1.18	.78	1.13	.78	.78	1.12	.78	.78	1.13	.78			.65	1.08	.65	.65	1.08	.65	1.13	.68	
5214D	50	D	40000	2 10																					
5111A5	50	A	25000	1 5	1.10	.63	1.22	.62	.62	1.22	.62	.62	1.21	.62	1.05	.62	.65	1.15	.65	.65	1.15	.65	1.22	.64	
5113A5	50	A	25000	1 5																					
5112A5	50	A	40000	1 5	1.19	.64	1.13	.64	.64	1.14	.63	.63	1.14	.63	1.20	.63	.61	1.16	.61	.61	1.16	.61	.95	.60	
5114A5	50	A	40000	1 5																					
5211A5	50	A	25000	2 5	1.20	.68	1.09	.68	.68	1.09	.67	.67	1.09	.67	1.23	.67	.63	1.10	.63	.63	1.10	.63	1.24	.63	
5213A5	50	A	25000	2 5																					
5212A5	50	A	40000	2 5	1.20	.70	1.16	.70	.70	1.16	.70	.70	1.16	.70	1.21	.70	.65	1.15	.65	.65	1.15	.64	1.38	.64	
5214A5	50	A	40000	2 5																					
5311A5	50	A	25000	3 5	1.15	.67	1.03	.67	.67	1.03	.67	.67	1.04	.66	1.17	.67	.65	1.04	.65	.64	1.04	.64	1.14	.64	
5313A5	50	A	25000	3 5																					
5312A5	50	A	40000	3 5	1.16	.69	1.05	.69	.69	1.06	.69	.69	1.06	.69	1.18	.69	.66	1.06	.66	.66	1.06	.66	1.27	.65	
5314A5	50	A	40000	3 5																					
52D1A ⁵⁾	50	A	25000	2 10	.92	.89	.96	.89	.89	.98	.89	.89	.97	.89	.91	.89	.85	.93	.85	.85	.99	.85	.96	.85	
5211A	50	A	25000	2 10																					
52D1D ⁵⁾	50	D	25000	2 10	.99	.96	1.10	.96	.96	1.10	.95	.95	1.10	.95	.98	.95	.88	1.00	.88	.88	1.00	.88	.91	.88	
5211D	50	D	25000	2 10																					

1) Verhältnis der Amplitude mit Nebengebäude zur Amplitude ohne Nebengebäude bei gleicher Frequenz³⁾

4) Ausgeprägte Unterschiede liegen nicht vor

2) vgl. Abb. 6.5

5) Zwillingsanlage

3) Zwei Werte beinhalten den ersten und den zweiten ausgeprägten Peak

TABELLE VIII Wechselwirkungsmaß für einen 150 m tiefen Boden

Zeichen	Tiefe m	Version	Elastizitätsmodul Beton MN/m ²	Bodenkennlinie	β-Boden %	Wechselwirkungsmaß ¹⁾ für die Verstärkungsfunktion an den Gebäudeknotenpunkten ²⁾										Wechselwirkungsmaß ¹⁾ für das Response Spektrum an den Gebäudeknotenpunkten ²⁾										
						6	1	7	2	11	8	3	12	9	4	10	5	11	8	3	12	9	4	10	5	
						6	1	7	2	11	8	3	12	9	4	10	5	11	8	3	12	9	4	10	5	
9211A	150	A	25000	2	10		4)		4)	4)		4)	4)		1)		1.02	.73	1.02	.75	.73	4)	.73	4)	.75	
9213A	150	A	25000	2	10													3)								
9212A	150	A	40000	2	10		.95	.94	.95	.95	.93	.95	.95	.93	.93		.97	.91	.91	.91	.91	.91	.91	4)	.91	
9214A	150	A	40000	2	10													.71	.71	.71	.71	.71	.71	4)	.79	
9211B	150	B	25000	2	10	1.09	1.03		1.04	1.04		1.04	1.04		1.06	1.09	1.05	.87	1.12	.87	.87	1.10	.87	1.06	.88	
9213B	150	B	25000	2	10																					
9212B	150	B	40000	2	10		4)		1.02	1.01		4)	1.01		4)	1.14	1.02	.96	1.05	.97	4)	1.02	4)	1.10	4)	
9214B	150	B	40000	2	10																					
9211C	150	C	25000	2	10	1.06	1.02		1.05	4)		1.02	1.05		1.05	1.07	1.05	.87	1.12	.88	.88	1.12	.88	1.09	.88	
9213C	150	C	25000	2	10																					
9212C	150	C	40000	2	10	1.06	4)		4)	4)		1.02	1.02		1.02	1.08	1.02	.94	1.03	.94	.94	1.03	.94	1.11	.97	
9214C	150	C	40000	2	10																					
9211D	150	D	25000	2	10	1.08	.96	1.08	.96	.96	1.10	.96	.96	1.09	.96	1.08	.96	.87	1.12	.86	.87	1.13	.88	1.08	.89	
9213D	150	D	25000	2	10																					
9212D	150	D	40000	2	10	1.16	1.03		1.03	1.03		1.03	1.03		1.03	1.10	1.03	.95	1.07	.95	.93	1.07	.95	1.08	.94	
9214D	150	D	40000	2	10																					
9111C	150	C	25000	1	10	1.12	1.02	1.07	1.02	1.02	1.07	1.02	1.02	1.07	1.02	1.12	1.02	1.07	1.05	1.07	1.07	1.04	1.07	1.09	1.07	
9113C	150	C	25000	1	10													.80	.81	.81	.81	.81	.81	.81	.81	
9311C	150	C	25000	3	10	1.09	.96	1.07	.96	.96	1.07	.96	.96	1.07	.96	1.10	.96	.99	1.10	1.00	4)	1.02	1.00	1.03	1.01	
9313C	150	C	25000	3	10													1.02							.87	
9111A	150	A	25000	1	10	.98	.95	.97	.94	.94	.97	.95	.95	.97	.95	.98	.95	.97	.99	.84	.84	.84	.99	.97	1.00	.97
9113A	150	A	25000	1	10													.84	.84	.84	.84	.84	.84	.84	.84	
9311A	150	A	25000	3	10	1.06	1.14	1.01	1.01	1.14	1.02	1.03	1.14	1.04	1.08	1.05	1.01	1.12	.90	.91	1.12	.93	1.14	1.04	.64	
9313A	150	A	25000	3	10													.62							.64	
9111D	150	D	25000	1	10	1.13	1.05	1.09	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.09	1.06	1.15	1.06	1.05	1.10	1.05	1.06	1.10	1.06	1.12	1.07	
9113D	150	D	25000	1	10																					
9311D	150	D	25000	3	10	1.02	.90	1.11	.91	.91	1.11	.91	1.11	.92	1.03	.91	.94	1.00	.94	.94	.98	.95	1.04	.95		
9313D	150	D	25000	3	10																				1.00	
9211A5	150	A	25000	2	5	1.08	1.10	1.06	1.10	1.10	1.05	1.10	1.10	1.05	1.10	1.11	1.10	.72	1.06	.72	1.06	.72	.72	1.04	.71	
9213A5	150	A	25000	2	5																					
9212A5	150	A	40000	2	5	1.10	.92	.93	.91	.91	.93	.92	.92	.93	.92	1.02	.92	.96	.97	.96	.96	.97	.96	1.10	.96	
9214A5	150	A	40000	2	5													.74	.74	.74	.74	.74	.74	.74	.74	
9212C5	150	C	40000	2	5	.98	.99	1.06	.99	.99	1.06	.99	.99	1.07	.99	.99	1.00	.92	1.06	.93	.93	1.06	.93	1.15	.93	
9214C5	150	C	40000	2	5													.77	.77	.77	.77	.77	.77	.77	.79	
92D1A ⁵⁾	150	A	25000	2	10		.98		.98	1.10		1.10	1.10		1.10	1.10			.89	.89		.89		.88		
9211A	150	A	25000	2	10																					

1) Verhältnis der Amplitude mit Nebengebäude zur Amplitude ohne Nebengebäude bei gleicher Frequenz³⁾

2) vgl. Abb. 6.6

3) Zwei Werte beinhalten den ersten und den zweiten ausgeprägten Peak

4) Ausgeprägte Unterschiede liegen nicht vor

5) Zwillingsanlage

Tabelle IX Wechselwirkungsmaß für einen 250 m tiefen Boden

Zeichen	Tiefe m	Version	Elastizitätsmodul Beton MN/m ²	Bodenkennl.	β-Boden %	Wechselwirkungsmaß ¹⁾ für die Verstärkungsfunktion an den Gebäudeknotenpunkten ²⁾										Wechselwirkungsmaß ¹⁾ für das Response Spektrum an den Gebäudeknotenpunkten ²⁾									
						6̄	1̄	7̄	2̄	11̄	8̄	3̄	12̄	9̄	4̄	10̄	5̄	11̄	8̄	3̄	12̄	9̄	4̄	10̄	5̄
8211A	250	A	25000	2	10		1.02	1.05	1.03		1.06		1.03	1.05	1.03		1.03	1.02	1.01	4)	4)	4)	4)	4)	4)
8213A	250	A	25000	2	10																				
8212A	250	A	40000	2	10	1.03	1.04						1.02	1.03	1.02	1.03	1.03	1.02	.98	4)	4)	4)	4)	4)	4)
8214A	250	A	40000	2	10																				
8211B	250	B	25000	2	10		1.				.99							1.01	1.04	4)	4)	1.02	1.11	1.02	1.02
8213B	250	B	25000	2	10																				
8212B	250	B	40000	2	10		1.15											.98	.99	4)	.97	.99	.98	4)	.98
8214B	250	B	40000	2	10																				
8211C	250	C	25000	2	10		1.06		1.07	1.06		1.04	1.04		1.04		1.04	4)	1.08	1.05	1.04	1.09	1.05		1.02
8213C	250	C	25000	2	10																				
8212C	250	C	40000	2	10	1.02	.98		4)	4)	.98	4)	4)	.99	4)	.99	.98	.97	.98	.98	.97	.98	.97	.98	.98
8214C	250	C	40000	2	10																				
8211D	250	D	25000	2	10	1.12	1.02	1.05	1.04	1.04	1.05	1.04	1.05	1.05	1.04	1.13	1.06	1.06	1.08	1.08	1.08	1.08	1.07	1.12	1.10
8213D	250	D	25000	2	10																				
8212D	250	D	40000	2	10	1.14	1.06	1.06	1.05	1.06	1.06	1.05	1.05	1.04	1.05	1.16	1.05	4)	1.10	1.01	4)	1.10	4)	1.10	1.00
8214D	250	D	40000	2	10																				
8112D	250	D	40000	1	10	.97	.96	.97	.96	.96	.97	.96	.96	.97	.96	.97	.96	1.07	1.07	1.06	1.06	1.06	1.07	1.08	1.06
8114D	250	D	40000	1	10													3)							
8312D	250	D	40000	3	10	1.12	1.04	1.11	1.04	1.04	1.11	1.04	1.04	1.11	1.04	1.13	1.04	1.	1.08	1.			1.	1.08	1.
8314D	250	D	40000	3	10													.78	.78	.78	.78	.78	.78	.78	.78
8211A5	250	A	25000	2	5	1.02	1.02	1.03	1.01	1.02	1.03	1.02	1.02	1.03	1.02	1.03	1.02	1.02	1.03	1.02	1.02	1.04	1.02	1.03	1.02
8213A5	250	A	25000	2	5													.44							
8212A5	250	A	40000	2	5	1.03	1.03	1.04	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.04	1.03	1.04	1.03	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.03	1.04	1.03
8214A5	250	A	40000	2	5																				
8211B5	250	B	25000	2	5	1.10	1.09	1.05	1.09	1.08	1.05	1.08	1.08	1.05	1.08	1.11	1.08	1.02	1.10	1.02	1.02	1.10	1.02	1.05	1.02
8213B5	250	B	25000	2	5																				
82D1A ⁵⁾	250	A	25000	2	10		1.	.96	1.02	1.	.99	1.	1.	1.	1.		1.	1.00	1.	1.	1.	1.	.98	1.	
8211A	250	A	25000	2	10						.96							.89	.90	.90	.90	.89	.89	.90	.90

- 1) Verhältnis der Amplitude mit Nebengebäude zur Amplitude ohne Nebengebäude bei gleicher Frequenz³⁾ 4) Ausgeprägte Unterschiede liegen nicht vor
 2) vgl. Abb. 6.7 5) Zwillingsanlage
 3) Zwei Werte beinhalten den ersten und den zweiten ausgeprägten Peak

Tabelle X Wechselwirkungsmaß für einen 350 m tiefen Boden

Zeichen	Tiefe m	Version	Elastizitätsmodul Beton MN/m ²	Bodenkennl.	β-Boden %	Wechselwirkungsmaß ¹⁾ für die Verstärkungsfunktion an den Gebäudeknotenpunkten ²⁾										Wechselwirkungsmaß ¹⁾ für das Response Spektrum an den Gebäudeknotenpunkten ²⁾										
						6̄	1̄	7̄	2̄	11̄	8̄	3̄	12̄	9̄	4̄	10̄	5̄	11̄	8̄	3̄	12̄	9̄	4̄	10̄	5̄	
7211A	350	A	25000	2	10			1.05	1.04	1.04	1.05	1.04	1.04	1.05	1.04	1.04	1.05	3)	1.03	.98	1.03	1.03	.97	1.03	1.03	1.05
7213A	350	A	25000	2	10													.78	.78	.78	.78	.78	.78	.78	.79	
7212A	350	A	40000	2	10		.96	1.04	1.04	.95	1.04	1.04	.95	1.04	1.04	1.05	1.05	.96	1.04	1.04	.96	1.04	1.	1.04		
7214A	350	A	40000	2	10													.81	.81	.81	.81	.81	.81	.81	.81	
7112A	350	A	40000	1	10		1.05	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.05	1.04	1.	1.04	.91	.86	.84	.84	.86	.84	.87	.84		
7114A	350	A	40000	1	10		.85			.83			.87													
7312A	350	A	40000	3	10		1.05	1.04	1.04	1.05	1.04	1.05	1.05	1.04	1.04	1.04	1.21	1.03	1.21	1.21	1.02	1.21	1.08	1.21		
7314A	350	A	40000	3	10																					
7111D	350	D	25000	1	10	.98	.99	.98	.98	.99	.98	.98	.99	.98	4)	.98	.95	1.07	.98	.98	1.08	.98	1.11	.98		
7113D	350	D	25000	1	10		1.10			1.07			1.09				.90	.90	.90	.90	.90	.90	.90	.90	.90	
7112D	350	D	40000	1	10	.99	.99	.98	.98	.99	.98	.99	.99	.99	.98	.98	.95	.98	.95	.95	.97	.95	1.10	.95		
7114D	350	D	40000	1	10												.92	.93	.92	.92	.92	.92	.92	.92	.92	
7211D	350	D	25000	2	10		1.06	.98	.98	1.05	.98	.98	1.06	.98	1.08	.98	1.02	1.07	1.02	1.02	1.07	1.02	1.10	1.02		
7213D	350	D	25000	2	10												.92	.92	.92	.92	.92	.92	.92	.92	.92	
7312D	350	D	40000	3	10	.98	1.05	.98	.98	1.05	.98	.98	1.05	.98	.98	.99	1.01	1.01	.99	1.06	.99	1.05	.99	.99		
7314D	350	D	40000	3	10																					
7312D5	350	D	40000	3	5	.96	.96	.96	.96	.96	.96	.95	.97	.95	1.05	.93	.97	.98	.97	.97	.98	.97	1.04	.97		
7314D5	350	D	40000	3	5												.89	.89	.89	.89	.89	.89	.89	.89	.89	
72D1A ⁵⁾	350	A	25000	2	10		.96	1.00	1.00	.95	1.00	1.00	.96	1.01	1.00	1.01	1.00	.98	1.00	1.00	.98	1.00	1.00	1.00	1.00	
7211A	350	A	25000	2	10																					

- 1) Verhältnis der Amplitude mit Nebengebäude zur Amplitude ohne Nebengebäude bei gleicher Frequenz³⁾ 4) Ausgeprägte Unterschiede liegen nicht vor
 2) vgl. Abb. 6.8 5) Zwillingsanlage
 3) Zwei Werte beinhalten den ersten und den zweiten ausgeprägten Peak

ANHANG

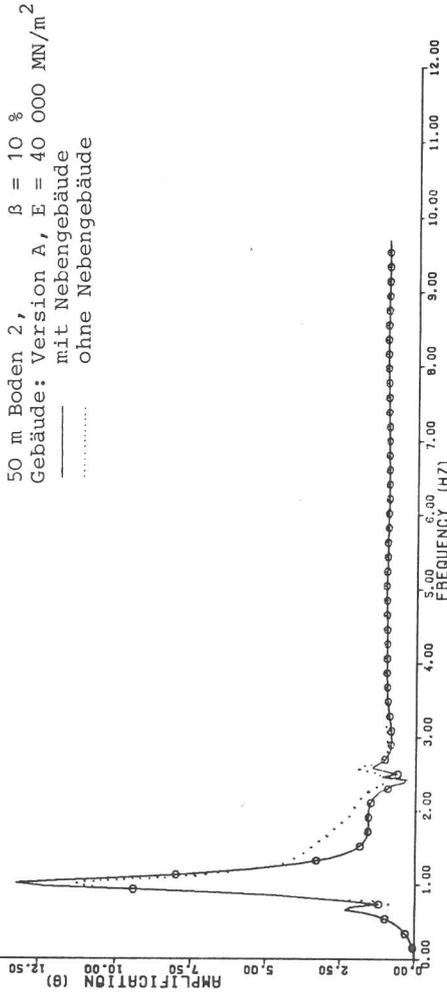
Abb. A 1 bis Abb. A 20 :	Bodentiefe	: 50 m
	Bodenkennlinie	: Boden 2
	Hauptgebäude	: Version A
		E = 40 000 MN/m ²
	Bodendämpfung	: 10 %
Abb. A 21 bis Abb. A 40 :	Bodentiefe	: 150 m
	Bodenkennlinie	: Boden 1
	Hauptgebäude	: Version C
		E = 25 000 MN/m ²
	Bodendämpfung	: 10 %
Abb. A 41 bis Abb. A 60 :	Bodentiefe	: 250 m
	Bodenkennlinie	: Boden 2
	Hauptgebäude	: Version D
		E = 25 000 MN/m ²
	Bodendämpfung	: 10 %
Abb. A 61 bis Abb. A 78 :	Bodentiefe	: 350 m
	Bodenkennlinie	: Boden 3
	Hauptgebäude	: Version A
		E = 40 000 MN/m ²
	Bodendämpfung	: 10 %

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT

o P 15, Knoten 6

MAX(X/Y) = 1.0156/13.2600

Abb. A 1



50 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
Gebäude: Version A, E = 40 000 MN/m²
—— mit Nebengebäude
..... ohne Nebengebäude

5212A T=050 B=230 W=50 BB=Z/0.10 B=17000 MB=HIT

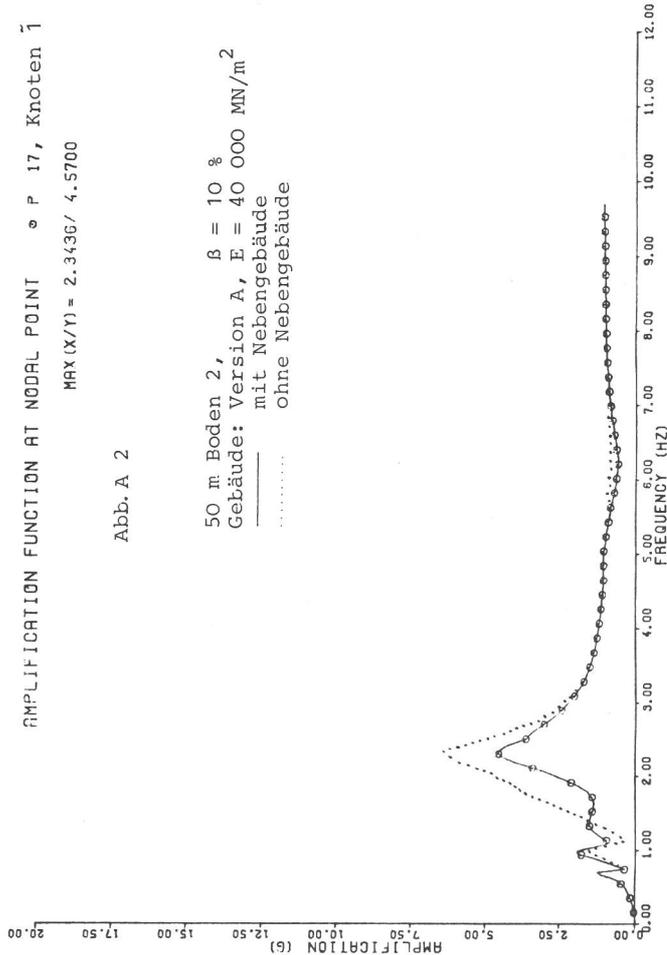
AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT

o P 17, Knoten 1

MAX(X/Y) = 2.3436/ 4.5700

Abb. A 2

50 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
Gebäude: Version A, E = 40 000 MN/m²
—— mit Nebengebäude
..... ohne Nebengebäude



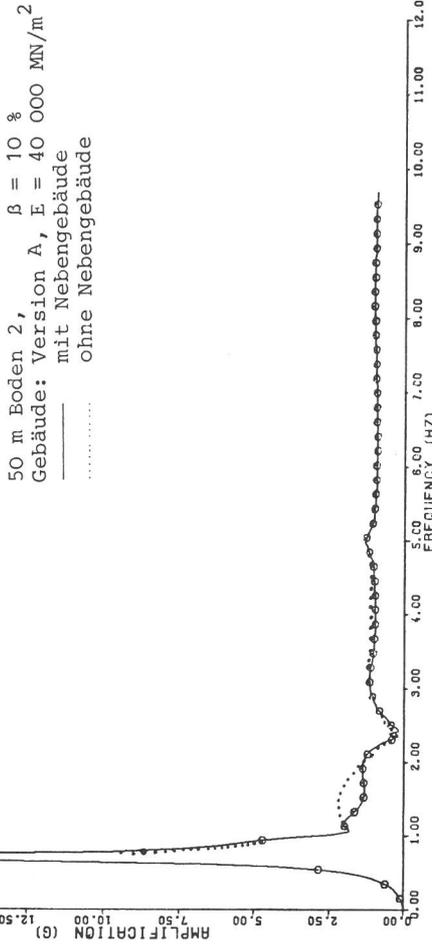
5212A T=050 B=230 W=50 BB=Z/0.10 B=17000 MB=HIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT

o P 25, Knoten 7

MAX(X/Y) = 0.7031/29.0700

Abb. A 3



50 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
Gebäude: Version A, E = 40 000 MN/m²
—— mit Nebengebäude
..... ohne Nebengebäude

5212A T=050 B=230 W=50 BB=Z/0.10 B=17000 MB=HIT

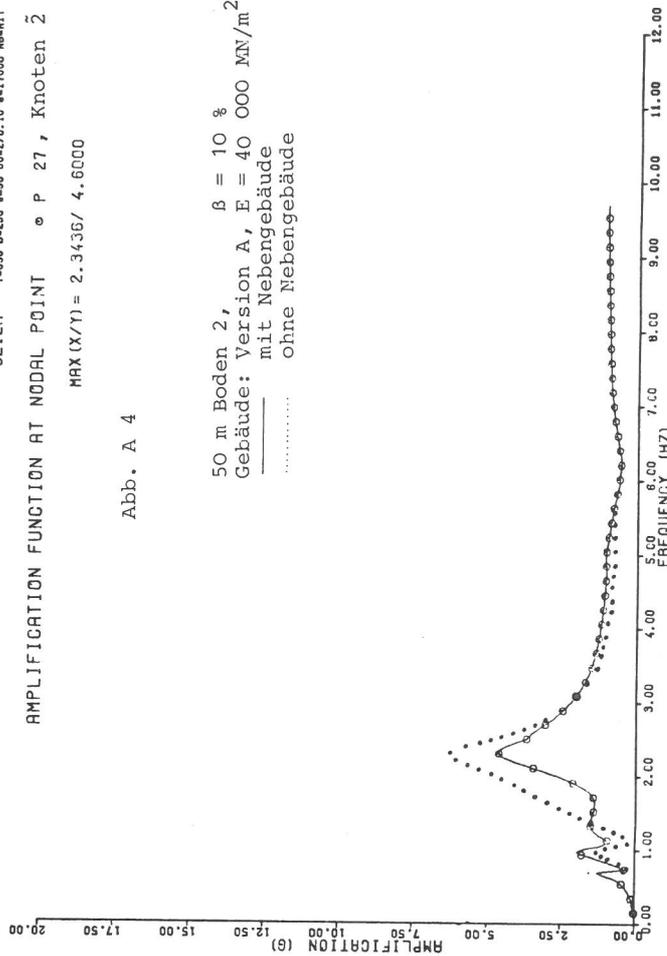
AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT

o P 27, Knoten 2

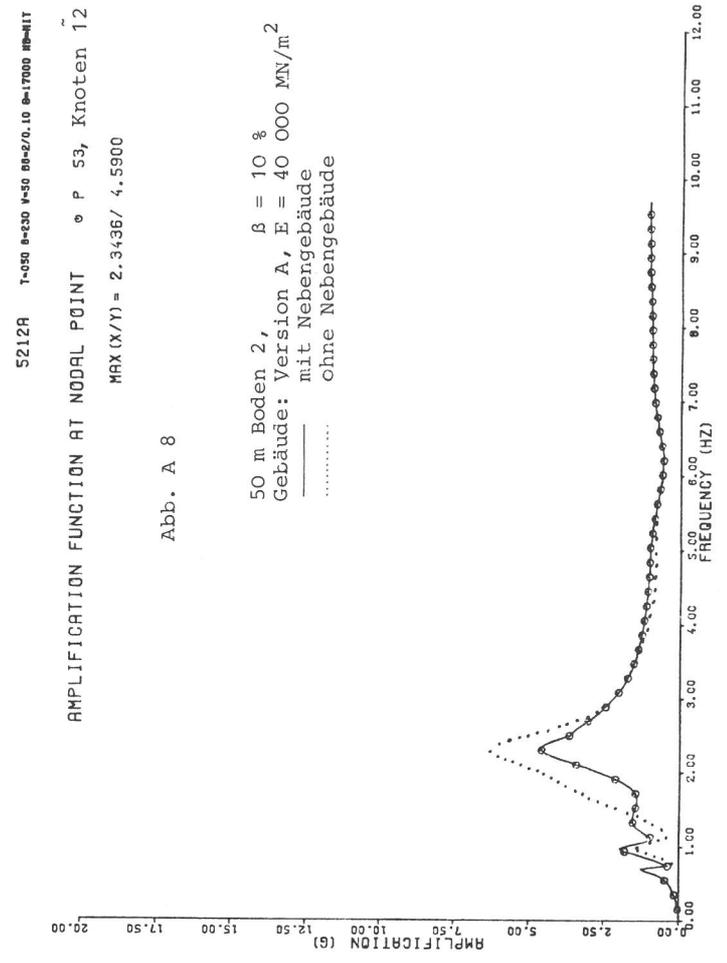
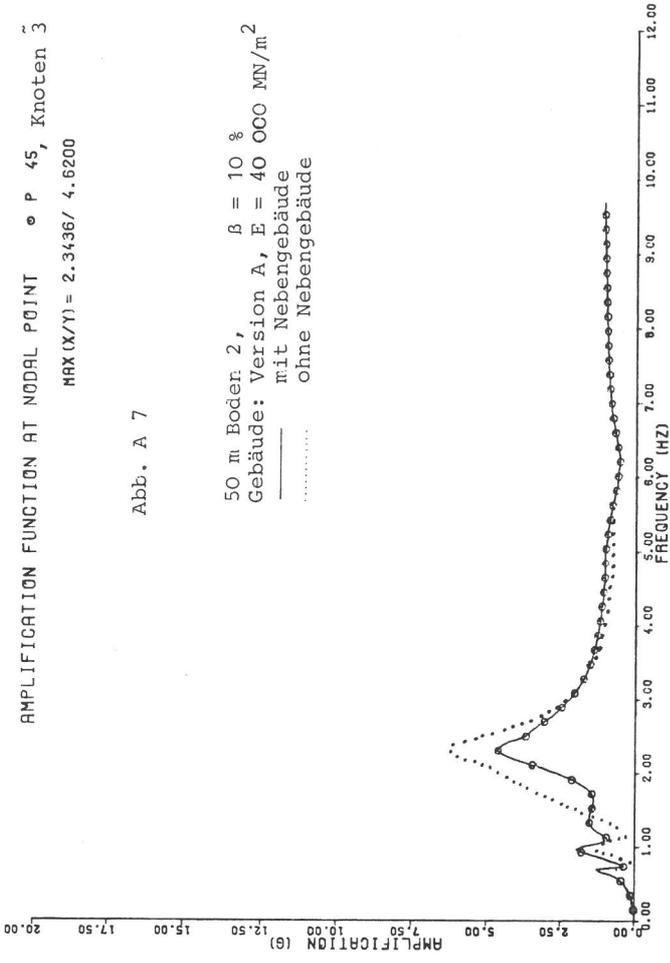
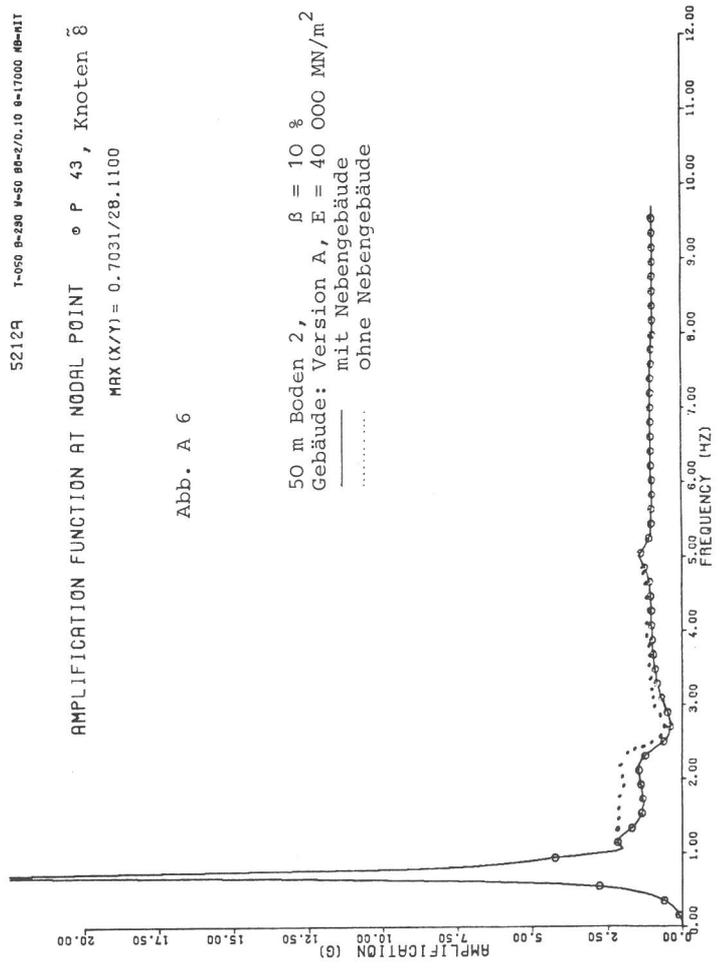
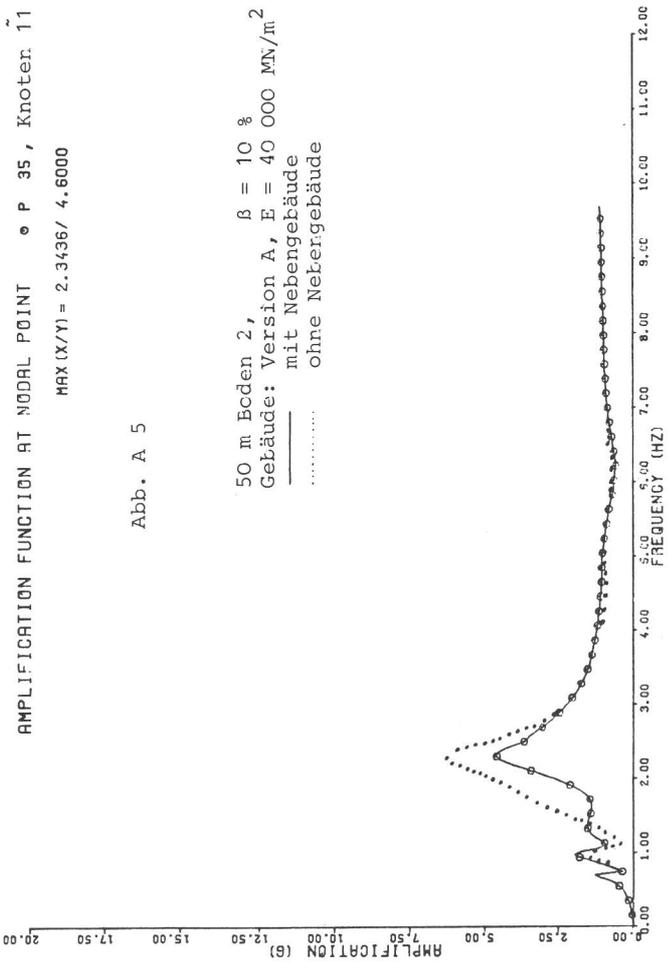
MAX(X/Y) = 2.3436/ 4.6000

Abb. A 4

50 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
Gebäude: Version A, E = 40 000 MN/m²
—— mit Nebengebäude
..... ohne Nebengebäude



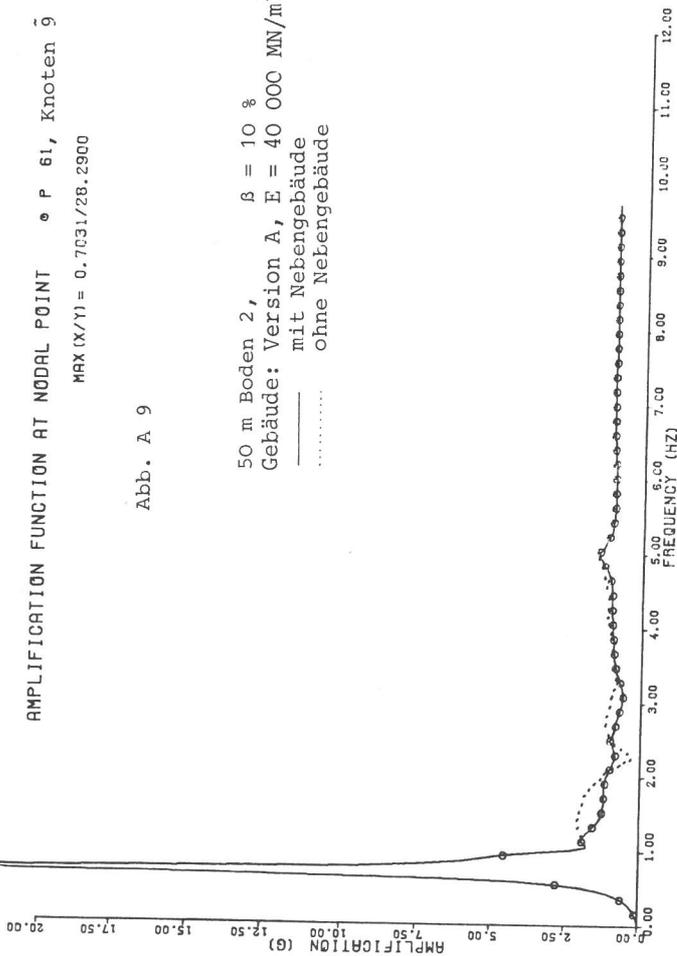
5212A T=050 B=230 W=50 BB=Z/0.10 B=17000 MB=HIT



AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT P 61, Knoten 9
 MAX (X/Y) = 0.7031/28.2900

Abb. A 9

50 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version A, $E = 40\,000 \text{ MN/m}^2$
 ————— mit Nebengebäude
 ohne Nebengebäude

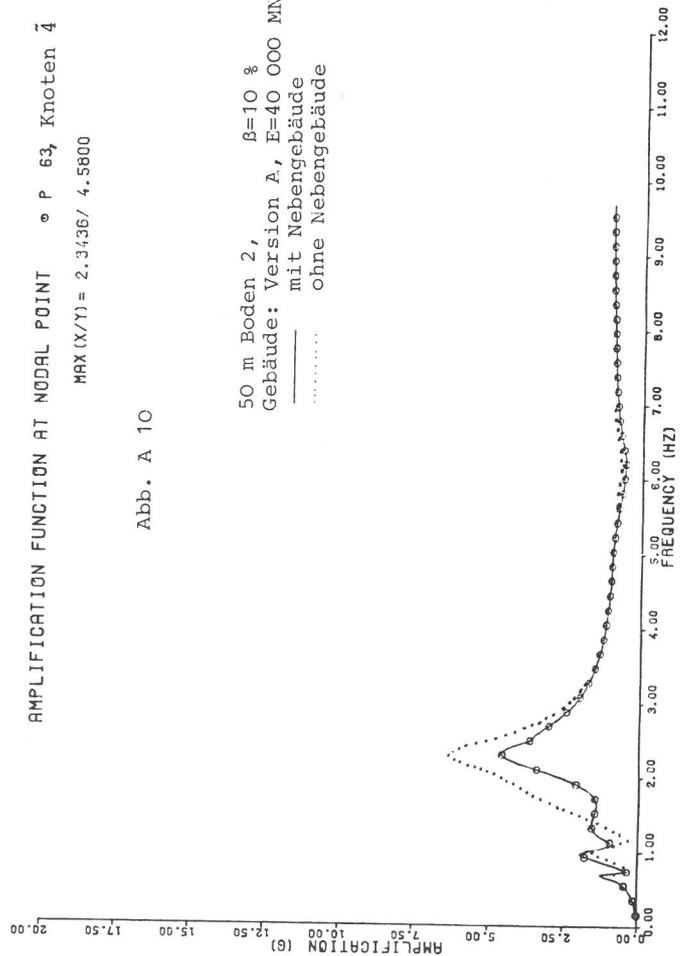


5212A T=050 B=230 W=50 B0=270.10 Q=17000 MB=MIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT P 63, Knoten 4
 MAX (X/Y) = 2.3436/ 4.5800

Abb. A 10

50 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version A, $E = 40\,000 \text{ MN/m}^2$
 ————— mit Nebengebäude
 ohne Nebengebäude

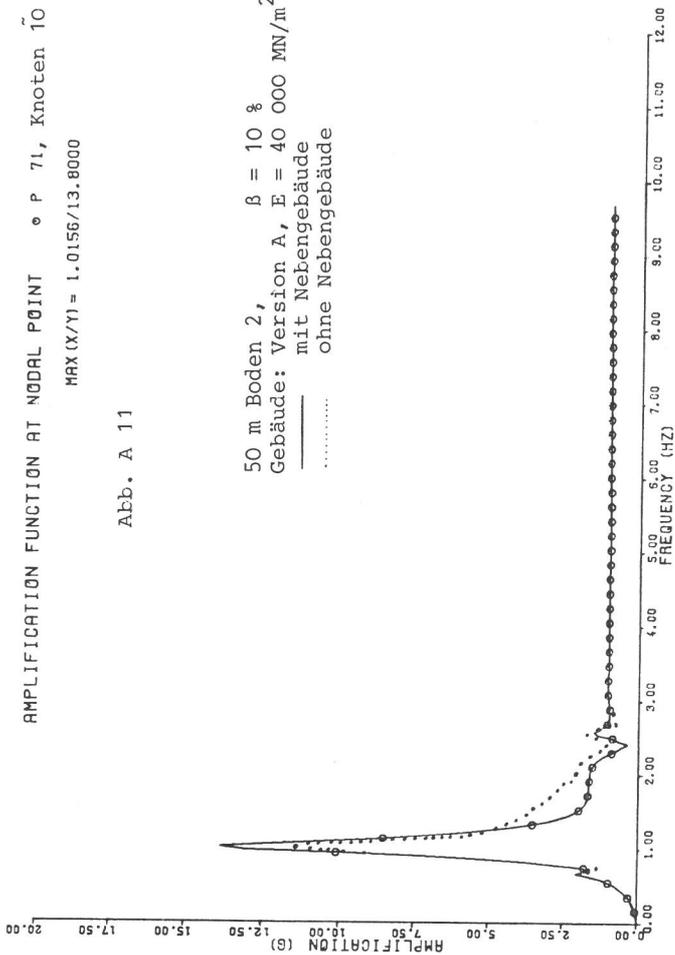


5212A T=050 B=230 W=50 B0=270.10 Q=17000 MB=MIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT P 71, Knoten 10
 MAX (X/Y) = 1.0156/13.8000

Abb. A 11

50 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version A, $E = 40\,000 \text{ MN/m}^2$
 ————— mit Nebengebäude
 ohne Nebengebäude

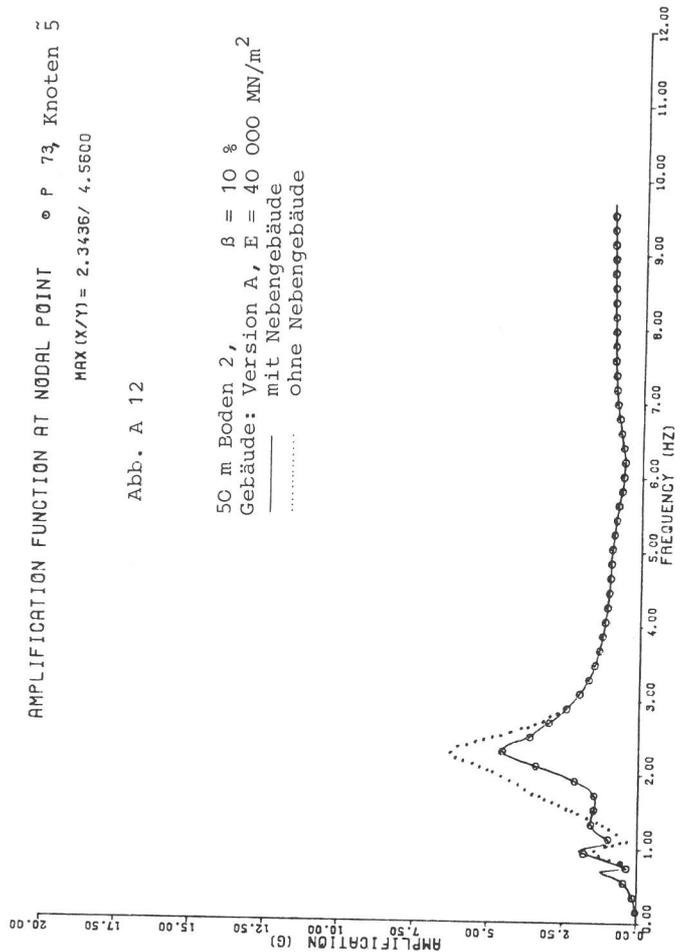


5212A T=050 B=230 W=50 B0=270.10 Q=17000 MB=MIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT P 73, Knoten 5
 MAX (X/Y) = 2.3436/ 4.5800

Abb. A 12

50 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version A, $E = 40\,000 \text{ MN/m}^2$
 ————— mit Nebengebäude
 ohne Nebengebäude

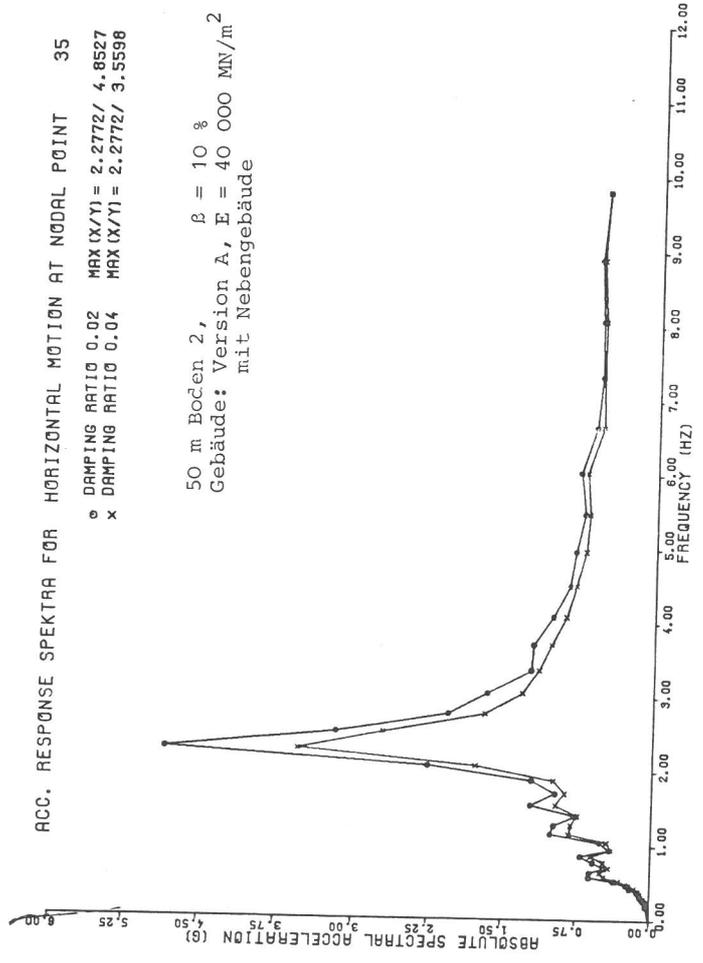


5212A T=050 B=230 W=50 B0=270.10 Q=17000 MB=MIT

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 35

○ DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 2.2772/ 4.8527
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 2.2772/ 3.5598

50 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version A, E = 40 000 MN/m²
 mit Nebengebäude

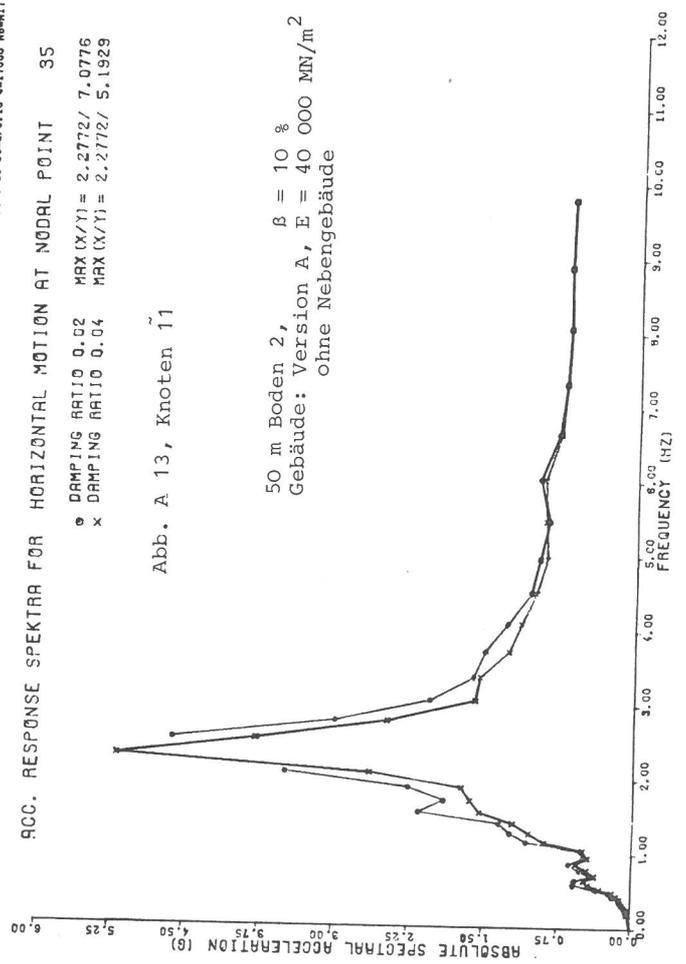


5212A T=050 B=230 W=50 BB=2/0.10 B=17000 MB=MIT

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 35

○ DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 2.2772/ 7.0776
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 2.2772/ 5.1929

50 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version A, E = 40 000 MN/m²
 ohne Nebengebäude



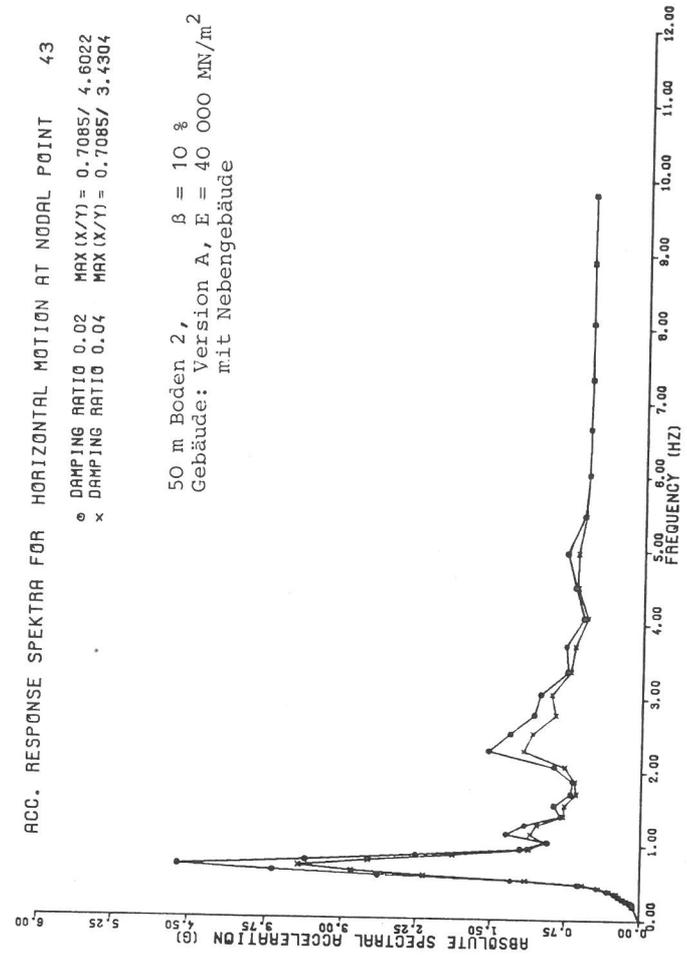
5214A T=050 B=230 W=50 BB=2/0.10 B=17000 MB=OHNE

Abb. A 13, Knoten 11

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 43

○ DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 0.7085/ 4.6022
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 0.7085/ 3.4304

50 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version A, E = 40 000 MN/m²
 mit Nebengebäude

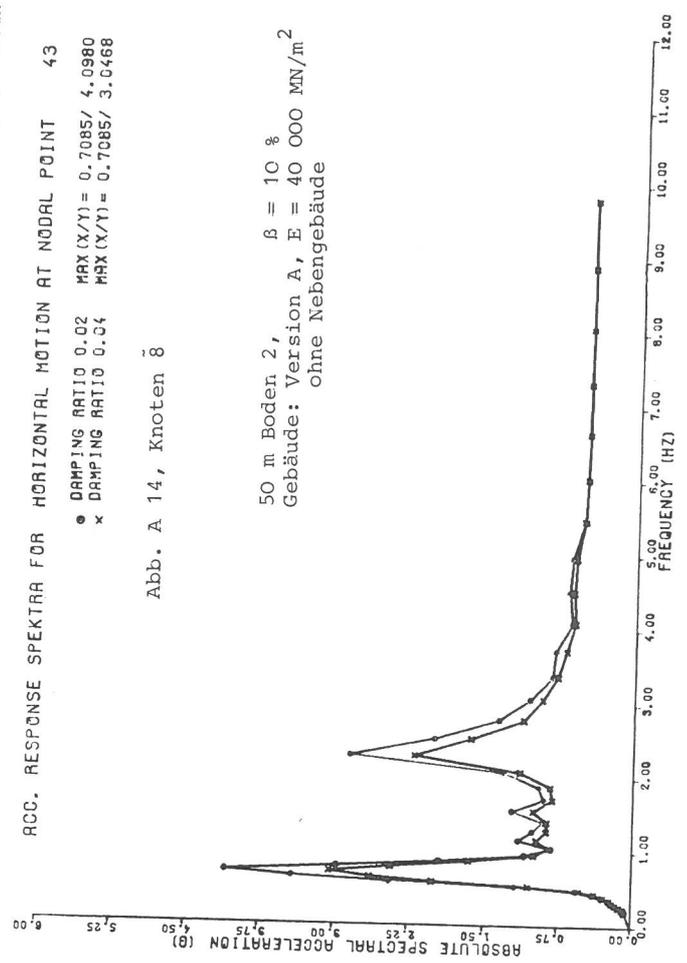


5212A T=050 B=230 W=30 BB=2/0.10 B=17000 MB=MIT

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 43

○ DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 0.7085/ 4.0980
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 0.7085/ 3.0468

50 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version A, E = 40 000 MN/m²
 ohne Nebengebäude



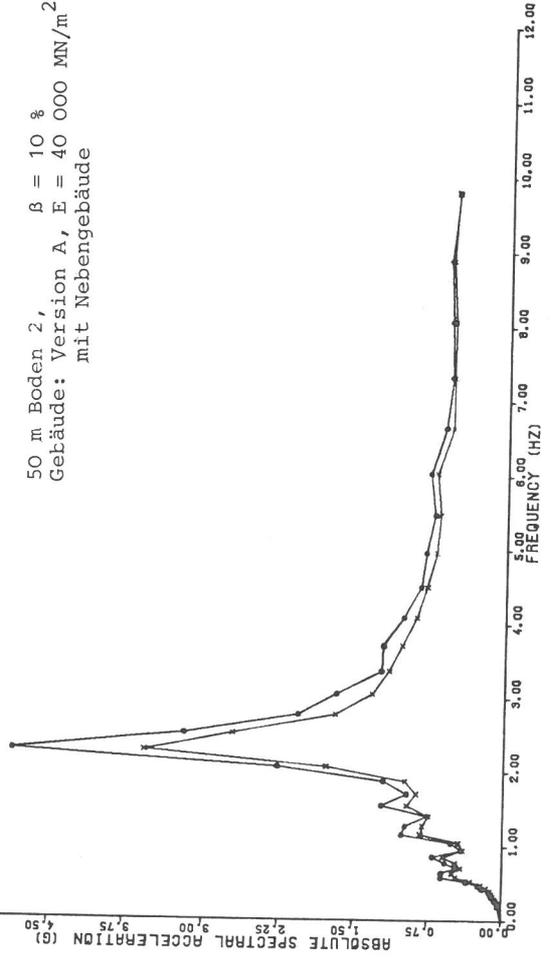
5214A T=050 B=230 W=30 BB=2/0.10 B=17000 MB=OHNE

Abb. A 14, Knoten 8

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 45

○ DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 2.2772/ 4.8717
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 2.2772/ 3.5674

50 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version A, E = 40 000 MN/m²
 mit Nebengebäude



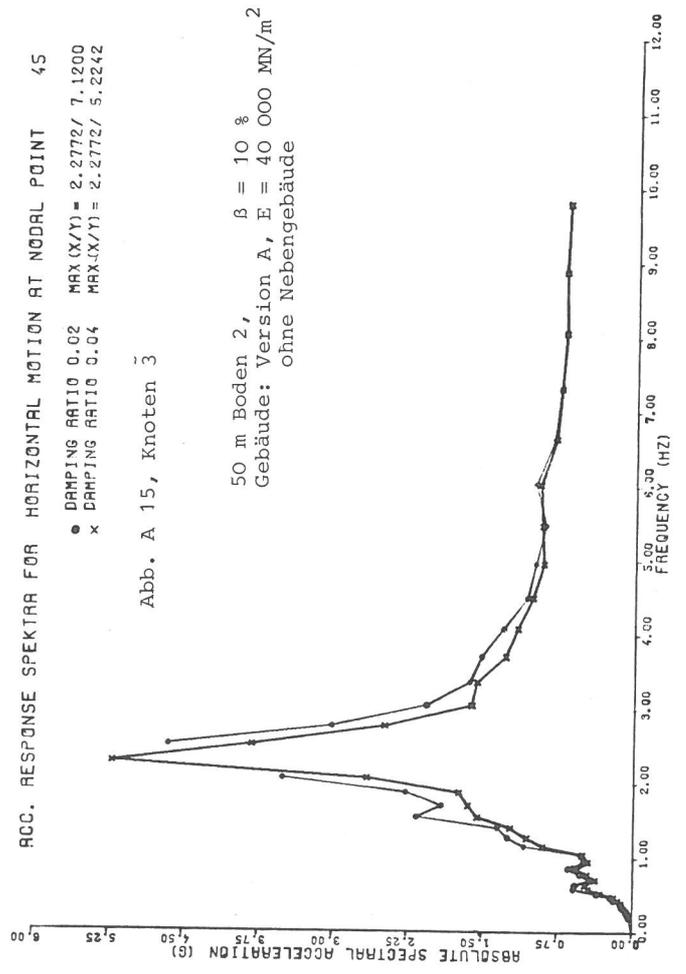
5212A T=050 B=230 W=50 BB=2/0.10 B=17000 MB=MIT

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 45

○ DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 2.2772/ 7.1200
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 2.2772/ 5.2242

Abb. A 15, Knoten 3

50 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version A, E = 40 000 MN/m²
 ohne Nebengebäude

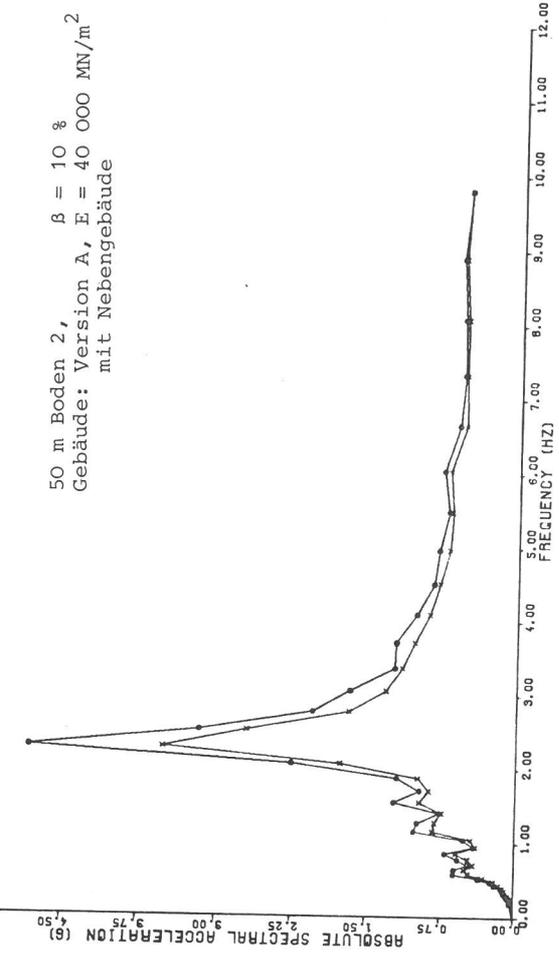


5214A T=050 B=230 W=50 BB=2/0.10 B=17000 MB=OHNE

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 53

○ DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 2.2772/ 4.8400
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 2.2772/ 3.5395

50 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version A, E = 40 000 MN/m²
 mit Nebengebäude



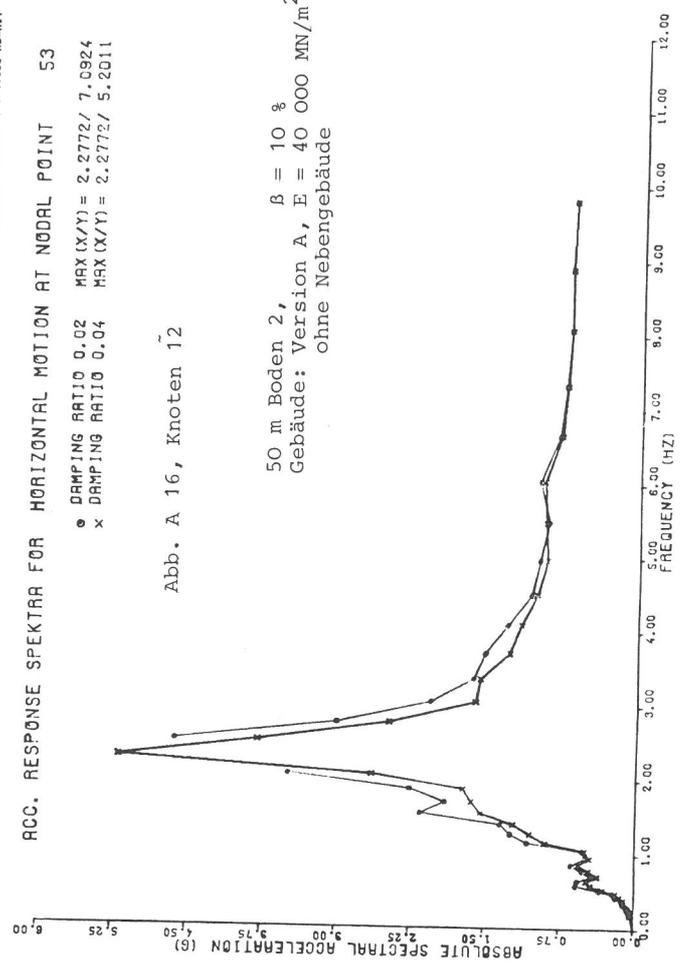
5212A T=050 B=230 W=50 BB=2/0.10 B=17000 MB=MIT

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 53

○ DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 2.2772/ 7.0924
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 2.2772/ 5.2011

Abb. A 16, Knoten 12

50 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version A, E = 40 000 MN/m²
 ohne Nebengebäude

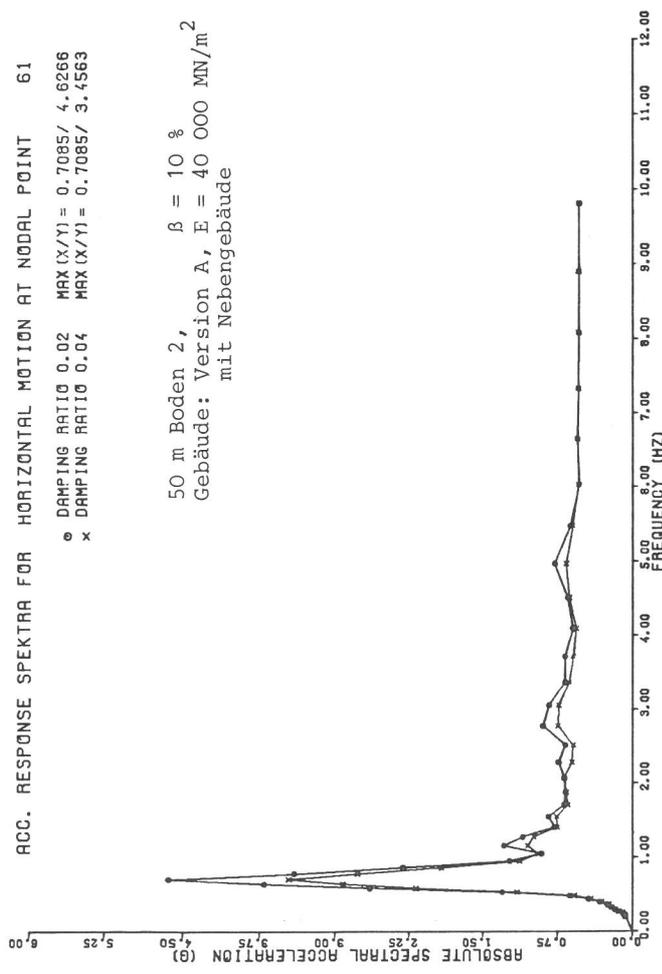


5214A T=050 B=230 W=50 BB=2/0.10 B=17000 MB=OHNE

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 61

o DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 0.7085/ 4.6266
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 0.7085/ 3.4563

50 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version A, E = 40 000 MN/m²
 mit Nebengebäude

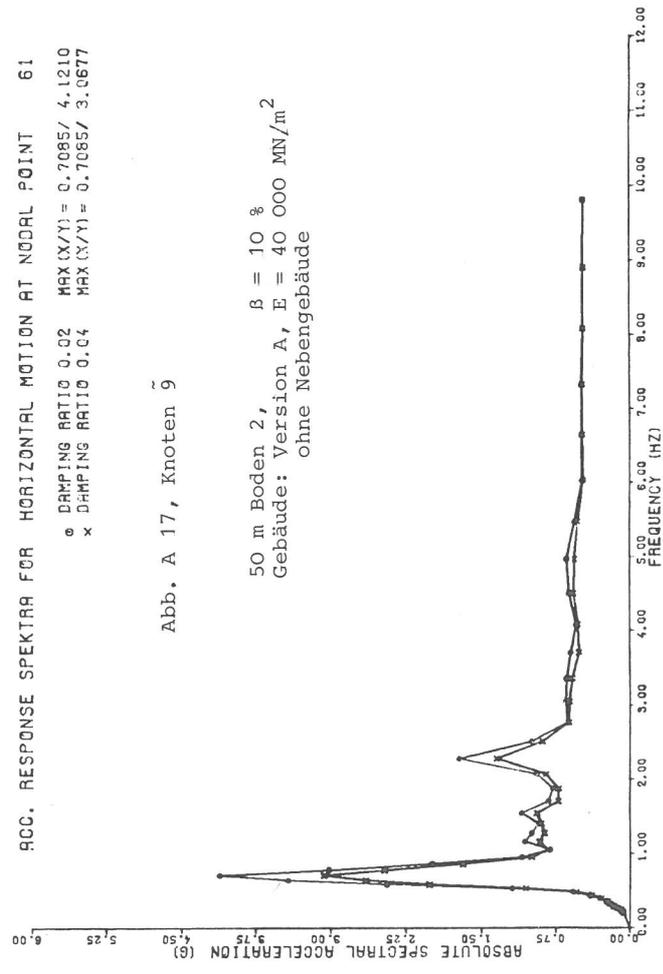


5212A T=050 B=230 V=50 B0=2/0.10 B=17000 MB=MIT

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 61

o DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 0.7085/ 4.1210
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 0.7085/ 3.0677

50 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version A, E = 40 000 MN/m²
 ohne Nebengebäude



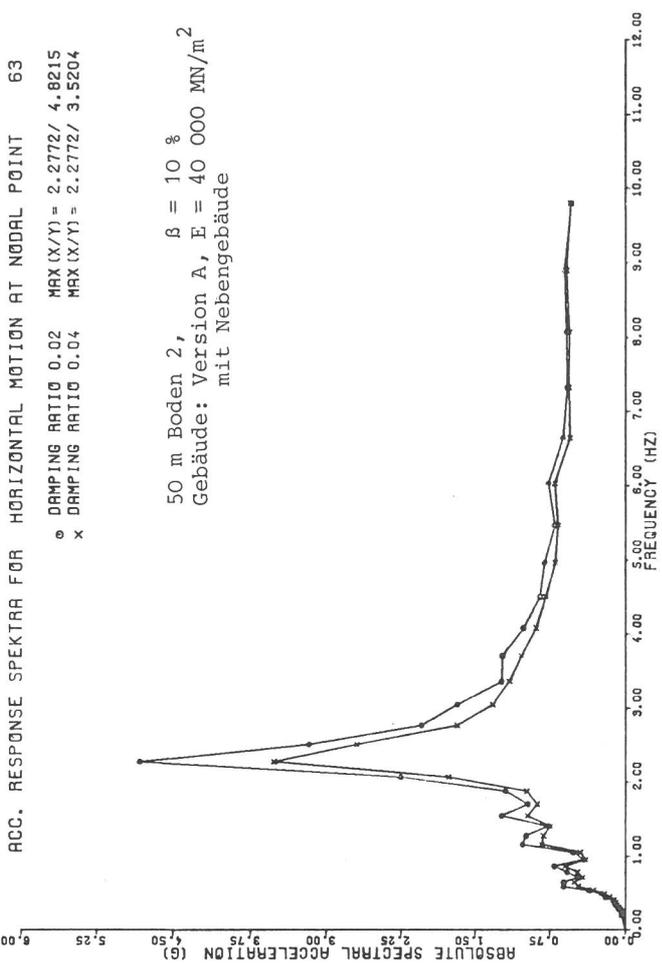
5214A T=050 B=230 V=50 B0=2/0.10 B=17000 MB=OHNE

Abb. A 17, Knoten 9

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 63

o DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 2.2772/ 4.8215
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 2.2772/ 3.5204

50 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version A, E = 40 000 MN/m²
 mit Nebengebäude

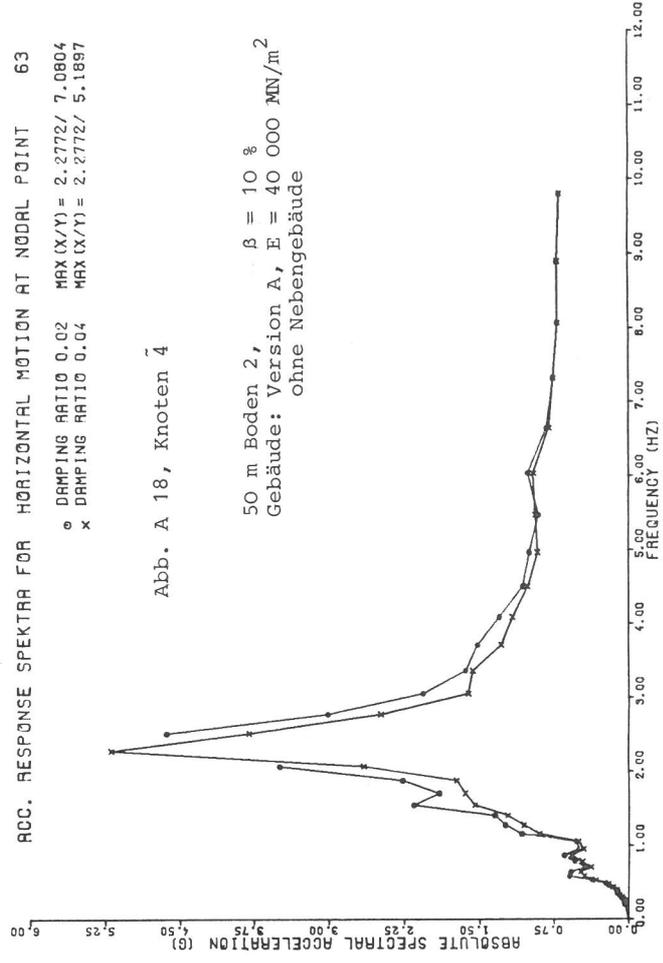


5212A T=050 B=230 V=50 B0=2/0.10 B=17000 MB=MIT

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 63

o DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 2.2772/ 7.0804
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 2.2772/ 5.1897

50 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version A, E = 40 000 MN/m²
 ohne Nebengebäude



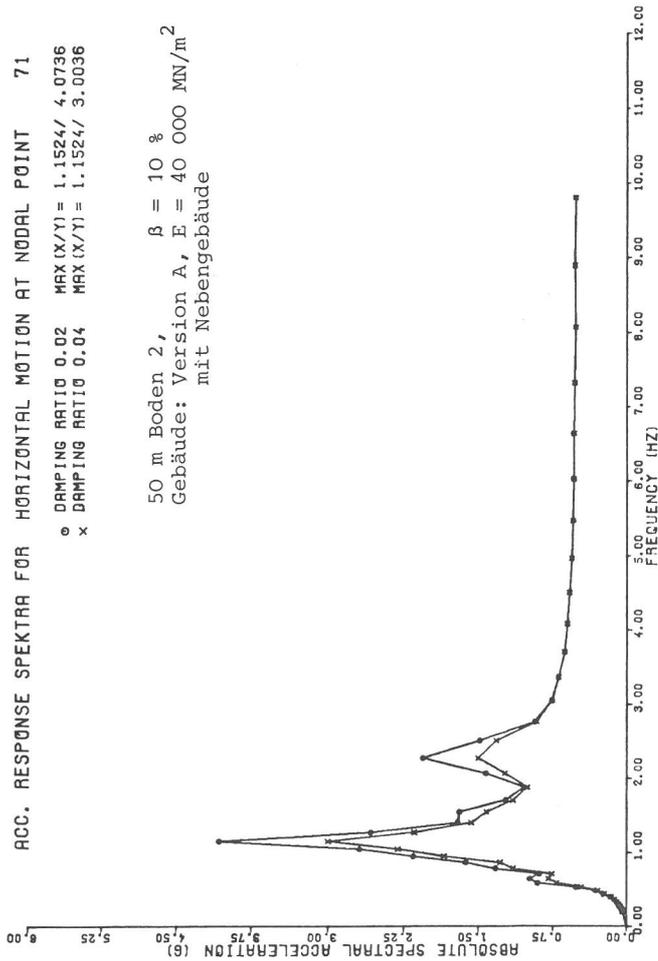
5214A T=050 B=230 V=50 B0=2/0.10 B=17000 MB=OHNE

Abb. A 18, Knoten 4

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 71

o DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 1.1524/ 4.0736
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 1.1524/ 3.0036

50 m Boden 2, $\beta = 10\%$
 Gebäude: Version A, E = 40 000 MN/m²
 mit Nebengebäude

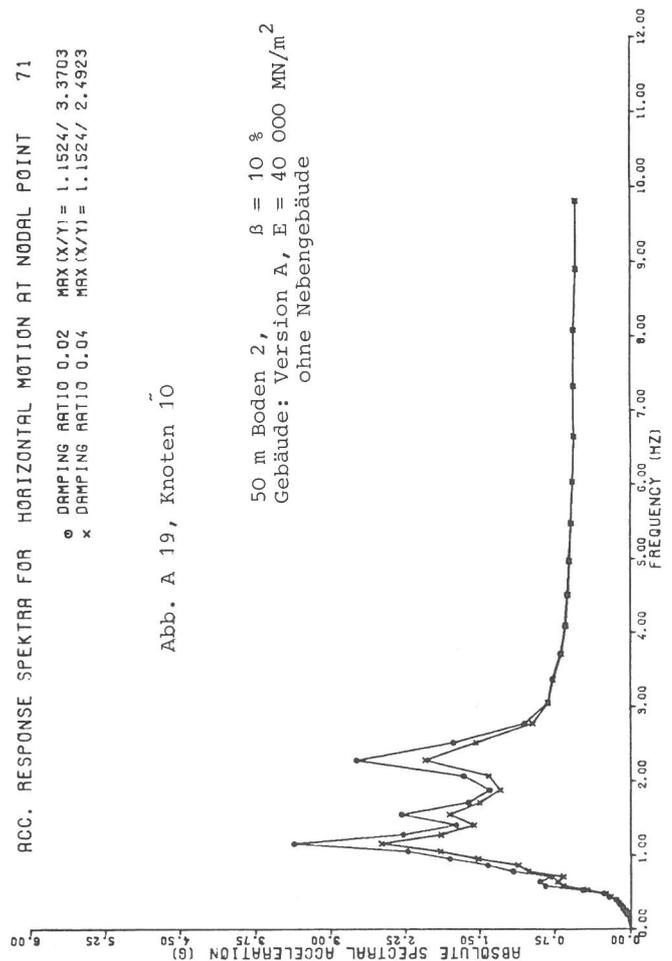


5212A T=050 B=630 W=50 B6=2/0.10 B=17000 MB=HIT

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 71

o DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 1.1524/ 3.3703
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 1.1524/ 2.4923

50 m Boden 2, $\beta = 10\%$
 Gebäude: Version A, E = 40 000 MN/m²
 ohne Nebengebäude



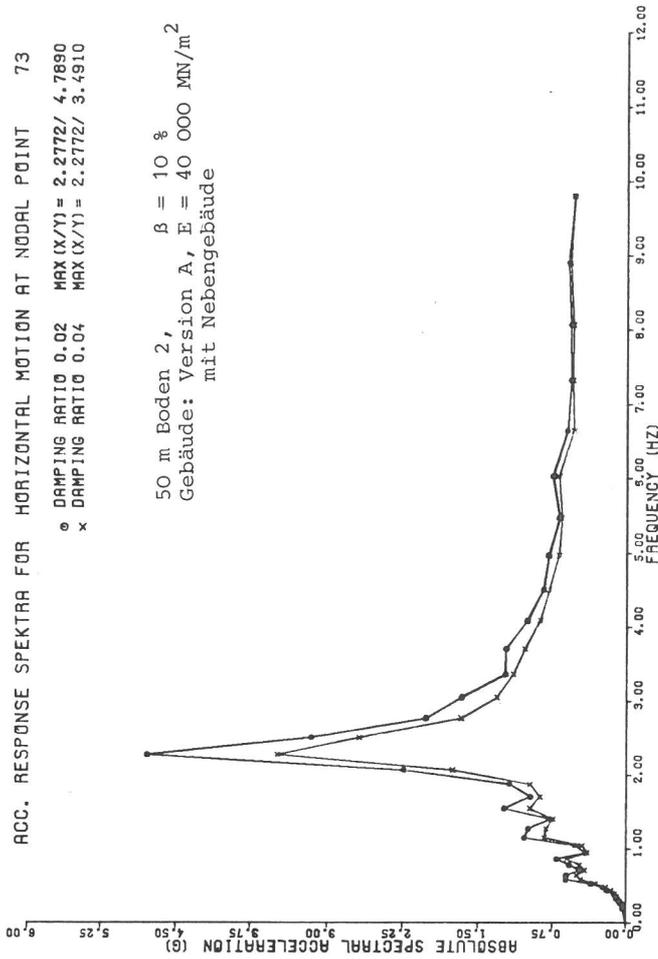
5214A T=050 B=630 W=50 B6=2/0.10 B=17000 MB=OHNE

Abb. A 19, Knoten 10

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 73

o DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 2.2772/ 4.7690
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 2.2772/ 3.4910

50 m Boden 2, $\beta = 10\%$
 Gebäude: Version A, E = 40 000 MN/m²
 mit Nebengebäude

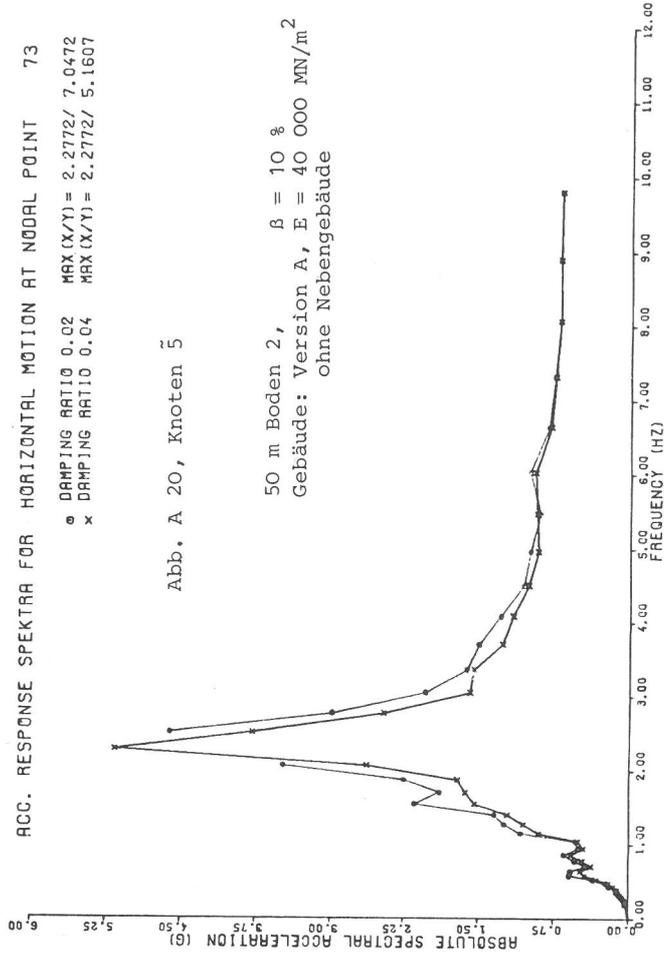


5212A T=050 B=630 W=50 B6=2/0.10 B=17000 MB=HIT

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 73

o DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 2.2772/ 7.0472
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 2.2772/ 5.1607

50 m Boden 2, $\beta = 10\%$
 Gebäude: Version A, E = 40 000 MN/m²
 ohne Nebengebäude



5214A T=050 B=630 W=50 B6=2/0.10 B=17000 MB=OHNE

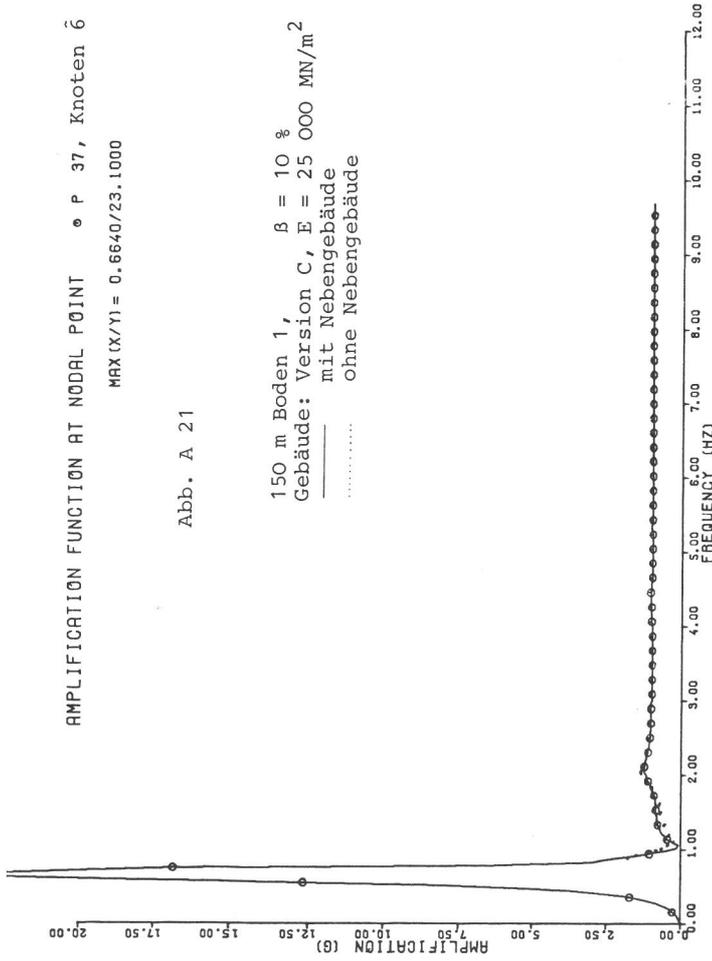
Abb. A 20, Knoten 5

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT o P 37, Knoten 6

MAX (X/Y) = 0.6640/23.1000

Abb. A 21

150 m Boden 1, $\beta = 10\%$
Gebäude: Version C, $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$
mit Nebengebäude
..... ohne Nebengebäude



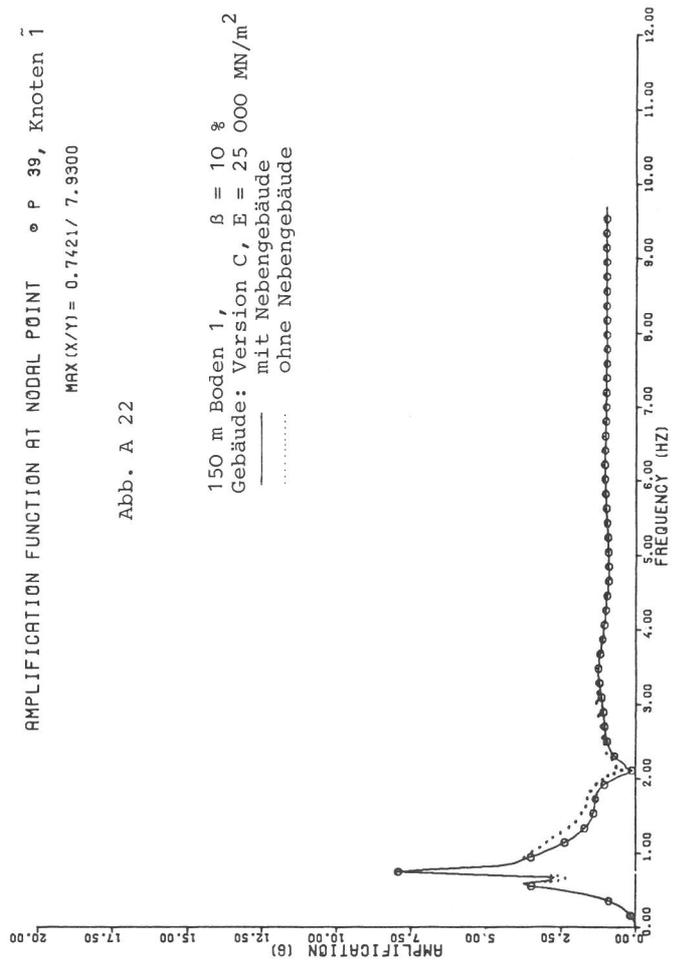
9111C T=150 B=230 V=50 BB=1/0.10 9=10000 MB=MIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT o P 39, Knoten 7

MAX (X/Y) = 0.7421/ 7.9300

Abb. A 22

150 m Boden 1, $\beta = 10\%$
Gebäude: Version C, $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$
mit Nebengebäude
..... ohne Nebengebäude



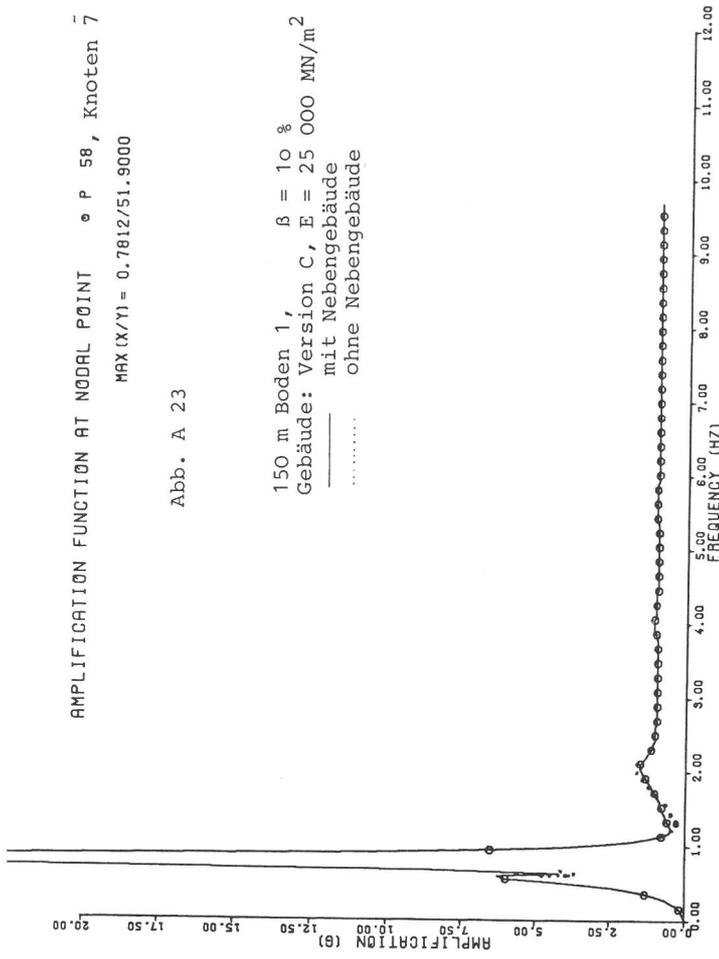
9111C T=150 B=230 V=50 BB=1/0.10 9=10000 MB=MIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT o P 58, Knoten 7

MAX (X/Y) = 0.7812/51.9000

Abb. A 23

150 m Boden 1, $\beta = 10\%$
Gebäude: Version C, $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$
mit Nebengebäude
..... ohne Nebengebäude



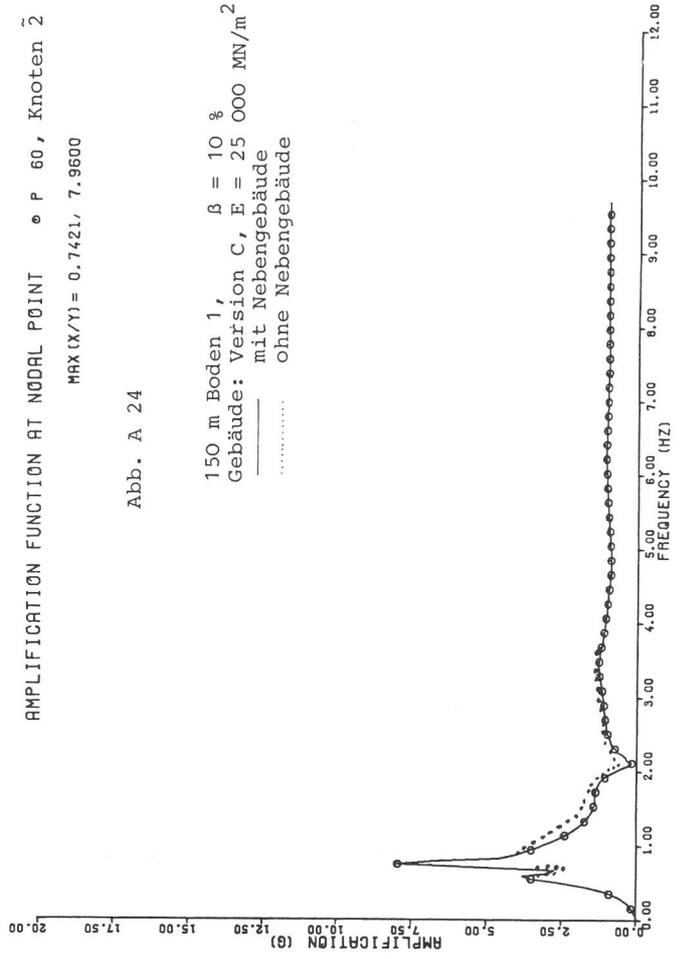
9111C T=150 B=230 V=50 BB=1/0.10 9=10000 MB=MIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT o P 60, Knoten 2

MAX (X/Y) = 0.7421/ 7.9600

Abb. A 24

150 m Boden 1, $\beta = 10\%$
Gebäude: Version C, $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$
mit Nebengebäude
..... ohne Nebengebäude



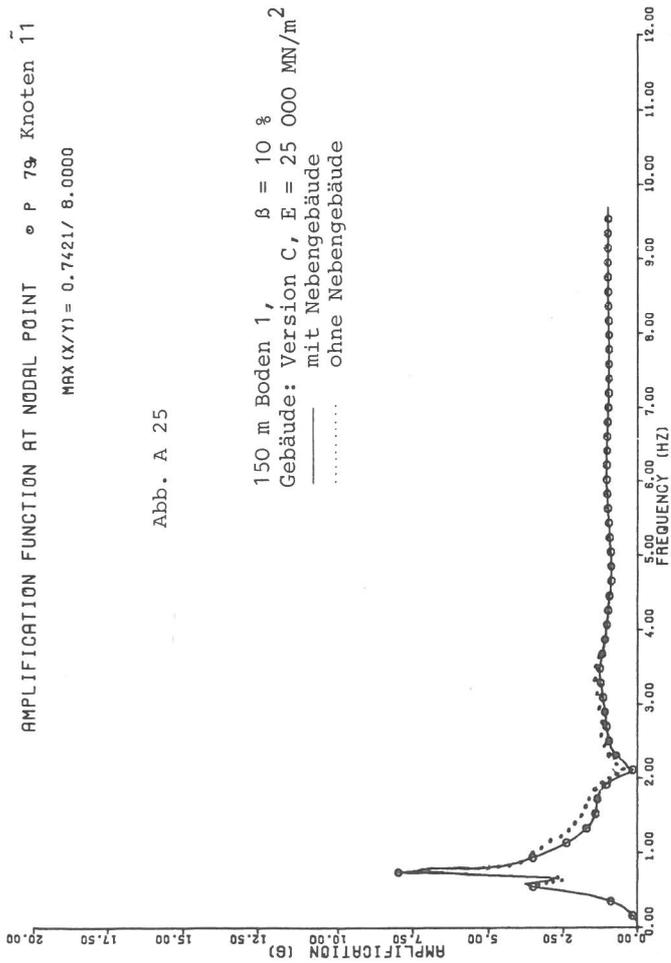
9111C T=150 B=230 V=50 BB=1/0.10 9=10000 MB=MIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT e P 79, Knoten 11

MAX(X/Y) = 0.7421 / 8.0000

Abb. A 25

150 m Boden 1, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version C, E = 25 000 MN/m²
 mit Nebengebäude
 ohne Nebengebäude



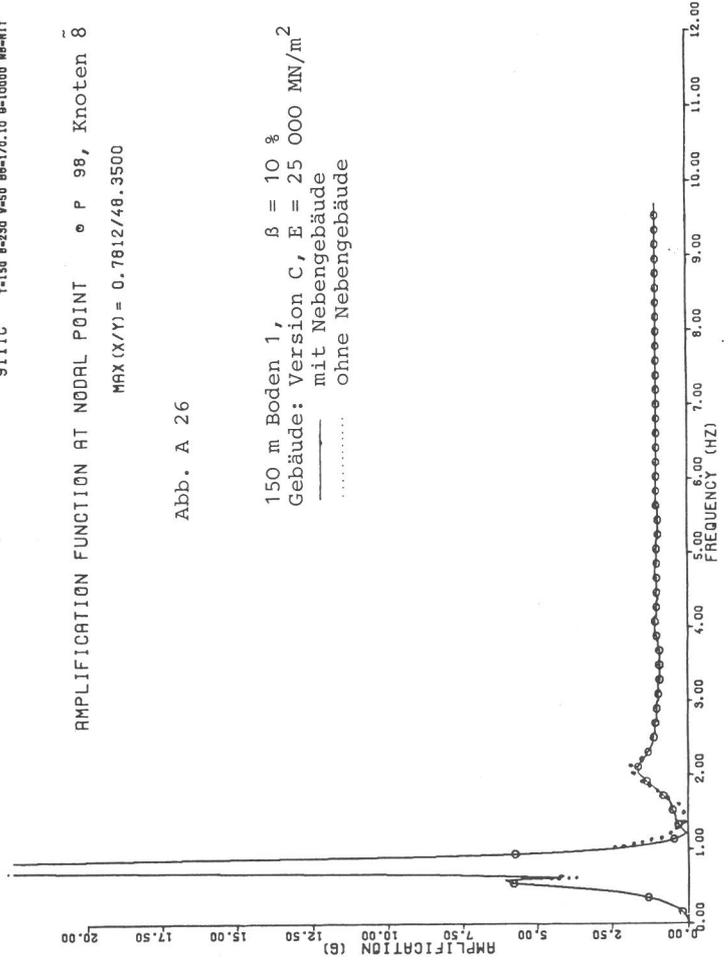
9111C T=150 B=230 W=50 BB=1/0.10 S=10000 MB=MIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT e P 98, Knoten 8

MAX(X/Y) = 0.7812 / 48.3500

Abb. A 26

150 m Boden 1, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version C, E = 25 000 MN/m²
 mit Nebengebäude
 ohne Nebengebäude



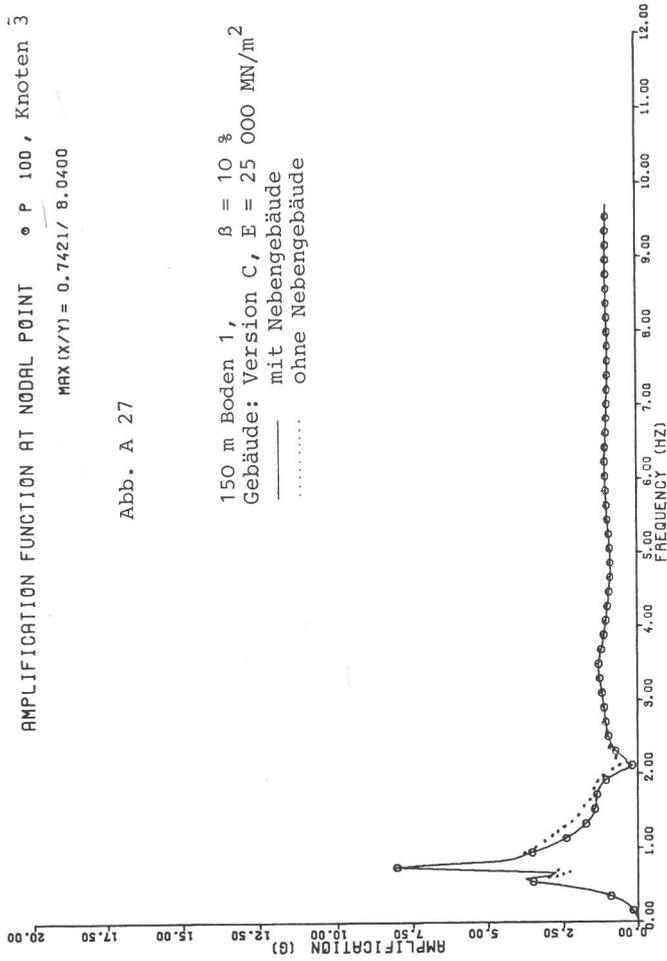
9111C T=150 B=230 W=50 BB=1/0.10 S=10000 MB=MIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT e P 100, Knoten 3

MAX(X/Y) = 0.7421 / 8.0400

Abb. A 27

150 m Boden 1, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version C, E = 25 000 MN/m²
 mit Nebengebäude
 ohne Nebengebäude



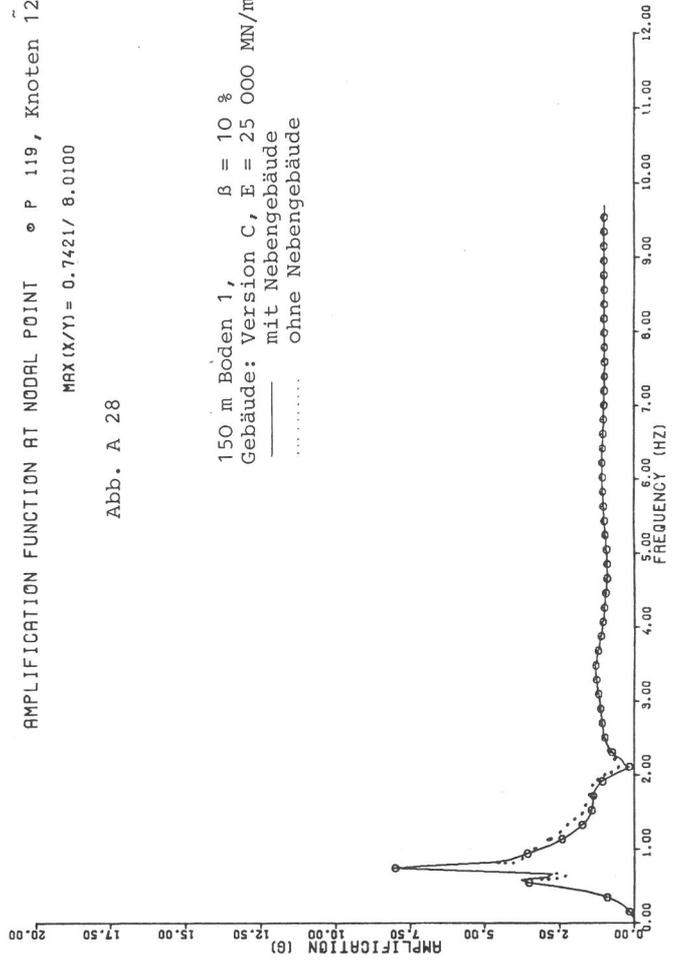
9111C T=150 B=230 W=50 BB=1/0.10 S=10000 MB=MIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT e P 119, Knoten 12

MAX(X/Y) = 0.7421 / 8.0100

Abb. A 28

150 m Boden 1, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version C, E = 25 000 MN/m²
 mit Nebengebäude
 ohne Nebengebäude



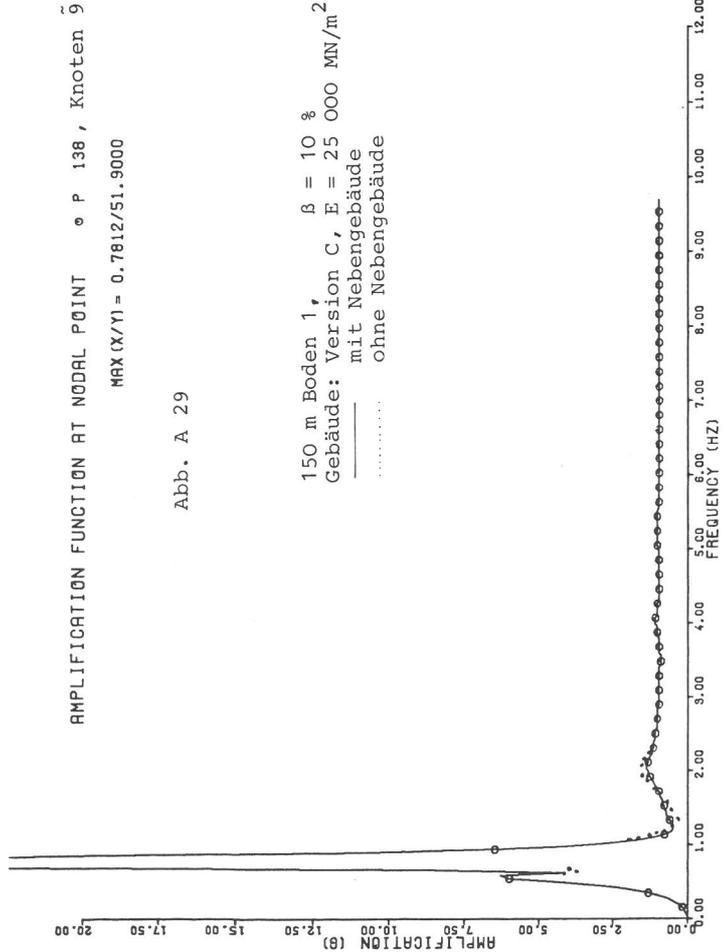
9111C T=150 B=230 W=50 BB=1/0.10 S=10000 MB=MIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT o P 138, Knoten 9

MAX (X/Y) = 0.7812/51.9000

Abb. A 29

150 m Boden 1, $\beta = 10\%$
Gebäude: Version C, $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$
mit Nebengebäude
..... ohne Nebengebäude



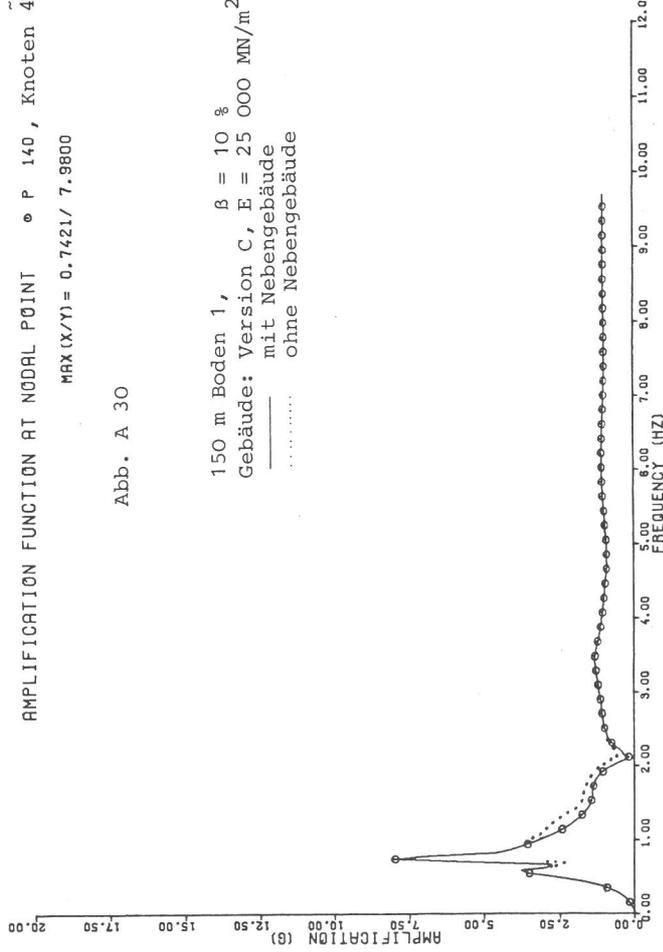
9111C T=150 B=230 W=50 BB=1/0.10 G=10000 MB=MIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT o P 140, Knoten 4

MAX (X/Y) = 0.7421/ 7.9800

Abb. A 30

150 m Boden 1, $\beta = 10\%$
Gebäude: Version C, $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$
mit Nebengebäude
..... ohne Nebengebäude



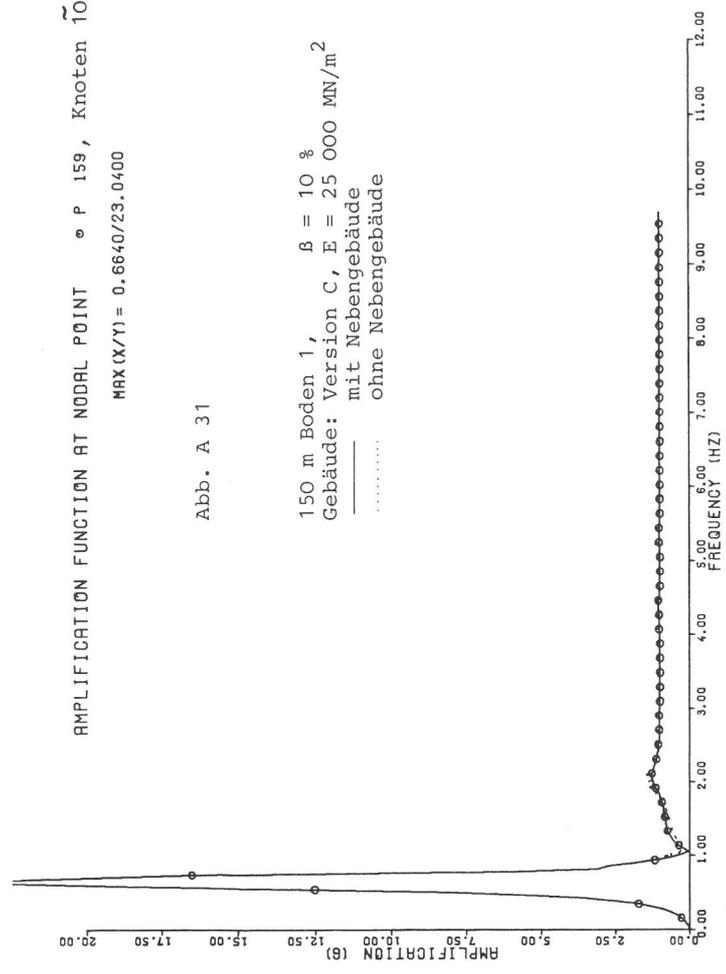
9111C T=150 B=230 W=50 BB=1/0.10 G=10000 MB=MIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT o P 159, Knoten 10

MAX (X/Y) = 0.6640/23.0400

Abb. A 31

150 m Boden 1, $\beta = 10\%$
Gebäude: Version C, $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$
mit Nebengebäude
..... ohne Nebengebäude



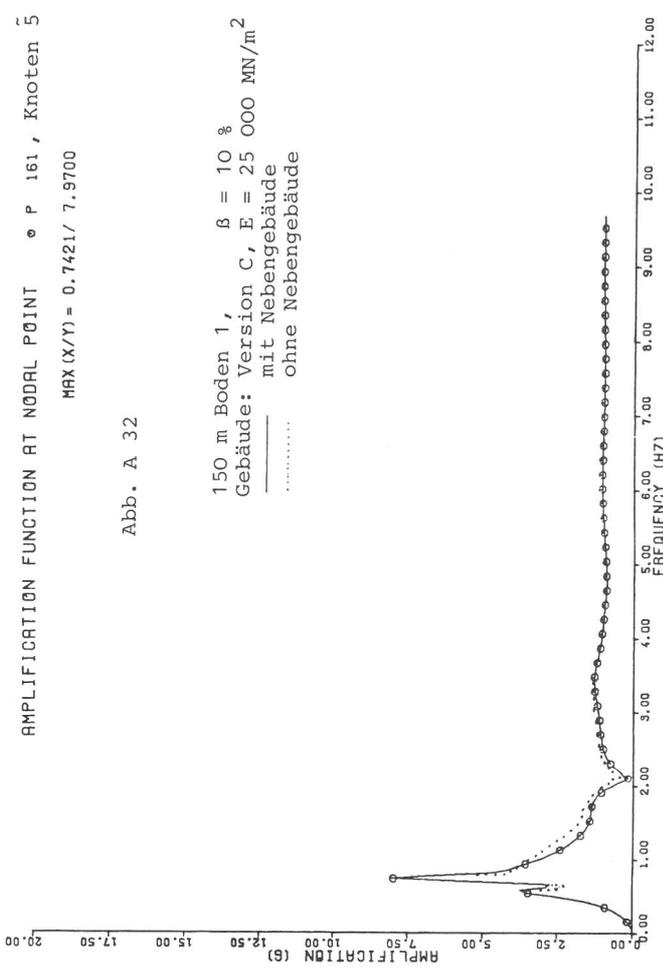
9111C T=150 B=230 W=50 BB=1/0.10 G=10000 MB=MIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT o P 161, Knoten 5

MAX (X/Y) = 0.7421/ 7.9700

Abb. A 32

150 m Boden 1, $\beta = 10\%$
Gebäude: Version C, $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$
mit Nebengebäude
..... ohne Nebengebäude

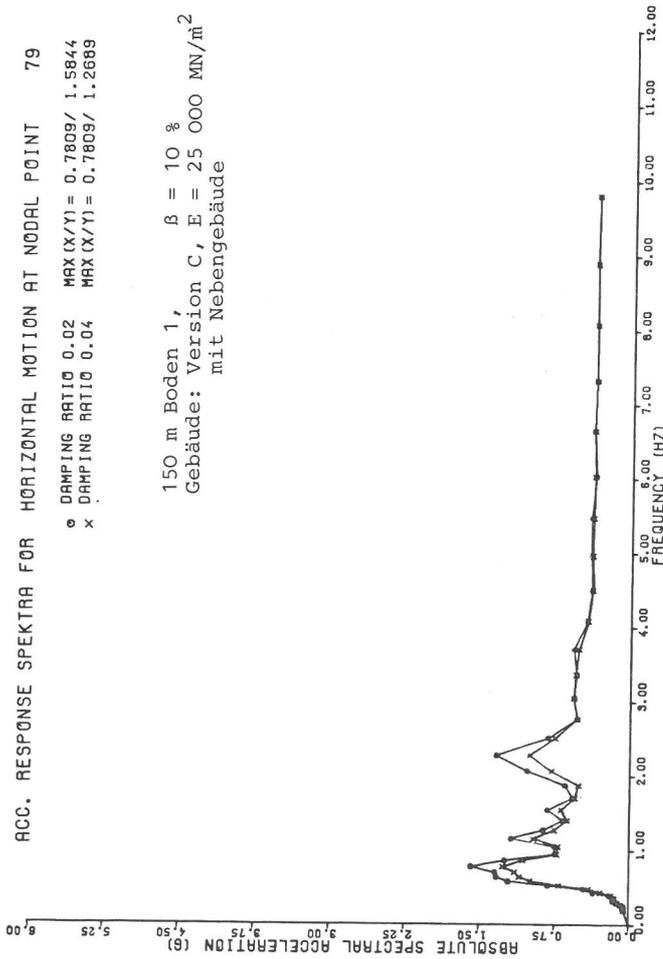


9111C T=150 B=230 W=50 BB=1/0.10 G=10000 MB=MIT

ACC. RESPONSE SPECTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 79

○ DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 0.7809/ 1.5844
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 0.7809/ 1.2689

150 m Boden 1, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version C, E = 25 000 MN/m²
 mit Nebengebäude

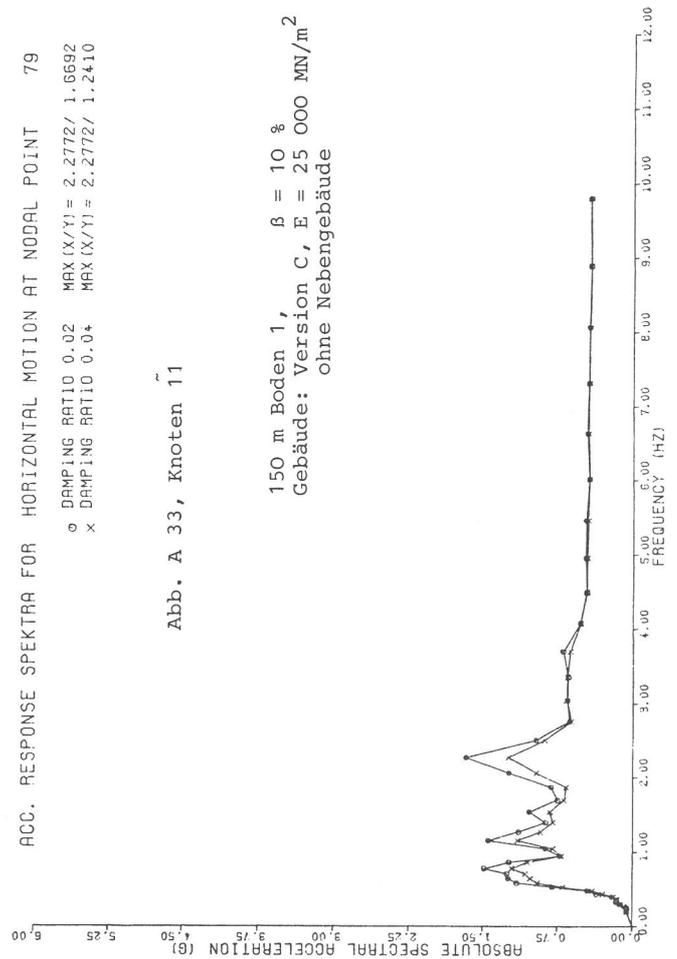


9111C T=150 B=250 V=50 B0=1/0.10 G=10000 MB=HIT

ACC. RESPONSE SPECTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 79

○ DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 2.2772/ 1.6692
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 2.2772/ 1.2410

150 m Boden 1, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version C, E = 25 000 MN/m²
 ohne Nebengebäude



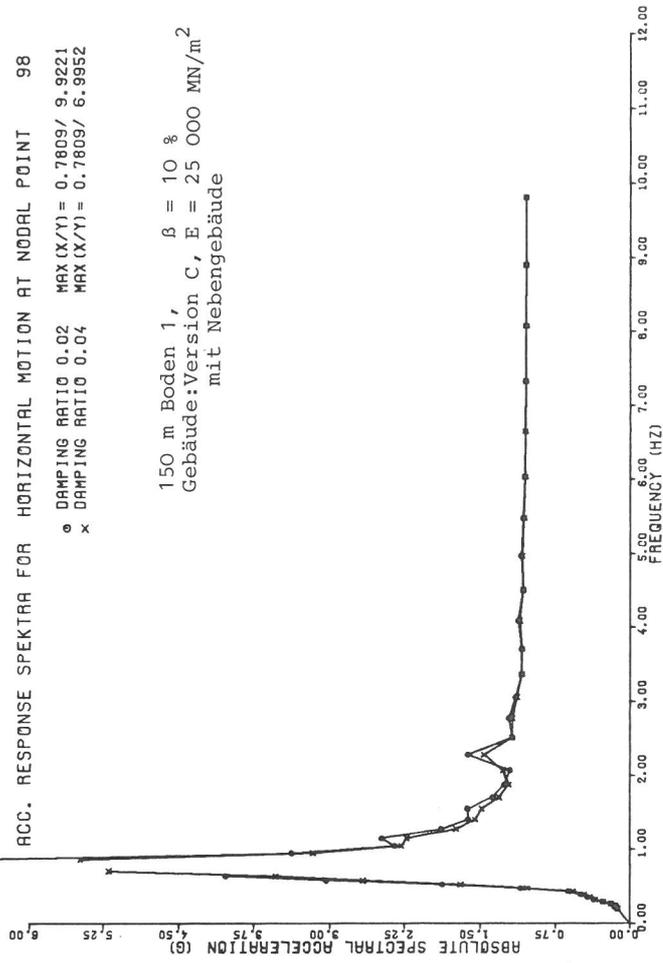
9113C T=150 B=250 V=50 B0=1/0.10 G=10000 MB=HIT

Abb. A 33, Knoten 11

ACC. RESPONSE SPECTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 98

○ DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 0.7809/ 9.9221
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 0.7809/ 6.9952

150 m Boden 1, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version C, E = 25 000 MN/m²
 mit Nebengebäude

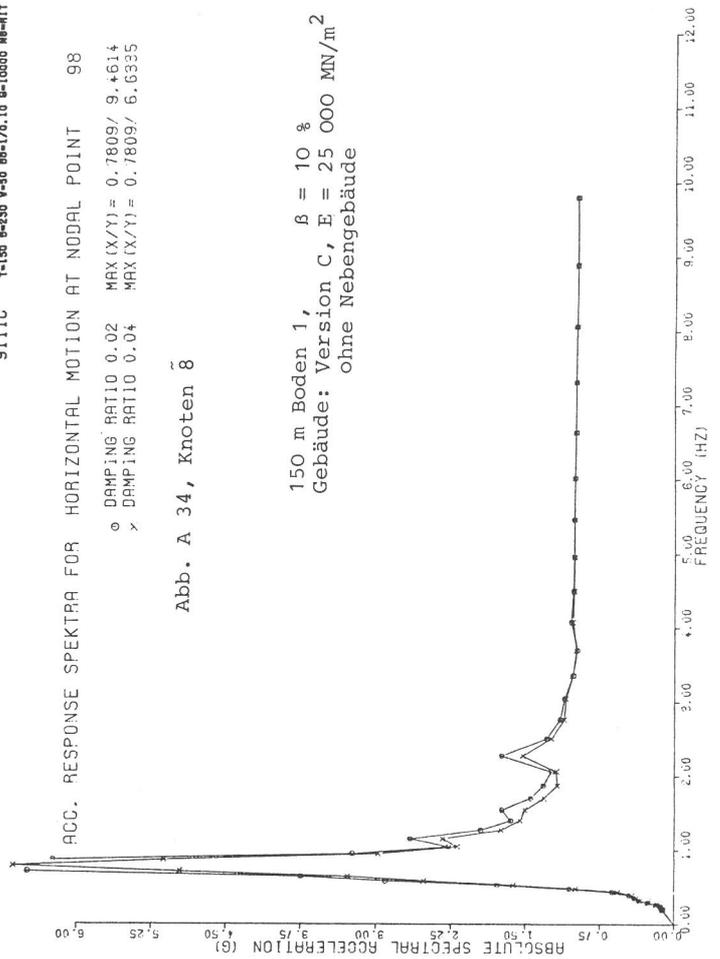


9111C T=150 B=250 V=50 B0=1/0.10 G=10000 MB=HIT

ACC. RESPONSE SPECTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 98

○ DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 0.7809/ 9.4614
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 0.7809/ 6.6335

150 m Boden 1, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version C, E = 25 000 MN/m²
 ohne Nebengebäude



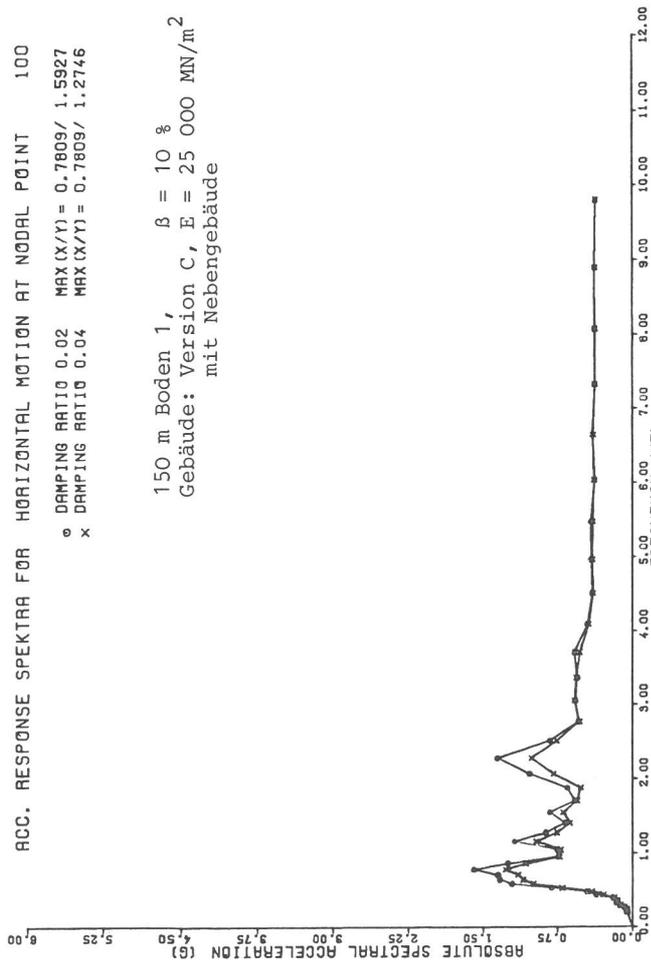
9113C T=150 B=250 V=50 B0=1/0.10 G=10000 MB=HIT

Abb. A 34, Knoten 8

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 100

o DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 0.7809 / 1.5927
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 0.7809 / 1.2746

150 m Boden 1, $\beta = 10\%$
 Gebäude: Version C, E = 25 000 MN/m²
 mit Nebengebäude

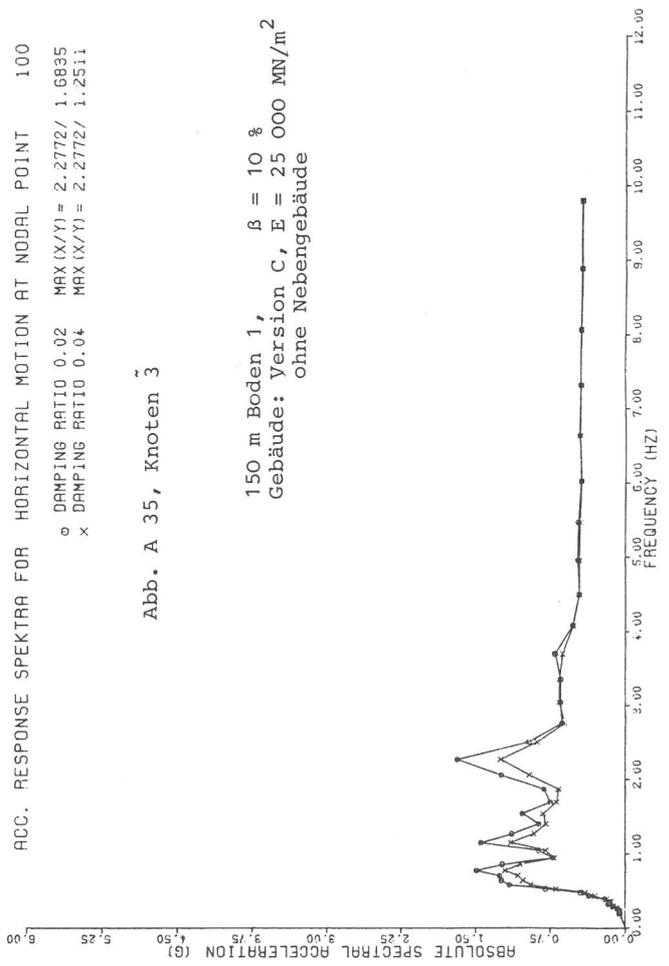


9111C T=150 B=230 W=50 BM=1/0.10 G=10000 MB=HIT

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 100

o DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 2.2772 / 1.6835
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 2.2772 / 1.2511

150 m Boden 1, $\beta = 10\%$
 Gebäude: Version C, E = 25 000 MN/m²
 ohne Nebengebäude



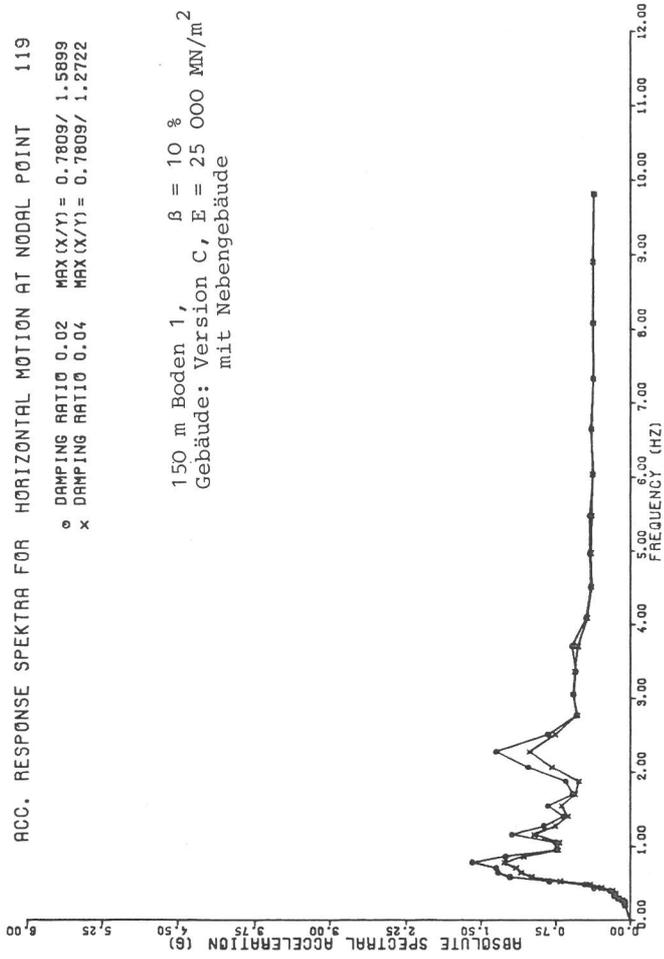
9113C T=150 B=230 W=50 BM=1/0.10 G=10000 MB=DNF

Abb. A 35, Knoten 3

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 119

o DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 0.7809 / 1.5899
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 0.7809 / 1.2722

150 m Boden 1, $\beta = 10\%$
 Gebäude: Version C, E = 25 000 MN/m²
 mit Nebengebäude

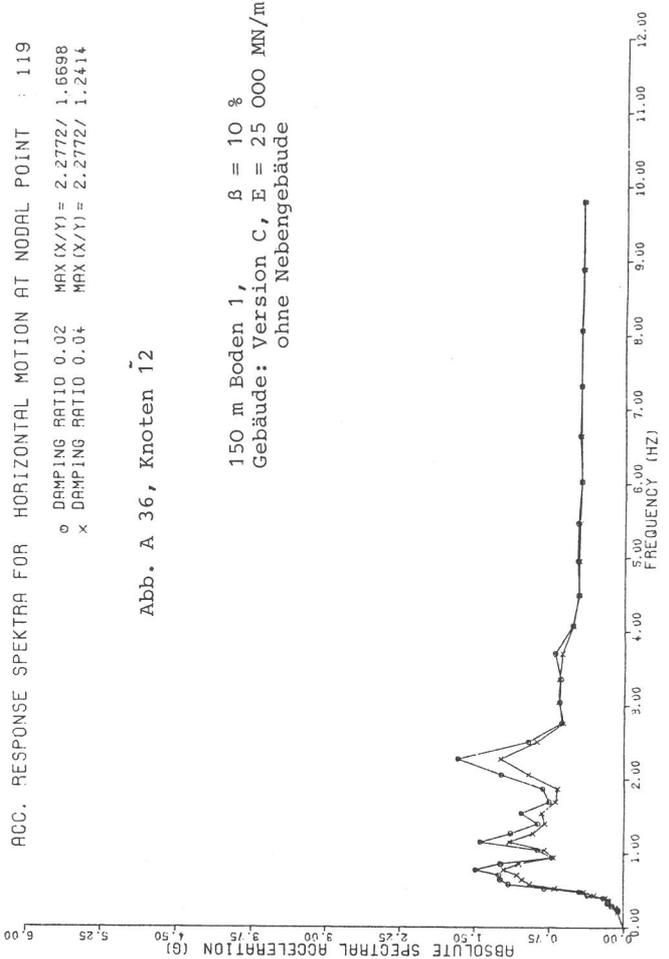


9111C T=150 B=230 W=50 BM=1/0.10 G=10000 MB=HIT

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 119

o DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 2.2772 / 1.6698
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 2.2772 / 1.2414

150 m Boden 1, $\beta = 10\%$
 Gebäude: Version C, E = 25 000 MN/m²
 ohne Nebengebäude



9113C T=150 B=230 W=50 BM=1/0.10 G=10000 MB=DNF

Abb. A 36, Knoten 12

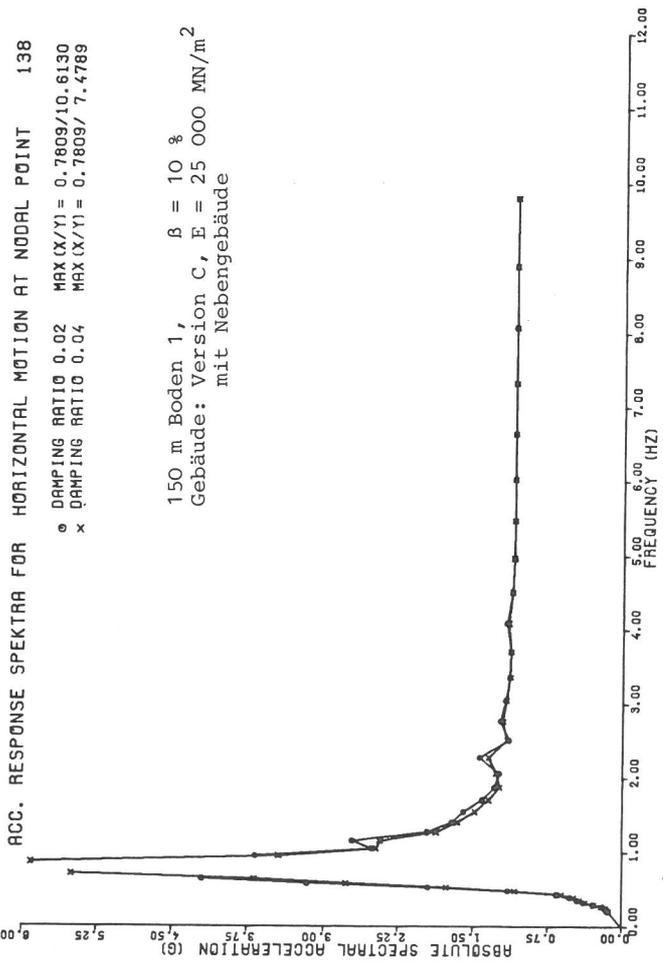


Abb. A 37, Knoten 9

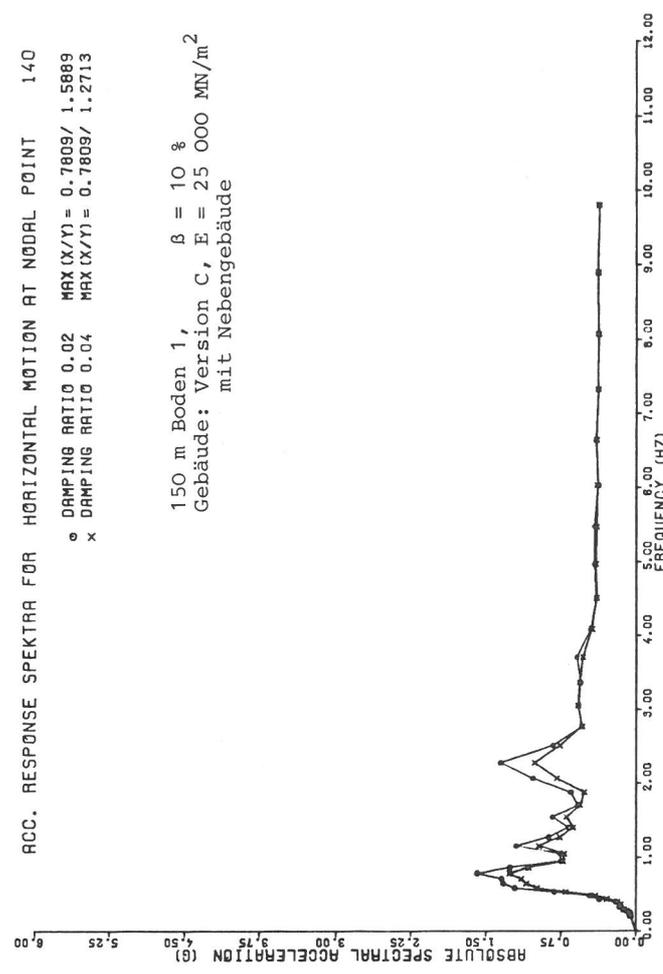
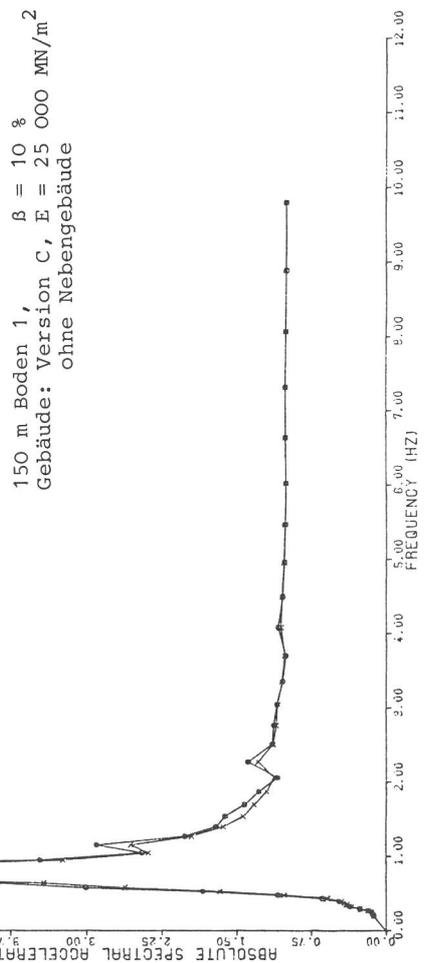
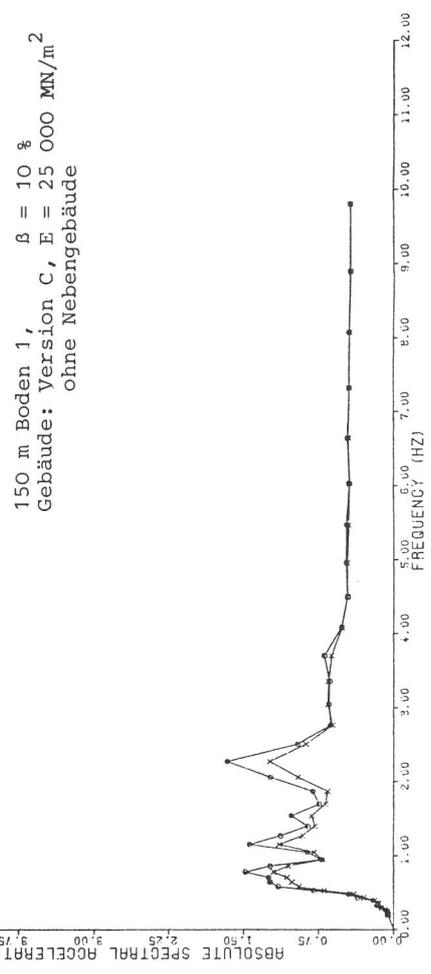


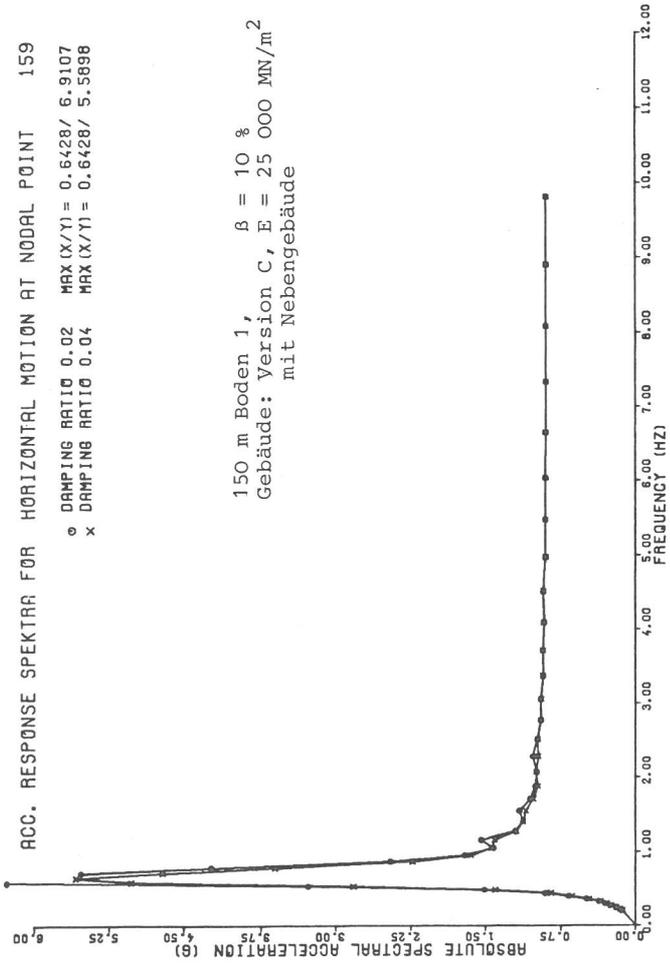
Abb. A 38, Knoten 4



ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 159

o DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 0.6428/ 6.9107
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 0.6428/ 5.5898

150 m Boden 1, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version C, E = 25 000 MN/m²
 mit Nebengebäude

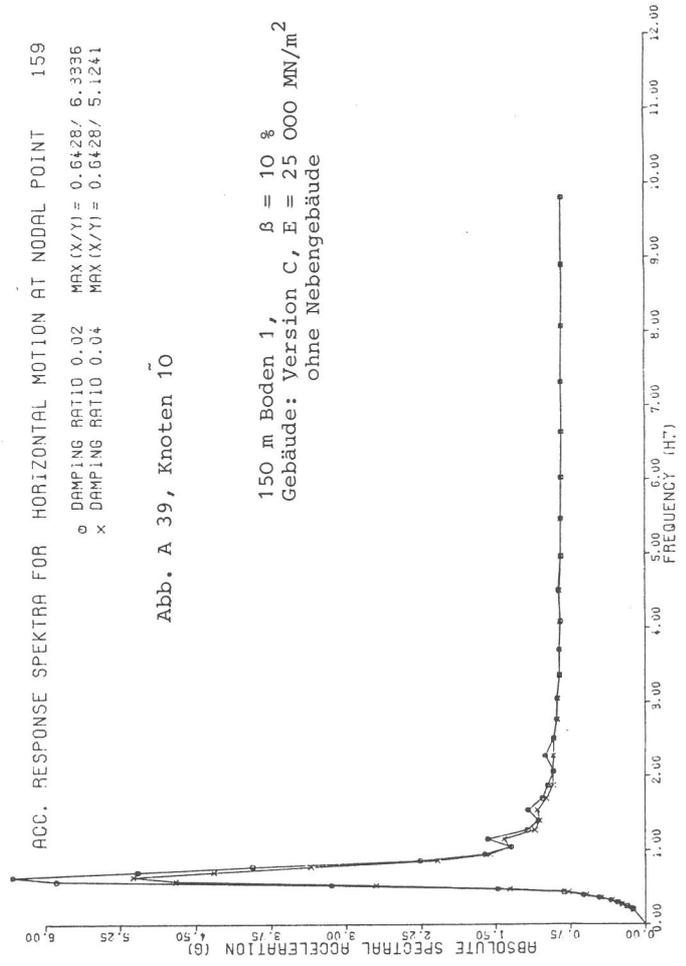


9111C T=150 B=230 V=50 B0=1/0.10 G=1.0000 NB=HIT

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 159

o DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 0.6428/ 6.3336
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 0.6428/ 5.1241

150 m Boden 1, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version C, E = 25 000 MN/m²
 ohne Nebengebäude



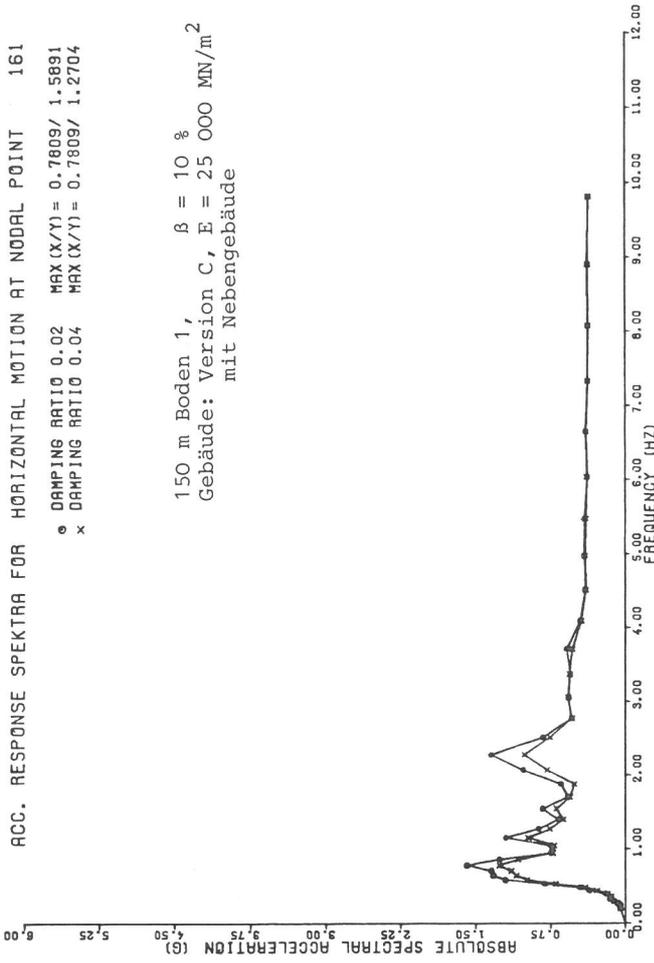
9113C T=150 B=230 V=50 B0=1/0.10 G=1.0000 NB=UHNE

Abb. A 39, Knoten 10

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 161

o DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 0.7809/ 1.5891
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 0.7809/ 1.2704

150 m Boden 1, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version C, E = 25 000 MN/m²
 mit Nebengebäude

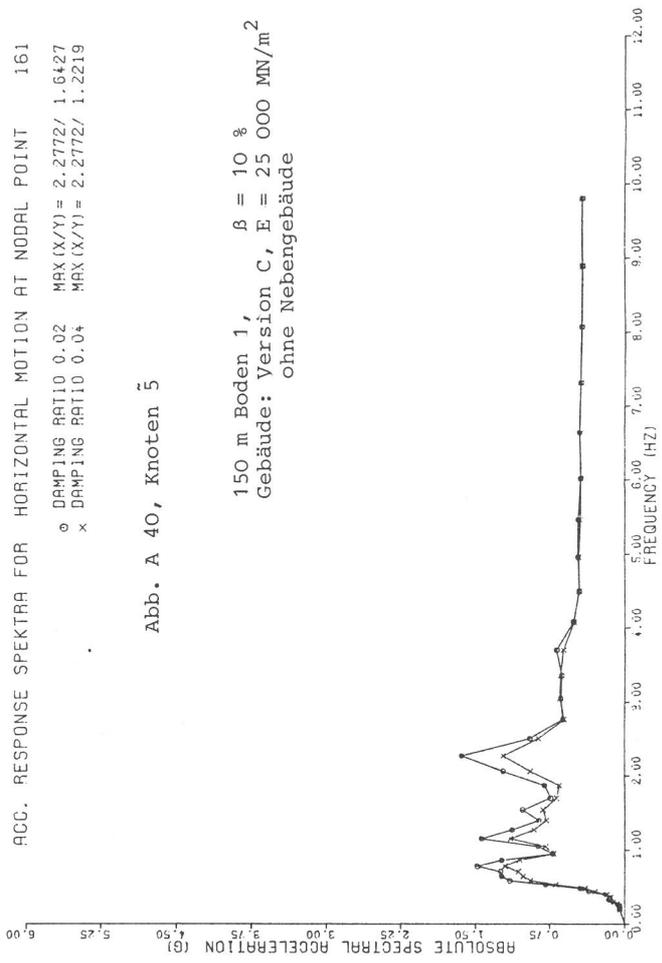


9111C T=150 B=230 V=50 B0=1/0.10 G=1.0000 NB=HIT

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 161

o DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 2.2772/ 1.6427
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 2.2772/ 1.2219

150 m Boden 1, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version C, E = 25 000 MN/m²
 ohne Nebengebäude



9113C T=150 B=230 V=50 B0=1/0.10 G=1.0000 NB=UHNE

Abb. A 40, Knoten 5

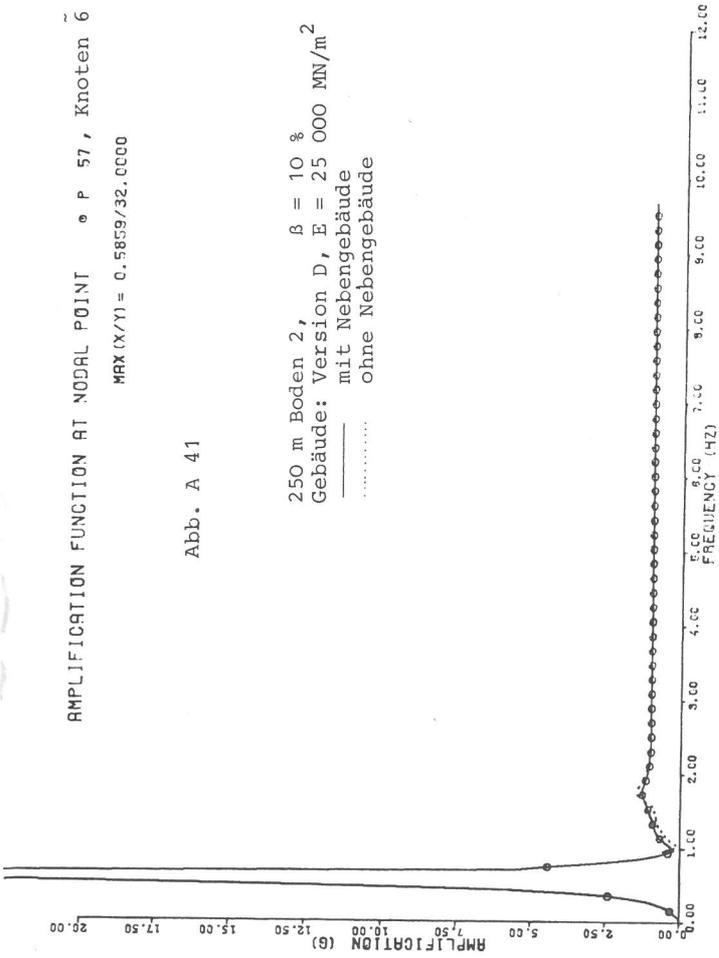
AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT P 57, Knoten 6

MAX (X/Y) = 0.5859/32.0000

Abb. A 41

250 m Boden 2, $\beta = 10\%$
 Gebäude: Version D, E = 25 000 MN/m²
 mit Nebengebäude

 ohne Nebengebäude



8211D 1=250 0=330 4=60 00=2/0.10 0=10000 00=MIT

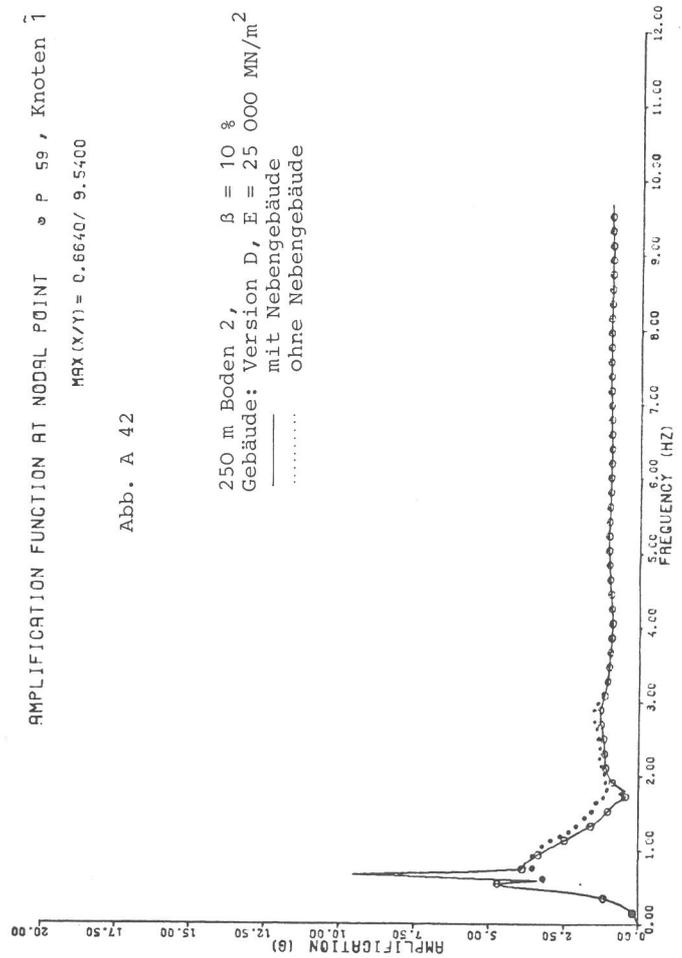
AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT P 59, Knoten 1

MAX (X/Y) = 0.6640/ 9.5400

Abb. A 42

250 m Boden 2, $\beta = 10\%$
 Gebäude: Version D, E = 25 000 MN/m²
 mit Nebengebäude

 ohne Nebengebäude



8211D 1=250 0=330 4=60 00=2/0.10 0=10000 00=MIT

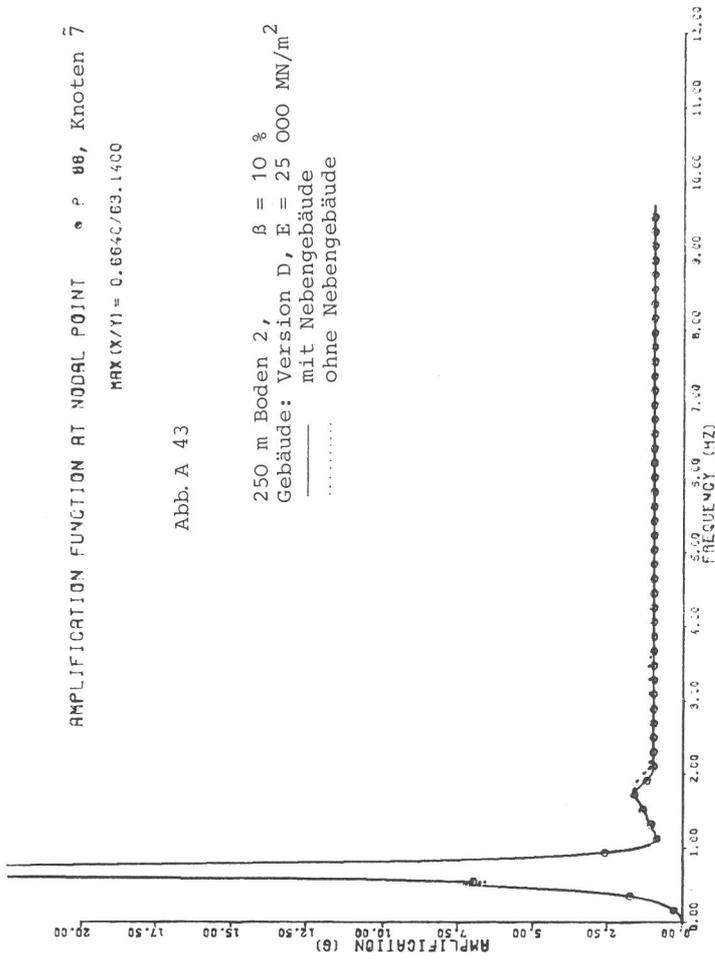
AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT P 86, Knoten 7

MAX (X/Y) = 0.6640/63.1400

Abb. A 43

250 m Boden 2, $\beta = 10\%$
 Gebäude: Version D, E = 25 000 MN/m²
 mit Nebengebäude

 ohne Nebengebäude



8211D 1=250 0=330 4=60 00=2/0.10 0=10000 00=MIT

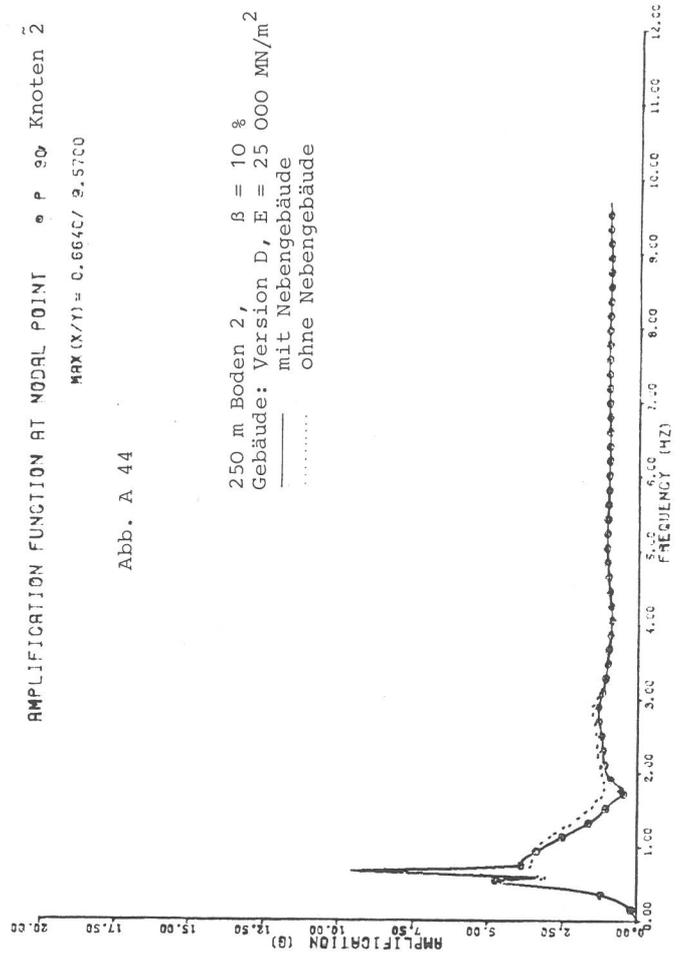
AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT P 90, Knoten 2

MAX (X/Y) = 0.6640/ 9.5700

Abb. A 44

250 m Boden 2, $\beta = 10\%$
 Gebäude: Version D, E = 25 000 MN/m²
 mit Nebengebäude

 ohne Nebengebäude



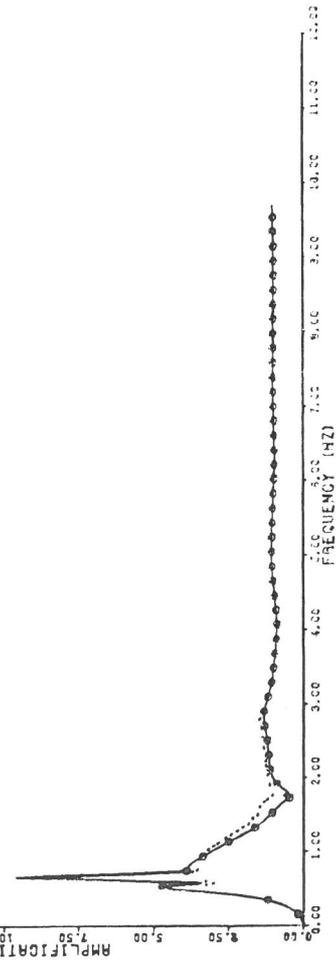
8211D 1=250 0=330 4=60 00=2/0.10 0=10000 00=MIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT * P 119, Knoten 11

MAX (X/Y) = 0.6640 / 9.6200

Abb. A 45

250 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version D, $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$
 mit Nebengebäude
 ohne Nebengebäude



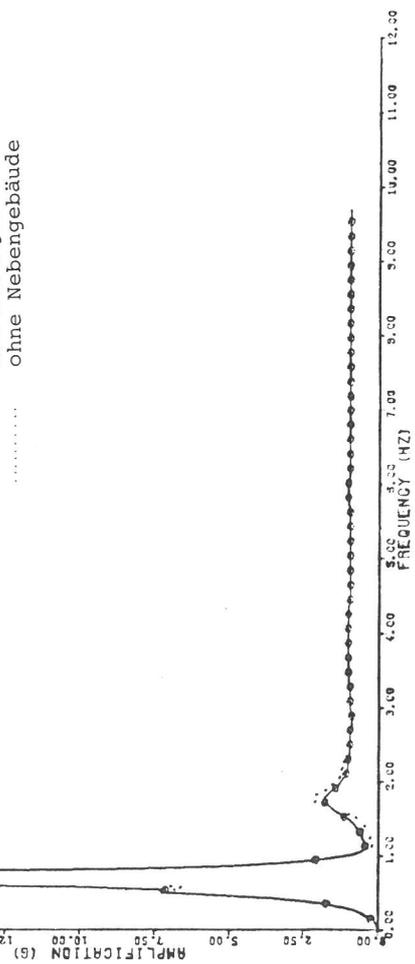
82110 T=250 0=230 W=50 00=270.10 0=10000 00=MIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT * P 140, Knoten 8

MAX (X/Y) = 0.5540 / 59.0400

Abb. A 46

250 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version D, $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$
 mit Nebengebäude
 ohne Nebengebäude



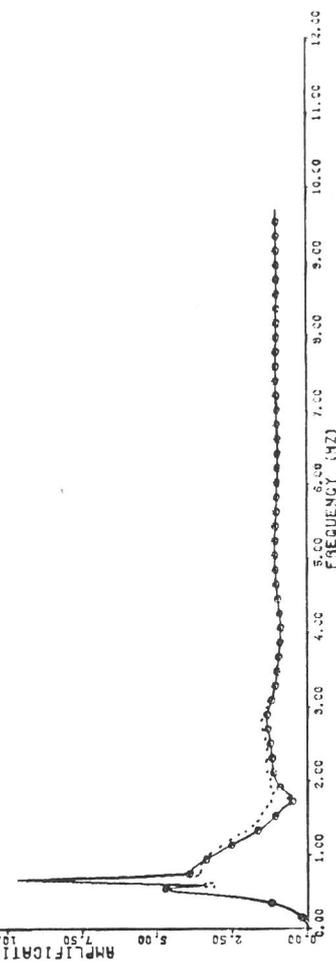
82110 T=250 0=230 W=50 00=270.10 0=10000 00=MIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT * P 150, Knoten 3

MAX (X/Y) = 0.6640 / 9.6900

Abb. A 47

250 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version D, $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$
 mit Nebengebäude
 ohne Nebengebäude



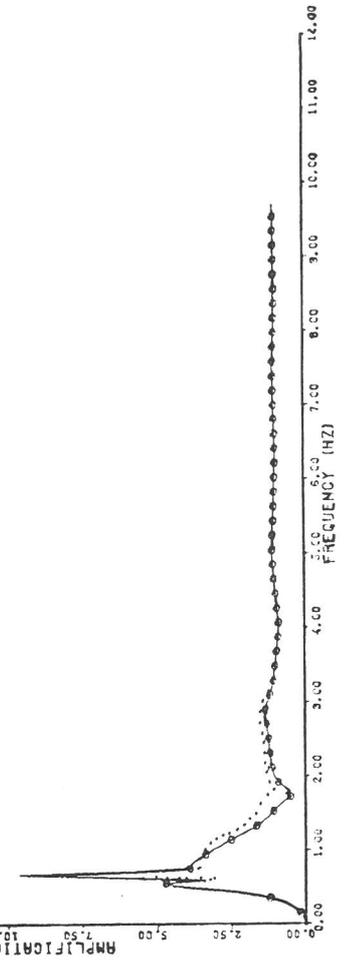
82110 T=250 0=230 W=50 00=270.10 0=10000 00=MIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT * P 170, Knoten 12

MAX (X/Y) = 0.6640 / 9.6200

Abb. A 48

250 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version D, $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$
 mit Nebengebäude
 ohne Nebengebäude



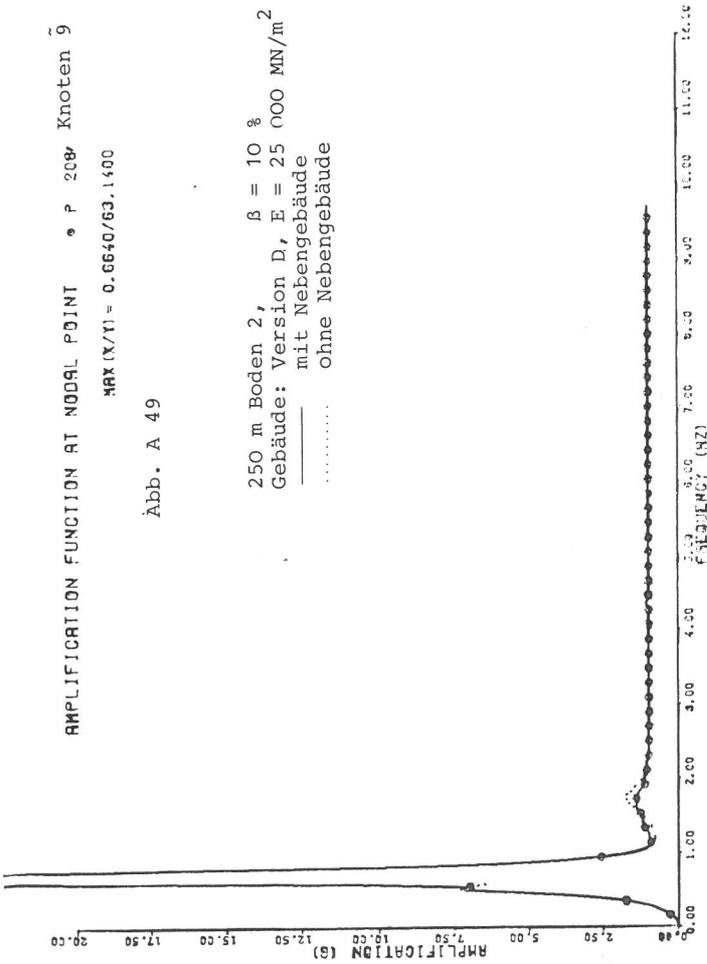
82110 T=250 0=230 W=50 00=270.10 0=10000 00=MIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT * P 208, Knoten 9

MAX (X/Y) = 0.6640/63.1400

Abb. A 49

250 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
Gebäude: Version D, E = 25 000 MN/m²
mit Nebengebäude
..... ohne Nebengebäude



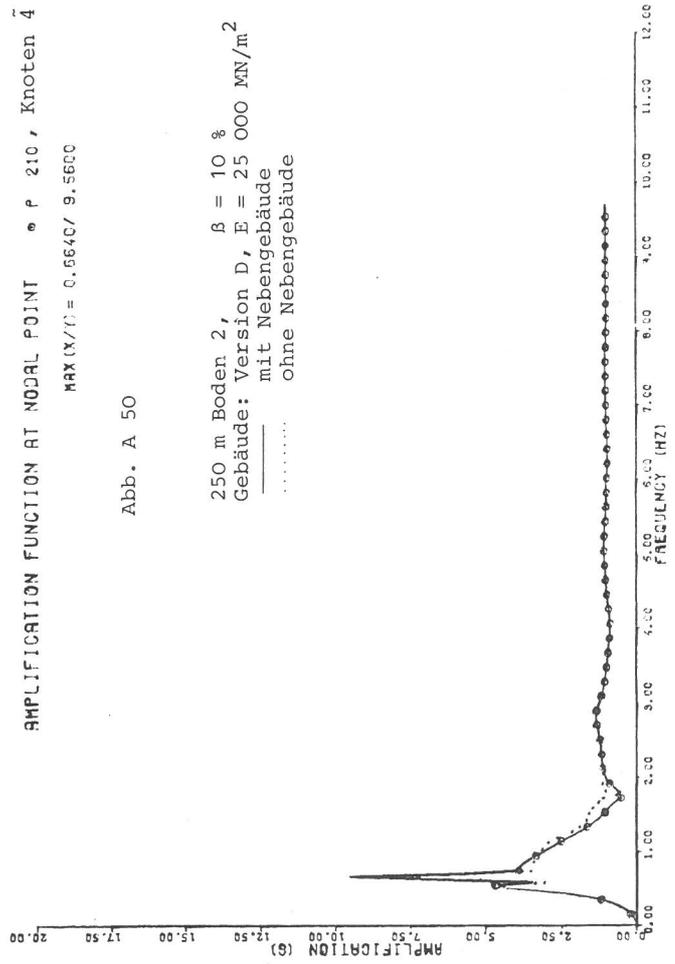
8211D 1-250 0-250 9-50 99-270.10 0-10000 MM-MIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT * P 210, Knoten 4

MAX (X/Y) = 0.6640/ 9.5600

Abb. A 50

250 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
Gebäude: Version D, E = 25 000 MN/m²
mit Nebengebäude
..... ohne Nebengebäude



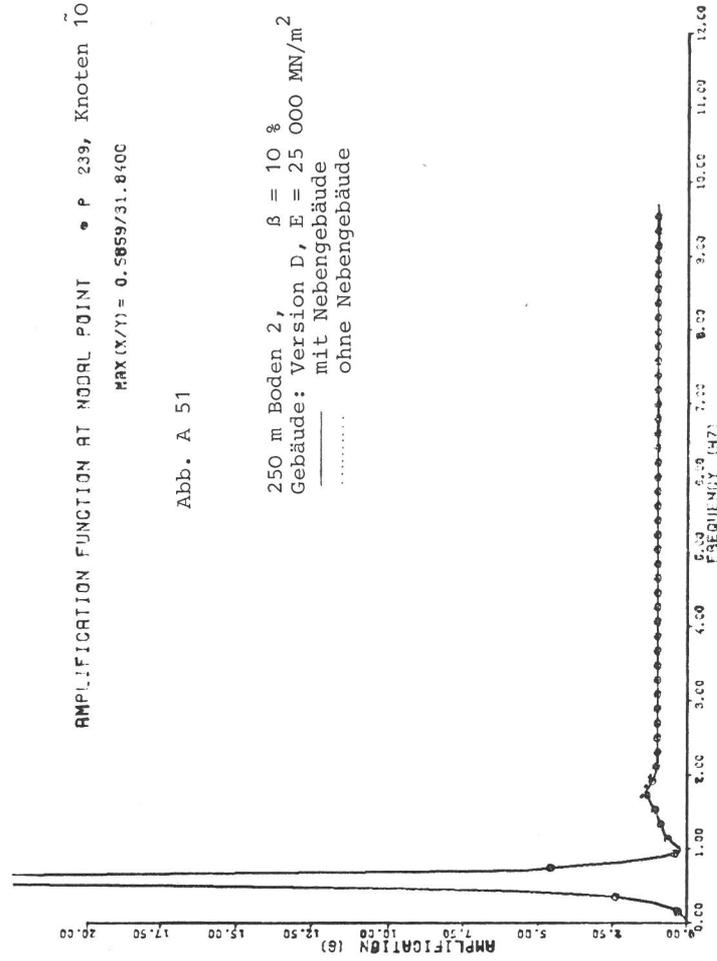
8211D 1-250 0-250 9-50 99-270.10 0-10000 MM-MIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT * P 239, Knoten 10

MAX (X/Y) = 0.5859/31.8400

Abb. A 51

250 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
Gebäude: Version D, E = 25 000 MN/m²
mit Nebengebäude
..... ohne Nebengebäude



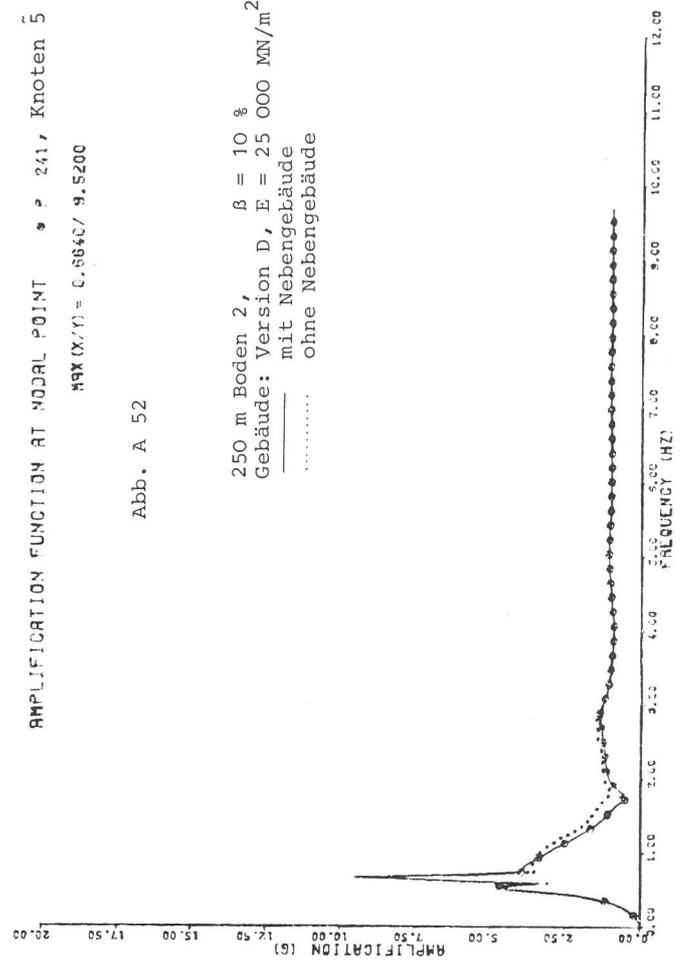
8211D 1-250 0-250 9-50 99-270.10 0-10000 MM-MIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT * P 241, Knoten 5

MAX (X/Y) = 0.6640/ 9.5200

Abb. A 52

250 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
Gebäude: Version D, E = 25 000 MN/m²
mit Nebengebäude
..... ohne Nebengebäude

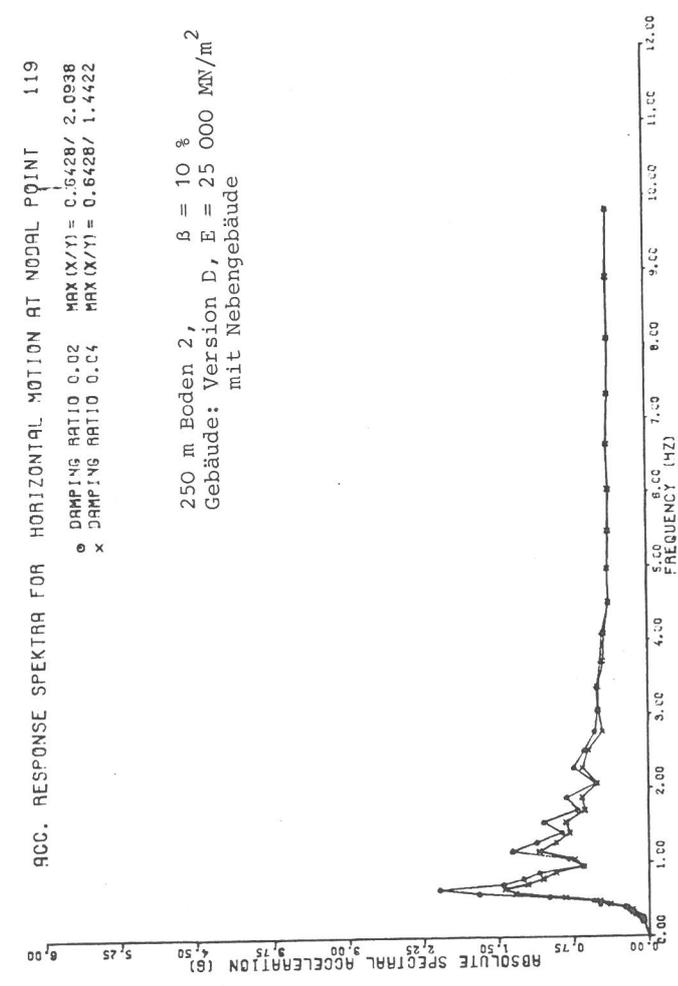


8211D 1-250 0-250 9-50 99-270.10 0-10000 MM-MIT

ACC. RESPONSE SPECTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 119

○ DAMPING RATIO 0.02 MAX(X/Y) = 0.6428/ 2.0938
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX(X/Y) = 0.6428/ 1.4422

250 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version D, E = 25 000 MN/m²
 mit Nebengebäude

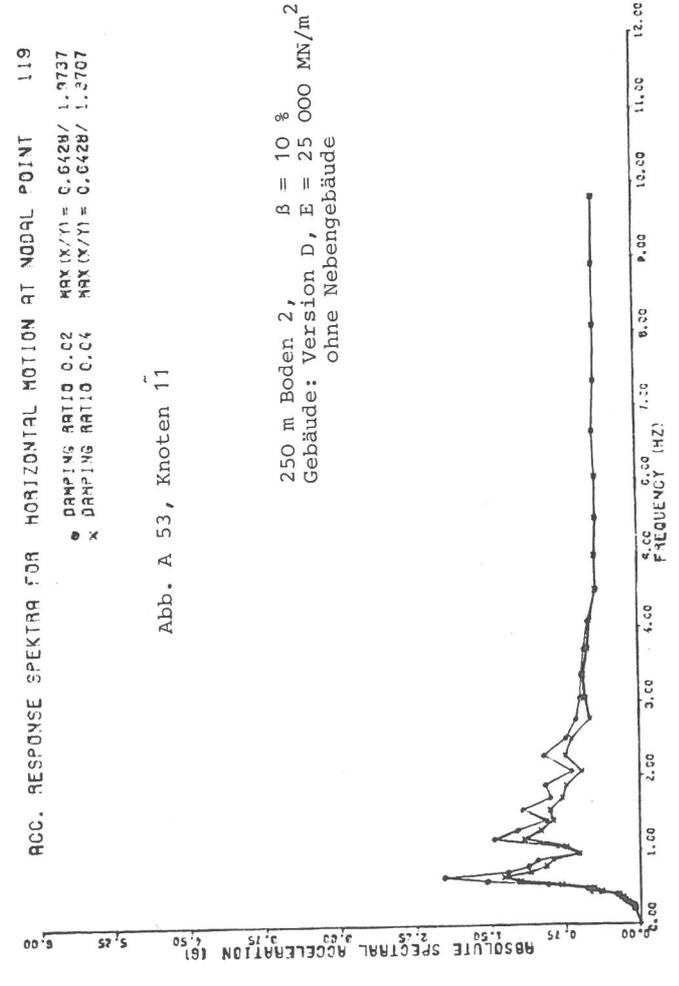


82110 1=250 8=250 9=50 88=2/0.10 6=10000 88=MIT

ACC. RESPONSE SPECTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 119

○ DAMPING RATIO 0.02 MAX(X/Y) = 0.6428/ 1.9737
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX(X/Y) = 0.6428/ 1.3707

250 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version D, E = 25 000 MN/m²
 ohne Nebengebäude



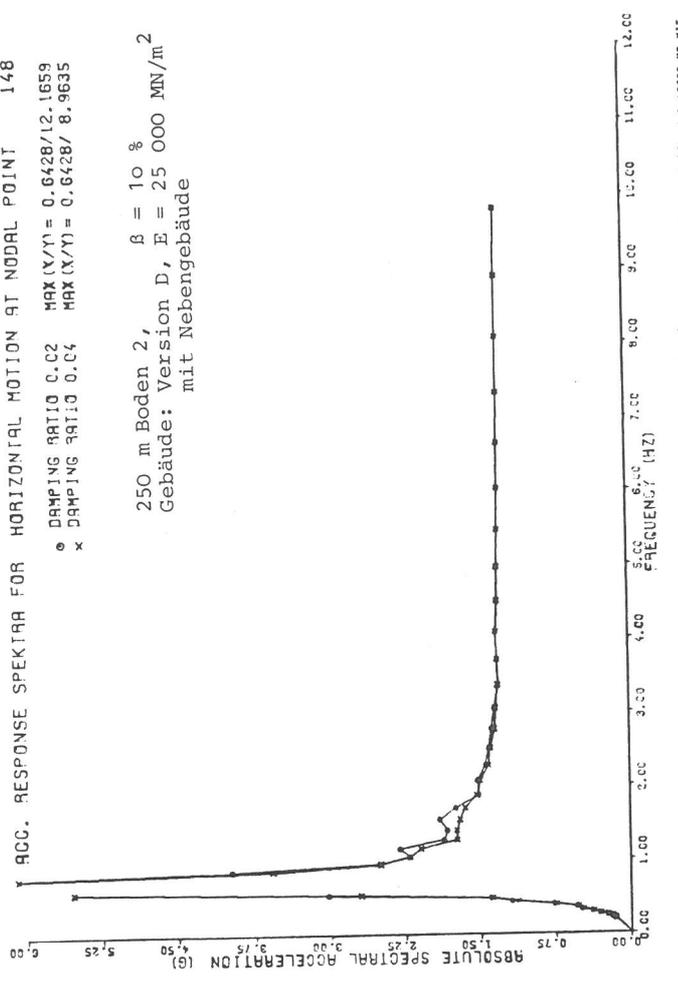
82130 1=250 8=250 9=50 88=2/0.10 6=10000 88=88ME

Abb. A 53, Knoten 11

ACC. RESPONSE SPECTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 148

○ DAMPING RATIO 0.02 MAX(X/Y) = 0.6428/12.1659
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX(X/Y) = 0.6428/ 8.9635

250 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version D, E = 25 000 MN/m²
 mit Nebengebäude

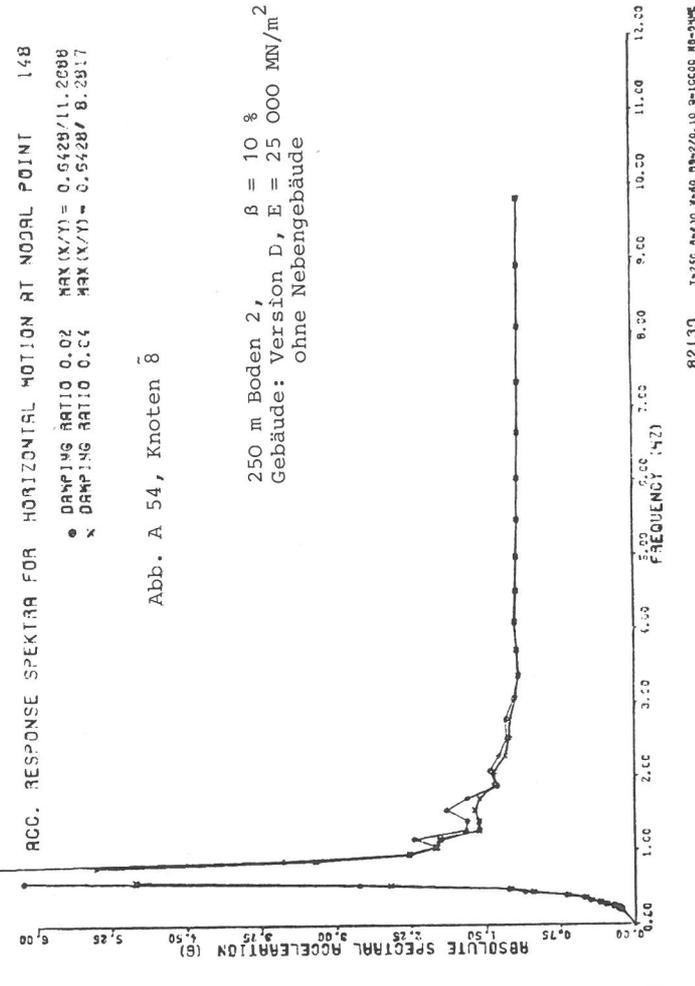


82110 1=250 8=250 9=50 88=2/0.10 6=10000 88=MIT

ACC. RESPONSE SPECTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 148

○ DAMPING RATIO 0.02 MAX(X/Y) = 0.6428/11.2088
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX(X/Y) = 0.6428/ 8.2917

250 m Boden 2, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version D, E = 25 000 MN/m²
 ohne Nebengebäude



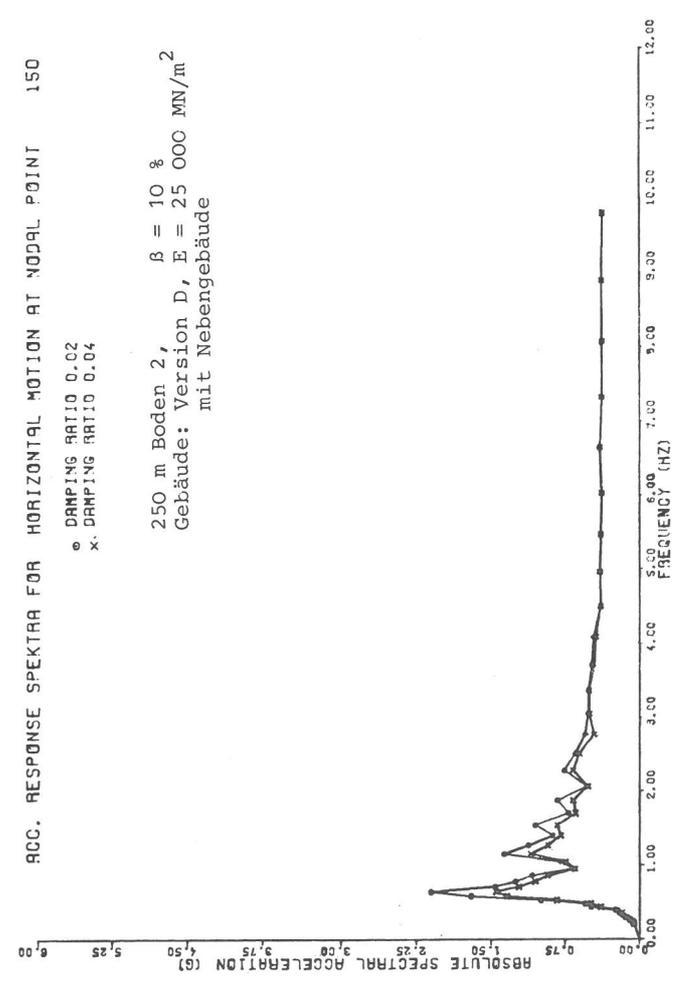
82130 1=250 8=250 9=50 88=2/0.10 6=10000 88=88ME

Abb. A 54, Knoten 8

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 150

o DAMPING RATIO 0.02
x DAMPING RATIO 0.04

250 m Boden 2, $\beta = 10\%$
Gebäude: Version D, $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$
mit Nebengebäude

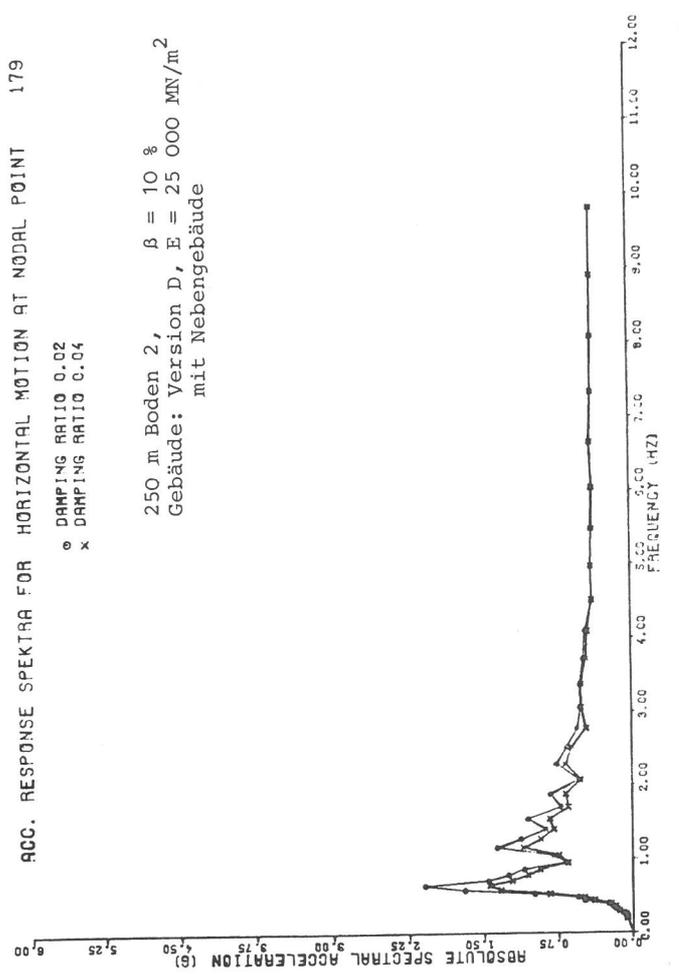


B211D 1=250 B=230 V=50 B0=270.10 B=10000 M0=BIT

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 179

o DAMPING RATIO 0.02
x DAMPING RATIO 0.04

250 m Boden 2, $\beta = 10\%$
Gebäude: Version D, $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$
mit Nebengebäude

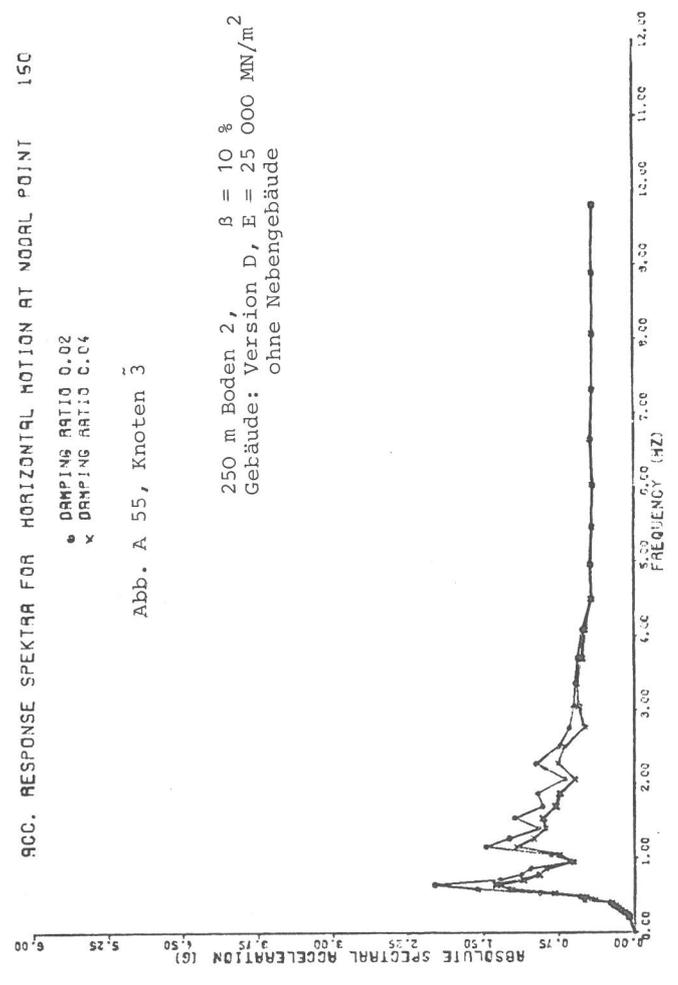


B211D 1=250 B=230 V=50 B0=270.10 B=10000 M0=BIT

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 150

o DAMPING RATIO 0.02
x DAMPING RATIO 0.04

250 m Boden 2, $\beta = 10\%$
Gebäude: Version D, $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$
ohne Nebengebäude

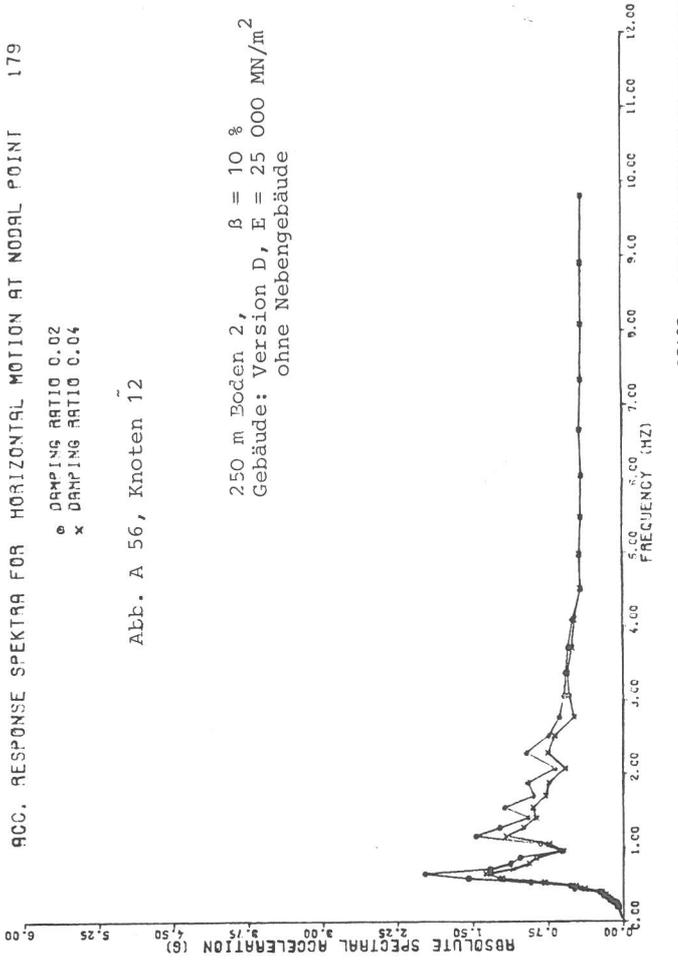


B213D 1=250 B=230 V=50 B0=270.10 B=10000 M0=BIT

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 179

o DAMPING RATIO 0.02
x DAMPING RATIO 0.04

250 m Boden 2, $\beta = 10\%$
Gebäude: Version D, $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$
ohne Nebengebäude



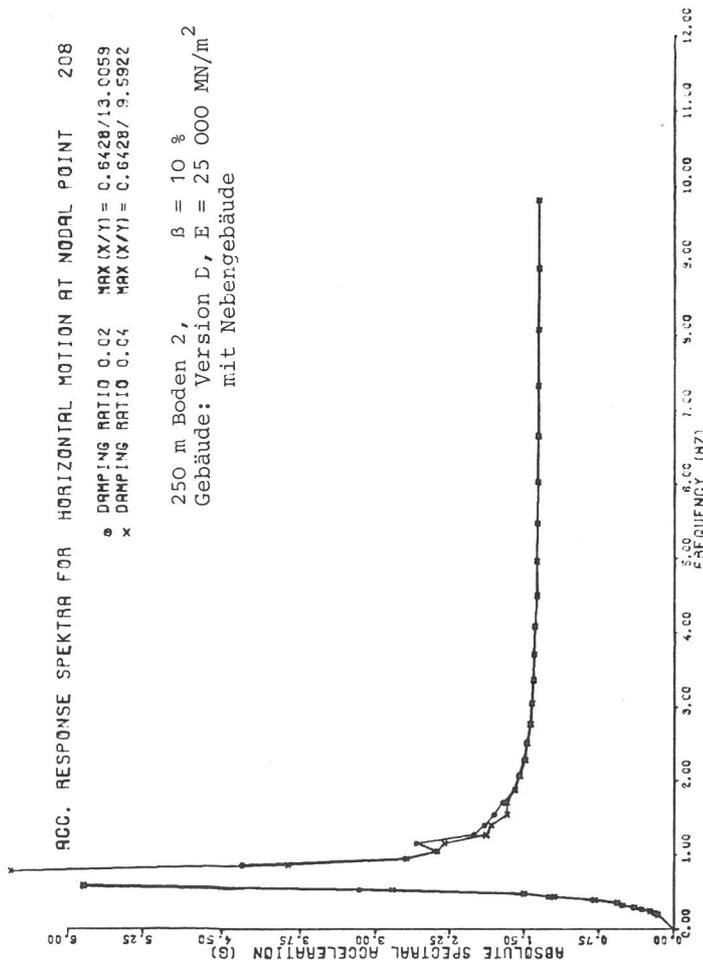
B213D 1=250 B=230 V=50 B0=270.10 B=10000 M0=BIT

Abb. A 56, Knoten 12

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 208

● DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 0.6428/13.0059
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 0.6428/9.5922

250 m Boden 2, $\beta = 10\%$
 Gebäude: Version D, E = 25 000 MN/m²
 mit Nebengebäude

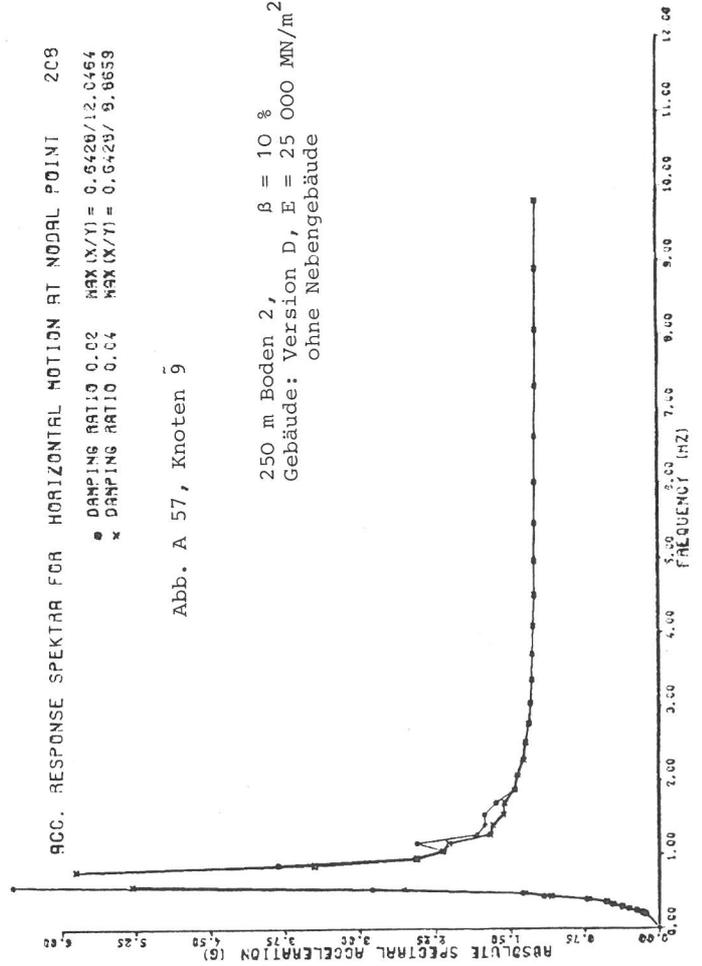


82110 1=250 B=250 W=50 BB=2/0.10 B=10000 MB=MIT

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 208

● DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 0.6428/12.0464
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 0.6428/9.9859

250 m Boden 2, $\beta = 10\%$
 Gebäude: Version D, E = 25 000 MN/m²
 ohne Nebengebäude



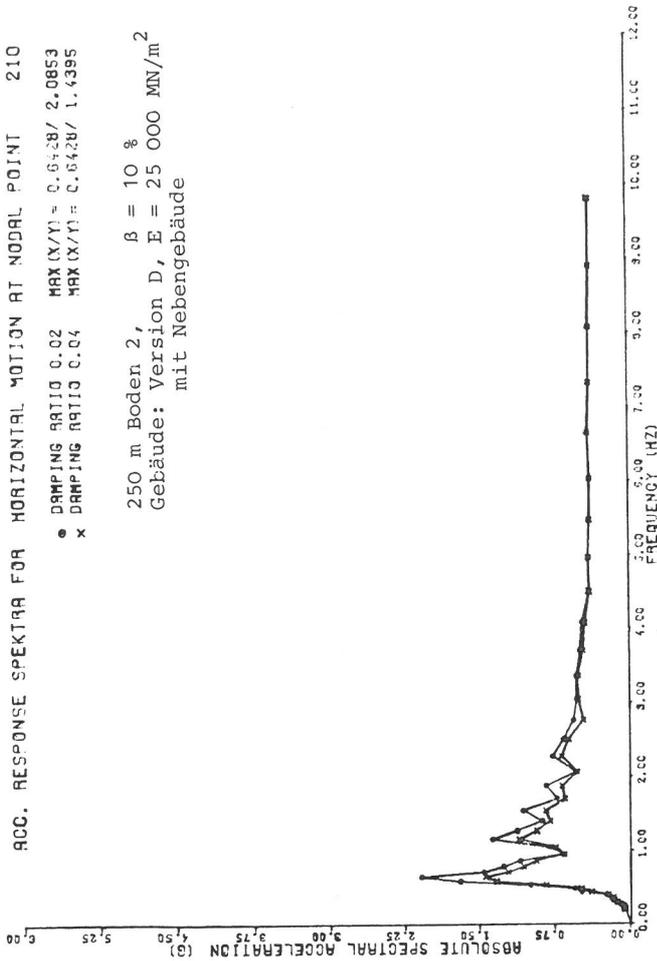
82130 1=250 B=250 W=50 BB=2/0.10 B=10000 MB=MIT

Abb. A 57, Knoten 9

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 210

● DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 0.6428/2.0853
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 0.6428/1.4395

250 m Boden 2, $\beta = 10\%$
 Gebäude: Version D, E = 25 000 MN/m²
 mit Nebengebäude

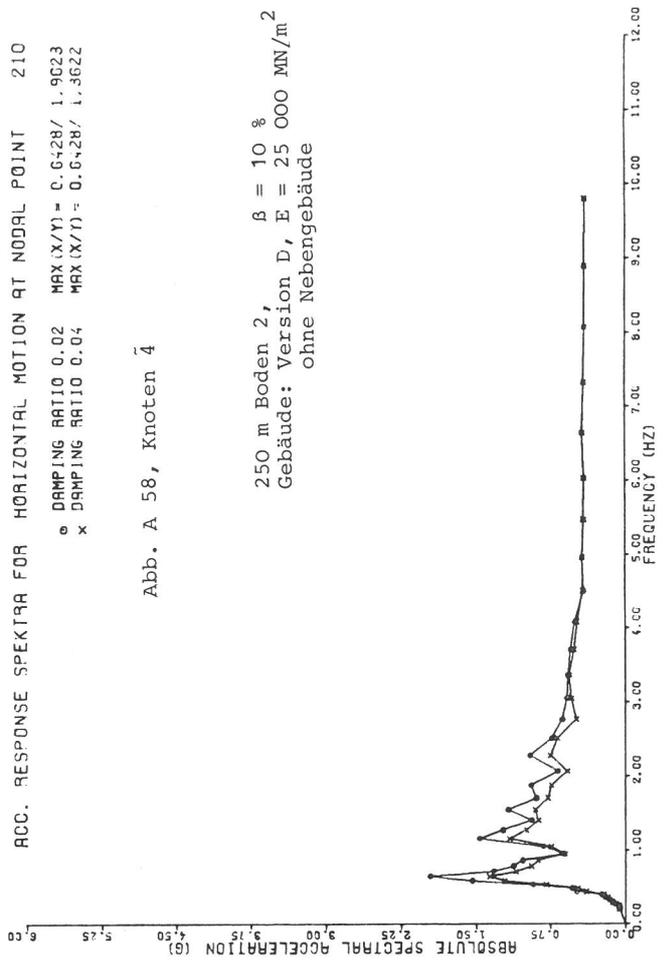


82110 1=250 B=250 W=50 BB=2/0.10 B=10000 MB=MIT

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 210

● DAMPING RATIO 0.02 MAX (X/Y) = 0.6428/1.9023
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX (X/Y) = 0.6428/1.3622

250 m Boden 2, $\beta = 10\%$
 Gebäude: Version D, E = 25 000 MN/m²
 ohne Nebengebäude



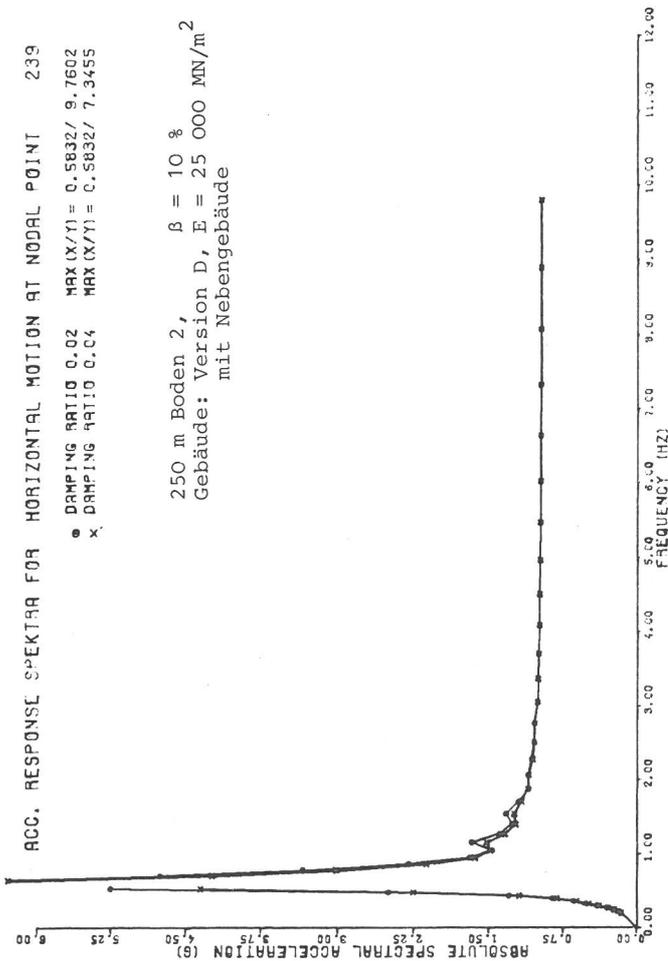
82130 1=250 B=250 W=50 BB=2/0.10 B=10000 MB=MIT

Abb. A 58, Knoten 4

ACC. RESPONSE SPEKTRÄ FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 239

● DAMPING RATIO 0.02
 x DAMPING RATIO 0.04

250 m Boden 2, $\beta = 10\%$
 Gebäude: Version D, $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$
 mit Nebengebäude

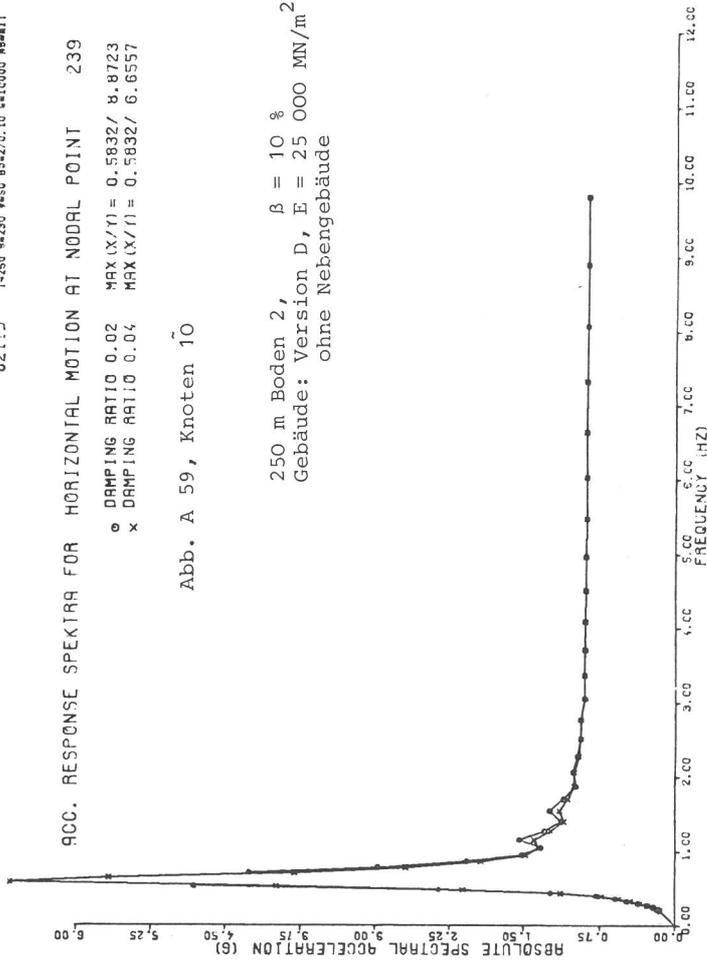


82110 T=250 B=230 W=50 RB=2/0.10 B=10000 MR=MIT

ACC. RESPONSE SPEKTRÄ FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 239

● DAMPING RATIO 0.02
 x DAMPING RATIO 0.04

250 m Boden 2, $\beta = 10\%$
 Gebäude: Version D, $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$
 ohne Nebengebäude

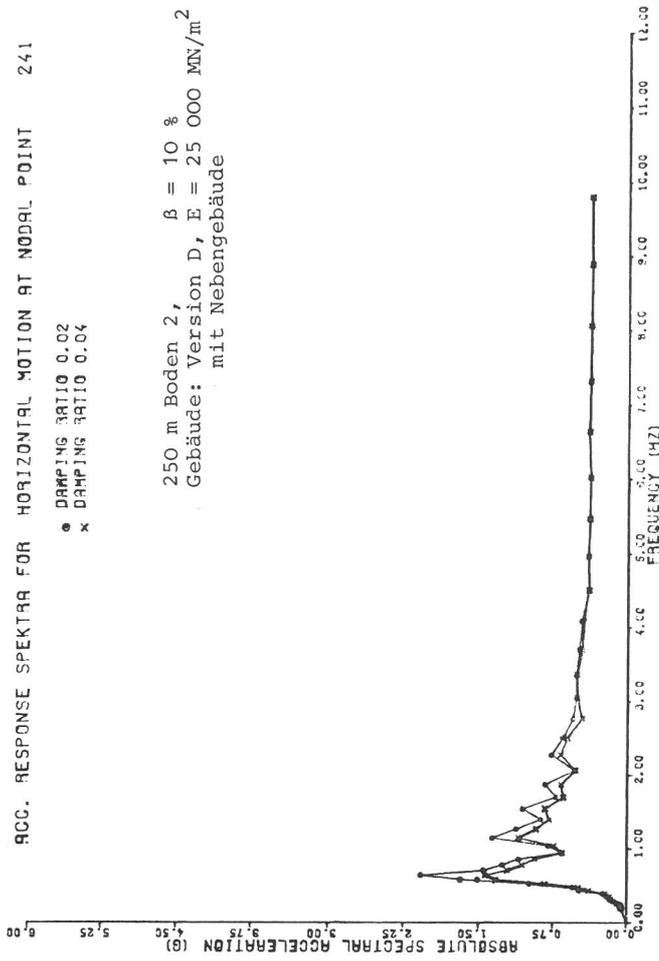


82130 T=250 B=230 W=50 RB=2/0.10 B=10000 MR=OHNE

ACC. RESPONSE SPEKTRÄ FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 241

● DAMPING RATIO 0.02
 x DAMPING RATIO 0.04

250 m Boden 2, $\beta = 10\%$
 Gebäude: Version D, $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$
 mit Nebengebäude



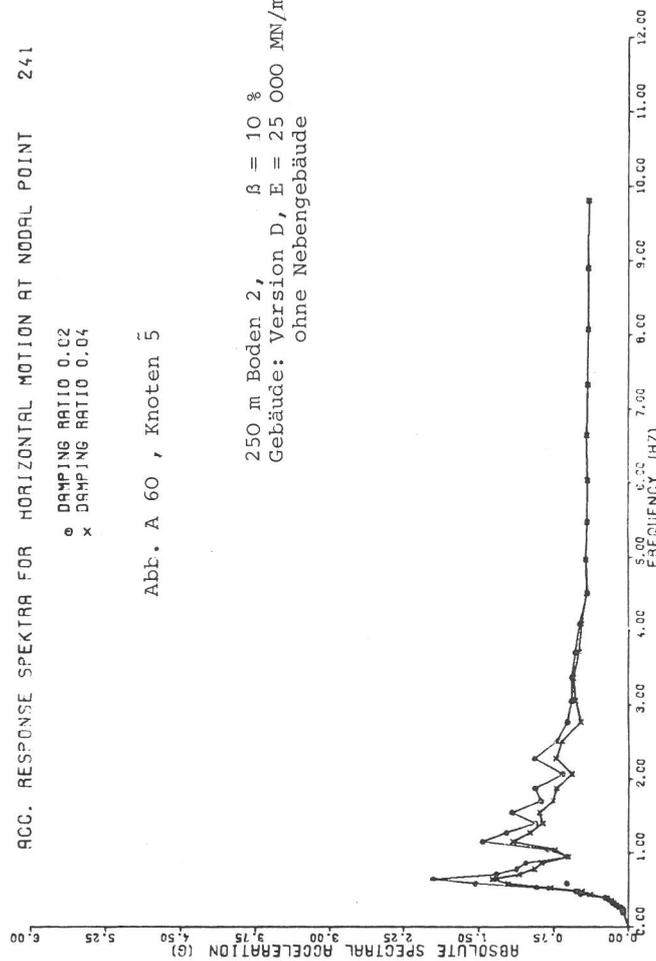
82110 T=250 B=230 W=50 RB=2/0.10 B=10000 MR=MIT

ACC. RESPONSE SPEKTRÄ FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 241

● DAMPING RATIO 0.02
 x DAMPING RATIO 0.04

Abb. A 60, Knoten 5

250 m Boden 2, $\beta = 10\%$
 Gebäude: Version D, $E = 25\ 000\ \text{MN/m}^2$
 ohne Nebengebäude



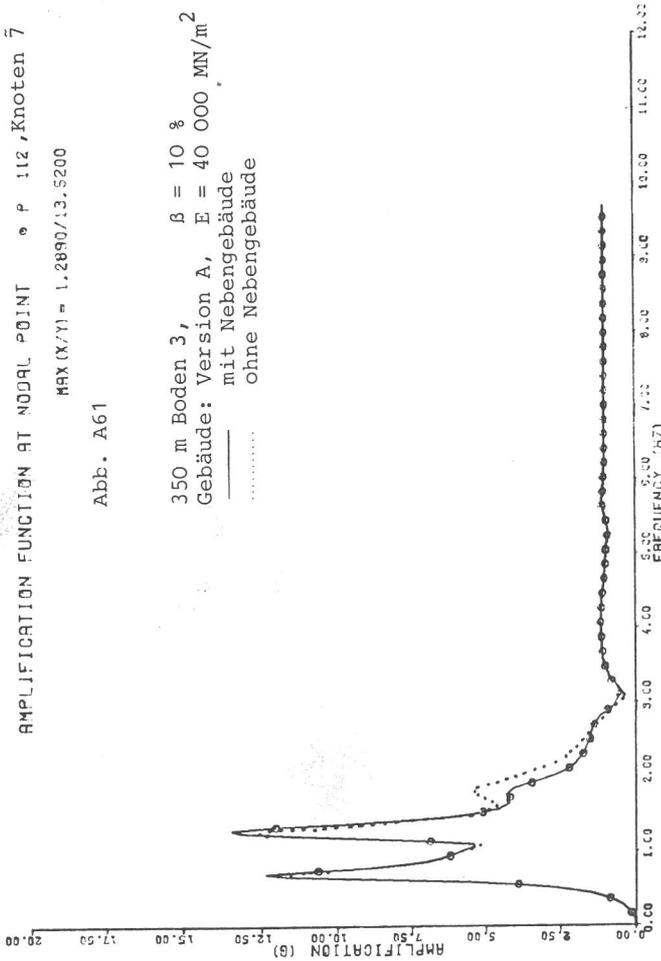
82130 T=250 B=230 W=50 RB=2/0.10 B=10000 MR=OHNE

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT P 112, Knoten 7

MAX (X/Y) = 1.2890/13.5200

Abb. A61

350 m Boden 3, $\beta = 10\%$
 Gebäude: Version A, $E = 40\ 000\ \text{MN/m}^2$
 mit Nebengebäude
 ohne Nebengebäude



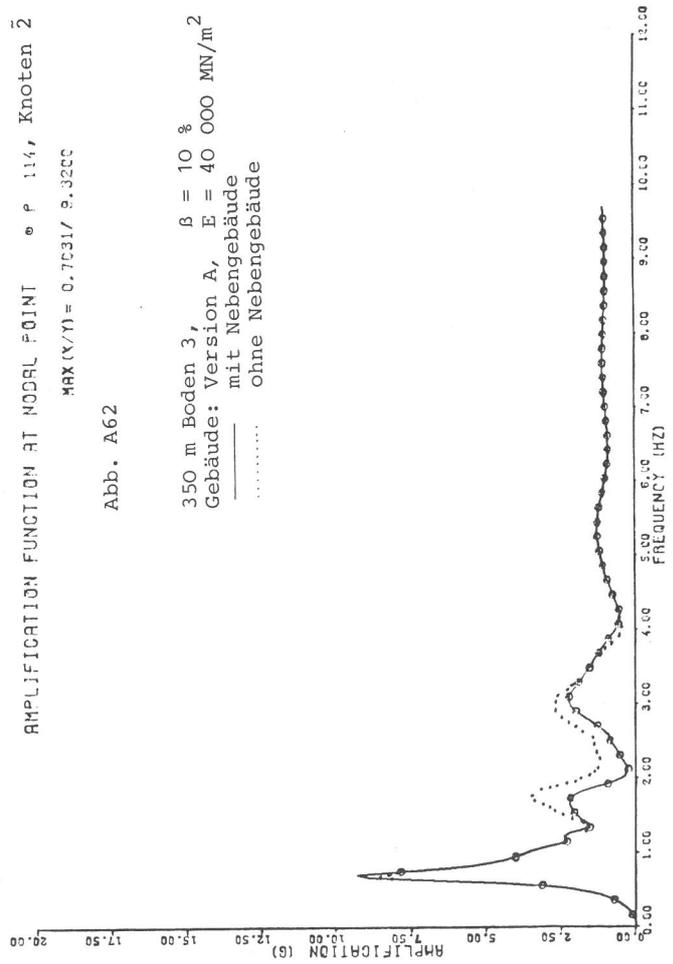
7312A T=350 S=230 W=50 BS=3/0.10 G=17000 NB=KIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT P 114, Knoten 2

MAX (X/Y) = 0.7031/ 9.3200

Abb. A62

350 m Boden 3, $\beta = 10\%$
 Gebäude: Version A, $E = 40\ 000\ \text{MN/m}^2$
 mit Nebengebäude
 ohne Nebengebäude



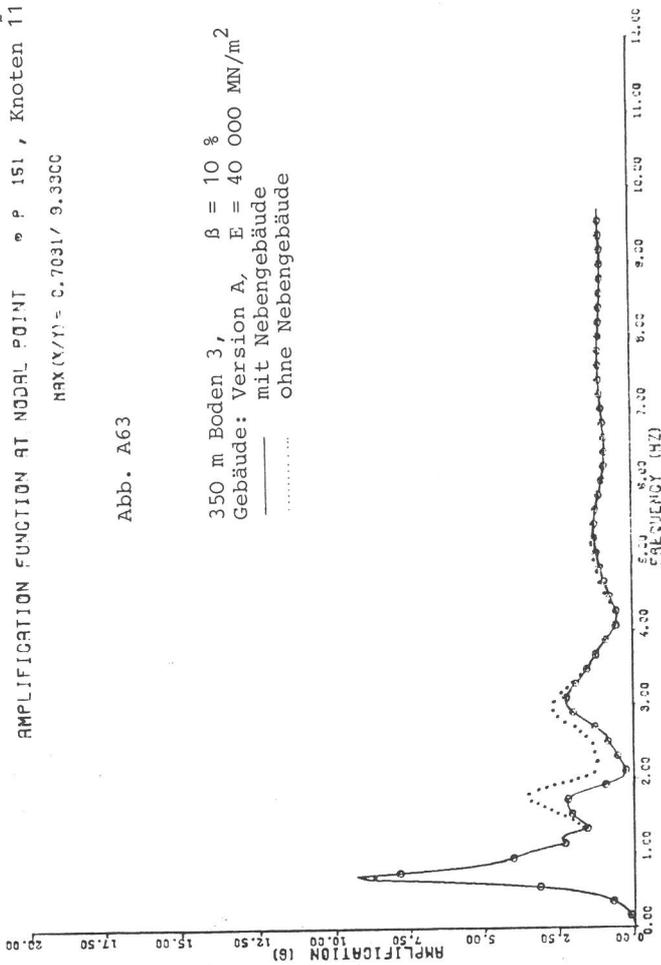
7312A T=350 S=230 W=50 BS=3/0.10 G=17000 NB=KIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT P 151, Knoten 11

MAX (X/Y) = 0.7031/ 9.3300

Abb. A63

350 m Boden 3, $\beta = 10\%$
 Gebäude: Version A, $E = 40\ 000\ \text{MN/m}^2$
 mit Nebengebäude
 ohne Nebengebäude



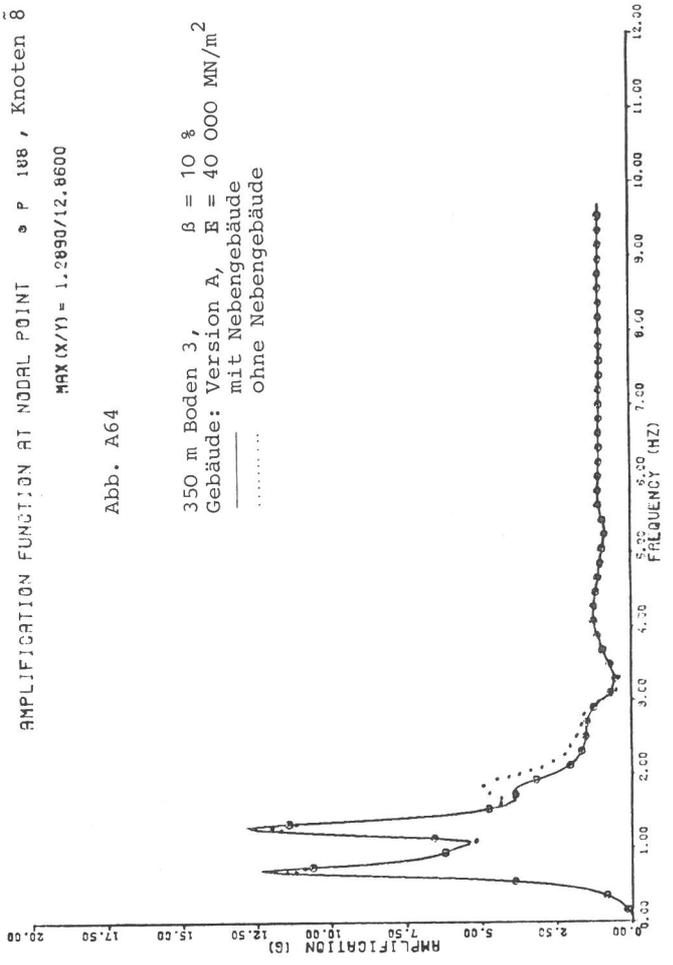
7312A T=350 S=230 W=50 BS=3/0.10 G=17000 NB=KIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT P 188, Knoten 8

MAX (X/Y) = 1.2890/12.8600

Abb. A64

350 m Boden 3, $\beta = 10\%$
 Gebäude: Version A, $E = 40\ 000\ \text{MN/m}^2$
 mit Nebengebäude
 ohne Nebengebäude



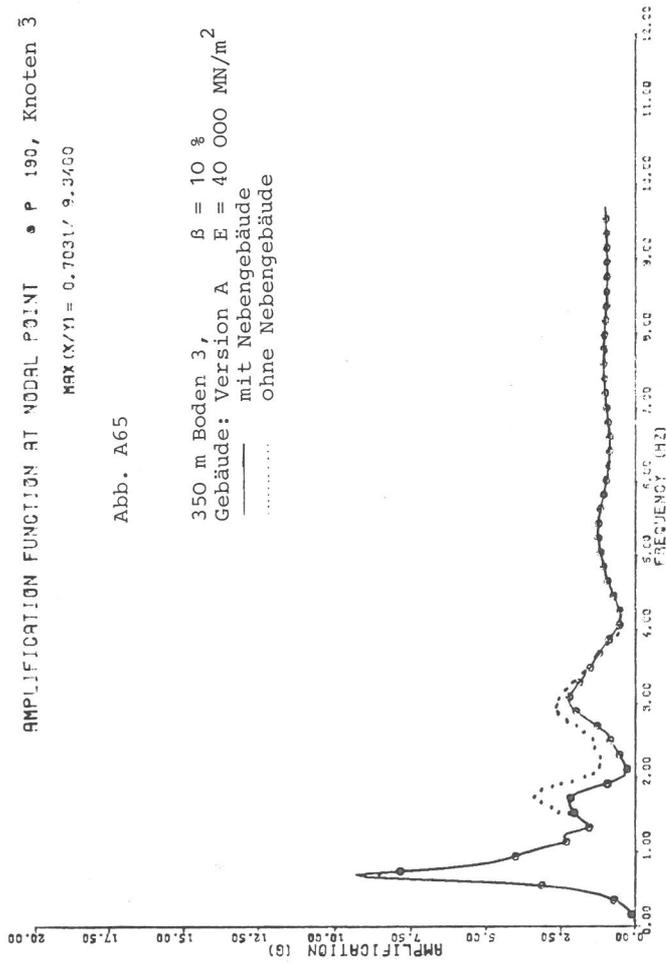
7312A T=350 S=230 W=50 BS=3/0.10 G=17000 NB=KIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT • P 190, Knoten 3

MAX (X/Y) = 0.7031 / 9.3400

Abb. A65

350 m Boden 3, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version A, $E = 40\ 000\ \text{MN/m}^2$
 mit Nebengebäude
 ohne Nebengebäude



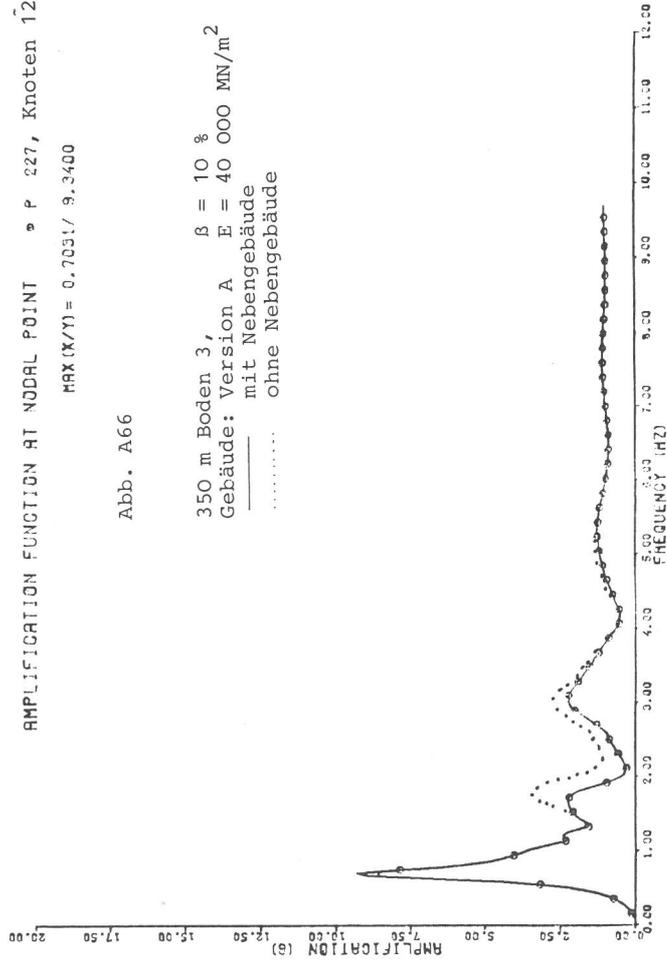
7312A T=350 B=230 W=50 H=3/0.10 S=17000 MB=KIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT • P 227, Knoten 12

MAX (X/Y) = 0.7031 / 9.3400

Abb. A66

350 m Boden 3, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version A, $E = 40\ 000\ \text{MN/m}^2$
 mit Nebengebäude
 ohne Nebengebäude



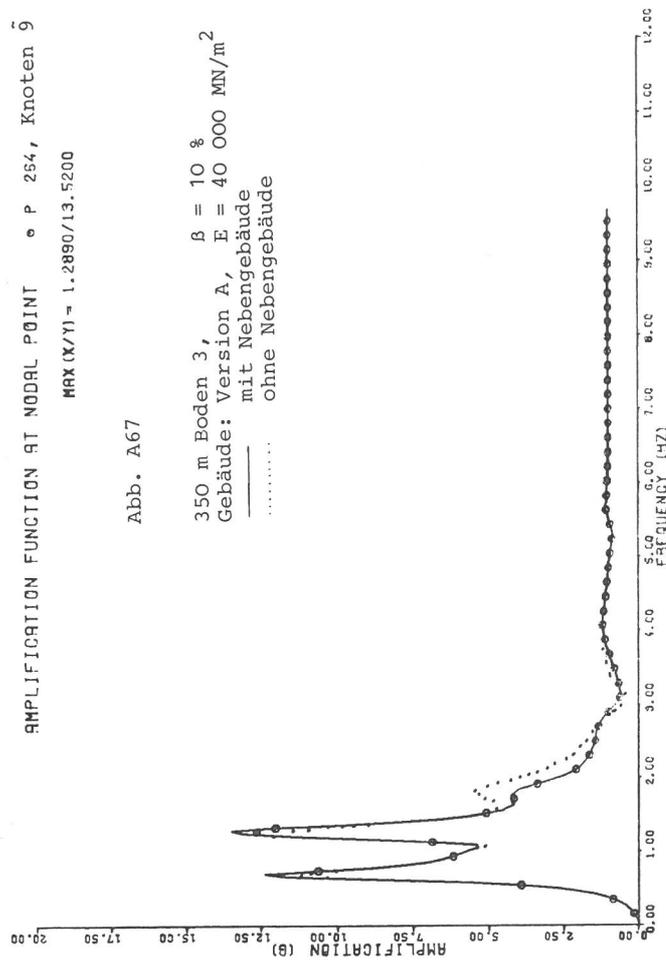
7312A T=350 B=230 W=50 H=3/0.10 S=17000 MB=KIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT • P 254, Knoten 9

MAX (X/Y) = 1.2890 / 13.5200

Abb. A67

350 m Boden 3, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version A, $E = 40\ 000\ \text{MN/m}^2$
 mit Nebengebäude
 ohne Nebengebäude



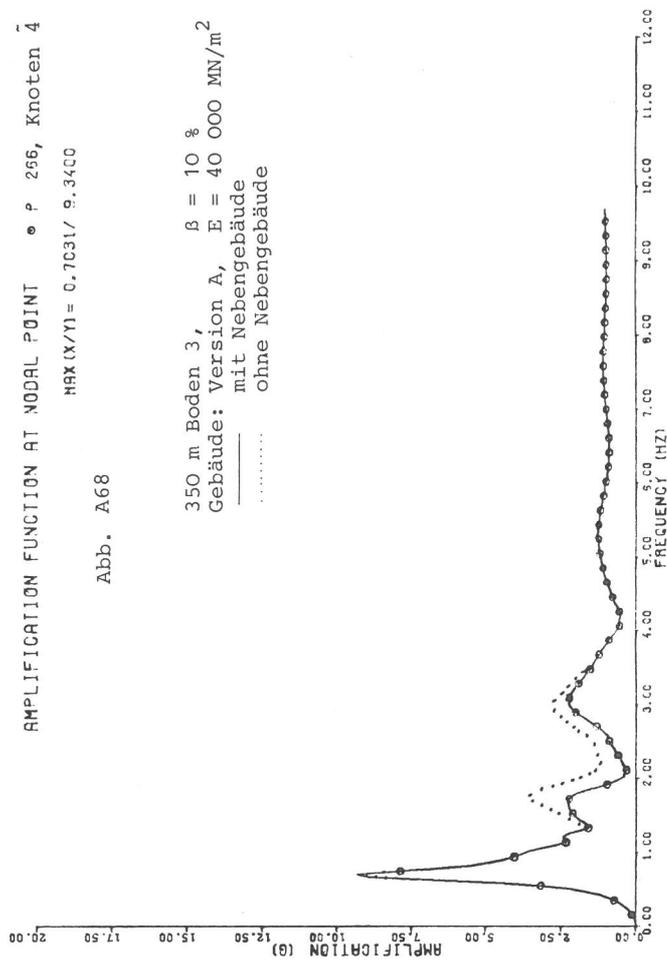
7312A T=350 B=230 W=50 H=3/0.10 S=17000 MB=KIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT • P 256, Knoten 4

MAX (X/Y) = 0.7031 / 9.3400

Abb. A68

350 m Boden 3, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version A, $E = 40\ 000\ \text{MN/m}^2$
 mit Nebengebäude
 ohne Nebengebäude



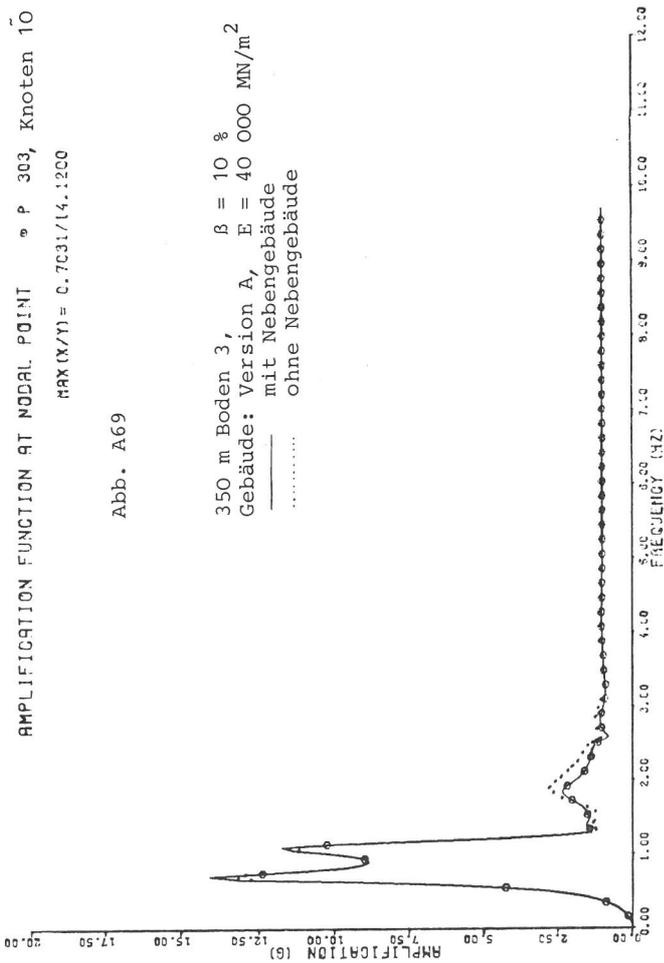
7312A T=350 B=230 W=50 H=3/0.10 S=17000 MB=KIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT P 303, Knoten 10

MAX (X/Y) = 0.7031/14.1200

Abb. A69

350 m Boden 3, $\beta = 10\%$
Gebäude: Version A, $E = 40\ 000\ \text{MN/m}^2$
mit Nebengebäude
..... ohne Nebengebäude



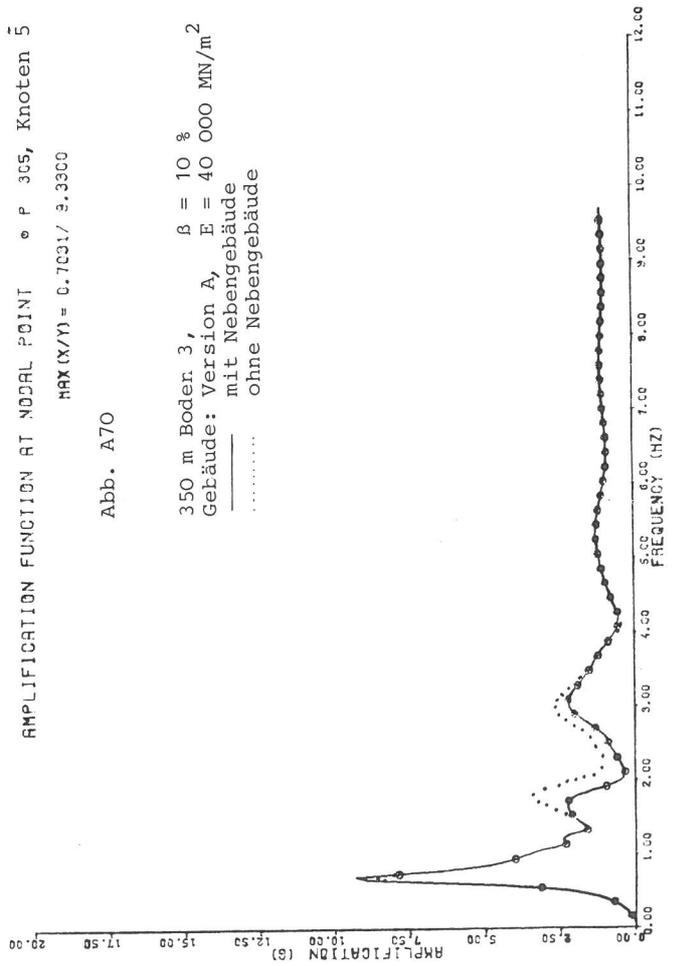
7312A T=350 B=230 W=50 BB=3/0.10 G=17000 MB=MIT

AMPLIFICATION FUNCTION AT NODAL POINT P 305, Knoten 5

MAX (X/Y) = 0.7031/ 9.3300

Abb. A70

350 m Boden 3, $\beta = 10\%$
Gebäude: Version A, $E = 40\ 000\ \text{MN/m}^2$
mit Nebengebäude
..... ohne Nebengebäude

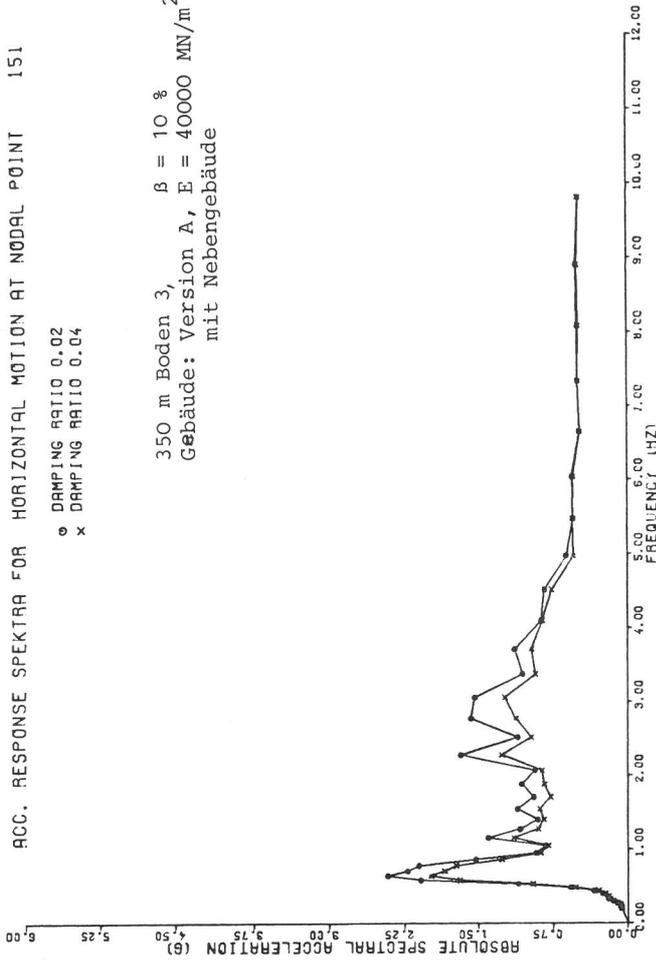


7312A T=350 B=230 W=50 BB=3/0.10 G=17000 MB=MIT

ACC. RESPONSE SPECTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 151

o DAMPING RATIO 0.02
x DAMPING RATIO 0.04

350 m Boden 3, $\beta = 10\%$
Gebäude: Version A, $E = 40\ 000\ \text{MN/m}^2$
mit Nebengebäude



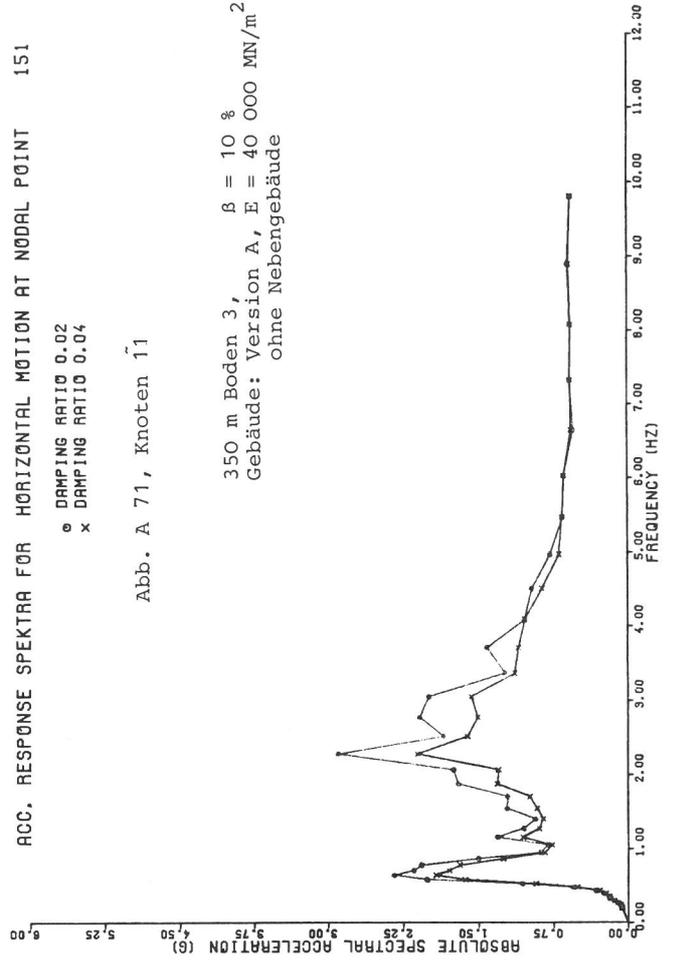
7312A T=350 B=230 W=50 BB=3/0.10 G=17000 MB=MIT

ACC. RESPONSE SPECTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 151

o DAMPING RATIO 0.02
x DAMPING RATIO 0.04

Abb. A 71, Knoten 11

350 m Boden 3, $\beta = 10\%$
Gebäude: Version A, $E = 40\ 000\ \text{MN/m}^2$
ohne Nebengebäude

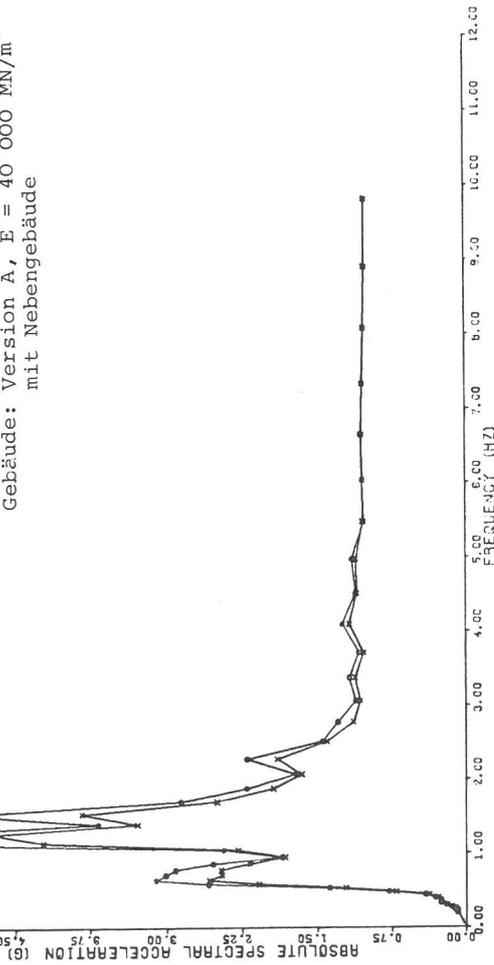


7314A T=350 B=230 W=50 BB=3/0.10 G=17000 MB=OHNE

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 188

○ DAMPING RATIO 0.02
 x DAMPING RATIO 0.04

350 m Boden 3,
 $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version A, $E = 40\,000 \text{ MN/m}^2$
 mit Nebengebäude



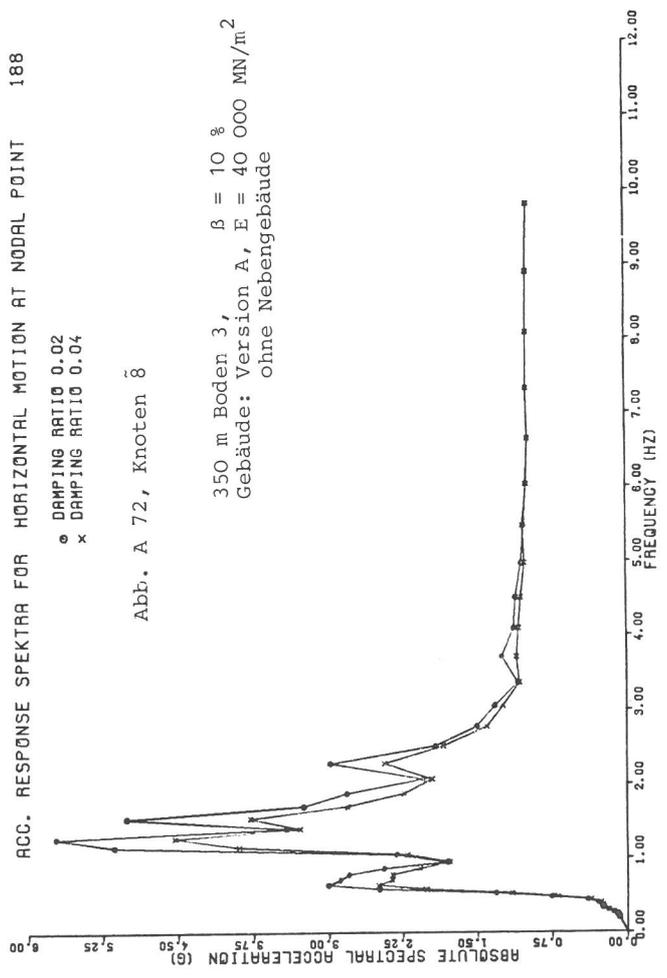
7312A T=350 B=230 V=50 B6=3/0.10 E=17000 MB=H1F

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 188

○ DAMPING RATIO 0.02
 x DAMPING RATIO 0.04

Abb. A 72, Knoten 8

350 m Boden 3,
 $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version A, $E = 40\,000 \text{ MN/m}^2$
 ohne Nebengebäude

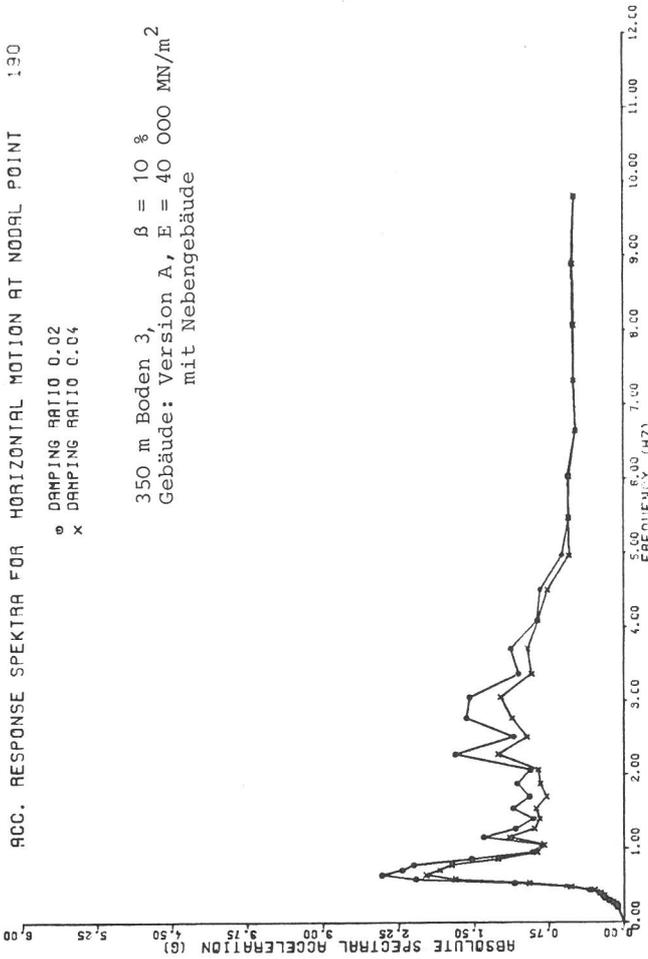


7314A T=350 B=230 V=50 B6=3/0.10 E=17000 MB=H1E

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 190

○ DAMPING RATIO 0.02
 x DAMPING RATIO 0.04

350 m Boden 3,
 $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version A, $E = 40\,000 \text{ MN/m}^2$
 mit Nebengebäude



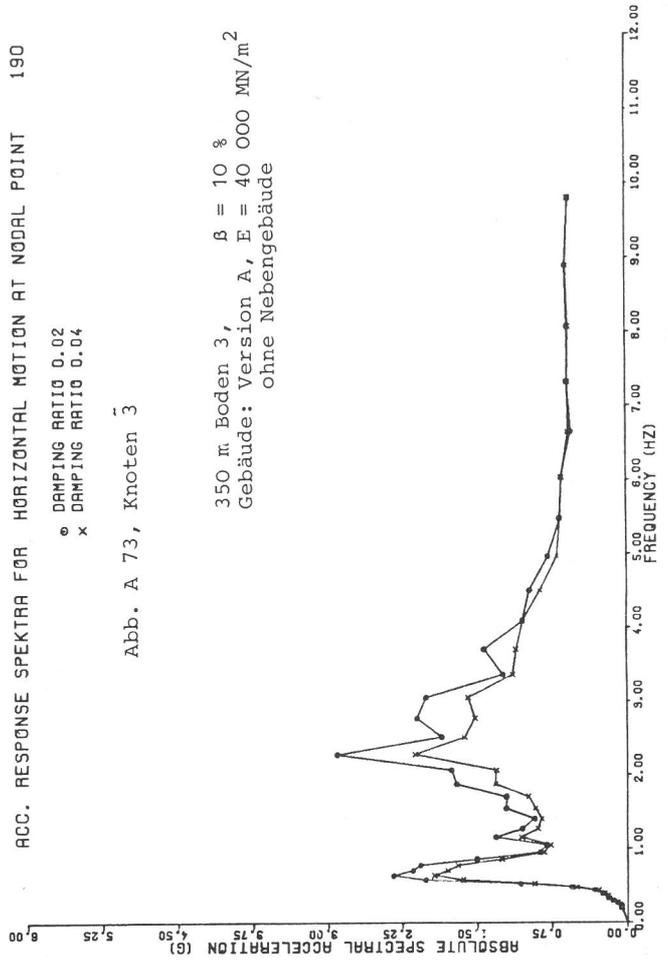
7312B T=350 B=230 V=50 B6=3/0.10 E=17000 MB=H1F

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 190

○ DAMPING RATIO 0.02
 x DAMPING RATIO 0.04

Abb. A 73, Knoten 3

350 m Boden 3,
 $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version A, $E = 40\,000 \text{ MN/m}^2$
 ohne Nebengebäude

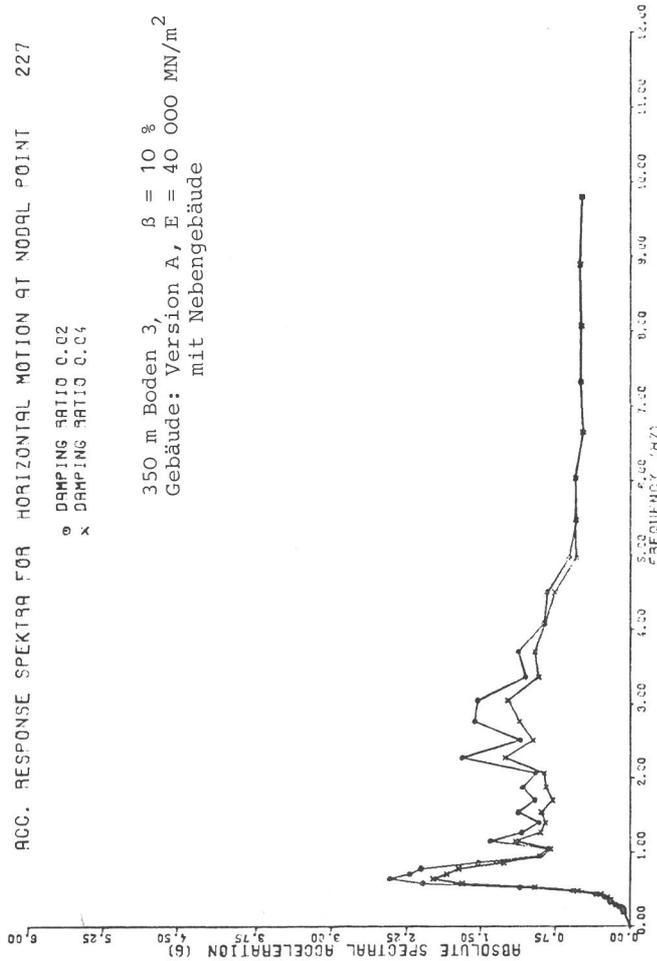


7314B T=350 B=230 V=50 B6=3/0.10 E=17000 MB=H1E

ACC. RESPONSE SPECTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 227

○ DAMPING RATIO 0.02
 x DAMPING RATIO 0.04

350 m Boden 3, $\beta = 10\%$
 Gebäude: Version A, $E = 40\,000\text{ MN/m}^2$
 mit Nebengebäude



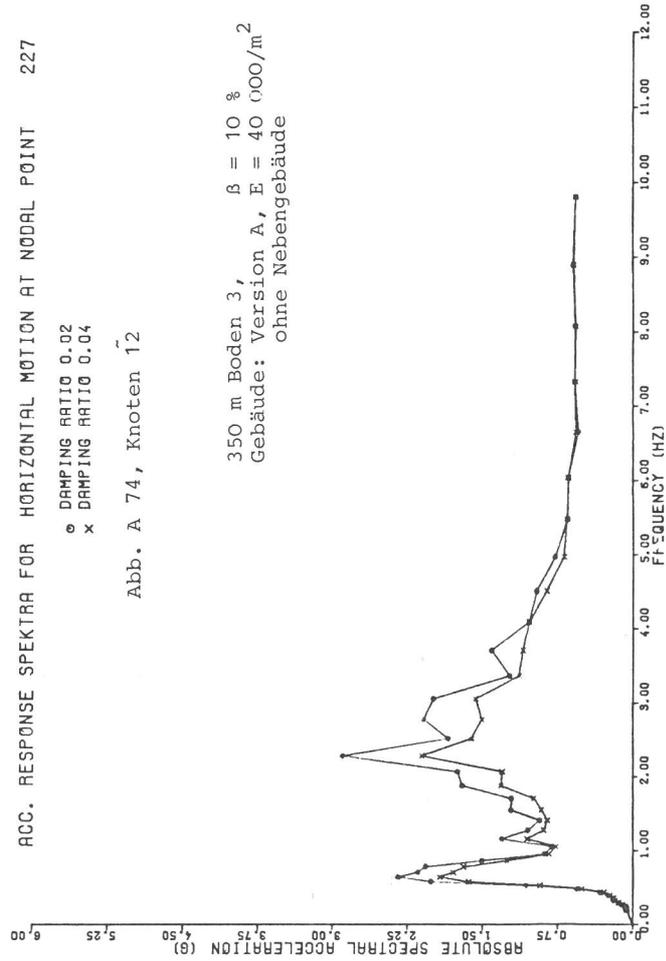
7312A T=350 B=230 W=50 BE=3/0.10 E=17000 MB=MI1

ACC. RESPONSE SPECTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 227

○ DAMPING RATIO 0.02
 x DAMPING RATIO 0.04

Abb. A 74, Knoten 12

350 m Boden 3, $\beta = 10\%$
 Gebäude: Version A, $E = 40\,000\text{ MN/m}^2$
 ohne Nebengebäude

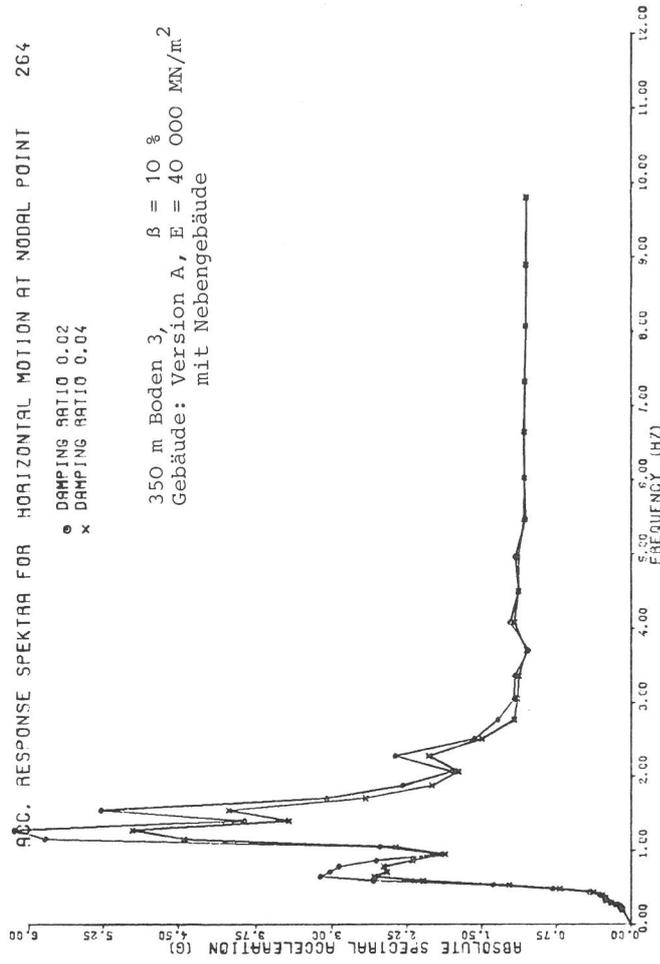


7314A T=350 B=230 W=50 BE=3/0.10 E=17000 MB=MI1

ACC. RESPONSE SPECTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 264

○ DAMPING RATIO 0.02
 x DAMPING RATIO 0.04

350 m Boden 3, $\beta = 10\%$
 Gebäude: Version A, $E = 40\,000\text{ MN/m}^2$
 mit Nebengebäude



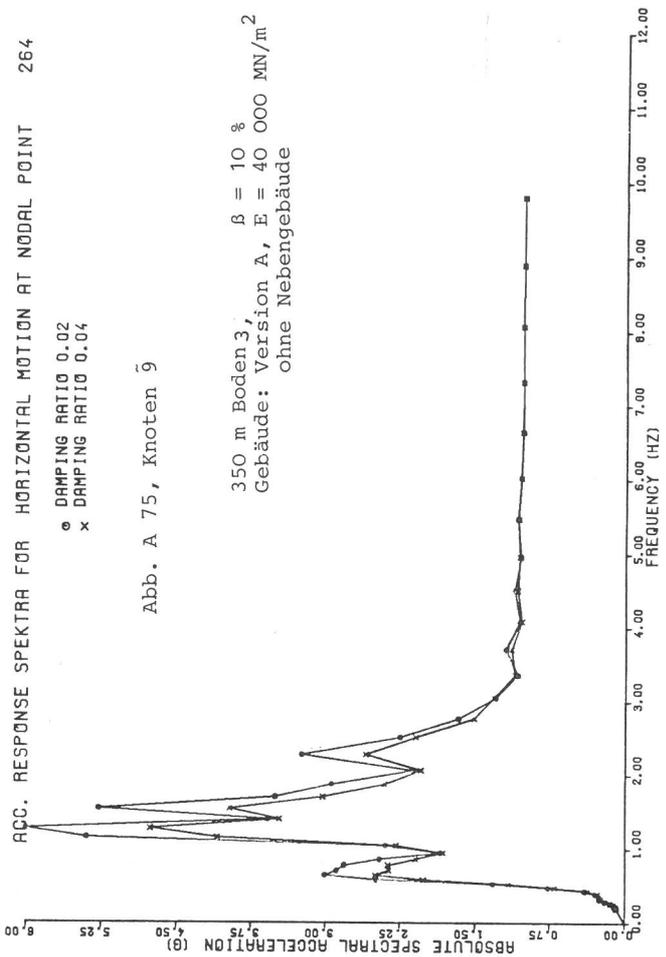
7312B T=350 B=230 W=50 BE=3/0.10 E=17000 MB=MI1

ACC. RESPONSE SPECTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 264

○ DAMPING RATIO 0.02
 x DAMPING RATIO 0.04

Abb. A 75, Knoten 9

350 m Boden 3, $\beta = 10\%$
 Gebäude: Version A, $E = 40\,000\text{ MN/m}^2$
 ohne Nebengebäude

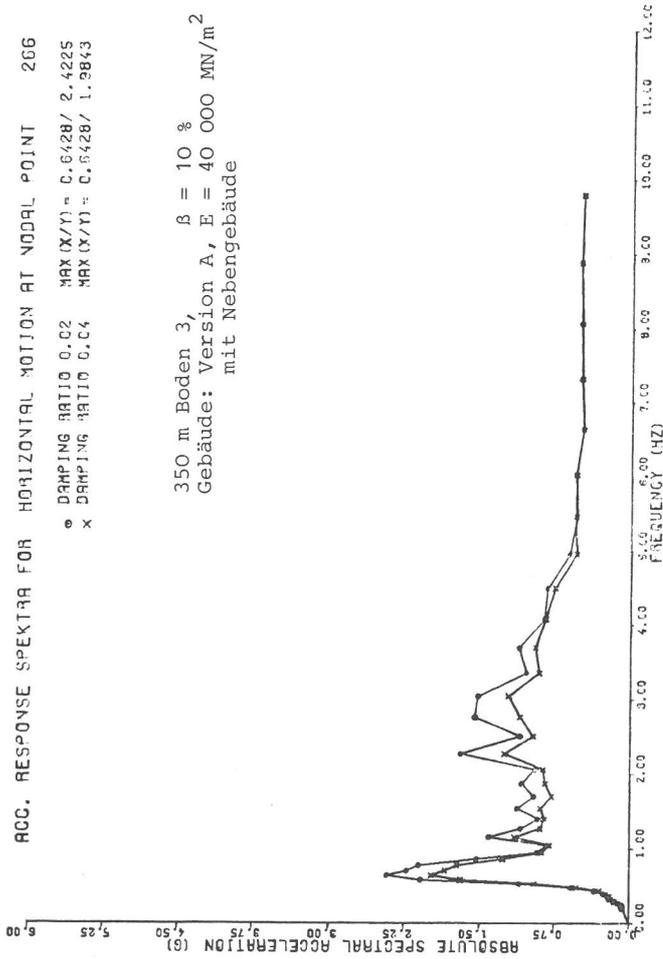


7314B T=350 B=230 W=50 BE=3/0.10 E=17000 MB=MI1

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 266

○ DAMPING RATIO 0.02 MAX(X/Y) = 0.6428/ 2.4225
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX(X/Y) = 0.5428/ 1.9843

350 m Boden 3, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version A, E = 40 000 MN/m²
 mit Nebengebäude



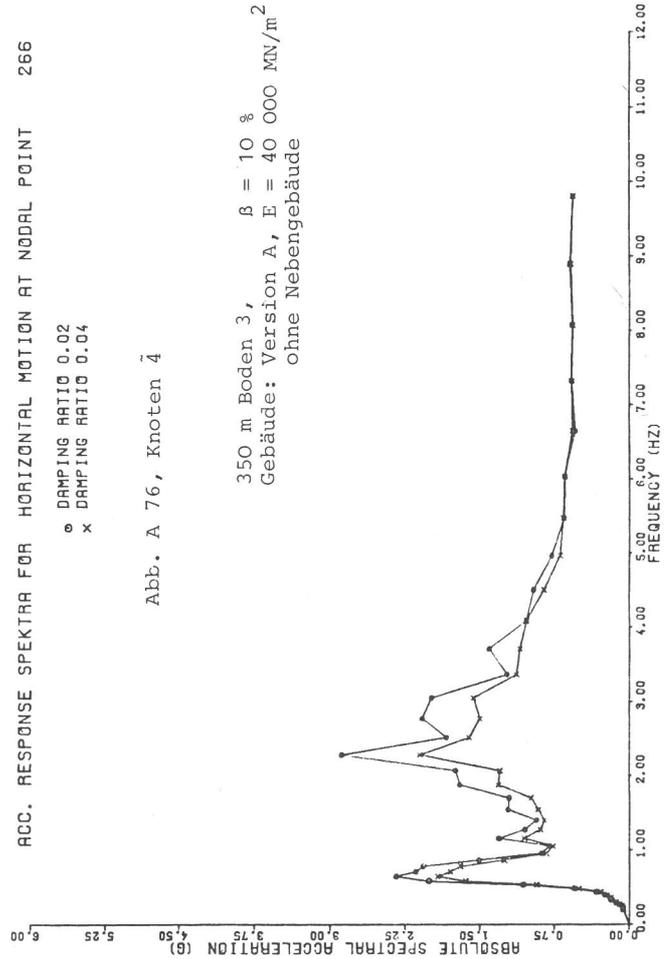
7312A T=350 B=230 W=50 RB=370.10 G=17000 MB=41T

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 266

○ DAMPING RATIO 0.02
 x DAMPING RATIO 0.04

Abb. A 76, Knoten 4

350 m Boden 3, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version A, E = 40 000 MN/m²
 ohne Nebengebäude

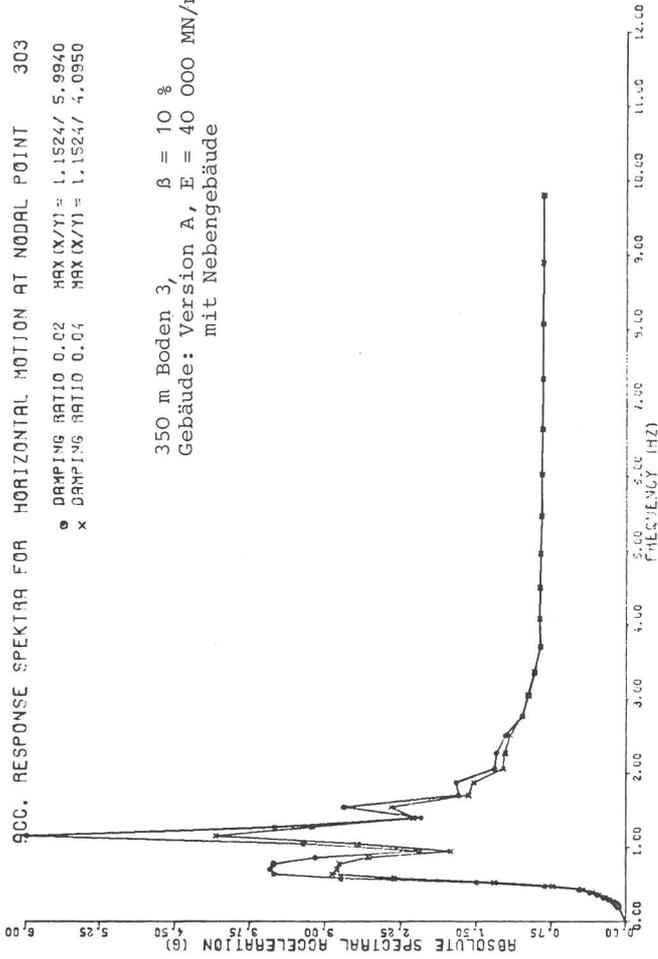


7314A T=350 B=230 W=50 RB=370.10 G=17000 MB=41HE

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 303

○ DAMPING RATIO 0.02 MAX(X/Y) = 1.1524/ 5.9940
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX(X/Y) = 1.1524/ 4.0950

350 m Boden 3, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version A, E = 40 000 MN/m²
 mit Nebengebäude



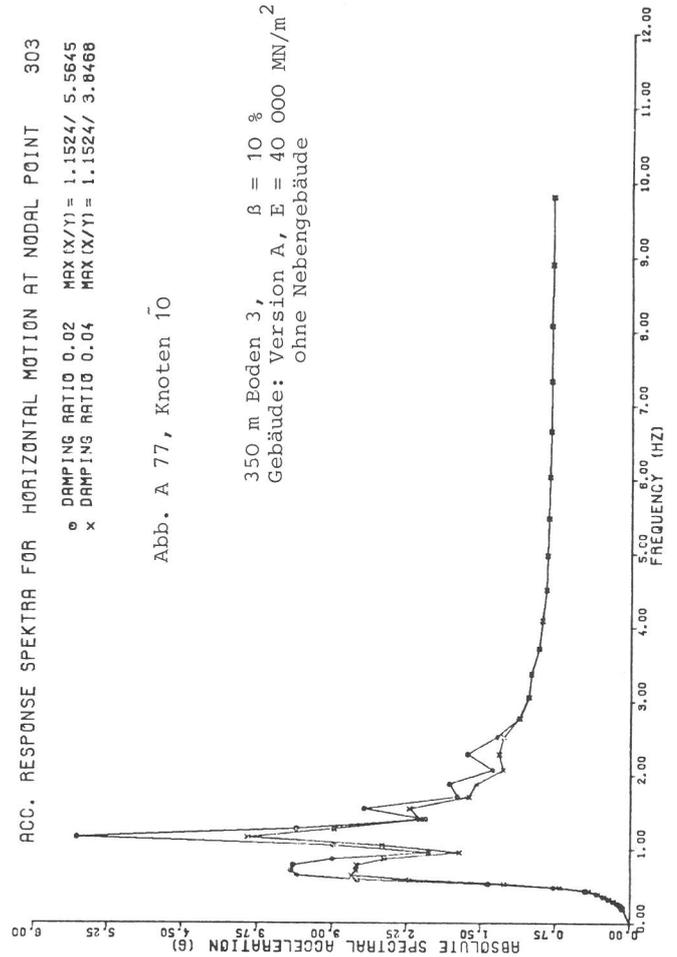
7312A T=350 B=230 W=50 RB=370.10 G=17000 MB=41T

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 303

○ DAMPING RATIO 0.02 MAX(X/Y) = 1.1524/ 5.5645
 x DAMPING RATIO 0.04 MAX(X/Y) = 1.1524/ 3.0466

Abb. A 77, Knoten 10

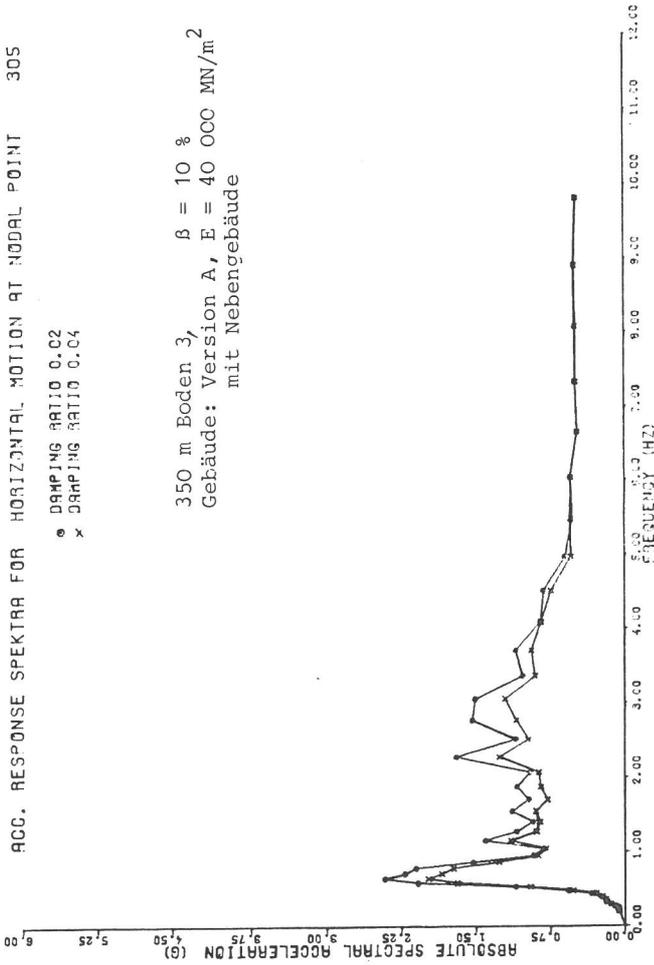
350 m Boden 3, $\beta = 10 \%$
 Gebäude: Version A, E = 40 000 MN/m²
 ohne Nebengebäude



7314A T=350 B=230 W=50 RB=370.10 G=17000 MB=41HE

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 305

o DAMPING RATIO 0.02
x DAMPING RATIO 0.04

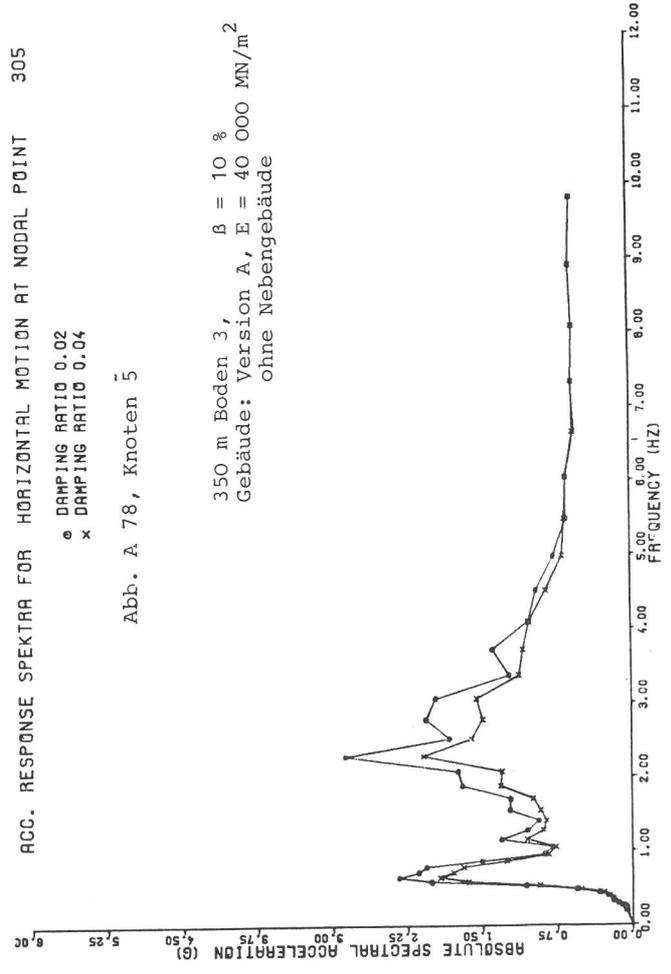


350 m Boden 3, $\beta = 10 \%$
Gebäude: Version A, $E = 40\,000 \text{ MN/m}^2$
mit Nebengebäude

7312A T=250 M=230 W=50 BB=3/0.10 S=17000 MB=MIT

ACC. RESPONSE SPEKTRA FOR HORIZONTAL MOTION AT NODAL POINT 305

o DAMPING RATIO 0.02
x DAMPING RATIO 0.04



350 m Boden 3, $\beta = 10 \%$
Gebäude: Version A, $E = 40\,000 \text{ MN/m}^2$
ohne Nebengebäude

7314A T=250 M=230 W=50 BB=3/0.10 S=17000 MB=OHNE

Abb. A 78, Knoten 5

Bisher erschienene Forschungsberichte der BAM

Nr. 1/September 1968

Forschung und Entwicklung in der Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM)
Rechenschaftsbericht für den Bundesminister für Bildung und Wissenschaft

Nr. 2/Juli 1970 (vergriffen)

Zum Problem des Feuchtigkeitsschutzes von Dehnungsmeßstreifen und Halbleitergebern
von Dr.-Ing. Götz Andreae

Nr. 3/September 1970 (vergriffen)

Über das mechanische Verhalten von Aluminium-Stahl-Freileitungsseilen als Beispiel für Verbundbauteile
von Dr.-Ing. Josef Ziebs

Nr. 4/Dezember 1970 (vergriffen)

Formbeständigkeit von Holz gegenüber Feuchtigkeit — Grundlagen und Vergütungsverfahren
von Dr. rer. nat. Arno Burmester

Nr. 5/März 1971

Die Bedeutung der Netzstellenart und der Netzwerkkettendichte für die Beschreibung der elastischen Eigenschaften und des Abbaus von elastomeren Netzwerken
von Dr. rer. nat. Norbert Steiner

Nr. 6/April 1971

Zur Problematik der Prüfung und Beurteilung des Luftschallschutzes von Bauelementen bei unterschiedlichen Einbaubedingungen
von Prof. Dr.-Ing. Paul Schneider

Nr. 7/Juli 1971

Chromatographie und chemische Konstitution — Untersuchungen über den Einfluß der Struktur organischer Verbindungen auf das Verhalten bei der Dünnschicht-Chromatographie
von Dr.-Ing. Hans-Joachim Petrowitz

Nr. 8/November 1971

Zum Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Baustählen bei Wechselbeanspruchung
von Dr.-Ing. Helmut Veith

Nr. 9/November 1971

Untersuchung über die sichernde Wirkung poröser Massen in Acetylenflaschen
von Dr.-Ing. Karl-Heinz Möller

Nr. 10/Januar 1972

Untersuchungen über die Korngrößenbestimmung mit Ultraschall zur Entwicklung einer für die Praxis geeigneten zerstörungsfreien Meßmethode
von Dr.-Ing. Dietmar Aurich und Prof. Dr. phil. Erich Martin

Nr. 11/Februar 1972

Beitrag zur Kenntnis der Schnittriefenbildung und Schnittgütwerte beim Brennschneiden
von Dr.-Ing. Hans-Joachim Krause

Nr. 12/Mai 1972

Über Veränderungen von Nylon-6-Fasern beim Texturieren
von Dir. u. Prof. Dr. rer. nat. Hubert Feuerberg

Nr. 13/Juni 1972

Festkörpergleitreibung und Verschleiß von Eisen, Kobalt, Kupfer, Silber, Magnesium und Aluminium in einem Sauerstoff-Stickstoff-Gemisch zwischen 760 und $2 \cdot 10^{-7}$ Torr
von Dr.-Ing. Karl-Heinz Habig (Berichter), Prof. Dr.-Ing. Kurt Kirschke, Dr.-Ing. Wolfgang-Werner Maennig und Dipl.-Phys. Harald Tischer

Nr. 14/Juli 1972

Untersuchungen zur Amplitudenabhängigkeit der Ultraschalldämpfung in Metallen bei 20 kHz
von Eberhard Fischer

Nr. 15/August 1972

Studie und Probleme der chemischen Edelmetall-Analyse
von Dir. u. Prof. Dr.-Ing. Heinz Pohl

Nr. 16/August 1972

Über Ausführung und Aussagefähigkeit des Normbrandversuches nach DIN 4102, Blatt 2, im Hinblick auf die Nachbildung natürlicher Schadensfeuer
von Dr.-Ing. Erwin Knublauch

Nr. 17/August 1972

Aktivierungsanalyse mit schnellen Neutronen, Photonen und geladenen Teilchen
von Dr.-Ing. Peter Reimers

Nr. 18/Januar 1973

Das Sprödbruchverhalten des Baustahles R St 37-2 N in geschweißten Konstruktionen, dargestellt mit Hilfe der Methode des Temperaturvergleiches
von Dr.-Ing. Werner Struck

Nr. 19/Januar 1973

Die Bestimmung von Grenzflächentemperaturen bei tribologischen Vorgängen
Literaturrecherche von Dipl.-Phys. K. Kaffanke und Dr.-Ing. H. Czichos

Nr. 20/April 1973

Brandrisiko elektrischer Leitungen und Installationen in Wänden
von Dipl.-Ing. R. Rudolphi

Nr. 21/Juli 1973

Die kontinuumsmechanische Erfassung des zeitlichen Ablaufs der elastisch-plastischen Dehnungen bei der Zerrüttung
Literaturrecherche von Dipl.-Phys. D. Klaffke und Dr.-Ing. W. Maennig

Nr. 22/Juli 1973

Untersuchungen für ein Prüfverfahren zur Bemessung der Brandschutzbekleidung von Stahlstützen
von Dipl.-Ing. R. Rudolphi und Dr.-Ing. E. Knublauch

Nr. 23/November 1973

**Reichs- und preußische Landesanstalten in Berlin
Ihre Entstehung und Entwicklung als außeruniversitäre Forschungsanstalten und Beratungsorgane der politischen Instanzen**
von Prof. Dr. rer. nat. habil. Walter Ruske

Nr. 24/November 1973

Das Brandverhalten von Holzstützen unter Druckbeanspruchung
von Dipl.-Ing. J. Stanke, Ing. grad. E. Klement und Dipl.-Ing. R. Rudolphi

Nr. 25/Dezember 1973

Über das Brandgeschehen vor der Fassade eines brennenden Gebäudes unter besonderer Berücksichtigung der Feuerbeanspruchung von Außenstützen
von Dr.-Ing. E. Knublauch

Nr. 26/August 1974

Der Elektronen-Linearbeschleuniger der BAM — Eigenschaften und erste Anwendungen —
von Dipl.-Ing. P. Jost, Dr.-Ing. P. Reimers und Dr.-Ing. P. Weise

Nr. 27/August 1974

Untersuchungen zum Schallfeld von Winkelprüfköpfen für die Materialprüfung mit Ultraschall
von Dr.-Ing. Hermann Wüstenberg

Nr. 28/August 1974

Zum Ablauf von Gasexplosionen in mit Rohrleitungen verbundenen Behältern
von Prof. Dr. rer. nat. Hans-Jürgen Heinrich

Nr. 29/August 1974

Theorie der dissipativen Luftschalldämmung bei einem idealisotropen porösen Material mit starrem Skelett für senkrechten, schrägen und allseitigen Schalleinfall
von Prof. Dr.-Ing. P. Schneider

Nr. 30/September 1974 (vergriffen)

The Application of Systems Thinking and Systems Analysis to Tribology
von Dr. Horst Czichos und Dr. Geert Salomon

Nr. 31/August 1975

Untersuchungen zur Klärung des Verhaltens thermoplastischer Kunststoffe bei Wechseldehnungsbeanspruchung
von Dr.-Ing. Gerhard Fuhrmann

Nr. 32/September 1975

Ein thermo-elektrisches Netzwerkverfahren zur Berechnung stationärer Temperatur- und Wärmestromverteilungen mit Anwendungsbeispielen
von Dipl.-Ing. Reinald Rudolphi und Dr.-Ing. Bernhard Böttcher

Nr. 33/November 1975

Die Bestimmung der Temperaturleitfähigkeit von Baustoffen mit Hilfe eines nichtstationären Meßverfahrens
von Dipl.-Ing. Armin Wagner, Dipl.-Phys. Gerhard Kieper und Dipl.-Ing. Reinald Rudolphi

Nr. 34/Januar 1976 (vergriffen)

Untersuchungen zur Vergütung von Holzwerkstoffen
von Dipl.-Forsting. Dr. rer. sylv. Hans-Joachim Deppe

Nr. 35/Januar 1976

Der Widerstand von Platten, die als Beplankungsmaterial leichter Wände verwendet werden, gegenüber dem Aufprall harter Körper — Vorschlag für ein Prüfverfahren —
von Dipl.-Ing. Ernst Limberger

- Nr. 36/Januar 1976 (vergriffen)
Wärme- und Feuchtigkeitsleitung in Beton unter Einwirkung eines Temperaturgefälles
von Dipl.-Ing. Jürgen Hundt
- Nr. 37/Februar 1976
Die stoßartige Beanspruchung leichter, nichttragender Bauteile durch einen mit der Schulter gegenprallenden Menschen — Vorschlag für ein Prüfverfahren —
von Dr.-Ing. Werner Struck
- Nr. 38/Juni 1976
Verschleißuntersuchungen an gas-, bad- und ionitriertem Stahl 42 CrMo 4
von Dr.-Ing. Karl-Heinz Habig
- Nr. 39/Juni 1976
Untersuchung der viskoelastischen Eigenschaften von Flüssigkeiten (mit nicht-Newtonschem Fließverhalten) insbesondere bei höherer Scherbeanspruchung
von Prof. Dr.-Ing. K. Kirschke und Dipl.-Phys. G. Kempf
- Nr. 40/Juni 1976
Zum Untergrundabzug bei energiedispersiven Spektren nach verschiedenen Verfahren
von Dr. rer. nat. H. Hantsche
- Nr. 41/Okttober 1976
Optische Eigenschaften cholesterinischer Flüssigkeiten
von Dr. rer. nat. Bernhard Böttcher
- Nr. 42/Okttober 1976
Ermittlung der Mindestzündenergie brennbarer Gase in Mischung mit Luft
von Dr.-Ing. Siegmund Dietlen
- Nr. 43/Okttober 1976
Das Sprödbruchverhalten geschweißter Bauteile aus Stahl mit zäh-sprödem Übergang im Bruchverhalten, dargestellt mit Hilfe der Methode des Temperaturvergleiches
von Dr.-Ing. Werner Struck
- Nr. 44/November 1976
Berechnung von räumlichen, linear elastischen Systemen, die aus finiten Stab- und Balkenelementen zusammengesetzt sind, unter Verwendung des Programms „Stab-Werk“
von Dipl.-Ing. W. Matthees
- Nr. 45/Dezember 1976
Untersuchung des Elektrodenverhaltens im Vakuum aufgedampfter Metallschichten
von Dr.-Ing. W. Paatsch
- Nr. 46/Mai 1977 (vergriffen)
Versuchsergebnisse zur Festigkeit und Verformung von Beton bei mehraxialer Druckbeanspruchung
Results of Test Concerning Strength and Strain of Concrete Subjected to Multiaxial Compressive Stresses
von Dipl.-Ing. Gerald Schickert und Dipl.-Ing. Helmut Winkler
- Nr. 47/Juni 1977
Bautechnische Einflüsse auf die Tragfähigkeit von Kunststoffdübeln für Fassadenbekleidungen
von Dr.-Ing. Arno Plank
- Nr. 48/Okttober 1977
Setzung von Fundamenten infolge dynamischer Last, angewendet auf die Fundamente einer geplanten Schnellbahn
von Dr.-Ing. U. Holzlöhner
- Nr. 49/Dezember 1977
Untersuchungen zur Anwendung von Mikrowellen in der zerstörungsfreien Prüfung
von Dr.-Ing. Günther Wittig
- Nr. 50/Juni 1978 (vergriffen)
Zur Meßtechnik für die Sicherheitsbeurteilung und -überwachung von Spannbeton-Reaktordruckbehältern
von Prof. Dipl.-Phys. Norbert Czaika, Dipl.-Phys. Norbert Mayer, Dipl.-Ing. Claus Amberg, Dipl.-Ing. Götz Magiera, Dr.-Ing. Götz Andreae und Dipl.-Ing. Winfried Markowski
- Nr. 51/Juni 1978
Auswirkung von chemischen und physikalisch-technologischen Einflußfaktoren auf das Beständigkeitsverhalten von Oberflächenbeschichtungen auf der Basis von Reaktionsbeschichtungsstoffen
von Dr. rer. nat. J. Sickfeld
- Nr. 52/August 1978
Zum Einfluß der Gleitgeschwindigkeit auf das tribologische Verhalten von Werkstoffen hoher Härte bei reiner Festkörperreibung
von Dr.-Ing. Aleksandar Tomov
- Nr. 53/Okttober 1978
Bemessung und Optimierung beheizbarer Straßen- und Brückenbeläge
von Rolf Günter Rohrmann und Reinald Rudolphi

Nr. 54/Oktober 1978

Magnetisches Verhalten dünner Eisenschichten bei mechanischer Wechselbeanspruchung

von Dr.-Ing. Harro Sander

Nr. 55/November 1978

Beobachtung und Orientierungsbestimmung der Oberflächenkristallite polykristalliner 99,999 %-Al-Proben bei Biegewechselbeanspruchung

von Dr.-Ing. Dieter Klaffke

Nr. 56/Januar 1979

Stabilität von Sandwichbauteilen

von Dipl.-Ing. W. Brünner und Prof. Dr.-Ing. C. Langli

Nr. 57/März 1979

**Untersuchungen an Prüfmitteln für die Magnetpulverprüfung
Investigations on Inspection-Media for Magnetic-Particle-Testing**

von Dipl.-Ing. Meinhard Stadthaus

Nr. 58/März 1979

Ermittlung des Bauteilwiderstandes aus Versuchsergebnissen bei vereinbartem Sicherheitsniveau

von Dr.-Ing. Werner Struck

Nr. 59/Juli 1979

Ermittlung der Verformungen biegebeanspruchter Stahlbetonbalken mit der Methode der Finiten Elemente unter besonderer Berücksichtigung des Verbundes zwischen Beton und Stahl

von Dr.-Ing. Günther Plauk

Nr. 60/August 1979

Untersuchungen zur Erfassung der Kaltformbarkeit von Feiblechen beim Strecken

von Dr.-Ing. H. Spreckelmeyer, Dr.-Ing. R. Helms und Dr.-Ing. J. Ziebs

Nr. 61/Dezember 1979

Beschreibung von Problemen der höheren Farbmetrik mit Hilfe des Gegenfarbensystems

von Dr. Klaus Richter

Nr. 62/Dezember 1979

Geomagnetobiologisch bedingter Zusammenhang zwischen der Fraßaktivität von Termiten und der Zahl der Sterbefälle

von Dir. u. Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Gerisch und Prof. Dr. habil. Dr. h. c. Günther Becker

Nr. 63/Dezember 1979

Untersuchungen an Stopfbuchsen von Ventilen und Schiebern für Gase

von Dipl.-Ing. E. Behrend und Dipl.-Ing. J. Ludwig

Nr. 64/Februar 1980

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

von Dr.-Ing. Werner Rücker

Nr. 65/Februar 1980

Untersuchungen über den Einfluß des Spannungszustandes auf bruchmechanische Kennwerte

von Dr.-Ing. Peter Schmidt, Dr.-Ing. Dietmar Aurich, Dr.-Ing. Rolf Helms, Dr.-Ing. Helmut Veith und Dr.-Ing. Josef Ziebs

Nr. 66/Mai 1980

Auswirkung von Druckentlastungsvorgängen auf die Umgebung

von Dr. rer. nat. Martin Hattwig

Nr. 67/Mai 1980

Beitrag zur dynamischen Analyse von vorgespannten und vorbelasteten Feder-Masse-Systemen mit veränderlicher Gliederung unter stoßartiger Beanspruchung

von Dr.-Ing. Wolfgang Matthees

Nr. 68/Juni 1980

**Oberflächenmeßverfahren unter besonderer Berücksichtigung der Stereomeßtechnik.
Entwicklung eines volleuzentrischen Präzisions-Goniometers**

von Dr. rer. nat. Dieter Petersohn

Nr. 69/Juni 1980

Untersuchungen zur Integrität des Liners von Reaktorsicherheitshüllen (Containments) in Stahlbeton- und Spannbetonbauweise

von Dr.-Ing. Frank Burchhardt und Dipl.-Ing. Peter Brandl

Nr. 70/August 1980

Schwellenwerte beim Betondruckversuch

von Dr.-Ing. Gerald Schickert

Nr. 71/August 1980

Untersuchungen über durch den Boden gekoppelte dynamische Wechselwirkungen benachbarter Kernkraftwerksbauten großer Masse unter seismischen Einwirkungen

von Dr.-Ing. Wolfgang Matthees und Dipl.-Ing. Götz Magiera