

# 不整形地盤の振動特性に関する研究

今岡克也

名古屋大学図書
和 1168067

報告番号	乙第	4540	号
------	----	------	---

## ● 論文要旨

近年、強震計の普及により、大地震が発生すると非常に多くの地震記録が得られるようになってきた。これらの記録は、震源のメカニズムや地震動の距離減衰特性などの地震工学的な研究とともに、表層地盤の影響を考慮した地震力の設定という面で耐震設計や地震防災の研究にも役立てられ始めている。一般に、地表面上で得られた地震動の加速度波形のスペクトル特性は、①震源の特性、②震源から基盤上面までの距離減衰特性、③基盤上から地表面上までの表層地盤の特性の3つに分離して考えることができる。この中の表層地盤の特性は、各地域の地震力を設定する際には最も重要なものであるが、敷地周辺の地下構造が水平方向に連続していると仮定して1次元的に評価される場合がほとんどである。しかし、構造物が多く建設される堆積平野では、堆積層と基盤との内部境界面は、水平に無限に広がることはなく、ある傾斜角を持って自然に堆積層が薄くなるか、断層などで急激に厚さが変化するなどといった水平方向に不規則を有している。そのために鉛直下方から上昇してきた地震波は、この傾斜面で屈折して斜め方向に平野内に入り込むことになり、これらの影響を考慮できるように2次元以上で表層地盤を評価して振動特性を求めることが必要になる。

一般に、不整形地盤は「水平方向に地形的及び地質的に不規則な地盤」と定義され、半無限均質地盤や水平成層地盤と対比して用いられる。また不整形地盤は、不整形さを有する部分に着目して、①崖地形や谷地形のように地表面形状が不規則な地盤、②沖積谷や埋立地のように表層地盤と基盤との内部境界面形状が不規則な地盤、③丘陵地などでの切り盛り造成地のように地表面形状と内部境界面形状の両方に不規則性を有する地盤の3つのタイプに分類することができる。

本論文の第一の目的は、このような不整形地盤の振動特性を実地盤による常時微動観測と2次元境界要素法による数値解析から求め、従来からの評価法である1次元解析による結果と定性的・定量的に比較して、その振動特性の特徴について考察することである。

さらに第二の目的は、1次元解析からでは評価することができない不整形地盤上に建てられた構造物の振動特性について、盛土と切土にまたがって建てられた実際の構造物による常時微動観測と不整形地盤-構造物系を2次元連続体としてモデル化した境界要素法による数値解析から求め、不整形地盤の振動性状が構造物に及ぼす影響について考察して、過去の地震被害の原因を検証することである。

第一の目的を達成するために、不整形地盤として、谷を挟んだ両側の山斜面の

一部を削り埋めて造成された埋谷地盤を対象とした。はじめに、この地盤において特徴的な断面を選定して、切土部を含んだ観測線を張り常時微動観測を実施して、主に切土上を基準点としたスペクトル比から実証的に地盤の振動特性を把握する。次に、この埋谷地盤を境界要素法により2次元的にモデル化して、鉛直下方からのSH波入射に対する地表面上の定常応答を求める。そして、得られた地盤の振動特性を微動観測の結果や従来の解析手法である1次元解析結果と比較して考察を行う。最後に、より一般的な沖積谷地盤の振動特性を求めるために、①基盤と沖積谷のせん断波速度比、②沖積谷の幅と深さの比、③基盤の傾斜角をパラメーターとして2次元解析を行ない、1次元解析の結果と比較して、各々の要因が振動特性に及ぼす影響について考察する。

第二の目的に対しては、前述の埋谷地盤をまたいで建設された学校の2つの校舎を主な対象として、はじめに常時微動観測を実施して、切土上を基準点としたスペクトル比から埋谷地盤上に建つ構造物の振動特性を実証的に把握する。次に、この地盤-構造物系を前述とほぼ同じ手法により2次元解析を行い、得られた応答倍率特性を微動観測の結果と比較して考察を行う。最後に、同じ埋谷地盤を用いて、構造物の建設位置や形状を様々に変化させた地盤-構造物系の2次元解析を行い、それぞれの構造物の振動特性に及ぼす不整形地盤の影響を定量的に把握する。

第1章では、はじめに過去の地震の被害の中から、不整形地盤が大きな影響を及ぼしたものについて分析した結果、盛土地盤上・崖縁・硬質地盤と軟弱地盤の境界部・基底面の傾斜角が急変する地盤上などで構造物の被害が集中することを指摘した。そして、これらの原因の一つとして、地震動が不規則形状の基底面や地表面で反射・屈折を繰り返すことにより局所的に集中するといった波動論的な効果を強調した。さらに不整形地盤の振動特性に関する既往の主な研究成果を理論解析的な物と地震観測や振動計測などの実証的な物に分けて概略を示し、理論的研究に比較すると実証的な研究が少ないことを指摘した。

第2章では、はじめに不整形地盤の振動特性を実証的に把握する方法として用いられた微動観測について概略を示した。微動は、その支配的な周期成分から常時微動と長周期微動の2種類に分類できるが、はじめにそれぞれの既往の観測成果から、沖積層や堆積層が厚い地盤上の微動の特徴として、①卓越周期が長くなり、②スペクトルのピーク数が増加することを指摘した。次に、具体的な足柄平

野内で実施された微動観測の例から、微動の波形解析法の一つである平均フーリエスペクトルは、従来の Parzen ウィンドウによって平滑化する方法よりも、特に長周期域でのピークが鮮明に得られるなどの有効性を持つことが強調された。最後に、長さの比が 1/50 のシリコン製の地盤模型上で常時微動観測を実施して、得られた振動特性が他の実験によって得られた結果と良く一致することから、常時微動の水平成分はホワイトノイズ的な周波数成分を持って表層地盤の振動特性を十分に反映することを指摘した。

第 3 章では、はじめに不整形地盤の振動特性を数値解析によって把握するために用いられた境界要素法の概要を示した後で、2次元 S H 波問題に対する解析手順を具体的に記述した。そして、この問題に対して境界要素法を適用することは、① 散乱波を容易に考慮でき、② 自由度が非常に少なくすむなどの長所が生かされるために非常に有効であることが強調された。最後に、濃尾平野を対象とした解析例の結果から、基盤傾斜角が約  $4^\circ$  と緩やかに変化する地域の地表面上の増幅特性は 1 次元解析結果とほぼ良く一致するが、傾斜角が  $90^\circ$  に近い断層付近の地表面上では、① ピークが複数に現われ、② 全体的に卓越振動数がやや高めに推移して、③ 増幅率は 1.5 倍程度まで大きくなることを指摘した。

第 4 章では、実在する不整形地盤の振動特性を実証的に把握するために、前述の埋谷地盤を対象として、代表的な断面で切土上と埋土上を含んだ常時微動観測を実施した。観測結果の分析には、造成工事前の自然地盤での状態のスペクトルや切土上で基準化されたスペクトル比が利用された。次に切土部と埋土層をまたぐように建てられた 2 つの RC 構造物に対して常時微動観測を実施して、地盤のみの場合と比較することにより埋谷地盤の振動性状が構造物に及ぼす影響について実証的に明らかにした。

第 5 章では、より一般的な沖積谷地盤やその上に建てられた構造物の振動性状を把握するために、2次元境界要素法による定常応答解析を実施した。はじめに、一般的な沖積谷地盤の振動特性を求めるために、① 基盤と沖積谷のせん断波速度比、② 沖積谷の幅と深さの比、③ 基盤の傾斜角などをパラメータとして 2 次元解析を行ない、1 次元解析の結果と比較して、各々の要因が振動特性に及ぼす影響について考察した。

次に、4 章で対象とされた埋谷地盤を 2 次元でモデル化して、構造物の建設位置や形状を様々に変化させた地盤 - 構造物系の 2 次元解析を行い、それぞれの構

造物の振動特性に及ぼす不整形地盤の影響について定量的に考察した。

第6章では、4章と5章により得られた水平方向でも基盤によって拘束される不整形地盤の振動特性を1次元解析結果との比較から、①応答倍率特性のピーク数が増加して、②応答倍率が增大して、③卓越振動数が高めに推移して、④位相が急激に変化するという4つの特徴を指摘した。次に、沖積谷地盤に対して、形状、物性や入射波の波長が、上記の不整形地盤に特有な現象に及ぼす影響について以下のようにまとめた。

(1) 一般の沖積谷地盤の振動特性は、入射波の波長が谷の最大深さの1/4より長い場合には、不整形地盤の影響は小さく、1次元解析の結果とほとんど変わらなくなる。

(2) 沖積層と基盤とのせん断波速度比が1:1.5以下の場合には、沖積層や基盤傾斜による影響は小さい。

(3) 沖積谷地盤の深さに対して幅を広くするとすると、応答倍率特性と位相特性は全体的には1次元解析の結果に接近するが、小さなピークの個数は増加する。

次に、両側の山を削り谷を埋めて造成された埋谷地盤の振動特性とその上に建てられた建造物の振動性状への影響を以下のようにまとめた。

(1) 谷筋方向と谷筋直角方向の振動で基盤傾斜が及ぼす影響が大きく異なる。特に、谷筋方向では両側の基盤が内側に傾斜するために、鉛直下方から上昇する波の焦点化によって地表面上に局所的な増幅が生じる。

(2) 硬質な切土部と軟弱な埋土部にまたがって建造物が建設されると、それぞれの地盤で剛性や振動性状が違うために、ねじれ振動が励起されるために建造物内部には局所的に水平方向の歪が生じる。しかし、埋谷地盤を完全にまたいで両端が切土上にある建造物では、埋谷地盤の影響はかなり小さくなる。

最後に、微動観測によって沖積谷地盤などでの不整形地盤の振動特性を求める方法は、過去の観測結果や模型地盤の実測結果から、①スペクトルのピークの個数が増加して、②卓越周期が長くなるという特徴が得られるために、入力波の影響も受けるが大略的には有効であることを指摘した。

## 論文題目： 不整形地盤の振動特性に関する研究

## 第1章 序論

## 1.1 研究の目的

- (1) 研究の背景 …… 1
- (2) 不整形地盤の定義と種類 …… 2
- (3) 研究の目的と手法 …… 3

## 1.2 過去の地震被害と地盤との関連

- (1) 地震被害の変遷 …… 4
- (2) 過去の被害地震と地盤との関連 …… 5
- (3) 地震被害が集中した不整形地盤の類型化 …… 10

## 1.3 不整形地盤に関する既往の研究

## 1.3.1 理論解析的な研究 …… 11

- (1) 固有関数展開法 …… 12
- (2) A-L法 …… 12
- (3) 領域型の解法（差分法・有限要素法） …… 13
- (4) 波線理論法 …… 14
- (5) 境界型の解法（境界積分方程式法・境界要素法） …… 15
- (6) ハイブリッド法 …… 16

## 1.3.2 実証的な研究

- (1) 地震動観測や常時微動観測等による研究 …… 17
- (2) 爆破実験や起振機試験等による研究 …… 18
- (3) 模型実験による研究 …… 18

## 1.4 論文の構成 …… 19

## 第2章 微動観測による地盤の振動特性

## 2.1 微動の分類と観測方法

- (1) 微動の分類 …… 21
- (2) 常時微動観測 …… 22
- (3) 長周期微動観測 …… 25

## 2.2 微動観測の実施例と平均フーリエスペクトル

- (1) 微動の観測概要 …… 27
- (2) 深夜での微動波形の比較 …… 30
- (3) 深夜の微動観測による平均フーリエスペクトル …… 30

(4) 昼間の微動観測による平均フーリエスペクトル	...	34
2.3 地盤・建物模型の常時微動観測		
(1) 模型の概要	...	35
(2) 微動観測による地盤模型の振動特性	...	37
(3) 他の実験結果との振動特性の比較	...	39
(4) 実際の地盤・建物への応用	...	39
<b>第3章 境界要素法による地盤の振動特性の把握</b>		
3.1 数値解析手法の概要	...	41
(1) 差分法	...	42
(2) 有限要素法	...	42
(3) 境界要素法	...	42
3.2 剛基盤上の不整形地盤の周波数応答解析		
(1) 支配方程式	...	43
(2) 境界条件の設定	...	44
(3) 領域内変位の積分方程式表示	...	45
(4) 境界積分方程式	...	46
(5) 境界積分方程式の離散化	...	48
(6) 水平均質地盤による解析精度の検討	...	52
(7) 多領域地盤の場合	...	53
(8) 水平成層地盤による解析精度の検討	...	55
3.3 弾性基盤上の不整形地盤の周波数応答解析		
(1) 弾性基盤内の変位の分離	...	56
(2) 不整形地盤からの散乱波による境界積分方程式	...	56
(3) 半無限状態を仮定した場合の入射波による変位	...	59
(4) 不整形地盤内の境界積分方程式	...	59
(5) 内部境界での連続条件と全体マトリクスの作成	...	60
(6) 不整形地盤内の変位の算定	...	60
(7) 半円筒型沖積谷による解析精度の検討	...	61
(8) 不整形地盤上の構造物のSH波入射による周波数応答解析	...	62
3.4 濃尾平野を対象とした解析例		
3.4.1 地形概要と特徴的な断面	...	65
3.4.2 2次元解析モデルの設定	...	66
3.4.3 解析結果と不整形地盤の影響	...	67



第4章 微動観測による埋谷地盤の	
振動特性と構造物への影響	... 69
4.1 観測された地盤と構造物の概要	
(1) 造成前後の地形及び土質条件	... 70
(2) 観測対象とした構造物	... 72
4.2 常時微動の観測方法	... 74
4.3 地盤上の観測結果と地下構造との関連	
4.3.1 造成前の自然地盤の振動特性	... 77
4.3.2 左右対称な埋谷地盤の振動特性	... 79
4.3.3 左右非対称な埋谷地盤の振動特性	... 83
4.4 構造物の観測結果と埋谷地盤との関連	
4.4.1 各階建設毎の構造物の振動特性	... 87
4.4.2 埋谷地盤上に建つ構造物の振動特性	... 88
4.5 まとめ	... 95
第5章 境界要素法による埋谷地盤の	
振動特性と構造物への影響	... 96
5.1 一般的な沖積谷地盤の振動性状	
5.1.1 解析モデルの設定	... 97
5.1.2 解析結果と各要因の分析	
(1) せん断波速度比による影響	... 99
(2) 沖積谷の形状比による影響	... 101
(3) 基盤の傾斜角による影響	... 103
5.2 埋谷地盤の振動性状	
5.2.1 地盤概要と解析モデルの設定	... 105
5.2.2 解析結果と地下構造との関連	
(1) 地表面応答倍率分布	... 106
(2) 埋土上の応答倍率特性と地中内の振動モード	... 106
(3) 埋谷地盤の振動性状と基盤面傾斜との対応	... 109
5.3 埋谷地盤上に建つ構造物の振動特性	
5.3.1 解析モデルの設定	... 110
5.3.2 埋谷部中央に建つ構造物の振動性状	
(1) 構造物の振動性状に及ぼす埋土層の影響	... 111

(2) 構造物の設置位置による影響	… 113
5.3.3 切土部にまたがる構造物の振動性状	
(1) 応答倍率分布	… 114
(2) 構造物内部の変位状態	… 116
5.4 まとめ	… 118
<b>第6章 結論</b>	
(1) 沖積谷地盤の振動特性	… 119
(2) 微動観測から得られる表層地盤の振動特性	… 119
(3) 埋谷地盤の振動特性とその上に建つ構造物への影響	… 120
(4) 残された課題と今後の耐震設計への利用	… 120
● 参考文献	… 121
● 謝辞	… 127
● 発表論文リスト	… 128
● 図表リスト	… 133

# 第1章 序 論

## 1.1 研究の目的

### (1) 研究の背景

近年、強震計の普及により、大地震が発生すると非常に多くの地震記録が得られるようになった。そして、これらの記録は、震源のメカニズムや地震動の距離減衰特性などの地震工学的な研究に役立てられるとともに、表層地盤の影響を考慮した耐震設計用の地震力の設定などにも利用され始めている。一般に、地表面上で得られた強震波形のフーリエスペクトル  $A(\omega)$  は、①震源の特性  $S(\omega)$ 、②震源から基盤までの距離減衰特性  $P(\omega)$ 、③基盤から地表面までの表層地盤の特性  $G(\omega)$  の3つに分離して考えることができる。

$$A(\omega) = S(\omega) \cdot P(\omega) \cdot G(\omega) \quad (1.1.1)$$

この中で、表層地盤の振動特性  $G(\omega)$  は、構造物の立地場所での耐震設計用地震力を設定する際には最も重要なものになる。しかし、現状での  $G(\omega)$  は、P S 検層等の地盤調査から得られた敷地周辺の地下構造が水平方向に連続していると仮定して1次元解析によって評価される場合がほとんどである。また、地表面形状についても周辺に多少の起伏があっても平坦であると考えられる場合が多い。

一方、近年の都市の急成長と過密化により、これまで構造物の立地には不向きとされてきた臨海部、河川氾濫原や丘陵地帯などで、埋立てや切り盛り造成により建設が行われている。これらの地域では、過去の経験から地震時に砂地盤の液状化や盛土部分の崩落といった表層地盤に起因した被害が懸念されている。一般にこれらの沖積地盤や盛土地盤は、基盤との剛性比が大きく、さらに内部境界となる基底面形状が不規則であるという共通の特徴を有している。したがって、これらの地震被害を予測して、防止または軽減するためには、表層地盤の影響を十分に考慮した地震動を想定する必要がある。

さらに最近では、多くの行政機関で地震防災の重要性が認識され、過去に起きた地震や将来に起こると予想される地震に対して、各地域の被害を予測して、その対策や防災計画を立案することが行われている。その際には、対象とする地域を一辺が100 m ~ 1 km 程度のメッシュに分割するマイクロゾーニングの手法を取り入れることが多い。この場合にも、各メッシュ内での表層地盤の増幅特性は、ボーリング調査結果などからその地域の地層構成を設定して、1次元解析により求められる場合が多い。しかし、この

ようにして得られた各メッシュ内の地震動の大きさ（最大加速度や震度）は、その地域の地震被害を予測する際には非常に大きな影響を及ぼすことになる。もし、これらの地域の地表面形状や基底面形状が著しく不規則な地盤上にある場合には、単純な1次元解析により求められた増幅特性が過小な評価を与えることは、過去の地震被害と地盤の関係をみても明らかである。

## (2) 不整形地盤の定義と種類

一般に、不整形地盤は「水平方向に地形的及び地質的に不規則な地盤」と定義され、半無限均質地盤や水平成層地盤と対比して用いられる。

そして、不整形さを有する部分に着目すると図 1.1.1 に示すように、①崖地形や谷地形のように地表面形状が不規則な地盤、②沖積谷や埋立地のように表層地盤の基底面形状が不規則な地盤、③丘陵地などでの切り盛り造成地のように地表面形状と内部境界形状の両方に不規則性を有する地盤の3つのタイプに分類することができる。

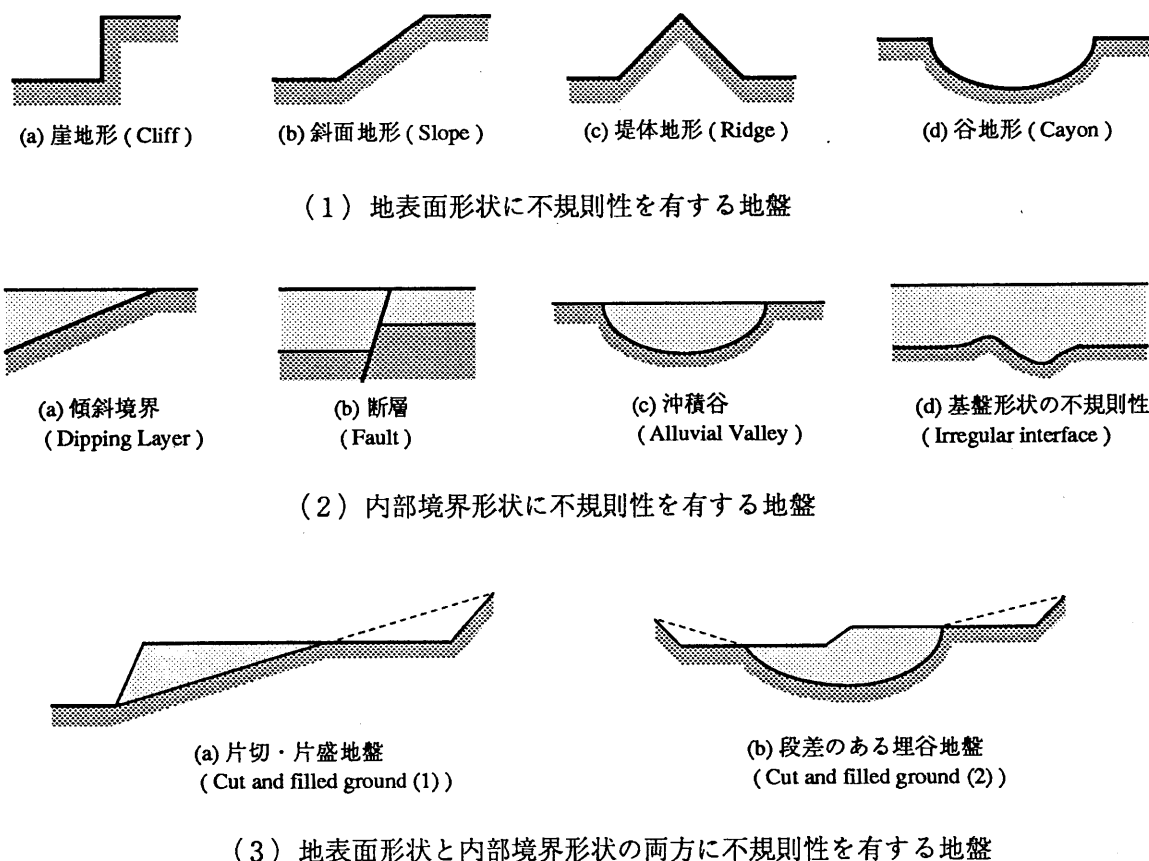


図 1.1.1 不整形地盤の分類と例

### (3) 研究の目的と手法

一般に、地表面形状や表層地盤の基底面形状が不規則な地盤は、地震動に及ぼす影響が1次元解析では求められないことから不整形地盤と言われている。例えば、沖積平野では、傾斜した内部境界に到達した地震波は、斜め方向に屈折して平野内部に入り込み、斜め方向に重複反射をしたり、表面波を励起したりして複雑な挙動をすることになる。したがって、これらの挙動を表層地盤の振動特性として評価するためには、実地盤上で地震観測や起振機実験、微動観測を行って実証的に求めるか、不整形性を評価できる2次元・3次元地盤モデルを作成して数値解析的に求めることが必要となる。

本研究の第一の目的は、このような不整形地盤の振動特性を実地盤による常時微動観測と2次元境界要素法による数値解析から求め、従来からの評価法である1次元解析による結果と定性的・定量的に比較・考察することである。

さらに第二の目的は、1次元解析からでは評価できない不整形地盤の振動特性が構造物に及ぼす影響について、盛土と切土にまたがって建てられた実際の建物で行われた常時微動観測と建物を2次元連続体にモデル化した境界要素法による数値解析から求めて、過去の地震被害を検証し、これらの不整形地盤の建物についての地震時の影響を調べることである。

第一の目的を達成するために、はじめに埋谷地盤上において特徴的な断面を選定して、切土部を含んだ観測線を張り常時微動観測を実施して、主に切土上を基準点としたスペクトル比から実証的に地盤の振動特性を把握する。次に、この埋谷地盤を境界要素法により2次元的にモデル化して、鉛直下方からのSH波入射に対する地表面上の定常応答を求める。そして、得られた地盤の振動特性を微動観測の結果や従来の解析手法である1次元解析結果と比較して考察を行う。最後に、より一般的な沖積谷地盤の振動特性を求めるために、①基盤と沖積谷の剛性比、②傾斜基盤角、③沖積谷の幅と深さの比をパラメータとして2次元解析を行ない、1次元解析の結果と比較して考察する。

第二の目的に対しては、前述の埋谷地盤をまたいで建設された学校の2つの校舎を主な対象として、はじめに常時微動観測を実施して、切土上を基準点としたスペクトル比から埋谷地盤上に建つ構造物の振動特性を実証的に把握する。次に、この地盤-構造物系を前述とほぼ同じ手法により2次元解析を行い、得られた応答倍率特性を微動観測の結果と比較して考察を行う。最後に、同じ埋谷地盤を用いて、構造物の建設位置や形状を様々に変化させた地盤-構造物系の2次元解析を行い、それぞれの構造物の振動特性に及ぼす不整形地盤の影響を定量的に把握する。

## 1.2 過去の地震被害と地盤との関連

### (1) 地震被害の変遷

明治24年(1891年)濃尾地震の際、名古屋市内では西洋の模倣構法であったレンガ造の建築物はほとんど全壊した。この地震被害を重視した学者や政治家たちは、翌年「震災予防調査会」を発足させ、世界に先駆けて地震や耐震構造の研究が始められた。それ以来、我が国では大地震が起こる度に綿密な被害調査が行われ、被害の原因を研究して耐震設計基準等に反映するなどして地震被害の軽減・防止に努めてきた。その結果、震度V程度の地震動では、建物が構造的な欠陥を有して崩壊するという被害はほとんど見られなくなっている。

しかしその一方で、①電気・ガス・上下水道・道路・鉄道・電話などのライフラインの被害、②ガラスや外装材、エキスパンション・ジョイントなどの落下による被害、③屋内の家具の転倒や食器などの落下による被害、④道路に面するブロック塀などの転倒による被害など、今まではあまり重要視されていなかった新しい様式の被害が地震が起きる毎に問題となっている。これらの被害の軽減・防止には、建築関係者だけではなく行政機関や公共・公益機関、さらには一般の住民による協力が必要であり、地域社会全体での地震防災体制を確立して、普段から万一に備えて準備して、訓練しておくことが重要である。

また、最近の地震により注目されている被害様式に主として周辺地盤による被害がある。これらには、①臨海部・河川流域での砂地盤の液状化による被害、②都市近郊の造成地盤での盛土部分の崩壊や土砂崩れなどによる被害などがある。これらの被害様式は、都市近郊の土地開発が急ピッチで行われている現状を考えると、今後の大地震による大きな被害原因となることが予想される。今後の耐震工学では、これらの被害をあらかじめ予測して、被害の防止や軽減のための対策を考案し、実施していくことが望まれている。

## (2) 過去の被害地震と地盤との関連

ここでは、明治以後の被害地震の中から、地震被害と地盤との関連が指摘されたものを中心にして、その地震の概要と指摘された内容についてまとめる。

### ● 濃尾地震 (1891年10月28日06時38分, M=8.0, 死者数: 7,273)

この地震は、我が国の内陸で発生した最大級の地震であり、その断層は根尾谷から名古屋市に向かい総延長約 80 km も続き、最大で左ずれ 8 m 南西側隆起 4 m の地盤変動が生じた。田治米・望月・松田(1977)によると根尾谷断層に沿う地域で被害が最も著しく、特に震央に近いところでは木造建物が全て倒壊した地区がいくつも存在した。それ以外の地域でも木造建物の被害率が 80 % 以上の地域は局地的に存在し、それらは沖積層の最も厚い地域ではなくて山側(震央)に近い沖積層と洪積層との境界付近であった。この地震を契機として翌年「震災予防調査会」が発足して、世界に先駆けて地震や耐震構造の研究が始められた。

### ● 関東地震 (1923年9月1日11時58分, M=7.9, 死者数: 142,807)

この地震の震央は相模湾北岸付近で、広い地域に震度 VI の激しい地震動が生じた。地震動による被害もはなはだしかったが、東京などの大都市で大火災が発生して未曾有の大災害となった。特に、東京本所の被服廠跡では、避難して集まった約 38,000 人のほぼ全員が火災旋風により焼死するという惨事となった。また、直接の物的損失だけでも総額 55 億円となり、これは当時の国家予算の 1.3 年分に達し、深刻な社会不安を引き起こした。東京市内では、沖積層の厚い下町で木造建物の全壊率が大きく、逆に土蔵の被害は山手や高台に多かった。このように震害の分布と地盤の固有周期とは密接な関係があることが改めて認識され、翌年に創設された「地震研究所」によってこの現象の本格的な調査、研究が始められた。

### ● 東南海地震 (1944年12月7日13時35分, M=7.9, 死者数: 1,223)

この地震は戦争中に生じたため震源地や地震断層は明白ではなく、文献により被害実数も著しく異なる。大庭ら(1957)の被害調査から、太田川流域の木造建物の被害率は、震源に近い南部の下流域よりも中部の埋積谷平野で高いことが指摘されている。座間(1981a,1981b,1981c,1982)は、太田川下流域の浅羽町付近の詳細な被害分布に対して、ボーリング調査や P S 検層からの資料を基に沖積地盤や崖地形をモデル化して粘性境界を用いた有限要素解析を行い、地下構造の急変する地域での表面波の卓越が被害に大きな影響を与えることを指摘した。

● 三河地震 (1945年 1月31日03時38分, M=6.8, 死者数: 1,961)

この地震は、震源が三河湾西部の数 km の深さで、三河湾北方に局地的に大きな被害をもたらした。東南海地震のわずか2ヵ月後に発生したため、被害後の補修工事が施されていない家屋が大きな被害を受けた。被害は、断層の震央のごく近傍と、矢作古川流域の沖積平野部で最も大きく、守屋(1978)によれば、硬質地盤に接する軟弱地盤上で大きな被害あったことが指摘されている。

● 福井地震 (1948年 6月28日16時13分, M=7.3, 死者数: 3,895)

この地震の震央は福井市北北東約 10 km の丸岡町付近で、被害は福井平野を中心とする南北 40 km, 東西 12 km の範囲に限定され、特に沖積層に覆われた地域に大きかった。また、沖積層の軟弱地盤の上に盛土をした鉄道・道路が亀裂・陥没・移動などにより大きな被害を受けた。守屋(1978)によれば、RC造6階建の大和百貨店の崩壊は戦災の影響だけではなく、埋立地と沖積層の境界部に建てられていたという地盤条件の影響も大きいとされている。

● スコピエ地震 (1963年 7月26日, Ms=6.0, 死者数: 1,100)

Poceski (1969) はスコピエ市内の被害調査と常時微動観測等を行い、被害分布と沖積層厚と常時微動の卓越周期の間の密接な関連を認めた上で、最も激しい被害は沖積層厚の急変する帯状の地域であったことを指摘している。そして、この原因として、地震動の大きかった地盤と小さかった地盤の境界近傍に建つ構造物が、両者の振動特性の違いから局所的な応力を受けたことを挙げている。

● 新潟地震 (1964年 6月16日13時 1分, M=7.5, 死者数: 26)

この地震は、新潟県粟島の約 10 km 南方を震央として、日本海沿岸地帯に起きた地震としては観測が始められて以来では最大であった。新潟市内の海岸線や河口付近では、砂丘や沖積砂質層が多く、この地震により大規模な液状化現象が生じた。特に、椎名町のRC造4階建アパートが傾斜または沈下した被害は、上部構造物が無被害があったために表層地盤に起因した被害として脚光を集めた。

● 1968年十勝沖地震 (1968年 5月16日09時49分, M=7.9, 死者数: 52)

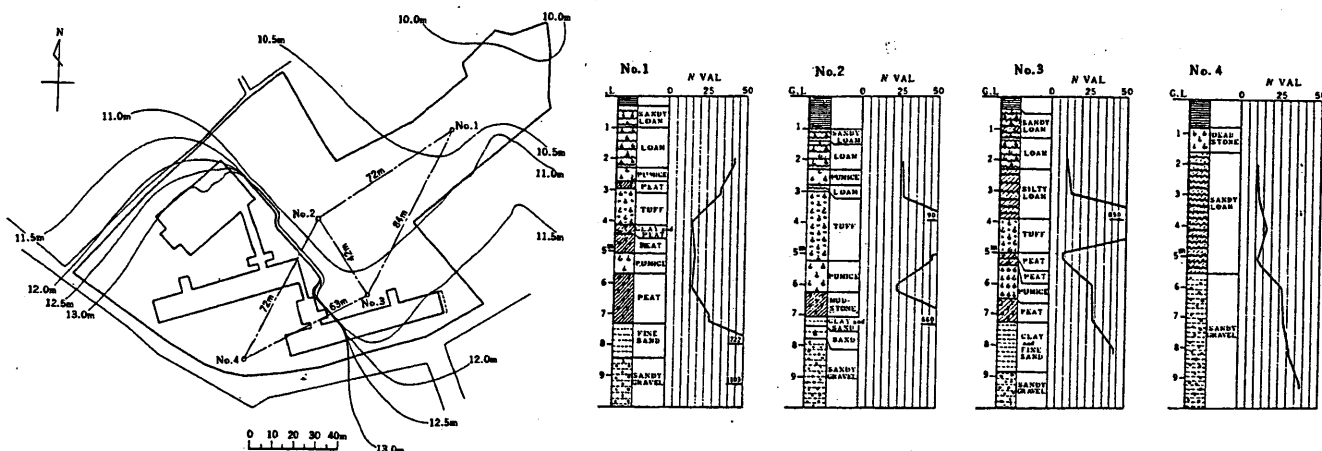
この地震は、十勝沖約 10 km 南方を震央として、ほとんど震源距離が変わらない八戸・青森・宮古で得られた加速度波形から、沖積層の厚い八戸・青森は、薄い宮古に比べて振幅が大きく長周期成分の波が多く含まれていることが分かった。これにより、過去の地震被害から指摘されてきた「同じ程度の震源距離でも地震動の波形やスペクトルは、その地点周辺の堆積層や近傍の表層地盤の条件により大きく異なる」という事が強震動



記録の面からも実証された。この地震では、RC構造物の柱材のせん断破壊による被害という構造上の問題の他に、道路・鉄道等での盛土部分の被害や山崩れ・埋立地の沈下・盛土のすべり等が原因の被害等の地盤に起因する構造物の被害が指摘された。

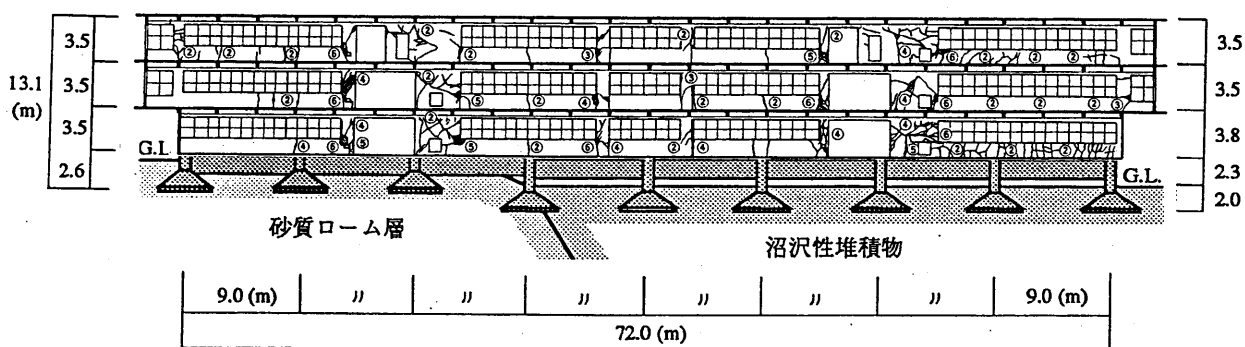
山原(1970)によると、この地震により崖縁に沿って建設されていた八戸タワー・八戸図書館・八戸市庁舎などは、どれも周りの構造物に比べて大きな被害が生じた。

田治見(1970)による被害調査では、図1.2.1に示す八戸東高校の南校舎は、沼沢性の堆積物を含む地層と砂質ローム層という明らかに異った地盤にまたがって建てられており、この地震によりその境界部付近には、基礎部分や上層部分の柱がせん断破壊するなどの大きな被害が生じた。



(1) 配置図と等高線

(2) 土質柱状図



- ②：小さなひび割れ    ③：仕上が剥離・脱落    ④：大きなひび割れ
- ⑤：くずれて鉄筋が見える    ⑥：鉄筋の一部が外にはみ出る

(3) 南館の地震被害状況

図1.2.1 1968年十勝沖地震の際の八戸東高校の被害概要 (田治見ら,1968. 一部加筆)

**●San Fernando 地震 (1971年 2月 9日06時00分, Ms=6.5, 死者数: 58)**

震央近くの Pacoima ダムで、水平成分で最大加速度 1.25 g を記録した。これは、当初ダム近傍の谷状の地形による影響と考え、多くの研究者がこのダムの谷地形をモデル化して、理論解析や模型実験を行い地形による増幅効果の解明に努めた。これが契機となり地表面地形や堆積地盤の不整形性による地表面上の地震応答の増幅特性に関するの研究が始められた。しかし、シミュレーション解析上で局地的な増幅は解明されず、この大きな加速度の原因は、断層に近いための影響と地震計の設置状況の問題と考えられている。

**●1976年北イタリア(Fliuli)地震 (1976年 5月 7日, Ms=6.5, 死者数: 約 1,000)**

日本建築学会の災害調査報告(1979)によれば、この地震により山地の石積み建物の下敷になって約1000名の死者が出たが、その被害のひどさは地盤・地形条件に密接な関係があった。特に被害が集中した町村の立地条件は、①河川により作られた扇状地のうち山沿いの地域で沖積層が次第に薄くなる地域、②山間の集落で特に崖に近かったり、急峻な丘の上であった。

**●1978年宮城県沖地震 (1978年 6月 12日17時14分, Ms=7.4, 死者数: 28)**

この地震は、ブロック塀などの転倒やライフラインの被害など典型的な都市型地震災害の恐ろしさを示したものとして注目されたが、同時に地震被害とその周辺地盤との調査・分析がより詳細に行われてその密接な関係が再認識された。例えば、木造家屋の被害やコンクリートブロック塀の転倒場所の分布は洪積台地上には無く、仙台市周辺の土地造成された丘陵地と農地を宅地化した沖積地盤上に集中している。学校のRC造校舎の大破した場所の分布は、仙台平野の沖積地と洪積地の境界に沿っている。また、特に丘陵斜面の造成宅地である緑が丘団地で、盛土の地すべり・崩壊に伴う木造住家の被害が顕著であった。さらに、丘陵地の斜面を切り盛り造成した地盤で、約 14.5 m の落差のある崖地に沿って建てられた東北工業大学5号館は、盛土の崩壊を伴わなくとも腰壁のついた短柱を中心に著しい被害が生じた。

片山(1979)は、水道管やガス管などのライフラインの被害が造成地の切土・盛土の境界付近に顕著であり、特に水道管被害箇所が切土・盛土の境界から数 10 m 以内に集中していることを指摘して、この原因として、切土・盛土の硬軟の差によって地面の動きに相対変位が生じたことと盛土部分に発生する亀裂・沈下などの静的な作用の影響を挙げている。

● 1985年メキシコ地震 (1985年9月19日19時17分,  $M_s=8.1$ , 死者数: 4,500以上)

日本建築学会 (1980) によると, この地震でのメキシコ市以外での死者は 47 人であったが, 震源から約 400 km も離れたメキシコ市内に死者数 4,500 人以上という大きな被害が生じた。これは, 同市が湖を埋立てて形成された巨大な沖積谷地盤上にあり, しかも表層地盤が非常に軟弱であることが強く影響している。

沖積谷地盤上で得られた水平成分の加速度記録は, 固有周期が 2 ~ 4 秒の大きな振幅の波が 2 分間以上も継続するという異常な様相を示した。これは, その後の数値解析や微動観測の結果から, 沖積谷地盤の傾斜部分により表面波が発生し, それらが水平方向に重複反射したためとされている。構造物の非線形な変形は入力地震動が長く続けば続くほど多く蓄積されるために, この長い継続時間は, 沖積谷地盤上の構造物の激しい被害に大きな影響を与えたと考えられている。

さらに, 構造物の被害分布を詳細に見ると, 軟弱地盤区域でも沖積層が次第に薄くなる地域に集中している。この原因としては, 基盤傾斜角の急変による地震波の局地的な増幅効果による影響と, 建物と地盤の固有周期がほぼ等しいために生じた共振効果による影響が指摘されている。

● ロマプリエタ地震 (1989年10月17日17時04分,  $M_s=7.1$ , 死者数: 62)

この地震の被害の特徴の一つに, 被害が震源から約 100 km も離れているサンフランシスコ市やオークランド市を中心とするベイエリアの軟弱地盤地域に集中したことや構造物の被害がある地域で局所的に生じた事が挙げられる。38 人の死者を出した高層の高速道路のある地域は, 埋立地の軟弱地盤と比較的固い沖積地盤との境界に近い地域であり, 両者の振動特性の違いが大きな影響を及ぼしたとも考えられる。

● 1993年釧路沖地震 (1993年1月15日8時12分,  $M=7.8$ , 死者数: 2)

この地震は, 釧路沖の約 20 km の深さ 107 km の海底を震源として, やや深発地震に分類される。この地震の特徴は, 釧路市郊外の低地部でなく市内の台地部で被害が大きかったことである。アンケート調査から地震動もおおよそ同様の傾向を示している。これは, 台地部でも緩い火山灰層が比較的厚く堆積すれば地震波は増幅することを示した。また, 釧路気象台内の地盤上で 711 gal の大きな加速度が観測されたが, 実際に生じた被害は周辺の建物を含めて軽微であり, 従来の最大加速度を目安とした尺度では被害の関係が説明できないことを示した。

### (3) 地震被害が集中した不整形地盤の類型化

過去の地震被害の調査・分析から、盛土上、軟弱地盤と硬質地盤の境界部、崖縁や基底面傾斜が傾斜が急変するなどの地盤上では構造物の被害が局部的に集中することが指摘されている。これらの主な原因は、地盤自身が脆弱なために地震動によって永久変位を生じるといった物理的なものもあるが、到達した地震動が不規則な形状を有する基底面や地表面の境界部で反射・屈折を繰り返すことにより局所的に集中するといった波動論的理由も考えられる。

過去の地震被害から構造物の被害が集中する地盤条件を不整形地盤の分類毎に類型化すると以下のようなになる。

- ① 地表面の形状が不規則な地盤
  - ・ 崖の縁
  - ・ 急峻な丘の上
- ② 表層地盤と基盤との内部境界形状が不規則な地盤
  - ・ 軟弱地盤と硬質地盤の境界部に近い地域
  - ・ 沖積層厚の急変する帯状の地域
  - ・ 基盤部と比べて極端に軟弱な沖積谷地盤内
- ③ 地表面と内部境界の両方に不規則性を有する地盤
  - ・ 沖積層の軟弱地盤の上に台形型に盛土をした部分
  - ・ 丘陵斜面をひな段式に土地造成された地域

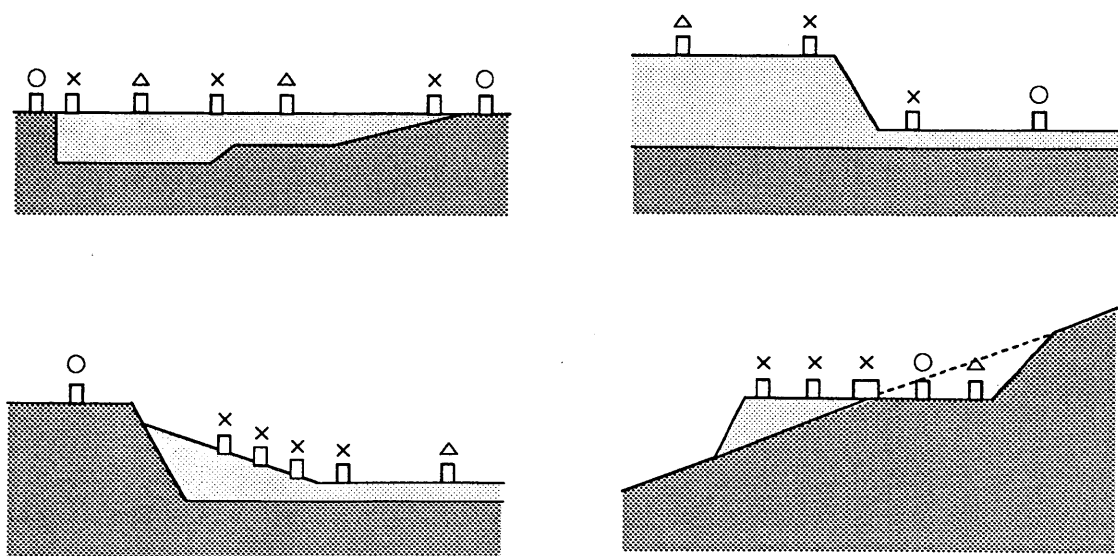


図1.2.2 過去の地震で被害の集中が見られた不整形地盤の例

### 1.3 不整形地盤に関する既往の研究

#### 1.3.1 理論解析的な研究

不整形地盤の振動特性に関する問題は、過去の地震による構造物の局地的な被害状況や強震動観測で得られた波形が、従来の単純な基盤までの1次元的地盤モデルによる解析方法では説明のつかないことから具体化されてきた。しかし、地震被害調査による被害の類型化や不整形地盤の影響の抽出や、実測や観測による具体例についての検討は多分に事例的であり、そこから一般的な結論を導くことはなかなか困難である。

したがって、図 1.3.1 に示すように、地震被害や強震動観測、振動計測などが為された実地盤から不規則な地表面地形や表層地盤形状を解析可能な範囲で単純化して抽出し、理論解析的な研究が盛んに行われてきた。この問題は、1971年に得られた Pacoima ダムの非常に大きな加速度記録の原因を追及する研究が一つの契機となった。それ以後、様々な手法を駆使して、円形や楕円形から任意形状へ、2次元解析から3次元解析へ、また、定常応答解析から時刻歴解析へと研究が進められている。

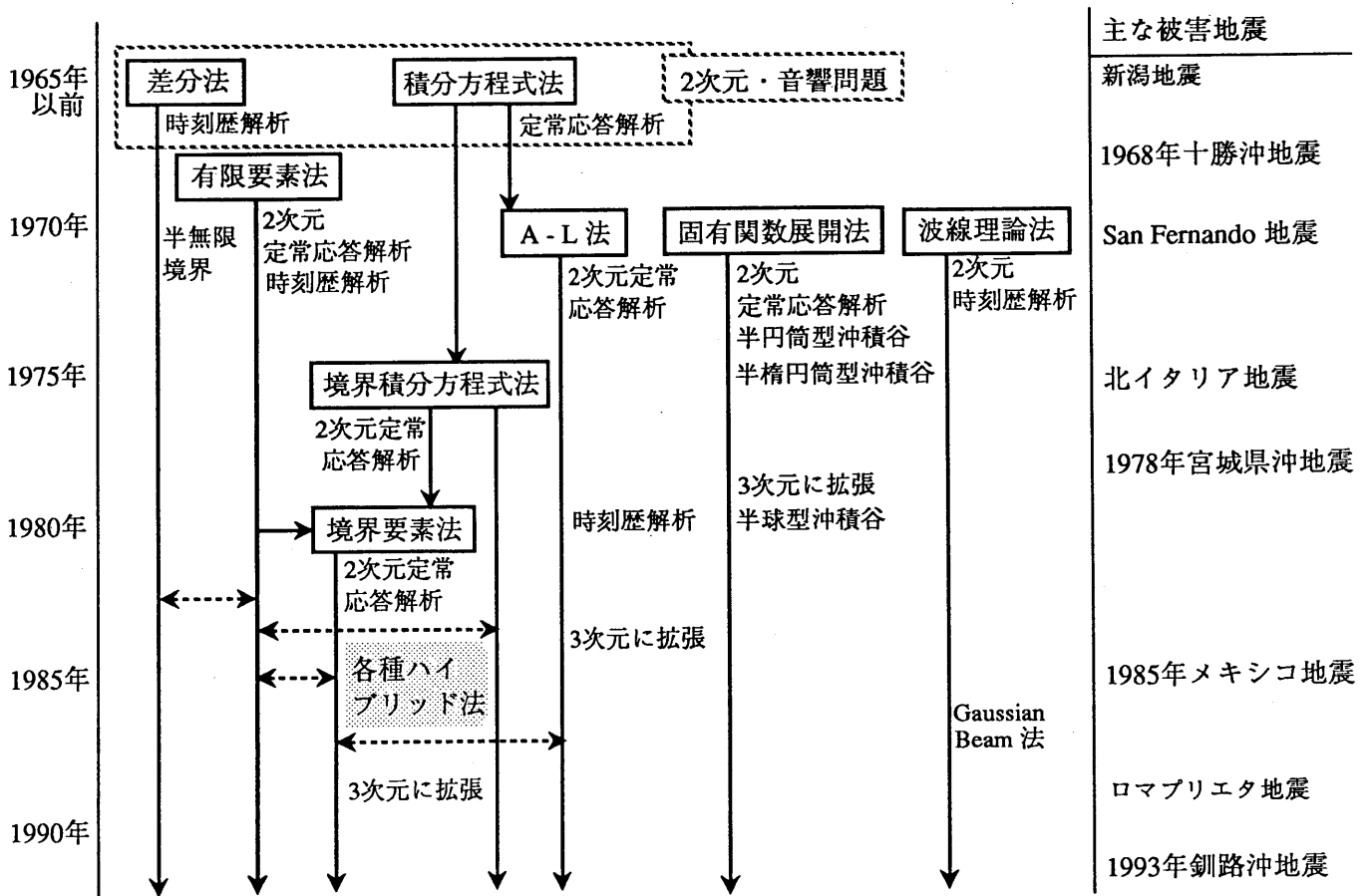


図1.3.1 不整形地盤の理論解析的な研究の歴史的な変遷

ここでは、不整形地盤の理論的研究をその解析手法の違いから大きく6つに分類して、各項目毎にその手法の概要と得られた成果をまとめて示す。

### (1) 固有関数展開法

この手法は、対象とする系の散乱変位場を満足する固有関数を用いて、その直交性から任意の変位場が固有関数の1次結合で表されるとして、境界条件を導入して刺激関数を求める手法である。対象とする地盤が、半円筒型や半球型の沖積谷のように単純な幾何形状の問題に限定されるという解法上の欠点もあるが、半円筒形谷等の地表面上の平面波入射問題に対して厳密解が得られるという長所がある。このため、他の近似解法での精度比較としても利用されている。

Trifunac (1971,1973) は、Hankel 関数の級数展開を用いて任意角度で入射するSH波に対する半円筒型沖積谷と半円筒型谷の地表面応答を求め、一次元波動論との比較を行った。この結果、両者は波長が谷の長さより長い場合は良く一致するが、短い場合には沖積谷上の変位振幅は場所により急速に変化し、またある地点の振動数特性は入射角に大きく影響されることを指摘した。

Wong & Trifunac (1974) は、同様の方法を半楕円筒形沖積谷に拡張して平面SH波に対する周波数応答解析を行ない、ある周波数での地表面上での変位振幅分布や入射角の影響を求めている。

さらに、Lee (1978,1984) は、3次元の球座標系に展開して、SH波・SV波・P波入射の半球型谷と半球型沖積谷の周波数応答性状を求めた。

### (2) A-L法

この手法は、Aki & Larner (1970) により積分方程式法から発展させたものである。彼らはいわゆるレーリーの仮定の基で、地盤の不規則性に水平方向に周期性を仮定して、水平方向についてフーリエ変換を行い、反射波の波数について離散的に解を求めて合成するという実用的な方法を提案した。この解析手法の長所は、P波やSV波に対する地盤の半無限性を容易に扱えることや高速フーリエ変換(FFT)が有効に利用できることである。また、問題点としては、レーリーの仮定を用いるために幾何学的に激しい不規則性を扱うこと不可能なことと表面波に対する入射問題を扱うことができないことが指摘されている。

最近では、この手法を用いて3次元でモデル化した不整形地盤の解析や地震波による時刻歴解析にも適用されている。

Bouchon (1973) は、地表面の不整形さの問題に適用して谷地形・台地等の振動特性について、入射波も S H 波・S V 波・P 波に拡張して求めている。

Bard & Bouchon (1980 a,b) は、S H 波・S V 波・P 波の入射を受ける 2 種類の沖積谷を設定して、時刻歴応答解析を行なって基盤傾斜部から表面波が発生する様子を具体的に示した。また、沖積層と基盤とのインピーダンス比が大きいほど、表面波の振幅が大きくなり継続時間も長くなる事を指摘した。

Bard & Bouchon (1985) は、沖積盆地の 2 次元共振問題のパラメーター解析を行ない、浅い盆地は表面波の影響が強いが、深くなると盆地全体が共振する現象が顕著になることを指摘した。

堀家ら (1987) や大堀ら (1989) は、軸対称な沖積盆地の 3 次元共振問題にこの手法を拡張させ、沖積盆地では次元が上がるほど共振振動数が高くなり増幅率が大きくなる事を指摘している。

### (3) 領域型の解法 (差分法・有限要素法)

この方法は、不規則な地表面形状や不均質な地盤の問題には、最も適用例の多い解析手法である。差分法は微分作用子を差分表示し境界条件のもとで離散表示の基本方程式を解く方法であり、有限要素法は基本方程式を変分原理に基づいて変位場を離散化して境界条件を組み合わせて基礎方程式を解く事により離散化変位場を決定する方法である。

これらの手法の長所は、ほとんど全ての問題 (基本方程式と境界条件) に適用でき、また地盤の弾塑性的な性質を比較的簡単に導入できることと最終的に多元の連立一次方程式を解く際の係数マトリクスが、比較的小さなバンド幅のバンドマトリクスになることである。しかし、地盤の横方向と深さ方向への半無限的な広がりを表わすためにはモデルの側方と下方の境界の取り扱いに工夫が必要である。以下にその工夫の方法と扱われた不整形地盤についてまとめる。

#### ● 差分法

Boore et al. (1971), Boore (1972) は、崖や台地のある地表面の不規則性や沖積地盤に対して、S H 波入射に対する各時刻毎の波動伝播の様子を明らかにしている。

Fuyuki & Matsumoto (1980) は、領域端部にエネルギー吸収境界を設置して、トレンチを有する地表面におけるレーリー波の散乱について解析を行っている。

山中・瀬尾・佐間野 (1988) は、関東平野をモデル化して、ラブ波を側面から入射し堆積層端部において増幅されることや継続時間が長くなることを示して、地震観測記録との対応を行っている。

## ● 有限要素法

Lysmer & Kuhlemeyer (1969) は、地盤の半無限の広がり表現するために、側方と下方の境界にダッシュポットを付けて、境界に入射する波動のエネルギーを吸収する方法を提案した。この境界処理の方法は、粘性境界と呼ばれ半無限地盤の動的問題にはかなり有効であるが、境界に斜めに入射する波動を完全に吸収はできない。

Lysmer & Drake (1972) は、剛な基盤上の成層地盤を対象にして、2次元平面歪場で側方の境界に無限に広がる一様な層地盤をつなげて、水平方向に波動を逸散させる方法を提案した。

田治見・山本ら (1973) は、同様の方法を薄層要素法と名付けて、2次元平面歪場での地中壁の動土圧の問題に適用した。

志賀敏男・柴田明德・渋谷純一・南亮一 (1980) は、この手法を丘モデル・崖モデルと1978年宮城県沖地震の際に強震記録が得られた青葉山地形に適應して、地形が急変するところで応答量が大きくなることが実測値と対応することを指摘した。

岩下・伯野 (1986) は、無反射境界を用いて3次的にメキシコ地震におけるメキシコ市の地震動のシミュレーション解析を行った。

## (4) 波線理論法

この解析手法は、地表面や表層地盤の不規則性の問題に対して波動の伝播経路を想定し、各境界面での反射・屈折係数をもとに波動の重ね合わせを行ない解く方法である。Ishii & Ellis (1970) は、一定の傾斜角を持つ凹み層 (dipping layer) の問題に対して、波動の回折現象を無視して適用された。この解析手法は、一般に低い振動数では回折波の影響を受けるために高い振動数領域でのみ確実な解を求めることができる。また、瀬尾・小林 (1979) は、堆積層の基盤の傾斜角による地表面応答の影響をこの手法で求めた。

この発展形として、Gaussian-Beam 法があり、香川ら (1987) によって不整形地盤に適用されている。



### (5) 境界型の解法 (境界積分方程式法・境界要素法)

これらの解析法は、対象とする領域の境界上で成立する方程式を基にして、境界条件を組み合わせて所定の変位を明らかにするという積分方程式が基になっている。

このうち、境界上の各点の変位や応力を直接に扱う解析法を境界積分方程式法と呼び、有限要素法における有限要素に類する境界要素を用いて、各要素間の変位や応力を内挿関数を用いて表わす方法を境界要素法と呼ぶ。これらの手法は、任意の不規則形状の問題を比較的容易に扱うことが可能である。しかも、地盤を扱う場合には、半無限状態を表現する①地表面では応力が零の条件と②波が無限領域へ逃げていく放射条件の両方を基本解 (グリーン関数) が満足するように設定できるために特に優れた手法である。

#### ● 境界積分方程式法

不規則地盤の解析への境界積分方程式法の最初の適用は Wong & Jennings (1975) により成され、彼らは任意形状を持つ谷の応答を得るために Banaugh & Goldsmith (1963) により解かれた全無限弾性体での平面外歪の波動散乱に対する積分方程式を半無限弾性体に拡張して用いた。Sanchez-Sesma (1978) は、同様の問題を谷の実境界の少し内側に仮想の境界を設けて層ポテンシャルと半無限弾性体のグリーン関数から変位場を決定する方法を用いた。この方法は、多くの研究者により沖積谷地盤や崖地形等のP波・SV波・SH波、さらにレーリー波の入射問題に適用された。(小堀・篠崎,1978; Wong 1979; Sanchez-Sesma & Esquivel,1979; Dravinski,1982; Wong,1982; Sanchez-Sesma et al.,1985; Dravinski & Mossessian,1987) これらの手法の最大の問題点は、SH波場 (面外領域) の場合を除いて半無限領域では単純な形ではグリーン関数が表現できないことである。この困難さに対する最も簡単な方法は、全無限領域のグリーン関数を用い、自由地表面の条件を付加的な境界要素により表現することである。しかし、この方法で得られた解には、半無限性を満足するために必要な地表面要素の必要な大きさが、振動数や不規則領域の形状、入射波の種類に依存するために注意深い吟味が必要である。

## ● 境界要素法

境界要素法は1978年に Brebbia が提唱した数値解法であり、従来の境界積分方程式に有限要素法の有限要素と同様の境界要素を導入して境界値問題を解く方法である。境界積分方程式と比較すると、境界要素内の変位や応力を線形要素等で評価できるために一般的には精度が向上し有限要素等の他の要素との結合が容易にできるという長所があるが、加力点（特異点）周りの積分を求めなければならないという欠点も有している。

境界要素法により不整形地盤を解析する研究は、主に2次元定常弾性問題の入射SH波場で行われ、沖積谷地盤や崖地形、さらに構造物を含めた問題に対して適用されている。（宮崎ら1985；富樫ら1983；川瀬・中井1982）さらに、村田ら（1982）は、3次元弾性地盤での根入れ基礎の動的な地盤ばねを求める問題に適用した。また、久田ら（1988）は、断層モデルを用いて堆積地盤の地震動の増幅の問題に適用した。

### （6）ハイブリッド法

この解法は、各解析手法の欠点を異なる解析手法と結合することで補うという合理的な解析手法である。Ohtsuki & Harumi (1983) は、差分法の欠点である複雑な境界条件を有限要素法と組み合わせることで解決して、崖地形や沖積谷地盤のより正確な時刻歴応答を求めている。

有限要素法の欠点である波動エネルギーの逸散効果を境界要素法と組み合わせることで補う手法を用いた不整形地盤の解析は、Toki & Sato (1979) や三田・高梨(1983)、福和・佐藤・川瀬・中井(1985)により為されて、その有効性が指摘されている。

川瀬ら(1977)は、境界要素法のSH波場以外の波場に対する欠点である半無限領域でのグリーン関数の評価を、A-L法による不規則地盤の水平方向の周期性を導入することにより容易にした。この手法は波数分離型境界要素法と呼ばれている。

### 1.3.2 実証的な研究

不整形地盤の地震時の振動特性を実証的に解明する方法として、フィールド実験では、①実在する不整形地盤を利用して、地震観測や微動観測を実施して観測資料から解明する方法と、②爆破実験・起振機試験等により強制的に振動源を与えてフィールド実験を行なう方法がある。しかし、現実には、観測ネットワークが大規模になるためにあまり積極的に沖積平野の地震観測の研究が進められていない。

また、室内実験で実証的に解明する方法として、③シリコンゴム等により不整形地盤の縮小模型を作成してインパルスを発生させる実験や任意の方向で振動台加振する方法がある。これも、一般に長さの相似則があまりにも大きくなるために地盤模型の剛性を非常に小さく設定しなければならず、材料の選定や入手が困難であるという等の理由で、あまり行なわれた例は多くない。

これまでに行なわれた研究を実証的な物を以下にまとめる。

#### (1) 地震動観測や常時微動観測等による研究

Tucker & King (1984) は、ロシアの3つの沖積谷と露頭基盤の地震観測を行ない、平野内の場所による大きな変化は見られず、基盤との比である周波数域で5倍程度である事を示した。

福和・佐藤・川瀬・中井 (1985) は、沖積谷地盤の基盤部と地表面で得られた地震観測記録を2次元弾性体モデルによるSH波・SV波・P波入射に対する地表面応答と比較した。この結果、両者ともに一次元モデルでは評価できない基盤傾斜部からの波動の影響を受けることを指摘している。

富樫・横井 (1986) は、実際の片切・片盛造成が行われた地盤上で常時微動観測を行い得られた観測結果を有限要素法による数値解析結果と比較した。

## (2) 爆破実験や起振機試験等による研究

小牧ら(1980)は崖地形で爆破実験を行い、崖の近くでは直角方向の振幅が平行方向の振幅に比べて遥かに大きく、崖の下あるいは崖から遠く離れると崖の影響はなくなり両者は全く等しくなる事を示した。

入倉・吉川(1980)は、太田川低地中部地域で沖積低地から洪積低地へと表層の厚さが不連続に変化する断層構造の地盤上で爆破実験を行い、その地盤での増幅は台地側に比べて20倍近いことを実証的に示した。

篠崎・小堀(1991,1992)は切り盛り造成地盤で、板叩き実験や起振機試験を行ない境界積分方程式法による2次元定常動弾性解析も含めて、両者ともに一次元モデルでは評価できない基盤傾斜部からの波動の影響を受けることを指摘している。

## (3) 模型実験による研究

King & Brune(1981)は、ポリウレタンフォームで半円筒形の沖積谷模型を作成して、SH波入力による地表面上の応答を求めて、Trifunac(1971)による解析的な研究と良く一致する事を示した。

さらにAnooshehpour & Brune(1981)は、ホームラバーでパコイマダムの3次元モデルを作成して、1971年サンフェルナンド地震の際の高加速度・高振動数の加速度記録の原因を探っている。

古籾田ら(1983)は、シリコンゴムとスポンジで支持層が傾斜した場合の建物-杭連成系の振動性状を振動台試験から求め、地盤を55質点のせん断型格子モデルで置換した解析に良く対応する事を示した。

河西・丹羽・八幡ら(1986)は、沖積谷や山地形の模型をシリコンゴムにより作成して振動台加振を行ない、SH波加振では各位置で層厚が異なる影響が顕著に出るが、SV波加振ではその傾向が弱い事を示した。

那須ら(1992)は、アクリルアマイド系高分子剤により盛土+沖積谷地形模型を作成して振動台実験を行ない、盛土部分が増幅する傾向がSH波とSV波で同じである事を示した。

## 1.4 論文の構成

本論文の構成は以下のとおりである。

第1章では、序論として不整形地盤の定義や種類などの基本的な事柄を紹介した上で、過去の地震被害との関連で不整形地盤が地震工学上の重要な問題になった背景を示す。

さらに既往のこの分野における主な研究成果を理論解析的な物と地震観測や振動計測などの実証的な物に分けて概略を示し、この研究の目的と論文の構成などについて述べる。

第2章では、微動観測によって不整形地盤の振動特性を実証的に把握する方法やその有効性が検討されている。

微動は常時微動と長周期微動の2種類に分類できるが、はじめにそれぞれの代表的な研究成果を通して、沖積地盤上で得られる微動のスペクトルの特徴を指摘する。次に、具体的な微動観測の実施例を紹介して、微動の波形解析の一つの方法である平均フーリエスペクトルの有効性について述べる。最後に、シリコン製の地盤模型上で常時微動観測を行い、得られた振動特性を他の実験結果と比較することにより微動によって得られた振動特性の信頼性について検討する。

第3章では、はじめに不整形地盤の振動特性を数値解析によって把握するために用いられた境界要素法について解説し、2次元SH波問題に対する具体的な解析手順を示す。そして、このような問題に対して境界要素法は、自由度が非常に少なくすみ、散乱波を容易に考慮できるなどの長所を持つことを明らかにする。

最後に、濃尾平野を対象とした解析例を示し、平野内部の地層境界面の不整形さが地表面上の増幅特性に与える影響を1次元波動論による結果と対比させて考察する。

第4章では、実在する不整形地盤として両側の山を削り谷を埋めて造成された埋谷地盤を対象として、はじめに切土と埋土を含んでアレイを組んで常時微動観測を実施してその振動特性を実証的に把握する。観測結果の分析には、以前に観測された土地造成前の自然地盤の状態での結果と切土上で基準化されたスペクトル比が利用される。

次に切土部と埋土層をまたぐように建てられた2つのRC構造物に対して常時微動観測を実施して、地盤のみの場合と比較することにより埋谷地盤の振動性状が構造物に及ぼす影響について実証的に明らかにする。

第5章では、より一般的な沖積谷地盤やその上に建てられた構造物の振動性状を把握するために、2次元境界要素法による定常応答解析を実施した。

はじめに、一般的な沖積谷地盤の振動特性を求めるために、①基盤と沖積谷のせん断波速度比、②沖積谷の幅と深さの比、③傾斜の基盤角などをパラメータとして2次元解析を行ない、1次元解析の結果と比較して、それぞれの要因が及ぼす影響について考察する。次に、4章で対象とされた埋谷地盤を再び用いて、構造物の建設位置や形状を様々に変化させた地盤-構造物系の2次元解析を行い、それぞれの構造物の振動特性に及ぼす不整形地盤の影響について定量的に把握する。

第6章では、この研究から得られた主な結果についてまとめて、さらに残された課題や今後の耐震設計への利用について述べて結論とした。

はじめに、不整形地盤の主な振動特性を1次元解析結果と比較して示す。次に、常時微動観測によって表層地盤の振動特性を得る方法の信頼性について述べる。さらに、不整形地盤の振動性状が、周辺の構造物に及ぼす影響についての検討結果をまとめる。

最後に、残された課題や今後の耐震設計への利用について述べる。

## 第2章 微動観測による地盤の振動特性

この章では、微動観測によって不整形地盤の振動特性を実証的に把握する方法やその有効性が検討されている。微動は常時微動と長周期微動の2種類に分類できるが、はじめにそれぞれの代表的な研究成果を通して、沖積地盤上で得られる微動のスペクトルの特徴を指摘する。次に、具体的な微動観測の実施例を紹介して、微動の波形解析の一つの方法である平均フーリエスペクトルの有効性について述べる。最後に、シリコン製の地盤模型上で常時微動観測を行い、得られた振動特性を他の実験結果と比較することにより微動によって得られた振動特性の信頼性について検討する。

### 2.1 微動の分類と観測方法

#### (1) 微動の分類

地表面上は地震のない時でも、波浪・風などの自然現象や人工的な振動により、0.1～数 $\mu$ の振幅レベルで、数十分の一秒から十数秒の周期域で絶え間なく振動している。1900年代になって地震学が設立された頃には、これらの微小な振動は地震による観測記録の中に含まれる別の原因によるノイズとして疎外されていた。しかし、1950年代になって地震被害の分布が地盤の固有周期と密接な関係があることが判明されると、これらのノイズにも地盤の固有な振動が誘発されるという考えに基づいて、微小な振動は微動と呼ばれて震害に対する地盤調査法の有力な手段として利用され始めた。

微動は、その周期域から2種類に分かれ、それぞれ①数十分の一秒から1秒以下の比較的短い周期の振動を常時微動、②1秒～10秒の長い周期域のものを長周期微動または脈動と呼ばれている。これらは、主に観測機器の特性に依存しており、図2.1.1に常時微動観測と長周期微動観測の代表的な総合感度特性を示す。

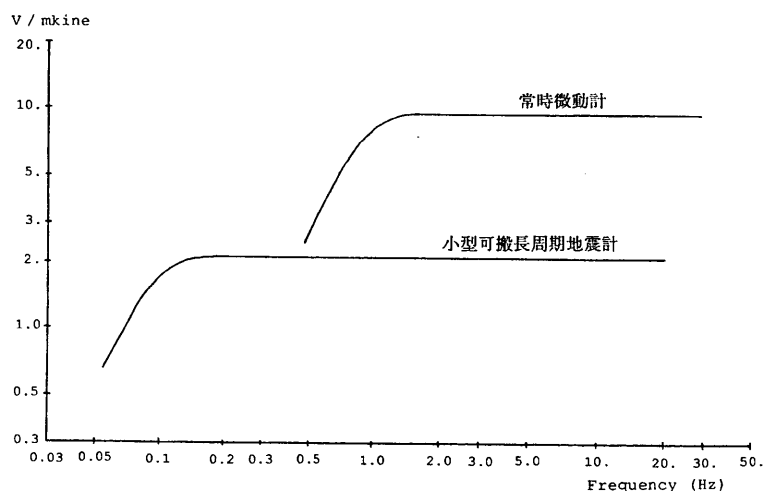


図 2.1.1 微動観測の総合感度特性の代表例

## (2) 常時微動観測

### ● 発生源と観測方法

常時微動の発生源は、①車や電車等による交通振動、②工場内の重機や工作機器等による機械振動、③工事現場等で生じる振動、④一般家庭での空調機器等による振動など人工的なものが支配的であると考えられている。また、風が強い場合には、風による樹木や建物等の揺れが波動となって地盤内を伝播することも常時微動の発生原因の一つになる。したがって、常時微動の振幅レベルは、都市に近いほど、深夜より昼間といった人間や社会の活動量が多いほど増大することが分かっている。

周辺に大きな振動源が無い場合には、常時微動は種々雑多な小さな波の集まりであると思われ、数十 m までの比較的浅い地盤の固有周期や振動特性、地盤構造を推定するための強力な手段として幅広く利用されている。この場合には、常時微動は鉛直下方から来るホワイトノイズ的な周波数成分を持つ実体波と仮定することになる。

佐藤ら(1991)は、常時微動の中でも上下動成分は表面波の影響が支配的であると考えて、円形などのアレイ観測から F-K スペクトルを求めて、表面波の分散曲線を利用して表層付近の地下構造を推定する方法を提案した。この方法は、長周期微動では5年ほど前から行われていた方法を常時微動に適用したものである。

### ● 観測機器

常時微動観測のピックアップは通常、常時微動計と呼ばれる固有周期1秒の動コイル型(電磁式)地震計が用いられる。この地震計は、磁界の中をコイルが動くときコイルの両端に電圧が発生するという電磁誘導の原理を利用している。したがって、振り子にコイルが巻付けられており、振り子の速度に比例した信号を取り出すことができる。また、自由振動の影響を除くために、振り子には $h=0.7$ 程度の減衰力がアンプからの弱電流によって与えられる。したがって、アンプは常時微動計に専用のものである必要がある。

コイルに発生した電圧信号はアンプによって2000倍程度に増幅されて、通常は速度成分のまま出力されるが、アンプに内蔵された積分回路を通して変位成分として取り出す場合もある。

一般的な微動の観測では、波形が安定した状態で5～10分間をアナログレコーダで収録して、最も安定した1～2分間をA/D変換して波形解析を行なう。しかし最近では、デジタルレコーダによってA/D変換された状態でフロッピーディスク等に収録してラップトップパソコンで波形解析を行ったり、アンプからスペクトルアナライザーに直接に繋げて波形解析を行ったりして、現地で瞬時にして結果の分析が行えるようになってきている。



### ● 沖積地盤内の周期 - 頻度曲線の特徴

金井(1954)は、地表面上で観測された常時微動の変位波形から固有周期を把握するために、ゼロ-クロッシング法によって得られる周期-頻度曲線を利用した。この手法は、最も安定した2分間の常時微動の変位波形からゼロ線を横切る時間間隔を計測して、その2倍を周期と見做して頻度分布を求めるものである。また、金井(1961)は、常時微動観測の結果を用いて、地盤を当時の日本建築学会基準で用いられた4つの地盤種別に分類する方法を考案した。これには、周期-頻度曲線で求めた卓越周期、平均周期と最大周期(最も長い周期)、さらには安定した波形の中での最大変位振幅が用いられている。図2.1.2に地盤種別毎の常時微動波形と周期-頻度曲線の例を示す。この図を見ると、地盤の良いI種地盤(岩盤上)とII種地盤(洪積層上)の周期-頻度曲線は、0.1~0.3秒に鋭い山ができる単峰型であることが分かる。一方、沖積層が厚くなるIII種、IV種地盤のものは、卓越する周期が0.5~1.0秒と長くなると同時に様々な周期で卓越するために頻度分布がなだらかな山型になっていくという特徴があることが分かる。

さらに、表・中島(1966)は、新潟・京葉・山口県周南等の臨海工業地域を中心に約500箇所です述の金井の方法によって常時微動観測を行い、ほぼ同じ地点で実施された標準貫入試験によって得られたN値分布との比較を行った。そして、これらの周期-頻

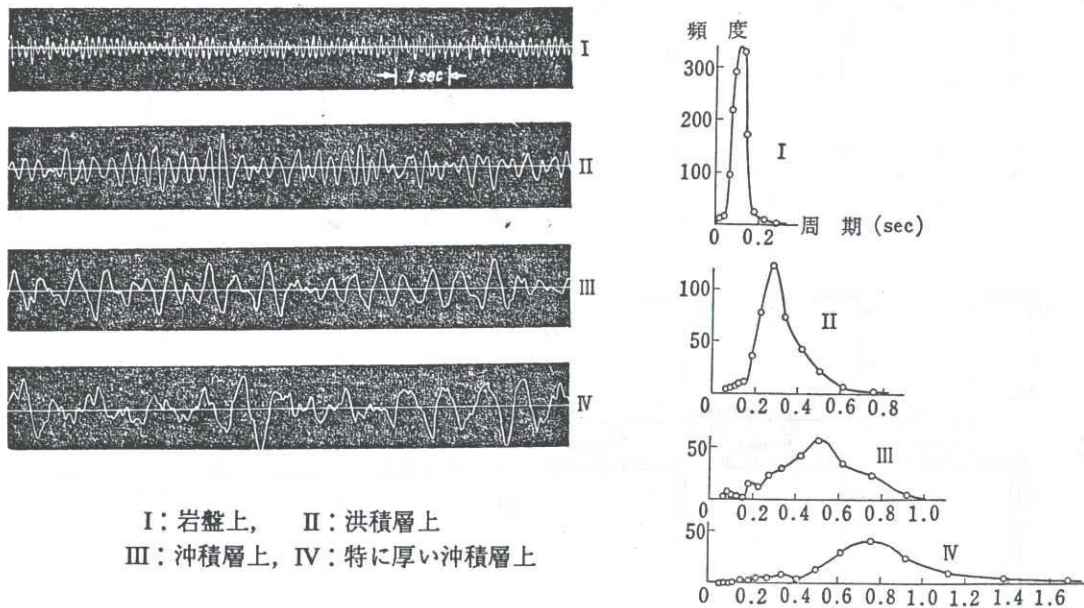
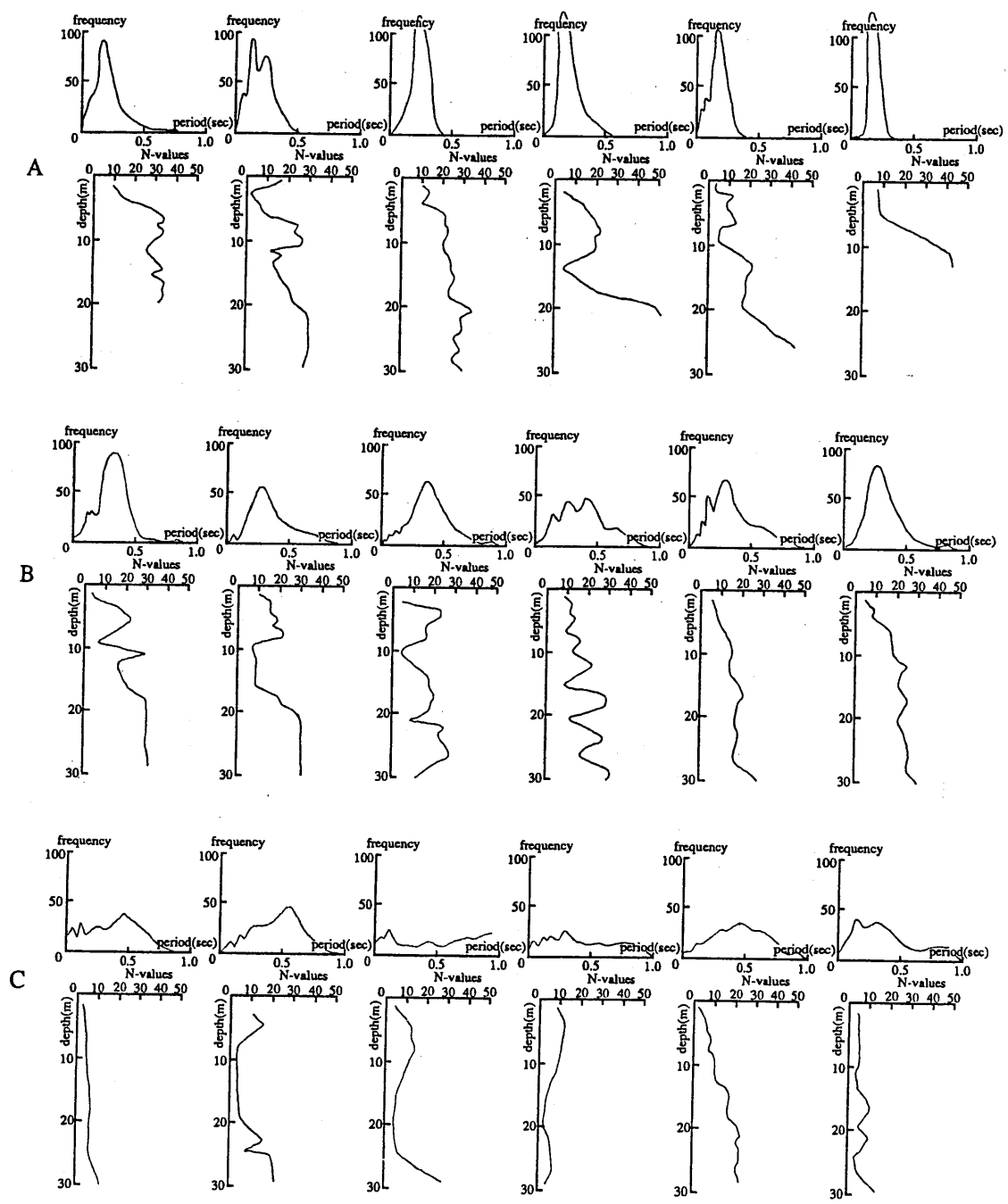


図 2.1.2 地盤種別毎の常時微動波形と周期 - 頻度曲線の例 (金井ら,1961)

度曲線をA～Cの3つのタイプに分類した。図2.1.3にその代表的な例とN値分布との対比を示す。これらは、当時の日本建築学会の基準でいう第2種、第3種及び第4種地盤にほぼ相当すると見做されている。この図からも、N値が30以上の硬い地盤が地表面下10～15mに存在するA（第2種）地盤での周期-頻度曲線は単峰型に近く、逆にN値の非常に小さい沖積層が厚いB（第3種）、C（第4種）地盤では、卓越周期が長くなると同時に周期-頻度曲線が非常になだらかな山型になっていることが分かる。



- A：卓越周期が 0.1～0.25 秒の間であって、0.3 秒以上の長い周期の山が見られないもの
- B：卓越周期が 0.25～0.4 秒の間であって、0.5～0.6 秒以上の長い周期の波が多く見られないもの
- C：卓越周期が 0.4 秒以上、もしくは周期-頻度曲線の示す山が平坦なもの

図 2.1.3 N 値分布と周期 - 頻度曲線の比較 (表ら,1966 より一部加筆)

### (3) 長周期微動観測

#### ● 発生源と観測方法

長周期微動の発生源は主に海洋の波浪であると考えられている。そのために、同じ地点での長周期微動の振幅とスペクトルも風速・気圧等の気象条件の変動に伴って大きく変化する成分が含まれていることが多い。そのために長周期微動観測から平野の地下構造を探る場合には、常時微動観測の場合より地点を多くして組織的に行う必要がある。

理想的には露頭基盤を含み、堆積層厚に対応させて観測地点を設けて同時に観測する事が最良である。しかし、同時観測では、機器の特性合わせや時間合わせ等の困難さが生じるために、1つの固定観測点を設けて、その点を基準に観測結果を参照する方法もある。このようにして観測を行うと、多くのスペクトルピークの中から対象とする地盤の特性を反映したピークを選び出すことが容易になる。

堀家(1981)・岡田ら(1986)は、長周期微動の中では表面波が支配的であることに着目して、+型アレイや円形アレイを組んで上下成分の地震計により長周期微動観測を行いF-Kスペクトルを求め、表面波の分散性からインバージョンによって深さ1000m程度までの地下構造を推定する方法を提案した。

#### ● 観測機器

長周期範囲の微動を計測するためには、固有周期の長くて感度の良い地震計が必要である。一般に固有周期が長いと地震計の重量が増加するために現地への移動が困難になる。そこで、固有周期1秒の常時微動計を抵抗器とコンデンサーを用いて電氣的な回路でみかけの周期を5秒まで引き伸ばす方法が良く用いられている。

さらにより長い周期域まで感度良く計測したい場合には、PELSと呼ばれる小型可搬長周期地震計が用いられる。これは、常時微動計と同様に動コイル型の地震計であるが、重量が約8kgと長周期地震計としては軽量化されている。、固有周期は約10秒にまで設定することができるが、振り子の傾きを調節する際に手間がかかる。なお、振り子の自由振動の影響を低減するために減衰定数が0.7程度になるように電氣的に設定されている。感度も高性能な直流アンプで1000倍程度まで増幅することにより図2.1.1に示す値まで引き上げることができる。

長周期微動の収録方法は常時微動観測とほとんど同じであるが、観測する波の周期が長くなるために観測時間も長くなる。そのために、アナログレコーダーを用いて長時間の観測を行う場合が多い。

● 堆積層厚さとスペクトル形状

長周期微動は、波浪等の自然現象の影響を強く受けるために、一般的に長周期微動のスペクトルは多くのピークを持ち、その中から地盤特性を反映した卓越振動数を選び出す事が困難になる。しかし、露頭基盤を含み表層地盤の厚さの変化に対応するように観測点を設定すると、スペクトルの総合的な変化から地盤の特性を反映したピークを捕える事が容易になる。鏡味ら(1982)は、多くの沖積平野で長周期微動観測を行い、微動の振幅やスペクトル振幅が堆積層の厚さに良く対応することを示した。また、基盤でのスペクトル比から求められる卓越周期は地下構造の推定に役立つと言われている。

多賀ら(1983)は、濃尾平野周辺で大規模な長周期微動観測を行い、平野内各地点のフーリエスペクトルを図2.1.4のように示した。この図からも、岩盤上や堆積層の非常に薄い場所のスペクトルはある特定した振動数に鋭い山がある単峰型であり、逆に堆積層が非常に厚い地表面上でのスペクトル形状は複数のピークを持つためになだらかな山型となる傾向が見分けられる。

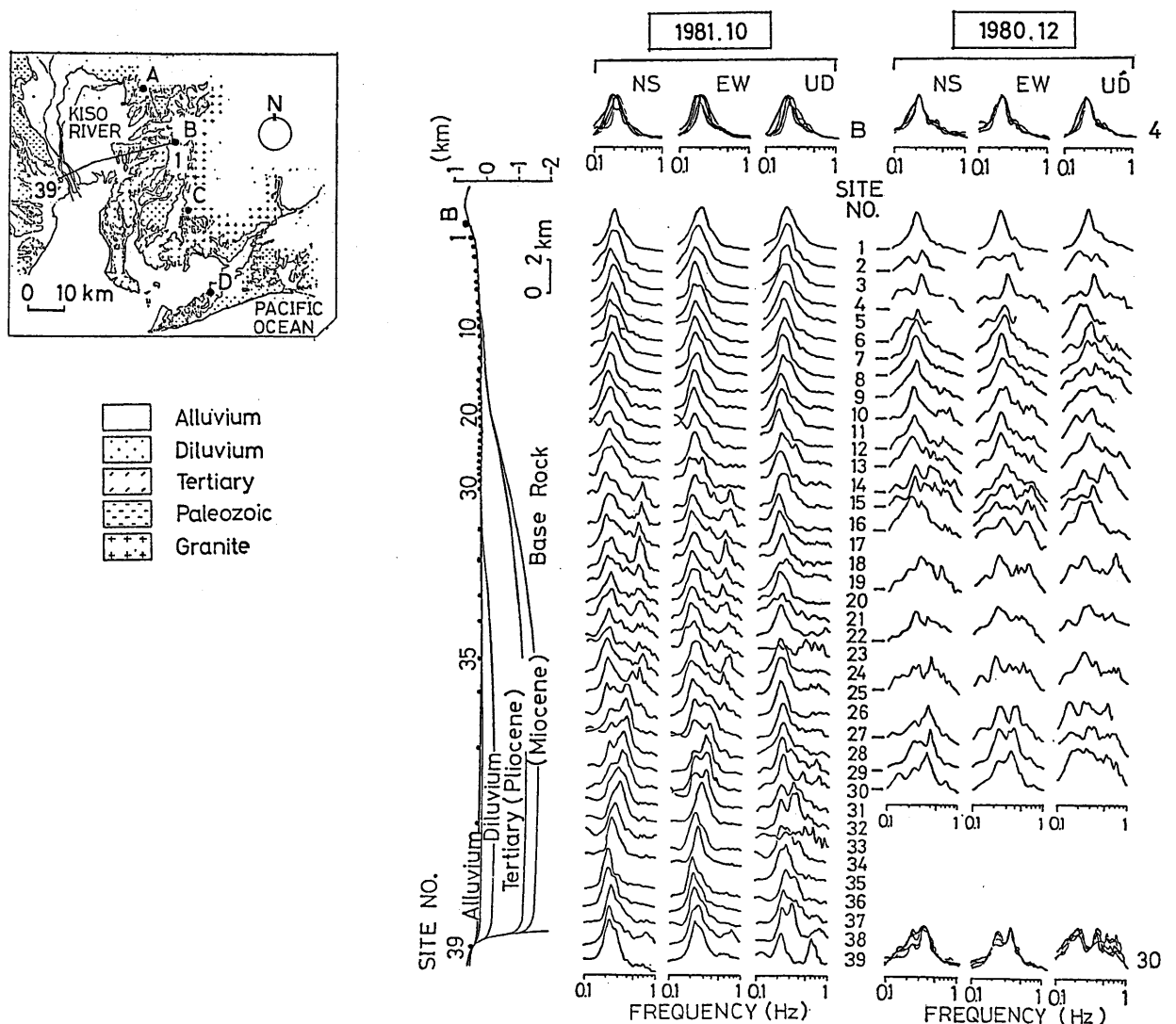


図 2.1.4 長周期微動観測による濃尾平野周辺のフーリエスペクトル (多賀ら,1983)

## 2.2 微動観測の実施例と平均フーリエスペクトル

1990年8月下旬、小田原市の沖積平野上から丘陵地にかけて、日本全国から常時微動計約150台と長周期微動計約50台持ち込んで一斉アレー観測が行われた(JESG,1991)。ここでは、一斉観測の中の名古屋大学担当分を微動観測の実施例として、常時微動と長周期微動の波形やスペクトルの特徴を紹介し、微動の波形解析の一つの方法である平均フーリエスペクトルの有効性について述べる。

### (1) 微動の観測概要

#### ● 観測地域の地形と地質

一斉微動観測が行われた地域は、足柄平野の西南部で酒匂川と狩川の合流地点より西方の箱根外輪山の裾野部である小田原市久野地区にある。この地区は東西方向に延びた標高100～150mの二つの丘に挟まれ、山王川沿いに長さ約3km、幅約1kmの沖積谷が広がっている。(図2.2.1参照)

この地区の地下構造は、図2.2.2に示すように第三紀層の上に箱根外輪山を形成した火山噴出物(OS-1,OS-2)が不規則に互層状に厚く堆積している。丘の一部には火山砕屑岩を覆って、新期箱根軽石流(Hp)や火山灰層(Tpm)が分布している。谷の下流部には山王川の堆積による沖積低地が広がり、沖積粘性土層(Ac)や有機質土類(Ap)が分布し、谷の最下流部ではその厚さが20mに達している(JESG,1991)。

名古屋大学担当の常時微動の観測地点(H)は、山王川の下流付近の道路の歩道上にあり、沖積層厚さは20m程度と推定されている。また、図2.2.2を見ると火山噴出物(OS-2)までの堆積層厚は100m程度となっている。一方、長周期微動の観測地点(P)は、丘の裾野にある星山寺の境内であり、箱根軽石流や火山灰層が露出した地域である。同様に、火山噴出物(OS-2)までの堆積層厚を調べると約60mである。

#### ● 観測方法と観測機器

一斉微動観測は、8月21日(火)の夜間から翌22日(水)の昼間にかけてpm.9:42～10:02、am.2:42～3:02とam.9:42～10:02の3回にわたって、時間を合わせて行われた。

常時微動観測と長周期微動観測で用いられた地震計システムは前節に感度特性を示したものをを用いて、それぞれ水平成分を2台(南北方向と東西方向)と上下成分を1台で観測を行った。微動の収録方法は、デジタルレコーダーを用いて、サンプリング周波数を100Hz(時間刻み0.01秒)に設定して、20分間の波形のデジタル信号をフロッピーディスクに格納した。なお、観測中には、ペンレコーダーやスペクトルアナライザーにより波形やスペクトルを監視して、非定常な振動が入ると、その時間や原因を記録した。

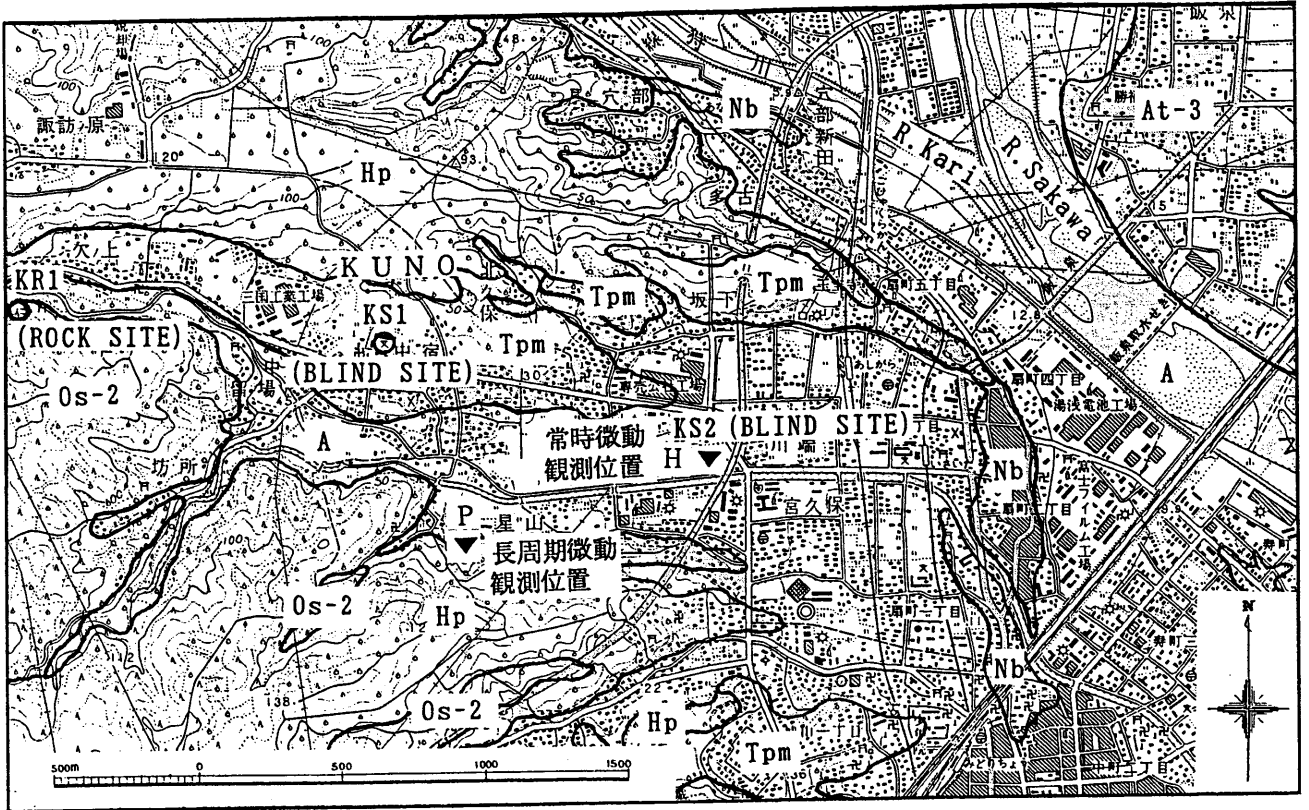


図2.2.1 微動観測位置と表層地盤種別 (H: 常時微動観測, P: 長周期微動観測)

Name of stratum	N-value (blow counts / 30cm)	S-wave velocity (m/sec)
Ap (Alluvial humus soil)	0 ~ 2	70
Ac (Alluvial silt and clay)	0 ~ 5	150
As (Alluvial sand)	~10	170
Ag (Alluvial gravel)	~50	350
Tpm (Younger loam)	~10	160
Hp (c) (Younger Hakone pumice flow:silt or clay)	10~20	400
Hp (g) (Younger Hakone pumice flow:gravel)	> 50	700
Hp (s) (Younger Hakone pumice flow:sand)	> 50	400
Os-2 (upper) (Older Hakone pyroclastic material)	> 50	800
Os-2 (lower) (Older Hakone pyroclastic material)	> 50	1500

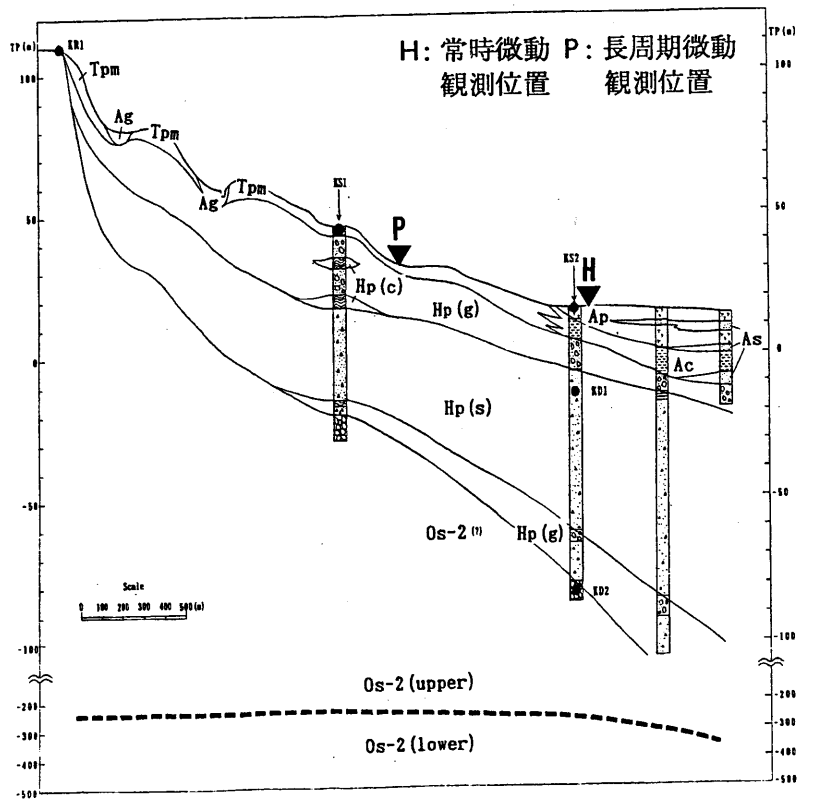


図 2.2.2 東西方向の地層断面 (JESG,1991 より一部加筆)



## (2) 深夜での微動波形の比較

常時微動と長周期微動の深夜の観測波形から、約5分間(320秒間)の安定した波形の例を図2.2.3に示す。この図から、それぞれの微動で観測される波形の周期成分が、常時微動では1秒弱が支配的であるが、長周期微動では5秒程度と長くなっていることが分かる。また、波形の振幅を比較すると常時微動の方が長周期微動よりも1.5~2倍程度大きい。

## (3) 深夜の微動観測による平均フーリエスペクトル

ここでは、長時間の微動の観測記録の中から安定した区間だけを用いて、ある解析時間長を設定してフーリエスペクトルを求め、それらを平均することで平滑化処理を行う平均フーリエスペクトルの作成法と有効性について検討する。

### ● スペクトルに及ぼす時間刻みの影響

はじめに、微動のフーリエスペクトルを算定する際の時間刻みの影響について調べる。観測記録は、図2.2.3に示した深夜の安定した約5分間のものを用いる。

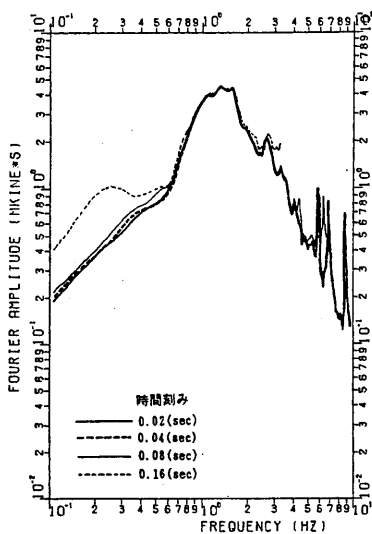
図2.2.4に深夜の微動観測による全波形(320秒)を時間刻みを0.01秒でA/D変換して、バンド幅0.2 HzのParzenウィンドウにより平滑化が為されたフーリエスペクトルを示す。さらに図中には、時間刻みを0.02秒、0.04秒、0.08秒、0.16秒と変化させた場合のスペクトルが併記されている。これらの図から、微動の水平成分はほとんど時間刻みの影響を受けないことが分かる。一方、上下成分は水平成分に比べて地盤刻みの影響を受けやすく、0.04秒とすると常時微動で0.3 Hz付近に、長周期微動では5.0 Hz付近に乱れを生じることが分かる。したがって、時間刻みを0.02秒以下とすると深夜の微動は安定した上下成分のフーリエスペクトルが得られることが分かる。

### ● スペクトルに及ぼす解析時間長の影響

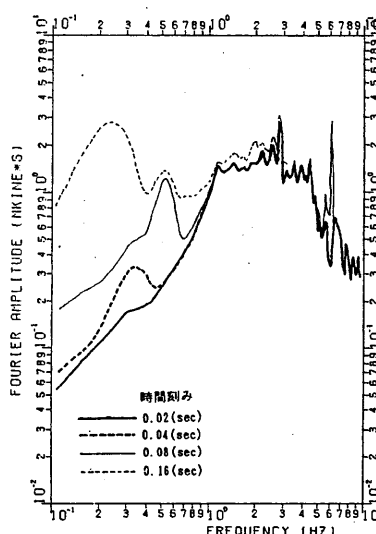
ここでは同じ微動記録を用いて、解析時間長を320秒から160秒、80秒、40秒、20秒、10秒と5段階に設定してフーリエスペクトルを求めて卓越振動数の変化を調べる。

図2.2.5に解析時間長と卓越振動数の関係を示す。この図から、常時微動は解析時間長が20秒でもほとんど卓越振動数の変化が見られないが、長周期微動では40秒以下の解析時間長では1次の卓越振動数を高めに評価する可能性があることが分かる。

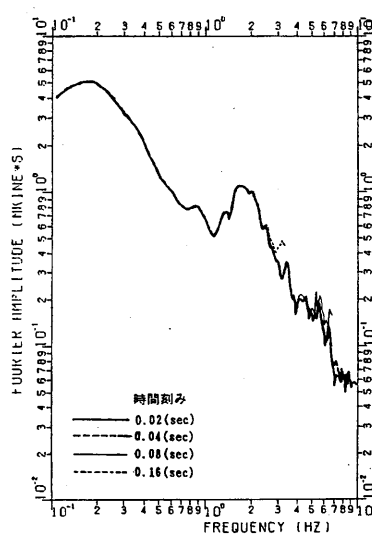




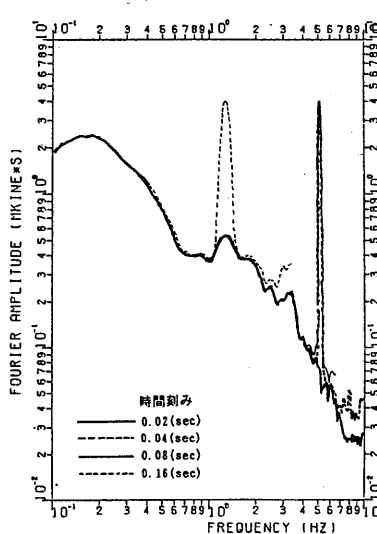
(a) 常時微動の水平成分 (深夜)



(b) 常時微動の上下成分 (深夜)

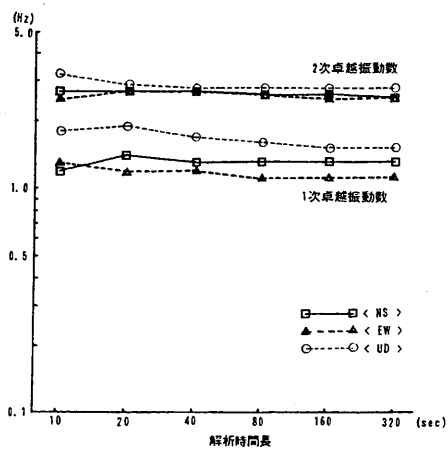


(c) 長周期微動の水平成分 (深夜)

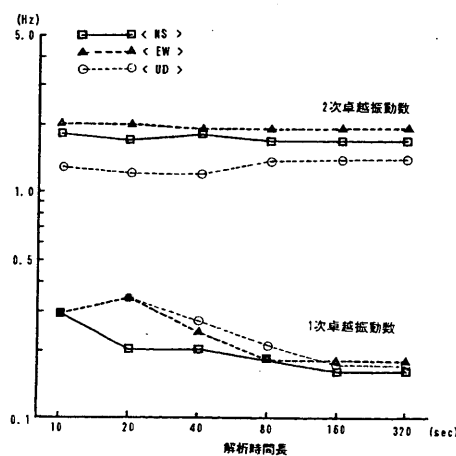


(d) 長周期微動の上下成分 (深夜)

図2.2.4 深夜の観測によるフーリエスペクトル (Parzen ウィンドウにより平滑化)



(a) 常時微動 (深夜)



(b) 長周期微動 (深夜)

図2.2.5 深夜の観測による卓越振動数と観測時間との関係

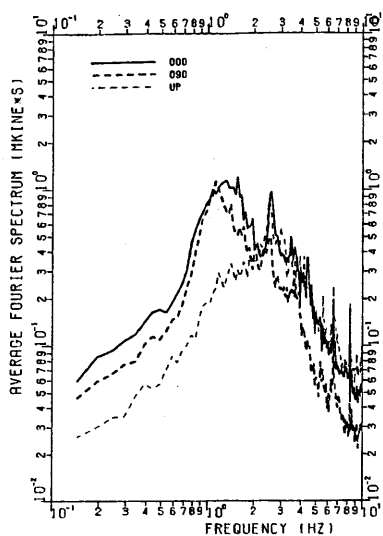
### ● 平均フーリエスペクトル

これまでの調査から平均フーリエスペクトルを求める際の単位区間のスペクトルは、① 時間刻みを 0.02 秒以下に、② 解析時間長を常時微動で 20 秒間、長周期微動では 60 秒間以上に設定する必要があることが判明した。したがって、波形解析ではこの条件を考慮して、常時微動と長周期微動の深夜に観測された 20 分間（1200 秒間）の波形データを 60 区間（1 区間は 20 秒間）と 20 区間（1 区間は 60 秒間）に分割して、時間刻みを 0.02 秒で単位区間のスペクトル求めることにした。そして、平滑化処理が為されていない生のフーリエスペクトルをそれぞれの区間数で単純に平均することによって平均フーリエスペクトル求めて、図 2.2.6 に示す。

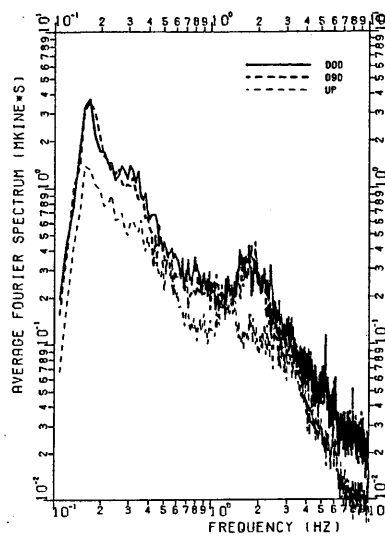
この図とバンド幅 0.2 Hz の Parzen ウィンドウにより平滑化が為された 320 秒間のフーリエスペクトルである図 2.2.4 と比較すると、平均フーリエスペクトルはより長周期域の卓越振動数を鮮明に表わしていることが分かる。また、高振動数域でも両者の卓越振動数はほぼ同じ程度まで平滑化されているため、このようにしてフーリエスペクトルを求める方法は、微動観測の波形解析にとって有効であることが分かる。

### ● 微動観測による地盤の振動特性の比較

ここでは、微動の種類は違うが、Hサイト（常時微動）とPサイト（長周期微動）の地盤の振動特性を深夜の微動観測の平均フーリエスペクトルから考察する。1～10 Hz のスペクトル形状を比較すると、Pサイトが 2 Hz に大きなピークを持つ単峰型なのに対して、沖積地盤上にあるHサイトでは 1.5 Hz 付近に 1 次のピークがある他に 2.5 Hz, 4 Hz, 5 Hz 付近と多くの小さなピークを有することが分かる。この特徴は、前節で指摘した現象と同一である。

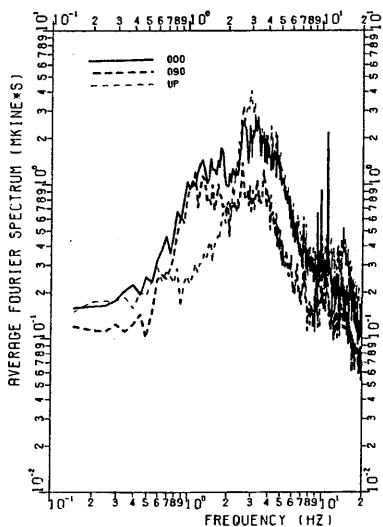


(a) 常時微動 (深夜)

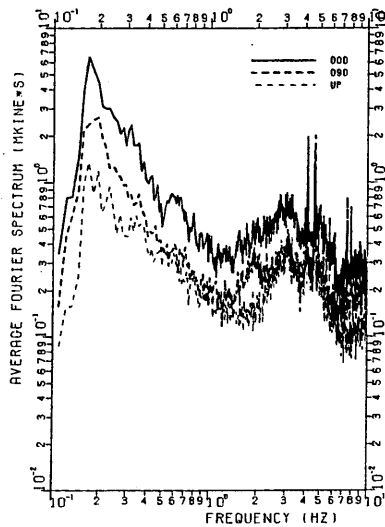


(b) 長周期微動 (深夜)

図2.2.6 深夜の観測による  
平均フーリエスペクトル

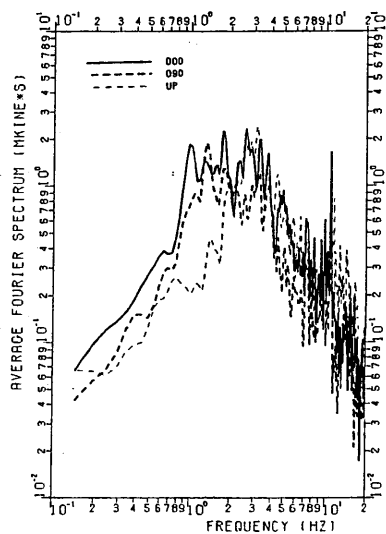


(a) 常時微動 (昼間)

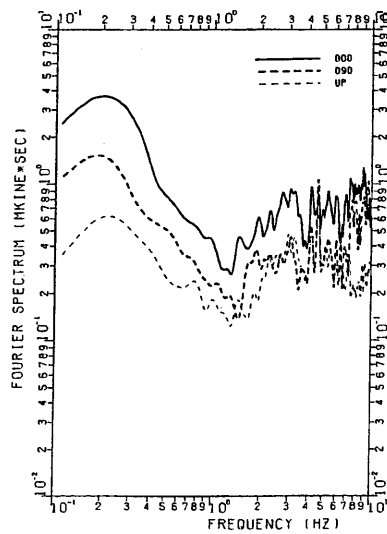


(b) 長周期微動 (昼間)

図2.2.8 昼間の観測による  
平均フーリエスペクトル



(a) 常時微動 (昼間)



(b) 長周期微動 (昼間)

図2.2.9 昼間の観測による  
フーリエスペクトル  
(Parzen ウィンドウにより平滑化)

#### (4) 昼間の微動観測による平均フーリエスペクトル

常時微動と長周期微動の昼間に観測された波形の典型的な例を図 2.2.7 に示す。この図を深夜の波形と比較すると、常時微動では平均で 2 ～ 10 倍、長周期微動では 2 ～ 5 倍も振幅が大きいことが分かる。さらに昼間の観測波形には、車両等が通行する影響で高い振動数成分の非定常な波群が顕著に見られる。

この昼間の観測波形から、深夜と同様な方法でデータを分割し、最大振幅が 7 mkine 以上の非定常な波群が含まれる区間を除いて得られた平均フーリエスペクトルを図 2.2.8 に示す。また、最も安定した 20 秒間の波形からバンド幅 0.2 Hz の Parzen ウィンドウにより平滑化されたフーリエスペクトルを図 2.2.9 に示す。

これらの図から、昼間の微動観測の波形が安定した区間から作成した平均フーリエスペクトルは、高振動数域では深夜と比べるとかなり振幅が大きくなるが、3 Hz 以下の低振動数域では深夜の場合と良い対応を示していることが分かる。また、最も安定した 20 秒間のフーリエスペクトルと比較しても、この方法で求めた平均フーリエスペクトルは、地盤の振動特性をより明確に表現している。

したがって、この実施例の場合では、微動観測を非定常な振動の多い昼間に実施しても波形が安定した区間を多く観測して平均フーリエスペクトルを求めることによって、3 Hz 以下の地盤の卓越振動数は深夜の観測と同様に求めることができることが判明した。ただし、この観測の実施例は、特殊な場合に相当する可能性もあるため、この仮説を立証するためには、他の多くの地盤での追加観測が必要である。

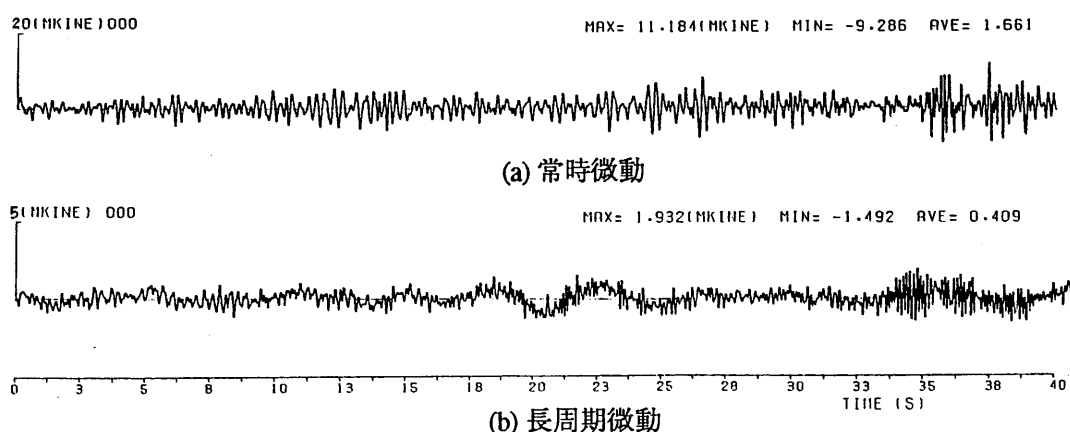


図 2.2.7 昼間の典型的な微動の波形例 (水平成分)

## 2.3 地盤・建物模型の常時微動観測

常時微動の工学的な利用法の一つに、表層地盤や構造物の振動特性を計測する事がある。この節では、シリコンゴムにより作成された地盤模型とその上に設置された8階建の建物模型上で常時微動観測を実施してそれぞれの振動特性を求める。そして、その振動特性を自由振動実験や振動台加振実験の結果から得られたものと比較することによって、微動によって得られた振動特性の信頼性について検討する。

### (1) 模型の概要

常時微動観測を実施した地盤・建物模型は、厚さ約20mでせん断波速度が200m/s程度の地盤上に建てられた8階建のRC系事務所ビル（杭基礎）を想定し、表2.3.1に示す相似則で作られている。模型の設置場所は、名古屋大学工学部9号館1階にある油圧式振動台上であり、外観は図2.3.1に示すようになっている。

地盤模型はシリコンゴムから作成され、表2.3.2に示すように直径1.5m、高さ41cmで、表層部（ $E = 34.2 \text{ kg/cm}^2$ ）と支持基盤部（ $E = 89.2 \text{ kg/cm}^2$ ）の2層に分かれている。

また、建物模型は、1層分が平面形状が20cm角で約2kgの鉄製の床板とアクリル製の4本の柱（水平剛性： $k_1 \sim k_4 = 342.2 \text{ kg/cm}^2$ ,  $k_5 \sim k_8 = 220.9 \text{ kg/cm}^2$ ）からできて、台座をボルトにより脱却することで任意の階数の建物に設定できる。

表 2.3.1 模型実験の相似則

物理量	次元	相似比
長さ*	L	1/50
速度	$LT^{-1}$	1/7.071
加速度*	$LT^{-2}$	1/1
時間	T	1/7.071
振動数	$LT^{-1}$	7.071/1
密度*	$ML^{-2}T^{-2}$	1/1.20
質量	M	1/150000
重量	$MLT^{-2}$	1/150000
ポアソン比	-	1/1
減衰定数	-	1/1
水平剛性	$MT^{-2}$	1/3000

(注) \* は設定相似比を示す

表 2.3.2 地盤模型の諸元

項目	単位	表層部	基盤部
密度	$g/cm^3$	1.40 (1.68)	1.60 (1.92)
ヤング係数	$kgf/cm^2$	34.2 (2052)	89.2 (5352)
ポアソン比	-	0.49 (0.49)	0.49 (0.49)
せん断弾性係数	$kgf/cm^2$	11.5 (690)	29.9 (1796)
せん断波速度	m/s	28.3 (200)	42.8 (300)
層厚	cm	38.0 (1900)	3.0 (150)

( )内は相似則を考慮して実地盤に換算した値

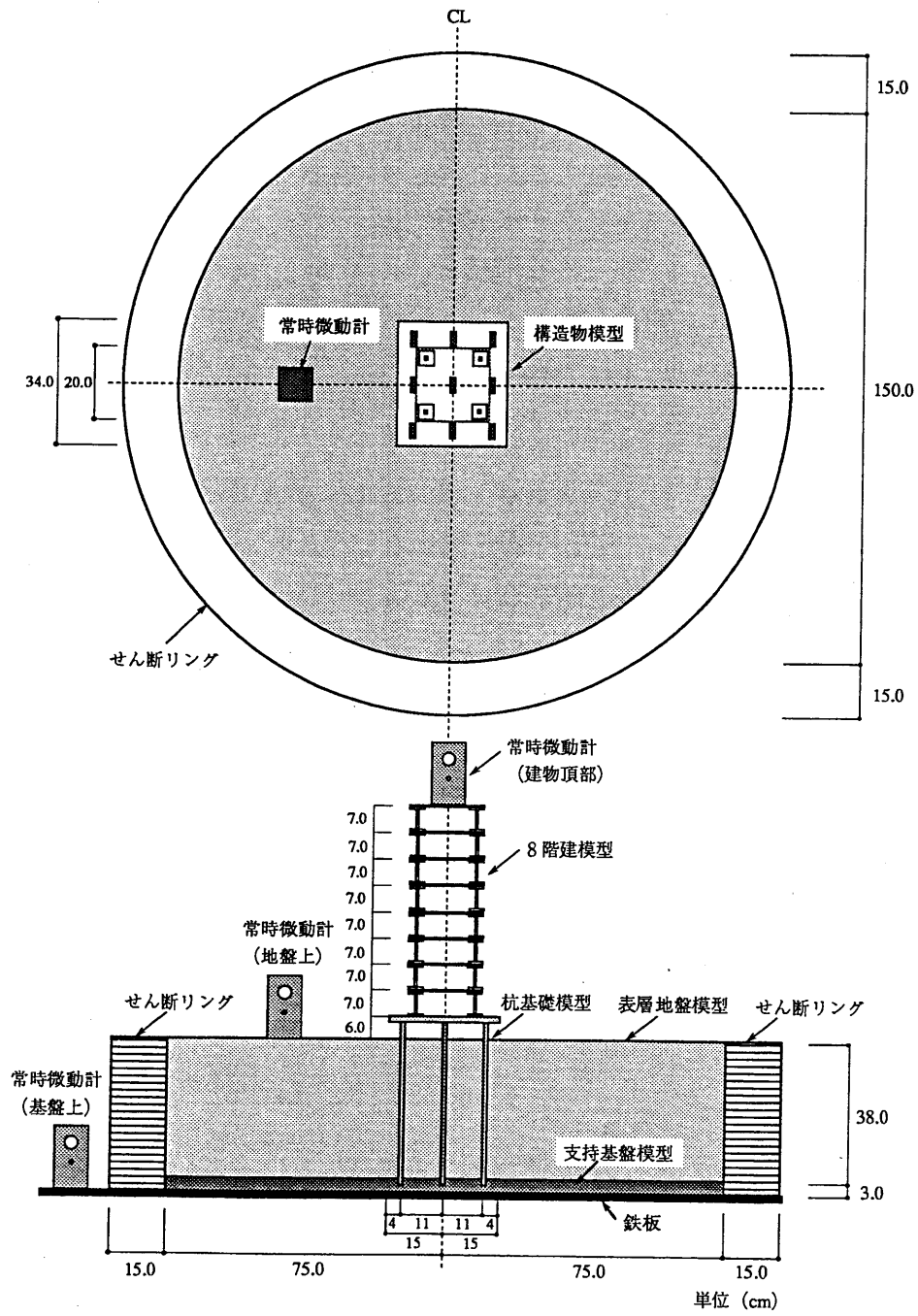


図 2.3.1 地盤・建物模型の常時微動観測の外観

## (2) 微動観測による地盤模型の振動特性

地盤・建物模型の常時微動観測は、1993年9月11日(土)の昼間に名古屋大学工学部9号館1階実験室で実施された。なお、当日は土曜日であるため大学は授業が無く、人工的な外乱はほとんどない状態であった。図2.3.1に示すように水平成分の常時微動計を基盤上・自由地盤上・建物模型頂部の3地点に設置して、静穏時を選んで約2分間の観測を行った。50秒間の微動波形の例とその部分のフーリエスペクトルを図2.3.2, 3に示す。なお、フーリエスペクトルは、バンド幅0.4 HzのParzenウィンドウにより平滑化処理が為されている。また、①自由地盤上に対する建物模型、②基盤上に対する地盤模型と③基盤上に対する建物模型のそれぞれスペクトル比と位相差を求めて図2.3.4に示す。これらの図から以下のように考察を行う。

- 1) 50秒間の微動波形を見ると、微動は3地点ともかなり安定しており、基盤に対して地盤模型上や建物模型上は3倍程度に増幅されていることが分かる。
- 2) 3地点のスペクトル形状を比較すると以下のようなことが指摘できる。
  - ・ 基盤のスペクトルは3 Hzと11 Hz付近にピークがあり、これは周辺の実地盤の卓越振動数と考えられるが、地盤模型に対しては入力波のスペクトルとなる。
  - ・ 地盤模型のスペクトルは、入力波のスペクトルに地盤模型自身の固有振動数である17.5 Hz, 23 Hz, 29 Hzなどを重ねたものとなっている。
  - ・ 地盤上の建物模型のスペクトルは、入力波のスペクトルに地盤模型の固有振動数が重ねたものに、さらに建物模型自身の固有振動数7 Hz, 27 Hzを重ねたものとなっている。
- 3) スペクトル比と位相差の図から位相差の変化も25 Hz付近まではスペクトル比に良く対応していることが分かる。このことは、振動特性が顕著な構造物では、建物頂部と周辺地盤上で微動観測を行いフーリエスペクトルの位相差を求めるとより明確に構造物-地盤系の固有振動数が求められる可能性を示している。

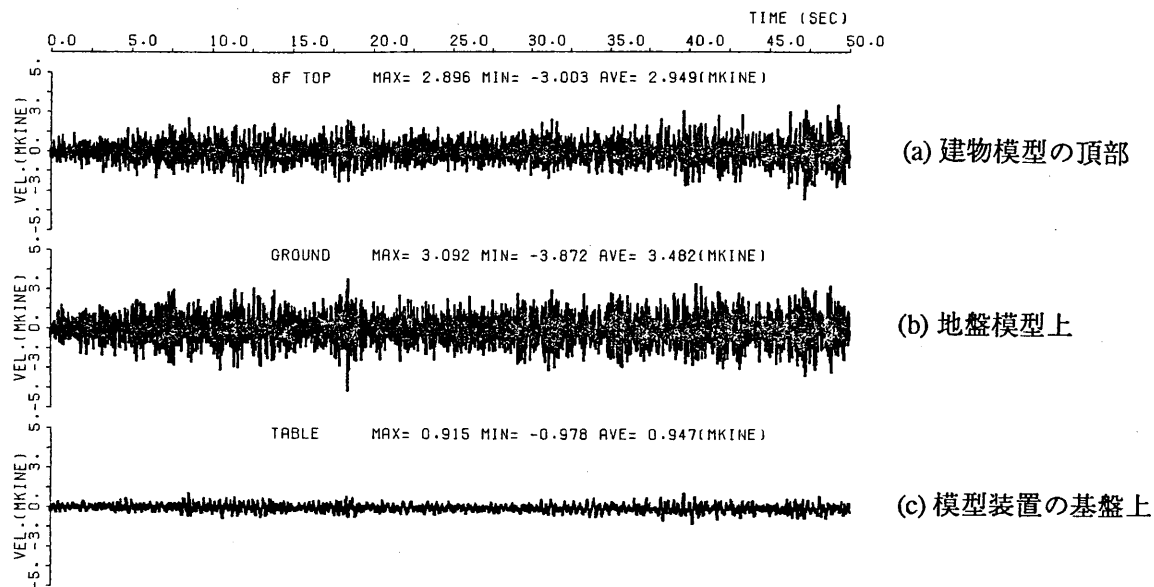


図 2.3.2 常時微動の水平成分波形

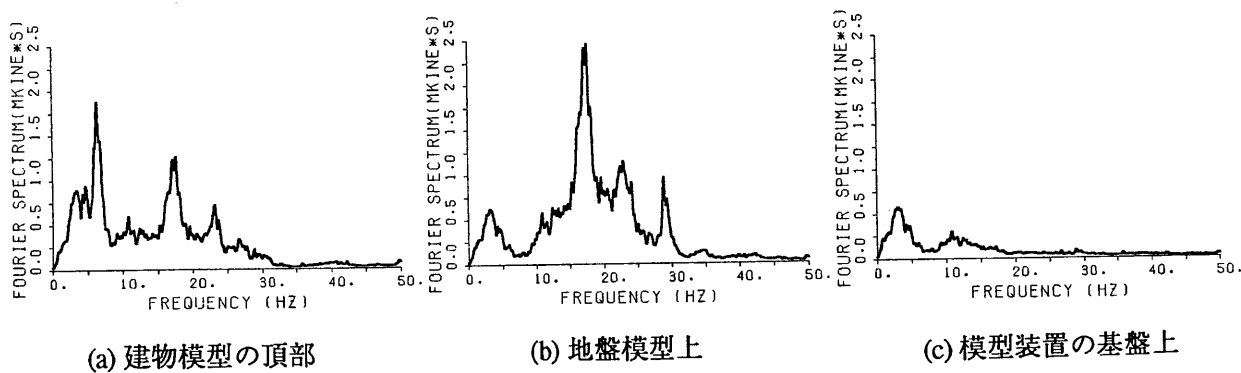


図 2.3.3 常時微動観測によるフーリエスペクトル

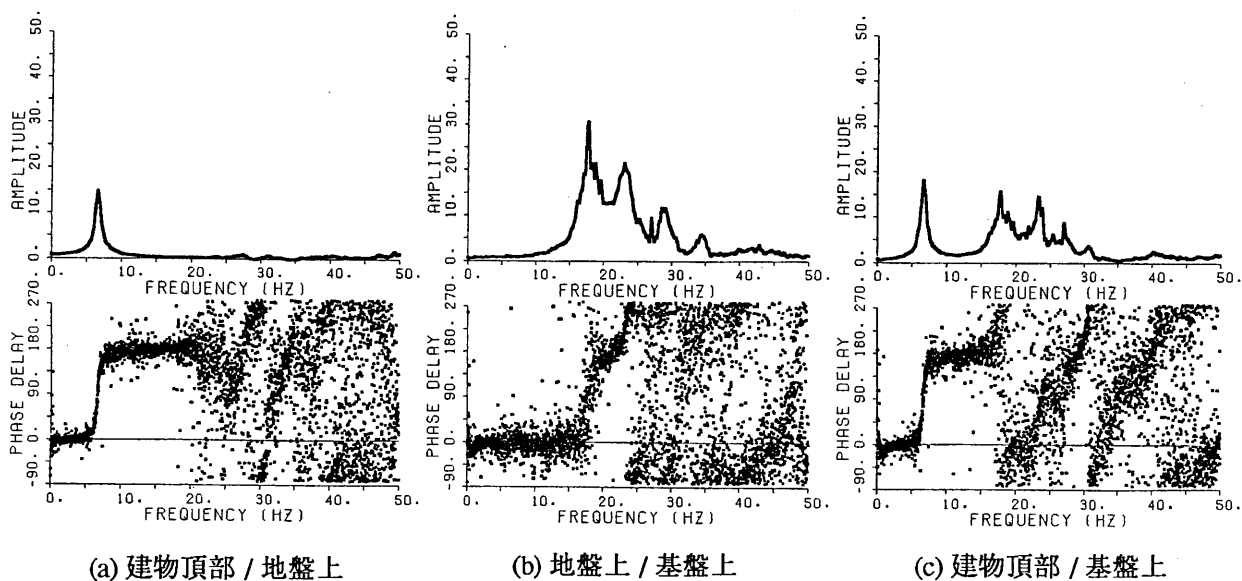


図 2.3.4 常時微動観測によるスペクトル比と位相差



### (3) 他の実験結果との振動特性の比較

また、地盤模型の振動特性を比較するために振動台を 3 Hz ~ 70 Hz までスイープ加振することによって求められた、応答波形と伝達関数を図 2.3.5 に示す。

この図と微動観測による振動特性(図 2.3.4)とを比較すると、23 Hz 付近で微動観測によるスペクトル比にのみピークがある他は、位相差を含めて両者は良い一致を示していることが分かる。特に地盤模型の一次固有振動数である 17.5 Hz 付近では両者は非常に良く一致している。なおこの卓越振動数は、この模型地盤の物理量を用いた 1 次元解析から得られた値とも合致している。

なお、23 Hz 付近の卓越は、センサーを地盤模型の各点に配置してそれぞれの振動モードを求めたところ、中央部と両端部が互いに逆位相で振動するモードであることが判明した。したがって、これらの振動モードが振動台加振実験では得られない理由としては、せん断リングによって振動直角方向の動きを拘束するためであると推定される。

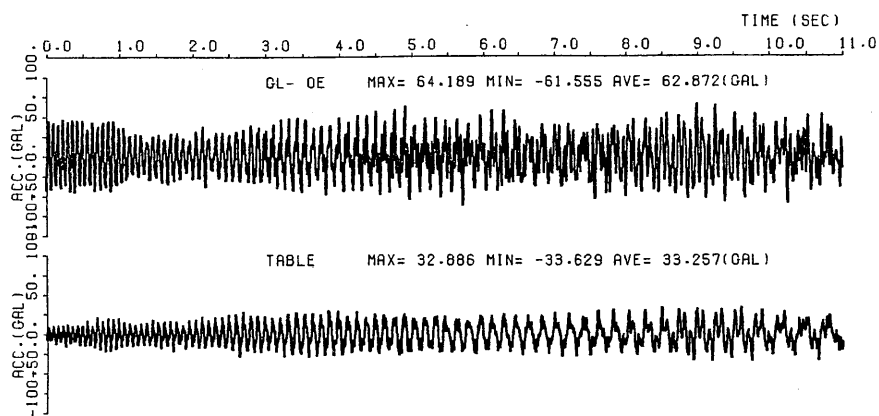
次に、建物模型の地盤との相互作用を考慮した固有振動数を比較するために、微動観測と同じ状態で建物模型を軽く触れることにより自由振動実験を行った。図 2.3.6 に建物模型の頂部の応答波形とフーリエスペクトルを示す。この図と微動観測による振動特性(図 2.3.4)とを比較すると、両者はともに 6.7 Hz 付近に 1 次固有振動数を有し、非常に良く一致していることが分かる。

### (4) 実際の地盤・建物への応用

これまでの検討によって、シリコンゴムなどによって不整形地盤の縮小模型を作成して常時微動観測から振動特性を求める方法は、従来の振動台実験や自由振動実験とほぼ同じ結果が得られることが判明した。この事実は、常時微動がホワイトノイズ的な周波数成分を持ち、入力との比を考えることによって地盤模型や建物模型の振動数特性を得ることができることを示している。

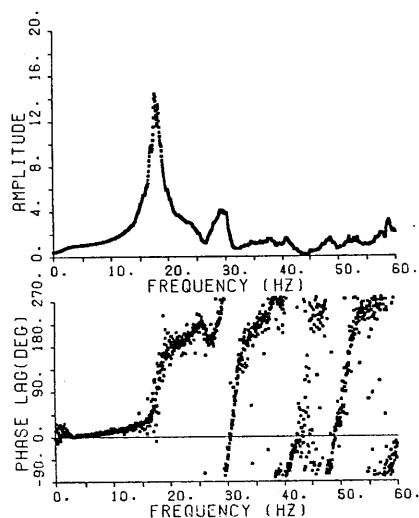
ここでの地盤・建物模型による常時微動観測に関する議論は、全て長さの比が 1/50、周期の比が 1/7 の模型に実際の大きさや周期の微動が入力として作用した場合のものである。また、実際の表層地盤や建物は、模型に比べて非常に複雑であるため固有振動数や振動モードも模型のように単純ではない。しかし、円筒状の地盤模型の 3 次元的な振動モードを微動観測結果から得られたように、実地盤でも非常に振幅は小さいが、常時微動や長周期微動は地盤の振動特性を十分に反映しているのではないかと考える。

そして、微動観測により得られた振動特性を利用して、地盤や建物の振動特性とする方法は、最も簡易な手法として今後も実用的に用いられるであろう。



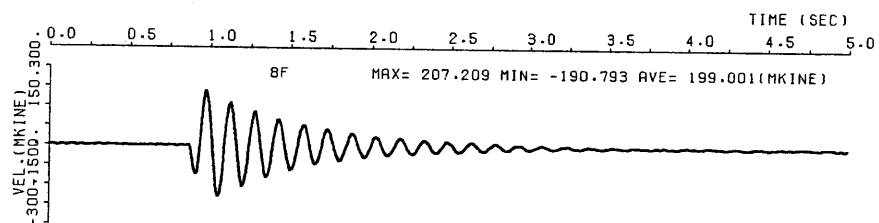
(a) 地盤模型上の応答波形

(b) 振動台上の入力波形

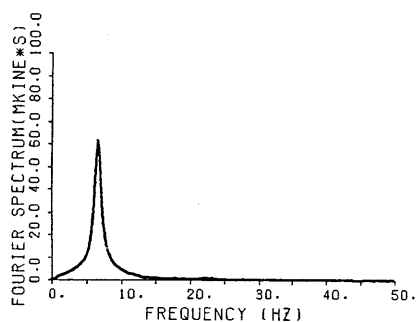


(c) 地盤模型の伝達関数

図 2.3.5 地盤模型の  
スイープ加振実験による結果



(a) 応答波形



(b) フーリエスペクトル

図 2.3.6 建物模型の自由振動実験による結果

## 第3章 境界要素法による地盤の振動特性の把握

この章では、はじめに不整形地盤の振動特性を理論数値的に把握するために用いられた境界要素法について解説し、2次元SH波入射に対する不整形地盤の定常応答を求めるための具体的な解析手順を示す。さらに、不整形地盤上に建つ構造物に対して、この方法を適用する手順について述べる。最後に、濃尾平野を対象として2次元定常応答解析を実施して地表面各地点の増幅率を求め、1次元波動論による結果と対比させることにより、基盤の傾斜角の違いが平野内の振動特性に与える影響について考察する。

### 3.1 数値解析手法の概要

物体に生じる応力や変形等の物理現象を理解するためには、その物体や模型で同様の現象を再現してに実際に生じる応力や変形などの物理量を計測する実証的な方法と、その物理現象を数学的に扱えるように単純化された数理モデルを作成して数値解析を行う方法がある。このうち後者の数値解析を行う場合には、物体内部では一般に偏微分方程式となる支配方程式を満足して、表面での外力や変位の条件である境界条件を同時に満たす解を求めるという境界値問題を解くことに帰着される。しかし、物体の形状や物性が任意である問題には、解析的に解くことは困難なために数値解析的に解くことになる。

一般の境界値問題に対する数値解析手法には大きく分けて、① 差分法 (FDM: Finite Difference Method)、② 有限要素法 (FEM: Finite Element Method)、と③ 境界要素法 (BEM: Boundary Element Method) の3つがある。これらは、いずれも任意形状で不均質な領域を離散化して、支配方程式と境界条件から連立一次方程式を作成して、未知な変位や応力を求める方法である。その中で、図 3.1.1 に示すように、3つの手法によって、主に離散化の方法や境界条件を含めた支配方程式の取扱い方法が異なる。

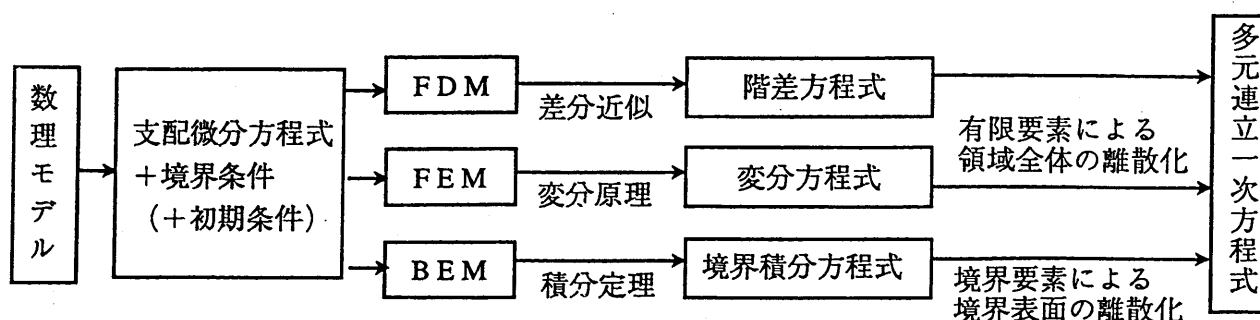


図 3.1.1 境界値問題に対する数値解析手法の比較

以下に、この3つの代表的な数値解析手法についてその概要を示し、特徴的な長所や短所について解説する。

### (1) 差分法

領域型の数値解法には、差分法 (Finite Difference Method) と有限要素法 (Finite Element Method) があり、この中で最も古くから利用されてきた解析手法は差分法である。

差分法は領域を格子に分けて支配方程式の微分係数を差分によって表わし、格子点での値に対して連立一次代数方程式に帰着して解く方法である。この方法は、考え方が比較的単純な方法であり、あらゆる支配方程式に対して適用することができるが、複雑な境界条件への対応が容易でないと指摘されている。

### (2) 有限要素法

有限要素法は、支配方程式と境界条件を直接に解くのではなく、これらと等価な汎関数を対象として領域全体を有限要素に分割して、変分原理を用いて各要素を代表する節点に関する連立一次代数方程式に帰着して解く方法である。この方法は、その後の1950年代に成立して、その後の30年間に構造解析ばかりではなく非構造解析を含むあらゆる分野で適用されるようになり、飛躍的な発展を遂げたきわめて強力な数値解法である。しかし、対象となる領域全体を有限要素に分割するために、入力データの作成が煩雑である点や連立方程式の自由度数の面で適用に限界がある。また、地盤のように半無限に連続する問題での境界部の設定に問題がある。

### (3) 境界要素法

境界要素法は、積分定理及び単位負荷に対して支配微分方程式を満足する解（基本解）を適用してこれと等価な境界積分方程式に変換し、これを有限要素法での有限要素と同様に境界部を離散化して、節点に関する多元連立一次方程式を構成して解く方法である。別の見方をすると基本解を用いて境界条件に適用するような未定係数を求める方法である。この方法では、境界部のみを離散化するために差分法や有限要素法に対して、解析モデルの次元が一つ下がるために自由度が少なくすみ、また、地盤のように半無限に連続する問題の入射問題や放射問題を比較的容易に扱えるという長所を持っている。しかし、境界要素法で解析できる問題が基本解や自由地表面等の境界条件を満足する Green 関数が求められるものに限定され、また、不均質な材料を扱う場合には内部境界を設けるために自由度数が増えて複雑になる、連立方程式を解く際のマトリクスが非対称のフルマトリクスになる等の欠点を有している。

### 3.2 剛基盤上の不整形地盤の周波数応答解析

ここでは、2次元平面歪み状態にある不整形地盤の面外方向変位に対する周波数応答を境界要素法によって解析する手順を示すが、はじめに図 3.2.1 に示すように基盤を剛体と仮定できる場合について考える。このように剛基盤上の地盤の周波数応答を求める際には、入力として基盤に接する境界部 ( $\Gamma_u$ ) に単位の強制変位を与えることになるため、境界要素法の中でも閉領域の境界値問題として取り扱う。

#### (1) 支配方程式

図 3.2.1 のように座標系を設定し、対象とする地盤 ( $\Omega$ ) を均質等方弾性体と仮定して歪み速度に比例した粘性減衰と、複素減衰を考慮して、地盤内の点 P (座標  $\mathbf{p}$ ) の時刻  $t$  での面外方向 ( $z$  方向) の変位  $u(\mathbf{p}, t)$  は次式で表わされる。

$$\mu \left( \frac{\partial^2 u(\mathbf{p}, t)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u(\mathbf{p}, t)}{\partial y^2} \right) + \eta \left( \frac{\partial^3 u(\mathbf{p}, t)}{\partial x^2 \partial t} + \frac{\partial^3 u(\mathbf{p}, t)}{\partial y^2 \partial t} \right) = \rho \frac{\partial^2 u(\mathbf{p}, t)}{\partial t^2} \quad (3.2.1)$$

上式の  $\mu, \eta, \rho$  は、それぞれ対象地盤の複素せん断弾性係数、粘性減衰係数、質量密度である。ここで、地盤を特定する量としてせん断波速度  $V_s$ 、単位体積重量  $\gamma$ 、粘性減衰および複素減衰に対する減衰定数  $h_v, h_c$  が与えられた場合には、それらは以下のように算定できる。

$$\mu = \mu_0 (1 + 2 h_c i), \quad \mu_0 = \rho V_s^2, \quad \rho = \frac{\gamma}{g}, \quad \eta = \frac{2 \mu h_v}{p_1} \quad (3.2.2)$$

なお、式中の  $g$  は重力加速度であり、 $p_1$  は減衰定数  $h_v$  を定義する際の 1 次固有円振動数である。また、地盤の粘性減衰を考慮しない場合には  $\eta$  は零となる。

ここで、場が定常状態にある時、すなわち面外方向変位  $u(\mathbf{p}, t)$  の時間依存性が円振動数  $\omega$  の調和関数

$$u(\mathbf{p}, t) = u(\mathbf{p}) \cdot \exp(i\omega t) \quad (3.2.3)$$

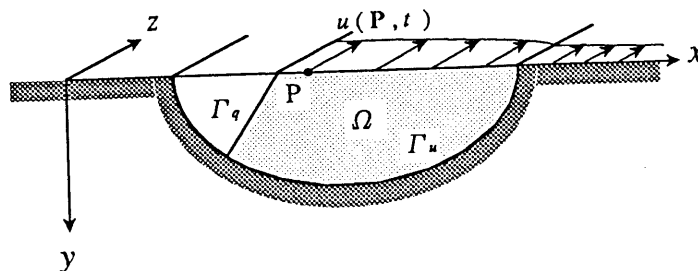


図 3.2.1 剛基盤上の均質地盤の解析モデルと座標系

で表わされるとすると、支配方程式 (3.2.1) は面外方向の変位振幅  $u(\mathbf{p})$  についての Helmholtz 方程式となる。

$$\nabla^2 u(\mathbf{p}) + \beta^2 u(\mathbf{p}) = 0 \tag{3.2.4}$$

$$\beta^2 = \frac{\rho \omega^2}{\mu + i\eta \omega}$$

式中の  $\beta$  は波数を表わし、地盤の粘性減衰および複素減衰を考慮しない場合には  $\beta = \omega / V_s$  となる。また、 $\nabla^2$  は Laplace の微分演算子であり、2次元の場合には次式で定義される。

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \tag{3.2.5}$$

## (2) 境界条件の設定

一般に境界値問題の各境界部では、変位  $u(\mathbf{p})$  とその法線方向微分  $q(\mathbf{p})$  (または表面力  $\mu q(\mathbf{p})$ ) の一方が未知量で、他方が既知量として与えられる。

図 3.2.1 のように剛基盤上の地盤の周波数応答を求めるための境界条件は、基盤に接する境界部 ( $\Gamma_u$ ) では単位振幅の強制変位が与えられ、地表面境界 ( $\Gamma_q$ ) では変位の法線微分が零となる。

$$u(\mathbf{P}) = \bar{u}(\mathbf{P}) = 1 \quad ; \quad \mathbf{P} \in \Gamma_u \tag{3.2.6}$$

$$q(\mathbf{P}) \equiv \frac{\partial u(\mathbf{P})}{\partial n} = \bar{q}(\mathbf{P}) = 0 \quad ; \quad \mathbf{P} \in \Gamma_q$$

上式で、 $n$  は境界 ( $\Gamma$ ) での外向き法線方向を示す。したがって、 $q(\mathbf{p})$  は変位振幅  $u(\mathbf{p})$  の法線方向の微分と定義され、複素せん断弾性係数  $\mu$  を乗じると表面力の振幅に相当する量である。

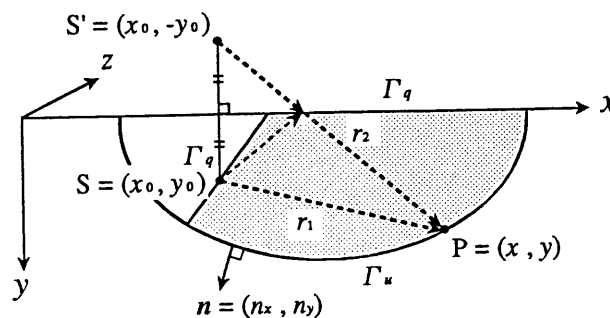


図 3.2.2 境界条件と鏡像法

## (3) 領域内変位の積分方程式表示

(3.2.4) 式に2階まで微分可能な関数  $u^*(\mathbf{p}, \mathbf{s})$  を重み関数として、重み付き残差法を用いて表示すると次式を得る。なお、重み関数の変数  $\mathbf{s}, \mathbf{p}$  は、図 3.2.2 に示すように波源を表わすソース点 (S) とその波の観測点 (P) の位置ベクトルである。

$$\int_{\Omega} \{\nabla^2 u(\mathbf{p}) + \beta^2 u(\mathbf{p})\} u^*(\mathbf{p}, \mathbf{s}) d\Omega = 0 \quad (3.2.7)$$

ここで  $u^*(\mathbf{p}, \mathbf{s})$  として、対象とする地盤内の支配方程式と  $y = 0$  の地表面境界上で変位の  $y$  方向微分値（または表面力）が零となる条件を共に満足する関数を用いる。このように支配方程式と特定の境界条件を同時に満足する関数はグリーン関数と呼ばれている。

$$\begin{aligned} \nabla^2 u^*(\mathbf{p}, \mathbf{s}) + \beta^2 u^*(\mathbf{p}, \mathbf{s}) + \delta(\mathbf{p} - \mathbf{s}) &= 0 \quad ; \mathbf{S} \in \Omega \\ \frac{\partial u^*(\mathbf{p}, \mathbf{s})}{\partial y} &= 0 \quad ; \mathbf{S} \in y = 0 \end{aligned} \quad (3.2.8)$$

式中の  $\delta(\cdot)$  は Dirac のデルタ関数である。したがって、 $\delta(\mathbf{p} - \mathbf{s})$  はソース点と観測点一致する場合に無限大の値となることを意味する。

Helmholtz 方程式は、変位振幅  $u^*(\mathbf{p}, \mathbf{s})$  を極座標表示すると次式のようになるために、この方程式を満足する基本解は0次の円柱関数となる。

$$\frac{\partial^2 u(r, \theta)}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u(r, \theta)}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 u(r, \theta)}{\partial \theta^2} + \beta^2 u(r, \theta) = 0 \quad (3.2.9)$$

さらに半無限地盤の境界条件に対しては、図 3.2.2 に示すようにソース点  $S(x_0, y_0)$  とその  $x$  軸に対象な点  $S'(x_0, -y_0)$  を同時に波源とすることで地表面での反射波を表現するという鏡像法を用いることができ、結局、(3.2.8) 式のグリーン関数は次式となる。

$$u^*(\mathbf{p}, \mathbf{s}) = \frac{1}{4i} [H_0^{(2)}(\beta r_1) + H_0^{(2)}(\beta r_2)] \quad (3.2.10)$$

$$q^*(\mathbf{p}, \mathbf{s}) \equiv \frac{\partial u^*(\mathbf{p}, \mathbf{s})}{\partial n} = -\frac{\beta}{4i} \left[ H_1^{(2)}(\beta r_1) \frac{\partial r_1}{\partial n} + H_1^{(2)}(\beta r_2) \frac{\partial r_2}{\partial n} \right]$$

$$r_1 = \sqrt{(x - x_0)^2 + (y - y_0)^2}, \quad r_2 = \sqrt{(x - x_0)^2 + (y + y_0)^2}$$

式中の  $H_n^{(3)}(\cdot)$  は  $n$  次の第2種 Hankel 関数であり, Bessel 関数と Neumann 関数をそれぞれ  $J_n(\cdot), Y_n(\cdot)$  とすると次式で表わされる。

$$H_n^{(2)}(\beta r) = J_n(\beta r) - i Y_n(\beta r) \quad (3.2.11)$$

重み付き残差法による式 (3.2.7) は, 部分積分を2回施すことで次式のように Laplace の微分演算子が作用する関数が  $u(\mathbf{p})$  から  $u^*(\mathbf{p}, \mathbf{s})$  と変換される。

$$\begin{aligned} & \int_{\Omega} \left\{ \nabla^2 u(\mathbf{p}) + \beta^2 u(\mathbf{p}) \right\} u^*(\mathbf{p}, \mathbf{s}) d\Omega \\ &= \int_{\Gamma} \frac{\partial u(\mathbf{p})}{\partial n} u^*(\mathbf{p}, \mathbf{s}) d\Gamma - \int_{\Omega} \nabla u(\mathbf{p}) \nabla u^*(\mathbf{p}, \mathbf{s}) d\Omega + \int_{\Omega} \beta^2 u(\mathbf{p}) u^*(\mathbf{p}, \mathbf{s}) d\Omega \\ &= \int_{\Gamma} \frac{\partial u(\mathbf{p})}{\partial n} u^*(\mathbf{p}, \mathbf{s}) d\Gamma - \int_{\Gamma} u(\mathbf{p}) \frac{\partial u^*(\mathbf{p}, \mathbf{s})}{\partial n} d\Gamma + \int_{\Omega} \left\{ \nabla^2 u^*(\mathbf{p}, \mathbf{s}) + \beta^2 u^*(\mathbf{p}, \mathbf{s}) \right\} u(\mathbf{p}) d\Omega \\ &= \int_{\Gamma} u^*(\mathbf{p}, \mathbf{s}) q(\mathbf{p}) d\Gamma - \int_{\Gamma} q^*(\mathbf{p}, \mathbf{s}) u(\mathbf{p}) d\Gamma + \int_{\Omega} \left\{ \nabla^2 u^*(\mathbf{p}, \mathbf{s}) + \beta^2 u^*(\mathbf{p}, \mathbf{s}) \right\} u(\mathbf{p}) d\Omega = 0 \end{aligned} \quad (3.2.12)$$

この最後の式の第3項に (3.2.8) 式の関係を入れて Dirac のデルタ関数の性質を用いると, 領域内部の任意点  $\mathbf{S}$  での変位振幅に対する積分方程式が次式のように得られる。

$$u(\mathbf{s}) + \int_{\Gamma} q^*(\mathbf{p}, \mathbf{s}) u(\mathbf{p}) d\Gamma = \int_{\Gamma} u^*(\mathbf{p}, \mathbf{s}) q(\mathbf{p}) d\Gamma \quad (3.2.13)$$

この式は一般に Green の公式と呼ばれ, 地盤内の任意点の変位が境界上のすべての点の変位とその法線微分 (または表面力) により表わすことができることを示している。

#### (4) 境界積分方程式

ここでは (3.2.13) 式のソース点を領域内から境界上に移行させることにより境界上の点の変位振幅に関する積分方程式を求める。その際に, ソース点を含む境界周りの積分計算は,  $u^*(\mathbf{p}, \mathbf{s})$  や  $q^*(\mathbf{p}, \mathbf{s})$  に含まれる  $J_n(\beta r_1), Y_n(\beta r_1)$  は  $r_1 \rightarrow 0$  の時に特異性があるため別途に考察する必要がある。

この問題で用いられるグリーン関数の  $z=0$  近傍での近似式は以下ようになる。

$$\begin{aligned} z \rightarrow 0; \quad & J_0(z) \rightarrow 1 - \frac{z^2}{2}, \quad Y_0(z) \rightarrow \frac{2}{\pi} \left( \gamma + \log \frac{z}{2} \right) \\ & J_1(z) \rightarrow \frac{z}{2}, \quad Y_1(z) \rightarrow \frac{z}{\pi} \left( \gamma + \log \frac{z}{2} \right) - \frac{z}{2\pi} - \frac{2}{\pi z} \end{aligned} \quad (3.2.14)$$



式中の  $\gamma$  は Euler の定義で,  $\gamma = 0.57721 \dots$  で与えられる定数である。

ここで, 図 3.2.3 に示すようにソース点 (S) を中心として外側境界に微小半径  $\epsilon$  の円を考へて, 積分経路をこの円に沿って行い, その後に  $\epsilon \rightarrow 0$  とする。

はじめに, 境界  $\Gamma$  での積分をソース点近傍  $\Gamma_\epsilon$  とその他の部分に分ける。

$$\int_{\Gamma} u^*(\mathbf{P}, \mathbf{S}) q(\mathbf{P}) d\Gamma = \int_{\Gamma - \Gamma_\epsilon} u^*(\mathbf{P}, \mathbf{S}) q(\mathbf{P}) d\Gamma + \int_{\Gamma_\epsilon} u^*(\mathbf{P}, \mathbf{S}) q(\mathbf{P}) d\Gamma \quad (3.2.15)$$

$$\int_{\Gamma} q^*(\mathbf{P}, \mathbf{S}) u(\mathbf{P}) d\Gamma = \int_{\Gamma - \Gamma_\epsilon} q^*(\mathbf{P}, \mathbf{S}) u(\mathbf{P}) d\Gamma + \int_{\Gamma_\epsilon} q^*(\mathbf{P}, \mathbf{S}) u(\mathbf{P}) d\Gamma$$

次に, ソース点近傍  $\Gamma_\epsilon$  での積分を微小円周上で考へて行くと次式のようになる。式中の  $\phi$  は, 図 3.2.3 に示すようにソース点において領域  $\Omega$  のなす角度である。

$$\int_{\Gamma_\epsilon} u^*(\mathbf{p}, \mathbf{s}) q(\mathbf{p}) d\Gamma = \int_0^{2\pi - \phi} \frac{1}{4i} [J_0(\beta\epsilon) - iY_0(\beta\epsilon)] \epsilon d\theta q(\mathbf{p}) \quad (3.2.16)$$

$$= \frac{1}{4i} [J_0(\beta\epsilon) - iY_0(\beta\epsilon)] \epsilon (2\pi - \phi) q(\mathbf{p})$$

$$\int_{\Gamma_\epsilon} q^*(\mathbf{p}, \mathbf{s}) u(\mathbf{p}) d\Gamma = \int_0^{2\pi - \phi} \frac{\partial \left[ \frac{1}{4i} \{J_0(\beta\epsilon) - iY_0(\beta\epsilon)\} \right]}{\partial \epsilon} \frac{\partial \epsilon}{\partial n} \epsilon d\theta u(\mathbf{p})$$

$$= -\frac{\beta}{4i} [J_1(\beta\epsilon) - iY_1(\beta\epsilon)] \epsilon (2\pi - \phi) u(\mathbf{p})$$

ここで,  $\epsilon \rightarrow 0$  の極限をとると (3.2.14) 式から 1 次の Neumann 関数項  $\epsilon Y_1(\beta\epsilon)$  のみに極限值  $-2/(\pi\beta)$  が存在し, 他の項は零となる。

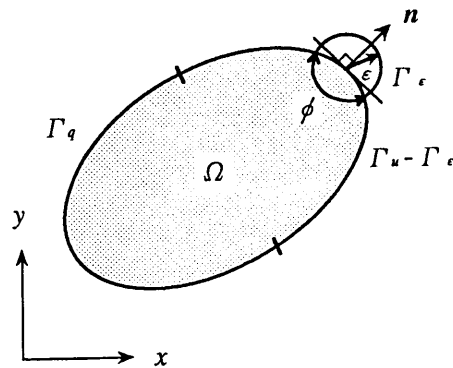


図 3.2.3 微小半円を付加したソース点近傍境界

この極限値を (3.2.12) 式に代入すると次のようになる。

$$\varepsilon \rightarrow 0 ; \int_{\Gamma_\varepsilon} q^*(\mathbf{p}, \mathbf{s}) u(\mathbf{p}) d\Gamma \rightarrow \left( \frac{\phi}{2\pi} - 1 \right) u(\mathbf{p}) \quad (3.2.17)$$

このように  $u(\mathbf{P})$  の係数は、ソース点において領域  $\Omega$  のなす角度  $\phi$  のみで決められる。そこで、新たに次式のように定義された係数  $c(\mathbf{S})$  を導入する。 $c(\mathbf{S})$  は、ソース点近傍の境界が平坦である場合には、内角  $\phi$  が  $\pi$  となるために  $1/2$  となる。

$$c(\mathbf{s}) \equiv \frac{\phi}{2\pi} \quad (3.2.18)$$

この記号を用いて (3.2.13) 式を表わし、元の積分方程式 (3.2.12) に代入すると、境界積分方程式は次式のように得られる。

$$c(\mathbf{s}) u(\mathbf{s}) + \int_{\Gamma} q^*(\mathbf{p}, \mathbf{s}) u(\mathbf{p}) d\Gamma = \int_{\Gamma} u^*(\mathbf{p}, \mathbf{s}) q(\mathbf{p}) d\Gamma \quad (3.2.19)$$

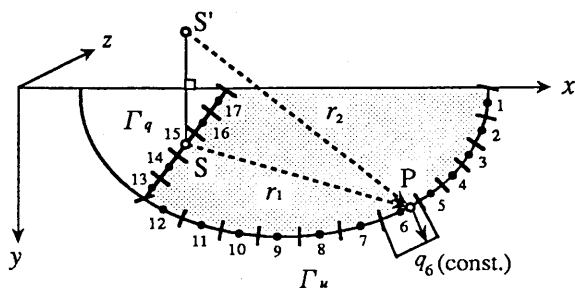
### (5) 境界積分方程式の離散化

境界要素法では、有限要素法と同じように各種の内挿関数を持つ高次要素が提案されている。一般に境界  $\Gamma$  を  $N$  個の境界要素に分割すると境界積分方程式 (3.2.19) は次式のように離散化して表わされる。

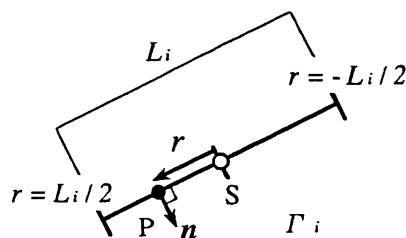
$$c_i u_i + \sum_{j=1}^N \left( \int_{\Gamma_j} q^*(\mathbf{p}, \mathbf{s}) u_j(\mathbf{p}) d\Gamma \right) = \sum_{j=1}^N \left( \int_{\Gamma_j} u^*(\mathbf{p}, \mathbf{s}) q_j(\mathbf{p}) d\Gamma \right) \quad (3.2.20)$$

#### ● 一定要素の場合

はじめに、各境界要素  $\Gamma_j$  の中では変位振幅  $u_j$  とその法線微分  $q_j$  が一定値と仮定する一定要素の場合を考える。図 3.2.4 (a) に剛基盤上の不整形地盤の問題を一定要素により



(a) ソース点が積分する要素の外にある場合



(b) ソース点が積分する要素内にある場合

図 3.2.4 一定要素による要素分割と要素内での積分

モデル化した例を示す。要素内の $u, q$  は各要素の代表値 $u_j, q_j$ によって一定であると仮定されていることが分かる。

(3.2.19) 式を一定要素を用いて離散化すると次式のようにになる。なお、一定要素の $c_i$ の値は、ソース点を各要素の midpoint とするために近傍の境界が平坦になるので $1/2$ となる。

$$\frac{1}{2} u_i + \sum_{j=1}^N \left( u_j \int_{\Gamma_j} q^*(\mathbf{p}, \mathbf{s}) d\Gamma \right) = \sum_{j=1}^N \left( q_j \int_{\Gamma_j} u^*(\mathbf{p}, \mathbf{s}) d\Gamma \right) \quad (3.2.21)$$

上式を要素内の全てのソース点に作用させ、各要素の代表値 $\{u\}, \{q\}$ で整理すれば、 $N$ 次の代数方程式が得られる。

$$[H]\{u\} = [G]\{q\} \quad (3.2.22)$$

ここで $[H], [G]$ は、各成分がそれぞれ次式で算定される $N \times N$ の係数マトリクスであり、 $\{u\}, \{q\}$ は各要素の $u_j, q_j$ に対する $N$ 次の列ベクトルである。

$$\begin{aligned} \overline{H_{ij}} &= \int_{\Gamma_j} q^*(\mathbf{p}_j, \mathbf{s}_i) d\Gamma, \quad H_{ij} = \delta_{ij} c_i + \overline{H_{ij}} \\ G_{ij} &= \int_{\Gamma_j} u^*(\mathbf{p}_j, \mathbf{s}_i) d\Gamma \end{aligned} \quad (3.2.23)$$

式中の $\delta_{ij}$ はKroneckerのデルタ関数であり、 $i=j$ の時に1となり、他は零となる。

上式の $[H], [G]$ の各成分の境界積分は、①ソース点が積分する要素の外にある場合には Gauss の数値積分公式を用いて算定され、②ソース点が積分する要素内にある場合は解析的に行う。しかし、②の場合の $H_{ii}$ の値は、図 3.2.4 (b) に示すように $r$ ベクトルと法線ベクトル $n$ が直交し $\partial r / \partial n$ を係数に含むために零となる。また、ソース点が積分する要素内にある場合の $G_{ii}$ の値は、被積分項に不定積分が存在しないため、(3.2.14) 式の近似を用いて下式のように解析的に積分を行う。なお、式中の $L_i$ はソース点を含む境界要素の長さである。

$$\begin{aligned} G_{ii}^1 &= \int_{-L_i/2}^{+L_i/2} u^*(\mathbf{P}, \mathbf{S}) d\Gamma_i = 2 \int_0^{L_i/2} \frac{1}{4i} H_0^{(2)}(\beta r) dr = 2 \int_0^{L_i/2} \frac{1}{4i} [J_0(\beta r) - i Y_0(\beta r)] dr \\ &= \frac{1}{2i} \int_0^{L_i/2} \left[ 1 - \frac{(\beta r)^2}{2} - \frac{2i}{\pi} \left( \gamma + \log \frac{\beta r}{2} \right) \right] dr = \frac{L_i}{4i} \left[ 1.0 - \frac{(\beta L_i)^2}{24} - \frac{2i}{\pi} \left( \gamma - 1.0 + \log \frac{\beta L_i}{4} \right) \right] \end{aligned} \quad (3.2.24)$$

さて、 $\Gamma_u$  と  $\Gamma_q$  上の境界要素数をそれぞれ  $N_u, N_q$  とする。なお、 $N_u$  と  $N_q$  の和は  $N$  である。境界条件により  $N_u$  個の  $\{u\}$  と  $N_q$  個の  $\{q\}$  が既知量となる。したがって、 $2N$  個の境界条件のうち、 $N$  個が既知量で、残りの  $N$  個が未知量となる。この未知量のベクトルを  $\{x\}$  で表わせば、(3.2.21) 式は次の代数方程式となる。

$$[A] \{x\} = \{b\} \tag{3.2.25}$$

ここで、 $[A]$  は  $[H], [G]$  の中で未知量に対応する成分が入る係数マトリクスであり、一般に全ての成分が零でない非対称なフルマトリクスである。また、 $\{x\}$  と  $\{b\}$  は各境界要素の  $\{u\}, \{q\}$  の中でそれぞれ未知量と既知量を集めた列ベクトルである。

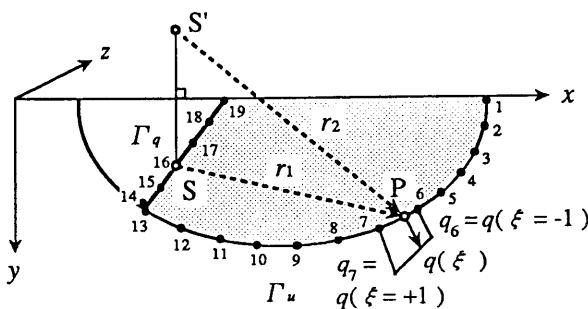
上式の非対称  $N$  元複素連立方程式を解くことにより、境界条件での未知量  $\{x\}$  が算定され、境界要素上の全ての  $\{u\}, \{q\}$  が既知となる。

不整形地盤内の任意点の変位振幅  $u(s)$  は、その点をソース点として (3.2.13) 式を一定要素で離散化して用いれば次式により算定できる。

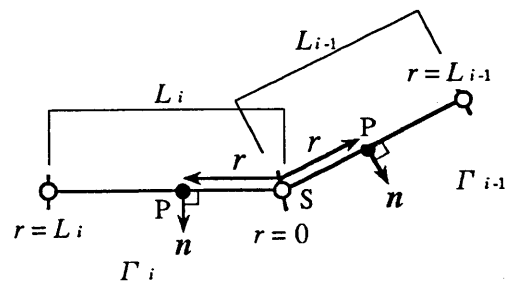
$$u(s) = \sum_{j=1}^N \left( q_j \int_{\Gamma_j} u^*(p,s) d\Gamma \right) - \sum_{j=1}^N \left( u_j \int_{\Gamma_j} q^*(p,s) d\Gamma \right) \tag{3.2.26}$$

● 線形要素の場合

次に、各境界要素内で変位振幅  $u$  とその法線微分  $q$  が1次関数で変化する線形要素の場合について考える。一定要素の場合と同じ問題を線形要素を用いてモデル化された例を図 3.2.5 に示す。各境界要素での節点上の  $u_j, q_j$  が代表値となり、要素内の任意位置での  $u, q$  の値は、要素長を基準とした無次元座標  $\xi$  による1次関数で与えられていることが分かる。線形要素では、境界条件が変化する部分に微小長さの要素を考えなければならないために、未知量の数は一定要素より若干多くなる傾向にある。しかし、



(a) ソース点が積分する要素の外にある場合



(b) ソース点が積分する要素内にある場合

図 3.2.5 線形要素による要素分割と要素内での積分

各境界要素内での  $\{u\}, \{q\}$  の変化量を1次関数で考慮して積分がされるために、計算精度は一般的に向上されると言われている。

各境界要素内の  $u, q$  は、要素の両端の節点での値と長さ  $L$  を基準とした無次元座標  $\xi$  により次式で表わされる。

$$u_j(\xi) = \frac{1}{2}(1-\xi)u_j + \frac{1}{2}(1+\xi)u_{j+1} \quad (3.2.27)$$

$$q_j(\xi) = \frac{1}{2}(1-\xi)q_j + \frac{1}{2}(1+\xi)q_{j+1}$$

この式を (3.2.22) 式に代入すると  $[H], [G]$  マトリクスの各成分は次式となる。

$$\overline{H_{ij}} = \int_{\Gamma_{j-1}} \frac{1}{2}(1+\xi)q^*(p_{j-1}, s_i) d\Gamma + \int_{\Gamma_j} \frac{1}{2}(1-\xi)q^*(p_j, s_i) d\Gamma \quad (3.2.28)$$

$$H_{ij} = \delta_{ij}c_i + \overline{H_{ij}}$$

$$G_{ij} = \int_{\Gamma_{j-1}} \frac{1}{2}(1+\xi)u^*(p_{j-1}, s_i) d\Gamma + \int_{\Gamma_j} \frac{1}{2}(1-\xi)u^*(p_j, s_i) d\Gamma$$

上記の各成分の積分計算は、一定要素の場合と同様に①ソース点が積分する要素の外にある場合には Gauss の数値積分公式を用いて算定され、②ソース点が積分する要素内にある場合には解析的に行う。しかし、図 3.2.5 (b) に示すように②の場合には  $r$  ベクトルと法線ベクトル  $n$  が直交するために  $[H]$  中の値は零となる。また、 $G_{ij}$  の中でソース点が積分する要素内にある項  $G_{ij}^1$  は次式のように表わされる。

$$G_{ii}^1 = \int_0^{L_{i-1}} \left(1 - \frac{r}{L_{i-1}}\right) u^*(P_{i-1}, S_i) dr + \int_0^{L_i} \left(1 - \frac{r}{L_i}\right) u^*(P_i, S_i) dr \quad (3.2.29)$$

$$G_{ii-1}^1 = \int_0^{L_{i-1}} \frac{r}{L_{i-1}} u^*(P_{i-1}, S_i) dr, \quad G_{ii+1}^1 = \int_0^{L_i} \frac{r}{L_i} u^*(P_i, S_i) dr$$

上式の被積分項の中で、Hankel 関数のみの項は一定要素の場合と同様に零近傍の近似式を用いて積分を行い、変数  $r$  を含んだ項は不定積分が存在するために以下のように解析的に積分を行う。

$$\begin{aligned} \int_0^L \frac{r}{L} \cdot \left\{ \frac{1}{4i} H_0^{(2)}(\beta r) \right\} dr &= \frac{1}{4iL} \left[ \frac{r}{\beta} H_1^{(2)}(\beta r) \right]_0^L \\ &= \frac{1}{4i\beta L} \left\{ L H_1^{(2)}(\beta L) - \frac{2i}{\pi\beta} \right\} = \frac{1}{4i\beta} \left\{ J_1(\beta L) - i Y_1(\beta L) - \frac{2i}{\pi\beta L} \right\} \end{aligned} \quad (3.2.30)$$

(6) 水平均質地盤による解析精度の検討

ここでは、図 3.2.6 に示す剛基盤上に水平に堆積する均質な表層地盤（厚さ 10 m，せん断波速度 200 m/s）を対象として、境界要素法による解析精度の検討を行う。解析結果は、剛基盤 (G) に対する地表面上の点 (S) の伝達特性として、振幅比と位相差に分けて示した。なお、図中には 1次元波動論によって求めた伝達特性をこの問題に対する厳密解として示してある。

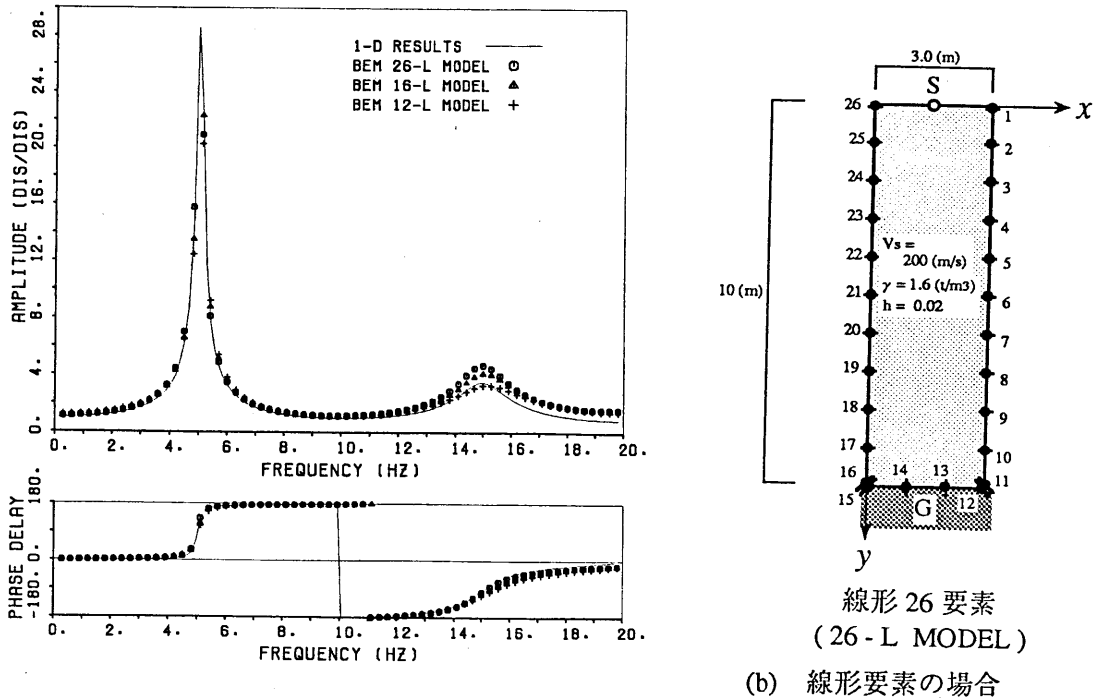
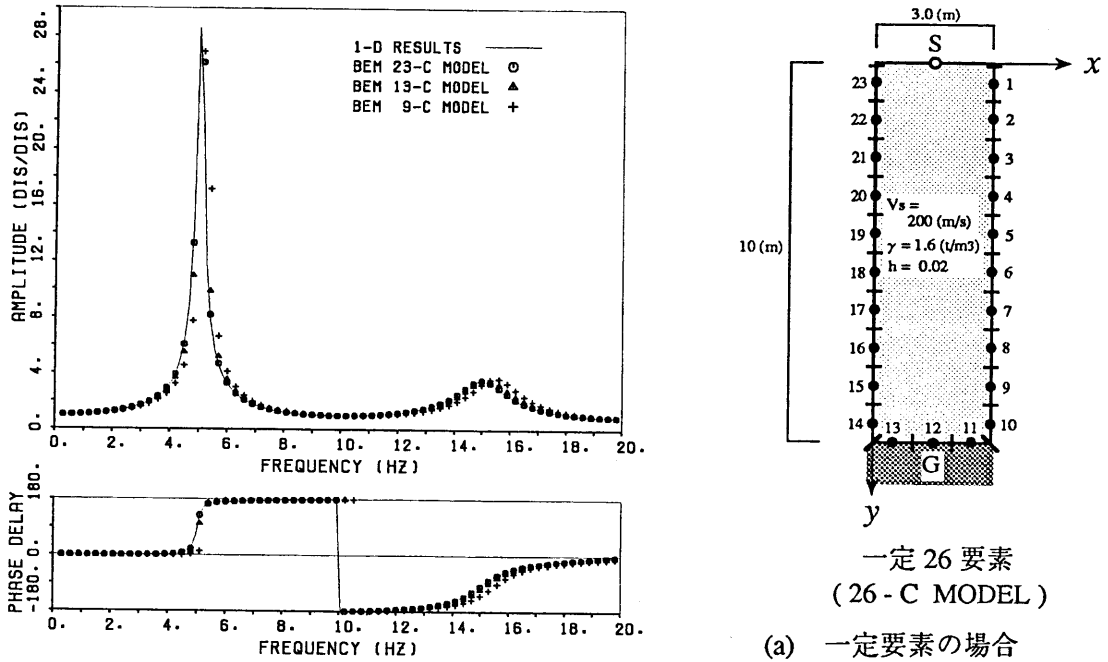


図 3.2.6 水平均質地盤による伝達特性と解析精度の比較

解析モデルは、一定要素と線形要素でそれぞれ深さ方向に3分割，5分割，10分割された3種類を考える。なお，表層地盤には粘性減衰として1次卓越振動数（5.0 Hz）に対して2%を考慮している。

この図から，一定要素と線形要素ともに深さ方向の要素分割を細かくすれば厳密解に接近し，数値解析による誤差が小さくなることが分かる。しかし，線形要素の場合には，2次の卓越振動数（15Hz）で厳密解に比べて増幅率が大きくなり，解析精度が悪くなる傾向がある。なお，1次の卓越振動数に対して要素分割長さと要素種別を比較すると，同じ要素分割でも，線形要素は一定要素に比べて誤差が小さくなっている。

### (7) 多領域地盤の場合

ここでは，内部領域内で物性が異なる領域が混在する多領域の問題に対して，境界要素法による一般的な取り扱いについて考える。物性が異なる領域の数が増加しても基本的な考え方は同様のため，ここでは図 3.2.7 に示す2つの領域で地盤がモデル化できる場合について考える。

いま，下図に示すように，剛基盤に接する面が多い地盤を領域1，表層地盤を領域2とする。それぞれの領域内での支配方程式と境界条件を先に示した境界要素法により離散化して代数方程式で表わすと，境界要素内の変位振幅  $\{u\}$  とその法線微分  $\{q\}$  には次の関係式が成立する。

$$\begin{aligned}
 [H_1 H_1'] \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_1' \end{Bmatrix} &= [G_1 G_1'] \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_1' \end{Bmatrix} \\
 [H_2 H_2'] \begin{Bmatrix} u_2 \\ u_2' \end{Bmatrix} &= [G_2 G_2'] \begin{Bmatrix} q_2 \\ q_2' \end{Bmatrix}
 \end{aligned}
 \tag{3.2.31}$$

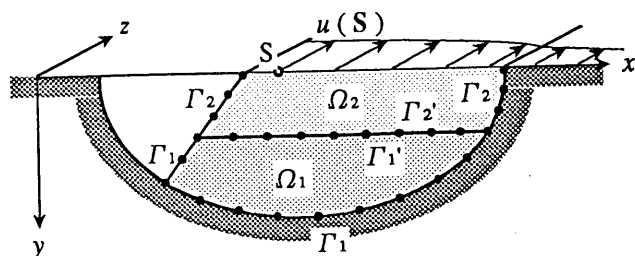


図 3.2.7 剛基盤上の2領域地盤の解析モデル

式中の右肩に'をつけてある量は、各領域の境界を外部境界と内部境界に分けて内部境界に関する量であることを表わしている。

ここで、内部境界上では、各領域での変位が等しく、表面力が釣り合うという条件（変位と応力の連続条件）から次式が得られる。

$$\begin{aligned} u_1' &= u_2' \\ \mu_1 q_1' + \mu_2 q_2' &= 0 \end{aligned} \quad (3.2.32)$$

また、領域1の内部境界上での変位振幅とその法線微分をそれぞれ  $\{u_1\}, \{q_1\}$  とすると領域2の対応する量は次式で表わされる。

$$\begin{aligned} u_2' &= u_1' \equiv u_1 \\ q_2' &= -\frac{\mu_1}{\mu_2} q_1' \equiv -\alpha_{12} q_1 \end{aligned} \quad (3.2.33)$$

ここで、 $\alpha_{12}$  は領域間の複素せん断弾性係数の比であり、複素減衰を考慮しない場合では、各地盤のせん断波速度  $V_{s_i}$  と質量密度  $\rho_i$  を用いて次式で算定される。

$$\alpha_{12} = \frac{\mu_1}{\mu_2} = \frac{\rho_1 V_{s1}^2}{\rho_2 V_{s2}^2} \quad (3.2.34)$$

これらの関係を用いて (3.2.31) 式をまとめると次の代数方程式が得られる。

$$\begin{bmatrix} G_1 & G_1' & -H_1' & 0 \\ 0 & -\alpha_{12} G_2' & -H_2' & G_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_1 \\ q_1' \\ u_1 \\ q_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} H_1 & 0 \\ 0 & H_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} \quad (3.2.35)$$

この式から後の手順は均質地盤とまったく同様であるためその概要だけを説明する。はじめに、(3.2.35) 式の変位振幅  $\{u\}$  とその法線微分  $\{q\}$  の中を境界条件によって、未知量を左辺に、既知量を右辺になるように整理して、右辺を計算する。次に、このようにして得られた非対称な複素連立方程式を解いて未知量を求める。さらに、各領域の境界量を内部境界での関係式から算定する。最後に、各領域内の任意点の変位振幅を積分方程式から求める。例えば、一定要素を用いた場合の領域2内の任意点  $S$  (座標  $S$ ) の変位振幅は、(3.2.26) 式を用いて次式で算定できる。

$$u_2(s) = \sum_{j=1}^{N_2} \left( q_{2j} \int_{\Gamma_j} u^*(p,s) d\Gamma \right) - \sum_{j=1}^{N_2} \left( u_{2j} \int_{\Gamma_j} q^*(p,s) d\Gamma \right) \quad (3.2.26)$$



### (8) 水平成層地盤による解析精度の検討

ここでは、以前の水平均質地盤の解析精度の検討と同様に、剛基盤上の堆積する水平な2つの地層で表わされる水平成層地盤を対象にして、境界要素法が多領域問題に対する解析精度の検討を行う。なお、以前と同様に地表面上の点(S)での伝達特性を求めて、1次元波動論による結果をこの場合に対する厳密解とする。

水平成層地盤の解析モデルは、図3.2.8に示すように以前と同様の表層地盤の下に洪積地盤として、厚さ10m、せん断波速度800m/s、単位堆積重量 $2.0\text{ g/cm}^3$ が加えられたものが採用された。これらの層の間の波動インピーダンスは5.0であり、地盤の減衰は無視している。境界要素法による要素分割は、一定要素により堆積地盤を深さ方向に6分割、10分割、20分割された3種類を考えている。

図3.2.8の伝達特性によって境界要素法の要素分割と数値解析精度の関係を見ると、多領域の場合でも分割数を多くして要素長を細かくすれば解析精度が良くなり、特にその影響は高い振動数域で顕著になることが分かる。

また、成層地盤と以前の表層地盤のみの伝達特性を比較すると、洪積地盤を下層に考慮した影響により卓越振動数が、1次で $5.0 \rightarrow 4.8\text{ Hz}$ 、2次で $15.0 \rightarrow 13.8\text{ Hz}$ とやや小さめになっている。しかし、表層地盤の1次振動数付近でみると、波動インピーダンスが5.0程度の下層地盤による影響は一般に小さいと言える。

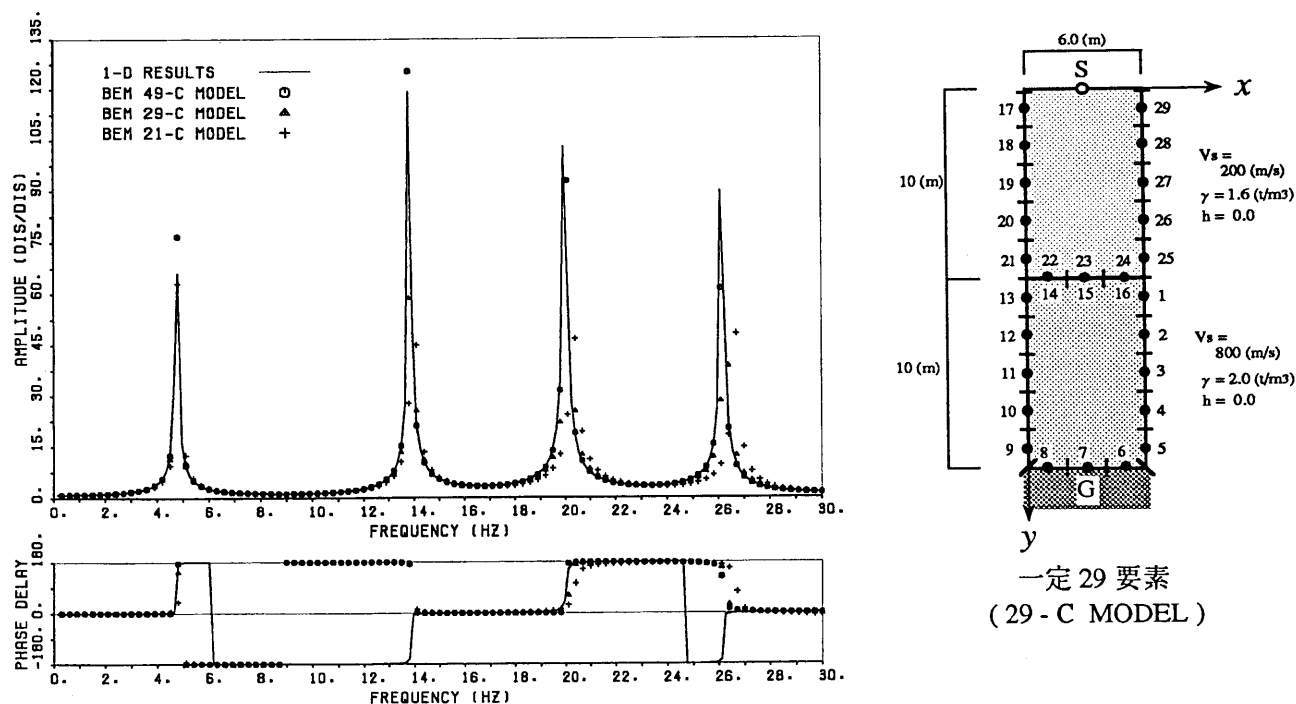


図 3.2.8 水平成層地盤による伝達特性と解析精度の比較

### 3.3 弾性基盤上の不整形地盤の周波数応答解析

境界要素法の大きな利点の一つに無限に広がる領域を近似なしで容易に扱うことができるという特徴がある。ここでは、図 3.3.1 に示す 2 次元平面歪みを仮定した弾性基盤上にある不整形地盤内に、平面 S H 波が任意の角度  $\theta$  で入射した場合の地表面や地盤内の周波数応答を境界要素法によって解析する手順を示す。この問題は、地盤の半無限に広がる領域を対象とするために開領域として取り扱う。

以下の説明では図 3.3.1 に示すように、弾性基盤を領域 1、不整形地盤を領域 2 とする。また、領域 1、2 の地表面境界を  $\Gamma_B$ 、 $\Gamma_C$  とし、領域 1 と 2 の内部境界を  $\Gamma_A$  とする。

#### (1) 弾性基盤内の変位の分離

外部領域となる弾性基盤 ( $\Omega_1$ ) 内にある点  $P_1(x,y)$  の変位振幅  $u_1(x,y)$  は、図 3.3.2 に示すように ① 対象地盤を弾性基盤の半無限体と仮定して任意の角度  $\theta$  で入射した S H 波による値  $u_0(x,y)$  と ② 基盤上の不整形地盤 ( $\Omega_2$ ) からの散乱波による値  $u_R(x,y)$  の和として表わされる。

$$u_1(x,y) = u_0(x,y) + u_R(x,y) \quad (3.3.1)$$

#### (2) 不整形地盤からの散乱波による境界積分方程式

はじめに不整形地盤 ( $\Omega_2$ ) からの散乱波による弾性基盤内の変位振幅を考える。図 3.3.2 (b) に示すように外部領域の半無限遠方にある境界を  $\Gamma_\infty$  と仮定するとこの領域内の境界積分方程式は次式のように示される。

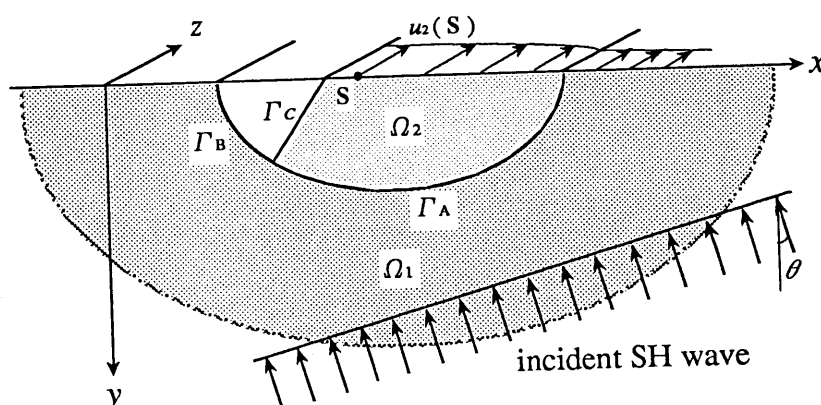


図 3.3.1 入射問題による不整形地盤の解析モデル

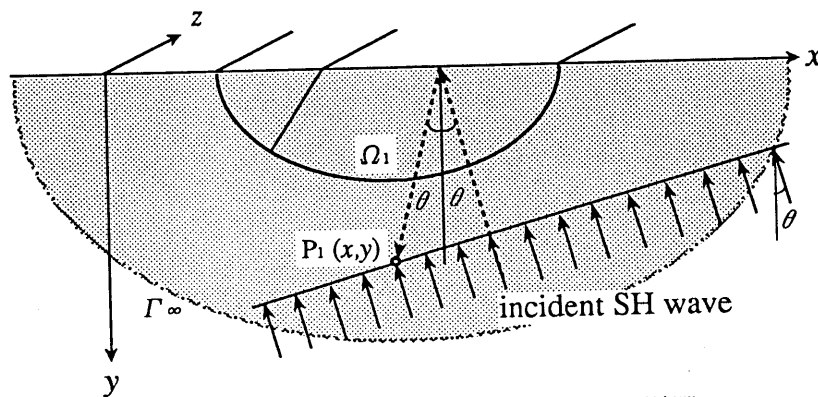
$$\begin{aligned}
 c(s) u_R(s) + \int_{\Gamma_1} q^*(p,s) u_R(p) d\Gamma + \int_{\Gamma_\infty} q^*(p,s) u_R(p) d\Gamma & \quad (3.3.2) \\
 = \int_{\Gamma_1} u^*(p,s) q_R(p) d\Gamma + \int_{\Gamma_\infty} u^*(p,s) q_R(p) d\Gamma
 \end{aligned}$$

0次の第2種 Hankel 関数は、十分に大きな  $R$  に対して次式で近似される。

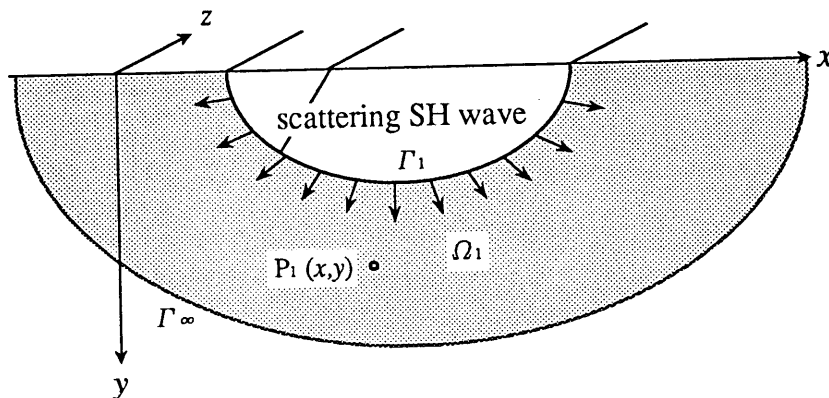
$$R \rightarrow \infty ; H_0^{(2)}(\beta R) \rightarrow \sqrt{\frac{2}{\pi \beta R}} \exp\left\{-i\left(\beta R - \frac{\pi}{4}\right)\right\} \quad (3.3.3)$$

この近似式を用いるとグリーン関数は十分に大きな  $R$  に対して次式となる。

$$\begin{aligned}
 u^*(p,s) &= \frac{1}{2i} H_0^{(2)}(\beta R) \rightarrow \frac{-i}{\sqrt{2\pi\beta R}} \exp\left\{-i\left(\beta R - \frac{\pi}{4}\right)\right\} & (3.3.4) \\
 R \rightarrow \infty ; \\
 q^*(p,s) &\equiv \frac{\partial u^*(p,s)}{\partial n} \rightarrow \frac{\beta}{\sqrt{2\pi\beta R}} \exp\left\{-i\left(\beta R - \frac{\pi}{4}\right)\right\}
 \end{aligned}$$



(a) 半無限地盤を仮定した入射波による影響



(b) 不整形地盤からの散乱波による影響

図 3.3.2 外側領域内の応答量の要因による分離

ここで、 $\Gamma_\infty$  に関する積分を極座標で評価すると次式が成り立つ。

$$\begin{aligned} \int_{\Gamma_\infty} (q^*(\mathbf{p},s) u_R(s) - u^*(\mathbf{p},s) q_R(s)) d\Gamma & \quad (3.3.5) \\ & = \frac{i\pi}{\sqrt{2\pi\beta}} \exp\left\{-i\left(\beta R - \frac{\pi}{4}\right)\right\} \sqrt{R} (q_R(s) + i\beta u_R(s)) \end{aligned}$$

したがって、無限遠での変位振幅  $u(\infty)$  とその法線微分  $q(\infty)$  が下式の条件を満足すれば上記の積分は零となる。

$$R \rightarrow 0 ; \sqrt{R} (q_R(\infty) + i\beta u_R(\infty)) \rightarrow 0 \quad (3.3.6)$$

この式は Sommerfeld の放射条件と呼ばれるものであり、散乱波場では幾何減衰によって一般に満足されている。したがって、(3.3.2) は次式のように書き改められる。

$$c(s) u_R(s) + \int_{\Gamma_1} q^*(\mathbf{p},s) u_R(\mathbf{p}) d\Gamma = \int_{\Gamma_1} u^*(\mathbf{p},s) q_R(\mathbf{p}) d\Gamma \quad (3.3.7)$$

上式から閉領域問題と同様にして、境界要素の変位振幅  $\{u_R\}$  とその法線微分  $\{q_R\}$  について関係の求めると次式となる。

$$\begin{aligned} [H_1] \{u_R\} &= [G_1] \{q_R\} & (3.3.8) \\ \therefore \{q_R\} &= [K_1] \{u_R\} \end{aligned}$$

ただし、 $[K_1] = [G_1]^{-1} [H_1]$  である。

さらに領域 1 の境界部が内部境界  $\Gamma_A$  と地表面境界  $\Gamma_B$  に分かれているために、上の関係を部分マトリクスを用いて分離して表わすと次式となる。

$$\begin{pmatrix} q_A^1 \\ q_B^1 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11}^1 & K_{12}^1 \\ K_{21}^1 & K_{22}^1 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_A^1 \\ u_B^1 \end{pmatrix} \quad (3.3.9)$$

## (3) 半無限状態を仮定した場合の入射波による変位

次に、図 3.3.2 (a) に示すように与えられた問題を弾性基盤の半無限体と仮定して、角度  $\theta$  で S H 波を入射させた場合の領域 1 の境界上での変位振幅  $u_0(x,y)$  を次式により求める。また、境界上の点の変位振幅の法線微分  $q_0(x,y)$  は  $n_x, n_y$  を法線ベクトル  $\mathbf{n}$  の  $x, y$  方向の方向余弦とすると定義により次式で算定される。さらにこれらを境界部を内部境界  $\Gamma_A$  と地表面境界  $\Gamma_B$  に分離して示す。

$$u_0(x,y) = 2 \exp(-i\omega x \sin \theta / V_s) \times \cos(\omega y \cos \theta / V_s) \quad (3.3.10)$$

$$q_0(x,y) = \frac{\partial u_0(x,y)}{\partial n} = -2 n_x \frac{\omega}{V_s} i \sin \theta \cdot \exp(-i\omega x \sin \theta / V_s) \times \cos(\omega y \cos \theta / V_s) \\ - 2 n_y \frac{\omega}{V_s} i \cos \theta \cdot \exp(-i\omega x \sin \theta / V_s) \times \sin(\omega y \cos \theta / V_s)$$

$$\{u_0\} \rightarrow \{u_A^0\} + \{u_B^0\}, \quad \{q_0\} \rightarrow \{q_A^0\} + \{q_B^0\}$$

## (4) 不整形地盤内の境界積分方程式

弾性基盤上の不整形地盤の境界要素の変位振幅  $\{u_2\}$  とその法線微分  $\{q_2\}$  の境界積分方程式からの関係式は、閉領域問題と同様の方法で求められる。

$$[H_2] \{u_2\} = [G_2] \{q_2\} \quad (3.3.11)$$

$$\therefore \{q_2\} = [K_2] \{u_2\}$$

ただし、 $[K_2] = [G_2]^{-1} [H_2]$  である。

さらに領域 2 の境界部を内部境界  $\Gamma_A$  と地表面境界  $\Gamma_C$  に分けて表わすと次式となる。

$$\begin{pmatrix} q_A^2 \\ q_C^2 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11}^2 & K_{12}^2 \\ K_{21}^2 & K_{22}^2 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_A^2 \\ u_C^2 \end{pmatrix} \quad (3.3.12)$$

## (5) 内部境界での連続条件と全体マトリクス作成

内部境界では変位が連続して、表面力が釣り合うという条件から次式が得られる。

ここで、 $\alpha_{12}$  は領域間のせん断弾性係数の比 ( $\mu_1/\mu_2$ ) である。

$$u_A^2 = u_A^1 + u_A^0 \quad (3.3.13)$$

$$\mu_2 q_A^2 + \mu_1 (q_A^1 + q_A^0) = 0 \rightarrow q_A^2 = -\alpha_{12} (q_A^1 + q_A^0)$$

今までに求めた各領域での境界積分方程式による関係式を用いて、合成すると次の全体マトリクスと既知ベクトルによる代数方程式が得られる。

$$\begin{bmatrix} K_{22}^1 & 0 & K_{21}^1 \\ 0 & K_{22}^2 & K_{21}^2 \\ K_{12}^1 & \alpha_{12}^{-1} K_{12}^2 & K_{11}^1 + \alpha_{12}^{-1} K_{11}^2 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_B^1 \\ u_C^2 \\ u_A^3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} [K_{21}^1] u_A^0 - q_B^0 \\ 0 \\ [K_{11}^1] u_A^0 - q_A^0 \end{pmatrix} \quad (3.3.14)$$

## (6) 不整形地盤内の変位の算定

不整形地盤の境界要素の変位振幅  $\{u_2\}$  は、非対称な複素連立方程式(3.3.14)を解くことにより算定される。また、その法線微分  $\{q_2\}$  は、領域2内での境界積分方程式から得られた関係式(3.3.11)に変位振幅  $\{u_2\}$  を代入することにより求められる。

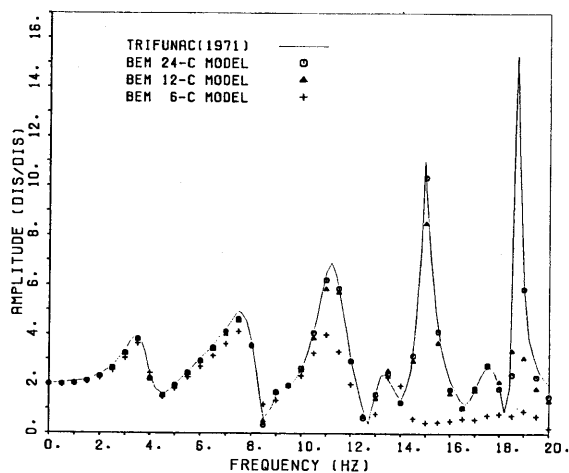
不整形地盤内の点  $S$  での変位振幅は、領域2内の境界上の変位振幅  $\{u_2\}$  とその法線微分  $\{q_2\}$  を(3.2.13)式に代入することにより算定できる。

$$u_2(s) = \sum_{j=1}^N \left( \iint_{\Gamma_j} u^*(p,s) q_{2j}(p) d\Gamma \right) - \sum_{j=1}^N \left( \iint_{\Gamma_j} q^*(p,s) u_{2j}(p) d\Gamma \right) \quad (3.3.15)$$

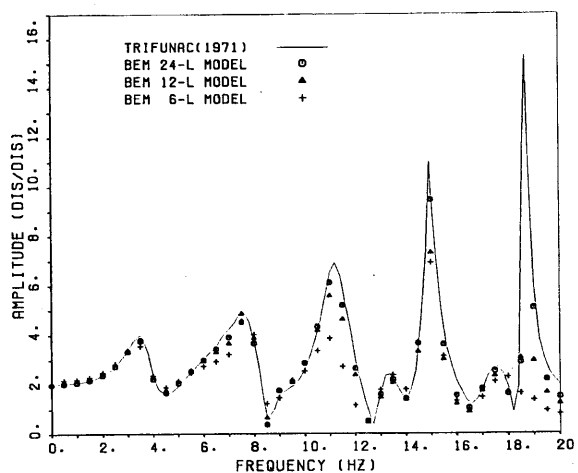
### (7) 半円筒型沖積谷による解析精度の検討

ここでは、半円筒型の沖積谷地盤に平面SH波が鉛直下方から入射した場合の地表面の応答変位振幅を境界要素法により求め、Trifunac (1971) により得られた厳密解と比較する。この解析で用いられた地盤定数は、図 3.3.3 に示すように弾性基盤のせん断波速度と単位体積重量を  $200 \text{ m/s}$ ,  $2.4 \text{ t/m}^3$ , 沖積谷地盤のそれらを  $100 \text{ m/s}$ ,  $1.6 \text{ t/m}^3$  と設定された。また、沖積谷の半径は  $10 \text{ m}$  で、応答が求められる地表面位置は谷の中心から  $8 \text{ m}$  離れた位置とした。境界要素法による離散化は、一定要素と線形要素を用いて行われ、それぞれ半円を 6 分割, 12 分割, 24 分割して作成された。なお、地盤の減衰は考慮されていない。

図 3.3.3 の応答変位振幅結果から各要素による解析結果を比較すると、波長が半円の半径より長くなる  $10 \text{ Hz}$  までの低振動数域では境界要素法の結果は厳密解と良く対応しているが、高振動数域ではかなり大きな誤差を生じていること分かる。また、全体的にみると、分割数が多くなり要素が細かくなると数値解析による誤差が小さくなり、また同じ要素長さで比較すると、一定要素より線形要素の方が精度が良くなっている。



(a) 一定要素の場合



(b) 線形要素の場合

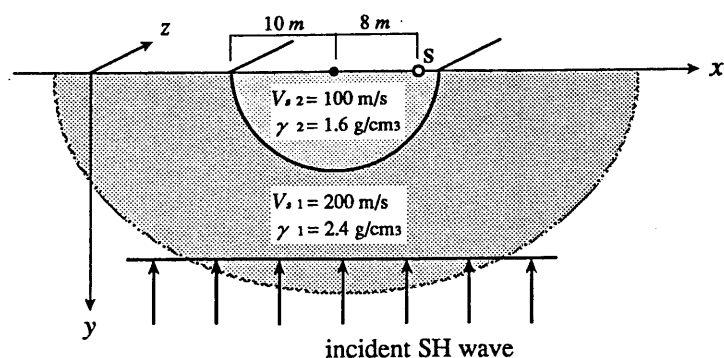


図 3.3.3 半円筒型地盤による伝達特性と解析精度の比較

(8) 不整形地盤上の構造物のSH波入射による周波数応答解析

ここでは、図 3.3.4 に示すように不整形地盤上に建つ構造物の入射SH波に対する周波数応答を求める問題について境界要素法によって解析する手順を示す。

この解析では、構造物を地盤と同様に均質で連続な弾性体と仮定して取り扱う。この仮定を用いると構造物を含めた問題は以前に示した不整形地盤の多領域の場合とまったく同様となるが、半無限地盤の上に構造物を想定した地盤が乗るためにこの領域内では半無限状態でのグリーン関数が用いられないという違いがある。

以下の説明では図 3.3.4 に示すように、弾性基盤を領域1，不整形地盤を領域2，構造物を領域3とする。また、領域1，2，3の地表面境界を  $\Gamma_A, \Gamma_C, \Gamma_E$  として、領域1と2，2と3の内部境界を  $\Gamma_B, \Gamma_D$  とする。

● 弾性基盤の半無限状態を仮定した場合の入射波による変位

はじめに、与えられた問題を弾性基盤の半無限体と仮定して、境界  $\Gamma_A, \Gamma_B$  上での入射SH波による変位振幅  $\{u_0\}$  とその法線微分値  $\{q_0\}$  を (3.3.36) 式により求め、下式のように各境界部に分離する。

$$u_0(x,y) = 2 \exp(-i\omega x \sin \theta / V_s) \times \cos(\omega y \cos \theta / V_s)$$

$$q_0(x,y) = \frac{\partial u_0(x,y)}{\partial n} \tag{3.3.16}$$

$$\{u_0\} \rightarrow \{u_A^0\} + \{u_B^0\}, \quad \{q_0\} \rightarrow \{q_A^0\} + \{q_B^0\}$$

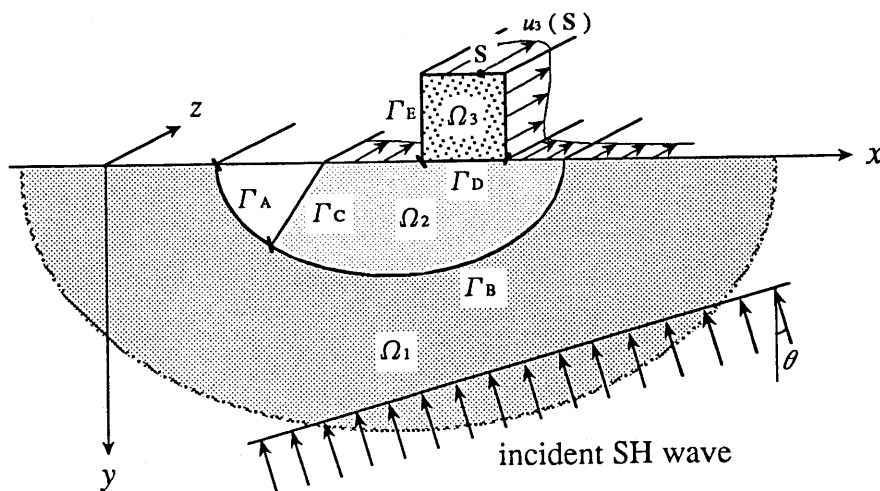


図 3.3.4 入射問題による不整形地盤 - 構造物系の解析モデル



● 不整形地盤からの散乱波による境界積分方程式

不整形地盤である領域2からの散乱波に対する領域1の境界積分方程式を求め、下式のように各境界部に分離する。

$$\begin{aligned}
 [H_1]\{u_1\} &= [G_1]\{q_1\} \rightarrow \{q_1\} = [K_1]\{u_1\} \\
 &\rightarrow \begin{pmatrix} q_A^1 \\ q_B^1 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11}^1 & K_{12}^1 \\ K_{21}^1 & K_{22}^1 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_A^1 \\ u_B^1 \end{pmatrix}
 \end{aligned} \tag{3.3.17}$$

また、不整形地盤である領域2からの散乱波に対する領域3の境界積分方程式を求め、下式のように各境界部に分離する。

$$\begin{aligned}
 [H_3]\{u_3\} &= [G_3]\{q_3\} \rightarrow \{q_3\} = [K_3]\{u_3\} \\
 &\rightarrow \begin{pmatrix} q_E^3 \\ q_D^3 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11}^3 & K_{12}^3 \\ K_{21}^3 & K_{22}^3 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_E^3 \\ u_D^3 \end{pmatrix}
 \end{aligned} \tag{3.3.18}$$

● 構造物からの散乱波による境界積分方程式

構造物である領域3からの散乱波に対する領域2の境界積分方程式を求め、下式のように各境界部に分離する。

$$\begin{aligned}
 [H_2]\{u_2\} &= [G_2]\{q_2\} \rightarrow \{q_2\} = [K_2]\{u_2\} \\
 &\rightarrow \begin{pmatrix} q_B^2 \\ q_C^2 \\ q_D^2 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11}^2 & K_{12}^2 & K_{13}^2 \\ K_{21}^2 & K_{22}^2 & K_{23}^2 \\ K_{31}^2 & K_{32}^2 & K_{33}^2 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_B^2 \\ u_C^2 \\ u_D^2 \end{pmatrix}
 \end{aligned} \tag{3.3.19}$$

● 内部境界での変位と表面力の連続条件

領域1と2の内部境界  $\Gamma_B$  で、変位が連続して、表面力が釣り合うという条件から次式が成り立つ。ここで、 $\alpha_{12}$  は各領域のせん断弾性係数の比 ( $\mu_1/\mu_2$ ) である。

$$\begin{aligned}
 u_B^2 &= u_B^1 + u_B^0 \\
 \mu_2 q_B^2 + \mu_1 (q_B^1 + q_B^0) &= 0 \rightarrow q_B^2 = -\alpha_{12} (q_B^1 + q_B^0)
 \end{aligned} \tag{3.3.20}$$

また、領域2と3の内部境界  $\Gamma_D$  でも同様に変位が連続して、表面力が釣り合うという条件から次式が成り立つ。ここで、 $\alpha_{23}$  はせん断弾性係数の比 ( $\mu_2/\mu_3$ ) である。

$$u_D^3 = u_D^2 \tag{3.3.21}$$

$$\mu_2 q_D^3 + \mu_1 q_D^2 = 0 \rightarrow q_D^3 = -\alpha_{23} q_D^2$$

● 全体マトリクスと境界上の変位の算定

(2),(3) で求めた各領域での境界積分方程式を(1),(4)の関係式を用いて、合成すると次の全体マトリクスと既知ベクトルによる代数方程式が得られる。

$$\begin{bmatrix} K_{11}^1 & 0 & 0 & K_{12}^1 & 0 \\ 0 & K_{11}^2 & 0 & K_{13}^2 & K_{12}^2 \\ 0 & 0 & K_{11}^3 & 0 & K_{12}^3 \\ K_{21}^1 & \alpha_{12}^{-1} K_{31}^2 & 0 & K_{22}^1 + \alpha_{12}^{-1} K_{33}^2 & \alpha_{12}^{-1} K_{32}^2 \\ 0 & K_{21}^2 & \alpha_{23}^{-1} K_{21}^3 & K_{22}^2 & K_{22}^2 + \alpha_{23}^{-1} K_{22}^3 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_A^1 \\ u_C^2 \\ u_E^3 \\ u_B^2 \\ u_D^3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} [K_{11}^1] u_A^0 + [K_{12}^1] u_B^0 - q_A^0 \\ 0 \\ 0 \\ [K_{21}^1] u_A^0 + [K_{22}^1] u_B^0 - q_B^0 \\ 0 \end{pmatrix} \tag{3.3.22}$$

この非対称な複素連立方程式を解くことにより各境界上の変位振幅が求められる。

また、変位振幅の法線微分も各領域での境界積分方程式からの関係式に変位振幅を代入することで求められる。

● 構造物内の変位の算定

構造物内の点 S での変位振幅は、領域3内の境界上の変位振幅  $\{u_3\}$  とその法線微分  $\{q_3\}$  を(3.2.13)式に代入することにより算定できる。

$$u_3(s) = \sum_{j=1}^N \left( \int_{\Gamma_j} u^*(p,s) q_{3j}(p) d\Gamma \right) - \sum_{j=1}^N \left( \int_{\Gamma_j} q^*(p,s) u_{3j}(p) d\Gamma \right) \tag{3.3.23}$$

### 3.4 濃尾平野を対象とした解析例

この節では、境界要素法を用いた不整形地盤のSH波入射による周波数応答解析の例として濃尾平野を取り上げ、東側の養老断層や西側の緩やかな基盤傾斜が地表面の増幅特性に与える影響を調べる。

#### 3.4.1 地形概要と特徴的な断面

濃尾平野は、写真 3.4.1 のように木曾三川と呼ばれる木曾川・長良川・揖斐川がほぼ北から南に流れ、その流域に豊かな水田地帯が広がる日本でも有数な平野の一つである。

図 3.4.1 に示す平野周辺の地形概要を見ると、濃尾平野は西側を養老山地に、北側と東側を尾張丘陵に取り囲まれ、木曾三川の流域に沿って氾濫平野・三角州・旧河道が、さらに伊勢湾に面する部分には干拓地や埋立地が大きく広がっていることが分かる。

地質学的な研究から、濃尾平野の地下構造は、西側を養老断層により切断された半円形状の盆地構造であり、東側は傾動状地塊が傾きながら沈降したために、地下を構成する各累層は西へ行くほどその厚さを増すことが判明している。さらに詳細な地下構造については、①天然ガス・温泉等の掘削を目的として 20 孔程度実施された 1000m～1800mの深度に及ぶ超深層ボーリング調査、② 1980年 3月に中京圏基盤構造研究グループにより伊勢湾臨海部に位置する鍋田干拓地において実施された人工爆破の結果、③ 飯田・青木(1959)により重力ブーグ異常値から推定された岩盤深さ等から以下のような

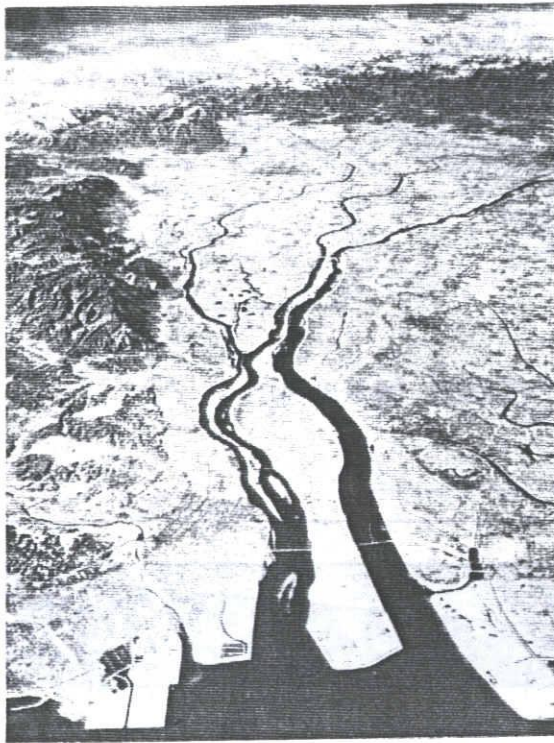


写真 3.4.1 伊勢湾北部 13,000 m 上空より北方を望む

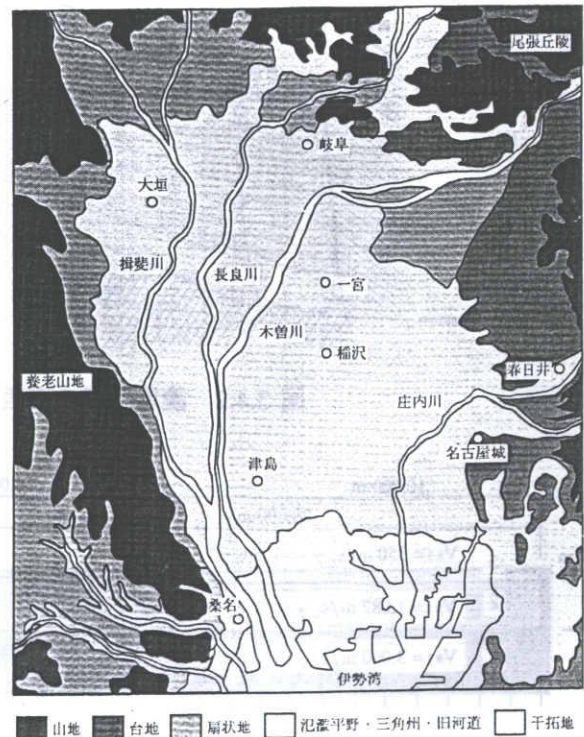


図 3.4.1 濃尾平野の地形分類の概要

にまとめられる。

- (1) 東西方向の断面で考えると，平野東部では岩盤・第三紀層が露頭し，堆積層の厚さは東から西に向かって約4°の傾斜で徐々に深くなり，最も深い養老山地付近での岩盤までの深さは2000 m程度となっている。桑原(1964)は，濃尾平野の東西方向の模式断面を図3.4.2のように示した。
- (2) 北北西から南南東にかけての地下構造は，ほぼ水平層状に近いために東西方向の断面が連続していると考えても良い。

### 3.4.2 2次元解析モデルの設定

この解析例では，桑原が示した濃尾平野の特徴的な断面（図3.4.2）を参考にして，図3.4.3のように境界要素法によりモデル化し，南北方向にはこの断面の水平層状として平面歪みと見做した。岩盤に至る堆積層は2つの領域でモデル化され，この内の下層地盤は主に東海層群を表わしており，東西方向に40 kmで，厚さは西側で1840 mであり東側になると徐々に薄くなる。せん断波速度は，爆破試験でのP波の到達時間から推定して  $V_s = 1087 \text{ m/s}$  とした。また，上層地盤は主に海部・弥富累層と熱田層を表わし，東西方向に25 kmで，厚さは西側で300 mであるが東側になると徐々に薄くなっている。

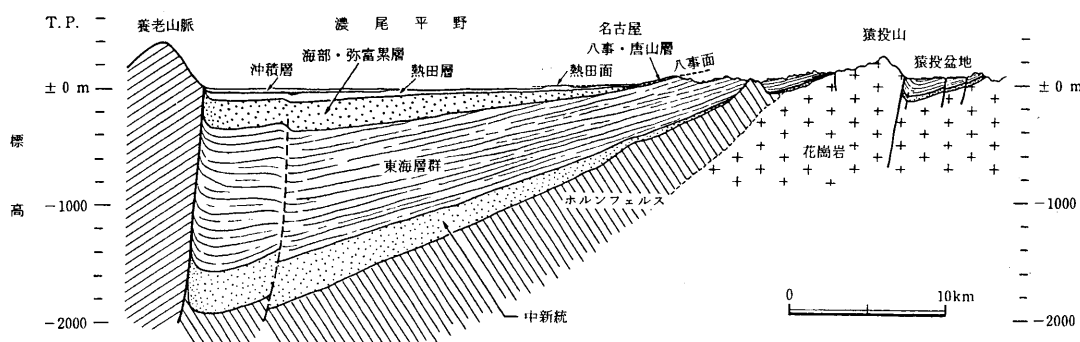


図 3.4.2 濃尾平野の東西方向の模式断面（桑原,1964）

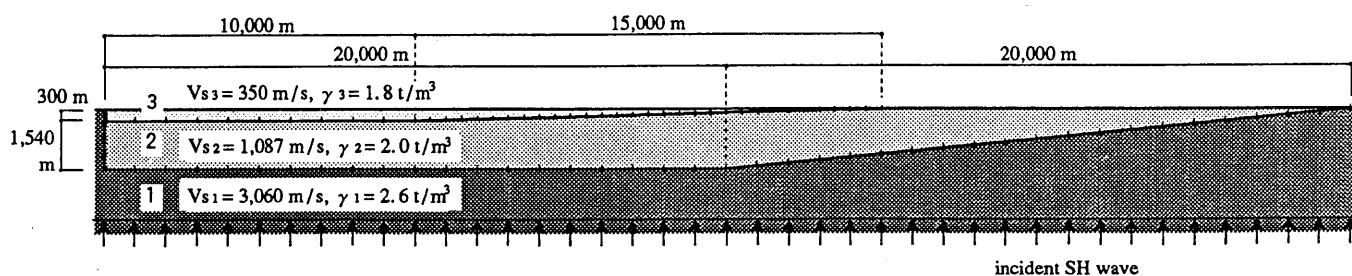


図 3.4.3 境界要素法による濃尾平野の解析モデル

この領域のせん断波速度は、爆破試験での平均的な値を用いて  $V_s = 350 \text{ m/s}$  とした。さらに上層にある沖積層等は、この解析で対象とする振動数領域が  $0.5 \text{ Hz}$  までとやや長周期の範囲であるために、それらの存在による影響が小さいために無視している。

境界要素の数は、上層地盤は傾斜部が 30 分割（ $500 \text{ m}$  長さ）、平坦部が 10 分割（ $1000 \text{ m}$  長さ）、垂直部が 6 分割（ $50 \text{ m}$  長さ）、下層地盤においては傾斜部が 20 分割（約  $1000 \text{ m}$  長さ）、平坦部が 20 分割（ $1000 \text{ m}$  長さ）そして垂直部では 15 分割（約  $100 \text{ m}$  長さ）であり合計 101 要素となっている。

周波数応答解析は、基盤となる岩盤の鉛直下方から平面 S H 波を  $0.1 \sim 0.5 \text{ Hz}$  まで、 $0.05 \text{ Hz}$  刻みで入力して、地表面上の応答を求める。なお、堆積層の減衰定数は 1 次の卓越振動数に対して  $2\%$  とする。

### 3.4.3 解析結果と不整形地盤の影響

図 3.4.4 に境界要素法による S H 波入射に対する周波数応答特性を濃尾平野内の 13 地点について示す。なお、図中には各地点の直下の地盤を用いた 1 次元波動論による解析結果を比較のために示している。境界要素法による 2 次元解析で求められた平野内の各地点の増幅特性に対する考察を、1 次元波動論と比較し、また両者で振動特性が異なる原因を地下構造の不規則形状と対応させて以下のようにまとめる。

(1) 西側の地表面上の増幅特性は、1 次元解析によると、下層地盤からの固有振動数である  $0.15 \text{ Hz}$  と上層地盤の固有振動数である  $0.3 \text{ Hz}$  の 2 ケ所で明白なピークを生じる。しかし、断層付近の地表面の応答特性は、ほぼ  $90^\circ$  に近い断層からの影響から、① ピークが明確ではなくなだらかに現われる。② 全体的な断層付近の増幅特性を 1 次元解析結果と比較すると、2 次元解析では卓越振動数がやや高めに推移して、増幅率は 1.5 倍程度まで大きくなる事が分かる。

(2) 中央の堆積層の厚さが薄くなる地域の地表面上の増幅特性は、上層の基盤傾斜角が変化する 6, 7 サイトで  $0.3 \text{ Hz}$  のピークが、また下層の基盤傾斜角が変化する 9, 10 サイトで  $0.15 \text{ Hz}$  のピークが、1 次元解析結果と比べて振動数がやや高めになり増幅率も大きくなる。

(3) 東側の地域で基盤傾斜角が約  $4^\circ$  と緩やかに変化する地域の地表面上の増幅特性は、1 次元解析結果とほぼ良く一致しており、増幅率は 2 次元解析の方がやや小さくなる地域もある。

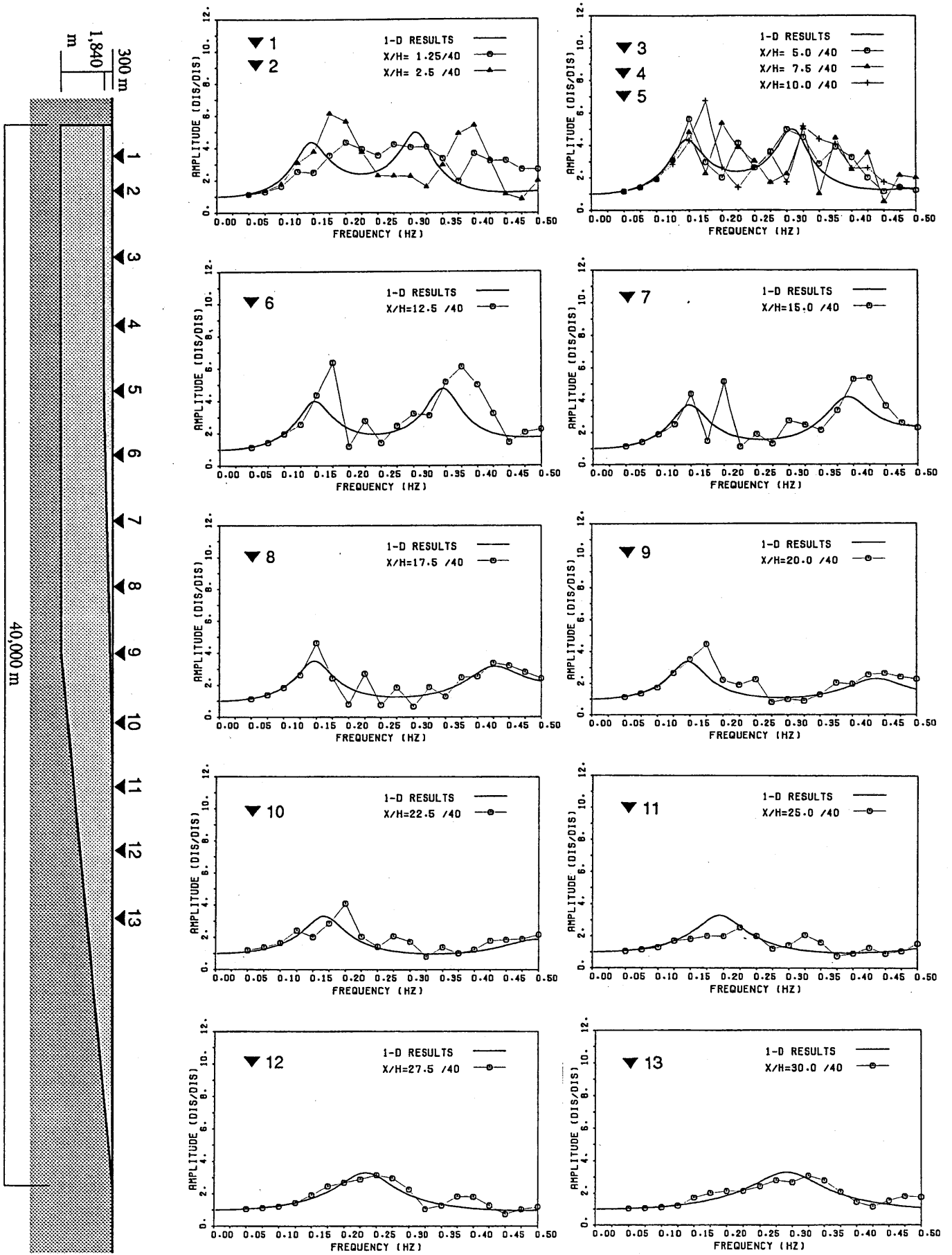


図 3.4.4 濃尾平野内各地点の増幅特性

## 第4章 微動観測による埋谷地盤

### の振動特性と構造物への影響

#### ● はじめに

近年丘陵地において、切土・盛土・埋土により大規模に平坦な地盤を造成することが多くなってきた。その造成地盤のひとつに、谷を挟む両側の山斜面を一部削り谷を埋め造成した地盤がある。これは、盆地状のいわゆる凹部分を埋土した地盤であり、以後簡単に埋谷地盤と呼ぶ。

埋谷地盤において、平面的に規模の大きな構造物が建設される場合、用地や採光等の計画面からの制約により、構造物が切土部と埋土部にまたがることが多い。このような場合、構造物の地震時挙動は周辺地盤の地下構造の影響を強く受けると考えられ、この影響を十分に考慮して耐震設計がなされていないならば、構造物が地震で被害を受ける危険性は高い。

事例例えば、1968年十勝沖地震では、沼沢性堆積物を含む地盤と砂質ローム層とにまたがって建てられたRC造4階建の八戸東高校南館校舎が、その境界部付近で基礎部や上層部の腰壁のついた短柱にせん断破壊などの大きな被害が生じた。また1978年宮城県沖地震では、丘陵地の斜面を切盛造成した地盤の崖上に建てられた東北工業大学5号館棟は盛土部崩壊を伴わなくとも、柱・梁に著しい被害を受けた。

よって、いわゆる不整形地盤上に建つ構造物の地震時挙動の解明が急がれる。そのため、不整形地盤そのものの振動性状と不整形地盤-構造物の一体系での振動性状を明らかにすることが必要となる。しかしながら現状では、不整形地盤と構造物の振動性状を扱ったものには、理論解析による研究が数例あるだけであり、実地盤や構造物を扱った地震観測や起振機実験等による実証的な研究は非常に少ない。

そこで、この章では以上のことに鑑みて、事例的ではあるが、現実に土地造成工事により生じた埋谷地盤と埋谷地盤をまたいで建てられた構造物の振動性状を常時微動の利用によって実証的に把握することにした。すなわち問題を二つに分け、第一に地盤の不整形性による振動特性の変化や局所的な増幅現象について、第二に不整形地盤の局所的な増幅効果が構造物の振動性状に及ぼす影響について検討する。

## 4.1 観測された地盤と構造物の概要

### (1) 造成前後の地形及び土質条件

観測点付近は、平野部と境をなした標高 80 m 程度の山が点在する丘陵地である。この地において、谷を挟んだ両側の山斜面の一部を削って谷を埋め、谷筋方向に 196 m、谷筋直角方向に 114 m 程度の平坦地が造成された。図 4.1.1 に土地造成後の地形及び建物の配置を示し、さらに土地造成前の地形を点線コンターで示した。同図から分かるように造成前の谷底は比較的幅広であり、従って埋土部は 50~80 m の幅で谷筋に沿って広がり、層厚 8~10 m 程度のちょうど倒立した台形のような形の谷筋方向断面を有している。

当該地の土質条件については土地造成前後に図 4.1.1 に示す 9 つの地点で地盤調査が行われており、東西方向・南北方向の主要な断面線位置での地層断面図を図 4.1.2 に示す。この図から、土地造成により切土部となった地盤では、N 値 50 以上の固結シルト・砂礫等から成り、埋土部では N 値 10 前後のゆる詰め砂質土から成ることが分かる。また、第三紀層の地山では表層が比較的風化しており、谷筋部には 5 m 程度の比較的ゆるい砂質土が堆積している。

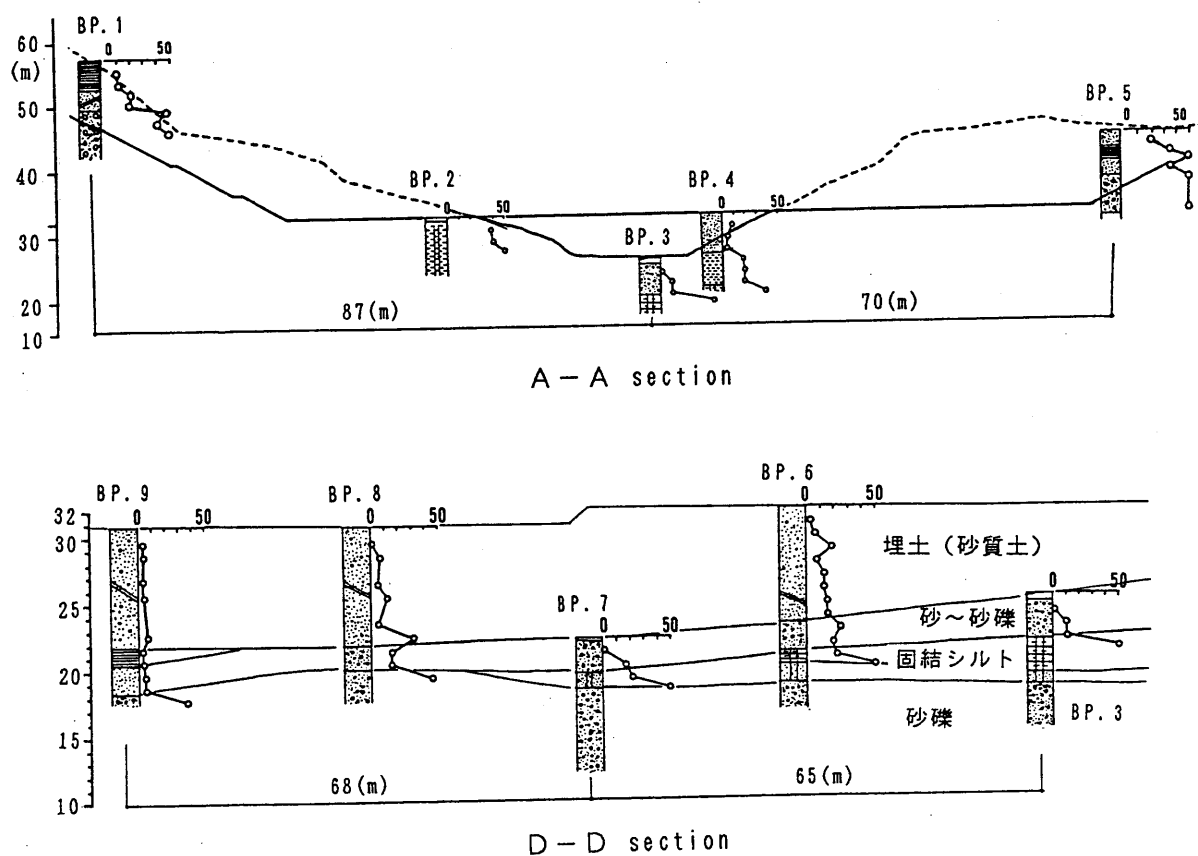
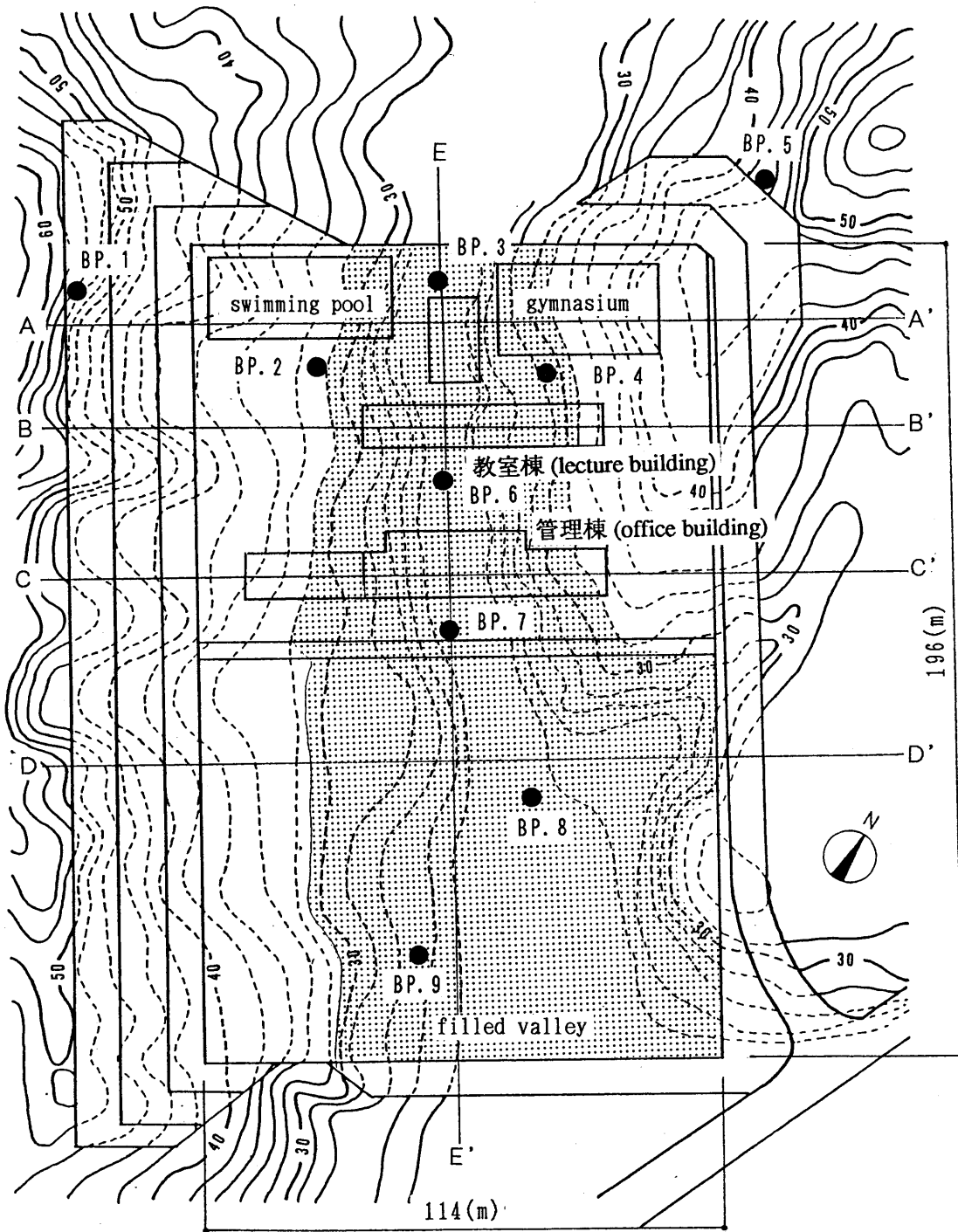


図 4.1.2 土地造成前後の地層断面





BP はボーリング調査実施地点を示す

図 4.1.1 観測対象の地形概要と構造物配置

## (2) 観測対象とした構造物

地盤と構造物の同時観測では、図 4.1.1 に示す構造物の配置計画において、当初は中央に位置し埋谷部と切土部にまたがる教室棟 (lecture building) のみを対象としてきた。これは、この棟が4階建と規模が大きく、西側5スパンの増築工事が行われるまでの管理棟 (office building) は埋土部をまたぐ状態はほぼ教室棟と同じであったからである。しかし、建設5年後に管理棟の増築工事が行われ、図 4.1.1 に示すように埋土部を完全にまたぐようになったため、東側のみを切土部にまたがる教室棟との比較を考えて管理棟も観測対象に加えることにした。

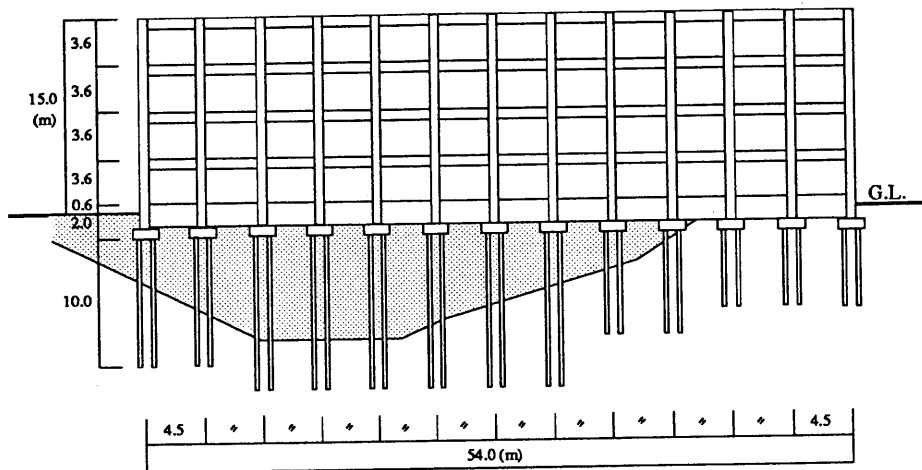
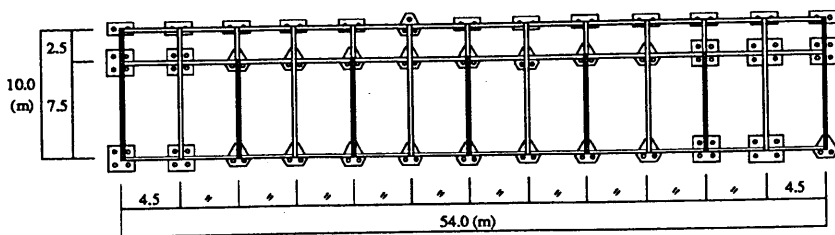
これら二つの構造物の基礎伏せ、軸組みを図 4.1.3 に示し、その構造的な概要を以下にまとめる。

教室棟はRC造4階建であり、東西(谷筋直角)方向に長辺方向を有し、西側9スパンを埋土上に東側4スパンを切土上に建てられている。耐震壁は梁間(短辺)方向にのみ2スパン毎に配置され、壁厚は階数により12cm~18cmで変化している。柱の断面は、主に60×50cmで桁桁(長辺)方向の剛性を高めている。また、大梁の断面は35×65~75cmで階数により変化し、基礎梁の断面は40×120cmである。

基礎形式は杭基礎であり、谷底堆積層下端に位置する支持層まで埋土層を貫通した杭が打設されている。杭種は杭径400φのSC杭で、埋土部で85本、切土部で29本の計114本が各フーチング毎2~5本ずつ配置されている。

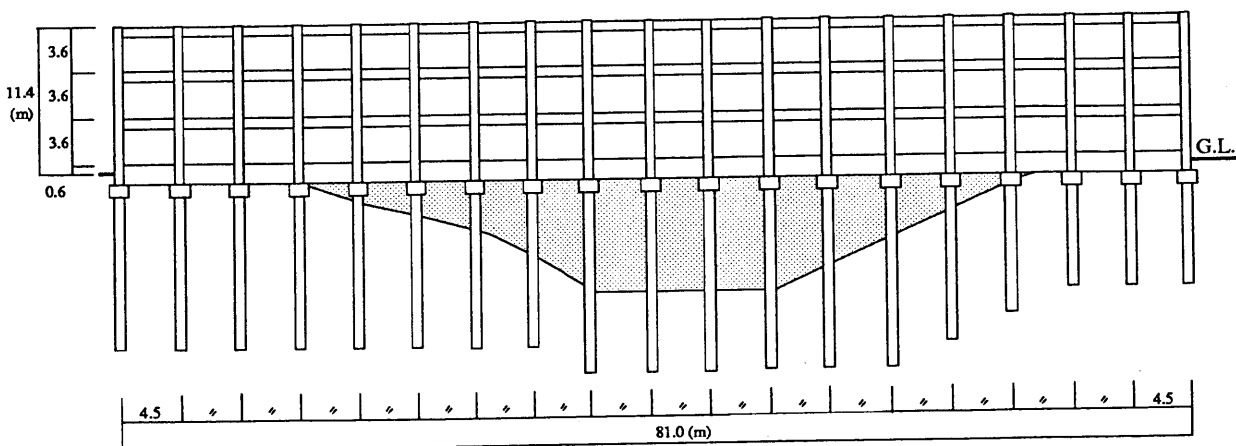
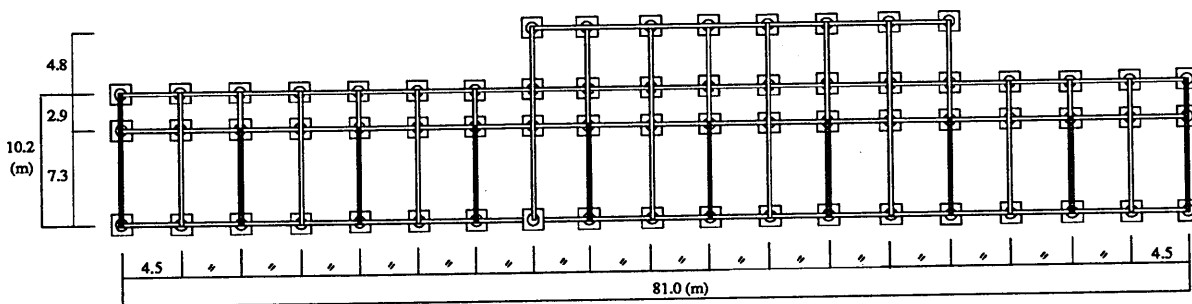
一方、管理棟はRC造3階建で、教室棟の平行して南側に位置し、増築後は両端の3スパンが切土上に、中央の12スパンが埋土上にあり、埋土部を完全にまたいで建てられている。耐震壁は、教室棟と同様に短辺方向に2スパン毎に配置されている。壁厚・柱・大梁・基礎梁の断面も教室棟とほとんど同様であるが、谷筋方向の基礎梁のせいは150cmとして剛性を高めている。

基礎形式は杭基礎であり、杭種は杭径が主に800φの場所打ちコンクリート杭であり、フーチング毎に配置されている。



(a) 教室棟 (lecture building)

■ 部分は耐震壁を示す。



(b) 管理棟 (office building)

■ 部分は耐震壁を示す。

図 4.1.3 対象構造物の基礎伏せと軸組み

## 4.2 常時微動の観測方法

常時微動観測により、造成地盤の振動性状やその上に建てられる構造物の振動性状を明らかにするには、各工事が行われる毎に観測を行い結果を対比していくことが重要である。すなわち、まず土地造成前の地山、谷底部に着目して観測を行うことは、谷底堆積層やさらに直下の種々の地層、周辺外乱源等に基づく振動性状を把握するために必要であり、また、各階建設毎（具体的には杭地業基礎スラブ打設時、各階床スラブ打設時、建物完成時）に構造物と地盤の同時観測を行うことは、構造物と地盤の相互作用の性状を構造物の階数毎に把握できるため重要である。

以上の考えにより常時微動観測は、表 4.2.1 と図 4.2.1 に示されるように時期を変えて9度に渡って行われた。それらは大きく①土地造成前の自然地盤 (No.1)、②土地造成終了後の埋谷地盤 (No.2)、③各階打設後の構造物 (No.3～7)、④建物完成時と増築工事終了後 (No.8 - 9)の観測ケースに分けられる。

各観測ケースの具体的な観測方法は以下のようである。

①の自然地盤における観測では、地山上に1地点、切土上に2地点、谷底に3地点の観測点を設定して、1地点毎に水平2方向の常時微動観測を実施した。

②の埋谷地盤における観測では、埋土部の地層形状の特徴である埋土厚の変化による影響が把握できるように、谷筋直角方向に切土部と埋土部にまたがって測線を張り、測線上に12地点の観測点（埋谷部5点、切土部7点）を設け、同時に谷筋方向・谷筋直角方向毎の常時微動観測を実施した。

③の各階打設後の構造物の観測では、地盤と構造物の相互作用を検討するために、切土上の1地点を固定観測点として、各階床の中央部とを同時に谷筋方向・谷筋直角方向毎の常時微動観測を実施した。

④建物完成時と増築工事終了後の埋谷地盤上に建つ構造物の観測では、埋谷をまたぐ状態が異なる二つの構造物について、埋谷地盤上と構造物1階及び最上階に各5地点の観測点を設け、11地点を同時に谷筋方向・谷筋直角方向毎の常時微動観測を実施した。

データ収録中の周辺状況については、杭地業後の時点から3階床打設後までは工事のため、時々外乱が混入したが、その他の観測時点では周辺は概ね静穏であった。

観測で用いた常時微動計と専用アンプの総合振動数特性を図4.2.2に示す。記録は土地造成前と直後の埋谷地盤観測では増幅器に内蔵されている積分回路を通し変位成分により収録され、それ以外の観測については速度成分により収録された。観測記録の解析は速度成分で統一して行なうために、初めの変位成分記録を速度成分に変換させて用いた。ただし、変位成分記録と変換された速度成分記録の卓越振動数には、ほとんど差異が無かったことを付記しておく。

収録されたデータより振動現象を把握するために、波形・平均振幅・フーリエスペクトル・スペクトル比により結果を整理した。スペクトル解析では、記録の最も安定した51.2秒間を抽出して時間刻み0.05秒(一部0.02秒)、データ個数1024の条件でFFT(高速フーリエ変換)により求められたフーリエスペクトルをバンド幅0.2Hz(一部0.4Hz)のParzenウィンドウにより平滑化されたものを用いた。

表 4.2.1 常時微動観測の実施日と概要

No.	観測日(時間帯)	建物、地盤状況	観測目的	観測地点( )内は地点数
1	1982. 11. 21(日)昼間	土地造成途中	自然地盤の振動性状	谷底(3), 地山(1), 切土(2)
2	1982. 12. 30(木)午前	土地造成後	造成地盤の振動性状	埋土(5), 切土(7)
3	1983. 10. 6(木)早朝	基礎地業後	1階床上の振動性状	1階床(3), 切土(1)
4	1983. 11. 3(木)早朝	2階床完成後	1階建校舎の振動性状	2階床(3), 切土(1)
5	1983. 11. 20(日)早朝	3階床完成後	2階建校舎の振動性状	1-3階床(各1), 切土(1)
6	1983. 12. 14(水)早朝	4階床完成後	3階建校舎の振動性状	1-4階床(各1), 切土(1)
7	1984. 3. 25(日)午前	建物完成後	4階建校舎の振動性状	1-5階床(各1), 切土(1)
8	1989. 3. 12(日)昼間	完成5年後	教室棟の振動性状	1階床(5), 4階床(5), 埋土(1)
9	1989. 8. 10(木)昼間	管理棟増築後	管理棟の振動性状	1階床(5), 3階床(5), 埋土(1)

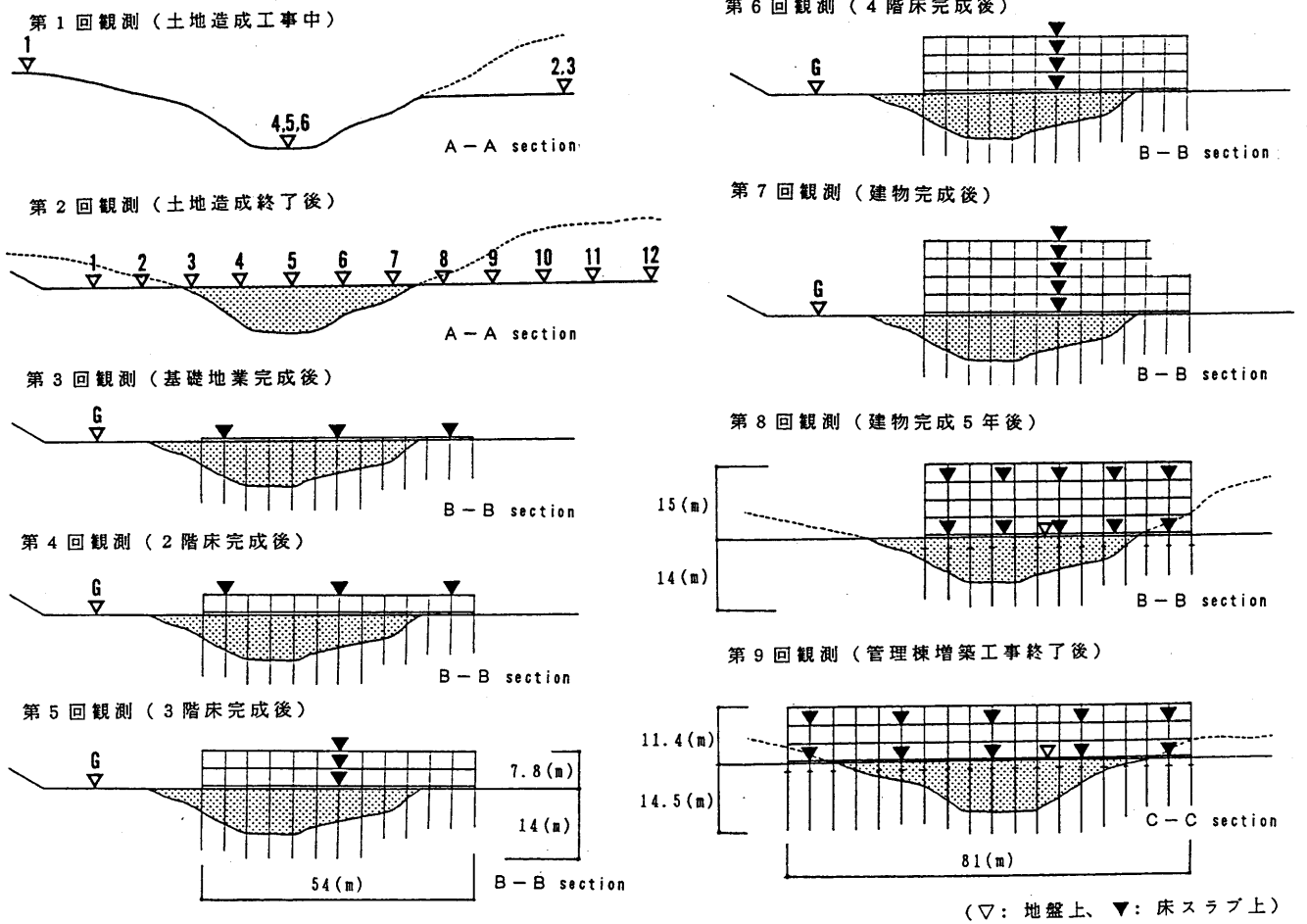


図 4.2.1 各観測毎の観測点位置

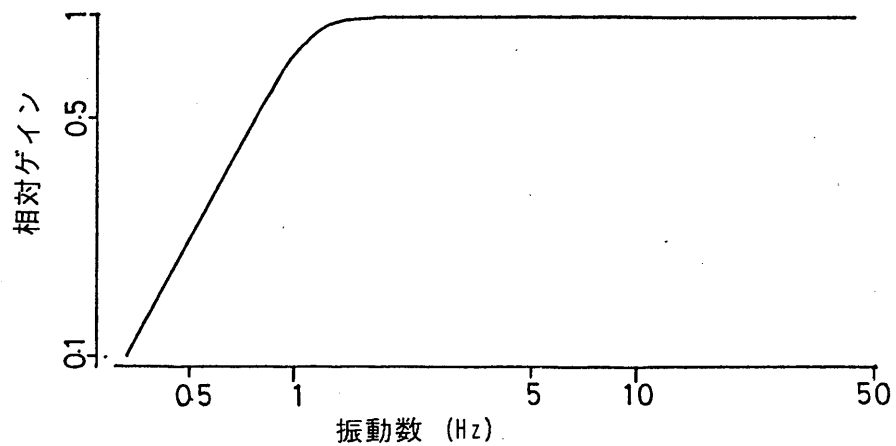


図 4.2.2 常時微動観測での総合振動数特性

## 4.3 地盤上の観測結果と地下構造との関連

### 4.3.1 造成前の自然地盤の振動特性

造成工事前の地山や切土部、谷底部の振動性状を知るために、図 4.2.1 の A-A 断面で常時微動観測を実施した。図 4.3.1 にそれぞれの観測点での波形とフーリエスペクトルを示す。これらの図から造成前の地盤の振動特性を以下のように考察する。

#### (1) 地山及び切土部

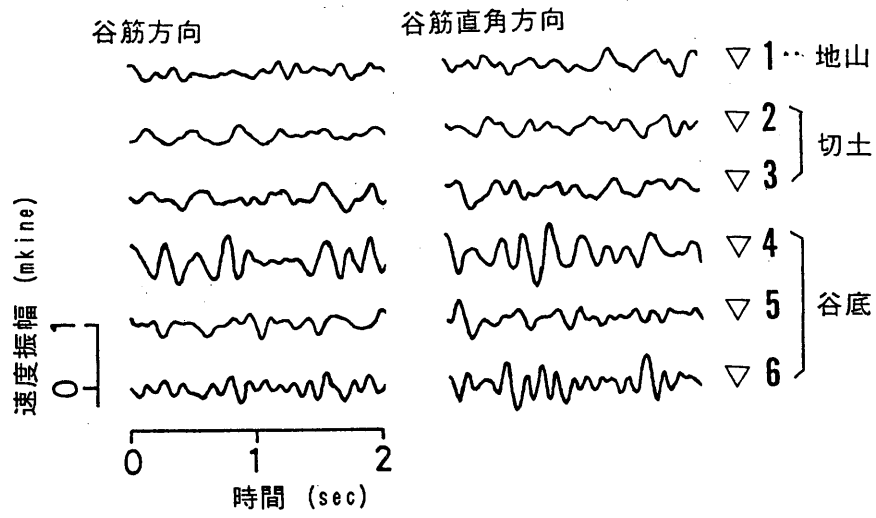
地山と切土部の波形及びスペクトルはほぼ同一であり、5 Hz 付近にスペクトルピークが生じている。この原因としては、地山内部の風化層を有する地下構造の影響と、振動源として考えられる周辺を造成工事中の大型車両の影響が挙げられる。

#### (2) 谷底部

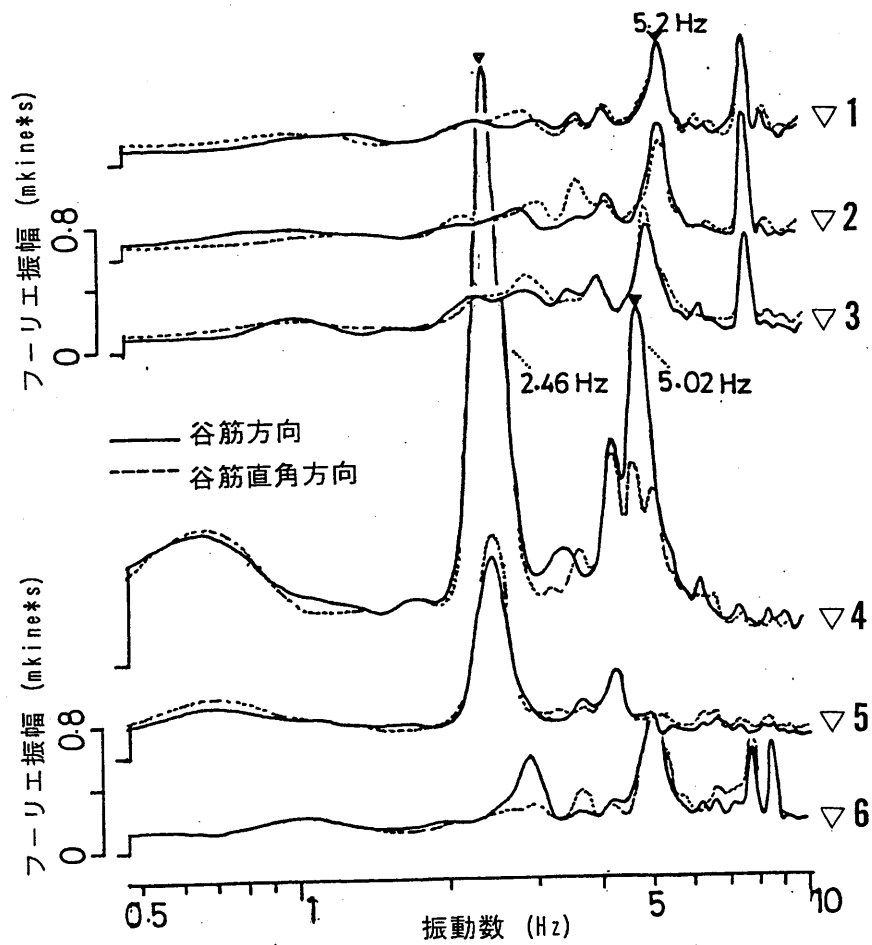
谷底部の振幅レベルは地山のそれに比して2倍程度も大きく、また地山の場合の卓越振動数よりも低い領域となる 2.5 Hz, 5 Hz 付近に極めて著しいスペクトルピークが生じている。特に若干埋谷されていた谷底サイトである▽5,▽6 に比して、造成前で周辺に水田・小川が残されていた▽4 で 2.5 Hz 付近の卓越が著しい。これらの振動は地山には無かったものであるので、谷底堆積層により生起したと考えられる。

#### (3) 方向性

地山・切土・谷底部とも振動性状の方向性はほとんどない。一般に不整形地盤では、振動の方向性が目立つとされていることに矛盾するようではあるが、当該地の山斜面の傾度が緩やかであったことが地盤振動に方向性が生じなかった主な原因ではないかと考えられる。



(a) 微動波形の例



(b) フーリエスペクトル

図 4.3.1 地山・切土・谷底での常時微動観測結果



### 4.3.2 左右対称な埋谷地盤の振動特性

土地造成により生じた図 4.2.1 に示すほぼ左右対称な埋谷地盤の振動性状を把握するため、観測結果を測線に沿って、波形・フーリエスペクトル・スペクトル比により整理し図 4.3.2~4 に示す。なお、▽9の記録の一部は常時微動計の故障のため削除した。これらの図からほぼ左右対称な埋谷地盤の振動特性を以下のように考察する。

#### (1) 切土部

切土部ではどの観測点においても振幅レベルはほぼ同一であり、スペクトル形状もあまり変わらず、埋土部のような著しい卓越ピーク（後出）は生じていない。これにより切土部がホワイトノイズ的振動を示し、埋土部の振動の影響をあまり受けていないとみなすことができる。

#### (2) 埋土部

常時微動の波形を見ると、埋土部上での波形は各観測点で相似であるが、振幅レベルは埋土の厚さに対応して増大する傾向を示し、埋土部中央付近は切土部に比して2倍程度の振幅レベルを有していることが分かる。またフーリエスペクトルについても、その形状は埋土部上の各観測点ではほぼ相似形であるが、卓越ピークの大きさは埋土厚さとほぼ対応して埋土部中央で大きく、埋土部周辺で小さい。以上からこのような埋谷地盤では、埋土部は切土部を周辺境界としてほぼ共通な振動数で振動を呈していると考えられる。

#### (3) 方向性

波形、スペクトル、スペクトル比より埋谷地盤の振動性状には方向性のあることが分かる。すなわち、振幅レベルは谷筋方向が谷筋直角方向より2割程度大きく、また埋土部の影響による卓越振動数は、谷筋方向の4.0 Hz 付近に比べて谷筋直角方向が4.4 Hz 付近と1割程度高めに生じている。このような方向性は、切土部には見られないことより埋谷部の存在に起因すると考えられる。以下にその理由について考察を行う。

谷筋方向の振動はいわゆるSH波タイプであり、谷筋直角方向の振動はSV波タイプである。方向性が生じた原因としては、SH波タイプは完全にせん断型の振動であるのに対し、SV波タイプは伸縮型とせん断型の振動であり、埋土部両側境界の硬い切土部により伸縮型の振動が拘束されるためであると考えられる。

#### (4) 谷底堆積層の影響

埋土部各サイトのスペクトルには、図 4.3.1 より土地造成前の谷底部でみられた2.5 Hz 付近の著しいピークが、谷筋方向では4 Hz 付近のピークと同程度に存在するサイトもあるが谷筋直角方向ではかなり減少している。この原因としては、谷底堆積層は埋谷層に比してN値が約2倍と相対的に硬質であるため、造成後の系の振動は谷底堆積層からよりも埋土層のみで生じたためと考えられる。

#### (5) 2次元解析との対応

常時微動観測が行われた埋谷地盤を平面歪状態と考え、図 4.3.4 に示すように2次元境界要素法によりモデル化して定常応答解析を行った。この際、地盤は粘弾性体を仮定して、単位体積質量は埋土層、基盤とも  $1.8 \text{ t/m}^3$  とした。また、せん断波速度は、N値、深さ、土質、地質より推定する正木ら(1979)の提案した推定式に基づいて、基盤ではN値50以上の砂礫より400 m/s、埋土部ではN値10の砂質土より120 m/sの値を設定した。なお、減衰定数は、地盤の1次卓越振動数(3.75 Hz)に対して2%とした。入力は、鉛直下方からの単位振幅の平面SH波として、地表面上の変位応答倍率を求めた。

2次元解析による結果から埋土上の3つの観測地点の応答倍率を図 4.3.4 に示すが、1次元解析と比較して卓越振動数は高めになり、応答倍率は大きくなり、またピークの個数も増加する傾向があることが分かる。

常時微動による谷筋方向のスペクトル比とSH波入射による2次元解析から求められた応答倍率特性を比較して以下のように考察する。

・切盛境界部に近い▽3は埋土部の卓越振動数の影響をあまり受けずに、6~7 Hz 付近になだらかなピークを有する点は、観測結果と解析結果とも共通している。

・埋谷地盤のほぼ中央部にある▽4、▽5については、観測結果では4 Hz 付近のピークの他に4.5 Hz, 5.5 Hz, 6.5 Hz, 7.3 Hz, …と非常に多くのピークを有する。2次元解析の応答倍率特性でも1次元解析と比較すると多くのピークが出現するが、観測結果と比較するとまだ少ない。したがって、埋谷地盤を3次元的にモデル化して同様の解析を行うと応答倍率特性は観測結果により近くなると推定できる。すなわち、埋谷地盤で卓越振動数の個数が増加する主な原因は、この地盤が成層地盤ではなくて不整形地盤であるために波が斜め方向や水平方向に重複反射するためであると推定できる。

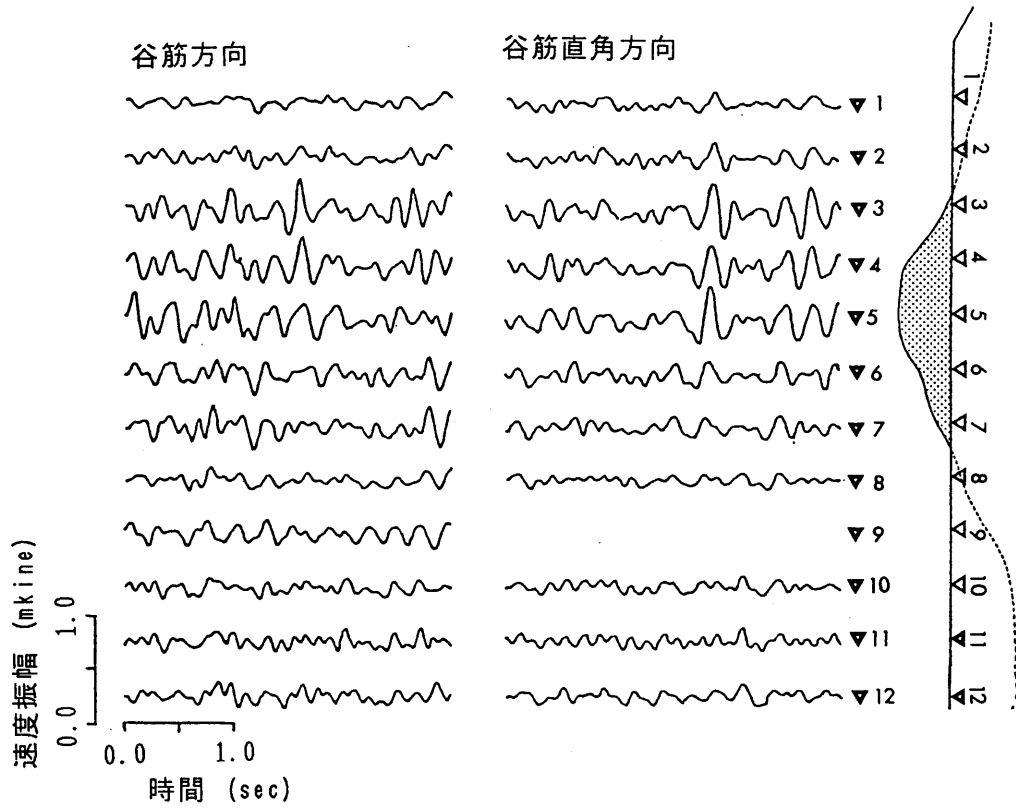


図 4.3.2 埋谷地盤における常時微動の波形例

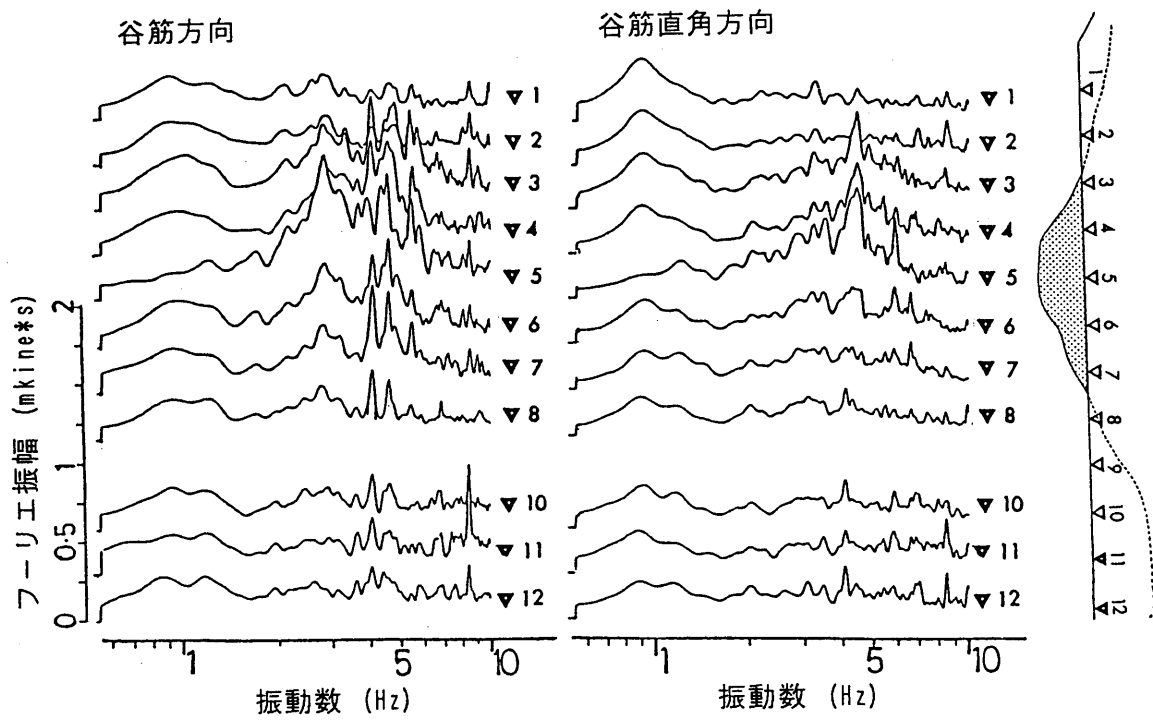


図 4.3.3 埋谷地盤における常時微動のフーリエスペクトル

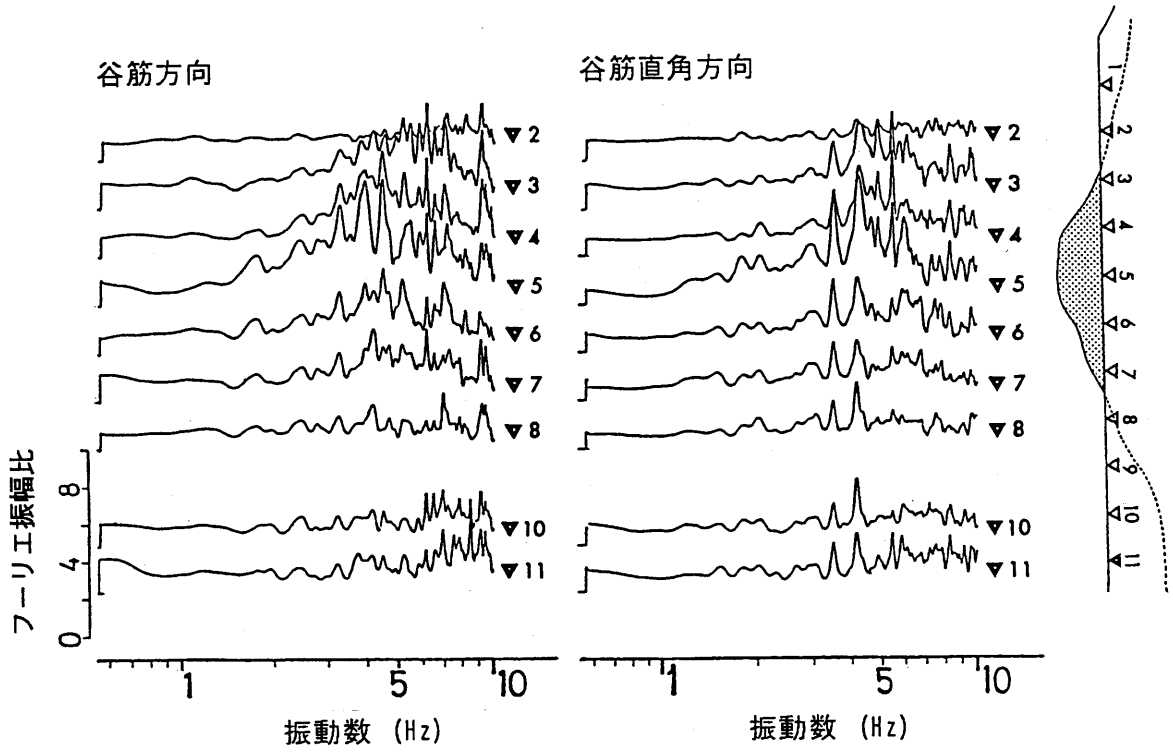


図 4.3.4 切土上 (▽1) で基準化された常時微動のスペクトル比

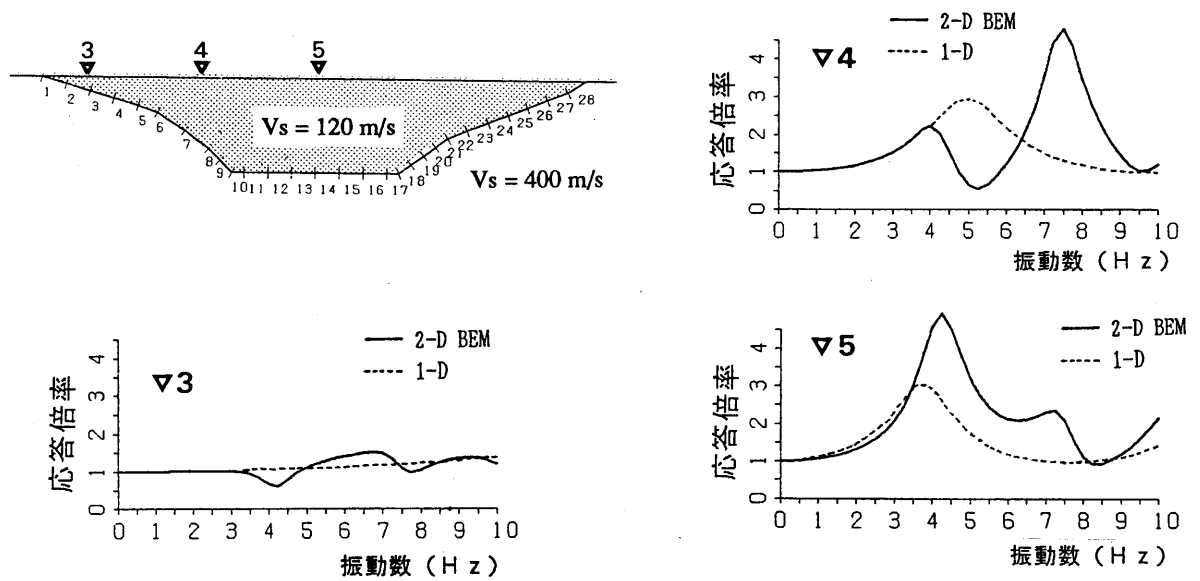


図 4.3.5 2次元解析による埋谷地盤の応答倍率特性

### 4.3.3 左右非対称な埋谷地盤の振動特性

ここでは、谷底を埋土した地盤の中から図 4.3.1 の D-D' 断面を対象として常時微動観測を実施した。この埋谷地盤の特徴は、中央で最大埋土厚 10 m であるが、西側で平均 2 m、東側で平均 7 m と左右非対称であることである。

常時微動観測は 1989年 3月、110 m の測線上で 10 m 間隔に 12 台の固有周期 1 秒の常時微動計を設置して、谷筋（南北）方向と谷筋直角（東西）方向に分けて静穏時に約 30 分間ずつ行われた。観測地点と波形例を図 4.3.6 に示す。収録されたデータは時間刻み 0.05 秒で AD 変換され、安定した 40 秒間の記録から平均振幅値と切土部で基準化されたフーリエスペクトル比を算出して、図 4.3.7, 8 に示す。以下に考察をまとめる。

#### (1) 埋土厚さとの対応

常時微動の波形例を見ると、埋土上では振動レベルが埋土の厚さに対応して大きくなり、中央部は切土上に比べて約 2 倍の振幅であることが分かる。また、切土部と埋土部の波形から、埋土部では特定の周期の波が増幅されていることが読み取れる。

#### (2) 方向性

埋土部の振動性状には方向性があり、増幅される振動レベルは谷筋方向の方がその直角方向より 2 割程度大きく、卓越振動数も谷筋方向が低めになる。これは、谷筋直角方向の振動は埋土部両側の切土部により拘束されるためであると考えられる。

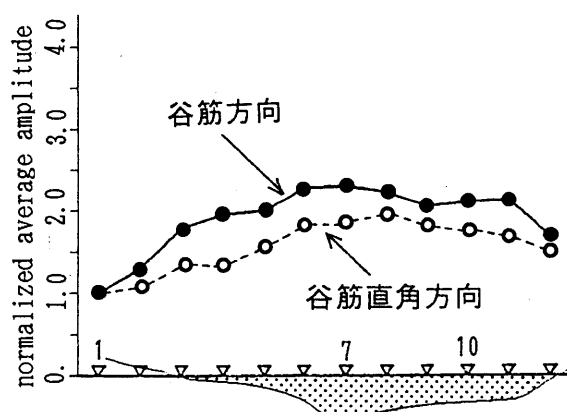


図 4.3.7 非対称な埋谷地盤における微動の平均振幅

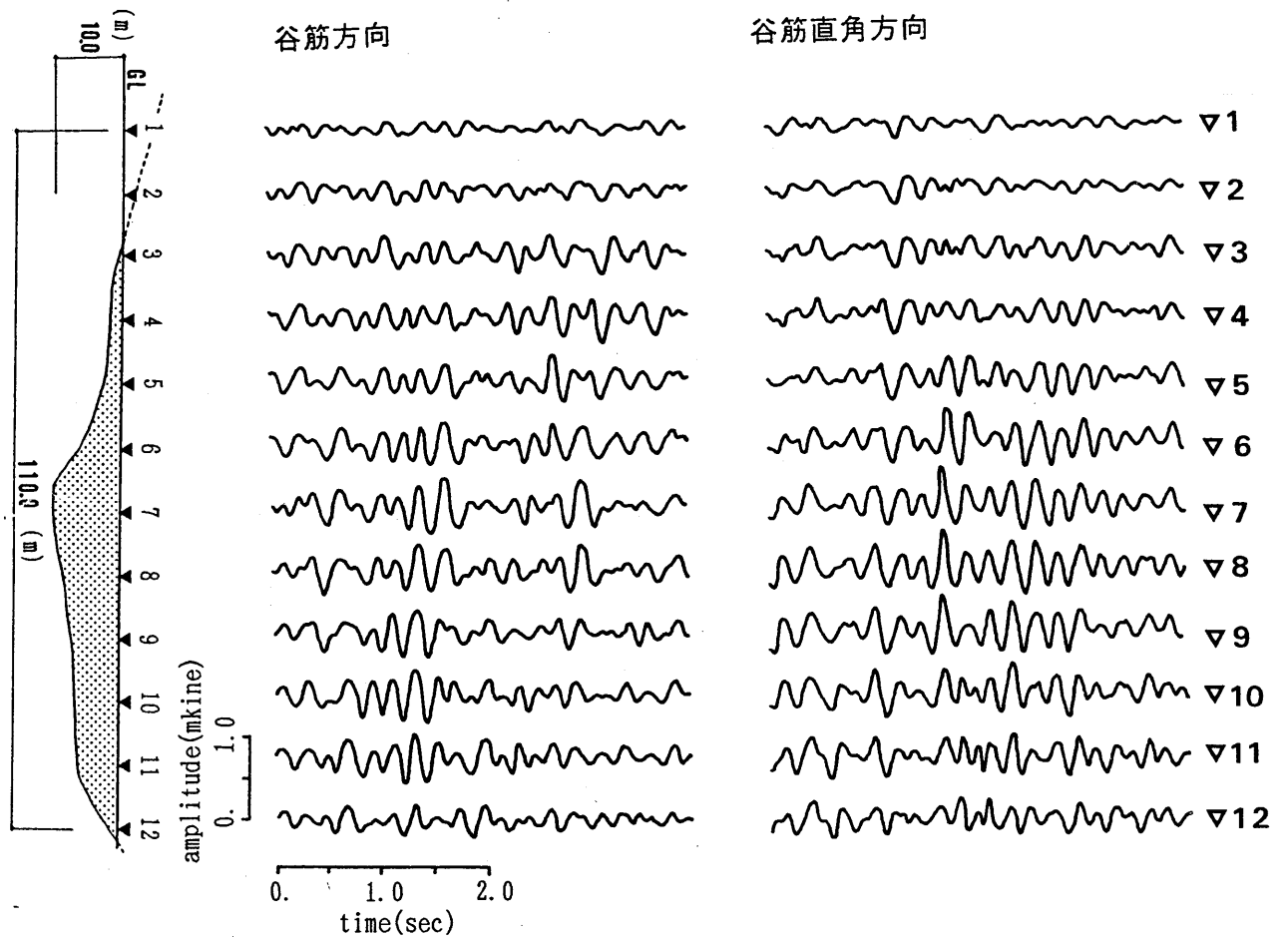


図 4.3.6 非対称な埋谷地盤における常時微動の波形例

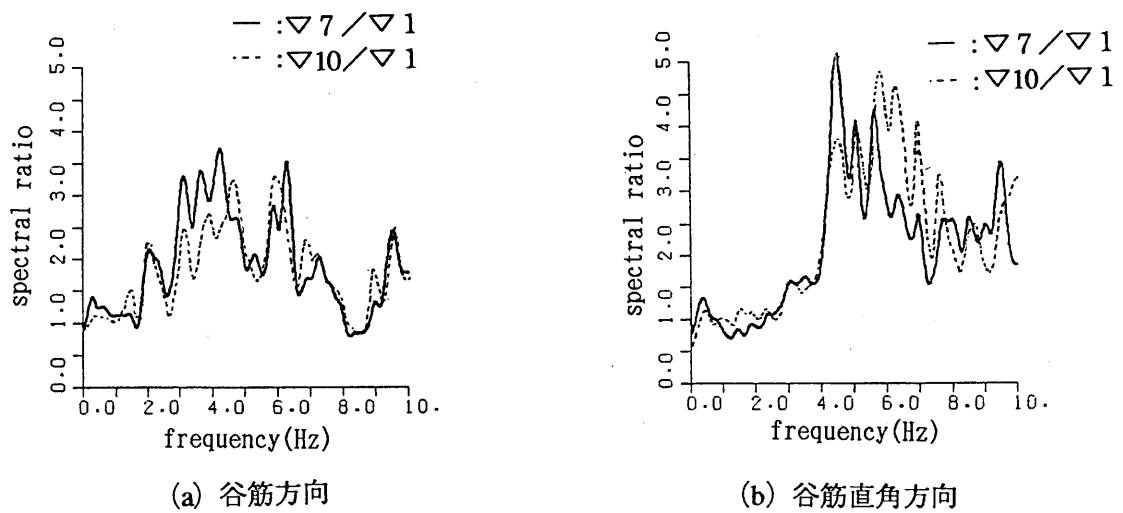


図 4.3.8 切土上 (▽1) で基準化された常時微動のスペクトル比

## (3) 2次元解析との対応

以前の左右がほぼ対称な埋谷地盤と同様にして、常時微動観測が行われた造成地盤を平面歪状態と考え、図 4.3.10 に示す地盤モデルで2次元境界要素法により定常応答解析を行った。この際、地盤定数や入力波は以前と同じものを用いた。

図 4.3.9 に常時微動観測のスペクトル比が示された地点と同様に埋土中央部(▽7)と東側で埋土厚が6.5 mの地点(▽10)の応答倍率を1次元解析の結果と合わせて示し、以下に考察を行う。

- ・2次元解析の応答倍率特性を1次元解析と比較すると、卓越振動数がやや高めになり、応答倍率が増大し、またピークの個数も増加する傾向があることが分かる。
- ・常時微動による谷筋方向のスペクトル比とSH波入射による2次元解析から求められた応答倍率特性を比較すると、中央部(▽7)はとピークのなだらかな山の中心の振動数が3.5 Hz付近で、一方の東地点(▽10)は5 Hz付近となることは共通している。しかし、観測結果ではこのピークの他に非常に多くのピークを有することが、2次元解析結果と大きく違っている。しかし、1次元解析と比較すると2次元解析の方が多くを有するため、1次元解析よりは不整形地盤の振動特性を良く表わしていることが分かる。

1次元解析よりも2次元解析結果の方がピークが多くなるという現象をより明確にするために図 4.3.10 に各振動数毎の地表面上の応答倍率分布を示して、それぞれのピークでの振動モードを求めた。なお、ピークには位相の変化を明確にするため入射波を基準としてほぼ同位相の場合○印、逆位相の場合●印で示してある。

- ・3 Hz付近で埋土厚が最大となる中央部が1次の卓越を示し、この時地表面上の水平方向の振動モードは両端固定の1次モード形を示して、埋土厚に対応して大きく増幅している。
- ・4~5 Hz付近で埋土厚が7 m付近の地表面が卓越し、水平方向では埋土中央部を節にした2次モード形を示している。
- ・さらに高振動数域になると埋土厚の薄い部分の1次と厚い部分の高次の卓越が重なって、水平方向には高次の振動モードとなる。
- ・このように埋谷地盤で卓越振動数の個数が増加する主な原因は、波が傾斜基盤で反射することにより斜め方向や水平方向に重複反射するためであると推定できる。

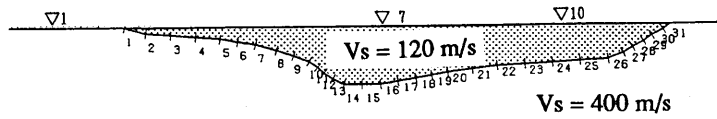
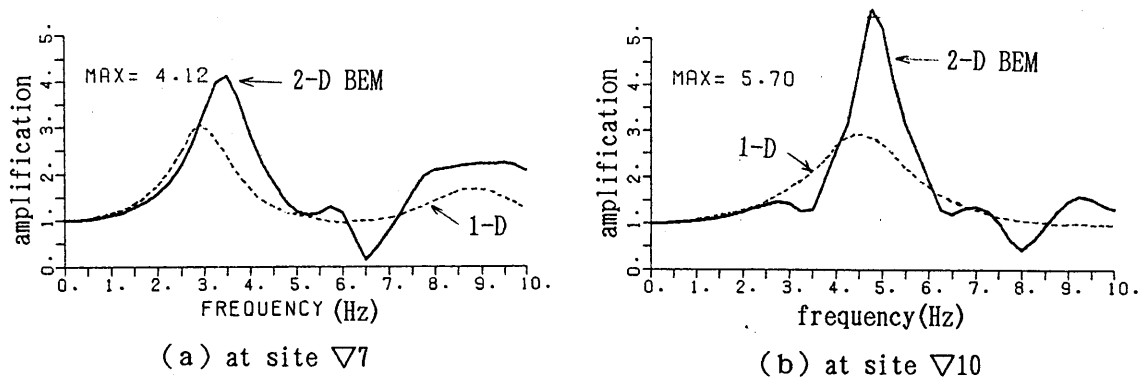


図 4.3.9 2次元解析による非対称な埋谷地盤の応答倍率特性

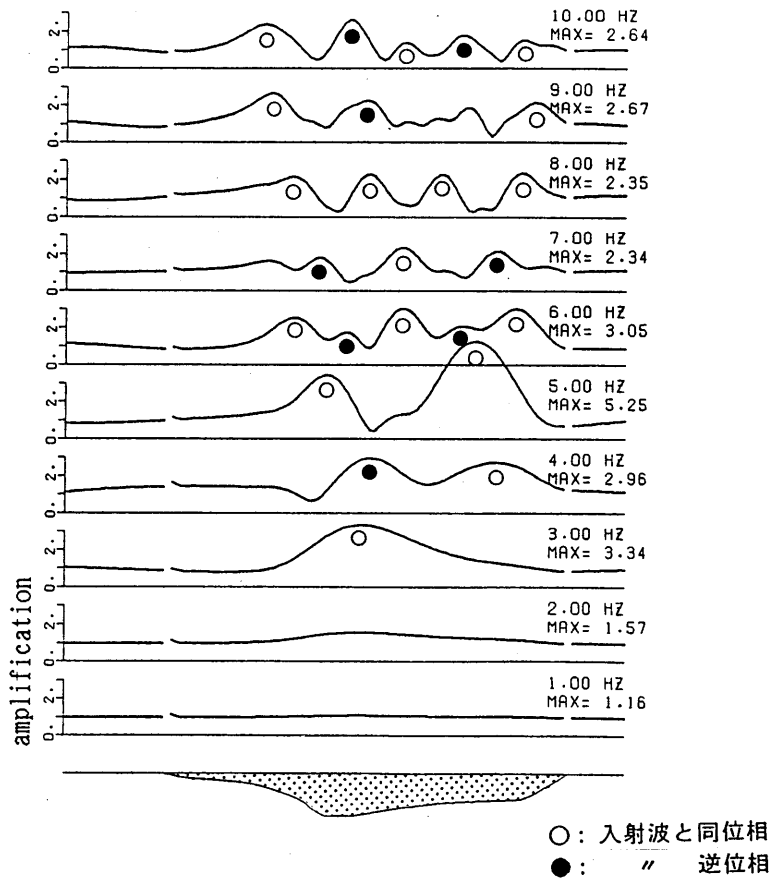


図 4.3.10 2次元解析による非対称な埋谷地盤の振動数毎の応答倍率分布



## 4.4 構造物の振動特性に及ぼす埋谷地盤の影響

### 4.4.1 各階建設毎の構造物の振動性状

構造物の階数と固有振動数の関係を把握するため、1階床から5階（R階）床まで各階建設毎に行った観測結果を固定点として共通に計測された切土部（図4.2.1の▽G）を基準点として、構造物の最上階の中央部のスペクトル比を求めて以下のように考察をまとめた。

切土部を基準とした各階建設毎の最上階のスペクトル比（図4.4.1）から卓越振動数を求め、その階数の構造物の固有振動数とした。その結果、1階建の時点では、関心ある振動数域内には固有振動数はないが、2階建、3階建、4階建の順に1次固有振動数は、谷筋（短辺）方向に9.1 Hz, 6.8 Hz, 5.9 Hz 付近、谷筋直交（長辺）方向には、不明瞭、7.3 Hz, 6.1 Hz 付近となり、階数が増加すると固有振動数は低下する一般的な傾向が認められた。（図4.4.2 参照）

固有振動数  $f$  と構造物総階数  $N$  との関係を探ると  $f = 1/0.04N$  となり、 $N/f$  の値 0.04 は平均的なRC造構造物を対象とした値 0.06 よりかなり小さめである。これは、この構造物が学校建物であるために壁量が多いために剛性が高くなったと考えられる。

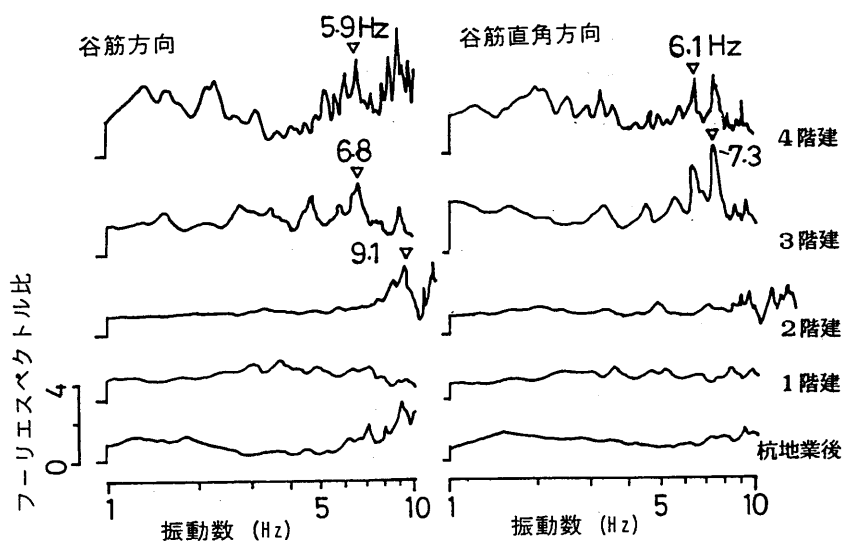


図 4.4.1 構造物各階建設毎の切土上で基準化された最上階のスペクトル比

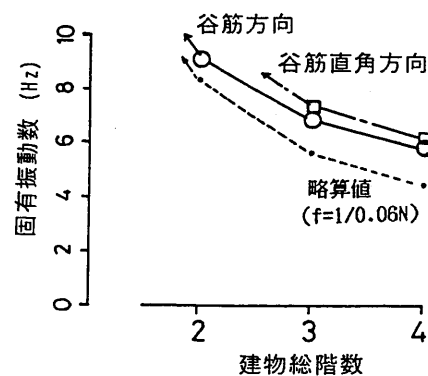


図 4.4.2 構造物階数と固有振動数の関係

#### 4.4.2 埋谷地盤上に建つ構造物の振動性状

建設5年後に管理棟の西側5スパンが増築され、埋土部を完全にまたぐ状態になったのを機に、以前から観測を行ってきた埋土と切土部にまたがる教室棟と合わせて常時微動観測を実施した。観測地点は、各構造物の1階と最上階の各5地点と埋谷上であり、結果を波形・平均振幅・スペクトルと1階東端部で基準化されたスペクトル比でまとめて図4.4.3～6に示した。これらの図から埋谷地盤上に建つ構造物の振動特性を以下のように考察する。

##### (1) 地盤上と1階床上の振動

二つの構造物とも埋谷地盤上とそれに近接する1階床上の波形はほぼ同一であり、スペクトルではスラブ効果のために地盤上に比べて1階床上は5 Hz以上の高振動数域で若干減少しているが、それ以下の振動数域ではほぼ等しい。これは埋土上での5 Hz以下の比較的長い周期の振動は構造物にほぼそのまま伝播されることを意味している。

##### (2) 方向性

構造物各地点の振動性状の分布を見ると谷筋方向と谷筋直角方向でははっきりとした違いが読み取れる。すなわち、谷筋方向では構造物直下の地盤が埋土であるか切土であるかに影響されて振幅レベル、スペクトルピークが変化するが、谷筋直角方向にはほとんど変化がない。この原因としては、谷筋直角方向が構造物の桁行方向に当たり剛体的に振動することが挙げられるが、もともと埋谷地盤もこの方向には振幅レベルの差が小さいことも影響していると考えられる。

##### (3) 埋谷地盤の1階床上への影響（谷筋方向）

埋土と切土部にまたがる教室棟の1階スラブ上では、埋谷上になる西側が切土上になる東端に比べ2倍程度振幅レベルが大きい。また、埋谷部を完全にまたぐ管理棟では埋谷上である中央で振幅レベルが切土部に比べて1.5倍程度大きい。スペクトルでも埋谷部の卓越振動である4 Hz付近のピークが埋谷上の1階床上で大きくなる傾向がある。

このように谷筋方向が梁間方向に当たる構造物には埋谷地盤の振動性状が基礎部を通じて1階床スラブ上に顕著な影響を及ぼし、その傾向は構造物が埋谷部を完全にまたぐとかなり和らげられることが分かる。

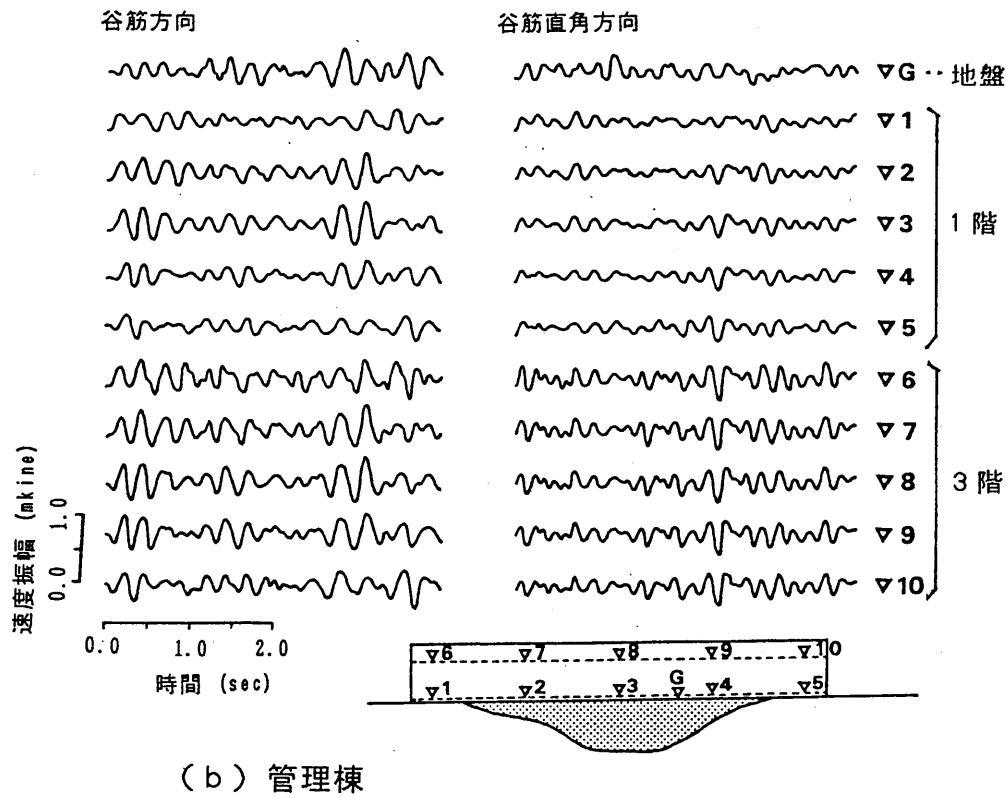
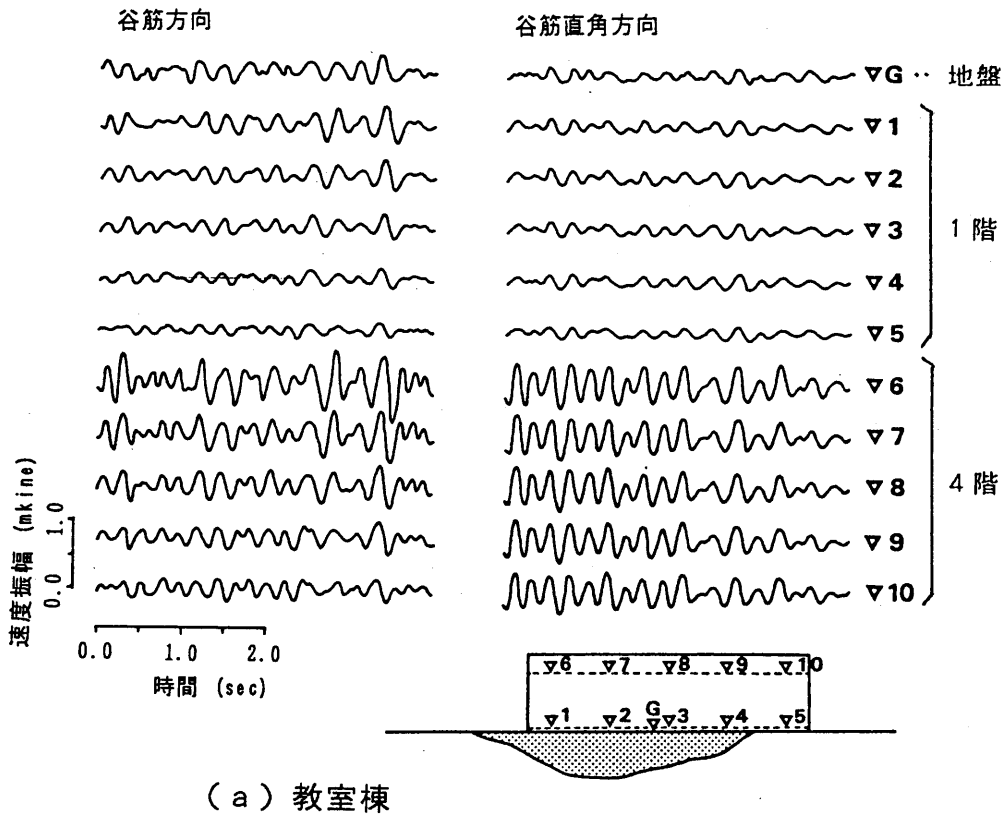


図 4.4.3 埋谷地盤上と構造物各位置での常時微動波形の例

(4) 埋谷地盤の構造物の振動への影響 (谷筋方向)

埋土と切土にまたがる教室棟の最上階では埋土上の振幅レベルが切土上に比べて2倍以上大きく、その比は1階床上よりも顕著である。これは、この構造物が切土上を節に埋土上を腹にしたモードで振動していることを意味し、変位勾配の大きくなる埋谷と切土の境界部の桁行方向の柱・壁・梁部材に局所的な応力集中が起こる可能性があることを示している。

これに対して管理棟では逆に3階床上で振幅レベルが均一化されて埋土上と切土上との差がほとんど見られなくなっている。これは教室棟に比べて構造物の両端を切土により拘束されている影響であり、境界部の桁行方向部材に対する応力集中が起こる可能性はかなり減少すると考えられる。しかしこのような場合には、埋土上の鉛直方向で変位勾配が大きくなるために柱部材に谷筋方向の局所的なせん断力が発生する可能性がある。

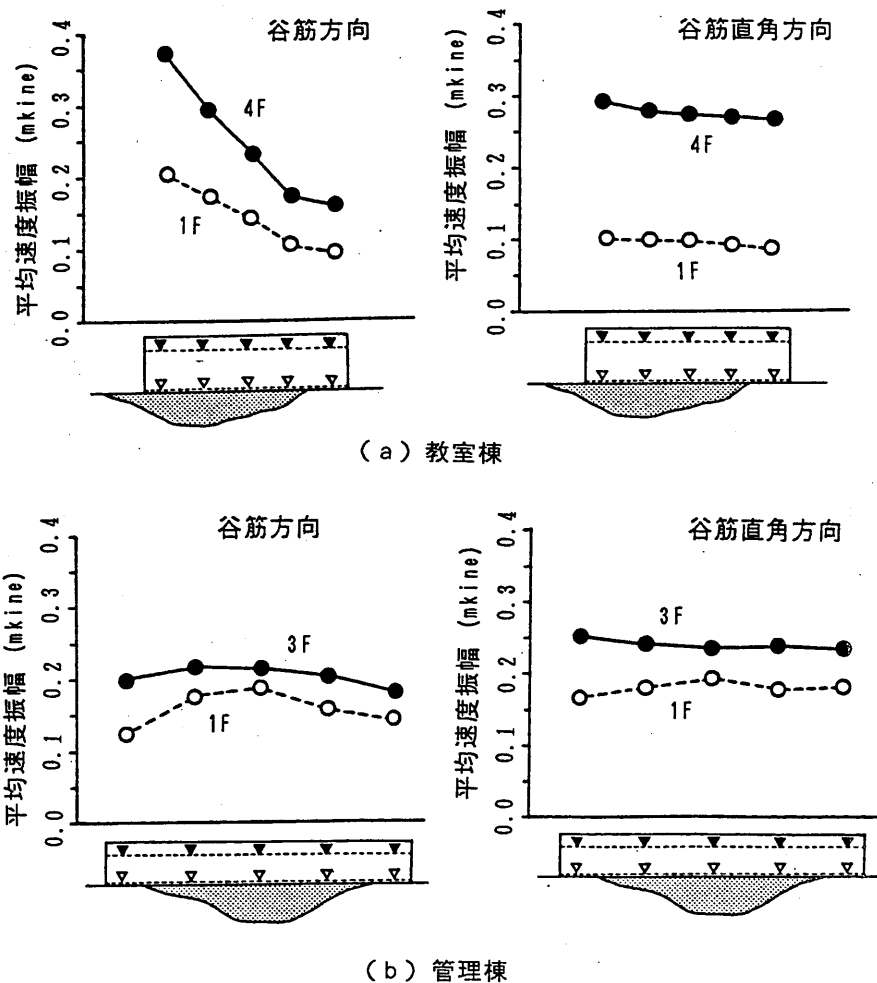
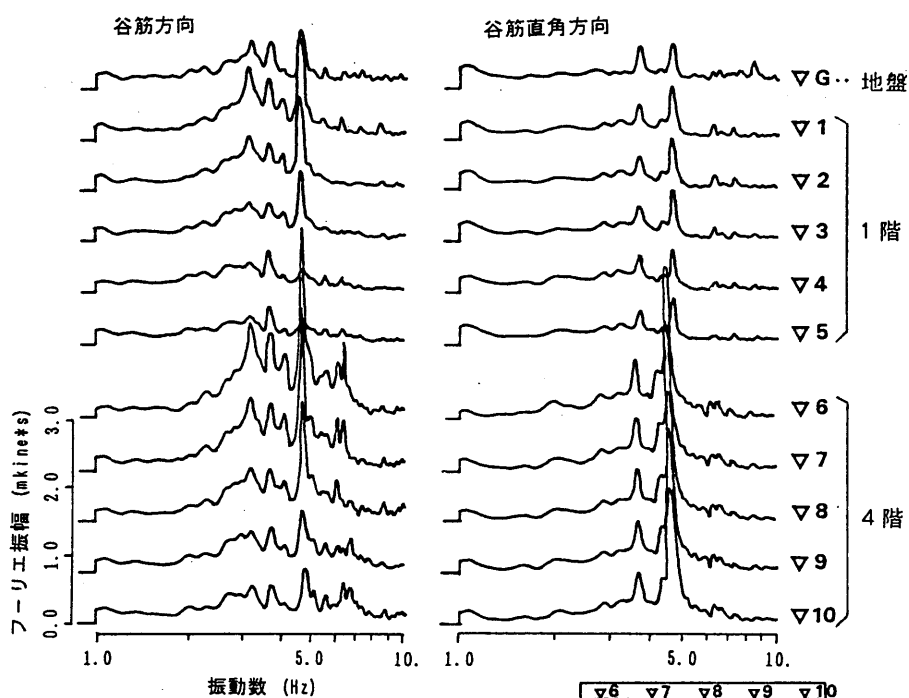
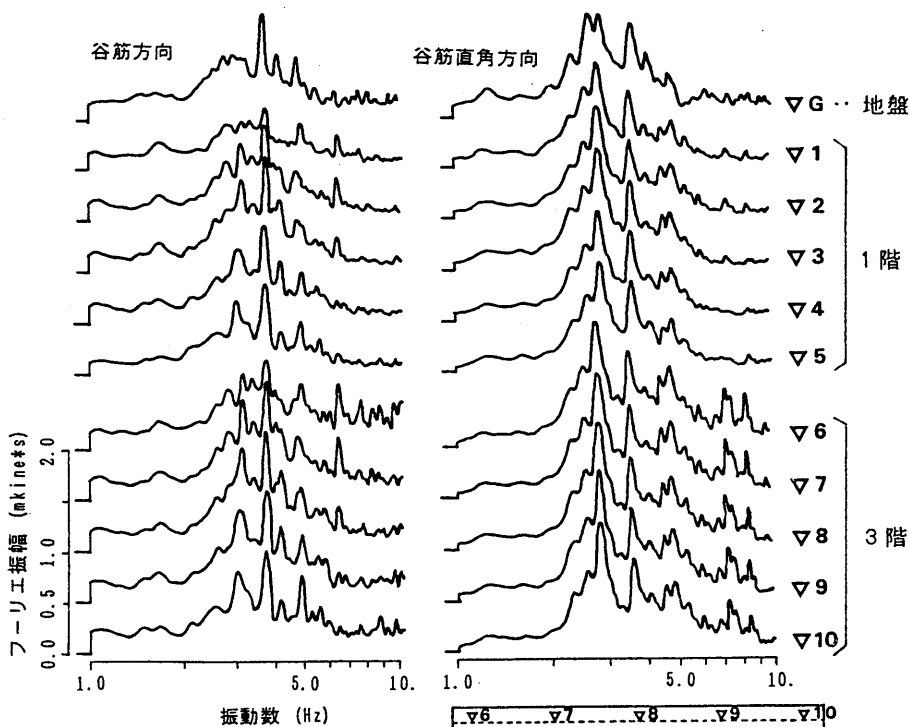


図 4.4.4 構造物1階及び最上階各位置での平均振幅分布



(a) 教室棟



(b) 管理棟

図 4.4.5 埋土地盤上と構造物各位置でのフーリエスペクトル

(5) 埋谷地盤を含めた伝達関数

埋谷地盤上に建つ構造物の伝達関数を切土上である東端の1階床上を基準にして埋谷上と切土上で求めて見ると(図4.4.6), 谷筋直角(桁行)方向では両者はほぼ等しくなるが, 谷筋(梁間)方向ではかなり形状が異なり, その傾向は埋土と切土にまたがる教室棟で顕著である。埋土上での伝達関数の卓越振動数は, 二つの構造物とも4Hz前後に現れている。これは谷筋方向の埋谷地盤の卓越振動数にほぼ等しく, 従ってこの伝達関数は埋谷地盤と構造物を含めたものであると考えられる。このように埋谷地盤上に建つ構造物の梁間方向の伝達関数は切土上を基準に計測し, 構造物の各地点で地盤の影響を受けてかなり変化することを考慮する必要がある。

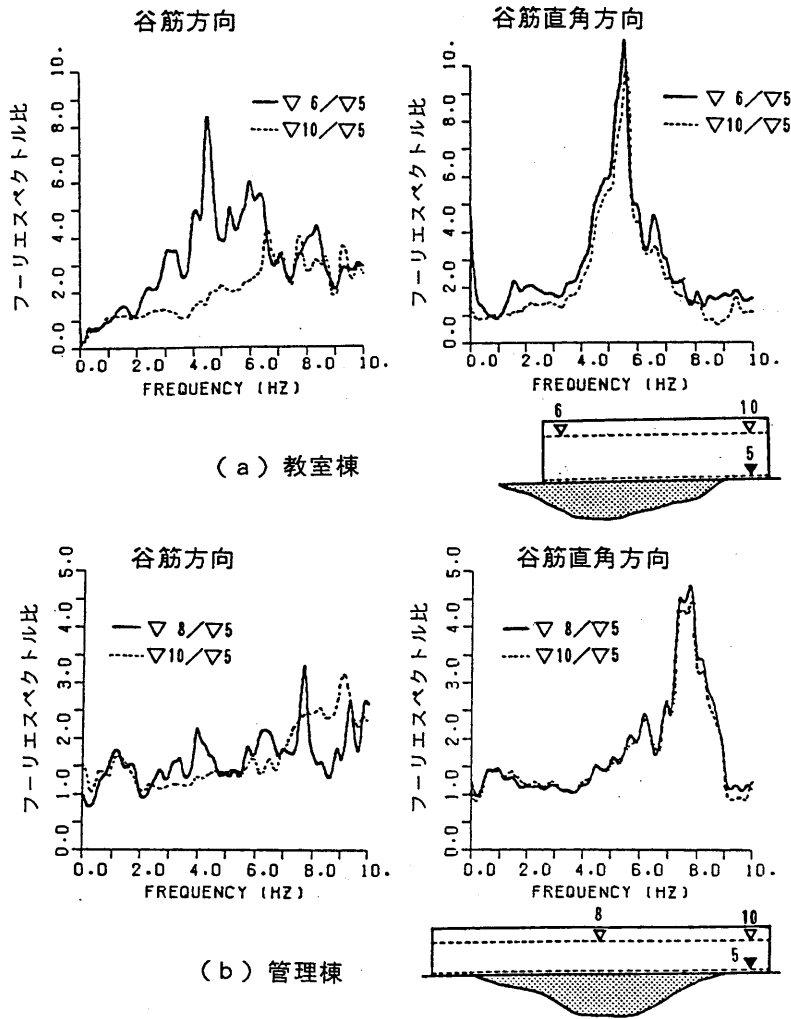


図 4.4.6 構造物 1 階東端部で基準化された最上階のスペクトル比

## (6) 2次元解析との比較

ここでは、図 4.4.7 に示すように埋谷地盤 - 構造物系を2次元境界要素法によってモデル化を行い、鉛直下方からの平面SH波入射に対する各地点の変位応答倍率を求めた。

なお、解析手法については第3章で詳細に解説してあるためここでは省略するが、半無限の条件を満たした基本解であるグリーン関数をすべての領域に対して用いるために、構造物の頂部を  $y=0$  の座標上に設定し、見かけ上では全体を地下に埋没させたモデルになっている。

各振動数毎の構造物頂部の応答倍率分布を図 4.4.8 に、構造物頂部の西端・中央・東端の3地点の応答倍率特性を図 4.4.9 に示す。これらの図と常時微動観測結果を比較して、以下のように考察をまとめる。

- ・ 観測結果の谷筋方向の平均振幅分布 (図 4.4.4) で見られた埋谷地盤による特徴的な振動モードは 3 Hz 付近に生じ、教室棟と管理棟を比較すると教室棟の方が5割程度応答倍率が高い。
- ・ 3地点の応答倍率特性と観測結果の谷筋方向のスペクトル比 (図 4.4.6) とを比較すると観測結果で現れた 4 Hz 付近のピークが数値解析では 3 Hz 付近に生じ、管理棟の応答倍率が数値解析でやや大きくなるなど、定性的には一致しない点もあるが、埋土部による局部的な増幅効果についての傾向は良い一致を示していることが分かる。

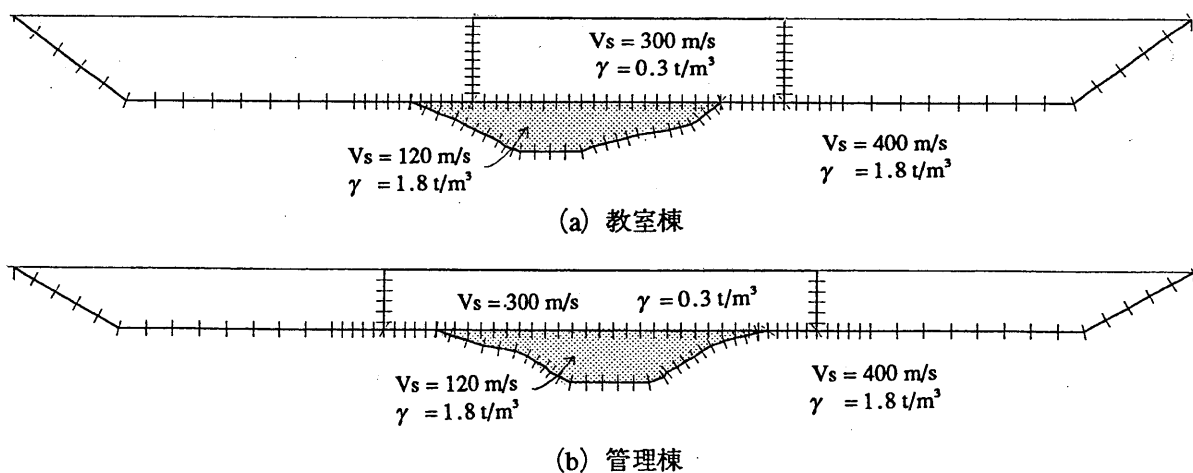


図 4.4.7 地盤 - 構造物系の境界要素法による2次元解析モデル

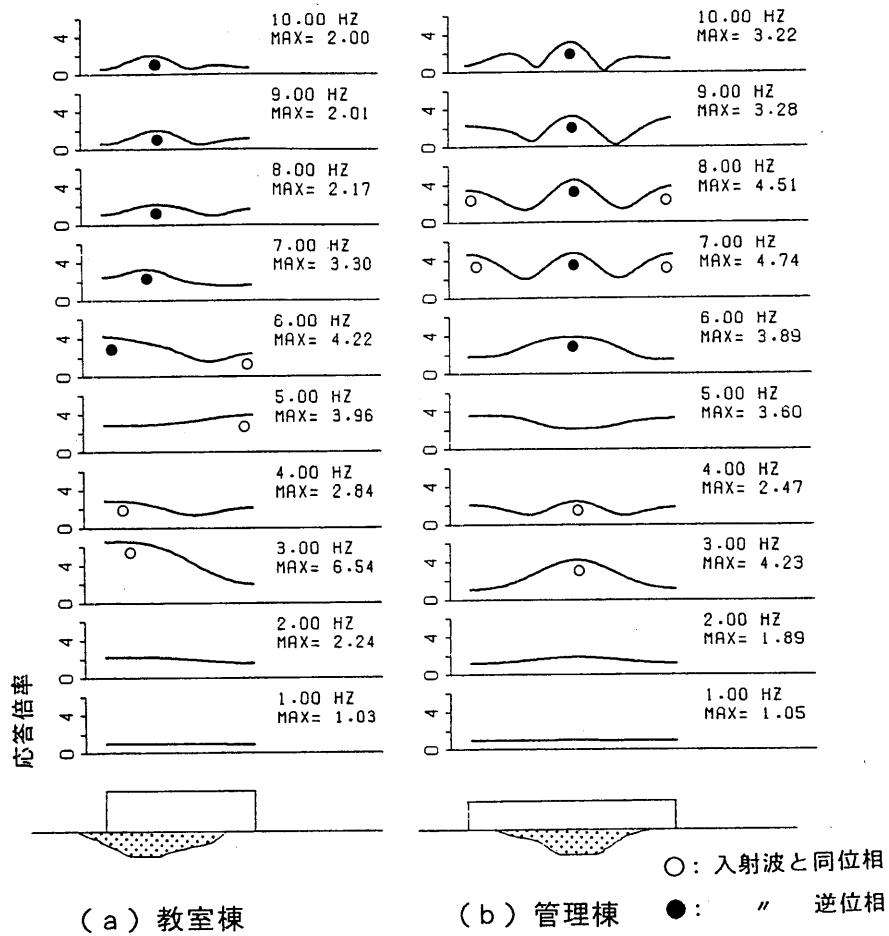


図 4.4.8 2次元解析による振動数毎の応答倍率分布

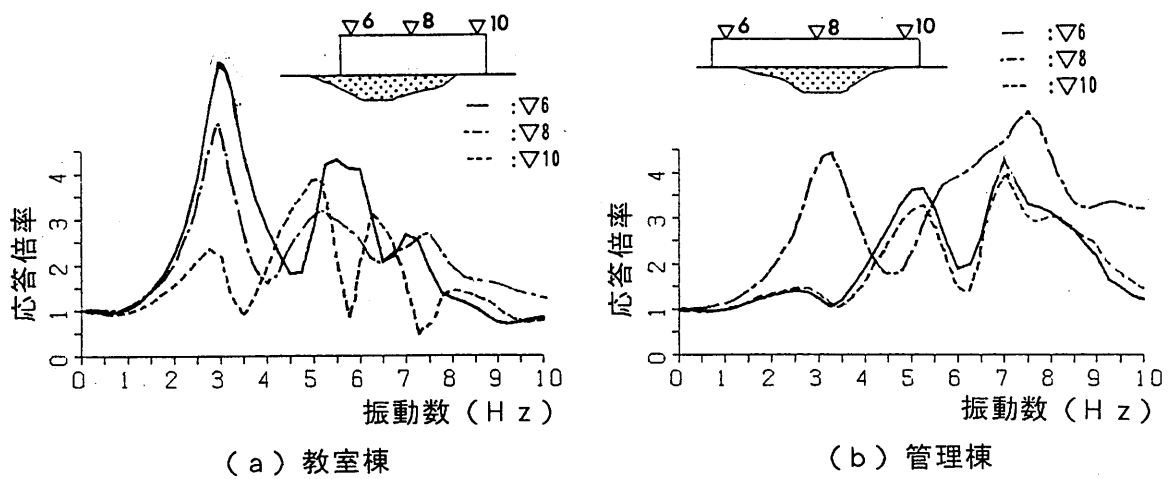


図 4.4.9 2次元解析による最上階各位置での応答倍率特性



## 4.5 まとめ

この章では、丘陵造成地における埋谷地盤及びその上の構造物の振動性状を常時微動の利用により実証的に明らかにすることを目的として、問題を地盤構造の不規則性による局所的増幅効果と地盤-構造物の相互作用、構造物の振動への地盤の影響とに分けて検討を加えた。ここで、取り上げられた不整形地盤・構造物の振動性状は事例的ではあるが、今回の常時微動観測より明らかにされた事項をまとめると以下のようになる。

### ● 造成前の地山・谷底部の振動性状

地山には表層風化層の存在で若干の卓越振動があるが、切土部とともに振動性状は、埋谷地盤や構造物振動に対して特徴的な卓越はない。これに対して谷底部では谷底堆積層により著しい卓越振動が生じるが、土地造成によりその影響はかなり減少する。

### ● 埋谷地盤の振動性状

- ・埋谷地盤では、切土部を周辺境界として一つの卓越振動数で埋谷部全体が一体となった振動を呈し、振幅レベルやフーリエ振幅は埋土が厚くなるにつれて増大する傾向がある。
- ・埋谷地盤の振動には方向性があり、谷筋方向が相対的に振幅レベルが大きくなる。また、埋谷地盤の周辺基盤が全体の剛性を高める効果も谷筋直角方向の方が強くなり、中央部での卓越振動数は、その直下の地層を用いて一次元解析によって得られた値よりかなり高めとなる。

### ● 構造物の振動特性に及ぼす埋谷地盤の影響

- ・埋谷地盤の増幅された振動は5 Hz以下の振動数域では構造物1階床にほぼそのまま伝播される。
- ・埋谷地盤の影響は構造物の桁行（谷筋直角）方向では全体に一様であるが、梁間（谷筋）方向では埋谷上の部分と切土上では異なった振幅レベルとなり、その値は埋土と切土にまたがる構造物では2倍以上になる。
- ・埋土と切土にまたがる構造物は、梁間（谷筋）方向で埋谷地盤の振動特性の影響を強く受け、切土上を節に埋谷上を腹にした振動モードを呈する。
- ・一方、埋谷を完全にまたいで両端が切土上にある構造物では、構造物の振動特性に与える埋谷地盤の影響はかなり小さくなる。

## 第5章 境界要素法による埋谷地盤の

### 振動特性と構造物への影響

#### ● はじめに

丘陵地において切り盛り造成された地盤は、地表面形状や地下構造の不規則となるいわゆる不整形地盤である。このような地盤では大地震により、平坦地の場合と異なった様相の著しい被害がこれまでに多くみられた。これらの被害の主な原因は、地盤の不整形性による局所的な増幅効果にあると言われており、この種の被害を防止・軽減するには不整形地盤の振動性状ならびに構造物と地盤の動的な相互作用性状を明らかにしなければならない。

この章では、一般的な沖積谷地盤を対象にして、その形状や地盤定数などが地盤全体の振動性状に及ぼす影響とその上に建てられた構造物が受ける不整形地盤の振動性状の影響などについて数値解析的に調べる。

はじめに、一般的な沖積谷地盤を境界要素法でモデル化して、①基盤と沖積谷のせん断波速度比、②沖積谷の幅と深さの比、③傾斜の基盤角などをパラメータとして2次元定常応答解析を行ない、1次元波動論による結果と比較して、それぞれの要因が沖積谷地盤の振動特性に及ぼす影響を把握する。

次に、4章で常時微動観測によって実証的に研究された埋谷地盤を用いて、2次元定常応答解析を行い、両端部で傾斜する埋土層の形状が地盤振動に及ぼす影響をより深く考察する。

最後に、埋谷地盤の上に建てられた構造物を一体系でモデル化して2次元定常応答解析を行い、構造物が受ける地盤振動の影響を構造物の設置位置に対して検討する。特に埋谷地盤をまたいで建てられた構造物に生じると考えられるねじれ振動や構造物内部の水平・鉛直方向の歪分布性状について考察する。

なお、この数値解析では3章で解説した2次元境界要素法が用いられており、ここで扱う入射波は鉛直下方より上昇するSH波とし、定常応答解析では地盤と構造物を均質等方粘弾性体と仮定している。

## 5.1 一般的な沖積谷地盤の振動性状

ここでは、一般的な沖積谷地盤を境界要素法でモデル化して、① 基盤と沖積谷のせん断波速度比、② 沖積谷の幅と深さの比、③ 傾斜の基盤角などをパラメータとして2次元定常応答解析を行ない、1次元波動論による結果と比較して、それぞれの要因が沖積谷地盤の振動特性に及ぼす影響を把握する。

### 5.1.1 解析モデルの設定

この解析では、沖積谷地盤を単純化のために、基盤の傾斜角は左右とも一定であり、沖積谷内と基盤の地盤定数も一定であると仮定している。その上で、一般的な沖積谷地盤を表わすために、表 5.1.1 に示すように① 基盤と沖積谷のせん断波速度比、② 沖積谷の幅と深さの比、③ 傾斜の基盤角などをパラメータとして変化させている。なお、基盤が傾斜しても形状比が同じ場合には、沖積谷の面積が等しくなるように解析モデルが設定されている。

沖積谷地盤に一般的を持たせるために解析は全て無次元量を用いて行われるが、無次元化振動数  $\eta$  は入射波の波長と参照長さの比として表わされる。一般に、参照長さは、谷の半幅とする場合が多いが、この解析では卓越振動数を合わせるために沖積谷の深さ  $H$  を採用する。したがって、無次元化振動数  $\eta$  と実際の振動数  $f$  との関係は次式で表わせられる。

$$\eta = \frac{H}{V_{s1}} \cdot f \quad (5.1.1)$$

上式の  $V_{s1}$  は沖積谷のせん断波速度であり、1次元解析での1/4波長則によるとこの沖積谷の基盤平坦部では  $\eta = 1/4$  が1次の卓越振動数になる。

この解析では、3章で解説した2次元境界要素法が用いられ、沖積谷地盤の代表的な解析モデルの例を図 5.1.2 に示す。この図から半無限の基本解を用いると沖積谷地盤の解析モデルは、基盤との内部境界のみを要素分割するだけで良く、データの作成が非常に簡単であることが分かる。境界要素は一定要素を用い、要素分割は深さ方向には5分割程度として、水平方向には最大 ( $H/2R = 1/30$ ) の長さの場合での全要素数が70程度になるように設定している。なお、基盤の傾斜する近傍では要素長を小さくして、要素数を増やしている。

入射波は、鉛直下方より上昇する単位振幅の定常平面SH波として、沖積谷地盤上の図 5.1.1 に示される3地点の応答を求めて、沖積谷の影響を受けない自由地表面上の点 ( $P_0$ ) を基準として応答倍率と位相遅れを算定した。

表 5.1.1 沖積谷地盤の2次元解析におけるパラメータ

物理量	記号	設定したパラメータとその代表値
形状比	$H/2R$	$\underline{1/10}$ , $1/20$ , $1/30$
基盤傾斜角	$\psi$	$90.0^\circ$ ( $\tan\psi = 10/0$ ), $63.4^\circ$ ( $\tan\psi = 10/5$ ) $45.0^\circ$ ( $\tan\psi = 10/10$ ), $26.6^\circ$ ( $\tan\psi = 10/20$ ) $14.0^\circ$ ( $\tan\psi = 10/40$ )
せん断波速度比	$V_{s1}/V_{s2}$	$1/1.5$ , $1/2.0$ , $\underline{1/3.0}$ , $1/4.0$
単位体積重量比	$\gamma_1/\gamma_2$	$1/1$
無次元化振動数	$\eta$	$0 \sim 0.50$ ( $\eta = 0.25$ で $1/4$ 波長)
表層地盤の減衰定数	$h$	$0.02$
平面SH波の入射角	$\theta$	$0.0$ (鉛直入射)

注) 下線はパラメータの中の代表値を示す

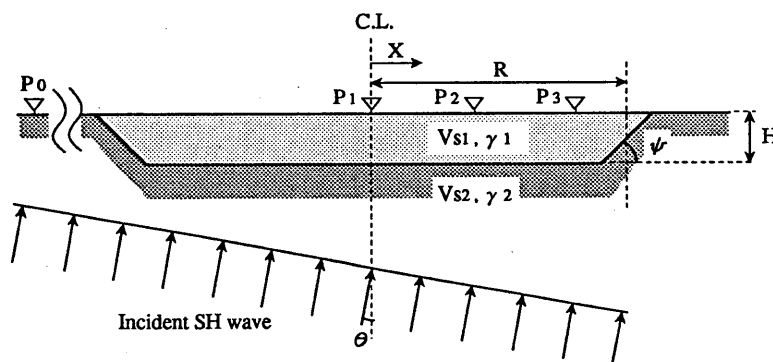


図 5.1.1 沖積谷地盤の解析モデルの概要

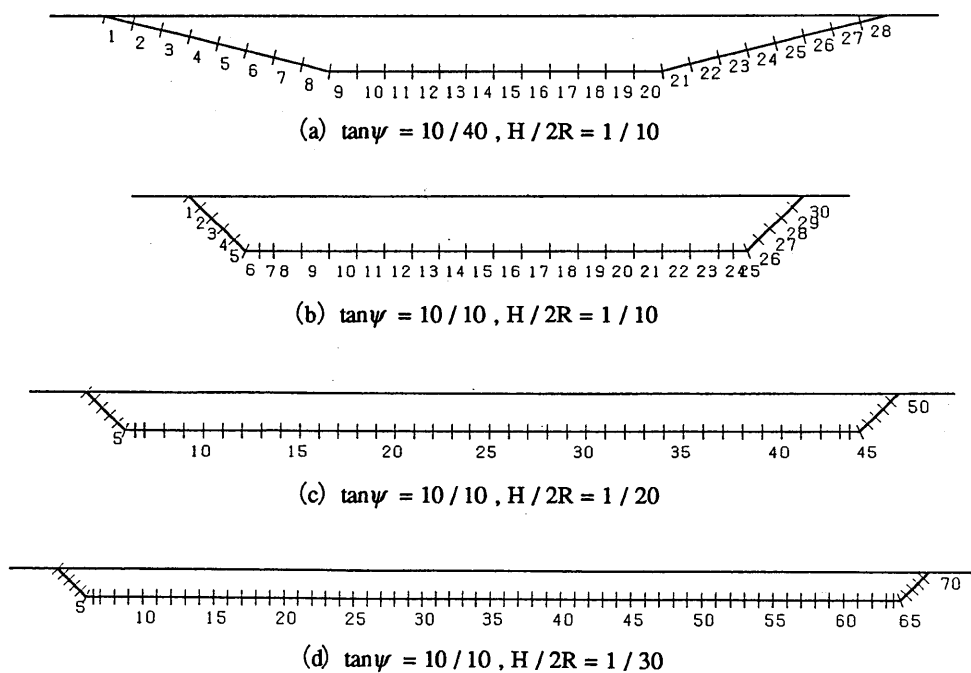


図 5.1.2 境界要素法による沖積谷地盤の解析モデル

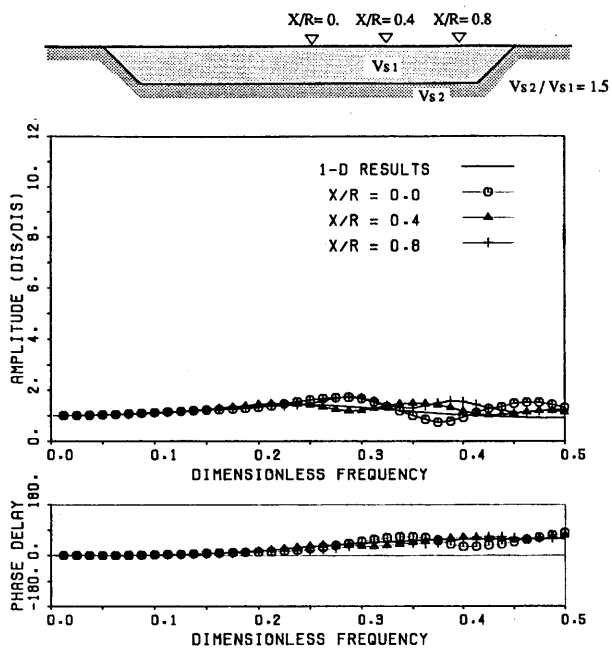
### 5.1.2 解析結果と各要因の分析

図 5.1.3, 4, 6 に, ① 基盤と沖積谷のせん断波速度比, ② 沖積谷の幅と深さの比, ③ 傾斜の基盤角をそれぞれ表 5.1.1 に示すように変化させて定常応答解析を行い, 自由地表面上の応答を基準とした沖積谷地盤上の応答倍率特性と位相遅れ特性を示す。なお, 図中には, 各地点の直下の土柱を用いた 1 次元解析による結果を比較のために併記している。

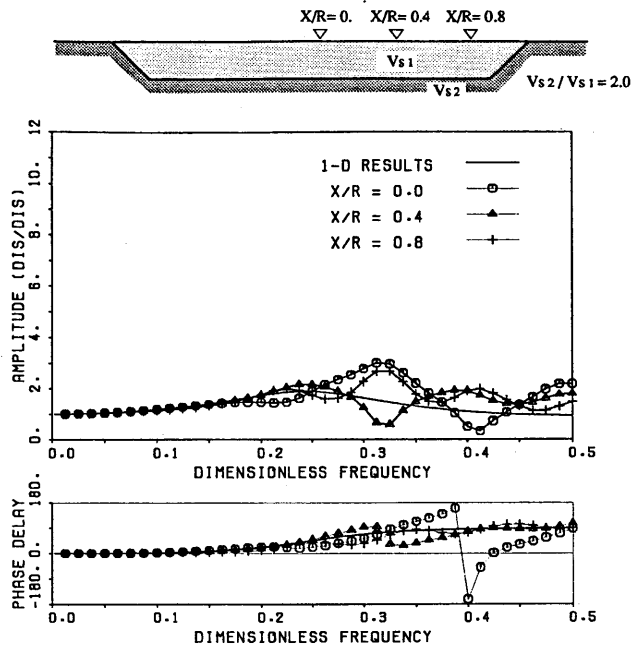
#### (1) せん断波速度比による影響

はじめに, 基盤と沖積谷のせん断波速度比を変化させた場合の沖積谷地盤の振動特性に与える影響を図 5.1.3 に示す解析結果から考察する。なお, この解析で用いた他のパラメータの値は, 沖積谷の形状比が  $H/2R = 1/10$  であり, 基盤の傾斜角が  $45^\circ$  である。

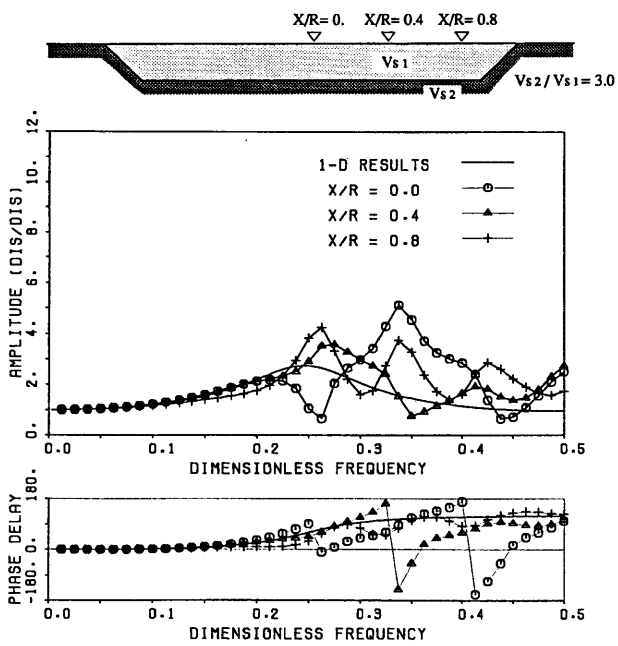
- 1) 基盤と沖積谷のせん断波速度比が大きくなると, 沖積谷地盤上の応答倍率特性は 1 次元解析結果と比較して, ① ピークの個数が増加して, ② 応答倍率が増大し, ③ 卓越振動数が高めに移行するなどの不整形地盤の特徴的な現象が顕著になる。さらに, 位相遅れの振動数特性もせん断波速度比が大きくなると, 高振動数側で卓越振動数の前後に生じる ④  $0^\circ \sim 180^\circ$  や  $-180^\circ \sim 0^\circ$  の位相の急激な変化が多く見られる。
- 2) 上記の特徴は, 沖積谷中央の基盤平坦部での 1 次卓越振動数  $\eta = 0.25$  より高い振動数域で生じている。特に  $\eta = 0.2$  までの低振動数域では, 2 次元解析による結果は 1 次元解析結果とほとんど等しい。
- 3) 基盤と沖積谷のせん断波速度比が  $1/1.5$  の場合には, 2 次元解析による結果は 1 次元解析結果とほとんど等しい。しかし, ほとんど応答倍率は 1.0 に近く, 位相遅れは  $0^\circ \sim 60^\circ$  の間で単調増加している。
- 4) 沖積谷の各地点の結果を比べると, 特に位相角の変化は, 谷の中央 ( $X/R = 0.0$ ) で顕著となる, 端部 ( $X/R = 0.8$ ) ではほとんど 1 次元解析結果と等しくなる。これは, 端部では基盤による拘束が強く作用しているためと考えられる。応答倍率特性にはこのような特徴は見当たらないため, 端部での位相の変化が伴わない卓越は, 主に水平方向の振動モードに起因していると思われる。



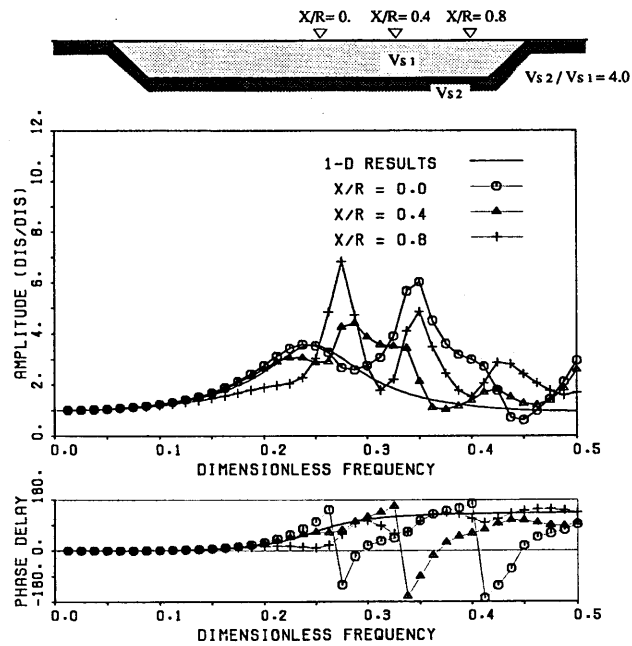
(a)  $V_{s1} / V_{s2} = 1 / 1.5$



(b)  $V_{s1} / V_{s2} = 1 / 2.0$



(c)  $V_{s1} / V_{s2} = 1 / 3.0$



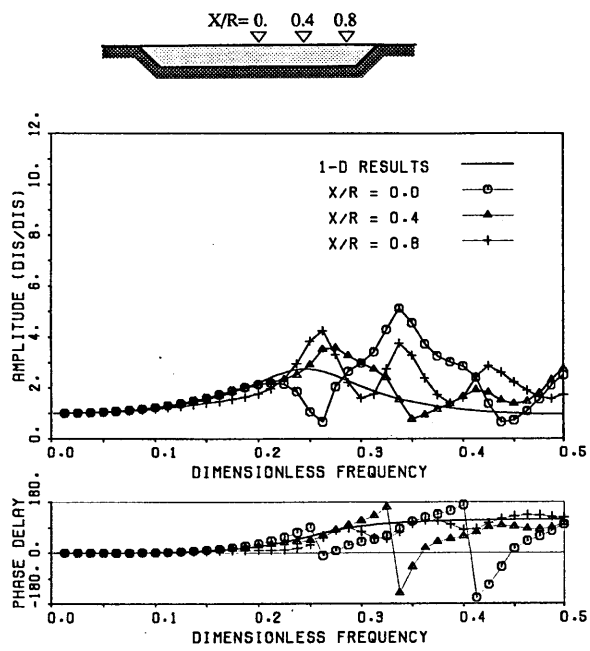
(d)  $V_{s1} / V_{s2} = 1 / 4.0$

図 5.1.3 せん断波速度比に対する沖積谷地盤の振動特性の影響 ( $\tan \psi = 10 / 10$ ,  $H / 2R = 1 / 10$ )

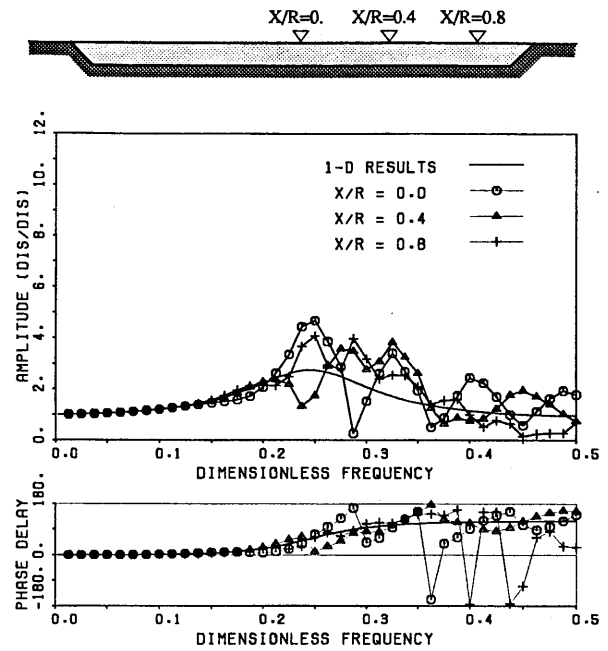
## (2) 沖積谷の形状比による影響

ここでは、沖積谷の幅と深さの比である形状比を、谷の幅を変化させることによって3種類の解析モデルを作成し、沖積谷上の応答倍率特性と位相遅れ特性をそれぞれ求めて図 5.1.4 に示した。なお、この沖積谷のせん断波速度比は  $1/3.0$  であり、基盤の傾斜角は  $45^\circ$  である。この図から形状比による沖積谷地盤の振動特性に及ぼす影響を以下のように考察する。

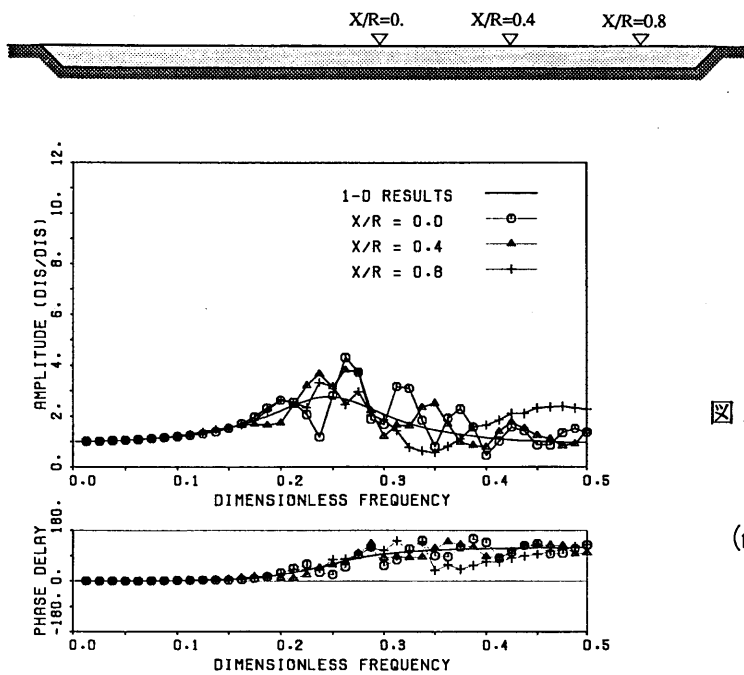
- 1) 沖積谷の形状比が大きくなり谷の幅が広くなると、沖積谷地盤上の応答倍率特性と位相遅れ特性は1次元解析の結果に接近する傾向がある。しかし、応答倍率特性を詳細に見るとピークの個数は形状比が激しくなると多くなる。また、このピークの振動数付近で位相角もわずかに変動する。通常沖積谷地盤の形状比は(c)のタイプに近いことを考えると、この結果は沖積層が厚い地表面上の常時微動のスペクトル特性である「ピークの個数が多いためにスペクトル形状がなだらかな山型になる」という現象と良い一致を示している。
- 2) 上記の特徴は、沖積谷中央の基盤平坦部での1次卓越振動数  $\eta = 0.25$  より高い振動数域で生じている。特に  $\eta = 0.2$  までの低振動数域では、2次元解析による結果は1次元解析結果とほとんど変わらない。
- 3) 沖積谷の各地点の結果を比べると、谷の中央部と端部で明確な差は生じていないが、最大応答倍率に着目すると中央部が最も大きい。



(a)  $H/2R = 1/10$



(b)  $H/2R = 1/20$



(c)  $H/2R = 1/30$

図 5.1.4 形状比の変化に対する  
沖積谷地盤の振動特性の影響

( $\tan \psi = 10/10, V_{s1}/V_{s2} = 1/3.0$ )



### (3) 基盤の傾斜角による影響

最後に、沖積谷の基盤の傾斜角を図 5.1.5 に示すように 5 種類の解析モデルを作成し、沖積谷上の応答倍率特性と位相遅れ特性をそれぞれ求めて図 5.1.6 に示した。なお、この沖積谷のせん断波速度比は  $1/3.0$  であり、形状比は  $H/2R = 1/10$  である。この図から基盤傾斜角の変化が沖積谷地盤の振動特性に及ぼす影響を以下のように考察する。

- 1) 基盤傾斜角が、 $90^\circ \sim 45^\circ$  の間で変化しても沖積谷上の応答にはほとんど影響が見られない。
- 2) 一方、 $45^\circ \sim 14^\circ$  まで変化させると、基盤傾斜角を小さくするほど卓越振動数が高めに移行している。これは、両側の基盤に接する面積が大きくなるために拘束効果が大きくなることと、入射波が傾斜した基盤で屈折して中央部に入り込むことが主な原因であると考えられる。
- 3) 上記の特徴は、沖積谷中央の基盤平坦部での 1 次卓越振動数  $\eta = 0.25$  より高い振動数域で生じている。特に  $\eta = 0.2$  までの低振動数域では、2 次元解析による結果は 1 次元解析結果とほとんど変わらない。

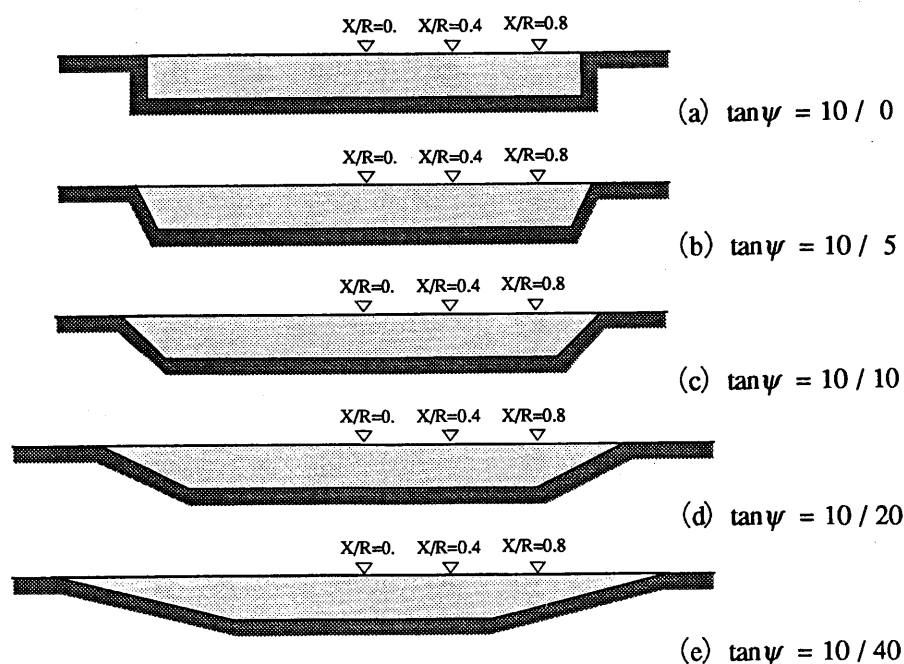
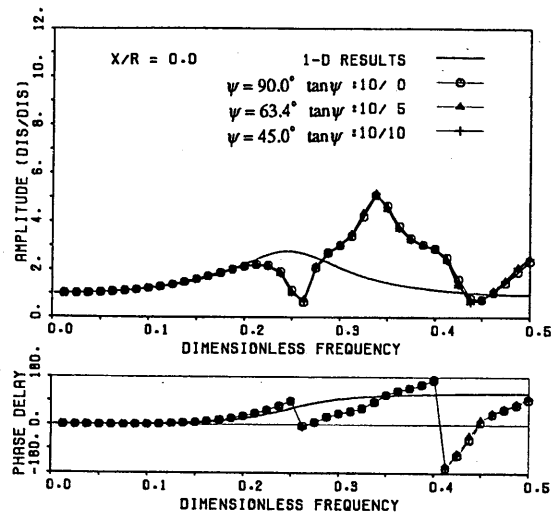
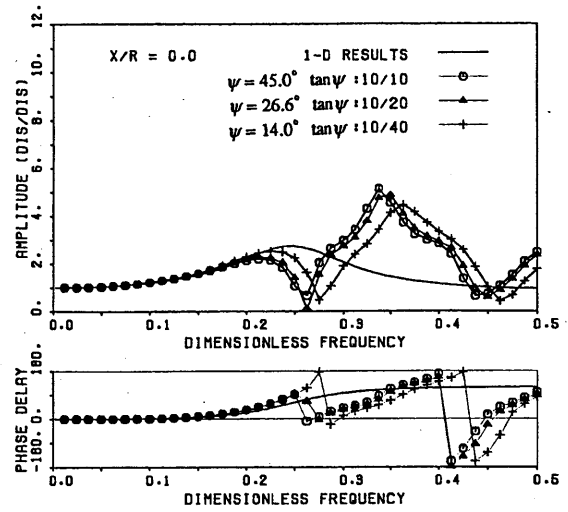


図 5.1.5 基盤傾斜角を変化させた解析で用いられた沖積谷地盤モデル

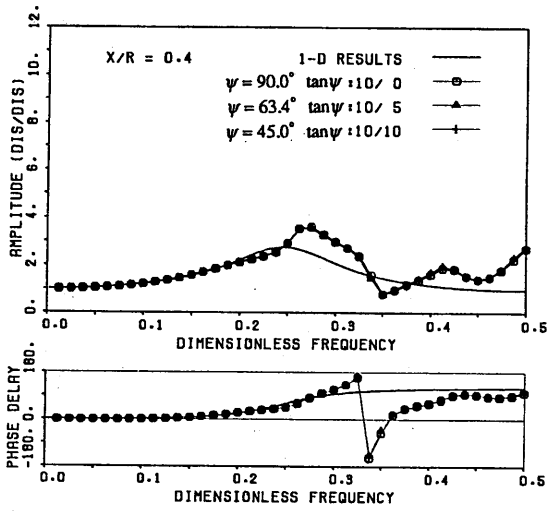
$$(H/2R = 1/10, V_{s1}/V_{s2} = 1/3.0)$$



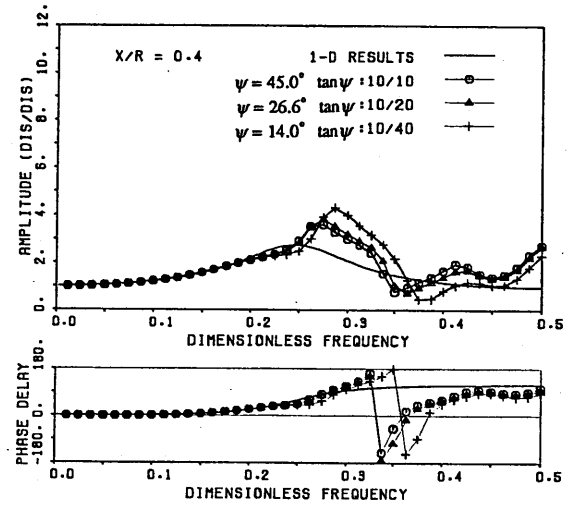
(a)  $X/R = 0.0$ ,  $\tan \psi$  の値が 10/0~10/10



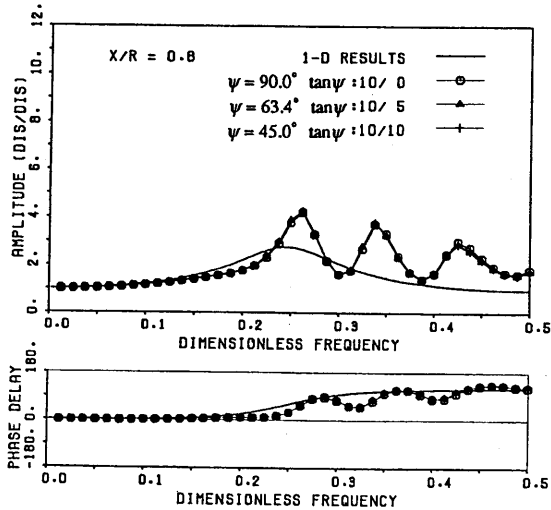
(b)  $X/R = 0.0$ ,  $\tan \psi$  の値が 10/10~10/40



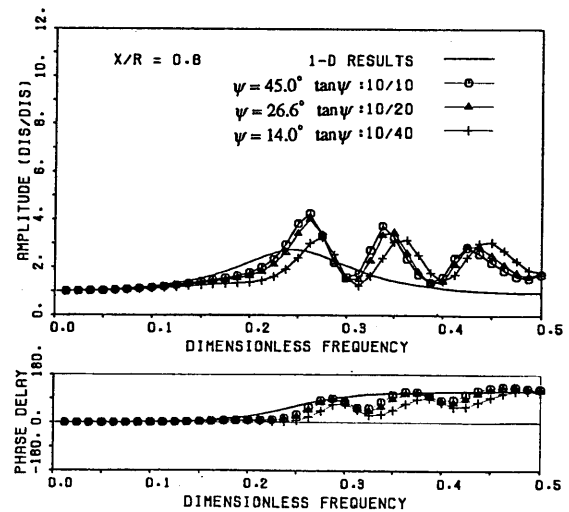
(c)  $X/R = 0.4$ ,  $\tan \psi$  の値が 10/0~10/10



(d)  $X/R = 0.4$ ,  $\tan \psi$  の値が 10/10~10/40



(e)  $X/R = 0.8$ ,  $\tan \psi$  の値が 10/0~10/10



(f)  $X/R = 0.8$ ,  $\tan \psi$  の値が 10/10~10/40

図 5.1.6 基盤傾斜角の変化に対する沖積谷地盤の振動特性の影響 ( $H/2R = 1/10$ ,  $V_{s1}/V_{s2} = 1/3.0$ )

## 5.2 埋谷地盤の振動特性

ここでは、4章において常時微動観測によって実証的に研究された埋谷地盤の2次元定常応答解析を行い、両端部で傾斜する埋土層の形状が地盤振動に及ぼす影響をより深く考察する。

### 5.2.1 地盤概要と解析モデルの設定

この解析で対象とされた埋谷地盤は、谷を挟んだ両側の山斜面の一部を削って谷を埋めたもので、埋土部は50~80mの幅で谷筋に沿って広がり、層厚8~10m程度のちょうど倒立した台形のような形の谷筋方向断面を有している。ここでは、この埋谷地盤を平面歪状態と考え、図5.2.1に示すように2次元境界要素法によりモデル化して定常応答解析を行った。この際、地盤は粘弾性体を仮定して、単位体積質量は埋土層、基盤とも $1.8 \text{ t/m}^3$ とした。また、せん断波速度は、N値・深さ・土質・地質より推定する正木ら(1979)の提案した推定式に基づいて、基盤ではN値50以上の砂礫より $400 \text{ m/s}$ 、埋土部ではN値10の砂質土より $120 \text{ m/s}$ の値を設定した。なお、減衰定数は、最大深さの表層地盤の1次卓越振動数(3.75 Hz)に対して2%とした。入力は、鉛直下方からの単位振幅の平面SH波として、地表面上の変位応答を求めた。

なお、図5.2.1の中の太い突起が境界要素の節点を示し、また図中矢印は鉛直下方より平面SH波が入射した際の透過する波の進行方向を示す。

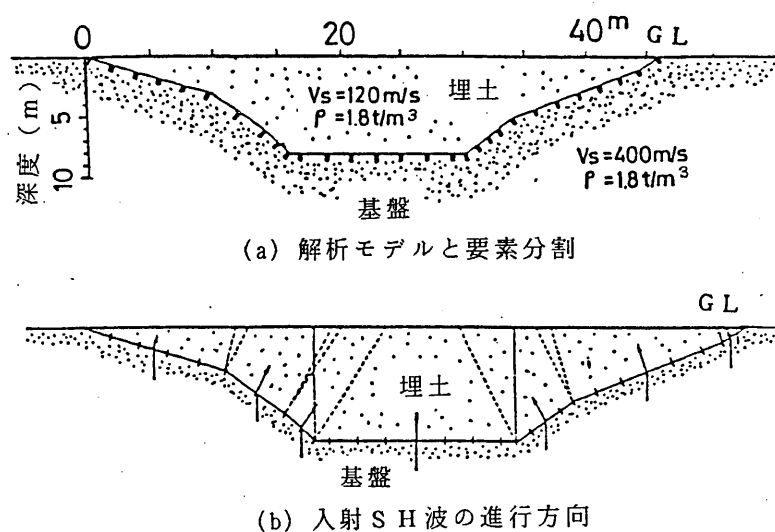


図 5.2.1 境界要素法による埋谷地盤の解析モデル

## 5.2.2 解析結果と地下構造との関連

### (1) 地表面応答倍率分布

埋土部・切土部の地表面における応答倍率の分布を振動数 1 Hz から 10 Hz までに対して図 5.2.2 に示す。なお、応答倍率を埋谷地盤の影響を受けない地表面上の応答に対する比と定義している。図中、応答倍率ピークの位相を埋谷中央部のそれを基準として同位相の場合○印、逆位相の場合●印で示す。この図より埋谷地盤の振動の様相の特徴は以下のようなものである。

- (1) 埋土部では、振動数域によって埋谷地盤全体が同位相で振動したり、埋谷表面上に同位相・逆位相の応答最大値が現われたりする。
- (2) 2 Hz 以下の低振動数域では、切土部と埋谷中央部の応答倍率はほとんど変わらない。
- (3) 振動数が 4 Hz 付近まで増大すると、埋谷中央部の応答が増大し、基盤傾斜部上でも同位相で振動している。
- (4) 高振動数域 (6~8 Hz) に移ると、切土部と埋土部の境界近傍から埋谷中央部と逆位相の振動が発生し、この振動の節が徐々に埋谷中央方向に移動して、基盤傾斜部上の埋土部表面で大きな応答倍率が生じる。この場合の埋谷中央部の振動は、切土部とは逆位相になっている。
- (5) 埋谷部周縁の切土部では、考えている振動数域で埋谷地盤の振動の影響をほとんど受けていない。ただし、埋谷中央部が大きく卓越を呈する振動数域では、周縁の切土部の応答倍率は 1 前後で変動しており、埋土部の振動の影響を若干受けていることが分かる。

### (2) 埋土上の応答倍率特性と地中内の振動モード

埋谷部地表面上各点 (以後サイトと呼ぶ) とその直下の基盤面上位置との応答倍率特性を図 5.2.3 に示す。図中のサイト番号下に記された振動数は、各サイトに到来する屈折波が基盤面と地表面との間で 1/4 波長になるとして求めた振動数である (以後簡単に 1/4 波長則による振動数と略称)。また地中内の応答倍率分布を図 5.2.4 に示す。

これらの図より考察を以下のように行う。

- (1) 埋谷部地表各点での振動には 3 つの卓越振動数域があり、それらは 4 Hz, 7.5 Hz, 10 Hz 付近である。各サイトの卓越振動数は、各サイト毎での屈折波の 1/4 波長則の振動数とほぼ対応している。

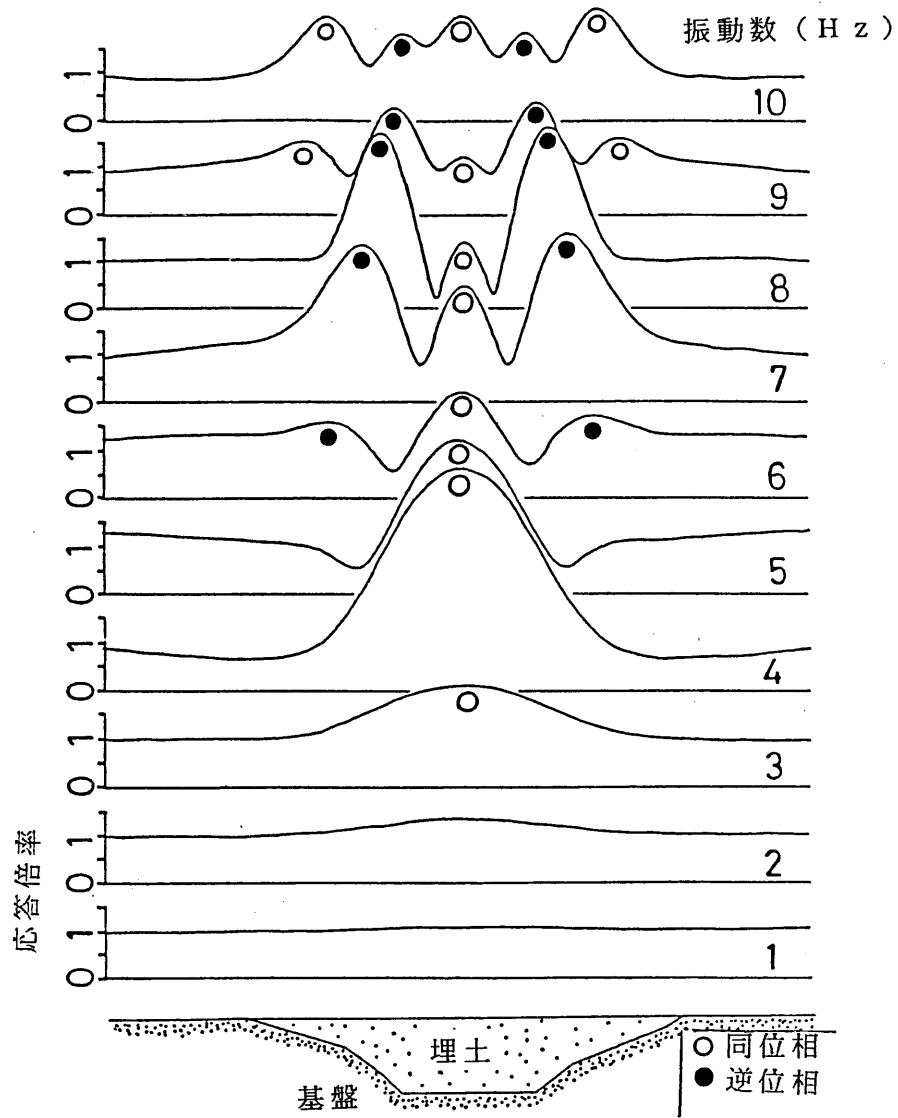


図 5.2.2 振動数毎の地表面応答倍率分布

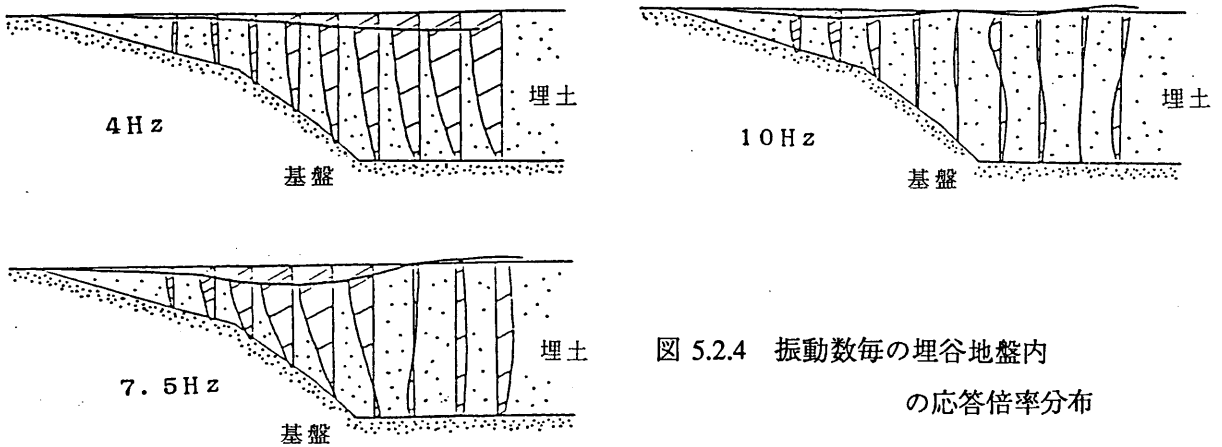


図 5.2.4 振動数毎の埋谷地盤内の応答倍率分布

- (2) 埋谷中央部の卓越振動数 4~4.5 Hz は、埋谷中央部を土柱と考えて 1/4 波長則により求められる卓越振動数 3.75 Hz よりやや高めになる。これは、埋谷部の左右の基盤傾斜部より透過した波が、埋谷中央部方向に進み、透過した基盤と到達する埋谷表面との間において 4~4.5 Hz の振動数域で 1/4 波長の状態となっているためと考えられる。埋谷中央部の応答倍率最大値 (5.1倍) は埋谷中央部を土柱として波動インピーダンス比から求められる値 (3.3倍) より大きい。これは、埋谷中央部周辺からの波が埋谷中央部に集まることによる増幅現象 (焦点化) の結果と解釈することができる。
- (3) 基盤傾斜部上の埋谷の地表面 (サイト2, 3) では、7.5 Hz に共通の応答倍率ピークが生じている。これは、その付近での基盤傾斜部と地表面とにおいて生じた1次卓越振動数と考えられる。またこの卓越振動数は図 5.2.4 に示す地中内振動モードに端的に現われている。ただし、この時の埋谷中央部は1次モードと2次モードの中間の振動モードを呈し増幅状態にはない。切土との境界部に近い埋土部上では、10 Hz 以上で卓越が生じている。なおこの時の埋谷の中央部は2次モード的な卓越を呈している。
- (4) 各サイト固有の卓越振動では、各サイト毎直下の基盤面では節、地表面では腹となる振動モードが呈されている。これより各サイトにおける卓越振動は各サイト毎直下の埋谷層により主に生起されると解釈される。

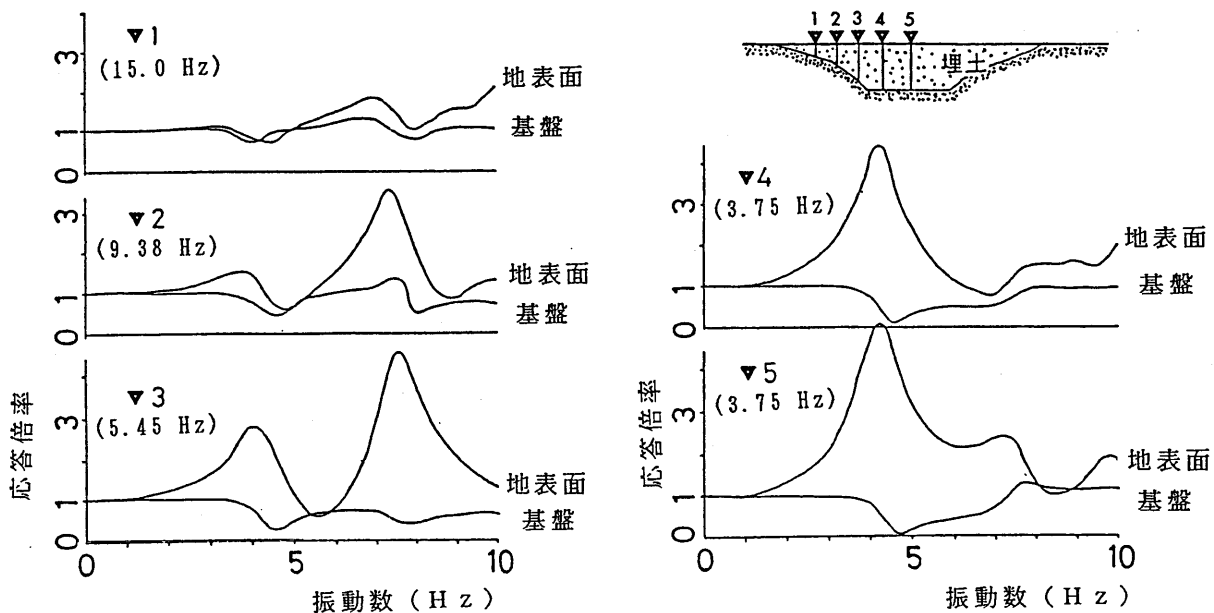


図 5.2.3 埋谷地盤上の各サイトの振動数特性

### (3) 埋谷地盤の振動性状と基盤面傾斜との対応

ここでは、埋谷地盤の振動性状を基盤面傾斜形状との対応で考察を行い、以下のよう  
にまとめる。

- (1) 基盤傾斜部上の埋土部の卓越振動数は、埋土厚さの1/4波長則で計算される値より  
小さ目となり、基盤傾斜角と基盤・埋谷層のせん断波速度比から定まる屈折波の1/4  
波長としたときの振動数によりほぼ表わされる。
- (2) 基盤傾斜部付近に平坦な基盤がある場合、基盤傾斜部上埋谷部はその周辺の埋谷  
部の振動に影響され、上記項目(1)で求まる振動数でもその地点は卓越振動を呈さな  
いこともある。
- (3) 傾斜が急な部分の基盤上の埋谷部では、地表面の各地点毎に卓越振動数が変化す  
るために、明瞭な応答倍率ピークは生じにくく、むしろ周辺の地盤の影響により、  
その地盤の卓越振動が現われる様相にある。
- (4) 基盤が平坦である部分の埋谷地表面では、周辺に基盤傾斜部がある場合、その部  
分からの屈折波が到来するために卓越振動数は埋谷中央部を土柱と考えて1次元波  
動論により求められる値よりやや大きめになり、応答倍率も波動インピーダンス比  
による値より大きくなる。
- (5) 埋土部全体の地表面応答倍率分布については、低振動数域では埋谷地盤全体が同  
位相で振動するが、埋谷中央部の1次卓越振動数を越えた振動数域では埋谷中央部  
と周辺部で位相差が生じる。これよりもし構造物が埋谷部にあれば、構造物はねじ  
れ振動を強制されることになる。

### 5.3 埋谷地盤上に建つ構造物の振動特性

ここでは、前節で明らかにされた埋谷地盤の振動性状を基に、①その上に建てられた構造物の振動性状に及ぼす影響、②構造物の建設位置によるその影響の相違、③切土部・埋谷部にまたがる構造物の振動性状について検討する。特に③については、過去の地震被害（1968年十勝沖地震時の八戸東高校）を考慮して、構造物内部に生じるの水平・鉛直方向の歪分布についても調査する。

#### 5.3.1 解析モデルの設定

この解析では、3章で解説した2次元境界要素法によって埋谷地盤-構造物連成系の解析モデルを図5.3.1に示すように設定した。そして、鉛直下方から入射するSH波に対する構造物各部の定常応答を求めて、卓越振動数・応答倍率分布・構造物の立体振動モード（ねじれ）・応答倍率の水平方向と鉛直方向増分量（歪み量）に着目する。

構造物は鉄筋コンクリート造4階建てとし（高さ14m、短辺方向長さ10m、長辺方向長さ40m）均質等方粘弾性の長方形の連続体と仮定とする。この物体のせん断波速度は、構造物の固有周期 $T$ を0.28秒と仮定して1/4波長則より求めて200m/s、重量密度は $0.3\text{ t/m}^3$ 、減衰定数は構造物1次固有振動において5%とした。また地盤と構造物は完全密着とした。また、現象を端的にみるために構造物はベタ基礎とした。

なお、この解析モデルでは、半無限の条件を満たした基本解をすべての領域に対して用いるために、構造物の頂部を $y=0$ の座標上に設定し、見かけ上では全体を地下に陥没させたモデルになっている。ただし、基盤を陥没させたことにより生じた斜面の存在による構造物振動への影響は、関心ある振動数域ではほとんど無かった。

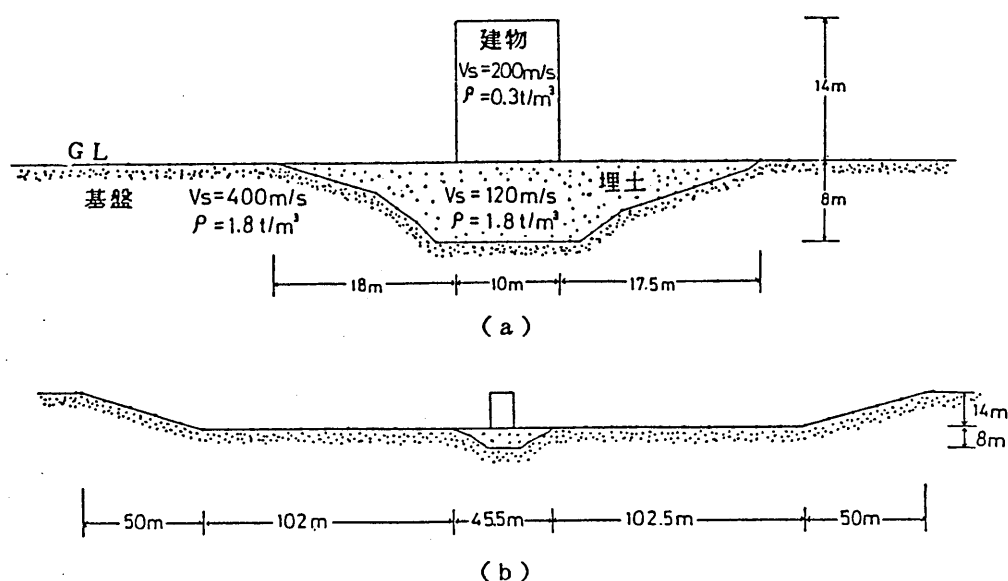


図 5.3.1 埋谷地盤上の構造物の解析モデル  
(図 a は 図 b の構造物およびその周辺を拡大したもの)



### 5.3.2 埋谷部中央に建つ構造物の振動性状

#### (1) 構造物の振動性状に及ぼす埋土層の影響

ここでは、構造物の振動性状に及ぼす埋土層の影響を調べるために、図 5.3.1 に示すように構造物が埋谷部中央に設置された場合を想定する。定常応答解析の結果から構造物の頂部と底部、およびその直下の基盤面上の応答倍率特性を求めて図 5.3.2 に示す。

なお、図中には比較のために埋土層の無い基盤上に設置された構造物の応答倍率特性と構造物の無い場合の埋谷中央部の応答倍率特性を併せて示す。

##### (1) 1次卓越振動数

① 埋谷地盤と構造物の連成系の1次卓越振動数は3 Hz付近で生じ(図中A点)、構造物自身の固有振動数3.57 Hz(図中E点)よりも小さい。このことから埋谷地盤上の構造物の卓越振動数は埋土層の存在により低下することが分かる。

② 埋土層の剛性が及ぼす構造物振動への影響を検討するために、埋土層を水平層状として構造物を一つの地層とみたとした土柱を考える。この系の卓越振動は2.4 Hzに生じる。これは水平層状地盤と構造物の連成系の解では無く、あくまでも参考ではあるが、埋谷地盤の連成系の固有振動数よりもかなり小さくなる。すなわち、埋土層が地盤と構造物の連成系の剛性を低下させるが、極端に低下させることはない。これは、埋谷部両端の基盤の拘束効果が影響していると解釈できる。

③ 応答倍率については、構造物の応答倍率は半無限基盤上構造物のときのそれよりも約3割増大している(図中A点とB点の比較)。これは、埋土層の存在により構造物のスウェイ量が増加した結果、構造物の応答倍率が増大したものと考えられる。

##### (2) 2次卓越振動数

連成系の2次の卓越振動数は、4.8 Hz付近であり、埋谷地盤の1次卓越振動数(4 Hz)よりやや高い。これは、構造物の固有振動数が埋谷地盤の卓越振動数よりも小さいために、構造物の振動性状に反映される埋谷地盤の振動が系の2次の卓越振動として現われたと考えることができる。また応答倍率については、連成系の埋谷地盤の応答倍率は、埋谷地盤の本来のそれよりも小さくなっている。これは、構造物が埋谷地盤とは逆位相に振動するので、埋谷地盤が構造物の振動によって抵抗を受けた形となったためと解釈できる。

(3) 振動モード

基盤上と構造物の底部・頂部の応答倍率をみると、構造物頂部の応答が最大となる振動数で構造物直下の基盤上(図中C点)の応答は最小となっている。これより、トラフ形状の埋谷地盤のみの系においても、系の卓越振動数では埋土層直下の基盤に振動の節が生じることが分かる。また、振動数の相違により埋土部と構造物頂部の位相は、同位相や逆位相にもなり、これが構造物頂部の応答倍率を規定している。すなわち、1次卓越振動数では埋土部と構造物が同位相で振動するため構造物頂部は大きな応答倍率をし、2次卓越振動数では逆位相で振動するため応答倍率は1次卓越振動数の場合ほど大きくはない。

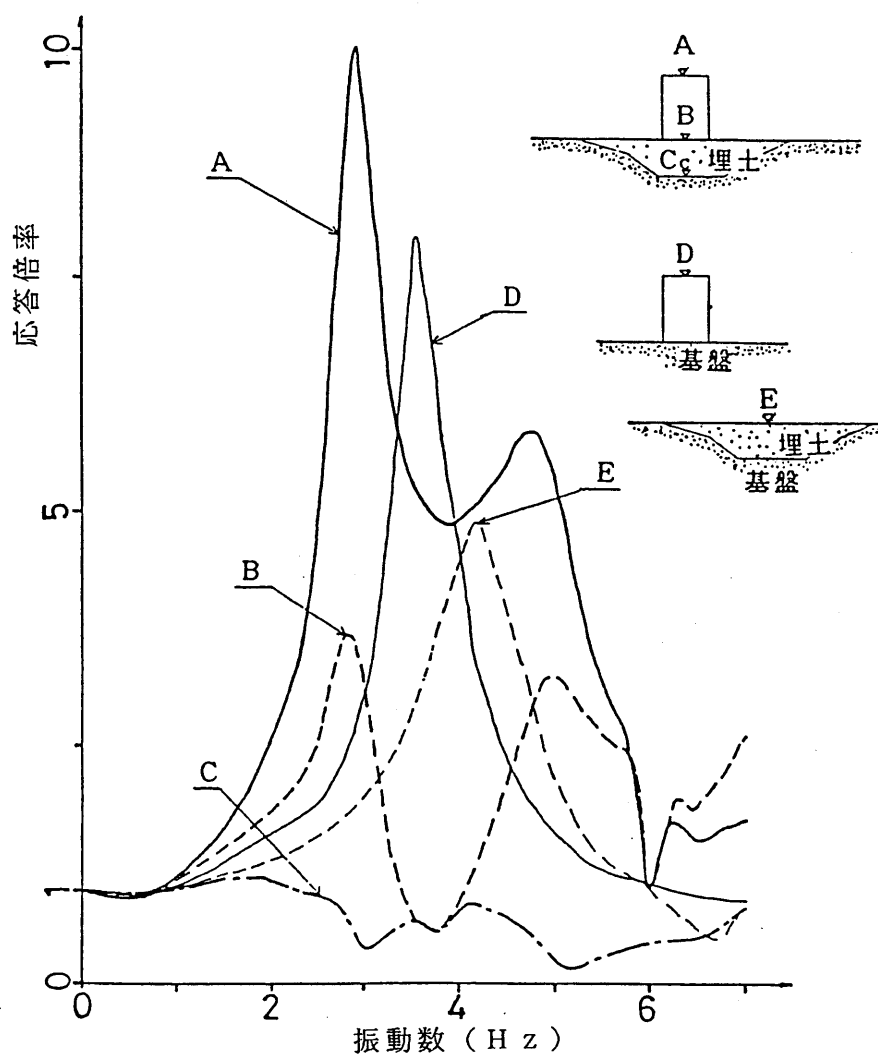


図 5.3.2 埋谷地盤中央に設置された構造物各部及び地盤の応答倍率

## (2) 構造物の設置位置による影響

構造物の設置位置を埋谷中央部から周辺部に順次移動させ、埋谷地盤による構造物振動性状への影響の変化を検討する。構造物頂部の応答倍率特性を図 5.3.3 に示す。

- (1) 構造物設置位置が埋谷中央部より周辺部に移動すると、構造物の1次卓越振動数は徐々に高振動数側に移り、応答倍率は減少し、系の卓越振動数は基盤上での構造物の卓越振動数に漸近していく。これより、埋谷層がある程度まで薄くなれば、構造物振動性状における埋谷層の存在の影響はきわめて小さくなることが推定できる。
- (2) 構造物の設置位置が埋谷中央部であるとき、5 Hz 付近に2次の卓越振動数が存在する。しかし、この卓越振動は設置位置が埋谷部周辺部に移るに従い徐々に消滅し、1次の卓越ピークに吸収される。これは、構造物-埋谷地盤系の2次卓越振動モードが構造物直下の埋谷層厚が減少すると生じにくくなることを意味している。

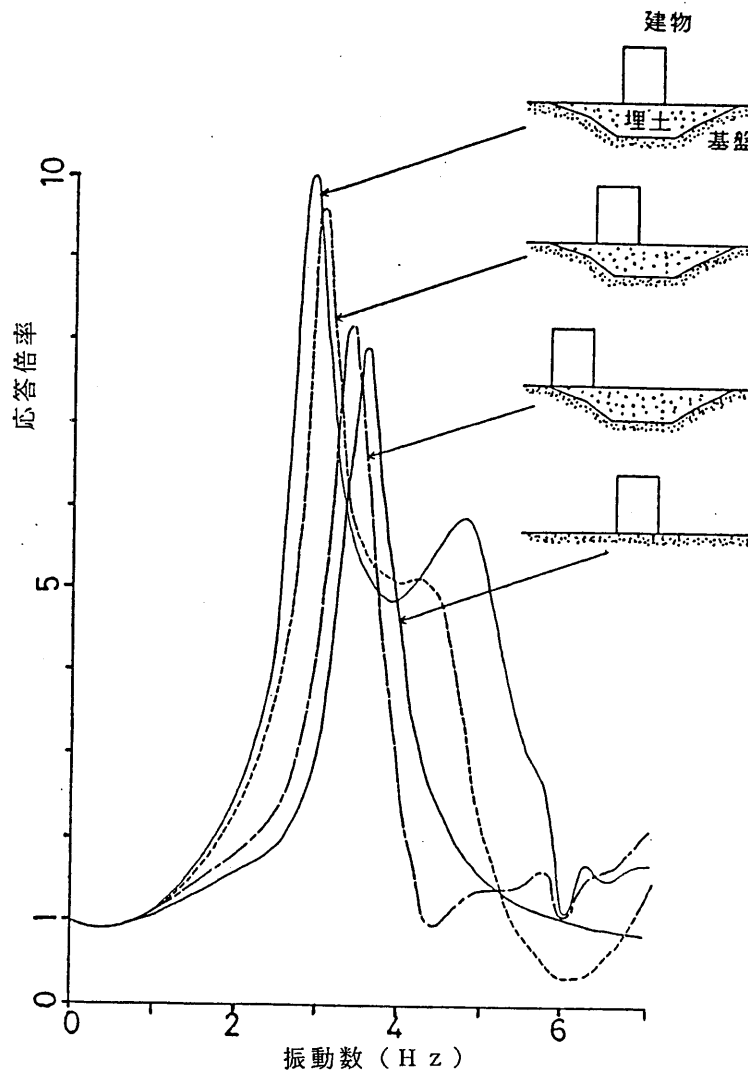


図 5.3.3 埋谷地盤上の構造物建設位置の違いによる構造物頂部の応答倍率

### 5.3.3 切土部と埋谷部にまたがる構造物の振動性状

ここでは、長辺方向の長さが40mの構造物が切土部と埋谷部の両方にまたがる場合を想定して、構造物-埋谷地盤系の解析モデルを図5.3.4のように作成して定常応答解析を実施することで構造物の振動性状を明らかにする。

#### (1) 応答倍率分布

図5.3.5に、入射波の振動数を0~7Hzと変化させた場合の構造物頂部の各位置での応答倍率を切土上と構造物底部のものと合わせて示す。

この図から以下のように考察を行う。

- (1) 構造物が埋土部と切土部にまたがる場合での構造物の卓越振動数は3Hz付近にあり、構造物が埋土部上に設置された場合とほとんど変わらない。これは、構造物が埋谷中央部付近にまでまたがっているために、構造物の振動特性に埋土層が関与し、前節5.3.2と同様に系の卓越振動数を低下させたと解釈できる。また系の卓越振動数は構造物を支持する埋土部の存在によって決まり、構造物支持の切土部の影響はほとんど受けていないと考えられる。
- (2) 応答倍率については、埋谷地盤中央部に構造物がある場合よりもまたがる場合の方が4割程度応答値が低下している。また、構造物の切土部上の頂部においても半無限基盤上の構造物頂部の応答よりも小さく、構造物位置を埋土部上に移動させたどのケースとも対応していない。しかも、構造物の振動性状には、切土部と埋土部の振動性状の相違が反映して、構造物の頂点でも埋土部上(A点)と切土部上(C点)とでは、前者が後者の2倍程度大きくなっている。これは、切土部・埋土部にまたがる構造物の振動性状の特徴と解釈できる。すなわち、この振動性状は、力学的には切土部側では抑制・埋土部側では促進された振動性状が、構造物全体で平均化された結果として作り出されたものと解釈できる。
- (3) 2次の卓越振動数は、埋谷地盤中央部上に構造物がある場合と同様に4.5Hzに生じ、構造物の内部で、埋土部上と切土部上では互いに逆位相の振動モードとなる。
- (4) 構造物の水平方向振動モード(図5.3.5の上段図)については、1次卓越振動数付近では切土部側と埋土部側の構造物頂部の応答倍率に差が生じることにより構造物はねじれの様相の変位状態にある。また、2次卓越振動数付近では、埋土と切土の境界部が振動の節となり、切土部側と埋土部側との構造物頂部では逆位相で振動している。すなわち、2次卓越振動数付近では、1次卓越振動数付近よりも構造物の

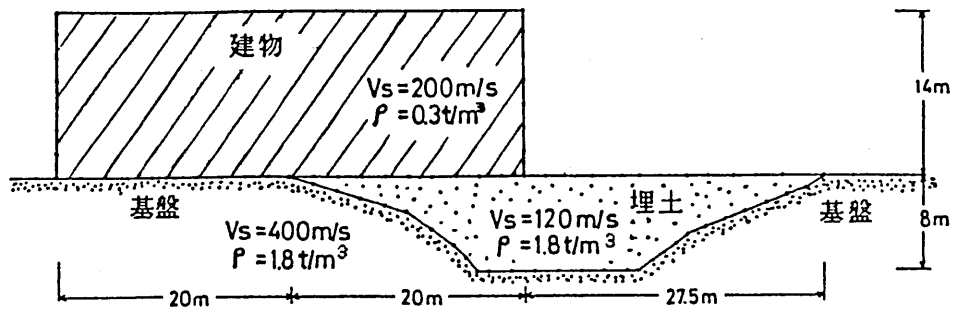


図 5.3.4 異種地盤上にまたがる構造物の解析モデル

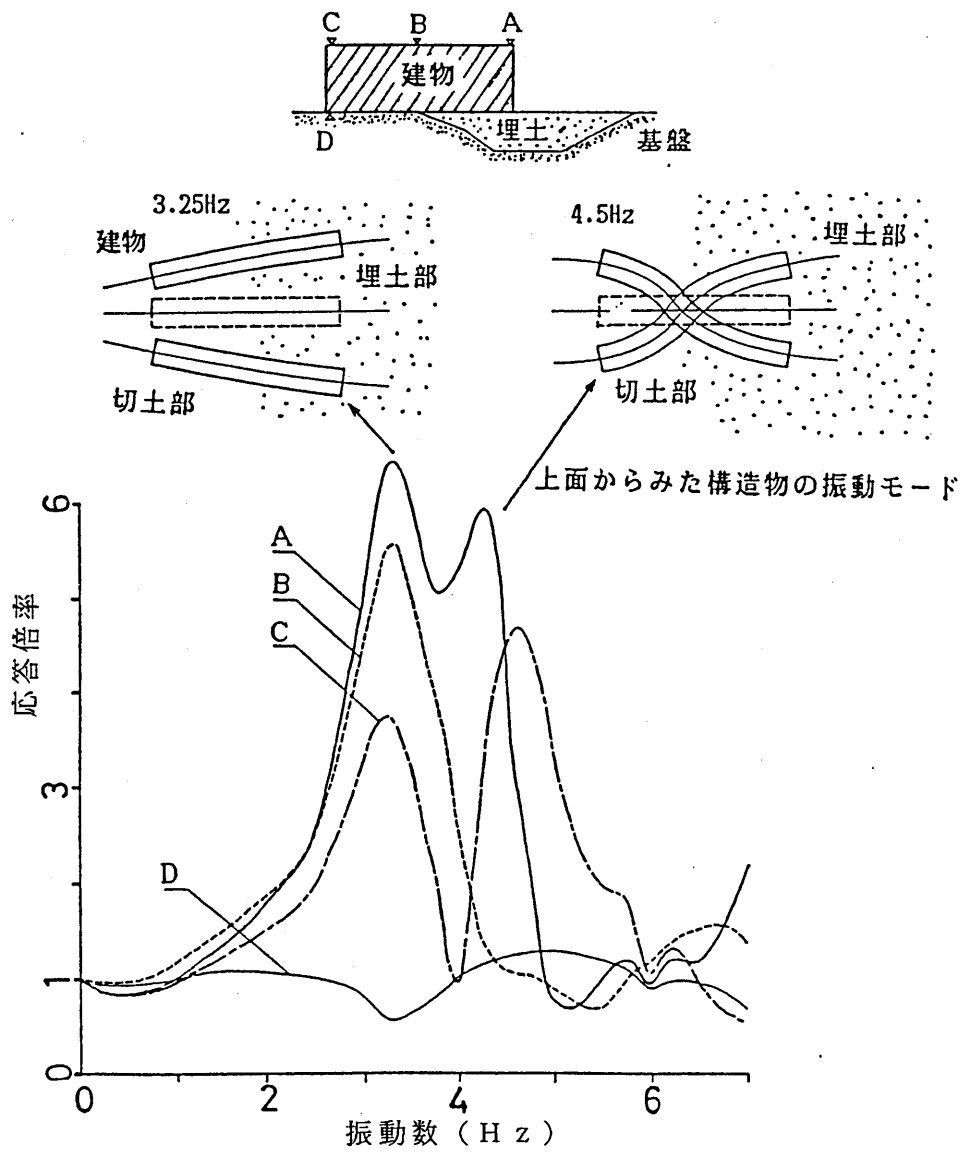


図 5.3.5 異種地盤上の構造物各部の応答倍率，振動モード

ねじれの様相が著しいことが分かる。なお、実際の3次元解析は行なっていないが、構造物のそのような水平方向に差のある振動分布は、構造物をねじれさせるいわゆる立体振動を生起させると考えられる。

## (2) 構造物内部の変位状態

構造物内部の変位状態をみるために、図 5.3.6,7 に1次と2次の卓越振動数付近での構造物内部の応答倍率分布と応答倍率の水平方向・鉛直方向増分量(歪に対応)の分布を示す。ただし、図 5.3.7 の縦棒が応答倍率鉛直方向増分量、横棒が同水平方向増分量を表わし、スケールは任意とする。

構造物に生じる歪については、水平層状地盤上に建てられた構造物であれば、z方向を面外方向として $\gamma_{yz}$ のみしか生じないが、埋土部と切土部上にまたがって建てられた場合には、水平方向に変位応答の差が生じるので $\gamma_{xz}$ の成分もまた $\gamma_{yz}$ と同じ程度のオーダーで生じることになる。この二つの歪が集中する構造物各部と埋谷部・切土部境界線との位置関係を探り、歪性状として応答倍率の水平方向増分量の性状について把握する。

- (1) 構造物の変位モードについては1次卓越振動下では構造物全体が同位相振動するが、2次卓越振動下では切土部と埋土部の境界上の構造物各部で応答量は小さく構造物全体の振動ではその境界にて振動の節が生じている。
- (2) 応答倍率鉛直方向増分量は構造物下部で大きく上層になるに従い小さくなっている。この性状は振動数にかかわらず、どの振動数域でも生じている。この様相は構造物の埋土部側頂部や切土部側頂部でも同様に生じていて、埋土層の存在により特別に歪の分布が変わるというようなことはない。
- (3) 埋谷地盤の局所的増幅効果により、構造物においては水平方向に変位応答の差が生じるが、これは1次と2次の卓越振動数でも構造物頂部付近で大きく、底部では小さい。特に2次卓越振動数付近では、鉛直方向変位増分は水平方向の変位増分と同じオーダーにもなり、しかも歪の大きな領域は切土部・埋土部境界付近のいわゆる振動の節を中心として構造物内に広がっている。これは、埋谷地盤中央部の卓越により構造物の埋土部側が振動し、その影響が構造物の切土部側では基盤の拘束効果から逆位相となるためと解釈できる。

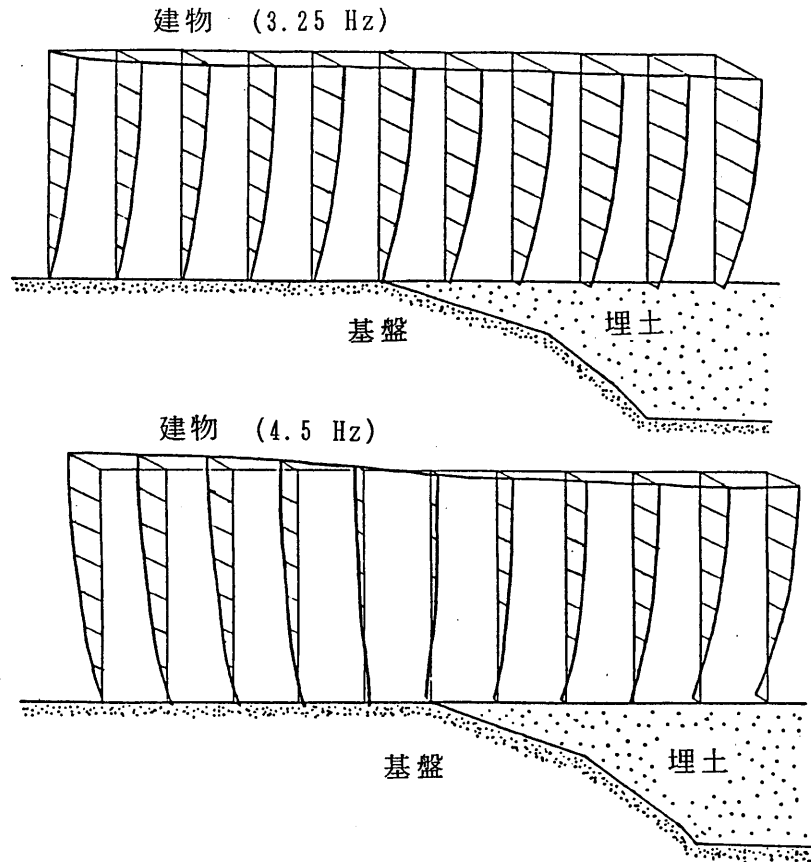


図 5.3.6 異種地盤上の構造物の振動モード

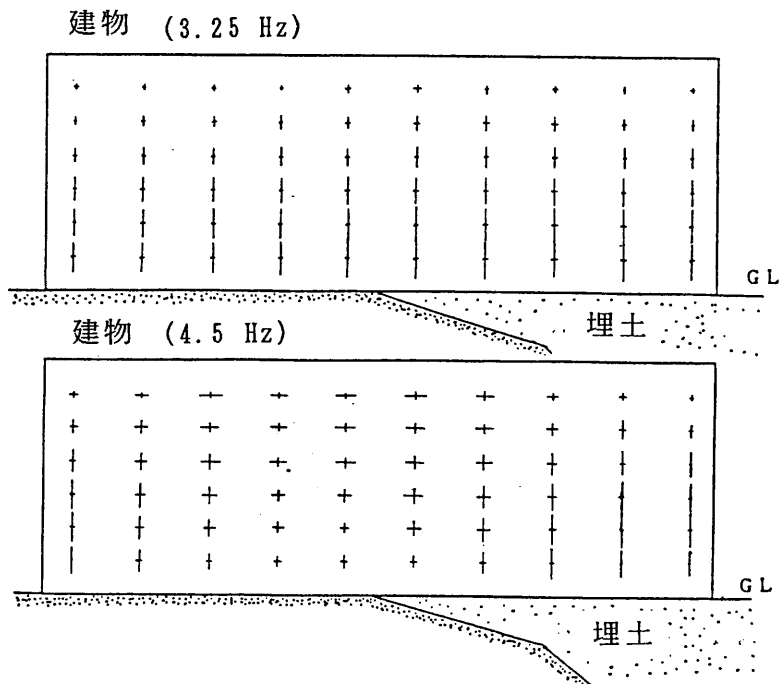


図 5.3.7 異種地盤上の構造物の歪分布  
(縦棒が鉛直方向の歪, 横棒が水平方向の歪, 任意スケール)

## 5.4 まとめ

この章では、はじめに一般的な沖積谷地盤を境界要素法でモデル化して、①基盤と沖積谷のせん断波速度比、②沖積谷の幅と深さの比、③傾斜の基盤角などをパラメータとして2次元定常応答解析を行ない、1次元波動論による結果と比較して、それぞれの要因が沖積谷地盤の振動特性に及ぼす影響を把握した。

次に、4章で常時微動観測によって実証的に研究された埋谷地盤を用いて、2次元定常応答解析により、埋谷地盤そのものの局所的増幅効果を把握し、また構造物建設を想定して地盤と構造物の振動性状に及ぼす地盤不整形性の影響を明らかにした。

この章で得られた主な結果をまとめると以下ようになる。

- (1) 一般の沖積谷地盤の振動特性は、谷の最深部での1次卓越振動数より低い振動数域では、1次元解析の結果とほとんど変わらない。
- (2) 沖積谷地盤の1次元解析とは異なる振動特性は、基盤とのせん断波速度比が1:2程度以上になると顕著に現われ、その特徴は以下のように要約できる。
  - ① 応答倍率特性のピークの個数が増加する。
  - ② 応答倍率が増大する。
  - ③ 卓越振動数が高めに移行する。
  - ④ 位相の急激な変化が多く見られる。
- (3) 沖積谷地盤の深さに対して幅を広くするとすると、全体的には応答倍率特性と位相遅れ特性は1次元解析の結果に接近するが、小さなピークの個数は多くなる。
- (4) 沖積谷地盤の基盤傾斜角による影響は、 $45^{\circ}$ ～ $14^{\circ}$ まで変化させると、基盤傾斜角を小さくするほど卓越振動数が高めに移行する。
- (5) 埋谷地盤における局所的増幅効果は、埋谷部両端の傾斜基底面により入射波が埋谷中央部方向に屈折して伝播するために、埋谷中央部で応答量が大きく、埋谷両端部で小さな様相の振動が生じる。入射波の振動数が高くなるに従い、その屈折波の波長が短くなり、埋谷中央部と周辺部で位相差のある振動が生じる。
- (6) 構造物が埋谷地盤の中央部付近上に設置される場合、埋土層の存在により構造物の1次卓越振動数は低下するが、埋土層両側の基盤の拘束効果が影響するために卓越振動数は低下は極端に著しくならない。
- (7) 切土部と埋谷部にまたがって構造物が設置されると、埋土部と切土部の振動性状の相違が構造物両端部の振動に差異を生じさせ、構造物の振動はねじれの様相を持ち、構造物内には局所的に水平方向の歪が生じる。



## 第6章 結 論

本研究では、構造物の耐震設計や都市の地震防災において地震力を設定する際に重要となる不整形地盤の振動特性について、微動観測による実証的な方法と2次元境界要素法による理論解析的な方法から検討したものである。さらに最近の地震で被害が多発している造成地盤上に建てられた構造物に対して、切土と埋土の間にまたがって建てられたものと完全に埋土をまたいだものを取り上げて、同様の方法によって不整形地盤の振動特性が構造物にどのような影響を及ぼすかを検討した。

### (1) 沖積谷地盤の振動特性

この研究から得られた不整形地盤の振動特性を1次元解析結果との比較から以下のようにとまとめる。

- ① 応答倍率特性のピークの個数が増加する。
- ② 応答倍率が增大する。
- ③ 卓越振動数が高めに移行する。
- ④ 位相の急激な変化が多く見られる。

次に、沖積谷の形状・物性や入射波の波長が、上記の不整形地盤に特有な現象に及ぼす影響について以下のようにまとめる。

- (1) 一般の沖積谷地盤の振動特性は、入射波の波長が谷の最大深さの1/4より長い場合には、不整形地盤の影響は小さく、1次元解析の結果とほとんど変わらなくなる。
- (2) 沖積層と基盤とのせん断波速度比が1:1.5以下の場合には、沖積層や基盤傾斜による影響は小さい。
- (3) 沖積谷地盤の深さに対して幅を広くするとすると、応答倍率特性と位相特性は全体的には1次元解析の結果に接近するが、小さなピークの個数は増加する。

### (2) 微動観測から得られる表層地盤の振動特性

一般に、沖積層や堆積層が厚い地盤上の微動のスペクトル特性は、①ピークの個数が増加して、②卓越周期が長くなるという特徴を有する。この研究での検討の結果、この中の①の特徴は主に沖積地盤や堆積地盤の内部境界形状が不規則なために生じるものと考えられる。このような不整形地盤の振動特性を理論解析から3次元的に求めることは容易ではないため、微動観測によって表層地盤の振動特性を求める方法は、入力

波の特性も混在するが、大略的には有効であると考えられる。

また、シリコン製の地盤模型上での常時微動観測から、微動のスペクトルには基盤まで入力の特性和表層地盤の特性が明らかに混在していることが分かり、入力との比を取ることによって地盤模型や建物模型の振動数特性が得られることを確認した。これは、長さの比が1/50、周期の比が1/7の模型に実際の大きさや周期の微動が入力として作用した場合のものであるが、常時微動の水平成分はホワイトノイズ的な周波数成分を持ち、表層地盤の振動特性を十分に反映することを裏付けている。

### (3) 埋谷地盤の振動特性とその上に建つ構造物への影響

両側の山を削り谷を埋めて造成された埋谷地盤では、谷筋方向と谷筋直角方向の振動で基盤傾斜が及ぼす影響が大きく異なる。特に、谷筋方向では両側の基盤が内側に傾斜するために、鉛直下方から上昇波の焦点化によって地表面上に局所的な増幅が生じる。

硬質な切土部と軟弱な埋土部にまたがって構造物が建設されると、それぞれの地盤で剛性や振動性状が違うために、ねじれ振動が励起されて構造物内部には局所的に水平方向の歪が生じる。また、この現象は、埋谷地盤を完全にまたいで両端が切土上にある構造物では、埋谷地盤の影響はかなり小さくなる。

### (4) 残された課題と今後の耐震設計への利用

この研究で用いられた理論解析では、沖積谷地盤を2次元でモデル化したうえで、谷筋方向に相当するSH波場でのみ解析している。これは、常時微動による観測結果から谷筋方向の増幅は谷筋直角方向より顕著であったという理由と、SH波場での理論解析は他の波との転換が無いために取り扱いが非常に簡単になるためである。

しかし、一般の沖積谷は2次元でモデル化できるものは非常に少なく、そのために3次元な取り扱いが必要になる。このように3次元解析によって不整形地盤の振動特性を求めて、微動観測結果等の実証的な研究とを比較・検討を行うことは、今後に残された重要な課題である。

さらに、このような方法により研究を発展させて、より一般的な不整形地盤の振動特性を定量的に把握できるようになると、表層地盤の振動特性が明確に規定できるために、耐震設計用の地震力がより合理的になり、また、都市における地震防災計画を立てる場合にも非常に貴重な資料になるであろう。

## ● 参考文献

- Aki, K. and K. L. Lerner (1970) : " Surface motion of a layered medium having an irregular interface due to incident plane SH waves " , J. Geophys. Res. , Vol. 75, pp.933-954.
- Anooshehpour, A. and J. N. Brune (1989) : " Foam rubber modeling of topographic and dam interaction effects at Pacoima Dam " , Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 79, pp.1347-1360.
- Banaugh, R. P. and W. Goldsmith (1963) : " Diffraction of steady elastic waves by surfaces of arbitrary shape " , J. Applied Mech. Div. , ASCE, pp.589-597.
- Bard, P.-Y. and M. Bouchon (1980a) : " The seismic response of sediment-filled valleys Part 1. The case of incident SH waves " , Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 70, pp.1263-1286.
- Bard, P.-Y. and M. Bouchon (1980b) : " The seismic response of sediment-filled valleys Part 2. The case of incident P and SV waves " , Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 70, pp.1921-1941.
- Bard, P.-Y. and M. Bouchon (1985) : " The two-dimensional resonance of sediment-filled valleys " , Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 75, pp.519-541.
- Boore, D. M., K. Lerner and K. Aki (1971) : " A comparison of two independent methods for the solution of wave-scattering problems: theoretical response of a sedimentary basin to vertically incident SH waves " , J. Geophys. Res. , Vol. 76, pp.558-569.
- Boore, D. M. (1972) : " A note on the effect of simple topography on seismic SH waves " , Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 62, pp.275-284.
- Bouchon, M. (1973) : " Effect of topography on surface motion " , Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 63, pp.615-632.
- Bouchon, M. and K. Aki (1977) : " Discrete wave-number representation of seismic-source wave fields " , Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 67, pp.259-277.
- Brebbia, C.A. (1978) : " 境界要素法入門 " , 培風館.
- Brebbia, C.A. and S. Walker (1980) : " 境界要素法の基礎と応用 " , 培風館.
- Brebbia, C.A. , J. C. F. Telles and L. C. Wrobel (1984) : " 境界要素解析 -- 理論と応用 " , 培風館.
- 中京圏基盤構造研究グループ (1980) : " 名古屋地域の基盤構造 (その1) " , 地震学会講演予稿集, No. 2, pp.211-214.
- Dravinski, M. (1983) : " Scattering of plane harmonic SH wave by dipping layers " , Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 73, pp.1303-1319.
- Dravinski, M. and T. K. Mossessian (1987) : " Scattering of plane harmonic P, SV, and Rayleigh waves by dipping layers of arbitrary shape " , Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 77, pp.212-235.
- Fuyuki, M. and Y. Matsumoto (1980) : " Finite difference analysis of Rayleigh wave scattering at a trench " , Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 70, pp.2051-2069.
- 福和伸夫・佐藤俊明・川瀬博・中井正一 (1985) : " 不整形性を有する沖積地盤の地震観測シミュレーション -BEMとFEMの結合解法による解析- " , 構造工学論文集, Vol. 31B, pp.1-10.
- 萩原尊禮 (1982) : " 地震学百年 " , 東京大学出版会
- 伯野元彦 (1992) : " 被害から学ぶ地震工学 - 現象を素直に見つめて - " , 鹿島出版会.

- 伯野元彦・岩下和義（1986）：“無反射境界FEMによるメキシコ市地震動の解析”，第7回日本地震工学シンポ，pp.313-318.
- Horike, M. (1985)：“Inversion of phase velocity of long-period microtremors to the S-wave-velocity structure down to the basement in urbanized areas”，J. Phys. Earthq. Vol. 33, pp.59-96.
- Horike, M., H. Uebayashi and Y. Takeuchi (1990)：“Seismic response in three-dimensional sedimentary basin due to plane S wave incidence”，J. Phys. Earthq. Vol. 38, pp.261-284.
- 入倉孝次郎・吉川宗治（1980）：“地盤構造の不規則性と地震動による被害の関係”，第17回自然災害科学総合シンポジウム講演論文集，pp.531-534.
- Iida, K. and Y. Ohta (1964)：“A study of Microseisms observed in Nagoya and its vicinity”，J. of Earth Sciences, Nagoya Univ., Vol. 12, pp.192-221.
- 飯田汲事・青木浩三（1959）：“重力異常と地下構造・特に濃尾平野の場合について”，測地学会誌，Vol. 5, pp.88-91.
- 井関弘太郎（1980）：“愛知県の地質・地盤（その1）地形・地質・地盤の構成”，愛知県防災会議地震部会
- Ishii, H. and R. M. Ellis (1970)：“Multiple reflection of plane SH waves by a dipping layer”，Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 60, pp.15-28.
- JESG (Japanese National Working Group on the Effects of Surface Geology on Seismic Motion)  
(1991)：“Ashigara Vally Blind Prediction Test”.
- 鏡味洋史ら（1976）：“やや長周期の微動観測と地震工学への適用（3）1968年十勝沖地震のSMAC型地震計記録との比較”，地震2, Vol. 29, pp.147-158.
- Kagami, H., C. M. Duke, G. C. Liang and Y. Ohta (1982)：“Observation of 1- to 5- second microtremors and thier application to earthquake engineering. part II. evaluation of site effect upon seismic wave amplification due to extremery deep soil deposits”，Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 72, pp.987-998.
- 香川敬生・澤田純男ら（1970）：“Gaussian beam 法を用いた伝播経路の影響による距離減衰特性の考察”，第21回地震工学研究発表会，pp.21-24.
- Kanai K., T. Tanaka and K. Osada (1954)：“Measurement of microtremor. I. ”，Bull. Earthq. Res. Inst., Vol. 32, pp.199-210.
- Kanai K. and T. Tanaka (1961)：“On Microtremors. VIII. ”，Bull. Earthq. Res. Inst., Vol. 39, pp.199-209.
- Kanai K. and T. Tanaka (1965)：“On Microtremors. IX. ”，Bull. Earthq. Res. Inst., Vol. 43, pp.577-588.
- 金井 清（1969）：“地震工学”，共立出版.
- 河西良幸，丹羽正徳，八幡夏恵子ら（1986）：“不規則地盤模型の動的応答に関する振動台実験と解析”，第7回日本地震工学シンポ，pp.337-342.
- 片山恒雄（1979）：“1978年宮城県沖地震による埋設管被害と地盤の関係”，日本建築学会・第7回地盤震動シンポジウム，pp.89-90.
- 川瀬 博・中井正一（1982）：“境界要素法による不整形地盤上の構造物の動的解析”，第28回構造工学シンポジウム講演集，pp.191-200.
- Kawase, H. et al. (1982)：“Dynamic Response of a structure on a layered medium”，6-th Japan Earthq. Eng. Sympo., Vol. 11, pp.441-462.

- Kawase, H. (1988) : " Time-domain response of a semi-circular canyon for incident SV, P, Rayleigh waves calculated by the discrete wavenumber boundary method ", Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 78, pp.1415-1437.
- Kawase, H. and K. Aki (1989) : " A study on the response of a soft basin for incident S, P, and Rayleigh waves with special reference to the long duration observed in Mexico City ", Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 79, pp.1361-1382.
- Kawasumi, H. (1968) : " General Report on the Niigata Earthquake of 1964 ", Tokyo Electrical Engineering College Press.
- King, J. L. and J. N. Brune (1981) : " Modeling the seismic response of sedimentary basins ", Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 71, pp.1469-1487.
- 小林啓美・翠川三郎 (1986) : " 常時微動測定によるメキシコ市内の地盤震動特性 ", 日本地震工学シンポジウム論文集, Vol. 7, pp.355-360.
- 小牧昭三・戸井田克 (1980) : " 崖近傍の振動性状-伊豆半島に於ける観測、その1、その2-- ", 第17回自然災害科学総合シンポジウム講演集, pp.601-604.
- 古藤田喜久雄, 風間 了ら (1983) : " 建物-杭基礎連成系の振動性状 (支持層が傾斜した場合の模型建物の振動実験) ", 日本建築学会大会, pp.873-876.
- 国立防災科学技術センター (1979) : " 地震断層付近の震害に関する研究 (1891年~1976年の主要内陸地震について) ".
- 久田嘉章・山本俊六・谷 資信 (1988) : " 境界要素法と断層震源モデルによる堆積盆地におけるSH波とLove波の地震波動解析 ", 日本建築学会論文報告集, No.393, pp.92-100.
- 工藤一嘉ら (1976) : " やや長周期の微動観測と地震工学への適用 (4) Array 観測による微動伝播性の検討 ", 地震 2, Vol. 29, pp.323-337.
- 桑原 徹 (1988) : " 濃尾平野・名古屋市域を構成する地層 ", 最新名古屋地盤図, pp.20-25.
- Lee, V. W. (1982) : " A note on the scattering of elastic plane waves by a hemispherical canyon ", J. Soil Dyn. and Earthq. Eng., Vol. 3, pp.122-?.
- Lee, V. W. (1984) : " Three-dimensional diffraction of plane P, SV & SH waves by a hemispherical alluvial valley ", J. Soil Dyn. and Earthq. Eng., Vol. 3, pp.133-144.
- Lysmer, J. and R. L. Kuhlemeyer (1969) : " Finite dynamic model for infinite media ", J. Eng. Mech. Div. , ASCE , Vol. 97, pp.859-877.
- Lysmer, J. and L. A. Drake (1971) : " A finite element method for seismology ", Methods in Computational Physics, Vol. 11, Academic Press, pp.181-216.
- Lysmer, J. and G. Waas (1972) : " Shear waves in plane infinite structures ", J. Eng. Mech. Div. , ASCE , Vol. 98, pp.85-105.
- 牧野内 猛 (1988) : " 濃尾平野の地盤形成史 ", 最新名古屋地盤図, pp.15-19.
- 正木和明・坪井利弘・谷口仁士・飯田汲事 (1979) : " 名古屋地盤のS波増幅特性 ", 愛知工業大学研究報告 , No.14B, pp.138-141.
- 正木和明・谷口仁士・飯田汲事 (1982) : " 濃尾平野とその周辺地域において測定されたやや長周期微動の卓越周期・平均振幅と地盤構造との関係について ", 物理探鉱 , No.35, pp.1-12.

- 松沢 勲・桑原 徹 (1964) : "濃尾平野の地下構造とその構成", 伊勢湾台風災害の調査研究報告, pp.14-39.
- 宮崎 正・多賀直恒 (1989) : "微動研究の現状", 第17回地盤震動シンポジウム, pp.1-18.
- 宮崎 正・多賀直恒・富樫 豊・谷口仁士・今岡克也 (1985) : "濃尾平野の長周期微動特性の総括的研究—観測と2次元定常応答解析—", 日本建築学会論文報告集, No.351, pp.103-112.
- 守谷喜久夫 (1978) : "地震災害の防止と対策・地質学からの予見", 鹿島出版会.
- 成瀬聖慈・正木和明ら (1984) : "やや長周期の微動観測と地震工学への適用 (9) 濃尾平野の深層地震基盤地形", 地震 2, Vol. 37, pp.383-395.
- 那須 誠 (1992) : "盛土の地震応答と地盤構造の関係 (模型振動実験)", 第27回土質工学研究発表会, pp.1011-1016.
- 日本建築学会編 (1964) : "新潟地震災害調査報告".
- 日本建築学会編 (1968) : "1968年十勝沖地震災害調査報告".
- 日本建築学会編 (1976) : "1975年大分県中部地震によるRC建物の被害調査報告".
- 日本建築学会編 (1979) : "グアテマラ・北イタリア・ミンダナオ島・ルーマニア地震災害調査報告".
- 日本建築学会編 (1980,a) : "1974年伊豆半島沖地震, 1978年伊豆大島近海地震災害調査報告".
- 日本建築学会編 (1980,b) : "1978年宮城県沖地震災害調査報告".
- 日本建築学会編 (1987) : "1985年メキシコ地震災害調査報告".
- 日本建築学会編 (1993) : "1993年釧路沖地震の教訓と課題" (P.D.資料).
- 日本建築学会東海支部構造委員会編 (1985) : "1984年長野県西部地震被害報告".
- 大堀道広 (1989) : "堆積盆地の地震動特性について", 第20回地震工学研究発表会, 1989, pp.165-168.
- Ohtsuki, A. and K. Harumi (1983) : "Effect of topography and subsurface inhomogeneities on seismic SV waves", *Earthq. Eng. and Struc. Dyn.*, Vol. 11, pp.441-462.
- 岡田 広・松島 健 (1986) : "長周期微動の観測による厚い地盤構造の推定について", 日本地震工学シンポジウム論文集, Vol. 7, pp.211-216.
- 表 俊一郎・中島直吉 (1966) : "常時微動観測とN値との対比", 日本地震工学シンポジウム論文集, Vol. 2, pp.21-24.
- Poceski, A. (1969) : "The ground effect of the Scapie July 26 1963 earthquake", *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 59, pp.1-22.
- Sanchez-Sesma, F. J. and J. A. Esquivel (1979) : "Ground motion on alluvial valleys under incident plane SH waves", *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 69, pp.1107-1120.
- Sanchez-Sesma, F. J., I. Herrera and J. Aviles (1982) : "A boundary method for elastic wave diffraction: Application to scattering of SH waves by surface", *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 72, pp.473-490.
- Sanchez-Sesma, F. J. (1983) : "Diffraction of elastic waves by three-dimensional surface irregularities", *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 73, pp.1621-1636.
- Sanchez-Sesma, F. J., M. A. Bravo and I. Herrera (1985) : "Surface motion of topographical irregularities for incident P, SV, and Rayleigh waves", *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 75, pp.263-269.
- Sanchez-Sesma, F. J., L. E. Perez-Rocha and S. Chavesz-Perez (1989) : "Diffraction of elastic wave by three-dimensional surface irregularities. Part.II", *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 79, pp.101-102.

- 佐藤泰夫 (1978) : " 弾性波動論 ", 岩波書店.
- 佐藤俊明・川瀬 博・松井正宏・片岡俊一 (1991) : " アレー観測された短周期上下微動 (周期約 0.2-0.5秒) と地下構造 ", 日本建築学会大会講演梗概集, pp.449-454.
- Seed, S. E. and I. W. Idriss (1990) : " Geotechnical Factors Controlling Damage Patterns in the Loma Prieta Earthquake of October 17,1989 ", 土質工学会
- 瀬尾和大・小林啓美 (1969) : " 基盤が一様に傾斜せる表層地盤の増幅特性 ", 日本建築学会大会講演梗概集, pp.573-574.
- 瀬尾和大 (1989) : " 微動観測とその工学的利用 -- メキシコ・アメリカの事例から -- ", 第17回地盤震動シンポジウム, pp.83-90.
- 柴田明德 (1981) : " 最新耐震構造解析 ", 森北出版.
- 志賀敏男・柴田明德・渋谷純一・南 亮一 (1979) : " 不規則な地形の地震動に関する解析的考察 ", 東北大学建築学報, Vol. 20, pp.89-103.
- 篠崎祐三・小堀鐸二 (1991) : " 油圧制御起振機の試作と性能試験, 油圧制御起振機による強制振動試験に関する研究 (1) ", 日本建築学会構造系論文報告集, No.423, pp.105-112.
- 篠崎祐三・小堀鐸二 (1991) : " 不整形地盤の振動特性, 油圧制御起振機による強制振動試験に関する研究 (2) ", 日本建築学会構造系論文報告集, No.426, pp.67-78.
- 篠崎祐三・小堀鐸二 (1992) : " 不整形地盤の波動伝播特性, 油圧制御起振機による強制振動試験に関する研究 (3) ", 日本建築学会構造系論文報告集, No.431, pp.37-45.
- 篠崎祐三・小堀鐸二 (1992) : " 基礎加振による不整形地盤の振動特性に関する数値解析, 油圧制御起振機による強制振動試験に関する研究 (4) ", 日本建築学会構造系論文報告集, No.441, pp.33-43.
- Smith, W. D. (1974) : " A non-refracting plane boundary for wave propagation problem ", J. Comp. Phys. Vol. 38, pp.492-503.
- 多賀直恒 (1982) : " 不規則な構造の地盤震動 ", 地震動と地盤, 日本建築学会, pp.164-178.
- 多賀直恒・富樫 豊・宮崎 正 (1983) : " 濃尾平野周縁部の長周期微動特性 - たい積地盤と振動源んの特性の分離 ", 日本建築学会論文報告, No.324, pp.95-103.
- 多賀直恒・富樫 豊・今岡克也 (1989) : " 丘陵地における埋土地盤及びその上に建つ構造物の振動性状 - 境界要素法による理論解析的考察 - ", 日本建築学会論文報告, No.400, pp.149-158.
- 多賀直恒・富樫 豊・今岡克也 (1990) : " 丘陵地における埋土地盤及びその上に建つ構造物の振動性状 - 常時微動観測による実証的アプローチ - ", 日本建築学会論文報告, No.414, pp.71-80.
- Tajimi, H., S. Yamamoto, N. Shimizu, and Y. Kobori (1973) : " Analysis of dynamic earth pressure operating on embedded wall by thin layered element method ", 関東地震50周年記念地震工学シンポジウム論文集, pp. 179-186.
- 田治米辰雄・望月利男・松田磐余 (1977) : " 地盤と震害・地域防災研究からのアプローチ ", 槇書店
- 田中正隆・松本敏郎・中村正行 (1991) : " 境界要素法 ", 培風館.
- 富樫 豊・今岡克也 (1983) : " 境界要素法を用いた片切・片盛地盤の定常応答解析 ", 日本建築学会学術講演梗概集, pp.735-736
- 富樫 豊・横井 薫 (1986) : " 不整形地盤の振動特性 ", 第7回日本地震工学シンポ, pp.673-680.

- Tong, J. and E. Kuribayashi (1988) : " The three-dimensional resonance of axisymmetric sediment-filled valleys ", Soils and Foundations, Vol. 28, pp.130-146.
- Trifunac, M. D. (1971) : " Surface motion of a semi-cylindrical alluvial valley for incident plane SH waves " , Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 61, pp.1755-1770.
- Trifunac, M. D. (1973) : " Scattering of plane SH waves by a semi-cylindrical canyon " , Earthq. Eng. and Struct. Dyn., Vol. 1, pp.267-281.
- Tucker, B.E. and J.L.King (1984) : " Dependence of sediment-filled valley response on input amplitude and valley properties " , Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 74, pp.153-165.
- 宇佐美龍夫 (1987) : "新編日本被害地震総覧", 東京大学出版会.
- Wong, H. L. and Trifunac, M. D. (1974) : " Surface motion of a semi-elliptical alluvial valley for incident plane SH waves " , Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 64, pp.1389-1408.
- Wong, H. L. and P. C. Jennings (1975) : " Effects of canyon topography on strong ground motion " , Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 65, pp.1239-1257.
- Wong, H. L. (1979) : " Diffraction of P, SV, and Rayleigh waves by surface topographies " , USC Report No.CE 79-05.
- Wong, H. L. (1982) : " Effects of surface topography on the diffraction of P, SV, and Rayleigh waves " , Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 72, pp.1167-1183.
- 山原 浩 (1971) : " 地盤と学校 ", 学校建築計画・日本建築学会, pp.467-486.
- Yamanaka, H., K. Seo and T.Samano (1989) : " Effects of sedimentary layers on surface-wave propagation " , Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 79, pp.745-752.
- 座間信作 (1981,a) : " 不規則構造に対する地震波の挙動 その1.崖地形が地震動に及ぼす影響 " , Bull. Earthq. Res. Inst., Vol. 56, pp.741-752.
- 座間信作 (1981,b) : " 不規則構造に対する地震波の挙動 その2.1944年東南海地震による静岡県太田川下流域浅羽町付近の被害について " , Bull. Earthq. Res. Inst., Vol. 56, pp.753-760.
- 座間信作 (1981,c) : " 不規則構造に対する地震波の挙動 その3.水平方向に不均質な媒質を伝播する Love波 " , Bull. Earthq. Res. Inst., Vol. 56, pp.761-777.
- 座間信作 (1982) : " 不規則構造に対する地震波の挙動 その4.レーリー波 " , Bull. Earthq. Res. Inst., Vol. 57, pp.379-399.



## ● 謝 辞

本論文は、筆者が名古屋大学工学部建築学科の4年生になった昭和56年4月に多賀研究室に入り、昭和59年3月まで卒論生・大学院生として研究していた頃にその骨格ができあがり、助手として再び昭和61年11月に赴任してから平成5年秋までに追加検討等を行ってまとめたものであります。

私がこの研究テーマを選んだ契機は、多賀研究室に入った頃に発刊された"境界要素法入門"を精読するように多賀教授に勧められ、書かれていたポテンシャル問題の記述をSH波場問題に応用できることを発見したことに始まっています。当時の研究室では、微動観測の器材やシステムはすでに完成されており、濃尾平野や造成地盤などでの観測は、毎年のように実施されていました。このことが幸いして、不整形地盤の振動性状の問題について微動観測による実証的な手法と境界要素法を用いた数値解析的な手法を組み合わせて研究することができました。

このような研究の機会を与えてもらい、研究が遅れがちな私に対して厳しくも温かい気持ちで長期間に渡ってご指導を賜った名古屋大学教授 多賀直恒 博士に対し深甚の謝意を表します。また、微動観測のシステムを構築して下さった多賀研究室のO.B.の方々に深く謝意を表します。

本研究につきまして貴重な助言を頂きました名古屋大学教授 坂本 順 博士、同教授 松井徹哉 博士、同助教授 福和伸夫 博士に深く謝意を表します。

また、建築学科の学生・大学院生の時に講義・演習を通じてご指導を賜った、松岡理 博士、同教授 小阪義夫 博士（故人）、同教授 谷川恭雄 博士に対し深く感謝の意を表します。

さらに、共同研究者として微動観測や波形解析について貴重な助言を頂きました多賀研究室の前助手 富樫 豊 博士（現・富山美術大学講師）に対して深く感謝の意を表します。また、微動観測について器材の整備から現場での指揮等で貴重な働きをして下さった多賀研究室の技官 平塚義正 氏に対して深く感謝いたします。

最後に、微動観測や波形解析などを快く手伝ってもらった多賀研究室の大学院生、学部生諸君に深く感謝します。

1993年10月 筆 者

## ● 発表論文リスト

### (1) 審査論文

宮崎 正,多賀直恒,富樫 豊,谷口仁士,今岡克也：濃尾平野の長周期微動特性の総括的研究  
－観測と2次元定常応答解析－,日本建築学会論文報告集,No.351,1985,5月,pp.103-112.

多賀直恒,富樫 豊,今岡克也：丘陵地における埋土地盤及びその上に建つ構造物の振動性状  
-境界要素法による理論解析的考察-,日本建築学会構造系論文報告集,No.400,1989,6月,pp.149-158.

多賀直恒,富樫 豊,今岡克也：丘陵地における埋土地盤及びその上に建つ構造物の振動性状  
常時微動観測による実証的アプローチ-,日本建築学会構造系論文報告集,No.414,1990,8月,pp.71-80.

### (2) シンポジウム

今岡克也,多賀直恒：埋土地盤上に建つ構造物の振動特性  
第1回地盤工学シンポジウム,1989,7月,pp.95-100.

今岡克也,多賀直恒：造成地盤及びその上に建つ構造物の振動特性  
第8回日本地震工学シンポジウム,1990,12月,pp.415-420.

多賀直恒,松澤 宏,今岡克也：根入れのある杭基礎構造物の地震時水平抵抗機構に関する実験的研究  
第8回日本地震工学シンポジウム,1990,12月,pp.1113-1118.

今岡克也,多賀直恒：短周期計及び長周期計で観測された微動のデータ処理に関する研究  
シンポジウム足柄平野の微動と地下構造,1991,3月,pp.48-53.

### (3) 国際会議

Taga, N., H. Matsuzawa, and K. Imaoka : Lateral bearing behaviour of embedded foundation under sinusoidal excitation, Proc. Int. Conf. Earthquake Resistant Construction and Design, 1989, pp.245-255.

Taga, N., K. Imaoka, and H. Matsuzawa : Lateral bearing capacity of embedded foundation under sinusoidal excitation, Proc. 10th World Conference on Earthquake Engineering, 1992, July, pp.1755-1760.

## (4) 口頭発表

## ◇ 日本建築学会学術講演梗概集

富樫 豊,今岡克也:境界要素法を用いた片切・片盛地盤の定常応答解析  
日本建築学会学術講演梗概集,1983,9月,pp.735-736.

多賀直恒,今岡克也:境界要素法を用いた埋谷地盤上に建つ構造物の振動特性  
日本建築学会学術講演梗概集,1984,10月,pp.755-756.

多賀直恒,今岡克也,吉川由数:造成地盤の増幅特性に関する解析的及び観測的研究  
日本建築学会学術講演梗概集,1987,10月,pp.509-510.

多賀直恒,松澤 宏,今岡克也:構造物根入れ部の地震時水平支持機構に関する研究  
(その1. 振動砂槽による実験),日本建築学会学術講演梗概集,1988,10月,pp.753-754.

多賀直恒,松澤 宏,今岡克也:構造物根入れ部の地震時水平支持機構に関する研究  
(その2. 境界要素法による解析),日本建築学会学術講演梗概集,1988,10月,pp.755-756.

安井文康,多賀直恒,松澤 宏,今岡克也:根入れのある杭基礎構造物の水平力分担機構に関する実験的研究,日本建築学会学術講演梗概集,1989,10月,pp.275-276.

坪井利弘,多賀直恒,杉山 武,今岡克也:杭打撃による振動伝播性状  
日本建築学会学術講演梗概集,1989,10月,pp.825-826.

今岡克也,多賀直恒:丘陵地における埋土地盤上に建つ構造物の振動特性  
- 常時微動観測による実証的研究 -,日本建築学会学術講演梗概集,1989,10月,pp.851-852.

今岡克也,多賀直恒:土地造成により生じた不整形地盤の振動特性に関する研究  
日本建築学会学術講演梗概集,1990,10月,pp.343-344.

安井文康,多賀直恒,松澤 宏,今岡克也:根入れのある杭基礎構造物の水平力分担性状に関する実験的研究,日本建築学会学術講演梗概集,1990,10月,pp.481-482.

今岡克也,多賀直恒:微動観測における平均フーリエスペクトルの有効性に関する考察  
日本建築学会学術講演梗概集,1991,9月,pp.457-458.

浅野三男,多賀直恒,今岡克也:車両走行による地盤及び建屋内の波動伝播性状  
日本建築学会学術講演梗概集,1991,9月,pp.521-522.

多賀直恒,松澤 宏,今岡克也,西澤崇雄:根入れのある杭基礎構造物の水平力分担性状に関する基礎的研究(その1) 振動砂槽実験による結果,日本建築学会学術講演梗概集,1991,9月,pp.909-910.

今岡克也,多賀直恒,西澤崇雄,松澤 宏:根入れのある杭基礎構造物の水平力分担性状に関する基礎的研究(その2) 有限要素法による結果,日本建築学会学術講演梗概集,1992,8月,pp.607-608.

沖田正夫,青山邦男,今岡克也,福和伸夫,飯場正紀,多賀直恒:シリコン地盤模型による構造物-地盤系の相互作用実験(その1)全体計画と模型の設計,日本建築学会学術講演梗概集,1992,8月,pp.561-562.

青山邦男,今岡克也,沖田正夫,李陽,飯場正紀,多賀直恒:シリコン地盤模型による構造物-地盤系の相互作用実験(その2)計測装置と建物・地盤模型の振動特性,日本建築学会学術講演梗概集,1993,9月,pp.327-328.

沖田正夫,今岡克也,李陽,青山邦男,福和伸夫,多賀直恒:シリコン地盤模型による構造物-地盤系の相互作用実験(その3)基礎根入れによる相互作用ばねの比較,日本建築学会学術講演梗概集,1993,9月,pp.329-330.

梅村建次,今岡克也,沖田正夫,青山邦男,飯場正紀,多賀直恒:シリコン地盤模型による構造物-地盤系の相互作用実験(その4)建物の階数と基礎根入れによる振動性状の比較,日本建築学会学術講演梗概集,1993,9月,pp.331-332.

今岡克也,梅村建次,橋村一彦,青山邦男,福和伸夫,多賀直恒:シリコン地盤模型による構造物-地盤系の相互作用実験(その5)基礎根入れ前後面の動土圧性状,日本建築学会学術講演梗概集,1993,9月,pp.333-334.

#### ◇土質工学研究発表会講演集

多賀直恒,富樫豊,今岡克也,宮崎正:濃尾平野の振動解析-長周期微動観測と2次元定常解析との比較-第19回土質工学研究発表会発表講演集,1984,6月,pp.609-610.

今岡克也,加藤嘉昭:境界要素法を用いた不整形地盤の振動第19回土質工学研究発表会発表講演集,1984,6月,pp.619-620.

松澤宏,多賀直恒,今岡克也,加藤雅文:構造物根入れ部に対する地震時水平支持機構に関する研究第22回土質工学研究発表会発表講演集,1987,6月,pp.703-704.

多賀直恒,今岡克也,吉川由数:造成地盤上に建つ構造物の振動性状第23回土質工学研究発表会発表講演集,1988,6月,pp.795-796.

多賀直恒,松澤宏,今岡克也,松井紀裕:構造物根入れ部の地震時水平支持機構に関する実験的研究第23回土質工学研究発表会講演集,1988,6月,pp.1549-1550.

多賀直恒,松澤宏,今岡克也,前田忍:根入れのある杭基礎構造物の水平力分担性状に関する実験的研究,第24回土質工学研究発表会講演集,1989,6月,pp.1357-1358.

今岡克也,多賀直恒:造成地盤の振動特性に関する観測的・解析的研究第25回土質工学研究発表会講演集,1990,6月,pp.917-918.

松澤宏,多賀直恒,今岡克也,前田忍:構造物根入れ部に作用する動的土圧の性状について第25回土質工学研究発表会講演集,1990,6月,pp.943-944.

多賀直恒,今岡克也,菅野安雄：地震時名古屋地域における広域的な地盤振動特性の評価  
第26回土質工学研究発表会講演集,1991,7月,pp.907-908.

多賀直恒,松澤 宏,小出直剛,今岡克也,安井文康,宇佐見建造：構造物根入れ部の地震時水平力分担性状に関する実験的研究,第26回土質工学研究発表会講演集,1991,7月,pp.933-934.

多賀直恒,松澤 宏,今岡克也,小出直剛,西澤崇雄：構造物根入れ部の地震時水平力分担性状に関する解析的研究,第27回土質工学研究発表会講演集,1992,6月,pp.1055-1056.

#### ◇ 土木学会年次学術講演会

多賀直恒,松澤 宏,今岡克也,前田 忍：構造物根入れ部の水平力分担性状に関する実験的研究  
土木学会第44回年次学術講演会第1部,1989,10月,pp.1056-1057.

#### ◇ 日本鋼構造協会マトリクス解析法研究発表論文集

富樫 豊,横井 薫,今岡克也：切・盛地盤の振動性状について  
日本鋼構造協会マトリクス解析法研究発表論文集,1983,7月,pp.339-340.

#### ◇ 日本建築学会東海支部研究報告

今岡克也,鬼頭俊之：境界要素法による地盤の定常解析—定式化と解析例—  
日本建築学会東海支部研究報告,1983,2月,pp.57-60.

今岡克也,加藤嘉昭：基盤形状の不規則性を有する地盤の振動特性  
(その1 解析手法の分類と基本的な特性),日本建築学会東海支部研究報告,1984,2月,pp.49-52.

今岡克也,加藤嘉昭：基盤形状の不規則性を有する地盤の振動特性  
(その2 観測及び解析例),日本建築学会東海支部研究報告,1984,2月,pp.53-56.

吉川由数,今岡克也：片切・片盛地盤上に建つ構造物の振動性状  
日本建築学会東海支部研究報告,1988,2月,pp.81-84.

今岡克也,多賀直恒,堀田基文：交通振動の伝播性状に関する観測的研究  
日本建築学会東海支部研究報告,1989,2月,pp.109-112.

多賀直恒,今岡克也,宮崎 正,藤原陽介：上下動地震動の特性の研究  
日本建築学会東海支部研究報告,1989,2月,pp.113-116.

多賀直恒,今岡克也,伊藤紀彦,堀田基文,杉山 武：杭打撃の振動伝播性状  
日本建築学会東海支部研究報告,1989,2月,pp.129-132.

今岡克也,多賀直恒：大規模な土地造成により生じた不整形地盤の振動特性  
日本建築学会東海支部研究報告,1990,2月,pp.97-100.

多賀直恒,今岡克也,浅野三男,西澤崇雄：地表面地形の幾何学的不整形に基づく地盤の振動伝播特性  
日本建築学会東海支部研究報告,1990,2月,pp.101-104.

多賀直恒,松澤 宏,今岡克也,前田 忍,安井文康：構造物地下埋設部の地震時振動性状に関する総括的考察,  
日本建築学会東海支部研究報告,1990,2月,pp.105-108.

多賀直恒,松澤 宏,今岡克也,安井文康,宇佐見建造,小出直剛：構造物地下埋設部に作用する摩擦抵抗力  
の計測方法の考察,日本建築学会東海支部研究報告,1991,2月,pp.133-136.

多賀直恒,今岡克也,平墳義正,浅野三男：地盤の常時微動の計測法に関する研究  
日本建築学会東海支部研究報告,1991,2月,pp.137-140.

多賀直恒,今岡克也,西澤崇雄,名倉繁樹：名古屋地域における軟弱地盤の分布状況  
日本建築学会東海支部研究報告,1991,2月,pp.141-144.

今岡克也,多賀直恒：基盤傾斜による影響を考慮した沖積谷地盤の振動特性  
日本建築学会東海支部研究報告,1991,2月,pp.145-148.

今岡克也,多賀直恒：格子型モデルを用いた不整形地盤の3次元効果に関する研究  
日本建築学会東海支部研究報告,1992,2月,pp.209-212.

沖田正夫,青山邦男,今岡克也,福和伸夫,飯場正紀,多賀直恒：シリコン地盤模型を用いた構造物-地盤系の  
振動台実験(その1)地盤模型と構造物模型の動特性,日本建築学会東海支部研究報告,1993,2月,  
pp.173-176.

今岡克也,青山邦男,沖田正夫,福和伸夫,飯場正紀,多賀直恒：シリコン地盤模型を用いた構造物-地盤系の  
振動台実験(その2)地表面直接基礎の実験結果と考察,日本建築学会東海支部研究報告,1993,2月,  
pp.177-180.

## ● 図表リスト

## ◇ 第1章 序 論

## 1.1 研究の目的

図 1.1.1	不整形地盤の分類と例	...	2
---------	------------	-----	---

## 1.2 過去の地震被害と地盤との関連

図 1.2.1	1968年十勝沖地震の際の八戸東高校の被害概要	...	7
---------	-------------------------	-----	---

図 1.2.2	過去の地震で被害の集中が見られた不整形地盤の例	...	10
---------	-------------------------	-----	----

## 1.3 不整形地盤に関する既往の研究

図 1.3.1	不整形地盤の理論解析的な研究の歴史的な変遷	...	11
---------	-----------------------	-----	----

## 1.4 論文の構成

## ◇ 第2章 微動観測による地盤の振動特性

## 2.1 微動の分類と観測方法

図 2.1.1	微動観測の総合感度特性の代表例	...	21
---------	-----------------	-----	----

図 2.1.2	地盤種別毎の常時微動波形と周期 - 頻度曲線の例	...	23
---------	--------------------------	-----	----

図 2.1.3	N値分布と周期 - 頻度曲線の比較	...	24
---------	-------------------	-----	----

図 2.1.4	長周期微動観測による濃尾平野周辺のフーリエスペクトル	...	26
---------	----------------------------	-----	----

## 2.2 微動観測の実施例と平均フーリエスペクトル

図 2.2.1	微動観測位置と表層地盤種別	...	28
---------	---------------	-----	----

図 2.2.2	東西方向の地層断面	...	28
---------	-----------	-----	----

図 2.2.3	深夜の観測による微動の波形	...	29
---------	---------------	-----	----

図 2.2.4	深夜の観測によるフーリエスペクトル	...	31
---------	-------------------	-----	----

図 2.2.5	深夜の観測による卓越振動数と解析時間との関係	...	31
---------	------------------------	-----	----

図 2.2.6	深夜の観測による平均フーリエスペクトル	...	33
---------	---------------------	-----	----

図 2.2.7	昼間の典型的な微動の波形例	...	34
---------	---------------	-----	----

図 2.2.8	昼間の観測による平均フーリエスペクトル	...	33
---------	---------------------	-----	----

図 2.2.9	昼間の観測によるフーリエスペクトル	...	33
---------	-------------------	-----	----

## 2.3 地盤・建物模型の常時微動観測

表 2.3.1	模型実験の相似則	...	35
---------	----------	-----	----

表 2.3.2	地盤模型の諸元	...	35
---------	---------	-----	----

図 2.3.1	地盤・建物模型の常時微動観測の外観	...	36
---------	-------------------	-----	----

図 2.3.2	常時微動の水平成分波形	...	38
---------	-------------	-----	----

図 2.3.3	常時微動観測によるフーリエスペクトル	...	38
図 2.3.4	常時微動観測によるスペクトル比と位相差	...	38
図 2.3.5	地盤模型のスweep加振実験による結果	...	40
図 2.3.6	建物模型の自由振動実験による結果	...	40
◇ 第3章 境界要素法による地盤の振動特性の把握			
3.1 数値解析手法の概要			
図 3.1.1	境界値問題に対する数値解析手法の比較	...	41
3.2 剛基盤上の不整形地盤の周波数応答解析			
図 3.2.1	剛基盤上の均質地盤の解析モデルと座標系	...	43
図 3.2.2	境界条件と鏡像法	...	44
図 3.2.3	微小半円を付加したソース点近傍境界	...	47
図 3.2.4	一定要素による要素分割と要素内での積分	...	48
図 3.2.5	線形要素による要素分割と要素内での積分	...	50
図 3.2.6	水平均質地盤による伝達特性と解析精度の比較	...	52
図 3.2.7	剛基盤上の2領域地盤の解析モデル	...	53
図 3.2.8	水平成層地盤による伝達特性と解析精度の比較	...	55
3.3 弾性基盤上の不整形地盤の周波数応答解析			
図 3.3.1	入射問題による不整形地盤の解析モデル	...	56
図 3.3.2	外側領域内の応答量の要因による分離	...	57
図 3.3.3	半円筒型地盤による伝達特性と解析精度の比較	...	61
図 3.3.4	入射問題による不整形地盤 - 構造物系の解析モデル	...	62
3.4 濃尾平野を対象とした解析例			
写真 3.4.1	伊勢湾北部 13,000 m 上空より北方を望む	...	65
図 3.4.1	濃尾平野周辺の地形分類の概要	...	65
図 3.4.2	濃尾平野の東西方向の模式断面	...	66
図 3.4.3	境界要素法による濃尾平野の解析モデル	...	66
図 3.4.4	濃尾平野内各地点の増幅特性	...	68



◇ 第4章	微動観測による埋谷地盤の振動特性と構造物への影響		
4.1	観測された地盤と構造物の概要		
図 4.1.1	観測対象の地形概要と構造物配置	...	71
図 4.1.2	土地造成前後の地層断面	...	70
図 4.1.3	対象構造物の基礎伏せと軸組み	...	73
4.2	常時微動の観測方法		
表 4.2.1	常時微動観測の実施日と概要	...	75
図 4.2.1	各観測毎の観測点位置	...	76
図 4.2.2	常時微動観測での総合振動数特性	...	76
4.3	地盤上の観測結果と地下構造との関連		
図 4.3.1	地山・切土・谷底での常時微動観測結果	...	78
図 4.3.2	埋谷地盤における常時微動の波形例	...	81
図 4.3.3	埋谷地盤における常時微動のフーリエスペクトル	...	81
図 4.3.4	切土上(▽1)で基準化された常時微動のスペクトル比	...	82
図 4.3.5	2次元解析による埋谷地盤の応答倍率特性	...	82
図 4.3.6	非対称な埋谷地盤における常時微動の波形例	...	83
図 4.3.7	非対称な埋谷地盤における微動の平均振幅	...	84
図 4.3.8	切土上(▽1)で基準化された常時微動のスペクトル比	...	84
図 4.3.9	2次元解析による非対称な埋谷地盤の応答倍率特性	...	86
図 4.3.10	2次元解析による非対称な埋谷地盤の振動数毎の応答倍率分布	...	86
4.4	構造物の観測結果と埋谷地盤との関連		
図 4.4.1	構造物各階建設毎の 切土上で基準化された最上階のスペクトル比	...	87
図 4.4.2	構造物階数と固有振動数の関係	...	87
図 4.4.3	埋谷地盤上と構造物各位置での常時微動波形の例	...	89
図 4.4.4	構造物1階及び最上階各位置での平均振幅分布	...	90
図 4.4.5	埋土地盤上と構造物各位置でのフーリエスペクトル	...	91
図 4.4.6	構造物1階東端部で基準化された最上階のスペクトル比	...	92
図 4.4.7	地盤-構造物系の境界要素法による2次元解析モデル	...	93
図 4.4.8	2次元解析による振動数毎の応答倍率分布	...	94
図 4.4.9	2次元解析による最上階各位置での応答倍率特性	...	94

## ◇ 第5章 境界要素法による埋谷地盤の振動特性と構造物への影響

5.1	一般的な沖積谷地盤の振動性状	
表 5.1.1	沖積谷地盤の2次元解析におけるパラメータ	... 98
図 5.1.1	沖積谷地盤の解析モデルの概要	... 98
図 5.1.2	境界要素法による沖積谷地盤の解析モデル	... 98
図 5.1.3	せん断波速度比に対する沖積谷地盤の振動特性の影響	... 100
図 5.1.4	形状比の変化に対する沖積谷地盤の振動特性の影響	... 102
図 5.1.5	基盤傾斜角を変化させた解析で用いられた沖積谷地盤モデル	... 103
図 5.1.6	基盤傾斜角の変化に対する沖積谷地盤の振動特性の影響	... 104
5.2	埋谷地盤の振動性状	
図 5.2.1	境界要素法による埋谷地盤の解析モデル	... 105
図 5.2.2	振動数毎の地表面応答倍率分布	... 107
図 5.2.3	埋谷地盤上の各サイトの振動数特性	... 108
図 5.2.4	振動数毎の埋谷地盤内の応答倍率分布	... 107
5.3	埋谷地盤上に建つ構造物の振動特性	
図 5.3.1	埋谷地盤上の構造物の解析モデル	... 110
図 5.3.2	埋谷地盤中央に設置された構造物各部及び地盤の応答倍率	... 112
図 5.3.3	埋谷地盤上の構造物建設位置の違いによる 構造物頂部の応答倍率	... 113
図 5.3.4	異種地盤上にまたがる構造物の解析モデル	... 115
図 5.3.5	異種地盤上の構造物各部の応答倍率, 振動モード	... 115
図 5.3.6	異種地盤上の構造物の振動モード	... 117
図 5.3.7	異種地盤上の構造物の歪分布	... 117