

# 港湾技研資料

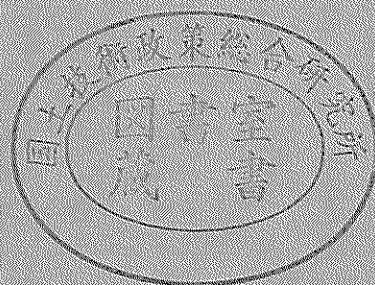
TECHNICAL NOTE OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 752      June 1993

土圧を受ける重力式港湾構造物の地震時安定性に関する研究

風 間 基 樹

運輸省港湾技術研究所



# 目 次

要 旨 .....	5
1. 序 論 .....	5
1.1 研究の背景 .....	5
1.2 本文の構成 .....	6
2. 土圧を受ける構造物の地震時安定性に関する既往の研究 .....	6
2.1 土圧を受ける構造物の地震時安定性に係わる既往の研究 .....	6
2.1.1 土圧を受ける構造物の地震時応答に関する研究 .....	6
2.1.2 地震時土圧に関する研究 .....	8
2.1.3 重力式港湾構造物の地震時安定性に関する研究 .....	10
2.2 遠心力載荷模型振動実験に関する既往の研究 .....	10
2.2.1 模型振動実験の相似則に関する研究 .....	10
2.2.2 遠心力場の模型振動実験に関する研究 .....	11
2.3 既往の研究成果のまとめ .....	12
〔参考文献〕 .....	12
3. 剛体-地盤ばねモデルによる重力式港湾構造物の地震応答解析 .....	16
3.1 序 節 .....	16
3.2 全体系解析による重力式港湾構造物の地震応答特性 .....	16
3.3 剛体-地盤ばねモデル .....	20
3.3.1 Inertial Interaction と Kinematic Interaction .....	20
3.3.2 剛体-地盤ばねモデルの定式化 .....	20
3.4 解析結果 .....	25
3.5 剛体-地盤ばねモデルの適用性 .....	28
3.5.1 全体系解析手法 (FLUSH) との比較 .....	28
3.5.2 地震観測結果との比較 .....	32
〔参考文献〕 .....	33
4. ケーソンに作用する地震時土圧の1 G場における模型振動実験と解析 .....	35
4.1 序 節 .....	35
4.2 実験方法 .....	35
4.2.1 模型ケーソン .....	35
4.2.2 受圧板の慣性力の除去方法 .....	35
4.2.3 模型地盤の断面および加振方法 .....	35
4.2.4 模型地盤の作製方法 .....	36

4.3	実験結果および考察	36
4.3.1	実験前の静的土圧	36
4.3.2	周辺地盤とケーソンの加速度応答特性	37
4.3.3	動的土圧合力の特性	38
4.3.4	慣性力と動的土圧合力の位相差について	40
4.3.5	動的土圧の分布形状	41
4.3.6	物部・岡部式との比較	42
4.3.7	地震波実験	45
4.4	剛体-地盤ばねモデルによる実験の解析	47
4.4.1	地盤ばね係数算定のための起振実験	48
4.4.2	解析条件	48
4.4.3	解析結果	51
	[参考文献]	53
5.	遠心力場における模型振動実験	57
5.1	序 節	57
5.2	遠心力場における模型振動実験の原理	57
5.2.1	模型振動実験の相似則	57
5.2.2	実験上の留意事項	61
5.3	振動実験装置	64
5.3.1	振動実験装置の仕様	64
5.3.2	加振機構の選択	65
5.3.3	データ計測システム	65
5.3.4	実験に用いた油圧式振動実験装置	66
5.4	模型地盤の初期せん断剛性の深さ方向分布	67
5.4.1	実験条件および実験方法	70
5.4.2	模型地盤のせん断波速度の推定方法	70
5.4.3	実験結果	72
5.5	ケーソン式港湾構造物の地震時安定性に関する模型実験	73
5.5.1	実験方法	73
5.5.2	実験結果	74
5.5.3	1 G場と遠心力場の模型実験の相互比較とその考察	78
	[参考文献]	85
6.	研究成果の設計への応用について	87
6.1	震度法に基づく地震時安定計算手法の現状と問題点	87
6.1.1	重力式港湾構造物に作用する地震力	87
6.1.2	重力式港湾構造物に作用する地震時土圧	90
6.1.3	構造物-地盤全体系の地震応答特性を考慮した 地震外力の評価の必要性	90

6.2 土圧を受ける構造物に作用する地震外力の新しい算定法について	90
6.2.1 1 G場と遠心力場の実験結果の比較	91
6.2.2 2 質点モデルによる実験の解析	93
6.2.3 新しい地震時安定計算手法の提案	95
[参考文献]	97
7. 結 論	98
7.1 本研究のまとめ	98
7.2 今後の課題	99
記号一覧表	101

# Seismic Stability of Gravity-type Harbour Structures Subjected to Earth Pressure

Motoki KAZAMA\*

## Synopsis

Authors studied seismic stability of gravity-type harbour structures subjected to earth pressure by analytical and experimental approach.

A model named "rigid body-ground spring model" was presented to analyze the dynamic soil-structure interaction effects on structure response. By the model tests both in ordinary 1 G field and in centrifugal field, the dynamic earth pressure acting on the caisson foundation was studied. It is found that the dynamic soil-structure interaction effects has to be taken into account in estimation of seismic earth pressure and of seismic response of structure. The validity of centrifuge model tests was also shown by comparing with the test in ordinary 1 G field. Finally, a new scheme to estimate the external forces used seismic stability judgement of the gravity-type quaywalls was presented.

**Key Words :** Gravity-type, Harbour Structure, Dynamic Soil-Structure Interaction, Earthquake Response, Seismic Earth Pressure, Earthquake Resistant, Model Test, Centrifuge, Similitude

---

\* Senior Research Engineer., Structural Engineering Division

# 土圧を受ける重力式港湾構造物の 地震時安定性に関する研究

風 間 基 樹 \*

## 要 旨

近年、港湾構造物は、大型化、大水深化が進み、それに伴って構造形式も多様化する傾向がある。地震の多い我国では、構造物の断面が地震時で決まることが多いため、大型化、大水深化する港湾構造物を経済的に建設するための、より合理的な耐震設計法が求められている。

本研究は、港湾構造物のうち土圧を受ける重力式港湾構造物を対象として、その地震応答特性及び、構造物に作用する地震時土圧を解析的、実験的に明らかにし、同構造物の地震時安定性について考察したものである。本研究の内容を要約すると以下のとおりである。

- 1) 土圧を受ける構造物の地震時安定性に関わる既往の研究、及び遠心力载荷模型振動実験に関する既往の研究を整理した。
- 2) 重力式構造物—周辺地盤系の地震応答解析のための剛体—地盤ばねモデルを提案し、同モデルを用いて構造物と周辺地盤の動的相互作用が剛体構造物の地震応答に及ぼす影響を明らかにした。
- 3) 1 G場においてケーソン模型を用いた模型振動実験を行い、ケーソンに作用する動的土圧の特性を検討し、地震時土圧を構造物—地盤全体系の振動現象の中でとらえることの必要性を示した。
- 4) 遠心力場における模型振動実験手法の原理、その問題点を明らかにし、同手法をケーソン式港湾構造物の地震時安定問題に適用した。
- 5) 現行の地震時安定計算手法の問題点を整理した。また、1 G場と遠心力場の実験結果を相互比較し、ケーソンに作用する地震外力の特性を考察した。最後に、本研究の成果から重力式港湾構造物の地震外力の新しい算定法を提案した。

キーワード：重力式港湾構造物、動的相互作用、地震応答、地震時土圧、耐震、模型振動実験、遠心力载荷実験、相似則

## 第一章 序 論

### 1.1 研究の背景

我が国では、主要都市の近傍には重要な港湾が立地し、国内外の物流の拠点として、その整備が急務とされている。大地震に際して港湾施設が被害を受け、使用不能または機能が低下することによる社会的影響は甚大である。港湾は地震被災直後の緊急物資の輸送や長期的な復旧活動のための物流の拠点になるため、港湾施設の耐震性の強化は重要な課題である。そのため、大地震直後の海上

輸送を確保するため、(あるいは、経済被害を最小限に押さえるため、) 通常の耐震基準より大きい設計外力で設計される耐震パースの整備が進められている。近年、港湾構造物は、大型化、大水深化が進み、それに伴って構造形式も多様化する傾向にある。地震の多い我が国では構造物の断面が地震時で決まることが多いため、多様化、大型化する構造物を経済的に建設するには、構造物の地震応答特性を考慮したより合理的な耐震設計法が求められている。

現在、構造物の耐震性向上のため種々の研究が行われ

\* 構造部 主任研究官

ているが、研究成果の集約というべき新しい設計法の提案には、その設計法の妥当性確認の作業が必要となる。その際、しばしば、実構造物の地震観測、あるいは、模型振動実験、数値解析が利用される。地震観測は、実物のデータを提供してくれるという意味で非常に重要であるが、いつ発生するかわからない地震を待つことになり、必要とする大地震のデータが取得されることも非常にまれである。しかも、観測中の構造物がたまたま破壊に至るケースはほとんどない。このような地震観測の短所を補うものとして、模型振動実験や数値解析が行われる。模型実験や数値解析は、あらかじめ練られた計画により、実構造物では観測できないような挙動の再現を行い、安全にかつ何度も繰り返し行うことができる。

最近の耐震工学分野の研究においては、大地震における震災事例の解析や大型模型の振動実験により、構造物の地震応答メカニズムの解明が進んできている。これら一連の研究成果から、構造物の耐震性は、構造物と地盤の動的相互作用を考慮して検討する必要があることが認識されてきた。構造物は周辺地盤から地震力を受けて振動し、また構造物の振動は、周辺地盤を介して入力地震動に影響するためである。このように構造物と地盤の間では、地震エネルギーのやりとりが行われているため、構造物と地盤の動的相互作用を考慮するためには、振動現象を構造物-地盤全体系のものでとらえる必要がある。特に、構造物が大きいほど、また地盤が軟らかいほど、構造物と地盤の動的相互作用の効果は大きくなる。本論文では、重力式港湾構造物の地震時安定性について論ずるが、構造物と地盤の動的相互作用を考慮することは、重力式港湾構造物の地震時安定性に係わる地震外力(慣性力、地震時土圧)の合理的な評価、更には、経済的な耐震設計法の確立にもつながるものである。

本論文は、重力式港湾構造物の耐震性評価を構造物-地盤全体系から行うことの必要性をかんがみ、構造物-地盤全体系の動的特性を考慮した数値解析と1G場および遠心場の模型振動実験により、土圧を受ける重力式港湾構造物の地震時安全性を検討したものである。なお、従来の被災事例によれば、重力式港湾構造物の地震時安定性に関しては、全体系の滑動破壊の事例が最も多く、断面形状も滑動安定性の照査で決定されている。したがって、本研究では破壊モードとしては主に滑動を考えている。また、地震時の水圧による荷重(動水圧)については特に考慮しないこととしている。すなわち、水面下の土は土粒子と間隙水が一体となった混合体とみなし、全応力的な取扱とした。

## 1.2 本文の構成

本文は、第一章序論から第七章結論まで、合計7章から構成される。

第二章では、重力式港湾構造物の地震時安定性を解明する際に必要となる地震観測、模型振動実験、動的解析についての研究を整理する。

第三章では、重力式港湾構造物の地震応答解析法として、剛体-地盤ばねモデルを提案し、定式化を行う。提案された解析法を用いて、重力式港湾構造物の地震応答特性などを定性的に検討する。また、同解析法と地震観測、およびFEM計算の結果を比較し、同解析法の適用性を考察する。

第四章では、重力式港湾構造物の一つであるケーソン式構造物に作用する地震時土圧の特性を解明することを主目的とし、通常の重力場における模型振動実験結果とその解析について述べる。模型実験の結果は、模型を小さな実物と見なし、現行の地震時土圧公式である物部・岡部式と比較検討する。また、実験結果を剛体-地盤ばねモデルで解析する。

第五章では、まず、最近の新しい模型実験手法である遠心力模型振動実験について、動的実験の立場からその原理を述べる。次に、港湾技術研究所で開発された、油圧式振動台を紹介する。最後に、総合的な立場から、ケーソン式構造物の地震時安定性についての遠心力模型実験結果を説明し、1G場の実験との比較検討を行う。

第六章では、現行の地震時安定計算法である震度法の問題点を明らかにするとともに、第3章から第5章までの研究結果を総合し、新しい重力式港湾構造物の地震時安定性の検討方法を提案する。

第七章は、本研究の結論を述べる。

## 第二章 土圧を受ける構造物の地震時安定性に関する既往の研究

土圧を受ける構造物の地震時安定性を検討する場合には、地震時に作用する外力の算定が重要である。本研究に関連する既往の研究として、本章では、まず構造物に作用する地震力、土圧、重力式港湾構造物の地震時安定性に関する既往の研究を整理する。次に、模型振動実験の相似則、遠心力載荷装置を用いた模型振動実験に関する既往の研究を整理する。

### 2.1 土圧を受ける構造物の地震時安定性に係わる既往の研究

#### 2.1.1 土圧を受ける構造物の地震応答に関する研究

土圧を受ける構造物には、岸壁や擁壁などの他に、地下タンクなどの地中構造物、建物の地下部分などがある。これら構造物の地震時応答は、背後地盤と周辺地盤の地震動に大きく影響され、地盤と構造物は異なる地震応答をすと言われている。構造物と地盤の動的相互作用の観点から、構造物を加振する有効な地震動は、質量の無い構造物の応答と定義され、“有効地震動”と呼ばれる<sup>1)</sup>。有効地震動に関する研究は、建物などの底面、あるいは地下タンクなどの側面が空間的に位相差を有する地震動を拘束するという現象の解明から始まっている。地震波の伝播特性を考慮すると、平面的に広い構造物は、表面波や底面に斜めから入射する実体波を拘束し、根入れの深い構造物は鉛直下方から伝播してくる地震動を拘束する。このような現象は、地盤と構造物の動的相互作用として説明され、特に、根入れのある構造物や地中構造物では、入力地震動の空間的な位相差が重要な役割を果たす。ここでは、このような観点から、これら土圧を受ける構造物の地震時応答に関する研究を中心に整理した。

- 1) 山原<sup>2), 3)</sup>は、建物の基礎と周辺地盤の地震観測結果から、平面的に広がりを持つ建物の応答が周辺地盤の応答より小さく、その差が波長の短い短周期成分を含む地震動ほど顕著であることを示した。この現象を地動が建物の基礎版によって拘束されることによる「入力損失」と名づけた。
- 2) 建物の入力損失効果についてはその後、国内外において、建物のねじり振動応答、種々の平面的形状を持つ建物の入力損失効果が示され<sup>4)~6)</sup>、地震動の入射角度あるいは地表面に沿う地震動の波長を把握することの必要性が認識された。
- 3) 石井<sup>7)</sup>は、大型地下タンクの地震観測により、タンクの地中基礎の側面が、入射波の垂直面内に生ずる

位相差を拘束する効果について研究し、水平面内で広がりを持つ構造物だけでなく、比較的深い根入れを有する構造物に地震波が鉛直下方から入射する場合にも入力損失効果が大いことを示した。また、石井<sup>7)</sup>は、直径および深さの異なる地下タンクの常時微動観測結果から、入力損失効果は基礎の埋め込み深さと正の相関を持ち、基礎幅とは負の相関を持つことを明らかにした。これら観測結果は、田中<sup>8)</sup>らの解析結果と同じ傾向を示すと述べている。なお、石井<sup>7)</sup>らは、2 Hz以下の周波数領域では、地下タンクは周辺地盤と一体となって動き、それ以上の振動数領域では、地下タンクはほぼ周辺地盤の動きによって変形することも示している。

- 4) 田中<sup>8)</sup>らは、剛体で質量が無視できる埋設基礎の動的特性と基礎寸法の関係について2次元FEMによる数値解析を行って検討している。その結果、埋め込み深さが大きくなると、低い振動数から基礎の応答は小さくなり回転動が出てくること、また基礎幅が広がると底面より入射してくる同位相同振幅の地動成分が相対的に多くなることにより幅の広い基礎の応答が大きくなること、さらに基礎の寸法が同じであれば基礎の応答は周辺地盤が硬いほど大きくなることなどを示した。
- 5) 稲富<sup>9)~11)</sup>は、深層混合処理工法で造られた改良地盤の地震時挙動を、地震観測、模型振動実験、数値計算から検討し、改良地盤が剛体的に挙動すること、改良地盤の地震応答が周辺の軟弱地盤よりも小さいことを示し、改良地盤の耐震設計法を提案している。
- 6) 澤田<sup>12)</sup>らは、剛体基礎の地震動が地表面のそれより小さくなる現象を基礎と地盤間の波動インピーダンス比に基づく波の反射作用に起因するものであることを示し、鉛直下方からの平面波入力による解析の妥当性を示した。また、基礎底面に入射する地震動の位相差入力の影響は、実質的に無視できると述べている。
- 7) 浜田<sup>13)</sup>は、地下タンクの地震時挙動を地震観測に基づいて検討した。これによると、タンクは地盤の振動周期で振動し、タンク固有の振動は認められないこと、タンクの振動には、地表面加速度に見られた短周期成分の加速度が無くなり、剛体的に振動するタンクは地盤の振動を拘束していることを明らかにした。タンクの変形は周辺地盤の相対変位すなわち地盤のひずみに支配されていることを示した。また、浜田<sup>13)</sup>は、地下タンクを地盤ばねに支持された円筒シェルモデルと考え、慣性力や内容液による動液圧を無視した静的なつり合い条件のみからタンクの変形を算定することを



- 提案している。
- 8) 倉橋ら<sup>19)</sup>は、タンクは地盤の動きを拘束し、側壁ひずみは周辺地盤のひずみに支配されていることを示している。また、比較的剛性が大きい土丹層により拘束されたタンクの側壁に働く慣性力は、概ね土丹層の加速度に支配されていると指摘している。
- 9) 鈴木ら<sup>20)</sup>、頼ら<sup>21)</sup>、岩橋ら<sup>22)</sup>も、貯槽躯体の挙動はその周辺地盤の挙動に支配され、自励的な挙動は示していないことを確認している。
- 10) 鈴木ら<sup>23)</sup>は、タンクは地盤の応答を拘束しながら同位相で応答すること、タンク側壁に生ずる応答ひずみはタンク-地盤系の1次共振の振動に影響されること、また円筒シェルFEMモデルで実験結果を再現するとタンク-地盤の力学系は動土圧・底板摩擦・反力土圧の力学系で表現できることを示した。
- 11) 岩橋<sup>24)</sup>らは、タンクの応答には地盤の非線形性の影響が顕著に表れること、またタンクの剛性が大きい場合は、地表面付近において、地盤とタンクの振幅と位相に差が生ずることを示している。また、剛性の大きなタンクに作用する土圧は、動水圧分布に近い形状を示し、地表付近の土圧の顕著な増大は無いことを示した。
- 12) 山口<sup>25)</sup>らは、タンクには地盤の振動を拘束する効果があること、拘束効果は埋設深度が深いほど顕著であること、また埋設深度および底板の有無にかかわらず、タンク-地盤連成系の共振振動数は、自然地盤のそれと有意な差がないことを明らかにしている。
- 13) 水野<sup>26)</sup>らは、剛性が大きい地下構造物はその設置深度が深くなるほど応答加速度は小さくなるが、構造物側面に作用する最大土圧は増加することを示した。また、このような特性は、周辺地盤の剛性が大きいほど顕著であることも述べている。
- 14) 渡辺<sup>27)</sup>らは、原子炉緊急冷却用水路(ダクト)の横断面に関する振動実験を実施している。ダクトの設置深度が浅いとダクトの剛性、質量の影響は出てこないが、深くなると質量の大きいダクト上の地盤加速度は、質量の小さい場合より小さく、共振振動数も低下することを示した。また、剛性が同じであれば、質量が大きいほど動土圧は増加すると述べている。
- 15) 片山<sup>28)</sup>らは、地中埋設構造物(カルバートやトレンチなど)の横断面の耐震設計で広く用いられている「応答変位法」は、ばねの設定法や解析に考慮する荷重(変位、慣性力、せん断力等)に一貫性が無いとして、「応答震度法」を提案している。「応答震度法」と「応答変位法」による解析結果を「FLUSH」<sup>29)</sup>による解

析結果と比較すると「応答変位法」は構造物の設置状況によっては、「FLUSH」の解との差が大きくなるが、「応答震度法」は構造物の設置状況とは係わり無く極めて良く一致すると報告している。

- 16) 立石ら<sup>30)</sup>は、応答変位法は地震時の応答が周辺地盤の変形に支配される構造物に適した手法であるが、地盤ばねの設定法や地震荷重の与え方に不明確な点があるとして、地盤インピーダンスを考慮したサブストラクチャー法を導き、応答変位法と比較検討している。RC製地中ダクトに対する解析結果を2次元FEM、応答変位法および上述の片山<sup>28)</sup>らの応答震度法の解析結果と比較すると、応答変位法を除いて極めて良く一致していると述べている。
- 17) 原田ら<sup>31), 32)</sup>は、剛体基礎-地盤系を物理的意味をもつ複素ばね係数と有効地震動を使うことによって、その特性を検討している。原田らは基礎の質量効果についても検討している。重い基礎の応答は、基礎の質量と複素ばね係数の大きさから決まる固有振動数で増大することを明らかにしている。
- 18) 加島ら<sup>33)</sup>は、基礎構造物の動的相互作用による応答の変化を設計に考慮するため、基礎の大きさを考慮した応答スペクトルを提案し、その計算例を示している。
- ### 2.1.2 地震時土圧に関する研究
- 1) 1924年、物部<sup>34)</sup>・岡部<sup>35)</sup>両博士は、あいついで、地震時土圧式を提案した。この土圧式は、クーロン土圧に震度法の考え方を導入し、裏込め背面または、前面の限界応力状態を考慮して導かれたものである。同式は、物部・岡部式と呼ばれ、現在、地震時土圧公式として設計に用いられている。
- 2) 地震時土圧に関する実験的研究は、松尾<sup>36)</sup>による模型実験に端を発している。松尾は振動箱に砂を入れて、壁に作用する圧力を計測し、裏込め土砂のゆり込みの影響を検討した。また、松尾<sup>37)</sup>らは、岸壁などの水面下の構造物に作用する土圧と間隙水に作用する動水圧を考慮し、重力式岸壁の安定に係わる土圧と動水圧を提案している。
- 3) 石井ら<sup>38), 39)</sup>も1960年代に一連の研究を実施している。この研究は振動箱に乾燥砂を満たし、振動実験(約3 Hzの正弦波加振)を行い種々の条件の壁及び壁体に作用する土圧を検討したものである。この実験によると、
- ① 地震時土圧は残留土圧部分と動的な振幅を持つ動的土圧部分に分けられる。残留土圧とは振動の際に増加した量が、そのまま静土圧の増加となって振動後も残留する土圧部分で、地震時土圧において支配

的部分であり、特に低い加速度レベルにおいて著しい。

② 高加速度レベルと低加速度レベルでは、地震時土圧の特性が全く異なる。

③ 地震時土圧は、壁体の運動や壁体の剛性、支持条によって異なる特性を示す。

④ 壁体の運動と地震時土圧には位相差がある。などの、地震時土圧現象に関する基礎的な知見が得られている。

4) 丹羽<sup>40)</sup>は、人工地震発生装置といういわゆる起振機を用いて、重力式擁壁に作用する地震時土圧の特性を把握し、土圧と壁体の運動の関係を力学モデルより表現した。この力学モデルは、壁体が弾性支持された剛体として取り扱われており、土圧や底面反力に対する解析が行われている。

5) 市原<sup>41)</sup>は、地震時に壁体に働く慣性力を相殺するような可動壁を持つ砂層を用いて地震時の土圧を調べている。これによると、地震時の主働土圧公式として物部・岡部式を用いるが、土圧分布は振動台による実験から三角形分布ではないため、土圧合力の作用点として実験式を提案している<sup>42)</sup>。市原<sup>41)</sup>は、また、ソコロフスキーの塑性論および対数線のスベリ面法に地震力を考慮した土圧算定法を提案し、土の強さが粘着力と内部摩擦に依存する場合<sup>43)</sup>、粘着力のみ依存する場合<sup>44)</sup>の地震時受働土圧を示した。また、地震時主働土圧についても土が粘着力と内部摩擦を持つ場合が求められている<sup>45)</sup>。

6) 大原<sup>46)</sup>は、物部・岡部式の妥当性を検証するため、可動壁を有する振動箱を用いて地震時主働土圧、地震時受働土圧の研究を行った。振動中に可動壁を4つの変形パターンで強制変位させ、地震時土圧合力およびその分布を計測した。この結果、土圧分布は壁の変形パターンによって異なること、振動による内部摩擦角の低下を考慮すれば、物部・岡部式は、概ね妥当な結果を与えることを示した。また、大原<sup>47)</sup>は、粘着力のある土の地震時土圧に関する実験を実施し、粘着力の影響で地震時主働土圧係数が小さくなることを明らかにした。なお、大原<sup>48)</sup>は、地震時土圧に関する問題点として、粘着力の影響の他に、水中震度と間隙水による動水圧との関係、壁体に作用する地震時土圧と慣性力の位相差などを指摘し、地震時土圧に関する研究課題をまとめた。

7) 松並<sup>49)</sup>は、粘性土の地震時土圧公式として、壁面付着力を考慮した簡易算定法を提案した。

8) 松澤<sup>50)</sup>は弾性支持された剛性壁に作用する地震時

主働土圧について、壁の支持剛性および壁に作用する地震力に着目して実験的研究を行っている。これによると、土圧に及ぼす壁と裏込め砂との動的相互作用の影響が認められるものの、壁の剛性や慣性力の影響は小さいとしている。

このように、物部・岡部式の妥当性を検討するため、数多くの実験的研究が行われてきている。これら実験的研究によると、土圧分布は深さ方向に三角形分布ではなく、壁体上部の土圧が大きな値を示すこと、しかしながら、振動実験で得られた主働土圧合力は、物部・岡部式と概ね合うことも明らかにされた。しかし、これら実験はいずれも壁体自身の振動を無視しており、この点が実際の地震の時の現象と最も異なる点と考えられる。

近年、時代の要請に伴って土圧を受ける構造物の様式として、地中の剛体構造物がみられるようになってきた。地中に構築される大規模な地下タンク、橋脚・橋台のケーソン基礎、深層混合処理工法による改良地盤、原子力建屋などがその代表的な例である。このような地中の剛体構造物の特徴は、擁壁などに比較して鉛直高さが高く前面にも地盤を有することである。

9) 岩橋<sup>51)</sup>は、地中に埋設された剛体に作用する地震時土圧に対する実験的研究を行った。これは、矩形の剛体モデルを模型地盤中に埋設し、正弦波および地震波で高い加速度レベルまで振動実験したものである。これによると

① 剛体底面が岩着したものとしいないもので、動土圧の分布形状が異なる。

② 入力加速度が400Gal程度までは周辺地盤は物部・岡部式が前提するような極限状態に至っておらず、動土圧の値は同式による値よりもかなり小さい。また、入力加速度が400Gal以上になっても地盤全体が滑るような現象は見られなかった。

③ 実験結果(400Gal, 地盤ひずみ $10^{-3}$ 以下)は、2次元FEM(FLUSH)により説明できる。

とし、地中埋設剛体構造物の耐震設計法として地震時の土圧を重視した震度法よりも、周辺地盤の変形を重視した応答変位法および動的解析法の方が適用性が高いと報告している。

10) 大塚<sup>52)</sup>、桑原<sup>53)</sup>は、地下タンク側壁の土圧は貯槽のせん断剛性が周囲の地盤のせん断剛性より高いため、貯槽群が地盤のせん断変形を抑止する反作用として発生すると述べ、また、土圧は地盤と貯槽側壁との相対変位に依存し、最大地震時土圧は地盤の最大加速度および速度と相関があることも示している。

11) 田治見<sup>54)</sup>は、地下壁に作用する地震時土圧を弾性波

動論を用いて検討している。これは、地下壁が地震時に水平及び回転振動することによって地盤を押し引きするときの振動土圧を考えたものである。

12) 福岡<sup>54)</sup> は、陸上に造られる擁壁に作用する土圧をパネルとロードセルを用いた土圧計測法で計測し、実際の地震時土圧を研究した。

13) Ikutaら<sup>55)</sup> は、建物の地下部分に作用する地震時土圧と間隙水圧を地震観測した。観測によると、地震時の土圧は、地表に近くなるほど大きくなり、その大きさは、通常の土圧の約40%程度のものを記録した。また、土圧の波形が変位波形と類似している事や、土圧と間隙水圧の波形が土圧の波形と類似していることも示した。

14) 渡辺ら<sup>57)~59)</sup> は、地中ダクトの側壁土圧に関して実験、数値計算を行い、ダクトに作用する土圧の算定法を提案している。まず、模型実験では剛性の異なる3つのダクトを用いて動土圧を調べダクトの見掛けのせん断剛性率と土のせん断剛性率の大小関係に応じて、基盤入力の同一位相における側壁水平動土圧の作用方向が逆転することを示した。この原因は、地盤から伝達されるせん断力と上記剛性比に応じてダクトが負担する力の不均衡量が土圧に転ずるためであることを明らかにしている。また、数値実験による検討からダクトの力の負担率を数式で表し、主要動土圧がせん断力によるダクト変位と自由地盤の変位との相対変位に比例することを解明し、動土圧の定量的評価法を提案している。

### 2.1.3 重力式港湾構造物の地震時安定性に関する研究

1) 野田ら<sup>60)</sup> は、重力式岸壁の地震被災例を現行設計法に基づいて解析し、震度法で使用される設計震度と地盤最大加速度の関係を示した。これは、地震時に発生した地震動の強さに対応する震度を求めると同時に、地震学、地震工学の成果を応用して被災港湾に発生したと予想される地盤最大加速度を求め、両者の関係を推定したものである。

2) 上部<sup>61)</sup> は、重力式係船岸の被災事例に基づいて被災を被災変形量で定量的に表現し、被災額との関係について検討した。また、作用震度と破壊震度の比を危険度と定義し、この危険度と被災変形量、危険度と被災額の関係式を求めた。更に、以上の検討で推定される被災額と設計震度の増加による建設工費の増額の関係について検討し、両者の和が最小となるような設計震度を求める方法を示した。

3) 稲富<sup>62)</sup> は、深層混合処理工法による海底粘土地盤の耐震性を、地震観測、模型振動実験、数値解析から検

討した。また、この検討に基づき、改良地盤の地震時安定性に係わる外力の算定方法を提案した。

## 2.2 遠心力载荷模型振動実験に関する既往の研究

### 2.2.1 模型振動実験の相似則に関する研究

模型振動実験によって、実構造物の地震時挙動を推定しようとする場合、模型と実物の挙動を結びつける相似則が必要である。しかし、一般には地盤や土構造物の模型実験は、実物と1対1に対応しないと考えられてきた。これは、応力状態によって土の力学的性質が著しく変化することによるものである。ここでは、模型振動実験の相似則に関する既往の研究を述べる。

1) Rocha<sup>63)</sup> は、土質模型地盤の挙動を解釈する上で、模型地盤と実地盤が受ける応力の違いを考慮し、模型と実物の相似性を研究した。Rochaは、実物と模型が受けるそれぞれの応力、ひずみ関係が次のような比例関係にあると仮定した。

$$\sigma_m = (1/\xi) \sigma_p \quad (2-1)$$

$$\varepsilon_m = (1/\xi) \varepsilon_p \quad (2-2)$$

ここで、添字、m、Pはそれぞれ模型と原型を表わす。上式は、応力と歪がそれぞれ実物の1/ξ、1/ξに縮小されたものになっていることを意味している。この概念は、土質模型実験の相似則を導くときの基礎となっている。

2) 香川<sup>64)</sup> は、Rochaの仮定に基づき、土の非線形性を考慮した模型振動実験の相似則を導いた。香川の用いた土の非線形性を表す構成式はHardin-Drnevichモデルである。この研究では、土構造物の模型振動実験を実際の土を用いて行う場合に適用可能な二つの相似則が導びかれている。一つは、1G場のもので、他方は重力加速度が異なる場合のものである。香川は、Rochaの仮定の妥当性を、拘束圧のみが異なる既応の振動三軸試験結果から検討した上で、ある程度のひずみ範囲(すなわち、長さの相似とひずみの相似の差が大きくなる場合)では提案した相似則が使用できると結論している。

3) 国生ら<sup>65)</sup> は、軟弱地盤が強震動を受ける場合の地盤の地震応答の非線形的な変化に着目し、模型振動実験を実施した。模型振動実験結果の解釈にあたり、相似則について考察を加えている。国生らが用いた相似則では、土の材料非線形性としてはHarchin-Drnevichモデルが、また、相似則の求め方としてはバッキングムのπ定理が用いられている。この相似則は、香川の求めた相似則のうちの1G場の相似則に対応しており、実際の土を用いて模型振動実験が行える可能性がある

ことを示した。

4) 井合<sup>69)</sup>は支配方程式を用いる方法で水-構造物-地盤連成系の1G場の模型振動実験の相似則を導いた。井合は、支配方程式として、Biotの二相系の波動方程式および杭の動的な弾性方程式を用いている。なお、地盤に関する相似則については、香川、国生らと同様の結果を得ている。また、拘束圧の異なる砂質土の要素試験結果がRochaの仮定を満足していることを示し、主に動的変形を対象とする砂地盤の振動実験は相似則を満足すると結論している。

5) このように実際の土を用いて1G場の模型振動実験を行うときの相似則が示されているが、一般には、1G場の模型振動実験の相似則は比較的ひずみの小さな範囲で適用性があるが、構造物や地盤の破壊あるいは残留変形や極限支持力などについては相似は成立しないと考えられている。これは、ひずみが大きくなると変位の縮尺との誤差が大きくなること、土の繰り返し変形特性や残留強度がRochaの仮定どおりになっていると見なせないことによる。このため、破壊や残留変形を対象とした模型実験結果を相似則を介して実物に換算する事は通常行われていない。

#### 2.2.2 遠心力場の模型振動実験に関する研究

模型地盤に発生する応力を実物と同じにする模型実験手法として遠心力荷重実験手法がある。地盤や土構造物の動力学的特性は、その応力状態に大きく左右されるため、同手法の動的問題への適用も古くから考えられていたが、遠心力場における振動実験装置が開発され動的問題へ適用されたのは最近のことである。振動実験装置の開発が着手されたのは静的な実験技術の向上と、その成果に対する評価が確固たるものになってきたことによるところが大きい。

1) ケンブリッジ大学は、世界で最初に遠心力荷重装置を用いて振動実験を行った大学である。ケンブリッジ大学が行った最初の振動実験は、乾燥砂上の剛なタワーのロッキング振動を対象としたものである。この実験では、タワーの頂部に仕掛けておいた爆薬によりタワーを振動させその自由振動を計測し、剛なタワーの底面の地盤ばね剛性の拘束圧依存性について調べている。このシリーズの実験は、D.V.Morrisによって開発された箱を揺する方式の自由振動型の実験装置を使って続けられた<sup>69)</sup>。この装置は、土槽(長さ約50cm、高さ30cm、奥行き60cmの内のり寸法をもつ)の振動を遠心プラットフォーム内でクローズするために、カウンターウェイトを有しており、それが“Suspension System”と呼ばれる台に取り付けられている。これ

によって、振動実験装置は一つの閉じた系を構成し、遠心力荷重装置本体に大きな動的荷重が作用しないようになっている。装置は、最大加速度20G、固有振動数61Hzの能力を持っており、前述の実験の他に堤体のすべりや液状化<sup>69)</sup>などの問題に適用されている。

2) 最近では、より大きな供試体に任意の外力を入力できるBumpy Road Systemが開発され<sup>69)</sup>、種々の動的問題に適用されている<sup>70)~72)</sup>。このシステムは、遠心力荷重装置を収納したピットの内周面にある凹凸に振動実験装置のクランクを接触させることによって、その凹凸に対応する振動を供試体に与えるものである。Whitmanら<sup>73)</sup>は、このBumpy Load Systemを用いて、飽和地盤上に剛基礎の載っている系の振動実験を行った。実験では、間隙水圧の消散を遅らせるため、グリセリンと水の混合体が用いられている。実験からタンクの基礎中央下と端部の下およびFree Fieldの間隙水圧の上昇過程が異なることを示した。

3) カルフォルニア工科大学(以下Caltech.と称す)では、Toggle Motionと呼ばれるトリガーの機構を持つ自由振動型振動台を用いて動的実験を行った。Ortizら<sup>74)</sup>はこの装置を用いて擁壁の振動実験を行っている。実験では、二種類の異なる剛性を持った片持梁の擁壁の模型を振動させ、その応答(梁の歪み、圧力、加速度)を調べた。また、土圧は物部・岡部の理論と比較している。

4) Scott<sup>75)</sup>は、任意の不規則な振動を発生できる油圧式の振動台を開発した。Caltech.では、断層の生成の実験や杭の動的問題などが研究されている。断層の実験では、遠心荷重装置上に搭載されたカメラ(High-Speed Movie Camera)によって、断層の生成過程が映像として収録されたと聞いている。Hushmandら<sup>76)</sup>は、Caltech.の遠心力荷重装置を用いて100Gの遠心力場で、アバットを持つ単スパンの橋の動的挙動の実験を行った。実験から静的及び動的な土圧を計測したところ、深さ方向の土圧分布は中間深さで大きく底部で小さくなることを示した。

5) カルフォルニア大学のArulanandanら<sup>77)</sup>は、圧電素子を用いた振動実験装置を開発し、粘性土の盛土(模型の盛土の大きさは、高さ約7cm、底面の幅約30cmで実験は100Gの遠心加速度場において行われた)の振動実験を行っている。この結果は、FEMの結果と比較されている。この振動実験装置は、実物で約0.01~0.25Gの最大加速度を出すことができるものである。また、これとは別に、油圧式の振動台を開発し<sup>78)</sup>、この装置を使って液状化に伴う斜面の流れ破壊

のメカニズムの研究も行っている<sup>79)</sup>。この研究では、砂で作った盛土の上に粘土の層を作り、30 G で 20 分間圧密後、プロトタイプにして 0.183 G, 1 Hz の正弦波の 20 秒間入力、及び 0.37 G のエルセントロ波入力の加振実験を行った。正弦波より地震波の最大加速度の方が大きいにもかかわらず、正弦波入力の場合のみ破壊が生じている。この実験により、遠心力載荷装置を使用した模型実験でも流動破壊のシミュレーションができることを確認し、流動破壊に関係する入力加速度としては、最大加速度よりも地震のトータルのエネルギーのようなものが重要であるとしている。また、流動破壊の本質としては、同じ材料から構成される斜面より、透水性の異なる材料から構成される斜面の方が潜在的危険性が大きいことを指摘している。

6) Zelikson<sup>80)</sup> は、爆薬を用いて動的実験を行っている。爆薬の爆破はプログラム化されており、これによって地震波形のスペクトルと類似したスペクトルを持つ振動を起こすことに成功している。供試体の長さは 1.25m 程度で、750kg まで搭載できる。起振力が非常に大きいのがこの方式の長所である。

### 2.3 既往の研究成果のまとめ

土圧を受ける構造物の地震時安定性に係わる既往の研究をまとめると以下の通りである。

- 1) 土圧を受ける構造物の地震応答に対しては、構造物と周辺地盤の動的相互作用が重要な役割を果たす。また、地震観測から構造物は周辺地盤と無関係に自動的に振動しないことが明らかになっている。
- 2) 地震時土圧に関する研究については、従来から、物部・岡部式を念頭においた実験的研究が行われてきたが、現在では地震時土圧を構造物と地盤の動的相互作用の中でとらえることの重要性が認識されてきている。そして、構造物の埋設の有無や構造物の質量、剛性などと地震時土圧の関係などが研究の対象となってきた。
- 3) 重力式港湾構造物の地震時安定性の現行の検討は震度法に基づき行われているが、震度と地盤に発生する最大加速度を重力加速度で除した値は 1 対 1 に対応しないことが既往の研究成果からわかっている。  
また、遠心力載荷模型振動実験に関する既往の研究をまとめると以下の通りである。
- 4) 1 G 場の模型実験でも中程度の歪レベルを対象とした変形問題を取り扱う場合には、相似則を満足した実験が可能と考えられる。しかしながら、大歪レベルでの破壊を対象とした 1 G 場の模型振動実験は相似則を満足しないと考えられる。

5) 大歪レベルでの 1 G 場の模型実験に代わる手法として、現在最も注目されている手法の一つに遠心力載荷模型振動実験手法がある。この手法は、実物と同じ土材料を用いても相似則を満足した実験が可能であり、種々の動的問題への適用が考えられる。しかしながら、遠心力場における動的実験は、緒についたばかりである。現在、国内外でいくつかの振動実験装置が開発され<sup>81)~83)</sup>、液状化などの実験が行われているが<sup>80), 81)</sup> 模型地盤の作成方法など技術的な課題、あるいは実験手法に内在する課題などが残されており、発展途上の実験手法と言ってよい。

### 参考文献

- 1) 土木学会編：動的解析と耐震設計第 2 巻，動的解析の方法，1989。
- 2) 山原 浩：地震時の地動と地震波の入力損失（第一報），日本建築学会論文報告集，第 165 号，pp.61~66，1969。
- 3) 山原浩：地震時の地動と地震波の入力損失（第二報），日本建築学会論文報告集，第 167 号，pp.25~30，1970。
- 4) Newmark, N.M. : Torsion in Symmetrical Buildings, Proc. of 4th. W.C.E.E., pp.19~32, 1969.
- 5) Tani, S., Sakurai, J and Iguchi, M. : The Effect of Plane Shape and Size of Buildings on the Input Earthquake Motions, Proc. of 5th. W.C.E.E., pp.1927~1936, 1973.
- 6) Luco, J.E. : Torsional Response of Structure to Obliquely Incident Seismic Waves, Earthquake Eng. and Structural Dynamics, Vol.4, pp.207~219, 1976.
- 7) Kausel, E., Whitman, R.V., Elsasabee, F. and Morry, J.P. : Dynamic Analysis of Embedded Structures, Proc. of 4th. SMIRT. K2/6, 1977.
- 8) Wong, H.L. and J.E. Luco : Dynamic Response of Rectangular Foundations to Obliquely Incident Seismic Waves, Earthquake. Eng. and Structural Dynamics, Vol.6, pp.3~16, 1978.
- 9) 石井清・山原浩：大型地下タンクの実測記録による地震波の入力損失の検討，日本建築学会論文報告集，第 312 号，pp.54~61，1972。
- 10) 石井清・小山和夫：地下タンクの常時微動測定による入力損失効果の検討，土木学会論文報告集，第 339 号，pp.51~57，1983。

- 11) 石井清・小山和夫・渡辺弘之：LNG地下タンクの地震観測，土木学会第33回年次学術講演会概要集，I-168，1978.
- 12) 田中宏志・吉田一・山原浩・平島新一・石井清：FEMを用いたパラメータスタディによる入力損失の定量的評価，第6回日本地震工学シンポジウム，pp.1585~1593，1982.
- 13) 稲富隆昌・風間基樹・今村俊博：深層混合処理工法による改良地盤の地震時挙動，港湾技術研究所報告，Vol.21，No.4，pp.83~129，1982.
- 14) 稲富隆昌・風間基樹・今村俊博：深層混合処理工法による壁状改良地盤の耐震性に関する実験的研究，港湾技術研究所報告，Vol.22，No.3，pp.207~251，1983.
- 15) 風間基樹・稲富隆昌・今村俊博：深層混合処理工法による格子式改良地盤の地震時挙動，港湾技術研究所報告，Vol.22，No.4，pp.141~179，1983.
- 16) 澤田義博・矢島浩・江刺靖行・桜井彰男：軟質地盤上の大型基礎の動的挙動に関する実証研究その(6)，地震動に対する基礎の制震効果とその特性，電力中央研究所報告研究報告，382037，1983.
- 17) 浜田政則：大型地下タンクの地震時挙動の観測と解析，土木学会論文報告集，第273号，pp.1~14，1978.
- 18) 浜田政則・泉博充・石田修：地下タンクの地震時応力度の算定，土木学会第33回年次学術講演会概要集，第I部，pp.338~339，1978.
- 19) 倉橋君夫・後藤貞雄・小山和夫：LNG地下式貯槽における地震観測，土木学会第35回年次学術講演会概要集，第I部，pp.564~565，1980.
- 20) 鈴木英世・宮本幸始：LNG地下タンクに地震時挙動観測について，土木学会第16回地震工学研究発表会，講演概要，pp.65~68.，1981.
- 21) 頼干元・河村秀紀・後藤洋三：LNG地下式貯槽における地震観測について，土木学会第36回年次学術講演会概要集，第I部，pp.616~617.，1981.
- 22) 岩橋敬広・澤田義博・国生剛治・江刺靖行・桜井彰男：LNG地下タンクの地震時挙動の観測とシュミレーション，電力中央研究所報告研究報告，383007，1983.
- 23) 鈴木英世・江川顕一郎・高比良敬一：海岸埋立地に設けられる地下タンクの模型振動実験(1)，土木学会第33回年次学術講演会概要集，第I部，pp.326~327，1978.
- 24) 岩橋敬広・国生剛治・桜井彰男：地下タンクの耐震性に関する実験的研究SH波入力による地下タンクの模型振動実験と数値シュミレーション，電力中央研究所報告研究報告，379036，1980.
- 25) 山口靖紀・辻田満・脇田和試：LNG地下式貯槽の振動性状に及ぼすタンクの埋設深度と底版の結合方式の影響について，土木学会第36回年次学術講演会概要集，第I部，pp.620~621，1981.
- 26) 水野二十一・佐藤幸一・岡野創・岡部修吾：深い根入れを有する大型建造物の模型振動実験，日本建築学会大会学術講演概要集(東海)，pp.187~188，1985.
- 27) 渡辺啓行・末広俊夫：原子炉緊急冷却用水路の地震時挙動に関する実験的研究，土木学会第19回地震工学研究発表会講演概要，pp.465~468，1987年.
- 28) 片山幾夫・足立正信・嶋田穠・都築富雄：地中埋設建造物耐震設計のための実用的な解析手法について，第19回土質工学研究発表会，pp.1445~1448，1984.
- 29) Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C-F. and Seed, H. B.: FLUSH A Computer Program of Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems, Report. No. EERC 75-30, Univ. of Calif. Berkeley, 1975.
- 30) 立石章・吉田健治・佐藤誠一：サブストラクチャー法にもとづく応答変位法に関する一考察，土木学会，第41回年次学術講演概要集，第I部，pp.1119~1120，1986.
- 31) 原田隆典・久保慶三郎・片山恒雄：地中埋設剛体建造物の応答解析モデルの考え方，土木学会論文報告集，第334号，pp.173~176，1983.
- 32) 原田隆典・久保慶三郎・片山恒雄：地震波の有効入力の方とその実測例による検討，第15回地震工学研究発表会，pp.149~152，1979.
- 33) 加島延行・川島一彦・原田隆典・磯山龍二：地盤と基礎の動的相互作用を取り入れた応答スペクトルの考え方と計算例，第18回地震工学研究発表会，pp.309~312，1985.
- 34) 物部長穂：地震上下動に関する考察並びに振動雑論，土木学会誌，10巻5号，pp.1063~1094，1924.
- 35) Okabe, S.: General Theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Wall and Dam, 土木学会誌，10巻6号，pp.1277~1323，1924.
- 36) 松尾春雄：擁壁に作用する地震時土圧の分布状態に関する実験的研究，土木学会誌，Vol.27，No.2，pp.83~106，1941.
- 37) 松尾春雄・大原資生：重力式岸壁の耐震性についての一考察，土木学会論文集，70号，pp.1~7，1950.
- 38) 石井靖丸・林聡・荒井秀夫・土田肇：振動中におけ

- る乾燥砂の運動性状に関する研究(第三報~第五報), 港湾技術研究所報告, 10巻11号, 1960.
- 39) 石井靖丸・荒井秀夫: 振動中における乾燥砂の運動性状に関する研究(第六報), 港湾技術研究所報告, Vol.12, No.2, pp.11~29, 1960.
- 40) 丹羽新: 重力式擁壁に作用する振動土圧について, 船舶技術研究所報告, 第8巻, 第5号, 1961.
- 41) 市原松平: 裏込め土砂の塑性平衡時における動的土圧について, 第2回日本地震工学シンポジウム, pp.121~126, 1966.
- 42) Ichihara, M. and Matsuzawa, H.: Earth Pressure during Earthquake, Soil and Foundations Vol.13, No.4, J.S.S.M.F.E., pp.75~86, 1973.
- 43) 市原松平・中根進: 内部摩擦をもつ粘性土の地震時受働土圧の算定, 土木学会論文報告集, No.253, pp.69~84, 1976.
- 44) 市原松平・河邑真・千田正孝:  $\phi_u=0$   $c_u \neq 0$  で与えられる土の地震時受働土圧の算定, 土木学会論文集, No.274, pp.79~94, 1978年6月.
- 45) 市原松平・山田公夫・梶井源一郎: 裏込め土が内部摩擦を持つ粘性土の地震時主働土圧の算定, 土木学会論文報告集, No.302, pp.80~101, 1980.
- 46) Ohara, S.: Experimental studies of seismic active and seismic passive earth pressure, 第3回日本地震工学シンポジウム, pp.137~144, 1970.
- 47) 大原資生・山本哲朗: 粘着力を持つ土の地震時主働土圧に関する実験的研究, 土と基礎, Vol.30, No.4, pp.33~37, 1982.
- 48) 大原資生: 地震時土圧研究の現況と課題, 土木学会誌, 1979年5月号, pp.2~8, 1979.
- 49) 松並仁茂: 壁面付着力を考慮した簡便な地震時土圧式とその実験的考察, 土木学会論文報告集, 第324号, pp.127~139, 1982.
- 50) 松澤 宏・松本幸司: 弾性支持された剛性壁に作用する地震時主働土圧, 土と基礎, Vol.32, No.6, pp.33~39, 1984.
- 51) 岩橋敏広・当麻純一・国生剛治・栗原千鶴子・大友敬三: 地震時土圧に関する実験的研究, 電力中央研究所報告, No.384010, 1985.
- 52) 大塚正博・山崎一郎: LNG地下貯槽に作用する地震土圧, 土木学会, 第39回年次学術講演会概要集, I-344, 1984.
- 53) 桑原洋・海津信廣: LNG地下式貯槽の地震時挙動の観測と解析, 第7回日本地震工学シンポジウム講演集, pp.1873~1878, 1986.
- 54) Tajimi, H.: Dynamic Earth Pressure on Basement Wall, Proc. of 5th. W.C.E.E., pp.1560~1569, 1973.
- 55) 福岡正巳: 擁壁の動土圧と耐震設計, 土と基礎, Vol.28, No.3, pp.17~24, 1980.
- 56) Ikuta, Y., Maruoka, M., Mitoma, T. and Naganou, M.: Record of Lateral Pressure Taken during Earthquake, Soil and Foundations, Vol.19, No.4, J.S.S.M.F.E., pp.85~92, 1979.
- 57) 渡辺啓行・末広俊夫: 地中ダクト側壁動土圧に関する実験的検討, 土木学会論文集, No.432/I-16, pp.155~164, 1991.
- 58) 渡辺啓行・末広俊夫: 数値実験による地中ダクトの動的水平直土圧の評価, 土木学会論文集, No.432/I-16, pp.165~174, 1991.
- 59) 渡辺啓行: 地中ダクトの地震時動土圧の理論, 土木学会論文集, No.432/I-16, pp.185~194, 1991.
- 60) 野田節男・上部達生・千葉忠樹: 重力式岸壁の震度と地盤加速度, 港湾技術研究所報告, Vol.14, No.4, pp.67~111, 1975.
- 61) 上部達生: 地震被災事例に基づく, 重力式および矢板式係船岸の被災変形量と被災額の推定, 港湾研究資料, No.473, 1983.
- 62) 稲富隆昌: 深層混合処理工法による改良地盤の耐震設計について, 昭和59年度港湾技術研究所講演会, 講演集, pp.135~196, 1984.
- 63) Rocha, M.: The Possibility of Solving Soil Mechanics Problems by the Use of Models, Proc. of 4th. I.C.S.M.F.E., Vol.1, pp.183~188, 1957.
- 64) 香川崇章: 土構造物の模型振動実験における相似則, 土木学会論文報告集, 第275号, pp.69~77, 1978.
- 65) 国生剛治, 岩橋敏広: 軟弱地盤の非線形震動特性についての模型振動実験と解析, 土木学会論文報告集, 第285号, pp.57~67, 1979.
- 66) Iai, S.: Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field, Report of the Port and Harbour Res. Inst., Vol.27, No.3, pp.3~24, 1988.
- 67) Morris, D.V.: The Centrifugal Modelling of Dynamic Soil Structure Interaction and Earthquake Behavior, Ph.D Thesis Cambridge University
- 68) Whitman, R.V., Lambe, P.C and Kutter, B.L.: Initial Result for Stacked Ring Apparatus for Simulation of a Soil Profile, Proc. of Internat.

- Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake and Soil Dynamics, pp.1105~1110,1981.
- 69) Schofield,A.N. : Dynamic and Earthquake Geotechnical Centrifuge Modelling, Proc. of Internat. Conf.on Recent Advances in Geotechnical Earthquake and Soil Dynamics, pp.1081~1100,1981.
- 70) Kutter,B.L. : Deformation of Centrifuge Models of Clay Embankments due to 'Bumpy Road' Earthquakes, Proc. Conf. on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.1, pp.331~350, 1982.
- 71) Bolton.M.D. and Steedman.R.S. : The behavior of fixed cantilever walls subjected to lateral shaking, Proc. of a Symposium on the Application of Centrifuge Modelling to Geotechnical Design, pp.301~313, 1984.
- 72) Steedman.R.S. and Zeng.X. : Centrifuge modelling of the effects of earthquake on free cantilever walls, Proc. of the Internat. Conf. Centrifuge 1991, pp.425~430, 1991.
- 73) Whitman.R.V. and Lambe.P.C. : Earthquake like shaking of a structure founded on saturated sand. Proc. of Internat. Conf. on Geotechnical Centrifuge Modelling, pp.529~538, 1988.
- 74) Ortiz,L.A., Scott,R.F. and Lee,J. : Dynamic Centrifuge Testing of a Cantilever Retaining Wall, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.11, pp.251~268,1983.
- 75) Scott,R.F. : Centrifuge Model Testing at Caltech., Proc. of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.2, No.4, pp.188~198,1983.
- 76) Hushmand,B., Crouse,C.B. and Martin G.R. : Dynamic centrifuge testing of a bridge-soil model. Proc. of Internat. Conf. on Geotechnical Centrifuge Modelling, pp.515~502, 1988.
- 77) Arulanandan, K., Canclini, J. and Anandaraman,A. : Simulation of Earthquake Motions in the Centrifuge, Proc. of ASCE, GT5, pp.730-742, 1982.
- 78) Chang,C-S. and Kutter,B.L. : Centrifuge modelling of soil-pile-structure interaction. Proc. of the 25th Symposium on Engineering Geology and Geotechnical Engineering, pp.327-334, 1989.
- 79) Arulanandan, K., Yogachandran, C., Muraletharan, K.K., Kutter,B.L. and Chang,G.S. : Laboratory flow slide during earthquake simulation. Proc. of Internat. Conf. on Geotechnical Centrifuge Modelling, pp.539~544, 1988.
- 80) Zelikson,A., Devaure,B. and Badel,D. : Scale Modelling of Soil Structure Interaction during Earthquake Using a Programmed Series of Explosions during Centrifugation, Proc. of Internat. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake and Soil Dynamics, pp.361~366, 1981.
- 81) Ketcham,S.A., Ko,H.-Y. and Sture.S. : An electrohydraulic earthquake simulator for centrifuge testing, Proc. of Internat. Conf. on Geotechnical Centrifuge Modelling, pp.97~102, 1988.
- 82) Kimura.T., Takemura,J. and Saitoh,K. : Development of an electrohydraulic geotechnical centrifuge modelling, Proc. of Internat. Conf. on Geotechnical Centrifuge Modelling, pp.97~102, 1988.
- 83) Fujii,N. : Development of an electromagnetic centrifuge earthquake simulator, Proc. of the Internat. Conf. Centrifuge 1991, pp.351~354, 1991.
- 84) Low.H.,Ko,H-Y., Sture,S, and Pak.R. : Development and Performance of a laminar container for earthquake. Proc. of the international Conf. Centrifuge 1991, pp.369~376, 1991.
- 85) Shibata,t., Kita,K. Kobayashi.S., and Yashima,A. : Performance of shaking table tests and measurement of shear wave velocities in a centrifuge. Proc. of the Internat. Conf. centrifuge 1991, pp.391~398,1991.
- 86) Suzuki.K., and Suzuki.Y. : Centrifuge tests on liquefaction-proof foundation. Proc. of the Internat. Conf. Centrifuge 1991, pp.409~415, 1991.
- 87) Koga.Y., Mastuo.O., Koseki.J., Goto.Y., Kubodera.I., Suzuki.K., Fukada.H., and Okumura.R., : Applicability of the dynamic centrifuge model test method in developing countermeasures against soil liquefaction. Proc. of the Internat. Conf. Centrifuge 1991, pp.431~438,1991.



### 第三章 剛体-地盤ばねモデルによる重力式港湾 構造物の地震応答解析

#### 3.1 序 節

本章では、重力式港湾構造物の地震応答解析の考え方を明らかにし、まず、新たに地盤ばねを介して自由地盤の変位分布の時刻歴を剛体に作用させる剛体-地盤ばねモデルの定式化を行った。本章で用いた剛体-地盤ばねモデルは、重複反射理論で得られる自由地盤の変位を用いる周波数領域の地震応答解析法で、剛体に作用する動的土圧合力、底面の摩擦力、動的土圧の分布形などが陽な形で表現されている。次に、このモデルを用いて、深さ方向に位相差のある地動が構造物の応答に及ぼす影響、構造物の質量効果、構造物の寸法効果、慣性力と動的土圧合力の位相関係などを検討し、重力式港湾構造物の地震時安定性を定性的に考察した。最後に、剛体-地盤ばねモデルの結果とFLUSH（等価線形2次元有限要素プログラム）および地震観測の結果と比較し、剛体-地盤ばねモデルの適用性を検討した。

#### 3.2 全体系解析による重力式港湾構造物の地震応答特性

構造物の地震時安定性を検討するためには、構造物と地盤の動的相互作用の解明が重要であることはすでに述べたとおりである。一般に、構造物の存在する地盤は図3-1のように地震時に構造物の振動の影響を強く受ける領域Aと相対的に影響の少ない領域Bに分けて考えることができる。構造物から遠く離れた地盤（領域B）の振動は、自然地盤のそれと同じになるが、構造物近傍の地盤（領域A）は構造物の存在によって自然地盤の振動と異なる。このような場合、領域Aの地盤と構造物の間には動的相互作用があるという。構造物と地盤の動的相互作用を考慮して構造物の地震応答を解析するためには、

図3-1に示した領域全体を一括してモデル化して動的解析を実施すればよい。このように動的相互作用のある構造物-地盤系を、地盤の質量を考慮してモデル化し解析する方法をここでは“全体系解析”と呼ぶことにする。ただし、地盤と構造物を一括してモデル化して全体系解析を行う場合、どの範囲までモデル化するかが一つの問題となる。実際の地盤はかなりの広がりがあるのに対し、モデルには必ず境界が存在するので、適切な境界条件を与える必要がある。すなわち、モデルで仮想した境界面で波の反射が生じ、実際には生じない反射波が構造物の応答に影響を与えることがあってはならない。一般に地盤には減衰があるので、周辺地盤の領域をかなり大きくとれば境界からの反射波は減衰し、問題となることは少ないが、領域を大きくとるため計算の自由度数が大きくなってしまふ。この点を回避するため、現在では境界処理として粘性境界、エネルギー伝達境界、混合境界、境界要素法との結合などが用いられている。一般に、モデル化する領域は計算条件や用いる境界の種類によって適切に選択する必要がある。

なお、ここで一口で全体系解析と言っても種々のものがある。解析法としては、有限要素法、境界要素法、質点-ばねモデル等がある。また、土の材料特性で分類すると、線形、等価線形、非線形がある。さらに、対象とする構造物の種類や減衰の取扱いなどの組み合わせを考えると、実に多くのものがある。本報告では、工学的によく使われている土の材料非線形性を等価線形で表した2次元有限要素プログラムFLUSH<sup>1)</sup>を全体系解析プログラムとして用い、重力式港湾構造物の地震応答特性を検討した。なお、この計算では、境界としては下層に粘性境界、側方にエネルギー伝達境界を用いている。

図3-2は、解析に用いた要素図で、深さ40m、幅40mの剛な構造物（せん断波速度 $V_s=2000\text{m/s}$ ）が一様

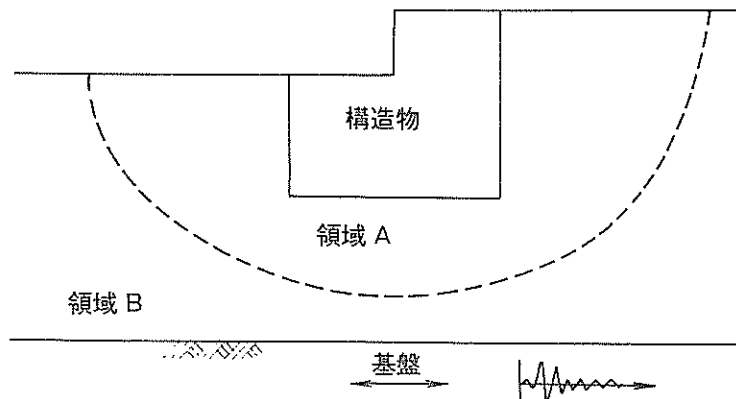


図3-1 構造物 - 地盤系概念図

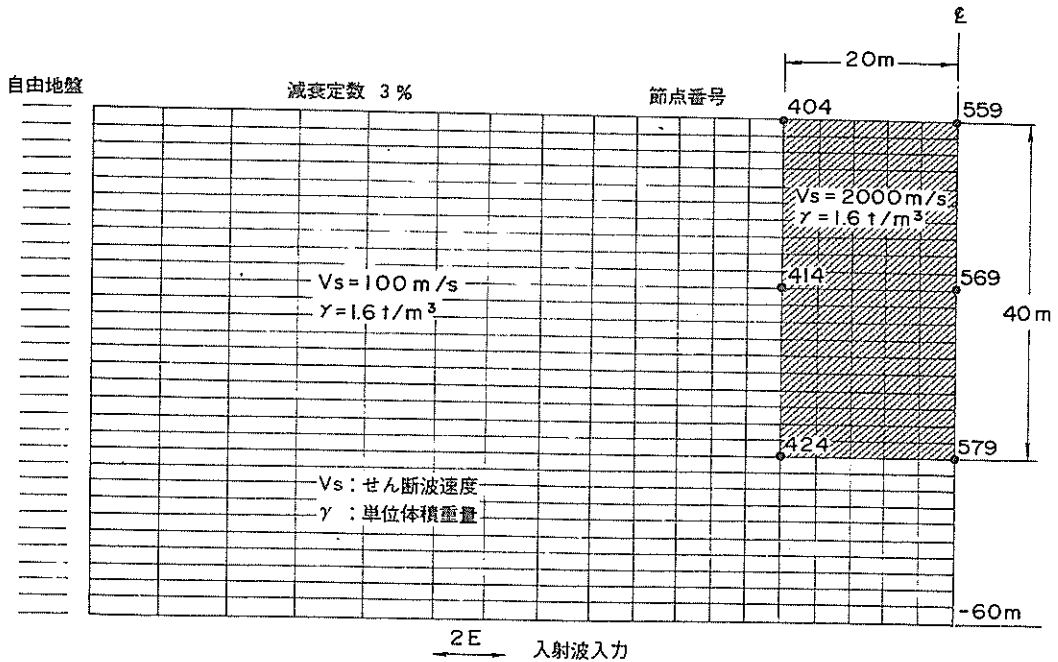


図3-2 対称な地盤 - 構造物系の要素図

な地盤 ( $V_s=100\text{m/s}$ ) 中に存在する系を、左側半分だけモデル化している。入力地震波は、横浜港大黒埠頭の地震観測で得られた1983年8月8日の山梨・神奈川県境を震源とする地震の地中-75.6mにおける加速度記録である。なお、FLUSHは、等価線形解析プログラムであるが、ここでは後述の解析モデルと比較するために線形解析とした。

図3-3は、自由地盤および構造物中央部の深さ方向の加速度時刻歴を示したものである。両者を比較すると、明らかに構造物は周辺の地盤よりも応答が小さく、しかも剛体的な運動をしていることがわかる。

図3-4は、節点559(構造物天端中央)に最大加速度が生じている時刻の他の主な節点の加速度を示したものである。深さ方向の加速度分布は、構造物に近くなるほど自由地盤の応答加速度と異なる。しかし、加速度の自由地盤から構造物への変化は連続的である。また、同図の右側は、構造物の左側面および底面と接する地盤要素の動的応力分布を示したものである。側面の地盤要素の応力分布は、構造物と自由地盤の相対的な応答に対応した分布となっている。また、底面の地盤要素の応力分布は構造物の回転運動に対応したものとなっていることもわかる。なお、応力の符号は引張側を正とした。

図3-5は、非対称な地盤-構造物系の要素図である。構造物は比較的硬い地盤 ( $V_s=400\text{m/s}$ ) 上に着底しており、構造物の側面に接している地盤は軟らかい地盤

( $V_s=100\text{m/s}$ ) の構成となっている。

図3-6は、節点119(構造物天端中央)に最大加速度が生じている時刻の加速度および構造物側面、底面に接する地盤要素の応力分布を示したものである。この場合においても、側面、底面の地盤要素の応力分布の特性は、定性的に対称な地盤-構造物系と同様なことが言える。しかし、構造物の応答加速度は基盤への入力加速度が同一にもかかわらず、対称な地盤-構造物系の例よりも大きい。これは、構造物の周辺地盤の振動が大きく増幅されたためである。また、層厚の異なる右側と左側の自由地盤の応答は全く異なったものになっている。

以上の結果をまとめると、

- 1) 構造物の応答は、周辺地盤の応答に大きく影響される。
  - 2) 構造物と自由地盤の間の地盤の応答は連続的に変化している。
  - 3) 構造物に作用する動的土圧の分布形状は、構造物と自由地盤の相対的な動きに対応している。
- とすることができる。

さて、この動的解析結果を見ると、実際の構造物の地震時挙動は震度法で考えている挙動とかなり異なるものと考えねばならない。したがって、より実際の動的現象を捉えることのできる動的解析法を用いるべきである。しかしながら今のところ動的解析法は設計に用いられていない。その最も大きな理由の一つは、現行の震度法に

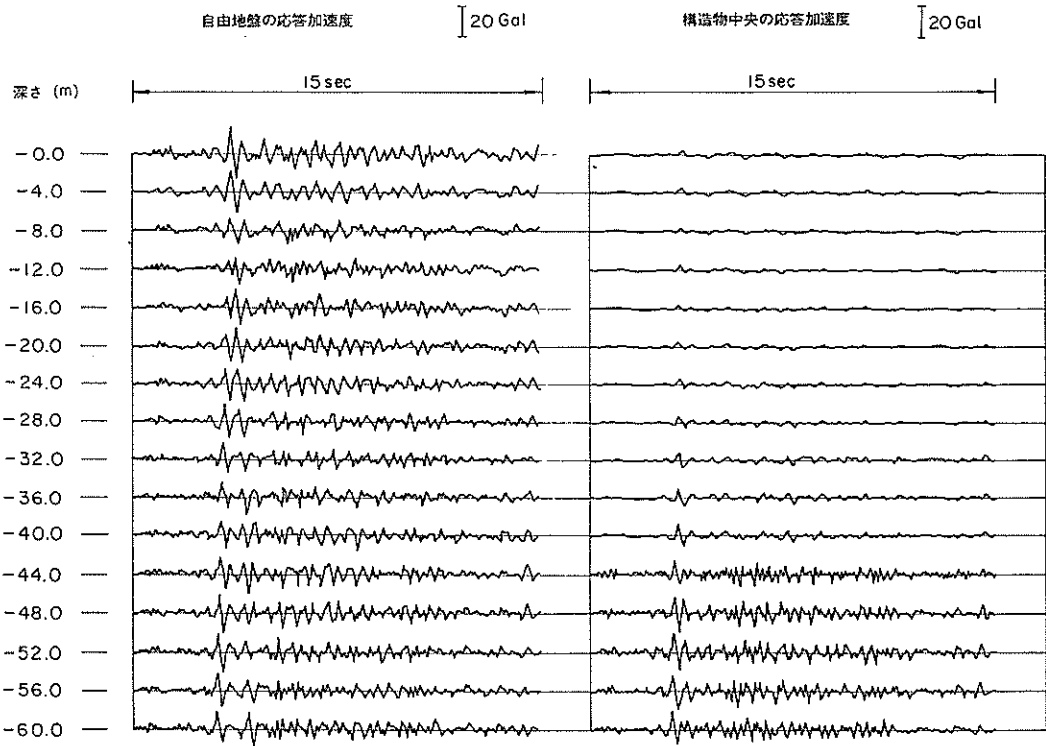


図3-3 自由地盤および構造物中央部の深さ毎の加速度時刻歴

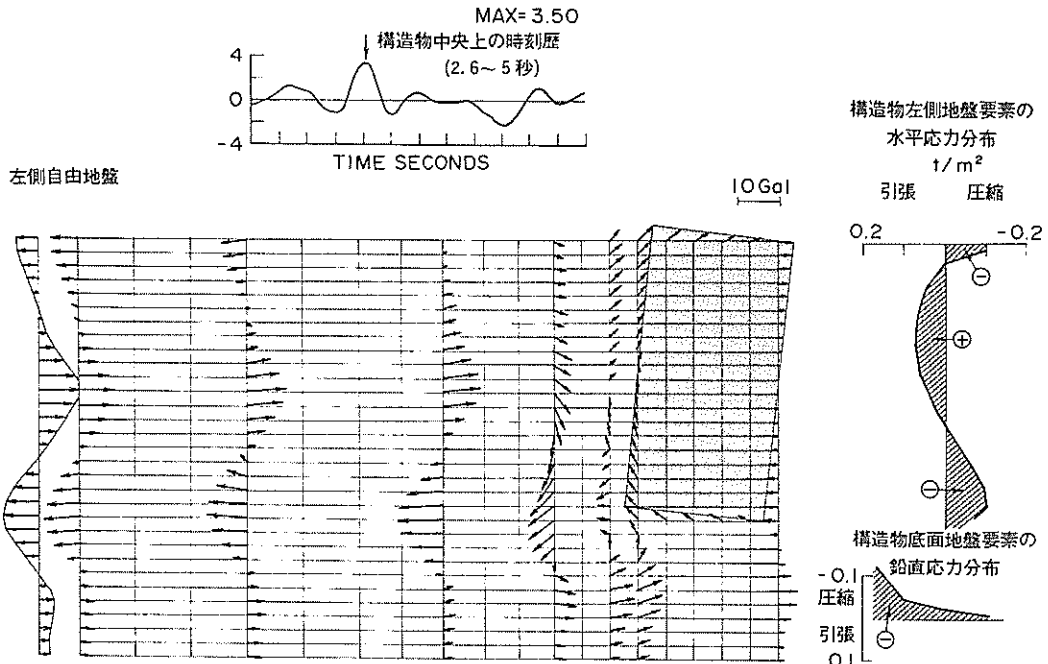


図3-4 加速度分布および応力分布 (3.41秒, 節点559の最大加速度時)

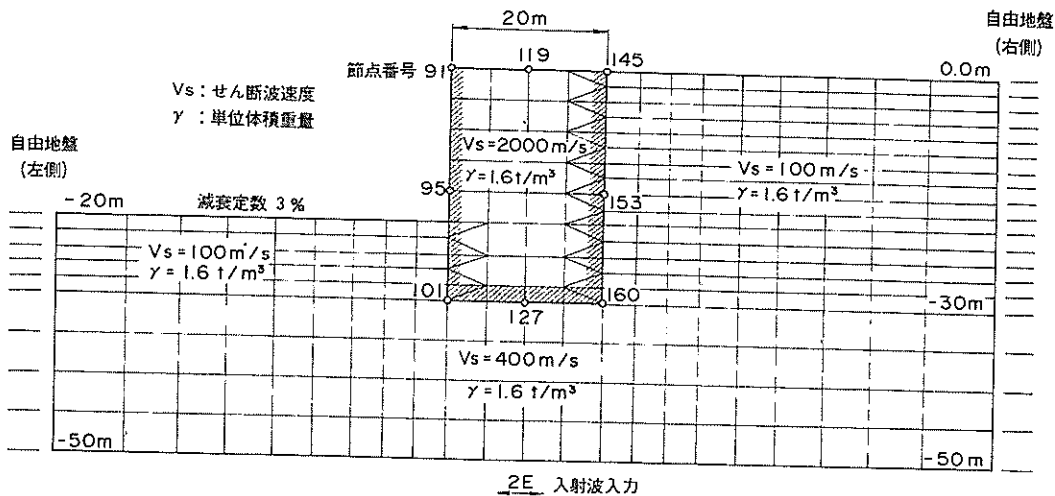


図3-5 非対称な地盤 - 構造物系の要素図

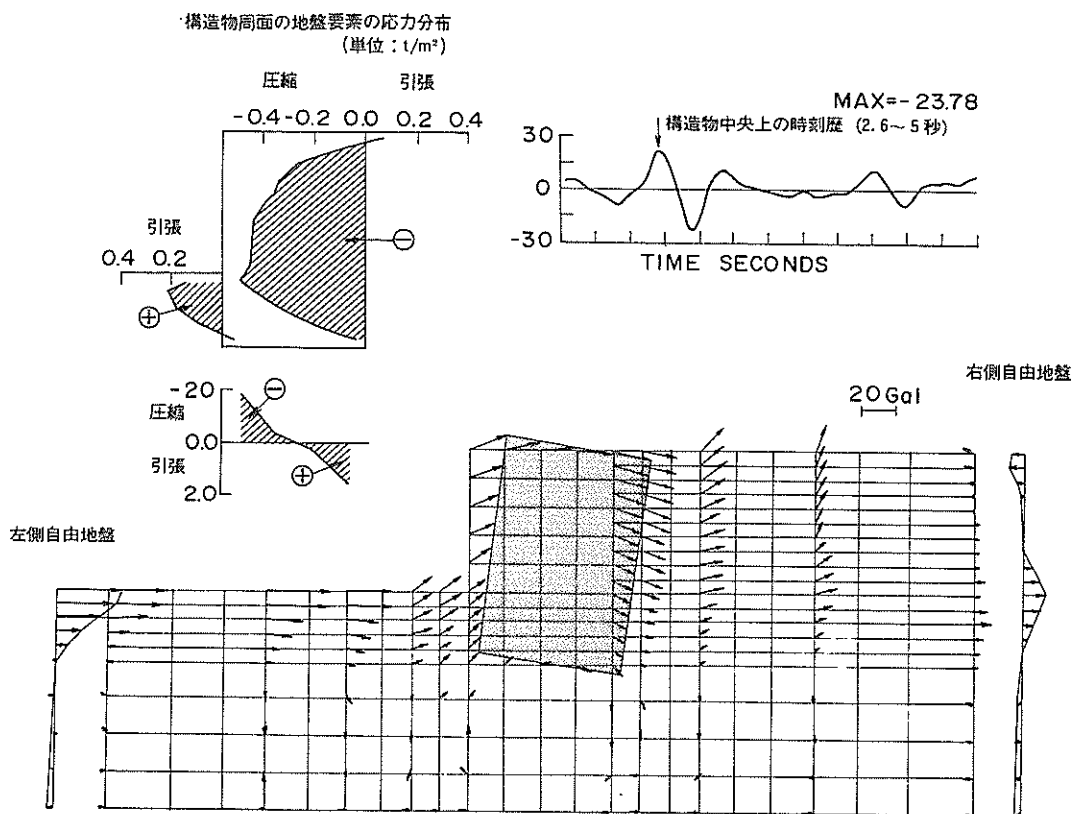


図3-6 加速度分布および応力分布 (3.17秒, 節点の119最大加速度時)

よる安全性評価と動的解析法による安全性の評価の比較検討が十分でないためである。重力式港湾構造物に限定して言えば、構造物に作用する外力（慣性力、土圧、底面摩擦力）が、震度法と動的解析法でどの様に異なるかが明らかにされていない。ここで紹介した全体系解析手法では、構造物の慣性力は計算されるが、地震時土圧および底面摩擦力が直接算定できないので震度法と動的解析法を比較する上で非常に不都合である。

### 3.3 剛体—地盤ばねモデル

全体系解析結果によると、構造物の周辺地盤は自由地盤の地震力を構造物に伝える働きが大きいことがわかった。また、後述する模型ケーソンを用いた振動実験によると、ケーソンに作用する動的土圧分布はケーソンと地盤の相対変位分布によく対応することが明らかにされている。以上から、ここでは現行の震度法で設定される外力が実際とどう異なるかを検討することに主眼をおき、自由地盤の応答変位を強制変位として地盤ばねを介して構造物に作用させる動的解析モデルを提案する<sup>2)3)</sup>。解析モデルは構造物を理想化した剛体と地盤ばねから構成されるため、“剛体—地盤ばねモデル”と称する。本モデルでは、構造物に作用する外力、すなわち、慣性力、地震時土圧、底面摩擦力を直接算定することができる。

#### 3.3.1 Inertial Interaction と Kinematic Interaction

地盤—構造物系の動的相互作用の効果には、Inertial Interaction と Kinematic Interaction の二つがあることが知られている<sup>4)</sup>。Inertial Interaction とは構造物の質量に起因する相互作用であり、Kinematic Interaction とは質量を無視した構造物の運動学的な相互作用である。ここでは、多点異入力系の運動方程式の考え方をを用いて、この二つのInteractionを説明する。

一般に、地盤—構造物系の多点異入力系の運動方程式は、

$$[M] \ddot{\{X\}} + [K] \{X\} = [S] \{Y\} \quad (3-1)$$

と表される<sup>5)</sup>。ここで、 $[M]$ 、 $[K]$  は、振動系の質量および複素剛性マトリックスであり、 $\{X\}$  は構造物の絶対変位である。また、振動系に作用する外力は、地動 $\{Y\}$ とその地動が発生する地点の地盤ばねマトリックス $[S]$ の積で表現される。今、構造物の絶対変位が、Kinematic Interaction による応答変位 $\{X_k\}$ と Inertial Interaction による応答変位 $\{X_i\}$ の和で表現できるとすれば、構造物の絶対変位は、

$$\{X\} = \{X_k\} + \{X_i\} \quad (3-2)$$

と表現される。また、Kinematic Interaction による応答変位は空間的に異なる地動が質量を無視した構造物に作用したときの変位で、(3-1)式より(3-3)式を得る。

$$[K] \{X_k\} = [S] \{Y\} \quad (3-3)$$

(3-3)式を(3-1)式に代入すると、(3-4)式を得る。

$$[M] \ddot{\{X\}} + [K] \{X\} = [K] \{X_k\} \quad (3-4)$$

(3-4)式は、質量のある構造物の応答が、質量を無視した構造物の応答変位 $\{X_k\}$ に剛性マトリックスを乗じた外力で算定できることを示している。この $\{X_k\}$ は構造物を振動させるのに有効な外力という意味で、有効入力地震動あるいは有効地震動と呼ばれる。図3-7は、この有効地震動の考え方を模式的に示したものである。質量のある構造物を含む全体系を一括して解析する方法は、まず、質量のない構造物の応答（有効地震動）を(3-3)式より求め、さらにこの応答を用いて質量のある構造物の応答を(3-4)式より計算することと等価である。

次に地動を円振動数 $\omega$ の調和外力とすると、 $\{X_i\}$ と $\{X_k\}$ の関係は、(3-2)式、(3-4)式から、(3-5)式のように求められる。

$$\{X_i\} = ([K] - \omega^2 [M])^{-1} \omega^2 [M] \{X_k\} \quad (3-5)$$

(3-5)式の右辺の係数行列は、正弦波加振による周波数応答関数と同様な形になっている。(3-5)式から、構造物の質量が動的応答に与える影響は、振動系の固有振動数から十分小さい振動数領域ではほとんど無視でき、逆に系の固有振動数付近では大きな効果を持つことがわかる。なお、減衰が大きければ大きいほど、 $\{X_i\}$ は $\{X_k\}$ に比較して小さくなることも予想される。

#### 3.3.2 剛体—地盤ばねモデルの定式化

図3-8は、本研究で提案する剛体—地盤ばねモデルの概念図を示したものである。モデルの対象とする系は、図の上段に示すように矩形の剛体構造物が水平成層構造を持つ地盤中に存在している系である。この系を図の下段に示すように地盤ばねに支持された剛体にモデル化する。本モデルの振動解析では、まず、自由地盤の地震応答変位を、一次元の地震応答解析法を用いて求める。次に、求められた自由地盤の応答変位を構造物周囲の地盤ばねに強制変位として与える。ここで、底面の地盤ばねに与える強制変位は底面を地表面と見なした場合の地動を考える。前述の全体系解析モデルとの違いは、構造物の周辺地盤を質量のない地盤ばねに置き換え、周辺地盤

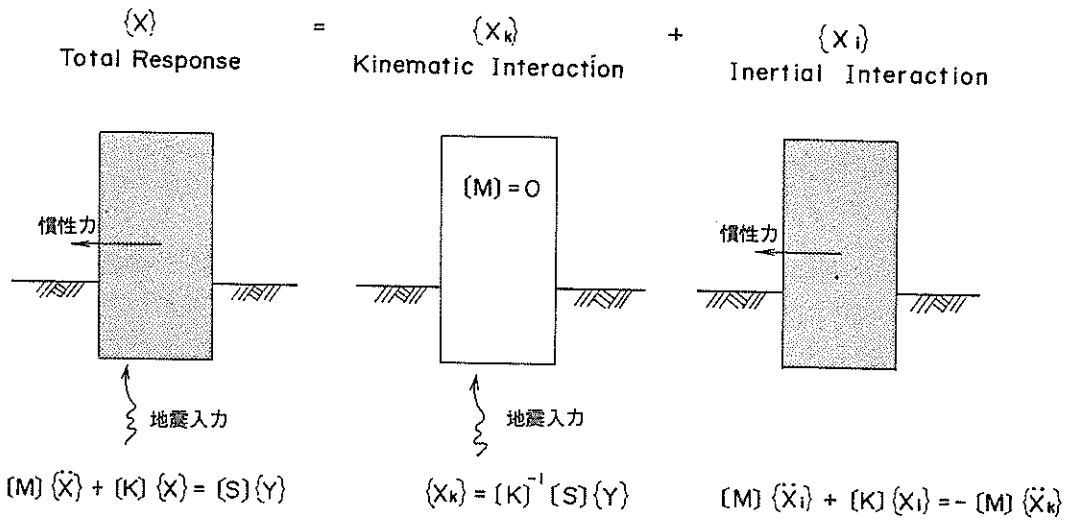


図3-7 有効地震動の考え方

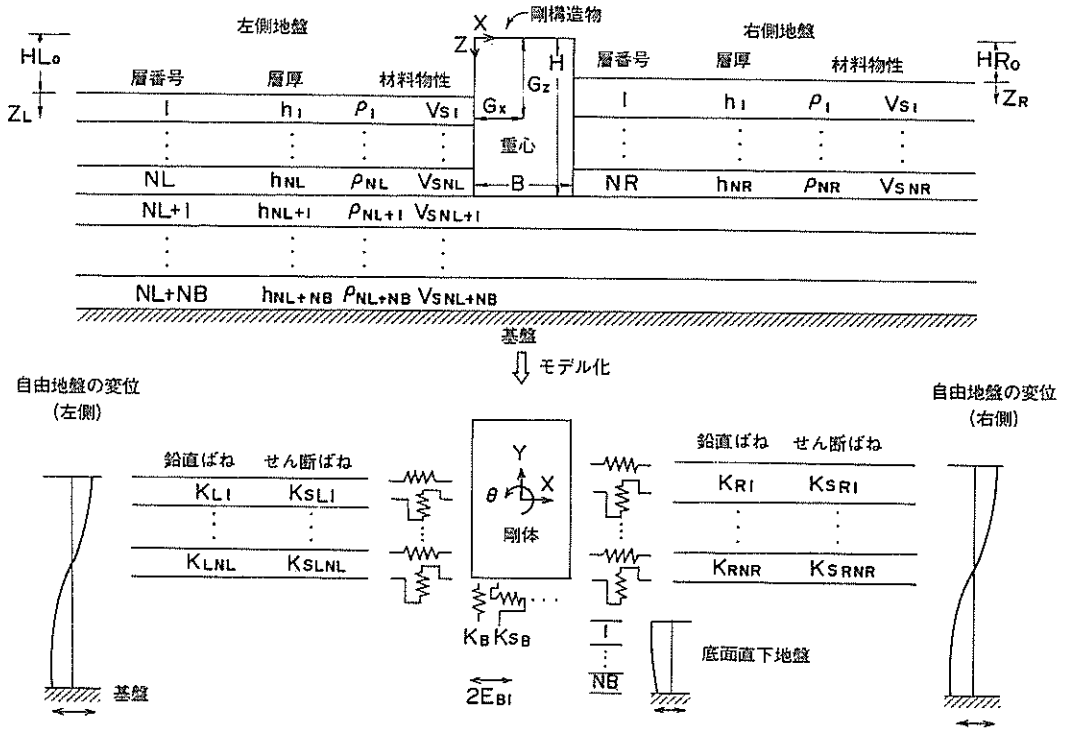


図3-8 剛体 - 地盤ばねモデルの概要

の分布質量を考慮していない点である。すなわち、厳密な意味での動的相互作用は考慮していないことになる。しかし、地盤ばねの振動数依存性や減衰を導入することで、これらの効果を考慮したモデルとすることができる。

本手法の長所としては、次の3点をあげることができる。

1) 解析は、地盤の一次元応答解析と3自由度の剛体の振動解析に分かれているので、モデル化が簡単に計算には時間を要しない。

2) 運動方程式の定式化は剛体に対する力の釣合で行うので、剛体に作用する慣性力、土圧合力、土圧分布などは陽な形で表現できる。その結果、慣性力、土圧などは、現行の震度法のそれと比較し易い。また、地震動の空間的分布が構造物の応答に与える影響も把握できる。

3) 構造物の滑動等の非線形性を考慮する場合には、地盤ばねに非線形性を導入することで容易に対応できる。

構造物と地盤を剛体-地盤ばね系にモデル化するとき、ばねに作用する力は地盤と剛体の相対変位に依存するので、地盤としてどの位置を考えるかが一つの問題となる。本モデルにおいて地盤変位として自由地盤のそれを採用したのは、以下の理由による。例えば起振実験で地盤ばね係数を算定する場合、構造物の変位量と地盤ばねの伸縮量は同じと考えているが、これは地盤ばねの一端が構造物の動きによって影響を受けない十分遠方にあると考えているためである。すなわち、起振実験で求められる地盤ばね係数は、剛体と自由地盤の間のそれと考えることができることである。

#### (1) 運動方程式

運動方程式は、図3-8の上段に示す二次元平面ひず

み状態のモデルの物理変数を用いて作成した。今、静的な釣合位置にあった剛体が  $t = 0$  秒から地震を受けたと考えると、 $t$  秒後の剛体の運動は重心点の並進運動 ( $X(t)$ : 水平変位,  $Y(t)$ : 上下変位) と重心回りの回転運動 ( $\theta(t)$ : 回転角) によって表すことができる。ここで、自由地盤の水平および上下応答変位をそれぞれ  $u(t)$ ,  $v(t)$  とすれば、地震時に剛体に作用する力とモーメントは図3-9のようになる。なお、以下では時間( $t$ )は、省略した。ここで、

- $R_{NL}$  : 左側鉛直ばねによる力 (動的土圧合力)
- $R_{SL}$  : 左側せん断ばねによる力 (動的摩擦力)
- $R_{NR}$  : 右側鉛直ばねによる力 (動的土圧合力)
- $R_{SR}$  : 右側せん断ばねによる力 (動的摩擦力)
- $R_{NB}$  : 底面鉛直ばねによる力 (動的土圧合力)
- $R_{SB}$  : 底面せん断ばねによる力 (動的摩擦力)
- $G_X, G_Z$  : 剛体の重心位置 (図3-8参照)

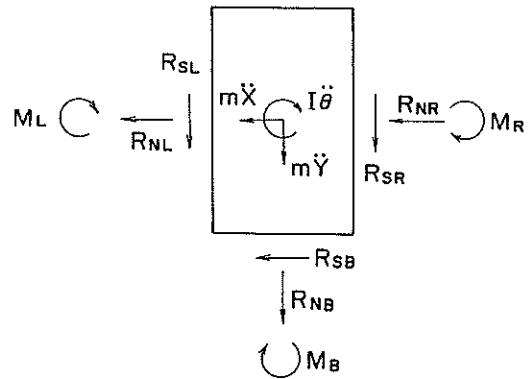


図3-9 剛体に作用する力とモーメント

$$\begin{aligned}
 R_{NL} &= \int_0^{H-HL_0} k_L(z_L) \{X - (G_Z - z_L - HL_0) \theta - u_L(z_L)\} dz_L \\
 R_{SL} &= \int_0^{H-HL_0} k_{SL}(z_L) \{Y - G_X \theta - v_L(z_L)\} dz_L \\
 R_{NR} &= \int_0^{H-HR_0} k_R(z_R) \{X - (G_Z - z_R - HR_0) \theta - u_R(z_R)\} dz_R \\
 R_{SR} &= \int_0^{H-HR_0} k_{SR}(z_R) \{Y + (B - G_X) \theta - v_R(z_R)\} dz_R \\
 R_{NB} &= \int_0^B k_B \{Y + (x - G_X) \theta - u_B\} dx \\
 R_{SB} &= \int_0^B k_{SB} \{X + (H - G_Z) \theta - u_B\} dx
 \end{aligned} \tag{3-6}$$

(3-6) 式の積分の中味は、土圧および摩擦力の分布形を表している。地震時においては、これら外力と剛体の慣性力が釣合っているので、運動方程式は剛体の水平成分ならびに上下成分および剛体の重心回りのモーメントの釣合を考え、(3-7) 式のように表される。

ここで、 $m$ 、 $I$  は剛体の質量および剛体の重心回りの

慣性モーメント、 $M_L$ 、 $M_R$ 、 $M_B$  は剛体各面に働く鉛直ばねによるモーメントで、(3-8) 式のとおりである。(3-6)、(3-8) 式を(3-7)式に代入し、整理すると、運動方程式は(3-9) 式となる。

動的土圧の合力と分布形の時刻歴は、運動方程式(3-9) 式を解いて得られる $X$ 、 $Y$ 、 $\theta$ を(3-6)式に代入して求

$$\begin{aligned} \text{水平成分の力の釣合} \quad & m\ddot{X} + R_{NL} + R_{NR} + R_{SB} = 0 \\ \text{上下成分の力の釣合} \quad & m\ddot{Y} + R_{SL} + R_{SR} + R_{NB} = 0 \end{aligned} \quad (3-7)$$

$$\text{重心回りのモーメントの釣合} \quad I\ddot{\theta} - R_{SL}G_X + (B - G_X)R_{SR} + (H - G_Z)R_{SB} + M_L + M_R + M_B = 0$$

$$\begin{aligned} M_L &= - \int_0^{H-HL_0} k_L(z_L) \{X - (G_Z - z_L - HL_0)\theta - u_L(z_L)\} (G_Z - z_L - HL_0) dz_L \\ M_R &= - \int_0^{H-HR_0} k_R(z_R) \{X - (G_Z - z_R - HR_0)\theta - u_R(z_R)\} (G_Z - z_R - HR_0) dz_R \end{aligned} \quad (3-8)$$

$$M_B = \int_0^B k_B \{Y + (x - G_X)\theta - v_B\} (x - G_X) dx$$

$$[M] \{\ddot{X}\} + [K] \{X\} = \{F\} \quad (3-9)$$

$$\text{ここで、} \quad \{X\} = \{X, Y, \theta\}^T$$

$$\{F\} = \{F_X, F_Y, F_\theta\}^T$$

$$[M] = \begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & I \end{bmatrix} \quad [K] = \begin{bmatrix} K_{11} & 0 & K_{13} \\ 0 & K_{22} & K_{23} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} \end{bmatrix} \quad (3-10)$$

$$\begin{aligned} F_X &= \int_0^{H-HL_0} k_L(z_L) u_L(z_L) dz_L + Bk_{SB}u_B + \int_0^{H-HR_0} k_R(z_R) u_R(z_R) dz_R \\ F_Y &= \int_0^{H-HL_0} k_{SL}(z_L) v_L(z_L) dz_L + Bk_Bv_B + \int_0^{H-HR_0} k_{SR}(z_R) v_R(z_R) dz_R \end{aligned} \quad (3-11)$$

$$\begin{aligned} F_\theta &= -G_X \int_0^{H-HL_0} k_{SL}(z_L) v_L(z_L) dz_L + (B - G_X) \int_0^{H-HR_0} k_{SR}(z_R) v_R(z_R) dz_R - \int_0^{H-HL_0} k_L(z_L) (G_Z - z_L - HL_0) u_L(z_L) dz_L \\ &\quad - \int_0^{H-HR_0} k_R(z_R) (G_Z - z_R - HR_0) u_R(z_R) dz_R + (H - G_Z) Bk_{SB}u_B + k_Bv_B \int_0^B (x - G_X) dx \end{aligned}$$



$$K_{11} = \int_0^{H-HL_0} k_L(z_L) dz_L + \int_0^{H-HR_0} k_R(z_R) dz_R + Bk_{SB}$$

$$K_{13} = K_{31} = - \int_0^{H-HL_0} k_L(z_L) (G_Z - z_L - HL_0) dz_L - \int_0^{H-HR_0} k_R(z_R) (G_Z - z_R - HL_0) dz_R + B(H - G_Z) k_{SB}$$

$$K_{22} = \int_0^{H-HL_0} k_{SL}(z_L) dz_L + \int_0^{H-HR_0} k_{SR}(z_R) dz_R + Bk_B \quad (3-12)$$

$$K_{23} = K_{32} = -G_X \int_0^{H-HL_0} k_{SL}(z_L) dz_L + (B - G_X) \int_0^{H-HR_0} k_{SR}(z_R) dz_R + B(B/2 - G_Z) k_B$$

$$K_{33} = G_Z^2 \int_0^{H-HL_0} k_{SL}(z_L) dz_L + B(H - G_Z)^2 k_{SB} + (B - G_X)^2 \int_0^{H-HR_0} k_{SR}(z_R) dz_R + k_B \int_0^B (x - G_X)^2 dx$$

$$+ \int_0^{H-HL_0} k_L(z_L) (G_Z - z_L - HL_0)^2 dz_L + \int_0^{H-HR_0} k_R(z_R) (G_Z - z_R - HR_0)^2 dz_R$$

めることができる。なお、以下に示す計算結果は運動方程式の定常解とした。

また、本解析で質量をゼロとした場合の剛体の応答である Kinematic Interaction による応答変位を求める場合、運動方程式は、

$$[K] \{X_k\} = \{F\} \quad (3-13)$$

となる。(3-13) 式の中で、例えば水平方向の力の釣合を考えると、(3-14) 式を得る。

今、各深さの側面の地盤ばね( $k_L(z), k_R(z)$ )を(3-15)式のように地盤ばね係数( $k_L, k_R$ )と地盤ばねの深さ方向の分布形を表す関数  $d_L(z), d_R(z)$  の積で表わす。

更に、側面の地盤ばね係数  $k_L, k_R$ 、および底面の地盤ばね係数  $k_B, k_{SB}$  を(3-16)式のように標準的な地盤ばね係数  $k$  の定数倍と考える。

(3-15)、(3-16) 式を(3-14)式に代入すると、標準的

$$\begin{aligned} & \int_0^{H-HL_0} k_L(z_L) \{X_k - (G_Z - z_L - HL_0) \theta_k\} dz_L + \int_0^{H-HR_0} k_R(z_R) \{X_k - (G_Z - z_R - HL_0) \theta_k\} dz_R \\ & + \int_0^B k_{SB} \{X_k + (H - G_Z) \theta_k\} dx = \int_0^{H-HL_0} k_L(z_L) u_L(z_L) dz_L + \int_0^{H-HR_0} k_R(z_R) u_R(z_R) dz_R + \int_0^B k_{SB} u_B dx \end{aligned} \quad (3-14)$$

$$k_L(z) = k_L d_L(z), \quad k_R(z) = k_R d_R(z) \quad (3-15)$$

$$k_L = \alpha_L k, \quad k_R = \alpha_R k, \quad k_B = \alpha_B k, \quad k_{SB} = \alpha_{SB} k \quad (3-16)$$

な地盤ばね係数  $k$  は消去され、Kinematic Interaction による応答変位は、地盤ばね係数の分布形やせん断ばね係数と鉛直ばね係数の比、あるいは側面ばねと底面ばねの大きさの比に依存するのみで、標準的な地盤ばね係数の値そのものには無関係であることがわかる。

## (2) 自由地盤の応答変位

自由地盤の応答変位は、左右2断面および構造物直下の合計3断面を考えている。また、自由地盤の応答変位を求める方法は、原理的にはどのような方法を用いても良いが、ここでは周波数領域で解析解が得られる重複反射理論を用いた。したがって、以下の剛体-地盤ばねモデルの動的解析も周波数領域で行った。

重複反射理論によると、左右の自由地盤に角振動数  $\omega$  の正弦的波動が入射すると、第  $n$  層の応答変位  $u$  は、第  $n$  層の上面を原点とし下向きの座標  $z_n$  を用いて、

$$u(z,t) = E_n e^{i(k^* z_n + \omega t)} + F_n e^{-i(k^* z_n - \omega t)} \quad (3-17)$$

ここで、 $E_n$ ：第  $n$  層における入射波の振幅

$F_n$ ：第  $n$  層における反射波の振幅

$k^*$ ：複素波数  $k^{*2} = \rho \omega^2 / G^*$

$G^*$ ：複素せん断弾性係数

と表現される。また、構造物底面における応答変位  $u_B$  は、構造物が無い場合、すなわち構造物底面を地表面と見なした場合の応答と考えるので、

$$u_B(t) = 2 E_{BI} e^{i\omega t} \quad (3-18)$$

$E_{BI}$ ：構造物底面を地表面と見なしたときの底面における入射波の振幅

と表現される。(3-17)、(3-18)式を用いることにより、運動方程式は解析的に解くことができる。なお、以下の計算では自由地盤の上下動は考慮しないこととした。

### (3) 地盤ばね係数

基礎構造物—地盤系の動的解析で利用する地盤の剛性に関する研究には、Beredugo, Novak<sup>6)</sup>の研究や円筒基礎を対象とした田治見<sup>7)</sup>の研究がある。Beredugoらの研究では、地盤の複素剛性が周波数に依存しない形で表されている。一方、田治見の研究は、弾性波動理論を応用して、表層が構造物の地震応答に及ぼす影響について理論的考察を行ったもので、基礎に対する地盤の複素剛性は、表層地盤の固有振動数の関数として表現されている。また、土岐ら<sup>8)</sup>は井筒基礎の起震実験から得られた複素剛性と弾性波動理論から得られる複素剛性を比較し、定性的傾向が一致することを示している。また、原田らは<sup>9)</sup>地中円筒基礎の動的ばね係数と減衰係数を提案している。

本解析は周波数領域で行っているため、地盤ばね係数  $k$  は複素地盤ばね係数として取り扱った。

$$k = k_r + ik_i = k_r (1 + i2h) \quad (3-19)$$

ここで、 $k_r$  と  $k_i$  はそれぞれ複素地盤ばね係数の実部と虚部を表し、 $h$  は減衰定数を表す。

複素地盤ばね係数の定義は“質量ゼロの構造物が単位変位振幅で振動したときに構造物が地盤から受ける抵抗力”である。したがって、複素地盤ばね係数は、地盤の振動特性の影響を受け、振動数に依存することになり、静的な地盤ばね係数とは異なる値をとる。本モデルで用いる複素地盤ばね係数も構造物と自由地盤を結びつける

ものであるから、構造物の周辺地盤を構成する土の変形特性や減衰特性をなるべく実際の現象に近い形で考慮する必要がある。そのためには、振動数依存型の地盤ばね係数を使用するのがよいと考えられるが、本章では、地中(剛体)構造物の基本的な振動特性を明らかにすることに主眼を置いているため、振動数に依存しない地盤ばね係数を使用した。実際に用いた値は以下のとおりである。

せん断波速度  $V_s = 100 \text{ m/s}$  の地盤の単位長さ当りの鉛直地盤ばね係数は、既往の研究成果<sup>10)</sup>から、 $3000 \text{ tf/m}^3$  とした。また、せん断地盤ばね係数と鉛直地盤ばね係数の比は道路橋示方書・同解説<sup>11)</sup>と本四連絡橋公団の耐震設計基準・同解説<sup>12)</sup>を参考にして  $1/3$  とした。また、せん断波速度が  $100 \text{ m/s}$  以外の地盤ばね係数は、土のせん断剛性に比例すると考え、次式により求めた。

$$k_r = 3000 \cdot (V_s / 100)^2 \text{ tf/m}^3 \quad (3-20)$$

この地盤ばね係数  $k_r$  は、複素地盤ばね係数の実部に対応する。

次に、複素地盤ばね係数の虚部に対応する減衰特性を評価するときには、地盤材料の内部減衰や波動が構造物から周辺地盤へ逸散することによる逸散減衰などを考慮する必要がある。逸散減衰は弾性波動理論から周辺地盤の固有振動数に依存し、高振動数領域で大きくなることが知られている。また、土の内部減衰は動的な土質試験から大ひずみ領域で大きくなることが知られている。しかし、減衰の機構は複雑で未解決の部分が多く、減衰の取り扱いによっては解析結果に大きな影響がでる場合も考えられる。そこで、本章の解析で使用する減衰は周波数に依存しない一つの値として取り扱った。

### 3.4 解析結果

本節では、剛体—地盤ばねモデルを用いて重力式構造物の地震応答特性を定性的に検討する。

#### (1) Inertial Interaction と Kinematic Interaction の分離

図3-10は、構造物の応答を Inertial Interaction と Kinematic Interaction に分けて示したものである。解析の対象としたモデルは、3.2で示した左右対称な地盤—構造物系(図3-2)である。構造物の応答は自由地盤表層の応答に対する応答倍率で示してあり、左側の三つが水平成分、右側の三つが回転成分の応答倍率である。左右の結果は上段から Kinematic Interaction による応答、Inertial Interaction による応答、両者の和(実際の応答)で、それぞれ地盤ばねの減衰を変化させて示した。回転成分の応答は、構造物の回転に伴う構

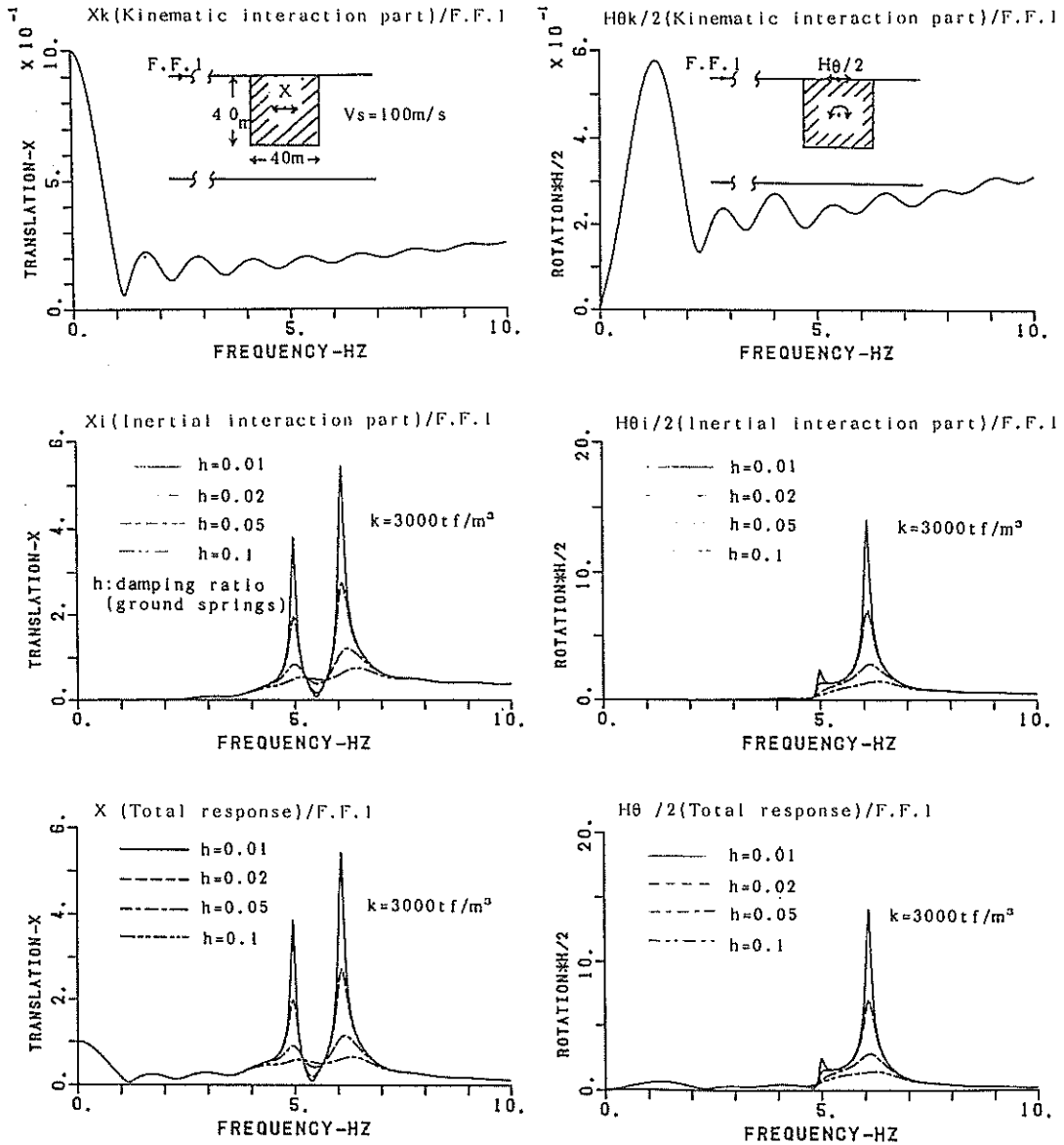


図3-10 剛構造物の自由地盤表層に対する応答倍率  
(Inertial Interaction と Kinematic Interaction の分離)

造物天端の応答である。図から、4 Hz付近までの低い振動数領域では、Inertial Interactionによる応答は並進成分、回転成分ともほとんど零で、構造物の応答はKinematic Interactionによる応答のみで説明できる。しかし、5 Hzおよび6 Hz付近の固有振動数に近いところでは、Inertial Interactionの影響が大きくでている。しかし、地盤ばね係数の減衰が大きくなると、質量効果によるInertial Interactionの応答は小さくなる。このような構造物の地震応答特性は、(3-5)式から予測さ

れたとおりである。

(2) 構造物の寸法比が有効地震動に及ぼす影響

図3-11は、せん断波速度 $V_s$ の地盤中にある幅 $B$ 高さ $H$ の構造物の有効地震動を示したものである。有効地震動は、構造物の寸法比 $\beta = B/H$ をパラメータにして、無次元振動数 $\phi = \omega H/V_s$ に対して示した。(なお、 $\phi$ は構造物の上端と下端の間の地震動の空間的位相差と見なすこともできる。) 図中の(a), (b)は、それぞれ構造物重心の並進水平変位 $X$ 、回転に伴う構造

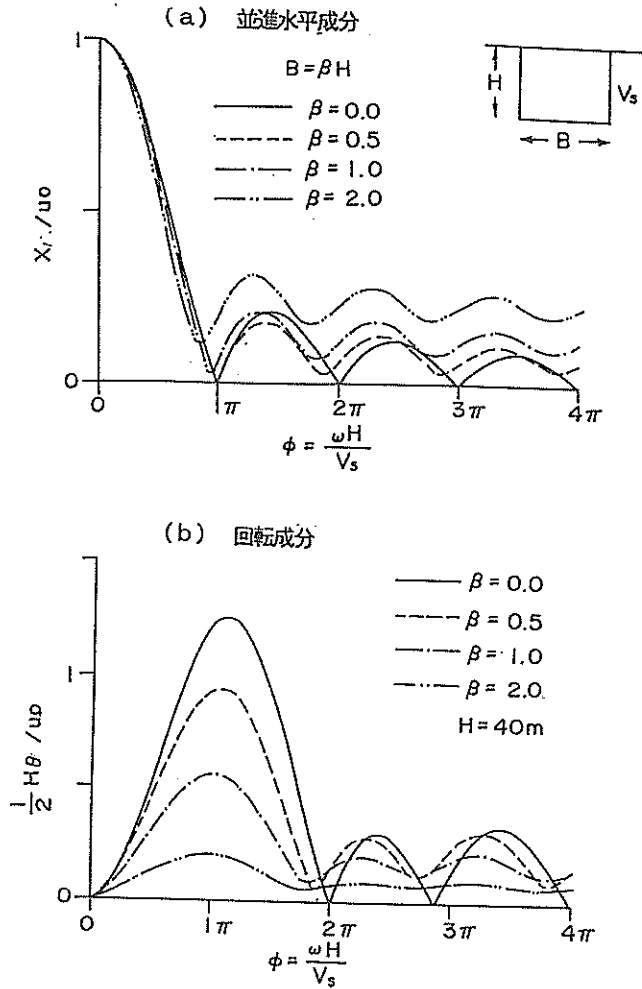


図3-11 有効地震動に及ぼす剛体の寸法比の影響

物上端の水平変位  $H \theta / 2$  (以下簡単に並進水平成分および回転成分と記す) の自由地盤表層の応答変位に対する応答倍率を示している。

構造物の応答は、無次元振動数が  $0 \sim 2\pi$  の領域で顕著な変化がみられ、その後一様な変動を示している。構造物の幅が高さに比べて大きくなると、無次元振動数  $\pi$  以降のピークは、並進成分が大きくなり、回転成分が逆に小さくなっている。このような有効地震動の変化の様子は、同位相で入力する底面からの地震力と深さ方向に位相差を持つ構造物側面からの地震力のバランスとして説明される。すなわち、幅が大きくなると同位相で入力する底面からの地震力が側面からの地震力よりも大きな影響を持ち、その結果  $\pi < \phi$  の領域で並進成分の応答は大きくなり、回転成分は逆に小さくなる。この結果から、根入れが深くて軟弱地盤にある構造物ほど、側面からの波動の影響は構造物側面で相殺され、自由地盤表層に比

較して構造物の並進水平成分の応答は低振動数領域から小さくなると言える。

(3) 表層地盤の増幅特性が有効地震動に及ぼす影響

地盤の剛性が異なると、剛性の異なる地層の境界面で地震波は反射・屈折を繰り返す、増幅特性が変化することが知られている。メキシコ地震(1985)やロマプリータ地震(1989)においては、震源から遠く離れた軟弱地盤地帯で地震動が増幅され、大きな被害が発生した。図3-12は、層厚  $H$  の軟弱な地表面層(表層地盤)が堅固な地盤(下層地盤)上に堆積している場合、地震動が表層地盤でどのように増幅されるかを示したものである。同図は、重複反射理論により計算したものであるが、表層地盤の無次元固有振動数 ( $\pi/2, 3\pi/2$ ) における増幅倍率は地盤のインピーダンス比  $\alpha = (\rho_2 V_{s2} / \rho_1 V_{s1})$  にほぼ等しいことがわかる。なお、この計算では、減衰を考慮していない。

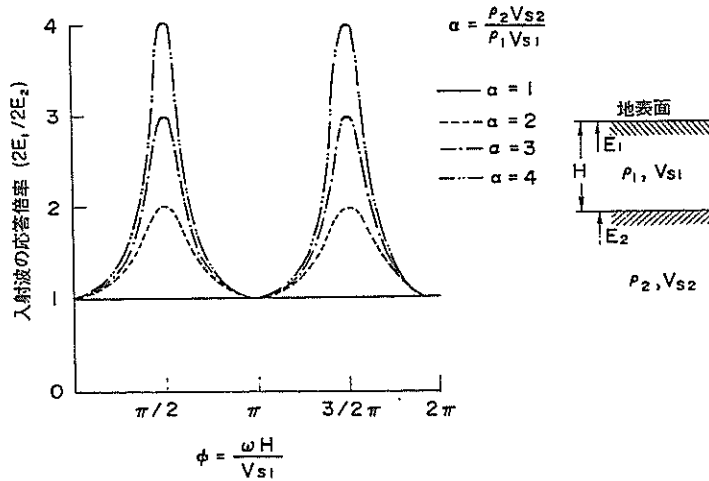


図3-12 表層地盤の増幅特性

次に、図3-12に示した表層地盤中に、表層地盤の層厚と同じ高さを持つ構造物が存在する場合を考えてみる。図3-13は、下層地盤上面の入射波に対する有効地震動の応答倍率を示したものである。有効地震動の応答は、 $\pi/2, 3\pi/2, \dots$ の所でピークを示す表層地盤の無次元固有振動数付近で増幅される。特に、並進水平成分では地盤の一次の、また、回転成分については地盤の一次および二次のモードの影響が大きいと言える。このことから、基盤への入射波に対する構造物の地震応答は、構造物自身の固有振動数とは別に、表層地盤の一次および二次の固有振動数付近で大きく増幅されることが予想される。この結果は、土岐らが実施した埋設井筒基礎の模型振動実験結果<sup>13)</sup>とも、定性的に一致する。

(4) 慣性力と動的土圧合力の位相差について

図3-14は、1 cmの振幅を持つ1.0 Hzの地震波が地盤の鉛直下方から入射した場合の構造物に作用する慣性力、動的土圧合力、底面摩擦力の時刻歴を示している。解析の対象とした系は、図3-2に示したものと同一である。各時刻において、(3-7)式に示した釣合方程式を満たしていることは言うまでもない。なお、慣性力に対する動的土圧合力、摩擦力の位相差も図中に示す。慣性力と動的土圧合力の位相関係は、震度法の考えたと異なり同位相ではない。構造物の慣性力と動的土圧の位相関係は、地盤の振動特性と振動系の固有振動数に大きく依存すると思われる。

3.5 剛体-地盤ばねモデルの適用性

剛体-地盤ばねモデルによる構造物の地震応答性状は、3.4で述べたが、本節では剛体-地盤ばねモデルの適用

性を検討する。

3.5.1 全体系解析手法 (FLUSH) との比較

剛体-地盤ばねモデルで使用する周辺地盤のせん断波速度と単位体積重量は、FLUSH (図3-2, 図3-5) と対応するように設定した。自由地盤の応答変位は、減衰定数3%として求めた。モデルの基盤面には、FLUSH解析モデルと同一の地震波を入力した。なお、FLUSHの計算結果には、構造物自身の固有振動数が現れなかったため、構造物の応答は剛体-地盤ばねモデルの有効地震動と比較した。

a) 左右対称な地盤-構造物系の場合

図3-15は、自由地盤表層の応答に対する構造物の応答倍率を示したものである。破線が剛体-地盤ばねモデルから得られる有効地震動、実線がFLUSHの結果である。(a)は並進水平成分、(b)は回転成分についての結果である。FLUSHによる伝達関数と剛体-地盤ばねモデルによる有効地震動は、よい一致を示している。並進水平成分の1 Hzまでの応答曲線の変化パターンと回転成分のピークの現れる振動数が一致しているということは、深さ方向に位相差のある地動が構造物側面で拘束されることを示している。

図3-16は、構造物の基礎面と同一深さの自由地盤の応答に対する剛体の応答を示したものである。弾性波動理論によると、一様な速度構造を持つ水平成層地盤のせん断波に対する固有振動数  $f_n$  は、 $V_s \cdot (2n-1) / (4H)$  で与えられる。ここに、 $H$  は層厚、 $n$  は次数である。これによると、固有振動数は第一次から順に0.625 Hz, 1.875 Hz...となる。図から、自由地盤の固有振動数付近

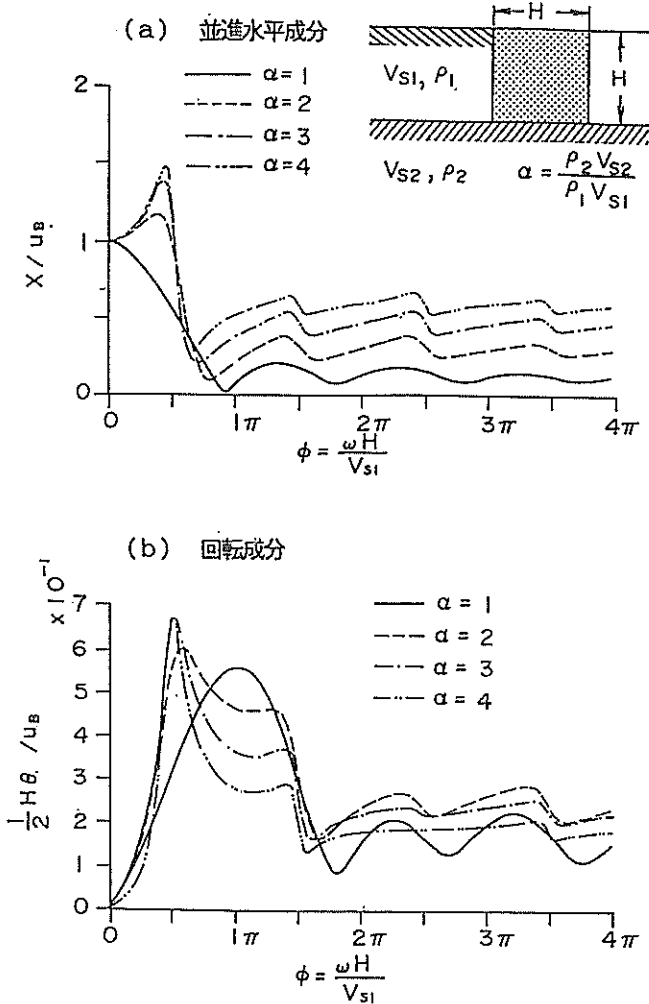


図3-13 有効地震動に及ぼす表層地盤の増幅特性の影響

で構造物の応答が大きく増幅されていることがよくわかる。なお、地盤の固有振動数付近のピークの値が、FLUSHの結果と剛体-地盤ばねモデルの結果とで一致しないのは、剛体-地盤ばねモデルでは自由地盤の応答変位を求める部分のみに減衰を考慮しているのに対して、FLUSHでは要素ごとに3%の減衰をとっているためと考えられる。

図3-17は、剛体-地盤ばねモデルによる有効地震動(破線)の並進水平成分と回転成分の時刻歴をFLUSHの計算結果の時刻歴と比較したものである。剛体-地盤ばねモデルによる時刻歴は、FLUSHの計算で得られた自由地盤表層の地震波形に、図3-15に示された伝達関数を乗じて求めた波形に対応している。図3-17をみると、両者は振幅レベルおよび位相特性ともに良く一致し

ている。

b) 左右非対称な地盤-構造物系の場合

図3-18~20は、左右非対称な地盤-構造物系の動的応答の検討結果である。図3-18が自由地盤表層、図22が構造物基礎面と同一深さの自由地盤の応答に対する構造物の応答倍率である。地盤の層厚が左右非対称な場合は、回転動と上下動が連成する。そこで、構造物の重心回りの回転動と並進水平動は、図3-5に示す8つの節点の時刻歴を用いて分離した<sup>14)</sup>。しかし、分離の結果、並進上下成分はほとんど検出されなかったため、時刻歴の比較においては節点95の水平動と上下動をそれぞれ重心の並進水平成分と回転成分とした。図3-18, 19を見ると左右対称な地盤と同様に剛体-地盤ばねモデルによる有効地震動の振動数特性は、FLUSHの結果とよい対

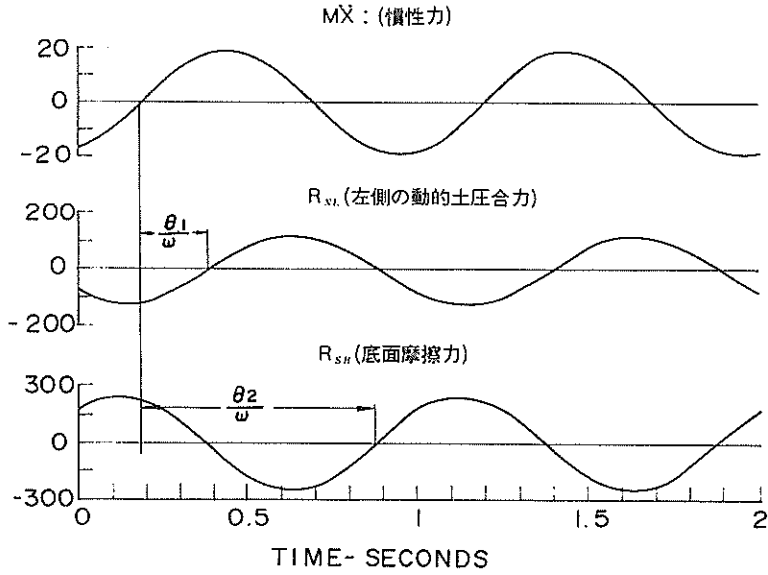


図 3-14 構造物に作用する慣性力、動土圧合力、底面摩擦力の時刻歴  
(1 Hzの正弦的外力が作用したとき)

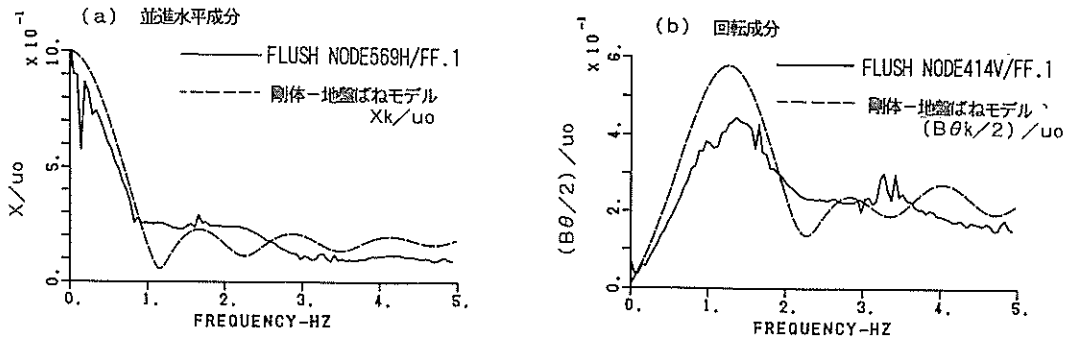


図 3-15 自由地盤表層に対する構造物の応答倍率—解析モデルとFLUSHとの比較  
(左右対称な場合)

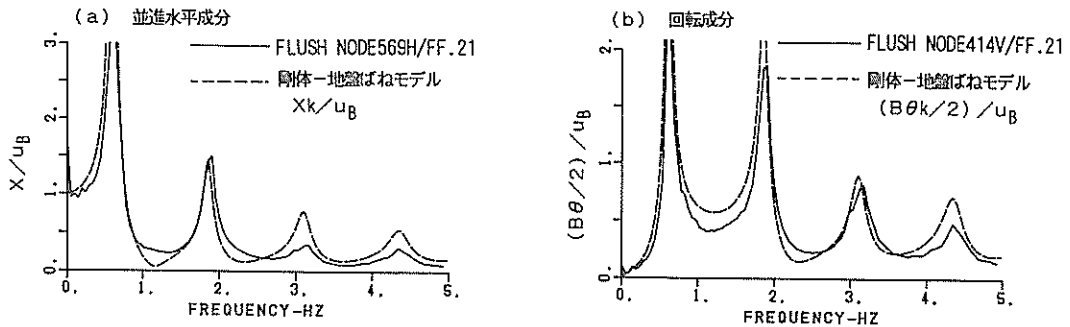


図 3-16 構造物底面深さの自由地盤に対する構造物の応答倍率  
—解析モデルとFLUSHとの比較 (左右対称な場合)

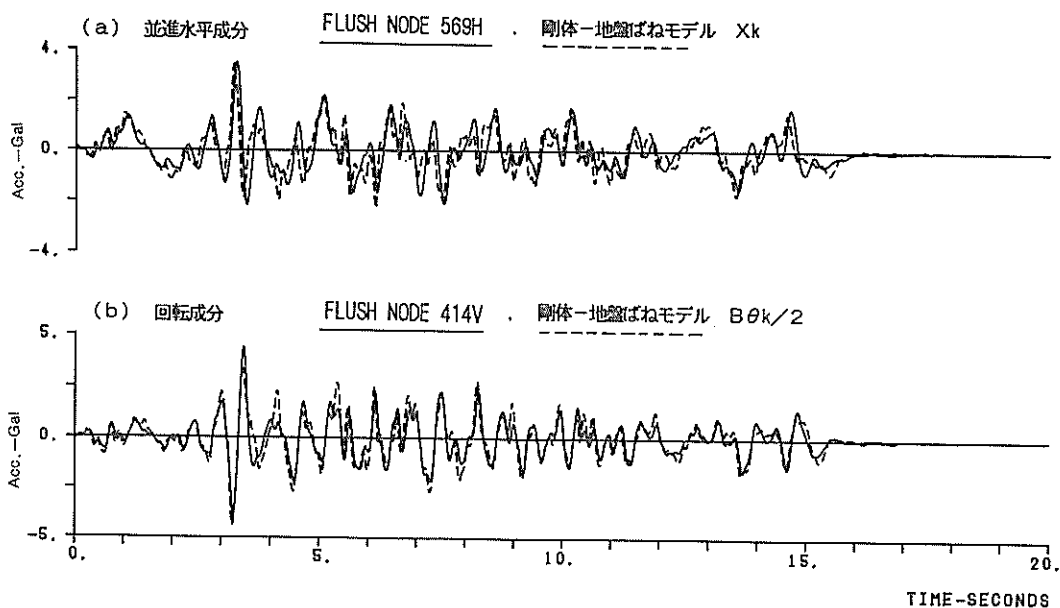


図3-17 構造物の加速度応答時刻歴の比較 (左右対称な場合)

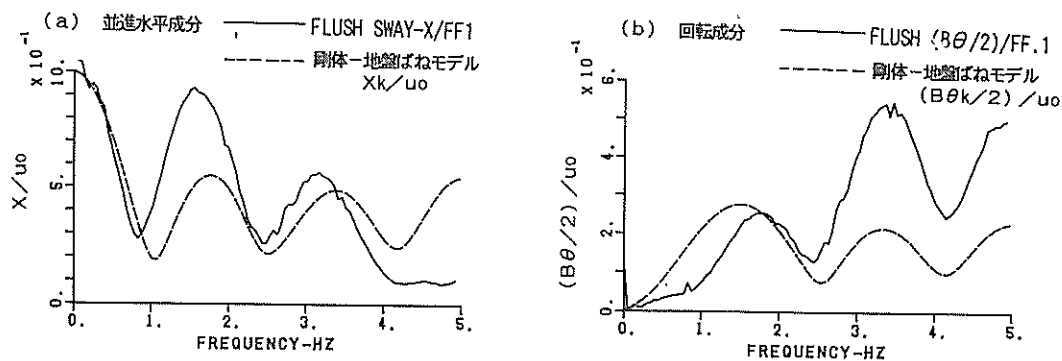


図3-18 自由地盤表層に対する構造物の応答倍率  
-解析モデルとFLUSHとの比較 (左右非対称な場合)

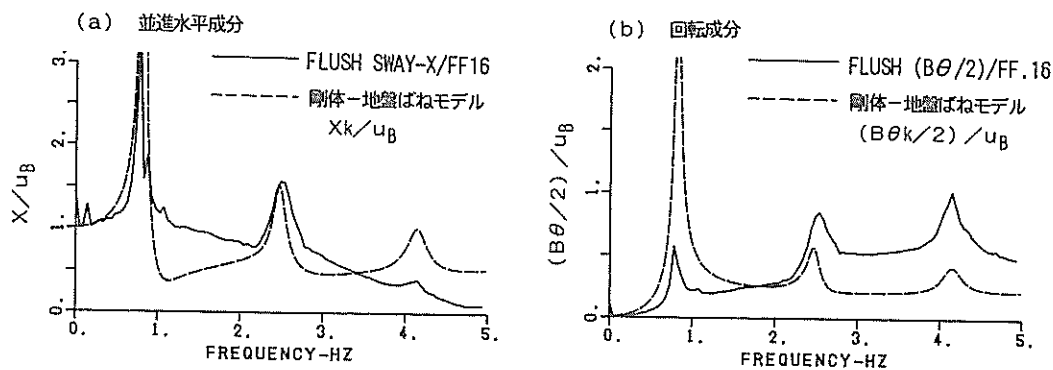


図3-19 構造物底面深さの自由地盤に対する構造物の応答倍率  
-解析モデルとFLUSHとの比較 (左右非対称な場合)-



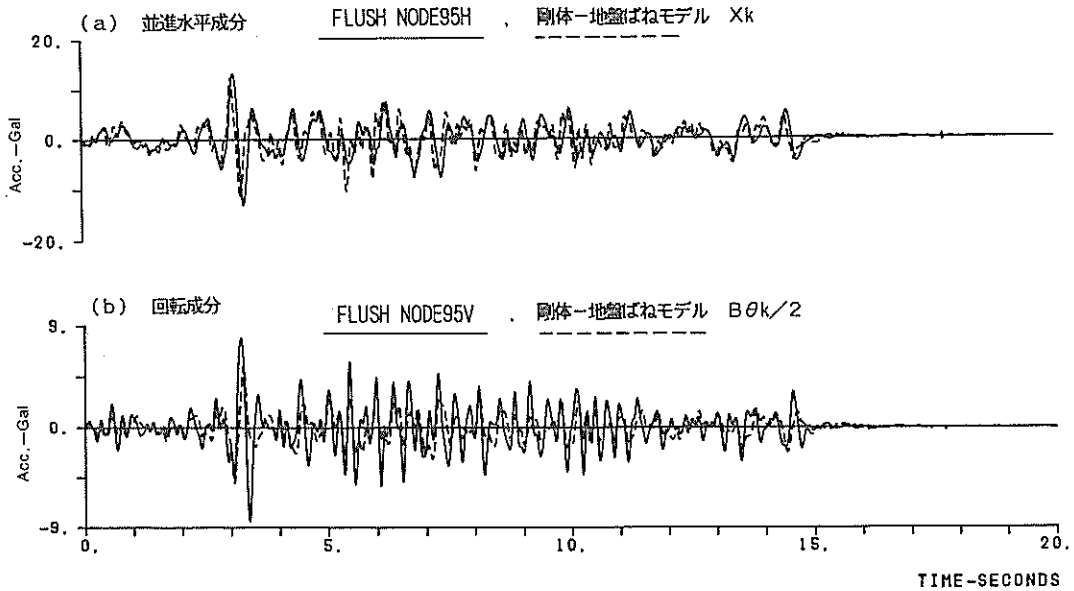


図3-20 構造物の加速度応答時刻歴の比較（左右非対称な場合）

応を示している。左右対称な場合と異なるのは、並進水平成分および回転成分ともに、2番め以降のピークの形が一致しないことである。また、図3-20に示す時刻歴の比較においては、並進水平成分の対応はよいが、回転成分の振幅レベルは剛体-地盤ばねモデルのほうが一様に小さい。この差は、地盤ばね係数の設定方法、すなわちせん断ばね係数と鉛直ばね係数の比や底面と側面のばね係数の違い、あるいは、周辺地盤の分布質量を考慮していないことに起因すると思われる。しかし、全体としては、剛体-地盤ばねモデルとFLUSHの解析結果は、よい対応を示していると言える。

このように、剛体-地盤ばねモデルから得られる有効地震動と構造物の質量を考慮したFLUSHの計算結果がよく一致するという事は、次の二つの理由により説明できる。第一は、周辺地盤を有し上部工が大きい地盤-構造物系の構造物自身の固有振動数が解析に使用した入力振動数より十分高いところにあった。第二は、周辺地盤の減衰が大きく構造物の質量効果が顕著に現れなかったことである。構造物の地震応答が Kinematic Interaction のみから説明できることは、構造物の応答は地盤ばねの分布には影響されても地盤ばねの大きさには影響されないことを示している。今回、解析の対象とした地中構造物や重力式護岸構造物の応答は、構造物自身の固有振動数付近の共振現象よりも、周辺地盤の振動性状に支配されていると言える。

### 3.5.2 地震観測結果との比較

横浜港大黒埠頭では、深層混合処理工法によるセメント系改良地盤の耐震性を検証するため、地震観測が実施されている<sup>19)</sup>。図3-21は、改良地盤の下にも軟弱な粘性土を残している浮き型改良地盤の地震観測の概要を示したものである。深層混合処理工法によって改良された地盤は、周辺の粘土地盤と比較し剛性が極めて大きいため、地中の剛構造物と見なすことができる。ここでは、強震記録から得られた周波数伝達関数と剛体-地盤ばねモデルの計算結果を比較した。加速度記録は、3章のそれと同じで、改良地盤の加速度記録は、改良地盤3カ所の加速度時刻歴から求めた改良地盤の重心の並進成分と回転成分である。剛体-地盤ばねモデルの自由地盤の各層のせん断波速度V<sub>s</sub>は、一次元等価線形地震応答解析プログラム(SHAKE)によって計算し、自由地盤の収束したせん断変形係数Gから求めた。なお、計算は簡単のため、改良地盤上のケーソンおよび裏埋め砂を無視したモデルで実施した。

図3-22は地震観測で得られた自由地盤表層（海側粘土層）の応答に対する剛体の応答倍率（実線）を剛体-地盤ばねモデルから得られた有効地震動（破線）のそれと比較したものである。(a)が並進水平成分、(b)が回転成分の結果である。解析結果と実測値は、現場の土質条件のばらつきやモデル化の条件の違いを考慮すれば、十分に対応していることがわかる。

•地震計設置位置

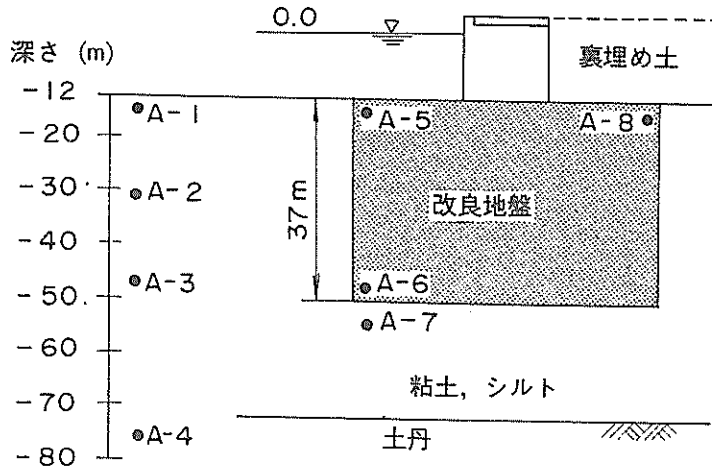


図3-21 横浜港大黒埠頭DM改良地盤の地震観測の概要

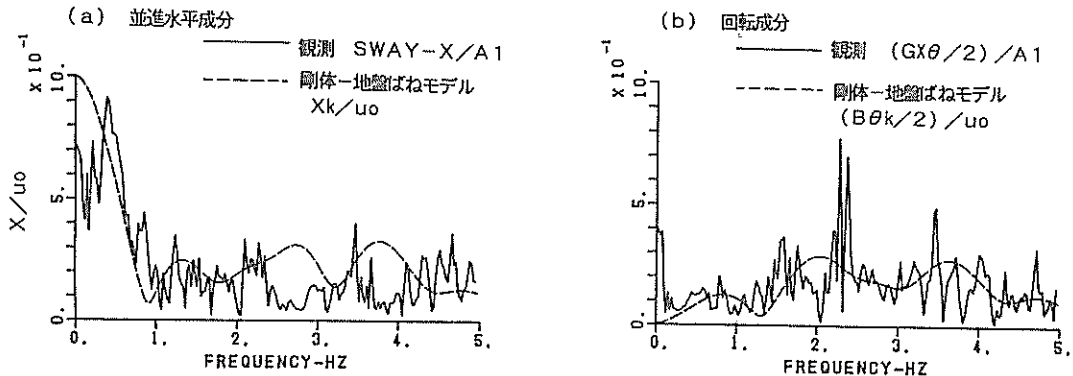


図3-22 解析モデルと地震観測結果との比較(ケーソンと裏込め砂を無視した場合)

参考文献

- 1) Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C-F, and Seed, H. B.: FLUSH A Computer Program of Approximate 3-D, Analysis of Soil-Structure Interaction Problems, Report No. EERC 75-30, Univ. of Calif. Berkeley, 1975.
- 2) 風間基樹・稲富隆昌: 根入れのある剛体構造物の地震時安定性に関する解析研究, 港湾技術研究所報告, Vol. 25, No.3, pp.71~124, 1986.
- 3) 風間基樹・稲富隆昌: 剛体-地盤ばねモデルを用いた根入れのある剛体構造物の地震応答解析, 土木学会論文報告集, 第410号/I-12, pp.425~434, 1989.
- 4) Wolf, J.P.: Dynamic Soil-Structure Interaction Prentice-Hall, Inc., pp.18~33, 1985.
- 5) 土岐憲三: 新体系土木工学11構造物の耐震解析, 技報堂出版, pp. 171~174, 1981.
- 6) Beredugo, Y.O. and Novak, M.: Coupled Horizontal and Rocking Vibration of Embedded Footings, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 9, pp.477~497, 1972.
- 7) 田治見 宏: 深い基礎を有する構造物の地震応答について, 日本地震工学シンポジウム, pp.255~260, 1966.
- 8) 土岐憲三・小松昭雄: 井筒基礎の地震応答解析に関する研究, 土木学会論文報告集, 第281号, pp.29~40, 1979.
- 9) 原田隆典・久保慶三郎・片山恒雄・広瀬利光: 地中

円筒基礎の動的ばね係数と減衰定数, 土木学会論文報告集, 第339号, pp.79~88, 1983.

- 10) 江刺靖行・吉田保夫・国生剛治・西好一: 静的地盤反力係数と動的地盤反力係数, 杭の水平載荷試験法に関するシンポジウム, pp.91~98, 1979.
- 11) 日本道路協会道路橋示方書・同解説, (I 共通編, IV 下部構造編), pp.200~203, 1990.
- 12) 本州四国連絡橋公団耐震設計基準・同解説, pp.23~31, 1978.
- 13) 土岐憲三・佐藤忠信・三浦房紀: 円筒基礎の震動特性に関する実験的研究, 京都大学防災研究所年報, 第21号B-2, pp.69~91, 1978.
- 14) 風間基樹・今村俊博・稲富隆昌: 地震時の地中埋設剛体構造物の回転運動に関する一考察, 第40回土木学会年次学術講演会, pp.677~678, 1985.
- 15) 稲富隆昌・風間基樹: 深層混合処理工法による浮き型改良地盤の地震時挙動, 港湾技術研究所報告, Vol. 25, No4, pp.3~56, 1986.

## 第四章 ケーソンに作用する地震時土圧の1 G場における模型振動実験と解析

### 4.1 序 節

近年、岸壁のような土圧を受ける構造物は、大型化、多様化し、その重要性は、益々増大している。このため現在、設計法の基準となっている地震時土圧公式である物部・岡部式の適用性の限界を明らかにすることも重要になってきている。そのためには、地震時土圧に関して先に示した問題点を解明することが必要である。

本章では、ケーソン・地盤系の1 G場の模型振動実験結果を整理し、ケーソンに作用する地震時土圧、およびケーソンの安定に係わる慣性力や底面摩擦力の動特性を検討する。また、本章では1 G場の実験結果は小さな実物として取扱っている。したがって、模型地盤の拘束圧が低いため地盤は比較的軟らかい状態と言える。このため、共振時に地盤は非線形挙動をしやすいと考えられる。

既往の実験と異なる点は、土圧合力および底面に作用する摩擦力や地盤反力を計測できる模型ケーソンを使用し、ケーソン・地盤全体系の振動実験を行った。これら計測は、筆者が初めて行ったものである。さらに本実験では、地盤・ケーソンの全体系をモデル化しているため、ケーソンの慣性力と地震時土圧合力の位相関係を検討できる。また、入力振動数を地盤の一次共振振動数の2倍程度まで与え、振動数に依存する地震時土圧のメカニズムも検討した。

### 4.2 実験方法

#### 4.2.1 模型ケーソン

図4-1に、模型ケーソンおよび、ケーソンに設置された加速度計、荷重計、土圧計の位置を示す。ケーソンの大きさは、中詰め砂を入れたケーソンが滑動および転倒に対して十分な安全率を確保するよう現行設計法によって決めた<sup>1)</sup>。中詰め砂を除いたケーソン全体の見かけの単位体積重量は $1.09 \text{tf} / \text{m}^3$ である。ケーソンの前面と背面および底面には、土圧合力を計測するためのアルミニウム製受圧板を取り付けた。各受圧板は水平および上下方向の土圧合力を計測できるよう3個の2軸荷重計でケーソンに取り付けられている。また、各受圧板の中心線には土圧計を取り付けた。加速度計は水平動一成分、あるいは水平動と上下動の二成分を計測することとした。両成分を同時に計測する点は、番号の若い方が水平方向の加速度計を表している。図4-1は、計器の配置と計器番号を示している。

#### 4.2.2 受圧板の慣性力の除去方法

受圧板は、板の曲げによる土圧計測の誤差を少なくす

るため、十分に剛である必要がある。しかし、受圧板を剛にすると、板厚を増すことになり、荷重計は受圧板の慣性力も計測することになる。したがって、実際に作用している土圧を求める場合には、計測された荷重計合力から受圧板の慣性力を除去する必要がある。例えば、受圧板Lの場合、実際に作用した土圧 $P_L(t)$ は、荷重計合力 $\Sigma R(t)$ を用いて次式のように求められる。

$$\text{水平方向} : P_{LX}(t) = \Sigma R_{LX}(t) - m_L \ddot{X}_L(t) \quad (4-1)$$

$$\text{上下方向} : P_{LY}(t) = \Sigma R_{LY}(t) - m_L \ddot{Y}_L(t)$$

ここで、 $m_L$ 、 $\ddot{X}_L$ 、 $\ddot{Y}_L$ は、それぞれ受圧板Lの質量、受圧板重心の水平加速度と上下加速度である。また、添字X、Yは、水平および上下方向、tは時間を表す。(4-1)式の適用性は、ケーソン背後に地盤がないケーソンのみの予備振動実験を実施して確認した。また、予備実験においては、受圧板を含めたケーソン全体が剛体的な動きをしていることも同時に確認した。

一般に振動実験では、土圧の波形は図4-2のようになる。そこで、本報告で使用する土圧に関する用語は以下のように定義した。振動前に作用している土圧を“静的土圧”、静的土圧からの振動中の動の変動分(片振幅)を“動的土圧”と定義した。“地震時土圧”は、静的土圧に動的土圧を重ね合わせたものとした。また、加振後に静的土圧を越えて残留した土圧を“残留土圧”とした。

#### 4.2.3 模型地盤の断面および加振方法

実験ケースは、図4-3に示す4ケースである。想定した重力式構造物は、ケーソン式護岸(ケース1)と地中構造物(ケース3)である。また、構造物の質量と動的応答の関係を検討するため、ケーソンの中詰め砂を除去した断面(ケース2、4)の実験も実施した。図中のA1は振動台、A2~A5、A15は地盤の加速度計を示す。ケーソンの加速度計の設置位置は、図4-1のとおりである。

振動実験の入力波は1 Hzから50 Hzまでの正弦波、および2種類の地震波であり、その最大加速度は20、50、100 Galの3種類である。この最大加速度は通常的设计で考慮されている加速度レベルとしては小さいが、地盤の固有振動数付近の周波数でも加振するため、地表面の応答は400 Gal以上にもなる。したがって、そのひずみレベルはかなり大きく、地盤に破壊が生じるような強震動レベルまで加振していることになる。なお、正弦波の実験では、各振動数とも応答が定常状態になるまで加振している。また、ケース1、3の実験は、それぞれケー

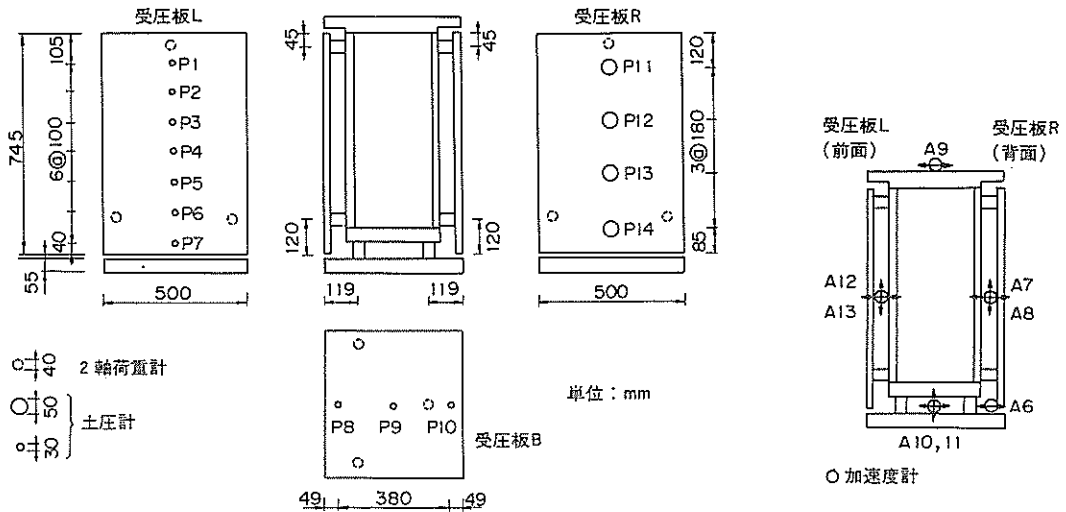


図4-1 模型ケーソン

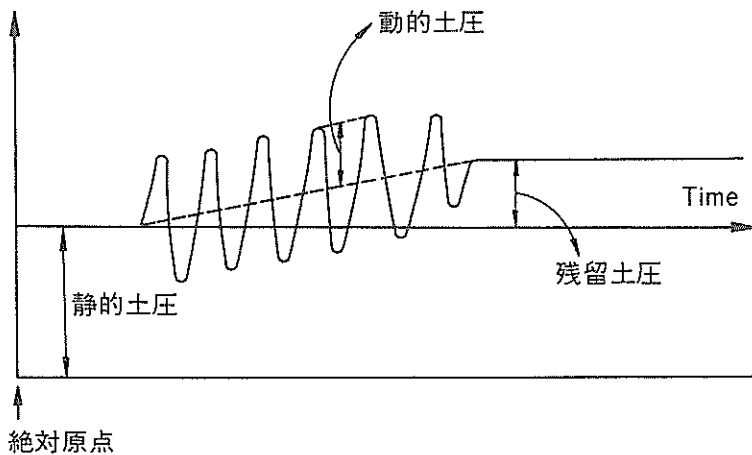


図4-2 土圧の時刻歴の概念図

ス2, 4の実験終了後に、ケーソンに中詰を投入して再び加振して行った。

#### 4.2.4 模型地盤の作製方法

模型地盤は、以下の手順で作製した。まず、模型ケーソンとダミーケーソンは、互いに接触しないように砂地盤上に立て込み、模型ケーソンとダミーケーソン、およびダミーケーソンと振動箱側壁の間は、蛇腹にしたビニールシートを張り砂が漏れるのを防いだ。この状態を荷重計と土圧計の初期状態とした。模型地盤は、ケーソンを立て込んだ後、20cm程度上方からまき出して作製した。地盤作製後、振動数30Hz、加速度200Galの振動を30秒間与え、なるべく残留土圧が発生しないようにした。横

型地盤の物性を表4-1に示す。また、実験終了後に、ケーソンを強制的に前傾させ、主働崩壊面の角度を求め、クーロン土圧公式を用いて内部摩擦角を推定した。その値は、35~45°の間であった。なお、実験に使用した砂は秋田港の埋立地盤の砂で気乾状態で使用した。

#### 4.3 実験結果および考察

##### 4.3.1 実験前の静的土圧

表4-2は、実験前の静的な土圧合力、3個の荷重計の力から求めた土圧合力の着地点高さ、また深さ方向の土圧分布を三角形と仮定して求めた土圧係数を示したものである。ケーソンの前面および背面に地盤があるケース3, 4の静止土圧係数は約0.5、一方、ケーソンの背面

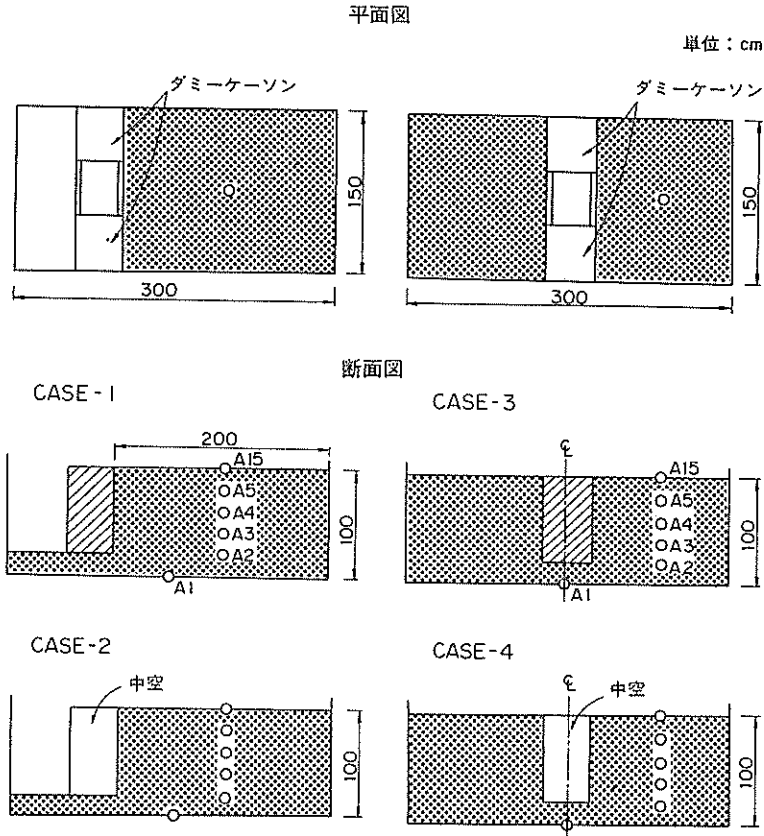


図4-3 模型の断面図および平面図

のみに地盤があるケース1, 2の静止土圧係数は約0.3であった。ケーソンの壁面摩擦角は、水平および上下方向の荷重計合力から算定すると $5 \sim 10^\circ$ であった。また、土圧計で計測された土圧が、ケーソンの奥行き方向に同様であると仮定して求めた土圧合力と荷重計で求めた水平土圧合力を比較すると、振動締め固め前で $0 \sim 20\text{kgf}$ 、締め固め後で $20 \sim 80\text{kgf}$ の差が認められた。これは、少数の土圧計で土圧合力を推定することの困難さ、あるいは同一深度の土圧が奥行き方向に同様ではなかったこと、などによるものと考えられる。そこで、本研究では、土圧計の値そのものの定量的な意味付けよりはむしろ、深さ方向の土圧分布を把握することとした。なお、受圧板の荷重計合力から求めた静的土圧合力と底面摩擦力の大きさを比較すると、その差は $1\text{kgf}$ 程度であった。

#### 4.3.2 周辺地盤とケーソンの加速度応答特性

図4-4は、ケース1およびケース3の実験結果で、入力加速度ごとに振動台に対する背後地盤表層の加速度応答倍率を示したものである。入力加速度が大きくなる

表4-1 模型地盤の物性

ケース番号		単位体積重量 ( $\text{tf}/\text{m}^3$ )	相対密度 (%)
1	背後地盤	1.561	53
2	背後地盤	1.556	52
3	左側地盤	1.589	63
	右側地盤	1.597	64
4	左側地盤	1.561	53
	右側地盤	1.567	55

と、地盤の応答に非線形性が現れ、応答倍率は小さくなる。しかし、 $28\text{Hz}$ 付近にある地盤の共振振動数は、入力加速度が大きくなっても、ほとんど変化しない。

ケーソンの応答特性は、ケーソンの応答加速度を式(4-2)を用いてケーソンの並進水平加速度、並進上下加速度および回転加速度に分離して検討した(図4-5参照)。

表 4-2 振動前の静的土圧合力の諸元

ケース番号	静的土圧の土圧係数	着地点高さ	土圧合力 (kgf)	
1	背後地盤	0.359	0.475 H	76
2	背後地盤	0.270	0.443 H	58
3	左側地盤	0.544	0.321 H	120
	右側地盤	0.531	0.336 H	117
4	左側地盤	0.518	0.355 H	114
	右側地盤	0.518	0.344 H	112

$$\begin{aligned} \ddot{X}(t) &= (\ddot{A}_7(t) + \ddot{A}_{12}(t)) / 2 \\ \ddot{Y}(t) &= (\ddot{A}_8(t) + \ddot{A}_{13}(t)) / 2 \\ \ddot{\theta}(t) &= (\ddot{A}_8(t) - \ddot{A}_{13}(t)) / B \end{aligned} \quad (4-2)$$

ここで、添字の数字は図 4-1 の加速度計番号の数字と対応する。B は加速度計 A<sub>8</sub> と A<sub>13</sub> の水平距離である。

図 4-6 は 50Gal 実験の結果で、地表面の加速度 ( $\ddot{A}_{15}$ ) に対するケーソンの水平成分 ( $\ddot{X}$ ) および、回転成分 ( $H\ddot{\theta}/2$ ) の加速度応答倍率と、ケーソンの水平慣性力 ( $M\ddot{X}$ ) を入力振動数に対して示したものである。

ここに、H、M は、それぞれケーソンの高さ、質量である。実験結果は、ケーソンの質量の大小がケーソンの動的応答に与える影響を分かり易くするために、上段はケース 1 とケース 2、下段はケース 3 とケース 4 の結果を同一図面に示した。地表面の加速度に対するケーソンの加

速度応答倍率 (図 4-6 a, d)) は、入力振動数の増加とともに小さくなり、地盤の一次固有振動数を越える高い振動数領域では 0.5 以下となる。一方、ケーソンの回転に伴う上端の応答加速度 (図 4-6 b, e)) は地盤の一次固有振動数付近で大きくなる。このような特性は周辺地盤が深さ方向に位相差をもって振動するため、Kinematic Interaction として説明できる。次に、回転成分について中詰のあるケースと中空のケースを比較すると、中詰のあるケースでは地盤の一次固有振動数付近以外 (ケース 1 では、24Hz 付近、ケース 3 では 48Hz 付近) にもピークがあることがわかる。このピークは、ケーソンの質量の差によって生じたと考えられるため、ケーソンの回転運動の固有振動数と考えられる。なお、回転成分に現れたピーク振動数付近の並進水平成分の加速度応答倍率を見ると、ケーソンの質量の大小で若干の差が認められる。これは、並進運動と回転運動が連成しているためである。

ケーソンの水平慣性力 (図 4-6 c, f)) は、ケーソンの質量に比例するので、ケーソンの質量が小さいほど、慣性力も小さくなる。しかし、ケーソンの質量の大きさに関係なく慣性力は、周辺地盤およびケーソンの固有振動数付近で大きくなる。

### 4.3.3 動的土圧合力の特性

図 4-7 は、ケース 1, 3 の実験結果で、動的土圧合力を入力振動数に対して示したものである。背面にのみ地盤があるケース 1 の水平土圧 (図 4-7 a)) は、入力振動数が地盤およびケーソンの固有振動数に近づくと増大する。また、入力加速度が大きいほど、土圧合力は低振動数域においても大きくなっている。これは入力加速度の増加に伴って地盤のひずみが大きくなり、地盤の

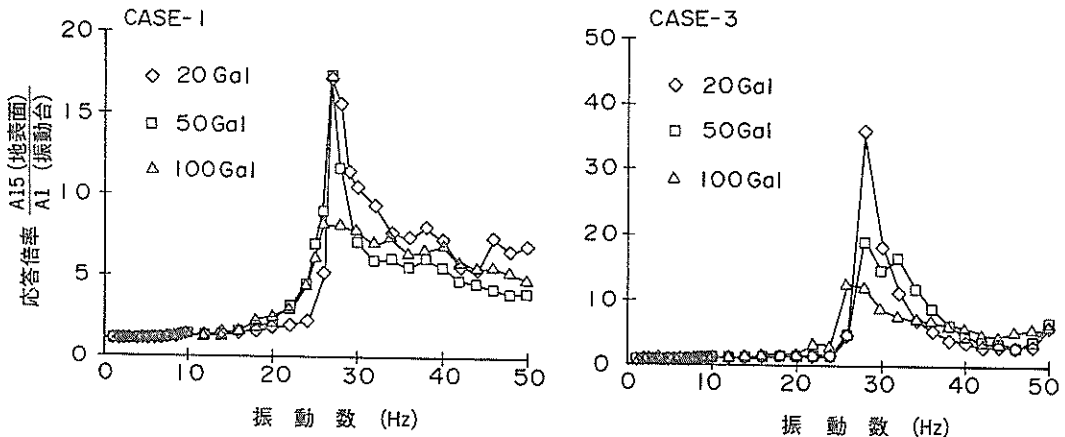


図 4-4 ケーソンの背後地盤の加速度応答曲線

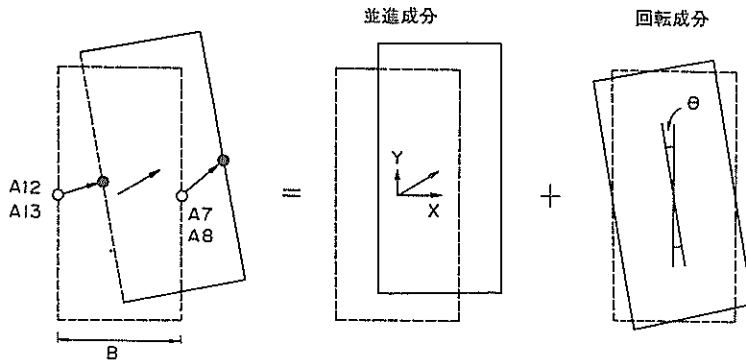


図4-5 ケーソンの剛体運動の概念図

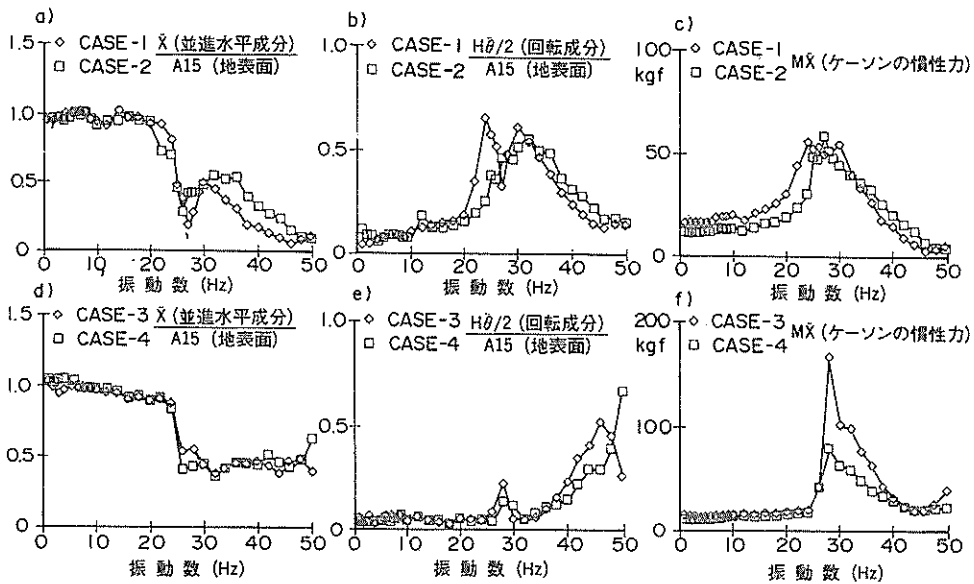


図4-6 ケーソンの動的応答の振動数依存性

剛性が低下し振動系の固有振動数が低くなったためと考えられる。しかしながら、図4-4から分かるように入力加速度が増加しても卓越振動数が顕著に低くなる傾向はみられず、地盤自身の材料非線形性は明瞭に認められない。したがって、入力加速度の増大に伴ってケース1の動的土圧合力が低振動数領域においても大きくなったのは、主に土圧に関係するケーソン近傍の地盤とケーソンの間のはく離による構造的な非線形性のためと考えられる。しかし、共振時の土圧合力の最大値は入力加速度が大きくなって大きな変化がない。ケーソンの片側のみ地盤が存在するケース1の場合、ケーソンは共振時に容易に変形する。したがって、この共振時の動的土圧合力は、ケーソンがある程度変形したときの上限値と考え

られる。

前面、背面に地盤があるケース3の水平土圧(図4-7b))も、ケース1と同じく入力加速度の増大とともに低振動数領域から大きくなる。しかし、共振時の動的土圧合力の大きさは、ケース1の結果と異なり、入力加速度の増大とともに、大きくなる。ケース3の場合、ケーソンは前面および背面の地盤によって拘束されている。したがって、共振時に地盤の変形がそれほど進まず、動的土圧は入力加速度に比例して大きくなったと考えられる。

ケース1の上下方向の土圧(図4-7c))も、水平方向の場合と同様に地盤およびケーソンの固有振動数付近で大きくなる。その大きさは、水平方向の土圧合力と



同程度の値を示し極めて大きい。現行の考え方で、水平方向の土圧と上下方向の土圧の比を、壁面摩擦角  $\delta$  で表せば両者の比は  $\cos \delta / \sin \delta$  である。実験結果から逆算すると  $\delta$  は約  $45^\circ$  となり、実験で得られたこの上下方向の動的土圧合力は、静的土圧から推定された壁面摩擦角 ( $7^\circ$ ) からは説明できない。したがって、動的土圧合力の上下成分は、ケーソンの回転に伴う地盤からの抵抗力と考えられる。

図4-8は、50Gal実験の動的土圧合力をケーソンの質量の大小で比較したものである。動的土圧は、ケーソン質量の大きい方(ケース1, 3)が小さい(ケース2, 4)方より大きい。これは、動的土圧合力がケーソンの質量の大きさによって影響されることを示している。

#### 4.3.4 慣性力と動的土圧合力の位相差について

震度法に基づいて、重力式岸壁の滑動安定性を検討する場合、地震時土圧は慣性力と同一方向に作用させている<sup>1)</sup>。これは、構造物の慣性力と地震時の動的土圧の増

分が同位相であると考えているため、構造物の滑動に対しては安全側の考え方である。しかし、慣性力と動的土圧の増分の向きが、常に同位相であるかは検討の余地がある。本研究では、ケーソンの慣性力と動的土圧および底面摩擦力の位相差を次のようにして算出し検討した。

角振動数  $\omega$  の正弦波で加振し、応答が定常状態に達したときのケーソンに作用する慣性力、動的土圧合力、底面摩擦力は次のように表される。

$$\begin{aligned} \text{慣性力} &: M\ddot{X}\cos\omega t \\ \text{動的土圧合力} &: P\cos(\omega t + \theta_1) \\ \text{底面摩擦力} &: F\cos(\omega t + \theta_2) \end{aligned}$$

ここで、 $\theta_1$  : 動的土圧合力の慣性力に対する位相差  
 $\theta_2$  : 底面摩擦力の慣性力に対する位相差

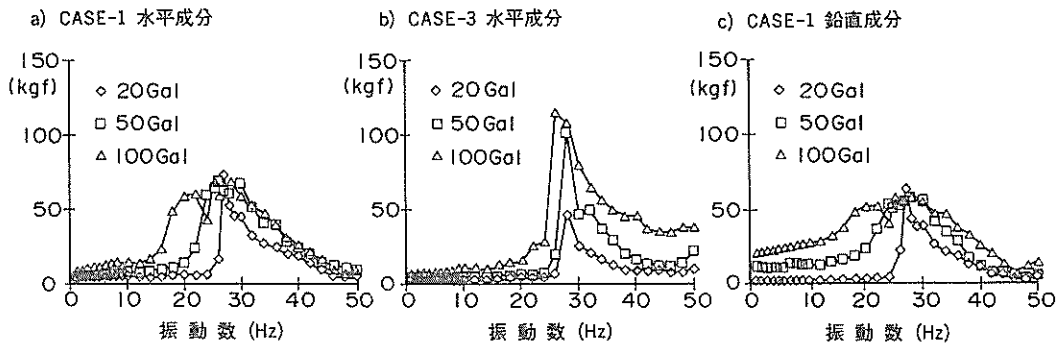


図4-7 動的土圧合力の振動数依存性

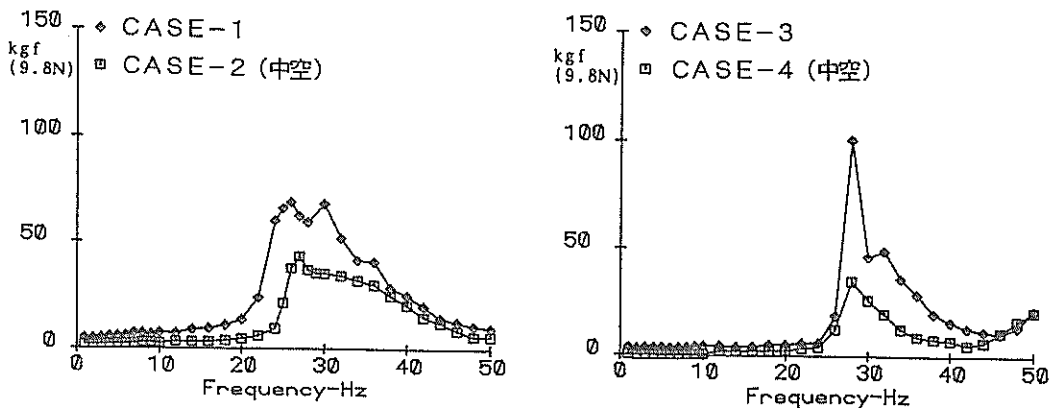


図4-8 動的土圧に及ぼすケーソンの質量効果

$\ddot{MX}$  : 慣性力の振幅  
 $P$  : 動的土圧合力の振幅  
 $F$  : 底面摩擦力の振幅

これらの外力は振動時に常につり合っている。したがって、(4-3) 式で表わされる力の釣合い式

$$\ddot{MX}\cos\omega t + P\cos(\omega t + \theta_1) + F\cos(\omega t + \theta_2) = 0 \quad (4-3)$$

は、時間  $t$  に対して恒等式である。すなわち、(4-4) 式が成り立つ。

$$\begin{aligned} \ddot{MX} + P\cos\theta_1 + F\cos\theta_2 &= 0 \\ P\sin\theta_1 + F\sin\theta_2 &= 0 \end{aligned} \quad (4-4)$$

実験では、これら外力の振幅が各振動数について求められているので (4-4) 式から、 $\theta_1$ 、 $\theta_2$  を求めることができる。

図 4-9 は、50Gal 実験の  $\theta_1$ 、 $\theta_2$  を振動数ごとに示したものである。慣性力に対する動的土圧合力の位相差は、ほぼ全振動数にわたって  $180^\circ$  に近い。一方、底面摩擦力の慣性力に対する位相差は、30Hz 付近までは慣性力とほぼ  $180^\circ$ 、入力振動数が 35Hz 以上になると  $270^\circ \sim 360^\circ$  となる。このような位相差の傾向は、20Gal および 100Gal の実験でも同様であった。なお、ケース 3 の動的土圧合力はケーソン両側の動的土圧合力を作用方向を考慮して算定した。

図 4-10 は、底面摩擦力と慣性力の比を振動数 30Hz までについて示したものである。30Hz 付近までは、慣性力に対して動的土圧合力および底面摩擦力は逆位相であるから、この図は、動的土圧と底面摩擦力の力の分担を表しているとも見ることができる。図から、ケーソンの慣性力のうち、6~7割を底面摩擦力が動的に分担していることがわかる。

#### 4.3.5 動的土圧の分布形状

図 4-11 は、50Gal 実験において、土圧計により計測された最大土圧を深さ方向に示したものである。動的土圧の最大値分布は、ケーソンの上端および下端で大きくなる傾向がある。このような分布形は、ケーソンの回転運動に起因していると考えられる。

耐震設計においては、加速度、土圧あるいは土圧合力等の物理量が、時々刻々どのような関係にあるかを知ることが重要である。そこで、これらの関係を同時刻のデータを用いて検討した。図 4-12 は、入力振動数が 10、30Hz のときのそれぞれケース 1 とケース 3 のケーソンの底面摩擦力が最大となる時刻の結果である。図中の地盤とケーソンの変位は、入力波が正弦波であるので、応答加速度振幅  $\alpha$  と角振動数  $\omega$  を用いて  $-\alpha/\omega^2$  として算定したものである。ケーソンと地盤間の相対変位の符号は縮む側を正とした。動的土圧の深さ方向の分布形状は、三角形分布ではなく、概ねケーソンと地盤の相対変位の分布形状に対応している。しかし、場合によっては明瞭に対応しないケースもある。この原因は、  
 ①入力加速度が増大すると、地盤の挙動に非線形性が現

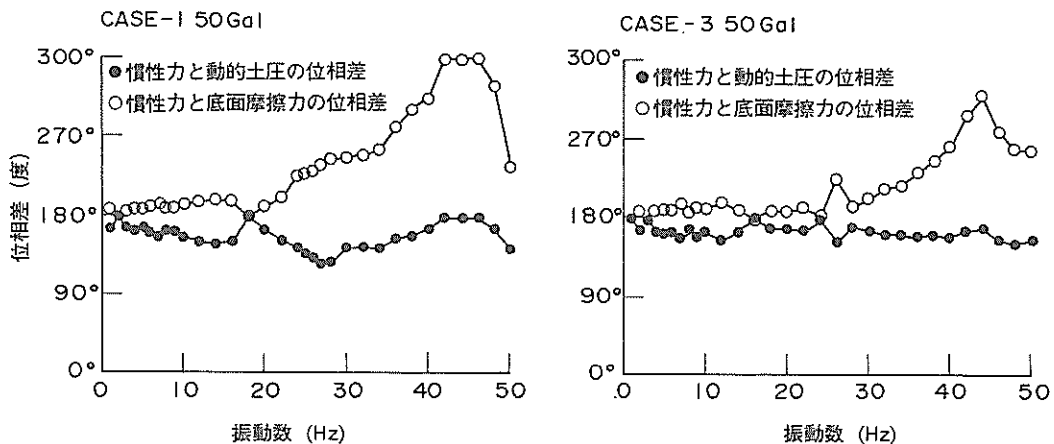


図 4-9 ケーソンの慣性力に対する動的土圧と底面摩擦力の位相差

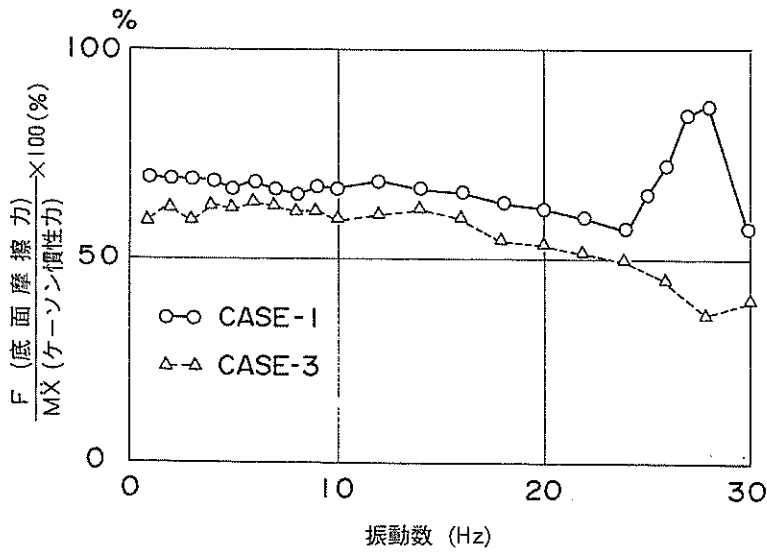


図4-10 慣性力に対する底面摩擦力の割合

れる。

- ②ケーソンと周辺地盤間の相対変位を求める際、周辺地盤の変位として、ケーソンからどれ位離れた位置の変位を用いるかが明確でない。
- ③ケーソン側面の地盤反力係数、すなわち単位の変位によって生じる力が深さによって異なっている。ことなどが考えられる。

#### 4.3.6 物部・岡部式との比較

実験結果を見ると、実際の地震時土圧は物部・岡部式から得られるものとは異なっている。たとえば、動的土

圧の分布形が明らかに三角形分布と異なること、ケーソンの質量の大小によって動的土圧が異なること、上下方向の動的土圧合力が水平方向と同じくらい大きいことは、同式では説明できない。

図4-13は、ケーソンの変位に伴う土圧の変化を模式的に示したものである。ケーソンの変形が進むと、静止土圧 $P_s$ から、常時主働土圧 $P_a$  (震度 $k=0.0$ ) もしくは常時受働土圧 $P_p$  ( $k=0.0$ ) に向かって変化していく。物部・岡部式による地震時土圧合力は、震度 $k$ が増加すると主働土圧は増加し、受働土圧は減少する。このよう

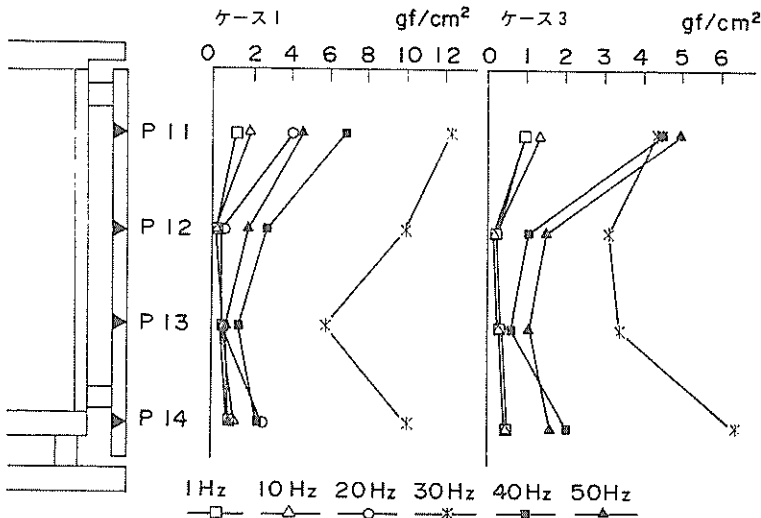


図4-11 動的土圧の最大値分布

1) ケース1 底面摩擦力最大時 (50Gal, 10Hz)

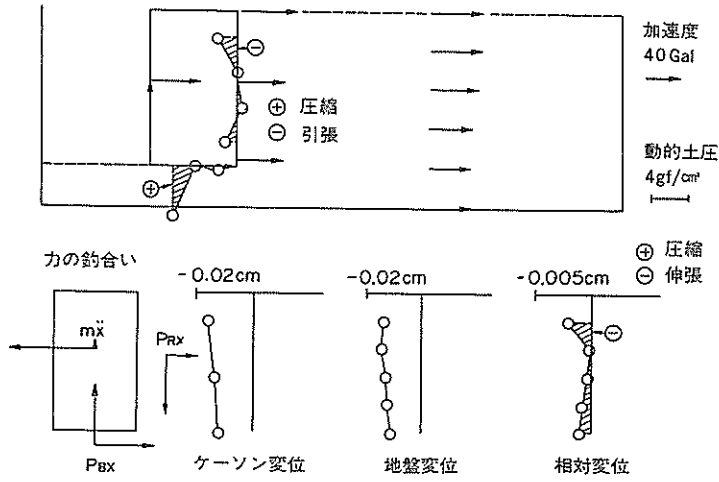


図4-12 (1) 動的土圧と地盤・ケーソン間の相対変位の関係 (ケース1 50Gal, 10Hz)

2) ケース1 底面摩擦力最大時 (50Gal, 30Hz)

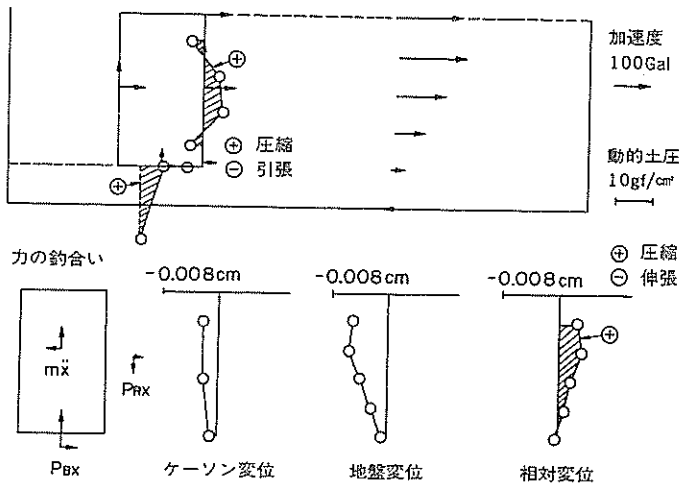


図4-12 (2) 動的土圧と地盤・ケーソン間の相対変位の関係 (ケース1 50Gal, 30Hz)

な土圧の増減は、ケーソンに作用する慣性力と土圧の作用方向が同じと考えているためである。しかしながら、実験結果によると動的土圧とケーソンの慣性力は、ほぼ逆位相であった。また、地震の規模によっては、十分なひずみが発生せず、主働状態あるいは受働状態に達しない場合も考えられる。しかし、物部・岡部式は地盤に発生するひずみの大きさとは無関係に極限の主働あるいは受働状態の土圧を与える。

以上のことから、物部・岡部式の適用性を振動実験結果と比較する際には、以下の項目について検討する必要がある。

1) 物部・岡部式から算定される地震時土圧と実験結果

を比較する場合には、実験の地震時土圧は静的土圧に動的土圧を加えた土圧とする。また、振動時に地盤が主働土圧あるいは受働土圧に達したかどうかを検討する。

2) 物部・岡部式から算定される地震時の増分土圧が、実験の動的土圧と対応するかどうかを検討する。地下タンクを設計する場合、地震時の増分土圧は地震時主働土圧と常時主働土圧の差とする考え方があるためである。

3) 同式から算定される地震時土圧の分布形が実験結果と対応するかを検討する。

このうち、3) については、地震時土圧から常時土圧を差し引いた土圧を動的土圧と考えれば、物部・岡部式で与えられる動的土圧は深さ方向に三角形分布となる。

3) ケース3 動的土圧合力最大時 (50Gal, 10Hz)

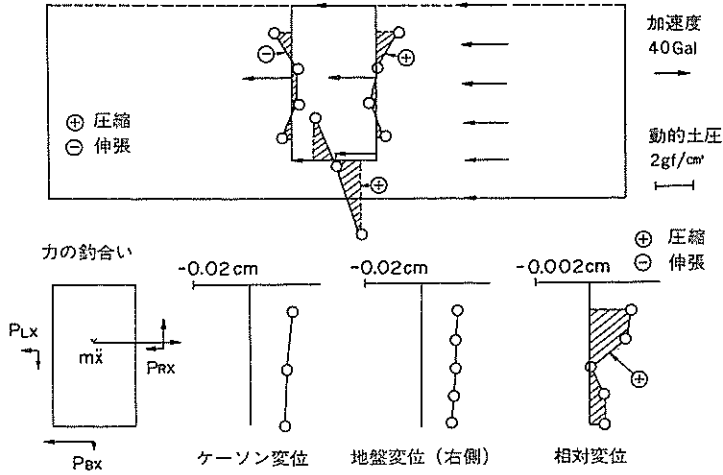


図4-12 (3) 動的土圧と地盤・ケーソン間の相対変位の関係 (ケース3 50Gal, 10Hz)

4) ケース3 動的土圧合力最大時 (50Gal, 30Hz)

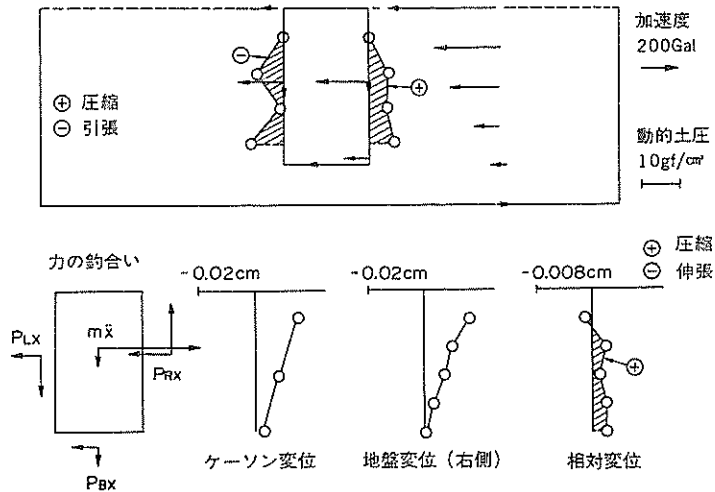


図4-12 (4) 動的土圧と地盤・ケーソン間の相対変位の関係 (ケース3 50Gal, 30Hz)

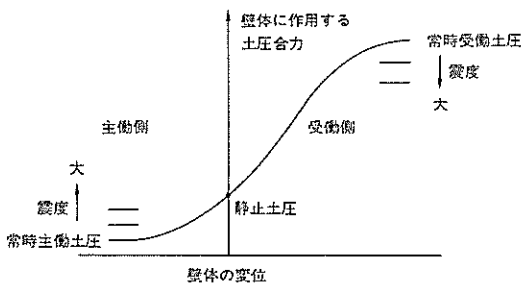


図4-13 壁体の変位と土圧の関係

実験結果によると、動的土圧の分布形は明らかに三角形分布と異なっていた(図4-11, 12参照)。土圧の分布形状は構造物の転倒モーメント等の算定に関係するのでこのことはケーソンの安定性にとって重要である。また、構造物の内部応力度は単純に最大土圧の分布のみで考えるのではなく、どのような土圧分布のとき内部応力度が最大になるかなど別途の吟味が必要である。

(1) 静的土圧を含めた土圧合力について

実験による地震時土圧が同一の入力加速度でも振動数に大きく依存していたことはすでに示したとおりである。

これは、ケーソン背後地盤の加速度応答が入力振動数によって大きく異なるためである。したがって、加速度に対する土圧合力の変化を物部・岡部式と実験で比較する場合は、加速度としてはケーソン背後地盤の応答加速度をとるのが適切と考えられる。図4-14は、横軸にケーソンの中間深さと同一深さの背後地盤の応答加速度をとって、実験の地震時土圧合力を整理したものである。ここで、図の横軸は加速度であるが、別の見方をすれば背後地盤に発生したひずみの大きさと見なすことができる。物部・岡部式で与えられる土圧は、背後地盤に大きなひずみが発生したときの極限の土圧と考えられるので、同図の左端に同式による主動土圧合力を震度ごとに矢印で記入した。なお、受働土圧合力は、図中に記入できなかったので図中の表に示した。地震時土圧合力は、背後地盤の応答加速度の大きさに対応して増減している。主動側については、ケーソンの前面に地盤があるケース3の場合には、加速度が大きくなってなかなか主動状態の土圧合力に達していない。また、ケース1の主動側の実験値の中には物部・岡部式による常時主動土圧合力より小さなものもある。受働側についてはケース1、3ともに実験値は同式による値より極端に小さくなっている。したがって、200Gal以上の大きな加速度が作用しても背後地盤は、物部・岡部が想定したような塑性平衡状態には達しない。また、応答加速度が大きくなって、地震時の主動土圧合力が大きくなったり、地震時の受働土圧合力が小さくなる現象はみられない。

(2) 動的土圧合力との比較

図4-15 (a), (b) は、実験の動的土圧合力を物部・

岡部式の地震時主動土圧の震度の増加に伴う増分土圧(実線)と比較したものである。図の横軸の加速度は、図4-14と同様にケーソンの中間深さと同一深さのケーソン背後の地盤の加速度である。また、物部・岡部式においては、加速度が負になることは考慮されていないが、ここでは便宜的に負の地震合成角を考え、負の震度に対応する土圧を求めた。両ケースとも、地盤の加速度が約200Gal以下であれば動的土圧と物部・岡部式による増分土圧は比較的良好一致している。ただし先に示したように、実験結果によれば動的土圧はケーソンの質量の大小で異なる。したがって、今回の実験結果は物部・岡部式とよい対応を示したが、ケーソンの質量が異なる場合にも、今回のように主動土圧の増分土圧と動的土圧が一致するかどうかは明らかでない。

4.3.7 地震波実験

実際の地震波形は正弦波ではなく不規則波である。本項では、ランダムな地震波を用いた実験結果を説明する。

図4-16は、ケース1の20Gal実験に用いた入力地震波を示したものである。上段の波形は、1968年十勝沖地震の際、八戸港で観測された加速度記録を基盤に引き戻した入射加速度波形である。下段の波形は上段の波形の時間軸を1/3に縮小したものである。両波形の振動数特性を図4-17に示す。上段の波形は、10Hz以下の振動数成分を多く含むが、下段の波形には、10Hz以下の振動数成分はほとんどない。したがって、これら二つの波形を入力した実験によって、地震動の振動数成分の違いとケーソンの応答の関係を検査することができる。上段の波形を用いた実験は低振動数成分が多いという意味で

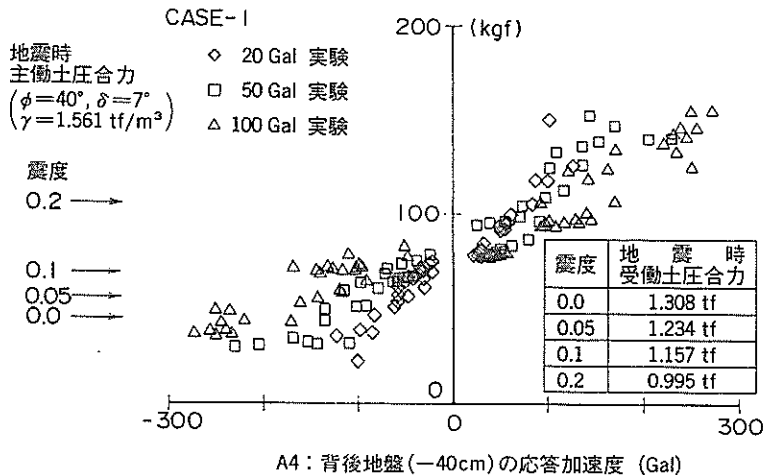


図4-14 (a) ケーソン背後地盤の応答加速度と地震時土圧の関係および現行の地震時主動、受働土圧(ケース1)

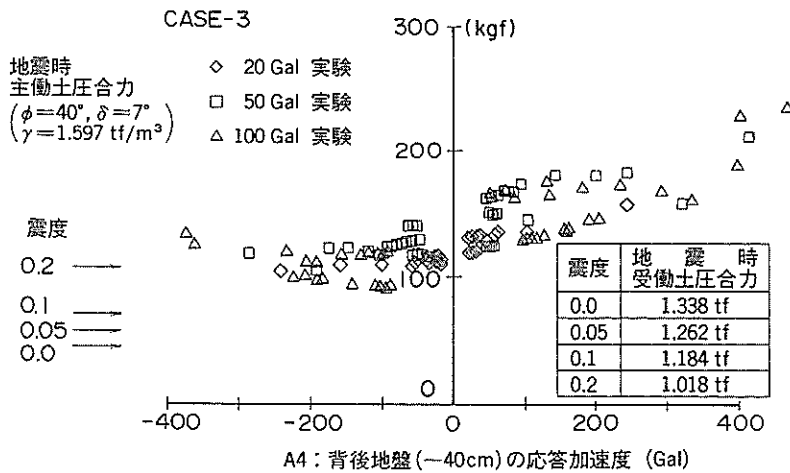


図4-14 (b) ケーソン背後地盤の応答加速度と地震時土圧の関係および現行の地震時主働, 受働土圧 (ケース3)

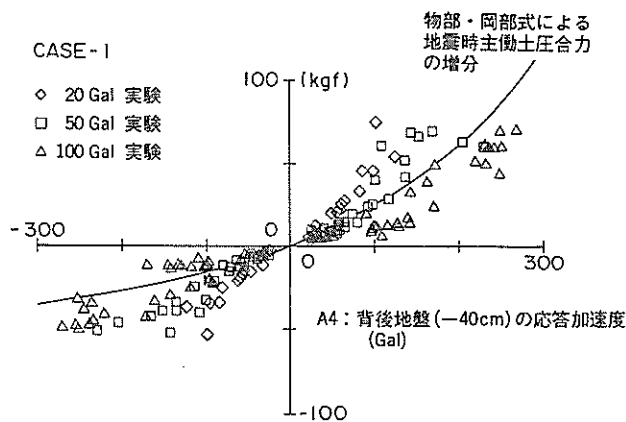


図4-15 (a) ケーソン背後地盤の応答加速度と動的土圧の関係および現行の地震時主働土圧の震度の変化に伴う増分土圧 (ケース1)

L実験, 下段の波形を用いた実験は高振動数成分が多いという意味でH実験と称した。なお, L実験およびH実験の最大加速度は, とともに20, 50, 100Galの3種類とした。

(1) 動的土圧の振動数依存性

図4-18は, 50Gal実験の動的土圧のスペクトルをL実験とH実験で比較したものである。片側にのみ地盤を有するケース1および両側に地盤を有するケース3とも, 低振動数領域の土圧のスペクトルは入力加速度のスペクトルの分布形状に対応してL実験の方がH実験より大きくなっている。動的土圧の卓越振動数は, ケースによって範囲が異なるがほぼ25Hz~40Hz付近にある。この

振動数はケーソンの背後地盤の固有振動数(約28Hz)に近く, 動的土圧は側方地盤の応答特性に影響されて増幅していることが分かる。この結果は正弦波実験の結果と整合するものである。

(2) ケーソンの質量が動的土圧に及ぼす影響

図4-19は, 動的土圧のスペクトルをケーソン質量の大小で比較したものである。スペクトルの幅はケーソン質量の大きい方(ケース1, 3)が小さい方(ケース2, 4)より大きい。これは, 動的土圧がケーソン質量の大きさに影響されることを示している。しかし, 実線と破線で示すスペクトルの形状がほぼ同じであることから, ケーソンの質量の大きさが動的土圧の振動数特性に

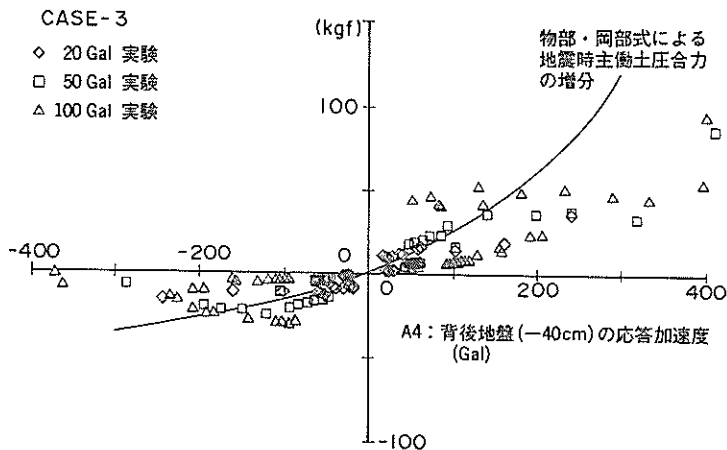


図4-15 (b) ケーソン背後地盤の応答加速度と動的土圧の関係および現行の地震時主働土圧の震度の変化に伴う増分土圧（ケース3）

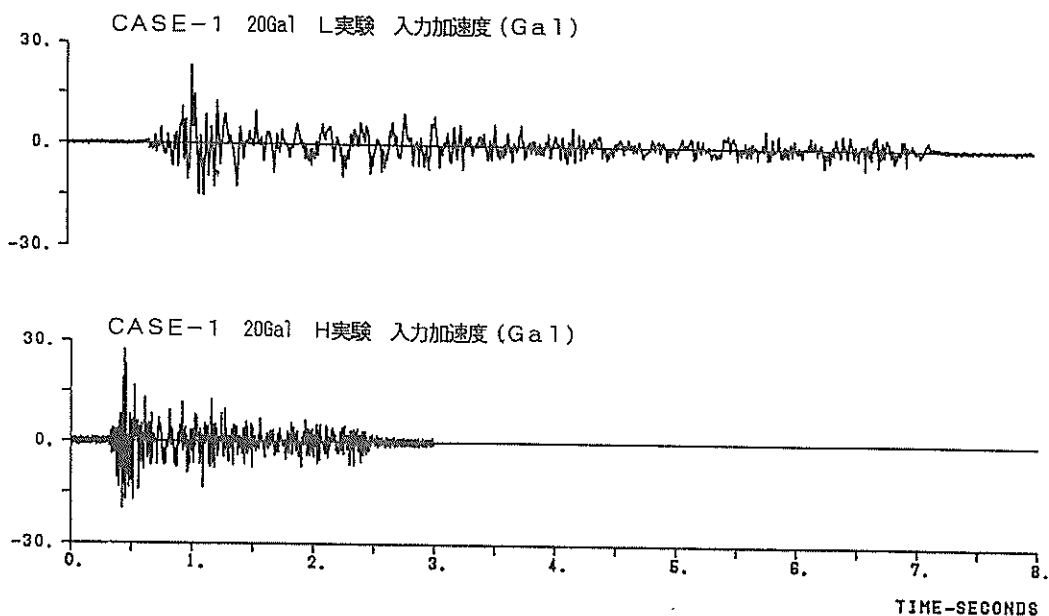


図4-16 実験に用いた入力地震波形

与える影響は小さいと言える。

図4-20は、動的土圧の最大値と入力加速度の最大値の関係を示したものである。黒丸はケーソンに中詰め砂があるケース1, 3, 白丸は中詰め砂がないケース2, 4の実験結果を表している。動的土圧の最大値は、入力最大加速度の増加とともに大きくなる。その大きさは、入力地震波の振動数特性によっても変化するが、ケーソン質量の大きい方が小さい方よりも大きくなっていることがわかる。

(3) ケーソンの慣性力と動的土圧の位相特性

図4-21は、ケース1のL実験のケーソン慣性力（実

線）と動的土圧（破線）の時刻歴を入力加速度の大きさに重ね書きしたものである。ケーソンの慣性力は、ケーソン質量にケーソン重心の並進水平加速度を乗じたものである。なお、図は慣性力および動的土圧の波形の主要動部分のみを示している。図から、ケーソンの慣性力と動的土圧の波形は、入力加速度の大きさに関わらずほぼ逆位相になっていることがわかる。この結果は前述の正弦波加振実験の結果と一致している。

#### 4.4 剛体-地盤ばねモデルによる実験の解析

模型実験結果を総合すると、地震時土圧は静的土圧に動的土圧を重ね合わせた土圧で説明できると考えられる。



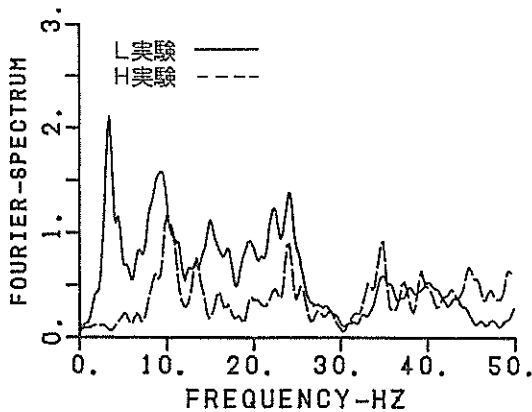


図4-17 実験に用いた入力地震波のスペクトル (20Gal 実験)

ここでは、剛体-地盤ばねモデルを用いて、ケーソンの振動性状、動的土圧などに関する実験結果を解析した。

#### 4.4.1 地盤ばね係数算定のための起振実験

解析に用いた地盤ばね係数は、起振実験によりケーソンの変位量と地盤反力から求めた。起振実験は、模型振動実験に使用した中空ケーソンの上部中央に小型起振機を取り付け、水平および上下方向に起振して行った。ただし、この実験では、起振機の性能限界から5 Hz以下の低振動数のデータは取得できなかった。なお、ここで用いた地盤ばね係数についての詳細は文献2)を参照されたい。

図4-22は起振実験から求めた地盤ばね係数の一例(ケース2の背面の鉛直ばね係数とせん断ばね係数)を示したものである。地盤ばね係数の実部は側方地盤の共振点付近で小さくなり、その後また大きな値を示す。逆

に、虚部は地盤の共振点付近で大きくなる。また、側面の鉛直ばねとせん断ばねを比較すると、ばね係数の値にそれほど大きな差は見られないが、実部が小さくなる振動数はせん断ばねの方が高い。鉛直地盤ばね係数とせん断地盤ばね係数にこのような差が現れた理由は、ケーソンの側面に対して鉛直方向とせん断方向に振動する地盤の動的特性が異なるためと考えられる。なお、底面のせん断ばね係数は、起振力の限界から起振実験によって求めることができなかった。

#### 4.4.2 解析条件

解析は、振動実験と同様に正弦波および地震波に対して行った。最大加速度も実験と同じく20, 50, 100Galとした。その他の解析条件は、以下のとおりである。

##### (1) 自由地盤のせん断波速度と減衰定数

ケーソンの周辺地盤は成層地盤と考え、その応答は一次元重複反射理論によって求めた。地盤のせん断剛性(せん断変形係数と減衰定数)は深さ方向に一様と仮定し、その値は地盤の卓越振動数と応答倍率が実験値に合うように応答計算から求めた。表4-3は、このようにして求めた各層のせん断変形係数から求めたせん断波速度と減衰定数である。

##### (2) 静的地盤ばね係数

ケーソン側面の鉛直方向とせん断方向および底面の鉛直方向の静的地盤ばね係数は、起振実験で求めた地盤ばね係数を外挿して求めた0 Hzにおける値である。また、底面のせん断方向の静的地盤ばね係数は別途に実施した水平載荷試験から求めた値を使用した。その値は、荷重と変位の関係が線形と見なせる領域から求め、単位面積当りの値で5 kgf/cm<sup>2</sup>であった。表4-4は20Gal実験の計算に用いた静的地盤ばね係数を示したものであ

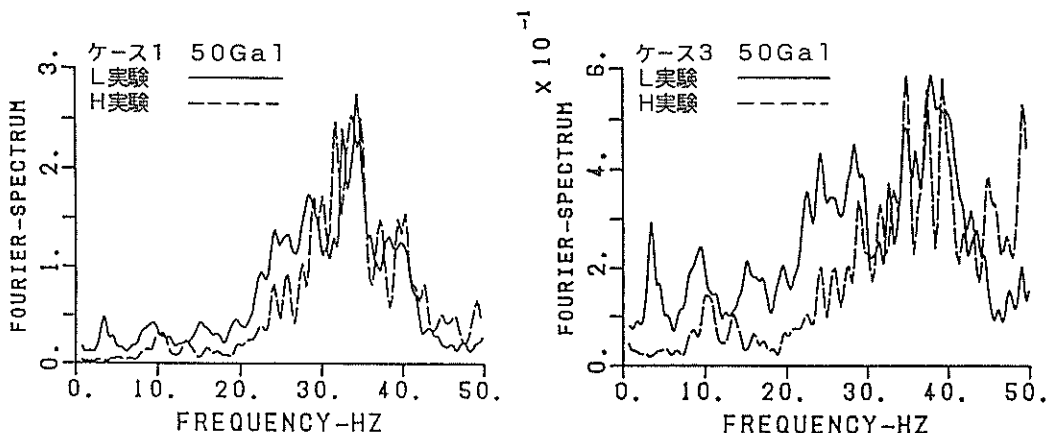


図4-18 動的土圧合力のスペクトル (50Gal 実験)

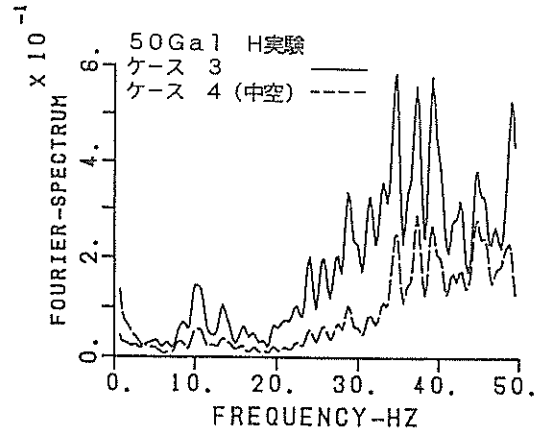
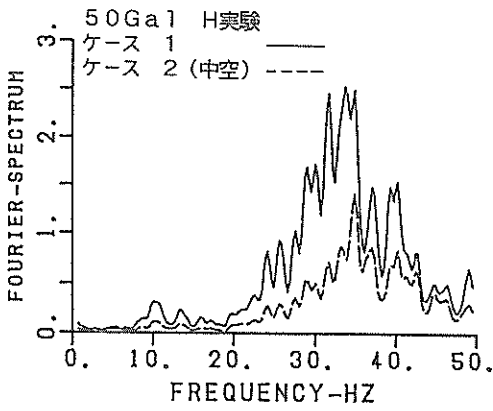
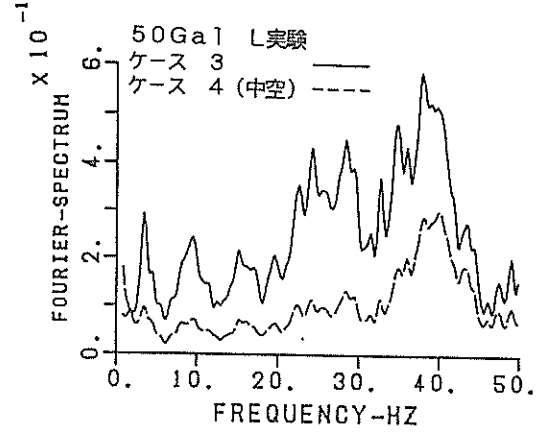
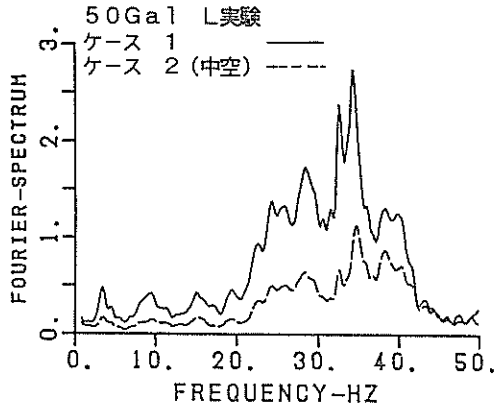


図4-19 動的土圧合力とケーソン質量の関係 (スペクトルでの比較)

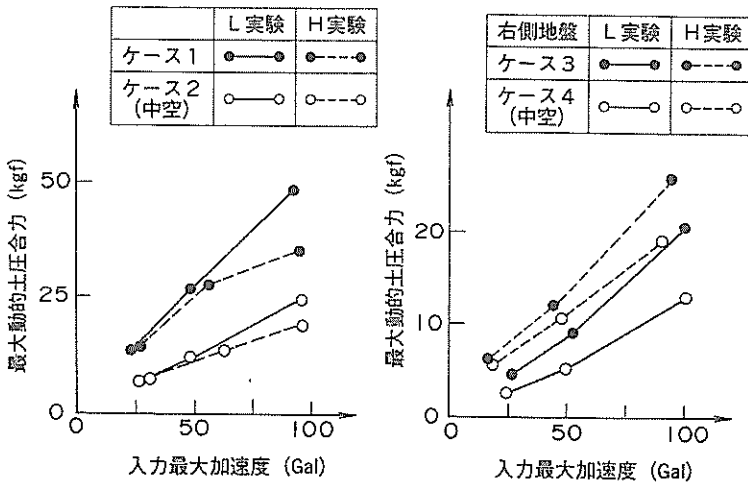


図4-20 入力最大加速度と最大動的土圧合力の関係

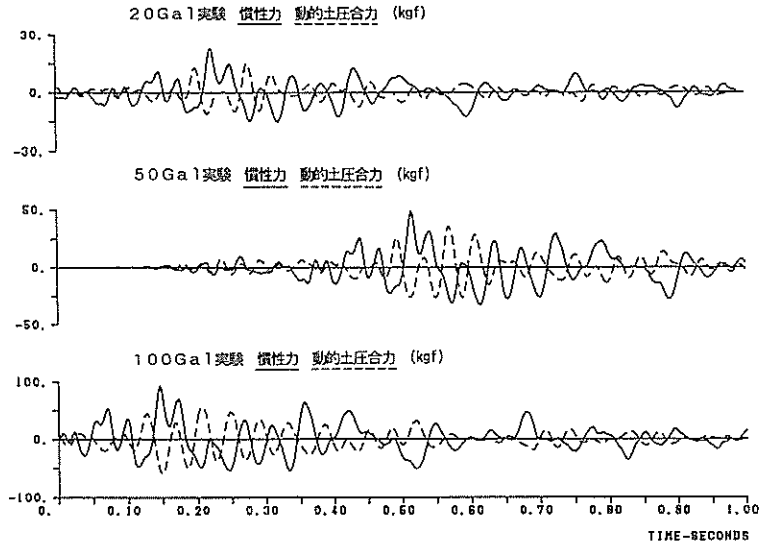


図4-21 ケーソン慣性力と動的土圧合力の位相特性(ケース1, L実験)

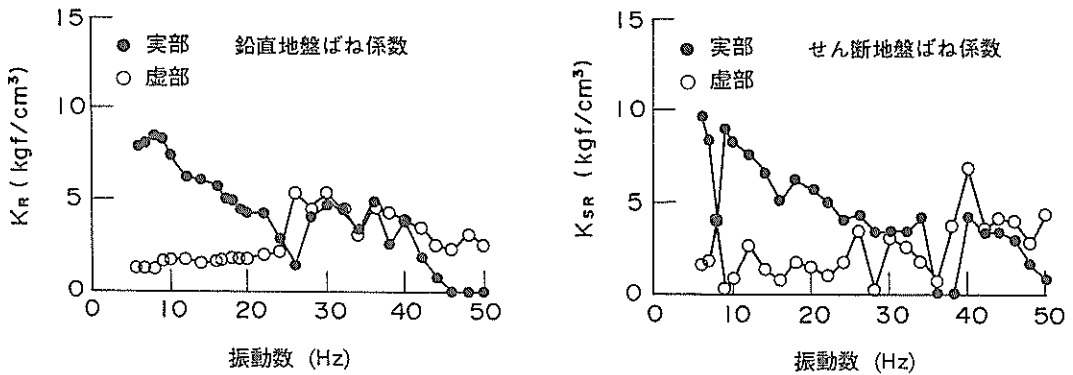


図4-22 起振実験で求められた複素地盤ばね係数の一例

る。また、ばね係数の算定に用いたせん断波速度は表4-3に示した地震波実験の値を用いた。50,100Gal実験の静的地盤ばね係数は、地盤ばね係数が地盤のせん断変形係数Gに比例する、すなわち、せん断波速度の2乗に比例するものとした。

### (3) 地盤ばね係数の振動数依存性

起振実験によって求められた地盤ばね係数は振動数に依存する。解析で使用したばね係数の振動数依存性は静的地盤ばね係数に対する比で表した。また、データのばらつき等を考慮し実験値は5 Hz 毎に選び、5 Hz の倍数以外の振動数の地盤ばね係数は内挿して求めた。図4-23はこうして求めた地盤ばね係数の振動数依存性の一例(図4-22に対応する)である。また、底面のせん断ば

ね係数の振動数依存性は、振動方向が同じ側面の鉛直ばねの特性を準用した。なお、入力加速度が大きくなると地盤の剛性が低下し、これに伴って地盤ばね係数の振動数依存性を表す曲線も変化すると考えられる。しかし、解析ではこの効果を考慮しないこととした。

### (4) 地盤ばね係数のひずみ依存性

地盤ばね係数は、同じ振動数でも地盤のひずみの大きさによって変化すると考えられる。地盤に材料非線形性があるためである。起振実験では、ケーソンに作用する地盤反力が一定となるように、各振動数の起振力を決めた。しかし、今回設定した地盤反力と異なる反力で地盤ばね係数を求めると、違ったばね係数になると考えられる。したがって、厳密にはひずみ依存性の地盤ばね係数

表4-3 自由地盤の動的解析に用いた  
せん断波速度と減衰定数

	ケース名	加速度レベル (Gal)	せん断波速度 (m/s)	減衰定数 (%)
正弦波実験	ケース1	20	108	4
		50	108	6
		100	104	8
	ケース3	20	112	2
		50	108	4
		100	104	6
地震波実験	ケース1	20	122	3
		50	115	4
		100	110	6
	ケース3	20	130	2
		50	122	3
		100	116	5

表4-4 静的地盤ばね係数 (20Gal 実験)

ケース番号		ケース1, 2 (kgf/cm <sup>3</sup> )	ケース3, 4 (kgf/cm <sup>3</sup> )
側面	鉛直方向	10	12
	せん断方向	10	12
底面	鉛直方向	45	75
	せん断方向	5	5
対応するせん断波速度		122m/s	130m/s

を剛体-地盤ばねモデルにも組み込む必要がある。しかしながら、荷重振幅を変化させた起振実験ができなかったこと、また、そもそも起震実験から同定された地盤ばねは、ケーソンの周辺地盤の反力特性を平均化した形になっており、必ずしも各深さの地盤に発生したひずみの大きさに対応したものとなっていないことから、本研究では、地盤ばね係数はひずみに依存しないとして取り扱った。なお、今回の地盤ばね係数は、起振機の性能を考慮すると小さなひずみレベルの地盤ばね係数と推定される。

なお、先に述べたように、静的地盤ばね係数はせん断変形係数に比例させるので、加速度の大きさに応じて地盤ばね係数の低下を考慮したことになる。ただし、ひずみの大きさによる非線形性は、自由地盤と構造物の周りの地盤とで異なると考えられるため、上記の取扱いでは、不十分な可能性もある。

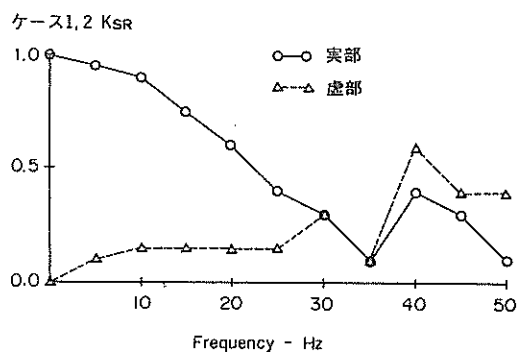
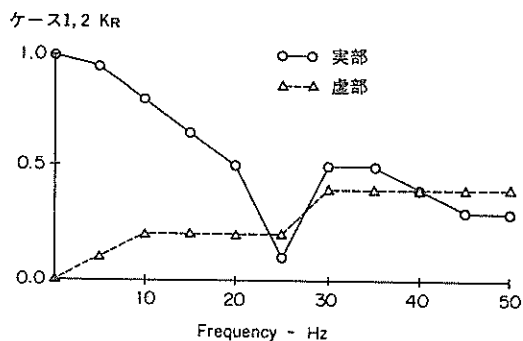


図4-23 計算に用いた地盤ばね係数の  
振動数依存性の一例

#### 4.4.3 解析結果

##### (1) ケーソンの応答特性

図4-24は、ケーソン質量の大きさがケーソンの応答(並進水平成分Xと回転成分H $\theta/2$ )に与える影響を示したものである。ケーソンの応答は、自由地盤表層の応答に対する倍率で表した。また、解析に用いた地盤定数は50Gal実験のものを使用した。実験では、ケース2, 4のケーソン質量は零でない。しかし、解析では質量の大きさの影響をより明確にさせるため、ケース2, 4の質量は零とした。

質量が零であるケーソンの並進水平成分の応答(破線)には、護岸タイプのケース1および地中構造物タイプのケース3とも共振現象に伴うピークはみられない。一方、実験と同じ質量を考えたケース1のケーソンの応答(実線)には23Hz付近にピークが現れている。したがってこの振動数はケーソンの固有振動数と考えられる。ケース1の解析結果を実験結果(図4-6, b))と比較すると、23Hz付近の共振によるピークも含め40Hz付近まではよく一致している。しかし、40~50Hzの並進水平成分の解析結果は実験結果に比較して小さな値を示す。また、ケース1の回転成分の解析結果は、40~50Hzに

かけて実験結果に比較して大きな値を示す。ケース3の並進成分および回転成分の解析結果もケース1と同様に40Hz付近までは実験結果(図4-6 d, e)をよく再現している。しかし、40~50Hzの解析結果は、ケース1と同様に実験結果と一致していない。

このようにケーソンの質量を考慮しても考慮しなくても、高い振動数領域で解析結果が実験結果と一致しない理由は、40~50Hzの地盤ばね係数の設定が適切でなかったためと考えられる。高振動数の地盤ばね係数が適切でなかった理由は、次のように考えられる。振動実験では、入力振動数が40Hz以上になると、自由地盤は2次モードに近い形で振動する。しかし、地盤ばね係数を算定するために実施した起振実験では、ケーソンを振動させているため、地盤にこのような振動モードを起こすことはできない。したがって、起振実験で算定した40Hz以上の地盤ばね係数と振動実験のそれが対応していなかったためと考えられる。

## (2) 動的土圧について

図4-25は、ケーソンに作用する動的土圧合力の振動数依存性を入力加速度ごとに比較したものである。解析結果は、奥行き50cmの実験結果(図4-7 a, b))と

対応するように修正して示した。解析結果によると、護岸タイプのケース1および地中構造物タイプのケース3の両ケースとも、動的土圧合力は地盤の固有振動数付近(25~27Hz)で大きくなる。その値は入力加速度の増加とともに大きくなり、そのピークが現れる振動数も若干低くなる。これらの解析結果は、定性的に実験結果とよく一致している。また、ケース1の解析結果は、23Hz付近のピークが入力加速度の増加とともに顕著に現れる実験結果をよく再現している。この振動数は、図4-7の実験結果、図4-25の解析結果からわかるようにケーソンの固有振動数と考えられる。しかし、入力加速度が大きくなって、23Hz付近のケーソンの固有振動数が低振動数側へ移動するような傾向は現れていない。これは、地盤ばね係数の振動数依存性が加速度の大きさによらないとしたこと、あるいは構造物の回りの地盤を主体にしたひずみ依存性を考慮していないためと考えられる。

また、ケース1の動的土圧合力の解析結果は、実験結果(図4-7 a))に比較して過大、ケース3の解析結果は、(図4-7 b))の実験結果から分かるように、ほぼ等しい。これは、先の実験結果の考察で示したように、片側のみに地盤のあるケース1の場合ケーソンは共振時

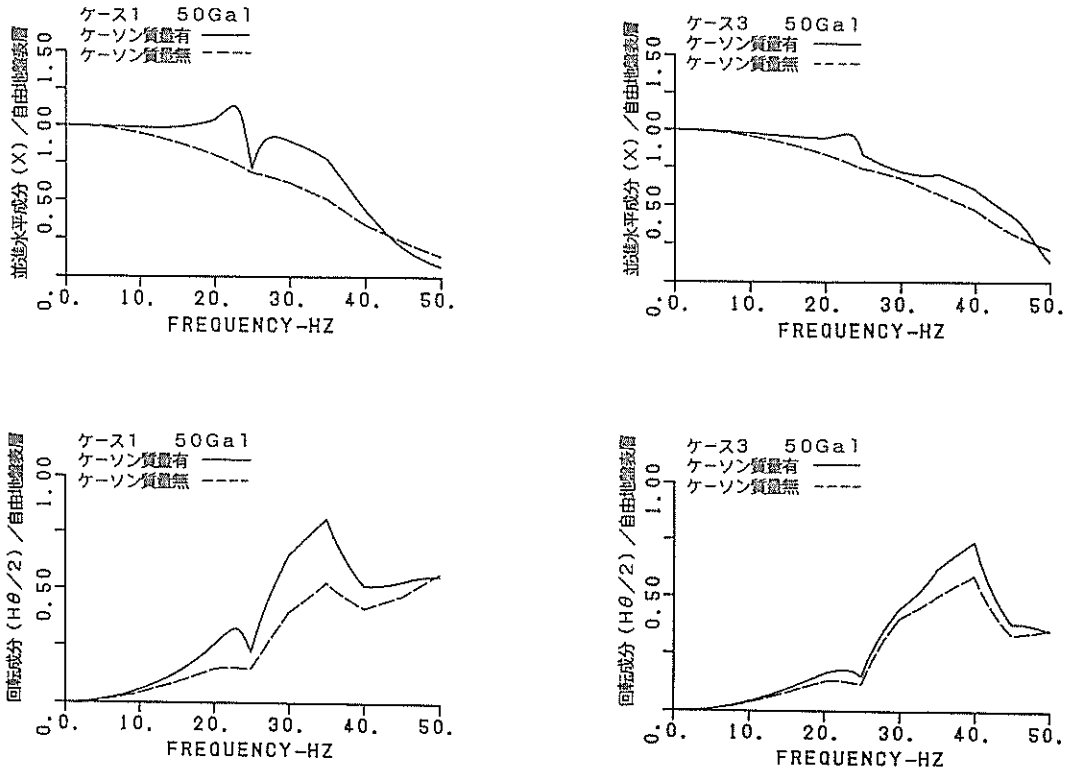


図4-24 ケーソン応答とケーソン重量の関係

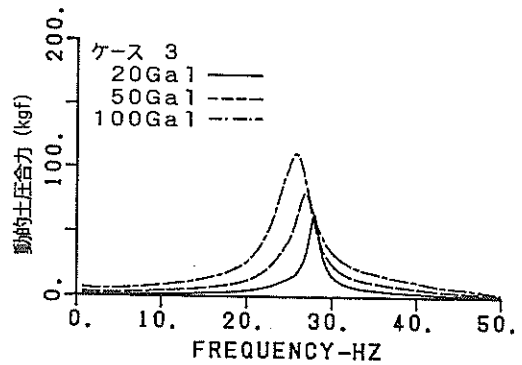
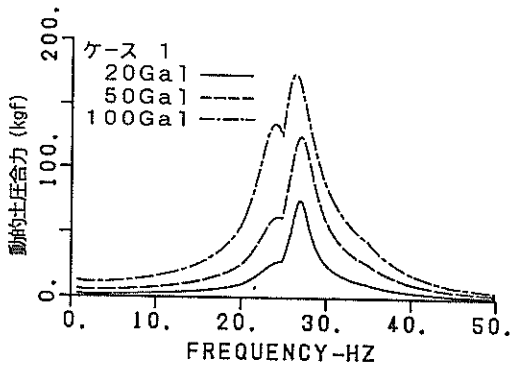


図4-25 動的土圧と入力加速度の関係

に容易に変形し非線形性が強くでているためである。なお、図4-25に示した動的土圧の最大値が、入力加速度が大きくなってもし線形的に大きくはなっていないのは、自由地盤の地震応答解析において地盤のせん断波速度と減衰定数のひずみ依存性を等価線形的に考慮しているからである。

### (3) 地震波実験

図4-26, 27は、片側のみに地盤を有するケース1のL実験およびH実験のケーソンに作用する動的な外力(慣性力、底面摩擦力、土圧)の時刻歴を解析値と実験値で比較したものである。入力加速度の最大値は50Galである。両図とも、上3本の波形が実験結果、下3本が解析結果である。同様に、図4-28, 29は両側に地盤を有するケース3の解析値と実験値の比較である。これらの解析波形を実験結果と比較すると、最大値が小さいとともに高振動数成分が少ないことがわかる。特に、図4-26, 27のケース1の底面摩擦力に関する解析結果は、L実験およびH実験とも、実験結果の半分以下となっている。これは、ケーソン底面のせん断地盤ばね係数の設定が適切でなかったためとも考えられる。しかしながら、時刻歴の主要動部分はよく再現されている。なお、ケーソンの慣性力と動的土圧の位相差に着目すると、いずれの解析ケースも慣性力と土圧はほぼ逆位相であることがわかる。

図4-30は、図4-26~29に示した動的土圧のスペクトルを示したもので、破線が解析結果、実線が実験結果である。20Hz以下の低振動数領域においては、スペクトルの形状ならびに大きさもよく一致している。また、20Hz以上でも、解析のスペクトル形状は、実験結果と似ている。しかし、スペクトルの大きさを比較すると、解析値の25Hz付近には実験結果にない顕著なピークが現れ、また、30Hz以上の高振動数においては、逆に解

析値の方が実験値より小さくなっている。このような解析結果と実験結果との差も、地盤ばね係数の算定方法が原因と考えられる。今後は、地盤ばね係数のひずみ依存性の評価、および高振動数の地盤ばね係数の精度向上が課題となる。

図4-31は、解析と実験における入力最大加速度に対する最大動的土圧合力の関係を示したものである。ケース1およびケース3とも、解析値の方が実験値より小さくなる傾向がある。これは、図4-30の土圧合力のスペクトルで示したように、高振動数領域の相違が原因と考えられる。

### 参考文献

- 1) 運輸省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説、日本港湾協会、1989。
- 2) 風間基樹・稲富隆昌：ケーソンに作用する地震時土圧に関する模型振動実験とその解析、港湾技術研究所報告、Vol.29, No.2, pp.177~217. 1990。
- 3) 風間基樹・稲富隆昌：ケーソンに作用する地震時土圧に関する模型振動実験、土木学会論文集、第416/I-13, pp.419~428. 1990。

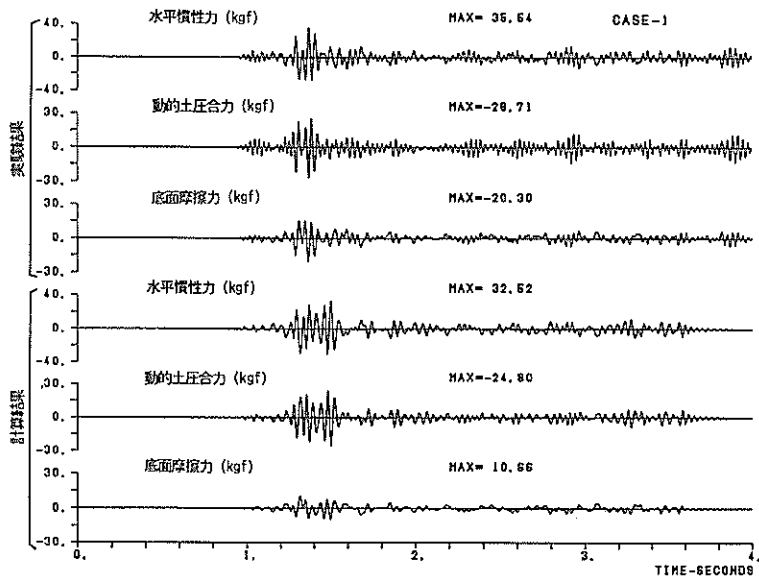


図 4-26 実験ならびに解析によるケースンに作用する外力の時刻歴（地震波入力，ケース 1，L実験）

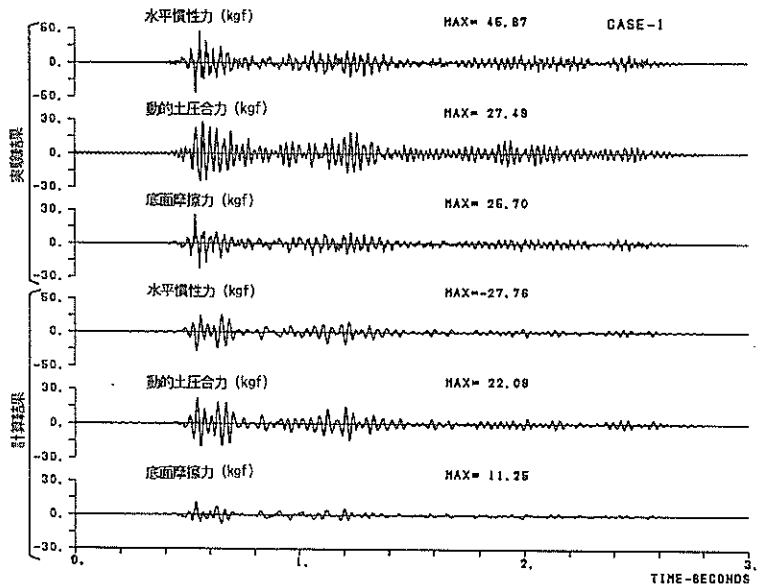


図 4-27 実験ならびに解析によるケースンに作用する外力の時刻歴（地震波入力，ケース 1，H実験）

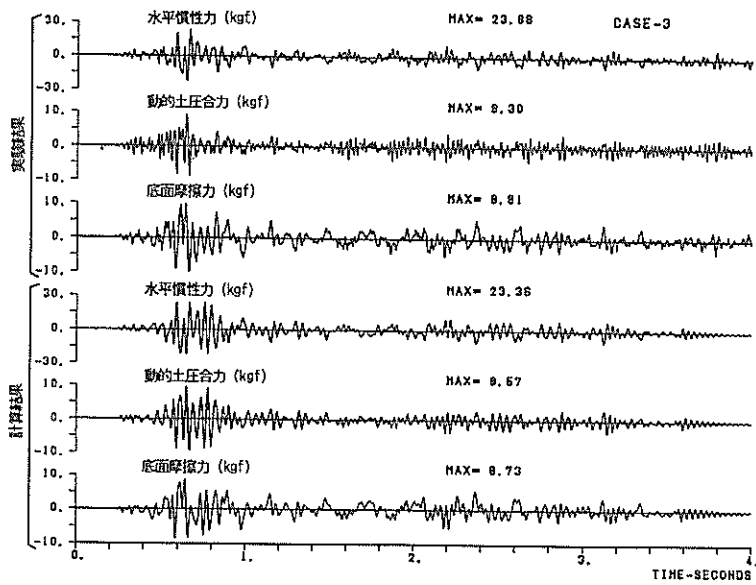


図 4-28 実験ならびに解析によるケーソンに作用する外力の時刻歴（地震波入力，ケース 3，L 実験）

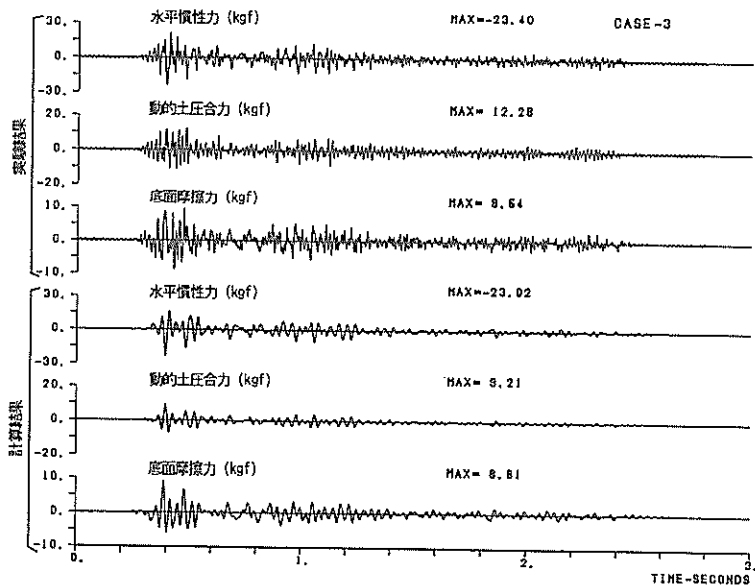


図 4-29 実験ならびに解析によるケーソンに作用する外力の時刻歴（地震波入力，ケース 3，H 実験）



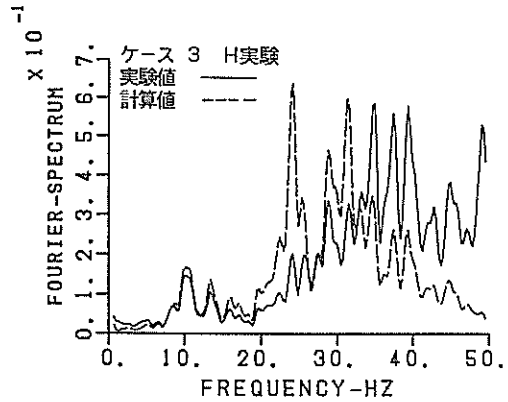
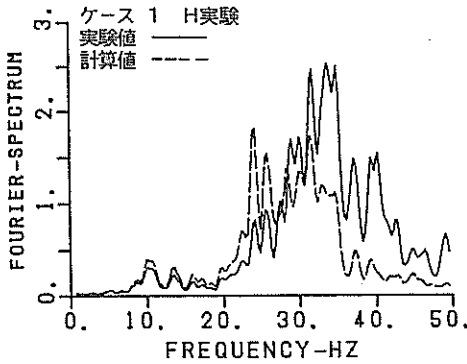
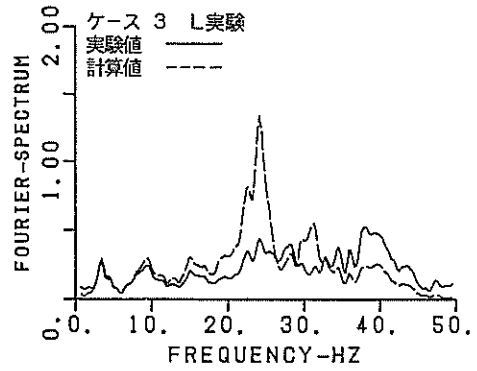
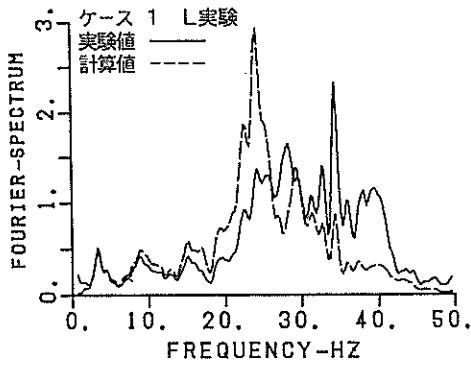


図4-30 スペクトルによる動的土圧の解析値と実験値の比較

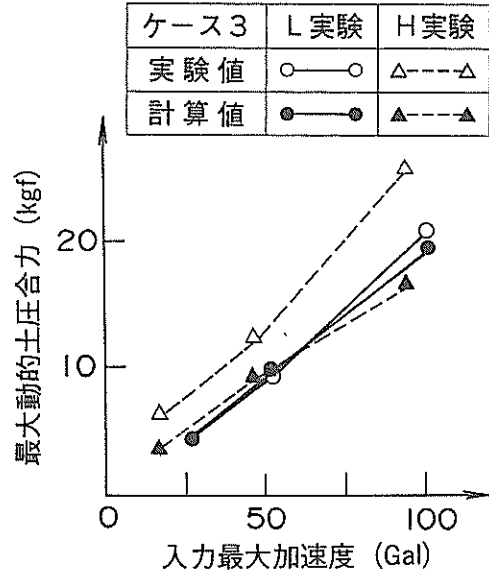
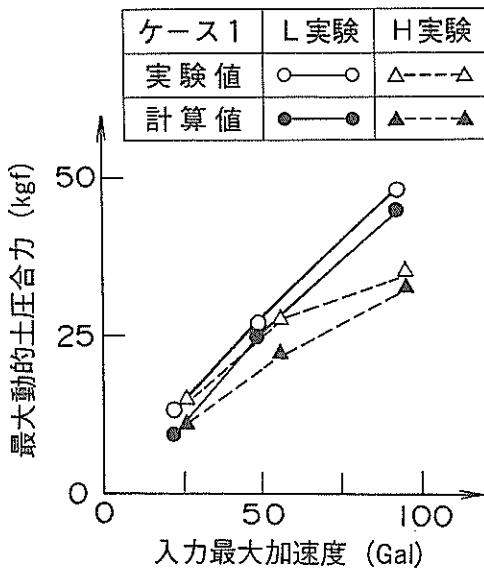


図4-31 動的土圧合力と入力最大加速度の関係 (解析値と実験値の比較)

## 第五章 遠心力場における模型振動実験

### 5.1 序 節

地盤や構造物の地震時の挙動を調べるために、土構造物あるいは地盤と構造物の連成振動系の模型振動実験が行われる。しかし、一般に実際の土が模型振動実験に用いられた場合、土材料の力学特性が拘束圧に強く依存するため相似関係は成立しないと考えられて来た。したがって、模型振動実験の結果から直接的に実物の挙動を推定することはほとんど行われていない。すなわち、模型振動実験は、単に小さな実物として取扱われることがほとんどであった。この点を回避するために、模型をなるべく大きくし実物に近いスケールの実験をすることがより現実に近い結果を得るための方策である。しかし、模型を大きくすることは、本来の模型実験の有用性、すなわち、安全に何度も繰り返し実験できることに相反するものであり、現実満足な実験を何度も行うことは、経済的にも困難なことである。

遠心力載荷実験手法は、土質工学上あるいは構造工学上の注目をあびている試験技術の一つである。この手法の特長は遠心力を用いることで、実物と同じ応力状態を模型中に再現し、相似則を満足する実験ができることである。地盤や土構造物の材料である土も、その応力状態によって強度特性が異なるため、この手法を用いることのメリットは大きい。このため、今までの模型実験が小さな実物としての定性的な検討にとどまることが多かったのに対し、実物がある程度意識した定量的な模型実験が可能となる。

港湾技術研究所においては、昭和54年度に世界最大級の遠心力載荷装置(写真-1、図5-1)を導入し、その装置の周辺機器の整備拡充を進めてきた<sup>1)</sup>。現在まで、この装置を用いて港湾構造物の土質工学上の静的問題に関する研究が精力的に行われてきている<sup>2)</sup>。本章では、まず、遠心力場における模型振動実験の原理を述べる。次に、開発した遠心力載荷装置に搭載できる振動実験装置の概要を述べる。最後に、この装置を用いた重力式港湾構造物の地震時安定性に係る実験結果を述べる。

### 5.2 遠心力場における模型振動実験の原理

#### 5.2.1 模型振動実験の相似則

本項では、まず模型実験の相似則の考え方についてレビューする。次に、任意の重力場における模型振動実験の相似則を導き、遠心力場での振動実験の有用性を説明する。

##### (1) 基本的事項のレビュー

模型振動実験の相似則を明らかにする前に、まず“相似”とはどのようなことなのか、その概念を明らかにしておく必要がある。ただ単に、相似と言えば通常は幾何学的な相似を思い浮べる。しかし、ある物理現象を対象とする模型実験における相似模型とは、幾何学的な相似だけでなく、模型現象に含まれるすべての変数が原型と相似であることを意味している。すなわち、相似模型とは、「実物の現象を支配する物理法則と同じ法則が、同じ機構で模型の現象を支配するような模型」と定義できる。このためには模型の個々の要素が実物の対応する要素と、幾何学的条件ばかりでなく、現象に関

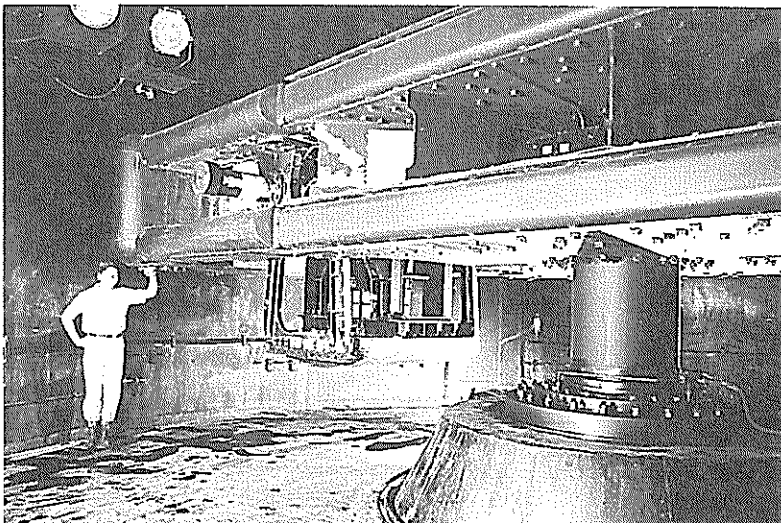


写真5-1 港湾技術研究所の遠心力載荷装置

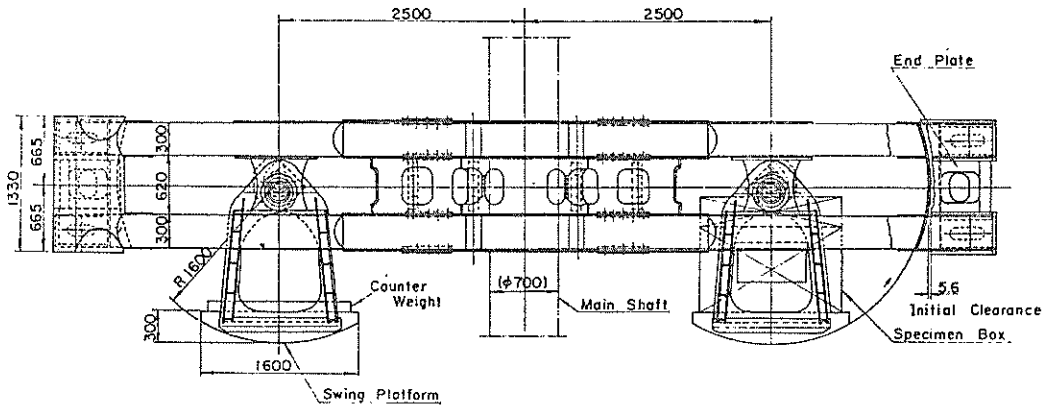


図 5 - 1 遠心力载荷装置の回転部分

与する時間、速度、力、加速度、変形、圧力、応力、電流、温度などの変数がすべて相似である必要がある。

次に、対応する個々の物理量に着目してみる。たとえば、図 5 - 2 のように 2 つの三角形が幾何学的に相似とすると、一方の三角形のある辺の長さ  $a$  をとると、それに対応するものが他方の三角形にも存在し、その比は  $L^* = a / a'$  である。また、辺の 2 等分線をとってもその比は  $L^* = m / m'$  となる。つまり、模型と原型が相似であるならば、個々の部分の長さの比を明記する必要はなく、代表値（この場合は、長さの次元を持つある一つの部分）だけに着目すればよい。結局、模型が原型と相似であるためには、あらゆる対応変数の代表値が相似であればよいことになる。

以上のことから、相似比とは対応する物理量の比のことであることがわかる。したがって、相似比の数は物理量の数だけ存在する。しかし、すべての物理量が少数の基礎物理量の乗べき積で表わされるように、すべての相

似比もまた少数の基礎相似比の乗べき積で表わされる。どの相似比を基礎相似比とするかは、どの物理量を基礎物理量とするかによって決まる。しかし、これは全く便宜的なものであり、互いに独立でありさえすればどう決めてもよい。一般には、長さ、時間、力、温度、及び電流をとっている。以上の 5 つの基礎物理量に対応する相似比は基礎相似比 (Primary scale factors)、その他の相似比は誘導相似比 (Secondary scale factors) と呼ばれている。

相似則を求める方法にはいくつかの方法がある。

a) Buckingham の  $\Pi$  定理を用いる方法

Buckingham の  $\Pi$  定理は、同種の物理量の比を模型と実物で同一にとる方法である。同種の物理量の比は無次元量であり、 $\Pi$  ナンバーと呼ばれる。この方法では、まず第 1 に、現象に関係すると考えられる物理量をすべて列挙し、第 2 に Buckingham の  $\Pi$  定理を用いて無次元量を組立て、そして第 3 にこれらの無次元量を 2 つの

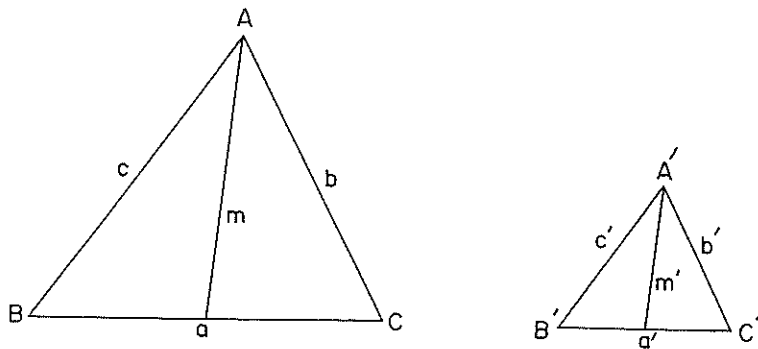


図 5 - 2 相似な三角形

系で等しくとることにより相似則を立てる。この方法は適用性が広く、物理量を列挙しさえすればあとは数学的な処理をするだけであるので、ある程度一般的な方法と言ってよい。しかし、以下のような欠点を有している。

- ある無次元量をどの様な条件のもとに無視してよいか、また、どの無次元量が大切であるかの判断をする基準がない。
- 組立てられた無次元量は、最初に列挙された物理量によって完全に決定されるが、物理量を列挙するための確固たる方法はない。
- 実際に必要な無次元量の数が定理より求めたそれより少なくなることがある。

そこで、参考のため定理を用いる際の条件を示しておく。

- 列挙する物理量には、現象に関与する独立な物理量がすべて、そしてこれに従属な物理量が含まれていなければならない。
- 組立てられた無次元量の中には、どの物理量も少なくとも1回は含まれていなければならない。
- 無次元量を構成する物理量は、互いに独立でなければならない。そうでないときには、余分の物理量を考慮する。

#### b) 力の比を用いる方法

熱伝導や電流を取扱う現象以外の力学的現象について適用できる方法である。その意味では一般性に欠ける方法である。この方法の基礎になる仮定は「もし、二つの系が形状的に、そして動力学的に相似を満足している場合には、これらの系の挙動は相似である。逆に、二つの系が相似であることは形状が相似であり、2つの系の間で主な力の比がすべて同一であれば満足される。」ということである。

#### c) 支配方程式を用いる方法

現象を支配する方程式、および、その境界条件がわかっている場合にはさらに効率のよい相似則を立てることができる。すなわち、このような方程式は2つの系に対して同等に適用可能であって、これを無次元化することにより現象を支配する無次元量を抽出することができる。相似則を得るためには、第1に支配方程式およびこれに対応する境界条件を無次元化することにより無次元量を組立て、第2にこれらの無次元量を2つの系で等しくとればよい。この方法は、支配方程式を与えられた境界条件のもとに解くことが困難であり、これに対応する現象を実験的に調べたいとき、現象を左右する重要な無次元量を見つけるうえできわめて有効な方法であろうと思われる。これらの相似模型に関する一般的な考え方は、江守、シューリングの本に詳しい<sup>3)</sup>。

#### (2) 任意の重力場での模型振動実験の相似則

本項では、支配方程式を用いて相似則を求める方法で任意の重力場の振動実験の相似則を導く。具体的にはBiotの示した二相系飽和地盤の波動方程式を一般の動的の問題に関する支配方程式と考へ、同式に重力加速度の相似比を導入し相似則を求める。

まず、模型及び実物の振動現象を支配する方程式、境界条件として次のものを考へる。

##### ① 二相系飽和地盤の波動方程式

飽和した地盤の振動現象は、土粒子骨格及び間隙水を合わせた複合体に対する運動方程式と間隙水のみ運動に関する方程式の連立方程式によって表される。

Biotの二相系飽和地盤に対する運動方程式は、土粒子と間隙流体を加えた混合体に対する運動方程式と間隙流体に対する運動方程式から成り次のように表される<sup>4)5)</sup>。

$$L^T \sigma + \rho b = \rho \ddot{u} + \rho_f \ddot{w} \quad (5-1)$$

$$\nabla \pi + \rho_f b = k^{-1} \dot{w} + \rho_f \ddot{u} + (\rho_f/n) \ddot{w} \quad (5-2)$$

ここに、 $\rho$ は土の密度、 $\rho_f$ は間隙流体の密度、 $n$ は間隙率、 $\pi$ は間隙圧力である。また、 $u$ は土粒子の絶対変位ベクトル、 $w$ は間隙流体の土粒子に対する平均相対変位ベクトルで、間隙流体の絶対変位ベクトルを $U$ とすれば、 $w$ は次式で表される。

$$w = n(U - u) \quad (5-3)$$

また、 $\sigma$ は土に作用する全応力ベクトル、 $b$ は物体力ベクトルで、地球上では重力加速度を $g$ とすれば、 $b^T = [0, 0, g]$ である。 $\dot{\phantom{x}}$ は時間についての微分を表し、演算子 $\nabla^T$ 、 $L^T$ は直交座標系の場合、以下のとおりである。

$$\nabla^T = \left[ \frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y}, \frac{\partial}{\partial z} \right] \quad (5-4)$$

$$L^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (5-5)$$

また、 $k^{-1} \dot{w}$ は、ダルシーの法則から間隙流体の土粒子に対する相対速度が動水勾配に比例すると考えて誘導す

ことができ、 $k$ は透水係数 $k_0$ を流体の単位体積重量で除したものである。すなわち、

$$k = k_0 / \rho_f g \quad (5-6)$$

である。なお、一般には透水性には方向性がありベクトル量として表されるが、以下では透水係数の方向性は考慮しないこととした。

### ② 二相系飽和地盤の弾性構成式

土の間隙中に流体が存在するとき、土に作用する全応力 $\sigma$ は、有効応力 $\sigma'$ と間隙圧力 $\pi$ に分けて考えることができる。

$$\sigma = \sigma' + m \pi \quad (5-7)$$

ここに、 $m^T = [1, 1, 1, 0, 0, 0]$ である。

次にBiot<sup>4)</sup>、Simon<sup>5)</sup>にしたがって、土粒子骨格の全ひずみが間隙圧力による平均ひずみ成分と有効ひずみ成分(間隙圧力以外の応力によって生じたひずみ)の和によって表されるとすば、ひずみ、全応力および間隙圧力は、

$$\epsilon = Lu \quad (5-8)$$

$$\sigma = D Lu + \alpha m \pi \quad (5-9)$$

$$\pi = \alpha Q m^T Lu + Q \nabla^T w \quad (5-10)$$

と書ける。ここに、

$$D = \begin{bmatrix} \lambda + 2G & \lambda & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ & \lambda + 2G & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ & & \lambda + 2G & 0 & 0 & 0 \\ & & & G & 0 & 0 \\ \text{symm.} & & & & G & 0 \\ & & & & & G \end{bmatrix} \quad (5-11)$$

$\lambda, G$ は、ラメの定数であり、 $\alpha, Q$ は次式を満たす。

$$\alpha = 1 - m^T D m / 3K_s \quad (5-12)$$

$$1/Q = 1/K_f + (\alpha - n) / K_s \quad (5-13)$$

ここに、 $K_s$ は土粒子の体積弾性係数、 $K_f$ は間隙流体の体積弾性係数である。

### ③ 応力、変位、間隙水圧、流量の境界条件

$$S \sigma = \bar{T} \quad (5-14)$$

$$u = \bar{u} \quad (5-15)$$

$$\pi = \bar{\pi} \quad (5-16)$$

$$\alpha m^T \dot{\epsilon} - Q^{-1} \dot{\pi} = \bar{q} \quad (5-17)$$

ここで、 $\bar{T}, \bar{u}, \bar{\pi}, \bar{q}$ は、それぞれの境界上で規定される表面力、変位、間隙水圧、間隙水の流量、 $S$ は境界での垂直方向余弦からなるマトリックスである。

④ 杭や矢板などの構造物の方程式(ここでは、板状の部材の曲げを考えている)

$$EI \frac{\partial^4 u_x}{\partial x^4} + (\rho_b h B) \ddot{u}_x + B \sigma = 0 \quad (5-18)$$

ここに、

$EI$  : 杭や矢板の曲げ剛性

$B$  : 杭や矢板の奥行き方向の長さ

$h$  : 杭や矢板の厚み

$\rho_b$  : 杭や矢板の密度

$\sigma$  : 矢板に接する地盤の全応力

次に、以上の支配方程式を使って相似則を導いてみよう。まず、模型の幾何縮尺を $N_l$ 、時間の縮尺を $N_t$ とする。すなわち、

$$(x)_m = N_l (x)_p, (t)_m = N_t (t)_p \quad (5-19)$$

ここに、 $x^T = (x, y, z)$ であり添字 $m, p$ はそれぞれ模型と実物を表す。なお、基本方程式(5-1)~(5-18)にある微分演算子については、模型と実物のあいだに次の関係が成り立つ。

$$(L)_m = (L)_p / N_l, (\nabla)_m = (\nabla)_p / N_l \quad (5-20)$$

$$\left(\frac{\partial}{\partial x}\right)_m = \frac{1}{N_l} \left(\frac{\partial}{\partial x}\right)_p, \left(\frac{\partial}{\partial t}\right)_m = \frac{1}{N_t} \left(\frac{\partial}{\partial t}\right)_p, \text{ etc.}$$

同様に、基本方程式に現れる変数と係数について、模型と実物に次のような関係が成り立つとする。

$$(u)_m = N_u (u)_p, (w)_m = N_w (w)_p$$

$$(\epsilon)_m = N_\epsilon (\epsilon)_p, (\sigma)_m = N_\sigma (\sigma)_p$$

$$(\sigma')_m = N (\sigma')_p, (\pi)_m = N_\pi (\pi)_p$$

$$(k)_m = N_k (k)_p, (k_0)_m = N_{k_0} (k_0)_p$$

$$(U)_m = N_U (U)_p, (Q)_m = N_Q (Q)_p$$

$$(EI)_m = N_{EI} (EI)_p, (\rho_b)_m = N_{\rho_b} (\rho_b)_p$$

$$(K_s)_m = N_{K_s} (K_s)_p, (K_f)_m = N_{K_f} (K_f)_p$$

$$(D)_m = N_D (D)_p, (\rho_f)_m = N_{\rho_f} (\rho_f)_p \quad (5-21)$$

$$(\rho)_m = N_\rho(\rho)_p, \quad (\bar{T})_m = N_T(\bar{T})_p$$

$$(\bar{u})_m = N_u(\bar{u})_p, \quad (\bar{\pi})_m = N_\pi(\bar{\pi})_p$$

$$(\bar{q})_m = N_q(\bar{q})_p, \quad (g)_m = N_g(g)_p$$

なお、間隙率  $n$ 、係数  $\alpha$  は無次元量であり、幾何縮尺に係わらず模型と実物で一致する必要がある。

相似則は、基本方程式が模型と実物の両者に対して成立するための条件として求められるので、(5-19)~(5-21)式を基本方程式に代入し、係数を等しくなるように決定してやればよい。例えば、(5.1)式に(5.19)~(5.21)を代入すると、(5-1')式を得る。

$$\begin{aligned} \frac{N_l}{N_\sigma} (L^T \sigma)_m + \frac{I}{N_\rho N_g} (\rho b)_m = \frac{N_t^2}{N_\rho N_u} (\rho \dot{u})_m \\ + \frac{N_t^2}{N_\rho f N_w} (\rho f \ddot{w})_m \end{aligned} \quad (5-1')$$

式(5-1)と同等の式が模型地盤中に成立するためには、

$$N_\sigma / N_t = N_\rho N_g = N_\rho N_u / N_t^2 = N_\rho f N_w / N_t^2 \quad (5-22)$$

同様にして、(5.2)~(5.18)式について以下の条件が導かれる。

$$\begin{aligned} N_\pi / N_t = N_\rho f N_g = N_w / N_k N_t \\ = N_\rho f N_u / N_t^2 = N_w N_\rho f / N_t^2 \end{aligned} \quad (5-23)$$

$$N_w = N_U = N_u \quad (5-24)$$

$$N_\sigma = N_\sigma' = N_\pi \quad (5-25)$$

$$N_\varepsilon = N_u / N_t \quad (5-26)$$

$$N_\sigma = N_D N_u / N_t = N_\pi \quad (5-27)$$

$$N_\pi = N_Q N_u / N_t = N_Q N_w / N_t \quad (5-28)$$

$$N_Q = N_{Kf} = N_{Ks} \quad (5-29)$$

$$N_\sigma = N_T \quad (5-30)$$

$$N_u = N_u^- \quad (5-31)$$

$$N_\pi = N_\pi^- \quad (5-32)$$

$$N_\varepsilon / N_t = N_\pi / N_Q N_t = N_q \quad (5-33)$$

$$N_{Et} N_u / N_t^4 = N_{\rho b} N_t^2 N_u / N_t^2 = N_t N_\sigma \quad (5-34)$$

ここで、幾何の縮尺  $N_l$ 、加速度の縮尺  $N_g$ 、密度の縮尺  $N_\rho$  およびひずみの縮尺  $N_\varepsilon$  を基礎相似比にとると、その他の相似比はこれら基礎相似比によって表5-1の(a)のように表される。表中では相似比の表現はすべて模型/実物とした。この相似則は井合の求めた相似則<sup>5)</sup>を任意の加速度場に拡張したものであり、表5-1の(a)中で  $N_g = 1$  とすれば1G場の相似則が得られ、井合のそれに一致する。

なお、杭や矢板の曲げ剛性と密度の相似は井合の求めた相似比と異っている。これは、井合が相似比を導くにあたり、基本とした方程式が単位奥行き当りで杭幅や矢板の厚みを考慮しない方程式であったためである。すなわち、井合の使用している曲げ剛性は単位奥行き当りの曲げ剛性であり、また材料密度は杭や矢板の厚みが乗じられた形になっている。

さて、 $N_g$ の遠心力場における縮尺  $1/N$  の模型実験で、実物と同じ材料を用いひずみの縮尺を1とすれば、遠心力場の相似則は表5-1(c)のように書ける。この相似則は(a)において  $N_l = 1/N$ 、 $N_g = N$ 、 $N_\rho = 1$ 、 $N_\varepsilon = 1$  とし、求められるものである。この相似則から模型と実物の応力-ひずみ関係は、一対一に対応することがわかる。このことは、土のようにその応力状態によって非線形に性質が変わる材料にとって非常に都合がよい。なぜなら、模型と実物の応力状態は実物と同じ材料を用いると自動的に満たされるので、模型を作成するに当たり特別な配慮を必要としないからである。

### 5.2.2 実験上の留意事項

物体の運動を考える時には基準になる座標を考えなければならない。物体の速度や加速度は基準座標のとり方によって異なるので、運動の法則も基準座標のとり方によって異なる表現となる。遠心力載荷装置中の供試体の座標は、慣性系に対し回転する加速度系の座標、すなわち回転座標となる。今、Z軸まわりに一定の角速度  $\omega$  で回転する加速度系に乗って現象を観測することを考える。ここで座標軸は図5-3のようにとる。

時刻  $t = 0$  で、回転系の座標軸  $(x', y', z')$  と慣性系の座標軸  $(x, y, z)$  が一致していたとすると、2つの座標系での質点Pの座標の関係は、

$$\begin{Bmatrix} x \\ y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \omega t & -\sin \omega t \\ \sin \omega t & \cos \omega t \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x' + r \\ y' \end{Bmatrix} \quad (5-35)$$

となる。一方、力の成分については  $(X, Y, Z)$  を慣性系における力とすると

表 5-1 任意の重力場の相似則

項 目	記 号	(a) 一般的な相似則	(b) 1G場の相似則	(c) 遠心場の相似則
長 さ	$N_l$	$N_l$	$N_l$	$1/N$
土の質量密度	$N_\rho$	$N_\rho$	$N_\rho$	1
ひ ず み	$N_\varepsilon$	$N_\varepsilon$	$N_\varepsilon$	1
加 速 度	$N_g$	$N_g$	1	$N$
速 度	$N_v$	$(N_\varepsilon N_l N_g)^{1/2}$	$(N_\varepsilon N_l)^{1/2}$	1
時 間	$N_t$	$(N_\varepsilon N_l / N_g)^{1/2}$	$(N_\varepsilon N_l)^{1/2}$	$1/N$
振 動 数	-	$(N_\varepsilon N_l / N_g)^{-1/2}$	$(N_\varepsilon N_l)^{-1/2}$	$N$
土粒子骨格の地動に対する相対変位	$N_u$	$N_l N_\varepsilon$	$N_l N_\varepsilon$	$1/N$
間隙流体の土に対する相対変位	$N_w$	$N_l N_\varepsilon$	$N_l N_\varepsilon$	$1/N$
土粒子の骨格の絶対変位	$N_U$	$N_l N_\varepsilon$	$N_l N_\varepsilon$	$1/N$
応 力	$N_\sigma$	$N_\rho N_g N_l$	$N_\rho N_l$	1
有効応力	$N_{\sigma'}$	$N_\rho N_g N_l$	$N_\rho N_l$	1
間隙流体の圧力	$N_\pi$	$N_\rho N_g N_l$	$N_\rho N_l$	1
剛 性	$N_D$	$N_\rho N_g N_l / N_\varepsilon$	$N_\rho N_l / N_\varepsilon$	1
土粒子の体積剛性 $K_s$	$N_{K_s}$	$N_\rho N_g N_l / N_\varepsilon$	$N_\rho N_l / N_\varepsilon$	1
間隙流体の体積剛性 $K_f$	$N_{K_f}$	$N_\rho N_g N_l / N_\varepsilon$	$N_\rho N_l / N_\varepsilon$	1
体積剛性に関する係数 $Q$	$N_Q$	$N_\rho N_g N_l / N_\varepsilon$	$N_\rho N_l / N_\varepsilon$	1
間隙流体の密度	$N_{\rho_f}$	$N_\rho$	$N_\rho$	1
透水係数 / (間隙流体の単位体積)	$N_k$	$(N_l N_\varepsilon / N_g)^{1/2} / N_\rho$	$(N_l N_\varepsilon)^{1/2} / N_\rho$	$1/N$
杭や矢板の曲げ剛性	$N_{EI}$	$N_\rho N_g N_l^3 / N_\varepsilon$	$N_\rho N_l^3 / N_\varepsilon$	$1/N^4$
杭の密度	$N_{\rho_b}$	$N_\rho$	$N_\rho$	1

$$\begin{Bmatrix} X \\ Y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \omega t & -\sin \omega t \\ \sin \omega t & \cos \omega t \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X' \\ Y' \end{Bmatrix} \quad (5-36)$$

$$Z = Z'$$

となる。(5-35), (5-36) 式の関係を用いた慣性系の運動方程式

$$m \frac{d^2 x}{dt^2} = X, \quad m \frac{d^2 y}{dt^2} = Y, \quad m \frac{d^2 z}{dt^2} = Z \quad (5-37)$$

に代入して整理すると、(5-38) 式を得る。

$$\begin{aligned} m \frac{d^2 x'}{dt^2} &= X' + 2m \omega \left( \frac{dy'}{dt} \right) + m \omega^2 (x' + r) \\ m \frac{d^2 y'}{dt^2} &= Y' - 2m \omega \left( \frac{dx'}{dt} \right) + m \omega^2 y' \\ m \frac{d^2 z'}{dt^2} &= Z' \end{aligned} \quad (5-38)$$

すなわち、遠心力載荷装置中の供試体に現れる慣性力は、遠心力  $(m \omega^2 (x' + r), m \omega^2 y', 0)$  とコリオリの力  $(2m \omega (dy'/dt), -2m \omega (dx'/dt), 0)$  の和である。

以上から、供試体中の各部分は、その座標によって異なる遠心力を受け、また、供試体中で運動する物体は、回転軸に対して垂直な面内で物体が動こうとする方向に対して垂直に作用するコリオリの力を受けることになる。このことは、遠心力場の模型について一般的に言えることで、実際の実験においても十分な配慮が必要であることは言うまでもない。たとえば、回転軸から模型の底面までの距離を  $r$ 、模型の高さを  $h$  とすると、模型の上端と下端の受ける遠心加速度はそれぞれ  $(r-h)\omega^2$ 、 $r\omega^2$  となる。このような供試体内での加速度の差を小さくするためには、回転半径  $r$  をなるべく大きくとるのが良い。港湾技術研究所の遠心力載荷装置の有効半径は 3.8m であるから、模型中での遠心加速度の誤差を  $\pm 5\%$  以内にしようとする、模型の高さは 38cm 以内である必要がある。一方、コリオリの力は運動する物体の速度に比例

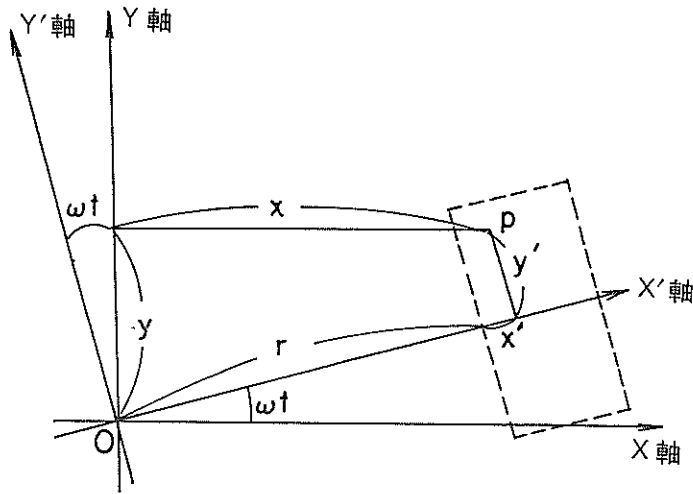


図5-3 回転座標系

するので、動的問題のシュミレーションに直接係わってくる。もし仮に、コリオリの加速度が遠心加速度の5%以内になることを目標にするならば、

$$2\omega\left(\frac{dy'}{dt}\right) \leq 0.05r\omega^2, \quad 2\omega\left(\frac{dx'}{dt}\right) \leq 0.05r\omega^2 \quad (5-39)$$

$$\text{より, } \left(\frac{dy'}{dt}\right) \leq \frac{r\omega}{40}, \quad \left(\frac{dx'}{dt}\right) \leq \frac{r\omega}{40} \quad (5-40)$$

の条件が必要である。港湾技術研究所の遠心力載荷装置を半径3.8mにおいて50Gとなる条件で使用するとき、その半径rにおける速度 $r\omega$ は43.15m/sであるから、供試体中の土粒子の速度の限界は1.08m/sとなる。地震動のシュミレーションにおいては、土粒子の速度がこの値を越えることはまれである。まして、振動方向をZ軸にとり、XY方向に大きな速度が生じない場合にはコリオリの力はほとんど無視してよいと考えられる。(港湾技術研究所の動的実験も、このため基本的に振動方向をZ軸方向にとっている。)しかし、対象とする実験によっては、模型の各部に現れる慣性力の差が実験結果に大きく影響を与える可能性があるので注意を要する。

次に、相似則のところでは詳しく述べなかったが、間隙流体の単位体積重量で除した透水係数の相似比は1/Nになっている。透水係数の相似比が1にならないのは、浸透や圧密にかかわる時間の縮尺と動的現象にかかわる時間の縮尺が一致しないためである。浸透や圧密、温度やポテンシャルエネルギーの消散等に関するものが大き

く係わる動的問題では、相似則が乱されることになる。例えば、液状化などの現象を対象とする場合には特別な配慮が必要となる。具体的には、粘性を変えた液体(グリセリンやシリコン油など)を用いて透水係数を1/Nにしてやる必要がある。実際に、シリコン油を用いて液状化実験を行った例が報告されている<sup>7)</sup>。

さらに、実物と模型で同じ材料を用いると言っても、現場での大きな碎石などは、当然そのまま模型材料として用いることはできない。そのときには、碎石を縮尺だけ小さくすることが適当と考える。ところが、粘土や小さな砂粒の場合にはそのまま模型材料として用いて、大きな碎石などは縮尺して用いるとなると、中間の粒径では、モデル化に迷うゾーンが存在することになる。従って、粒径の影響が生じる可能性があるので、事前に粒径や砂の粒状体としての性質がどのように現象に影響するのかを明らかにしておく必要もある。

また、ある種の土においては、ひずみ速度が動的強度に影響を与える可能性がある。このような特性のある土では動特性が振動数に依存することになり、もはや先に組み立てた相似則は成立しない。この意味では、極端に大きな縮尺での実験では相似則が乱れる可能性がある。

以上の様な遠心力場のモデル化に内在する問題点を検討するためには、同じ仮想の実物を異なる縮尺でモデル化してその結果を対比したり、あるいは同じ模型を異なる遠心加速度場で実験し、その結果を対比すればよい。このような作業は“modeling of models”と呼ばれ、模型の妥当性を確認するためにその重要性が認識されている。これらのことは、実験を行って始めて明らかにな



ることである。しかし、相似則が厳密に成立しない場合でも現象のメカニズムの解明に貴重な情報を与えてくれると思われる。

### 5.3 振動実験装置

#### 5.3.1 振動実験装置の仕様

実験装置の仕様を決定するためには、まず、遠心加速度を設定する必要がある。実験者はなるべく広い範囲を対象とした実験をしたいと考えるため、モデルの縮尺をなるべく大きくとることを考える。すなわち、遠心加速度をなるべく大きくする。港湾技術研究所の遠心力载荷装置は、最大120Gまでの遠心加速度を出すことができるが、動的実験で使用する遠心加速度は50Gに設定されている。この理由は、遠心加速度を過大にとるとセンサーの大きさがモデル地盤と比較して相対的に大きくなり、実験の精度が落ちることになると同時に搭載機器に大きな耐G性が要求されるためである。

次に、模型の大きさを決定するために、どのような実物の現象を目標にするかが問題となる。たとえば、縮尺1/50で模型の高さを1mとすると、実物では50mの深さまで考慮したことになる。しかしながら、50mというような深さまで考慮することは、振動台の仕様上困難である。現実的には模型の高さは20m/50=40cm程度

がその限界と思われる。また、入力加速度レベルと周波数特性として実物で最大加速度200Gal 最高振動数6 Hz程度までを考慮することにした。以上の仕様を图示したのが図5-4である。

なお、平面2次元問題を対象とする場合にはある程度與行きを大きくし、側壁の影響を小さくする必要がある。また、有限の横幅も実際の境界条件と異なることになる。模型の現象を実物と対応づけるためには、これらの影響を十分考慮する必要がある。その意味では側壁の摩擦をなるべく軽減したり、せん断リング土槽を用いるなどの工夫が重要である。一方、このことについては別の見解もある。すなわち、遠心力場の模型の現象を実物と対応づけることができるといっても、現実には実際の地盤の不均一性等も含めて、忠実にモデル化することはほとんど不可能である。その意味で、模型は単に実物に似せた模型であってそれ以上のものではない。そこで、模型に存在する側壁や有限の横幅も一つの境界条件と考えて解析すればよいと考えるやり方である。後者の立場は、数値計算の検証等を念頭においたものであることがわかるが、いずれは、前者の立場で現象を解明していくのが本筋である。これらのことは1G場の実験においても、同様に言えることで遠心力場の実験に特別なことではない。

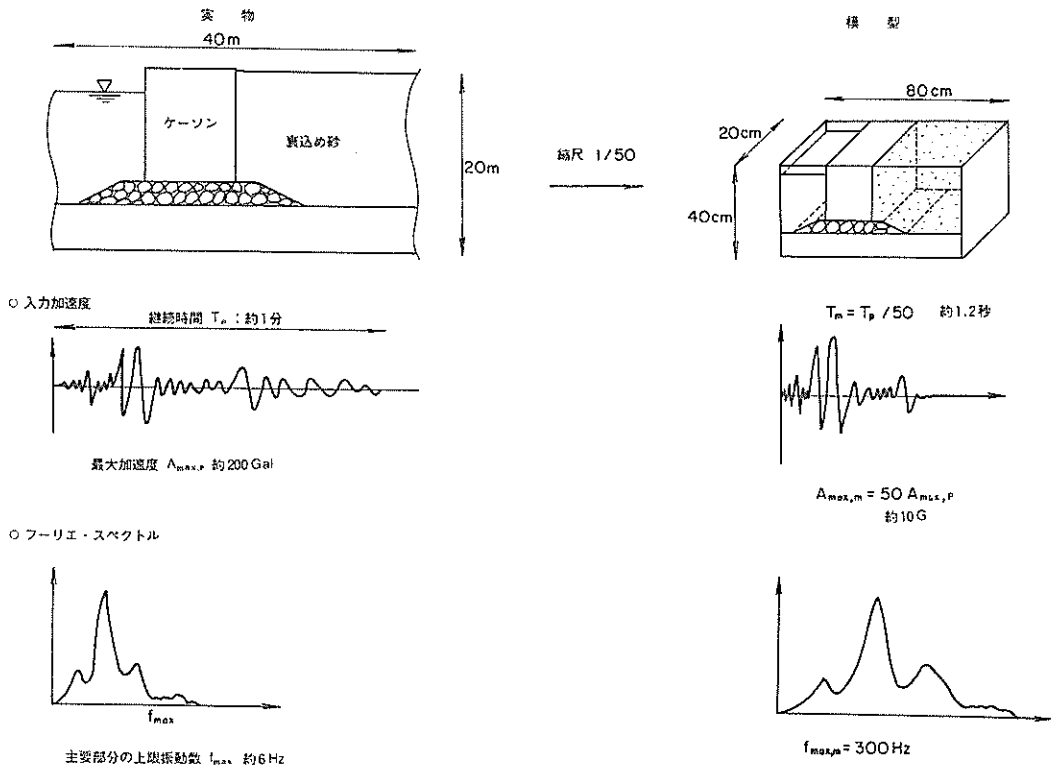


図5-4 振動実験の仕様

Whitman<sup>7)</sup>は、地震工学における遠心力载荷実験手法の適用についての研究の動向や実験装置の仕様などを検討している。これは、遠心力载荷装置を用いて、地盤振動をシュミレーションするための装置の仕様を決めるためのワークショップからの報告である。これによると、実験装置の最低の仕様は、土槽の大きさとして少なくとも3ft×1.5ft(最低600lbsの負荷が可能)で、その振動数範囲が0.2N~5NHz(N:20~100の縮尺倍率)、最大加速度が0.5NG~0.6NGの間であるとしている。

### 5.3.2 加振機構の選択

遠心場の振動台には、次の様な条件が要求される。

- 遠心プラットフォームに搭載できる大きさで、起震力が1t程度以上出せる機構であること。
- 50G程度の加速度場で、正常に動作する機構であること。
- 高い振動数が出力できること。
- 遠隔操作が容易であること。

遠心力場における振動台の機構として各加振機構の長所・短所を検討すると、次のようになる。

#### (1) 動電型…電磁力により振動を発生

振動を比較的簡単にコントロールできて高い振動数を発振できる。しかし、所定の起振力を発揮するのに大きな電力を必要とし、プラットフォームに搭載できる程度に小さく軽量なものにすることは困難。

#### (2) 機械式…2つの質量の回転運動により振動を発生

簡便で定常振動を容易に出せるが、必要とする加振力を出すのが困難で200Hz以上の高振動数に対しては適用が難しいとされている。この方式は、電気モーターの運動を直線往復運動に変えただけなので起震力という面では動電型と同じである。

#### (3) 爆薬による加振…化学的エネルギーにより加振

起震力は十分得られるが、必要とする振幅や振動数の制御が難しい。

#### (4) 圧電素子…圧電素子を用いて振動を発生させる。

軽量で運動を適切にコントロールできて不規則波も可能である。簡単で安価で高振動数に適応しやすい。しかし、高い電圧が必要で機械的な力の伝達が非効率的である。この方式は数千Hz程度の高い振動数が出力できるので、対象とする問題によっては有力な機構と考えられる。

#### (5) 油圧式…油圧により振動を発生

比較的軽量で強い力を出せる。しかし、システム全体は複雑で高価となる。また、シグナルを送る特別な電子機器が必要となる。油圧をコントロールするサーボバルブの制御の限界は、500Hz程度にあり、高い振動数に対

象とする場合バルブの応答は小さくなり、信号に対する位相遅れが大きくなる性質がある。システムとしては複雑になるが我々が実施しようとしている条件に一番適したものと考えられる。

#### (6) Bumpy Road System

遠心力場における動的実験のために、ケンブリッジ大学で独自に開発されたもので、機構の概略は第二章で示したとおりである。この方式は、多大の労力がかかるが、ピット内に製作された周面の凸凹形状を変化させることにより、任意の振動を供試体に加えることが可能であり起震力の制限も余りない。

#### (7) 機械式(自由振動型)…初期変位を与えたバネをリリースする。

機構が簡単なので実現性は最も高いと思われるが、現象が自由振動であり、加振振動数がばねの強さによって固定される。また、バネのリリースの機構を別途考える必要もある。

なお、K.Arulanandan<sup>9)</sup>も、遠心力場における振動台の加振機構の選択について、各機構の長所と短所を検討している。

### 5.3.3 データ計測システム

現象を観測するシステムには大きく分けて二通りの方法がある。一つは、変換器を模型内に設置し現象を観測する方法であり、他方は光学的に現象を観測する方法である。

#### (1) 光学的方法

静的な実験においては、現象の経時的な変化は遠心力载荷装置の回転速度に比較して非常に遅いので、遠心力载荷装置のピット内を望む外部の定点にカメラを設置し、撮影を遠心力载荷装置の回転に同期させればよい。この方法ではカメラの耐G性などは要求されないが、同期をとるためのストロボが必要となる。

一方、地震動のシュミレーションのような動的実験においては、現象は瞬時に起こるので、上記の方法では現象をとらえることができない。現象を追いかけるためには、カメラを遠心力载荷装置に搭載する必要がある。しかも、そのカメラは1秒間に数千コマを撮影できるほどの高速度カメラでなければならない。

現在、1秒間に最高3000コマ、外部トリガ方式で撮影が可能なカメラを搭載している。大変形を伴う動的現象では、有効な方法である。

#### (2) 変換器を用いる方法

この方法は、1G場の模型実験でも用いられているように普通の方法であるが、遠心力場で動的実験のデータを取得する場合には少し事情が異なる。それは、現象が

高い振動数であることと、ピット外の計測器にデータを取り込むときにはスリップリングを介さなければならないことである。高い振動数の現象をスリップリングを介して計測する場合には、スリップリングからのノイズが問題となる。

実際には、図5-5に示す数通りの方法が考えられる。また、それぞれの方法を比較したのが表5-2である。現在の実験においては、b)の方法を用いてデータを取得している。将来、e)の方法で振動台の制御やデータを取得することを考えている。

### 5.3.4 実験に用いた油圧式振動実験装置<sup>10)</sup>

#### (1) アクチュエータの設計

アクチュエータの発揮する力Fは、使用する油の圧力pとシリンダーの断面積sとの積で表される。すなわち、

$$F=ps \quad (5-41)$$

一方、力Fは振動する部分の質量mに加速度aを乗じたものであるから、アクチュエータの限界加速度は、

$$a=ps/m \quad (5-42)$$

となる。また、サーボバルブの流量の限界を $Q_L$ とする

と、 $Q_L$ は単位時間に動くシリンダーの変位量(すなわち、シリンダーの速度)に断面積を乗じたものに等しい。すなわち、

$$Q_L=sv \quad (5-43)$$

よって、アクチュエータの限界速度は、

$$v=Q_L/s \quad (5-44)$$

である。以上のことから、一定の圧力、一定の質量で加速度を大きくしようとする、断面積sを増さなければならないが、(5-44)式より速度の限界が小さくなってしまふ。相似則から明らかなように速度の縮尺は1であるので、modelling of modelsを行うためには、なるべく大きな速度を広範囲の振動数領域で発揮することが望ましい。そこで、装置の仕様としては、加速度は10Gにおさえて、その分だけ、速度が大きくなるように設定したアクチュエータの仕様を表5-3に示す。

#### (2) システムの全体構成

装置は、加振装置、油圧動力源、制御装置、排油タンクから構成されている。写真5-2は、遠心プラットフォーム上に搭載した本装置を示す。図5-6は、各部の名称

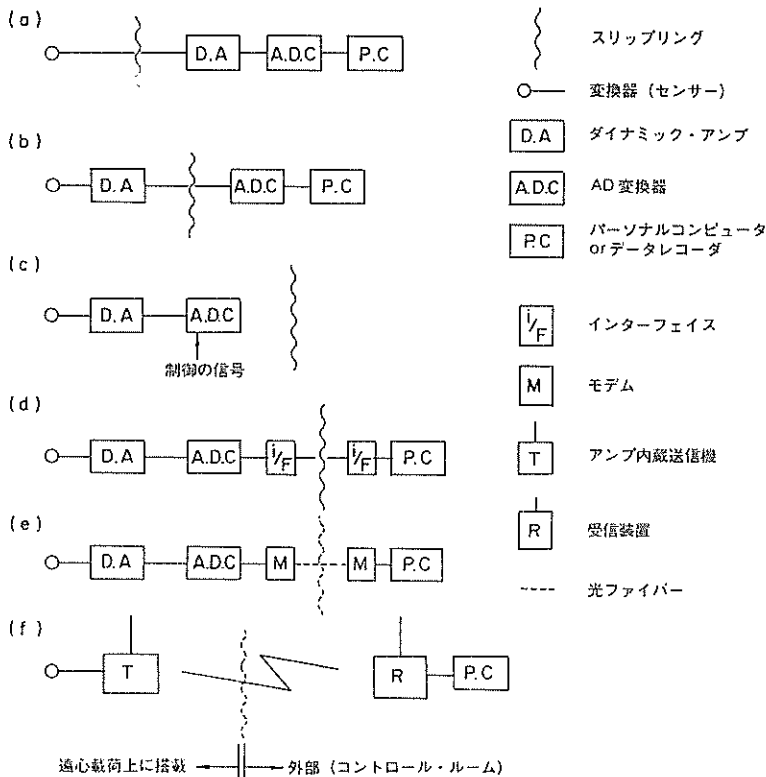


図5-5 データ取得方法

表5-2 データ取得方法の比較

計測方法	特徴
a) 変換器からの信号を外部のアンプにて増幅	遠隔操作の必要がなく、一番単純な方法である。しかし、ノイズに弱くスリッピングチャンネルを数多く占有してしまう。
b) 変換器からの信号を中で増幅後、外部に取り出す	a)の方法に比較して、SN比が大きく改善される。しかし、アンプの耐G性が要求される。また、アンプを搭載するスペースを必要とする。
c) システム全体を遠心力载荷装置に搭載し、回転が停止したのちADCのメモリーをはきだす	スリッピングを介さないで、ノイズの心配はない。しかし、ADCのメモリー容量として、相当のものを要するし、遠隔操作の必要もある。データは、回転停止後でないと思えないので、実験中のモニターには別のラインを用意する必要がある。
d) ADCとパソコンをスリッピングを介してつなぐ	回転中に、何回も実験可能である。しかし、インターフェイス間でうまく転送できるか疑問。この場合には、データの転送速度も問題になる。転送速度を速くしようとすると誤動作する可能性がある。
e) 光ファイバーを用いてd)の方法を改善したもの	内部と外部にモデムを有し、ノイズの無い信号に変換し、データを転送する。この方法では、データの転送速度やノイズの心配がない。しかし、本体の回転軸を改良する必要がある。
f) アンプを内蔵した送信機を搭載し、無線を用いてデータを外部に送る	原理的には、送信機を搭載し、アンテナをビット内にはればよいので、容易な方法と思われる。しかし、1チャンネル当たりの経費が他の方法よりも高い。

の説明図である。

油圧動力源はサーボバルブに油圧を供給するもので、最高使用圧力300kg/cm<sup>2</sup>のアクキュムレータと、サーボバルブからの油の漏れを極力少なくするためのシャットオフバルブから構成されている。このアクキュムレータの容量は、一度の充填で数回の実験が可能能力を持っている。本装置の油圧回路を図5-7に示す。

制御装置は、装置全体を総合的に制御するものであり、図5-8に示す構成となっている。実験時には、操作室からボタン一つで全ての装置が作動するようなシーケンス回路が組み込まれている。まず、スタート信号を受けるとシャットオフバルブBが開く。このバルブの先にはしぼり弁があり、サーボバルブに急激な圧力がかからな

いようにするために使われる。2秒後サーボバルブの圧力が所定の圧力になるころ、シャットオフバルブAが開く。このバルブはサーボバルブに必要な流量を供給する能力を持っている。次に、サーボバルブに実際の電気信号を送り振動箱を振動させる。振動を止めるときは逆の手順である。振動の制御は変位制御で行われ、シンリンダー内の変位計の出力がフィードバックされる。

入力波形は、メモリー（ROM）のアドレスを指定することにより選択される。地震波や正弦波のデジタルデータはあらかじめROMに書き込まれてあり、振幅レベル、時間間隔を設定する。また、ROMの容量は32Kワードである。データの時間間隔の範囲は0.001msから10msの間となっている。

#### 5.4 模型地盤の初期せん断剛性の深さ方向分布<sup>11)</sup>

土の動的変形特性に関しては、これまでに数多くの室内試験が行われ、砂質土の微小せん断ひずみ時の初期せん断剛性  $G_0$  は有効拘束圧  $\sigma'_v$  のほぼ0.5乗に比例し<sup>12)</sup>、また、比較的粘性が大きい（塑性指数  $I_P \geq 30$ ）粘性土の  $G_0$  は  $\sigma'_v$  のほぼ1乗に比例する<sup>13)</sup>とされている。土のせん断波速度  $V_s$  は、弾性理論から  $G_0$  と密度  $\rho$  を用いて  $V_s = G_0 / \rho$  と表せられるので、同じ土が堆積している成層地盤の  $V_s$  は、砂質土の場合には

表5-3 アクチュエータの仕様

振動台の寸法	700×400mm
起振力	約40kN (4tf)
最大ストローク変位	約±6mm
最大速度	約±80cm/s
最大加速度	約20G

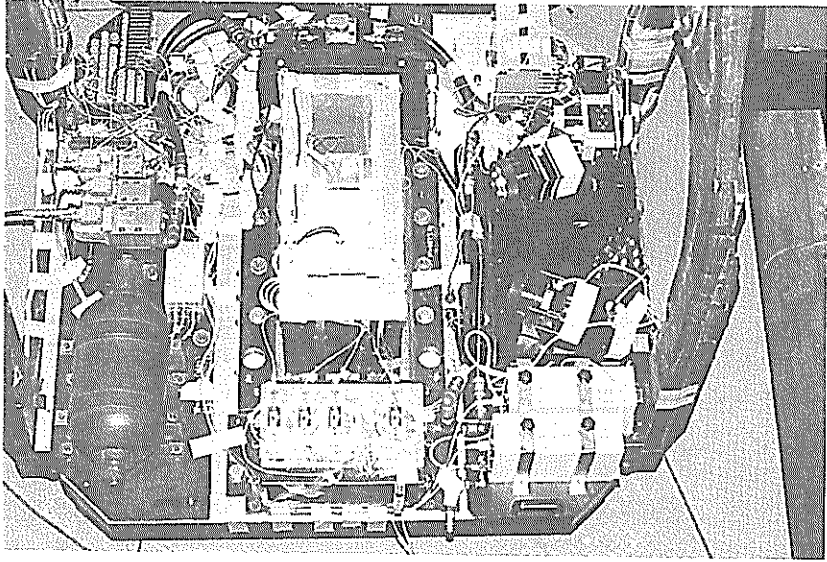
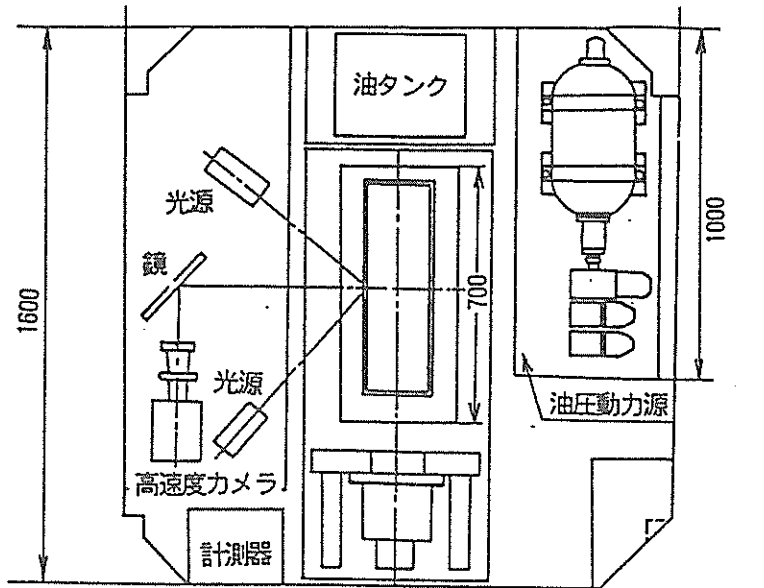


写真 5 - 2 振動実験装置



単位: mm

振動実験装置配置平面図

図 5 - 6 振動実験装置の配置平面図

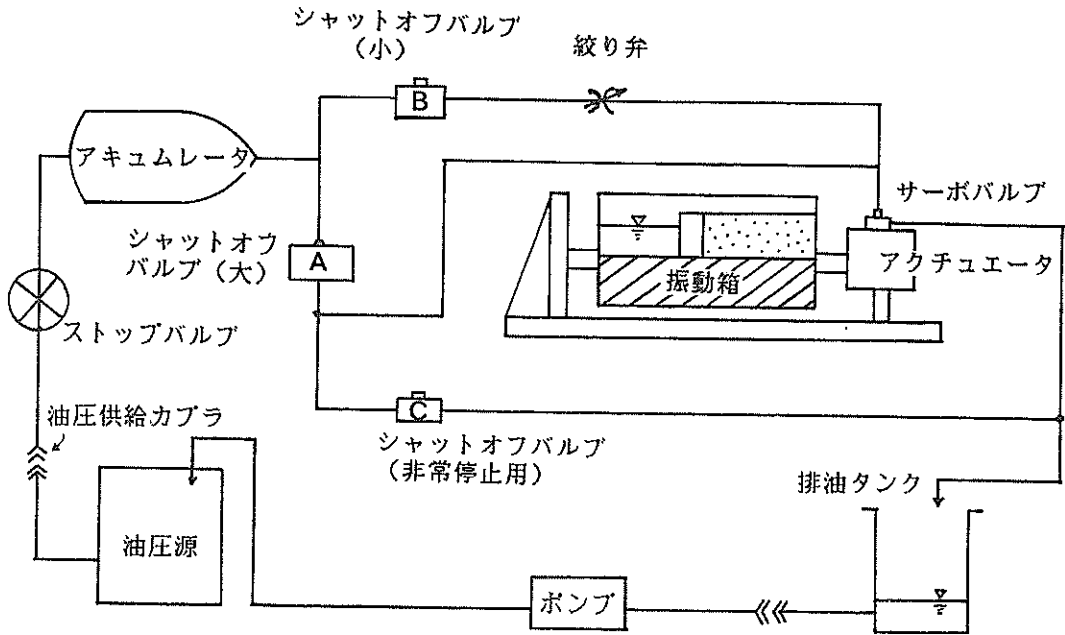


図5-7 油圧回路図

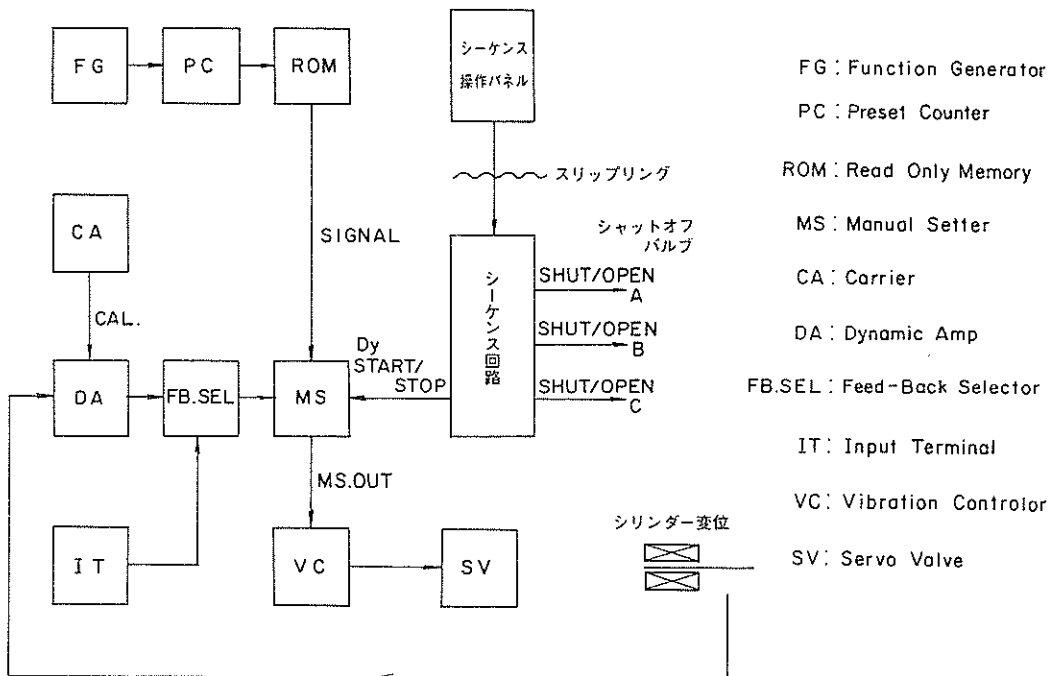


図5-8 制御装置の構成

$\sigma'_v$  の0.25乗に比例し、また粘性土の場合には  $\sigma'_v$  の0.5乗に比例することになる。遠心力場での模型地盤は、実地盤と等しい拘束圧を受けているので、深さ方向の  $G_0$  を適切に把握することは重要である。

#### 5.4.1 実験条件および実験方法

砂地盤の  $V_s$  が拘束圧の0.25乗にほぼ比例することを実験的に確かめるため、遠心力場で飽和砂地盤の動的実験を実施した。ここでは、模型地盤に作用する拘束圧を遠心加速度を変化させることにより変化させ、振動実験により模型地盤の  $V_s$  と拘束圧の関係を求めた。

図5-9は模型の断面および模型の深さを各遠心加速度に対応する原型の数値で示したものである。実験は相対密度が異なる2つの砂地盤模型で実施した。砂地盤は2ケースとも砂(豊浦砂)を二重のフルイを通して水中に落下させて作成した。実験に使用した変位波はホワイトノイズで、振動箱の応答加速度のフーリエスペクトルが平坦になるようサーボバルブの応答特性を考慮して作成した。表5-4は実験に用いた加振条件の一覧表である。振動実験の入力最大加速度は原型の加速度に直して28.9Galから275.5Galであった。なお、液状化現象を発生しにくくするために間隙の流体は水を使用した。図5-10は入力変位波、応答加速度、間隙水圧の一例を示したものである。図から間隙水圧は振動中にほとんど上昇しないことがわかる。これは流体として水を使用すると、相似則から明らかなように間隙水圧の消散速度が速くなるためと考えられる。

#### 5.4.2 模型地盤のせん断波速度の推定方法

##### (1) 模型地盤のせん断波速度を一様とみなす場合

まず第一近似として、模型地盤のせん断波速度を一様とみなした場合、せん断波速度  $V_s$  は重複反射理論から地盤の一次固有振動数  $f_1$  と層厚  $H$  を用いて次式により与えられる。

$$V_s = 4H \cdot f_1 \quad (5-45)$$

$V_s$  は台加速度 ( $A_0$ ) に対する砂地盤表層 ( $A_0$ ) の伝達関数を求め、位相差が  $-90^\circ$  になる振動数を地盤の一次共振振動数とみなし、(5-45)式により求めた。図5-11は伝達関数の一例で、表5-5は  $V_s$  の一覧表である。

##### (2) 模型地盤のせん断波速度を一様とみなさない場合

(5-45)式では模型地盤の平均的な  $V_s$  を与えるが、第二近似として、模型地盤のせん断波速度が深さに依存すると考えた場合の推定方法を示す。原型に換算して12m層厚の地盤は実験結果を考慮して5分割(ケース1の場合は3分割)した。各層の  $V_s$  は次の方法で算定した。

- ① まず、深さ2.4mまでの  $V_{s1}$  は遠心加速度が10Gのときの  $V_s$  で、(1)の方法で求めた平均  $V_s$  とする。
- ② 次に、深さ2.4mまでの  $V_s$  は①で求めた  $V_{s1}$  を用い、深さ2.4mから4.8mまでの  $V_s$  を  $V_{s2}$  と仮定した層厚4.8mの地盤の重複反射計算を行い、その伝達関数の共振振動数が遠心加速度20Gの時の一次固有振動数と一致すれば仮定した  $V_{s2}$  が深さ2.4mから4.8mまでの  $V_s$  となる。

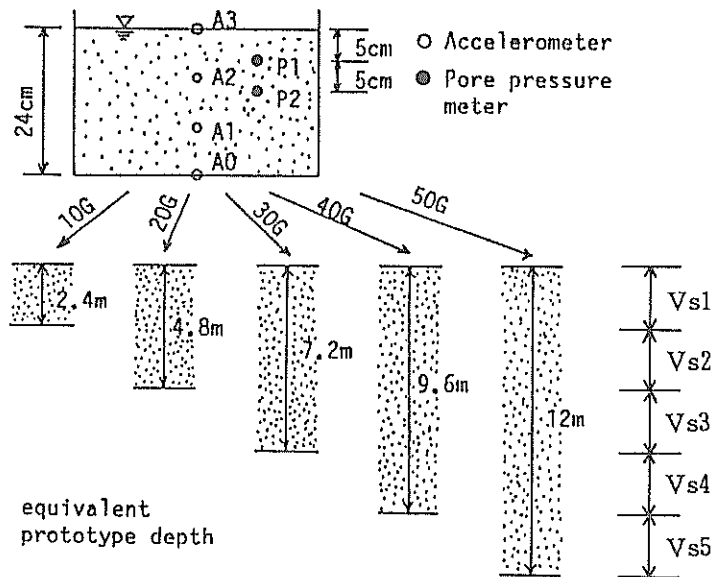


図5-9 模型断面と原型に換算した地盤の深さ

表 5-4 実験条件一覧表

目標遠心加速度 (単位: G)		上段: 入力最大加速度 (G) 下段: 原型に換算した入力最大加速度 (Gal)			
Flight No.		1	2	3	4
ケ 1 ス 1	50G	—	—	2.99, 3.01 60.2, 60.6	—
	30G	—	2.54, 2.52 85.0, 84.3	—	—
	10G	1.28, 1.26 110.7, 109.5	—	—	—
ケ 1 ス 2	50G	1.45 28.9	2.67 53.3	3.93 79.1	4.18 82.4
	40G	1.48 34.4	2.62 61.2	3.49 79.8	3.84 89.2
	30G	1.19 42.8	2.24 81.9	3.53 126.2	4.91 172.9
	20G	1.16 65.7	2.19 123.9	3.55 209.3	4.75 275.5
	10G	1.14 107.4	—	—	—

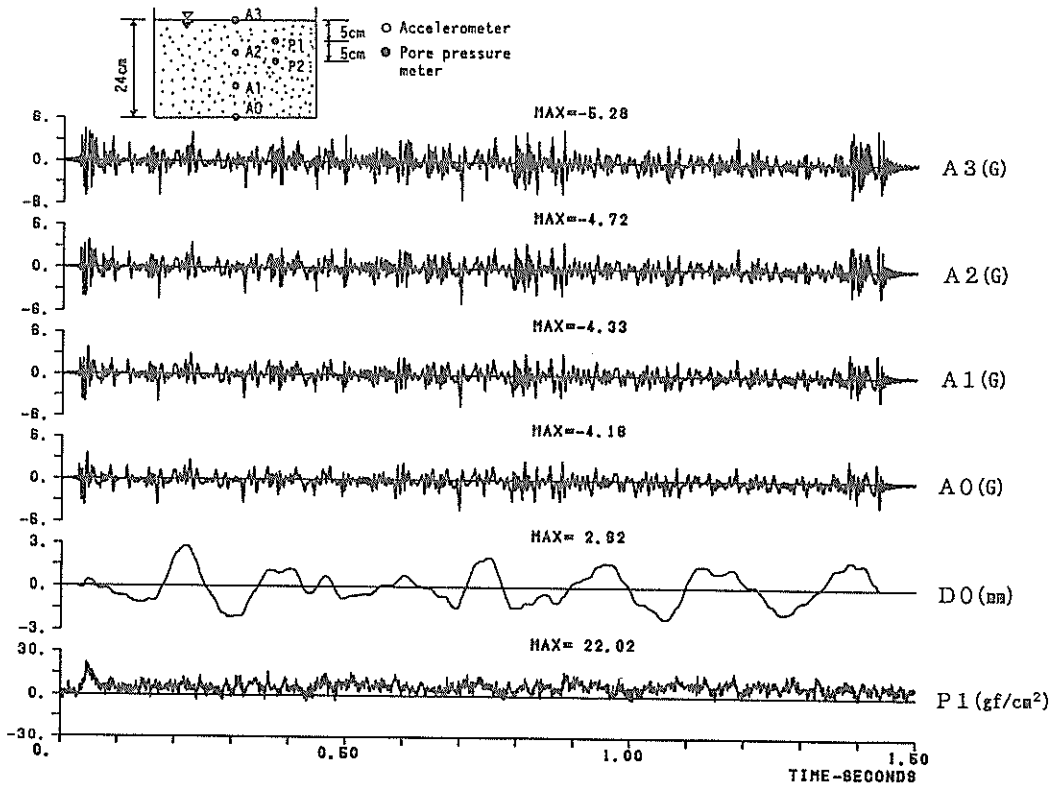


図 5-10 実験結果の一例 (ケース 2, 遠心加速度 50G, Flight No. 4)



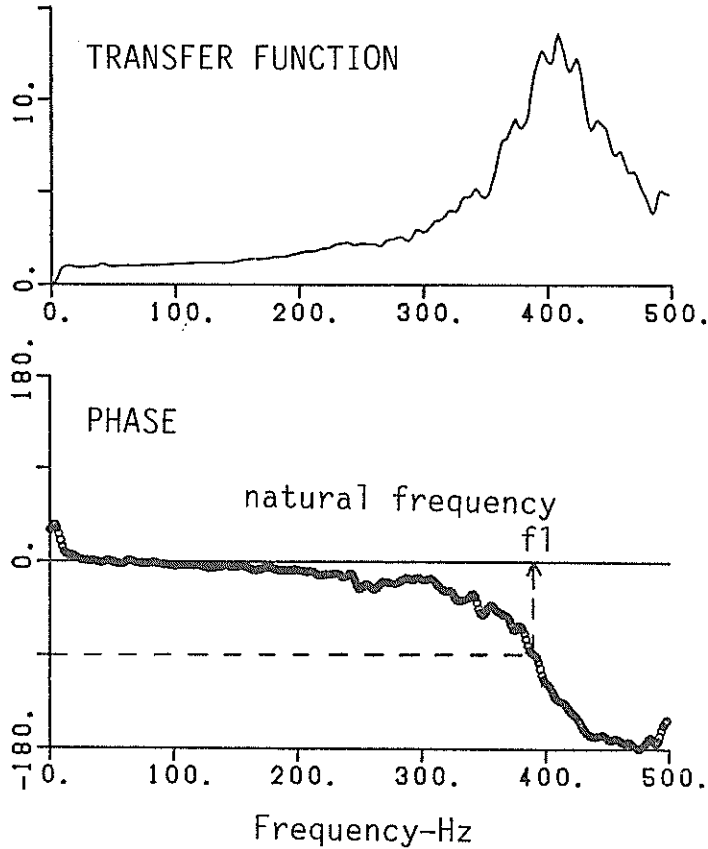


図5-11 伝達関数(ケース2, 遠心加速度30G, Flight No. 1)

表5-5 推定された砂地盤のせん断波速度(m/s)

Flight No.		1	2	3	4
ケース1	50G	-	-	392,400	-
	30G	-	311, 313	-	-
	10G	235, 241	-	-	-
ケース2	50G	407	393	390	409
	40G	404	386	390	407
	30G	371	363	367	373
	20G	317	328	349	349
	10G	251	-	-	-

一致しなければ新たに  $V_{s2}$  を仮定して、一致するまで計算を繰り返す。

③ 同様にして、順次、遠心加速度を増加させて下層の  $V_s$  を求める。

この方法は、遠心力場で作成した模型地盤の物性を深さ方向に推定する場合にも有効である。

#### 5.4.3 実験結果

図5-12は、5.4.2(1)の方法で求めた各実験の砂地盤の平均的  $V_s$  を砂地盤中間点の拘束圧に対して示したものである。図中の実線は各ケースにおいて  $V_s = k(\sigma'_c)^a$  として回帰した曲線である。砂地盤のせん断波速度の平均値は遠心加速度が大きくなるとともに速くなり、拘束圧依存性が顕著に表れている。また表5-3から、同一遠心加速度で入力加速度を変化させても、せん断波速度は入力加速度が大きくても小さくなる傾向は見られず、せん断波速度のひずみ依存性については特に言及できなかった。

図5-13は、5.4.2(2)の方法で求めた深さ方向のせん断波速度の分布である。図中の破線は  $V_s$  が拘束圧の0.25乗に比例するとした場合の曲線であり、この曲線は砂地盤の中間層の  $V_s$  を基準にして求めた。  $V_s$  は2ケースとも深くなるにつれて速くなっており、深さに対する

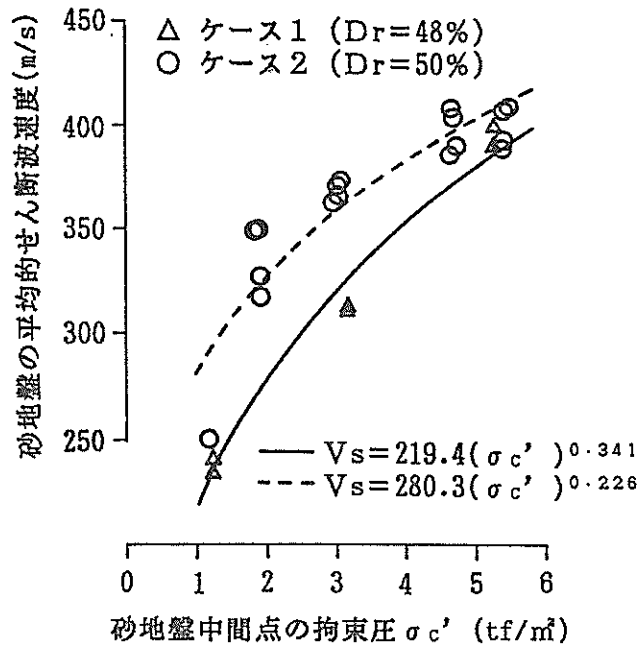


図5-12 砂地盤の平均せん断波速度と拘束圧の関係

傾きは0.25乗に近いことがわかった。

以上の実験結果から、低拘束圧下ほどVsの深さ方向の変化は大きく、室内試験結果から推定される結果と一致した。

5.5 ケーソン式港湾構造物の地震時安定性に関する模型実験

遠心力場の模型地盤は、実地盤と同じ拘束圧を受ける

ため、模型の地震応答は実地盤の拘束圧に依存する動特性をより忠実に反映したものとなる。本項では、遠心力模型振動実験によりケーソン式港湾構造物の地震時安定性を検討する。

5.5.1 実験方法

振動実験は、港湾技術研究所の遠心力載荷装置を使用し、4G、30G、40Gの異なる遠心力場で実施した。遠心

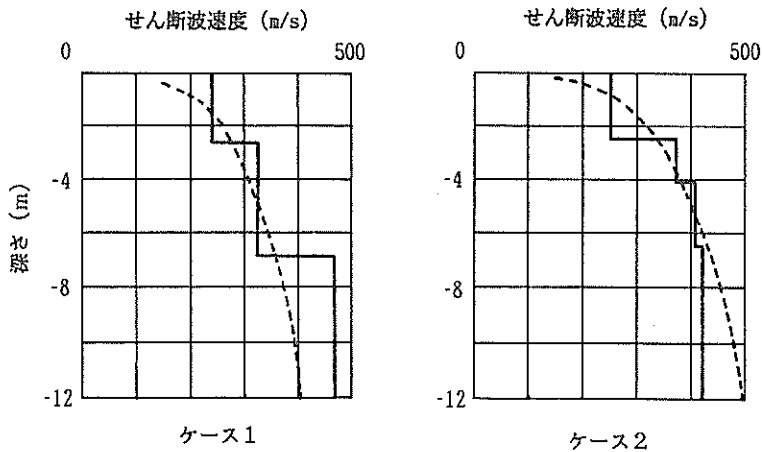


図5-13 砂地盤のせん断波速度の深さ方向分布

力載荷装置および振動実験装置の仕様は5.3に示したとおりである。

図5-14は、ケーソン・地盤系の模型断面図である。模型は、内寸法が長さ60cm×高さ41cm×奥行き18cmの振動箱中に製作した。ケーソンには3個の荷重計で土圧計測用の受圧板が取り付けられており、ケーソンに作用する静的・動的土圧は土圧合力として荷重計により計測した。荷重計は受圧板の慣性力も計測しているため、受圧板の慣性力は解析時に計測荷重から除去した<sup>14)</sup>。地盤は秋田港で採取された砂（第四章の1G場の実験と同じ砂）を用いて、気乾状態で製作した。模型ケーソンは、高さ20cmのアルミ製の箱である。

表5-6は、模型の寸法を相似則により実物換算したものである。表中の記号は、図5-14の記号に対応している。対象となる実物のケーソンの高さは、4Gの遠心力場の模型では0.8m、40G場では8.1mとなる。また、同表には模型の諸元も示すが、ケーソンの見かけの単位体積重量はケーソンの中詰め砂を含む全体重量を全体積で除したもので、また、裏埋め地盤のせん断波速度は5.4.2(1)の方法で求めた平均的なせん断波速度である。30G実験の裏埋め地盤の相対密度は66%で4G実験のそれより小さいが、30G場の平均せん断波速度は拘束圧に依存するため4G実験のそれより大きくなっている。

実験に用いた入力波形は十勝沖地震の八戸港の強震記録（NS成分）であり、変位入力で使用している。また、30G場と40G場の入力波形の時間軸と振幅は、相似則に合わせて各実験で縮尺を調整したものである。なお、4G実験については当初実物として第四章で示した1G場

の実験を考えたため、入力波形の時間軸は4倍の縮尺率以上に縮尺してある。実験で計測された台加速度波形とそのフーリエ振幅スペクトルを図5-15に示す。入力した変位波形は各実験で同じものであるが、サーボバルブの応答性が振動数に依存すること、模型地盤の振動特性が異なること等により、計測された台加速度波形のスペクトルは厳密に一致していない。なお、実物換算した入力最大加速度は表5-7に示した。

### 5.5.2 実験結果

各加振前にケーソンに作用していた静的土圧係数と背後地盤の沈下量を表5-7にまとめた。土圧係数は土圧分布が三角形分布であると仮定し、計測された土圧合力から逆算して求めたものである。4G実験の静的土圧係数は加振前後でほとんど変化がないのに対し、30G・40G実験では加振により土圧係数が大きくなっている。このことは4G実験では、残留土圧がほとんどないのに対し、30G・40G実験では正の残留土圧が発生したことを意味している。通常、静的にケーソンを海側に移動させると、土圧合力の値は主働土圧合力に収束していくと考えられるから、30G・40G実験では加振前にすでに主働状態に近い状態にあり、加振により新たな平衡状態に移行したと考えるのが自然と思われる。一方、4G実験では初期状態から変化がほとんどないので、加振前の状態は静止状態に近いと考えられる。このような差は模型の作成過程あるいは1G場で作成した模型を所定の遠心力場に持っていく過程で生じたと考えられる。すなわち、小さな遠心力場の模型地盤では、自重が小さいため本来実験で求められる初期応力状態に至らない可能性が指摘

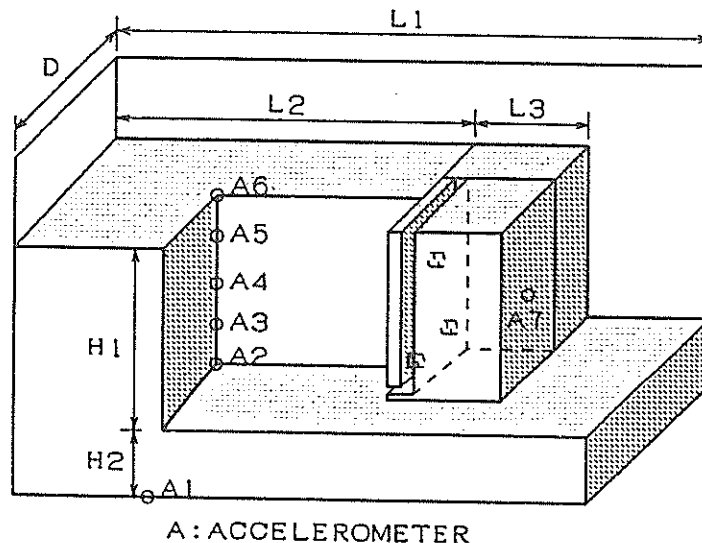


図5-14 ケーソン・地盤系の模型断面

表 5-6 模型の諸元

公称遠心加速度	4G	30G	40G	
遠心加速度 (G)	4.05	31.9	40.5	
実物換算した模型の寸法	H 1 (m)	0.8	6.4	8.1
	H 2 (m)	0.2	1.7	2.4
	L 1 (m)	2.4	19.1	24.3
	L 2 (m)	1.7	11.9	15.1
	L 3 (m)	0.5	4.0	5.1
	D (m)	0.7	5.7	7.3
ケーソンの単位体積重量 (tf/m <sup>2</sup> )	1.332	1.332	1.524	
裏込め地盤の単位体積重量 (tf/m <sup>2</sup> )	1.649	1.606	1.659	
裏込め地盤の相対密度 (%)	78	66	81	
裏込め地盤のせん断波速度 (m/s)	175	245	260	

できる。表 5-7 には、この加振前の土圧係数を静止土圧係数とみなした場合および主働土圧係数（壁面摩擦角 15° と仮定）と見なした場合に推定される内部摩擦角も示した。

次に、背後地盤の沈下量を見ると、30G・40G 実験では実物換算値でそれぞれ 1.7cm, 3.7cm の沈下が計測されているのに対し、4G 実験の沈下は 0.05cm と非常に小さい。したがって、30G・40G 実験では、加振によりある程度の変形があったと推定されるが、4G 実験では、初期状態からの変形がほとんどなかったと推定される。このことは、加振前後の静的土圧係数の変化とも整合する。

なお、40G 実験における実験前と実験後の 1G 場での計測によると、加振実験によりケーソンは、合計 2.5mm（実物で 10cm）滑動変形していた。更に、高速度カメラの画像解析から、3 番目の加振段階前後で 0.8mm（実物で 3.2cm）滑動変形したことが計測されている。

図 5-16 は背後地盤の応答加速度の分布を示したものである。図中の黒塗りの記号はケーソンにとり付けた加速度計の計測値を表している。ケーソンの加速度応答は地盤の加速度応答の平均とほぼ等しいことがわかる。ただし、40G 実験の加振段階 3 および 4 では、ケーソンの応答は背後地盤の応答より小さくなっている。これは、ケーソンが加振中に滑動したためと考えられる。

一方、背後地盤の加速度応答は背後地盤中で増幅し地表面で最大となる。また、台加速度に対する地表面の応答倍率に着目すれば、30G と 40G の実験結果はほぼ同じで 1.2~1.4 であるのに対し、4G 実験では 2~2.5 倍となっ

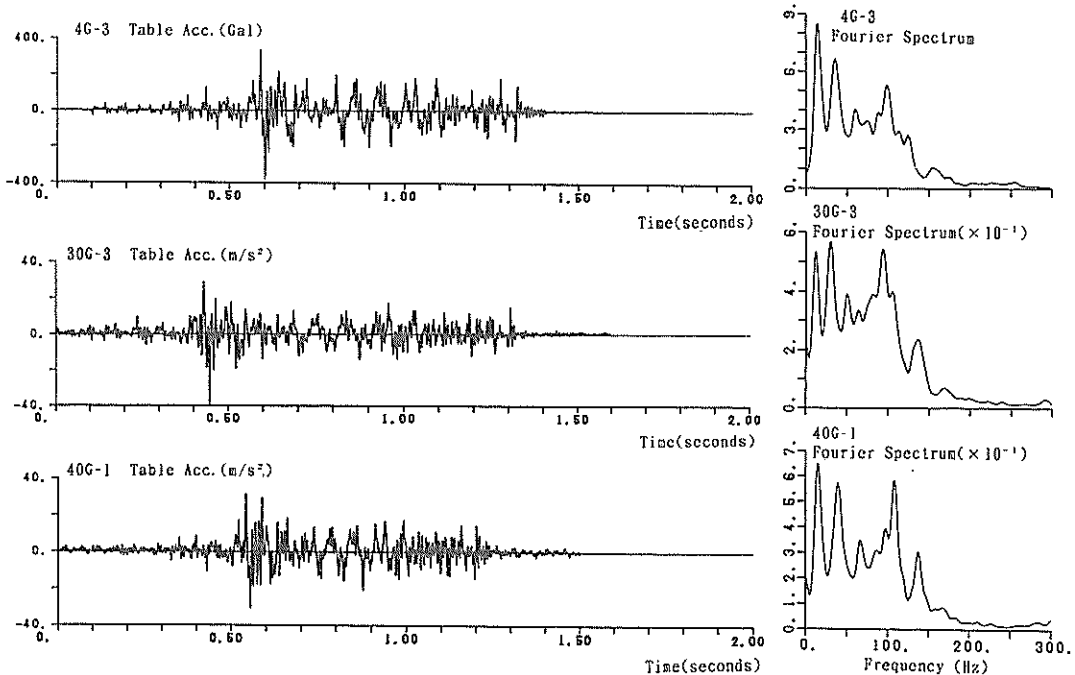


図 5-15 台加速度の時刻歴とフーリエ振幅スペクトル

表 5-7 入力最大加速度, 静的土圧係数, 背後地盤の沈下量

公称遠心加速度	4 G			30G					40G			
実験番号	4G-1	4G-2	4G-3	30G-1	30G-2	30G-3	30G-4	30G-5	40G-1	40G-2	40G-3	40G-4
入力最大加速度 実物換算 : Gal	24	41	95	25	57	125	152	166	78	212	366	389
加振前 静的土圧係数	0.2541	0.2508	0.2547	0.2143	0.2143	0.2164	0.2423	0.2548	0.1661	0.1694	0.1903	0.1942
主働土圧公式から 換算した内部摩擦角	33.5	33.2	33.5	37.7	37.7	37.5	34.7	33.4	43.5	43.1	40.5	40.0
静止土圧係数から 換算した内部摩擦角	48.2	48.5	48.2	51.8	51.8	51.6	49.3	48.2	56.5	56.2	54.1	53.6
背後地盤の沈下量 実物換算値 (cm)	0.006	0.014	0.031	0.073	0.032	0.453	0.600	0.571	0.28	0.8	1.44	1.16
累積沈下量 実物換算値 (cm)	0.006	0.020	0.051	0.073	0.105	0.558	1.158	1.729	0.28	1.08	2.52	3.68

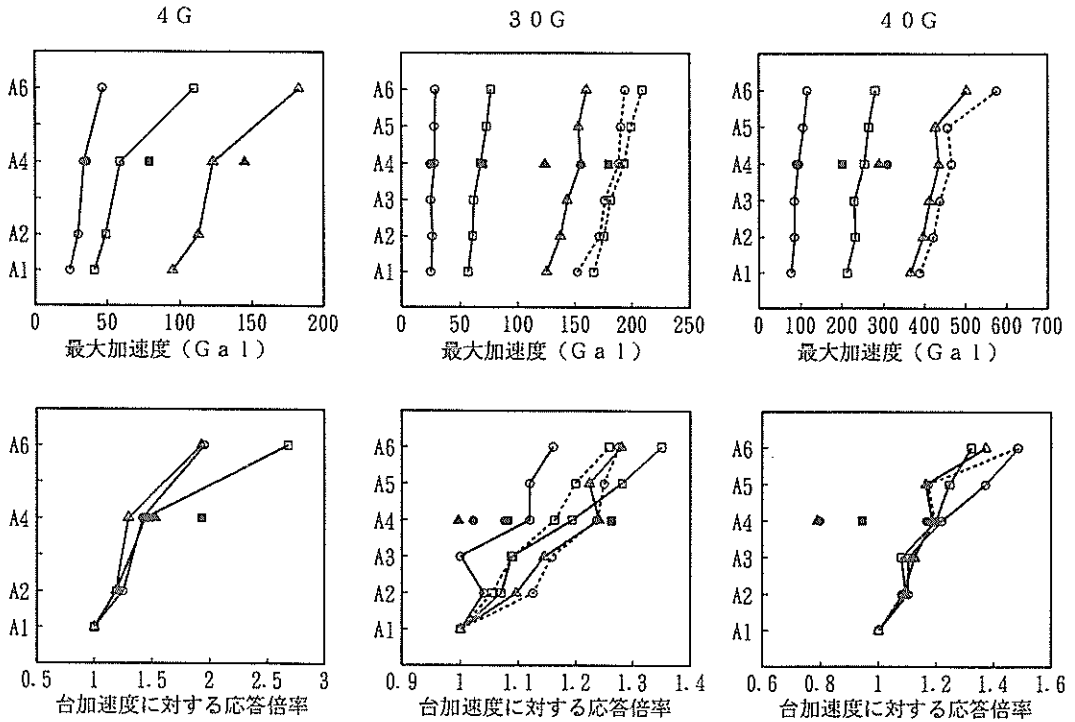


図 5-16 背後地盤の最大応答加速度分布

ている。これは、4 G実験での模型地盤の共振振動数と入力加速度の振動数成分が近いためである。すなわち、推定されたせん断波速度から背後地盤の共振振動数は、4 G、30 G、40 Gの実験でそれぞれ175 Hz、245 Hz、260 Hzにあるのに対し、入力波形の主な振動数成分は200 Hz以下が多いためである。

図5-17は、背後地盤の応答加速度と土圧係数の関係を示したものである。横軸は、背後地盤加速度の代表値としてケーソンの中間深さと同一レベルの地盤の加速度とした。また、図中の実線は現行の耐震設計で用いられている物部・岡部式の地震時土圧係数を加振前の内部摩擦角を用いて計算したものである。ここで、30 G・40 G実験の図で用いた内部摩擦角は、前述の理由で主働土圧公式から求め、また、4 G実験の図では、静止土圧から求めたものを使用した。また、二本の実線のうち下側のものは、地震時土圧公式で負の震度をとったときの算定値である。更に、図中の点線は震度法による現行の耐震設計法での震度を地盤最大加速度との関係を重力式岸壁について検討した結果からの補正を行ったものである<sup>10)</sup>。なお、震度は便宜上加速度で表示している。

動的土圧係数の最大値は、入力加速度とともに増加しているが、増加の割合は係数より小さく直線的に増加している。そして、現行設計法と実験値の差は加速度が大きくなるにしたがって顕著となる。この結果は第四章の1 G場の実験結果と同じである。また、動的土圧係数の最小値には下限があるように見える。

図5-18は、40 G場の入力最大加速度366 Gal実験(40G-3)のケーソンの慣性力(下段)、静的土圧合力に動的土圧合力を加算した土圧合力(上段)、および慣性力から土圧合力を差し引いた底面摩擦力(中段)の時刻歴を示したものである。これらの力は単位長行き当たりの力に換算して示した。

図5-19は、同実験の主要動部10秒間を拡大して描いたものである。図中にはケーソンに作用する力の約合も

同時に示した。静的状態においては底面摩擦力と静的土圧が互いに逆向きの力で釣り合っている。一方、動的状態を見るとケーソンの慣性力が海側に最大となる時刻(断面A)、および海側へ向かう土圧合力が極大になる時刻(断面B)ともに、土圧の動的成分は慣性力と逆向きで必ずしもケーソンの地震時滑動安定にとって危険となっていないことがわかる。

図5-20~22は、慣性力と動的摩擦力のスペクトル比( $R/M\ddot{X}$ )と位相差 $\theta_2$ 、慣性力と動的土圧合力のスペクトル比( $P/M\ddot{X}$ )と位相差 $\theta_1$ を各実験ごとに示したものである。なお、実験では加振後に残留変形があるため、直流成分から数Hzまでの低振動成分は除いた。しかしながら、最大入力加速度が400 Gal程度になり滑動変形が生じる場合でもスペクトル比や位相差の特性は入力加速度が小さい場合と同じである。したがって、ここで示す特性は地盤に破壊を生じる200 Gal以上の強震動レベルまで変化しないと言える。

まず、慣性力と動的底面摩擦力の位相差 $\theta_2$ と慣性力と動的土圧合力の位相差 $\theta_1$ をみると30 G、40 G実験では、300 Hzまで $180^\circ$ となっており、逆位相である。一方、4 G実験では250 Hz付近から位相差が変化し始めている。

次に、慣性力と動的土圧の振幅比( $P/M\ddot{X}$ )を見ると、振動数が高くなるにつれて振幅比は大きくなる傾向がある。また、40 G実験では入力加速度レベルが大きいほど低振動数領域の( $P/M\ddot{X}$ )の値は小さくなる傾向が見られる。一方、慣性力と動的底面摩擦力の振幅比( $R/M\ddot{X}$ )を見ると、振動数が高くなるにつれて小さくなる傾向がある。また、40 G実験での低振動数領域の( $R/M\ddot{X}$ )の値も入力加速度レベルが大きいほど大きくなる傾向があり、( $P/M\ddot{X}$ )の傾向と全く逆となる。

このような、慣性力と動的底面摩擦力および動的土圧合力の振幅比、位相特性の各重力場での違いは6.2.1において議論する。

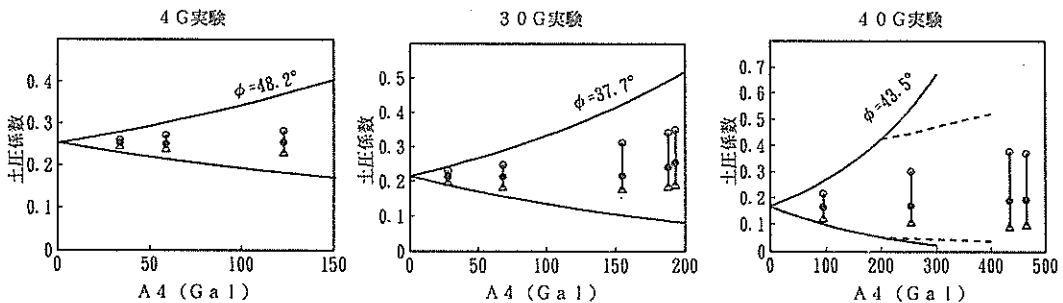
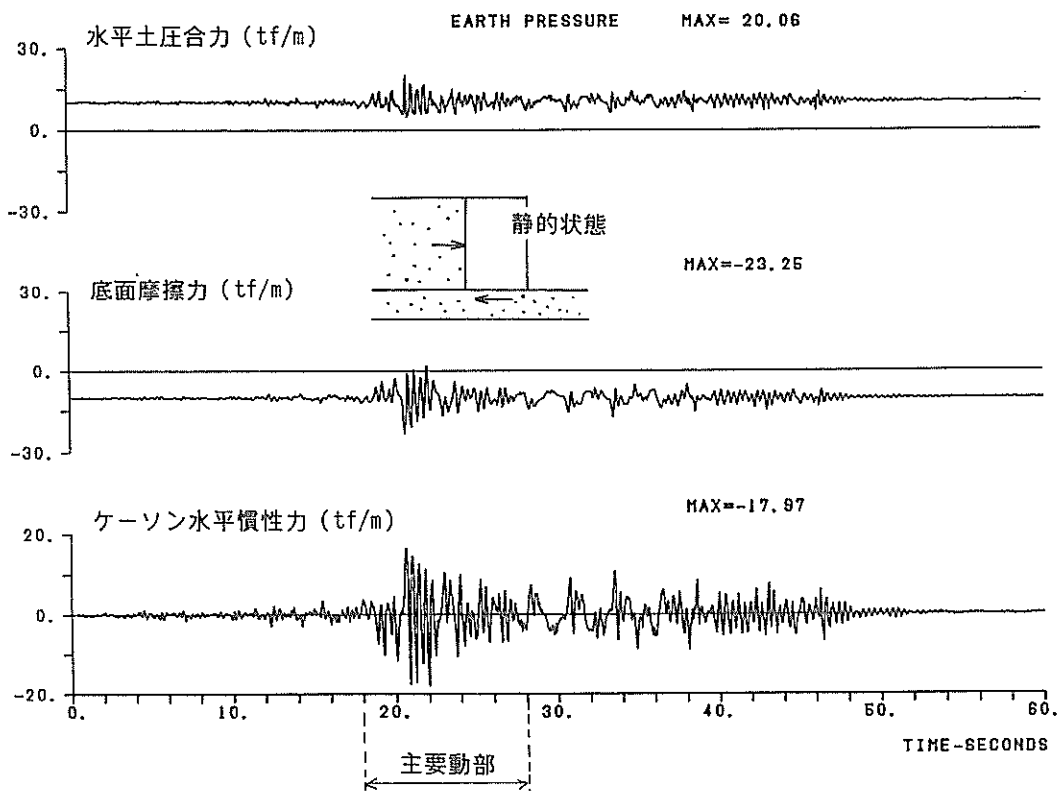


図5-17 背後地盤の最大応答加速度と土圧係数の関係



ケーソンに作用する力の時刻歴（ケース3）（単位奥行き当り、実物換算値）

図5-18 ケーソンに作用する力の時刻歴（40G-3実験）

### 5.5.3 1G場と遠心力場の模型実験の相互比較とその考察

#### (1) 相似則による模型の実物へのフィードバック

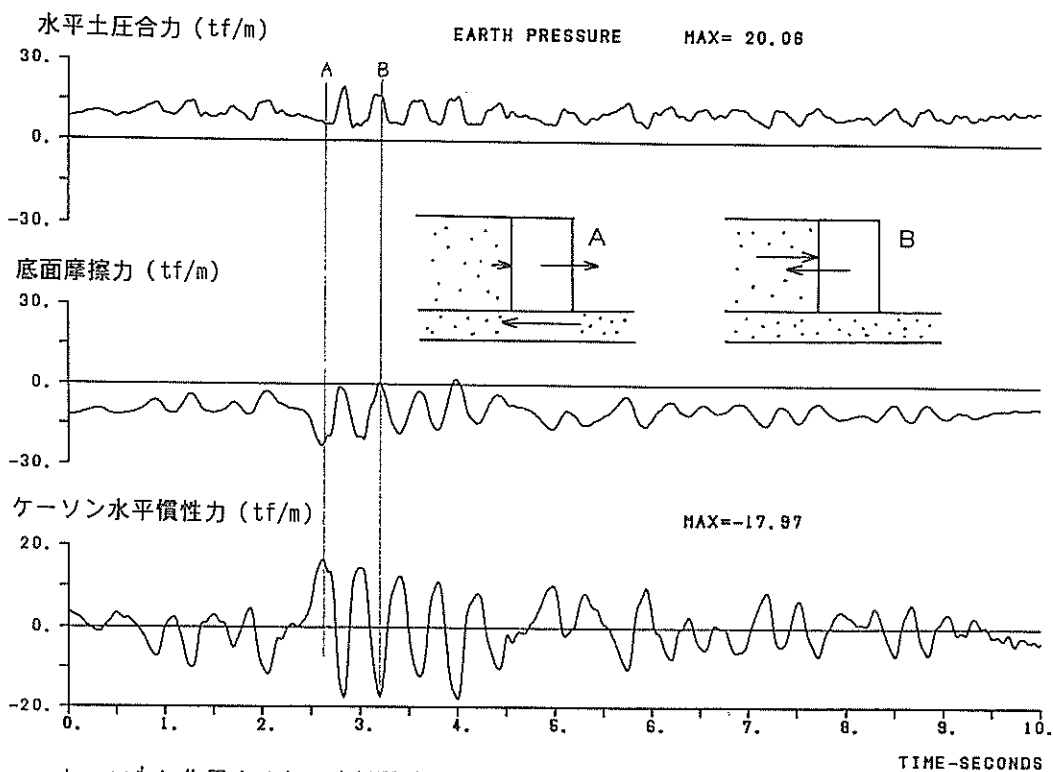
1G場と遠心力場の模型実験の違いを考察するため、相似則に基づき両者を同じ規模の実物にフィードバックしその結果を検討する。ここで、遠心力場の実験の代表はコントラストをはっきりさせるため40G場の実験を考えることにする。すなわち、遠心力場の相似則から長さの縮尺比は $1/40$ となる。一方、1G場の実験に対しては、40G場実験と同一の大きさの実物を考えるので長さの縮尺比は $1/10$ となる。また、40G場の実験は地震波を用いた護岸タイプの実験であるから、対応する1G場の実験はケース1の地震波H実験を考えることとした（図4-3、図4-16参照）。なお、両者の実験で用いた砂と地震波形は同じである。

模型振動実験の相似則の項において1G場の相似則を導くにあたり、土の応力-ひずみ関係の相似を仮定していることはすでに述べた。縮尺 $1/n$ の模型地盤の拘束圧は実地盤の $1/n$ となるから、この仮定の妥当性は土材料の動的変形特性が拘束圧にどのように依存するかを

検討することにより議論することができる。Kongら<sup>16)</sup>、龍岡ら<sup>17)</sup>の実験によれば、砂質土の $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線および $h \sim \gamma$ 曲線はひずみ軸を長さの縮尺の0.5乗で基準化すればほぼ一致することから、ひずみの相似比を長さの縮尺の0.5乗にとることにより、1G場の相似則を表5-8のように導くことができる。

図5-23は、模型実験の実物への換算を模式的に示したものである。1G場の模型実験は1G場の相似則で、また、40G場の模型実験は遠心力場の相似則を用いて換算されている。表中の時間間隔 $\Delta t$ は、実験に用いた地震波データの時間間隔を時間縮尺を考慮して求めたものである。また、最大動的土圧合力は実験データから入力最大加速度 $100\text{Gal}$ に相当し、かつ単位奥行き $m$ あたりに換算した値である。以後、この二つの実物は“1G実物”および“40G実物”と称することにする。

まず、実物に換算した二つの実験条件を比較すると、1G場の模型地盤の方が相対密度が小さく軟らかい地盤となっていること、加振前の静的土圧係数が1G実物で0.359、40G実物で0.166となっている以外は、入力地震動の周波数特性やケーソン重量も大きな違いがない。こ



ケーソンに作用する力の時刻歴 (ケース3、主要動部10秒)  
 (単位奥行き当り、実物換算値)

図5-19 ケーソンに作用する力の主要動部の時刻歴 (40G-3 実験)

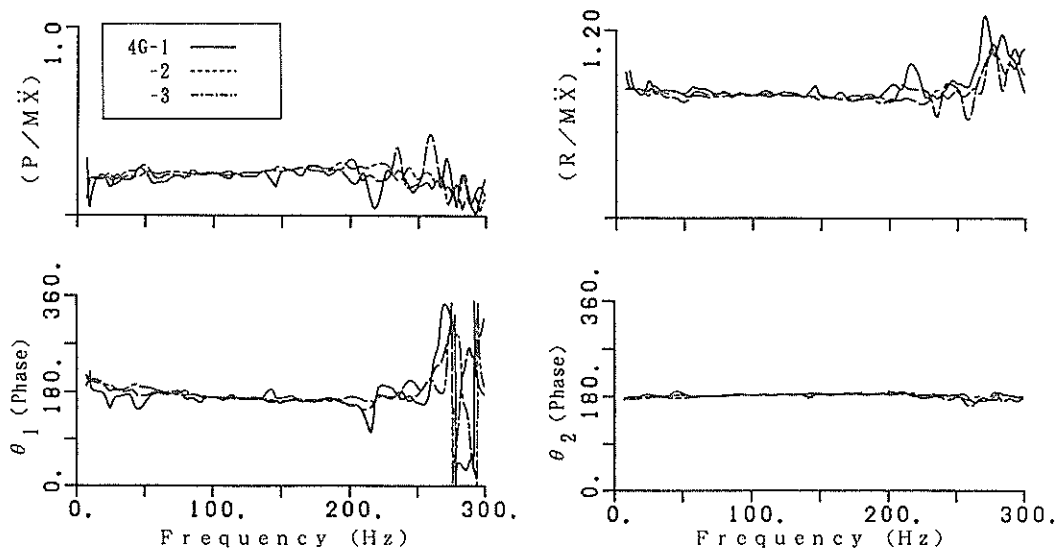


図5-20 慣性力と動的土圧合力の振幅比 ( $P/M\ddot{X}$ ) と位相 ( $\theta_1$ ) および、慣性力と底面摩擦力の振幅比 ( $R/M\ddot{X}$ ) と位相 ( $\theta_2$ ): [4G実験]



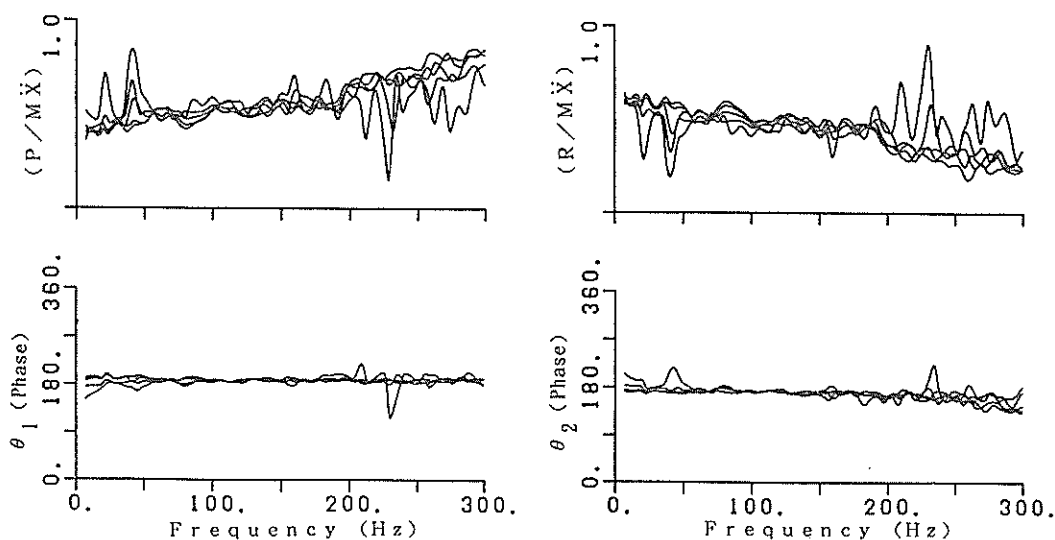


図5-21 慣性力と動的土圧合力の振幅比 ( $P/M\ddot{X}$ ) と位相 ( $\theta_1$ ) および、慣性力と底面摩擦力の振幅比 ( $R/M\ddot{X}$ ) と位相 ( $\theta_2$ ): [30G実験]

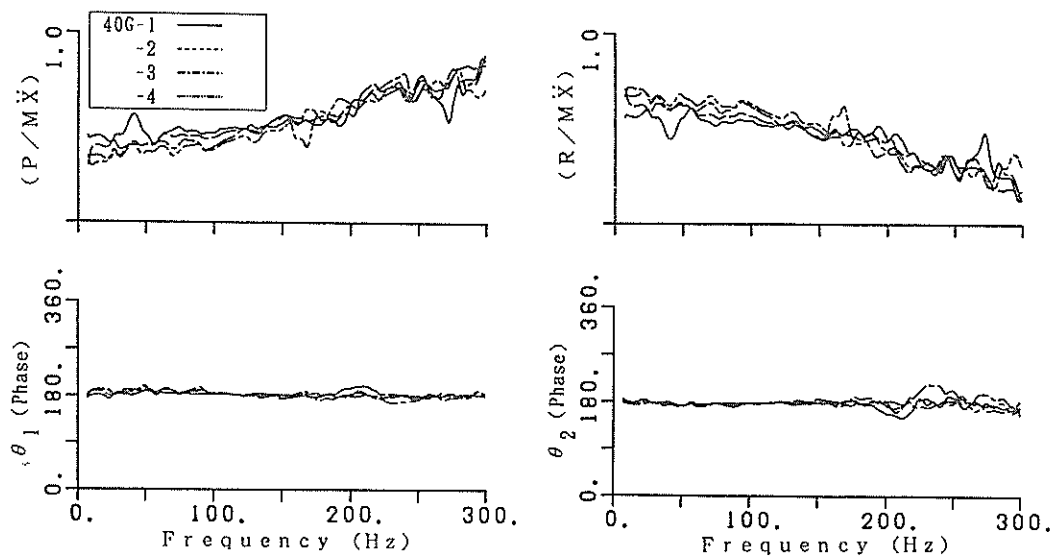


図5-20 慣性力と動的土圧合力の振幅比 ( $P/M\ddot{X}$ ) と位相 ( $\theta_1$ ) および、慣性力と底面摩擦力の振幅比 ( $R/M\ddot{X}$ ) と位相 ( $\theta_2$ ): [40G実験]

表 5-8 1 G場の相似則  
相似比は実物/模型で表す)

項 目	N=Nのとき	N=10のとき
長 さ	N	10
応 力	N	10
ひ ず み	$N^{0.5}$	3.16
時 間	$N^{0.75}$	5.62
周 波 数	$N^{-0.75}$	0.178
剛 性	$N^{0.5}$	3.16
せん断波速度	$N^{0.25}$	1.78
加 速 度	1	1
質量密度	1	1
力 / m	$N^2$	100

れに対して、入力加速度を 100Gal と考えた時の実物換算の最大動的土圧合力は、1 G 実物の方が 40G 実物より 2 倍ほど大きくなっており、地盤の軟らかさを反映した形になっている。この結果は定性的に実験条件と実験結果の対応がうまくとれているように見える。

## (2) 二次元有限要素法による模型実験の数値計算

次に、この二つの実物の最大動的土圧合力の結果が定量的に妥当であるかどうかを二次元有限要素法振動解析プログラム FLUSH を用いて検討する。計算に用いた有限要素メッシュは図 5-23 に示したとおりである。また、計算に用いたポアソン比は特に断らないかぎり 0.33 とした。

### a) 背後地盤の物性 ( $G_0$ , $G/G_0 \sim \gamma$ , $h \sim \gamma$ 曲線)

遠心力場の実験の意義は、地盤の応力状態を実物と同一にするとところにあるから、計算においても地盤の物性の拘束圧依存性を適切に評価することは重要である。この影響を調べるため、背後地盤の物性を一様と見なした場合、5 層および 10 層に分割した場合の計算を実施した。物性の決め方は以下のとおりである。

#### ① 背後地盤を一様とみなす場合

背後地盤は一様なせん断波速度を有する均質な地盤と考える。この時、地盤の初期せん断剛性  $G_0$  は、図 5-23 に示したせん断波速度から求めた。また、 $G/G_0 \sim \gamma$ ,  $h \sim \gamma$  曲線は、既往の砂質土の要素試験から求めた平均的な曲線を用いた<sup>18)</sup>。

#### ② 背後地盤の拘束圧依存性を考慮する場合

背後地盤を同一の地盤物性を有する 5 層および 10 層の水平層に分割した。また、それぞれの層の初期せん断剛

性は各層の中間深さの拘束圧の 0.5 乗に比例し、かつ背後地盤の卓越 1 次振動数が平均的なせん断波速度を用いた場合と一致するように、あらかじめ重複反射理論で計算して決定したせん断波の速度構造から求めた。

また、 $G/G_0 \sim \gamma$ ,  $h \sim \gamma$  曲線も拘束圧に依存すると考えた。すなわち、①の条件で用いたこれら曲線を拘束圧  $1 \text{ kgf/cm}^2$  に対応する曲線と考えると、各層中間点での拘束圧との比が計算できる。各層で使用する物性曲線は歪軸を求められた拘束圧の比の 0.5 乗で縮尺し、図 5-24 のように決定した。

#### b) 計算結果

##### ① 背後地盤の最大加速度応答

図 5-25 は背後地盤の最大加速度分布を示したものである。最大加速度はせん断剛性の拘束圧依存性を考慮して層分割を細かくしたもののほど大きくなる傾向がある。40G 実験の最大加速度応答倍率は約 1.4 倍 (図 5-16 参照) であるから、10 層分割の計算結果は実験結果とほぼ一致し妥当な結果を与えていると言える。また、10 層分割した結果を 40G 実物と 1 G 実物と比較すると、1 G 実物の地表の応答倍率は 2 倍であるのに対し、40G 実物のそれは約 1.3 倍で地表の増幅が小さい。加速度応答についてのこの数値計算結果は、定性的に実験結果を肯定的に裏づけるものと言える。

##### ② ケーソン背後地盤要素の有効せん断ひずみと応力

図 5-26 は、5 層分割した計算結果のケーソン背後直近の地盤要素の有効せん断ひずみ分布を示したものである。有効せん断ひずみの大きさは最大入力加速度が大きくなるにつれて大きくなるが、100Gal 入力の場合 40G 実物で約 0.005%、1 G 実物で約 0.025% となっている。図 5-24 の  $G/G_0$  のひずみ依存曲線から、40G 実物の等価せん断剛性は初期せん断剛性の約 80%、同じく 1 G 実物の等価せん断剛性は初期剛性の 50% となることがわかる。

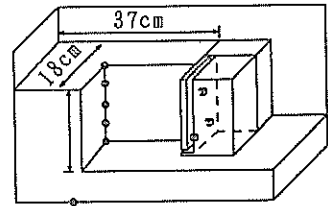
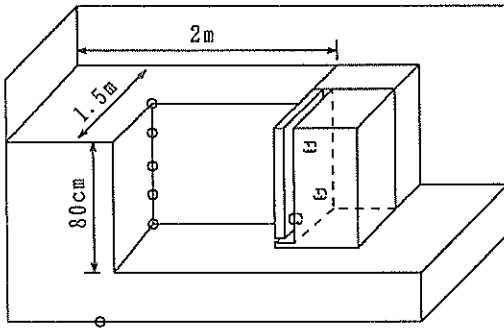
また、図 5-27 は要素番号 92 (-0.25m), 100 (-4.25m), 107 (-7.75m) の要素の有効せん断ひずみおよび水平鉛直応力と最大入力加速度の関係を示したものである。これを見ると、最大入力加速度の増加に伴って有効せん断ひずみと水平鉛直応力はともに大きくなっているが、有効せん断ひずみは下に凸のカーブを描いて大きくなっているのに対して、水平鉛直応力は逆に上に凸のカーブで大きくなっている。一般に、応力の大きさは (ひずみ)  $\times$  (剛性) で表現されるが、入力加速度レベルが増加して非線形性が現れると、剛性は低下する一方でひずみは逆に大きくなる。したがって、地盤要素の水平鉛直応力の増加割合が徐々に小さくなるのは、最大加速度増加に

1 G場の模型 (H実験)

せん断波速度	122m/s
初期静的土圧係数	0.359
地盤の質量密度 (相対密度)	1.56t/m <sup>3</sup> (53%)
ケーソンの質量密度	1.574
最大加速度	20~100Gal
Δt	1.67ms
最高周波数	50Hz
最大動的土圧合力/m (入力100Gal換算)	70kgf/m

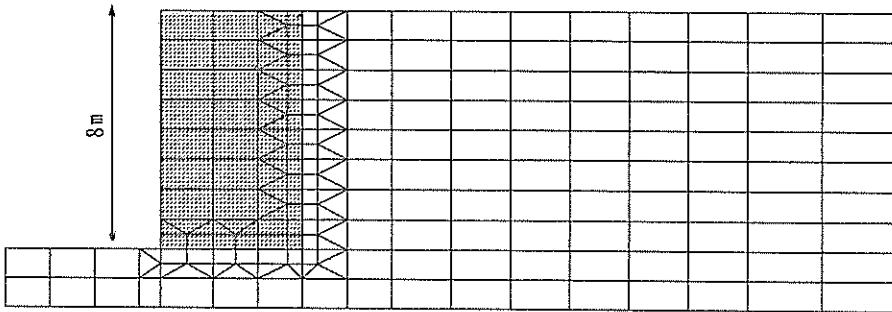
40 G場の模型

せん断波速度	260m/s
初期静的土圧係数	0.166
地盤の質量密度 (相対密度)	1.66t/m <sup>3</sup> (81%)
ケーソンの質量密度	1.524
最大加速度	3.2~15.9G
Δt	0.25ms
最高周波数	300Hz
最大動的土圧合力/m (入力100Gal換算)	86kgf/m



10倍

40倍



実物1 (1 G場)

せん断波速度	217m/s
地盤の質量密度	1.56t/m <sup>3</sup>
最大加速度	20~100Gal
Δt	9.4ms
最高周波数	8.9Hz
最大動的土圧合力/m (入力100Gal換算)	7.0tf/m

実物2 (40 G場)

せん断波速度	260m/s
地盤の質量密度	1.66t/m <sup>3</sup>
最大加速度	80~390Gal
Δt	10ms
最高周波数	7.5Hz
最大動的土圧合力/m (入力100Gal換算)	3.4tf/m

図5-23 模型の実物への換算

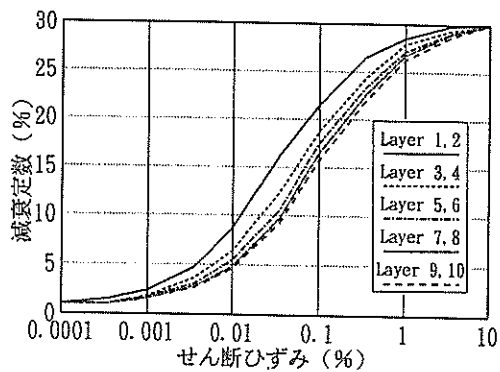
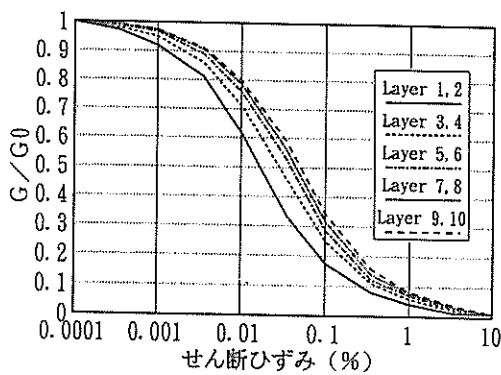


図5-24 計算に用いた $G/G_0$ ,  $h$ のひずみ依存曲線

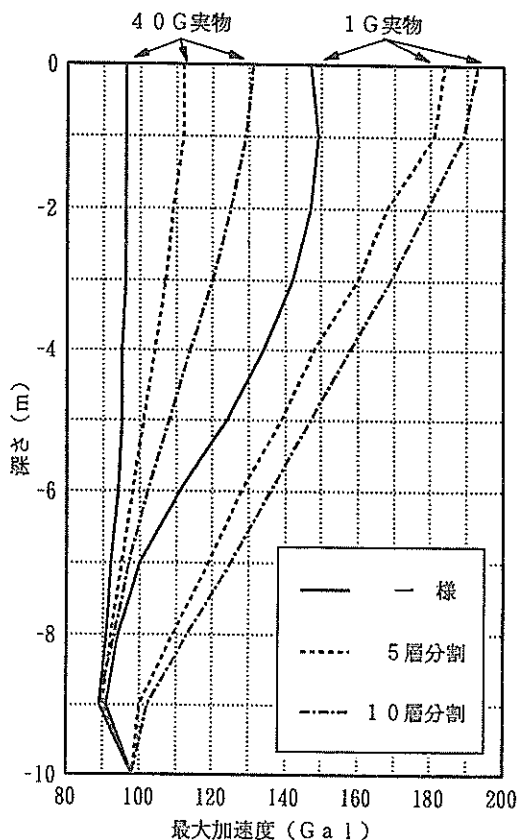


図5-25 背後地盤の最大加速度分布

伴うひずみの増大割合よりも、むしろ剛性低下の割合の方が大きいことを表している。

### ③ 動的土圧合力

図5-28に、最大入力加速度と最大動的土圧合力の関係を示す。この最大動的土圧合力は、ケーソン背後直近の地盤要素の水平鉛直応力の時刻歴を深さ方向に合計す

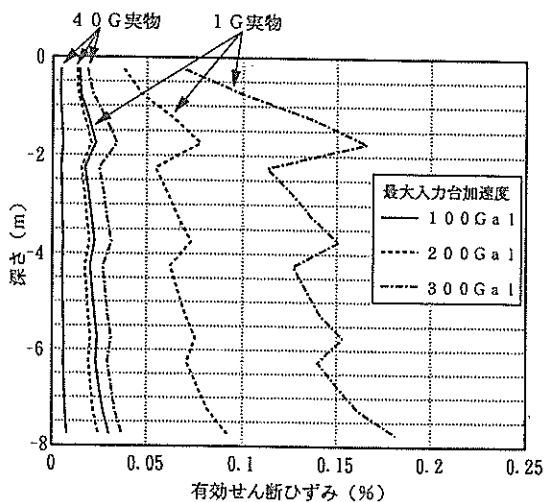


図5-26 ケーソン背後地盤要素の有効せん断ひずみ分布

ることにより合力の時刻歴を求め、その最大値を求めたものである。最大動的土圧合力は、最大入力加速度の増加に伴ってひずみはかなり大きくなっているにも係わらずほぼ線形的に大きくなっている。

図5-29は、地盤物性の拘束圧依存性が最大動的土圧合力に及ぼす影響を示したものである。動的土圧合力は、層分割を細かくするほどすなわち地盤物性の拘束圧依存性を精緻に考慮するほど大きくなり実験値に近づく。また、1G実物と40G実物の計算値を比較すると、1G実物の動的土圧合力の方が40G実物のそれより約6割ほど大きくなり、定性的な傾向は一致する。しかしながら、その値は実験値の半分以下の値となっている。

ここで、1G実物と40G実物の初期静的土圧の違いが動的土圧合力に及ぼす影響を検討するため、ポアソン比を変化させた計算を実施した。弾性論によれば、鉛直応

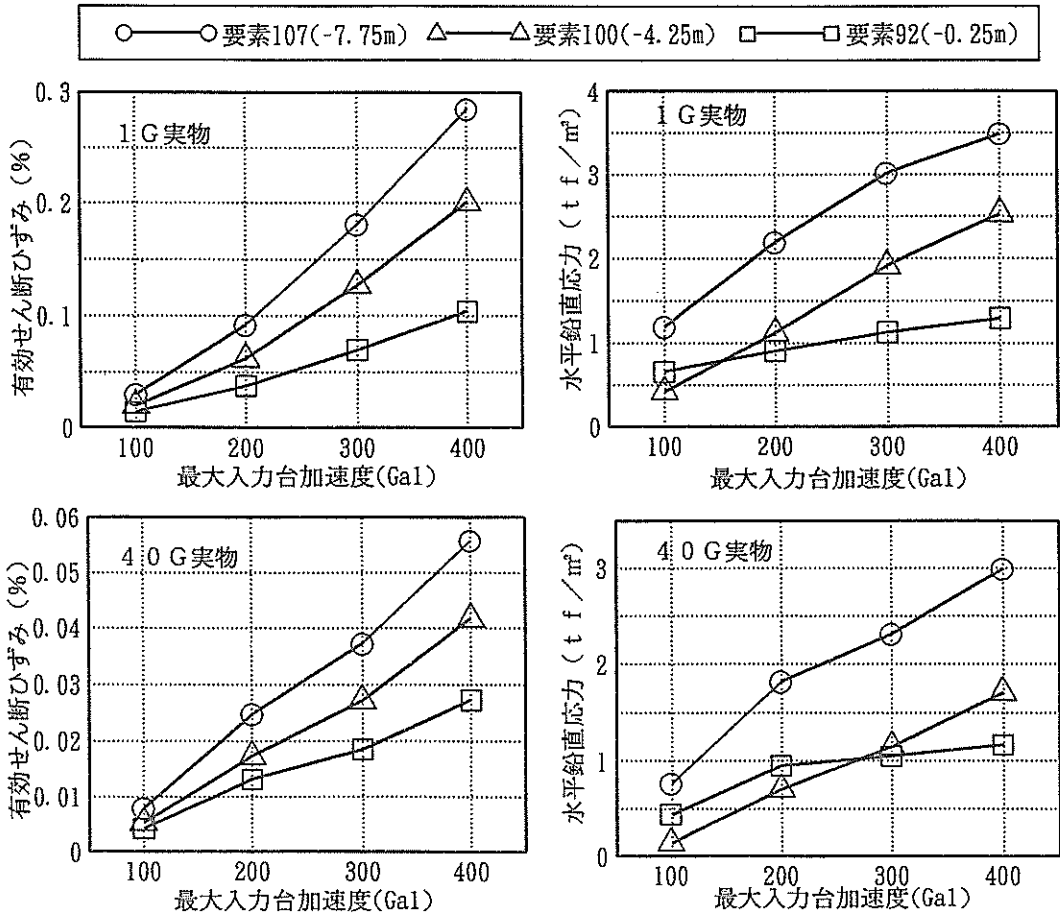


図5-27 最大入力加速度と有効せん断ひずみおよび水平鉛直応力の関係

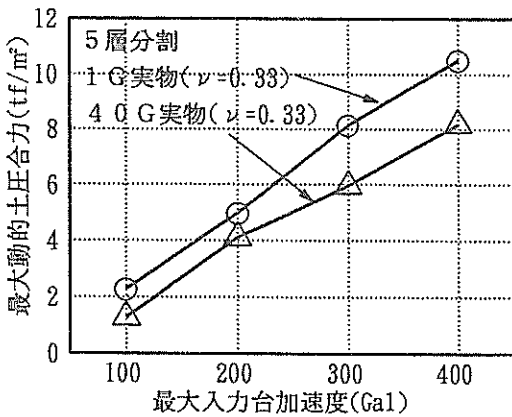


図5-28 最大入力加速度と最大動的土圧合力の関係

力 $\sigma_y$ と水平応力 $\sigma_x$ の比はポアソン比 $\nu$ によって変化し、 $\nu=0.5$ のとき $\sigma_x=\sigma_y$  (すなわち静止土圧係数 $K_0=1.0$ )であり、 $\nu$ が小さくなると $K_0$ も小さくなる。ここで、簡単のため、2次元平面ひずみ状態かつ水平方向のひずみ $\epsilon_x$ がない場合を想定すると、ポアソン比と応力の関係は、

$$\nu = \frac{(\sigma_x / \sigma_y)}{1 + (\sigma_x / \sigma_y)} \quad (5-46)$$

と表される。同式に実験前の初期静的土圧係数、すなわち $(\sigma_x / \sigma_y)$ の値を代入すると、1G実物で $\nu=0.264$ 、40G実物で $\nu=0.142$ となる。図5-29の黒塗りのマークはこの値を用いた10層分割の計算結果である。ポアソン比をこのように設定すると、40G実物の計算結果は実験値とほぼ一致するが、1G実物の結果は依然として実験値よりかなり小さい値を与える。(なお、図5-30に1G実物の5層分割の場合のポアソン比と動的土圧合

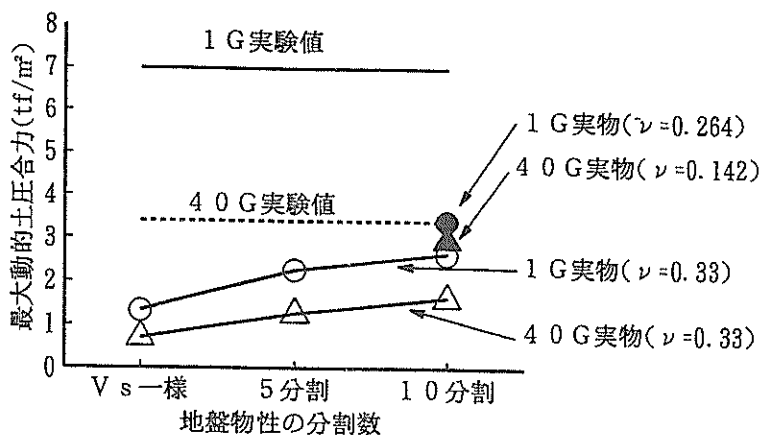


図5-29 最大動的土圧合力に及ぼす地盤物性の拘束圧依存性の影響

力の関係を示すが、この図のカーブから1 G実物のポアソン比を0.264から0.15にしても、動的土圧合力は約1割程度しか増加しない。)この理由は、実験の初期応力状態の違いや計算に用いたせん断剛性のひずみ依存曲線の妥当性に求めることもできるが、根本的に1 G場の相似則の限界によると考えることもできる。

以上、1 G場と40 G場の実験結果を相似則によりほぼ同じ大きさの実物に換算し、数値計算により両者を比較した。その結果、以下のことが明らかとなった。

- 数値計算により最大加速度や最大動的土圧合力等を検討する場合、深さ方向の地盤物性の拘束圧依存性を考慮する必要がある。例えば、地盤を一様とみなした場合と地盤物性を10層に分割した場合を比較すると、地表最大加速度で約2~3割、最大動的土圧合力で10割の違いが生じた。
- 最大動的土圧合力について数値計算と実験結果を比較

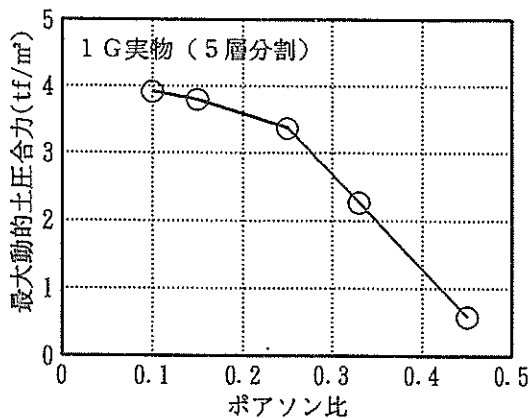


図5-30 最大動的土圧合力とポアソン比の関係

したところ、遠心力場の実験結果の方が1 G場の実験結果よりも数値計算結果と定量的に一致した。この理由は、実験の初期応力状態の違いや計算に用いたせん断剛性のひずみ依存曲線の妥当性、あるいは1 G場の相似則の限界などが考えられる。このうち、初期応力状態については、遠心力場の実験は1 Gから所定の遠心力場に移行する段階で初期応力状態もこれに応じて実物の応力状態に近くなると考えられるため、初期応力状態の再現に有利に働くと考えられる。逆に、1 G場の縮小模型実験では、拘束圧が小さいため自重に起因する平衡状態が再現しにくいことが指摘できる。

#### 参考文献

- 1) 寺師昌明, 遠心力载荷試験手法について, 港研参考資料, No.33, 46p, 1983.
- 2) Terashi, M.: Development of PHRI Geotechnical Centrifuge and Its Application, Report of the P. H.R.I., Vol.24, No.3, pp.73~122, 1985.
- 3) 江守一郎, D.J. シューリング, 模型実験の理論と応用, 技報堂, 1973.
- 4) Biot, M.A.: Mechanics of Deformation and Acoustic Propagation in Poursous Media, J. of Applied Physics, Vol.33, No.4, pp.1482~1488, 1962.
- 5) Simon, B.R., Zienkiewicz, O.C. and Paul, D.K.: An Analytical Solution for the Transient Response of Sturated Poursous Elastic Solids, Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geo mechanics, Vol.8, No.4, pp.381~398, 1984.
- 6) Iai, S.: Similitude for Shaking Table Tests on

Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field, Report of the P.H.R.I., Vol.27, No.3, pp. 3~24, 1988.

No.396, pp.23-25, 1986.

- 7) Schofield, A.N. and Venter, K. : Earthquake Induced Pore Pressure in the Foundation of Sea Dyke, CUSD/D-SOILS/TR150, Dept. of Engineering, Cambridge University, 17p, 1984.
- 8) Whitman, R.V. : Experiments with Earthquake Ground Motion Simulation, Proc. of a Symposium on the Application of Centrifuge Modeling to Geotechnical Design, pp.281~299, 1984.
- 9) Arulanandan, K., Canclini, J. and Anandaramah, A. : Simulation of Earthquake Motions in the Centrifuge, Proc. of ASCE, GT5, pp.730~742, 1982.
- 10) 稲富隆昌・風間基樹・大塚幸治 : 遠心力場における振動実験装置の開発, 港湾技研資料, No.607, 1988.
- 11) 薄井治利・風間基樹・稲富隆昌 : 初期せん断剛性の拘束圧依存性が等価線形地震応答解析結果に及ぼす影響について, 地盤と土構造物の地震時の挙動に関するシンポジウム, 土質工学会, pp.219~224, 1989.
- 12) 国生剛治・桜井彰雄・江刺靖行 : 三軸試験装置を用いた微小ひずみから大ひずみまでの土質動的試験法の開発と, 砂の物性試験への適用, 第14回土質工学研究発表会講演集, pp.513~516, 1979.
- 13) 善功企・山崎浩之・梅原靖文 : 地震応答解析のための土の動的特性に関する実験的研究, 港湾技術研究所報告, Vol.26, No.1, pp.41~113, 1987.
- 14) 風間基樹・稲富隆昌 : ケーソンに作用する地震時土圧に関する模型振動実験, 土木学会論文集, 第416号 / I-13, pp.419~428, 1990.
- 15) 野田節男・上部達生・千葉忠樹 : 重力式岸壁の震度と地盤加速度, 運輸省港湾技術研究所報告, Vol.14, No.4, pp.67~111, 1975.
- 16) Kong, X., J., Tatsuoka, F. and Pradhan, T. B.S. : Dynamic deformation properties of sand at extremely low pressures, Proc. of 7th Japan Earthquake Engineering Symposium, pp.631-636, 1986.
- 17) Tatsuoka, F., Iwasaki, T. and Takagi, Y. : Hysteretic damping of sands under cyclic loading and its relation to shear modulus, Soil and Foundations, Vol.18, No.2, pp.25-40, 1978.
- 18) 北沢社介・檜垣典弘・野田節男 : 沖縄県および奄美諸島の大地震時における地盤加速度, 港湾技研資料,

## 第六章 研究成果の設計への応用について

### 6.1 震度法に基づく地震時安定計算手法の現状と問題点

現行設計法によると、周辺地盤に比較して剛で、かつ入力地震動に対して応答があまり増幅しない構造物は、震度法に基づきその安定性を検討することになっている<sup>1)</sup>。その検討は、一般に図6-1に示すような外力の釣合によって行われている。構造物に作用する外力としては、以下のものがある。

- 1) 載荷重
- 2) 構造物自重
- 3) 土圧および残留水圧
- 4) 浮力
- 5) 地震力（慣性力）
- 6) 船舶のけん引力

この中で地震時安定性に支配的な外力は、構造物自重、土圧および地震力（慣性力）である。安定計算では、構造物の滑動、転倒、支持地盤の支持力について検討し、かつ基礎が軟弱な場合は円形すべり、基礎地盤の沈下についても検討している。

#### 6.1.1 重力式港湾構造物に作用する地震力

震度法における地震力は構造物の重量に設計震度を乗じた力で、構造物の重心に水平外力として静的に作用させている。設計震度は、構造物を建設する地点の地震活動度（地域別震度）、建設する地点の地盤の工学的性質（地盤種別係数）および構造物の重要性（重要度係数）を加味して決定され、0.1~0.2程度の値をとることが多

い。一方、地盤に発生する最大加速度から設計震度を求める方法もある。しかし、重力式岸壁の地震時安定性に関する研究によると、地盤の最大加速度を重力加速度で除した震度はそのまま設計震度と見なすことができない<sup>2)</sup>。これは、現行の設計震度が最大加速度のみならず、安定計算手法とのバランスで経験的に決定されているためと考えられる。このように現行の設計震度と地盤最大加速度から求めた震度とが一致しないと言うことはしばしば技術者に対して混乱を招いている。

構造物に作用させる地震力を適切に評価するためには、まず、構造物を建設する地盤の地震応答特性を把握することが重要となる。図6-2、3に一次元の等価線形地震応答解析プログラムSHAKE<sup>3)</sup>を用いた地盤の地震応答解析例を示す。図6-2は、横浜港大黒埠頭の原地盤に対する解析例である。図6-3は原地盤の-30m以浅の軟弱地盤が比較的硬い地盤（せん断波速度  $V_s = 150 \text{ m/s}$ ）と仮定した場合の解析例である。解析では十勝沖地震の八戸港で取得された加速度記録を入射した。図6-3の比較的硬い地盤においては地震動の増幅は小さく最大加速度の分布は深さ方向にほぼ一様であるのに対して、図6-2の軟弱地盤においては表層付近での増幅が大きく最大加速度の分布も深さ方向に一様ではない。これは、同一の地震動であっても、表層地盤の剛性によってその地震応答性状が異なることを示している。表層地盤内での地震動の増幅特性はこのような地盤の剛性の影響の他に、地盤の層厚、地震動の周期成分によっても左右される。したがって、表層地盤内での地震動の増幅特性は地震応答解析によって把握することが望ましいと言

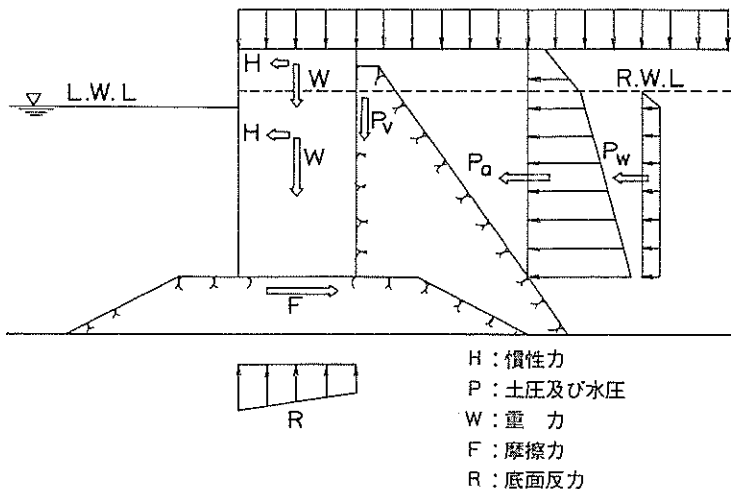


図6-1 重力式構造物の設計外力の概念図



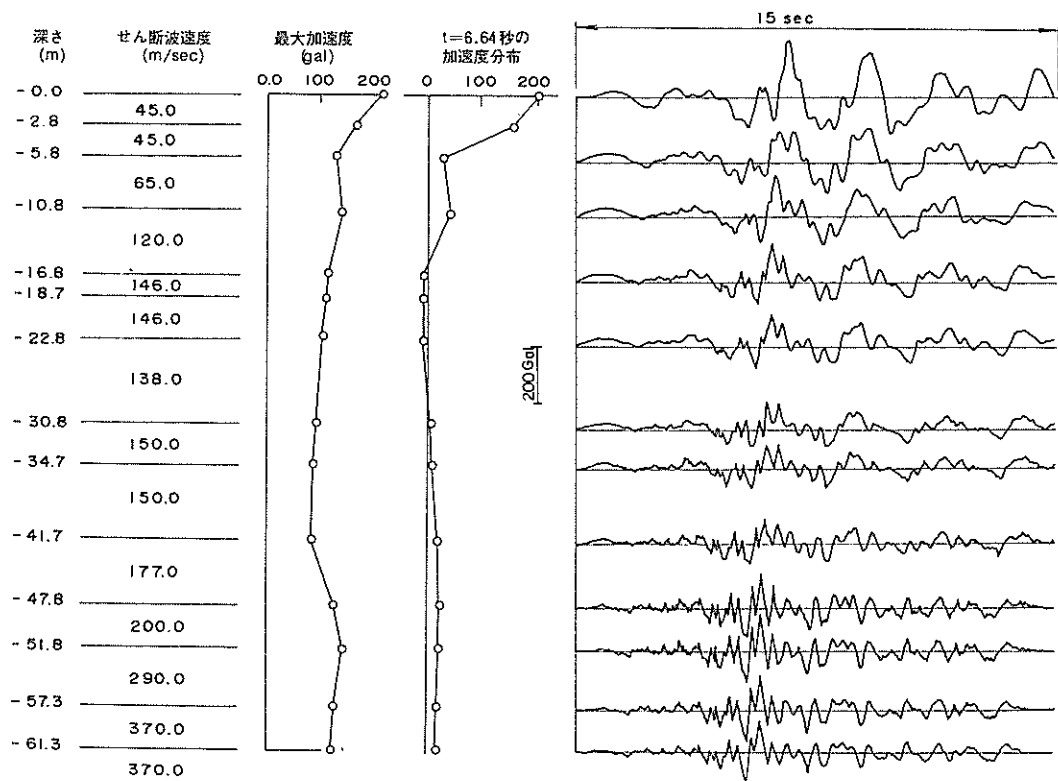


図6-2 一次元の地盤の地震応答解析（軟弱地盤の場合）

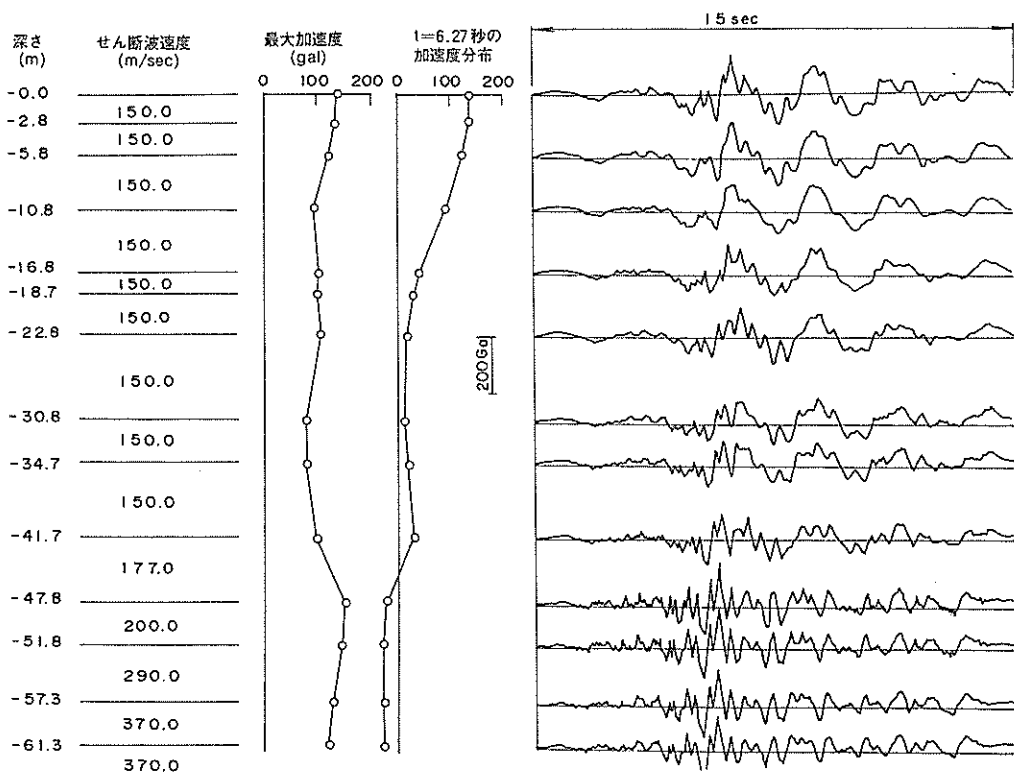


図6-3 一次元の地盤の地震応答解析（比較的硬い地盤の場合）

える。また、両図の最大加速度分布の右側には地表面で最大加速度が生じる時刻の加速度分布および各深さの時刻歴を示した。各深さの最大加速度は同時刻に発生せず、位相差があることもわかる。

地震の強さを表す特徴の一つに地震動の継続時間がある。一般に、マグニチュードの大きな大地震の主要動の継続時間は、マグニチュードの小さな地震の主要動の継続時間よりも長い。したがって、同一の最大加速度でも、マグニチュードの大きな地震の方が構造物の被災の程度は大きいと考えられる。現在、地震動の継続時間の影響は砂質土の液状化の判定の照査に考慮されているのみで、

重力式港湾構造物の地震時安定性については考慮されていない。

構造物が空間的に位相差を有する地震動を拘束する結果、構造物を加振する有効な地震動は、構造物周辺地盤の地震動と異なることは、第三章で示した通りである。構造物の大型化、大深度化が顕著な今日においては地震動の空間的変動を考慮することが必要と考えられる。

このように設計地震外力は、本来地震動の有する周期特性、時間的変動、空間的変動、継続時間などの諸性質、あるいは建設される構造物の大きさによって決めるべきものである。合理的な耐震設計法を確立するためには、

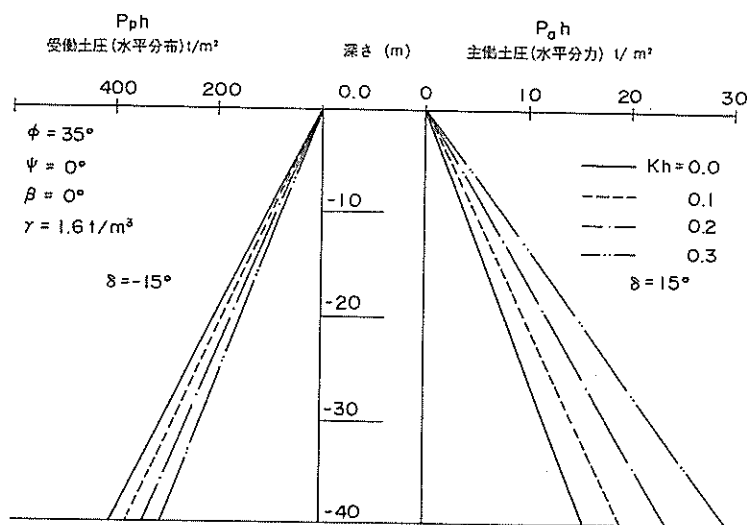


図6-4 物部・岡部式による地震時土圧の分布形

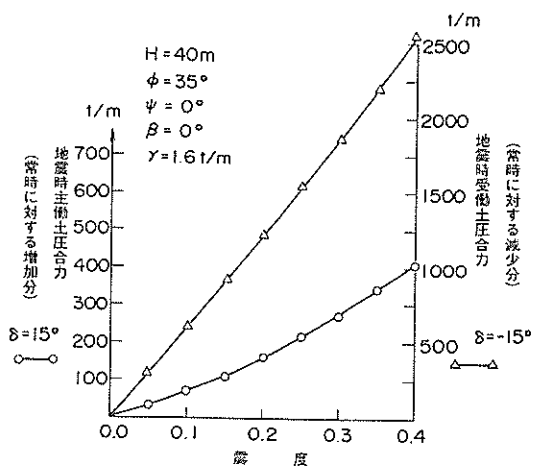


図5-6 物部・岡部式による地震時土圧合力と震度の関係

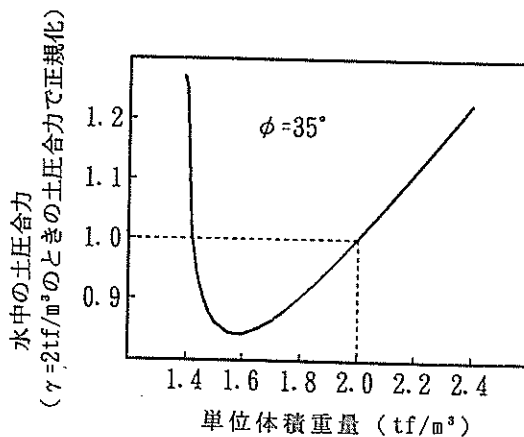


図6-6 水中における地震時土圧合力と裏込め地盤の単位体積重量の関係

これらの効果を導入する努力が必要と考えられる。

### 6.1.2 重力式港湾構造物に作用する地震時土圧

現在、重力式港湾構造物に作用する地震時土圧は、物部・岡部が提案した地震時土圧式によって算定されている。物部・岡部式は、震度法をクーロン土圧に適用したものである。すなわち、地盤の塑性平衡状態を想定している。したがって、物部・岡部式による深さ方向の土圧分布は常時・地震時を問わず三角形分布となる。物部・岡部式は、震度が大きくなると適用できないなど問題点もあるが、現在のところ我国のみならず、広く海外においても使用されている。

ここで、物部・岡部式から得られる常時の土圧に対する地震時の動土圧の一般的傾向を述べると次のようになる。図6-4は物部・岡部式を用いた壁高40mの直立壁に作用する地震時主働土圧、受働土圧の分布形を $\phi = 35^\circ$ 、 $\gamma = 1.6\text{tf}/\text{m}^3$ 、 $\delta = \pm 15^\circ$ 、 $\beta = 0^\circ$ の場合について示したものである。土圧分布は地震時、常時共に三角形分布となる。また、地震時の受働土圧の減少分は常時の受働土圧に比較して小さい。

図6-5は、地震時の設計震度に応じた主働土圧合力の増加分と受働土圧合力の減少分を示したものである。常時の土圧に対する地震時の主働土圧の増加分は受働土圧の減少分の約 $1/6 \sim 1/10$ である。

図6-6は、現在使用されている水中での地震時土圧の算定法に基づいて、設計震度0.1の場合の裏埋め地盤の単位体積重量と地震時土圧合力の関係を示したものである。土圧合力は単位体積重量 $2\text{tf}/\text{m}^3$ の時の土圧合力で正規化して示した。地震時土圧合力の値は地盤の単位体積重量が $1.60\text{tf}/\text{m}^3$ 付近で最小となる。単位体積重量が $1.60\text{tf}/\text{m}^3$ より大きいときには、単位体積重量の増加により土圧合力も大きくなる。一方、裏埋め地盤の単位体積重量が $1.6\text{tf}/\text{m}^3$ より小さくなるとときには、水中での見かけの震度が大きくなるので地震時土圧係数が大きくなるため合力が大きくなる。また、単位体積重量が1.40以下では、水平震度が大きくなって崩壊角が水平面と一致し計算不能となる。このような計算結果はいまだ実験的に検証されておらず、裏埋めに軽量骨材を用いる際の問題点となっている。

一方、地下タンクなどのように構造物のほとんどが地中にある構造物、あるいは根入れセルのように構造物の前面にもある程度の地盤を有する構造物の場合、地震時に構造物が容易に滑動あるいは変形し、構造物前後の地盤が簡単に塑性平衡状態になることはないと考えられる。したがって、このような構造物の地震時土圧としては、地盤が塑性平衡状態になる以前の土圧を考える必要がある。

このことから現在、LNG地下タンクの耐震設計では、物部・岡部の地震時主働土圧からクーロンの常時主働土圧を差し引いた土圧が地震時の土圧増分として用いられている<sup>4)</sup>。

地盤が、容易に塑性平衡状態に達しないと考えられる根入れのある構造物の地震時土圧を物部・岡部式によって計算することの是非の他に、静的な計算式である物部・岡部式が動的現象である地震時土圧をどこまで説明できるかを明らかにすることも必要である。壁高の高い護岸構造物や根入れの深い構造物の地震時土圧ほど、周辺の地盤の地震応答特性に大きく影響されるため、構造物-地盤系の振動特性を考慮して算定される地震時土圧は、物部・岡部のそれと異なると考えられる。しかし、構造物-地盤系の振動特性が地震時土圧に及ぼす影響は、実験的、解析的に十分に明らかにされていない。

### 6.1.3 構造物-地盤全体系の地震応答特性を考慮した地震外力の評価の必要性

震度法では、構造物に作用する慣性力と地震時土圧は、それぞれ別々のプロセスをもって決定されている。しかし、構造物と地盤は地震時に互いに振動エネルギーのやりとりを行っている。したがって、慣性力や地震時土圧は構造物と地盤の動的相互作用の結果生じていることになる。特に、地震動の卓越振動数と構造物-地盤系の固有振動数の関係、あるいは周辺地盤の地震応答特性の解明が重要であり、この関係などが震度法で考えている現象と実際の現象の最も異なる点と思われる。

構造物に作用する慣性力と地震時土圧の位相差の関係も重要な問題の一つである。震度法では本来時間に依存するはずの慣性力および地震時土圧を静的な力に置き換えている。しかも、最も危険な慣性力が作用している時に、最も危険な地震時土圧が作用していると考えている。この考え方は、構造物の地震時安定性にとって安全側の考え方であるが、反面、過大な設計外力を与えていると考えられる。特に、大規模な構造物を設計する際には地震時の適切な外力設定が経済性につながると考えられる。

このような慣性力と地震時土圧の相互関係を設計上考慮するためには、構造物-地盤全体系の地震応答特性を考慮して、慣性力や地震時土圧を評価する必要があると言える。

### 6.2 土圧を受ける構造物に作用する地震外力の新しい算定法について

土圧を受ける構造物の地震時滑動安定性は、構造物の慣性力、動土圧、底面摩擦力の釣合によって決まる。しかしながら、実験結果によると、ケーソンに作用する慣性力と動土圧には位相差があることから、慣性力の

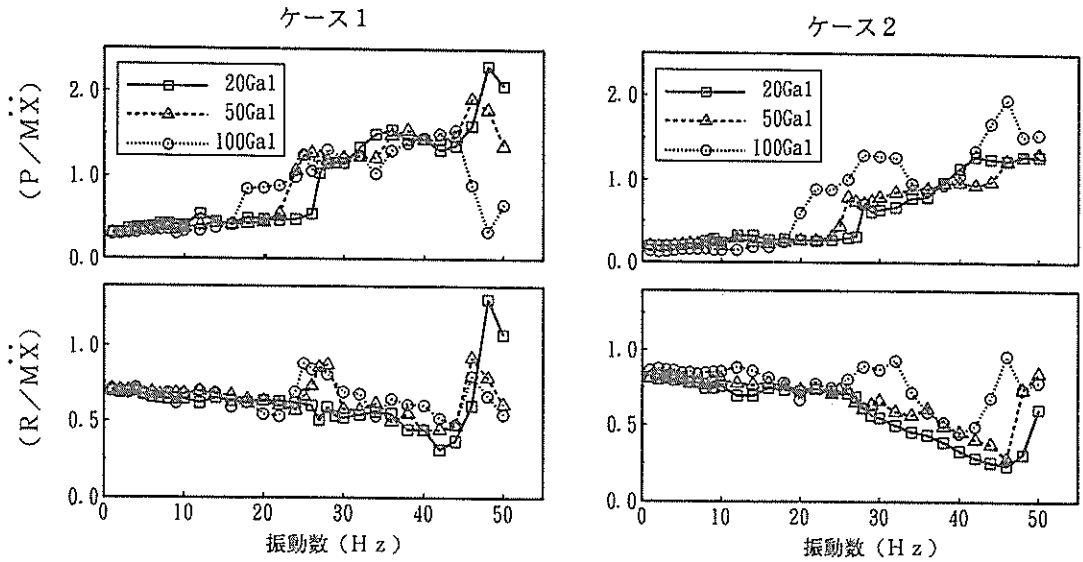


図 6-7 慣性力と動的土圧合力の位相差 ( $\theta_1$ ) および慣性力と底面摩擦力の位相差 ( $\theta_2$ ) の振動数依存性 (1 G場の実験)

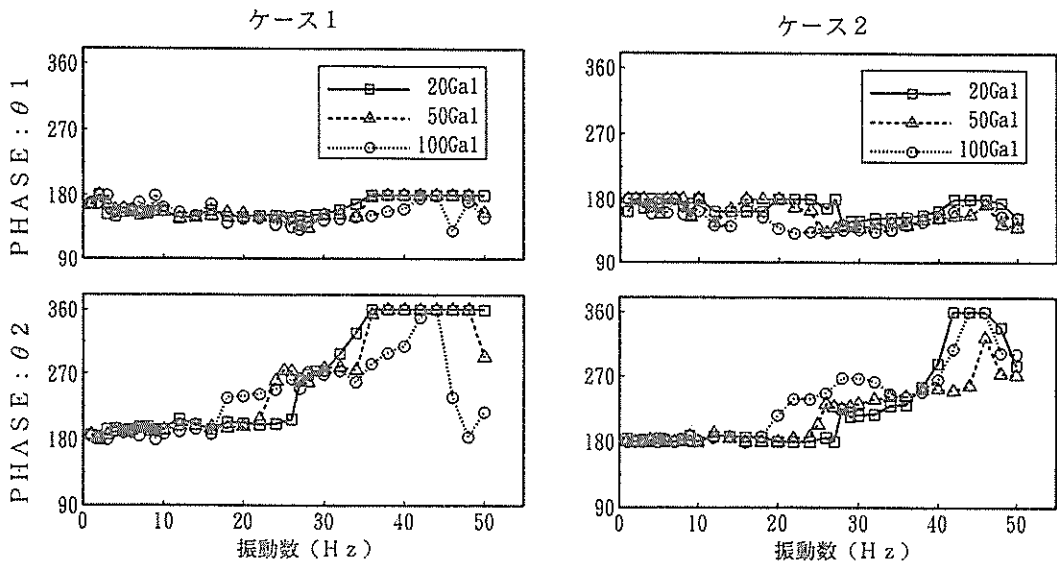


図 6-8 慣性力と動的土圧合力の振幅比 ( $P/MX$ ) および慣性力と底面摩擦力の振幅比 ( $R/MX$ ) の振動数依存性 (1 G場の実験)

算定値と地震時土圧の算定値を単純に加えて滑動外力とすることは合理的とは言えない。すでに前章までに示したように、これら外力の釣合状態は構造物・地盤系の振動特性によって変化し、慣性力と底面摩擦力の振幅比 ( $R/MX$ ) と位相 ( $\theta_2$ )、慣性力と動的土圧の振幅比 ( $P/MX$ ) と位相 ( $\theta_1$ ) によって特徴づけられる。そこで、本項ではまず 1 G 場と遠心力場の実験結果を総合

し、これらのパラメータの特性を総括的に把握する。次に、2 質点モデルを用いて実験結果のシュミレーションを行い、振動論からパラメータの特性を把握する。最後に以上の結果を総合し、土圧を受ける構造物の新しい地震時安定性の算定法を提案する。

#### 6.2.1 1 G 場と遠心力場の実験結果の比較

図 6-7, 8 は、1 G 場の模型振動実験結果を示した

ものである。図は、ケース1（ケーソンの中詰あり）とケース2（ケーソンの中詰なし）の無次元パラメータ（ $R/M\ddot{X}$ ）、（ $P/M\ddot{X}$ ）、 $\theta_1$ 、 $\theta_2$ を各入力加速度ごとに分けて示してある。

まず、動的土圧と慣性力の位相差（ $\theta_1$ ）は、ケーソンの質量の大小あるいは、入力加速度の大きさに係わらずほぼ $180^\circ$ となっている。一方、底面摩擦力と慣性力の位相差（ $\theta_2$ ）は、 $20\text{Hz}$ 以下の低い振動数では $180^\circ$ であるが、 $20\text{Hz}\sim 30\text{Hz}$ を過ぎたあたりから変化し同位相（ $360^\circ$ ）に近くなったのち、再び逆位相（ $180^\circ$ ）に戻る傾向がある。また、ケーソンの質量に係わらず、逆位相から同位相に変化し始める振動数は、入力加速度が大きいくほど低い振動数となっている。このような位相の変化は入力加速度の増加に伴う地盤の非線形性を反映していると考えられる。

次に、動的土圧と慣性力の振幅比（ $P/M\ddot{X}$ ）も、 $20\text{Hz}$ 以下の低い振動数ではほぼ一定で、 $20\text{Hz}$ を過ぎたあたりから増加する傾向がある。また、振幅比が大きくなり始める振動数は、入力加速度が大きいくほど低い振動数

となっている。したがって、振動数の変化によるパラメータの変化は地盤の振動特性を反映していると考えられる。なお、底面摩擦力と慣性力の振幅比をみると、その値は1より小さく振動数が高くなるにつれて減少するが、 $40\text{Hz}$ 付近から増加に転じ $45\text{Hz}$ 付近にピークがある。

以上のように、これら無次元パラメータは振動数の関数となっており、地盤の振動性状に依存するといえる。そこで、 $1\text{G}$ 場と遠心力場の実験で得られたこれらパラメータを比較する時は、横軸を $V_s/4H_1$ （ケーソンの高さと同じ層厚を持つ地盤のセン断波の一次固有振動数）で基準化し比較することとした。

図6-9は、 $1\text{G}$ 場と遠心力場の両者の実験から得られた無次元パラメータを横軸を $f_{g1}$ （ $V_s/4H_1$ ）で基準化して比較したものである。図中の線は入力加速度の大小による非線形性がそれほど大きくないことから、各加速度レベルの実験結果を平均したものとした。

まず、慣性力と動的土圧の位相差は、 $1\text{G}$ 場遠心力場によらずほぼ $180^\circ$ となっている。また、慣性力と底面摩擦力の位相差も $f/f_{g1} < 1.0$ の領域では $180^\circ$ となってい

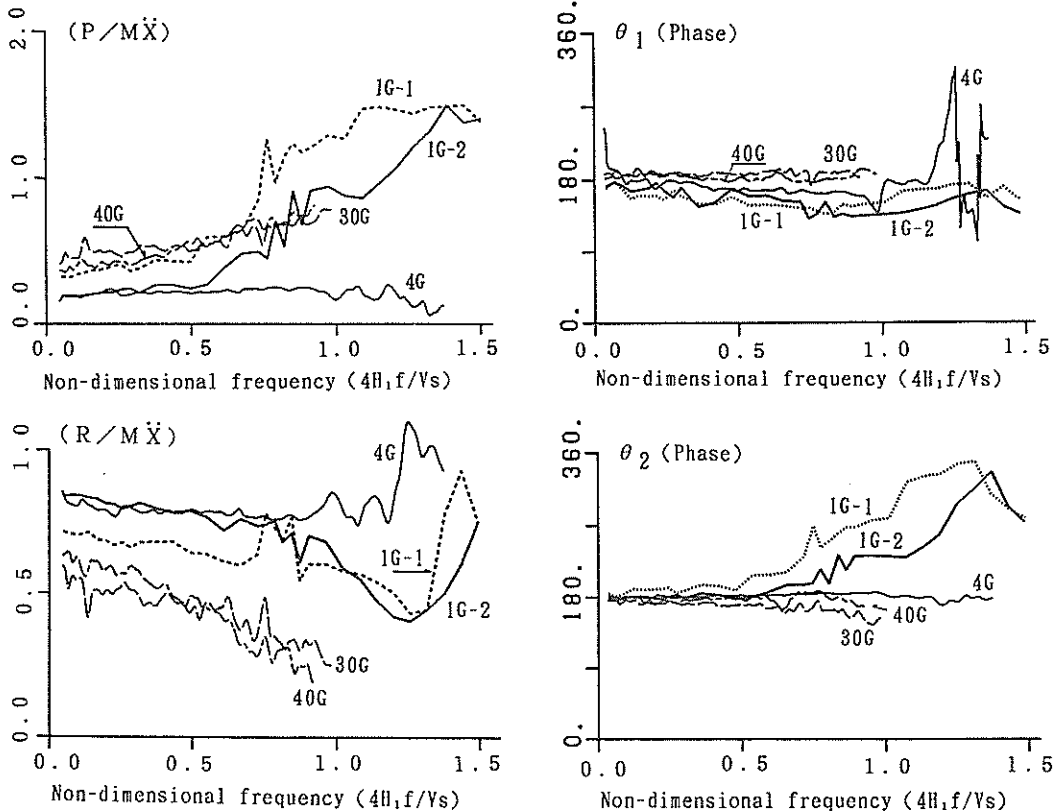


図6-9 1G場と遠心力場の実験結果の比較

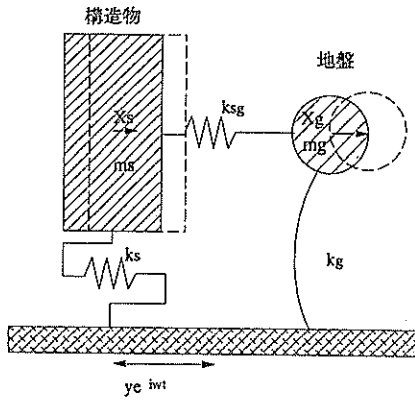


図6-10 解析に用いた2質点モデル

る。したがって、位相については1G場と遠心力場の結果は同じと結論づけることができる。次に、慣性力と動的土圧の振幅比、慣性力と底面摩擦力の振幅比を見てみると、 $(P/M\ddot{X})$ 、 $(R/M\ddot{X})$  の変化パターンは、1G場でも遠心力場でも同じである。したがって、遠心力場でも1G場でも、これら無次元パラメータの変化の定性的傾向は一致するとみなせる。しかしながら、 $f/f_{g1} < 0.5$ 以下の低い振動数領域のその値は、実験ケースによって異なっており、 $(P/M\ddot{X})$ は0.2~0.5、 $(R/M\ddot{X})$ は0.5~0.8の間の値となっている。横軸を無次元化することにより、それぞれの実験における地盤の振動特性の効果を同じとみなすことができるとすれば、これらの実験の違いはケーソンの質量の大小あるいは、背後地盤の拘束圧が深さ方向に異なることの影響によると考えられる。例えば、30G場、40G場の実験結果は、1G場の低拘束圧下の実験結果と違いが見られ、30、40G場の $(R/M\ddot{X})$ は、1G場より小さな値になる傾向がある。

### 6.2.2 2質点モデルによる実験の解析

無次元パラメータの定性的変化を理論的に説明するた

め、2質点モデルにより検討した。図6-10は、解析に用いた2質点モデルであり、左側が構造物、右側が地盤をモデル化したものである。この系の運動方程式は、図中の記号を用いて式(4-3)と同じように、構造物に対して、

$$-m_s \frac{d^2(x_s + y)}{dt^2} + k_{sg}(x_g - x_s) - k_s x_s = 0 \quad (6-1)$$

と書ける。ここで

- $y$  : 地動
- $m_s$  : 構造物の質量
- $x_s$  : 構造物の地動に対する水平相対変位
- $x_g$  : 背後地盤の地動に対する水平相対変位
- $t$  : 時間
- $k_{sg}$  : 構造物と地盤を結びつけるバネ
- $k_s$  : 構造物と着底地盤の間のバネ

である。(6-1)式で、第一項は構造物の慣性力、第二項は、動的土圧、第三項は、底面摩擦力を表していると考えることができる。ここで、動的土圧合力は、第四章の実験結果で示したように、構造物と地盤の間の相対変位に比例定数 $k_{sg}$ で比例することになっている。

一方、地盤についての運動方程式は、

$$-m_g \frac{d^2(x_g + y)}{dt^2} + k_{sg}(x_s - x_g) - k_g x_g = 0 \quad (6-2)$$

となる。

ここに、 $m_g$ は背後地盤の質量である。ここで、地動 $y$ が角振動数 $\omega$ の定常振動とすれば、構造物と地盤の応答も定常状態において、角振動数 $\omega$ で振動し、その解は、

$$\begin{Bmatrix} (x_s/y) \\ (x_g/y) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} (\omega/\omega_g)^2 - \alpha_s^2 - \alpha_{ss}^2 & \alpha_{ss}^2 \\ \alpha_{gg}^2 & (\omega/\omega_g)^2 - 1 - \alpha_{gg}^2 \end{bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} (\omega/\omega_g)^2 \\ (\omega/\omega_g)^2 \end{Bmatrix} \quad (6-3)$$

$$(P/M\ddot{X}) = - \frac{\alpha_{ss}^2 \{(x_g/y) - (x_s/y)\}}{(\omega/\omega_g)^2 \{(x_s/y) + 1\}} \quad (6-4)$$

$$(R/M\ddot{X}) = - \frac{\alpha_s^2 (x_s/y)}{(\omega/\omega_g)^2 \{(x_s/y) + 1\}} \quad (6-5)$$

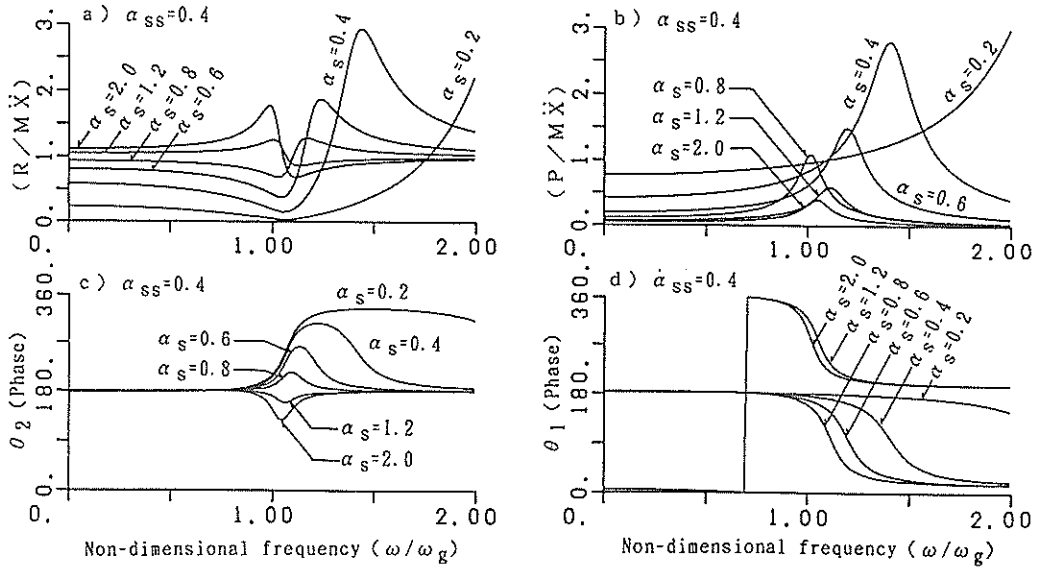


図6-11 2質点モデルによる解析結果1

(6-3) ~ (6-5) のとおりである。

ここに、

$\omega_s = \sqrt{k_s/m_s}$  : 構造物が単独で存在するとき  
の固有振動数

$\omega_g = \sqrt{k_g/m_g}$  : 地盤が単独で存在するときの  
固有振動数

$\omega_{ss} = \sqrt{k_{sg}/m_s}$ ,  $\omega_{gg} = \sqrt{k_{sg}/m_g}$

$\alpha_s = \omega_s/\omega_g$ ,  $\alpha_{ss} = \omega_{ss}/\omega_g$ ,  $\alpha_{gg} = \omega_{gg}/\omega_g$

まず、 $\omega_s = \omega_g$  ( $\alpha_s = 1$ ) のとき、すなわち、構造物と地盤の固有振動数が全く同じとき、構造物と地盤は同一振幅、同位相で振動するため、相互作用力は発生せず、動的土圧合力は零となる。したがって、動的土圧合力は構造物と地盤の振動性状が異なるために生ずる相互作用力とみなすこともできる。

図6-11は、定数  $\alpha_s$  の値を変えて  $(R/M\ddot{X})$ ,  $(P/M\ddot{X})$ ,  $\theta_1$ ,  $\theta_2$  と  $\omega/\omega_g$  の関係を示したものである。

この図は、周波数に依存しない減衰定数を用いて、計

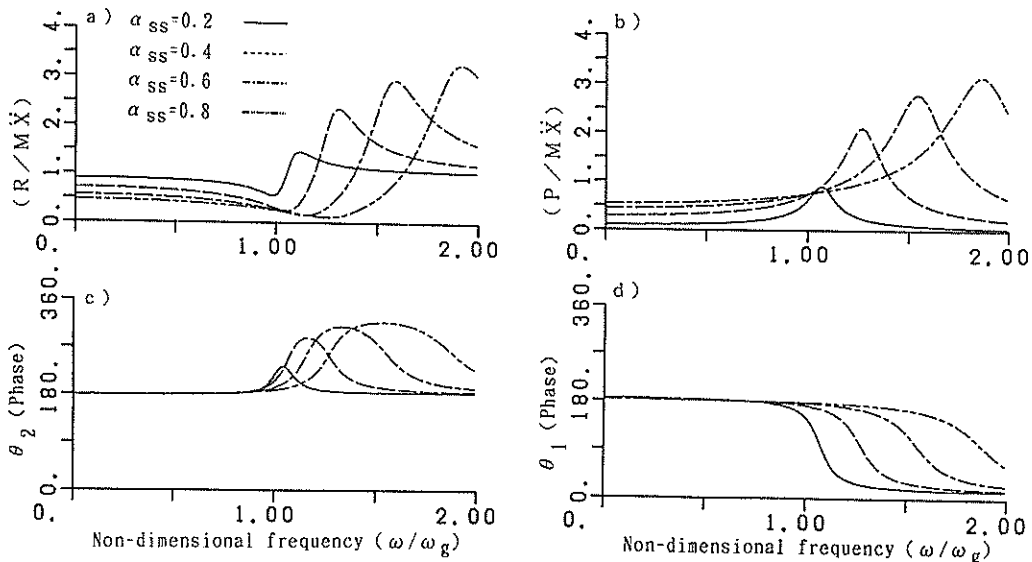


図6-12 2質点モデルによる解析結果2

算している。計算に使用した減衰定数の値は、ばね $k_g$ 、 $k_{sg}$ 、 $k_s$ に対してそれぞれ0.05、0.10、0.05である。図6-11から以下のことがわかる。

①  $\alpha_s < 1$  の場合

$\omega / \omega_g < 1$  の領域で、 $(R/MX)$  の値は1より小さく、位相差 $\theta_1$ もほぼ $180^\circ$ である。図6-9の実験結果に見られたように、 $(P/MX)$ は振動数が大きくなるにつれて増加し、 $(R/MX)$ は逆に減少する傾向がある。

②  $\alpha_s > 1$  の場合

低振動数領域の $(R/MX)$ の値は1より大きく、慣性力と底面摩擦力の位相差 $\theta_1$ もほぼ0である。また、 $(R/MX)$ は振動数が大きくなるにつれて減少し、実験結果と逆の傾向となる。

③ ①、②のことから、 $\alpha_s < 1$  の場合が実験結果と対応しており、 $\alpha_s$ の値は、0.4~0.8の間の値のようである。

④  $\alpha_s$ の値が増加すると、地盤の固有振動数より低い振動数領域での $(R/MX)$ の値は小さくなる。このことは、1G場のケーソンの重量の異なる模型実験結果と調和する。すなわち、ケーソンの重量が小さい場合(1Gケース2)の $\alpha_s$ は、ケーソンの重量が大きい場合(1Gケース1)より大きいと考えられるが、低振動数領域における $(R/MX)$ の実験結果をケース1と2で比較すると、ケース2のほうが大きくなっており、この結果は図6-11a)の解析結果と一致する。

⑤ また、遠心力場の実験の方が1G場の実験よりも模型地盤剛性が大きい。すなわち、 $\alpha_s$ の値は遠心力場の実験の方が小さいと考えられる。低振動数領域における $(R/MX)$ の実験結果を遠心力場と1G場で比較すると、遠心力場の $(R/MX)$ の方が1G場より小さくなっており、この結果は図6-11a)と整合する。

図6-12は、 $\alpha_{ss}$ の値に対する $(R/MX)$ 、 $(P/MX)$ の変化の様子を表している。 $\alpha_{ss}$ の値が増加すると、 $(R/MX)$ および $(P/MX)$ のピークの生ずる振動数が高くなる。このピークの現れる振動数を実験結果と比較すると、 $\alpha_{ss}$ の値は約0.4程度と考えられる。

### 6.2.3 新しい地震時安定計算手法の提案

土圧を受ける重力式港湾構造物の耐震設計に考慮すべき地震時土圧には二つのものがある。一つは構造物の地震時全体系の安定のためのものであり、他方は、構造部材の断面力の計算に使用するためのものである。構造物の地震時の全体系の安定性の検討においては、最大の動的底面摩擦力を算定しなければならない。一方、構造部材の設計に当たっては、部材に最大の断面力を生ずるような、土圧強度、土圧分布を考慮しなければならない。ここでは、構造物の全体系の安定性に焦点をしばって考

える。

前章までの模型実験あるいは数値解析による検討から、地震時に加わる外力は構造物と地盤の相互作用による動的挙動に依存するので、以下のような新しい地震外力算定法を提案する。

#### (1) 滑動安定性の検討方法

##### ① 疑似静的な場合

地震動の周波数成分が構造物背後地盤の固有振動数と比較して非常に低い所にあるときには、疑似静的状態と見なせる。このような状態は、比較的硬い地盤を背後に有する背の低い構造物の場合に相当する。このとき、地震外力としては慣性力と動的土圧に位相差があることから地震時の土圧増分は無視し構造物の慣性力のみを考慮することとする。

したがって、地震時の安定は構造物に作用する主動土圧合力と構造物の慣性力の和と、底面摩擦抵抗力の大小で判定することになる。この場合、現行設計法と比較すると、地震時土圧の増分だけ小さな滑動外力となる。

##### ② 動的な場合

地震時の周波数成分が構造物背後地盤の固有振動数と近くなると、動的効果が重要となる。このような状態は、比較的軟弱な背後地盤を有する背の高い構造物が地震を受ける場合に相当する。

この動的効果を考慮するため、 $(\omega / \omega_g) \sim (R/MX)$  の設計スペクトルを導入する。仮に、 $(R/MX)$  の設計スペクトルが、着底地盤の材質、剛性、ケーソンの重量などにより定義することができるのであれば、ケーソンに作用する滑動外力を容易に算定することができる。すなわち、ある入力地震動に対する構造物の応答 $(X)$ が与えられる場合には $(R/MX)$ のスペクトルを用いて $R$ を求めることができるし、また、地震動の卓越振動数が与えられているときには、その振動数に応じた $(R/MX)$ の値を用いて簡便に $R$ を求めることができる。

なお、この設計用の $(R/MX)$ のスペクトルを決めるときには、背後地盤の1次固有振動数の約2倍程度まで考えれば十分であると考えられる。それは、一般に、地震動の主要な周期成分が裏埋め地盤の2次以上の振動モードが問題となるほど短くないと同時に、背後地盤の2次の固有振動数付近の応答は減衰が大きくなること、また、2次以上の高次の固有振動数が発生するような場合には、幾何学的動的相互作用により構造物の応答が小さくなると考えられるためである。さらに、1次固有振動数の2倍程度までの振動数を考慮するならば、6.2.2で示した2質点系モデルによる簡易な評価方法が有効と考えられる。



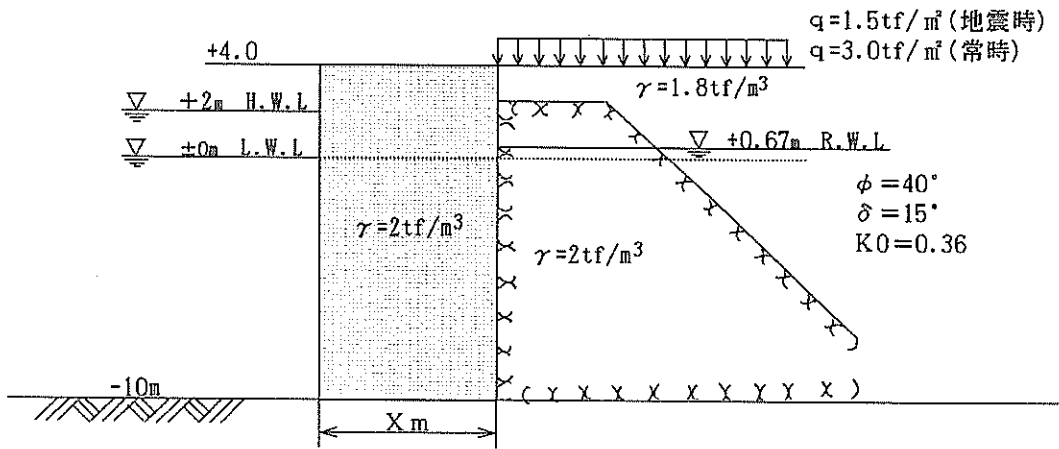


図6-13 -10m重力式岸壁の断面図および設計条件

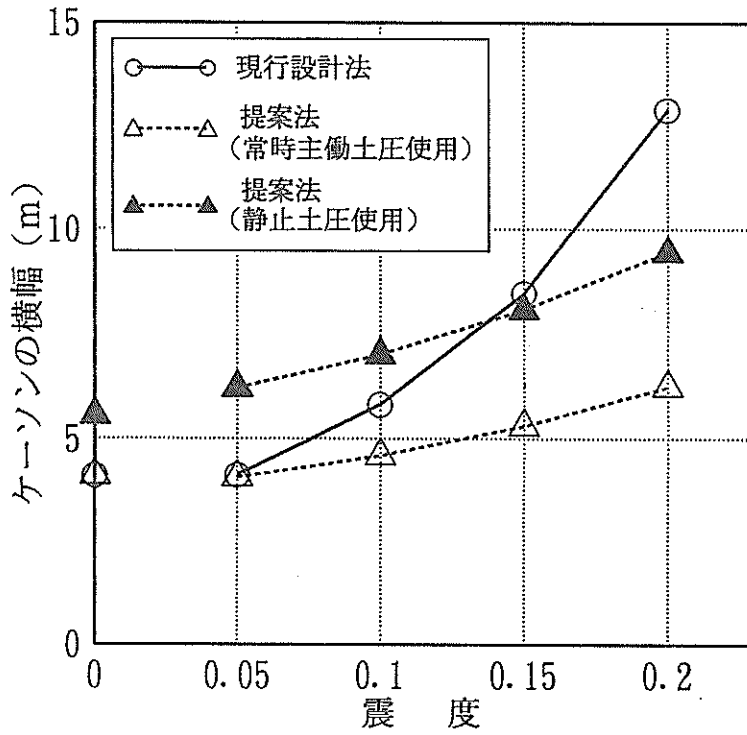


図6-14 設計震度とケーソンの横幅の関係

## (2) 転倒安定性の検討方法

現行の設計法においては、構造物の転倒モーメントとそれに抵抗するモーメントを算出し、地震時の安全率が1.1以上となるよう規定している。実際の設計においては、構造物の断面は滑動安定性で決まることが圧倒的に多く、過去の被災事例をみても地震力で転倒した事例は少ない。また、1G場の実験結果でもケーソンが転倒しようとするとき、裏埋め地盤は転倒を抑止しようとする方向に作用することは先に示したとおりである。ここでは、安定計算に土圧公式を使用しないという観点から次のことを提案する。

土圧を受ける重力式構造物の転倒安全性の検討は行わない。そのかわり、限界の構造物の縦横比を地震力に応じて規定する。この設計に用いる限界の構造物の縦横比は、構造物の傾斜変形の許容限界などから決定することができるであろう。

## (3) 現行設計法との比較計算

図6-13に示す-10m岸壁の安定計算を例にとり、現行の安定計算法とここで提案した方法との比較を実施した。荷重条件、および土質条件は図に示すとおりであり、滑動安全率が所定の値となるケーソン横幅を算出した。なお、現行設計法の考え方については港湾の施設の技術上の基準・同解説に準拠した。これによると、滑動安全率は常時が1.2、地震時が1.0である。

提案法においては地震力は対象とする地震動の周期と背後地盤とケーソンの固有周期の関数となるが、ここでは疑似静的な場合を考えることとした。すなわち、入力地震動の周期は背後地盤の固有周期よりも十分に長く、背後地盤に動的な地震動の増幅が大きく現れない場合を想定した。また、地震時土圧と慣性力の位相差によるケーソン慣性力の低減率は2割と仮定した。

図6-14は、設計震度とケーソンの横幅の関係を両設計法で比較したものである。なお、試算では常時に作用している土圧としては、常時主働土圧のほかに土の内部摩擦角から推定した静止土圧を考えた計算も実施した。提案法では、地震時の土圧は考慮せずかつ構造物の慣性力は現行設計法より小さくなるためケーソンの横幅がかなり小さくなる。また、常時に作用している土圧として静止土圧を考える場合でも震度0.15以上になると現行設計法よりも断面が小さくなり、経済的となる。

## 参考文献

- 1) 運輸省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準同解説，日本港湾協会，1989。
- 2) 野田節男・上部達生・千葉忠樹：重力式岸壁の震度

と地盤加速度，運輸省港湾技術研究所報告，Vol.14，No.4，pp.67～111，1975。

- 3) Schnabel, P.B., Seed, H.B., and Lysmer, J. : SHAKE, A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Site, Report No. EERC 72-12, Univ. of Calif. Berkeley, 1972.
- 4) 日本瓦斯協会：LNG地下式貯槽指針，1979。

## 第七章 結論

### 7.1 本研究のまとめ

本研究においては、土圧を受ける港湾構造物の地震時安定性を数値解析および1 G場・遠心力場の模型振動実験により検討し、構造物と地盤の連成振動による動的相互作用が構造物の地震時安定性にとって重要となることを示した。また、地震時安定性の評価手法の中に、これら効果を取り入れるスキームの提案を試みた。本研究で得られた結論を要約すると以下のとおりである。

(1) 第二章では、土圧を受ける構造物の地震時安定性に係わる既往の研究を整理し、その問題点をまとめた。また、模型振動実験と実構造物の現象を結びつけるための相似則、および遠心力模型振動実験に関する既往の研究を整理し、その問題点をまとめた。

(2) 第三章では、構造物-地盤系の地震応答を評価する剛体-地盤ばねモデルを提案し、同モデルを用いて構造物の振動特性を検討した。その結果、次のことが明らかになった。

① 同モデルを用いて、空間的に異なる地震動を受ける構造物の応答を、質量のない構造物の応答 (Kinematic Interaction) と構造物の質量に起因する応答 (Inertial Interaction) に分離した。

② Kinematic Interactionは、質量の無い構造物の地震応答を表し鉛直下方から入射する地震波に対する剛体構造物の有効地震動は構造物側方の地震動の位相差の関数となり、構造物の高さに比較し底面の幅が大きいほど底面から同位相で入力される地震動の影響が強くなる。また、剛性の高い地盤上に着底し側方に軟弱地盤を有するような地盤-構造物系の有効地震動は、構造物側方地盤の振動特性の影響を受け地盤の共振振動数付近で増幅される。特に、並進水平成分に対しては一次のモードが、また回転成分については一次と二次のモードが強く影響する。

③ 一方、構造物の質量に起因する地震応答は、共振振動数付近のみに顕著に現れるのみで、共振振動数付近以外の振動数領域の構造物の応答はKinematic Interactionによる効果がほとんどである。したがって、周辺地盤の減衰が大きく、上部工が大きい剛な構造物の応答は有効地震動で表され、構造物の質量の影響は小さい。

④ 剛体-地盤ばねモデルとFLUSHの結果は良い対応を示した。したがって、地盤-構造物系の動的相互作用はFEMなどのように周辺地盤を分布質量として取り扱わずに検討できる。

⑤ FLUSH及び地震観測の結果は、剛体-地盤ばねモ

デルから得られる質量のない構造物の応答とよい一致を示した。したがって、地中に埋設され、周辺地盤と同程度の単位体積重量を有する構造物の応答に及ぼす、構造物の質量の影響は小さいと考えられる。

(3) 第四章においては、通常の1 G場における模型振動実験結果から、ケーソン式構造物の地震時安定性を考察した。主な結論は、以下のとおりである。

① ケーソンに作用する動的土圧には振動数依存性があり、周辺地盤およびケーソンの固有振動数付近で大きくなる。そして、ケーソン背後地盤の応答が卓越する場合にはケーソンに大きな土圧が作用する。

② しかし、ケーソンの慣性力と動的土圧は逆位相の関係にあることが多く、動的土圧がケーソンの安定にとって必ずしも危険な土圧とはならない。この慣性力と動的土圧の関係は、ケーソン前面の地盤の有無に係わらず発生していた。

③ 動的土圧はケーソンの質量に比例して増大する。このことは、動的土圧がケーソン慣性力の反作用力となっていることを意味している。したがって、動的土圧は背後地盤の動的特性のみから検討するのではなく、ケーソン・地盤全体系の振動現象からとらえる必要がある。

④ 実験から得られた地震時土圧合力を物部・岡部式の地震時土圧合力と比較したが、一部を除き一致しなかった。これは、ケーソンの背後地盤が、振動時に同式で想定したような塑性平衡状態に達しないためと考えられる。なお、100Gal 実験の低振動数領域の地震時土圧合力を物部・岡部式の地震時主働土圧合力と比較したところ、前面に地盤がないケースでは比較的よい対応を示した。限られた検討結果からではあるが、岸壁などのように前面に地盤がない場合の同式で算定される設計震度0.1付近の地震時土圧は、現象のメカニズムは異なるもののその値は概ね妥当な結果を与えていると思われる。特に、動的土圧の振幅は物部・岡部式の震度の増加に伴う地震時主働土圧の増分と比較的よい対応を示した。

⑤ 動的土圧は、深さ方向に三角形分布ではなくケーソンと地盤間の相対変位の分布と対応していた。

⑥ 地震波入力の実験結果は正弦波入力の実験結果と整合するものであった。

⑦ ケーソン・地盤系の起振実験から、剛体-地盤ばねモデルに使用する振動数に依存する地盤ばね係数を求めた。また、この地盤ばね係数を用いて振動実験結果を剛体-地盤ばねモデルで解析し、土圧合力の比較から同モデル適用性を示した。

⑧ 第四章の結果を総合すると、ケーソンに作用する地震時土圧が側方あるいは背後地盤の振動性状およびケー

ソンの質量に影響を受けること、また、動的土圧の分布がケーソンと地盤の相対変位分布に対応することから、ケーソンの安定はケーソン-地盤全体系の振動現象から検討する必要がある。また、これら実験結果は現行の地震時土圧公式である物部・岡部式では説明できないことも明らかにした。

(4) 第五章においては、遠心力載荷実験手法の動的実験への適用に係わる点を整理し、同手法を用いて、ケーソン式構造物の地震時安定性を検討した。第五章の結論は以下のとおりである。

① 模型振動実験と実物現象を結びつける一般的な模型振動実験の相似則を導き、この相似則の特別な場合として、遠心力場の相似則を示し、同実験手法の有効性を示した。

② 遠心力場での運動方程式や相似則に基づいて、土材料を用いたモデル化について考察し、同実験手法の適用上の限界や問題点、振動実験上の留意事項を明らかにした。

③ 遠心力場の模型地盤のせん断波速度の把握方法を示し、その方法を用いて遠心力場の模型砂地盤のせん断波速度の深さ方向分布を検討した。その結果、砂地盤のせん断波速度の拘束圧依存性は、従来の要素試験から得られた結果とほぼ同じであることを確認した。

④ 異なる遠心力場においてケーソン式構造物の模型振動実験を行い、実物の大きさの異なるケーソン式構造物に作用した地震時土圧、底面摩擦力、ケーソンの慣性力を相互比較した。その結果、地盤振動性状が拘束圧によって異なるため、これらケーソンに作用する力の相互関係が異なることを示した。しかしながら、40G程度の遠心力場においても動的土圧がケーソンの慣性力に対して抵抗するという関係は1G場と同じであった。

⑤ 1G場と40G場の実験結果をそれぞれ1G場の相似則、遠心力場の相似則を用いて同一規模の実物に換算し数値計算により両者を比較した。その結果、地盤物性の拘束圧依存性を考慮することが重要であることがわかった。また、最大動的土圧合力については遠心力場の実験と数値解析はよい対応を示したが、1G場の実験と数値解析は約倍半分の差があった。この原因としては初期応力状態の違いや1G場の相似則の限界などが考えられる。(5) 第六章では、本研究成果の設計への応用について考察した。

① まず、震度法に基づく現行設計法の現状および問題点を整理し、構造物の地震時安定性を地盤と構造物の全体系の振動現象の中でとらえることの必要性を示した。

② 本研究の1G場から40G場までの模型振動実験結果

をまとめ、構造物に作用する地震時外力の特性を土圧合力および底面摩擦力の構造物の慣性力に対する振幅比、位相差を用いて表現した。また、これら特性を2質点モデルを用いて解析し、これら構造物の地震時外力の特性が側方地盤の振動特性によって変化することを示した。その結果、地盤自身の固有振動数よりも構造物自身の固有振動数が低いとき、動的土圧と慣性力は逆位相となることを明らかにした。

③ これら振動数に依存する地震外力を考慮するため、構造物の滑動安定性を検討する場合には、底面摩擦力の慣性力に対する振幅比の設計スペクトルを用いて滑動外力を算定することを提案した。

## 7.2 今後の課題

(1) 本研究では、主に土圧を受ける構造物のうち重力式構造物のように構造物自身の慣性力が問題となるような場合を想定し、その地震時安定性を議論した。しかしながら、土圧を受ける構造物としては、この他に矢板式岸壁や杭基礎などがある。矢板や杭は、一般にそれ自身の慣性力が問題となることは少ないと考えられるが、矢板や杭と地盤も連成振動するため、地震時の全体系としての挙動が重要なのは重力式構造物と同じである。したがって、矢板や杭に作用する地震時の土圧荷重の算定法も見直す必要があると考えられる。

(2) 港湾構造物や海洋構造物は、水中に建設される。土中の間隙に水が存在する場合には、土中の間隙水が力学的に重要な役割を果す。粘土の圧密現象や砂質土の液化現象はその代表的な例である。したがって、地震荷重を地盤が受ける場合には、間隙水の挙動を把握することが重要となる。例えば、地震時土圧を考えると、粘性土については地震荷重の周期で間隙水が土粒子骨格と別の動きをすることはないと考えられるが、碎石などの場合には間隙水は別の動きをされると考えられる。したがって、粘性土の地震時土圧は間隙水を含む粘性土全体に慣性力が加わることによって生じると考えてよいが、碎石の場合には碎石自身の土圧および間隙水の動水圧を考慮する必要がある。間隙水が土粒子と別々の動きをすることがどうかは荷重載荷速度と透水係数の大小関係によって決まると考えられるが、定量的によくわかっていないのが現状である。しかしながら、粘性土に周期の短い荷重が作用した場合、全応力的な取扱いが可能と考えられるため、本論文の結論は基本的に粘性土についても適用可能と考えられる。

(3) 本研究では、構造物の地震時安定性を主に振動論的考察によって進めており、概ね地盤は線形弾性体として取扱ってきた。しかしながら、地盤に発生するひずみ

が大きくなると土の力学的特性は非線形性が強くなり、剛性が低下することはよく知られているとおりである。この土の力学特性の非線形性は、強震時あるいは、液状化などにより過剰間隙水圧が発生した場合に出てくるため、工学的には非常に重要となる。しかし、今回の1G場および遠心力場の実験では、地盤の応答にして400Gal程度の強震動レベルまで実施しており、ある程度構造物が滑動変形した場合でもその結果には大差が無いと言える。したがって、設計の立場からは、等価線形的な考え方である程度対処できると考えられる。しかし、重

要構造物あるいは液状化現象など強い非線形現象に関しては別途詳細解析が必要となる。

(4) 本研究では、遠心力载荷模型振動実験手法の原理を述べその有効性や問題点の所在を明らかにしたが、現在の技術レベルではいまだこの問題点あるいは有効性が十分に立証されているとは言いがたい。今後さらに、数多くの遠心力载荷模型振動実験の経験を蓄積し、実験手法の確立はもとより、問題点を解決する必要がある。

(1993年3月31日受付)

# 記号表

本論文に用いている記号について、各章ごとに説明する。

- 1 章 序論 .....記号なし
- 2 章 土圧を受ける構造物の地震時安定性に関する既往の研究
- $\sigma_m$  : 模型地盤の応力
- $\epsilon_m$  : 模型地盤のひずみ
- $\sigma_p$  : 実地盤の応力
- $\epsilon_m$  : 実地盤のひずみ
- $\xi$  : 応力の縮尺
- $\xi$  : ひずみの縮尺
- 3 章 剛体-地盤ばねモデルによる重力式港湾構造物の地震応答解析
- $V_s$  : せん断波速度 (m/s)
- $\gamma$  : 土の単位体積重量 (tf/m<sup>3</sup>)
- [M] : 質量マトリックス
- {X} : 構造物の絶対変位ベクトル
- [K] : 複素剛性マトリックス
- [S] : 地動が発生する地点の地盤ばねマトリックス
- {Y} : 外力列ベクトル
- {X<sub>k</sub>} : Kinematic Interactionによる応答変位ベクトル
- {X<sub>i</sub>} : Inertial Interactionによる応答変位ベクトル
- H : 剛体の高さ (m, 図3-8)
- HL<sub>o</sub> : 剛体天端から左側地盤天端までの鉛直距離 (m, 図3-8)
- HR<sub>o</sub> : 剛体天端から右側地盤天端までの鉛直距離 (m, 図3-8)
- NL : 左側地盤の層数 (図3-8)
- NR : 右側地盤の層数 (図3-8)
- NB : 剛体底面から地震動入力基盤までの地盤の層数 (図3-8)
- $h_n, \rho_n, V_{sn}$  : 第n層地盤の層厚 (m), 密度, せん断波速度 (m/s, 図3-8)
- $z_L$  : 左側地盤表面を原点とする鉛直下向き座標 (図3-8)
- $z_R$  : 右側地盤表面を原点とする鉛直下向き座標 (図3-8)
- $z$  : 剛体天端を原点とする鉛直下向き座標 (図3-8)

- m : 剛体の質量 (tf・sec<sup>2</sup>/m)
- I : 剛体の重心回りの慣性モーメント
- X : 剛体重心の並進水平変位
- Y : 剛体重心の並進鉛直変位
- $\theta$  : 剛体重心回りの回転角 (ラジアン)
- $G_x, G_z$  : 剛体左肩を原点としたときの剛体の重心座標
- $k_L(z)$  : 左側地盤の深さ z における単位長さ当たりの鉛直ばね定数 (tf/m<sup>3</sup>)
- $k_{LS}(z)$  : " ( " )
- $k_R(z)$  : 右側地盤の深さ z における単位長さ当たりの鉛直ばね定数 (tf/m<sup>3</sup>)
- $k_{RS}(z)$  : " ( " )
- $k_s$  : 剛体底面の単位長さ当たりの鉛直ばね定数 (tf/m<sup>3</sup>)
- $k_{SB}$  : " ( " )
- $u_L(z)$  : 左側自由地盤の水平地震応答変位分布
- $v_L(z)$  : " 上下地震応答変位分布
- $u_R(z)$  : 右側自由地盤の水平地震応答変位分布
- $v_R(z)$  : " 上下地震応答変位分布
- $u_B$  : 底面における地盤の水平地震応答変位
- $v_B$  : " 鉛直地震応答変位
- $R_{NL}$  : 左側鉛直ばねによる合力 (土圧合力) (図3-9)
- $R_{SL}$  : 左側せん断ばねによる合力 (摩擦力) (図3-9)
- $R_{NR}$  : 右側鉛直ばねによる合力 (土圧合力) (図3-9)
- $R_{SR}$  : 右側せん断ばねによる合力 (摩擦力) (図3-9)
- $R_{NB}$  : 底面鉛直ばねによる合力 (土圧合力) (図3-9)
- $R_{SB}$  : 左側せん断ばねによる合力 (摩擦力) (図3-9)
- $M_L$  : 左側鉛直ばねによるモーメント (図3-9)
- $M_R$  : 右側鉛直ばねによるモーメント (図3-9)
- $M_B$  : 底面鉛直ばねによるモーメント (図3-9)
- $\omega$  : 角振動数
- $d_L(z), d_R(z)$  : 地盤ばねの深さ方向の分布形を表す関数
- k : 標準的な地盤ばね係数 (tf/m<sup>2</sup>)
- $z_n$  : 第n層の上面を原点とした下向き座標
- $E_n$  : 第n層における入射波の複素振幅
- $F_n$  : 第n層における反射波の複素振幅
- $k^*$  : 複素波数

$G^*$  : 複素せん断弾性係数 ( $\text{tf}/\text{m}^2$ )  
 $E_{B1}$  : 構造物底面を地表面とみなしたときの底面に  
 における入射波の振幅  
 $i$  : 虚数単位  
 $k_r, k_i$  : 複素地盤ばね係数の実部と虚部  
 $h$  : 減衰定数  
 $\beta = B/H$  : 構造物の寸法比  
 $\phi = \omega H/V_s$  : 無次元振動数, または構造物上端と下端  
 の間の地震動の空間的位相差  
 $H \theta/2$  : 回転に伴う構造物上端の水平変位  
 $\alpha$  : 地盤のインピーダンス比

#### 4 章 ケーソンに作用する地震時土圧の1G場における 模型振動実験と解析

$P_L(t)$  : 実際に作用した土圧  
 $\Sigma R_L(t)$  : 荷重計合力  
 $m_t$  : 受圧板Lの質量  
 $\ddot{X}_L, \ddot{Y}_L$  : 受圧板重心点の水平および鉛直加速度  
 $X$  : ケーソンの水平応答変位  
 $Y$  : ケーソンの鉛直応答変位  
 $H \theta/2$  : 回転によるケーソン天端の水平応答変位  
 $\delta$  : 壁面摩擦角 (度)  
 $\theta_1$  : 動的土圧合力の慣性力に対する位相差  
 $\theta_2$  : 底面摩擦力の慣性力に対する位相差  
 $M\ddot{X}$  : 慣性力の振幅  
 $P$  : 動的土圧合力の振幅  
 $F$  : 底面摩擦力の振幅  
 $\alpha$  : 応答加速度振幅  
 $\omega$  : 角振動数  
 $P_s$  : 静止土圧  
 $P_a$  : 常時主働土圧  
 $P_p$  : 常時受働土圧

#### 5 章 遠心力場における模型振動実験

$\rho$  : 土の密度  
 $\rho_f$  : 間隙流体の密度  
 $n$  : 間隙率  
 $\pi$  : 間隙圧力  
 $u$  : 土粒子の絶対変位ベクトル  
 $w$  : 間隙流体の土粒子に対する平均的相対変位  
 ベクトル  
 $U$  : 間隙流体の絶対変位ベクトル  
 $\sigma$  : 土に作用する全応力ベクトル  
 $b$  : 物体力ベクトル  
 $g$  : 重力加速度

$\cdot$  : 時間についての微分  
 $\nabla^T$  : 微分演算子  
 $L^T$  : 微分演算子マトリックス  
 $\epsilon$  : ひずみ  
 $\alpha, Q$  : Biotの定数  
 $D$  : 応力-ひずみのマトリックス  
 $m^T$  :  $(1, 1, 1, 0, 0, 0)$   
 $\lambda, G$  : ラメの定数  
 $K_s$  : 土粒子の体積弾性係数  
 $K_f$  : 間隙流体の体積弾性係数  
 $\bar{T}$  : 境界上で規定される表面力  
 $\bar{q}$  : 境界上で規定される間隙水の流量  
 $S$  : 境界での垂直方向からなるマトリックス

$EI$  : 杭や矢板の曲げ剛性  
 $B$  : 杭や矢板の奥行き方向の長さ  
 $h$  : 杭や矢板の厚み  
 $\rho_b$  : 杭や矢板の密度  
 $N_l$  : 模型の幾何縮尺  
 $N_t$  : 時間の縮尺  
 $N_g$  : 加速度の縮尺  
 $N_\rho$  : 密度の縮尺  
 $N_\epsilon$  : ひずみの縮尺  
 $N_{\text{suffix}}$  : 対応する物理量の縮尺  
 $\omega$  : 角振動数

$(X', Y', Z')$  : 回転座標系における力  
 $X, Y, Z$  : 慣性系における力  
 $r$  : 回転中心からの距離  
 $F$  : アクチュエータの發揮する力  
 $P$  : 使用する油の圧力  
 $s$  : シリンダーの断面積  
 $m$  : 振動する部分の質量  
 $a$  : 加速度

$Q_L$  : サーボバルブの流量の限界  
 $v$  : アクチュエータの限界速度  
 $G_0$  : 土の微小せん断ひずみ時の初期せん断剛性  
 $\sigma_c'$  : 有効拘束圧  
 $I_P$  : 塑性指数  
 $V_s$  : 土のせん断波速度  
 $f_1$  : 地盤の第1次固有振動数  
 $(R/M\ddot{X})$  : 底面摩擦力と慣性力の振幅比

(図5-20~22)

$(P/M\ddot{X})$  : 動的土圧と " (図5-20~22)  
 $\theta_1$  : 底面摩擦力と慣性力の振幅比 (図5-20~22)  
 $\theta_2$  : 動的土圧と " (図5-20~22)  
 $G$  : せん断弾性係数

$\gamma$  : せん断ひずみ  
 $\sigma_x$  : 水平直応力  
 $\sigma_y$  : 鉛直直応力  
 $\nu$  : ポアソン比

## 6 章 研究成果の設計への応用について

$\phi$  : 土の内部摩擦角 (度)  
 $\gamma$  : 土の単位体積重量 ( $\text{tf}/\text{m}^3$ )  
 $\delta$  : 壁面摩擦角 (度)  
 $\beta$  : 地表面が水平面となす角度 (度)  
 $(R/M\ddot{X})$  : 底面摩擦力と慣性力の振幅比  
 $(P/M\ddot{X})$  : 動的土圧と "  
 $\theta_1$  : 底面摩擦力と慣性力の振幅比  
 $\theta_2$  : 動的土圧と "  
 $f_{g1} = V_s/4H_1$  : ケーソンの高さと同じ層厚を持つ地盤  
 のせん断波の一次固有振動数  
 $y$  : 地 動

$x_s$  : 構造物の地動に対する水平相対変位  
 $x_g$  : 背後地盤の地動に対する "  
 $t$  : 時 間  
 $m_s$  : 構造物の質量  
 $m_g$  : 地盤の質量  
 $k_g$  : 地盤のバネ  
 $k_{sg}$  : 構造物と地盤を結び付けるバネ  
 $k_s$  : 構造物と着底地盤の間のバネ  
 $\omega_s = \sqrt{k_s/m_s}$  : 構造物が単独で存在するときの  
 固有角振動数  
 $\omega_g = \sqrt{k_g/m_g}$  : 地盤 "  
 $\omega_{s s} = \sqrt{k_{s g}/m_s}$   $\omega_{g g} = \sqrt{k_{s g}/m_g}$   
 $\alpha_s = \omega_s/\omega_g$ ,  $\alpha_{s s} = \omega_{s s}/\omega_g$ ,  
 $\alpha_{g g} = \omega_{g g}/\omega_g$

## 7 章 .....記号なし



港湾技研資料 No.752

1993・6

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所  
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 ㈲つばさ印刷技研

Published by the Port and Harbour Research  
Institute, Nagase, Yokosuka, Japan.

Copyright © (1993) by P.H.R.I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted into a machine language without the written permission of the Director General of P.H.R.I.

この資料は、港湾技術研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本資料の全部又は一部の転載、複写は、港湾技術研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。