

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE

MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 29 NO. 2 JUNE 1990

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第29巻 第2号 (Vol. 29, No. 2), 1990年6月 (June 1990)

目 次 (CONTENTS)

1. 斜め入斜波による混成堤マウンド被覆材の安定性に関する実験的研究
.....高橋重雄・木村克俊・谷本勝利..... 3
(Stability of Armour Units of Composite Breakwater Mound against
Oblique Waves.
.....Shigeo TAKAHASHI, Katsutoshi KIMURA
and Katsutoshi TANIMOTO)
2. 碎波帯内の底質粒度の変動特性
——波崎海洋研究施設における現地調査——
.....加藤一正・柳嶋慎一・栗山善昭・磯上知良・村上裕幸・藤田 誠.....37
(Changes of Grain Distribution of Bed Material in the Surf Zone
——Field Observation at Hazaki Oceanographical Research Facility——
.....Kazumasa KATOH, Shin-ichi YANAGISHIMA, Yoshiaki KURIYAMA,
Tomoyoshi ISOGAMI, Hiroyuki MURAKAMI and Makoto FUJITA)
3. 粘性土の水平方向圧密係数の決定法
.....小林正樹・水上純一・土田 孝.....63
(Determination of the Horizontal Coefficient of Consolidation c_h
.....Masaki KOBAYASHI, Jun-ichi MIZUKAMI and Takashi TSUCHIDA)
4. 事前混合処理工法による処理土の強度・変形特性
.....善 功企・山崎浩之・佐藤 泰.....85
(Strength and Deformation Characteristics of Cement Treated
Sands Used for Premixing Method
.....Kouki ZEN, Hiroyuki YAMAZAKI and Yasushi SATO)
5. 低置換率 SCP 工法により改良された粘性土地盤の支持力
.....寺師昌明・北詰昌樹... 119
(Bearing Capacity of Clay Ground Improved by Sand Compaction
Piles of Low Replacement Area Ratio
.....Masaaki TERASHI and Masaki KITAZUME)
6. 曲げおよびせん断を受けるハイブリッドはりの耐力特性
.....横田 弘・清宮 理... 149
(Load Carrying Capacity of Hybrid Beams Subjected to Flexure
and Shear Forces.....Hiroshi YOKOTA and Osamu KIYOMIYA)
7. 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
.....風間基樹・稲富隆昌・大塚幸治... 177
(Model Vibration Tests for the Seismic Earth Pressure Acting
on the Rigid Caisson Foundation and Its Analyses
.....Motoki KAZAMA, Takamasa INATOMI and Kohji OHTSUKA)

7. 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

風間 基樹*・稲富 隆昌**・大塚 幸治***

要 旨

地震時土圧は、古くから土質工学、耐震工学上の重要な研究テーマの一つである。

本研究では、まず地震時土圧を計測できる模型ケーソンを製作し、ケーソン—地盤系の振動実験を実施した。ケーソン背後の地盤の振動性状が地震時土圧に及ぼす影響を考慮するため、入力した正弦波の振動数は、1～50 Hz とした。実験結果から、地震時土圧の振動数依存性、ケーソンの質量が土圧に及ぼす影響、ケーソン慣性力と動的土圧の位相差、動的土圧の分布などを検討し、地盤が塑性平衡状態に達しにくい地中のケーソン基礎等の地震時土圧は、静的土圧に動的土圧を重ね合わせた土圧であることを明らかにした。また、現行の土圧式である物部・岡部式と比較検討し、同式の問題点および適用性を考察した。最後に、模型振動実験結果を剛体—地盤ばねモデルを用いて解析し、解析手法の適用性を検討した。

なお、本報告では振動前に作用している土圧を静的土圧、振動時の土圧の変動分を動的土圧、両者を重ね合わせた土圧を地震時土圧として整理した。

キーワード：地震時土圧，模型振動実験，剛体基礎，剛体—地盤ばねモデル

* 構造部 主任研究官
** 構造部 構造振動研究室長
*** 構造部 構造振動研究室

7. Model Vibration Tests for the Seismic Earth Pressure Acting on the Rigid Caisson Foundation and Its Analyses

Motoki KAZAMA*

Takamasa INATOMI**

Kohji OHTSUKA***

Synopsis

The research on the seismic earth pressure acting structures has been one of important research subjects in geotechnical engineering and in earthquake engineering. Recently, many different types of structures subjected to the seismic earth pressure are constructed. We will have more opportunity to construct the structures subjected to larger earth pressure for usage of deep underground space.

The authors studied the seismic earth pressure acting on the rigid caisson foundation by the model vibration tests. In order to account for the characteristics of the seismic earth pressure influenced by the backfill ground vibration, the frequency of an input sinusoidal wave was chosen from 1 Hz to 50 Hz. The authors separated the seismic earth pressure into the static component and the dynamic one. The fundamental information of the dynamic earth pressure with frequency, the effect of the caisson mass on the dynamic earth pressure, its phase difference from the inertia force of the caisson and its distribution, were given in this experiment. The applicability of and problem of Mononobe-Okabe formula were studied by comparing with the experiment. The authors also analyzed the experimental results using the numerical model called rigid body-ground spring model. Good agreement was obtained between the experiment and the numerical model. It was found reasonable that the seismic earth pressure was separated into two parts, the dynamic component and the static one.

Key Words: Seismic Earth Pressure, Model Vibration Test, Rigid Caisson Foundation, Seismic Stability of Caisson, Rigid Body-Ground Spring Model

* Senior Research Engineer, Structural Engineering Division

** Chief of Structural Dynamics Laboratory, Structural Engineering Division

*** Member of Structural Dynamics Laboratory, Structural Engineering Division

目 次

| | |
|------------------------------|-----|
| 要 旨 | 177 |
| 1. 研究の目的 | 181 |
| 2. 実験方法 | 182 |
| 2.1 模型ケーソン | 182 |
| 2.2 受圧板の慣性力の除去方法 | 182 |
| 2.3 模型地盤の断面および加振方法 | 185 |
| 2.4 模型地盤の作製方法 | 186 |
| 3. 実験結果および考察 | 186 |
| 3.1 加振前の静的土圧 | 186 |
| 3.2 周辺地盤とケーソンの加速度応答特性 | 186 |
| 3.3 動的土圧合力の特性 | 189 |
| 3.4 慣性力と動的土圧合力の位相特性 | 189 |
| 3.5 動的土圧の分布形状 | 192 |
| 3.6 物部・岡部式との比較 | 195 |
| 3.7 地震波実験 | 199 |
| 4. 剛体—地盤ばねモデルによる地震時土圧の解析 | 203 |
| 4.1 解析方法の概要 | 205 |
| 4.2 地盤ばね係数算定のための起振実験 | 206 |
| 4.3 解析条件 | 207 |
| 4.4 解析結果 | 210 |
| 5. ケーソンに作用する地震時土圧の新しい算定法について | 215 |
| 6. 結 論 | 216 |
| 7. 今後の課題 | 216 |
| 参 考 文 献 | 217 |

1. 研究の目的

地震時土圧は、古くから耐震工学、土質工学における重要な研究テーマの一つであるが、現在なお、多くの課題を抱えている^{1),2)}。現在、重力式構造物の地震時土圧は、物部・岡部が提案した地震時土圧式によって算定している。周知のとおり、同式は、震度法をクローン土圧の土くさび論に適用したものである。したがって、地震時にも、裏込め土の平面すべり面を想定している。同式は、擁壁などのように構造物の片側にのみ地盤がある場合の設計においては、日本ばかりでなく、広く外国においても使用されている。

しかし、物部・岡部式が、地下タンクなどのようにそ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地震時土圧式として、適切であるかどうかは検討の余地がある。なぜなら、構造物の前後に地盤がある場合、地震時といえども、構造物が滑動や傾斜はしにくく、地盤は容易に塑性平衡状態になるとは考えにくいからである。したがって、このような構造物に作用する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。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ローンの常時主働土圧を差し引いた土圧が地震時の土圧の増分として用いられている³⁾。

裏込め土が容易に平面すべり面を形成しないと考えられる根入れの深い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同式が、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。地震時には、地盤とともに、構造物も振動する。構造物に作用する土圧は、地盤と構造物の相互作用の結果として生じるので、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、地盤と構造物の相互作用に大きく影響される。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が、地震時土圧にとって重要であることは容易に想像できる⁴⁾。しかし、このことについては、実験的に検証されていない。

物部・岡部式の妥当性を検討するため、従来から数多くの実験的研究が行われてきた。初期の頃は、振動箱の内壁に作用する砂の土圧、あるいは支持条件の異なる壁体に作用する土圧を検討した^{5),6)}。また、物部・岡部式の設定条件になるべく対応させるため、壁体の固有振動数から十分に離れた低い振動数で加振したり、あるいは地盤が塑性平衡状態になるよう、振動中に壁体を移動、

傾斜させた実験も行われた⁷⁾⁻⁹⁾。しかし、これら実験では、いずれも壁体自身の振動を考慮しておらず、実際の振動現象と異なる。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、大きな値を示していた。また、砂の相対密度によって土圧の値が異なることも明らかにされた。しかし、振動実験で得られた主働土圧合力は、物部・岡部式と概ね適合することもわかった。これは、前述のように振動実験が同式の考え方に沿って実施されていたためと考えられる。しかし、実物構造物に作用する土圧が、常に、物部・岡部が想定した条件と同じ条件で作用しているかどうかは疑問である。実際、実際の地震条件を想定した実験で得られた土圧分布は、三角形でなかった。したがって、地震時土圧の発生メカニズムは、物部・岡部式で考えたそれと異なると考えた方が妥当と考えられる。

地中に埋設された剛体に作用する地震時土圧に関する実験は、松澤らや岩楯らによって行われている^{10),11)}。岩楯らの地中埋設剛体モデルの振動実験によると、

- 1) 剛体底面が岩着したものとしなないもので、動的土圧の分布形状が異なった。
- 2) 入力加速度が 400 Gal 程度までは、地盤は物部・岡部式が前提とするような塑性平衡状態になっておらず、土圧の値は同式による値よりもかなり小さかった。また、入力加速度が 400 Gal 以上になっても、地盤に土くさびは形成されなかった。

と報告している。

既往の研究成果から分かるように、地震時土圧に関しては、構造物の背後地盤が地震時に簡単に塑性平衡状態に達するか、また静的な考察から導かれた物部・岡部式が実際の地震時土圧をどこまで説明できるか、等を明らかにすることが必要である。本報告は、これら既往の研究成果を踏まえ、新たに実施した模型振動実験から検討した地震時土圧に関する知見を述べたものである。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・地盤系の振動実験を行った点である。すなわち、本実験では、地盤・ケーソンの全体系をモデル化しており、ケーソンの慣性力と地震時土圧合力の位相関係が議論できる。また、既往の研究では、主に“入力加速度の大きさによって地震時土圧がどの様に変化するか”に注意が払われてきたが、それに加えて、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、地震時土圧の振動数特性も検討した。

振動実験では、土圧の波形が、一般に図-1のようになる。本報告では、土圧に関する用語を以下のように定義

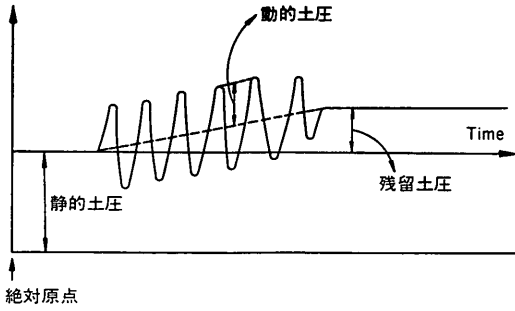


図-1 土圧の時刻歴の概念図

した。“静的土圧”は振動前に作用している土圧，“動的土圧”は振動時の土圧の変動分(片振幅)，“地震時土圧”は静的土圧に動的土圧を重ね合わせた土圧，また，振動後に静的土圧から増分した土圧を“残留土圧”とした。ただし，本研究では，模型地盤製作後，振動数 30 Hz，加速度 200 Gal の振動を 30 秒間与え，実験時なるべく，残留土圧が発生しないようにした。

2. 実験方法

2.1 模型ケーソン

図-2は，模型ケーソンおよびケーソンに設置された加速度計，土圧計，荷重計の各変換器の位置および番号を示したものである。ケーソンの大きさは，気乾状態の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¹²⁾によって決めた。中詰め砂を除く，模型ケーソンの重量は約 208 kgf である。ケーソンの前面と背面，および底面には，土圧

合力を計測できるアルミニウム製受圧板 (R, L) 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する 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，土圧計も取り付けられた。上下および水平方向の加速度を計測する点では，番号の若い方が水平方向の計測点を表している。本報告の加速度および土圧の実験結果は，図-2に示す変換器番号を用いて表示した。なお，ケーソンとしては，上述の土圧を計測する模型ケーソンの他に，模型ケーソンの両側に設置するダミーケーソンも 2 個製作した。

2.2 受圧板の慣性力の除去方法

受圧板は，板の曲げ変形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，受圧板に作用する土圧合力は，荷重計合力から受圧板慣性力を差し引いた力となる。以下に，受圧板の慣性力の除去方法，およびその適用性を示す。

まず，ケーソンに取り付けた荷重計の符号を考慮してケーソンに作用する外力のつり合いを考える。

図-3の左図は，ケーソンに作用する静的な力のつり合い状態を示したものである。図中の P_s は，受圧面に作用している土圧合力， P_s の第一添字の L, R, B は，それぞれ前面，背面，底面の受圧板，第二添字の X と Y は，土圧合力の水平と上下方向を表す。m はケーソンの質量，g は重力加速度である。これら力の水平および上下つり合い式は，(1)式のようになる。

水平方向 (X 方向)

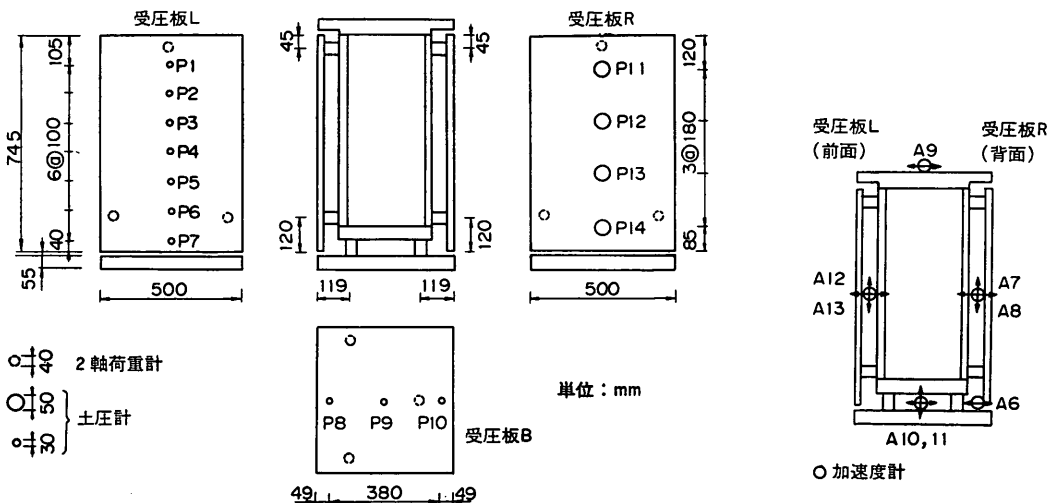


図-2 模型ケーソン

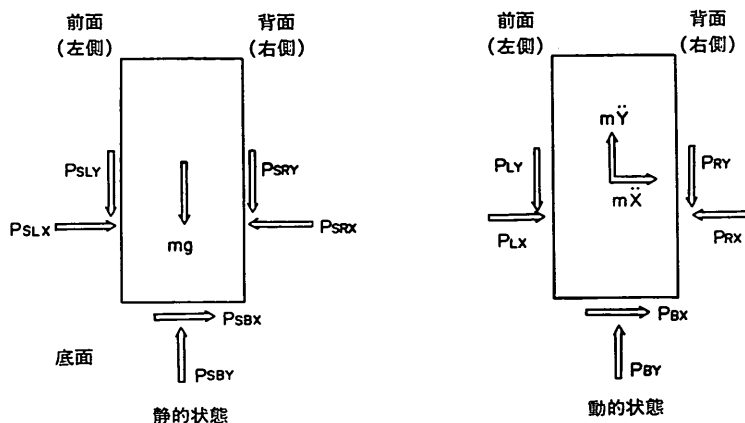


図-3 模型ケーソンに作用する外力

$$\sum H_S = (-P_{SLX}) + P_{SRX} + (-P_{SBX}) = 0 \quad (1)$$

上下方向 (Y方向)

$$\sum V_S = mg + P_{SLY} + P_{SRY} + (-P_{SBY}) = 0$$

ここで、

H_S : 静的に水平方向に作用している力

V_S : 静的に上下方向に作用している力

また、ケーソンに作用する動的な力のつり合い状態は、図-3の右図に示されるとおりである。図中の P は、受圧面に作用している動的土圧合力、 \ddot{X} 、 \ddot{Y} は、ケーソン重心位置の水平及び上下加速度である。なお、 P の添字 (L , R , B , X , Y) と m は、静的のそれと同じである。今、加速度の右向き、および上向きを負の方向とすれば、ケーソンに作用している力のつり合いは、(2)式で示される。

水平方向 (X方向)

$$\sum H_d = (-m\ddot{X}) + (-P_{LX}) + P_{RX} + (-P_{BX}) = 0 \quad (2)$$

上下方向 (Y方向)

$$\sum V_d = (-m\ddot{Y}) + P_{LY} + P_{RY} + (-P_{BY}) = 0$$

ここで、

H_d : 動的に水平方向に作用している力

V_d : 動的に上下方向に作用している力

次に、各受圧板に作用している外力のつり合いを図-4を用いて説明する。なお、外力は動的外力で示した。図中の記号は図-3の右図のそれと対応するが、 R は荷重計の力を表し、 R の末尾の添字 (1, 2, 3) は荷重計の番号を示す。受圧板に作用する動的土圧 $P(t)$ は、受圧板に取り付けられた3個の荷重計合力 ($\sum R(t)$)、各受圧板の質量 (m_L , m_R , m_B)、各受圧板の重心の水平加速度と上下加速度 ((\ddot{X}_L, \ddot{Y}_L) , (\ddot{X}_R, \ddot{Y}_R) , (\ddot{X}_B, \ddot{Y}_B)) を用いて (3) 式で表される。

$$P_{LX}(t) = \sum_{i=1}^3 R_{LXi}(t) - m_L \ddot{X}_L(t)$$

$$P_{LY}(t) = \sum_{i=1}^3 R_{LYi}(t) + m_L \ddot{Y}_L(t)$$

$$P_{RX}(t) = \sum_{i=1}^3 R_{RXi}(t) + m_R \ddot{X}_R(t)$$

$$P_{RY}(t) = \sum_{i=1}^3 R_{RYi}(t) + m_R \ddot{Y}_R(t)$$

$$P_{BX}(t) = \sum_{i=1}^3 R_{BXi}(t) - m_B \ddot{X}_B(t)$$

$$P_{BY}(t) = \sum_{i=1}^3 R_{BYi}(t) - m_B \ddot{Y}_B(t) \quad (3)$$

受圧板の慣性力は、以上の式を用いて除去できる。その適用性を確認するため、砂層にケーソンのみを設置して振動実験を実施した。この実験では、ケーソンの前後に地盤がないため、荷重計は受圧板の慣性力のみを計測することになる。また、同実験結果から、模型ケーソンの単体の動的特性も検討した。

図-5は、入力加速度が 20 Gal、振動数が 10 Hz の正弦波加振実験の結果である。図の上から、受圧板 L の水平方向の荷重計合力、受圧板の質量に受圧板の水平加速度を乗じて求めた受圧板の慣性力、および両者の差 (誤差) を示したものである。荷重計合力は受圧板の背後に砂が無い場合、受圧板の慣性力に等しいと考えられるが、いろいろな不確定要素のため、完全にゼロとはなっていない。しかし、両者の差は小さい、すなわち受圧板の慣性力は、先に示した式で算定してもよいことがわかる。したがって、荷重計が受圧板の慣性力と動的土圧と一緒に計測している実験の場合、土圧合力は、荷重計の合力から、先に示した手法で求めた受圧板の慣性力を除去して求めることになる。

図-6は、同じく入力加速度が 20 Gal、振動数が 10 Hz

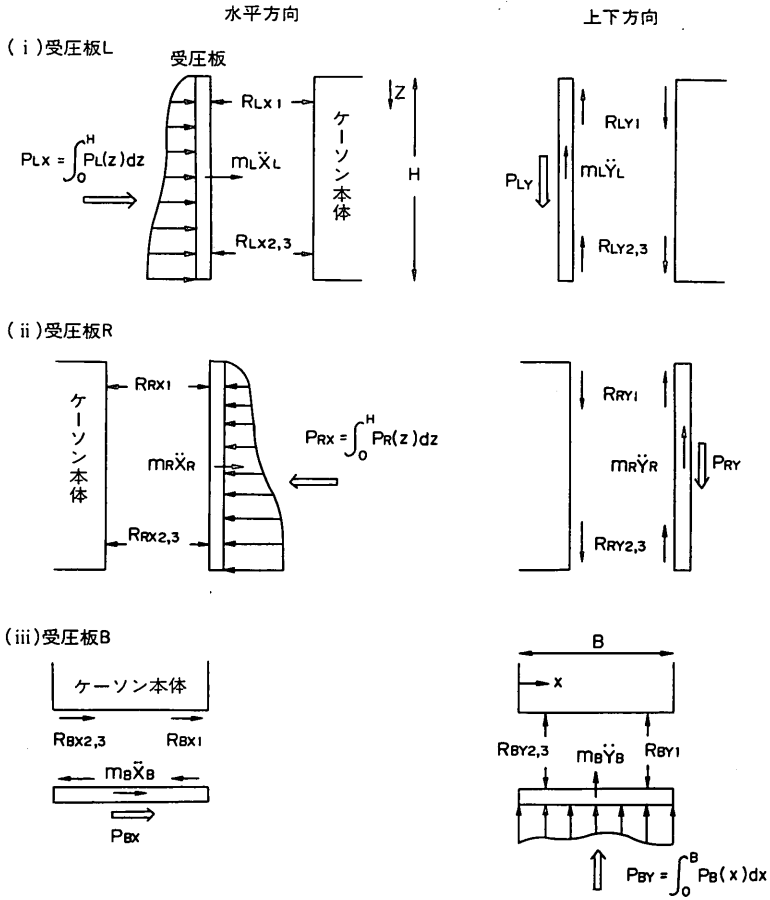


図-4 模型ケーソンの受圧板に作用する動的外力のつり合い

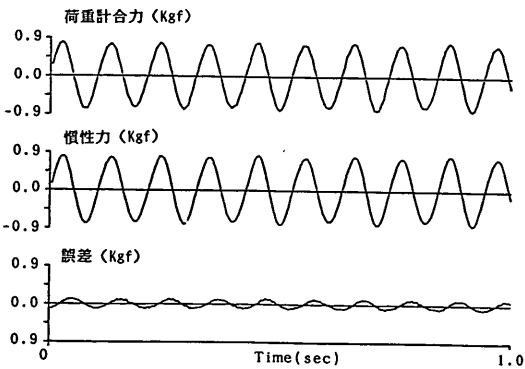


図-5 受圧板慣性力の確認実験結果 (20Gal, 10Hz)

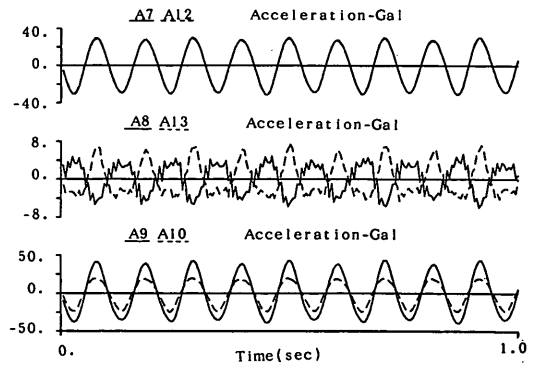


図-6 ケーソンの剛体運動の確認実験結果 (20 Gal, 10 Hz)

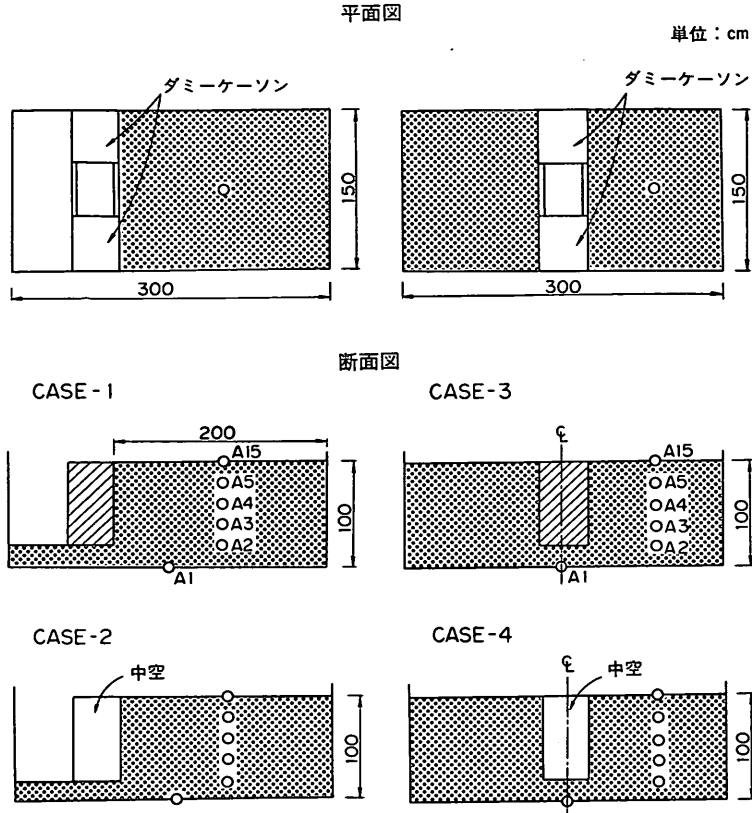


図-7 模型の断面図および平面図

の時の実験結果で、ケーソン各点の加速度波形を示したものである。ケーソンの中間深さにある加速度計 A7 と A12 (図-2 参照) の記録は、振幅、位相とも一致し、ケーソンが水平並進運動をしていることがわかる。また、同じ深さの上下方向の加速度計 A8 と A13 の記録を比較すると、波形の振幅は同じでも位相は逆位相で、ケーソンの運動に回転成分があることを示している。また、ケーソン天端 (A9) の加速度を底部 (A10) と比較すると、両者は同位相であるが、振幅は天端の方が底部より大きい。したがって、ケーソンの回転中心は、ケーソン底面の下方にあることがわかる。

2.3 模型地盤の断面および加振方法

実験ケースは、図-7に示す4ケースである。想定した構造物は、ケーソン式護岸 (ケース1) と埋設剛体構造物 (ケース3) である。また、構造物の重量と動的応答の関係を把握するため、ケーソンの中詰め砂を除去した中空断面 (ケース2, 4) の実験も実施した。なお、本報告では、ケース1, 2は護岸タイプ、ケース3, 4を埋設構造タイプの実験ケースという。

実験は、まず、中空断面に対して行い、その一連の実験が終了した後、ケーソンに砂を充填して、再度実験を行った。中空ケーソンの実験でケーソン背後の砂層に沈下が生じた場合には、層厚が所定の厚さになるよう、砂を補充した。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-2 に示したとおりである。

振動実験の入力波は 1 Hz から 50 Hz までの正弦波、加速度は 20, 50, 100 Gal とした。各振動数とも、応答が定常状態になるまで加振した。また、これら正弦波実験の後、地震波を用いた実験も実施した。実験に用いた地震波の原波形は、1968年十勝沖地震の際、八戸港で観測された加速度記録である。地震波実験では、原波形の振幅および時間間隔を調整して入力した。

振動台は当所の動電型振動台である¹³⁾。振動台の主な諸元は、以下のとおりである。振動台寸法は 4 m × 3.5 m、加振周波数は 0.5 ~ 100 Hz、振動方向は水平一方向、最大加振力は 18 tf · G、最大加振加速度は 0.45 G (25 t 搭載時) である。

表-1 模型地盤の物性


| ケース番号 | | 単位体積重量 (tf/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 | 62 |
| | 右側地盤 | 1.597 | 64 |
| 4 | 左側地盤 | 1.561 | 53 |
| | 右側地盤 | 1.567 | 55 |

表-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 | 着力点高さ | 土圧合力 (kgf) |
|-------|------|---------------|--------|---------------|
| 1 | 背後地盤 | 0.359 | 0.475H | 76 |
| 2 | 背後地盤 | 0.270 | 0.443H | 58 |
| 3 | 左側地盤 | 0.544 | 0.321H | 120 |
| | 右側地盤 | 0.531 | 0.336H | 117 |
| 4 | 左側地盤 | 0.518 | 0.355H | 114 |
| | 右側地盤 | 0.518 | 0.344H | 112 |

H: ケソン高さ

2.4 模型地盤の作製方法

模型地盤は、気乾状態の秋田港の埋立地盤の砂を用いて、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、に示すように支持砂層に置いた。なお、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には、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。ケーソン背後の砂層は、ケーソンを置いた後、20cm 程度上方からまき出して作製した。地盤作製後、振動数30 Hz、加速度 200 Gal の振動を30秒間与え、実験時になるべく残留土圧が発生しないようにした。でき上がった模型地盤の単位体積重量と相対密度を表-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。なおその値は、35~45°であった。

3. 実験結果および考察

本章では、振動実験の結果を示すと共に、その考察を行った。なお、地震波の実験結果および考察は、3.7でまとめて行った。


3.1 加振前の静的土圧

表-2は、実験前の静的土圧の合力、3個の荷重計の力から求めた土圧合力の着力点高さ、および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。埋設構造タイプのケース3、4の静的土圧係数は約0.5、一方、護岸タイプのケース1、2の静的土圧の土圧係数は約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5~10°であった。また、土圧計で計測された土圧が、ケーソンの法線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0~20 kgf、締め固め後で20~80 kgfの差が認めら

れた。これは、数個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は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、本報告では、土圧計の値は定量的に取り扱うのではなく、土圧の深さ方向の分布形を把握することに使用した。

3.2 周辺地盤とケーソンの加速度応答特性

地盤および構造物の動的応答は、構造物・地盤系の相互作用に大きく影響される。一般に、周辺地盤に比較して剛な構造物が地盤中にあるとき、この地盤・構造物系の動的相互作用は、構造物の質量と周辺地盤の復元力特性で決まる相互作用効果 (inertial interaction) と構造物の幾何学的形状と周辺地盤の地震動の空間的分布で決まる相互作用効果 (kinematic interaction) に分けて考えることができる¹⁴⁾。既往の研究によると、構造物の質量がその動的応答に与える影響は、外力の振動数が系の固有振動数に対して十分低い場合は、ほとんど無視できるが、系の固有振動数に近づくと大きくなる。また、周辺地盤の減衰が大きければ大きいほど、質量効果は幾何学的相互作用効果に比較して小さくなることが明らかになっている¹⁵⁾。以下にケーソンの応答加速度を周辺地盤のそれと比較し、ケーソンの応答特性を検討する。

-8は、護岸タイプのケース1、および埋設構造タイプのケース3の実験結果で、入力加速度に対するケーソン背後の表層地盤の加速度応答倍率を示したものである。入力加速度が小さい時、地盤の共振振動数はケース1の場合には27 Hz、ケース3の場合には28 Hz付近にある。また、入力加速度が大きくなると、共振時の加速度応答倍率は小さくなり、地盤の応答に非線形性が現れてくる。このような応答特性は、地盤を成層構造とみなして解析する一次元の地震応答解析法により解析することができる。

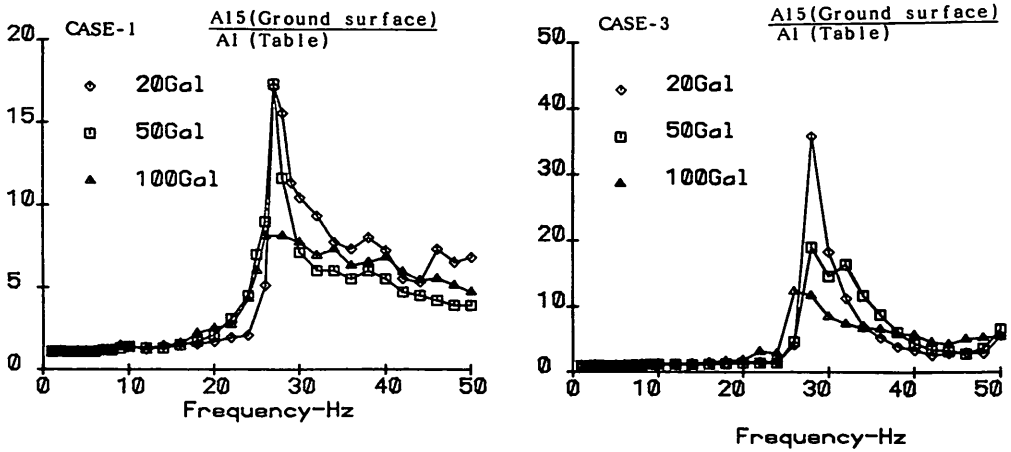


図-8 ケーソンの背後地盤の加速度応答曲線

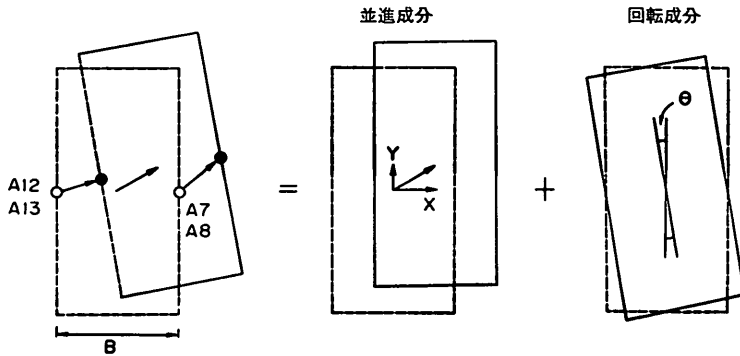


図-9 ケーソンの剛体運動の概念図

ケーソンは周辺地盤に比較して剛であるため、図-9に示すようにその運動は、並進2成分と回転成分の合成運動と考えることができる。例えば、ケーソンの水平方向の加速度記録には、ケーソンの回転に伴う水平加速度も含まれていることになる。そこで、ケーソンの動的特性をケーソンの基本的な運動成分である並進（水平，上下）成分と回転成分に分離して検討した。並進成分の水平加速度（ \ddot{X} ），上下加速度（ \ddot{Y} ）および回転加速度（ $\ddot{\theta}$ ）は、図-9に示すケーソンの加速度記録 $A(\ddot{i})$ およびケーソン幅 B を用いて式(4)によって求めることができる¹⁸⁾。なお、A12, A7は水平方向，A13, A8は上下方向の加速度計を表す。

$$\begin{aligned} \ddot{X}(t) &= (\ddot{A}7(t) + \ddot{A}12(t))/2 \\ \ddot{Y}(t) &= (\ddot{A}8(t) + \ddot{A}13(t))/2 \\ \ddot{\theta}(t) &= (\ddot{A}8(t) - \ddot{A}13(t))/B \end{aligned} \quad (4)$$

図-10は、50Gal実験の結果で、地表面（A15）の加速度に対するケーソンの水平（ \ddot{X} ）および回転（ $H\ddot{\theta}/2$ ）

の加速度応答倍率，ならびに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。ここで、 H はケーソンの高さである。実験結果は、ケーソン重量と動的応答の関係が把握できるように、上段はケース1とケース2，下段はケース3とケース4の結果を一緒に示した。

ケーソンの水平方向の加速度応答倍率（図-10 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（約 28 Hz）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天端の応答加速度（図-10 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で、幾何学的相互作用として説明できる。ケーソンの回転特性を中詰め砂のあるケース1, 3と中空ケース2, 4で比較すると、ケース1と3には、地盤の一次固有振動数付近以外にもピーク（ケース1では約 24 Hz, ケース3では約 46 Hz）が

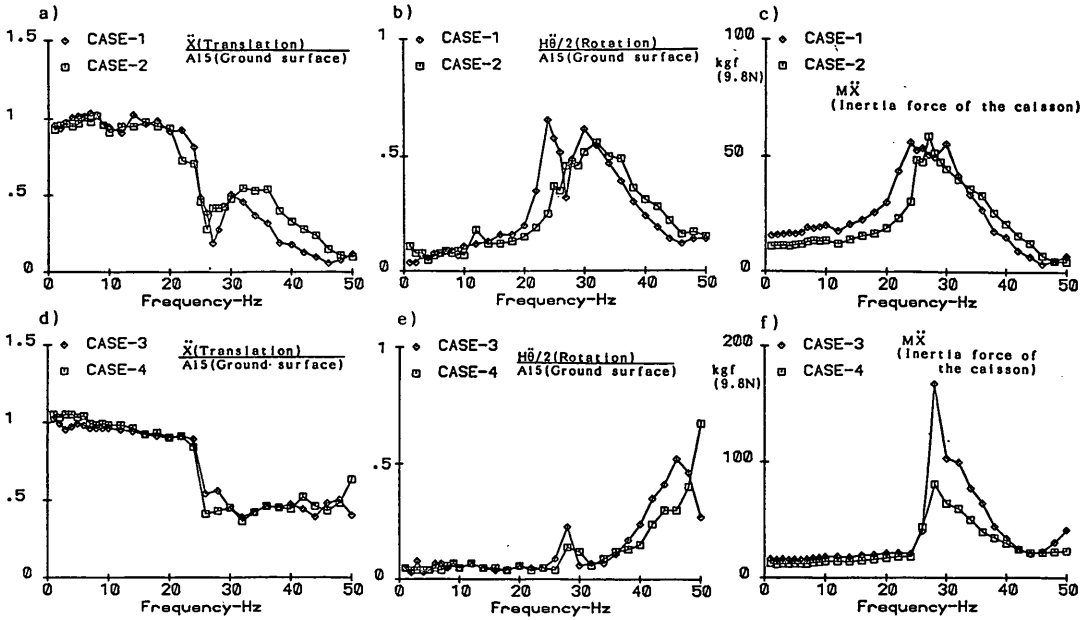


図-10 ケーソンの動的応答の振動数依存性

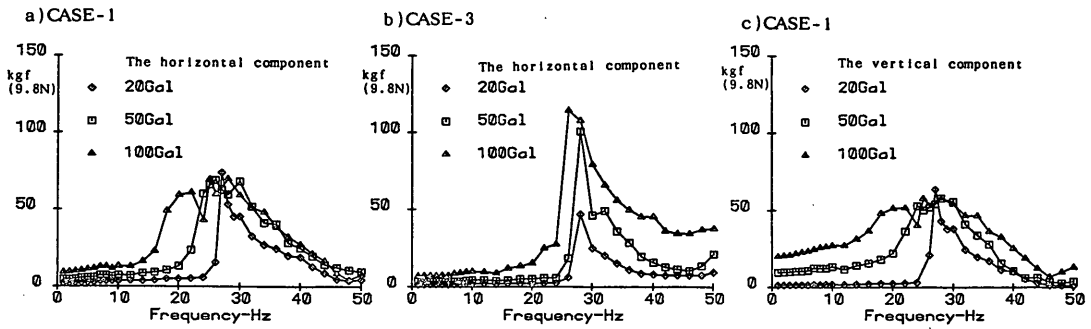


図-11 動的土圧合力の振動数依存性

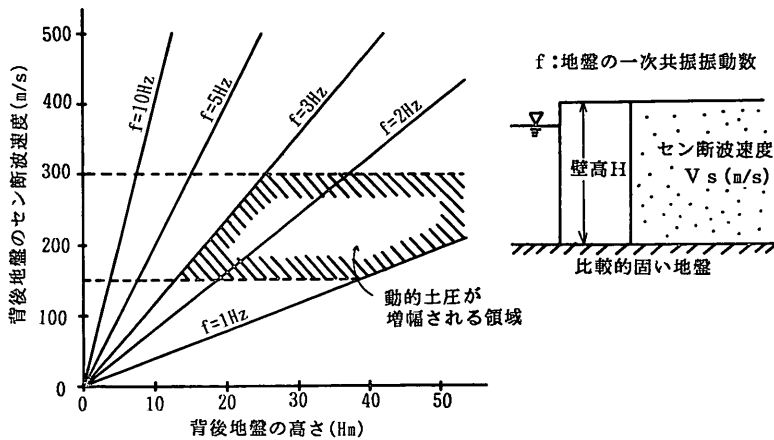


図-12 動的土圧が増幅する壁高と背後地盤のせん断波速度の関係

ある。このピークはケーソンの質量効果によって生じ、この振動数はケーソンの回転運動の固有振動数と考えられる。

ケーソンの水平慣性力(図-10 c, f)は、図-10 a, d)に示した応答加速度とケーソン重量の積で決定されるが、特にその値は地盤およびケーソンの固有振動数付近で大きくなる。

3.3 動的土圧合力の特性

図-11 は、護岸タイプのケース1と埋設構造タイプのケース3の実験結果で、左からケース1, 3の動的土圧合力(動的土圧)、およびケース1の上下方向の動的せん断力(動的鉛直せん断力)を入力振動数に対して示したものである。ケース3の動的土圧は、ケーソン両側に作用する土圧の方向を考慮して求めたものである。ケース1の動的土圧(図-11 a))は、入力振動数が地盤およびケーソンの共振振動数に近づくと増大し、また、入力加速度が大きいほど、低振動数域から大きく、ピークも低振動数に現れる。これは入力加速度の増加に伴って、地盤ひずみが大きくなり、地盤の剛性が低下したためと考えられる。しかしながら、図-8 からわかるように、地盤には、入力加速度が増加しても卓越振動数が顕著に低下する材料非線形性は現れていない。したがって、入力加速度の増大に伴って、ケース1の動的土圧が低振動数域から大きくなるのは、主にケーソン周辺地盤の剛性低下によってケーソンの固有振動数が低下したためと考えられる。しかし、共振時の動的土圧合力は、入力加速度が大きくなっても、余り変化していない。護岸タイプのケース1の場合、ケーソンは、地盤がケーソンの片側のみに存在するため、共振時に容易に変形する。したがって、共振時の動的土圧は、壁体がある程度変形したときの上限値と考えられる。

埋設構造タイプのケース3の動的土圧(図-11 b))は、入力加速度の増大とともに大きくなるが、共振時の土圧合力は、護岸タイプのケース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、共振時にケーソン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。これら動的土圧を表-2の静的土圧と比較すると、ケース1の上限値およびケース3の最大値は、静的土圧の大きさに一致している。ケース1の動的土圧が加振前の静的土圧より大きくならなかった理由は、土に引張り抵抗力がないためと考えられる。

ケース1の動的鉛直せん断力(図-11 c))も、動的土圧と同様に、地盤およびケーソンの共振振動数付近で大

きくなる。その大きさは、動的土圧と同程度で、極めて大きい。現行設計法によると、地震時の水平土圧と鉛直せん断力の比は、壁面摩擦角を δ とすれば、 $\cos \delta / \sin \delta$ となる。実験で計測された鉛直せん断力は、推定された壁面摩擦角(7°)からは説明できない。このように実験の鉛直せん断力が大きかった理由は、ケーソンの回転運動に伴う地盤からの抵抗力が大きかったためと考えられる。

以上のように、動的土圧は地盤の一次共振振動数付近で増幅される。今、図-12のように高さ H の壁体が比較的固い地盤上にあり、その背後にせん断波速度 V_s の地盤があると考えると、背後地盤の一次共振振動数は、概ね $V_s/4H$ で表わされる。また、地震動の卓越振動数を $1\sim 3$ Hz、背後地盤の V_s を $150\sim 300$ m/s程度と考えれば、地震動の卓越振動数が背後地盤の共振振動数と一致する振動数領域は、図中のハッチで示した領域となる。すなわち、この領域は、動的土圧が大きくなる壁高と背後地盤の V_s の関係を示している。すなわち、壁高の高い構造物を建設する場合には、このような関係を事前に考慮しておく必要がある。

図-13 は、50 Gal 実験の動的土圧をケース1とケース2, ケース3とケース4で比較したものである。動的土圧は、ケーソン重量の大きい方(ケース1, ケース3)が、小さい(ケース2, 4)方より大きい。これは、動的土圧がケーソンの慣性力の大きさによって変化することを示している。すなわち、動的な水平土圧は、地盤のみの特性から考えるのではなく、地盤と構造物の全体系の振動現象として考える必要がある。このような傾向は、吉川らが実施した模型振動実験結果でも得られている¹⁷⁾。

3.4 慣性力と動的土圧合力の位相特性

地震時のケーソン岸壁の安定性を検討する場合、壁体に作用する慣性力と動的土圧合力(動的土圧)の位相差を検討することは重要である。震度法に基づく現行設計法では、地震時土圧は慣性力と同一方向に作用させる。これは、壁体の慣性力と地震時の土圧増分が同位相であると考えているためである。本項では、この点を模型振動実験結果から検討する。

図-14 は、護岸タイプのケース1, および埋設構造タイプのケース3の50 Gal 実験の結果で、ケーソンの慣性力、動的土圧、動的底面摩擦力(底面摩擦力)の片振幅を入力振動数ごとに示したものである。ケース3の動的土圧は、ケーソン両側に作用する動的土圧の方向を考慮して求めたものである。図から、30数 Hz 付近までは、ケーソンの慣性力の振幅が一番大きい。現行設計法のよ

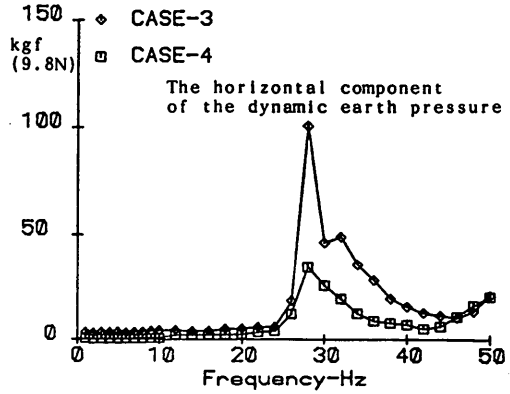
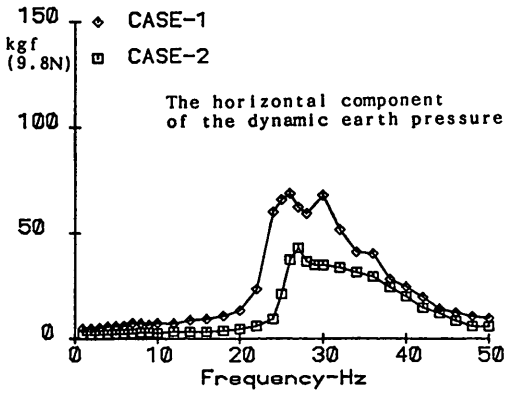


図-13 動的土圧に及ぼすケーソンの質量効果

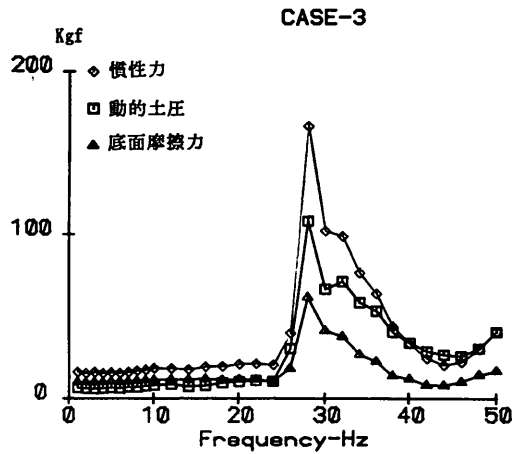
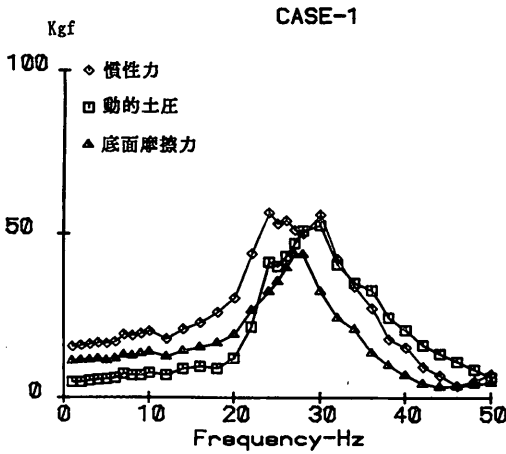


図-14 ケーソンに作用する動的外力の振動数依存性 (50 Gal 実験)

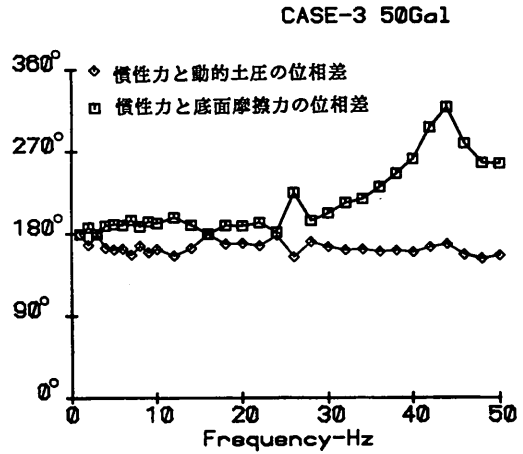
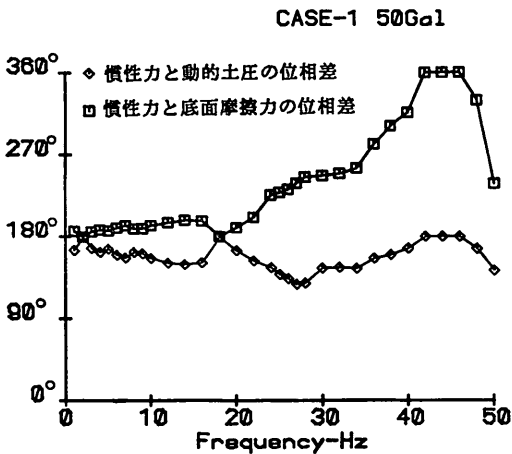


図-15 ケーソンの慣性力に対する動的土圧と底面摩擦力の位相差

うに慣性力と動的土圧が同位相と考えるならば、底面摩擦力は慣性力に動的土圧を加えたものとなるはずである。しかし、実験結果はそうになっていない。したがって、この図から、動的土圧とケーソンの慣性力には位相差があると考えられる。そこで、以下の方法で、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を検討した。

今、角振動数 ω の正弦波入力で動的応答が定常状態に達したとき、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。

慣性力 : $m\ddot{X} \cos \omega t$

動的土圧合力 : $P \cos(\omega t + \theta 1)$

底面摩擦力 : $F \cos(\omega t + \theta 2)$

ここで、 $\theta 1$: 動的土圧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
 $m\ddot{X}$: ケーソンの慣性力の振幅

P : 動的土圧の振幅

F : 底面摩擦力の振幅

t : 時間

である。これら三つの力は、振動が定常状態の時には、常につり合っている。したがって、(5)式で表わされる力のつり合い式

$$m\ddot{X} \cos \omega t + P \cos(\omega t + \theta 1) + F \cos(\omega t + \theta 2) = 0 \quad (5)$$

は、時間 t に対して恒等式となる。したがって、(5)式を変形して得られる $\cos \omega t$, $\sin \omega t$ の係数は0(ゼロ)である。すなわち、

$$m\ddot{X} + P \cos \theta 1 + F \cos \theta 2 = 0$$

$$P \sin \theta 1 + F \sin \theta 2 = 0 \quad (6)$$

である。

したがって、動的土圧および底面摩擦力の慣性力に対する位相差 $\theta 1$, $\theta 2$ は、実験で計測されるケーソンの慣性力 $m\ddot{X}$ 、動的土圧 P 、底面摩擦力 F の振幅を用いて、(6)式から求めることができる。

図-15は、 $\theta 1$, $\theta 2$ を振動数ごとに示したものである。動的土圧の慣性力に対する位相差 $\theta 1$ は、振動数に係わらず、ほぼ 180° である。一方、底面摩擦力の慣性力に対する位相差 $\theta 2$ をみると、30 Hz 付近までの低振動数域では、慣性力とはほぼ 180° 、35 Hz 以上の高振動数領域では、 $270^\circ \sim 360^\circ$ となる。このような傾向は、20 Gal および 100 Gal 実験でも同様であった。

ここで示した慣性力と動的土圧の位相関係が実構造物の場合にも適用できるとすれば、構造物に作用する地震

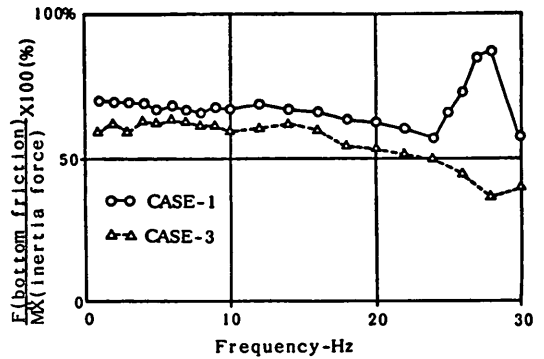


図-16 慣性力に対する底面摩擦力の割合

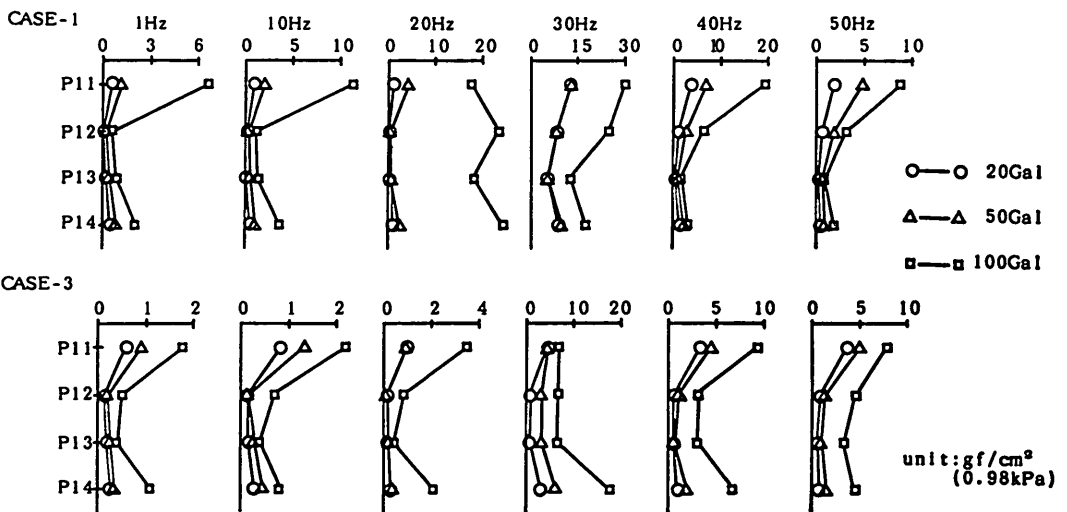


図-17 動的土圧の最大値分布

a) ケース1 底面摩擦力最大時 (50Gal, 10Hz)

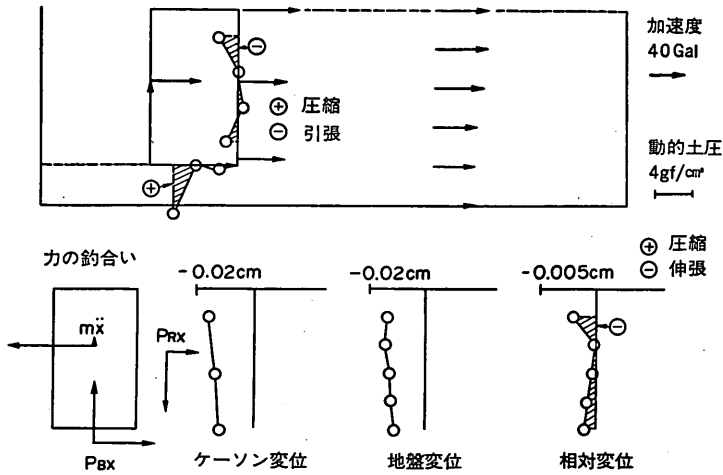


図-18(a) 動的土圧と地盤・ケーソン間の相対変位の関係
(ケース1 50 Gal, 10 Hz)

b) ケース1 底面摩擦力最大時 (50Gal, 20Hz)

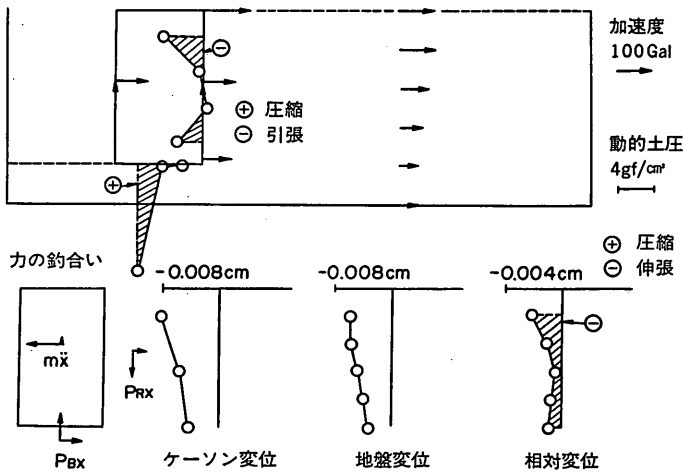


図-18(b) 動的土圧と地盤・ケーソン間の相対変位の関係
(ケース1 50 Gal, 20 Hz)

時土圧は、静的土圧から動的土圧を差し引いたもの、あるいは、安全を見て静的土圧のみを考慮すればよいと考えられる。

図-16 は、ケーソンの慣性力に対する底面摩擦力の比を 30 Hz まで示したものである。既に、示したように 30 Hz 付近までは、動的土圧と底面摩擦力は慣性力と逆位相であった。現行設計法に従って、慣性力と動的土圧を水平外力とすれば、それとつり合う動的な底面摩擦力は水平外力そのものとなる。しかしながら、ケース 1 の実

験結果によると、ケーソンに作用する動的な水平外力は、振動数に関係なく、ケーソン慣性力の 60~70% であったことがわかる。このように動的土圧を直接求めることなく、慣性力から動的な水平外力を算定することができる。実物においても、水平外力がこのように慣性力に対する比で設定されると設計が簡略化されることになる。

3.5 動的土圧の分布形状

図-17 は、土圧計により計測された動的土圧の最大値を入力加速度、振動数ごとに示したものである。動的土

c) ケース1 底面摩擦力最大時 (50Gal, 30Hz)

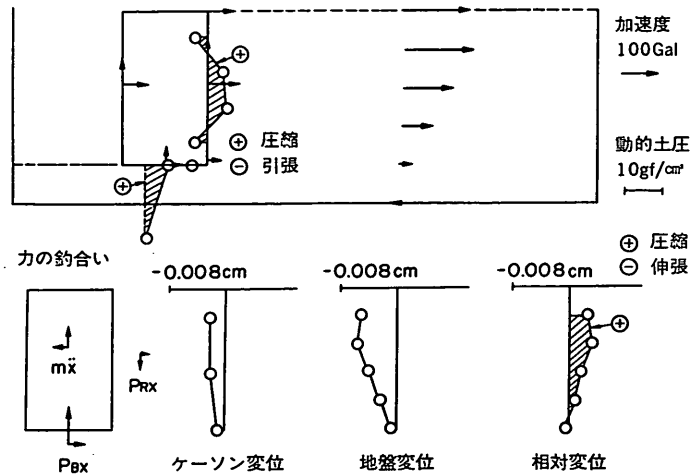


図-18(c) 動的土圧と地盤・ケーソン間の相対変位の関係 (ケース1 50 Gal, 30 Hz)

d) ケース3 動的土圧合力最大時 (50Gal, 10Hz)

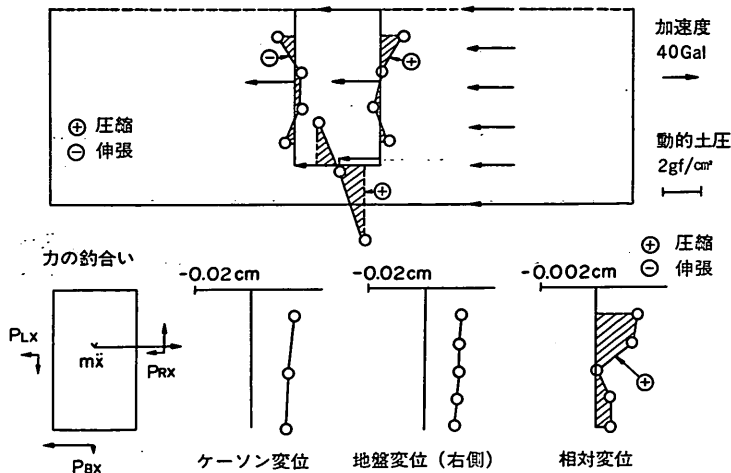


図-18(d) 動的土圧と地盤・ケーソン間の相対変位の関係 (ケース3 50 Gal, 10 Hz)

圧は、入力振動数に関係なく、ケーソンの上端および下端で大きくなる傾向がある。なお、低振動数領域でも、このような土圧分布を示すということは、低振動数においても、僅かではあるがケーソンは回転運動を起こしていると考えられる。

次に、耐震設計を考えた場合、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は重要である。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-18(a)~(c)は、設岸

タイプのケース1で、入力振動数が10, 20, 30 Hz のときの結果である。図-18(d)~(f)は、埋設構造タイプのケース3の結果である。ケース1は、ケーソンの底面摩擦力が最大となる時刻、また、ケース3は、動的土圧が最大となる時刻で示した。各図の上段の図は、加速度(矢印)と土圧の分布(ハッチ部分)を示したものである。下段の図は、左からケーソンに作用する力のつり合いで慣性力($m\ddot{X}$)と土圧合力(P)、ケーソンおよび地盤の絶対変位、更にケーソンと地盤の間の相対変位を示す。

e) ケース3 動的土圧合力最大時 (50Gal, 20Hz)

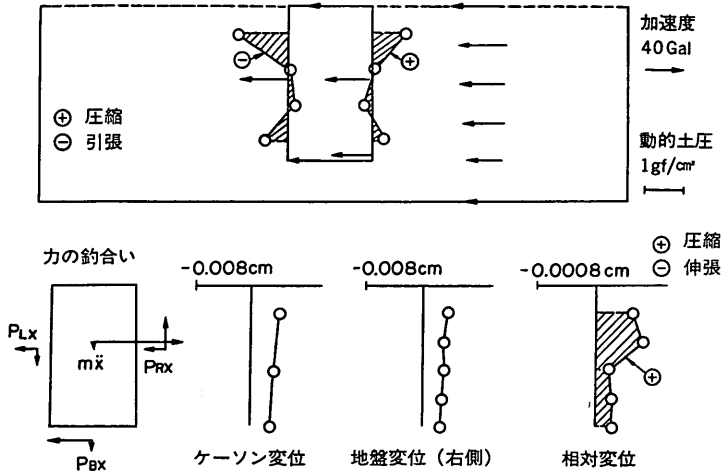


図-18(e) 動的土圧と地盤・ケーソン間の相対変位の関係
(ケース3 50 Gal, 20 Hz)

f) ケース3 動的土圧合力最大時 (50Gal, 30Hz)

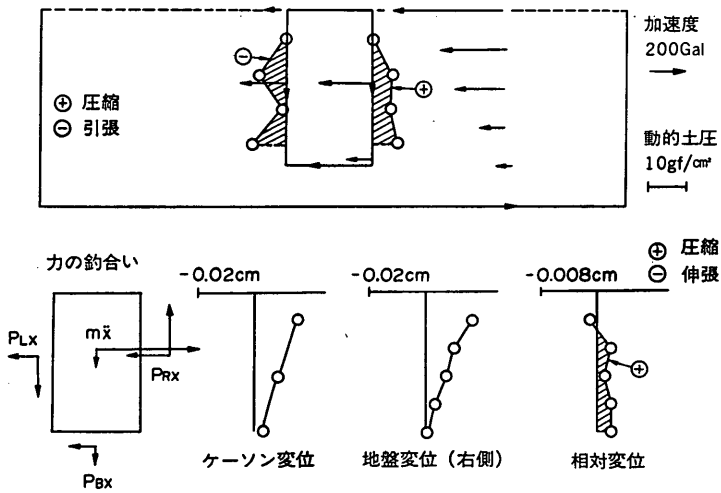


図-18(f) 動的土圧と地盤・ケーソン間の相対変位の関係
(ケース3 50 Gal, 30 Hz)

なお、地盤とケーソンの変位、および両者間の相対変位は、入力波が正弦波であるため、応答加速度 α と入力角振動数 ω を用いて、 $-\alpha/\omega^2$ から求めた。相対変位の符号は、縮む側を正とした。なお、ケース3の20 Hz, 30 Hzの実験では、ケーソン底面の土圧計が不調であったためデータがない。

ケーソンに作用する力のつり合いを見ると、動的土圧と底面摩擦力の向きは、慣性力に対して逆向きである。この結果は、3.4に示した結果と同じである。また、土

圧合力の上下成分は、ケーソンの回転運動に抵抗するように作用している。動的土圧は深さ方向に三角形分布を示さずに、ケーソンと地盤の相対変位分布に対応している。しかし、明瞭に対応しないケースもある。この原因として、次のことが考えられる。

- ① 入力加速度が増大すると、地盤の挙動に非線形性が現れる。
- 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、どれくらい離れた位置の変位

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、すなわち単位の相対変位によって生じる力は、深さによって異なっている。

3.6 物部・岡部式との比較

前述の実験結果を見ると、実際の地震時土圧はどうも物部・岡部の考えたものとは異なるように考えられる。たとえば、動的土圧の分布形は、明らかに三角形分布ではないこと、ケーソンの重量の大小によって動的土圧は異なること、ケーソン側面に作用する鉛直せん断力が水平土圧と同じくらい大きいことなどは、物部・岡部の考え方では説明できない。本項では、実験値と物部・岡部式で算定される土圧を比較し、物部・岡部式の適用性を検討した。

まず、実験結果を物部・岡部式と比較する前に、同式を再考してみる。図-19は、ケーソンの変形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 は、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。このような土圧の増減は、滑ろうとする土塊に作用する

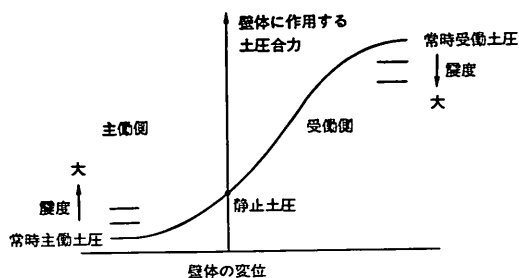


図-19 壁体の変位と土圧の関係

慣性力とケーソンの変位の向きが同じと考えているためである。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。このように、実験結果は、物部・岡部式の考え方と異なっていた。また、地震の規模によっては、地盤に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、主働あるいは受働状態の土圧を与えてしまう。

以上の考察から、同式の適用性については、以下の方法で検討する必要がある。

- 1) 同式と比較、検討する実験の地震時土圧は、静的土圧を含めた土圧とする。このとき、振動時に地盤が主働あるいは受働状態に達するかどうかを検討する。
- 2) 仮に、地盤が主働あるいは受働状態に達しない場合、同式から算定される地震時の増分土圧は、実験の動的土圧と対応するかどうかを検討する。これは、地下タンクなどの設計においては、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して取り扱っているため、この考え方の是非を検討するためである。
- 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、動的土圧が地震時土圧から常時土圧を差し引いた土圧と考えれば、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。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り、同式と実験結果は対応しないのは明白である(図-17, 18参照)。したがって、以下では、上記1)および2)について検討した。

なお、土圧の分布形状は、構造物の転倒モーメント等

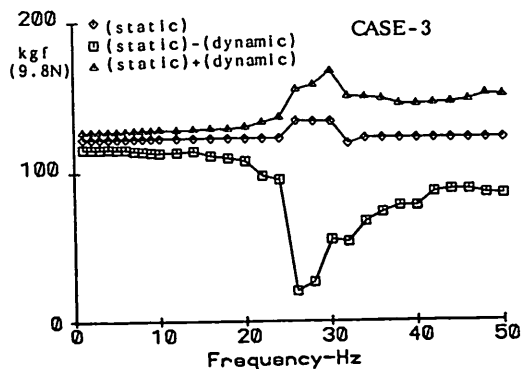
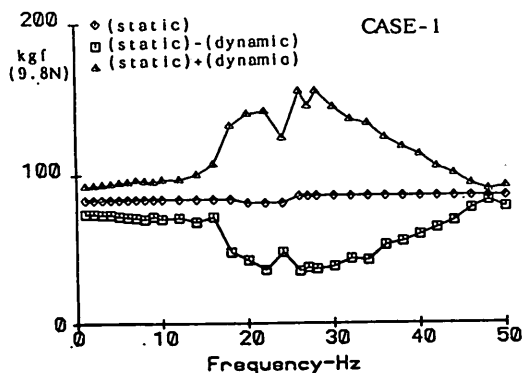


図-20 土圧合力の振動数依存性

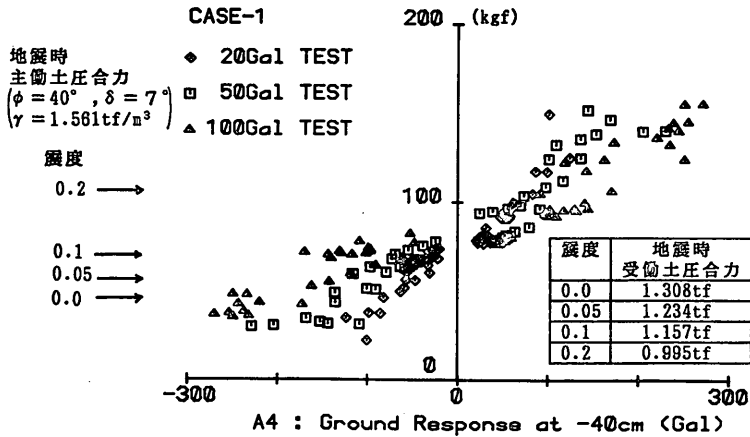


図-21(a) ケーソンの背後地盤の応答加速度と地震時土圧の関係および現行の地震時主働, 受働土圧 (ケース1)

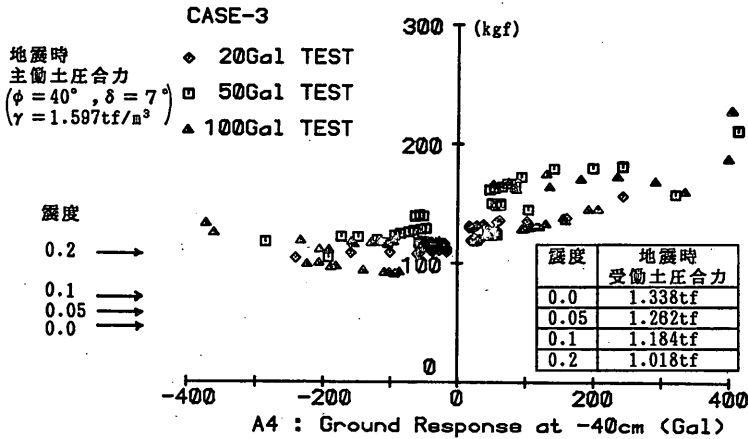


図-21(b) ケーソンの背後地盤の応答加速度と地震時土圧の関係および現行の地震時主働, 受働土圧 (ケース3)

の算定に関係する。また、構造物の内部応力は単純に最大土圧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) 静的土圧を含めた地震時土圧との比較

図-20は、100 Gal 実験の結果で、静的土圧合力(◇), ならびに静的土圧に動的土圧を重ね合わせた地震時土圧合力を入力振動数に対して示したものである。埋設構造タイプの場合3の結果は、受圧板Lに作用する土圧合力である。なお、図中の□が主働側の土圧合力, △が受働側の土圧合力である。

地震時土圧は、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つれて、主働側は静止土圧から小さ

く、受働側は増加していく。したがって、地震時土圧は入力加速度が同じでも、振動数に大きく依存することがわかる。これは、図-8に示した地盤の応答加速度の振動数特性とはほぼ対応している。そこで、横軸をケーソンの中間深さと同一レベルの地盤の加速度、縦軸を地震時土圧合力とした図を図-21(a), (b)に示す。図の横軸は加速度であるが、別の見方をすれば地盤に発生したひずみの大きさと見なすこともできる。物部・岡部式の土圧は、地盤に大きなひずみが発生したときの極限土圧と考えられるので、横軸の両側に同式による各震度の土圧合力を記入した。主働土圧は地盤加速度が負、受働土圧は地盤加速度が正のときである。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。実験の地震時土圧

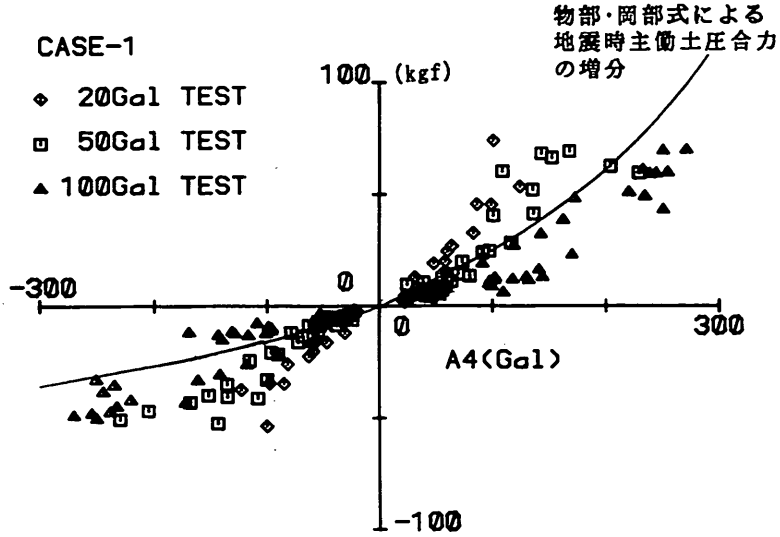


図-22(a) ケーソンの背後地盤の応答加速度と動的土圧の関係および現行の地震時主働土圧の震度の変化に伴う増分土圧（ケース1）

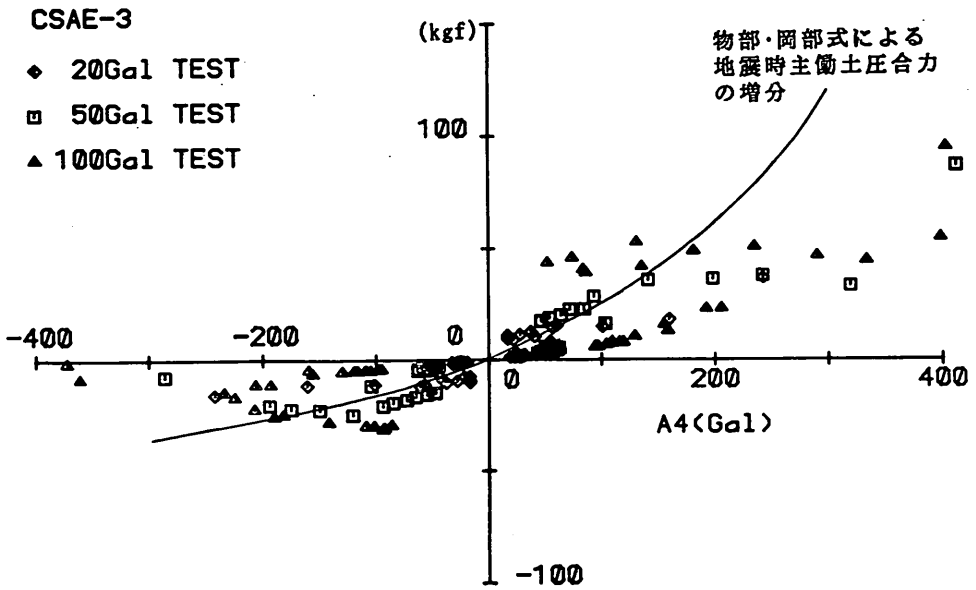


図-22(b) ケーソンの背後地盤の応答加速度と動的土圧の関係および現行の地震時主働土圧の震度の変化に伴う増分土圧（ケース3）

合力は、地盤の加速度の大きさに対応して、増減している。特に、主働側の土圧は、ある値に漸近しているようにみえる。なお、データに少しばらつきはあるが、これは、異なる振動数の土圧をひとまとめにして示したためと考えられる。また、入力加速度が同じ実験の土圧を比較すると、入力加速度が小さいほど、静的土圧付近の変化の割合が大きい。これは、ケーソンの背後地盤の加速度分布、あるいは地盤の応力状態の違いが原因と考えられる。

次に、物部・岡部式の計算結果と実験値を比較する。埋設構造タイプのケース3の主働側の土圧合力は、地盤加速度が大きくなって物部・岡部式の主働土圧合力に達していない。一方、護岸タイプのケース1の主働側の土圧は、物部・岡部式の主働土圧合力より小さくなる場合もある。また、受働側においては、ケース1、3とも、実験値は同式による値より極端に小さい。すなわち、ケーソンの周辺地盤は、その加速度が200 Gal以上になっても、物部・岡部が想定したような受働状態にならなかったと考えることができる。また、地盤の加速度が増大しても、物部・岡部式のように主働土圧が大きくなったり、受働土圧が小さくなるような現象もみられなかった。

(2) 動的土圧合力との比較

図-22(a), (b) は、実験の動的土圧合力を物部・岡部式の地震時主働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-22と同様にケーソンの中間深さと同一レベル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200 Gal以下であったら、動的土圧と物部・岡部式による増分土圧は、比較的よく一致している。しかし、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、今回の実験結果と物部・岡部の式の対応は良かったが、ケーソンの質量が極端に異なる場合にも、今回のように主働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。

(3) 100 Gal 実験の地震時土圧との比較

実験によると地震時の主働土圧は図-22に示したように、入力加速度すなわち震度が大きくなっても、物部・岡部式のように必ずしも大きくならなかった。したがって、同式は、実際の土圧現象をうまく表現していないとも考えられる。しかし、同式は広く使用されている。そこで、一例として、設計震度0.1(すなわち、ここでは100 Gal 実験)に対応する地震時土圧を物部・岡部式と比較してみる。物部・岡部式が地震力を静的な力に置き換えていることを考慮し、低振動数領域の実験結果と比較した。また、実験によると、ケーソンの慣性力と動的土圧の位相は逆位相である。そこで、物部・岡部式と比較する地震時土圧は、静的土圧から動的土圧を差し引いた土圧とした。この地震時土圧は、静的土圧が常に同じとすれば、地震力が大きくなればなる程、動的土圧が大きくなるため、小さくなる。これは、物部・岡部式の地震時主働土圧と全く逆の傾向を示す。したがって、100 Gal 実験の実験結果と物部・岡部式の検討結果が、すべての震度の土圧に対して適用されると言うものではない。

図-20 から、10 Hz 以下の低振動数領域における主働土圧合力(□)は、ケース1の場合、70~74 kgf、ケー

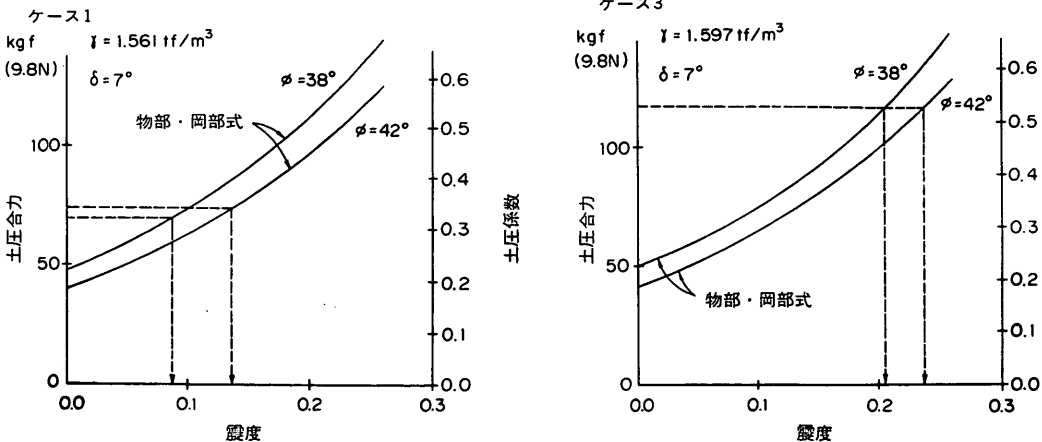


図-23 実験結果と解析結果の比較 (100 Gal 実験)

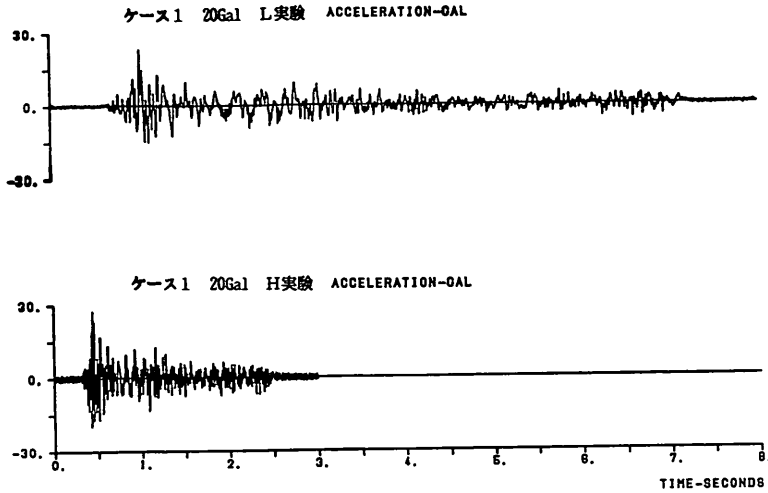


図-24 実験に用いた入力地震波形

ス3の場合、約 117 kgf である。この値を物部・岡部式と比較したのが、図-23 である。物部・岡部式で使用する定数の砂の単位体積重量と内部摩擦角は 2.4、壁面摩擦角は 3.1 に示した値を参考に決めた。物部・岡部式で実験結果と同じ土圧を算出するためには、ケース1の場合、震度を 0.09~0.13、ケース3の場合は 0.20~0.24 に選ばなければならないことがわかる。実験の入力加速度を重力加速度で除して求めた震度は、0.1 である。したがって、物部・岡部式は、ケース1の場合、比較的妥当な結果を与えたが、ケース3の場合には対応しなかったことがわかる。

一つの計算結果からではあるが、物部・岡部式的设计震度 0.1 の地震時主働土圧は、岸壁などのように構造物の前面に地盤がない構造物に作用する土圧を表しているようである。

3.7 地震波実験

実際の地震動波形は、正弦波ではなく不規則波である。しかし、不規則な波も一般に正弦波の重ね合わせで表すことができる。本項では、地震波実験の結果が正弦波実験の延長線上で捉えられること、地震波実験と正弦波実験の結果に矛盾がないことを示す。

図-24は、ケース1の 20 Gal 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原波形である。下段の波形は上段の波形の時間間隔を 1/3 に縮小したものである。両波形の振動数特性を図-25 に示す。上段の原波形は、10 Hz 以下の振動数成分を含むが、下段の波形には、10 Hz 以下の振動数成分はほと

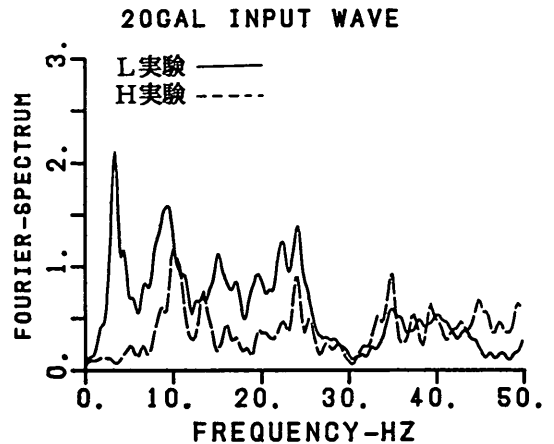


図-25 実験に用いた入力地震波のスペクトル (20 Gal 実験)

んどない。そこで、上段の原波形を用いた実験は低振動数成分が多いという意味で 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、ともに 20, 50, 100 Gal の 3 種類とした。

(1) 動的土圧の振動数依存性

図-26 は L 実験、図-27 は H 実験の設岸タイプのケース1と埋設構造タイプのケース3の動的土圧の波形を入力最大加速度ごとに示したものである。なお、各波形の時間軸は一致していない。また、図-28 は、500 Gal 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。ケース1およびケース3とも、低振動

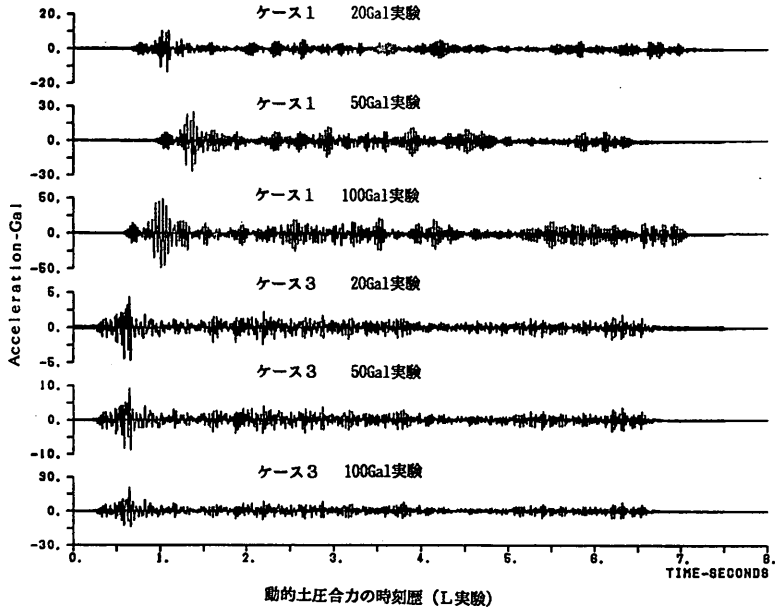


図-26 動的土圧合力の時刻歴（地震波L実験）

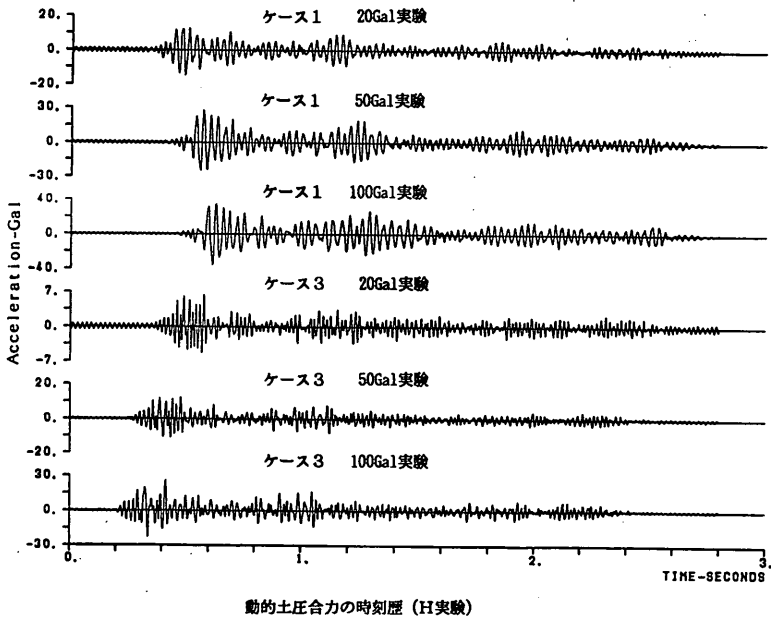


図-27 動的土圧合力の時刻歴（地震波H実験）

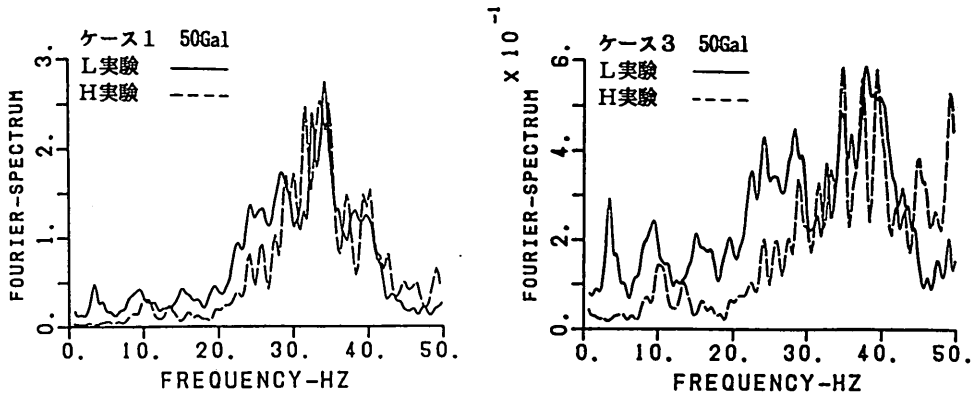


図-28 動的土圧合力のスペクトル (50 Gal実験)

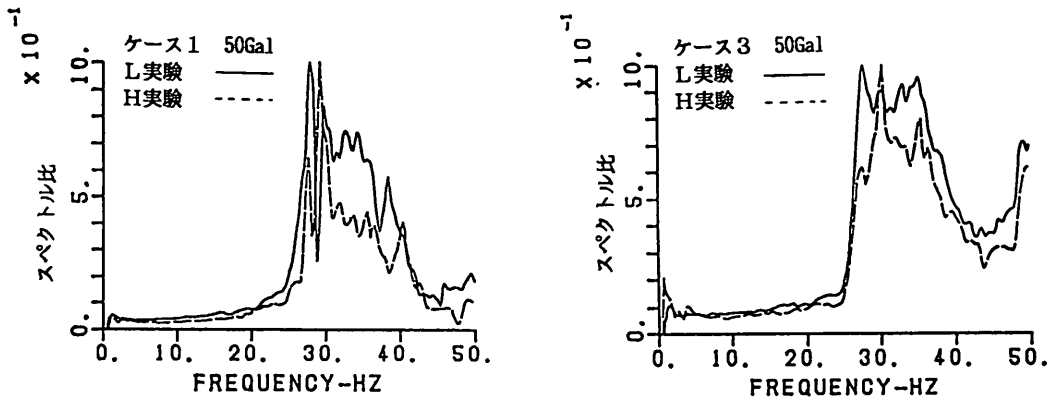


図-29 動的土圧合力の入力地震動に対するスペクトル比

数領域の土圧のスペクトルは、入力加速度のスペクトルに対応して 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 25 Hz~40 Hz 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 28 Hz) に近く、動的土圧は地盤の応答と対応していることが分かる。動的土圧の動的特性を更に詳しく見るため、動的土圧のスペクトルを入力地震動のスペクトルに対する比、すなわち伝達特性で見たのが図-29 である。図-29 は、ケース 1 およびケース 3 の 50 Gal 実験結果で、比の最大値を 1 に正規化して示した。図から、動的土圧は、28~30 Hz 付近で大きくなっていることがわかる。この結果は、前述の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-30 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。スペクトルは、ケーソン質量

の大きい方 (ケース 1, ケース 3) が小さい方 (ケース 2, ケース 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関係が振動数に係わりなく、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与える影響は小さいと考えられる。

図-31 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-32 はケース 1, 図-33 はケース 3 の L 実験のケー

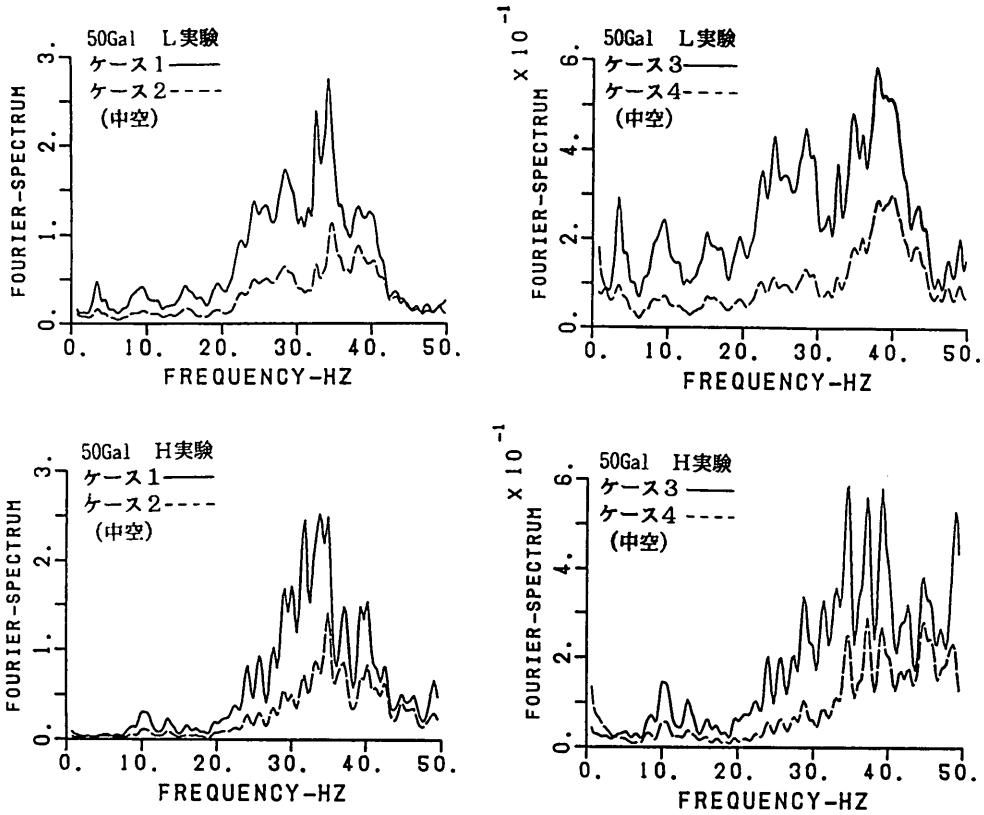


図-30 動的土圧合力とケーソン重量の関係 (スペクトルでの比較)

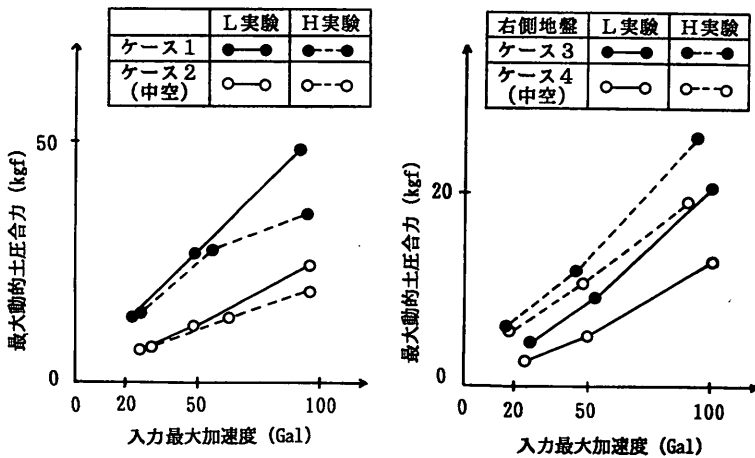


図-31 入力最大加速度と最大動的土圧合力の関係

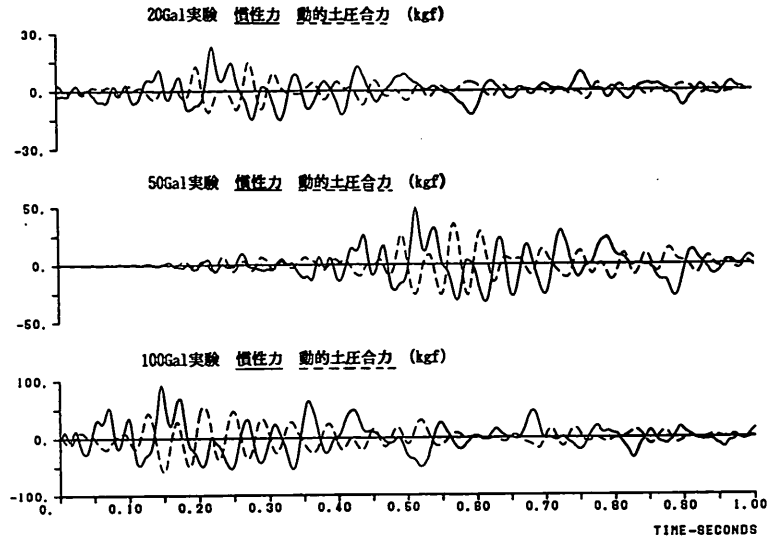


図-32 ケーソン慣性力と動的土圧合力の位相特性 (ケース 1, L実験)

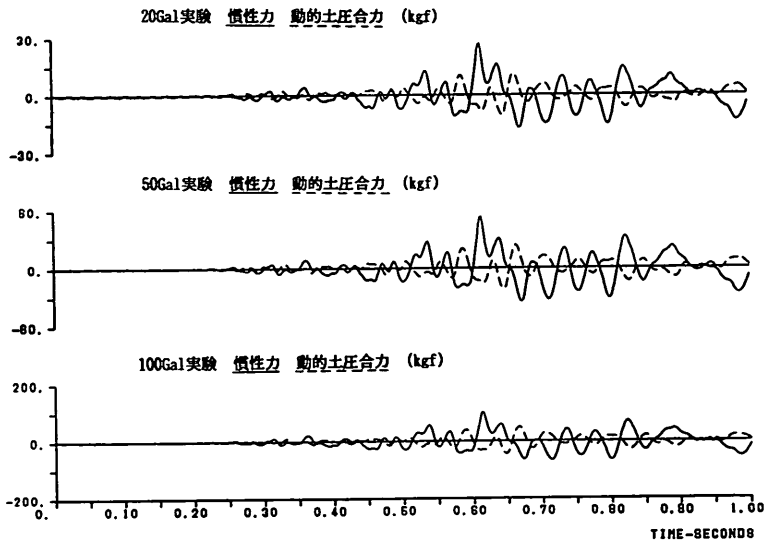


図-33 ケーソン慣性力と動的土圧合力の位相特性 (ケース 3, L実験)

ソンの慣性力(実線)と動的土圧(破線)の時刻歴を入力加速度ごと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-32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. 剛体—地盤ばねモデルによる地震時土圧の解析

模型実験結果を総合すると、地震時土圧は、物部・岡部式の塑性平衡状態の土圧より、静的土圧に動的土圧を重ね合わせた土圧で説明できる。具点的には、図-34に示すように、地震時土圧は、振動する壁体と地盤の相対変位に地盤ばね係数を乗じて求めるわけである。本章では、著者らが提案した剛体—地盤ばねモデルを用いて、

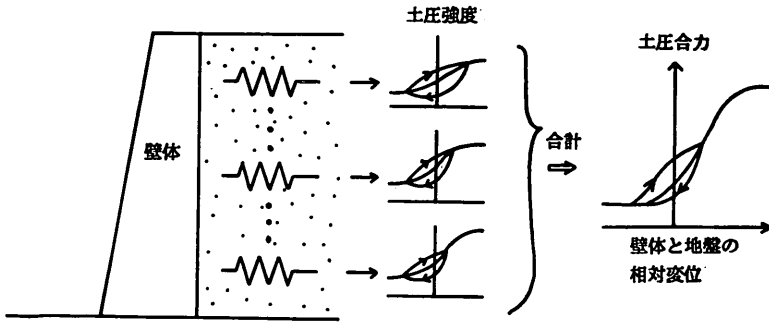


図-34 地震時土圧の概念図

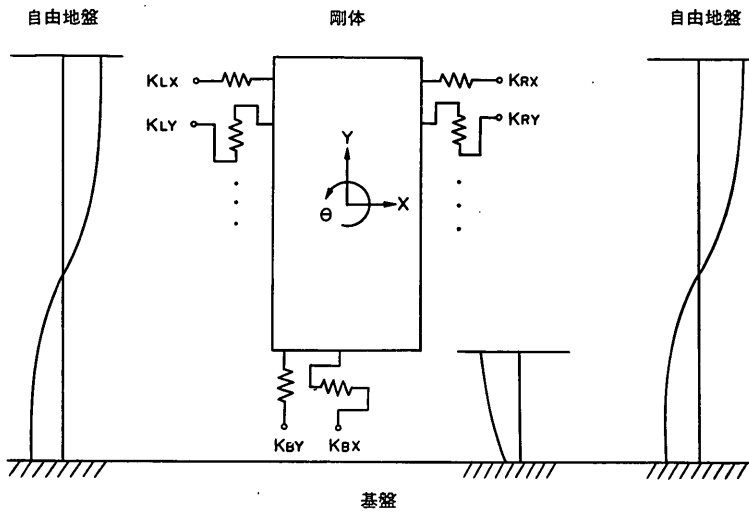


図-35 剛体・地盤ばねモデル

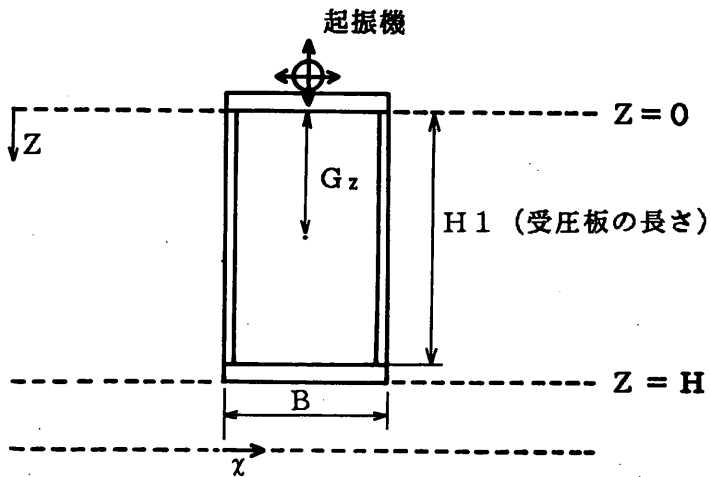


図-36 起振実験の概要

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。

4.1 解析方法の概要^{4),14)}

地盤—構造物系の地震応答解析を行う場合、その系はしばしばその簡便さから、剛体—地盤ばね系にモデル化される。筆者らが提案した剛体—地盤ばねモデルの解析法は、自由地盤の応答変位を単位長さ当たりの地盤ばねを介して構造物に作用させる方法である。本解析方法の概略は以下のとおりである（図-35 参照）。

構造物からある程度離れた地盤は、水平成層構造を持つ自由地盤と考え、その地震応答を重複反射理論によ

って解析的に求める。次に、求め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。構造物に作用する土圧は、地盤と構造物の相対変位（すなわち地盤ばねの伸縮量）に地盤ばね係数を乗じて求められる。

本報告では、剛体—地盤ばねモデルの地盤ばね係数は、複素地盤ばね係数として取り扱った。したがって、以下の地盤ばね係数は、特に断わらない限り複素地盤ばね係数を言う。複素地盤ばね係数の実部は、ばね効果、虚部は、減衰効果を表す。一般に、地盤ばね係数としては、地震前の静的地盤ばね係数と、地震時の動的地盤ば

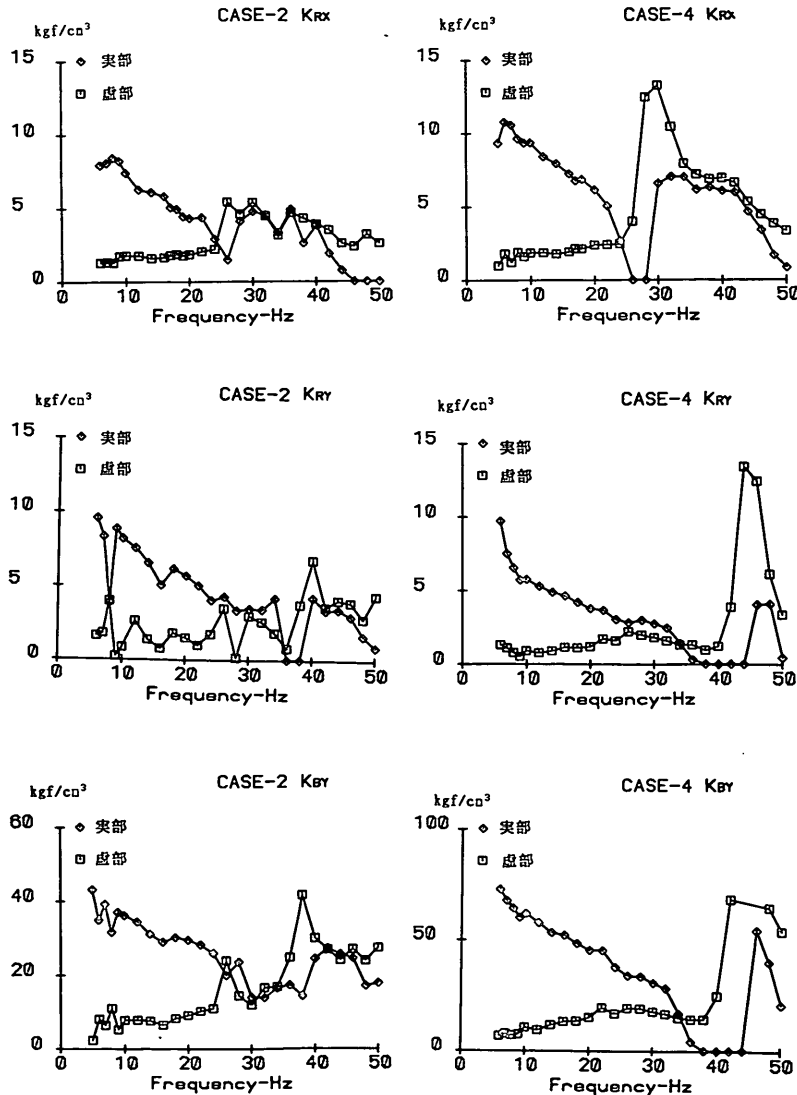


図-37 起振実験で求められた複素地盤ばね係数

ね係数がある。しかし、本報告では、後述のように静的地盤ばね係数を振動数が零のときの動的地盤ばね係数であるとして取り扱ったため、特に静的あるいは動的と地盤ばね係数を分けずに、単に地盤ばね係数として取り扱った。

4.2 地盤ばね係数算定のための起振実験

地盤ばね係数は、ケーソンの起振実験を行って求めた。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。

起振実験による地盤ばね係数の同定方法には、土岐らの方法がある¹⁹⁾。これは、円筒ケーソンの複素剛性マトリックスの各要素を、ケーソンの水平、上下、偏心方向の起振実験から算定する方法である。しかし、本報告では、剛性マトリックスの各要素を直接に求めるのではなく、ケーソンに作用した反力(土圧合力)とケーソンの変位量から、地盤ばね係数を求めた。以下に、本研究で使用した地盤ばね係数の算定方法を示す。

図-35は、剛体・地盤ばねモデルを示す。ケーソンの側面と底面には、それぞれ $k_{LX} \sim k_{RY}$ 、および k_{BX} 、 k_{BY} 等の地盤ばね係数が付いている。 k の添字は、図-3に示した動的土圧合力 P のそれと同じである。図-36は、起振実験の概要を示したもので、 B はケーソンの幅、 G_Z はケーソン天端から重心までの距離、 $H1$ は受圧板の長さである。

今、起振実験で、ケーソンが図-35に示すように水平、上下、回転方向に、それぞれ X 、 Y 、 θ なる変位が生じたとすると、ケーソンの側面、底面に作用した動的土圧合力は、ケーソンの奥行き幅を D とすると、(7)式で与えられる。(7)式のケーソン側面の地盤ばね係数はケーソン天端からの深さ Z の関数として示した。

$$\begin{aligned}
 P_{LX} &= \int_0^{H1} k_{LX}(z) \cdot D \{X - (G_Z - z)\theta\} dz \\
 P_{LY} &= \int_0^{H1} k_{LY}(z) \cdot D \{Y - B\theta/2\} dz \\
 P_{RX} &= \int_0^{H1} k_{RX}(z) \cdot D \{X - (G_Z - z)\theta\} dz \quad (7) \\
 P_{RY} &= \int_0^{H1} k_{RY}(z) \cdot D \{Y + B\theta/2\} dz \\
 P_{BX} &= \int_0^B k_{BX} \cdot D \{X + (H - G_Z)\theta\} dx \\
 P_{BY} &= \int_0^B k_{BY} \cdot D \{Y + (x - B/2)\theta\} dx
 \end{aligned}$$

ここに、 $P_{LX} \sim P_{BY}$ は、図-3に示した動的状態の動的土圧合力と一致する。(7)式の地盤ばね係数は、ケーソ

ンの側面、底面に沿って連続的に変化しているが、計算では、その簡便さを考え、側面、底面の地盤ばね係数は、その面に沿って一様であるとした。したがって、(7)式の動的土圧合力は、一様な地盤ばね係数($k_{LX} \sim k_{BX}$)で求めると(8)式のように書き直すことができる。

$$\begin{aligned}
 P_{LX} &= k_{LX} \cdot H1 \cdot D \{X - (G_Z - H1/2)\theta\} \\
 P_{LY} &= k_{LY} \cdot H1 \cdot D \{Y - B\theta/2\} \\
 P_{RX} &= k_{RX} \cdot H1 \cdot D \{X - (G_Z - H1/2)\theta\} \quad (8) \\
 P_{RY} &= k_{RY} \cdot H1 \cdot D \{Y + B\theta/2\} \\
 P_{BX} &= k_{BX} \cdot B \cdot D \{X + (H - G_Z)\theta\} \\
 P_{BY} &= k_{BY} \cdot B \cdot D \cdot Y
 \end{aligned}$$

地盤ばね係数($k_{LX} \sim k_{BX}$)は、起振実験によって求められた土圧合力($P_{LX} \sim P_{BY}$)とケーソンの変位量(X 、 Y 、 θ)から求めることができる。なお、今回の実験では、起振機の性能限界から、5 Hz以下の低い振動数のデータは取得できなかった。また、起振力の限界から、模型ケーソンの底面せん断力を解析できる程、水平方向に起振できなかった。

図-37は、起振実験から求めた地盤ばね係数の振動数依存性を示したものである。前述のように地盤ばね係数は複素表示であるため、ばね効果の実部と減衰効果の虚部で表示される。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。地盤ばね係数のこのような特性は、弾性波動理論あるいは実験的研究からも確認されている^{18)~20)}。また、側面の鉛直ばね K_{RX} とせん断ばね K_{RY} 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

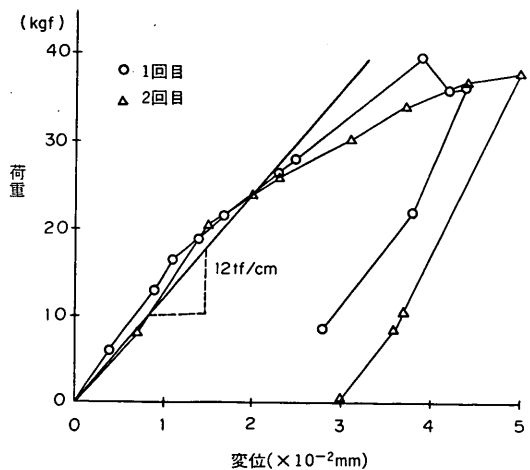


図-38 水平載荷試験による底面の静的せん断地盤ばね係数

る振動数は、せん断ばねの方が高い。このような地盤ばね特性は、次のように考えられる。ばね係数はケーソンと地盤の連成振動によって決定されるが、ケーソンを同一の振動数、振幅で上下、水平方向に振動させても、地盤の応答が振動方向によって異なるためである。

底面のせん断ばね係数 K_{BX} は、前述のように起振実験から求めることができなかった。そこで、静的せん断ばねは、別途に実施した静的な水平載荷実験の荷重と変位の曲線から求めた。図-38 は、ケーソンに作用した水平荷重と変位関係を示したものである。静的せん断地盤ばね係数は、荷重と変位の関係が線形と考えられる変位 0.02mm における割線係数から求めた。この値は単位面積当りの値で、5 kgf/cm³ となる。

4.3 解析条件

地震応答解析は、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, 100 Gal 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)は深さ方向に一樣と仮定し、その値は応答計算により求めた地盤の卓越振動数と応答倍率が実験値に合うように求めた。表-3 に、各層の微小ひずみ時のせん断変形係数から求めたせん断波速度と減衰定数を示す。

(2) 地盤ばね係数

地盤ばね係数は、ケーソンと周辺地盤の相対変位あるいはひずみ、そのひずみ速度、ケーソンが地盤と接する面積、地盤自身の強度、地盤の応力状態、等の関数と考えられる。以下に本研究に使用した地盤ばねの特性を述べる。

a) 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(図-37 参照)を外挿して求めた 0 Hz における値である。底面のせん断方向の静的地盤ばね係数は、前述のように水平載荷試験から 5 kgf/cm³ とした。表-4 は、20 Gal 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る。また、対応するせん断波速度は、表-3 に示したように地震波実験の値を用いた。

その他の 50, 100 Gal 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 に比例すると仮定して求めた。弾性波動理論によると、せん断変形係数 G は、せん断波速度と地盤の密度 ρ から $G = \rho V_s^2$ と表さ

表-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 静的地盤ばね係数 (20 Gal 実験)

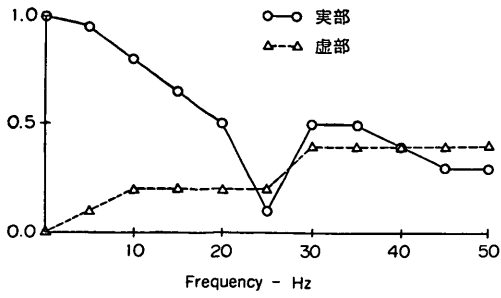
| ケース番号 | | ケース 1, 2 (kgf/cm ³) | ケース 3, 4 (kgf/cm ³) |
|------------|-------|---------------------------------|---------------------------------|
| 側面 | 鉛直方向 | 10 | 12 |
| | せん断方向 | 10 | 12 |
| 底面 | 鉛直方向 | 45 | 75 |
| | せん断方向 | 5 | 5 |
| 対応するせん断波速度 | | 122 m/s | 130 m/s |

れる。したがって、地盤ばね係数は、せん断波速度の 2 乗に比例する。せん断波速度は、表-4 と表-3 に示したとおりである。

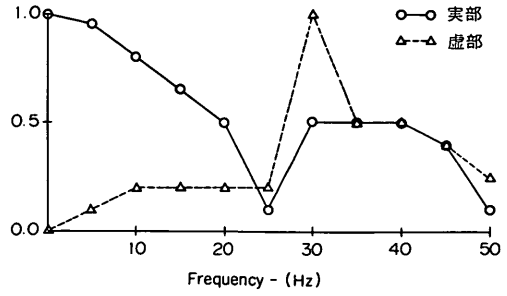
b) 地盤ばね係数の振動数依存性

起振実験によって求められた地盤ばね係数は、図-37 に示したとおりである。解析では、後述するように入力加速度レベルが異なっても、この地盤ばね係数の振動数依存性は変化しないと仮定し、表-4 に示した静的地盤ばね係数に対する比で表した。なお、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-39 (a), (b) は、計算に用いた地盤ばね係数の振動数依存性を示したものである。底面のせん断ばね係数の振動数依存性は、

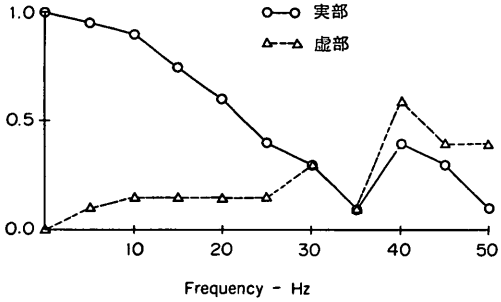
ケース1, 2 K_{RX}



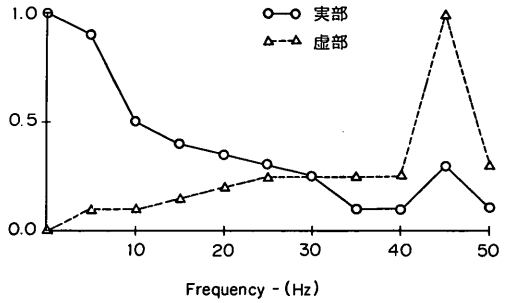
ケース3, 4 $K_{LX}(=K_{RX})$



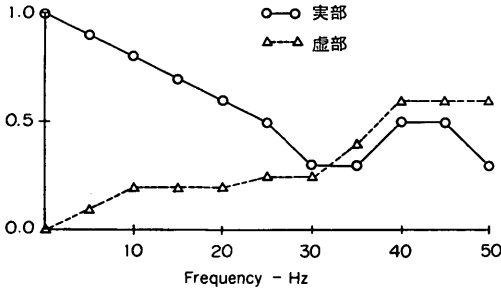
ケース1, 2 K_{RY}



ケース3, 4 $K_{LY}(=K_{RY})$



ケース1, 2 K_{BY}



ケース3, 4 K_{BY}

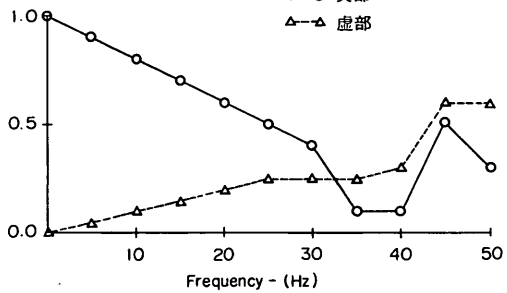


図-39(a) 解析に用いた複素地盤ばね係数 (ケース1, 2)

図-39(b) 解析に用いた複素地盤ばね係数 (ケース3, 4)

側面の鉛直ばねの特性を準用した。

なお、比較のため、振動数に依存しない地盤ばね係数を用いて応答計算を実施した。この振動数非依存型の地盤ばね係数は、既往の研究成果を参考に、実部は、静的地盤ばね係数の0.5倍、虚部のそれは、静的な減衰定数の0.2倍とした²¹⁾。

c) 地盤ばね係数のひずみ依存性

地盤ばね係数の振動数依存性については、既に述べたとおりであるが、同じ振動数でも地盤のひずみの大きさによっては、その係数が変化すると考えられる。これは

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違う反力で地盤ばね係数を求めると、異なった結果になると考えられる。このように材料非線形性を有する地盤の地盤ばね係数には、ひずみ依存性があると考えられる。解析モデルには、この地盤ばね係数のひずみ依存性も組み込む必要があるが、未解明な点もあるため、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。今回の地盤ばね係数は、起振機の性能を考慮す

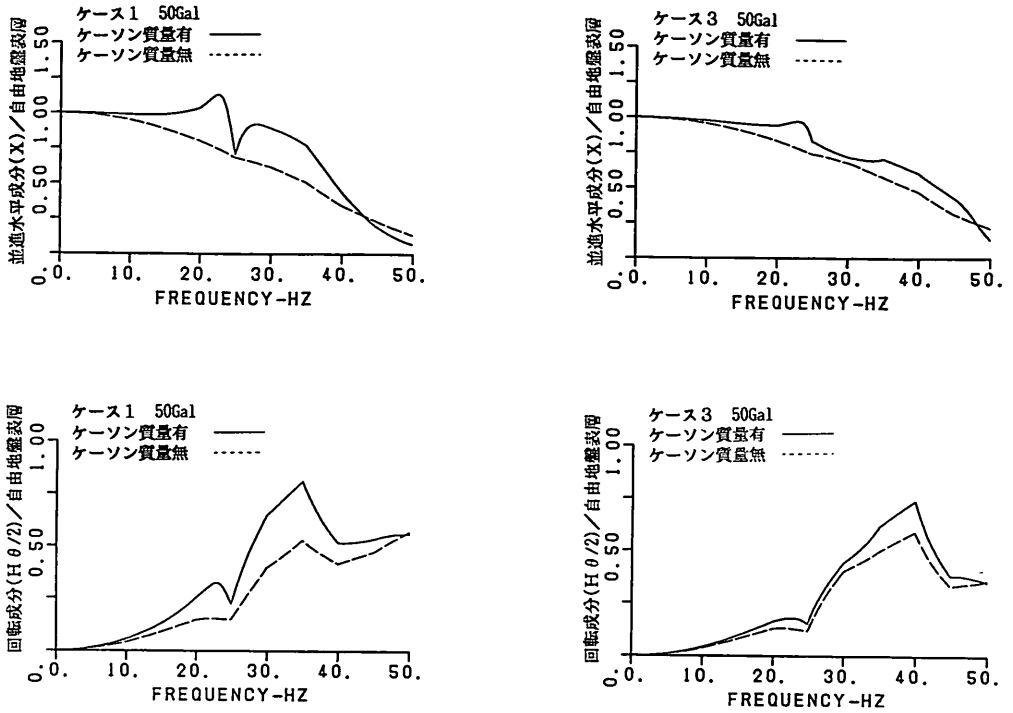


図-40 ケーソン応答とケーソン重量の関係

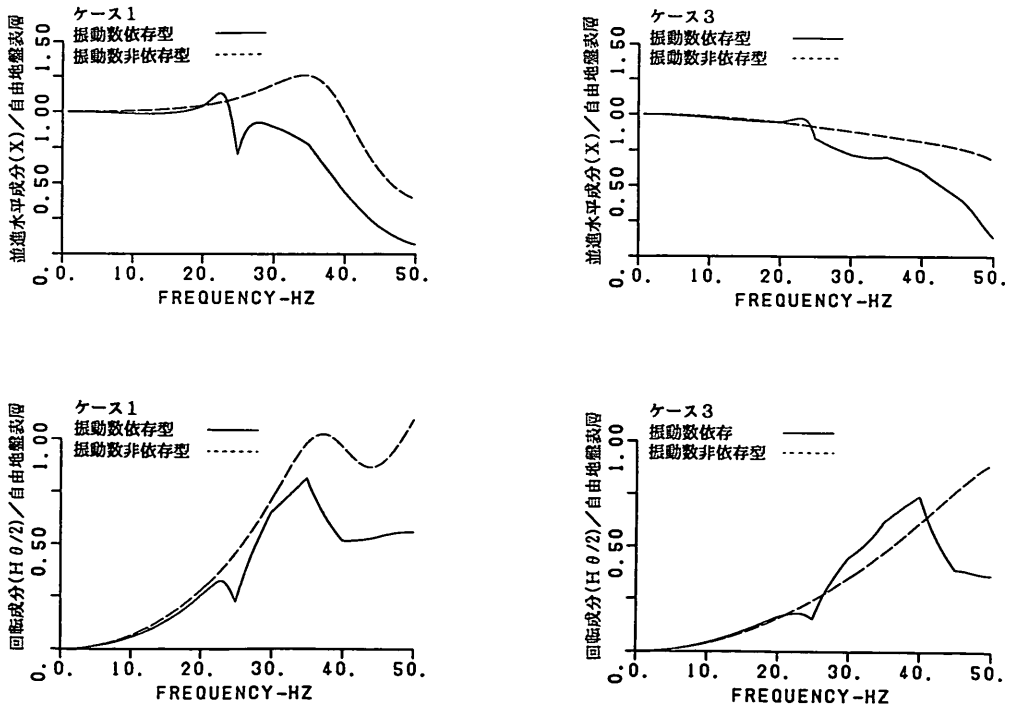


図-41 ケーソン応答と地盤ばね係数の振動数依存性の関係

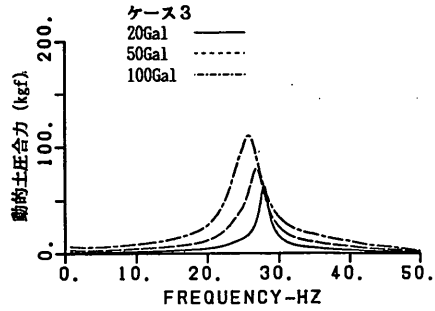
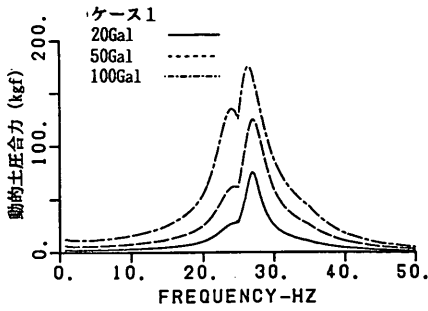


図-42 動的土圧と入力加速度の関係（振動数依存型の地盤ばね係数を用いた場合）

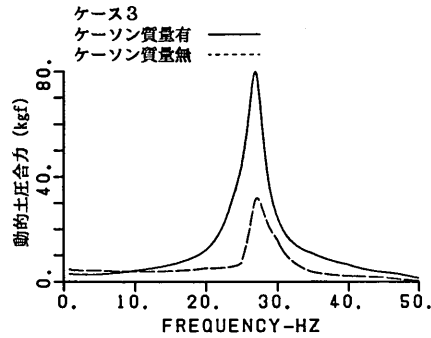
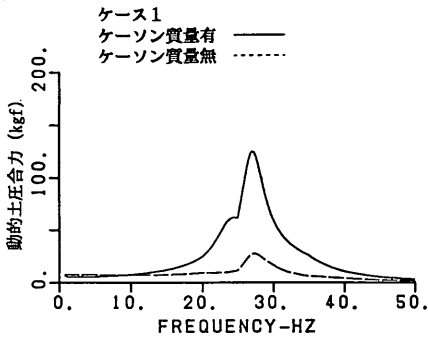


図-43 動的土圧とケーソン重量の関係

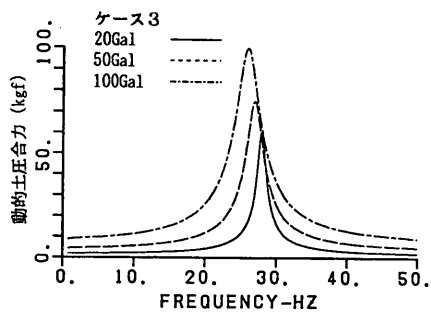
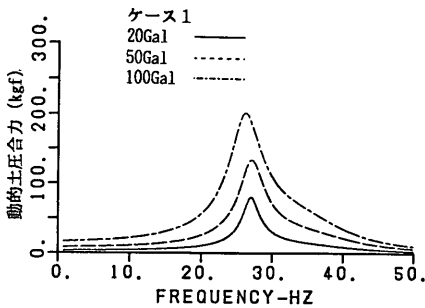


図-44 動的土圧と入力加速度の関係（振動数非依存型の地盤ばね係数を用いた場合）

ると小さなひずみレベルの地盤ばね係数と推定される。

4.4 解析結果

地震応答解析は、振動実験と同様に、正弦波入力と地震波入力で実施した。以下の(1), (2)は正弦波入力, (3)は地震波入力の解析結果である。

(1) ケーソンの応答特性

図-40 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

(U) に対する倍率で表した。また、解析に用いた地盤定数は 50 Gal 実験、地盤ばね係数は振動数依存性のものを使用した。ケース 2, 4 のケーソン質量は、実験ではゼロでない。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 の質量はゼロとした。

質量が無いケーソンの応答は、有効入力地震動と呼ばれ、いわゆるケーソン質量に起因する共振現象は現れない。一方、質量があるケーソンの応答には、共振現象が

現れる。図-40 に示した質量がゼロ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 および埋設構造タイプのケース3とも、共振現象に伴うピークはみられない。一方、実験と同じ質量のケーソンの応答（実線）には、23 Hz 付近にピークが現れている。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-10 a, b）と比較すると、23 Hz 付近の共振によるピークも含め、40 Hz 付近まではよく一致している。しかし、40~50 Hz 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、40~50 Hz にかけて実験結果に比較して大きな値を示す。

また、ケース3の解析結果を実験結果（図-10 d, e）と比較すると、40 Hz 付近までの並進成分、回転成分ともよく再現している。しかし、40~50 Hz 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、40~50 Hz 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。このように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40 Hz 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40 Hz 以上の地盤ばね係数と振動実験のそれに対応していなかったと考えられる。

図-41 は、地盤ばね係数の振動数依存性がケーソンの動的応答に及ぼす影響を示したものである。振動数非依存型地盤ばね係数 k 値を用いた解析結果には、実験結果にも現れた23 Hz 付近のピークを明瞭に表現していない。また、振動数が25 Hz 以上になると、ケーソンの応答を過大に評価する。したがって、地震応答解析に際しては、振動数依存性の地盤ばね係数を用いることが必要である。

(2) 動的土圧について

図-42 は、ケーソンに作用する動的土圧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。地盤ばね係数は振動数依存型を使用した。解析結果は、奥行き50 cmの実験結果（図-11）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および埋設構造タイプのケース3の両ケースとも、動的土圧は、地盤の固有振動数付近（25~27 Hz）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。これら解析結果は、実験結果を定性的に捉えている。また、ケース1の解析結果は、23 Hz 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-11の実験結果、図-40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。本モデルでは、4.3 解析条件で述べたように、地盤ばねの振動数依存性は考慮したが、ひずみ依存性は考慮していない。したがって、入力加速度が大きくなっても、23 Hz 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。

また、ケース1の動的土圧合力の解析結果は、実験結果（図-11 a）に比較して過大、ケース3の解析結果は、図-11 b）の実験結果から分かるように、ほぼ等しい。しかし、図-42 に示したピーク値をみると、入力加速度が大きくなっても、動的土圧の最大値は線形的に大きくはなっていない。これは、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。

図-43 は、ケーソンの質量と動的土圧の関係を示したものである。解析結果も実験結果（図-13）と同様に、

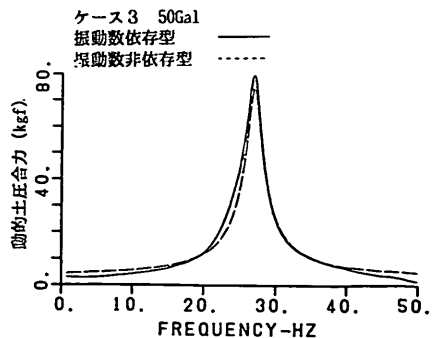
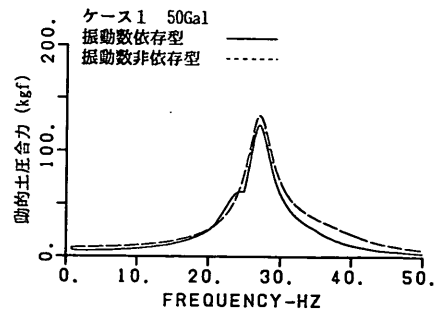


図-45 動的土圧と地盤ばね係数の振動数依存性の関係

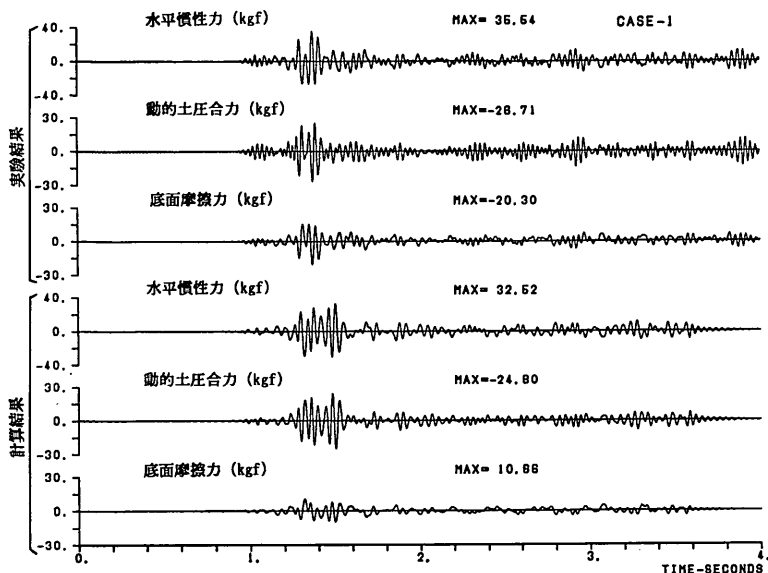


図-46 実験ならびに解析によるケースンに作用する外力の時刻歴（地震波入力）

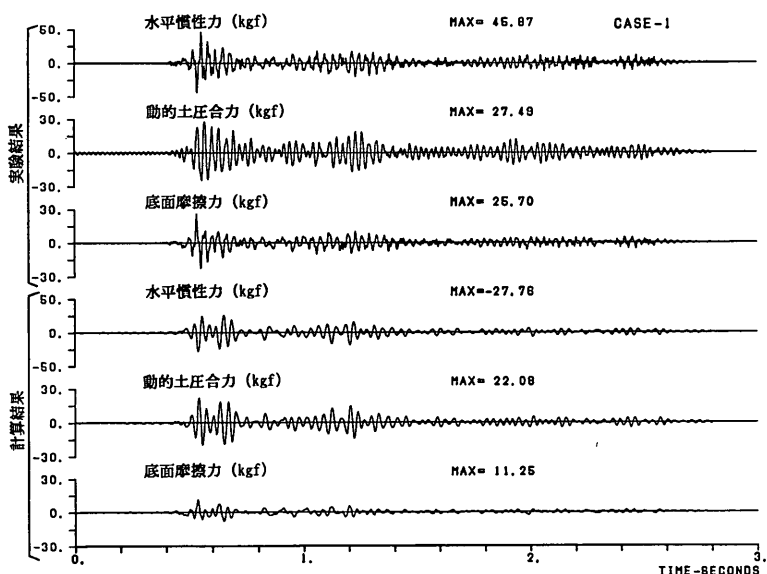


図-47 実験ならびに解析によるケースンに作用する外力の時刻歴（地震波入力）

動的土圧は質量の大きい、すなわち慣性力の大きいケースンほど大きな値を示す。これは、動的土圧がケースンの慣性力に抵抗するという実験結果と対応する。しかし、10 Hz 以下の低振動数領域の動的土圧合力を質量の有無で比較すると、大きな差はない。すなわち、ケースンは、この振動数領域で自励的な振動をしていないことを表している。

図-44 は、動的土圧を振動数非依存型の地盤ばねを用

いて検討したものである。動的土圧のスペクトルを求めると、スペクトルの形状は、振動数依存型のスペクトル（図-42）と異なり、滑らかになり、特にケース1の場合、ピークが2つ現れるようなことはない。

図-45は、入力加速度が50 Galの解析結果で、動的土圧に与える地盤ばね係数の振動数依存性を検討したものである。図をみると、両者に大きな差は無い。したがって、本モデルでは、地盤ばね係数の振動数依存性が動的

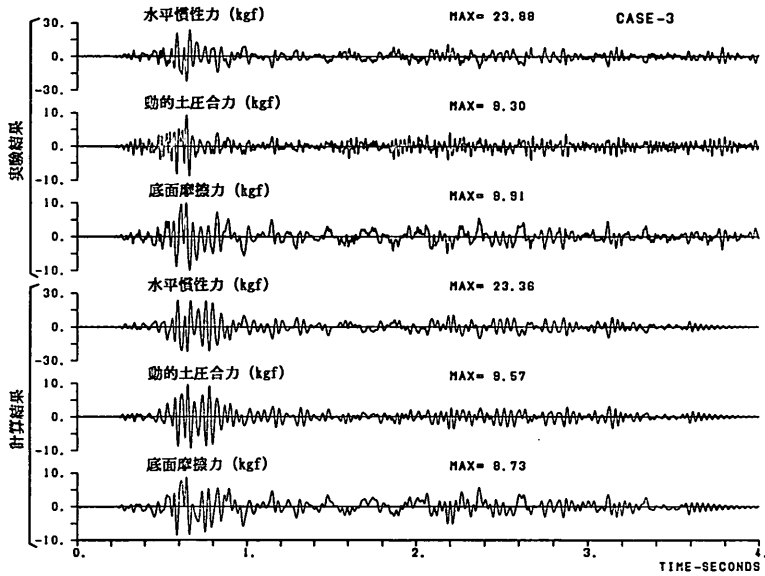


図-48 実験ならびに解析によるケーソンに作用する外力の時刻歴（地震波入力）

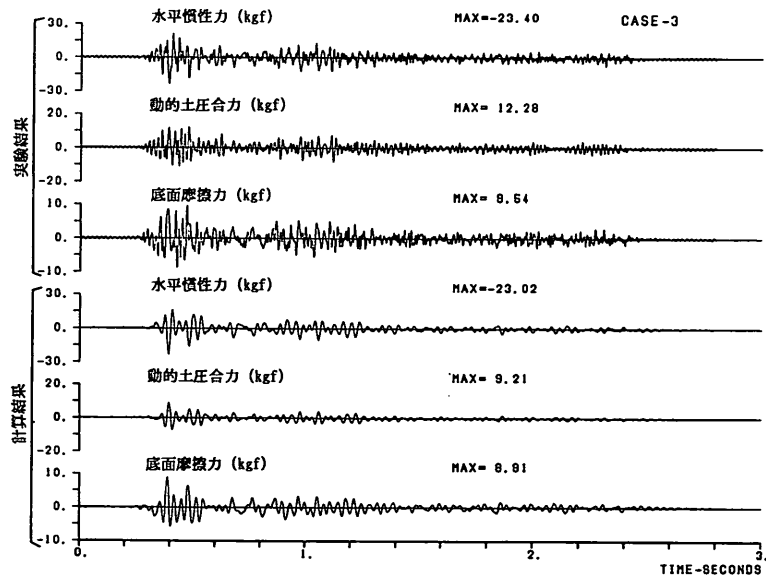


図-49 実験ならびに解析によるケーソンに作用する外力の時刻歴（地震波入力）

土圧に与える影響は小さい。しかし、地盤ばねの振動数依存性は、図-41 に示したようにケーソンの応答に影響があるため、振動数非依存型の地盤ばねを用いた場合は、ケーソンの慣性力と動的土圧合力の位相差など、他の物理量の動的特性を十分に再現していない可能性がある。

(3) 地震波実験

図-46, 47 は、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と比較したものである。入力加速度の最大値は、50 Gal 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。地盤ばね係数は、振動数依存型を使用した。同様に、図-48, 49は、ケース2のLおよびH実験の解析結果である。これら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、

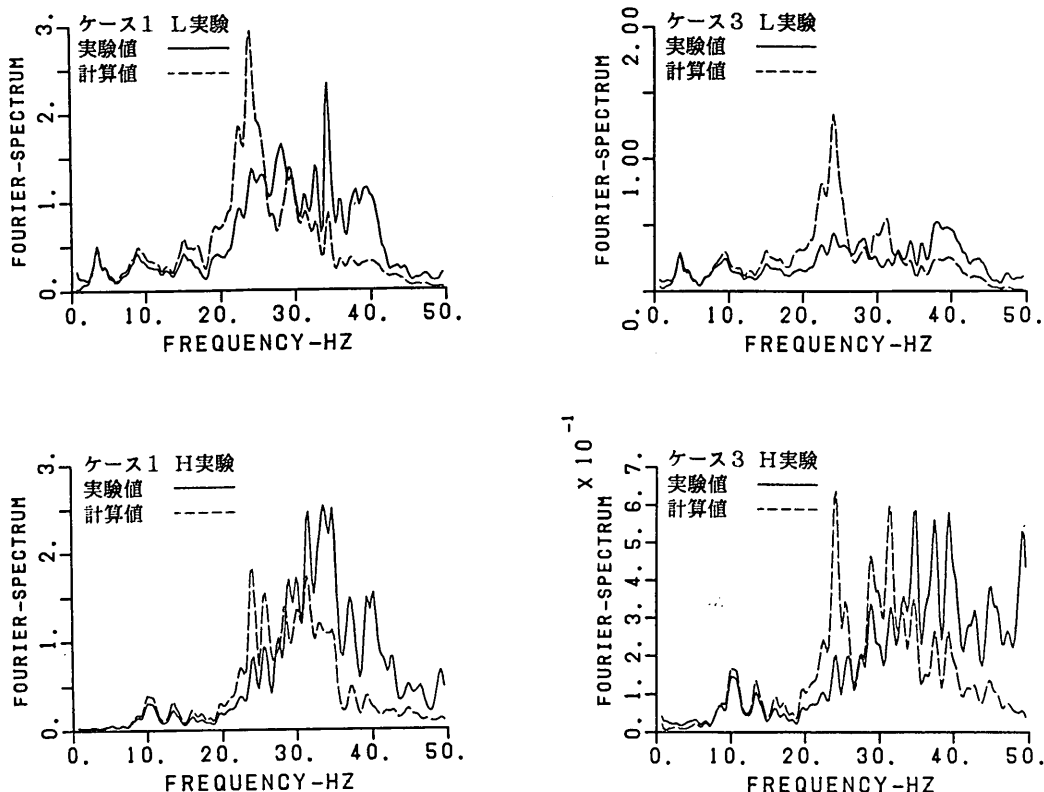


図-50 スペクトルによる動的土圧の解析値と実験値の比較

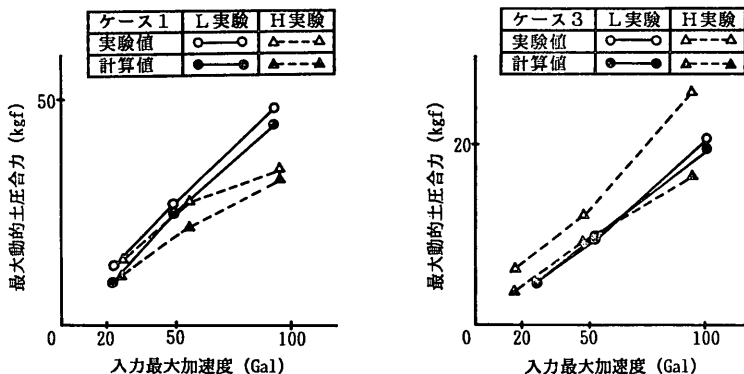


図-51 動的土圧合力と入力最大加速度の関係 (解析値と実験値の比較)

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(図-46,47)。これは、4.2で述べた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-50は、図-46~49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。20 Hz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、20 Hz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 25 Hz 付近には、実験結果にない顕著なピークが現れ、また、30 Hz 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の理由は、次のように考えることができる。25 Hz 付近は、図-42 の正弦波加振の解析結果からわかるように自由地盤の固有振動数に対応する。解析では、この振動数の自由地盤の応答が過大に評価されたため、動的土圧が大きくなったと考えられる。また、30 Hz 以上については、すでに述べたように地盤ばね係数の精度が悪かったためと考えられる。今後は、自由地盤の応答、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-51 は、入力加速度の最大値に対する動的土圧の最大値を実験結果と比較したものである。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-50 の土圧合力のスペクトルで示したように、解析による高振動数領域のスペクトルが実験結果より小さかったことが原因と考える。

5. ケーソンに作用する地震時土圧の新しい算定法について

実験結果によると、ケーソンに作用する慣性力と動的土圧は逆位相であった。仮に、この現象が実物の重力式岸壁にも生じるとすれば、動的土圧はケーソンの慣性力に抵抗することになる。したがって、現行設計法と全く異なった新しい地震外力の考え方を提案できる。

以下に、図-52 に示す重力式岸壁を例にして、岸壁に作用する地震外力を現行設計法と本研究成果の考え方で算定し、比較検討してみる。設計定数は図-52 に示すように、ケーソンの単位体積重量 γ は、 2 tf/m^3 、ケーソンの背後地盤の単位体積重量 γ は、 2 tf/m^3 、内部摩擦角 ϕ は、 40° 、ケーソンの壁面摩擦角 δ は、 15° とした。静止土圧係数 K_0 は、土の内部摩擦角から算定した²²⁾。また、現行設計法による常時、地震時土圧係数は、文献 12) を参照した。

現行設計法によると、ケーソンに作用する外力は、ケーソンの慣性力に物部・岡部式から算定される地震時土圧を加えた力で、図-53 の実線のように表わされる。

本研究成果による地震外力は、次のようにして求める。動的土圧と岸壁の慣性力は、逆位相であることが実験的に確認されている。したがって、地震時土圧は、静止土圧から動的土圧を差し引いた土圧となる。しかし、ここでは、地震時土圧を静止土圧からの動的土圧の減少で評価するのではなく、動的底面摩擦力が動的外力（慣性力と動的土圧の合計）と釣り合うことに着目して動的

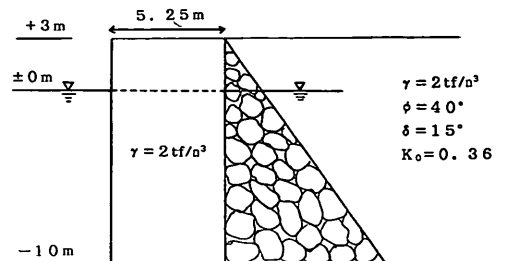


図-52 -10m 重力式岸壁の断面図

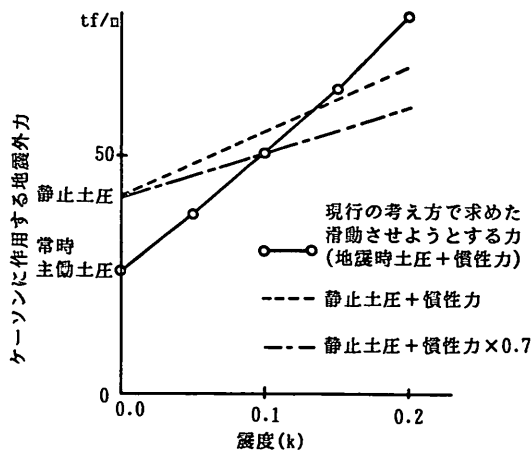


図-53 ケーソンに作用する水平外力と震度の関係

外力を求める。動的外力とつり合う動的底面摩擦力は、図-16 の実験結果に示したように慣性力の約 70% である。したがって、その結果を示すと図の一点鎖線のようにになる。なお、今回の実験では、地震時土圧は静止土圧から動的土圧を差し引いた土圧であったが、設計の安全性（外力を大きく見積る）を考慮して、動的外力としての負の動的土圧を無視した場合の地震時外力（慣性力+静止土圧）は、図の点線に示すとおりである。

本研究による地震外力は、動的土圧を考慮すると、図-53 から分かるように、震度 0.1 以上では、現行設計法の外力より小さく、逆に震度 0.1 以下では現行設計法の外力より大きくなる。また、動的土圧の影響を考慮しなくても、設計震度が 0.13 以上になると、本研究による地震外力は、現行設計法の外力より小さくなる。このように本研究成果による地震外力は、設計震度が増大すると、現行設計法のそれより小さくなり、かつ物部・岡部式を用いないで地震外力を求めることができる。したがって、本研究成果が実際の設計に適用できれば、耐震設

計の簡略化, および構造物の経済的な断面設計につながると考える。しかし, ケーソンの底面および側面と接する地盤の剛性の大きさ, あるいはケーソン上の構造物の存在によっては, ケーソンの慣性力と動的土圧の位相関係が今回の実験結果と異なる可能性もある。したがって, どのような場合にケーソンの慣性力と動的土圧が逆位相になるのかを明らかにする必要がある。

6. 結 論

本研究の主な結論は, 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。したがって, ケーソンの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, ケーソンの前面に地盤が有る, 無しに係わらず, 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。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検討する必要がある。
- (4) 動的土圧は, 加振前の静的土圧の大きさによって異なる。したがって, 動的土圧を検討する際には, ケーソンに作用している静的な土圧も把握しておく必要がある。
- (5) 実験によると, 地震時土圧は入力加速度が同じでも振動数が異なると違った値となる。このような地震時土圧を物部・岡部式の地震時土圧と比較したが, 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, 振動時に同式の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。
- (6) なお, 100 Gal 実験の低振動数領域の実験結果を物部・岡部式の地震時主働土圧と比較したところ, 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, 概ね妥当な結果を与えていると思われる。
- (7) 動的土圧は, 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。
- (8) 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。

- (9) 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。
- (10) 剛体―地盤ばねモデルの地盤ばね係数をケーソン・地盤系の起振実験から求めた。地盤ばね係数は, 振動数に大きく依存することがわかった。
- (11) 上記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た。同モデルは, 実験結果を説明でき, 十分に適用性のあることがわかった。
- (12) 本研究の結果を総合すると, 地盤が塑性平衡状態に達しにくい地中のケーソン基礎等に作用する地震時土圧は, 物部・岡部式の土圧より, 静的土圧に動的土圧を重ね合わせた土圧で説明できることがわかった。

7. 今後の課題

ケーソンに作用する慣性力および動的土圧等の特性を模型振動実験および動的解析から明らかにした。実験結果から, 地震時土圧は, 物部・岡部式の塑性平衡状態の土圧より, 静的土圧に動的土圧を重ねた土圧で説明できる。しかし, 今後の課題として以下のようなことが残されている。

- 1) 動的土圧は, 地震前の静的土圧の大きさに影響を受ける。したがって, 地震前の静的土圧と密接に関係する地盤状態をどのように評価するかが重要である。
- 2) 今回の模型実験では, 模型を1つの小さな実物として結果を整理した。今後, より大きな模型あるいは実物においても同様な結論が得られるかどうか検討する必要がある。
- 3) 今回の模型実験は, 実験条件を複雑にしないため, 地盤は乾燥砂で製作した。しかし, 実際の護岸や岸壁は, 飽和地盤に建設される。したがって, 間隙水圧, あるいは動水圧等が地震時土圧に及ぼす影響も検討しておく必要がある。また, 粘土地盤の地震時土圧も重要な研究課題である。
- 4) 模型実験の加速度レベルは, 100 Gal 以下と比較的小さいものであったが, 大加速度レベルでの動的土圧の特性も明らかにしておく必要がある。
- 5) 剛体―地盤ばねモデルは実験結果を説明でき, 十分に適用性があるが, 更に精度を向上させるためには, 自由地盤の応答, および高振動数の地盤ばね係数の精度向上が課題である。

(1990年3月31日受付)

参 考 文 献

- 1) 大原資生：地震時土圧の現況と課題，土木学会誌，1979年5月，pp. 2~8.
- 2) 福岡正巳編：新しい土圧入門，近代図書，1986年，234p.
- 3) 日本瓦斯協会：LNG 地下式貯槽指針，1979年.
- 4) 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的研究，港湾技術研究所報告，第25巻，第3号，1986年9月，pp. 71~124.
- 5) 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, 1941年，pp. 83~106.
- 6) 石井靖丸・林聰・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年11月，121p.
- 7) 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，1966年10月，pp. 121~126.
- 8) 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，1970年11月，pp. 137~144.
- 9) 市原松平・松沢宏：耐震設計のための地震時土圧の特性，第3回日本地震工学シンポジウム，1970年11月，pp. 129~136.
- 10) 松沢宏・多賀直恒・今岡克也・加藤雅文：構造物根入れ部に対する地震時水平支持機構に関する研究，第22回土質工学研究発表会，1987年6月，pp. 703~704.
- 11) 岩楯尚広・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年12月.
- 12) 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年.
- 13) 稲富隆昌・黒川 誠：粘性土層の振動性状，港湾技術資料，No. 376, 1981年6月，36p.
- 14) Wolf, J. P.: Dynamic Soil-Structure Interaction, Prentice-Hall, Inc., 1985年，pp. 18~33.
- 15) 風間基樹・稲富隆昌：剛体一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, 1989年10月，pp. 425~434.
- 16) 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，1985年9月，pp. 677~678.
- 17) 吉川正昭・栗本雅裕・山田善一：ケーソン基礎の動的挙動のための模型実験，土と基礎，Vol. 37, No. 4, 1989年3月，pp. 35~41.
- 18) 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，1979年1月，pp. 29~40.
- 19) 田治見宏：深い基礎を有する構造物の地震応答について，第2回日本地震工学シンポジウム，1966年10月，pp. 255~260.
- 20) 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399号，1983年11月，pp. 79~88.
- 21) Beredugo, Y. O. and Novak, M.: Coupled Horizontal and Rocking Vibration of Embedded Footings, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 9, Nov., 1972, pp. 477~497.
- 22) 落合英俊：砂の静止土圧係数，土質工学会論文報告集，Vol. 16, No. 2, 1976年6月，pp. 105~111.