

ケーソンに作用する地震時土圧に関する模型振動実験

MODEL VIBRATION TEST FOR THE SEISMIC EARTH PRESSURE ACTING ON THE RIGID CAISSON FOUNDATION

風間基樹*・稲富隆昌**

By Motoki KAZAMA and Takamasa INATOMI

The dynamic earth pressure acting on the rigid caisson foundation was studied by the model vibration tests. The model caisson used in the experiment enabled to measure the dynamic earth pressure. In order to account for the characteristics of the dynamic earth pressure influenced by the backfill ground vibration, frequency of an input sinusoidal wave was chosen very wide. 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. And authors also regarded the dynamic earth pressure as a variation from the static one during vibration and compared experimental results with the Mononobe-Okabe formula.

Keywords: dynamic earth pressure, model vibration test, rigid caisson foundation, seismic stability

1. ま え が き

地震時土圧は、古くから耐震工学、土質工学における研究課題の1つであるが、現在なお、多くの課題を抱えている¹⁾。現在、重力式構造物であるケーソン式護岸の地震時土圧は、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、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。したがって、物部・岡部式も、地盤の塑性平衡状態を想定している。物部・岡部式は、擁壁などのように構造物の片側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、構造物の前面に地盤がある場合、地震時に構造物が容易に滑动あるいは変形し、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。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²⁾。

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ほかに、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。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。その意味で、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³⁾。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計測した^{4),5)}。また、物部・岡部式

* 正会員 運輸省港湾技術研究所構造部主任研究官
(〒239 横浜質市長瀬 3-1-1)

** 正会員 工博 運輸省港湾技術研究所構造部構造振動研究室長 (同上)

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^{6)~8)}。しかし、これら実験は、いずれも壁体自身の振動を考慮していない点で、実際の現象と異なっていると考えられる。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動土圧合力は、物部・岡部式とおおむね合うこともわかった。これは、振動実験の条件が、前述のように物部・岡部式に対応するように設定されていたためと考えられる。しかし、常に、物部・岡部が想定した条件で、土圧が実物の構造物に作用しているかどうかは疑問である。実際、実験で得られた土圧分布は三角形ではなかったのであるから、地震時土圧の発生メカニズムは、物部・岡部式で考えた発生メカニズムと異なると考えた方が妥当であろう。

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^{9),10)}。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しないもので、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しなかった。

と報告している。

既往の研究成果等から、ケーソンの前面および背面の地盤が地震時に容易に塑性平衡状態に達するか否か、ま

た基本的に静的な考察から導かれた物部・岡部式が実際の動的土圧をどこまで説明できるかを明らかにすることが必要である。本研究は、これらのことを考えて模型振動実験により、地震時土圧を検討したものである。既往の実験と異なる点は、構造物に作用する土圧合力および底面に作用する摩擦力や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、ケーソン・地盤の全体系がモデル化されており、ケーソンの慣性力と地震時土圧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ように変化するか”に注意が払われてきたが、本研究では、それに加えて、振動台の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依存性も検討した。

2. 実験方法

(1) 模型ケーソン

Fig.1に、模型ケーソンおよび、ケーソンに設置された各変換器の位置を示す。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¹¹⁾。中詰め砂を除いたケーソン全体の重量は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に、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で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わしている。以下に示す実験結果は、Fig.1に示す変換器番号を用いて表

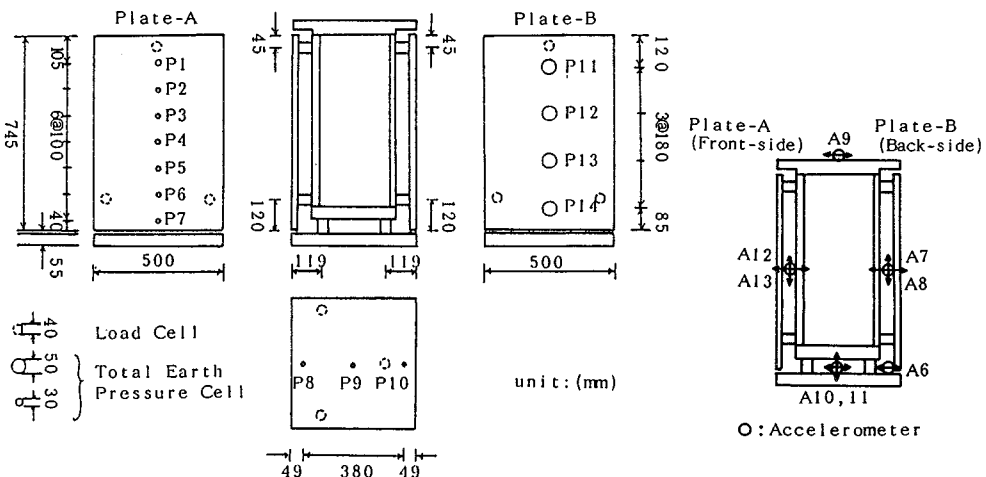


Fig.1 Model caisson and the arrangement of transducers.

示した。

(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慣性力を除去する必要がある。たとえば、受圧板Aの場合、実際に作用した土圧 $P(t)$ は、荷重計合力 $\Sigma R_A(t)$ を用いて次式のように求められる。

$$\left. \begin{aligned} \text{水平方向: } P_{Ax}(t) &= \Sigma R_{Ax}(t) - m_A \ddot{X}_A(t) \\ \text{上下方向: } P_{Ay}(t) &= \Sigma R_{Ay}(t) - m_A \ddot{Y}_A(t) \end{aligned} \right\} \dots\dots(1)$$

ここで、 m_A 、 \ddot{X}_A 、 \ddot{Y}_A は、それぞれ受圧板A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 は時間を表わす。この受圧板の慣性力の除去方法は、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、方法の適用性を確認した。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 Fig.2 のようになる。そこで、本文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的変動分(片振幅)を“動的土圧”と定義する。“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、加振後に静的土圧から残留した土圧を“残留土圧”とした。

(3) 実験条件

実験ケースは、Fig.3 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、Fig.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、最大加速度は20, 50, 100 Gal の3種類である。各振動数とも、応答が定常状態になるまで加振した。なお、ケース1, 3の実験は、それぞれケース2, 4の実験後に、背

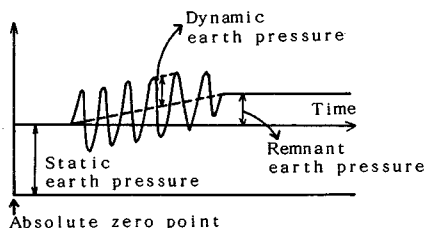


Fig.2 Illustration of the earth pressure time history.

後地盤の沈下分の砂を補充するとともに、ケーソンに中詰めを投入して、再び加振したものである。

(4) 模型の作製方法

模型は、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、20 cm 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。模型地盤の物性を Table 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、主動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ある。

3. 実験結果

(1) 実験前の静的土圧

Table 2 は、実験前の静的な土圧合力、3個の荷重計

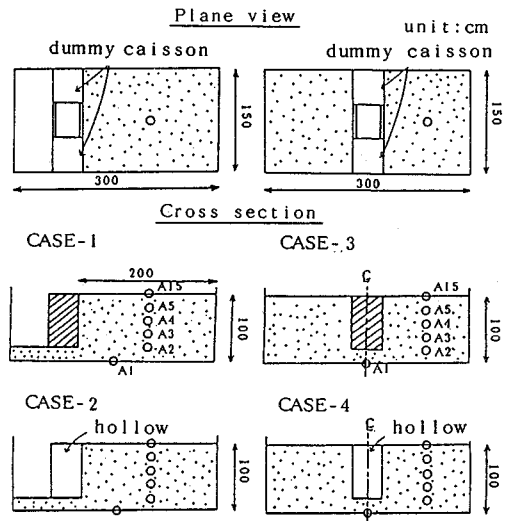


Fig.3 The plane view and cross section of the model.

Table 1 Physical Properties of the Model Ground.

CASE No.		Unit Weight t/m ³ (9.8kN/m ³)	relative Density (%)	S-Wave Velocity (m/s)
1	Back side	1.561	53	113
2	Back side	1.556	52	102
3	Front side	1.589	62	—
	Back side	1.597	64	161
4	Front side	1.561	53	—
	Back side	1.567	55	158

Table 2 Static Earth Pressure before Vibration.

CASE No.		Coefficient of the static earth pressure	Height of the action point	Horizontal earth pressure kgf(9.8N)
1	Back side	0.359	0.475H	76
2	Back side	0.270	0.443H	58
3	Front side	0.544	0.321H	120
	Back side	0.531	0.336H	117
4	Front side	0.518	0.355H	114
	Back side	0.518	0.344H	112

H: Caisson height

の力から求めた土圧合力の着力点高さ、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5~10°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一樣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、奥行き方向に一樣ではなかったこと、などによるものと考えられる。そこで、本文では、土圧計の値は定量的に取り扱うのではなく、深さ方向の土圧分布を把握することに利用した。なお、荷重計合力から、静的土圧と底面摩擦力のつり合いを検討するとその誤差は、1 kgf程度であった。

(2) 周辺地盤とケーソンの動的特性

Fig. 4は、ケース1の実験結果で、入力加速度に対する背後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とき、地盤の共振振動数は28 Hz付近にある。また、入力加速度が大きくなると、地盤の応答に非線形性が現われてくる。このような地盤の応答特性は他のケースでも同じであった。ケーソンの応答特性は、式(2)を用いて、ケーソンの応答加速度(\ddot{A})をケーソンの並進水平加速度(\ddot{X})、並進上下加速度(\ddot{Y})および回転加速度($\ddot{\theta}$)に分離して検討した¹²⁾(Fig. 5参照)。

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

ここで、添字の数字はFig. 1の加速度計番号の数字と対応する。Bは加速度計A8とA13の水平距離である。

Fig. 6は、50 Gal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($H\ddot{\theta}/2$)の加速度応答倍率と、ケーソンの水平慣性力($M\ddot{X}$)を振動数に対して示したものである。ここに、H, Mは、それ

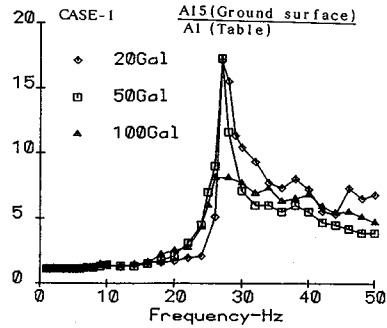


Fig. 4 Response curve of the back ground.

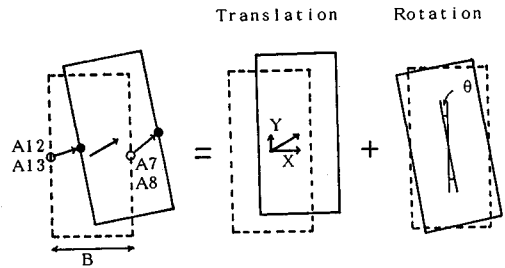


Fig. 5 Separation of the motion into translation and rotation.

ぞれケーソンの高さ、質量である。実験結果は、ケーソンの重量と動的応答の関係がわかるように、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。地表面の加速度に対するケーソンの加速度応答倍率 (Fig. 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天端の応答加速度 (Fig. 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、幾何学的動的相互作用として説明できる。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、24 Hz付近、ケース3では48 Hz付近)にもピークがある。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、回転成分に現わ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みると、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 (Fig. 6 c), f) は、ケーソンの重量に比例するので、ケーソンの重量が小さいほど、慣性力も小さくなる。しかし、ケーソンの重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。

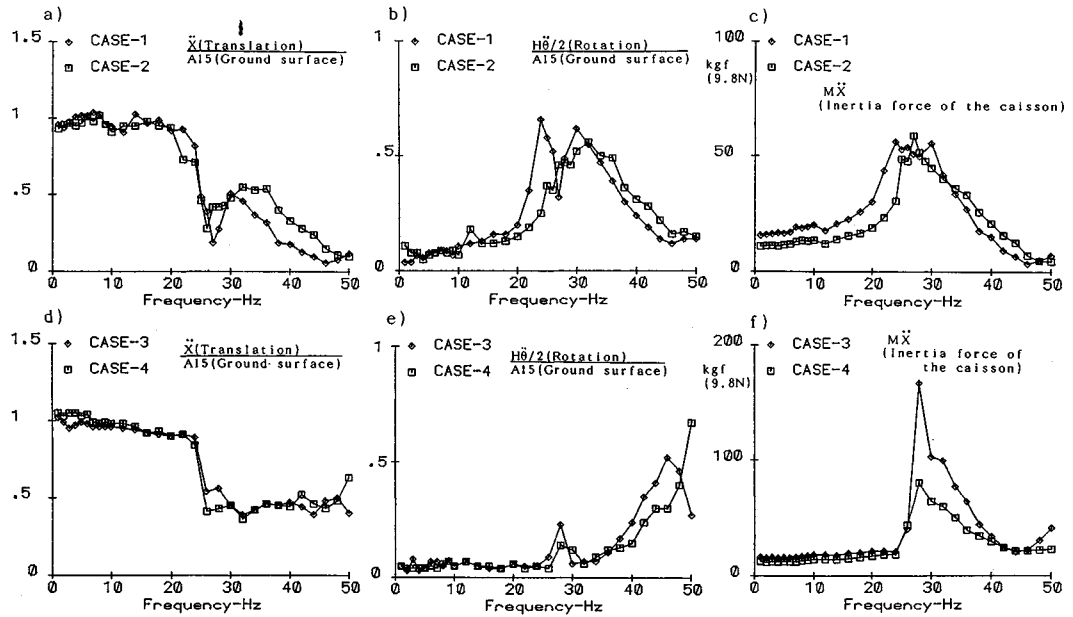


Fig. 6 Characteristics of the caisson response (50 Gal).

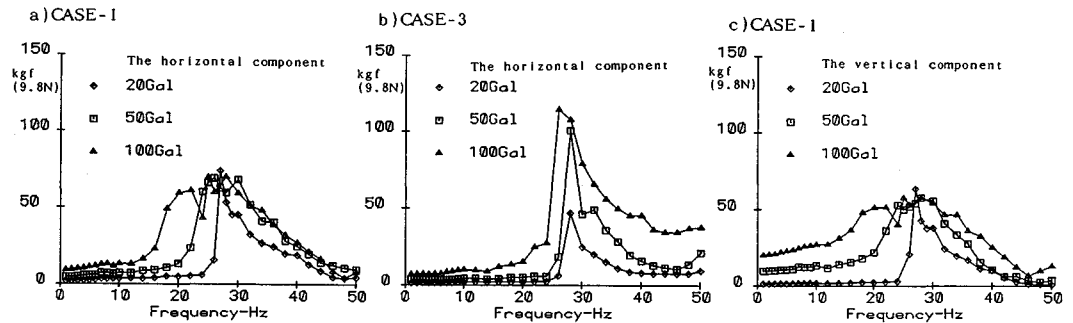


Fig. 7 Dynamic earth pressure with frequency.

(3) ケーソンに作用する動的土圧合力の特性

Fig. 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 (Fig. 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、入力加速度レベルが大きいほど、低振動数域から大きくなっている。これは加速度レベルの増加に伴って、地盤の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、地盤自身の材料非線形性としては、Fig. 4から加速度レベルが増加しても卓越振動数が顕著に低くなる傾向が現われていない。したがって、加速度レベル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から大きくなるのは、主にケーソン周辺の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。また、共振時の土圧合力の大きさは、入力加速度が大きくなっても、大

きな変化がない。ケーソンの片側に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、壁体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 (Fig. 7 b) も、入力加速度の増大とともに大きくなる。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 (Fig. 7 c) 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、きわめて大きい。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 δ で表わせば両者の比は、 $\cos \delta / \sin \delta$ となるので、実験で得られたこの上下方向の動的土圧合力は、推定された壁面摩擦角 (7°) からは説明できない。これは、ケーソンの回転に伴う地盤からの抵抗力と考えられる。

Fig. 8 は、50 Gal 実験の動的土圧合力をケース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、動的土圧は、地盤のみの特性から考えるのではなく、地盤・構造物の全体系の振動現象としてとらえる必要がある。

(4) 慣性力と動的土圧合力の位相差について

震度法に基づく重力式岸壁の現行設計法においては、壁体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る¹¹⁾。これは、壁体の慣性力と地震時の土圧の増分が同位相であると考えているため、壁体に対しては安全側の考え方である。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、次のように算出し、検討した。

いま、角振動数 ω の正弦波加振で振動現象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わされる。

慣性力 $: M\ddot{X} \cos \omega t$
 動的土圧合力 $: P \cos (\omega t + \theta_1)$

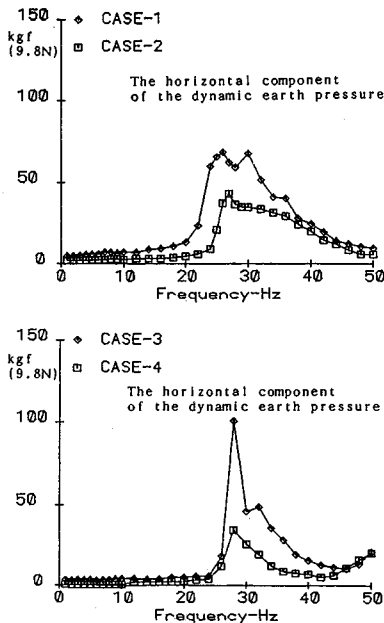


Fig. 8 Effect of the caisson mass on the dynamic earth pressure.

底面摩擦力 $: F \cos (\omega t + \theta_2)$

ここで、 θ_1 : 動的土圧合力の慣性力に対する位相差

θ_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

である。これらの力は振動時に常につき合っている。したがって、式 (3) で表わされる力のつり合い式

$$M\ddot{X} \cos \omega t + P \cos (\omega t + \theta_1) + F \cos (\omega t + \theta_2) = 0 \dots \dots \dots (3)$$

は、時間 t に対して恒等式である。すなわち、式 (4) が成り立つ。

$$\left. \begin{aligned} M\ddot{X} + P \cos \theta_1 + F \cos \theta_2 &= 0 \\ P \sin \theta_1 + F \sin \theta_2 &= 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (4)$$

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式 (4) から、 θ_1, θ_2 を求めることができる。Fig. 9 は、50 Gal 実験の θ_1, θ_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° に近い。一方、底面

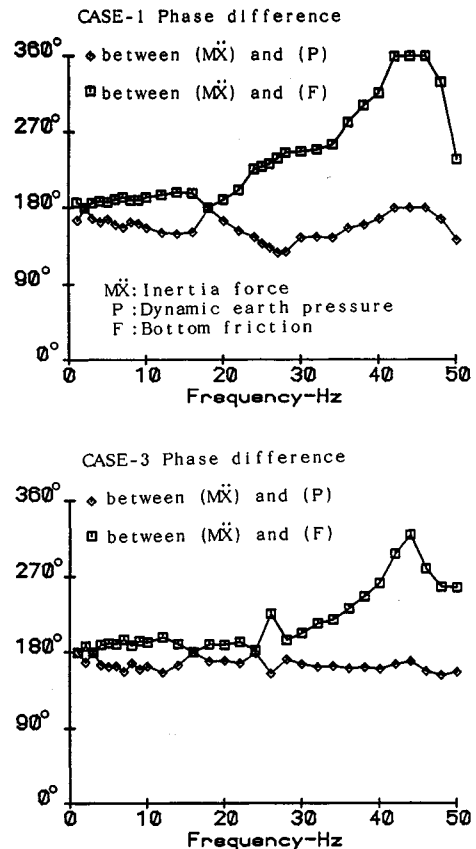


Fig. 9 Phase difference between inertia force of the caisson, dynamic earth pressure and bottom friction.

摩擦力の慣性力に対する位相差は、30 Hz 付近までは、慣性力とほぼ 180° の位相差をもつが、入力振動数が 35 Hz 以上になると、270°~360° となる。このような傾向は 20 Gal および 100 Gal 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合計したものとした。

Fig. 10 は、底面摩擦力和慣性力の振幅の比率を振動数 30 Hz までについて示したものである。30 Hz 付近までは、動的土圧合力も、底面摩擦力も慣性力と逆位相であるから、この図は、動的土圧と底面摩擦力の力の分担を表わしているとみることできる。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することがわかる。

(5) ケーソンに作用する動的土圧の分布形状

Fig. 11 は、土圧計により計測された最大土圧を入力加速度、振動数ごとに示したものである。実験によって多少の差はあるが、動的土圧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。

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。Fig. 12 は、入力振動数が 10, 20, 30 Hz のときのケース 1 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。地盤とケーソンの変位、および両者間の相対変位は、加速度記録から求めた。相対変位の符号は、縮む側を正とした。変位は、入力波が正弦波であるため、応答加速度 a と角振動数 ω を用いて、 $-a/\omega^2$ から求めた。動的土圧の深さ方向の分布形状は、三角形分布ではなく、おおむね、ケーソンと地盤の相対変位に対応している。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われる。
- 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が、深さによって異なる。

ことなどが考えられる。

(6) 物部・岡部式との比較

a) 土圧合力について

前述の実験結果をみると、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思われる。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、ケーソンの重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が水平方向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

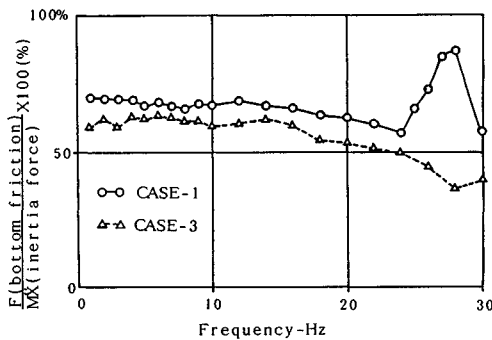


Fig. 10 Percentage of the bottom friction amplitude against the caisson inertia force amplitude.

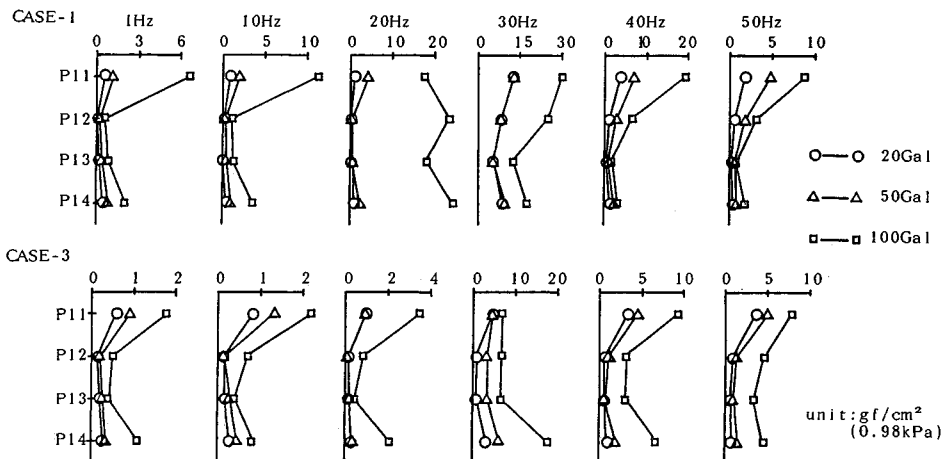


Fig. 11 Distribution of the maximum dynamic earth pressure.

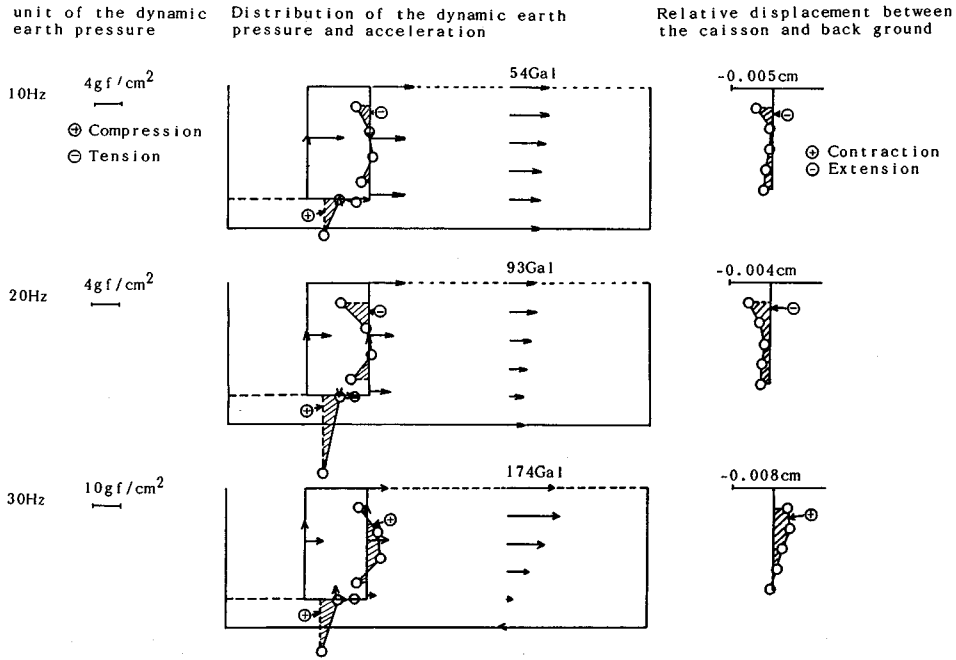


Fig. 12 Relationship between the dynamic earth pressure distribution and relative displacement of the caisson and back ground (CASE-1, 50 Gal, at the time when the maximum bottom friction take place).

からである。

Fig. 13 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、常時主動土圧 $P_a(k=0.0)$ 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 が増加すると主動土圧は増加し、受働土圧は減少する。このような土圧の増減は、すべろうとする土塊に作用する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、地震時土圧に関する物部・岡部式の考え方と実験結果は異なっていた。また、地震の規模によっては、十分なひずみが発生せず、主動状態あるいは、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動あるいは、受働状態の土圧を与えてしまう。本項では、物部・岡部式と実験値を比較し、同式の適用性を検討する。

Fig. 14 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。ケース 3 の結果は、受圧板 A に作用する土圧合力である。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につれて、主動側は静止土圧から小さくなり、受働側は大きくなる。実験による地震時土圧は、同一の入

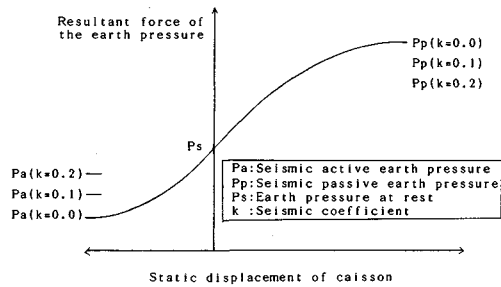


Fig. 13 Variation of the resultant force of earth pressure with static caisson displacement.

力加速度でも、このように振動数に大きく依存する。これは、背後地盤の加速度応答に応じて動的土圧が変化したと考えられる。Fig. 15 は、横軸にケーソンの中間深さと同一レベル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みなすことができる。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、同図の両側に同式による土圧合力を記入した。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

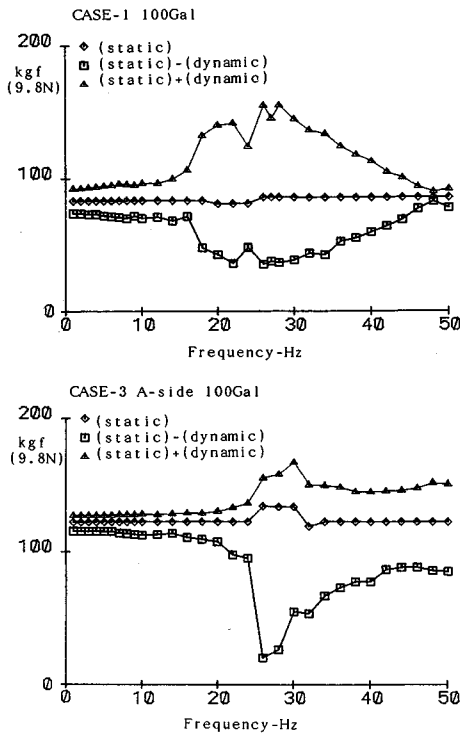


Fig. 14 Variation of the resultant force of seismic earth pressure with frequency.

てもなかなか主働状態の土圧合力に達していない。また、ケース1の主働側の実験値の中には物部・岡部式による常時主働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、200 Gal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なっていないと考えられる。また、加速度が大きくなっても、地震時の主働土圧合力が大きくなったり、地震時の受働土圧が小さくなる現象はみられない。

b) 動的土圧の分布形状について

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。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 (Fig. 11, 12 参照)。

本文では、土圧分布については実験結果を示すのみにとどめた。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。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。

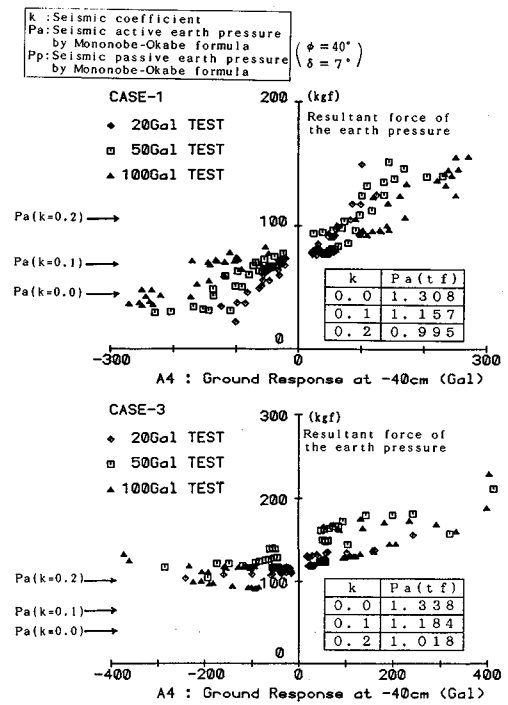


Fig. 15 Variation of the resultant force of seismic earth pressure with the ground response at -40 cm.

4. 結 論

護岸や上部構造物を伴わない地中ケーソンを想定した模型振動実験から以下の結論を得た。

(1) 剛なケーソンに作用する動的土圧は、周辺地盤およびケーソンの固有振動数付近で増幅され、ケーソン・地盤系の振動特性の影響を強く受ける。すなわち、動的土圧は入力振動数に依存する。

(2) ケーソンに作用する動的土圧は、ケーソンの慣性力の大きさによって異なる。したがって、動的土圧は、ケーソン・地盤全体系の振動現象としてとらえる必要がある。

(3) ケーソンの慣性力と動的土圧は、逆位相の関係にある。すなわち、動的土圧は慣性力に対して抵抗する力となる。この結果は、ケーソン前面の地盤の有無にかかわらず、同じであった。

(4) 実験結果を物部・岡部式の地震時土圧合力と比較したところ、一致しなかった。これは、背後地盤の応答加速度が大きくなっても、地盤が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。

(5) 実験によると、動的土圧は、深さ方向に三角形分布を示していない。また、土圧分布は、ケーソンと地盤間の相対変位の分布とよく対応していた。

(6) 本研究の結果を総合すると、地震時土圧は地盤の塑性平衡状態を想定して求めるより、静的状態からの振動時の変動分として考えた方が一般性があると考えられる。

5. あとがき

ケーソンに作用する慣性力および動的土圧の基本的特性を報告した。今回の結果から、地震時土圧は、静的土圧に動的土圧を重ねたものとして考えることができることがわかった。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、地震前の地盤状態によって影響を受けると考えられる。したがって、地震前の地盤状態をどのように評価するかが重要である。

(2) 護岸や岸壁は、水中に建設される。水中での地震時土圧を考えた場合、振動による間隙水圧の上昇、あるいは動水圧等の影響も考慮する必要があると考えられる。

(3) 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、このことがあらゆる場合に成立するとすれば、動的土圧はケーソンの慣性力に抵抗するため、合理的な地震時安定計算法が提案できると考えられる。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。

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，pp.2～8，1979年5月。
- 2) 日本瓦斯協会：LNG地下式貯槽指針，1979年。
- 3) 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，pp.71～124，1986年9月。
- 4) 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年。
- 5) 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，第10巻，第11号，1960年。
- 6) 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年。
- 7) 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年。
- 8) 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，pp.129～136，1970年。
- 9) 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，pp.703～704，1987年。
- 10) 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。
- 11) 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。
- 12) 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年9月。

(1989.5.16・受付)