

港 湾 技 研 資 料

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

No. 296 June, 1978

矢板壁の模型振動実験
—控え壁が変位しうる場合—

荒 井 秀 夫

運輸省港湾技術研究所



目 次

要 旨	3
1. はじめに	3
2. 模 型	3
3. 実 験	3
4. 控え壁に作用する荷重	5
5. 控え壁の変位	8
6. 模型の加速度応答	8
7. 壁本体の曲げモーメントおよび撓み	11
8. 模擬地震動入力に対する挙動	12
9. 控え壁に作用する荷重と変位の関係	12
10. ま と め	15
11. おわりに	16
参考文献	16
付 図	17

Vibration Tests of Model Anchored Sheet-Pile Walls

– A Case of Movable Anchor Walls –

Hideo ARAI *

Synopsis

Vibration tests of model anchored sheet-pile walls with a rigid, flexible and fixed anchor wall in dry sand were performed using by a shaking table, in order to investigate the earthquake resistance of anchor walls. Results of the tests are summerized as follows.

1. The sheet-pile wall and sand backfill near the wall behave as one mass during vibration and the force caused by the vibrating mass act on the anchor as the anchor pull.
2. The anchor pull of movable anchor during vibration is smaller than that of fixed anchor.
3. The forward movement of anchor wall during vibration is larger than that of static loading test. This large movement of anchor wall is caused by remarkable decrease of the stiffness of sand near the anchor wall and also it is affected by the number of cycles of forced vibration.

* Ex-chief of the Vibration Laboratory, Structure Division

矢板壁の模型振動実験

— 控え壁が変位しうる場合 —

荒井秀夫*

要 旨

矢板壁の地震時における最も重要な問題である控え壁の抵抗を調べるため、固定控え壁、剛控え壁および撓み性控え壁をもつ矢板壁模型の振動実験を実施した。3種類の模型壁の実験結果を比較すると、次の通りである。

(1) 模型は控え壁の形式に関係なく、壁本体とその近くの裏込砂層が一体となって振動し、この振動による荷重がタイロッドを通して控え壁に作用するような挙動をする。

(2) 控え壁に作用する荷重は、控え壁が変位する場合には変位しない場合よりも小さくなる。

(3) 剛控え壁および撓み性控え壁のように控え壁が変位し得る場合の変位特性はほぼ同様であり、その変位は地盤の剛性の低下によるものが支配的であり、変位量は作用する荷重のみでなく、与えられる振動の振動数および波数に関係する。

1. はじめに

矢板壁は控え工と根入部の土の抵抗で支えた可撓性壁によって、土圧に抵抗する構造であるために、土の抵抗にすることが重要な問題になる。特に地震時においては、控え工が変位したり変形するために被災することの多いことが地震の被害を受けるたびに報告されている^{1),2),3),4)}。

矢板壁の耐震性を研究する最良の方法は、地震時における挙動を調べることであるが、地震による被害をまつことが難しいために、振動台を使用して模型の振動時挙動を調べる実験を実施してきた。控え工が変位できない状態の低振動数の振動を与えた場合および広範囲の振動数の振動を与えた場合の振動時挙動に関する実験については、既に報告した^{5),6)}。このような矢板壁模型振動実験の一環として、控え壁を砂層内に設けて、控え壁が変位しうる場合の実験を実施し、その一部も既に報告したが⁷⁾今回、それととりまとめて報告する。なお、実験では広範囲にわたる振動数の正弦振動を与えたが、剛控え壁の場合には、人工的に作成した模擬地震動を与えた実験も行った。

2. 模 型

今回の実験に使用した模型は、既報^{5),6)}の実験に使用したものと同様な考えのもとで製作した。すなわち、(1)壁本体の撓み形が模型と原型とで相似であること。(2)壁本体の分布質量が相似であること。(3)土として乾燥細砂を用いる。

壁本体に対しては、P. W. Roweによって導かれた撓み指数 $\rho = H^4/EI$ (H : 壁高, EI : 壁の曲げ剛性)を用いると、原型と模型とでその値が同じであれば撓み形が相似になり、分布質量は W/H^2 (W : 壁の単位幅当りの重量)を用いれば、この量の同一値に対して分布質量は相似にな

る。壁本体の原型として $H = 20$ mのZ-45型矢板をとり、模型壁として厚さ6 mm, $H = 110$ cmのアルミニウム平板を選ぶと、原型と模型の ρ および W/H^2 の値は次のようになる。原型では $\rho = 9.3 \times 10^3 \text{ cm}^2/\text{kg}$, $W/H^2 = 0.145 \text{ kg/cm}^3$, 模型では $\rho = 11.1 \times 10^3 \text{ cm}^2/\text{kg}$, $W/H^2 = 0.168 \text{ kg/cm}^3$ である。

土としては、小名浜砂と称する乾燥細砂を用いた。その安息角は 32.5° 、有効径は0.12 mm、均等係数は1.59である。

控え壁としては、(1)厚さ1.5 cm, 幅75 cm, 高さ30 cmのアルミニウム板を剛控え壁とし、(2)厚さ3 mm, 幅75 cm (幅25 cmの板3枚を連結)、高さ98.5 cmのアルミニウム板を撓み性控え壁とし、(3)実験槽の端壁を固定壁とする3種類である。壁本体と控え壁とは直径6 mmの丸鋼2本で連結した。

3. 実 験

電動駆動方式の振動台⁸⁾上の実験槽(5 m×1.5 m×1.5 m)に振動によってしめ固めた厚さ15 cmの砂層を造り、その上に図-1～3に示すように壁本体を設置した。壁本体は7枚のアルミ板から成っており、そのうち内側の5枚を腹起しで一体となし、幅107 cmの測定壁とし、2本のタイロッド(径6 mmの丸鋼)で控え壁と連結した。外側の2枚はダミー壁である。ダミー壁は測定壁とは別個の腹起しとタイロッドで実験槽の端壁に固定させた。タイロッド取付点の構造を図-4に示す。

壁本体を設置した後、根入部の砂をつめ、パイプレータで所定の密度($\gamma = 1.45 \text{ g/cm}^3$)にしめ固め、厚さ38.5 cmの砂層を造り、壁本体を自立させた。裏込砂層の一部として壁本体に接しないように斜面を造り、その上に

* 構造部, 前振動研究室長

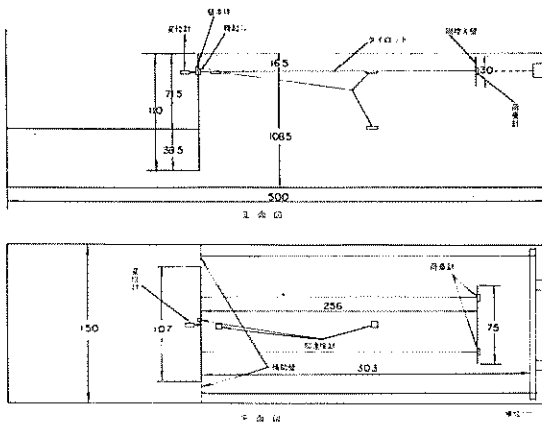


図-1 模型の配置(剛控え壁)

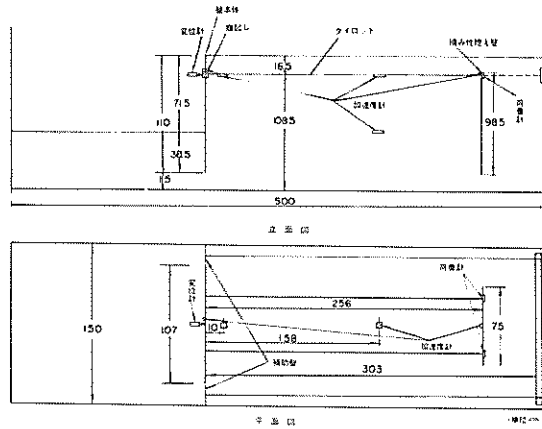


図-2 模型の配置(撓み性控え壁)

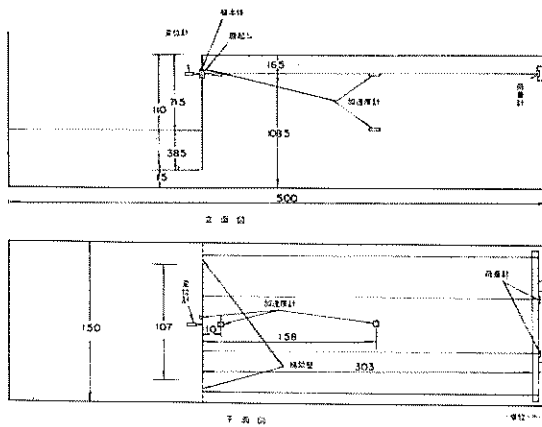


図-3 模型の配置(固定控え壁)

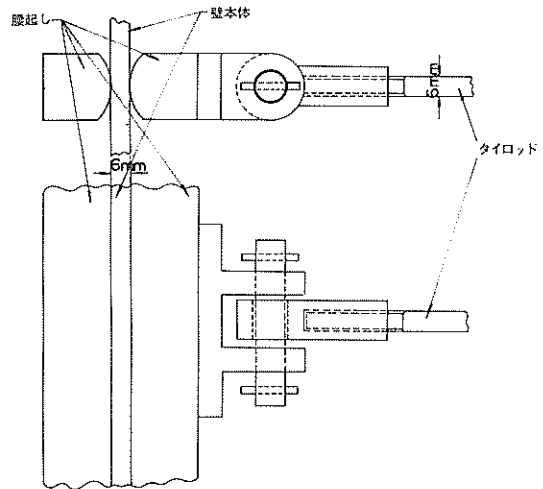


図-4 腹起しの構造

控え壁を設置し、ワイロッドで壁本体と連結させた後、再び砂を入れ、裏込砂層を完成させた。裏込砂層はゆるづめの状態につめたが、根入部砂層とともにその単位体積重量(γ)と相対密度(D_r)を示すと、表-1のようである。

表-1

実験種目	根入部		裏込部	
	γ (g/cm^3)	D_r	γ (g/cm^3)	D_r
剛控え壁	1.45	0.53	1.36	0.17
撓み性控え壁	1.45	0.53	1.35	0.13
固定控え壁	1.45	0.53	1.38	0.25
模擬地震動	1.45	0.53	1.36	0.17

控え壁には抵抗線ヒズミゲージを用いた荷重計2個を取付け、ワイロッドから伝えられる荷重を測定した。壁本体の腹起しの中央では、ダイヤルゲージと可変インダクタンス型変位計によって、実験槽との相対変位をそれぞれ静的および動的に測定した。砂層内の図-1~3に示す位置では、非接着抵抗線ヒズミ計型加速度計(固有振動数約250 Hz)によって加速度を測定した。壁本体と撓み性控え壁の腹起しには小型のピエゾ型加速度計を貼付して加速度を測定した。また、壁本体および撓み性控え壁の中央の板には抵抗線ヒズミゲージを貼付して、曲げヒズミを測定した。壁本体の前面では、ダイヤルゲージによって実験槽との相対変位を静的に測定した。

これら測定量の振動時における値を、直視式電磁オシログラフ(ガルバノメーターの固有振動数170 Hz)に記録した。実験状況を写真-1に示す。

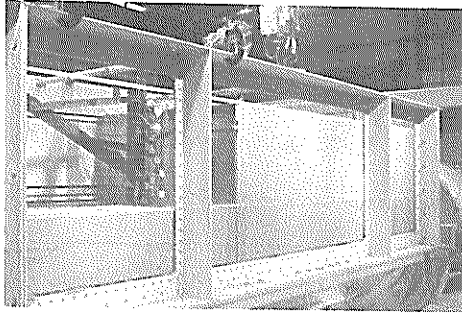


写真-1 実験状況

振動台に与えた振動は、あらかじめ磁気テープに記録させたもので、ある加速度レベルで各振動数5波の正弦振動が5 Hz から50 Hz まで1 Hz の間隔で変わるもので、加速度レベルを7または8段階変えたものである。

測定した記録の例を図-5に示す。これは剛控え壁の場合の加速度レベル14 gal における、低振動数と共振振動数に対する記録波形である。このような正弦振動を広範囲の振動数にわたって与えることによって、模型の振動数特性が求められ、模型の性状を推定できるのであるが、模型の性状は振動の強さのみでなく、振動数および波数に関係するので、その影響を調べるため、剛控え壁をもつ模型について、図-6に示す模擬地震動を与えた実験も行った。

この波形は図-7に示すように、速度のフーリエ振幅スペクトルが6 Hz ~ 60 Hz の間で一定であって、位相スペクトルがランダムであるように、フーリエ逆変換によって作成したものである。

4. 控え壁に作用する荷重

模型に正弦振動を与えると、図-5に示すような記録が得られるが、そのうち、控え壁に作用する荷重から調べてみる。壁本体に作用する荷重の一部は、タイロッドを通して控え壁に伝えられる。伝えられる荷重は2個の荷重計によって測定された。控え壁に作用する荷重として2個の荷重の和をとった。この荷重の振動数特性を剛控え壁、掘み性控え壁、固定控え壁の場合について、それぞれ図-8, 9, 10に示す。図中、振動数零に対する値は振動を与える前の値である。これらの図を見ると、明瞭な共振現象のあることがわかり、共振振動数が加速度レベルの増加に伴って低下するのがみられる。図-11には、荷重振幅と壁本体近傍の砂層における加速度との関係を示す。両者の間にはかなり良い相関のあるのが認められる。また、荷重の振動数特性の形は、後述する壁本体近傍砂層の加速度応答特性の形と似ており、壁本体近傍砂層の加速度応答特性の形はまた、壁本体の加速度応答特性の形と似ている。これらのことから、壁本体とその近傍砂層とが一体となって振動し、それがタイロッドを通して控え壁に伝えられることによって振動荷重が生ずるものと考えられる。

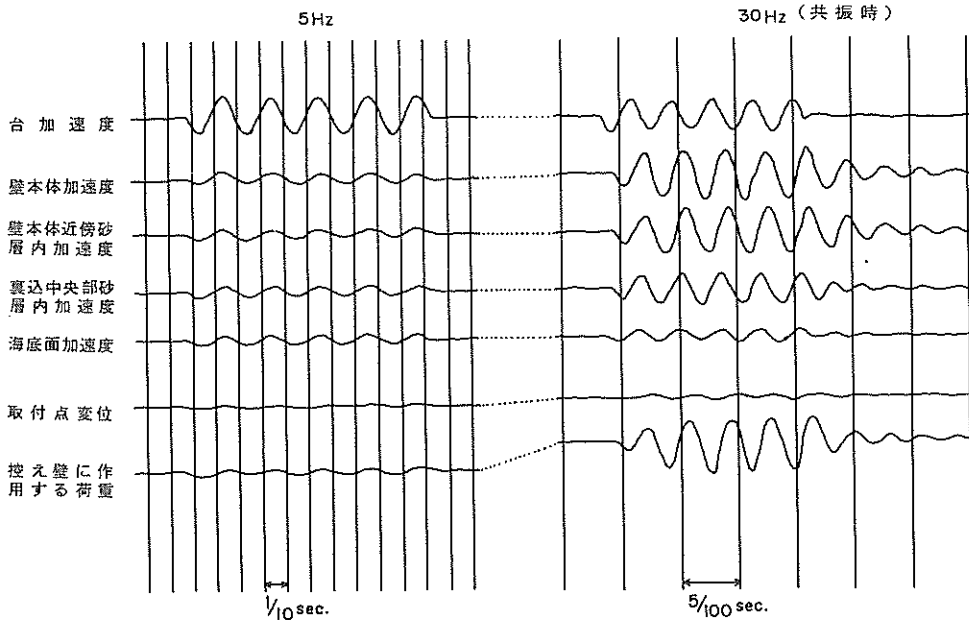


図-5 測定記録波形の例(剛控え壁, 台加速度14 galの場合)

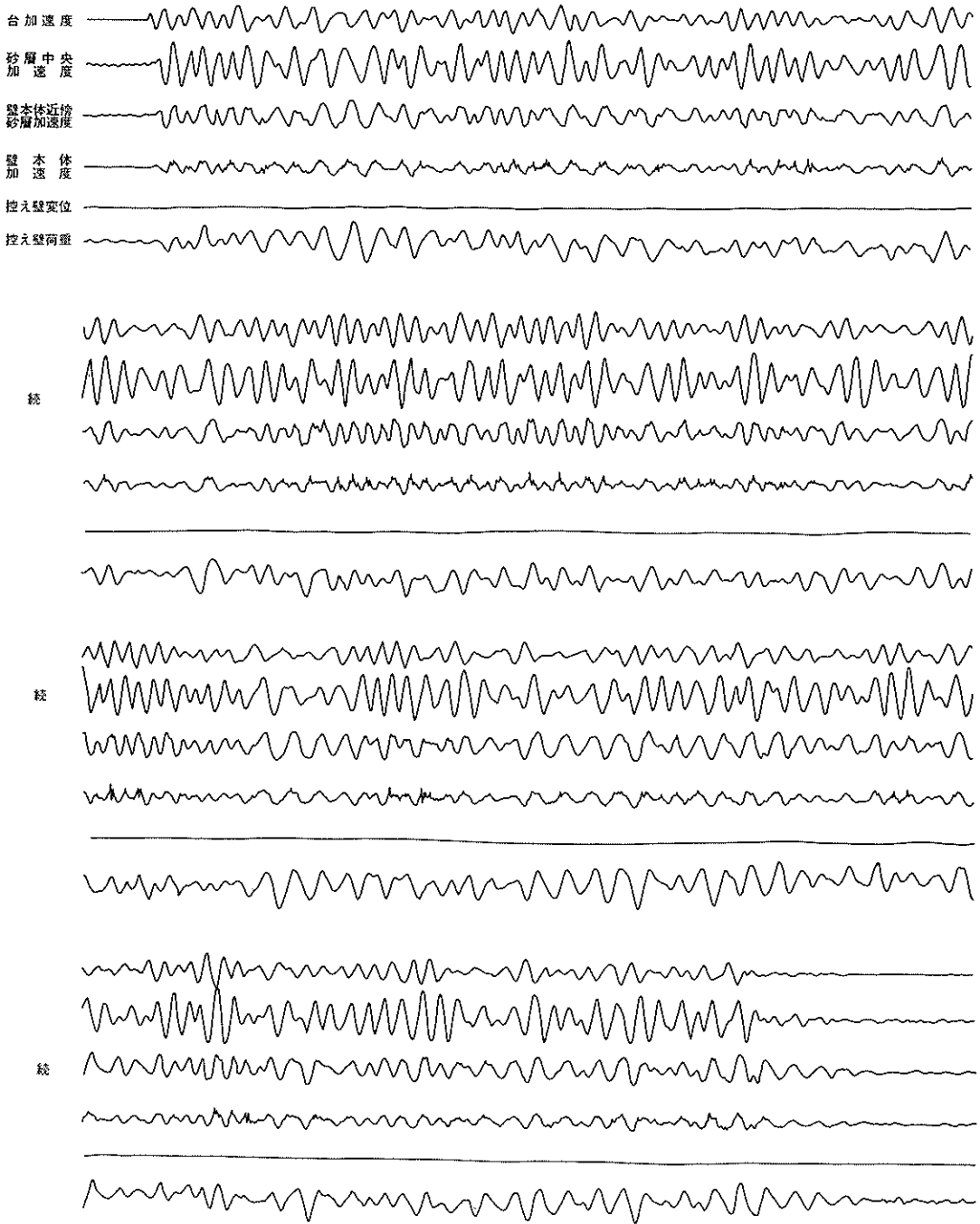


図-6 測定記録波形の例（模擬地震動入力の場合）

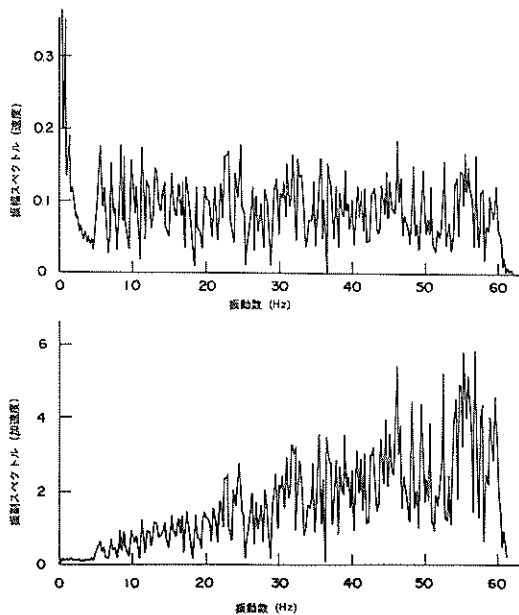


図-7 模擬地震動のスペクトル

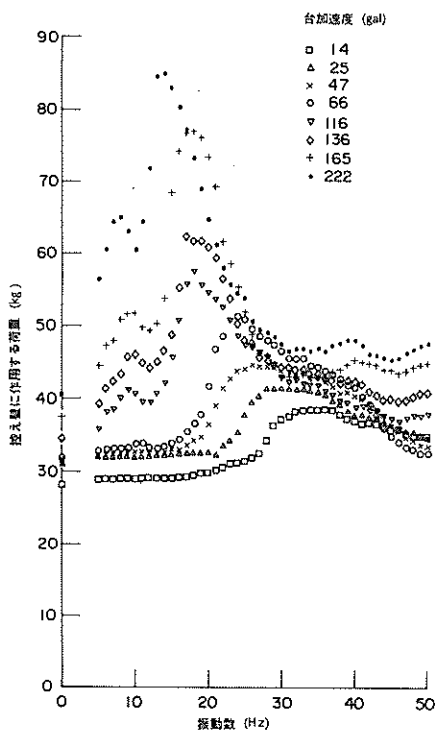


図-8 控え壁に作用する荷重の振動数特性 (剛控え壁)

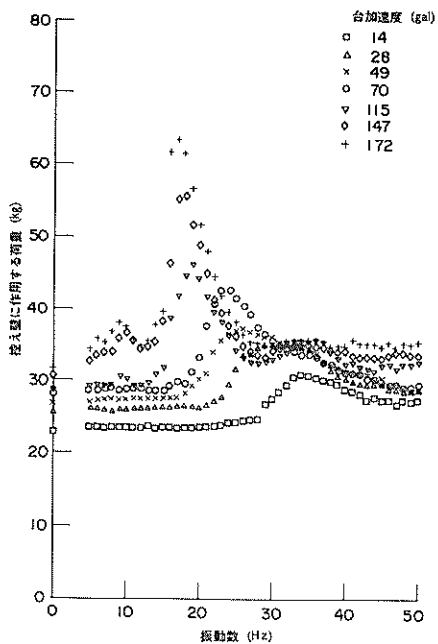


図-9 控え壁に作用する荷重の振動数特性 (撓み性控え壁)

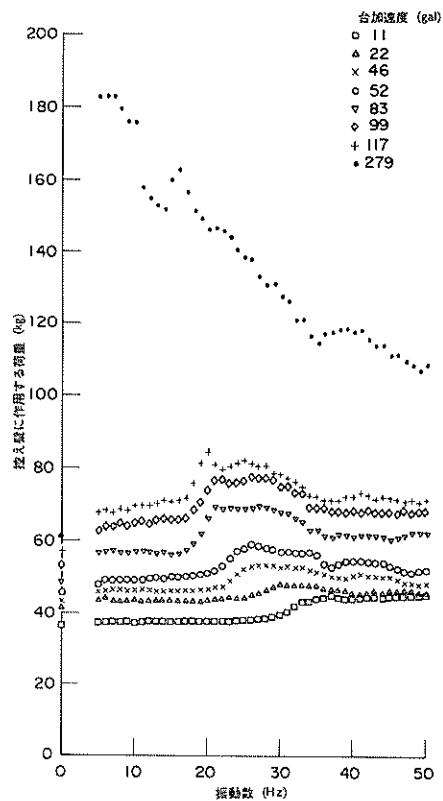


図-10 控え壁に作用する荷重の振動数特性 (固定控え壁)

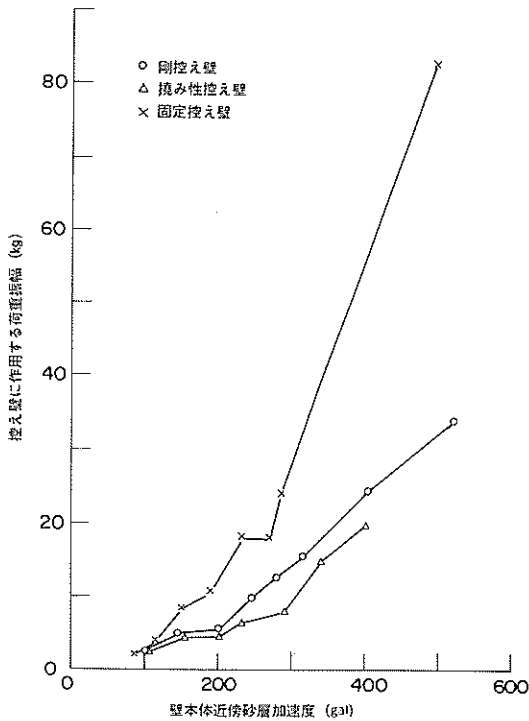


図-11 控え壁に作用する荷重と壁本体近傍砂層加速度との関係

図-12 に控え壁に作用する荷重の加速度レベルによる変化を示す。控え壁の形式による差異がみられ、特に、固定控え壁の場合に増大することが認められる。

控え壁に作用する荷重の実験値が妥当なものであるかを調べてみる。常時の矢板壁に対して、控え壁が変位しない場合に、P. W. Rowe の理論⁹⁾ から得られるタイロッド張力 T は、次式によって表わされる。

$$T = K_a \gamma H^2 \cdot f_1(\alpha, \beta, m\rho) \quad (1)$$

ここに K_a : 主働土圧係数, γ : 土の単位体積重量, H : 壁高, α : 壁頂より海底面までの距離/壁高, β : 壁よりタイロッド取付点までの距離/壁高, m : soil stiffness modulus, ρ : 撓み指数, $f_1 : \alpha, \beta, m\rho$ によって定まる値。荷重は測定壁の幅を L とすれば, $W = TL$ によって求められる。 m の値として、後述する壁本体の曲げモーメント分布の測定から求めた値を用い、 K_a の値として、物部一岡部の地震時土圧式から求められた値を用いて計算した値を、図-12 に曲線で示す。この場合、砂の内部摩擦角を 32.5° とした。控え壁に作用する荷重は、固定壁の場合には、既報^{5), 6)} に述べたと同様に加速度レベルが高くなると著しく増大するが、控え壁が変位しうる場合にはそれほど増大しないことがわかる。特に模擬地震動を与えた場

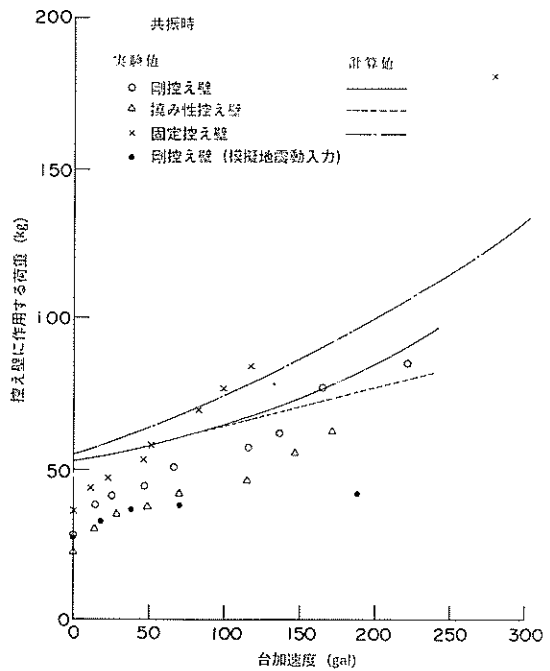


図-12 控え壁に作用する荷重の比較

合にはかなり小さく、与えられる振動の波数に関係のあることを示している。

5. 控え壁の変位

控え壁の変位を、タイロッド取付点で測定した変位とみなす。この変位の振動数特性を、剛控え壁、撓み性控え壁の場合について、それぞれ、図-13, 14 に示す。控え壁の変位には、荷重のように共振時におけるピークが見られなく、共振時に著しく増加するが、一方向にのみ累積されてゆくのがみられる。振動時の変位振幅は小さく、生じた変位はそのまま残留する。

図-15 に控え壁の変位の加速度レベルによる変化を示す。撓み性控え壁の場合には、作用する荷重が剛控え壁の場合よりも小さいにもかかわらず、大きい変位を生ずることが認められる。

6. 模型の加速度応答

控え壁に作用する荷重は、模型全体にわたる挙動に関係することを既にみた。図-16, 17, 18 に低加速度レベルにおける模型各部の加速度応答を示す。壁本体の加速度応答の形とその近傍砂層のそれとは、控え壁の形式に関係なく、極めてよく似ていることが認められる。

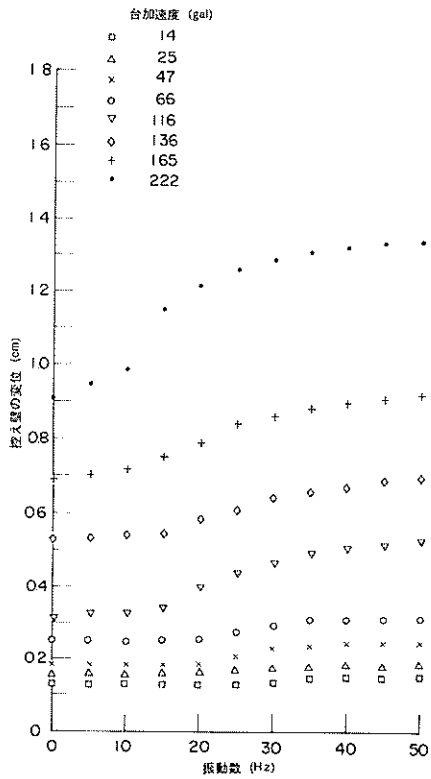


図-13 控え壁変位の振動数特性(剛控え壁)

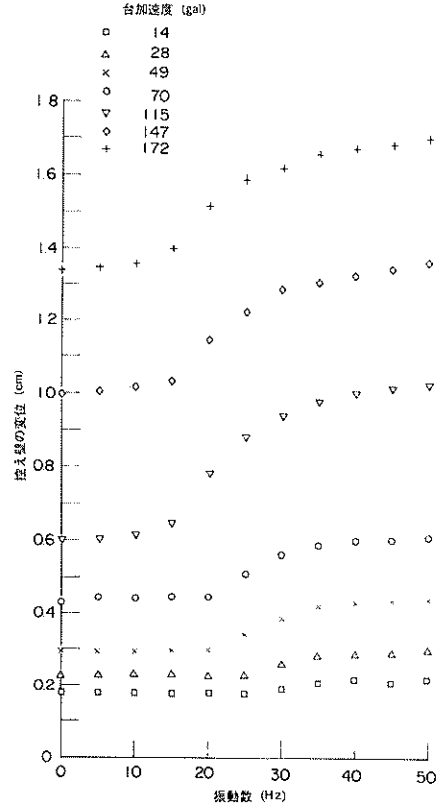


図-14 控え壁変位の振動数特性(撓み性控え壁)

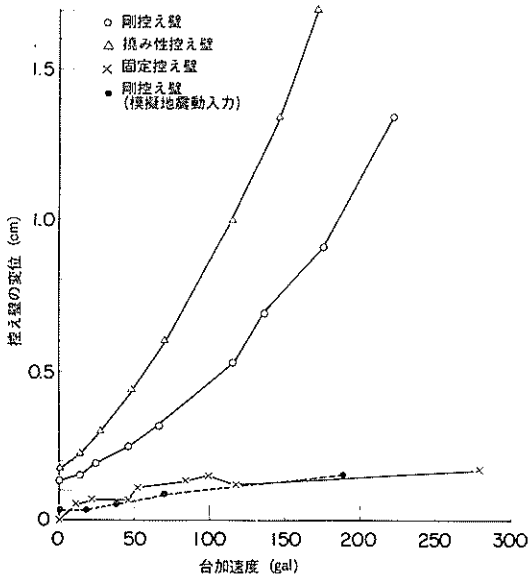


図-15 控え壁変位の比較

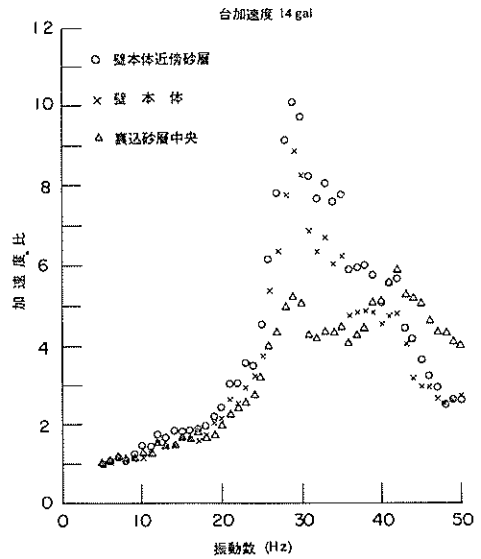


図-16 模型各部の加速度応答特性(剛控え壁)

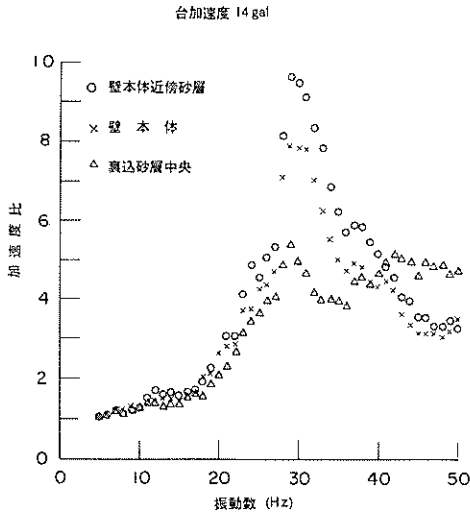


図-17 模型各部の加速度応答特性 (撓み性控え壁)

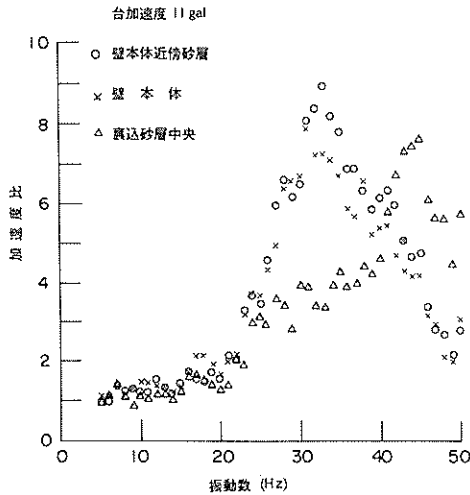


図-18 模型各部の加速度応答特性 (固定控え壁)

前述したように、これらの形と控え壁に作用する荷重の振動数特性が似ていることから、振動時に、壁本体とその近傍の砂層は一体となって振動し、それがタイロッドを通して控え壁に伝えられるものと考えられる。この部分の共振振動数は剛控え壁および撓み性控え壁の場合で約30 Hzであるが、変位しうる固定控え壁の場合にはわずかであるが高い。

裏込砂層中央部では、約30 Hzと約42 Hzの2か所にピークが現われており、特に、固定控え壁の場合には42 Hz付近のピークが卓越している。

共振振動数について、壁を含めた模型全体に関する考察は難しいため、できなかったが、簡単な砂層のみの場合を考察してみる。

砂層が根入部以下(層厚: H_1)と裏込部(層厚: H_2)の2層で構成され、せん断振動をするものと仮定する。砂層の横波速度 V_s は砂層の振動性状に関する実験¹⁰⁾を参考にして、ゆるづめ時に120 m/sec、密づめ時に170 m/secであると仮定する。砂層の1次共振振動数 f_r は $V_s/4H$ で表されるから、砂層全体については、平均横波速度 $\bar{V}_s = (V_{s1}H_1 + V_{s2}H_2)/(H_1 + H_2)$ を用いると、 $\bar{V}_s \approx 149$ m/sec となり、1次共振振動数は29.9 Hzとなる。また、ゆるづめの裏込砂層のみの場合には、その1次共振振動数は42 Hzとなる。これらの値は前述した実験値に近い値であるが、実験とは異なる条件のもとに求めたものであるから、実験に対応できるものでなく、参考までにあげたものである。

加速度レベルが高くなると、模型の加速度応答は、付図-1~10に示されるように、共振振動数が低下し、加速度比も小さくなる形になる。すなわち、与えられる振動の強さが大きくなるとともに、模型の剛性が低下し、減衰が大きくなることを表している。このことを、壁本体近傍砂層についてまとめると、共振振動数については図-19、加速度については図-20に示すとおりである。これらの図をみると、また、壁本体近傍砂層では、共振振動数および

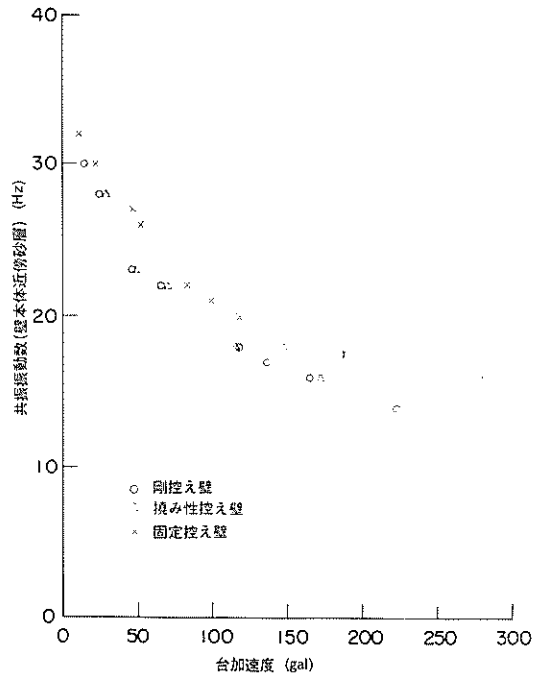


図-19 共振振動数の加速度レベルによる変化

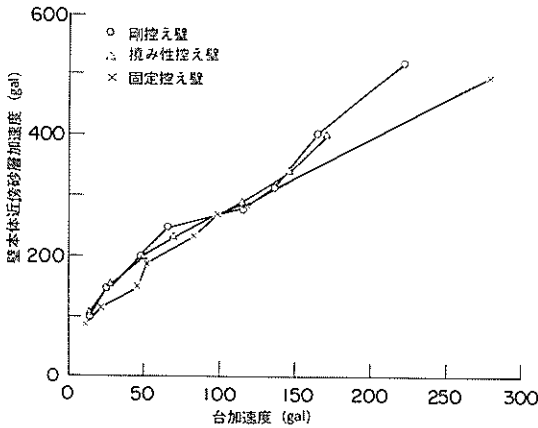


図-20 壁本体近傍砂層加速度の比較(共振時)

加速度の加速度レベルによる変化に、控え壁の形式による差異がほとんど無いことが認められる。

7. 壁本体の曲げモーメントおよび撓み

壁本体に貼付したヒズミゲージで測定した曲げヒズミから、壁本体の曲げモーメントを求めた。代表的加速度レベルの振動前後における曲げモーメント分布を図-21, 22, 23に示す。このような実験から得られる壁本体の曲げモーメント分布形は、Roweの理論から求められる分布形に似ていることは、既報^{5), 6)}に述べたことであり、今回も、実験値の妥当性を調べるために理論から求められるものと比較してみた。図-21, 22, 23中の曲線は、Roweの理論による曲げモーメント M を表す式(2)から求めた曲線のうち、実験値に合うように画いたものである。

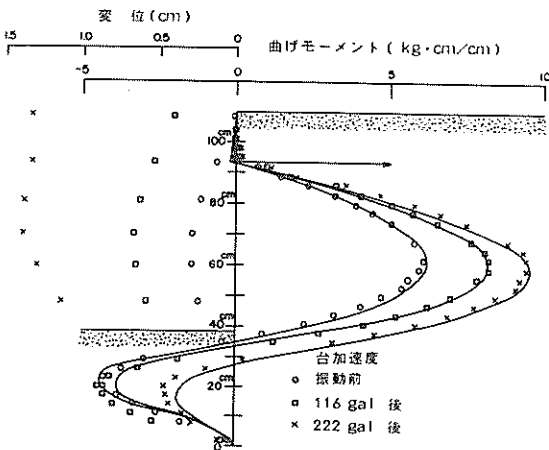


図-21 壁本体の曲げモーメントおよび撓み(剛控え壁)

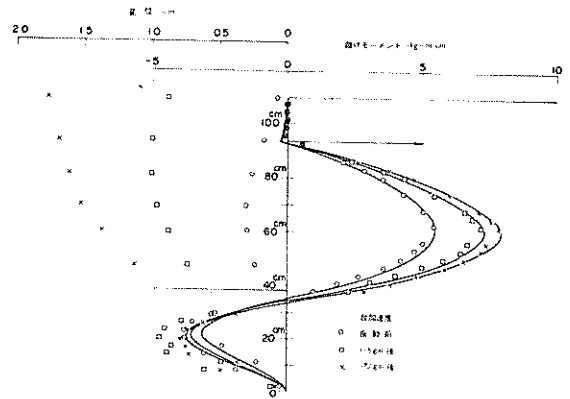


図-22 壁本体の曲げモーメントおよび撓み(撓み性控え壁)

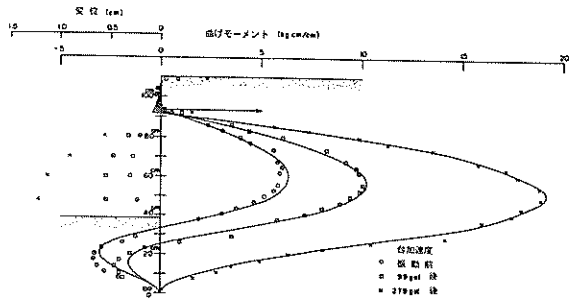


図-23 壁本体の曲げモーメントおよび撓み(固定控え壁)

$$M = K_2 \gamma H^3 f_2(\alpha, \beta, m\rho) \quad (2)$$

(2)中の記号は(1)と同じである。(2)式は控え壁が変位しない条件のもとに導かれた式であるから、敢密に言えば、今回の実験に適合しないものである。

実験値に合うような理論曲線の m の値を求め、その加速度レベルに対する変化を図-24に示す。根入部の固定度は無次元量である $m\rho$ で表わされるが、 ρ は控え壁の形式に関係なく一定としたものであるから、根入部の固定度は加速度レベルが高くなるに伴って低下することを示している。

壁本体の最大曲げモーメントの加速度レベルに対する変化を図-25に示す。控え壁の変位が大きいくほど、曲げモーメントは小さくなる傾向を示している。最大曲げヒズミは振動を与える前では 250×10^{-6} 程度の値であり、実験における最大値は約 800×10^{-6} 程度の値であった。図-26に曲げヒズミの記録波形の例を示す。図にみられるように、曲げヒズミ振幅は、静的な値に比べて極めて小さなものである。

壁本体の前面では、ダイヤルゲージによって静的変位を測定した。その結果を曲げモーメント分布と一緒に図-

21, 22, 23 に示した。控え壁の撓み形には、控え壁が変位しうるか、変位しえないかによって相違することが明瞭に現れている。

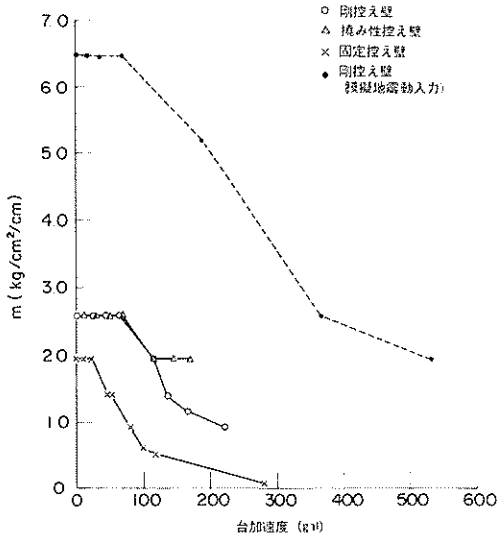


図-24 m の値の比較

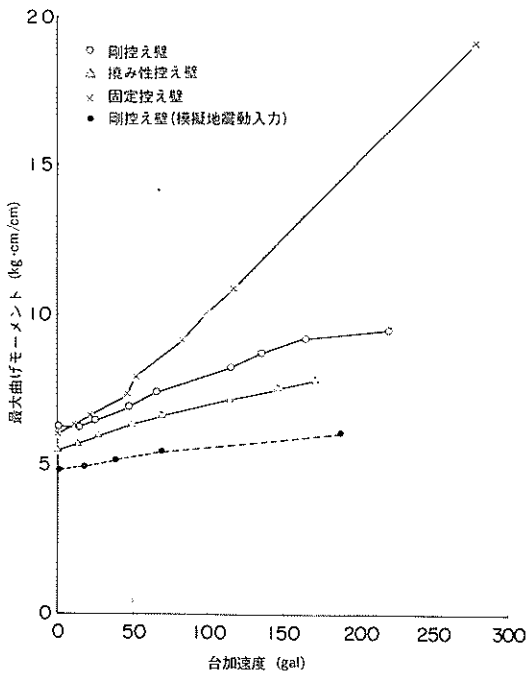


図-25 最大曲げモーメントの比較

8. 模擬地震動入力に対する挙動

模擬地震動に対する模型の挙動については、随時正弦振動の場合と比較したが、ここでは、その実験をまとめてみる。実験は、剛控え壁をもつ矢板壁模型にのみ、図-6に示す速度スペクトル一定の不規則振動を加速度レベルを変えて与えたものである。

図-27に、控え壁に作用する荷重および変位の各加速度レベルにおける最大値を示す。これらの値を図-12および図-15に記入して正弦振動の場合と比較すれば、かなり小さいことがわかる。

壁本体近傍砂層の加速度も、また、図-20にみられるように正弦振動の場合よりも小さい。

図-28に振動前後における曲げモーメントおよび撓みの分布を示す。各加速度レベルにおける最大曲げモーメントは図-25に示したように、正弦振動の場合よりも小さい。図-24に示した根入部の m の値が振動前に、根入部砂層をしめ固め過ぎた結果であって、この実験では、正弦振動の場合よりも根入部の固定度が大きかったことを表している。根入部の固定度は、模型の各部に影響を及ぼす故、模擬地震動入力の場合について前述したことは、過大評価したことになる。しかしながら、模擬地震動の場合と正弦振動の場合の差は大きいのであるから、過大評価したとしても、模型挙動の傾向としては、前述した結果は変わらないものと考えられる。

9. 控え壁に作用する荷重と変位の関係

図-29に各加速度レベルにおける控え壁に作用する荷重と変位の最大値をプロットしたものを示す。図には、振動実験と同じ状態でタイロッドを通して静的な荷重を控え壁に加えてた場合の、荷重と変位もプロットして比較した。剛控え壁、撓み性控え壁の場合とも、同一荷重に対する変位は、振動時の方が静的の場合より大きく、特に加速度レベルが高くなると、その差が著しくなる。

図-30, 31には各加速度レベルの共振時における荷重および変位の波の山と谷の値をプロットしたものを示す。これは、共振時において一波に対して控え壁に加わる荷重と変位の関係を表すものであるが、同一荷重振幅に対して変位が加速度レベルの増大とともに増加する傾向は特に認められない。

撓み性控え壁の場合に控え壁の曲げヒズミを測定したので、その曲げモーメント分布を静的引張試験のものを図-32に、振動実験のものを図-33に示す。曲げモーメン

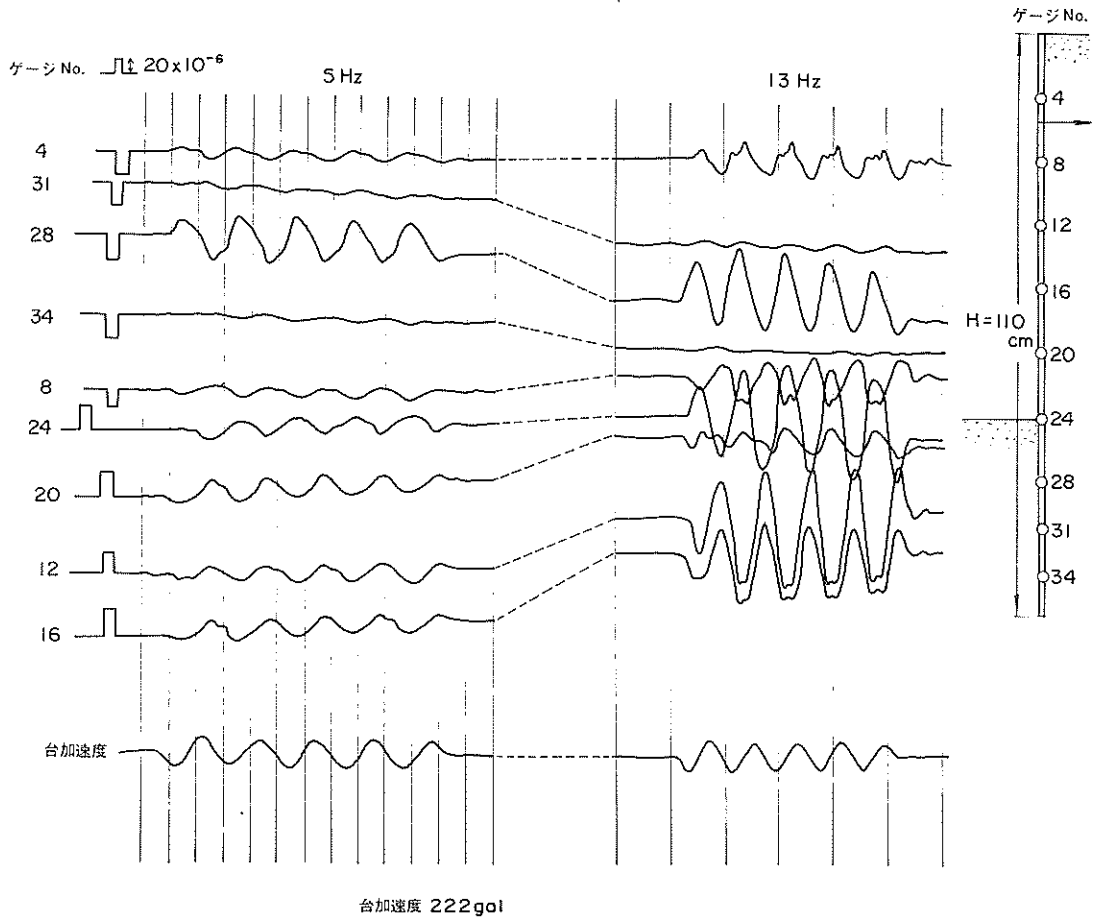


図-26 壁本体の曲げヒズミ記録波形の例(剛控え壁)

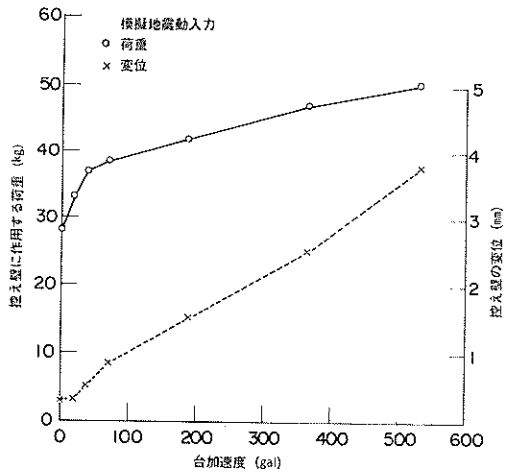


図-27 控え壁に作用する荷重および控え壁変位の台加速度による変化(模擬地震動入力)

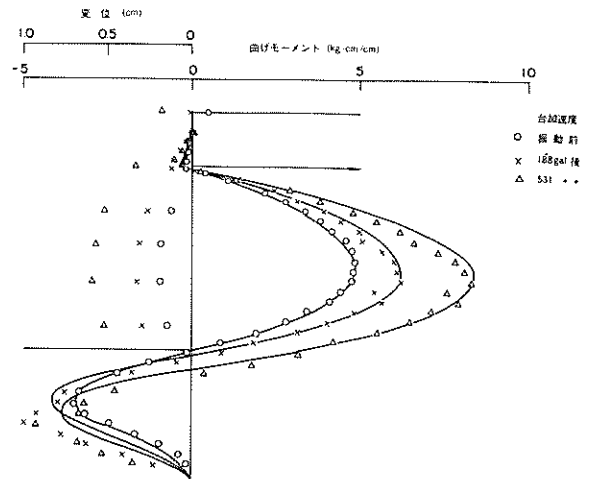


図-28 壁本体の曲げモーメントおよび撓み(模擬地震動入力)

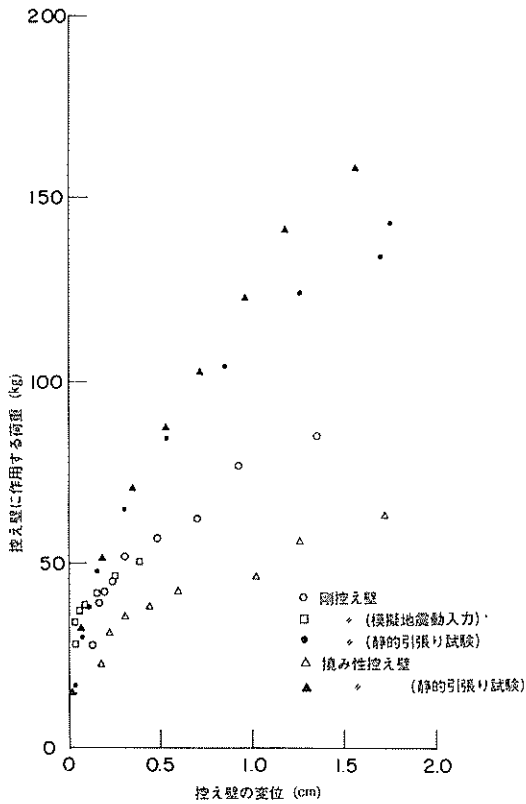


図-29 控え壁の荷重-変位関係

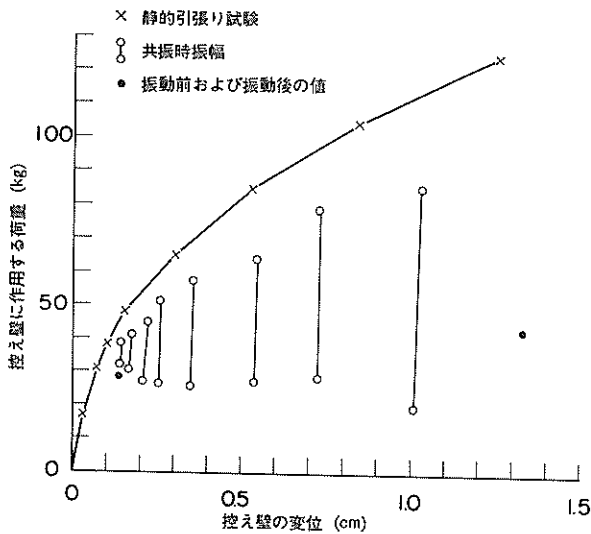


図-30 控え壁の荷重振幅-変位振幅関係 (剛控え壁)

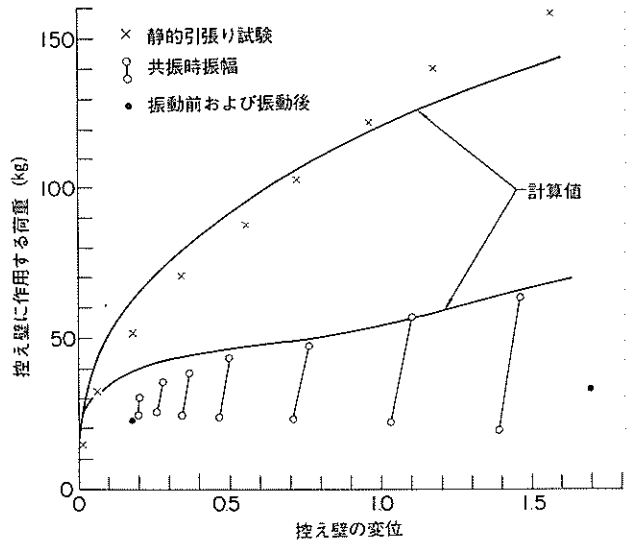


図-31 控え壁の荷重振幅-変位振幅関係 (共振時, 撓み性控え壁)

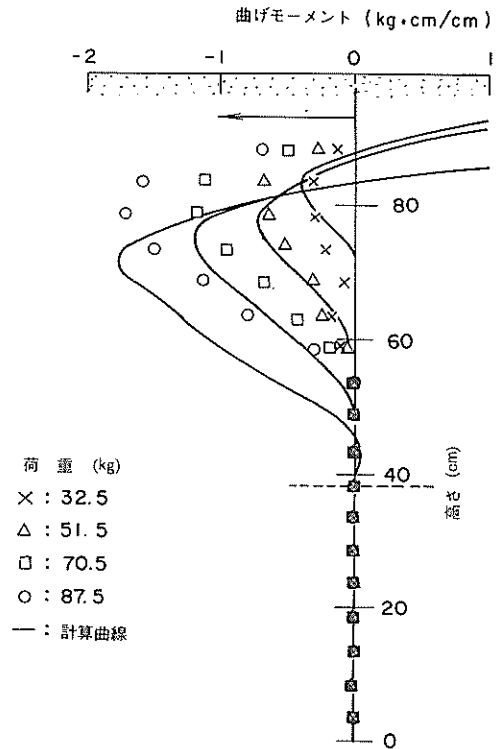


図-32 撓み性控え壁の曲げモーメント (静的)

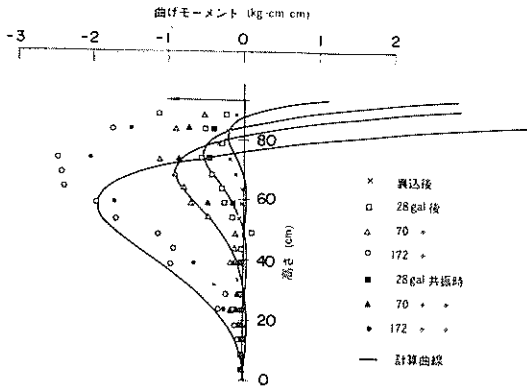


図-33 撓み性控え壁の曲げモーメント (振動時)

トの零となる点は、振動実験の場合に、静的実験の場合に比して著しく深くなるのがみられる。このことは振動実験の場合、地盤反力係数が著しく低下することを意味しているので、Changの方法によって地盤反力を求めてみる。

地盤反力 P は壁の撓み y に比例し、 $P = E_s y$ で表され、また、壁頭部の回転は抑制されているものと仮定する。この仮定のもとで地盤反力係数 $n_h = E_s / l_1 / 3$ (l_1 : 撓みの第1零点)を求めると、表-2および3に示す値が得られる。表中、振動実験の荷重は、共振時における値である。表にみられるように、同程度の大きさの荷重に対して、振動実験の n_h の値は静的実験の n_h の値より約1桁小さい。

表-2 静的実験の n_h

荷重 (kg)	33	52	71	88
n_h (kg/cm ³)	0.51	0.082	0.032	0.015

表-3 振動実験の n_h

荷重 (kg)	23	31	46	63
台加速度 (gal)	0	14	115	172
n_h (kg/cm ³)	0.47	0.15	0.0048	0.0016

1968年十勝沖地震における被害調査結果³⁾によれば、直杭および鋼矢板を控え工とした矢板岸壁では、地震による壁の変位量が20~60 cm程度であったのに対して、現行設計法に基づいて計算した変位量は、直杭の場合に実変位量の約1/9~1/57、鋼矢板の場合に約1/88~1/154であった。このように大きな実変位量が生ずるならば、現行設計法に基づくと、部材の降伏応力度を越える応力度が発生することになるが、調査結果からは、部材の曲げ破壊の生じたことが認められなく、控え工の固定度が低下したのではないかと考えられている。

このように、実験結果と地震による被害調査結果とは、その傾向が似ていることがわかる。なお、図-32、33中の曲線は、表-2、3に示す n_h の値を用いて計算した曲げモーメント分布であり、また、図-31中の曲線は n_h を用いて計算した壁頭部の変位である。

次に、剛控え壁について、その限界抵抗を計算値と実験値について比較してみる。砂の内部摩擦角を32.5°とすれば、静的試験の限界抵抗は168 kgとなり、振動実験では、震度0.2に対して152 kg、震度0.4に対して128 kgとなる。これらの計算値は、静的試験の場合にはほぼ実験値に等しいが、振動実験の場合には実験値よりも著しく大きい。このことは、剛控え壁でも、振動実験の場合に地盤の抵抗が低下し、控え壁が変位しやすいくことを示している。

振動時に控え壁は、抵抗が低下し、変位しやすくなることを示された。その原因は、振動および振動荷重によって、砂層の剛性が低下することであるが、控え壁の変位量は、振動の強さのみでなく、振動数と波数に關係することを実験結果は示している。

10. まとめ

3種類の控え壁をもつ矢板壁について、正弦振動および模擬地震動を与えた実験を行い、その振動時挙動を比較し、控え壁が振動時に変位する機構を調べた。主な実験結果をまとめると次のとおりである。

(1) 控え壁の形式に關係なく模型は、壁本体とその近傍砂層が一体となって振動し、明瞭な共振現象を示し、この振動による荷重がタイロッドを通して控え壁に伝えられ、控え壁が変位する。

(2) 控え壁に作用する荷重にも明瞭な共振現象が現れており、控え壁が変位しうる場合の荷重は固定控え壁の場合に比べてかなり小さい。

(3) 控え壁の変位振幅は小さく、一方向に累積されてゆく変位が支配的である。振動時における控え壁は、砂層の剛性の低下によって変位しやすくなり、変位量は振動の強さのみでなく、振動数、波数に關係することを示している。

(4) 壁本体の曲げモーメントは、控え壁が変位しうる場合には、固定壁の場合に比べてかなり小さい。

(5) 模擬地震動を与えた場合の測定量は、正弦振動を与えた場合に比べてかなり小さい。

このように、実験によって控え壁が変位する機構については明らかになったが、土に対する振動実験の模型相似則を考慮していないので、模型実験結果を原型の地震時挙動と定量的に対応させることができなかった。また、水の影響を考慮してなく、水の影響が重要な問題であると考えられる岸壁の耐震性に対して、検討すべき多くの問題を残している。

11. おわりに

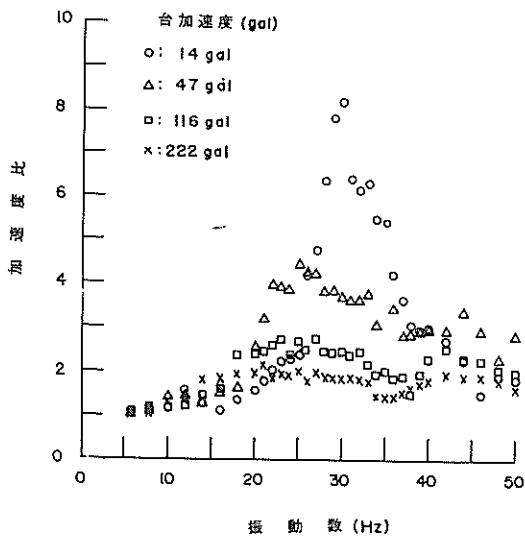
本実験は振動研究員であった岩渕守義（現第2港湾建設局横浜調査設計事務所）、中沢定男（現港湾局計画課）、北島誠治（現国土庁大都市圏整備局計画課）の諸氏の協力によって行われたものである。深く感謝します。

（1978年3月31日受付）

参考文献

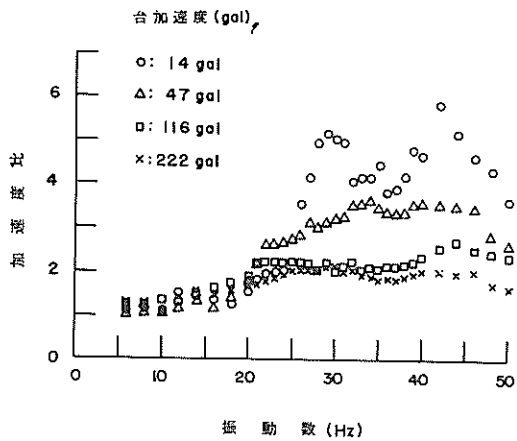
- (1) 天竺良吉, 岸壁の設計法, 技報堂 (1957)
- (2) 運輸省, 新潟地震港湾被害報告, 第2部 (1965)
- (3) 片山猛雄, 中野拓治, 蓮見 隆, 山口孝市, 十勝沖地震などの被災例による現行設計法の検討, 港研資料, No.93, (1969)
- (4) 三橋郁雄, 中山種清, 1973年根室半島沖地震などの被災例による現行設計法の検討, 港研資料, No.184 (1974)
- (5) 荒井秀夫, 横井聡之, 矢板壁の耐震性に関する研究 (第1報), 港研報告, Vol.4, No.9 (1965)
- (6) 荒井秀夫, 藤野芳明, 坂井慧子, 矢板壁の耐震性に関する研究 (第2報), 港研報告, Vol.9, No.2 (1970), pp.123~146
- (7) 荒井秀夫, 矢板岸壁の耐震性について, 港研講演会講演概要, (1971), pp.(3-1)~(3-20)
- (8) 林 聡, 荒井秀夫, 地震波形振動試験装置について, 港研資料, No.28 (1967), pp.1~19
- (9) P. W. Rowe, A Theoretical and Experimental Analysis of Sheet-Pile Walls, Proc. Instn. Civ. Engrs., Pt I, Vol.4 (1955) pp.32~69
- (10) 荒井秀夫, 岩渕守義, 中沢定男, 北島誠治, 砂層の振動性状, 港研報告, Vol.13, No.2 (1974) pp.65~82

壁本体



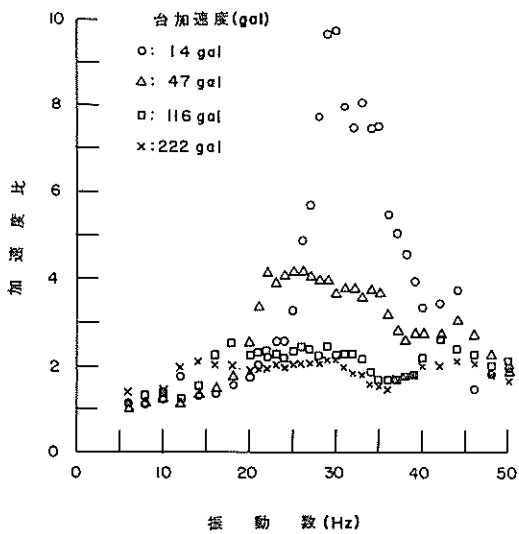
付図-1 加速度応答特性の加速度レベルによる変化(剛控え壁)

裏込砂層中央



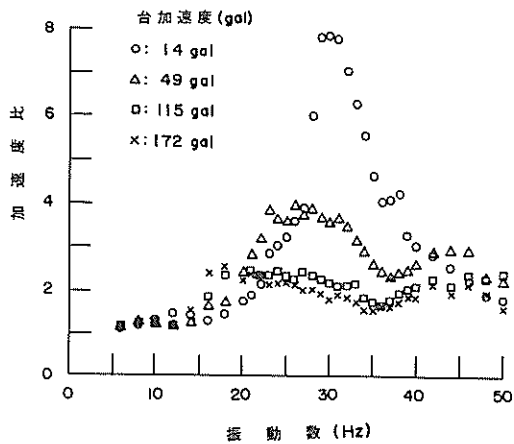
付図-3 加速度応答特性の加速度レベルによる変化(剛控え壁)

壁本体近傍砂層

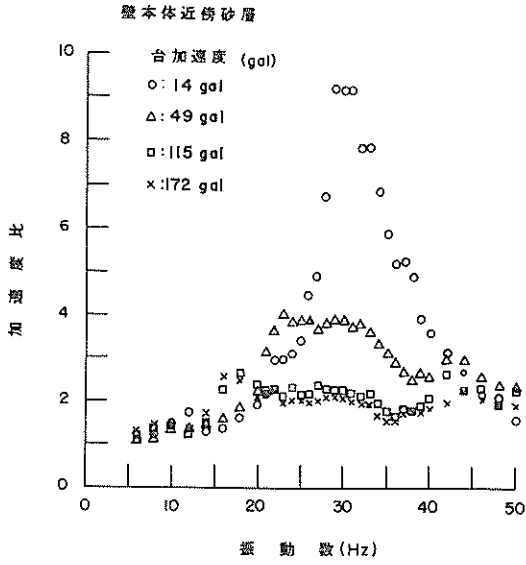


付図-2 加速度応答特性の加速度レベルによる変化(剛控え壁)

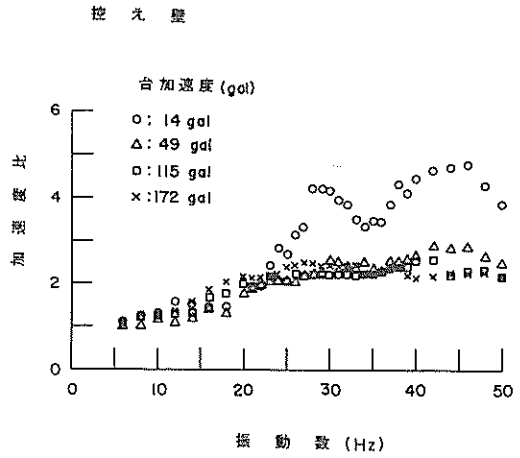
壁本体



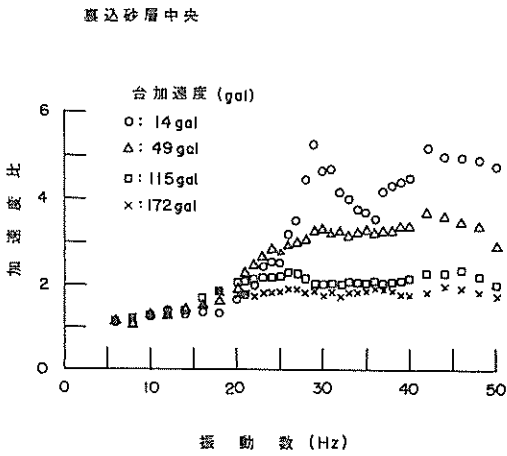
付図-4 加速度応答特性の加速度レベルによる変化(構み性控え壁)



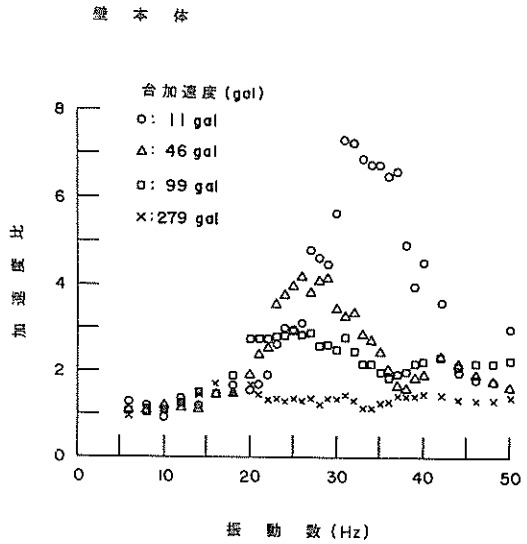
付図-5 加速度応答特性の加速度レベルによる変化(撓み性控え壁)



付図-7 加速度応答特性の加速度レベルによる変化(撓み性控え壁)

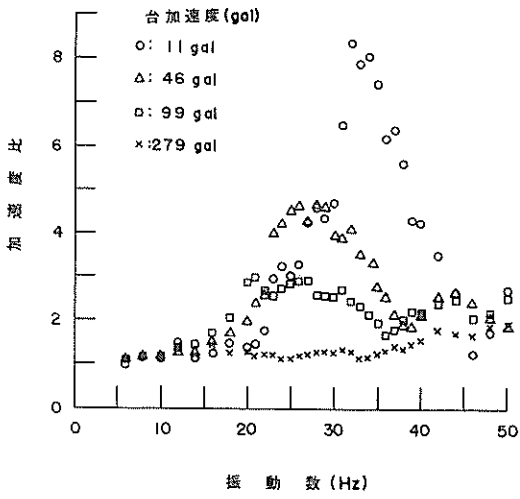


付図-6 加速度応答特性の加速度レベルによる変化(撓み性控え壁)



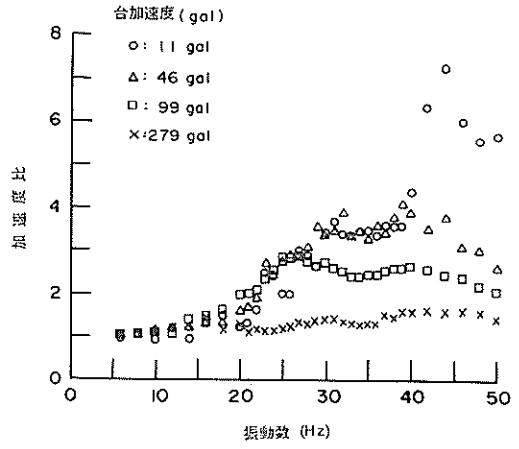
付図-8 加速度応答特性の加速度レベルによる変化(固定控え壁)

壁本体近傍砂層



付図-9 加速度応答特性の加速度レベルによる変化(固定控え壁)

裏込砂層中央



付図-10 加速度応答特性の加速度レベルによる変化(固定控え壁)

港湾技研資料 No.296

1978・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 株式会社 東京プリント

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