

衝撃砕波力作用時の防波堤の壁面に生じる歪みについて

田 畑 真 一*・中 山 哲 厳**

1. はじめに

近年、水深 6～15 m 程度に設置する消波工を有しないケーソン堤が波力によりケーソンが全壊してしまう災害が少なくない。ケーソンが波力によって移動するだけであれば、据え直すか、移動量が小さければそのままよいが、このようにケーソン自体が破壊されるとその機能が長期的に消失してしまう。

このようなことから、まずケーソンに働く波力（特に衝撃砕波力）とケーソン壁の挙動を明らかにし防波堤を適確に設計するための基礎的知見を得ることを目的として本研究を行ってきた。本報はこれまでの実験結果及び考察をとりまとめたものである。

2. 実験方法

防波堤模型を長さ 100 m、幅 1 m、深さ 2 m の 2 次元造波水路内の 1/30 勾配斜面上に設置した。模型の想定縮尺は 1/30 である。堤体設置水深 h は 50 cm、造波水深は 106.6 cm である。堤体模型としては図-1 に示すように幅 49.5 cm、奥行き 49.5 cm、高さ 36.0 cm のアクリル製のケーソン函及びコンクリート製上部工を水深 30 cm の捨石マウンド上に設置し防波堤部とした。捨て石マウンドの法勾配は 1:2 とした。谷本ら (1976)、高橋ら (1992, 1993) の研究から衝撃砕波が発生しやすいように堤前のマウンド水深 d は 15 cm ($d/h=0.3$) とした。マウンド幅 B_1 は 30～70 cm の 5 種類とした。ケーソン函は隔室 9 室 (3×3 室) と 16 室 (4×4 室) の 2 種類である。中詰材は砂+水と水の 2 種類である。

実験諸元を表-1 に示す。周期は現地スケールで周期 10～16 秒に対して 1.83～2.92 秒の 4 つとした。波高は設置水深での実波高 4～10 m に対して 13.3～33.3 cm の 4 つとした。実験領域は相対マウンド幅 $B_1/L_i=0.048\sim0.192$ 、入射波波形勾配 $H_i/L_i=0.021\sim0.091$ 、波長水深比 $h/L_i=0.081\sim0.137$ となる。データサンプリングは 1 kHz で約 10 秒間行った。また、堤体への波の衝突形態を把握するために堤体付近の VTR 撮影を行った。

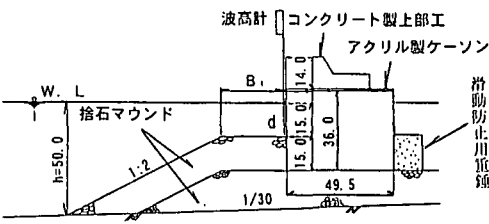


図-1 堤体模型断面図

表-1 実験諸元

堤体条件		模型寸法	
海底勾配	i	1/30	
堤脚水深	h	-50.0	(cm)
ケーソン設置水深	h'	-30.0	(cm)
ケーソン天端高	R_c	6.0	(cm)
上部工天端高	R	20.0	(cm)
マウンド天端高	d	-15.0	(cm)
マウンド前肩幅	B_1	30.0, 40.0, 50.0, 60.0, 70.0	(cm)
ケーソン外寸	$W \times D \times H$	49.5 × 49.5 × 36.0	(cm)
ケーソンタイプ		3×3 室, 4×4 室	
入射波条件			
造波水深	h_d	-106.6	(cm)
周期	T_i	1.83, 2.19, 2.56, 2.92	(sec)
波高	H_i	13.3, 20.0, 26.7, 33.3	(cm)

計測機器の都合上、波圧分布測定のための実験と波圧一曲げ歪み測定のための実験に分け、同一実験条件で別に計測した。したがって、波力と歪みを同時計測できなかったため後述する波力と歪みの関係にばらつきが見られる。波圧実験では図-2 に示すような配置で正面壁とケーソンの間隙部分について波圧を計測した。間隙部の計測点は側壁最前縁部及び正面壁から 12.8 cm 港内側（ケーソンの約 1/4 幅分で 4×4 ケーソン隔壁上）の静水面及びその 10 cm 下である。波圧一曲げ歪み実験では図-3 に示すように各ケーソン正面壁部 6 点での水平方向、鉛直方向の曲げ歪みを計測した。同時に静水面とその 10 cm 下で波圧を計測した。歪は壁表側の伸びを正とした。

* 正会員 バブリックコンサルタント株式会社
** 正会員 工修 水産庁 水産工学研究所 漁港水理研究室

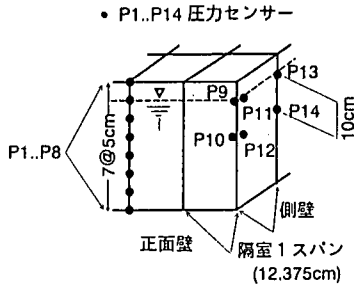


図-2 圧力センサーの配置

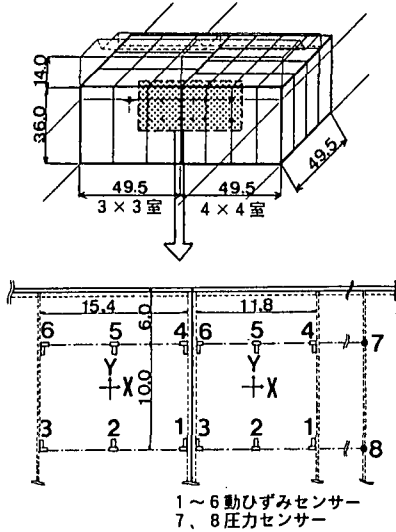


図-3 圧力センサー及び歪みゲージの配置

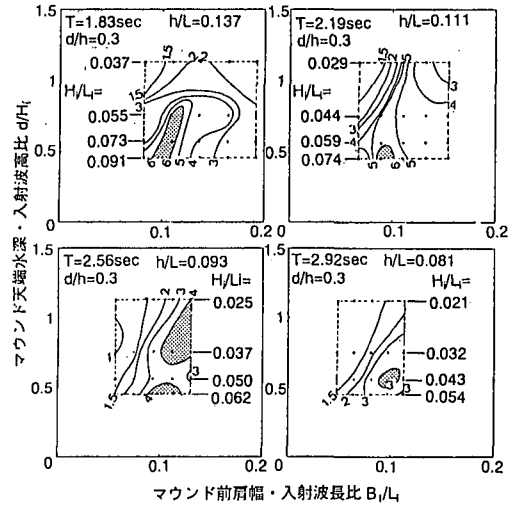
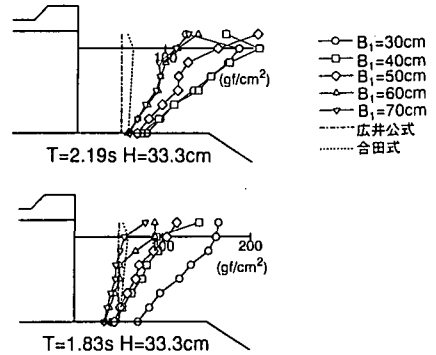

 図-4 静水面での無次元波圧強度 P/w_0H_i の等値線


図-5 最大波力時の波圧分布

3. 実験結果及び考察

(1) 波圧とマウンド幅との関係

マウンド幅波長比 B_1/L_1 と天端水深波高比 d/H_i に対する静水面の無次元波圧強度 P/w_0H_i (w_0 : 水の単位体積重量) の等値線を図-4 に示す。 P/w_0H_i は、実験範囲内では相対水深 $h/L_1=0.111$ 以上で大きく 6 以上の値が出ている。各相対水深ともに B_1/L_1 が 0.1 付近で、 d/H_i が小さくなるほど値が大きくなる傾向にある。また、相対水深が小さくなると P/w_0H_i が小さくなる傾向がある。ここでは、マウンド天端水深・設置水深比 $d/h=0.3$ であり、通常のケーソン堤とは大きく異なっているため、一般のケーソン堤への適用は困難と思われる。しかし、傾向としては、大きな波力は $B_1/L_1=0.1$ 付近、 $d/H_i \leq 0.5$ の時に作用するものと考えられる。

(2) 波圧分布及び間隙部の波圧分布

図-5 は最大波力時の波圧分布の一例である。ここでは実験ケース全てを示せないが、共通する特性として静水面近傍で波圧は最も大きく、石で被覆されているケー

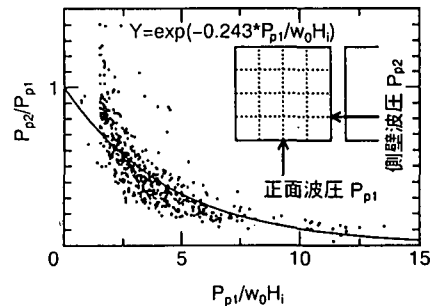


図-6 正面壁の無次元波圧比と側壁波圧比との関係

ソン底部近傍では波圧の低減はなく、ほぼ合田式で求められる波圧と同程度である。静水面近傍の波圧は、入射波長、波高、堤体諸元(設置水深、マウンド水深及びその幅)によって複雑に変化する。ケーソン壁正面の波圧 p_{p1} と隣り合うケーソンとの間隙部分(側壁側ケーソン前縁より $1/4$ 幅分港内側)の波圧 p_{p2} との比 p_{p1}/p_{p2} (側壁波圧比) の関係を図-6 に示す。ケーソンの間隙は 5 mm である。間隙部での側壁波圧比は正面の無次元波圧強度

ρ_1/w_0H_i が 1.5~2.0 付近で原因は明らかではないが 1 以上であり、側壁での波圧が正面壁での波圧より大きい。しかし 1.5 以上では無次元波圧強度の増加に伴って指数関数的に減少する。

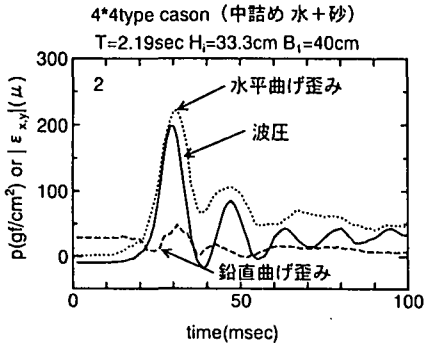
(3) 曲げ歪の時系列波形

図一7, 図一8 に中詰め材が水+砂と水だけの場合の静水面作用波圧と水平歪み, 鉛直歪みの時系列波形の例を示す。いずれからも鉛直方向の歪 $\varepsilon_y(t)$ は水平方向の歪 $\varepsilon_x(t)$ より著しく小さい。このことからケーソン壁は、主として鉛直方向の曲げモーメントにより波力に抵抗して

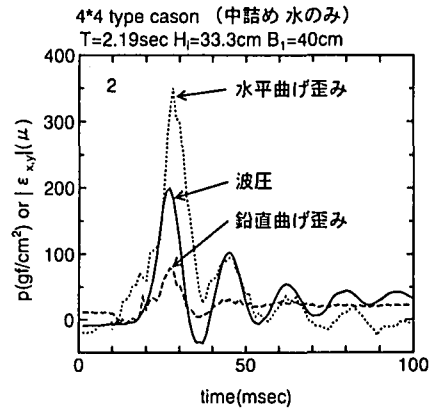
いると考えられる。

波圧ピーク時刻とそれに対応する $\varepsilon_x(t)$ のピーク時刻のずれは全平均で数 m 秒程で、他のデータをみても明確な傾向は見られなかった。また、 $\varepsilon_x(t)$ は波圧波形に追従しており、歪波形と波圧波形とはよい相関関係がある。このことは歪変動の時間スケールが波圧変動の時間スケールと同程度であることを示している。

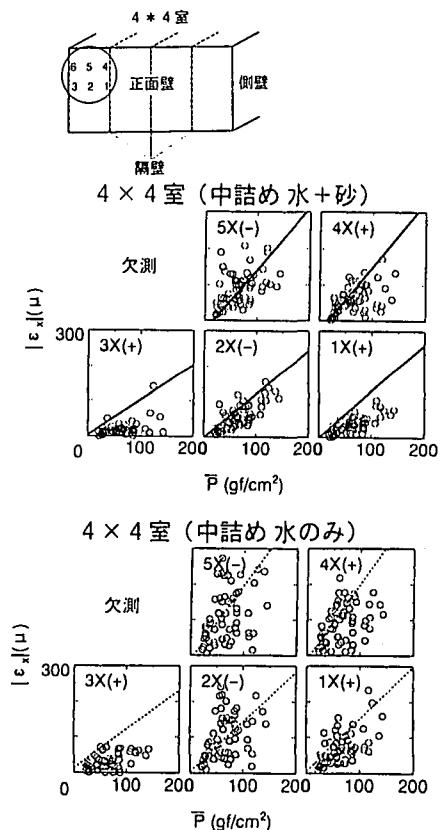
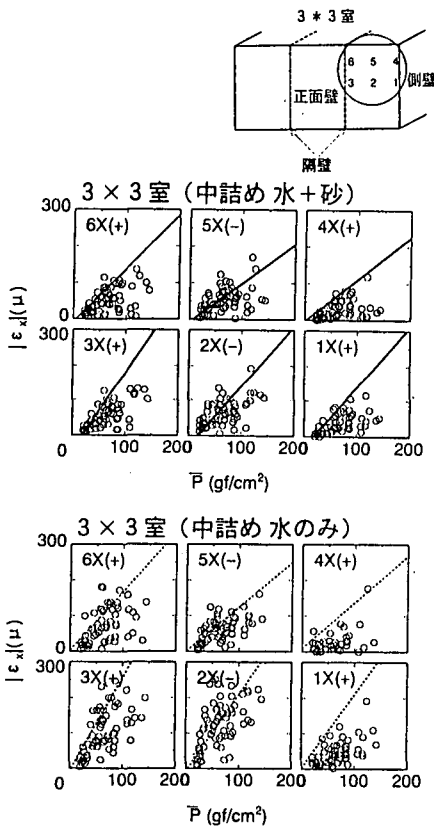
隔室中詰め材の有無によって波圧波形と水平曲げ歪みの



図一7 波圧と水平歪み, 鉛直歪みの時系列波形



図一8 波圧と水平歪み, 鉛直歪みの時系列波形



図一9 最大同時平均波圧と最大同時曲げ歪みの関係

時系列波形は異なる。波圧波形のピーク後の振動の2~3波目に対応する歪み波形が水のみの方が振幅が大きく、砂+水の方が減衰が大きくなる。

(4) 最大波力作用時の歪の関係

先に述べた様に鉛直方向の曲げ歪 ε_y は小さいので、ここでは水平方向の歪 ε_x に着目する。最大波力作用時の断面平均波圧 $\bar{P}$ と歪み ε_x の関係の中詰めが砂+水の場合と水だけの場合ごとに図-9に示す。図中の線は後に述べる計算結果である。図示されるように歪は隔壁の中心部で圧縮(-)、両端部で引っ張り(+)の値を示し、ばらつきはあるが、 $\bar{P}$ と歪みは線形の関係にあることが推察される。また、3×3室、4×4室共にケーソン側壁側の水平曲げ歪みが隔壁側に比べて小さくなる傾向がある。これは壁正面のモーメントが側壁に分配されることやケーソン間の間隙部の波圧が前面波圧に比べて小さくなるためと推測される。

隔壁中詰めが水と砂の場合と水だけの場合を比べると前者の方が曲げ歪みはケーソン中心部で10~30%小さく、土圧の影響が大きい。

4. 数値計算

(1) 数値計算の方法

波圧に対する歪分布を実験値と比較するために、平板の弾性理論を用いて有限要素法により歪解析をおこない、実験結果と比較検討した。側壁側隔壁の歪み分布が左右対称ではなく側壁側が小さいことや間隙部分での波圧低減といった実験結果を考慮し、計算領域をケーソン函正面壁平面と側壁としこれを連続板と仮定した。本計算の基礎方程式は以下の通りである。

$$\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} = \frac{q}{D} \quad (3)$$

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \quad (4)$$

ω : たわみ, q : 分布荷重 (岸沖方向単位面積あたり),
 ν : ポアソン比, D : 板の曲げ剛性, h : 板厚

得られるたわみ ω から歪み ε は簡単に求められる。要素分割数は792 (鉛直方向11, 水平方向72) である。考慮した荷重は実測した最大同時波力時の平均波圧分布及び抵抗力としての土圧である。境界条件として側壁最後端及び下端は完全固定, 上端は単純支持, 正面壁中央部は4×4室の場合を完全固定, 3×3室の場合はたわみ角が0, たわみを自由とした。また, 隔壁接合部は単純支持とした。3×3室の場合を図-10に示す。

土圧は多孔質弾性理論 (例えば石原, 1990) から近似的に求められる飽和土の応力-歪みの関係により計算される。固・液2相の物体の固体部を多孔質の骨格構造とし, その間隙部が水が満たしていると考え, 歪みと応力

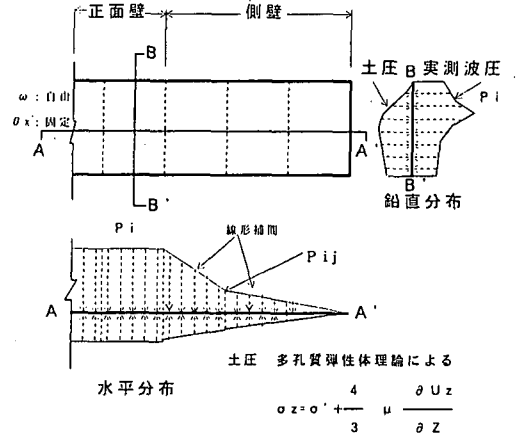


図-10 外力条件と境界条件

の関係を線形と仮定している。結局, たわみ ω と土圧 σ_x (壁面に対して法線方向) の関係は次のようになる。

$$\sigma_x = \sigma' + \frac{4}{3} \cdot \mu \cdot \frac{\omega}{l} \quad (5)$$

σ' : 有効土かぶり圧, l : 隔壁間隔

上式の μ は本計算では次の式によって求められる。

$$\mu = 700 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma')^{1/2} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (6)$$

e : 間隙比

まず波圧及び抵抗力として拘束圧 σ' のみの場合を計算し, 計算されたたわみを (5) 式に代入して土圧を計算し, この土圧で再度計算するといった逐次計算によって平衡状態の土圧, たわみ量を求めた。

(2) 計算結果

波圧と水平曲げ歪みについて実験結果と計算結果を比較すると, 計算値は実験値より大きめであるが (図-9中の実線), 傾向は概ね実験値と等しいと考えられる。また, 中詰め材のあるなしで実験値と計算値を比較すると (図-9中の実線, 点線), 土圧に関する多孔質弾性理論の適用はほぼ妥当であると考えられる。

水平曲げ歪みは土圧によって20~40%程度低下し, 土圧抵抗も大きく寄与していることがわかった。図-11は水平曲げ歪みの等値線図の一例である。この図から隔壁及び正面壁と側壁の境界で正の曲げ歪みが極値をとることがわかる。さらに隔壁中央部の負の曲げ歪みは隔壁での値の1/2以下である。作用波圧が小さくなる側壁の歪みは小さく, このため側壁側隔壁においては正面壁と側壁の境界の曲げ歪みが隔壁上よりも小さくなる。さらに隔壁近傍での引っ張りの歪みが300 μ を越えている。通常コンクリートの引っ張り強度は圧縮強度の約10%以下である。コンクリートの圧縮強度に対する歪みは1500~2000 μ であり, 引っ張り強度に対する歪みはその

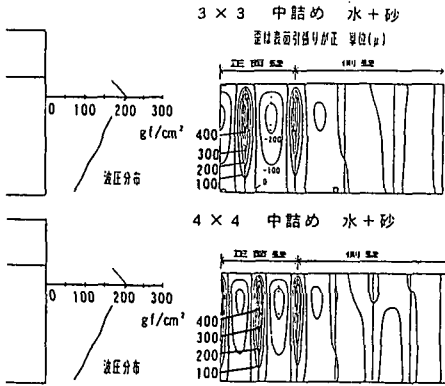


図-11 水平曲げ歪みの等値線図

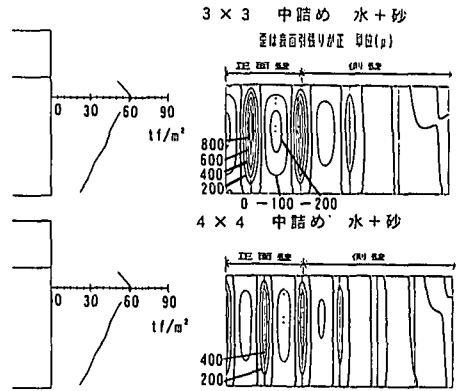


図-12 実スケールでの水平曲げ歪みの等値線図

1/10 程度で 150~200 μ 程度と予想される。したがって、材料がコンクリートの場合、この程度の歪みが生じれば引っ張りによって隔壁に沿って(鉛直方向に)亀裂が生じる可能性が大きい。また、4×4 室の場合を見ると両隔壁とも歪みは大きい、数値的には側壁寄り隔壁の方が若干であるが大きい。このことは側壁寄りの隔壁近傍で最初に亀裂が生じる可能性を示唆している。実際の被災例を見ると側壁側隔壁が破壊されているケースが少なくないという事実と照らし合わせてみると興味深い。

図-12 に図-11 と同じ条件で実スケールに波圧を換算し、壁の材質を鉄筋コンクリートとした場合の計算値を示す。壁厚は標準とされる 40 cm とした。波圧の相似性に関して未検討であり、大胆過ぎると思われるが、同図によれば歪みは最大 900 μ 以上 (3×3 室の場合) となる。このときの無次元断面平均波圧強度 $\bar{P}/w_0 H_i$ は 6.2 である。引っ張り歪みの許容値を 200 μ とすると対応する無次元波圧強度は約 1.4 となり、この程度の波圧で隔壁沿いに亀裂が生じ始めると考えられる。亀裂発生が破壊に直結することにはならないが、上記の検討から現状の設計法で十分に安全性が確保されているとは言いがたい。

以上のことから、隔壁近傍での正面壁の曲げ強度を大きくすることがケーソンの破壊を防止するために必要であることがわかる。

5. 結 言

今回の実験結果及び考察の要約は以下の通りである。

① 静水面における無次元波圧強度 ($P/w_0 H_i$) は従来の研究と同様に堤体断面形状と入射波の相互関係に支配され、本実験においては、 B_i/L_i が 0.1、 d/H_i が 0.5 付近で大きくなる傾向であった。

② 静水面付近における壁正面の波圧とケーソン間隙

部分(側壁側ケーソン前端より 1/4 幅分での)の波圧の比は正面の無次元波圧強度 ($P/w_0 H_i$) の増加に伴って指数関数的に減少する。

③ 最大波力作用時の歪み値の実験結果と計算結果を比較すると計算値は実験値の傾向とほぼ一致する。衝撃砕波力という瞬間的な外力による壁面の歪み分布を静的な弾性理論によりある程度推定できることが示された。

④ 計算結果から隔壁に沿って歪み(壁表面で引っ張り)が大きく、300 μ を越えるケースがあった。このような歪みが生じれば、実際のケーソンでは隔壁沿いに亀裂が生じ、破壊に至る可能性がある。

⑤ ④からケーソン壁が破壊しないようにするためには隔壁近傍での曲げ強度を大きくすることが必要であると考えられる。

参 考 文 献

- 石原研而(1990): 土質動力学の基礎, 鹿島出版会, p. 143, pp. 55-57.
- 合田実・福森利夫 (1972): 直立壁および混成堤直立部に働く波圧に関する実験的研究, 港研報告, 第 11 巻, 第 2 号, pp. 3-45.
- 高橋重雄・谷本勝利・下迫健一郎・細山田得三 (1992): 混成防波堤のマウンドによる衝撃波力係数の提案, 海岸工学論文集, 第 39 巻, pp. 676-680.
- 高橋重雄・下迫健一郎・上部達生・谷本勝利 (1993): 衝撃砕波力に対する混成防波堤の動的応答の計算, 海岸工学論文集, 第 40 巻, pp. 766-770.
- 谷本勝利・高橋重雄・轟 正彦 (1976): マウンド形状による衝撃砕波力の発生について, 第 23 回海岸工学講演会論文集, pp. 6-10.
- 戸川隼人 (1993): 有限要素法概論, 培風館, pp. 173-207.
- 服部昌太郎・由井孝昌 (1993): 衝撃性砕波圧の発生・伝搬機構に関する実験的研究, 海岸工学論文集, 第 40 巻, pp. 751-755.
- 由井孝昌・服部昌太郎 (1993): 衝撃砕波圧による直立壁の動的応答特性, 海岸工学論文集, 第 40 巻, pp. 761-765.