

砕波帯外縁に設置されたケーソン防波堤の 滑動現象と補強工

SLIDING PHENOMENA OF THE CAISSON BREAKWATER PLACED AT
THE OFFSHORE EDGE OF BREAKER ZONE AND ANTI-SLIDING METHOD

池谷 毅¹・漆山 仁²・滝本邦彦³

Tsuyoshi IKEYA, Hitoshi URUSHIYAMA, Kunihiro TAKIMOTO

¹正会員 工博 鹿島建設株式会社技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1)

²正会員 工修 鹿島建設株式会社技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1)

³正会員 工修 鹿島建設株式会社土木設計本部 (〒107-8502 東京都港区赤坂6-5-30)

The sliding of the caisson breakwater placed in the outer region of breaker zone with the sea bottom slope of 1:100 is studied. Through the hydraulic model tests, it is found out that when the low-frequency surface variation makes the water level low, the breaking wave impact pressure is appeared and makes the caisson slide. In order to increase the sliding resistance force and to reduce the sliding distance, the crushed stone back filling method is proposed. The validity of this method was verified through the hydraulic model tests and the numerical simulation based on the non-linear dynamic spring model.

Key Words: Sliding, caisson breakwater, hydraulic model test, non-linear spring model, control of sliding, crushed stone back filling method

1. 序論

土木構造物のライフサイクルコストを最小化しようとする社会的な要請が高まっている。これに答えるには、自然外力の特性をより良く理解して、構造物の応答を精度良く予測すると同時に、適切に補修、補強する工法を開発することが重要となる。

本論文では、1/100程度の緩い底面勾配をもつ海底に設置された混成防波堤を例にとり、波浪による滑動現象の発生特性を明らかにする。簡便に補強する工法として「背面割石盛土工法」の成立性を検討する。最後に波力特性、滑動抵抗特性を考慮した滑動解析を試みる。

2. 対象とする防波堤

対象とする防波堤の構造条件、海象条件を、図-1、表-1に示す。

表-1 対象海象条件

海象 条件	水深 h(m)	有義波高 H1/3(m)	有義周期 T1/3(s)
1	16.0	7.4	12.0
2	16.7	8.0	13.0

3. ケーソンに作用する波力特性

(1) 水理模型実験

水理模型は、縮尺1/30のフルード相似則に従って、2次元実験により行った。実験水路は、一端に反射波吸収式の一方方向不規則波造波装置を有する、幅2m、高さ2m、長さ62mの2次元造波水路を用いて行った。実験は、波浪変形実験と波力・波圧実験の2種の実験を行った。波浪変形実験では、図-2に示すように、水路内に鋼製の斜面を設置し、所定の水

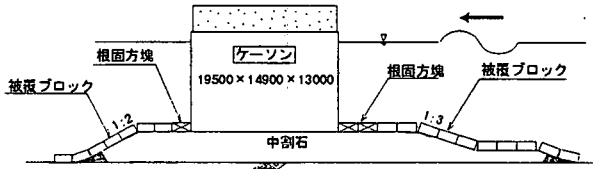


図-1 対象とする混成防波堤

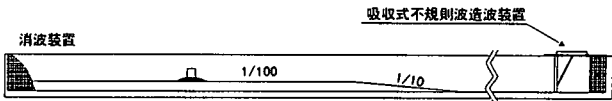


図-2 水理模型実験のセットアップ

深になるよう注水し、不規則波を造波して、一様水深部、防波堤模型設置位置での水面変動を計測した。水面変動の計測には、容量線式波高計を用いた。

一方、波力・波圧計測実験では、鋼製斜面上に割石によりマウンドを作成し、さらにその上にケーソンを設置して実験を行っている。ケーソン模型は、波力、波圧を計測するための鋼製模型（1 函）と、滑動量を計測するのに用いるコンクリート製模型（3 函）を使用した（図-3参照）。波力・波圧の計測には、鋼製模型に小型波圧計（三計エンジニアリング社製）を、受圧面と模型表面が一致するように設置し、模型全体を水中6分力計（日章電機社製）で支持する形で斜面に固定した。これにより、波の変形を妨げることなく波圧と波力を同時に計測することができる。また、コンクリート製のケーソンには加速度計とワーヤー式変位計を設置して、ケーソンの滑動応答量を計測した。データは、いずれもA/D変換装置により、デジタル値に変換し、ハードディスクに記録した。A/D変換のサンプリング周波数は、水面変動で20Hz、波圧、波力については、最高1000Hzとした。

(2) 波浪変形実験結果

波浪変形実験の結果得られた一様水深部および防波堤模型設置点での有義周期を表-2に示す。これを見ると、砕波帯の外縁となる防波堤の設置位置での有義周期は、砕波帯外となる一様水深部の有義周期より、5パーセントほど大きく、長周期化することがわかる。

表-2 有義周期の変化

海象条件	一様水深部 (s)	ケーソン位置 (s)
1	12.1	12.8
2	13.0	13.9

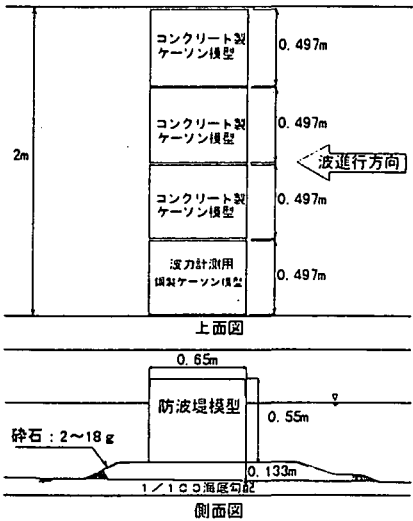


図-3ケーソン模型の設置状況

(3) 波力波圧実験結果

計測された波圧および波力の時系列の一例を図-4に示す。図中、波圧積分波力、波圧積分モーメントとは、波圧計の出力に、各波圧計の分担面積をかけて足しあわせて求めた波力およびモーメントである。これらの値を、分力計の出力と比較すると、両者はよく一致しており、整合性のとれた計測がなされていることがわかる。

ここに示す波圧計の時系列は、計測期間中（約800波）の最大波力を示す波に対するものである。水平波力の時系列をみると、先行する引き波時に冲向きの力が発生し、その後直線的に最大波力まで増加した後、直線的に減少し（以下、パルス部分と呼ぶ）、その後多少振動をしながらほぼ一定の波力を発生した後（以下、腰掛け部と呼ぶ）、さらに減少する。時系列波形でみると、教会の屋根の形（チャーチルーフ型）を示している。腰掛け部で波力が振動するのは、ビデオ撮影による観察の結果、作用する水塊に空気が混入して、白波が発生している場合であることがわかった。

一方、波圧の時系列をみると、ケーソン前面では、波力と同様の波形を示していることがわかる。これに対して、底面に設置した波圧計は、大きく振動する波形を示している。沖側の2点（p11,p12）と岸側の点（p13）とで振動の位相が逆転していることから、この波圧振動は、ケーソン模型がロッキングしたことによるケーソン底面と斜面との間の水を押引きした結果生ずるサクションによる圧力変動記録したものと思われる。

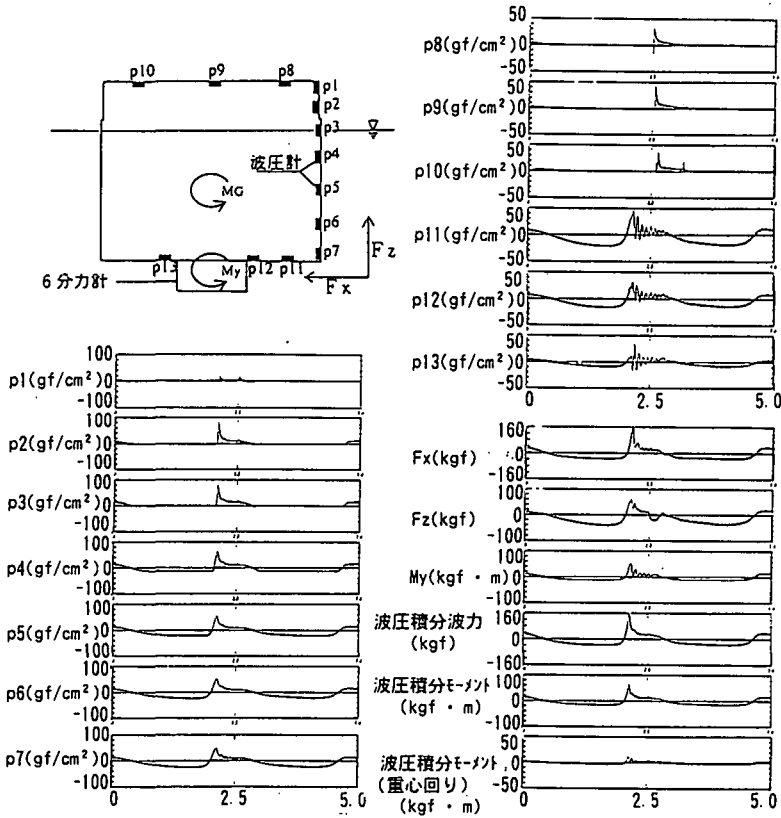


図-4 計測された波力波圧の時系列（海象条件2）

次に、最大波力作用時の波圧の鉛直分布を図-5、図-6に示す。図中のマークの違いは、同じ造波条件を何回か繰り返したときのデータの違いを示している。また図中の細線は、合田波力¹⁾を示している。これをみると、特に海象条件2に対して、計測された波圧が合田波圧より大きく、最大約2倍にも達していることがわかる。こうした、数百波に1波程度

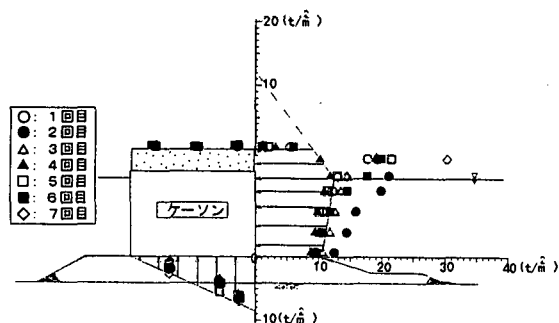


図-5 水平力最大時の波圧分布（海象条件1）

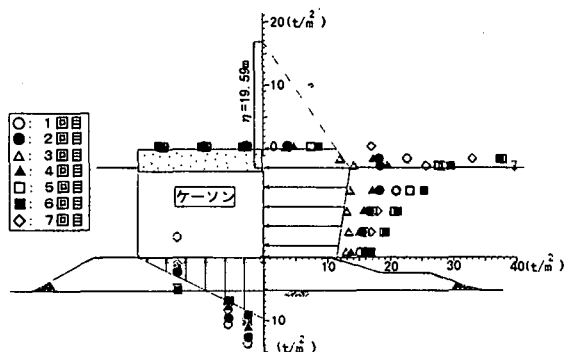


図-6 水平力最大時の波圧分布（海象条件2）

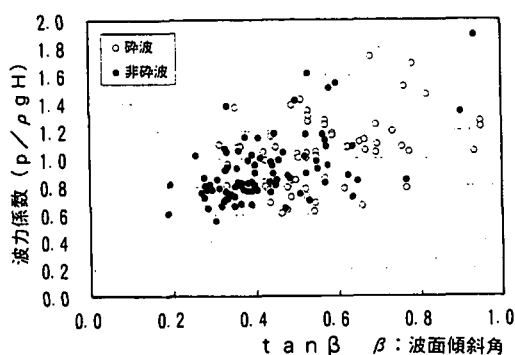


図-7 波面の傾斜角と波力係数との関係

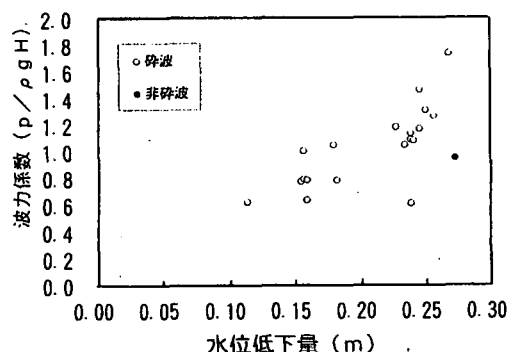


図-8 水位低下量と波力係数との関係

の稀に発生する大きな波力は、谷本ら^{2), 3)}によって衝撃波力であると報告されており、同様の現象と思われる。

このことを確かめるため、最大波力の大きさと、波面がケーソンの衝突する直前の勾配との関係を調べた。図-7に示すように、波面の勾配が大きくなるほど、最大波力が増大する傾向が伺え、波力が増大した原因が衝撃波力の発生によるものと推察される。一般に、勾配1/100程度の緩い斜面上のケーソンの場合、設計上衝撃砕波力を考慮することは、現在のところ行われていない。そこで、この波面の切り立ちが、いかなる条件で発生するかを次に考察した。図-8に、比較的大きな波力を発生させた波の直前の最低水位と波力との関係を示した。これをみると、最低水位が低いときに、波力係数が増大していることがわかる。すなわち、長周期で変動する水位が低下したとき、ケーソン直前でできりたった前面勾配を有する砕波を発生させ、それが衝撃砕波力を生じさせることとなる。長周期の水位変動が構造物の設計に重要な役割をもっていることが明らかとなった。

図-9に最大波力作用時のケーソンの滑動変位を示している。最大波力が発生するのに遅れて滑動が発生し、パルス部の終了と同時に滑動量は最大値を示し、腰掛け部に入ると滑動は少し元に戻ってから一定値をとることがわかる。

4. 背面割石盛土工法の効果確認

(1) 背面割石盛土工法

既存の防波堤の滑動変位を減ずるための方策としては、①防波堤の前面に消波ブロックを設置して、作用波力を減少させる、②防波堤のケーソンの幅を増加させる、③防波堤の背面に割石を投入し、滑動抵抗力を増加させるの3種を考えた。このうち、①の方法は、ケーソン天端まで消波ブロックを敷設する必要があり、物量が大きくなる。また、②の方法は、工事単価が高い。これに対して、③の方法（図-10参照、以下、背面割石盛土工法と呼ぶ）は、盛土材料が安価に入手できる場所であれば、経済的に防波堤の滑動抵抗を増大できる。この工法の成立性を考える上での問題点は、滑動抵抗力の増大が、ど

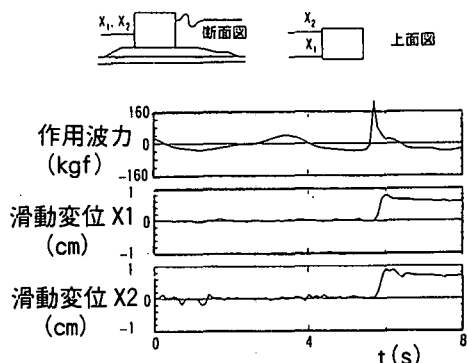


図-9 ケーソン滑動変位の時系列（海象条件2）

の程度の断面で確保できるか、造成した盛土が、波浪の作用により安定するかの2点である。

(2) 滑動量の低減効果

背面割石盛土工法が、滑動量をどれほど低減するかに関して、水理模型実験を実施した。表-3に示す3通りの背面割石盛土の形状に対して、波力を求めたのと同じの波を複数回作用させ、滑動量がどの程度変化するかを調べた。結果を図-11に示す。この図から背面割石盛土工法により、滑動量を大幅に低減できることがわかる。また、滑動量の低減効果は、割石盛土の厚さが大きいほどまた締め固め度合いが大きいほど大きくなる。ただし、1回の実験あたりの滑動距離は、実験回数が大きくなるにつれて、次第に小さくなる傾向が共通に見られる。

(3) 盛土の越波水塊に対する安定性

滑動抵抗力を増大させようとすると、割石盛土の天端高さを高くする必要がある。しかし、防波堤ケーソンの背後は、越波水塊が打ち込む場所である。打ち込んだ水塊はジェットを作り、盛土を変形させる。水理模型実験で確認したところ、こうした変形

は、法肩部分に限られており、適当な被覆ブロックを施工すれば、十分適用可能であることを確認した。

5. 防波堤ケーソンの滑動解析

(1) 目的

実際に使用する割石の土質条件は、水理模型実験で使った割石とは異なることが予想される。そのため、補強工を設置したことによる滑動抵抗の増加の程度も異なり、補強工を実際に設計するためには、滑動現象を表現するモデルを構築する必要がある。

(2) モデルの概要

計算では、以下に示す一自由度の運動方程式を数値積分することにより求めた。計算は、すべて模型スケールにて行なった。

$$(m+m_a)\frac{d^2x}{dt^2}+F_B(x)+F_H(x)=P(t)$$

ここで、 m はケーソンの質量、 m_a は水の付加質量である。付加質量は、以下のウエスターガードの近似式⁴⁾により、ケーソンの喫水を H_d として、次式で与えた。

$$m_a=2\times\frac{7}{12}\rho H_d^2B$$

また、 $F_B(x)$ 、 $F_H(x)$ はそれぞれマウンドからの水平反力、補強工からの反力であり、評価方法は後述する。

$P(t)$ は、水平波力の時系列で、実験結果を参考に、図-12、表-4に示すチャーチルーフ型とした。実際の計算では、繰り返しの効果をみるため、この波形を3回繰り返して入力している。

表-3 背面割石盛土による補強条件

補強条件	補強工厚 h_e (m)	締め固め の有無
1	3.5	無し
2	5.0	無し
3	3.5	有り

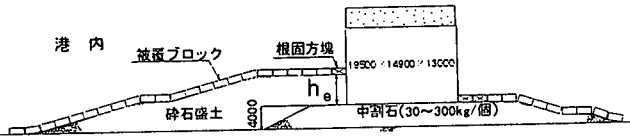


図-10 背面割石盛土による補強の概念図

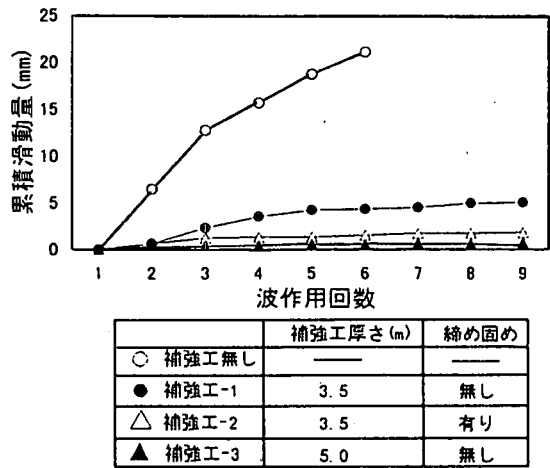


図-11 補強工による滑動量の低減効果 (模型値)

表-4 シミュレーションに用いた波力

項目	単位	海象条件-1	海象条件-2
Pmax	kgf	120	180
Pst	kgf	30	40
t1	s	0.05	0.05
t2	s	0.10	0.10
t3	s	0.7	0.7
t4	s	1.0	1.0

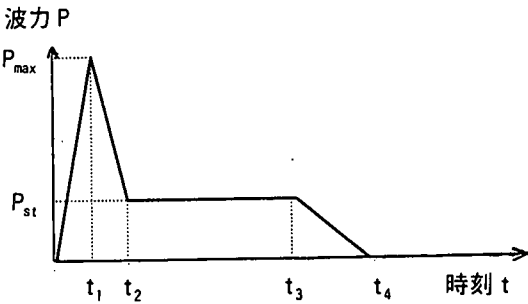


図-12 チャーチルーフ型波力時系列

(3) 滑動抵抗力の評価方法

一般に、地盤の変形特性は、拘束圧に依存することが知られている。そこで、フルード相似則に従って行われる水理実験結果を、原型に変換する際、滑動抵抗力を土質試験の結果から、推定できるモデルとしておくことが重要である。ここでは、以下の方法により、滑動抵抗力を評価する。

今回の実験に用いた割石の土質条件は、土質試験より得られた表-5に示す値を用いる。ケーソンがマウンドから受ける力 $F_B(x)$ 、および補強工から受ける水平反力 $F_H(x)$ は、次式に示す双曲モデルを骨格曲線に、メーシングルールで履歴曲線を構成する、非線型履歴ばねモデル⁵⁾で算定した。

$$F_x = \frac{x}{\frac{1}{K} + \frac{|x|}{F_{\max}}}$$

ここに、 x ：ケーソンの岸沖方向の水平変位、
 F_x ：地盤がケーソンに与える水平方向の力、
 $F_{\max}$ ：最大水平力、 K ：微小変形に対するばね係数である。

ケーソンがマウンドから受ける水平力 $F_B(x)$ の最大値については、地盤の鉛直方向反力に摩擦係数をかけた値を用いる。また、ケーソンが補強工から受ける水平力 $F_H(x)$ の最大値については、以下に示すクーロンの受動土圧に基く値とする。

$$F_{\max} = \frac{\gamma}{2} D^2 B K_{cp}$$

$$K_{cp} = \left[\frac{\sin(\beta + \phi)}{\sin \beta \left\{ \sqrt{\sin(\beta - \phi_w)} - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \phi_w) \sin(\phi + i)}{\sin(\beta - i)}} \right\}} \right]^2$$

ここに、 γ ：単位体積重量、 D ：盛土の厚さ、
 B ：ケーソンの幅、 K_{cp} ：受動土圧係数、 ϕ ：内部摩擦角、 ϕ_w ：ケーソン面と補強工との間の摩擦

表-5 割石の土質条件

項 目	単位	締め固め	
		無し	有り
土粒子密度 (Gs)	g/cm ³	2.678	2.678
間隙比 (e)		0.984	0.608
気中単位体積重量	gf/cm ³	1.35	1.67
水中単位体積重量	gf/cm ³	0.85	1.05
内部摩擦角 (ϕ)		50	50
粘着力 (c)		0	0

角、 β ：ケーソン面が水平面からなす角度 (=90度)、 i ：補強工天端面が水平面からなす角度 (=0度) である。

ばね係数の値は道路橋示方書⁶⁾に示される方法を用いた。マウンドから受ける水平力のばね係数は、次式で評価する。

$$K = 2(1 + \nu) G \frac{\lambda}{30} \left(\frac{\sqrt{A_B}}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} A_B$$

補強工から受ける水平力のばね係数は次式で評価する。

$$K = \frac{1}{2} (1 + \nu) G \frac{1.2}{30} \left(\frac{\sqrt{A_H}}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} A_H$$

ここに、 A_B ：ケーソンの底面面積 (cm²)、
 A_H ：ケーソンと補強工との接触面積 (cm²)、
 G ：せん断弾性係数 (kgf/cm²)、 ν ：ポアソン比、
 λ ：=1/3である。

捨て石マウンドのせん断弾性係数については、上部・長田⁷⁾によれば、一般に次式により表現されることが多い。

$$G = A \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma')^B$$

ここに、 e ：間隙比、 σ' ：有効応力 (kgf/cm²) である。また、 A, B は、経験定数である。ここでは、菅原・早崎⁸⁾の実験結果

$$A = 350, B = 0.67$$

を用いた。

以上の評価方法を検証するために、図-13に示す装置を用いて、簡単な片振り試験を行い、実験結果を推定値とを比較した。図-14に補強工を設置しないケース、図-15に補強工3を設置したケースの結果を示す。図中に破線で示してあるが非線型履歴ばねの骨格曲線である。実験値と予測値は良好に一致しており、地盤の反力特性を良好に表現している。

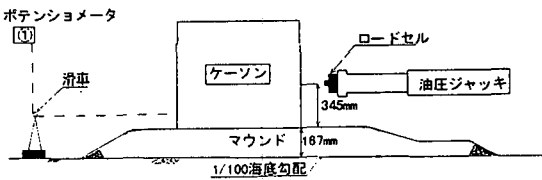


図-13 滑動抵抗と滑動変位との関係を求める実験

(4) 滑動解析結果

上述のモデルを使った計算例として、対策工無しの場合で、海象条件2に対する計算結果を図-16に示す。この条件に対応する実験結果である図-9と比較すると、ケーソン変位の時系列が実験値と計算値とで酷似しており、モデル化が妥当に行われていることがわかる。また、滑動抵抗力の評価に、非線型

表-6 滑動距離と滑動抵抗力との関係
(海象条件2, 模型値)

補強条件	滑動抵抗力 (kgf)	3波作用時の滑動距離 (cm)
無し	106	1.2
1	160	0.6
2	207	0.3
3	215	0.3

履歴ばねモデルを使用したために、図-11に見られた、波の作用回数が大きくなると、同じ波力に対しての滑動距離が減少する傾向も表現されている。

また、表-6に示すように、滑動距離は、最大滑動抵抗力が大きいほど小さくなる傾向があり、図-11に示す傾向と一致している。数値シミュレーションによっても、背面割石盛土工法の有効性が確認された。

なお、原型に対する計算も、模型に対するのとまったく同様に行われることを付記しておく。

6. 結論

1/100程度の緩い勾配を有する海底面上に設置された直立防波堤の滑動現象を、水理模型実験と滑動解析により検討した結果、以下の結論を得た。

- ① 数百波に1波の割合で、設計波圧公式より大きい波圧が作用することがわかった。この波圧は、衝撃砕波力によるものであり、作用前に平均水位が低下しているときに、作用する。
- ② 背面割石盛土工法により、滑動抵抗力を増加させることにより、滑動距離を大幅に減ずることができしことを示した。

参考文献

1) 合田良実：防波堤の設計波圧に関する研究，港湾技術研究所報告，第12巻，第3号，1973。
2) 谷本勝利・高橋重雄・北谷高雄：混成防波堤のマウンド形状による衝撃砕波力の発生と対策について，港湾技術研究所報告，第20巻，第2号，pp.3-39, 1981。
3) 谷本勝利・高橋重雄・明瀬一行：防波堤直立部に働く不規則波力に関する実験的研究，港湾技術研究所報告，第23巻，第3号，pp.3-39, 1984。
4) 土木学会編：水理公式集，p. 342, 1985。
5) 例えば，原昭夫：土の動的変形特性と地盤の応答解析に関する研究，東京大学学位論文，384p., 1980。
6) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，pp.165-186, 1990。
7) 上部達生・長田信：大型リング土槽振動実験によるレキ材の動的変形特性，港湾技研資料，No.663，20p., 1990。
8) 菅原俊幸・早崎勉：粗粒材料の動的変形特性に関する研究（その2），第24回土質工学研究発表会，pp.719-720, 1989。

(1999.4.19受付)

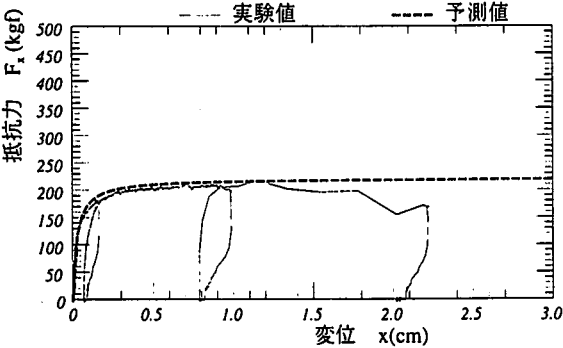


図-14 滑動抵抗力の評価結果（補強工無し）

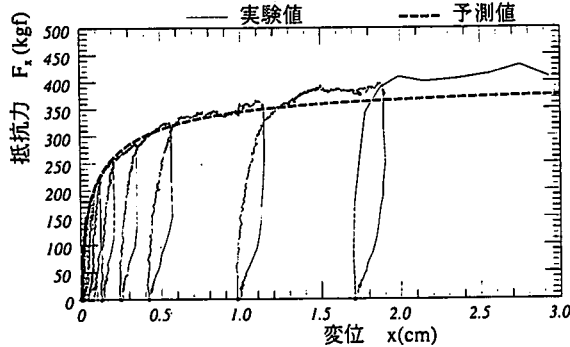


図-15 滑動抵抗力の評価結果（補強工3）

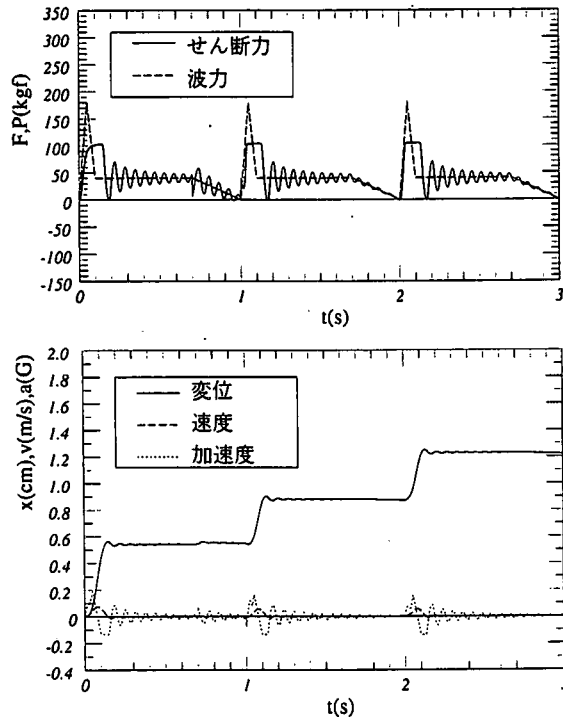


図-16 滑動解析の例（海象条件2，無対策）