

半円形防波堤の現地実証試験について

Field Demonstration test on a Semi-Circular Caisson Breakwater

山下 廣行*・和田 信**・大釜 達夫**・○小林 郁美***・田中 克巳***・藤井 寧***

Hiroyuki Yamasita, Makoto Wada, Tatuo Ookama, Ikumi Kobayashi, Katumi Tanaka, Yasusi Fujii

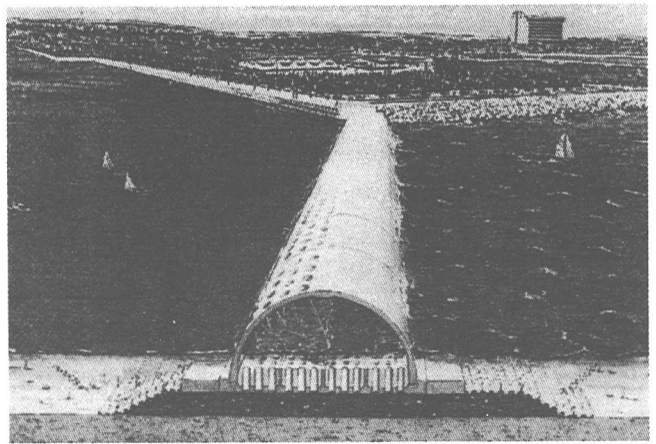
The first semi-circular breakwaters have been erected at Miyazaki Port in Japan. This type of breakwater, having a hollow structure with a semi-circular cross section, is expected to exhibit superb characteristics in terms of sliding stability and low reflectivity under a severe natural environment that includes high waves and poor soil conditions. In addition, its unique design provides excellent scenery enhancement. Field demonstration tests by erecting test breakwaters have been conducted since 1991 at Miyazaki port in an effort to verify stability, member safety and construction ease of the semi-circular breakwater in an actual sea area, as well as to establish practical design and construction methods.

Keywords : breakwater, semi-circular caisson, wave force, field demonstration test

1. はじめに

防波堤の建設は近年、高波浪や軟弱地盤といった厳しい自然条件下で行われることが多いが、半円形断面で中空構造を有した半円形防波堤（写真－1）は、水平波力の低減、鉛直下向き波力による滑動抵抗の増大、衝撃砕波力の防止、地盤反力の均一化が期待でき、高波浪や軟弱地盤などの条件において合理的な構造である。さらに、低反射性や景観性にも配慮された防波堤として注目されている。その水理特性については室内で基礎的な実験を実施し、波力算定法などを報告している（谷本ら，1987，1988）。

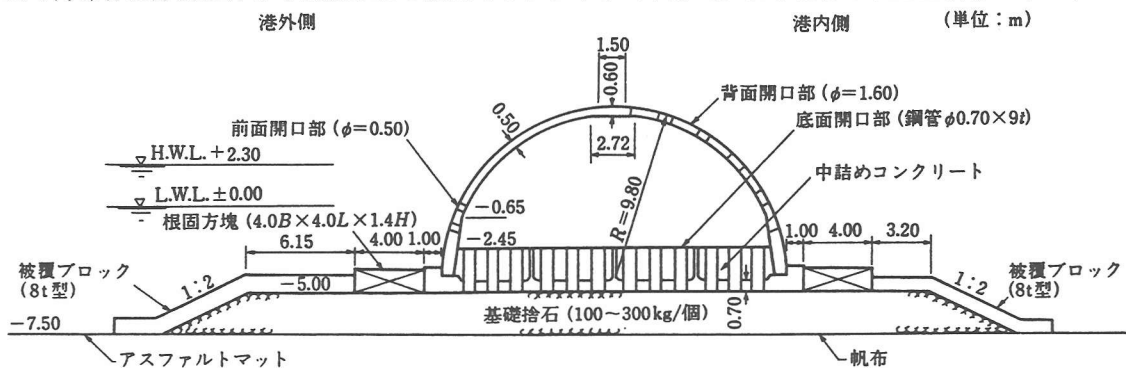
このような優れた特性を持つ半円形防波堤の実用化に向け、宮崎港において実物大の試験堤を設置し、平成3年度から5年間にわたり現地実証試験を行った。本試験は、実海域における半円形防波堤の耐波安定性、部材の安全性、施工性などを確認し、合理的な設計法・施工法を確立することを目的としている。



写真－1 半円形防波堤のイメージ

2. 現地実証試験の概要

平成4年度に、長さ12m、外周面半径9.8m、高さ10.5mの半円形ケーソン3函を、半円形部を8つの60tf程度の1/4円部材に分割製作して底版の上で組立てるプレキャスト方式により製作し、起重機船で吊上げて曳航し



図－1 試験堤の断面図（標準堤）

* 正会員 元運輸省第四港湾建設局宮崎港工事事務所

** 正会員 運輸省第四港湾建設局下関調査設計事務所

*** 運輸省第四港湾建設局下関調査設計事務所

た後、宮崎港の内防波堤の陸側端部（ケーソン設置水深－5.0m）に設置し、施工性及び施工時の部材応力の観測を行った。また、1993年7月から1995年3月の期間において波浪、波圧、揚圧力、滑動変位及び部材応力の測定を行った。試験堤の底版には、揚圧力低減のための開口部（開口率10％）、港内側の曲面壁には、伝達波を低減させるための開口部（開口率25％）を設けている。さらに海水交換を考慮するという地域の要望に対応して、港外側に内部波圧が無視しう程度の開口部（開口率1％）を設けている（図－1）。なお、3函のうち2函は現地にそのまま残す標準堤（設計波：50年確率波 $H_{max}=8\text{ m}$ 、 $H_{1/3}=6\text{ m}$ 、 $T_{1/3}=13.6\text{ s}$ ）、1函は中詰部に鉄箱からなる浮力室を設けた耐波安定性を確認するための滑動堤（設計波：2年確率波 $H_{max}=5.6\text{ m}$ 、 $H_{1/3}=3.3\text{ m}$ 、 $T_{1/3}=10.9\text{ s}$ ）とし、観測後に所要の安全率を確保するものとした。

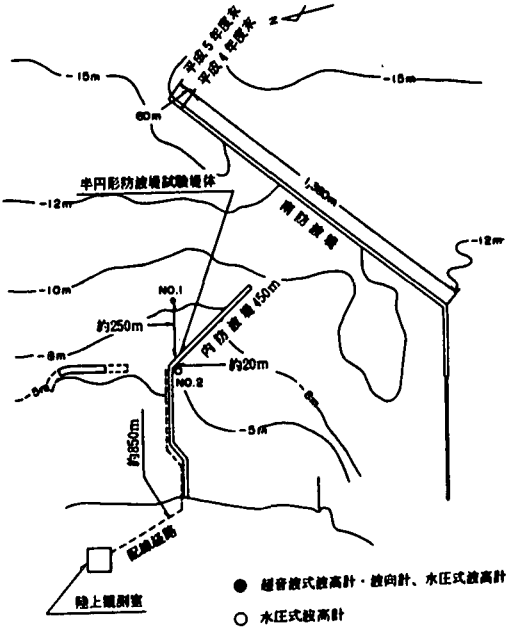
3. 計測の概要

試験堤には表－1に示す計測機器を設置し、解析に必要とされる計測を実施した。

外力としての波浪については、試験堤から約250m離れた地点に水圧式波高計と超音波式の波高計、波向計を設置して観測を実施している。サンプリング周波数20Hzで計測されたデータは海底ケーブルで陸上観測室に送られ、カセットテープで自動的に格納されるようになっている。図－2に試験堤、波高計、観測室の位置を示す。

表－1 現地計測の内容

試験堤	解析項目	計測項目	計測部材	計測機器	機器数
滑動堤	水理特性の検討	曲面壁作用波圧	外曲面壁	波圧計	5
		内部波圧	内曲面壁		4
			中詰材天端		3
		揚圧力	底版		3
	堤体の安定性に関する検討	水平変位	底版	ワイヤ式変位計	2
標準堤	水理特性の検討	曲面壁作用波圧	外曲面壁	波圧計	5
		内部波圧	内曲面壁		2
	部材の安全性に関する検討	鉄筋応力	曲面壁	鉄筋計	18
		コンクリート応力	曲面壁基部	ひずみ計	6



図－2 現地計測の概要

4. 波浪データと碎波変形

試験期間中に取得された高波浪の観測データの一部を表－2に示す。

当海域は漂砂現象が著しく、深淺測量によれば試験堤沖100mから200mの範囲に砂の堆積が生じ、1993年12月でD.L.－5.5m、1994年8月でD.L.－5.0mの浅部が出現していた。この浅部領域で碎波した波が、試験堤に作用すると考えられるので、堤体位置の入射波高は碎波帯内の波高算定図を用いて碎波変形後の波高を算出した値を用いた。ケース3～6の1993年19号台風と1994年7号台風時における観測値の H_{max} は、6mを越えているが、碎波減衰により2年確率波程度に低減している。

なお、碎波変形後の波高を観測するため試験堤前80mの位置に直記式の水圧式波向計（DLUP型）を設置し、1994年9月21日から11月21日までの期間について観測を行い、碎波計算波高と観測波高がおおむね対応することを確認した。

表－2 波浪観測値と堤体位置の入射波高（碎波計算波高）

ケース No.	年月日時	波浪観測値				入射波高		β (°)	潮位 (m)	備考
		$H_{1/3}$ (m)	$T_{1/3}$ (s)	H_{max} (m)	T_{max} (s)	$H_{1/3}$ (m)	H_{max} (m)			
1	93/8/10 0:50～1:10	2.86	10.5	4.73	12.0	3.20	5.15	19	+1.55	9307号台風
2	93/8/27 8:50～9:10	3.11	12.3	5.23	13.6	3.50	4.79	23	+0.64	9311号台風
3	93/10/7 9:50～10:10	5.26	11.1	6.19	11.8	4.55	5.69	30	+2.05	9319号台風
4	94/7/24 19:30～19:50	4.19	10.4	6.50	11.7	4.03	5.59	21	+2.32	9407号台風 水平波力最大
5	" 19:50～20:10	4.79	10.4	6.85	11.5	4.25	5.68	27	+2.36	9407号台風 潮位最大
6	" 21:50～22:10	4.26	10.4	6.39	13.6	3.93	5.35	26	+1.99	9407号台風
7	94/8/13 5:50～6:10	4.06	10.3	5.75	11.3	3.66	4.86	13	+1.20	9414号台風
8	94/9/29 15:50～16:10	3.80	11.6	5.92	11.9	3.80	5.35	26	+1.88	9426号台風

5. 波力特性

(1) アーチ部曲面に作用する波圧

① 水平波力低減及び滑動抵抗増大効果の検討

滑動堤の波圧計の全測点の観測を行った平成5年度のデータの中で、水平波力が大きい1993年19号台風時のケース3のアーチ部外周面の波圧波形を図-3に示す。同図から、各測点の位置によって大きさとピーク波圧の起時に違いがあることが確認される。

波圧の大きさは静水面付近のWPS-6で最大で、上にいくにしたがい曲面の影響を受けて小さくなっている。ピーク波圧の起時はアーチ下端部で早く上部で遅い。各測点の波圧から求めた港外側外周面に作用する波力を同図の下に示すが、以上の特性から滑動を生じさせる水平波力 f_h （波の進行方向が正）は低減している。また、水平波力 f_h が最大になるとき（ t_1 ）に鉛直波力 f_v （下向き方向が正）も大きくなっており滑動抵抗が増大している。

同時帯のアーチ部内周面に作用する波圧は、港外側の上部WPS-10ではゼロで、他の測点の波圧も非常に小さい。このことから、港外側開口部は開口率1%では内周面の波圧成分は無視できることが確認された。さらに、後述の静水面下の波圧低減現象を確認するための水理模型実験結果より、港外側開口部は開口率5%まで内周面の波圧成分は無視できることが確認された。

② 波力算定法の検討

a) 波圧分布

試験期間中における水平波力の最大値を記録した1994年7号台風時のケース4のアーチ部外周面の実測波圧分布を図-4に示す。

実測波圧として1/3最大平均波圧、最大波圧、水平波力最大時の波圧を選び、このとき有義波と最高波を入射波とした既報の波力式（谷本ら、1988）による計算波圧と比較した。同図によれば、滑動に関係する水平波力最大時の実測波圧は、静水面より上ではほぼ一致している。しかし、静水面下ではどの実測波圧も計算波圧より小さくなっている。図-5は1994年7号台風時の他のケース5、6も追加して1/3最大平均波圧を有義波高、水平波力最大時の波圧を最高波高で無次元表示したものであり、計算波圧は平均的な条件のものである。同図からも前述と同様な傾向がみられる。

図-6は波高が静水面天端高より小さく、越波の影響が小さいケースの波圧分布を同様に無次元化したものである。このとき用いた波高は試験堤前の実測波高であるが、有義波による計算波圧と比較すると、実測波圧

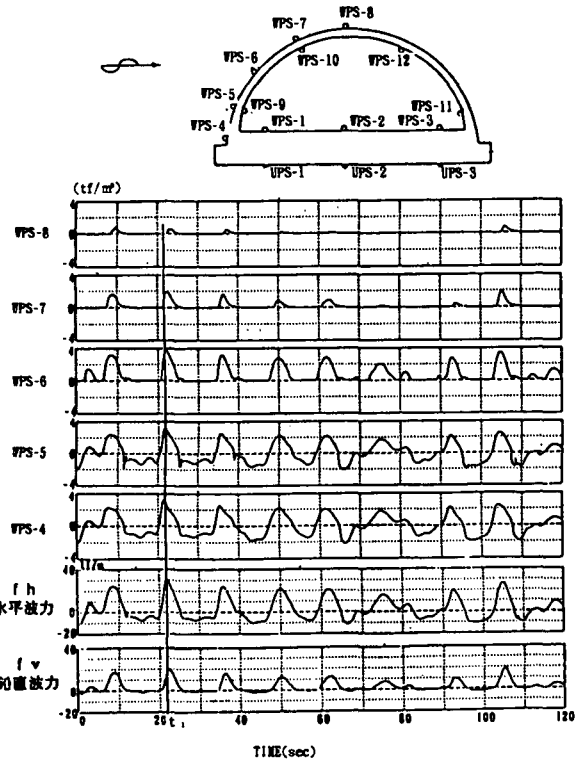


図-3 アーチ部外周面の波圧波形（ケース3）

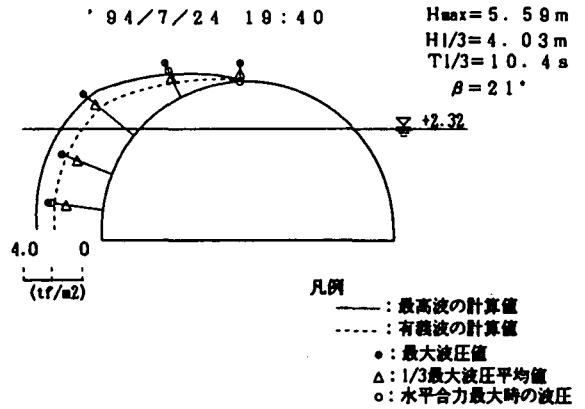


図-4 外周波圧の分布（ケース4）

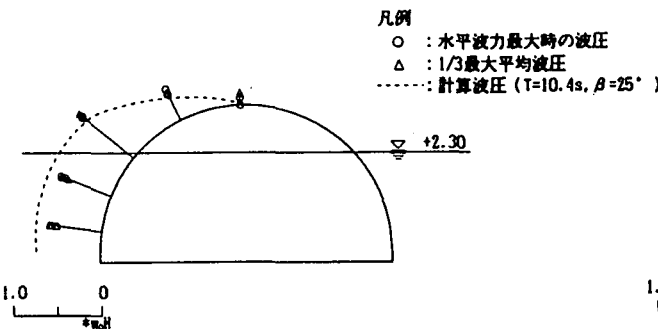


図-5 外周波圧分布の無次元表示（1994年7号台風時）

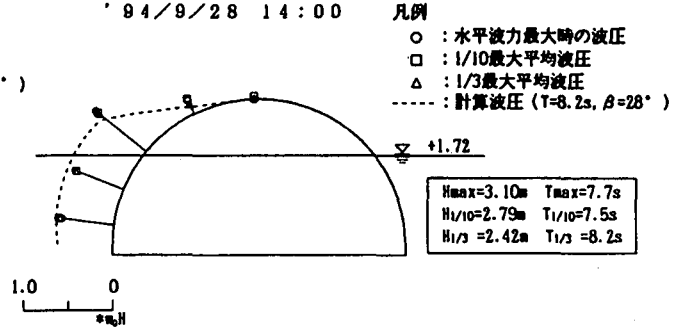


図-6 小さい波の外周波圧の無次元表示

は計算波圧に近い値を示す。このことから波高が大きいケースで静水面下の波圧低減現象が生じる要因として、①越波による波エネルギーの減少、②海底地形による碎波減衰、マウンド等による波エネルギーの減少、③静水面下に位置する港外側開口部による波圧低減などが考えられ、これを確認するために平成7年度に水理模型実験を実施した。この結果、波高の高いときに港外側開口部に局所的な波圧低減現象がみられたが、実証試験時の静水面下全体の波圧低減現象は認められなかったところから、同現象は②の現地特有の海底形状による碎波に起因するものと考えられる。

b) 波高と波力

波高と水平波力の代表値の関係をプロットし、既報の波力式（谷本ら、1988）から算定した計算値と比較したものを図-7に示す。図の白印は波高として碎波計算波高を用い、黒印は試験堤前80mの位置の実測波高を用いている。計算波圧の条件は検討ケースの平均的な値を用いて、周期11s、波向 $\beta = 25^\circ$ 、潮位 D.L. +1.8mとしている。同図において波高が大きくなるに従って実測値が計算値より小さくなる傾向がみられ、波圧が大きい範囲で波力算定法の値は安全側となっている。この傾向は前述の実測波圧分布の傾向と対応している。同様に波高と鉛直波力の代表値の関係を示したものが図-8であるが、実測値と計算値はほぼ一致している。

さらに、鉛直波力が滑動抵抗となる水平波力最大時の鉛直波力と最高波高の関係（図-9）をみると、鉛直波力最大時が水平波力最大時の位相より少し遅れることから、計算値に比較してやや小さめの点が多くなっているが計算値で概ね代表できる。以上のことから波力算定法の妥当性が確認できた。

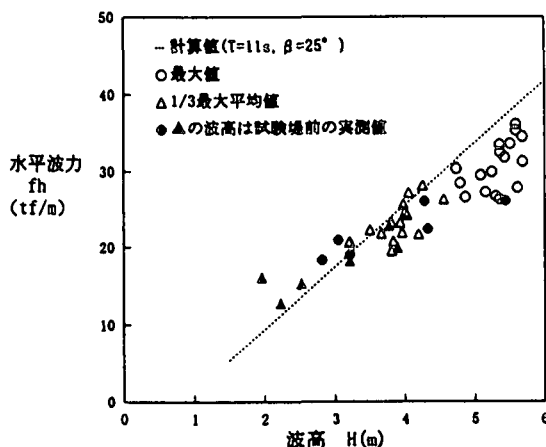


図-7 波高と外周面に作用する水平波力 (f_h) の代表値

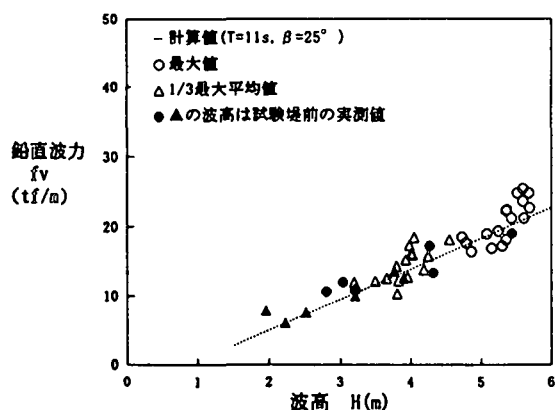


図-8 波高と外周面に作用する鉛直波力 (f_v) の代表値

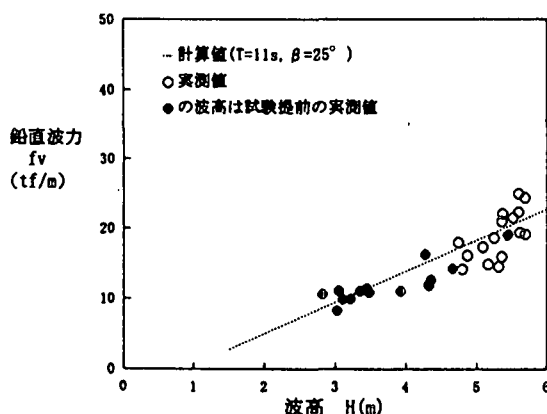


図-9 波高と水平波力最大時の鉛直波力 (f_v) の代表値

(2) 底版に作用する揚圧力

揚圧力UPS-2の値とアーチ下部の水平波圧WPS-4の値を比較すると揚圧力の値が20%程度に低減していることがわかる（図-10）。これは底版に配置された開口部（開口率10%）から揚圧力を生じさせる流れがケーソン内の遊水部に吸収され、水中に没した背面開口部から流出していくためと考えられる。なお、同図には示していないが、港外側及び港内側の底版測点の揚圧力もUPS-2と同程度である。

また、同時刻においては揚圧力UPS-2と底版上面の内部波圧WPS-2はほぼ同じ値を示し、その合力PU-2は0.1 tf/m² オーダーと極めて小さい。これは、底版開口部によりケーソン内の遊水部が底版下面と同一の流れの場になるため、遊水部の内部波圧WPS-2と揚圧力UPS-2がほぼ等しくなり、向きが逆であることから相殺されるためと考えられる。これらのことから底版全体に作用する揚圧力は外周波圧に比較して十分に小さく、底版開口部に

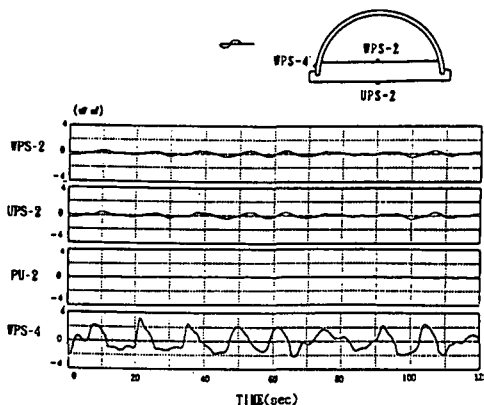


図-10 底版に作用する波圧（ケース3）

より揚圧力をキャンセルする効果を期待できることが確認された。

さらに、実用化に向けて経済性を追求していくと、波浪条件によっては中詰天端高が高くなり試験堤のように十分な遊水部を得られない断面となる場合が考えられる。このため、潮位が中詰天端高に近く遊水部空間が小さい条件で水理模型実験を実施した。その結果、中詰天端高が静水面レベル ($h'/h_b = 1$) までは揚圧力の低減及び内部波圧により揚圧力はほぼ相殺され、中詰天端高が静水面より1 mまで高い場合 ($h'/h_b < 1$) についても揚圧力は底版開口部から流出し、位相の遅れもあり水平波力最大時の揚圧力は十分小さく (図-11)、十分な遊水部が得られない場合についても中詰天端高が静水面程度であれば、底版開口部による揚圧力のキャンセル効果が確認された。

(3) 滑動合成波力と耐波安定性

試験期間中における滑動合成波力の最大値は25.23tf/mで、このときの潮位と堤体重量から計算される滑動堤の滑動限界合成波力 $f_c = 25.12\text{tf/m}$ を若干上回っているが滑動変位はみられなかった。

滑動に寄与する波力として、アーチ部外周面に作用する水平波力 (f_h)、滑動抵抗に寄与する波力として外周面に作用する鉛直波力 (f_v) を考える。なお、ここでは底版の上面と下面に作用する揚圧力の合力 (P_u) の値も滑動に寄与する成分とみなして考慮する。

外周面に作用する鉛直波力と揚圧力の合力 (F_v) を鉛直下向き波力と定義する。

$$F_v = f_v - P_u \quad (1)$$

この鉛直下向き波力に摩擦係数 (μ) を乗じて滑動水平力に換算し、滑動合成波力 (f_s) を式 (2) のように定義する。

$$f_s = f_h \mp \mu F_v \quad (\text{押波時-、引波時+}) \quad (2)$$

ここで摩擦係数 μ はコンクリートと捨石の設計値 0.6を仮定するものとする。

試験期間中における滑動合成波力の最大値が出現しているケース4の滑動合成波力の時系列グラフを図-12に示す。滑動合成波力の最大値は、25.23tf/mであり、水平波力の最大値35.27tf/mの約70%に減少しており、鉛直下向き波力 (F_v) が滑動抵抗に寄与していることが確認できた。また、滑動堤が滑動をしなかったことから、鉛直下向き波力の効果、揚圧力低減効果等を考慮した設計法が安全側の値を与えることが確認できた。

以上のことから、半円形防波堤の耐波安定性が検証されたといえる。

6. 部材の安全性

(1) 施工時の部材安全性

施工時 (堤体吊上げ時) には、部材に波力作用時と異なる大きな断面力が作用する。特に、設計においては底版部材に生じる断面力は、主に吊り上げ据付時および三分の一張り出し時における値を用いることから、施工時における部材の安全性を検討するため、標準堤の半円形部にひずみ計を10個、底版部に鉄筋計を6個配置して計測を行った。吊り上げ時の計測最大値の分布を図-13に示す。

① 半円形部のコンクリートひずみ

吊上げによる半円形部のコンクリートひずみの変化量は、圧縮側で小さく引張側で大きい、引張増加量 ($\Delta \varepsilon$) は最大でも 3.1×10^{-5} であり、コンクリートのヤング係数を $E_c = 3.1 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2$ と仮定すると、増加応力 ($\Delta \sigma_c$) は、 $\Delta \sigma_c = E_c \cdot \Delta \varepsilon = 3.1 \times 10^5 \times 3.1 \times 10^{-5} = 9.6 \text{kgf/cm}^2$ となる。この値は、土木学会：コンクリート標準示方書設計編に示される設計曲げ強度、設計引張強度と比較して十分小さく、部材の安全性が確認された。

② 底版部の鉄筋応力

表-3に示す通り、引張力が生じる底版下面の鉄筋計の実測値は最大でSST-2Lの 64.5kgf/cm^2 であり、設計値

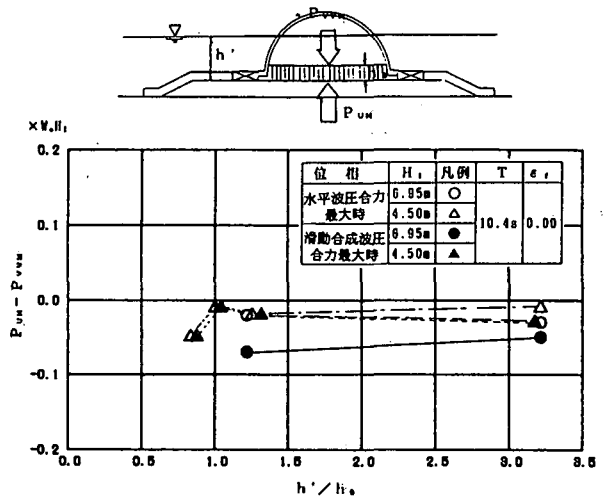


図-11 底版に作用する波圧

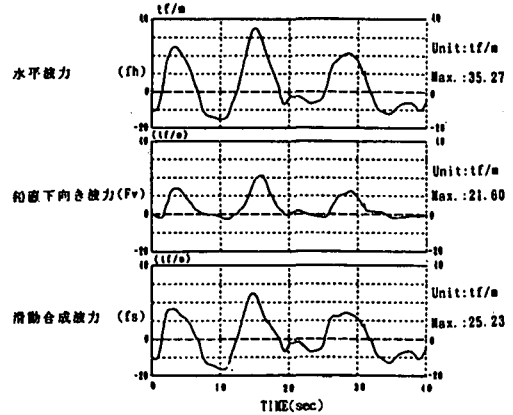


図-12 滑動合成波力の時系列グラフ (ケース4)

885kgf/cm²に対して十分に小さく、底版部材の安全性が確認される。なお、設計値が過大な値を与えているのは、設計においては使用限界状態として許容ひびわれ幅を設定しコンクリートの引張力を無視しているが、コンクリートの引張力を考慮すると設計値は77kgf/cm²となり、計測の際にはひびわれが生じずコンクリートの引張力が働いたと考えられる。

表-3 底版の鉄筋応力の実測値と設計値

(単位: kgf/cm ²)			
測 点	SST-1L	SST-2L	SST-3L
実測値	35.7	64.5	28.7
設計値	655	885 (77)	576

※ () はコンクリート引張力を考慮した値

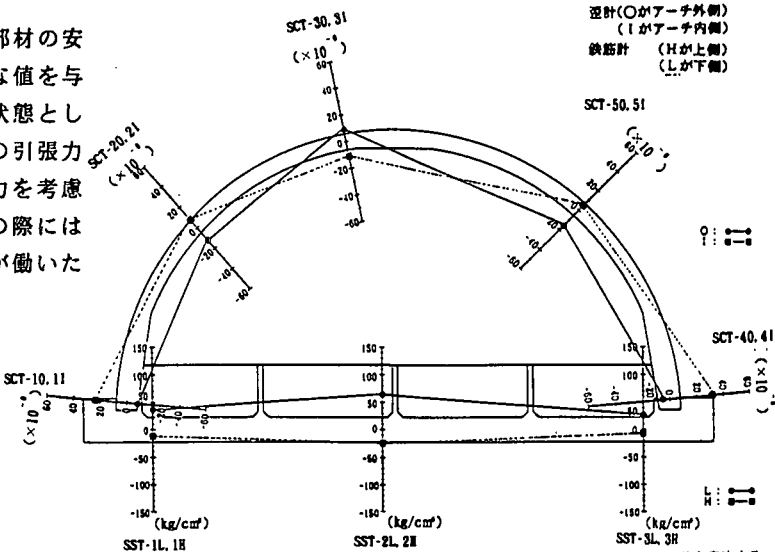


図-13 吊上げ時の計測値の分布 (最大値) (注) 符号が日の場合は最小値を意味する。

(2) 波力作用下の部材安全性

波力がケーソン外周面前壁に作用するとき、半円形部において考慮すべき断面力が発生する。そこで、波力成分による鉄筋計の観測データの中から前述のケース4を選び、最大実測応力の分布を図-14に示す。

ここで応力は図の円周上をゼロとして、外方向を引張応力、内方向を圧縮応力とする。同図に押波時の最大実測波圧による計算応力を付した。応力計算においてはコンクリートの設計基準強度を400kgf/cm²とし、コンクリートのひびわれが生じていないことから、コンクリートの引張応力を考慮している。波圧が大きい港外側アーチ外周部の静水面よりやや上部と、港内側のほぼ同じレベルの位置、並びに港外側アーチ基部の応力が大きい実測応力の分布形状は、計算応力でも表れていることから応力計算法の妥当性が確認できる。

また、各点における鉄筋の最大実測応力は最大でも229kgf/cm²であり、すべての鉄筋計において計算応力よりも実測応力が小さいことから部材の安全性が確認できる。なお、設計においては使用限界状態としてひびわれ幅を設定していることから、コンクリート引張応力を無視しており、さらに安全側になる。

・ 94/7/24 19:40

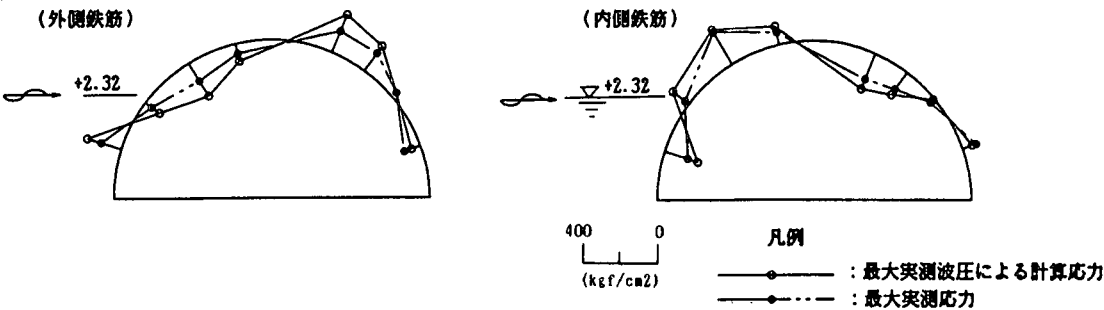


図-14 波力作用時の鉄筋応力分布 (ケース4)

7. おわりに

半円形防波堤の耐波安定性、部材の安全性について現地実証試験から貴重なデータが得られた。これらのデータ解析により、半円形防波堤の耐波安定性と波力算定法の妥当性が検証された。また、部材安全性については施工時及び波力作用時の安全性を確認するとともに、計算応力が安全側であることを確認した。

そして、平成7年度にはこれらの成果を「半円形防波堤設計・施工マニュアル」としてとりまとめた。なお、この現地実証試験は、半円形防波堤技術開発調査委員会(委員長 谷本勝利 埼玉大学教授)のご指導のもとに実施した。また、本試験の実施にあたっては運輸省港湾技術研究所をはじめとして、多くの方々の協力を得ている。ここに記して深く感謝の意を表す。

参考文献：谷本勝利・吉本靖俊・滑川伸孝・石丸敬純(1987)：半円形ケーソン堤の水理特性と設計波力、第34回海岸工学講演会論文集、pp.551-555
 谷本勝利・滑川伸孝・関本恒浩(1988)：半円形ケーソン堤の水理特性と設計波力(その2)、第35回海岸工学講演会論文集、pp.662-666