

新型離岸堤 (CALMOS) の波圧・応力現地観測 と波浪応答解析

佐藤敏文*・西山桂司*・田中秀基**
渡邊和俊***・大久保寛****

1. はじめに

近年, ブロック式離岸堤に代わる新しいタイプの離岸堤が, 建設省土木研究所と民間会社によって数タイプ開発(宇多ら, 1992)され, 実海域へ適用されるようになってきた。富山県の下新川海岸吉原地区に建設された通称 CALMOS (カルモス) と呼ばれる新型離岸堤(写真-1)もそのタイプの一つである。新型離岸堤 (CALMOS) は日本海側では始めて適用されたため, 実海域における波力特性は明らかでない。また, 新型離岸堤の現地波圧観測を行った事例はほとんどない。

そこで, 本研究では新型離岸堤 (CALMOS) に作用する波圧, ならびに発生する応力の現地観測から, 実海域における波圧および応力特性を明らかにし, 開発時の水理模型実験(佐藤ら, 1990)により決められた設計波圧算定法の適用性と, 構造物の高波浪に対する安定性を検討した。さらには, 観測波圧を用いて波浪による応答解析を行い, 動的解析手法の適用性を確認した。

なお, この研究は建設省北陸地方建設局黒部工事事務所, 戸田建設(株), 新日本製鐵(株)の共同研究によるものである。

2. 観測方法

観測位置を図-1 に示す。新型離岸堤は離岸距離 150 m の地点に, 背後の護岸の越波を防止する目的で建設された。

センサーの配置を図-2 に示す。本構造物は SRC 上部工と下部の鋼製ジャケット構造からなり, それらを通する鋼管杭によって支持される構造物である。SRC 上部工を 1 ブロック 10 m として, 15 ブロックを並べて延長 150 m で建設された。このうち富山側から 5 ブロック目を観測対象とした。波圧計は最大波圧が作用すると考えられる付近の消波板に表裏一対で 7 点, ひずみ計と鉄筋計は下部桁, 鋼管杭および前面消波板の発生応力が大きいと考えられる位置に計 10 点取付けた。

入射波は約 1 km 東方の水深 14 m 地点に設置してある田中波浪観測所のデータから推定した。観測は田中波浪観測所の観測時刻と合わせて 2 時間毎に行い, 同時に高波浪時にも観測できるシステムとした。1 回の観測は 20 分間とし, サンプルング周期 0.1 s でデータを取得した。

研究対象としたデータは新型離岸堤の全長 150 m が



写真-1 吉原新型離岸堤



図-1 観測位置図

* 正会員 工修 戸田建設(株) 土木技術開発室
** 前建設省北陸地方建設局黒部工事事務所 調査課長
*** 建設省北陸地方建設局黒部工事事務所 調査課調査第一係長
**** 正会員 工修 新日本製鐵(株) 相模原技術センター

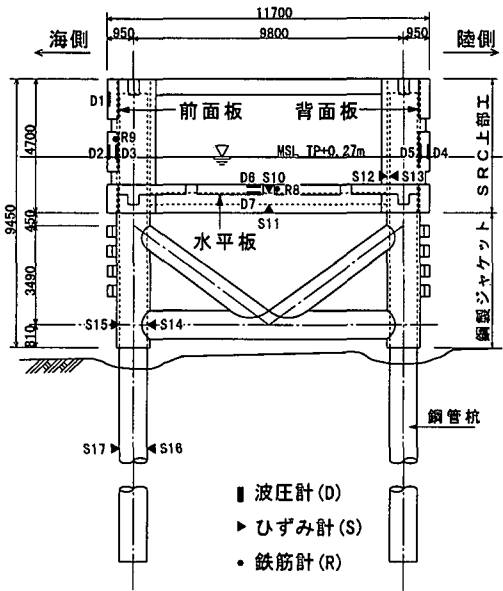


図-2 センサーの設置位置

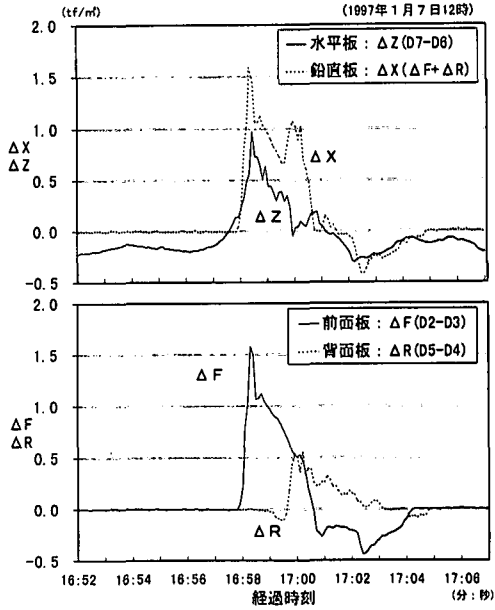


図-3 波圧の波形記録

表-1 換算沖波波高上位5波の諸元

順位	観測日時		田中観測所観測波					換算沖波	
			H_{max} (m)	T_{max} (s)	$H_{1/3}$ (m)	$T_{1/3}$ (s)	波向	H'_0 (m)	T_0 (s)
1	97/01/07	12時 (11:50)	7.12	11.3	4.97	12.0	NNW	4.92	12.0
2	97/01/22	12時 (11:50)	7.16	10.9	4.03	10.3	NNW	4.37	10.3
3	97/02/22	10時 (09:50)	6.31	19.0	4.05	11.1	N	4.01	11.1
4	97/01/21	16時 (15:50)	4.72	8.2	3.20	8.3	N	3.71	8.3
5	97/02/04	24時 (23:50)	5.31	13.2	3.18	11.6	NNW	3.43	11.6

ただし、()は観測開始時刻である。

完成した後の1996年12月～1997年3月の観測データである。

換算沖波波高 H'_0 が大きい順に、観測期間中の上位5回の観測データを波の諸元と共に表-1に示す。データは1日の観測データのうち H_{max} が最大となったデータをその日の代表としている。観測期間中の最大波浪である1997年1月7日12時の観測データは、 H'_0 が4.92mと、設計波の H'_0 (=5.82m) の約85%で、設計波高に近い記録が取得できた。また、観測期間中に H'_0 が4m以上を記録したデータは18回あった。

3. 観測結果

3.1 波圧特性

波圧の位相関係を調べるために、観測データから1波

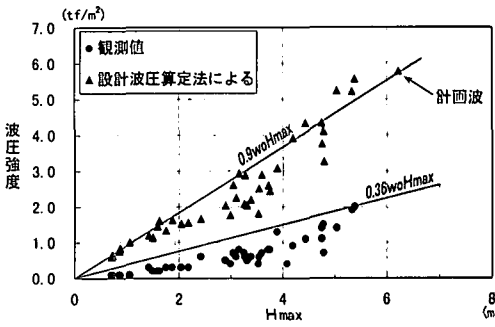


図-4 H_{max} と水平波圧の関係

のみを取り出して図-3に示した。以下、波圧は各板に配置した3箇所の波圧測点(D2, D5, D7)での差圧で示すことにする。水平方向の波圧は前面板から背面板へと作用し、前面板と背面板の差圧の和を ΔX とすると、 ΔX と水平板の波圧がほぼ同時にピークを示す。この時刻に水平波力と鉛直波力も最大値がほぼ同時に作用しているものと考えられる。

波圧の測点での水平方向の波圧強度を比較するために、設計波圧算定法による波圧と ΔX の最大値を比較して図-4に示す。横軸の H_{max} は堤体前面での最大入射波高である。 ΔX は設計波圧算定法による波圧強度の約4割と小さい値を示しており、設計上の波圧が構造物に作用していないことがわかる。これは実海域の海底勾配が1/40で、水理模型実験の海底勾配1/30と比較して緩いため、碎波形状が異なり、実験と同じような衝撃的な波圧が作用しないことによるものと考えられる。

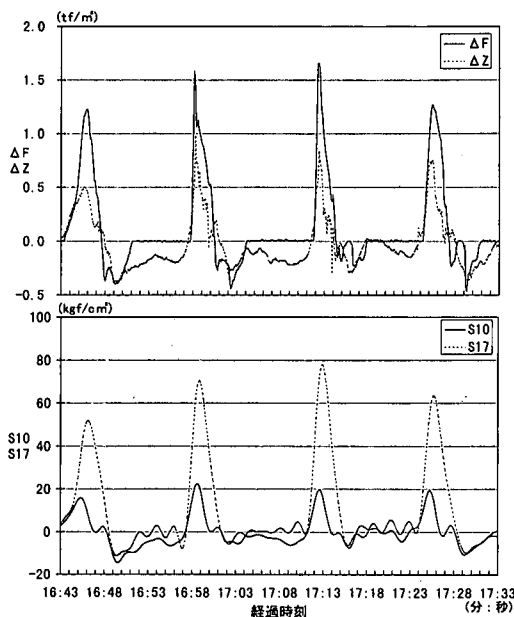


図-5 波圧と応力の波形記録

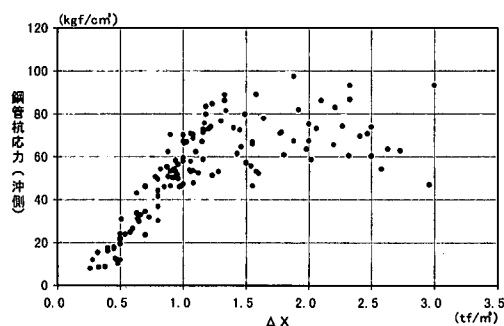


図-6 水平波圧と応力の関係

3.2 応力特性

波圧と応力の経時変化を図-5に示し、位相関係を調べる。前面板波圧 ΔF と水平板波圧 ΔZ がピークとなる付近で下部桁 H 鋼応力 $S10$ と鋼管杭応力 $S17$ もほぼ最大となる。これは、波圧が最大となる付近で水平方向と鉛直方向の波力が最大となるためである。

衝撃的な波圧が応力に与える影響を調べる目的で、観測期間中に最大応力が発生した1997年1月7日のデータより、 ΔX のピークに対応した鋼管杭応力を読み取って図-6に整理した。 ΔX が大きな領域では他のデータも用いた。ここで、鋼管杭応力は観測値より杭の沖側縁応力を計算したものである。作用波圧の増加に伴い鋼管杭応力は線形的に増加するが、 ΔX が約 1.6 tf/m^2 (15.7 kPa) より大きい領域では、波圧の増加に応じた応力が発生しない傾向が見られた。この理由として、①衝撃的な

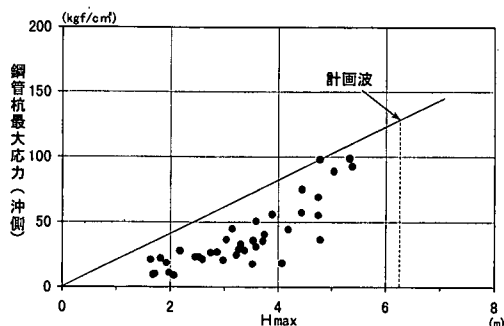


図-7 波高と応力の関係

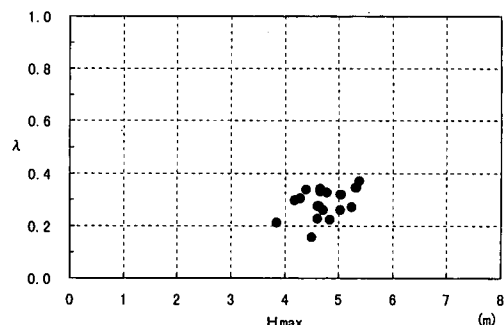


図-8 水平波力の低減係数

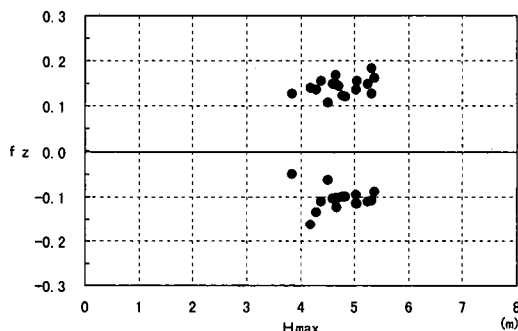


図-9 鉛直波圧強度係数

波圧が作用しても全体波力の増加にはつながらない、または②衝撃的な波圧によって瞬間的に大きな全体波力が作用するが、構造物はその波力に応答しないの二通りが考えられる。

一方、鉛直方向では水平板の波圧 ΔZ と下部桁 H 鋼応力 $S10$ の関係が線形となった。

$H_{\max}$ と観測最大値から計算した鋼管杭沖側縁応力である鋼管杭最大応力の関係を図-7に示す。波高の増加によって応力は線形的に増加しており、計画波の来襲時に発生すると予想される応力は、十分に許容応力の範囲内にある。

3.3 設計波力算定法の検討

本構造物の設計に用いる水平波圧強度は、合田式により求まる波圧強度に低減係数 $\lambda=0.85$ を乗じて算定している。また鉛直波圧強度は、設計波高に海水の単位体積重量と鉛直波圧強度係数 $f_z=0.26$ を乗じて求めている。ここでは、観測値から算出した λ と f_z を設計波圧強度の算定に用いる値と比較する。

ΔX が最大となる時刻に構造物の各応力がピークを示すことから、この時刻の水平波力を最大値と考える。 ΔX 最大時の波圧分布は観測点数が少なく推定できないため、合田波圧（合田，1973）の分布形を仮定して水平波力を求めた。この波力と合田式で計算した水平波力との比をとって、最大波高 H_{max} との関係を整理した（図-8）。また、 ΔZ の最大値から算出した鉛直波圧強度係数を図-9に示す。

観測値は設計値に対して λ で約 45%， f_z で約 70% となり、設計波圧の算定式を当海岸に適用することは過大な波力を与えることがわかる。

また、図-3 と図-5 からみて、水平波力と鉛直波力の最大値を同時に作用させる設計上の仮定は妥当であると考えられる。

4. 波浪応答解析

構造物、杭および地盤を一体化した 2 次元構造モデルに観測された波浪が作用する条件下で、地震時の応答解析に用いられる過渡応答解析手法を用いて、構造物の波浪応答を求める。解析には汎用有限要素法プログラムを用い、直接積分法の 1 種であるニューマークの β 法により波浪に対する応答を計算する。解析対象として、観測期間中最大波浪を記録した 1997 年 1 月 7 日 12 時の観測データの中で、高波浪が続いた 12 時 6 分 43 秒から 50 秒間を選んだ。

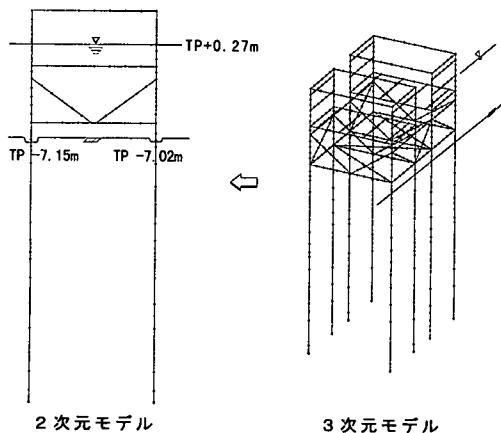


図-10 解析モデル

4.1 解析モデル

解析モデルは、図-10 に示すように耐波構造の中心となる主構造を 2 次元でモデル化する。構造物と杭はビーム要素でモデル化し、地盤は線形地盤バネとして考慮する。モデル化においては、観測部を含み、一体構造となっている 20 m の堤体の 3 次元モデルと 2 次元モデルの固有周期がほぼ一致するように、2 次元モデルの質量を一定量付加した。この構造物の固有周期数は 0.2 s である。

4.2 波力の推定

本構造物に作用する波力は、前面、背面および水平の各板に作用する波力が支配的となるため、各板の波力を外力として作用させる。応答解析を行うためには、各板をモデル化した各節点に対する波力の時系列データが必要である。しかし、波圧観測点は 7 点しかなく、波圧分布までは得られていない。そこで、開発時の水理模型実験では十分な測点があるので、観測波と実験波の波高と

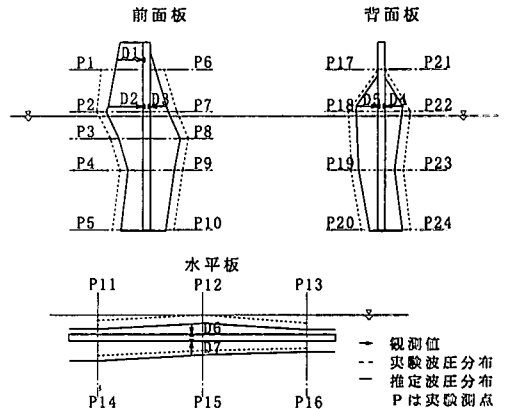


図-11 波圧分布の推定方法

(波圧強度 $\sim 2.0 \text{ t/m}^2$)

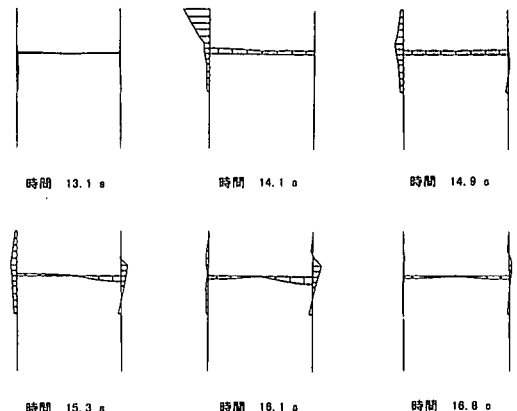


図-12 波圧分布の経時変化

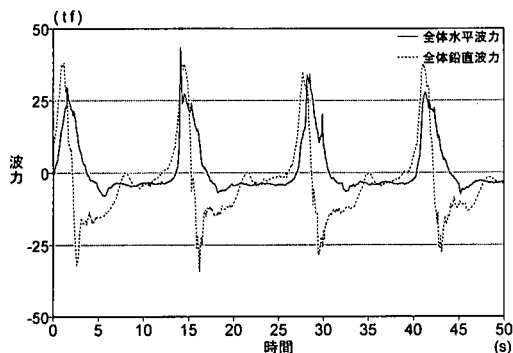


図-13 全体波力の経時変化

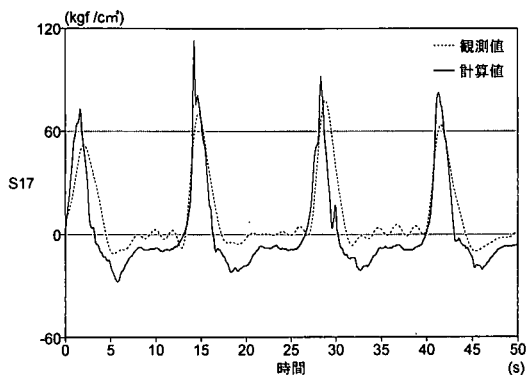


図-15 S17の解析結果

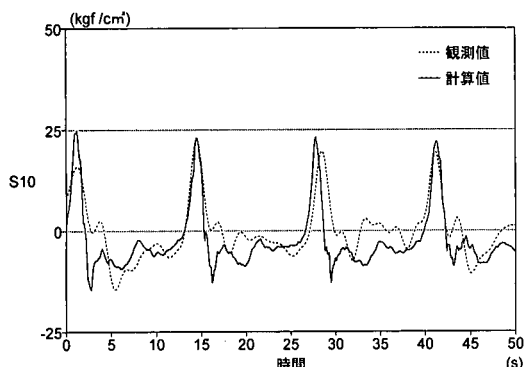


図-14 S10の解析結果

周期がほぼ一致する実験波圧を用い、測点間は線形補間で波圧分布形を求めた。この波圧分布形と観測波圧から波圧分布を推定した(図-11)。

以上の手法で推定した波圧分布の経時変化を図-12に、水平および鉛直方向の波圧分布をそれぞれ時間ごとに積分して求めた全体波力を図-13に示す。

4.3 解析結果

波浪応答解析の適用性を確認するために、下部桁鉄骨応力 S10 と鋼管杭応力 S17 の計算値を観測応力と比較して図-14 および図-15 に示す。両応力とも計算値が観測値に比べて少し大きく、計算値のピークの方が少し早い傾向が見られる。これは、観測波圧から作用波力を評価したことによるものと考えられる。

また、S10 の計算値は観測値と比べて、押波から引波への変化が急激で、引波作用時に大きい値を示す。これは、全体鉛直波力に対する応答によるものである。図-5 の 4Z の押波から引波への変化がそれほど急激ではないことから、水理実験の波圧分布形を用いたことが影響していると考えられる。

以上の点を除けば、両応力とも計算値と観測値の応答

がほぼ一致しており、本手法が適用可能である。

また、図-13 の全体水平波力の第 2 波に見られる鋭いピークにより、S17 の計算応力も瞬間的に大きくなっている。これは衝撃的な観測波圧が反映したものである。このように、瞬間的に増加する波力に対して構造物が応答していることから、衝撃的に作用する波圧に応じた応力が発生しない図-6 の原因は、衝撃的な波圧により全体波力が増加しないためであると考えられる。

5. 結 論

本研究により、以下の点が明らかとなった。

① 波高の増加に伴い各応力は線形的に増加し、計画波が来襲しても十分に許容応力範囲内であることから、構造物の高波浪に対する安定性が確認された。

② 設計波圧算定式を当海岸に適用することは過大な波力を与えることが明確になった。この理由のひとつとして、設計波圧の評価式の根拠とした水理模型実験の条件と、実海域の条件が異なるため、本海岸に適応した条件で設計波圧算定式を見直す必要がある。

③ 波浪による構造物の応答解析を行った結果、観測された部材応力をよく再現することができ、本波浪応答解析手法の適用性が明らかとなった。

参 考 文 献

- 宇多高明・小俣 篤 (1992): 新しい海域制御構造物の開発研究, 土木技術資料, 第 34 巻, 第 2 号, pp. 31-36.
- 宇多高明・村井禎美・横山功一・佐藤敏文・高橋陽一 (1989): ハイブリッド式消波構造物の波力特性, 土研資料, 第 2701 号, pp. 93-110.
- 合田良実 (1973): 防波堤の設計波圧に関する研究, 港研報告, Vol. 12, No. 3, pp. 31-69.
- 佐藤敏文・高橋陽一・宇多高明・小俣 篤 (1990): H型スリット板式海域制御構造物 (CALMOS) の水理特性, 海洋開発論文集, Vol. 6, pp. 119-124.