

偶発波浪に対する簡易な越波・浸水 対策工の提案に向けた一考察

A STUDY ON ABILITY OF SIMPLE COUNTERMEASURE FOR WAVE OVERTOPPING AND INUNDATION BY LONG PERIOD SWELL

平山克也¹・齋藤英治²・松岡祐仁³

Katsuya HIRAYAMA, Eiji SAITOH, Yuji MATSUOKA

¹正会員 博(工) (独) 港湾空港技術研究所海洋・水工部 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

²非会員 (独) 港湾空港技術研究所海洋・水工部 (同上)

³非会員 (株) フジタ技術センター基盤技術研究部 (〒243-0125 神奈川県厚木市小野2025-1)

Recently, unexpected long period swells cause some coastal disasters, such as wave overtopping and inundation. However, it may be difficult to reinforce a lot of installed seawalls with some expensive countermeasures against such accidental high waves. So, it is important to estimate the ability of some simple countermeasures, such as attached parapet and drain on the installed seawalls for reducing wave overtopping rate and inundation. In this study, they are directly calculated by MARS method for 14 seconds period swell on 1/10 slope beach. The results indicate that the attached parapet can be expected a simple countermeasure against wave overtopping and the drain with flap-type bulb cannot reduce the inundation enough though it can prevent the water flowing backward. Here, the drain flow can be also calculated by MARS method with using the developed flap-type bulb model.

Key Words : Long period swell, wave overtopping, inundation, MARS method

1. はじめに

地球温暖化に伴う台風の大型化により、今後、高潮偏差や波の大きさが増加し、海岸堤防において現在想定されている設計外力を超える可能性が危惧されている。これらは、従来の統計資料に基づく確率論的な推定や現在の数値シミュレーションによる予測が困難なため、未だ偶発状態にあると整理されよう。一方、性能設計の実施に伴い、このような偶発波浪に対しても、背後地の人命と資産の安全性を確保するとともに、速やかな復旧を可能とする修復性を満足する設計が求められている。しかしながら、海岸における越波・浸水対策として既に広く普及している直立護岸の整備レベルをこのような水準まで高めることは、近年の社会情勢の変化を勘案すると困難な場合も想定される。

そこで、本研究では、偶発波浪として最近、各地で深刻な越波災害をもたらしている周期 14s 以上の長周期うねりを取り上げ、モデル護岸を対象とした MARS 法¹⁾による越波・浸水解析を行い、堤体前面に既設のフラップゲート(逆止弁)付排水孔による越波水の排水機能や、既設護岸に後付けされる簡易波返し工による越波低減効果を検討し、簡易な対策工提案のための基礎資料を得ることを目的とする。

2. モデル護岸地形の設定

護岸越波特性や越波浸水低減策に関する既往研究を参考に、越波浸水計算に用いるモデル護岸地形とその設計値超過外力を以下のように設定した。

(1) 簡易な越波・浸水低減策

ここでいう簡易な対策とは、護岸の新設や既設護岸の大改修を行うことなく、既存の機能を正しく評価して活用したり、簡単な作業で機能増強が図れるものとして、以下のようなものを想定している。

a) 簡易波返し工

波返し工は、機能上は堤体を嵩上げたものに相当する。このうち簡易波返し工は、既存の直立護岸に付加的に設置された小型構造物であり、一般的な波返し工とは異なる耐波特性を有すると考えられる。

そこで、川崎・笹田²⁾は、直立護岸に設置した直角二等辺三角形形状の越波対策工の越波低減効果及び波圧特性について水理模型実験により考究し、このような簡易波返し工は優れた越波低減効果を期待できる反面、対策工直下の堤体自体に作用する波圧を増加させることを明らかにしている。

b) フラップゲート付排水孔

排水工(排水路)の断面は通常0.3m²程度のもの

が多いが、多量の越波を許容する堤防などの場合には、想定される越波流量を流下させるのに必要な断面を確保する必要がある。また、合田³⁾によれば、堤防・護岸からの平均越波流量が $10^{-2}\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ のオーダーであれば十分な幅と強度の水叩きを設け、それを排水路として活用するとしている。

c) その他

水叩き部に設けた越波排水路に勢いよく突入し、跳ね上がった越波水塊は、排水路を超えて堤内側へ流入することが危惧される。そこで、平石ら⁴⁾は、排水路床に設けた透水構造により越波水塊の跳ねを吸収し、排水路内で処理できる越波水を増量させることを想定した越波吸収型護岸を考案している。

しかし、この実現には多少の護岸改修工事が必要となるため、簡易な対策とはいえない。したがって、以下の検討では、代わりに、水叩き部から堤内側に十分離れた位置に設置されている雨水排水路を、越波排水路の一部として活用することとした。

(2) 護岸越波流量の予備計算

本研究では、全国各地の海岸でよく見られる前面水深の浅い海岸護岸をモデル護岸地形とし、これに長周期うねりが作用することにより生じる、一方向波による護岸越波とその背後地の浸水を対象とした。

a) モデル護岸地形及び波浪条件の設定

例えば、2004年の台風23号による高知県菜生海岸における越波災害では、周期15.8sの風波・うねり重畳波が来襲し、同時に偏差約2mの高潮が発生したため、平常時には水面上に露出している護岸堤脚部が水没し、護岸前面水深は1.7m程度になっていたであろうことが推測されている⁵⁾。近年の海岸浸食傾向とも相まって、このように、高波来襲時には多くの海岸護岸で堤脚が水没することが容易に想像される。そこで、本研究で行う越波浸水計算は、図-1のような断面護岸地形に対して行うこととした。

次に、設計値超過外力の設定では、護岸の機能を失うほどではないが、背後地の安全性は大いに脅かされる恐れのある越波流量を与える波浪条件を設定することとした。すなわち、設定した断面護岸地形に対し、被覆された護岸の崩壊は生じないとされる許容越波流量 $q=0.2\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ は超えないが、偶発波浪に対して背後地の安全性を確保するための許容越波流量 $q=0.01\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ は大きく上回る越波が生じること、及び、そのような波浪外力が偶発状態にある長周期

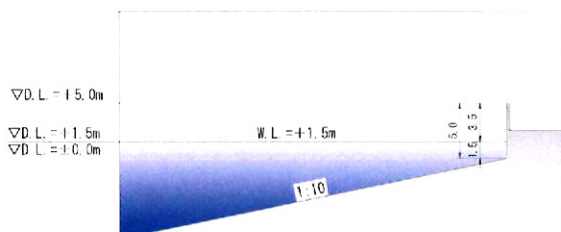


図-1 越波浸水計算で対象とした断面護岸地形

うねりに分類されるものとして、不規則波の換算沖波波高 $H_0'=4.36\text{m}$ 、沖波周期 $T=14.0\text{s}$ を設定した。なお、合田による越波流量推定図によれば、この波浪条件（波形勾配 $H_0'/L_0=0.014$ 、相対水深 $h/H_0'=0.34$ 、相対天端高 $h_c/H_0'=0.80$ 、海底勾配 $i=1/10$ ）に対して算定される越波流量は、 $q=0.113\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ である。

b) 不規則波に対する護岸越波流量

MARS法による護岸越波の予備計算では、修正ブレットシュナイダー・光易型スペクトルで定義される一方向不規則波を、浅水係数がほぼ1となる沖合水深17.5m地点からソース法により造波し、Stokes Driftによる影響を抑制しながら、造波開始150s後から約200波（2850s間）に対する平均越波流量を算定した。特に、波群による越波量の違いを考慮するため、3つの異なる波群に対して越波流量を算定したところ、その平均値は $q=0.202\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ であった。これは、当初予想された越波流量に比べて約1.79倍大きく、越波流量推定図で想定される推定誤差範囲（0.4～2倍程度）のほぼ上限となる結果であった。

一方、別途実施した長周期うねりに対する護岸越波実験結果（ただし、護岸前面の海底勾配 i 及び水深波高比 h/H_0' は異なる）と比較すると、堤前水深が浅い場合には、実験値（Exp）、計算値（MARS）ともに、いずれも推定値（Est）に比べ同程度に大きい（図-2）。このことから、MARS法による越波流量の算定精度は、実用上十分高いと考えられる。

c) 規則波に対する相当波高の算定

次章で実施する3次元の越波浸水計算では、計算時間短縮のため、モデルケースの計算には同じ周期14sの規則波を用い、30波程度（450s間）に対する平均越波流量を算定することとした。そこで、この波高は、不規則波に対する越波流量と同等の越波流量を与えるよう、以下のように設定することとした。

規則波の越波計算では、不規則波の越波計算で用いた同じ断面護岸地形（図-1）に対し、造波水深での波高 $H=2.4\sim 3.6\text{m}$ （0.1m刻み）の規則波を造波した。さらに、このとき得られた平均越波流量と入射波高 H との関係を、式(1)のように近似した。

$$q = 0.2854H^3 - 2.3355H^2 + 6.4853H - 6.0136 \quad (1)$$

次に、不規則波に対する越波流量 $q=0.202\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ に対してこの式を適用し、これを満たす規則波の波高として $H=3.27\text{m}$ を得た。なお、これが不規則波の波高 $H_{1/3}=4.36\text{m}$ と大きく異なる原因には、実際

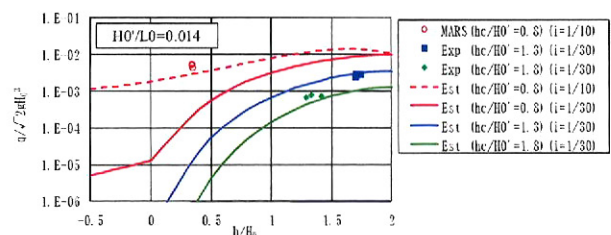


図-2 直立護岸に対する推定越波流量と実験値の比較

の越波現象は来襲波の1波毎の波高に支配されることや、不規則波としての碎波変形やこれらによるサーフビート、及び高波の連なりやそれらの干渉などの影響が考慮されていないことなどが挙げられる。

これは言い換えれば、ここで設定した規則波高は、ある特定の時刻における越波状況を再現するものではないことを示唆している。また、特に、本研究で対象とした長周期うねりスペクトルは一般に狭帯域であるため、通常の風波よりは波形が規則的である反面、波群性はかなり強く現れると考えられる。したがって、次章で行う規則波に対する3次元の越波浸水計算は、少なくとも偶発波浪作用時の最悪の越波状況を想定したものではないことに注意を要する。

3. モデル護岸地形に対する越波・浸水計算

ここでは、Case1: 既設の直立護岸、Case2: 既設護岸に簡易波返し工を設置したケース（対策工1）、及び、Case3: 堤体に既設のフラップゲート付排水孔による越波排水機能を再評価するケース（対策工2）、に対する越波量及び背後地の平面的な浸水過程を算定し、それぞれの対策工による越波・浸水量の低減効果について考察を加える。

(1) 計算条件の設定

対象とする平面護岸地形は、図-1に示した断面護岸地形の背後に、水叩き、車道、歩道、雨水排水路、及び家屋を有する沿岸域とした（図-3、図-4）。ただし、背後地の岸側及び側方はすべて壁境界とし、越波水の周囲への流出はないものとした。これらの図において、●印はそれぞれ、測線St1～4上に設置した水位・流速変動の出力地点を示す。また、直立護岸前面及び簡易波返し工に配置した○印では、合わせて圧力変動も出力した。ただし流速変動は、地面または構造物面から+5cmの高さで出力した。

まず、既設護岸に対する越波浸水計算は、図-3のうち簡易波返し工を設置しない地形に対して実施した（Case1）、簡易波返し工を設置した護岸に対する越波浸水計算は、図-3に示す地形で実施した（Case2）。特に、斜め45度の波返し面を有する簡易波返し工（底辺と高さを0.5mとした直角二等辺三角形）は、MARS法において三角形セルを設定して表現した。

次に、フラップゲート付排水孔を有する護岸に対する越波浸水計算は、図-4に示す地形に対して実施した（Case3）。ここで、フラップゲート付排水孔により堤内の越波水が直接堤外に排出される過程は、背後地の利用形態の違い（a. 排水孔の背後に構造物がある場合（図-4の上段）／b. 通路がある場合（図-4の中段））に分けて解析した。また、排水孔は、構造物格子とした護岸地形内部に水域格子を設け、矩形の暗渠として設定した（1辺の長さ $D=0.5\text{m}$ ）。

一方、波浪条件は、予備計算で決定した相当波高

$H=3.27\text{m}$ 、周期 $T=14\text{s}$ の規則波とし、予備計算と同様、Stokes Driftによる影響を抑制しながらソース法により造波した。また、計算格子には不等間隔格子を用い、沿岸方向に $\Delta x=0.25\sim 0.75\text{m}$ 、岸沖方向に $\Delta y=0.5\sim 1.5\text{m}$ 、鉛直方向に $\Delta z=0.05\sim 0.25\text{m}$ とした。特に、斜面上で設定した岸沖方向の格子間隔は、波長の $1/100\sim 1/175$ 程度である。さらに、時間増分は解析時刻における波の状況に応じて変更し、周期の $1/(14\times 10^5)\sim 1/280$ 程度である。

なお、これらの計算に使用したMARS法のプログラムでは、同一の平面座標上に複数の水面が存在す

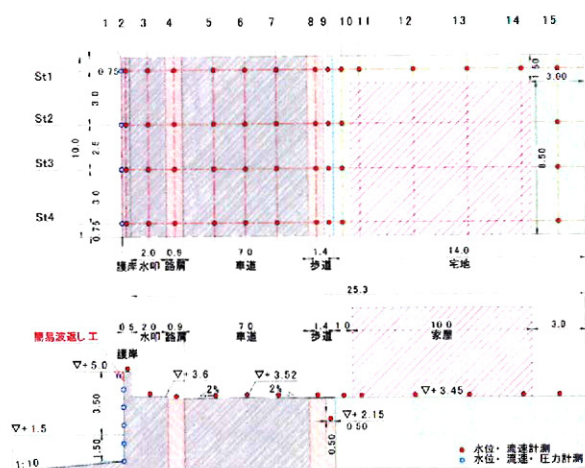


図-3 既設護岸／波返し工に対する平面護岸地形
（上：平面図，下：断面図）

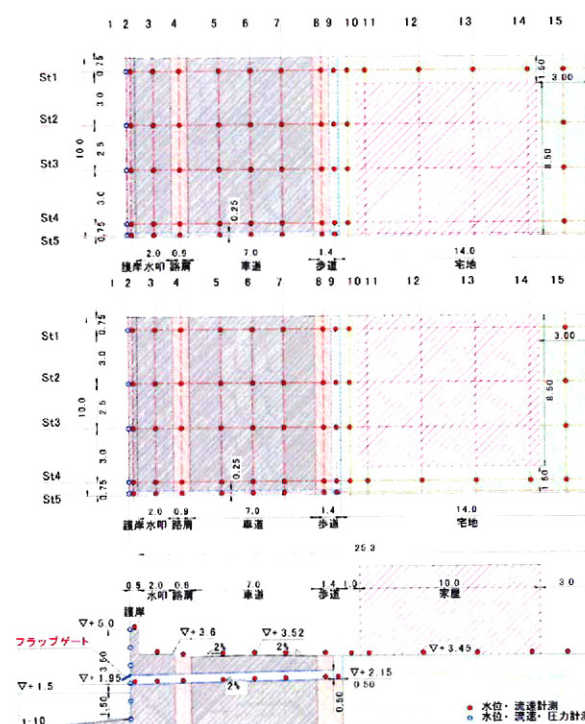


図-4 フラップゲート付排水孔に対する平面護岸地形
（上：平面図（a），中：平面図（b），下：断面図）

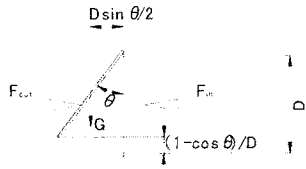


図-5 フラップゲートの構造及びモデル化

る場合にも対応できるため、浸水域の地下の排水路内で開水路流れが生じる場合も計算できる。また、表面張力の考慮にはCSFモデル、乱れの計算には $k-\epsilon$ 方程式に基づく乱流モデルを用いている。

(2) フラップゲートのモデル化

ここで、フラップゲートの構造及びMARS法におけるモデル化について述べる。フラップゲートは、蓋上端がヒンジにより固定されて、内外の圧力差により蓋が開閉され、高潮位時や高波浪時に排水口への逆流を防止する構造を有する。そこで、蓋前後の圧力差からフラップゲートによる圧力損失を次のように算定することとした（図-5）。

まず、内外の圧力差による「蓋を押し開ける力」と蓋の自重による「蓋を閉める力」のバランス（ヒンジ回りのモーメント）から、フラップゲートの開度は次式により算定できる。

$$\text{開度} : \frac{(1 - \cos \theta)D}{D} = 1 - \cos \theta \quad (2)$$

$$\theta = \sin^{-1} \left((F_{in} - F_{out}) / G \right) \quad \text{ただし, } F_{in} > F_{out} \quad (3)$$

$$G = mg, F_{in} = p_{in}A, F_{out} = p_{out}A \quad (4)$$

ここで、 θ はフラップゲートの角度、 m はフラップゲート質量、 g は重力加速度、 p_{in} 、 p_{out} はそれぞれ排水孔内外の圧力、 A はフラップゲート面積である。

次に、この開度に応じた形状損失係数 C_f は、スルース弁の開度に対するものを準用して設定できるものとした。ただし、フラップゲートの場合にはあまり大きな開度は発生しないと仮定し、最大開度は0.3（ $C_f=10.8$ ）とした。また、 $F_{in} < F_{out}$ のときは開度がゼロであることに対応して $C_f=1.0 \times 10^4$ とした。

最後に、フラップゲートによる圧力損失 Δp は、流体の密度 ρ 及び流速 v を用いて、次式で算定できる。

$$\Delta p = \frac{1}{2} \rho C_f v^2 \quad \text{または, } \frac{\Delta p}{\rho g} = C_f \frac{v^2}{2g} \quad (5)$$

ここで、排水路のその他の損失は、この損失に比べて十分小さいものとして無視した。すなわち、排水口及び屈曲部における形状損失係数はそれぞれ0.5及び0.2程度、暗渠（管路）壁による摩擦損失係数は0.9程度（ただし、マンニングの粗度係数 $n=0.015$ とした）であり、最大開度のフラップゲートによる形状損失係数10.8に比べ、十分小さいことがわかる。

ちなみに、排水路内を堤内地の地盤高さまで満水状態にしたとき、フラップゲートからの排水流量（開度0.3）は、ベルヌーイの定理より $q=0.34\text{m}^3/\text{s}$ と見積もられる。これに対し、同じ水位条件のとき、式(5)を導入したMARS法により直接算定された排水流量も $q=0.34\text{m}^3/\text{s}$ であり、両者はよく整合している。

(3) 護岸越波・浸水過程の計算結果

以下では、モデル護岸地形における越波浸水状況を示し、結果を考察する。ここで、護岸越波については、フラップゲート付排水孔の有無は影響しないため、既設護岸を対象としたCase1と簡易波返し工を設置したCase2について述べる。また、背後地の浸水過程については、顕著な越波減衰効果によりほとんど浸水が生じなかった簡易波返し工は省略し、排水を行わないCase1とフラップゲート付排水孔による越波排水機能を考慮したCase3について述べる。

a) 直立護岸前面の波の打ち上げ

既設護岸を対象としたCase1、及び簡易波返し工を設置したCase2における護岸越波状況の算定結果を図-6に示す。また図-7には、護岸天端付近の越波水塊の成分速度変化を示す。ここで、岸沖方向の成分速度を v （岸向きを正）、鉛直方向の成分速度を w （上向きを正）とした。

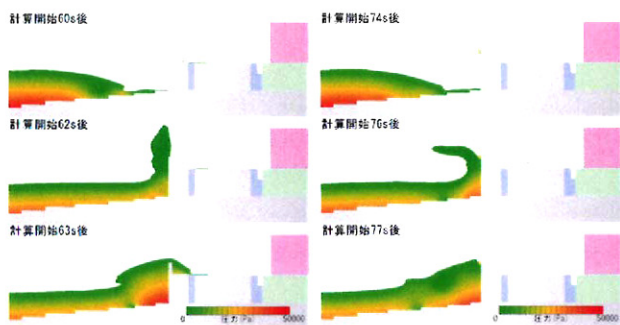
これらより、Case1では、直立護岸に衝突した波は鉛直上向きへ打ち上げられ、その速度は護岸天端付近で最大12m/s程度に達し、その後、鉛直下向きへ落下して一部は堤内側へ越波していることがわかる。一方、Case2では、鉛直上向きへ打ち上げられた水塊は簡易波返し工によりその向きを変え、上方斜め45度で沖側へ跳ね返されるため、堤内側への越波はほとんど発生していない。また、このときの合成速度は最大12m/s程度であり、直立護岸で鉛直上向きに打ち上げられる水塊速度に等しい。

なお、川崎・笹田²⁾によれば、このように顕著な越波低減効果は、波形勾配 $H_0'/L_0=0.012 \sim 0.036$ 、相対水深 $h/H_0'=0.5 \sim 2.0$ 、相対天端高 $h_c/H_0'=0.50 \sim 1.25$ の範囲で設定した入射波諸元に関わらず発揮されるが、不規則波作用下では、無次元越波流量の増大に伴い、簡易波返し工による越波流量の低減効果は減少する傾向にあるようである。今回の計算条件では、相対水深（ $h/H_0'=0.34$ ）のみ、彼らの検討範囲から外れているものの、同様に、簡易波返し工による顕著な越波低減効果が確認された。

b) 直立護岸前面の波圧分布

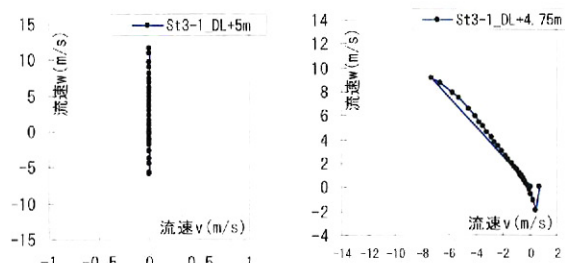
次に、直立護岸及び簡易波返し工の各地点に作用する波圧分布を図-8に示す（ただし、作用波が規則波であることを考慮し、1波毎の最大波圧の平均値として整理した）。また合わせて、合田による波圧算定式を適用した結果を示す。さらに、護岸前面の各地点における波圧の時系列変化を図-9に示す。

まず、Case1（直立護岸）、Case2（簡易波返し工）で得られた波圧はともに、静水面下では合田式による値よりも大きく、静水面上では小さいものの、



(a) Case1 (既設護岸) (b) Case2 (簡易波返し工)

図-6 護岸越波状況の算定結果



(a) Case1 (既設護岸) (b) Case2 (簡易波返し工)

図-7 越波水塊の打ち上げ速度

波返し工付近を除き、両者はよく一致している。これは、護岸前面の相対水深が小さく、段波状の波が護岸に作用したためと考えられる。なお、これらは図-9において、護岸堤脚位置 (D.L. +0m) に作用する波圧が1波毎にほぼゼロになり、その後、衝撃的な波力が算定されていることから明らかである。

一方、波返し工直下 (D.L. +4m) では、Case2 による波圧はCase1よりも小さくなっているが、これは、川崎・笹田²⁾が断面模型実験で得た傾向とは異なっている。すなわち、図-9からわかるように、計算では、鉛直上向きの打ち上げを波返し工 (図-9 (b) における D.L. +4.75m) が非常に滑らかに沖へ跳ね返したために、波返し工直下 (図-9 (b) における D.L. +4m) で大きな衝撃力が作用しなかったと推測される。ただし、今回の計算では、彼らの実験とは異なり、護岸堤脚位置に作用する波圧自体がかなり衝撃的であることに注意を要する。

c) 背後地の浸水過程と排水路の効果

越波水の排水を行わない Case1、及び Case1 と同じ土地利用状況 (家屋の位置) で、家屋の前面にフラップゲート付排水孔がある Case3a で算定された、護岸背後地の浸水状況を図-10 に示す。これより、越波水塊は水叩き部や車道、歩道を超えて、宅地前面の雨水排水路に流れ込むとともに、雨水排水路から溢れた水塊は家屋の壁で反射される様子が伺える。

ところで、フラップゲート付排水孔による浸水対策効果を検討する際には、その配置にも配慮する必要があると思われる。すなわち、背後地の土地利用状況等により排水口への集水状況 (排水口を設けた雨水排水路の水位・流速分布) が異なる場合には、流水断面積や排水孔との位置水頭差に依存して排水

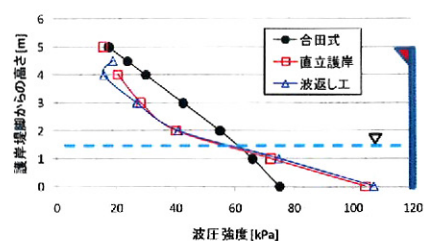
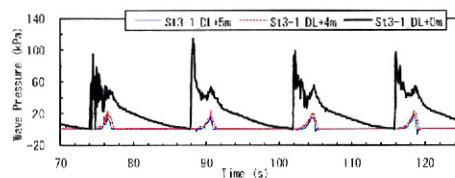
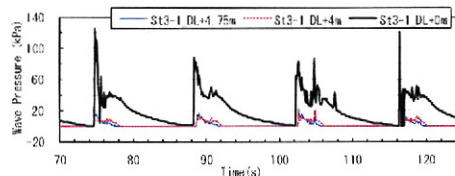


図-8 護岸前面の波圧分布



(a) Case1 (既設護岸)



(b) Case2 (簡易波返し工)

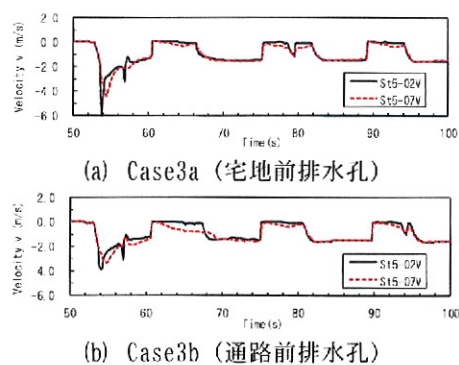
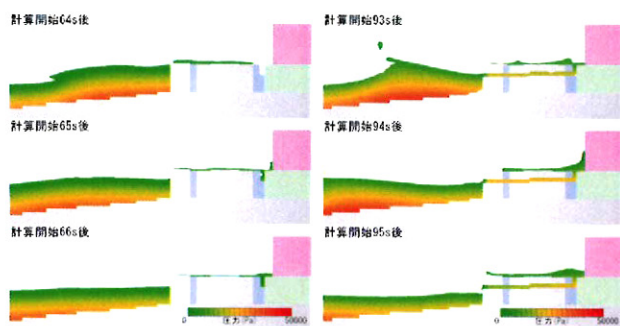
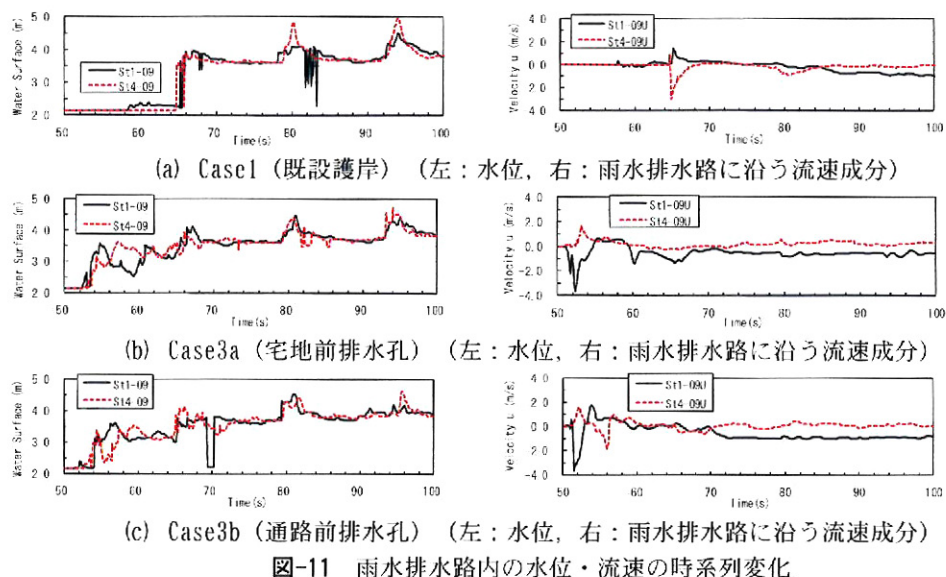
図-9 護岸前面波圧の時系列変化

効率が変化することが推測される。そこで、家屋間の通路の前面にフラップゲート付排水孔がある Case3b についても同様に越波浸水計算を実施し、フラップゲート付排水孔へと繋がる宅地前面の雨水排水路内の水位・流速の時系列変化を調べた。結果を図-11 に示す。ここで、沿岸方向の成分流速を u (St1 から St4 への向きを正) とした。さらに、フラップゲート付排水路内の流速変化を図-12 に示す。

まず、排水孔がない Case1 では、St1 (背後に通路)、St4 (背後に家屋) とともに、初め一気に越波水が流入し、雨水排水路内で沿岸方向に広がった後、2, 3 波目の来襲に合わせて水位が変動しているが、この様子は直背後の壁で反射が生じる St4 でより顕著である。また、この付近の越波水は全体的に、通路のある St1 側へ向かって流れていることがわかる。

次に、家屋の前面 (St4) にフラップゲート付排水孔がある Case3a において、初めの流入時に着目すると、St1 の水位が一気に上昇するのに対し、St4 の水位はややゆっくり上昇している。これは、このときフラップゲート付排水孔から排水が行われたためであると考えられる (図-12 (a) 参照)。また、その後は St1 の水位と逆位相で変化し、やがては Case1 と同様に、両者は同位相で変化している。これは、雨水排水路を通じて St1 側の越波水が St4 側へ移動したものの、フラップゲートが閉じて排水が中断されたこと、及びそれ以降は排水容量を超える越波水が流入したためと考えられる。

さらに、家屋を移動させ、通路の前面 (St4) にフラップゲート付排水孔がある Case3b においても、雨水排水路内の水位の変化傾向は Case3a とほぼ同様である。しかし、St4 背後の通路が遊水池の役割



を果たすために、これが飽和するまでは越波水の流入量が若干減少し、雨水排水路内の水位上昇速度は幾分緩やかになっている。

最後に、フラップゲート付排水路内の流速変化を図-12に示す。ここで、図中の実線は下流側のフラップゲート近傍での流速、点線は上流側の排水口近傍での流速であるが、両者はほぼ一致していることから、飽和した排水路内は等流状態（管路流れ）とみなしてよい。また、Case3a、Case3bともに、ほぼ同様なタイミングで排水と中断が行われ、排水量もほぼ同様であったことがわかる。これは、今回の計算では、排水能力に比べ越波水の流入量が非常に多く、背後の土地利用状況に関わらず、初めの1波で飽和されたためである。したがって、少なくとも偶発波浪の越波に対して、護岸パラベットに既設の排水孔は、そのままではそれほど大きな排水能力は期待できず、背後の土地利用状況による排水効率の違いも無視できる程度であることが推定された。

4. おわりに

本研究では、偶発波浪の1つと考えられる長周期うねりを対象として、MARS法を用いた越波浸水

計算を行い、簡易な対策工を提案するための基礎資料を得た。主な結論を以下に示す。

- ・波圧特性に留意して既設護岸に設置される簡易波返し工は、長周期うねりの越波対策としても活用できる可能性がある。
- ・排水孔による沖への排水効果をそのままの状態で過剰に期待することは難しい。しかし、通行規制した道路などを排水路や遊水池として一時的に活用することができれば、面的な排水システムの一部に組み込むことは可能と思われる。

参考文献

- 1) 功刀資彰：自由界面を含む多相流の直接数値解析法，日本機械学会論文集（B編），63巻，609号，pp.1576-1584，1997。
- 2) 川崎浩司，笹田泰雄：直立護岸に設置した越波対策工の越波低減効果と作用波圧特性，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol. B2-65，No. 1，pp.766-770，2009。
- 3) 合田良実：耐波工学，鹿島出版会，p.150，2008。
- 4) 平石哲也，南靖彦，長谷川巖：越波吸収型護岸による海上空港の越波対策，海工論文集，第54巻，pp.741-745，2007。
- 5) 平山克也，南靖彦，奥野光洋，峯村浩治，河合弘泰，平石哲也：2004年に来襲した台風による波浪災害事例，港空研資料，No.1101，42p，2005。