排水孔付き既設護岸背後の長周期うねりによる 越波浸水・排水過程の数値計算

加島 寛章¹・平山 克也²

¹正会員 (独法) 港湾空港技術研究所 海洋研究領域 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

E-mail:kashima@pari.go.jp

²正会員 (独法) 港湾空港技術研究所 海洋研究領域 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

E-mail:hirayama@pari.go.jp

台風の大型化や経路の変化により来襲頻度の増加が指摘される周期14s以上の長周期うねりは、通常の設計波に比べて水深の深い海域から海底地形の影響を受け、屈折や浅水変形により高波浪となって沿岸域に來襲し、越波浸水災害を引き起こす場合が多い。しかし、これまで着々と整備された海岸護岸に対し、従来と同じ手法で必要な対策を講じることが難しい場合には、既設護岸が有する防護効果を最大限活用することが必要である。本研究では、平面的な越波浸水・排水過程を再現可能なブシネスクモデルにより、長周期うねりを対象とした越波浸水・排水計算を行い、既設護岸における排水能力を考慮した護岸背後への越波や浸水過程について明らかにするとともに、簡易浸水対策としての土嚢仮設堤の効果について検証を行った。

Key Words long-period swell, wave overtopping, inundation, drainage, Boussinesq-model

1. はじめに

台風の大型化や経路の変化により来襲頻度の増加が指摘される周期14s以上の比較的周期の長いうねり（以下では、長周期うねりと表記）は、通常の設計波（風波相当波）に比べて水深の深い海域から海底地形の影響を受け、屈折や浅水変形により高波浪となって沿岸域に來襲し、越波浸水災害を引き起こす（たとえば、川崎ら¹⁾、平山・加島²⁾）。また、長周期うねりの來襲に地球温暖化に伴う海面上昇などが加われば、甚大な越波浸水災害につながる事が懸念される。しかしながら、これまで着々と整備された海岸護岸に対し、従来と同じ手法で対策を講じることが難しい場合には、既設護岸が有する防護効果（たとえば、排水施設の機能）を最大限に活用することが必要である。

近年では、このような越波浸水災害やその対策検討において護岸周辺における越波浸水過程を適切に評価するため、さまざまな計算手法が提案されている。後藤ら³⁾は粒子法により越波飛沫の飛散を含めた精緻な越波過程の再現に成功している。また、有光ら⁴⁾はVOF法により規則波を対象に複雑な断面形状の護岸の越波過程を検討している。しかしながら、これらは鉛直断面2次元の越波浸水挙動しか把握しておらず、平面波浪場への適用は

困難である。一方、平山・長谷川⁵⁾は、平面2次元波浪場に対して飛沫を除く越波や浸水、その排水過程の計算が可能な手法を提案している。

そこで本研究では、平面的な越波浸水・排水過程を再現可能なブシネスクモデルにより、長周期うねりを対象とした越波浸水・排水計算を行い、既設護岸における排水能力を考慮した護岸背後への越波や浸水過程について明らかにした。また、これを踏まえ、簡易浸水対策として土嚢の積上げにより構築可能な仮設堤（以下では、土嚢仮設堤と表記）を取り上げ、その効果について検証を行った。

2. 数値計算の概要

本数値計算では、長周期うねりの沖合から海岸護岸までの伝播過程および護岸背後への越波浸水や堤外への排水過程について把握するため、護岸前面と背後にそれぞれ排水孔や排水管路、排水溝を有する海岸護岸が整備された東京湾口に位置する久里浜湾を対象に、2004年に來襲した長周期うねりの越波浸水計算を行った。

(1) 計算手法

本計算に用いたブシネスクモデル⁵⁾は、補正した護岸前面の水位変動を越流公式に適用した越波モデルと排水管路内の流れを等流近似した排水モデルを有し、これらはともに平面波浪場への拡張が可能である。なお、本排水モデルでは、護岸を越波した水塊は護岸背後の排水溝から排水管路内を通じ、護岸前面と排水溝内の水位差に依存した排水孔蓋の開閉により堤外（護岸前面）に排水されるという過程を仮定している。ただし、排水溝内の水位が護岸前面水位よりも低い場合（越波発生時を含む）には排水は行われない。

(2) 計算領域

計算領域は図-1に示すような久里浜湾口より沖合の最大水深150m海域から海岸護岸や護岸背後の陸域までの範囲を設定した。計算格子間隔は5.0mとし、計算領域の外周部には入射波浪の1波長分に相当するエネルギー吸収帯を設定した。越波浸水・排水過程の対象護岸の天端高は、DL+4.0m（区間A）、4.6m（区間Bおよび区間C）、5.1m（区間Dおよび区間E）である。

(3) 入射波浪と計算条件

入射波浪の設定方法は以下のとおりである。2004年に来襲した長周期うねりを再現するため、まず来襲当時の久里浜湾口に位置するアシカ島波浪観測所における観測値（周期16.5s、波高2.24m、波向S）に相当する沖波諸元をエネルギー平衡方程式法により推定した。次に、推定された沖波を入射波浪とした上記の伝播計算に対し、ブシネスクモデルで設定した造波境界上に位置する複数地点の方向スペクトルを算定した。最後に、複数の方向ス

ペクトルの空間変化を考慮した造波方法⁶⁾により入射波浪を設定した。計算潮位については、来襲当時の長周期うねりによる護岸越波が顕著ではなかったため、越波浸水・排水過程を適切に把握できるよう、来襲当時の潮位DL+1.63mに代えて、横須賀港検潮所における既往最高潮位HHWL=DL+2.6mを設定した。

上記以外の計算条件については、計算時間間隔は0.005s（=観測波周期/3300）とし、計算出力時間間隔は0.4125s（=観測波周期/40）、計算出力データ総数は8192点（=3380s）と設定した。

3. 長周期うねりの越波浸水・排水過程

長周期うねりの沖合から港内までの伝播過程および護岸背後への越波浸水・排水過程について検討を行った。

(1) 長周期うねりの伝播過程

図-2に計算の結果として得られた有義波高の平面分布を示す。図より、沖合水深約150mから来襲した長周期うねりにより、急峻な海底地形を有するアシカ島付近で、屈折による波の収斂と浅水変形により局所的に波高増大が発生している。また、湾内へ伝播するにつれて波高は徐々に減少するものの、護岸前面では2.5m以上（局所的には4.0m以上）の波高が出現している。これらの沖合から港内までの長周期うねりの伝播過程について詳細に検証するため、図-3および図-4に地点1～地点3における水位変動の時間変化および周波数スペクトルを示す。

図-3より、長周期うねりは顕著な波群（包絡波形を伴う高波の連なり）を形成しながら沖合水深約150mから湾内へ伝播し（地点1→地点2）、その後、波群構造を維持するとともに、波形の上下非対称性（波の非線形化）が進み、砕波や波群特性によると思われる周期30.0s以上の長周期成分が沖合に比べて卓越する（地点3）。また、図-4よりそれぞれの地点における周波数スペクトルをみると、沖合から港内まで伝播するにつれて成分波間の非

(a) 広域（□：狭域，矢印：造波方向）

(b) 狭域

図-1 計算領域

図-2 有義波高の平面分布（左：広域，右：狭域）

(a) 短周期波 (周期<30s)

(b) 長周期波 (周期≧30s)

図-3 水位変動の時間変化

図-4 周波数スペクトルの空間変化

線形干渉によると思われる基本周波数の2倍, 3倍の周波数近傍のエネルギーが顕著となる。さらに, 湾奥ではこれらの非線形干渉成分波の低周波数成分として得られる波群に拘束された長周期波と思われるエネルギーが低周波数側において卓越していることが確認できる。

(2) 長周期うねりの越波浸水・排水過程

図-5 に護岸の越波浸水状況の一例を示す。これらの図より, 長周期うねりの来襲とともに, 区間 C と区間 D の隅角部における局所的な波高集中により越波が発生し, 護岸背後への浸水が始まる (図-5 (a))。その後, 近接する護岸からの越波も加わって広範囲に越波浸水が発生し, 護岸背後の建物やその周辺道路まで浸水範囲が

(a) 造波開始 600 秒後

(b) 造波開始 800 秒後

図-5 護岸の越波浸水状況

図-6 護岸前面における波浪統計量と時間平均越波・排水流量の空間分布 (上から順に, 短周期波高, 長周期波高, 平均水位上昇量, 越波排水流量)

及び (図-5 (b))。これらの越波浸水過程について詳細に把握するため, 護岸背後への越波や後背地の浸水, 堤外 (護岸前面) への排水過程の時空間変化について検討した。

図-6 に護岸前面における波浪統計量や時間平均された護岸越波流量および排水流量の空間分布を示す。なお, 排水流量は堤外へ排出される場合を負の値で表している。この図より, 低天端防波堤背後の区間 A や前面に岩礁帯を有する区間 C の東側から区間 E にかけて長周期波高の増大や砕波前のセットダウンと思われる平均水位上昇量の低下がみられるが, 越波が顕著な区間 A の東側から区間 D の西側にかけての長周期波高や平均水位上昇量の空間的な変化は比較的小さい。したがって, 今回の計算では, 区間 A の湾奥を除き, 越波の空間分布に対する長周期成分の影響はほとんどないものと考えられ

図-7 護岸越波浸水・排水過程の時空間変化

(上から順に、護岸前面の水位変動、越波流量、排水流量、排水溝内の水位変動と流速ベクトル)

る。そこで、以下に整理する越波・排水流量の空間分布に関する検討は短周期波高に注目して行った。

まず、区間 C の西側から区間 D では、短周期波高は他の地点に比べて大きく、特に隅角部周辺においては 4.0m 以上の短周期波高が発生し、越波流量は $0.10\text{m}^3/\text{m/s}$ 程度と非常に大きい。また、区間 A や区間 B では、短周期波高は 3.0m 程度と、ほとんど違いはみられないが、両区間の護岸天端高により越波流量に違いが生じていることが確認できる（区間 A では $0.02\text{m}^3/\text{m/s}$ 、区間 B では $0.01\text{m}^3/\text{m/s}$ ）。一方、区間 C の東側では、短周期波高が護岸天端高よりも小さく、越波流量は発生していない。

次に、排水流量についてみると、排水流量は護岸前面水位や越波流量にかかわらず、護岸法線に沿って区間ごとにほぼ一様に発生している。しかしながら、区間 C の東側では、越波流量が発生していないにもかかわらず、排水流量が発生している。これは、詳細については後述するが、区間 D において越波した水塊が護岸背後を伝って区間 C の東側に移動し、その移動した水塊が区間 C の護岸背後に整備された排水溝および排水管路を通じて堤外に排水されたものと考えられる。

図-7 に排水管路が設置された護岸断面 1～3（図-1 (b)）における護岸前面の水位変動や護岸越波流量、排水流量、排水溝内の水位変動と流速ベクトルの時間変化を示す。図の 1 および 4 段目の赤破線は潮位を考慮した護岸天端高を、流速ベクトルは西向きを正の値で、東向きを負の値で表している。以下に、本排水モデルの計算特性を踏まえて整理した越波浸水・排水過程を述べる。

区間 C と区間 D の隅角部に最も近い断面 1 では、護岸前面の水位が護岸天端高よりも高くなると同時に越波流量が発生し、それが護岸背後に浸水して排水溝内の水位が上昇し始める。排水溝内の水位は越波の発生に応じて変動しながら上昇し、西向きあるいは東向きに水塊が移動する。また、このような越波浸水過程を経ても排水溝内の水位は常に正の値となっており、護岸背後において越波水塊が貯留されていることが推察される。このこ

とは、排水溝内の水位変化に応じて行われる堤外への排水が越波発生時刻にかかわらずに常に発生している（排水流量の発生）ことから確認される。

一方、断面 2 や断面 3 では、護岸前面の水位が護岸天端高までほとんど到達しないため、越波の発生はほとんど確認できない。しかしながら、断面 1 と同様に、堤外への排水が常に行われている。これは、断面 2 から断面 3 へ東に向かうにつれて時間遅れを伴いながら排水溝内の水位が上昇し、断面 1 で越波した水塊が排水溝を含む後背地を通じて断面 2 や断面 3 まで到達し、その一部が堤外に排水されたものと推察できる。また、このことは排水溝内の水位が上昇している間、常に東向き（負の値）の流速が生じていることからわかる。なお、断面 1 および断面 2 の水位変動が護岸天端高を超える状況から予想される越波流量に違いが見られるのは、連続する護岸法線上に位置する断面 2 では沖の 1 方向から越波が生じるのに対し、護岸隅角部に位置する断面 1 では両側の護岸沖の 2 方向から越波が生じるためであり、断面 1 の護岸前面の水位変動はこのうちの片側分に相当する。

このように、越波発生直後には越波水塊の一部が護岸背後の排水溝を通じて直近および周辺の排水孔から堤外に排水されると同時に、残りの水塊は後背地に貯留されて浸水域が拡大する平面的な越波浸水・排水過程をブシネスクモデルにより再現可能であることが確認された。

4. 土嚢仮設堤による対策効果の検証

長周期うねりの護岸越波に対して既設護岸に設置可能な簡易浸水対策としての土嚢仮設堤の効果について検証を行った。

(1) 土嚢仮設堤

本検証で取り上げた簡易浸水対策としての土嚢仮設堤は、その設置箇所前面に位置する護岸の天端高と同じ高

図-8 土嚢仮設堤の設置位置

さ (DL+4.6m) を有する不透過構造物として設定した。また、土嚢仮設堤の設置位置は、越波流量が最も大きかった区間 C と区間 D の隅角部周辺の背後に設定した (図-8)。

(2) 対策後の越波浸水・排水過程

土嚢仮設堤の効果を検証するため、土嚢仮設堤の有無による越波浸水・排水過程の違いについて比較を行った。

まず、図-9 に時間平均された護岸越波流量や排水流量、土嚢仮設堤背後への越波流量の空間分布を示す。図-9 (a) の縦軸の正の値は越波流量を、負の値は排水流量を表し、土嚢仮設堤の位置は区間 C の中央部から区間 D の範囲に相当する。

図-9 (a) より、土嚢仮設堤を設置していない区間 A や区間 B、区間 E では、土嚢仮設堤による越波流量や排水流量の違いはほとんど確認されないが、土嚢仮設堤を設置した区間 C の西側から区間 D では、排水流量が増加している。これは、本排水モデルでは護岸前面と排水溝の水位差に応じて堤外への排水流量が算定されるため、土嚢仮設堤を設置することにより護岸背後と土嚢仮設堤で囲まれた領域に越波水塊が貯留され、土嚢仮設堤を設置しない場合よりも相対的に浸水深が増加したことによるものと考えられる。なお、区間 C の東側では、土嚢仮設堤を設置することにより排水流量が減少している。詳細については後述するが、これは土嚢仮設堤を設置することによる一時的な浸水開始時刻の遅延やこれによる浸水量 (排水溝内の水位) の減少によるものと考えられる。一方、土嚢仮設堤を設置した範囲で護岸からの越波流量に変化が生じた原因は、護岸上に乗上げた水塊の落下方向が、次の計算ステップで解く運動方程式の範囲に依存して決定されるためであると考えられる。すなわち、護岸上の水塊は護岸背後の水位が高い場合には移流としての越波を計算し、水位が低い場合には越波後の引き波とともに沖側に取り込まれるという、今後改善すべき計算特性を本越波モデルは有している。

図-9 (b) より土嚢仮設堤背後への越波流量についてみると、土嚢仮設堤の法線に沿ってほぼ一様に越波流量 ($0.02\text{m}^3/\text{m/s}$) が発生していることがわかる。これより、土嚢仮設堤はその前面に位置する護岸において、局所的

(a) 護岸

(b) 土嚢仮設堤

図-9 護岸越波流量や排水流量、土嚢仮設堤背後への越波流量の空間分布

に発生した顕著な越波水塊を一時的に貯留し、浸水被害を軽減させる機能を有していることが確認できる。

次に、これらの現象についてより詳細に把握するため、越波浸水・排水過程の時空間変化について整理を行った。図-10 に土嚢仮設堤を設置した場合における護岸前面の水位変動や護岸越波流量、排水流量、排水溝内の水位変動と流速ベクトルの時間変化を示す。土嚢仮設堤を設置しない場合について示した前述の図-7 との比較において、越波発生箇所である断面 1 では、護岸前面水位や越波流量に対する土嚢仮設堤の影響はほとんどみられない。しかしながら、土嚢仮設堤を設置することにより、排水流量や排水溝内の水位の上昇割合が時間の経過とともに増大し、定常状態ではほぼ 2 倍に増大している。これは、護岸背後への越波浸水・排水過程の空間分布から推測された、護岸と土嚢仮設堤で囲まれた領域内における浸水深 (貯留量) の増大を裏付ける結果となっている。また、護岸と土嚢仮設堤で囲まれた領域内の断面 2 においても、断面 1 と同様に、浸水深の増大により排水流量が増大する傾向が捉えられている。さらに、流速変動についてみると、土嚢仮設堤を設置しない場合では越波水塊の後背地東側への移動が確認されたが、土嚢仮設堤で後背地への浸水を抑制したことにより、護岸背後で滞留していることが確認できる。一方、土嚢仮設堤の外側に相当する断面 3 では、護岸背後における越波水塊の移流が土嚢仮設堤により抑制されるため、浸水開始時刻が大幅に遅くなっていることがわかる (今回の計算では約 700 秒の遅延効果)。このことから、土嚢仮設堤を設置することにより、前述した土嚢仮設堤の外側 (区間 C の東側) に

図-10 土嚢仮設堤を設置した場合における護岸越波浸水・排水過程の時空間変化
(上から順に、護岸前面の水位変動、越波流量、排水流量、排水溝内の水位変動と流速ベクトル)

おける排水流量が減少したものと推察される。

このように、土嚢仮設堤を設置することにより局所的に発生する顕著な越波浸水を一時的に貯留し、浸水開始時刻を遅らせる機能が発揮されることが確認された。

5. おわりに

本研究では、護岸前面と背後にそれぞれ排水孔と排水管路および排水溝を有する海岸護岸が整備された東京湾口に位置する久里浜湾を対象に、2004 年に来襲した長周期うねりに対する越波浸水計算を行い、まず既設護岸における排水能力を考慮した背後地の浸水過程について考察した。ついで、簡易浸水対策として土嚢仮設堤を取り上げ、その効果について検証を行った。

これらの結果、平面的な越波浸水・排水過程をブシネスクモデルにより再現可能であることが確認された。また、土嚢仮設堤を設置することにより、局所的に発生した顕著な越波水塊による浸水範囲の抑制や後背地への浸水開始時刻の遅延等の浸水被害を軽減させる効果が期待されることがわかった。

参考文献

- 1) 川崎浩司, 水谷法美, 岩田好一朗, 小林智尚, 由比政年, 斎藤武久, 北野利一, 鷺見浩一, 間瀬肇, 安田誠宏: 富山県東部海岸における2008年2月高波による被害調査, pp.151-155, 海岸工学論文集, 第55巻, 2008.
- 2) 平山克也, 加島寛章: 下新川海岸に襲った長周期うねりによる越波発生機構の解明とその対策, pp.L106-L110, 土木学会論文集B2(海岸工学), Vol.67, No.2, 2011.
- 3) 後藤仁志, 五十里洋行, 目見田哲, 安岡恒人, 望月貴文: 低天端護岸上部の大型排水路への越波過程に対する粒子法の適用性, pp.701-705, 海岸工学論文集, 第53巻, 2006.
- 4) 有光剛, 安岡恒人, 川崎浩司: 越波排水路を有する低天端護岸における越波現象に対する数値波動水路の適用性, pp.726-730, 海岸工学論文集, 第54巻, 2007.
- 5) 平山克也, 長谷川巖: ブシネスクモデルによる護岸越波・浸水過程に関する再現計算, pp.I-262-I-267, 土木学会論文集B3(海洋開発), Vol.67, No.2, 2011.
- 6) 平山克也, 岩瀬浩之, 加島寛章: 任意水深の造波境界上に分布する複数の方向スペクトルによる多方向不規則波の造波, pp.11-15, 土木学会論文集B2(海岸工学), Vol.66, No.1, 2010.

NUMERICAL SIMULATION ON INUNDATION AND DRAINAGE DUE TO WAVE OVERTOPPING ON SEAWALL WITH DRAIN HOLES FOR LONG-PERIOD SWELL

Hiroaki KASHIMA and Katsuya HIRAYAMA

Recently, coastal disasters due to long period swell induced by heavy storms and catastrophic typhoons increase in the Japanese coasts and harbors. However, it is important to optimize the use of the protective effect of existing seawalls like the drainage canal in cases where it is difficult to take countermeasures in the same as before.

In this study, the numerical simulations with Boussinesq-type wave transformation model are conducted to clarify the process of the drainage of wave overtopping and inundation for long-period swell. A part of water mass of wave overtopping are drained away though the drainage canal, the rest flood the back-land and the areas of inundation spread extensively. Moreover, it is indicated that the simplified counter-measure has a great effect on the reduction damages of the inundation.