

2019 年度（第 55 回）水工学に関する夏期研修会講義集

水工学シリーズ 19-B-4

高波及びうねりによる 越波災害と技術的対応

港湾空港技術研究所 波浪研究グループ長

平山克也

土木学会

水工学委員会・海岸工学委員会

2019 年 9 月

高波及びうねりによる越波災害と技術的対応

Coastal Disasters Due to Wave Overtopping and Technical Policies

平 山 克 也
Katsuya HIRAYAMA

1. はじめに

2018 年 9 月 4 日に近畿・四国地方を襲った台風 1821 号は、1961 年の第二室戸台風とほぼ同様のコースを通過し、大阪湾沿岸部において既往最大の潮位、風速、波高を記録した。この結果、神戸港から和歌山下津港にかけての港湾や海岸及び海上空港では、高潮・高波により堤外地を中心に浸水し各施設が損傷したほか、暴風により落下した空コンテナの海上流出、作業船・台船の漂流、等の被害が発生した¹⁾。ただし、関西空港²⁾を含めたこれらの調査結果によると、一部地域を除き潮位は岸壁や護岸の天端高を超えず、浸水は高波による越波で発生したことが指摘されている。また、10 個もの台風が日本列島に上陸した 2004 年には、台風 0418 号による高潮災害が瀬戸内海などで発生したほか³⁾、日本海を通過後に再発達した同台風に伴う高波により、函館港沖の島防波堤（延長約 400m）のうちほとんどが転倒した⁴⁾。さらに、台風 0423 号に伴う高波により高知県菜生海岸の堤防パラペットが崩壊し背後の住民が被災したほか⁵⁾、日本海に抜けてからも富山湾奥に位置する伏木富山港伏木地区に周期 9s 程度の高波をもたらした、訓練船が防波堤に衝突・座礁するとともに背後の緑地護岸で越波被害が発生した⁶⁾。

一方、近年ではうねりの来襲による越波災害の発生も目立っている⁷⁾。例えば、2006 年 9 月には、太平洋東部で発生したハリケーンが太平洋を横断して台風 0612 号となり、関東北部の太平洋岸から北海道南岸にかけてうねり性の高波が来襲した結果、岩手県久慈港では護岸パラペットが倒壊し、背後の造船工場が浸水した。また、翌年の 2007 年 9 月には台風 0709 号が神奈川県小田原市に上陸し、東側の海岸に沿う西湘バイパスの擁壁がうねりを伴う高波により倒壊・流出した。さらに、2008 年 2 月には現地で寄り回り波と呼ばれる周期 14s 程度のうねりが富山湾に来襲し、湾口に近い下新川海岸では背後の住宅地が比較的広範に浸水したほか、伏木富山港伏木地区の防波堤（延長約 1500m）では SE 側半分以上（855m）でケーソンが滑動するなどの被害が生じた。

このように、外洋に面した港湾や海岸はもちろん、海上空港を含めた内湾のこれら施設においても、高波により被災したり背後域で越波被害が生じるリスクは必ずしも小さくない。そこで本稿では、近年発生した越波浸水を伴う高波災害を中心にその特徴と発生メカニズムを 2 章で概説するとともに、波浪変形に対する周期の影響に着目した被災原因の究明や施設設計における技術的対応について、2018 年 5 月に改訂された港湾の施設の技術上の基準・同解説（以下、H30 港湾基準と記述）の内容も交え 3 章で紹介する。また、護岸背後での平面越波浸水過程を踏まえた対策や今後の研究が待たれる港湾域での高波災害対応へのアプローチとして、ブシネスクモデルによる計算事例や岸壁での越波現象に関する簡単な検討事例⁸⁾⁹⁾を 4 章で示す。最後に、5 章においてまとめを行う。

2. 高波及びうねりによる越波災害の発生メカニズム

海岸護岸に打ち寄せる波は、沿岸域の地形・海底特性に応じて変形・集中し、同じ沖波条件に対してもその空間分布は必ずしも一様ではない。このために生じる護岸越波量の空間分布を把握することは、海岸護岸の適切かつ効率的な設計や背後地の面的防護策の立案等において非常に重要である。そこで本章では、高波及びうねりによる越波災害が生じた富山県下新川海岸及び高知県室津港海岸を取り上げ、それぞれ模型実験及び数値計算で明らかと

なった越波発生メカニズムについて紹介する。

なお、周期による波の分類について、本稿では、まず周期 30s をしきい値として、周期 30s 未満の波を「波浪」または「短周期波」、周期 30s 以上 300s 未満の波を「長周期波」と呼ぶ。また、波浪について、周期 8s~14s 程度未満の波を「風波」、周期 8s~14s 以上 30s 未満で波形勾配の小さい波を「うねり」または「うねり性波浪」と呼ぶ。なお、うねりは風波が風域を出て進行する波であるが、最も長い周期は通常 20s 程度である。

2. 1 富山県下新川海岸における越波災害（2008 年 2 月の寄り回り波）

富山湾に面し、海底谷（あいがめ）が入り組んだ複雑な海底地形を有する富山県下新川海岸では、2008 年 2 月に来襲した周期 14s を超えるうねり（寄り回り波）により、局所的な越波災害が生じた。この被害状況や原因究明に関する報告は数多くみられるが¹⁰⁾¹¹⁾、平山・加島¹²⁾は、大型の平面水槽を用いて被災時の波・流れ場と越波状況をできるだけ忠実に再現し、越波の発生機構を明らかにした。そこで本節ではこの概要について紹介する。

(1) 平面模型実験の概要

実験は、多方向不規則波造波装置を備えた長さ 42m、幅 18m、水深 1m の平面水槽内に、現地の海底地形及び海岸構造物を縮尺 1/100 で可能な限り詳細に再現したモルタル模型を設置して実施した（図-2.1）。沖の造波水深は被災時の潮位（伏木富山港での観測潮位：D.L.+2.1m）を考慮して 90.2cm（現地 90.2m）とした。また、汀線付近の潜堤・離岸堤群は砂利をモルタルミルクで固めた透過構造とし、緩傾斜護岸及び護岸パラペットはモルタルで成形した。さらに、この背後には越波集水ますを設置し、数区間に分けて越波量を計測した。一方、沖の海底岬（海脚）地形上で沿岸方向に設けた測線上には容量式波高計を、汀線付近の潜堤・離岸堤群の沖側と岸側に設けた測線上にはさらに水平 2 成分電磁流速計を合わせて設置した（図-2.2）。なお、当時の被災波に対する造波諸元は、下新川海岸の田中観測所で観測された波浪諸元をもとに造波位置で推定した、有義波高 $H_{1/3}=5.97\text{m}$ 、 $T_{1/3}=13.9\text{s}$ 、波向 $N18.5E^\circ$ の一方向不規則波（方向集中度 $S_{max}=999$ ）とし、周波数スペクトルは $\gamma=4.0$ の JONSWAP 型とした。



図-2.1 大型平面水槽と海底地形模型

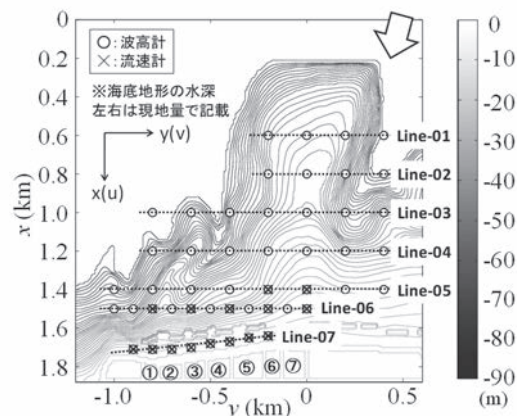


図-2.2 波高計、流速計及び越波ますの配置

(2) 越波状況の再現と考察

a) 実験結果

実験結果のうち、被災当時の海岸地形で得られた各測線上の短周期波高 (30s 未満) : H_S 、長周期波高 (30s 以上) : H_L 、平均水位上昇量 : η_{bar} 、及び海岸護岸上の単位幅越波流量 : q について、上から順に図-2.3 に示す。なお、 $y=-0.7\text{km}$ 付近の防潮扉（延長 15m、高さ 1.1m）は寄り回り波の来襲初期に被災したと仮定し、開放された状態を想定した。図より、潜堤・離岸堤群の沖側手前の Line-06 までは、海脚地形による屈折・浅水・砕波変形のために緩勾配部 ($y=-0.2\sim 0\text{km}$) で短・長周期波高及び平均水位が増加している。また、潜堤・離岸堤群背後の Line-07 では、加えて急勾配部 ($y=-0.7\sim -0.4\text{m}$) でも長周期波高及び平均水位が上昇している。急勾配部で大きい護岸越波流量は、まさにこれらの分布傾向によく一致している。

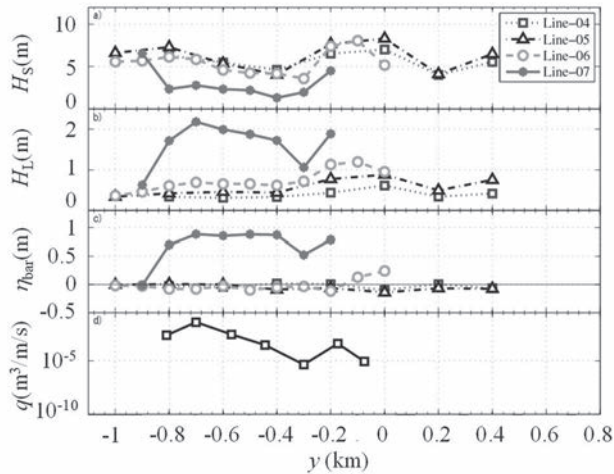


図-2.3 各測線上の波高、水位及び越波流量（実験値）

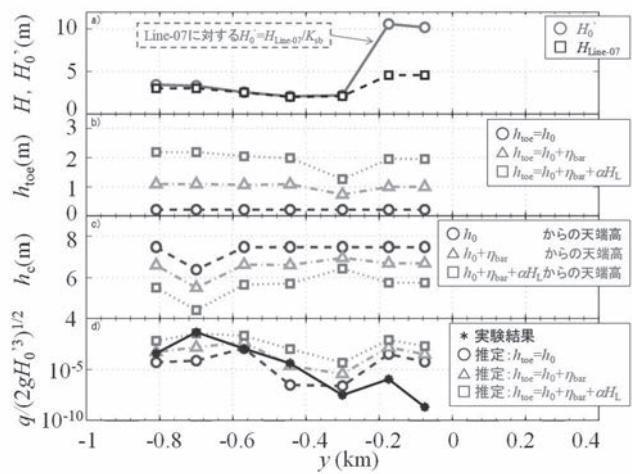


図-2.4 Line-07 の波浪諸元による越波流量の推定精度

b) 越波発生機構の考察

ここでは、潜堤・離岸堤群と海岸護岸に挟まれた水域（Line-07）における水位・流速変動、短・長周期波高及び平均水位上昇量に着目して、被災時の越波発生機構について考察する。

平山・春尾¹³⁾は、砕波による平均水位上昇量やサーフビート（長周期波）が卓越する砕波帯内のリーフ上護岸に対して合田による越波流量算定図を適用する場合、提前・換算沖波波高は次式で算定することを提案している。

$$\text{提前水深： } h_{toe} = h_0 + \eta_{bar} + \alpha H_L \quad \text{換算沖波波高： } H_0' = H_S / K_{sb} \quad (1)$$

ここで、 h_0 は静水深、 α は水位に対するサーフビート波高の寄与率で $\alpha=0.5$ （と仮定）、 K_{sb} は合田の推定図から得られる砕波帯内波高と換算沖波波高の比である。なお、緩傾斜の海岸護岸による短周期波の反射は無視できるものとみなし、 H_S は進行波高に等しいと仮定した。

式(1)を Line-07 へ適用し、得られた h_{toe} 、 H_0' 及び越波流量算定図より推定された無次元越波流量： $q/(2gH_0')^{0.5}$ の空間分布を、実験結果とともに図-2.4 に示す。なおこの際、越波流量算定図の読み取りに用いる護岸天端高 h_c は、静水面からの高さではなく、 h_{toe} によって定まる水面からの高さであることに注意を要する。まず、 $y = -0.3\text{km}$ 付近で計測された護岸越波量が最小となった要因は、 H_0' が小さいことに加え h_{toe} が最小（ h_c が最大）であったためであることがわかる。また、隣接する $y = -0.4\text{km}$ 付近より西側（ y 軸の負の方向）の区間での護岸越波流量の急増は、 h_{toe} が増加（ h_c が減少）しているためである。さらに、 $y = -0.7\text{km}$ 付近の護岸越波流量が最大となった直接的な要因は、この位置にあった防潮扉が破壊され、 h_c が周囲に比べ 1.1m 低下していたためである。一方、 h_{toe} （ h_c ）がこれらと同程度でかつ H_0' が 3 倍程度大きい $y = -0.2\text{km}$ 付近で護岸越波流量が小さい理由は、隣接する緩勾配部での屈折変形により、護岸に対する短周期波の入射波向きが大きく変化したためであると考えられる。

このように、下新川海岸における護岸越波流量の空間分布には、特に、護岸前面における平均水位上昇と水位の長周期変動が深く関わっていることが明らかとなった。このうち、急勾配部に設置された潜堤・離岸堤の背後及び緩勾配部の斜面上で生じた同程度の平均水位上昇は、ともにこれらの付近で生じた砕波によるものと考えられる。一方、水位の長周期変動は、Line-07 上の各地点での水位・流速変動から考察される変動パターン（図-2.5）に起因することが明らかとなった。すなわち、海底勾配の不連続部に当たる $y = -0.3\text{km}$ 付近を節とする周期 100～130s 程度の重複波が沿岸方向に定在するとともに、 $y = -0.7 \sim -0.4\text{km}$ 付近の急勾配部ではさらに沖からの来襲波群に由来する岸沖方向の長周期変動

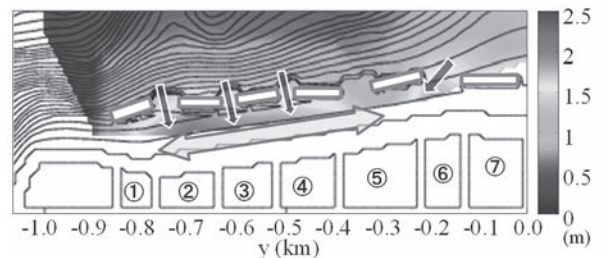


図-2.5 護岸前面水域での水位の長周期変動パターン（カラーコンターは長周期波の波高分布を示す）

が重畳している。この結果、急勾配部の護岸前面で水位の長周期変動が特に大きくなったと考えられる。なお、これと似たような海岸地形は相模湾に面した神奈川県西湘海岸などでも見られ、台風 0709 号来襲時のうねりを伴う高波浪による大規模な海岸浸食や護岸崩壊の発生もこれと同様なメカニズムで説明されるようである¹⁴⁾。

2. 2 高知県室津港海岸における越波災害（台風 0418 号及び台風 0423 号による高波）

土佐湾に面する高知県菜生海岸では、2004 年の台風 23 号に伴う高波により堤防パラペットが崩壊し背後の住民が被災する越波災害が発生した⁵⁾。一方、室津港側から順に、奈良師海岸、岩戸海岸、元海岸という 3 つの地区からなる室津港海岸は、隣接する高知県室津港と行当岬に挟まれた場所にあり（図-2.6）、菜生海岸とは室津港を隔てた反対側に位置している。この海岸では、護岸のすぐ背後を通る国道 55 号（片側 1 車線）及びその背後の住宅地への越波対策として、2004 年当時にも人工リーフ群がすでに数基設置されていたことが図より読み取れる。ところが、この付近の道路通行規制実績によると、少なくとも 2005 年度末の護岸改良実施以前には特に行当岬側の元海岸付近で越波による通行障害が度々発生したようである。そこで平山ら¹⁵⁾は、港湾・海岸施設の設計や港内静穏度解析などに近年多くの実績を有するブシネスクモデル（NOWT-PARI）に対し越波計算モデルを組み込んだ計算ツールを用いて、平面的な波浪変形の結果生じる護岸越波量の空間分布を算定するとともに、これらを現地の越波状況や従来の 1 次元的手法による結果と比較し、その妥当性を検証した。本節では、これらの概要について紹介しつつ、台風来襲時の高波による越波の発生機構について考察を加える。

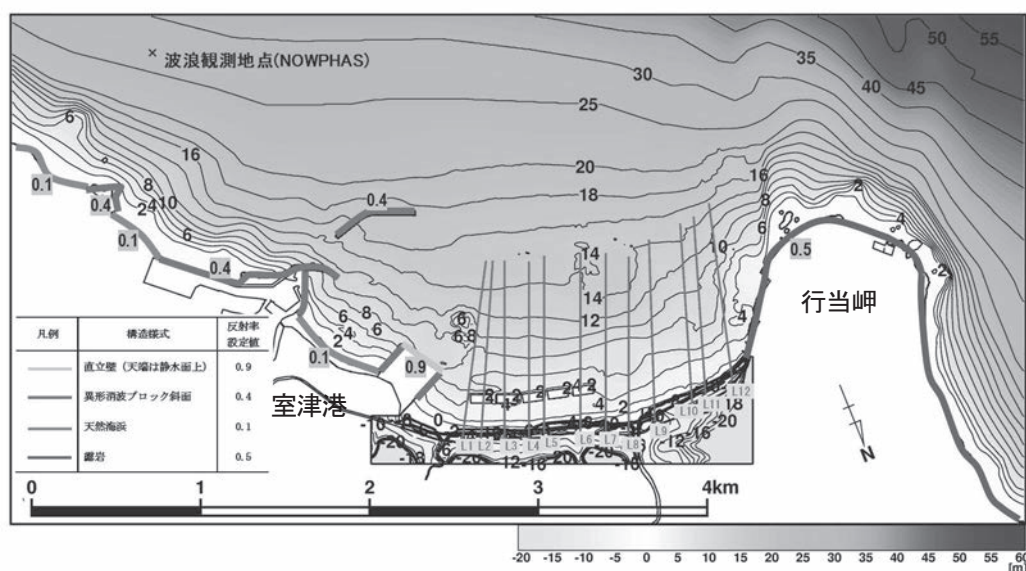


図-2.6 2004 年当時の室津港海岸地形とその周辺地形（L1～12 は護岸越波流量算定のための代表測線）

(1) 波浪変形計算の概要

台風 0418 号来襲時に越波による片側通行規制が開始された時刻の高波（擾乱 1）、及び室津港 NOWPHAS で既往最大波高を観測し全面通行止めが実施された台風 0423 号来襲時の高波（擾乱 2）を対象として、越波計算が可能な平面 2 次元ブシネスクモデル（NOWT-PARI Ver5.3）¹⁶⁾による波浪変形計算を実施した。対象時刻に観測された波浪諸元及び潮位（室戸岬検潮所）を表-2.1 に示す。ここで、ブシネスクモデルの造波境界で与える入射波は、これらの現地観測データから推定された沖波スペクトルをもとに 3. 1 節で述べる方法を用い、エネルギー平衡方程式法で算定した造波境界上に分布する複数の方向スペクトルを与えて造波することにより、沖の周辺・海底地形による平面的な波浪変形を考慮した。

一方、図-2.6 に示す海岸前面の人工リーフ群は不透過構造物として設定した。また、防波堤や護岸に沿って示す反射率は目安であり、消波ブロックで被覆された防波堤前面には透水層¹⁷⁾を設置して波の減衰・反射を考慮するとともに岩礁等の自然地形では砕波・遡上変形¹⁸⁾を考慮し、地形や構造物に応じた波の任意反射を再現した。さら

に、海岸護岸については波の打ち上げ高及び越波量の算定方法に応じ、図-2.7 に示す2種類の境界を設定した。なお、図-2.6 において岸沖方向に設けた線分 (L1~L12) は1次元的手法によりこれらを推定するための代表測線を示す。

また、各測線上での2004年当時の海岸護岸断面の状況を表-2.2 に示す。ところで、差分計算に用いる格子幅は $\Delta x=5.0\text{m}$ とし、時間間隔は入射波高が比較的小さい台風0418号では $\Delta t=T_{1/3}/500\text{s}$ 、入射波高が大きく計算が不安定になり易い台風0423号では $\Delta t=T_{1/3}/2500\text{s}$ とした（ここで、 $T_{1/3}$ は入射波の有義波周期）。また、海岸護岸周辺の波浪場が安定するまでの前駆時間に $50T_{1/3}$ 、その後、波浪統計量を得るためのデータ収録時間に $150T_{1/3}$ の計算時間を確保した。

(2) 海岸護岸上の波の打ち上げ高及び越波量の推定法

a) 修正仮想勾配法

代表測線上に位置する護岸での1次元的な打ち上げ高及び越波量の推定には、堤脚水深が負の場合にも適用できる次式に示す修正仮想勾配法 (IFORM) ¹⁹⁾を適用した。

$$\frac{q}{\sqrt{gH_0'^3}} = \begin{cases} C \left[0.018 \left(\frac{R_{max}}{H_0'} \right)^{1.5} \left\{ 1 - \left(\frac{R_c}{H_0'} \right) / \left(\frac{R_{max}}{H_0'} \right) \right\}^{6.240} \right] & : \text{for } 0 \leq R_c \leq R_{max} \\ 0 & : \text{for } R_{max} \leq R_c \end{cases} \quad (2)$$

ここに、 q は単位時間・単位幅当たりの越波流量、 g は重力加速度、 H_0' は換算沖波波高、 R_c は天端高、 R_{max} は最大打上げ高である。また、 C は法面勾配 $\cot\alpha$ に依存する係数であり、 $0 \leq \cot\alpha < 2$ のとき $C=0.25\cot\alpha+0.5$ 、 $\cot\alpha \geq 2$ のとき $C=1$ である。一方、最大打上げ高 R_{max} は次式で与えられる。

$$R_{max} = 1.54R_{2\%} \quad (3)$$

$$R_{2\%}/H_0' = 2.99 - 2.73 \exp(-0.57 \tan\beta / \sqrt{H_0'/L_0}) \quad (4)$$

ここに、 $R_{2\%}$ は2%最大打上げ高、 $\tan\beta$ は $R_{2\%}$ と碎波水深 h_b の2点間の実断面の面積 A から求まる仮想勾配であり、 L_0 は沖波波長である。ただし本稿では、当時の研究状況を反映して護岸の法面勾配によらず $C=1$ が採用されている。また、外力として与える換算沖波波高 H_0' の算定には前節と同様に式(1)を適用したほか、通常用いられる碎波位置の有義波高ではなく、ブシネスクモデルで得られる汀線付近（水深T.P.-2.0m）の有義波高（進行波）から算定したものをを用いた。これは、各擾乱での碎波位置が人工リーフ群の沖にあるため、人工リーフ群による二次的な碎波減衰を含めた平面的な波浪変形を極力取り込めるようにするためである。さらに、この際に実施した波浪変形計算では、海岸護岸からの反射波を抑制するためにT.P.=-1.0m以浅に十分な幅のスポンジ層を設定した（図-2.7(a)）。

b) 越波モデル

対象護岸での打ち上げ高及び越波量の空間分布の推定には、ブシネスクモデルに導入された越波モデル ¹⁶⁾を用いた。ここで、打ち上げ高は図-2.7(b)に示す護岸前面で算定される水面変動の一波毎の極大値に相当する。また、越波流量 q は護岸天端高 h_c を超える水位変動 η に対し、適切な越流係数 C_0 とともに次の越流公式で算定される。

$$q = C_0 \frac{2}{3} \sqrt{2g} (\alpha\eta - h_c)^{3/2} \quad \text{ただし、} \eta > h_c \quad (5)$$

$$C_0 = \begin{cases} 0.045 & : h_c/(K_{sb}H_0') > 2.5 \\ 0.47 - 0.17 h_c/(K_{sb}H_0') & : h_c/(K_{sb}H_0') \leq 2.5 \end{cases} \quad (6)$$

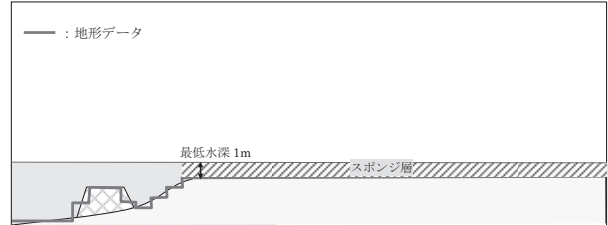
表-2.1 対象擾乱時の波浪諸元及び潮位

擾乱	日時	波高	周期	波向き	潮位	備考
1 台風0418号	9/7 11:30	4.74m	11.0s	N214°	T.P.+0.46m	片側車線規制開始時刻
2 台風0423号	10/20 14:00	13.55m	15.8s	N208°	T.P.+1.99m	ピーク波高の観測時刻

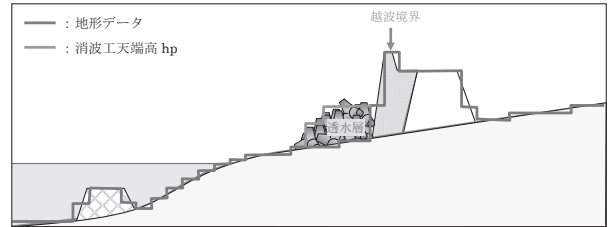
表-2.2 各測線上の海岸護岸断面

構造物	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11	L12
人工リーフ	無	有	有	有	間	有	無	無	無	無	無	無
護岸消波	有	有	有	有	有	無	無	無	無	無	無	無
護岸天端高 (T.P.+ m)	8.6	8.6	8.6	10.0	8.2	8.2	10.0	8.2	8.4	7.8	7.8	10.0

※人工リーフにおいて“間”とは、代表断面が人工リーフ間に設定されていることを意味している



(a) 海岸護岸なし



(b) 海岸護岸あり

図-2.7 海岸護岸周辺地形の模式図

ただし、水面での運動学的境界条件及び弱非線形近似により飛沫の発生や急峻な水面形は計算されないため、護岸前面水位 η は断面実験により提案された係数 α を乗じて補正する必要がある。

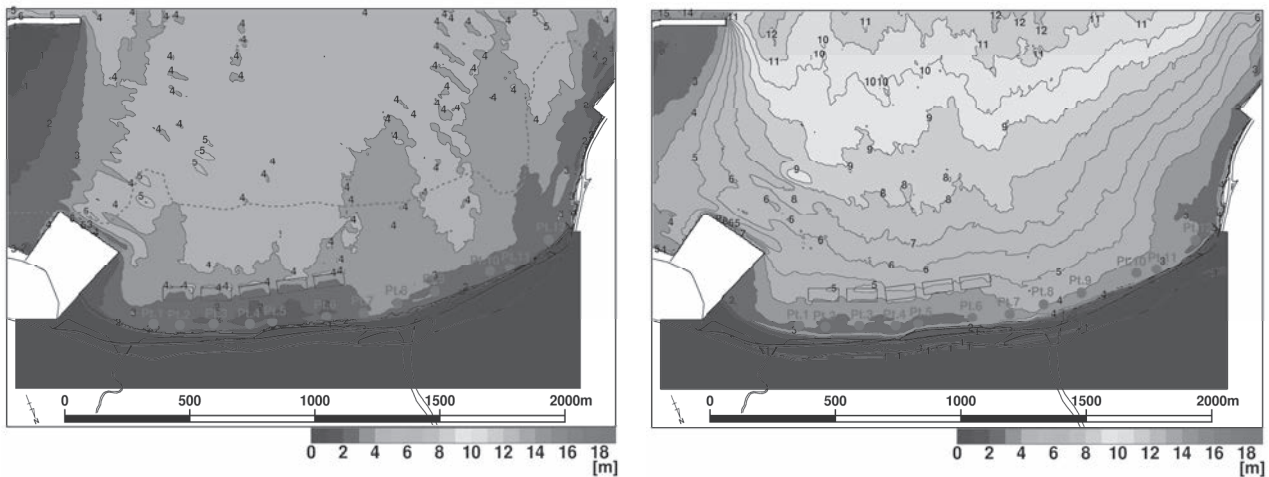
$$\alpha = \begin{cases} (-2.76 h/(K_{sb}H_0') + 5.85)/(-1.60 h/(K_{sb}H_0') + 3.72) & : h/(K_{sb}H_0') < 1.67 \\ 1.23/(-1.60 h/(K_{sb}H_0') + 3.72) & : 1.67 \leq h/(K_{sb}H_0') < 1.77 \\ 1.38 & : h/(K_{sb}H_0') \geq 1.77 \end{cases} \quad (7)$$

ここで、 $h/(K_{sb}H_0') \geq 1.77$ のとき α が一定となるのは非線形重複波形の補正、 $h/(K_{sb}H_0') < 1.67$ のとき α が大きくなるのは飛沫の打上げ高の補正、にそれぞれ対応している。

(3) 越波状況の再現と考察

a) 波浪変形の計算結果

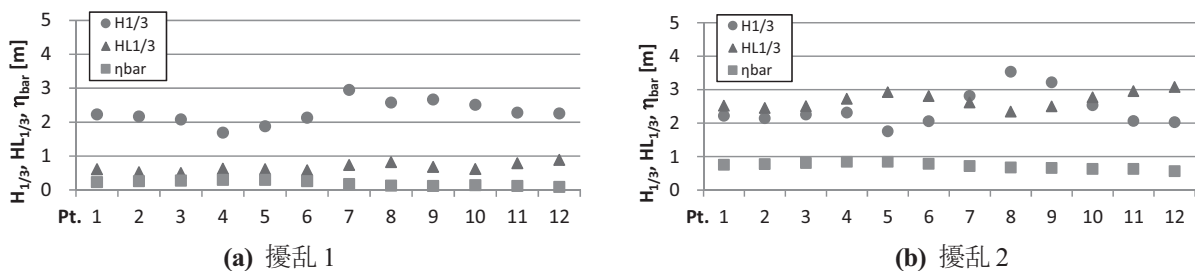
対象とした擾乱 1, 擾乱 2 に対し、海岸護岸からの反射波を抑制しつつブシネスクモデルで算定された現地海岸周辺の波高分布を図-2.8 に示す。ここで、図中の点線は碎波による波高減衰の開始位置を示すが、擾乱 2 では描画範囲を超えた沖合に位置しているため、図では示されていない。また、これらの図の海岸護岸に沿って設けた代表地点 (Pt.1~12) は図-2.6 に示す代表測線上にあり、修正仮想勾配法¹⁹⁾に対して外力として与える換算沖波波高の算定地点を示している。これらの地点で算定された波浪諸元 (有義波高 : $H_{1/3}$, サーフビート波高 : $H_{L1/3}$, 平均水位上昇量 : η_{bar}) を図-2.9 に示す。擾乱 1, 2 ともに、沖に人工リーフがない Pt.7~12 にかけて $H_{1/3}$ の低減が遅れ、海岸護岸に波が直接作用していることがわかる。また、人工リーフ背後の Pt.1~6 では碎波による η_{bar} が他の地点に比べ大きい。擾乱 1, 2 ともに、 $H_{L1/3}$ の空間分布に対する人工リーフの明瞭な影響は見受けられない。これは、沖での碎波により生じたサーフビートが海岸全体に伝播し、それらは沖で碎波した波が人工リーフ上で再碎波することによって局所的に生じるものよりも相対的に大きいと考えられる。なお、擾乱 2 における η_{bar} 及び $H_{L1/3}$ は大きいところでそれぞれ約 0.8m 及び約 3m に達している。一方、 $H_{1/3}$ は擾乱 1, 擾乱 2 ともに人工リーフ背後で 2m 前後、他の地点で 3m 前後であるが、擾乱 1 における η_{bar} 及び $H_{L1/3}$ は高々約 0.3m 及び 0.9m 程度である。



(a) 擾乱 1

(b) 擾乱 2

図-2.8 海岸地形上の有義波高分布 (Pt.1~12 は換算沖波波高算定用の波高抽出点)



(a) 擾乱 1

(b) 擾乱 2

図-2.9 海岸護岸沿いの代表地点 Pt で算定された波浪諸元

b) 打上げ高または護岸越波量の計算結果とその要因

まず、擾乱 1 に対し、修正仮想勾配法及び越波モデルにより推定された打上げ高を図-2.10 に示す。ただし、修正仮想勾配法は L1~12 で示す代表測線上にのみ適用する一方、越波モデルで算定される打上げ高の沿岸分布は護岸前面の各計算格子上の最大水位のうち、格子毎のばらつきを抑えるために前後 2 格子で移動平均した。図より、堤脚が消波されていない直立護岸 (L6~12 : 表-2.2 参照) では両者は比較的良好に一致するが、修正仮想勾配法で推定された堤脚消波護岸 (L1~5) 上の打上げ高は越波モデルに比べ過大評価している。これは、消波工法面を地盤とみなして適用した修正仮想勾配法では堤脚消波による波浪減衰を考慮できていないためと考えられる。ところで、このときの高波により片側車線規制が開始された L11 付近 (人工リーフ未整備) に着目すると、越波モデルでは、この地点において護岸天端高を超える打上げ高とともに、車両通行に関する許容越波量 : $1.0E-05\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ を僅かに上回る護岸越波量が算定され、当時の越波状況をよく再現していることが確認された。したがって、 η_{bar} 及び $H_{L/3}$ による潮位上昇がそれほど顕著でない程度の高波の来襲時には、海岸護岸への打上げ高や越波量は作用波の波高に強く依存するため、人工リーフや堤脚消波による波浪制御がこれらの低減に有効に機能したことがわかる。

次に、擾乱 2 に対し、修正仮想勾配法及び越波モデルにより推定された護岸越波量を図-2.11 に示す。なお、各プロットの算定方法は図-2.10 と同様である。図より、直立護岸 (L6~12) では一部を除き両者は比較的良好に一致している。また、越波モデルで推定された護岸越波量はほぼ全区間で車両通行に係る許容越波量を大きく上回り、ちょうど L1~12 にほぼ相当する 1.4km の区間で越波による路面冠水が生じ全面通行止めが実施されていた当時の状況ともよく符合している。一方、修正仮想勾配法で推定された堤脚消波護岸 (L1~5) 上の越波量は越波モデルによるものを下回っていた。この原因には、擾乱 1 とは異なり高波浪に伴う水位上昇 ($\eta_{bar} + \alpha H_{L/3}$) のために堤脚部の消波工がほぼ水没した状態にあり、修正仮想勾配法による越波量の過大評価を免れたことなどが考えられる。

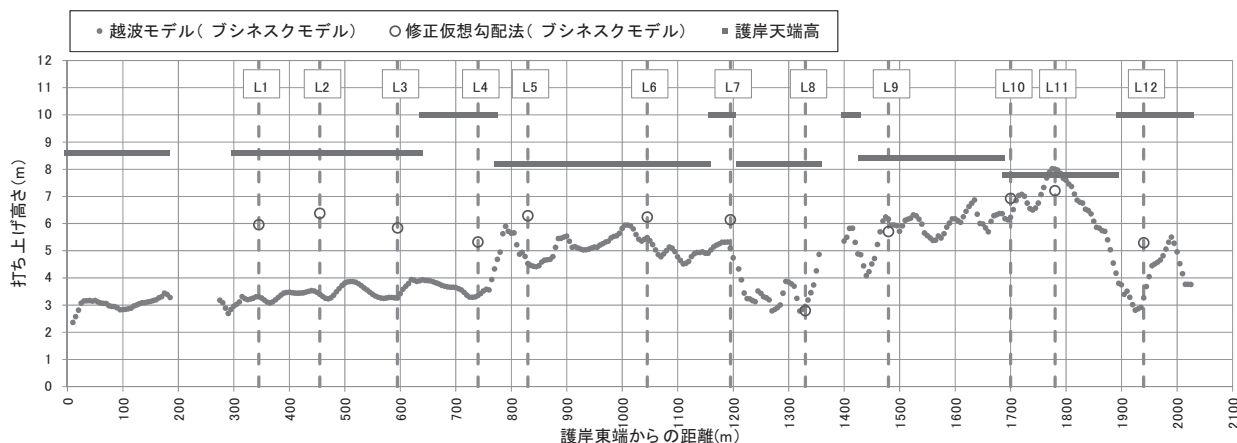


図-2.10 擾乱 1 (台風 0418 号) 来襲時の高波に対して推定された海岸護岸上の打上げ高

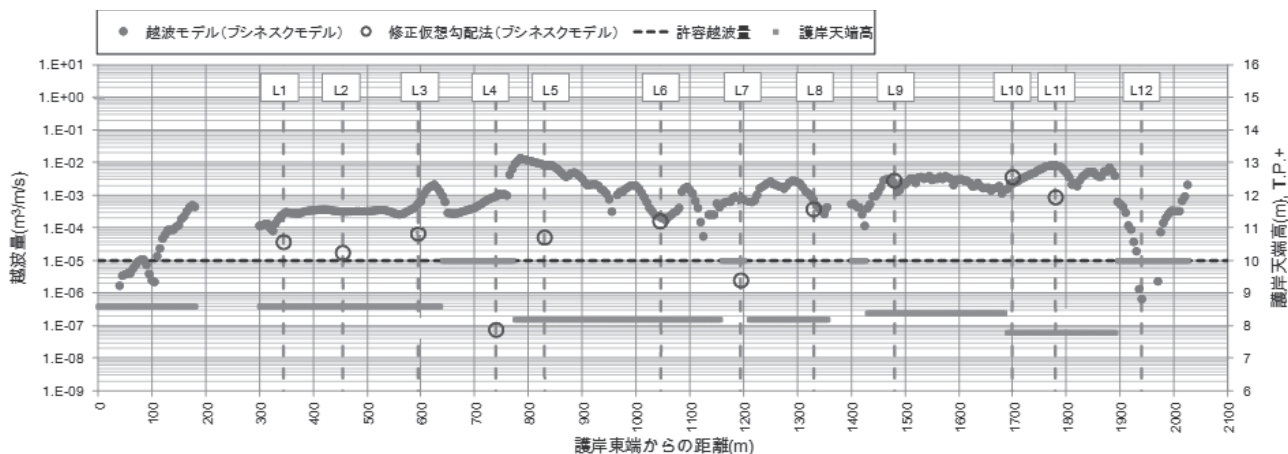


図-2.11 擾乱 2 (台風 0423 号) 来襲時の高波に対して推定された海岸護岸上の越波量

したがって、 η_{bar} 及び $H_{L1/3}$ による潮位上昇が顕著となる高波の来襲時には、海岸護岸への打上げ高や越波量は作用波の波高だけでなく堤前水位の上昇量にも依存するため、人工リーフや堤脚消波による波浪制御機能をどれほど期待できるかも含め、波作用時の波高と潮位の空間分布を適切に考慮してこれらを推定する必要がある。

3. 沿岸に來襲する風波及びうねりの波浪変形特性

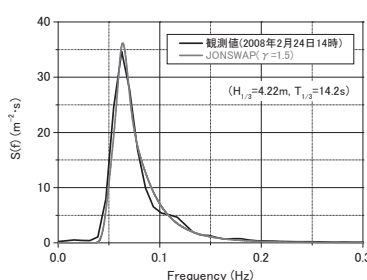
前章でみたように、周期の長いうねりや設計波相当の高波浪による海岸護岸での越波を検討する場合には、海底地形によるそれらの変形は、対象護岸の近傍だけでなく、沖合を含めたより広い範囲を対象として考慮する必要がある。そこで本章では、風波及びうねりによる施設被害が発生した富山県伏木富山港伏木地区を対象として、比較的広範囲の海底地形上での波浪変形を考慮した堤前波の効率的な算定法を紹介するとともに、H30 港湾基準から新たに導入された施設の性能照査におけるうねりの取扱いについて述べる。

3. 1 伏木富山港伏木地区における波浪変形計算（2008 年 2 月の寄り回り波及び台風 0423 号による高波）

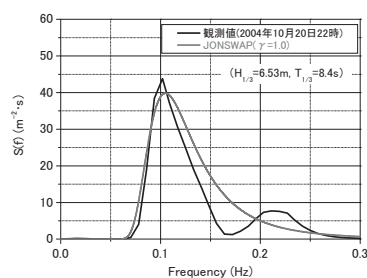
富山湾奥に位置し、海底谷（あいがめ）が入り組んだ複雑な海底地形を有する伏木富山港伏木地区では、2008 年 2 月に来襲した周期 14s を超えるうねり（寄り回り波）、及び台風 0423 号による周期 9s 程度の高波により、それぞれ、防波堤ケーソンの蛇行災害、あるいは防波堤への船舶の衝突・座礁と港内護岸での越波災害が生じた。このうち特に前者の原因究明や対策検討の事例としては永井ら²⁰⁾や水口ら²¹⁾の研究がある。そこで本節では、これらの波浪変形計算に焦点を絞り、沖合での波浪変形が堤前波の算定結果に与える影響について考察する。

(1) 計算条件

水深 46.4m の NOWPHAS 伏木富山で観測された被災時の寄り回り波（2008 年 2 月 24 日 14 時： $H_{1/3}=4.22\text{m}$ 、 $T_{1/3}=14.2\text{s}$ 、波向 NNE）及び台風 0423 号による高波（2004 年 10 月 20 日 22 時： $H_{1/3}=6.53\text{m}$ 、 $T_{1/3}=8.4\text{s}$ 、波向 N29°E）の周波数スペクトルは、それぞれ $\gamma=1.5$ 、1.0 とした JONSWAP 型スペクトルにより近似できる（図-3.1）。しかし、波長の半分よりも水深が浅い浅海域では海底地形による波浪変形が生じるため、これらをそのまま沖波諸元とすることは必ずしも適切ではない。そこで、図-3.2 に示す水深 200m 以浅の海底地形データをを用いてブシネスクモデルによる波浪変形計算を行い、観測諸元に対する再現性に着目して、以下に述べる造波方法毎に、沖合に設定した入射境界に与える沖波諸元を表-3.1 及び表-3.2 のように設定した。ここで、沖波の方向集中度は、寄り回り波では $S_{max}=75$ 、台風による高波では $S_{max}=25$ と仮定した。



(a) 寄り回り波



(b) 台風による高波

図-3.1 観測スペクトル
(NOWPHAS 伏木富山)

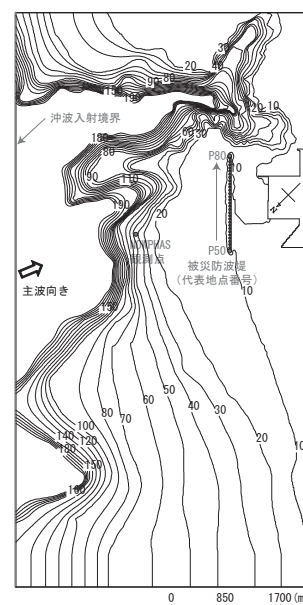


図-3.2 計算領域内の海底地形
(水深 200m 以浅)

表-3.1 寄り回り波の波浪諸元と造波方法

造波方法	潮位 TP+m	造波境界		入射条件				算定結果(NOWPHAS地点)		
		方向SP	水深	波高 (m)	周期 (秒)	γ	Smax	波高 (m)	周期 (秒)	γ
①	0.21	単一	一定	4.12	13.5	1.5	75	4.20	14.1	2.1
②	0.21	複数	任意	エネ法による分布比率を乗じる		1.5	75	4.26	14.7	2.2

表-3.2 台風による高波の波浪諸元と造波方法

造波方法	潮位 TP+m	造波境界		入射条件				算定結果(NOWPHAS地点)		
		方向SP	水深	波高 (m)	周期 (秒)	γ	Smax	波高 (m)	周期 (秒)	γ
①	0.29	単一	一定	5.90	8.5	1.0	25	6.54	8.6	0.6
②	0.29	複数	任意	エネ法による分布比率を乗じる		1.0	25	6.46	8.2	1.3

造波方法①：寄り回り波に対してもほぼ深海域とみなせる水深 150m 以深は一樣水深とし，入射境界上にただ 1 つの沖波代表スペクトルを与える方法

造波方法②：計算領域内の海底地形を水深 200m まで再現するとともに，入射境界上に分布する複数の方向スペクトルを別途，沖合海域を含めたエネルギー平衡方程式法で算定して与える方法

このうち，造波方法②で実施したエネルギー平衡方程式法による波浪変形計算で得られた，入射境界両端での方向スペクトルの算定結果を有義波高分布とともに図-3.3 に示す．まず，寄り回り波（図-3.3(a)）について両者を比較すると，SE 側（右端）の方向スペクトルの方向分散は主方向（NNE）に対してほぼ対称であるのに対し，NW 側（左端）の方向スペクトルでは非対称（歪んだ分布）となっている．これは，入射境界上の NW 側に張り出した海脚地形により，水深 150m 以深であっても周期の長い成分が屈折するためと考えられる．このように，比較的深い水深から海底地形の影響を受けやすいうねりを対象とした場合には，ブシネスクモデルの入射境界に与える方向スペクトルを厳密に一樣とみなすことは困難であることがわかる．次に，台風による高波（図-3.3(b)）について両者を比較すると，寄り回り波ほどではないが，NW 側（左端）の方向スペクトルではやや非対称となっている．ただし波高分布は入射境界上でほぼ一樣となっていることから，これは，海底地形による局所的な影響ではなく，能登半島の遮蔽効果により W 系の成分波が到達しにくいと考えられる．このように，入射境界上の水深に対して十分に波長が短い風波を対象とした場合にも，沖の周辺地形による遮蔽等の影響を受け，ブシネスクモデルの入射境界に与える方向スペクトルを厳密に一樣とみなせないこともあり得る．したがって，いずれの対象波ともに，入射境界上での方向スペクトルの空間分布を考慮して多方向不規則波を造波する造波方法②では，ただ 1 つの沖波スペクトルに対して造波する造波方法①とは異なる波高分布が算定されることが予想される．なお，この具体的な造波方法については次項において概説する．

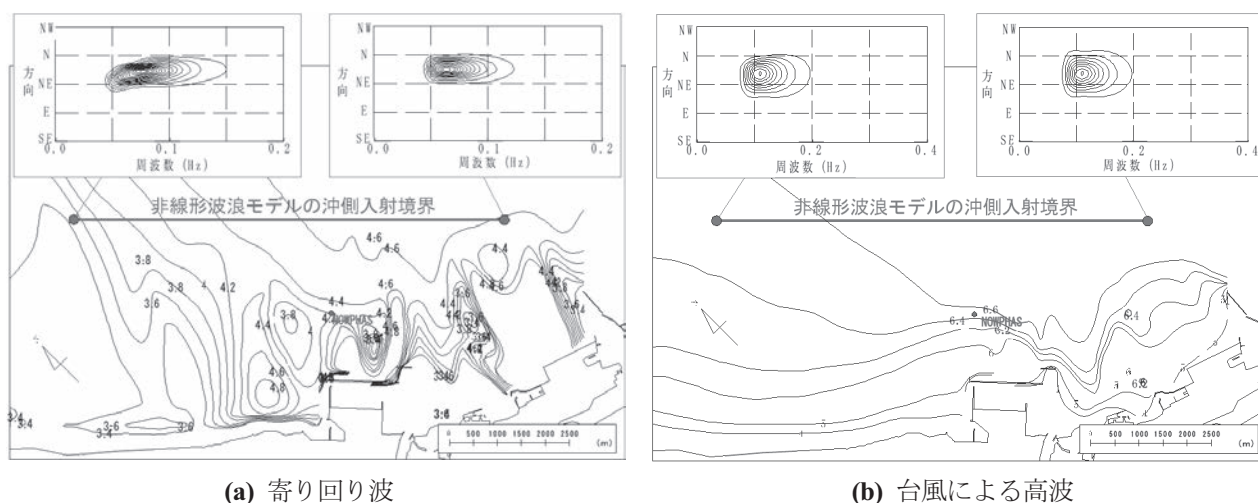


図-3.3 エネルギー平衡方程式法による波浪変形計算結果

(2) ブシネスクモデルとエネルギー平衡方程式法とのカップリング手法⁶⁾

前項で述べた造波方法②において，入射境界上に分布する複数の方向スペクトルはスペクトル法の 1 つであるエネルギー平衡方程式法によって算定される．一方，時間発展型の波動方程式法の 1 つであるブシネスクモデルでは，平面水槽に設置されたサーペント型造波装置と同様，周波数及び方向毎に分割された成分波の重ね合わせによって多方向不規則波の入射波形を作成する．したがって，浅海域での波浪変形計算を実施するブシネスクモデルにおいて，必ずしも水深が一樣でない入射境界上に分布する複数の方向スペクトルに対応した多方向不規則波をもし造波できれば，これは，岸向きの波浪伝播変形を算定するエネルギー平衡方程式法との片方向接続（カップリング）を実現したことに他ならない．この造波手順は以下に述べる，a)任意形状スペクトルの造波，b)複数方向スペクトルの造波，c)任意水深上での造波，の 3 要素からなる．なお，弱非線形なブシネスクモデルに対しエネルギー平衡方程式法は線形モデルであるため，この接続境界は両者の計算結果に差が生じない線形な屈折・浅水変形の範

囲内に設ける必要がある．ところで，水深一定の平面水槽に設置されたサーペント型造波装置の造波面をブシネスクモデルの入射境界に見立てた場合，任意水深上での造波を除いて，エネルギー平衡方程式法とのカップリング手法をそのまま導入可能である．そこで，後述する仮想方向スペクトルを表現するのに十分な成分波数を取り扱えるよう造波システムを更新し，造波範囲を仮想的に沖側へ拡張した平面水槽がすでに整備されている²³⁾．

a) 任意形状スペクトルの造波

関数スペクトルによらない任意形状の方向スペクトルに対し，エネルギー等分割を実現する各成分波の周波数を解析的に得ることは困難である．そこで本手法では，繰り返し法に基づく数値計算アルゴリズムを用いてエネルギー等分割を行い，次式に示すシングルサンメンション法で多方向不規則波を造波する方法が採用されている．

$$\eta = \sum_{n=1}^{N_s} a_n \sin(k_n x \cos \theta_n + k_n y \sin \theta_n - 2\pi f_n t + \varepsilon_n) \quad (8)$$

ここで， x は直交平面座標のうち岸向きを正とする座標軸， y は x 軸を右に見る向きを正とする沿岸方向の座標軸， t は時刻である．また， a_n は各成分波の振幅， k_n は波数， f_n は周波数， θ_n は波向（反時計回りを正，単位は[rad]）， ε_n は初期位相であり，添字 n は n 番目の成分波であることを表す． N_s は成分波数である．

b) 複数方向スペクトルの造波

エネルギー平衡方程式法で算定された入射境界上の方向スペクトル形状は一般に任意である．さらに，これらを空間平均して得られる仮想方向スペクトル形状もまた任意である．そこで上記 a) の手法を用い，仮想方向スペクトルを構成する各成分波の周波数，波向き及び初期位相を決定すると，これらは入射境界上で造波すべき多方向不規則波を構成する成分波を網羅することになる．一方，振幅は，入射境界上の各地点での周波数スペクトルをこれらの成分波で分割した際の波エネルギー要素から次式により算定される．ここで， $S(f)$ は周波数スペクトルである．

$$a_n = \sqrt{2S(f_n)\Delta f_n} \quad (9)$$

したがって，各地点の周波数スペクトルは各成分波の周波数によって必ずしもエネルギー等分割されないが，それぞれのピーク周波数付近で細かく分割されることには変わらない．また，波エネルギー要素が存在しない周波数に対する成分波の振幅はゼロとなるため，各地点の周波数スペクトルに応じた各成分波の振幅は，各地点で適用するシングルサンメンション法における重みづけに似た働きを有する．

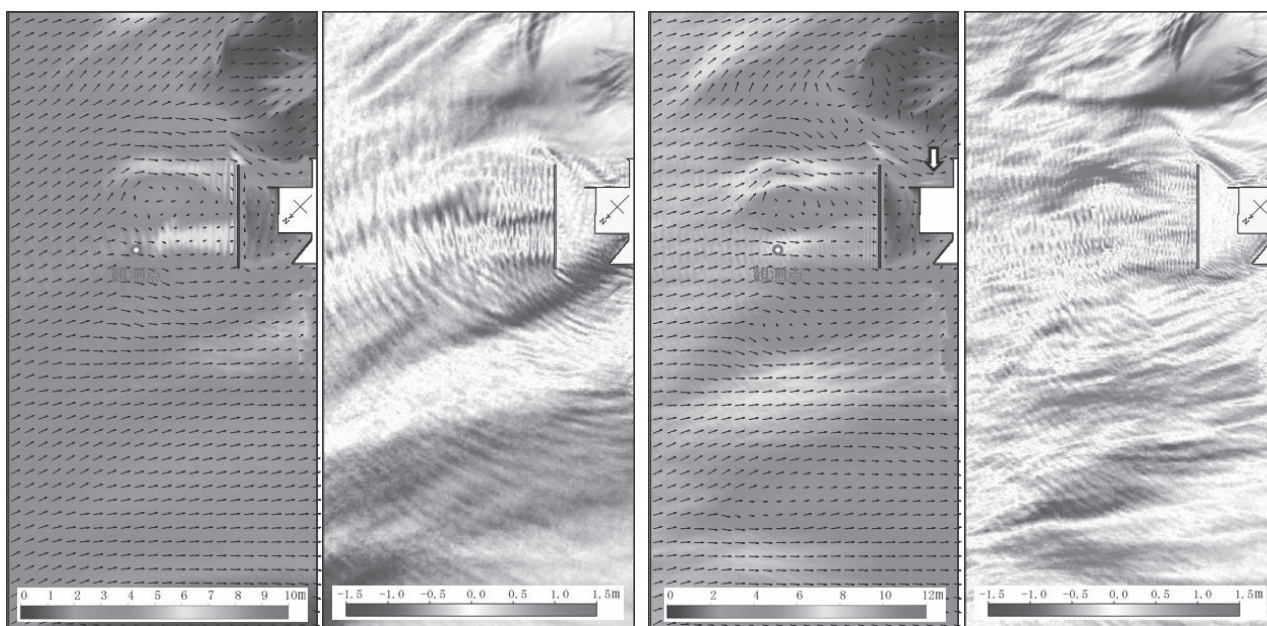
c) 任意水深上での造波

水深が一様でない入射境界上で斜め波を造波する場合には，入射境界に沿う y 方向の隣り合う計算格子で波数（波長の逆数）が異なるために生じる，成分波の位相差を考慮する必要がある．そこで本手法では，波数 k_n が y 軸に沿って変化することを考慮し，式(2)のシングルサンメンション法に基づく成分波の空間位相のうち入射境界に沿うものを，次式のように入射境界端からの距離に応じて積分して与える方法が採用されている．

$$\eta = \sum_{n=1}^{N_s} a_n(y) \cdot \sin\left(k_n(y)x \cos \theta_n + \int_0^y k_n(y) dy \sin \theta_n - 2\pi f_n t + \varepsilon_n\right) \quad (10)$$

(3) 計算結果

造波方法の違いが波浪変形計算結果に与える影響を確認するために，寄り回り波，台風による高波のそれぞれについて，造波方法②に対する有義波高分布，及び造波方法①に対する有義波高分布をこれから差し引いた差分図を図-3.4 に示す．また，図には合わせて，各地点の波向きベクトルを示している．まず，寄り回り波についてみると（図-3.4(a)），入射境界上の水深及び方向スペクトルの変化を考慮した造波方法②では，これらを考慮しない造波方法①に比べ，特に防波堤前面の SE 側での波高集中が 10% 増大する一方，NW 側では 20% 減少している．したがって，造波方法②による計算結果は防波堤の SE 側半分で蛇行災害が生じた状況をより良く説明できると考えられる．次に，台風による高波についてみると（図-3.4(b)），造波方法②では造波方法①に比べ防波堤の少し沖の海域



(a) 寄り回り波（左：方法②，右：差分図（②－①）） (b) 台風による高波（左：方法②，右：差分図（②－①））

図-3.4 造波方法②に対する有義波高分布及び造波方法の違いによる差分図

でより顕著な波高集中・増大がみられるものの、その範囲は防波堤前面にまでは至っていないことがわかる。これらは、船舶の漂流・座礁の一要因だけでなく、寄り回り波に比べ観測波高は大きいにも関わらず防波堤ケーソンが滑動する等の施設被害が生じなかった状況をより良く説明できる可能性がある。一方、同じく造波方法②による計算結果でより顕著となる SE 側の防波堤端部からその背後の護岸前面（図-3.4(b)左に矢印で示す）にかけての波高増大は、護岸背後の当時の越波被害をよく説明している。なお、台風による高波の波高分布が特に防波堤沖において寄り回り波によるものと異なる理由は、寄り回り波に比べ周期が短い台風による高波では、防波堤沖の海脚地形上での屈折・浅水変形がより浅い海域で生じるためと考えられる。

3. 2 うねりに対する港湾・海岸施設の性能照査

50 年確率波などの設計沖波は従来、波高のみに着目した極値データの母集団として推定した極値分布をもとに波高が算定され、その周期は極値データの波高との関係に基づき設定される。しかし近年では、前節の事例にもあるように、設計沖波に比べ沖での波高は小さいものの、より長い周期を有する作用波による港湾・海岸施設の被災事例が散見される。一方、平成 30 年 5 月に改訂された港湾の施設の技術上の基準・同解説²³⁾では、波高のみに着目した従来の設計沖波に加え、周期及び波形勾配に着目してうねりの極大波高を抽出し、極値統計解析を行い得られる確率波高も必要に応じ、うねりの設計沖波として考慮することが推奨されている。そこで本節では、平山ら²⁴⁾による検討例に沿ってこの概要を紹介する。

(1) うねりによる高波の出現特性

a) 波浪台帳データにおけるうねりの抽出基準とその出現率

必要に応じて波浪推算結果で補完しつつ、設計沖波の推定を目的とした極値統計解析に利用される NOWPHAS 波浪観測台帳は長いものですすでに 40 年分以上の蓄積があり、2 時間毎または 20 分毎に 20 分間の波別解析を実施して各時刻を代表するただ 1 組の波浪諸元が算定されている²⁵⁾。ところが、ある時刻に観測された波浪データにおいて風波とうねりは通常混在しているため、これらの台帳データからうねり諸元のみを抽出することは本来不可能である。しかしながら、近年高まりつつある港湾・海岸施設設計の実務ニーズに即応するために、本項では H30 港湾基準にならい便宜的に、有義波周期 8s 以上かつ波形勾配 0.025 未満としたうねりの抽出基準（図-3.5）を既存の台帳データに適用できるものとした。対象とした NOWPHAS 波浪観測地点とその観測期間、及び極値統計

表-3.3 対象とした NOWPHAS 波浪観測地点とその観測期間、及び極値統計解析期間

観測地点	種別	水深[m]	観測期間		極値統計期間		備考
			2時間毎	連続	全方位	波向別	
秋田	沿岸	29.0	1988-2005: 18年間	2006-2012: 7年間	1988-2012: 25年間	1991-2012: 22年間	
鳥取		30.9	1979-2004: 26年間	2005-2012: 8年間	1979-2012: 34年間	1995-2012: 18年間	
苫小牧		50.7	1982-2005: 23年間	2006-2012: 7年間	1982-2012: 30年間	1996-2012: 16年間	2001年は通年で欠測
石巻		20.8	1995-2004: 9年間	2005-2012: 8年間	1995-2012: 17年間	1995-2012: 17年間	1998年は通年で欠測
鹿島		24.6	1972-2004: 32年間	2005-2012: 7年間	1972-2012: 39年間	1991-2012: 21年間	1983年及び2009年は通年で欠測
清水		51.8	2000-2004: 5年間	2005-2012: 8年間	2000-2012: 13年間	2000-2012: 13年間	
高知		24.1	1997-2004: 8年間	2005-2012: 8年間	1997-2012: 16年間	1997-2012: 16年間	
細島		48.3	2002-2004: 3年間	2005-2012: 8年間	2002-2012: 11年間	2002-2012: 11年間	
秋田県沖	GPS	104	-	2011-2012: 2年間	2011-2012: 2年間		
宮城中部沖		144	-	2009-2012: 4年間	2009-2012: 4年間		
高知西部沖		309	-	2009-2012: 4年間	2009-2012: 4年間		

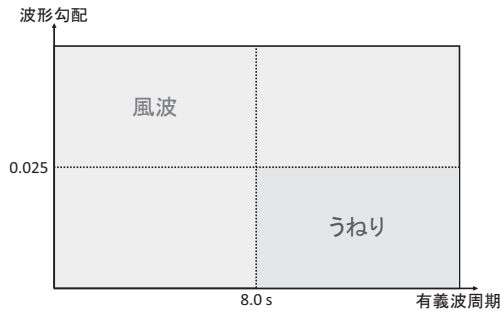


図-3.5 うねりの抽出基準

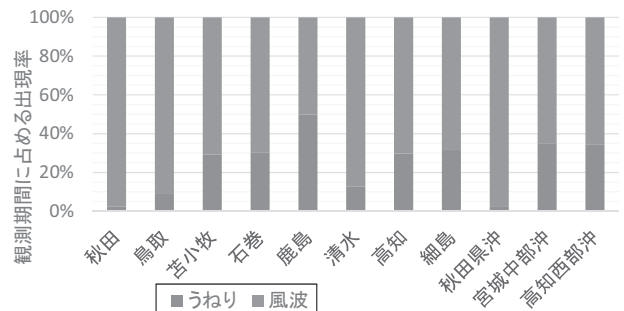


図-3.6 観測期間に占めるうねりの出現率

解析期間を表-3.3に示す。また、このうち切れ目のない連続観測によるNOWPHAS波浪観測台帳に対し観測期間に占めるうねりの出現率を整理した結果を図-3.6に示す。なお、2004年以降の台帳では周期帯別データも整理されているが、水理特性に基づいて風波とうねり、長周期波を分離したものではないためここでは用いていない。

図-3.6より、連続観測期間に占めるうねりの出現率は、フェッチが比較的短い日本海に面する秋田（及び秋田県沖）と鳥取で低い一方、御前崎による遮蔽効果を受ける清水を除き、太平洋側で30～50%と高いことがわかる。これらは、富山湾に時折来襲する寄り回り波を除けば、我が国沿岸でのうねりの来襲傾向と定性的によく一致することから、図-3.5の定義はほぼ妥当と考えられる。

b) うねりによる高波の抽出方法と高波総数に占める出現率

次に、上記で抽出したうねりを含む台帳データに対して図-3.7に示す方法を適用し、各擾乱のうち風波（全ての波）及びうねりの極大波高を抽出した。ここで、各擾乱は、全ての波（風波とうねりを区別しない従来の波浪）について未超過出現確率85%を超える有義波高が継続する期間と定義した。また、各擾乱期間のうち風波（全ての波）またはうねりの未超過出現確率95%を超える高波が継続する期間に着目し、このピーク波高をそれぞれ1つの極値データとして抽出した。したがって、1つの擾乱期間に風波（全ての波）、うねりの極値データがそれぞれ1つつつ出現する場合には、“風波とうねりが混在”しているとみなす。なお、このうち風波（全ての波）に対する極値データの抽出方法は従来の極値統計解析と同様である。

このようにして抽出した風波（全ての波）またはうねりの極値データについて、これらの総数に占めるそれぞれ

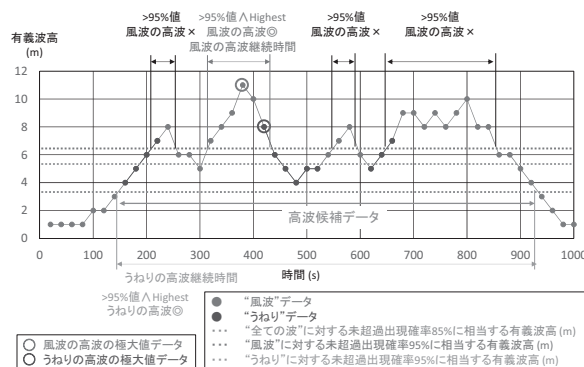


図-3.7 風波（全ての波）及びうねりの極大波高の抽出

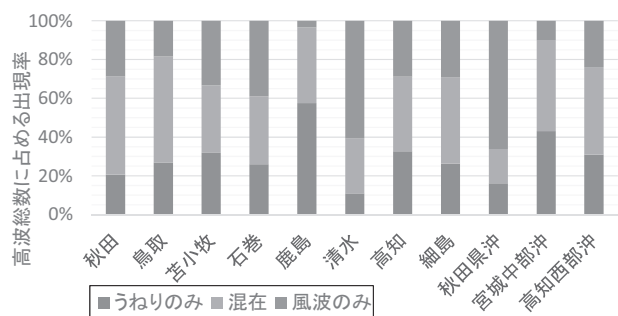


図-3.8 高波総数に占める風波及びうねりの出現率

の出現率を図-3.8に示す。観測期間に占めるうねりの出現率を示した図-3.6と比較すると、高波総数に占めるうねりの出現率は太平洋側では同等であるのに対し日本海側では増加している。すなわち、日本海側で稀に出現するうねりは高波となり易いことがわかる。

c) 風波（全ての波）及びうねりの確率波諸元

さらに、上述した風波（全ての波）及びうねりの極値データの抽出方法を、2時間毎データを含む極値統計解析期間に適用し、風波（全ての波）及びうねりによる高波の極値分布を推定した。当時はまだ観測期間が極端に短いGPS波浪計地点を除き、各地点での風波（全ての波）及びうねりの50年確率波諸元の推定結果を図-3.9に示す。

図より、再現期間50年の確率波について、対象とした各地点のうねり波高は総じて、風波（全ての波）の波高よりも小さいことがわかる。しかし、外洋に開けた太平洋側の各地点（苫小牧、鹿島、高知）ではそれらの差異は比較的小さく、前節で述べたNOWPHAS伏木富山での台風による高波及び寄り回り波の観測諸元と似たような関係にあることが見受けられる。したがって、少なくともこれらの地点では、波高のみに着目した従来の確率波高に加え、必要に応じ、うねりの確率波高も合わせて算定すべきであると思われる。なお、これらのうちいずれを設計沖波として採用すべきかについては、次項で例示する港湾・海岸施設への作用波の算定結果による。

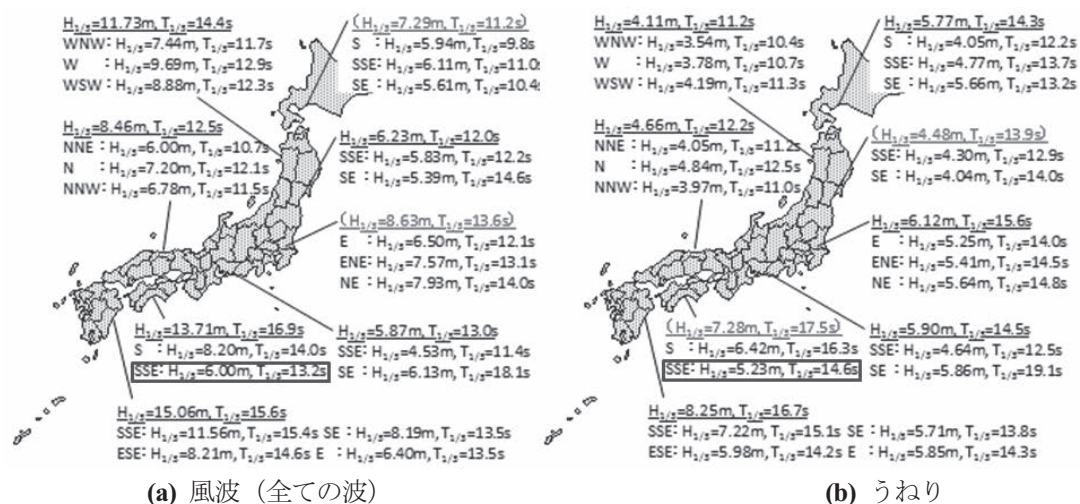


図-3.9 沿岸波浪計による各NOWPHAS地点での風波（全ての波）及びうねりの50年確率波諸元

(2) 従来及びうねりの確率沖波を対象とした波浪変形計算

a) 計算条件

従来の50年確率波に比べ波高は少し小さいが周期は少し長い50年確率うねりが推定されたNOWPHAS高知の波向SSE（図-3.9の青枠）を対象として、3.1節で用いたエネルギー平衡方程式法とブシネスクモデルのカップリング計算手法による浅海域波浪変形計算を実施した。ここで、沖波スペクトルには修正ブレットシュナイダー・光易型を仮定し、従来の確率波に対する方向集中度パラメータは $S_{max}=25$ 、確率うねりでは $S_{max}=75$ と設定した。

対象とした計算領域及び海底地形を図-3.10に示す。高知港沖防波堤の前面海域には入射境界上の水深28m程度から水深20mにかけて海脚地形が存在するため、沖防波堤に作用する波は波長や波形勾配に応じて屈折・浅水変形を受けることが予想される。一方、岸側の陸地境界及び計算領域の周囲には十分な幅のスポンジ層を設置し、開境界からの反射波が生じないようにした。また、進行波としての作用波を算定するために、沖防波堤は設置していない。さらに、潮位はH.W.L.(=D.L.+1.90m)とした。なお、差分計算に用いる空間格子幅は10m、時間間隔は沖波周期の1/500とし、波浪統計量の算定には計算開始100波後から1000波分の水位変動データを用いた。

b) 計算結果

従来の50年確率波（ $S_{max}=25$ ）及び50年確率うねり（ $S_{max}=75$ ）に対して沖防波堤の法線上で出現する最高波高 H_{max} 、有義波高 $H_{1/3}$ 及びこれらの波高比の空間分布を比較した結果を図-3.11に示す。いずれの波高及び波高比と

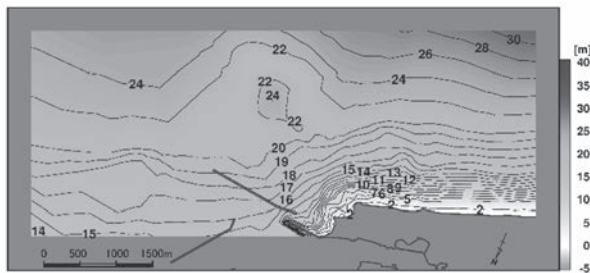


図-3.10 対象とした計算領域及び海底地形（高知港沖）

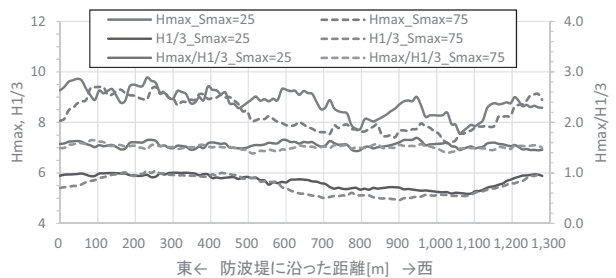


図-3.11 沖防波堤に作用する波浪統計量の空間分布

も従来の確率波のほうが全体的に大きいものの、確率うねりによる値がこれらと同等以上となる区間も所々存在することが確認できる。具体的には、これらの箇所は上述した海脚地形周辺での屈折・浅水変形が及ぶ区間に対応している。したがって、砕波帯外に位置する沖防波堤であっても前面の海底地形によっては、うねりの来襲により従来の設計に比べ大きな H_{max} が作用する場合があることがわかる。

4. 平面波浪場を対象とした越波浸水計算

すでに2章では、沿岸域に波浪災害をもたらす越波の空間分布に着目し、模型実験及び数値計算を通じて明らかとなったそれらの発生メカニズムについて紹介した。しかし、越波による背後地の浸水被害に関する推定や面的な対策工の検討などを目的として、今後は背後地に流入・流出する水塊の時空間的な挙動まで適切に把握することも必要になるものと考えられる。また、これらの再現は3章で述べた前提までの平面的な波浪変形の延長上にある。そこで本章では、神奈川県久里浜港海岸において仮想的に実施したブシネスクモデルによる平面越波浸水計算を紹介するとともに、大阪湾沿岸等の港湾岸壁を想定した越波遡上の断面実験結果とその再現計算結果を示し、得られた知見と計算上の工夫について述べる。

4. 1 神奈川県久里浜港海岸（2004年5月の高波）

東京湾口に面した神奈川県久里浜湾では、台風0402号が関東地方のはるか沖を通過した後、晴天時にもかかわらず急にうねり性の高波が来襲し、漁船が転覆する事故が発生した⁷⁾。このピーク時（2004年5月21日14時）に久里浜湾口のアシカ島観測所（水深21.7m）で観測された水面波形を当時の波浪来襲状況とともに図-4.1に示す。一方、久里浜湾近傍の横須賀港での観測潮位 D.L.+1.63m は H.W.L.=D.L.+2.0m よりも約40cm程度低く、幸いにも海岸護岸で越波災害が発生するまでには至らなかった。しかし、横須賀港の H.H.W.L.=D.L.+2.6m は当時の潮位に比べ約1.0m程度高いことを考えると久里浜湾内の久里浜港海岸でうねりによる越波災害が生じる危険性は否定できない。そこで本節では、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¹⁰⁾を用いて潮位 H.H.W.L. 時の予測計算を行い、既設護岸が備えた排水能力を考慮した護岸背後の越波浸水過程について検討する。

(1) 計算条件

図-4.1に示すピーク時の波浪諸元は $H_{1/3}=2.24\text{m}$ 、 $T_{1/3}=16.1\text{s}$ であり、このときのスペクトル形状パラメータ $\kappa=0.83$ を JONSWAP 型スペクトルの γ 値に換算すると実に 25.7 であった。しかし、このように特異な狭帯域スペクトルが

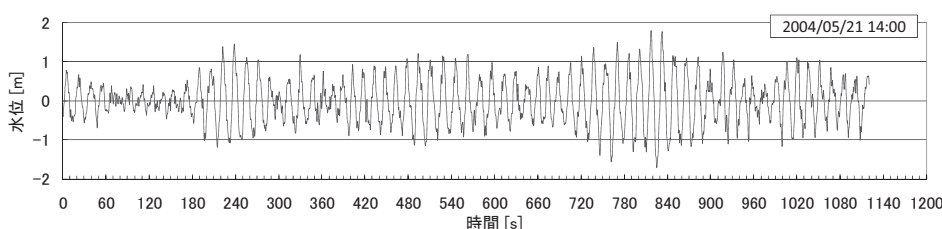


図-4.1 久里浜湾口（アシカ島）で観測されたピーク波浪時の水面波形（左）と海岸近傍の波浪来襲状況（右）

現れた原因は東京湾口に向かってちょうど真南から来襲したうねりの伝播変形によるものであるため²⁶⁾、ここでは、この沖波諸元として推定された $H_{1/3}=7.07\text{m}$ 、 $T_{1/3}=16.5\text{s}$ 、波向 170° （北から時計回りの角度）及び方向集中度 $S_{\max}=25$ の方向スペクトル（ただし、周波数スペクトルは $\gamma=7.2$ とした JONSWAP 型）をエネルギー平衡方程式法の沖側境界に入射し、3. 1 節で述べたカップリング計算手法を用いてブシネスクモデルによる越波浸水計算を実施した。ここで、図-4.2(a)に示すブシネスクモデルの計算領域は、久里浜湾沖の水深 150m 海域から久里浜湾内の海岸護岸やその背後域を含む範囲を空間格子間隔 5m で設定した。なお、地点 1 はアシカ島観測所を示す。また、図-4.2(b)に示すように、背後域では地盤高のほか、主要な建築物の配置や通路なども地形・境界条件に反映させた。このうち護岸天端高は区間 A で D.L.+4.0m、区間 B 及び区間 C で D.L.+4.6m、区間 D 及び区間 E で D.L.+5.1m である。さらに、対象とした海岸護岸にはフラップゲート付排水孔及び排水管路が整備されており、この計算には後述する排水モデルを適用した。一方、背後域の浸水計算には非線形長波方程式を適用したが、これは、ブシネスクモデルにおいて静水面より地盤高が高い（静水深が負の）計算格子で分散項を解かないことに対応している。なお、潮位は $\text{H.H.W.L.}=\text{D.L.}+2.6\text{m}$ とした。また、差分計算に用いる時間間隔は越波計算が不安定になり易いことを考慮して入射波周期の $1/3300$ とし、計算時間は海岸護岸周辺の波浪場が安定してから 200 波以上を確保した。

(2) 排水モデル¹⁶⁾

護岸を越波した水塊は、護岸背後に設けられた排水溝から暗渠（排水管路）を通じ、護岸前面に設置された排水孔から堤外へ排水される（図-4.3）。そこで、この排水流量は、排水管路内の形状・摩擦損失を考慮して排水溝と排水孔の間で成り立つベルヌーイ式と連続式を用いて導出した次式を用いて便宜的に算定することとした。

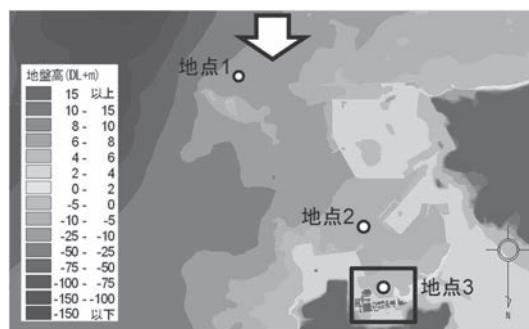
$$q_0 = v_0 A_0 = A_0 \sqrt{2g(h_1 - h_0)/(1 + K)} \quad (11)$$

ここに、 v は流速、 A は排水管の断面積、 h は基準面からの水面高さ、 K は排水孔、排水溝及び両者をつなぐ暗渠からなる排水管路内の形状・摩擦損失係数の総和であり、添字 0, 1 はそれぞれ排水孔、排水溝の位置であることを表す。また、 $h_0 = \eta_0 + h_{\text{drain}}$ 、 $h_1 = \eta_1 + h_{\text{drain}}$ （ η は水位、 h_{drain} は静水面からの排水孔高さ）である。

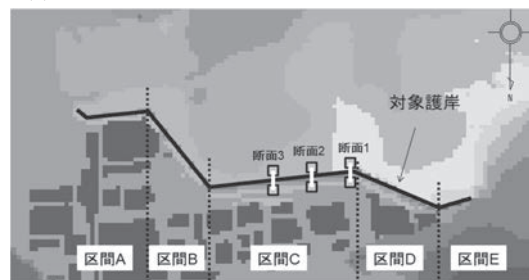
なお、ブシネスクモデルへの導入に際しては、排水に伴う護岸前面水域での移流効果を無視している。これは、護岸前面では排水 Flux と越流 Flux が同じ位置で定義されるが、運動方程式に与える流量 Flux としては越流 Flux のみが考慮されているためである（連続式に与える流量 Flux としては、系全体での質量保存を満足するよう排水・越流 Flux の両方が考慮されている）。

(3) 計算結果

有義波高の平面分布を示した図-4.4 をみると、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取れんと浅水変形による局所的な波高増大が確認できる。また、湾内へ伝播するにつれて波高は徐々に減衰するものの海岸護岸前面では 2.5m 以上（局所的には 4.0m 以上）の波高が出現している。次に、護岸背後を含む水位分布のスナップショットを図-4.5 に示す。これによると、造波開始 600s 後にはうねりの来襲とともに区間 C と区間 D の隅角



(a) 全体図（□：拡大範囲，矢印：波向き）



(b) 拡大図（海岸護岸の背後域）

図-4.2 ブシネスクモデルで対象とした計算領域

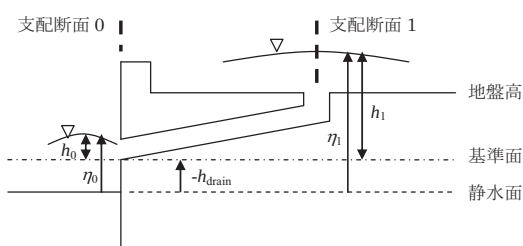


図-4.3 排水モデルの定義

部において局所的な波高集中により越波が生じ、護岸背後への浸水が始まることわかる。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、造波開始 800s 後には浸水範囲が護岸背後の建物やその周辺の通路にまで及んでいる。さらに図-4.6 には、海岸護岸からの越波流量と排水流量の空間分布を、護岸前面の短周期波高 $H_{S1/3}$ 、長周期波高 $H_{L1/3}$ 及び平均水位上昇量 η_{bar} とともに示す。なお、排水流量は堤外へ排水される場合を負の値で表している。図では、低天端防波堤の背後に位置する区間 A や前面に岩礁帯を有する区間 C の西側から区間 E にかけて、長周期波高の増大や碎波直前のセットダウンと思われる平均水位の低下がみられる。しかし、越波が顕著な区間 A の西側から区間 C にかけては $H_{S1/3}$ に比べ、 $H_{L1/3}$ や η_{bar} 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、 $H_{S1/3}$ の空間分布が越波・排水流量の空間変化に直接的な影響を及ぼしていると考えられる。

すなわち、護岸前面の $H_{S1/3}$ が最も大きいのは区間 A の東端及び区間 C の西側から区間 D にかけてであり、特に区間 C の西側端では 4.0m を超える波高に対し 0.10m³/s/m 程度の非常に大きな越波流量が生じている。また、3.0m 程度の波高が算定された区間 A、B では護岸天端高と波の入射角の違いによりそれぞれ 0.02, 0.01m³/s/m の越波流量が生じている。なお、区間 C の東側では 1.5~2.0m 程度の波高に対し越波はほとんど発生していない。一方、排水流量については区間毎の越波流量に応じた流量が排水されているように見えるが、これらは区間毎に平滑化されており、特に区間 C の東側では越波が発生していないにもかかわらず排水が生じている。したがって、少なくとも越波初期には、護岸に沿って背後に整備された排水溝の働きが少なくないものと考えられる。

4. 2 岸壁上の越波遡上計算

外郭施設により平常時の静穏性が確保された港内の岸壁では、荷役時の作業性や船舶係留の容易さ、安全性などに配慮し、H.W.L.+1.0m 程度の天端高を有するものが多い。また、港湾計画においては台風の来襲などによる高波浪時にも港内施設の性能に大きな影響を与える被害が生じないことを目指しているが、高潮による潮位が H.W.L. を超え、水面が岸壁天端に近づくにつれて波が岸壁をあらい、背後施設に浸水被害をもたらすことがある。しかし、一般的な海岸堤防とは異なり越波水塊の一部は引き波時に海へと戻るため、想定される護岸越波量と関連づけて浸水域や浸水深を推定することは容易ではない。そこで本節では、岸壁天端高と潮位との関係毎に岸壁を越波した水塊による岸壁上の遡上高さを実験的に明らかにするとともに、段差地形上での計算の不安定化を回避できる波動モデル⁸⁾を用いてこれらの再現計算を実施しその精度を検証した平山ら⁹⁾の事例について紹介する。

(1) 岸壁上の越波遡上実験

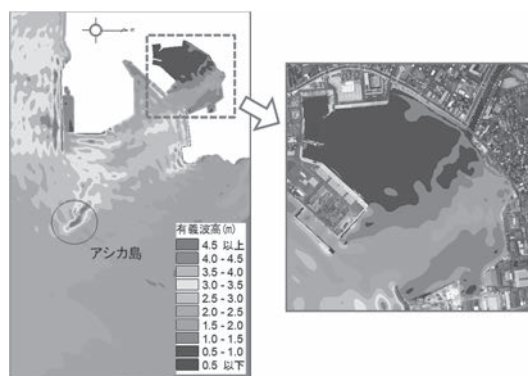
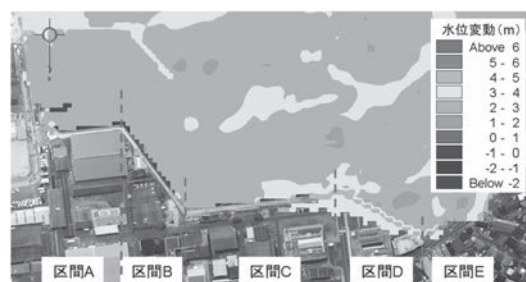
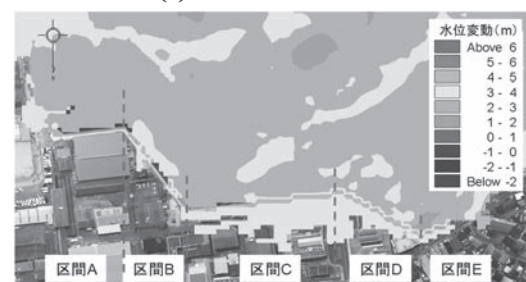


図-4.4 有義波高の平面分布



(a) 造波開始 600s 後



(b) 造波開始 800s 後

図-4.5 護岸前面の水位分布と背後の浸水状況

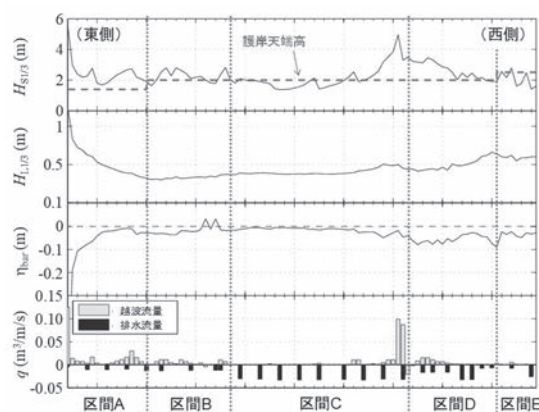


図-4.6 護岸の越波・排水流量と来襲波の関係

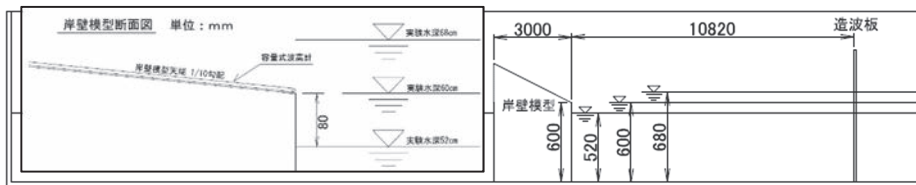


図-4.7 岸壁模型と遡上計の設置状況，及び岸壁天端高と水深との関係

表-4.1 対象とした波浪諸元

T_0 [s]	1.2	1.5	1.7	2.4
L_0 [m]	2.2	3.5	4.5	9.0
H_0' [m]	H_0'/L_0			
0.011	0.005			
0.022	0.010		0.005	
0.045	0.020		0.010	0.005
0.090	0.040		0.020	0.010
0.140		0.040		
0.180			0.040	0.020

a) 実験概要

長さ 35m，幅 0.6m，高さ 1.3m の不規則波造波水路内に天端高 0.6m，天端上の勾配 1/10，長さ 3m の岸壁模型を設置し，水深 $h=0.60\pm0.08\text{m}$ のとき，岸壁天端に沿わせた長さ 3m の容量式波高計により岸壁上の波の遡上高を計測した．なお，岸壁前面の海底床は一樣水深とし，模型縮尺は 1/25 を想定した．これらの状況を図-4.7 に示す．一方，作用波は表-4.1 に示す 12 ケースとし，4 種類の波形勾配毎に 3 種類の異なる有義波周期を吸収造波により 2 波群ずつ，計測開始後 200 波以上造波するとともに，造波板と岸壁模型の中間に設置した 2 本の波高計で岸壁による反射率を計測した．周波数スペクトル関数は修正ブレットシュナイダー・光易型とし，計測データ数は 8192，サンプリングタイムは周期に応じ 0.04～0.07s とした．

b) 実験結果

各潮位での岸壁上の遡上高 R の計測値を換算沖波波高 H_0' に対して整理した結果を図-4.8 に示す．ここで，図中の実線は一樣勾配斜面への不規則波の打上げ高の計算式²⁷⁾による結果を，各プロットの形状 (●, ▲, ■) はそれぞれ $h=0.52, 0.60, 0.68\text{m}$ での計測値であることを示す．静水時の汀線が岸壁上に位置する $h=0.68\text{m}$ (■) では，いずれの波形勾配とも H_0' が小さいうち $R_{\max}, R_{1/3}$ 値は計算式に比較的良好に従うことがわかる．また，潮位が岸壁天端と同じ $h=0.60\text{m}$ (▲) では， H_0' が大きいほど計算式に比べ $R_{\max}, R_{1/3}$ 値が大きくなり，引き波後に生じる岸壁上への越波の影響が疑われる．さらに，岸壁天端高 $h_c=0.08\text{m}$ となる $h=0.52\text{m}$ (●) ではその傾向が顕著となり， H_0' が小さい波の打上げは計測されないが， H_0' が 0.08m 程度より大きいほど計算式よりも大きな $R_{\max}, R_{1/3}$ 値が計測されるようになる．ただし，図-4.7 に示した遡上計の計測限界により，■では 0.22m，▲では 0.30m，●では 0.38m を超える遡上高は計測できていないことに注意を要する．

次に，各潮位での岸壁の反射率を図-4.9 に示す．なお，凡例は図-4.8 と同様である． h_c/H_0' の減少及び波形勾配の増加に伴い反射率が減少するのは，岸壁での越波と砕波によるエネルギー逸散によるものと考えられる．

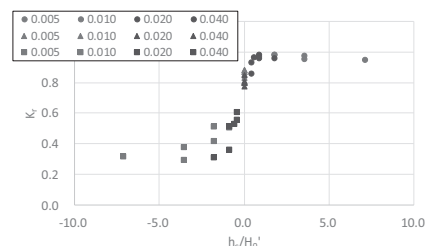
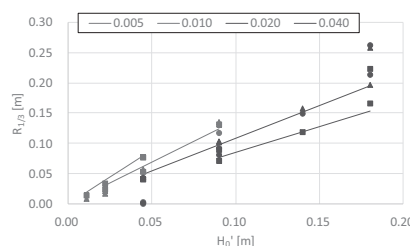
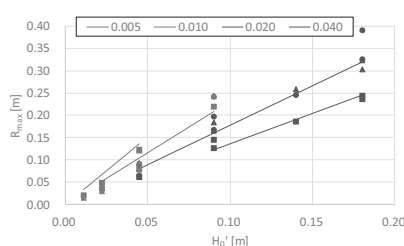


図-4.8 岸壁上の遡上高（実験値）(●, ▲, ■ : $h=0.52\text{m}, 0.60\text{m}, 0.68\text{m}$) 図-4.9 岸壁からの反射率（実験値）

(2) ブシネスクモデルによる再現計算

a) 計算概要

潮位に応じ，岸壁では波の越波や遡上が生じる．実際の岸壁等を対象とした将来の平面計算に備え，上記の断面実験を対象とした再現計算には越波計算が可能なブシネスクモデル¹⁶⁾を採用した．また，岸壁が水没する高潮位時には，岸壁前面から天端上にかけての波浪変形は水深が急変する地形上で生じる．そこで，岸壁前面の直立壁に対しては，海底地形を平滑化して計算の発散を防ぐ代わりに，急変地形をそのまま考慮して波の変形計算を行える後述の段差境界処理法⁸⁾を適用した．なお，再現計算の格子幅は 10cm，時間刻みは入射波周期の 1/24000 とした．

b) 計算結果

岸壁上の遡上高の計算値を実験値と比較した結果を潮位毎に図-4.10 に示す。ここで、各プロットの形状 (●, ▲, ■, ◆, *) はそれぞれ、 $R_{max}, R_{2\%}, R_{1/10}, R_{1/3}, R_{bar}$ の値であることを示す。計算値は実験値に比べ全体的に小さめであるが、これは斜面上を波が遡上する際に用いた計算上のしきい値 (本計算では越流水深の最小値を H_0 の 1% とした)、及び幅 10cm の計算格子による遡上高の分解能(0.01m)による影響がまず考えられる ($h=0.60m, 0.68m$ のうち波形勾配の小さいケース)。次に、 H_0 が増加し $h=0.52m$ の場合も含め岸壁前面で顕著な越波が生じるケースでは、波形勾配によらず全体的に計算値が小さめであり、越波モデルで与えられる越流 Flux が未だ過小なようである。なお、波形勾配 0.020 の $R_{max}, R_{2\%}$ では一部の実験値が遡上計の計測限界に達している。

一方、岸壁からの反射率の計算値を実験値と比較した結果を図-4.11 に示す。ここで、凡例は図-4.9 と同様である。反射率 0.5 程度以下のときの再現性は越波時の乱れや碎波によるエネルギー減衰の計算精度に依存している。

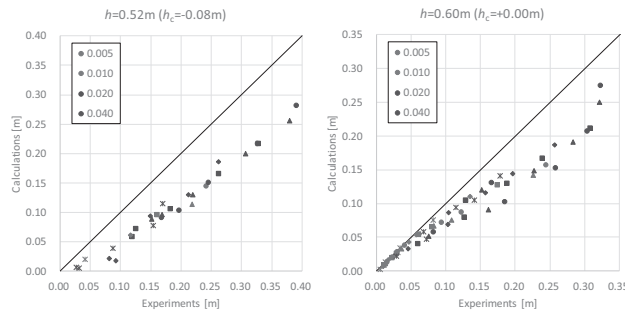


図-4.10 岸壁上遡上高の再現性 (●, ▲, ■, ◆, * : $R_{max}, R_{2\%}, R_{1/10}, R_{1/3}, R_{bar}$)

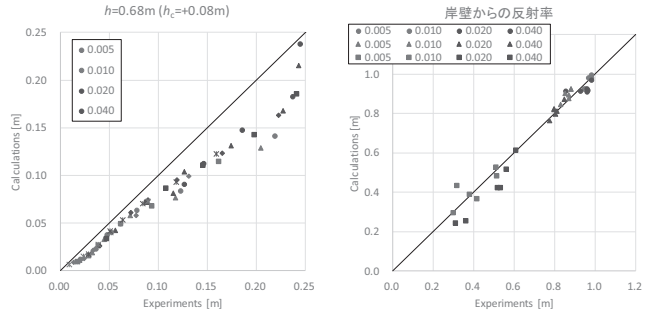


図-4.11 岸壁反射率の再現性

(3) 段差境界処理法⁸⁾

波動方程式のうち低次のブシネスク方程式などは、その導出過程において緩勾配近似が導入され、式の簡略化が図られている。このような波動方程式は差分計算を行う際に反射境界などの水陸境界の取り扱いが容易であるため、特に港湾や海岸を対象とした浅海域の波浪変形計算の実務に多用されているが、大きな段差や急勾配斜面を有する没水型構造物や裾礁・環礁周辺など、水深が急変する海底地形上の波浪変形を精度よく記述することができない。そこで、このような場合には、隣り合う計算格子間の勾配が限界勾配を上回る箇所を段差境界と定義し、運動方程式を解く代わりに、この境界上でやりとりする流量 Flux を別途算定して与えることとした。具体的には、図-4.12 に示す水深急変部 (段差高さ Δz) において、勾配 $\Delta z/\Delta x$ (Δx は計算格子幅) が限界勾配以上るときこの水深急変部を段差境界とみなし、これを挟む前後の計算格子中央に設けた支配断面間 (図の赤枠内) で開水路流れに関する運動量保存則を適用した。次に、連続式及び段上への放射条件を用いて、線形長波式に段差から受ける圧力項が付加された式を導出した。最後に、これを陽的に差分して境界上の流量 Flux を計算ステップ毎に算定した。この差分式を式(12)に示す。

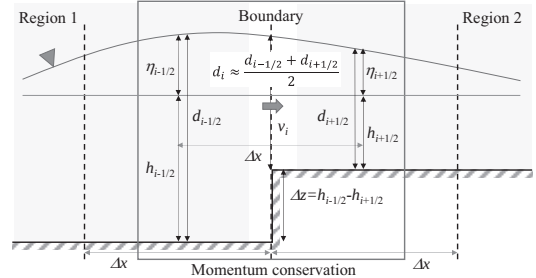


図-4.12 水深急変部 (段差) での運動量保存

図-4.12 に示す水深急変部 (段差高さ Δz) において、勾配 $\Delta z/\Delta x$ (Δx は計算格子幅) が限界勾配以上るときこの水深急変部を段差境界とみなし、これを挟む前後の計算格子中央に設けた支配断面間 (図の赤枠内) で開水路流れに関する運動量保存則を適用した。次に、連続式及び段上への放射条件を用いて、線形長波式に段差から受ける圧力項が付加された式を導出した。最後に、これを陽的に差分して境界上の流量 Flux を計算ステップ毎に算定した。この差分式を式(12)に示す。

$$P_i^{n+1} = P_i^n - \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[(\eta_{i+1/2}^n - \eta_{i-1/2}^n) \left\{ g \frac{d_{i-1/2}^n + d_{i+1/2}^n}{2} \mp \frac{P_i^n |P_i^n|}{d_{i-1/2}^n d_{i+1/2}^n} \right\} \mp (h_{i-1/2} - h_{i+1/2}) \frac{P_i^n |P_i^n|}{d_{i-1/2}^n d_{i+1/2}^n} \right] \quad (12)$$

ここに、 P : 流量 Flux ($=v*d$, v : 代表流速), η : 水面変動, h : 静水深, d : 全水深($=\eta+h$), g : 重力加速度である。また、添え字 n, i はそれぞれ時刻, 位置を表す整数であり, $\Delta t, \Delta x$ はそれぞれ差分時間間隔, 差分格子幅である。 Δz は段差高さ($=h_{i-1/2}-h_{i+1/2}$)である。なお、 $\mp$ は、段上がりでは“-”, 段落ちでは“+”とする。

5. おわりに

本稿では、台風または低気圧の接近に伴い高潮とともに来襲する高波やうねりに着目し、これらによる越波災害の発生メカニズムを検討した模型実験や数値計算の成果を紹介するとともに、護岸背後での浸水被害の抑制・軽減に向けた効果的な対策案の検討にかかる技術的対応として、比較的広域な越波浸水・排水過程を適切かつ効率的に把握するための数値計算手法について、その適用事例を交えて解説した。また、H30年5月改訂の港湾基準に盛り込まれた設計波としてのうねりについて、その取扱い方法や出現率、及び波浪変形特性にかかる風波(従来の高波)との違いや計算方法などを具体的に示した。さらに、H30年9月に大阪湾沿岸の港湾域で発生した越波災害を踏まえ、海底地形の不連続面を有する水没した岸壁上の越波・遡上特性とその再現計算手法について言及した。

津波や高潮氾濫による浸水範囲に比べ、越波によるそれは一般に比較的限定的と考えられる。現に上述した大阪湾の高潮・高波災害では幸いにも浸水域の多くは堤外地に限られていた。しかしながら、これらの地域には港湾や海上空港、及び一部の都市機能の立地がみられ、ひとたび浸水するとその後の経済的・社会的影響は決して小さくない。したがって今後は、これまでの海岸護岸の背後地に加え、このような臨海部においても越波による浸水リスクを評価しその軽減を図る機会が増えるものと予想される。その際、本稿の内容が少しでもお役に立てばまことに幸いである。

参考文献

- 1) 大阪湾港湾等における高潮対策検討委員会 (2019) : 最終とりまとめ, 平成 31 年 4 月, 14p.
<http://www.pa.kkr.mlit.go.jp/pdf/takasiotaisaku/20190426saisyu/2.pdf>
- 2) 台風 21 号越波等検証委員会 (2018) : 海象状況と浸水状況の再現, 2018.12.11, 24p.
http://www.kansai-airports.co.jp/news/2018/2662/J181211_ReproducingMP_FloodingSituation.pdf
- 3) 河合弘泰・本多和彦・富田孝史・柿沼太郎 (2005) : 2004 年に発生した台風の特徴と高潮の予測・再現計算, 港空研資料, No.1103, 2005 年 9 月, 34p.
- 4) 平山克也 (2007) : ブシネスクモデルによる波浪変形計算の精度と現地適用性, 水工学シリーズ 07-B-7, 2007 年 8 月, 20p.
- 5) 平山克也・南 靖彦・奥野光洋・峯村浩治・河合弘泰・平石哲也 (2005) : 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, 2005 年 6 月, 42p.
- 6) 平山克也・岩瀬浩之・加島寛章 (2012) : 造波境界上の水深と方向スペクトルの空間変化を考慮した多方向不規則波の造波とその特性, 港空研報告, Vol.51, No.1, 2012 年 6 月, pp.3-22.
- 7) 平山克也・加島寛章 (2013) : うねり性波浪による越波災害の発生過程の推定とその対策, 港空研資料, No.1270, 2013 年 6 月, 41p.
- 8) 平山克也・濱野有貴 (2019) : 水深が急変する浅海地形上の波浪変形計算に用いる境界処理法の提案, 土木学会論文集 B3(海洋開発), Vol.75, No.2 (印刷中).
- 9) 平山克也・長沼淳也・濱野有貴 (2019) : 高潮位時における岸壁上の越波遡上実験とその再現計算, 第 74 回年次学術講演会講演集, 土木学会 (印刷中).
- 10) 中村伸也・西川 一・山田秀夫・原 文宏・神保正暢・平野宜一 (2008) : 平成 20 年 2 月 24 日の高波による下新川海岸の被害実態について, 海岸工学論文集, 第 55 巻, 土木学会, pp.176-180.
- 11) 深瀬佑太郎・Suminda Ranasinghe・田島芳満・佐藤慎司 (2009) : 下新川海岸におけるうねり性巨大波浪の変形機構, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.65, No.1, pp.1411-1415.
- 12) 平山克也・加島寛章 (2011) : 下新川海岸に来襲した長周期うねりによる越波発生機構の解明とその対策, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.67, No.3, pp.I_106-I.110.
- 13) 平山克也・春尾和人 (2010) : リーフ内に設置される護岸構造物の設計波浪諸元の算定法に関する提案, 海洋

開発論文集, 第 26 巻, pp.1011-1016.

- 14) 田島芳満・佐藤慎司・吉井拓也・細川順一・山田浩次・石川仁憲・三波俊郎 (2008) : 西湘海岸における 2007 年台風 9 号による被害の集中機構, 海岸工学論文集, 第 55 巻, 土木学会, pp.1386-1390.
- 15) 平山克也・森内政弘・伍井 稔・加地智彦・玉田 崇 (2012) : ブシネスクモデルを用いた海岸護岸における護岸越波量の推定, 土木学会論文集 B3(海洋開発), Vol.68, No.2, pp.I_780-I_785.
- 16) 平山克也・長谷川巖 (2011) : 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, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.67, No.2, pp.I_262-I_267.
- 17) 平山克也 (2006) : 透水層を用いた任意反射境界処理法の高精度化と遡上計算への適用, 海洋開発論文集, 第 22 巻, pp.241-246.
- 18) 平山克也・平石哲也 (2004) : ブシネスクモデルによる砕波・遡上計算法とその適用性, 海岸工学論文集, 第 51 巻, pp.11-15.
- 19) 間瀬 肇・玉田 崇・安田誠宏・川崎浩司 (2016) : 打上げ・越波統合算定モデルの精度検討, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.72, No.1, pp.83-88.
- 20) 永井紀彦・平石哲也・河合弘泰・川口浩二・吉永宙司・大釜達夫 (2008) : 波浪観測網が捉えた 2008 年 2 月 24 日の日本海沿岸高波の特性, 海岸工学論文集, 第 55 巻, pp.146-150.
- 21) 水口孝司・大下善幸・室善一郎・高山知司・岡田弘三・宇都宮好博 (2010) : 「うねり性波浪」予測・監視モデルの可能性と的確性について, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.66, No.1, pp.146-150.
- 22) 平山克也・中村聡孝・相田康洋 (2016) : 浅海変形後の多方向不規則波を造波するための造波装置改良, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.72, No.2, pp.I_1765-I_1770.
- 23) 公益社団法人日本港湾協会 (2018) : 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 国土交通省港湾局監修, pp.123-140.
- 24) 平山克也・加島寛章・伍井 稔・成毛辰徳 (2015) : うねりによる高波の発生確率とその地域特性に関する考察, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.71, No.2, pp.I_85-I_90.
- 25) 全国港湾海洋波浪情報網(ナウファス)(<https://www.pari.go.jp/unit/kaisy/nawphas/>)
- 26) 平山克也・加島寛章・仲井圭二 (2009) : 長周期うねりのスペクトルと波群特性に関する考察, 海岸工学論文集, 第 25 巻, pp.635-640.
- 27) Mase, H. (1992): Random wave runup height on gentle slope, *J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE, Vol. 118, No.5, pp.534-550.