

平成16年台風23号による室戸市および すさみ町の高波災害

間瀬 肇・安田誠宏・金 泰民*・高山知司・平石哲也**・平山克也**

* Dept. of Civil Eng., Chonbuk National University, Korea

** (独) 港湾空港技術研究所

要 旨

台風0423号によって日本各地で起こった高波災害のうち、高知県室戸市室戸岬町菜生海岸の防潮堤の被災、および和歌山県すさみ町周参見漁港西防波堤の被災を調査した。菜生海岸防潮堤の被災では、台風時の波浪追算、防潮堤に作用した波の推算、打上げ高および越波流量を解析した。周参見漁港防波堤の被災では、沖波波浪の追算、浅海波浪の推算計算による防波堤前面での波高分布、防波堤の滑動量を解析した。

キーワード：台風0423号、高波災害、防潮堤、防波堤、滑動・転倒、打上げ、越波、波浪解析

これまでの台風の年平均発生個数は26.7、日本への年平均上陸個数は2.6である（気象庁平成15年資料）が、2004年は発生個数が25で例年と変わらないが、上陸個数は10個と過去最高であった。2004年の台風による人的被害は6月の台風6号から始まり、台風16号、18号、23号が、瀬戸内の沿岸部や太平洋沿岸部に高潮と高波による大きなつめ跡を残した。

台風16号による高潮は、各地で観測史上最高の潮位を記録した。潮位が1年で最も高い夏の大潮と満潮が重なった時に台風が縦断し、気圧低下と吹き寄せ効果が大きかったことが原因である。宮崎県日向市細島港の沖合2キロの岩場にあった灯台は、高波にさらわれ消滅した。台風18号では、瀬戸内海沿岸、西日本から北日本にかけての日本海側沿岸などで高潮が生じた。

台風23号による高波では、高知県室戸市室戸岬町菜生海岸の防潮堤のパラペットが崩壊し、3人が死亡した。高知県室戸市沖では、被災時間帯に国内の観測史上最高の波高13.55mが観測された。同県土佐清水市足摺岬の伊佐漁港では、台風に合わせて漁船を移動させていた男性5人が高波にさらわれ1人が死亡した。また、同県大月町の榎ノ浦漁港では、2人が漁船の係留中に波にさらわれ1人が行方不明となった。

和歌山県においては、台風23号の高波による漁港への被害が、県全体の4分の1に当たる25港45カ所で生じた。漁船も30隻以上が被災し、漁港施設は突堤や防波堤が倒壊するなど甚大な被害を受けた。田辺市では芳養漁港6カ所、田辺漁港2カ所、内ノ浦漁港で、護岸の消波ブロックが沈んだり突堤の一部が壊れた。周参見漁港は、突堤や防波堤が計90mにわたって傾くなど4カ所で大きな被害を受けた。

本論文は、日本各地で起こった高波災害のうち、高知県室戸市室戸岬町菜生海岸防潮堤の崩壊被災、および和歌山県すさみ町周参見漁港西防波堤の滑動被災の調査・解析結果を報告する。

2.1

室戸市の高波災害は、新聞等で大きく報道された。10月20日午後2時40分ごろ（その後住民に聞き取りしたところ午後2時10分ごろ）、市営高浜団地裏の防潮堤防のコンクリート製パラペットが激しく打ち寄せた高波により突き崩された。決壊したパラペットはばらばらになり5mほど飛ばされて住宅の屋根や壁を突き破った。流入した海水は防潮堤と住宅との間で滞留し、屋根の上まで海水に浸かった。



Photo 1 Damaged seawall viewed from sea side



Photo 2 Situation of houses plunged by collapsed parapets

Photo 1 は、被災した防潮堤を海側からみたものである。この被災部分の前面の海岸は他の場所に比べて岩礁が若干少ないので、周辺に比べて多少は波が大きくなる状況になっている。防潮堤前面には、砕波して打ち寄せる波で運ばれた砂利が堆積しており、防潮堤法

先部の洗掘は見られない。

なお、越波は被災箇所だけでなく、この海岸の防潮堤全体にわたって生じていた。したがって、この被災箇所だけが特に波が大きかったわけではない。

2.2

今回被災した防潮堤は 1967 年までに菜生海岸沿いに順次完成した全長 942m のもので、天端高は TP +9.8m、海に面した外側がコンクリート擁壁で、内部に 5~20cm 大の碎石を詰め、表面がコンクリートで覆われている。倒壊した約 30m の防潮堤上部のパラペットは、すべて継ぎ目の部分から倒壊していた。

Photo 2 は、倒壊したパラペットが市営住宅に突っ込んだ様子を示している。パラペットは、継ぎ目部分から外れているのがわかる。

防潮堤をほぼ毎日散歩する近所の住民によれば、盛土部分に穴が開いたり、ひびが入ったりはしていなかったそうである。

Fig.1 は、防潮堤の断面を示したものである。被災時の潮位は TP +2.4m と既往最大潮位 TP + 2.2m とほぼ同じであった。防潮堤前面には砂利が堆積しており、その平均勾配は 1:5 である。また、計画断面は 1:50 となっている。被災時においては、汀線は wave setup による水位上昇を考慮しても法先から 10m ほど海側に離れていたと推察された。

2.3

防潮堤が決壊した室戸岬町の被災地から約 2km 西の室津沖で、被災時間帯に観測された波は観測史上最高の 13.55m、周期は 15.8s であった。過去の最高値は、2004 年 8 月 30 日台風 16 号が通過中に宮崎県細島沖で観測された 11.05m であった。

ここでは、気象モデルと波浪モデルを用いて、台風時波浪の推算を行った。用いたモデル・手順は、以下

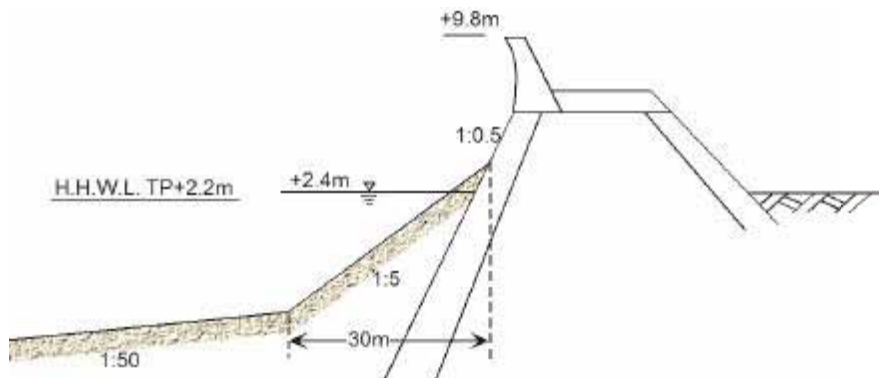


Fig. 1 Cross section of damaged seawall

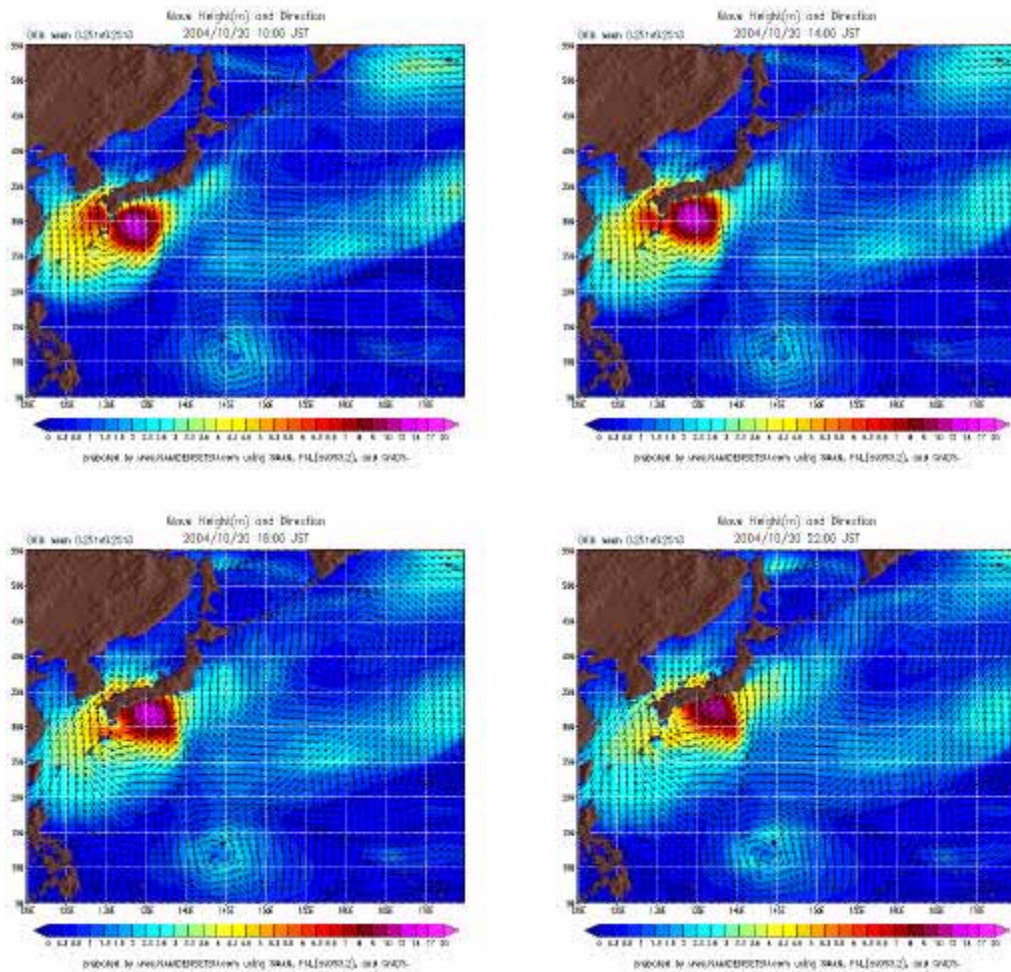


Fig. 2 Predicted wave height distributions around Japanese coasts

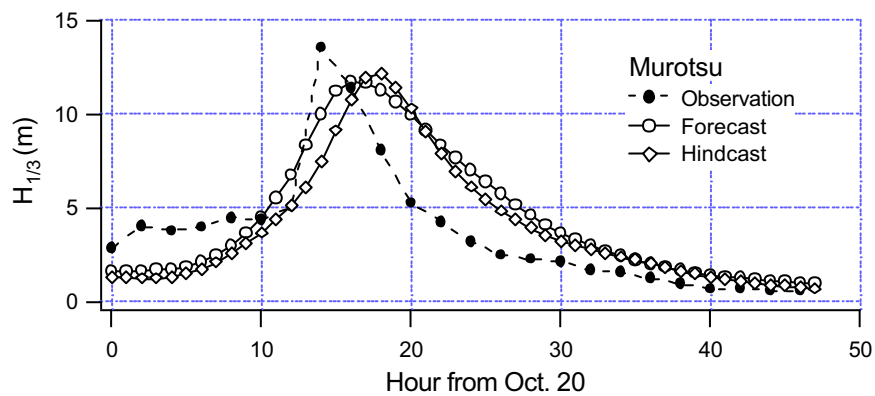


Fig. 3 Time series of observed, forecasted and hindcasted wave heights at Murotsu

のようである。

GFS (Global Forecasting System) は、アメリカ環境予報局 (National Centers for Environmental Prediction) によって構築された全球気象予報モデルである。気象予報に関しては3時間、追算に関しては6時間毎に経度・

緯度方向にそれぞれ1度間隔で、1日4回(00, 06, 12, 18UTC) 384時間先までのデータがweb上にアップロードされる。再解析データは1年間無料でダウンロードすることができる。

WRF (Weather Research Forecast) は、アメリカ大気研

究局 (National Center for Atmospheric Research) によって開発された局地気象予測モデルであり, GFS のデータを取り込んでメソスケールの気象予測計算ができる。

SWAN (Simulating WAVes Nearshore) は, デルフト工科大学で開発された第3世代波浪推算モデルである。これらのモデルを援用し, 波浪予測に関しては, 毎日9時に GFS のデータをダウンロードし, 狭領域に対しては WRF を実行し, その計算結果である風データを用いて SWAN で波浪予測計算を行う自動化システムを開発した。波浪追算に関しては, 必要な過去の気象データをダウンロードする。台風0423号については, 室戸に台風が襲来する前の10月19日の時点で GFS の気象データをダウンロードした。また, その後の解析データもダウンロードした。

Fig.2 は10月20日 10:00, 14:00, 18:00, 22:00 の日本近海の波高分布図を示したものである。また, Fig.3 は室津で観測された有義波高の観測値, 予測値および追算値を比較したものである。台風は当地のほぼ上を通過しており, 観測結果に見られるように波の発達・減衰が急であるが, 時間間隔や空間格子間隔が粗い気象データを用いた予測値や追算値では変化が滑らかで, ピークも若干小さくなっている。しかし, 台風モデルをまったく使わない気象データだけから推算した結果としては, 良い結果である。

著者らは当初, 新聞等報道や被災に関するコメント等によって, 近年ない大波が打ち寄せて, そうした大波が防潮堤に衝突したため, 波力によってパラペット部分が破壊されたものと推測していた。しかし, 現地調査によって, その防潮堤は汀線より上に位置しており, 沖での大波がそのまま衝突するのではなく, 碎波後の波が打ち上がる状態になっていたことがわかった。また, 波が特に集中するとか, 洗掘によるものでないことがわかった。

住民にヒアリングしたところ, 越波は午後1時より始まっていたが, パラペットを倒壊させ住民に被害を与えた波は, 午後2時10分ごろの1波の大きな打上げ波であった。

2.4

今回被災した防潮堤高を設計するに当たって, 波の打上げ高については, 規則波を対象にした算定法が用いられていたと考えられる。当時不規則波の取り扱い(波の不規則性)に対する研究は始まっていたが, 十分な成果がまだ得られていなかった時期である。

「海岸施設設計便覧」や「海岸保全施設の技術上の基準・同解説」における「波のうちあげ高」においても, 汀線近傍に設置された堤防に対する不規則波の打上げ高を評価する場合に適用可能な算定方法は, 明確に示されていない。規則波の打上げ高を対象とした算定法としては, 不透過な一樣斜面におかれた堤防への打上

げ高が示されている豊島らの結果 (1964, 1965) が示されており, 当時の設計ではこの結果が使われたものと思われる。この方法によって, 被災時の波諸元を用いて打上げ高を算定してみる。

- 1) 換算沖波波形勾配を $H_0'/L_0 = 0.035$, 海底勾配を $1/30$ (計画断面は $1/50$ であるが, 算定図が $1/30$ までしかないため $1/30$ の図を使う), 堤防勾配を $1:0.5$, 堤防設置水深を $h/L_0 \sim 0$ とすると, 無次元打上げ高は $R/H_0' = 0.28$, すなわち, $R = 3.9\text{m}$ となる。
- 2) 換算沖波波形勾配を $H_0'/L_0 = 0.035$, 海底勾配を $1/20$, 堤防勾配を $1:0.5$, 堤防設置水深を $h/L_0 \sim 0$ とすると $R/H_0' = 0.46$, すなわち, $R = 6.4\text{m}$ となる。

一方, 防潮堤の高さは $R_c = 7.4\text{m}$ であるため, 安全であると判定される。

複雑な海浜断面については, Saville (1958) の仮想勾配法や中村ら (1972) の改良仮想勾配法があり, 複雑な断面を有する海岸で広く使われているが, 波の不規則性は考慮されていない。そこで, 間瀬ら (2003a) および Mase et al. (2004) は, 汀線近傍に設置される海岸堤防

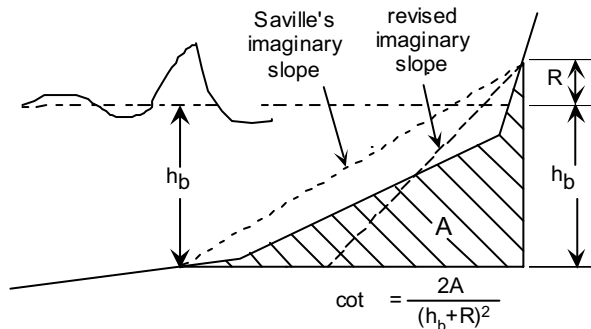


Fig. 4 Imaginary slope

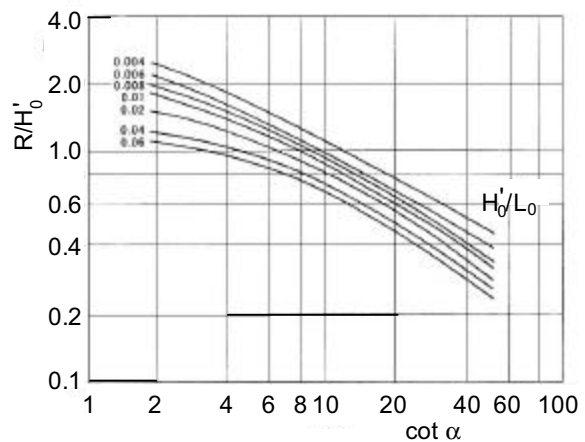


Fig. 5 Runup heights on imaginary slopes

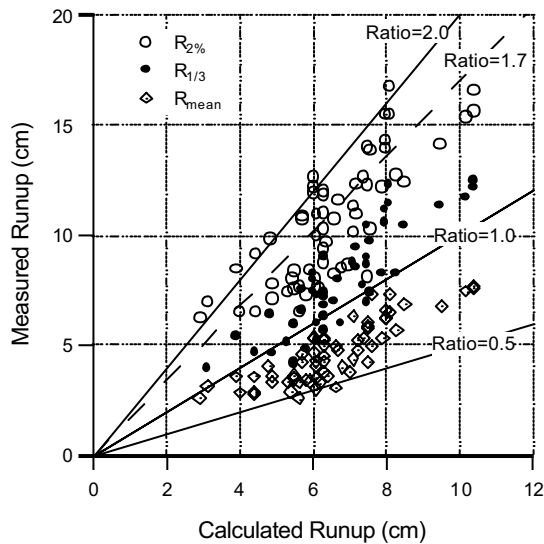


Fig. 6 Comparison between measured runup heights and estimated ones

への不規則波の打上げ高に対して、改良仮想勾配法を用いて算定した打上げ高は、不規則波の打上げ高のどのような代表量に対応するか、あるいは、仮想勾配法が適用できるかを検討した。そこでは、海岸堤防の前に人工リーフを設置した場合も取り上げられている。

改良仮想勾配は、Fig.4に示すように、実際の複雑な海底断面を打上げ高と砕波水深地点からなる一様勾配で代用させるものである。Savilleの仮想勾配は砕波点と打上げ高地点を直線で結んだ一様勾配で代用するものである。Fig.5は、改良仮想勾配を横軸にとって、波の打上げ高を算定する中村ら(1972)の結果を示したものである。

Fig.6は、従来の改良仮想勾配法の算定手順に基づいて求めた打上げ高を横軸にとって、縦軸に2%超過打上げ高、1/3最大打上げ高および平均打上げ高をプロットしたMase et al. (2004)の結果を示したものである。算定値は1/3最大打上げ高の下限値に対応していること、平均的には算定値を1.25倍すれば1/3最大打上げ高、および1.7倍すれば2%超過打上げ高に対応することがわかる。

ここで、間瀬ら(2003a)およびMase et al. (2004)の結果を用いて、被災時の打上げ波を算定する。防潮堤前面の海底断面は、Fig.1を用いるものとする。被災時波浪は $H_0'=14\text{m}$ 、 $T_{1/3}=16\text{s}$ とする。砕波水深は $h_b=21.3\text{m}$ となり、改良仮想勾配法で打上げ高を算出すると、仮想勾配は約1/25、打上げ高は $R=5.7\text{m}$ となる。この $R=5.7\text{m}$ に1.25倍した1/3最大打上げ高は7.1mとなり、これはほぼ被災時の防潮堤天端高に対応する。2%超過打上げ高の上限値は2.0倍して11.4mとなる。これは天端高を4m越えた値となるが、住民のヒアリン

グによる2階建ての家のような波という感覚値と一致する。

2.5 打上げ波の数

打上げ波は、海底勾配および入射波の条件によって、沖での波の数に比べて減少する。Mase and Iwagaki (1984)およびMase (1995)は、surf similarity parameterによって、打上げ波が沖での入射波に比べてどの程度の割合で減少するかを調べ、その結果をFig.7のように整理した。被災時の $H_0'/L_0=0.035$ および仮想勾配1/25を用いると、surf similarity parameterは0.21となる。これを用いれば、打上げ波数の入射波数に対する割合は0.25となる。

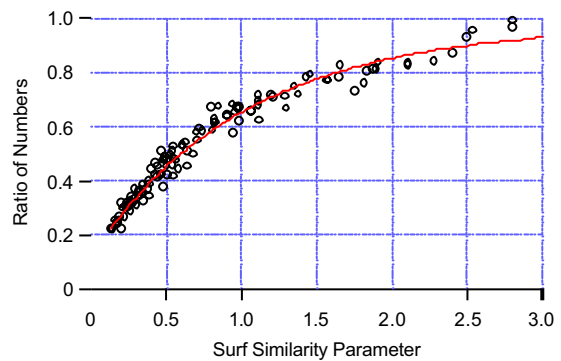


Fig. 7 Ratio of runups to incident waves

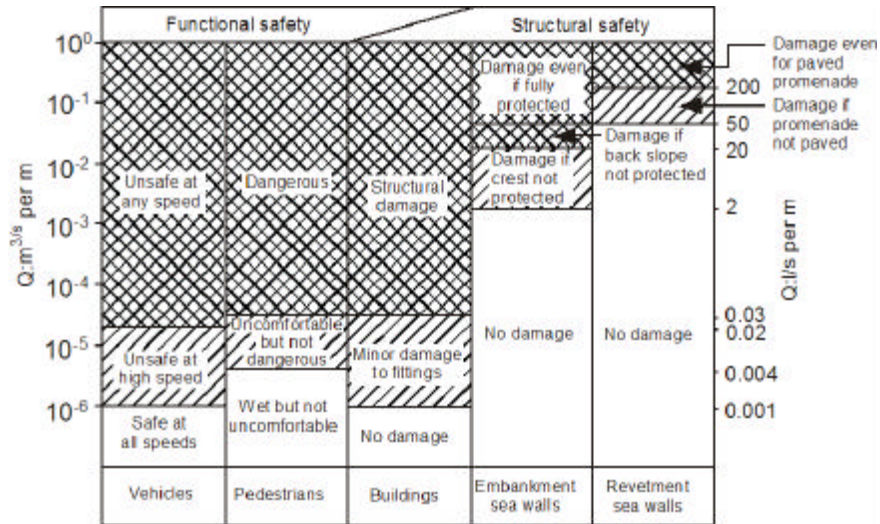
いま被災時の波の周期を16sとすれば1時間に225波が岸に向かって打ち寄せることになるが、防潮堤に打ち上がる波の数は56波と算定される。この打上げ波のうち打上げ高が大きな2%を超える波は約1波となる。これが、防潮堤天端上を4m越す打上げ波に対応する。なお、1/3最大打上げ高はほぼ天端高に対応するが、この1/3最大打上げ高を越える打上げ波の数は約9波(=56/3/2)となり、およそ10分に1波は越波する。最も大きかった打上げ波によって、パラペット部がなぎ倒されたのではないかと推察される。

2.6 越波流量

越波流量の算定に当たって、まず合田(1975)の一様勾配斜面に置かれた直立護岸の越波流量推定図を用いる。海底勾配は1/30、無次元設置水深 $h/H_0'=0$ 、無次元天端高 $Rc/H_0'=0.5$ の算定図を用いると、 $0.01\text{m}^3/\text{m/s}$ 以上の値が得られる(ただし、算定図の範囲外となるので詳しい値はわからない)。この値は、背後地の重要度から見た許容値(背後に人家、公共施設等が密集しており、特に越波・しびき等の侵入により重大な被害が予想される地区)を超える。

間瀬ら(2003b)は、護岸天端高が非常に大きい場合に越波流量は0となり、天端高が0の場合に越波流量が有

Fig. 8 Damages due to wave overtopping



限值となる物理的制約条件を満足する，波の打上げを考慮した傾斜護岸に対する越波流量算定式を提案した。その式を示せば，以下の通りである。

$$\frac{q}{\sqrt{gH_0^3}} = \begin{cases} A \left(\frac{R_{\max}}{H_0} \right)^{\frac{3}{2}} \left[1 - \left(\frac{R_c}{H_0} \right) \left(\frac{R_{\max}}{H_0} \right)^{-1} \right]^B & ; 0 \leq R_c < R_{\max} \\ 0 & ; R_{\max} \leq R_c \end{cases} \quad (1)$$

本防潮堤の断面に対しては，法面勾配が急なため適用範囲外になるが外挿することにする。防潮堤の勾配は 1:0.5，打上げ高の算定結果から $R_{\max}=11.4\text{m}$ ，天端高 $R_c=7.4\text{m}$ とすると，越波流量は $0.047\text{m}^3/\text{m/s}$ となる。英国のマニュアル CIRIA/CUR (1991) に示されている越波による被害を示した Fig.8 によれば，この場合，防潮堤の水たたき部や裏法面が補強されてないときに，構造的な被害が起こるレベルになっている。

以上の解析から，被災のシナリオを以下のように推定する。国内観測史上最大の波が打ち寄せ，沖で砕波しながら岩礁部と砂利海岸を遡上し，防潮堤に打ち上がり越波が生じた。被災時には 1 時間当たり 225 波が岸に向かって打ち寄せ，そのうち防潮堤には約 56 波打ち上がる。このうち，約 9 波（およそ 10 分に 1 波）が越波して水たたき部に落下した。その後，防潮堤天端高より 4m 高い打上げ波によって，パラペット部がなぎ倒され，多量の海水が侵入した。

3. すさみ町周参見漁港西防波堤の高波災害

3.1 被災状況

周参見漁港では，突堤や防波堤が計 90m にわたって傾くなど，4カ所で大きな被害があった。Fig.9 は防波

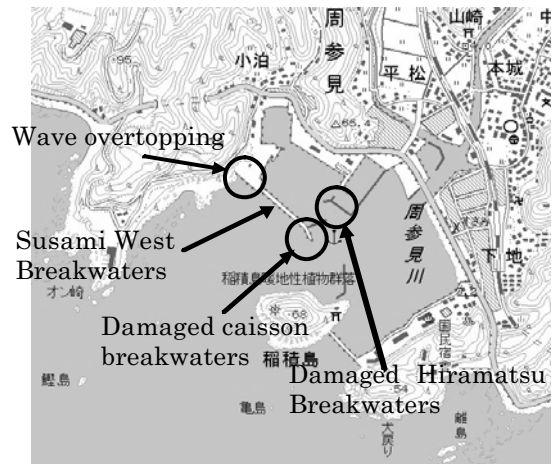


Fig. 9 Plan view of breakwaters at Susami fishing port



Photo 3 Damaged breakwaters at Susami fishing port

堤の平面配置を示したものである。西防波堤では先端部が高波によって滑動した。その基部では越波によ



Photo 4 Sliding of caissons

て表層土が大きく剥ぎ取られた。また、西防波堤が崩壊したことにより、その背後の平松防波堤が完全に崩壊した。Photo 3 には、平松防波堤側からみた被災の様子を示す。また、Photo 4 には、西防波堤先端部のケーソンの滑動状況を示す。滑動量は 6m~ 10m である。

3.2 波浪推算

Fig.10 は、潮岬において観測された波高とその推算値を示したものである。観測値は、波浪推算値に比べて2割程小さくなっている。Fig.11 はすさみ沖の波高の推算値を示したものであるが、Fig.10 の傾向を考慮して、すさみ沖での波高を 12m と設定した。また、周期については、14s とした。この沖波条件と、主波向き SW の条件を用いて、周参見漁港周辺での波浪変形計算 (Mase, 2001) を行った。

Fig.12 は水深分布を示したものである。Fig.13 は有義波高の空間分布を示したものである。この図より、丸で囲んだ西防波堤の先端部および基部で波高が 6.0m を超えているのが確認される。この箇所では防波堤の被災 (先端部でケーソンの滑動、基部で激しい越波) が見られた。

3.3 ケーソンの滑動解析

ケーソンの滑動モデルには、以下の運動方程式が用いられる (Shimosako and Takahashi, 1999)。

$$\left(\frac{W}{g} + M_a\right) \frac{d^2 x_G}{dt^2} = P(t) - F_R(t) \quad (2)$$

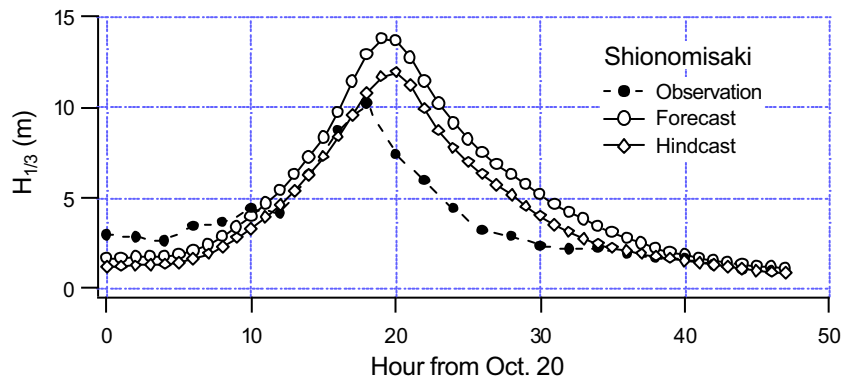


Fig. 10 Time series of observed, forecasted and hindcasted wave heights at Shionomisaki

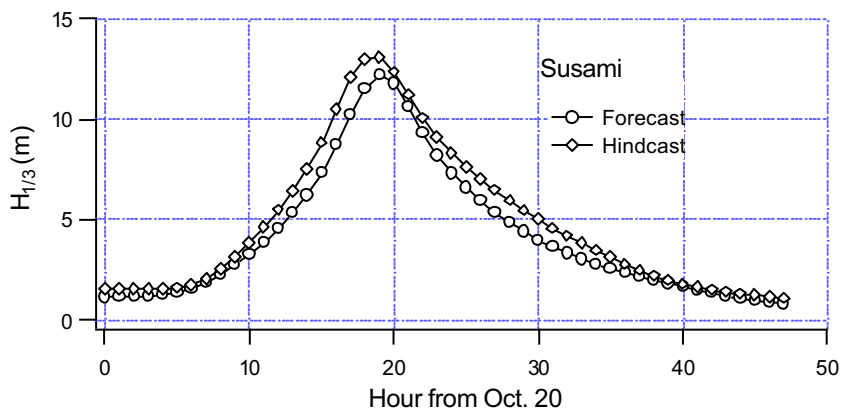


Fig. 11 Time series of forecasted and hindcasted wave heights at Susami

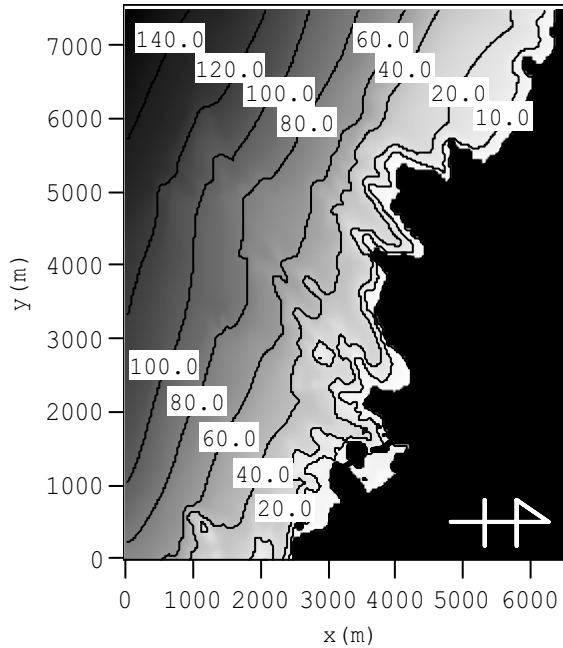


Fig. 12 Bottom topography around Susami fishing port

ここで、 x_G , g , t , W , M_a はケーソンの重心の水平変位、重力加速度、時間、ケーソンの重量および付加質量である。 $P(t)$ および $F_R(t)$ はケーソンに働く水平力ならびに抵抗力(ケーソンとマウンド間の摩擦力)であり、これらは Tanimoto et al.(1996)によって定式化されている。

Kim and Takayama (2003) は、上のモデルを拡張し、滑動のタイプによって波力の時系列を使い分けて防波堤の滑動量を算定し、実験結果と比較した。その結果、防波堤の傾き (tilting) の影響が重要であることを明らかにし、式(1)の代わりに、tilting による抵抗力の増加を考慮した次式を提案した。

$$\left(\frac{W}{g} + M_a\right) \frac{d^2 x_G}{dt^2} = P(t) - F_R(t) - R\{\theta(t)\} \quad (3)$$

この $R\{\theta(t)\}$ のモデル化については、Fig.14 に示した仮想面における抵抗力であるが、その詳細は Kim and

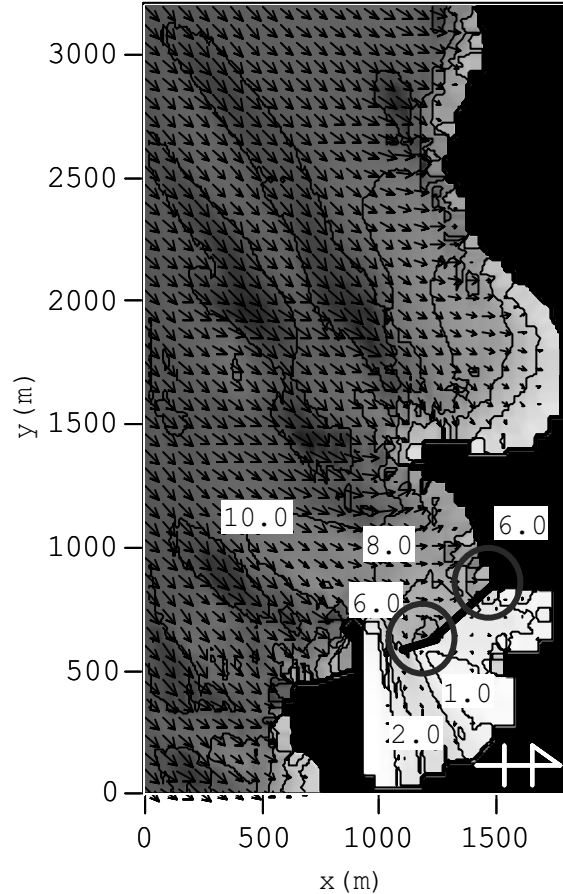


Fig. 13 Spatial wave height distribution

Takayama (2004) を参照されたい。

Fig.15 は、西防波堤の断面図を示したものである。ケーソン前面にはコンクリートブロックが設置されているが、ここでは無視する。実際には、この消波ブロックによりケーソンに働く波力が軽減される。

Table 1 および Table 2 は、ケーソンの滑動計算における波浪条件およびケーソンの諸条件を示したものである。

ここでは、波浪推算結果とは別途に、作用する波の周期を 14s、有義波高を 4.0m~7.2m と変化させて、そ

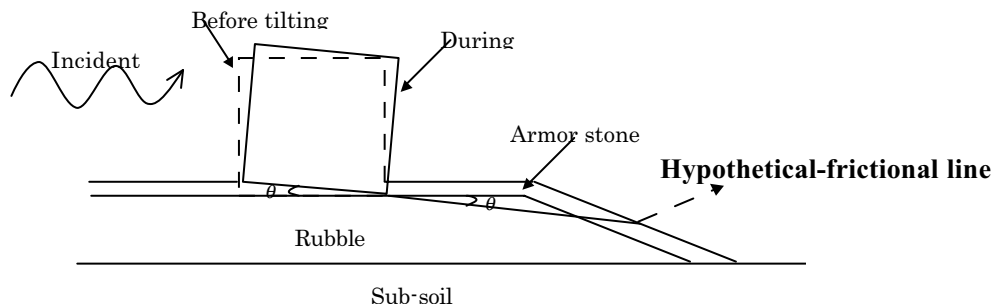


Fig. 14 Concept of additional friction force

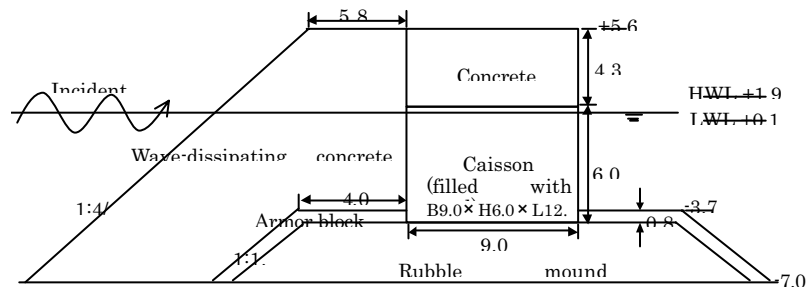


Fig. 15 Cross section of damaged breakwater

Table 2 Basic calculation conditions

Item	Value	Unit
Water depth	7.0	m
Tide level	1.5	m
Weight of caisson in air	180.0	t/m
Duration of a storm	2.0	hr
Unit mass of sea water	1.03	t/m ³
Incident wave angle	0	o(degree)
Friction factor	0.6	-

Table 3 Characteristics of caisson

Item	Value	Unit
Friction factor,	0.5	-
Porosity of rubble stones, n_r	0.35	-
Porosity of armor stones, n_a	0.35	-
Unit weight of rubble stones, γ_r	2.0	t/m ³
Unit weight of armor stones, γ_a	2.0	t/m ³

の波浪に対する滑動量を求めた。なお、波の作用時間はヒアリング調査から2時間とした。その間の不規則波の個々波の波高は Rayleigh 分布に従うと仮定した。すなわち、2時間における一波ごとの滑動量を加え合わせて、トータルの滑動量を算定した。

Fig.16は横軸を有意波高にとって、縦軸に滑動量をプロットしたものである。tilting を考慮しない場合は、印で示した結果のように、滑動量が過大に評価される。tilting を考慮すると、印で示されるように、滑動量が小さくなる。Fig.16 (b) に、Fig.16 (a) に示されている領域Aを引き伸ばしてプロットした。この図によれば、波高が 5.8m~6.2m でケーソンの滑動量が 6m~10m になる。なお、このケーソンの設計波高は先端部で 4.9m

である。この波高に対しては、Fig.16 (a) を見ると滑動量は0で、安全であることがわかる。

ケーソンの滑動解析から、滑動量が 6m~10m となる場合の作用波浪は、別途求めた波浪推算結果とほぼ同じ値である。

以上の結果より、西防波堤の滑動は、設計波以上、すなわち、有義波高が 6m を超える高波により生じたことが明らかになった。

4.まとめ

台風0423号によって日本各地で起こった高波災害のうち、高知県室戸市室戸岬町菜生海岸の防潮堤の被災、および、和歌山県すさみ町周参見漁港の西防波堤の滑動被災を調査した。

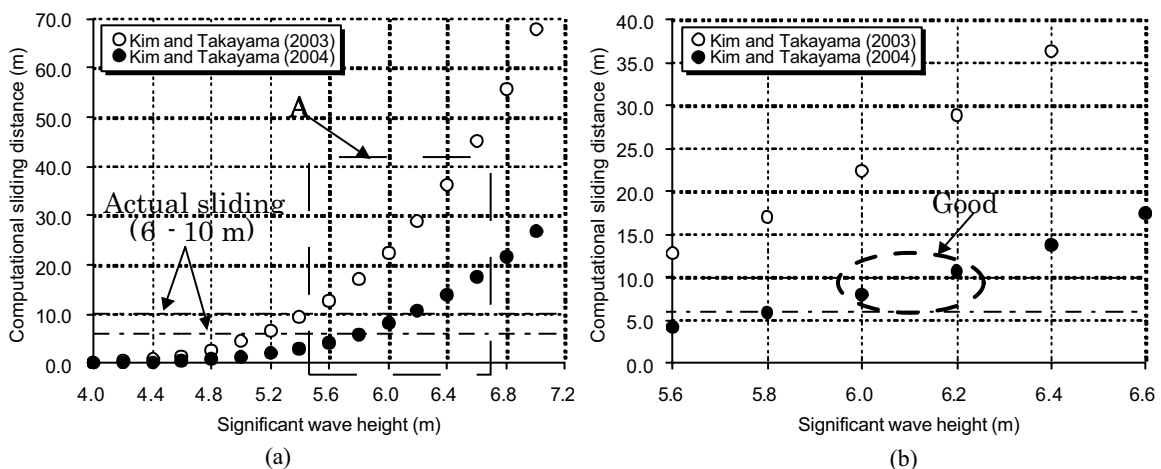


Fig. 16 Estimated sliding distance of caisson

菜生海岸の防潮堤被災解析では,台風時の波浪追算,実際に防潮堤に作用した波の状況の推算,打上げ高の算定,および越波流量の解析を行った。それらの算定結果は,住民にヒアリングした結果と整合性の良いものであった。

周参見漁港の防波堤被災解析では,沖波波浪の追算,浅海波浪の推算計算を行って,防波堤前面での波高分布を算定した。この結果によると,現地での被災が顕著であった防波堤先端部と基部で波高が6mを超えたと推測された。また,防波堤の滑動量算定モデルにより滑動量を算定した。tiltingを考慮した滑動量算定値は,波高が約6mとすると,現地調査で得た滑動量を再現できた。

参考文献

- 合田良実(1975):不規則波による防波護岸の越波流量に関する実験的研究,港湾技術研究所報告,第14号,第4号,pp.3-44.
- 豊島 修・首藤伸夫・橋本 宏(1964):海岸堤防への波のうちあげ高 -1/30-,第11回海岸工学講演会講演集,pp.260-265.
- 豊島 修・首藤伸夫・橋本 宏(1965):海岸堤防への波のうちあげ高 -1/20-,第12回海岸工学講演会講演集,pp.180-185.
- 中村 充・佐々木康雄・山田穰二(1972):複合断面における波の打上げに関する研究,第19回海岸工学講演会論文集,pp.309-312.
- 間瀬 肇・宮平 彰・桜井秀忠・井上雅夫(2003a):汀線近傍の護岸への不規則波の打上げに関する研究 算定打上げ高と不規則波の代表打上げ高の関係,土木学会論文集, No.726/11-62, pp.99-107.
- 間瀬 肇・Hedges, T.S.・Shareef, M.・永橋俊二 (2003b):波の打上げを考慮した傾斜護岸に対する越波流量算定法に関する研究,海岸工学論文集,第50巻,pp.636-640.
- CIRIA/CUR (1991): Manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering, Construction Industry Res. and Information Assoc., London.
- Kim, T-M. and Takayama, T. (2003): Computational improvement for expected sliding distance of a caisson-type breakwater by introduction of a doubly-truncated normal distribution, Coastal Eng. Jour., JSCE, Vol.45, No.3, pp. 387-419.
- Kim, T-M. and Takayama, T. (2004): Effect of caisson tilting on the sliding distance of acaisson, Annual Journal of Civil Eng. in the Ocean, JSCE, Vol.20, pp.89-94.
- Mase, H. and Iwagaki, Y. (1984): Run-up of random waves on gentle slopes, Proc. 19th Coastal Eng. Conf., ASCE, pp.593-609.
- Mase, H. (1995): Frequency down-shift of swash oscillations compared to incident waves, Jour. Hydraulic Res., Vo.33, No.3, pp.397-411.
- Mase, H. (2001): Multi-directional random wave transformation model based on energy balance equation, Coastal Eng. Jour., JSCE, Vol.43, No.4, pp.317-337.
- Mase, H., Miyahira, A. and Hedges, T.S. (2004): Random wave runup on seawalls near shorelines with and without artificial reefs, Coastal Eng. Jour., Vol.46, No.3, pp.247-268.
- Saville, T., Jr. (1958): Wave run-up on composite slopes, Proc. 6th Coastal Eng. Conf., ASCE, pp.691-699.
- Shimosako, K. and Takahashi, S. (1999): Application of deformation-based reliability design for coastal structures; Expected sliding distance method of composite breakwaters, Proc. Coastal Structures '99, pp.363-371.
- Tanimoto, K., Furukawa, K. and Nakamura, H. (1996): Hydraulic resistant force and sliding distance model at sliding of a vertical caisson, Proc. Conf. on Coastal Eng., JSCE, Vol. 43, pp. 846-850 (in Japanese).

Coastal Disasters at Murotsu and Susami due to Typhoon 0423 (TOKAGE)

Hajime MASE, Tomohiro YASUDA, Tae-Min KIM*, Tomotsuka TAKAYAMA,
Tetsuya HIRAISHI** and Katsuya HIRAYAMA**

* Dept. of Civil Eng., Chonbuk National University, Korea

** Independent Administrative Institution, Port and Airport Research Institute

Synopsis

This paper describes results of field surveys and analyses for coastal damages, occurred in Muroto city and Susami city, due to the Typhoon 0423 (TOKAGE). In Muroto city, concrete parapets of a seawall were broken by a large runup wave and plunged into the houses, resulting in three persons' death. In Susami city, caissons were moved by larger waves than the design wave. The analyses showed fairly good agreements with the situations of such surveyed coastal damages.

Keywords: Typhoon TOKAGE, coastal disaster, seawall, breakwater, runup, overtopping, caisson sliding