越波により海岸堤防背後の家屋に 作用する波圧の数値計算

竹下 哲也¹・加藤 史訓²・森谷 拓実³・峯村 浩治⁴

¹正会員 国土交通省 国土技術政策総合研究所 海岸研究室 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

E-mail: takeshita-t2hp@mlit.go.jp

²正会員 国土交通省 国土技術政策総合研究所 海岸研究室 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

³正会員 株式会社 エコー 技術本部 防災解析部 (〒110-0014 東京都台東区北上野2-6-4)

⁴株式会社 エコー 技術本部 防災解析部 (〒110-0014 東京都台東区北上野2-6-4)

本研究は、越波による海岸堤防背後の家屋の倒壊の危険性を把握するため、数値波動水路を用いて海岸堤防背後の家屋に作用する波圧の数値計算を行ったものである。

堤防背後の家屋に作用する波圧計算を行った結果、上位1/10平均値では模型実験の値と概ね同様の結果を示した。また、海底勾配1/30、堤防高6 m、越波流量0.1~1.0 m³/s/mの条件での数値計算の結果から、海岸堤防背後の家屋が堤防から50 m以上離れていても静水圧の2倍以上の強い波圧が家屋に作用することが示された。

Key Words : wave overtopping, high wave, coastal dike, wave pressure, building

1. 研究の目的

2013年の災害対策基本法改正¹⁾により、市町村長は屋内待避の指示が可能となった。屋内待避では家屋の安全性が重要であり、津波では津波防災地域づくりに関する法律に基づく構造の基準(水深係数 $\alpha=3$)²⁾が津波避難施設の設計に活用される一方、洪水では河川管理者が堤防決壊により家屋が倒壊する範囲³⁾の公表をはじめ、当該区域では屋内待避でなく立退き避難を行うよう促している。

波浪による越波についても、高知県菜生海岸(室戸市, 2004年台風23号)⁴⁾、富山県下新川海岸(入善町, 2008年冬季風浪)⁵⁾、北海道胆振海岸(白老町, 2016年台風10号)⁶⁾で家屋被害が発生しているが、海岸堤防が決壊しなくても起こり得る事象であり、堤防決壊による浸水を前提とした上記の津波及び洪水の家屋被害を想定する

手法をそのまま適用することが困難である。

このため、本研究は、越波による家屋倒壊の危険性把握の観点から、数値波動水路(CADMAS-SURF/2D)⁷⁾を用いて家屋に作用する波圧の数値計算を行ったものである。

2. 計算条件

(1) 数値波動水路の設定

姫野ら⁸⁾の越波水理模型実験を参考に、CADMAS-SURF/2D⁷⁾で図-1の数値波動水路を作成した。計算格子幅は0.04 m(堤防付近は0.01 m)で設定した。図-1の寸法は姫野ら⁸⁾の水理模型と概ね同じであるが、姫野ら⁸⁾の模型は縮尺1/30を想定している一方、本研究では堤防背後に2階建て相当のモデル家屋を設定する関係上、縮尺を1/60として扱うこととした。よって、海岸堤防の現地換算の高さは6 mとなる。

(2) 波浪条件の設定

波浪条件は姫野ら⁸⁾の模型実験で造波した不規則波(修正Bretschneider-光易型)のケースのうち表-1の12ケース(各ケース造波開始から100~300 sの200 s間)を対象とし、中村ら⁹⁾による不規則波の水平流速の鉛直分布を推定する手法を用いて実験波形に近い波形となるよう

図-1 数値波動水路断面図

調整した。

具体的には、堤前波高の計算値（上位1/3平均値）を実験値に近づけるため造波ソースでの波形の調整を行った。微小振幅波理論では、微小な水位変化に対する水平流速の変化は同比率と見なせることから、造波ソースでの水位と流速を同じ倍率で調整した。また、合田ら¹⁰⁾による越波流量の推定値と実験値との差異を参考に、越波流量の計算値が概ね実験値の1～1.5倍の範囲に収まるようCADMAS-SURF/2D⁷⁾の運動方程式の対流項の差分スキーム（DONORスキーム）⁷⁾に係るパラメータ調整を行った。DONORスキームとは、1次精度風上差分と2次精度中央差分の重み付き平均の方法であり、1次精度風上差分の重み付け量がDONORパラメータである。調整パラメータ（水位・流速の調整比率、DONORパラメータ）及び、堤前波高（上位1/3平均値）と単位幅越波量の実験値と計算値との比較結果を表-2に示す。

その結果、表-2のとおり、ケース3,9を除き、残りの10ケースは堤前波高（上位1/3平均値）が実験値の94～106 %の範囲に、越波流量が実験値の104～155 %の範囲に収まった。ケース3,9については、堤前波高及び越波流量が極めて小さく調整が困難であったことや本研究が堤防背後の家屋に作用する波圧の計算であることから、家屋にとって危険側を見て、堤前波高及び越波流量の計算値が実験値よりも上回ることをもって調整を終了した。なお、堤前波高については最大値や上位1/20平均値、上位1/10平均値でも確認を行い、最大値については実験値と計算値で差異があるものの、上位1/20平均値、上位1/10平均値については、上位1/3平均値と同様に計算値と実験値が概ね一致していた。

(3) モデル家屋の設定方法

モデル家屋については、洪水浸水想定区域図作成マニュアル(第4版)³⁾において、家屋倒壊の検討に用いたモデル家屋を参考に、図-2のとおりモデル家屋の寸法を1/60縮尺で設定（高さ0.12 m（現地換算7.2 m））した。実際の屋根形状は傾斜している場合があるものの、モデル家屋の屋根は直方体とした。また、計算ケース数と計算時間の都合上、本研究では断面2次元計算としたが、堤防とモデル家屋の間が湛水することにより、モデル家屋に作用する波圧が精度よく算定されない課題を解消するため、堤防の裏法尻付近に排水路を設定して堤防とモデル家屋間の排水を考慮した（図-3参照）。

排水路の大きさについては、図-2の配置を対象としてCADMAS-SURF/3D¹¹⁾による3次元の排水計算を実施して堤防とモデル家屋間の排水時間を計測し、断面2次元計算でも同じ排水時間となるように設定した。ケース10で確認した結果、越波流量計算値の総量のうち排水路から排水された量は全体の3割であり、大きな越波が発生し

た場合の瞬間値では2割が排出されていた。この結果から、堤防裏法尻から陸側方向への越波流量は排水路設置前の7～8割と推定され、表-2のとおり、越波流量の計算値が実験値の1～1.5倍で設定していることを踏まえれば、数値波動水路で図-3に示す排水路を設置しても家屋に作用する波圧に大きな影響はないと考えた。

表-1 波浪条件

ケース	水面からの天端高 hc(m)	実験値(沖地点)		
		有義波高 H _{1/3} (m)	有義波周期 T _{1/3} (s)	波形勾配
1	0.00	0.07	1.53	0.019
2	0.05	0.09	1.42	0.027
3	0.10	0.08	1.52	0.023
4	0.00	0.17	2.04	0.027
5	0.05	0.20	2.15	0.027
6	0.10	0.19	2.10	0.028
7	0.00	0.11	2.06	0.017
8	0.05	0.10	1.98	0.016
9	0.10	0.09	1.99	0.015
10	0.00	0.21	2.95	0.016
11	0.05	0.23	3.00	0.017
12	0.10	0.24	3.21	0.015

表-2 調整パラメータ及び実験値と計算値の比較

ケース	水位 流速 調整 倍率	DONOR パラメータ	堤前波高(上位 1/3 平均値)			単位幅越波量		
			実験値 (m)	計算値 (m)	計算値/ 実験値 (%)	実験値 (m ³ /s/m)	計算値 (m ³ /s/m)	計算値/ 実験値 (%)
1	1.0	0.20	0.074	0.077	104.7	4.0E-03	4.6E-03	114.4
2	1.4	0.30	0.054	0.057	105.6	6.3E-04	8.6E-04	136.8
3	1.2	0.20	0.035	0.046	130.2	1.3E-07	4.5E-07	336.5
4	1.1	0.10	0.113	0.111	98.1	6.0E-03	6.2E-03	103.9
5	1.3	0.20	0.101	0.097	96.6	1.8E-03	2.2E-03	125.5
6	1.2	0.25	0.073	0.074	101.7	1.3E-04	2.0E-04	154.6
7	1.0	0.20	0.088	0.085	97.0	5.1E-03	5.4E-03	105.3
8	1.3	0.20	0.071	0.070	99.4	9.0E-04	1.0E-03	111.4
9	1.0	0.20	0.035	0.042	119.4	1.2E-07	6.3E-07	518.4
10	1.3	0.20	0.134	0.128	95.1	8.9E-03	1.1E-02	118.6
11	1.1	0.20	0.136	0.128	94.1	3.6E-03	4.0E-03	111.5
12	1.4	0.25	0.132	0.128	96.9	1.5E-03	1.9E-03	128.6

図-2 堤防及びモデル家屋の配置

図-3 排水路の諸元

モデル家屋の位置は、波浪条件12ケースについて、モデル家屋が無い状態での越波計算を行い、図-4のように最大流速の断面分布により流速が大きい場所を3列抽出した。なお、最大流速のみで設定すると、ケース間での列の間隔が大きくばらつくことから、2列目については、2013年住宅・土地統計調査¹²⁾の1住宅当たりの平均敷地面積279m²（1住宅敷地の幅：正方形仮定なら約17m、1:2の長方形仮定なら幅は12～24m）や道路幅（建築基準法第42条の道路幅4m以上）を参考に、1列目から0.2～0.4m（現地換算12～24m）の離隔を設けた。また、3列目は堤防からある程度離れた位置での波圧を把握する観点から、堤防裏法尻から約1m（現地換算約50m）の離隔を設けた（表-3参照）。越波流量が極めて小さいケース3,9については、波浪条件に近い他のケースを参考にモデル家屋位置を設定した。

3. モデル家屋の作用波圧に係る計算値と実験値の比較

数値波動水路によるモデル家屋に作用する波圧の計算値の妥当性を確認するため、ケース7について、数値波動水路と同じ条件で水理模型実験を実施しモデル家屋に

図-4 最大流速分布図とモデル家屋位置（ケース7）

表-3 モデル家屋の設置位置（堤防側の壁面位置）

ケース	堤防裏法尻からの距離 (m)					
	1 列目		2 列目		3 列目	
	CADMAS	現地換算	CADMAS	現地換算	CADMAS	現地換算
1	0.10	6.0	0.40	24.0	0.90	54.0
2	0.02	1.2	0.20	12.0	1.00	60.0
3	0.02	1.2	0.40	24.0	0.90	54.0
4	0.10	6.0	0.40	24.0	0.75	45.0
5	0.10	6.0	0.50	30.0	0.80	48.0
6	0.02	1.2	0.25	15.0	0.95	57.0
7	0.05	3.0	0.40	24.0	0.80	48.0
8	0.02	1.2	0.40	24.0	0.90	54.0
9	0.05	3.0	0.40	24.0	0.90	54.0
10	0.05	3.0	0.55	33.0	0.95	57.0
11	0.20	12.0	0.35	21.0	0.65	39.0
12	0.10	6.0	0.40	24.0	0.85	51.0

図-5 モデル家屋に作用する波圧の計算値と実験値の比較（ケース7）

作用する波圧の計測値との比較を行った。

数値波動水路のモデル家屋の堤防側の壁面には、地上0.5 cmから9.5 cmまで1 cm間隔で波圧測定点を設けた。一方、水理模型実験では、地上1.5 cmから7.5 cmまで2 cm間隔で波圧計（測定時間間隔50 Hz）を設置して測定した。それぞれの波圧の計算値及び実験値を地上からの高さ毎に最大値(max), 上位1/20平均値(1/20 max), 上位1/10平均値(1/10 max), 上位1/3平均値(1/3 max), 平均値(average)で整理して比較した結果を図-5に示す。前述の越波流量の計算値と実験値との差異と同様、波圧についても計算値と実験値で差異が見られた。波圧の最大値や平均値については計算値が実験値を下回る地点が複数箇所見られた。一方で、波圧の上位1/20平均値, 上位1/10平均値, 上位1/3平均値については、計算値が実験値と同等, あるいは実験値以上の値となっている測点が多く、1列目から3列目全体で見ると上位1/10平均値と実験値が近いことから、上位1/10平均値を計算結果の主な整理対象とした。

4. 計算結果

(1) モデル家屋に作用する波圧分布

朝倉ら¹³⁾の津波の無次元最大波圧分布の整理を参考に、図-6に各ケースのモデル家屋1～3列目の無次元波圧分布を示す。横軸の $p_{i,k}/\rho g \eta_{1/10}$ はモデル家屋の波圧の測点（格子点 (i,k) , 0.01 m毎）における波圧の上位1/10平均値の波圧、横軸及び縦軸の $\eta_{1/10}$ はモデル家屋無しの条件での上位1/10平均値の浸水深（モデル家屋前面の地点）、 Z_k はモデル家屋の壁面位置である。なお、ケース3及び9は越波流量が極めて小さく波圧計算ができないため表示していない。

また、比較のため、静水圧分布（水深係数 $\alpha=1$ ）と朝倉ら¹³⁾の研究から津波避難施設の設計で用いられる式（以下、「朝倉の式」という。水深係数 $\alpha=3$ ）を点線で表示した。全体的な傾向として、モデル家屋の1列目では朝倉の式の津波波圧を大きく上回る無次元波圧が算出された。一方、モデル家屋の2, 3列目は、朝倉の式の分布に近づいていた。また、ケース1～6に比べて、波形勾配の小さいケース7～12の方が大きな波圧を示す傾向が見られた。

なお、ケース2の1列目については、他のケースに比べて無次元波圧分布が離散的となった。表-2に示したとおり、ケース2は実験値との調整の過程で、水位・流速の調整倍率や、DONORパラメータを他のケースよりも大きく設定したことが原因と考えられる。

また、モデル家屋の2, 3列目で、波圧分布が三角形ではなく台形の形状となるケースが見られるが、これは、堤防とモデル家屋間の排水を考慮した断面2次元計算ではあるものの、計算上、堤防とモデル家屋間に水が残った状態で次の越波が来襲するため、合田¹⁴⁾の波圧式のように台形の波圧分布になったものと考えられる。

(2) 各ケースの水深係数

表-3に示したとおり、各ケースでモデル家屋の設置位置が異なることから、堤防から陸側方向を横軸とした水深係数の分布を求めた。その算出では、図-7に示すように、ある時刻のモデル家屋の壁面に作用する波力と屋根に作用する波力の和が、静水圧に水深係数 α を掛けて求められる波力と一致すると仮定し、波圧の時系列計算値（式(1)）と屋根に作用する波圧の時系列計算値（式(2)）

図-6 無次元波圧分布（上位1/10平均値、黒点線は朝倉の式、青点線は静水圧）
（上段は波形勾配0.019～0.028，下段は波形勾配0.015～0.017）

から、時系列の水深係数 α を求めた (式(3)) .

なお、モデル家屋の壁面の上端より高い位置での水平方向の波力は、測点を設けることができず計算できないため、図-7のように屋根の上面に垂直に作用する波力と等価と仮定し、屋根面に測点を設けて計算した。

$$P_{wall}(t, x) = \sum_{k=1}^{10} (p_{i,k} dz_k) \quad (1)$$

$$P_{roof}(t, x) = \sqrt{\left(\sum_{k=1}^{12} (p_{i,k} dz_k) \right)^2 + \left(\sum_{i=1}^{12} (p_{i,k} dx_i) \right)^2} \quad (2)$$

$$\alpha(t, x) = \sqrt{2(P_{wall}(t, x) + P_{roof}(t, x)) / \rho g \eta^2(t, x)} \quad (3)$$

この時系列の水深係数の上位1/10平均値を求めた結果を図-8に示す。なお、考察のための参考として、ばらつきはあるが水深係数の最大値も図-8に示した。

5. 考察

(1) 堤防から陸側方向の水深係数分布についての考察

図-8の各ケースの回帰直線を見ると、各ケースともに堤防近傍が最も水深係数が高く、堤防から離れるに従って水深係数が小さくなる傾向が見られた。堤防に近いほど越波の打ち込みによって大きな流速の水塊がモデル家屋に衝突していることが原因と考えられる。

図-8の上の図 (ケース1～6) に比べて、下の図 (ケース7～12) の水深係数 (時系列の水深係数の上位1/10平均値) の方が、全体的に大きい値を示していた。これは、表-1の波浪条件で示したとおり、ケース1～6に比べ、ケ

ース7～12の方が波形勾配が小さく (周期や波長が長く)、越波量が多いことが原因と考えられる。図-8の水深係数の数値と越波量とを比較 (表-4) しても、越波量の大きいケースの方が水深係数は大きい傾向となっていた。なお、一部、越波量が大きくても水深係数がそれほど大きくない例が見られるが、これは、水面からの天端高 $hc = 0$ のケースの場合 (潮位と天端高が等しい場合)、波高や周期が小さくても越波が継続的に発生するため、越波量に比してモデル家屋に向かう1波あたりの越波水塊 (波圧) が小さいことが原因と考えられる。

(2) 越波による家屋倒壊の危険性についての考察

2008年2月24日の下新川海岸での冬季風浪では、富山県入善町の生地地先で $0.1 \sim 0.3 \text{ m}^3/\text{s/m}$ の越波流量が発生し、海岸堤防敷地と民間敷地の境界から約30～40 m離れた家屋4件が全壊した例⁹⁾がある。表-4から、これらに比較的近いケースとしては、ケース2は計算結果が離散的であり除外するが、ケース6 (越波流量: 現地換算 $0.09 \text{ m}^3/\text{s/m}$) や、ケース8 (越波流量: 現地換算 $0.5 \text{ m}^3/\text{s/m}$)、ケース5, 12 (越波流量: 現地換算 $1.0 \text{ m}^3/\text{s/m}$) がある。それ以外のケースは越波流量が現地換算で $2.0 \text{ m}^3/\text{s/m}$ 以上と極めて大きい。

このため、過去の被災事例も勘案し、ケース5, 6, 8, 12 (現地換算 $0.09 \sim 1.0 \text{ m}^3/\text{s/m}$) に限定して考察すると、4ケースともに、3列目 (堤防の裏法尻から $0.80 \sim 0.95 \text{ m}$ (現地換算 $48 \sim 57 \text{ m}$) 付近の位置では、水深係数が上位1/10平均値で約2～5, 最大値で約3～7となっていた。

図-7 時系列の水深係数の算出方法

表-4 越波量と水深係数の比較

ケース	越波量 計算値 ($\text{m}^3/\text{s/m}$)	水面からの 天端高 $hc(\text{m})$	水深係数 α (上位 1/10 平均値)		
			1 列目	2 列目	3 列目
4	6.2E-03	0.00	7.14	3.94	3.13
5	2.2E-03	0.05	5.54	3.17	2.63
2	8.6E-04	0.05	5.14	2.81	2.85
1	4.6E-03	0.00	4.30	2.63	2.40
6	2.0E-04	0.10	3.60	2.94	1.59
10	1.1E-02	0.00	8.84	6.70	5.80
12	1.9E-03	0.10	9.79	8.09	3.65
11	4.0E-03	0.05	8.45	6.65	4.74
7	5.4E-03	0.00	6.23	3.10	2.60
8	1.0E-03	0.05	5.07	2.88	2.50

図-8 水深係数 (上位1/10平均値, 最大値)

したがって、海底勾配1/30、堤防高6 m、越波流量0.1～1.0 m³/s/mの場合、海岸堤防の直背後の家屋（堤防と家屋との間に障害物がないもの）が、たとえ堤防の裏法尻から50 m以上離れていても静水圧の2倍以上の強い波圧が家屋に作用することが想定されるため、屋内待避は行わずに立ち退き避難が必要になる可能性があると考えられる。

また、越波による家屋倒壊の危険範囲を具体的に設定する場合には、対象海岸の地形・堤防条件や想定される波浪条件（例えば水防法に基づく高潮浸水想定区域図の作成過程で算出される条件）から、本研究で示した方法で陸側への越波水塊の伝搬状況（家屋無し条件での水位や流速）や水深係数（家屋あり条件）を算出し、背後地の家屋の構造とも比較しながら、越波による家屋倒壊の危険範囲を個別に定める必要があると考える。

6. 結論

(1) 排水を工夫した2次元の数値波動水路によって、堤防背後のモデル家屋に作用する波圧の計算を行った。計算結果を模型実験結果と比較した結果、上位1/10平均値では、実験結果と概ね一致した。

(2) 越波により堤防背後の家屋に作用する波圧を静水圧との比（水深係数）で整理した結果、海底勾配1/30、堤防高6 m、越波流量0.1～1.0 m³/s/mの場合、家屋が堤防の裏法尻から50 m以上離れていても静水圧の2倍以上の強い波圧が家屋に作用することが確認され、安全な場所への立ち退き避難が必要になる可能性があることが示唆された。

なお、上記の結論は、堤防が決壊しない場合の越波現象を前提としていることに注意が必要である。

参考文献

- 1) 災害対策基本法等の一部を改正する法律（2013 年法律第 54 号）, 2013.
- 2) 国土交通省: 津波浸水想定を設定する際に想定した津波に対して安全な構造方法等を定める件（国土交通大臣告示 1318 号）, 2011.
- 3) 国土交通省: 洪水浸水想定区域図作成マニュアル（第 4 版）, pp.23-24, 参考資料 1 pp. viii-xiii, 2015.
- 4) 菜生海岸災害調査検討委員会: 菜生海岸災害調査検討委員会報告書, pp.2-4, 2-5, 2005.
- 5) 高波災害対策検討委員会: 第 1 回 資料 2 今回の下新川海岸等の被災状況, pp.7,11,12, 2008.
- 6) 北海道開発局: 平成 28 年 8 月台風第 10 号による胆振海岸波浪の概要（速報版）, pp.5, 2016, <http://www.hkd.mlit.go.jp/mr/saigai/tn6s9g00000000gqo16090202.pdf>, 参照 2017-05-01.
- 7) 財団法人 沿岸開発技術研究センター: CADMAS-SURF 数値波動水路の研究・開発, 沿岸技術ライブラリー, No.12, 2001.
- 8) 姫野 一樹, 竹下 哲也, 五十嵐 竜行, 小泉 知義, 諏訪 義雄: 傾斜堤における $hc/H_0 = 0 \sim 1$ の範囲での越波水理模型実験, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol. 72, No.2, pp.I_379-I_384, 2016.
- 9) 中村 隆志, 平山 克也: プシネスクモデル (NOWT-PARI) における水平流速の鉛直分布のリアルタイム推定, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 71, No.2, I_37 - I_42, 2015.
- 10) 合田 良実, 岸良 安治, 神山 豊: 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 巻 第 4 号, pp.26-32, 1975.
- 11) 財団法人 沿岸技術研究センター: CADMAS-SURF / 3D 数値波動水槽の研究・開発, 沿岸技術ライブラリー, No.39, 2010.
- 12) 総務省統計局: 平成 25 年住宅・土地統計調査, 2013.
- 13) 朝倉 良介, 岩瀬 浩二, 池谷 毅, 高尾 誠, 金戸 俊道, 藤井 直樹, 大森 政則: 護岸を越流した津波による波力に関する実験的研究, 海岸工学論文集, Vol. 47, pp. 911-915, 2000.
- 14) 合田 良実: 防波堤の設計波圧に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第 12 巻, 第 3 号, pp.31-69, 1973.

(2017.3.15 受付)

NUMERICAL SIMULATIONS OF OVERTOPPING WAVE PRESSURES ACTING ON BUILDINGS BEHIND A COASTAL DIKE

Tetsuya TAKESHITA, Fuminori KATO, Takumi MORIYA and Koji MINEMURA

The purpose of this study is to estimate the possibility of the collapse of the buildings behind a coastal dike induced by overtopping waves. Numerical calculations of overtopping wave pressures acting on the buildings were conducted with CADMAS-SURF / 2D, which was the two-dimensional calculation with water drainage between a coastal dike and a building.

We compared some of the calculation results with the experiment results under the same condition and they were much the same. Under this simulation's condition (wave overtopping rates were 0.1 ~ 1.0 m³/s/m, a sea bottom slope was 1:30, and a dike's height was 6 m), the wave pressures acting on the buildings which were more than 50 meter away from a coastal dike were more than twice hydrostatic pressure calculated with inundation depth.