

高波と津波による海岸施設の破壊機構と破堤限界値の現地海岸適用

山本吉道*・川島 理**・福濱方哉***

被災事例調査と実験から、高波による海岸堤防・護岸の破壊は主に洗掘と吸出しによって生じ、三面張り堤防の破堤や二面張り護岸の全壊に対応する限界の越波量は $0.065 \text{ m}^3/\text{m}/\text{s}$ であることを明らかにし、浸水予測数値モデルにこの破堤条件を組み込んで、現地海岸の高波・高潮による浸水を再現した。また、被災事例調査から、津波によるコンクリート製堤防・護岸の破堤・全壊は主に入射波力が戻流れの直接的作用によって生じ、その限界の津波高は各々8m程度か5m程度であることを明らかにし、この破堤条件をスマトラ沖地震津波の事例に当てはめて、その妥当性を確認した。

1. はじめに

平成16年に、高知県での台風による高潮やスマトラ沖地震による津波などによって、我々は甚大な被害を被った。このような海岸災害は世界各地で毎年のように発生しており、防災・減災に役立つ海岸施設が必要とされる。それゆえ、高波と津波による堤防・護岸の被災事例に対する分析から破堤機構の検討を、さらに、これらの検討結果から得られた破堤限界値を現地海岸に当てはめて、海岸の安全性評価も試みた。

2. 破堤機構と破堤限界値の検討

(1) 高波による破堤の場合

多くの調査・研究で、海岸堤防・護岸の場合、砂浜が侵食して狭くなってくると、高波時に前面洗掘が進み、さらに、矢板下端より裏込材が吸出され、破堤に至り易いことが指摘されている。実際に海岸堤防・護岸の高波による被災資料を静岡県・高知県・石川県から収集し、整理したところ、表-1に示すように、被災断面形状から、前面洗掘と裏込材の吸出しにより被災したと推定できるケースがほとんどであった。

確認のために、典型的な高波災害事例である平成9年台風9号(最大有義波高6.91m, 周期13.9s)による静岡市広野海岸堤防の被災を水理模型実験(フルード則による縮尺は1/30, 伊藤の相似則による底質の縮尺は1/3)により再現すると、写真-1に示すように、堤防は波力によって直接的に破壊されることはなく、前面洗掘が進み、やがて矢板下端より裏込材の流出が始まり、フルード則で換算した波の作用時間が現地時間とほぼ一致する7.5時間後には裏込材の相当量が抜けて、破堤寸前となった。この吸出しによる破壊が、波力による直接的破壊より優先する理由は、以下の通りである。

図-1に示す我が国でよく見かける堤防の水平滑動に

対する安定性を、本間ら(1963)の波力算定式を用いて検討すれば、前面水深が3m以浅の場合、波力により滑動しないことが判る。また、このような台形断面の場合、底面が広く重心が低いいため、転倒することはさらに有り得ない。したがって、前面水深が3m以浅の海岸では、波力による直接的破壊が優先する可能性は低いと言える。

さらに、この海岸堤防に対して円弧スベリの安定計算を行うと、前面水深や波の作用が無い条件下では安定となるが、静水圧と波による動水圧を考慮すると、せん断抵抗力の低下から円弧スベリが生じる。

それゆえ、海岸堤防・護岸の破壊機構は洗掘と吸出しによってほぼ説明できると言える。

次に、表-1のデータを用いて、破堤・全壊条件を主



写真-1 堤防前面の洗掘と内部の吸出しの再現実験

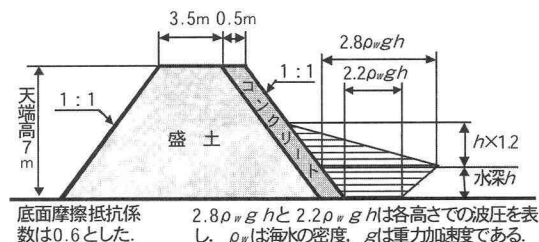


図-1 海岸堤防の波圧に対する安定性の検討図

* フェロー 博(工) 東海大学連合大学院理工学研究科教授
** 正会員 株式会社エムエーシー海岸部主任
*** 正会員 工修 国土交通省国総研海岸研究室室長

表-1 高波による被災事例一覧

被災事例の海岸名		発生年と外力原因	破壊程度	破壊機構	堤防・護岸特性		海浜特性		外力特性			越波量 (m^3 /m/s)	(地層のせん断抵抗力) - (波によるせん断力) (N/m^2)	
					構 造	矢板深さ (TP : m)	天端高 (TP : m)	浜幅 (m)	地盤高 (TP : m)	換算沖波有義波高 (m)	周 期 (s)			潮 位 (TP : m)
太平洋側	富士海岸吉原	66年台風26号	半壊	---	堤防	1.0	13.80	130	7.0	10.00	20.0	1.50	0.050	26140
	富士海岸富士	66年台風26号	破堤	侵食・洗掘と吸出	堤防	1.0	14.00	15	1.0	10.00	20.0	1.50	0.080	-1025
	駿河海岸大井	68年台風4号	破堤	侵食・洗掘と吸出	堤防	-1.5	6.20	0	-1.5	3.50	13.9	0.56	0.065	-861
	高知海岸戸原	79年台風16号	半壊	洗掘と変形	護岸	-2.0	10.00	30	3.0	9.80	13.2	0.97	0.010	21576
	駿河海岸大井	79年台風20号	半壊	洗掘と変形	堤防	-1.5	6.20	80	4.0	8.00	13.0	1.10	0.052	23962
	静岡海岸	79年台風20号	全壊	侵食・洗掘と吸出	護岸	-1.5	7.26	0	0.0	10.20	13.0	1.10	0.110	5522
	静岡海岸	81年台風15号	半壊	侵食・洗掘と吸出	護岸	-1.5	7.26	0	-0.5	6.85	14.0	0.95	0.050	3424
	静岡海岸	82年台風18号	半壊	侵食・洗掘と吸出	護岸	-1.5	7.26	0	-1.0	7.62	12.9	0.92	0.055	1105
	高知海岸長浜	91年台風9号	半壊	侵食・洗掘と吸出	護岸	-1.0	11.50	0	-1.0	3.89	10.0	0.61	0.001	-284
	静岡広野海岸	97年台風9号	半壊	侵食・洗掘と吸出	堤防	-1.5	7.26	0	-1.5	6.91	13.9	0.00	0.024	-947
静岡広野海岸	97年台風18号	破堤	侵食・洗掘と吸出	堤防	-1.5	7.26	0	-2.0	4.45	13.6	0.70	0.065	-1085	
日本海側	石川小松海岸	94年冬期風浪	半壊	侵食・洗掘と吸出	護岸	-4.0	5.40	0	-1.0	4.38	12.3	0.44	0.020	12328
	石川小松海岸	00年冬期風浪	半壊	侵食・洗掘と吸出	護岸	-4.0	5.40	0	-1.5	6.00	10.5	0.50	0.050	9943
	石川小松海岸	01年冬期風浪	全壊	侵食・洗掘と吸出	護岸	-4.0	5.40	0	-2.2	5.58	11.7	0.71	0.095	6664
	石川小松海岸	01年台風15号	全壊	侵食・洗掘と吸出	護岸	-2.5	5.40	0	-1.5	6.00	10.5	0.58	0.065	3388

注意1： 堤防は、表法が用心鉄筋の入った幅50 cmのコンクリート製で、天端と裏法も被覆されている。

注意2： 護岸は、表法が用心鉄筋の入った幅50 cmのコンクリート製で、天端も被覆されている。

注意3： この表に載っている海岸の浜の底質は砂～礫・小石である。

要なパラメータで表すことを試みる。

まず、洗掘と吸出しに係わる外力要素としては、波高、周期、流速、越波量などがあり、波高、周期、流速を含んだ量であることから、越波量を用いる。断面地形要素としては、堤体前面の地盤高（前面水深）、浜幅、浜断面面積が考えられるが、本表の事例には、浜幅と浜断面面積がゼロになるケースが多いので、地盤高（前面水深）を用いる。実際には、洗掘が進んで、矢板下端より上の前面地層厚が薄くなると、裏込材の吸出しが生じやすくなると考えられることから、前面地層厚（ b = 地盤高 - 矢板深さ）と式（1）より前面地層のせん断抵抗力（ τ_r ）を求め、これと式（2）～（3）より求める前面地層上の波によるせん断力（ τ_f ）との差を用いた。底質については、岩石海岸のデータが無かったため、砂・礫・小石に対するデータに限定される。構造タイプと素材も、収集したデータの制約から、表法面をコンクリートで被覆した堤防・護岸に限られる。以上の要素の組合せで、本表のデータの分布を調べると、図-2を得た。なお、高波の越波量計算には合田の算定図を用いた。

$$\tau_r \approx (\rho_s - \rho_w) g b \tan \phi \quad (1)$$

$$\tau_f = \frac{f}{2} \rho_w [\sqrt{g(h+\eta)}]^2 \quad (2)$$

$$\eta \approx 0.8 (\tan \alpha)^{0.8} \left(\frac{H_o}{L_o} \right)^{-0.25} H_o \quad (3)$$

ここに、 ρ_s は前面地層の密度（ $=1800 \text{ kg}/\text{m}^3$ ）、 ρ_w は海水の密度（ $=1030 \text{ kg}/\text{m}^3$ ）、 g は重力加速度、 b は前

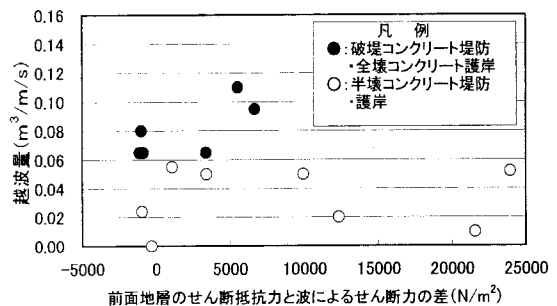


図-2 高波被災事例の越波量とせん断抵抗力の特性

面地層厚、 ϕ は内部摩擦角（ $=30^\circ$ ：砂質土）、 f は摩擦係数（ $=0.05$ ：粗い状態）、 h は前面水深、 η は平均水位上昇量で、山本（1988）による汀線位置での式（3）を代用する。そして、 $\tan \alpha$ は中村らの改良仮想海底勾配（ ≈ 0.1 とする）、 H_o は沖波波高、 L_o は沖波波長である。

本図から、三面張り堤防・二面張り護岸は、越波量 $0.065 \text{ m}^3/\text{m/s}$ 以上になると、破堤・全壊する可能性大と言える。合田（1970）の研究では、三面張り堤防で被災の生じる限界値は $0.05 \text{ m}^3/\text{m/s}$ 、二面張り護岸の同限界値は $0.2 \text{ m}^3/\text{m/s}$ となっており、本論文の限界越波量は堤防に対しては妥当であるが、護岸に対してはより厳しい値となっている。しかし、鈴木ら（1994）は二面張り護岸に対して、台風時の被害大の限界値は $0.07 \text{ m}^3/\text{m/s}$ 、冬季風浪時の同限界値は $0.003 \text{ m}^3/\text{m/s}$ としており、本論文の値は鈴木らの台風時の値と同程度である。

表-2 津波による堤防・護岸の被災事例一覧（本堤防・護岸は一部例外を除いて、無筋コンクリート製である）

被災月日	被災海岸名	構造タイプ	破壊程度	破壊タイプ	天端高 (TP:m)	津波高 (TP:m)	越流高 (m)
北海道 (1993年 7月12日)	大成町平浜海岸	護岸（天端被覆一部無し）	全壊	入射波力による倒壊	6.00	8.0	2.00
	北檜山町古樽多海岸	自立護岸（天端被覆有り）	半壊	不明	不明	7.9	—
	奥尻町海栗前海岸	自立堤防（天端被覆無し）	破堤	入射波力による倒壊	5.30	8.7	3.40
	奥尻町藻内海岸	自立護岸（天端被覆無し）	全壊	入射波力による倒壊	6.50	21.0	14.50
	奥尻町青苗海岸	自立護岸（天端被覆無し）	全壊	裏側海岸からの押流れによる倒壊	4.50	12.4	7.90
秋田県 (1983年 5月26日)	小泊漁港海岸	ブロック被覆護岸（天端被覆無し）	全壊	背後からの戻流れによる倒壊	4.00	5.3	1.30
	轟木漁港海岸	自立護岸（天端被覆無し）	半壊	背後からの戻流れによる部分倒壊	3.70	4.0	0.30
	岩館漁港海岸	自立護岸（天端被覆無し）	半壊	入射波力による部分倒壊	4.65	7.0	2.35
	岩館漁港海岸	自立護岸（天端被覆無し）	半壊	入射波力による部分倒壊	5.65	8.8	3.15
	峰浜海岸	自立護岸（天端被覆無し）	半壊	入射波力による部分倒壊	5.30	6.9	1.60
	琴浜海岸	被覆護岸（用心筋筋・天端被覆有り）	全壊	入射波力による表法破壊と裏込流出	5.25	8.5	3.25
	浜間口海岸	自立護岸（天端被覆無し）	全壊	背後からの戻流れによる倒壊	不明	6.3	—

表-3 津波の入射波力による安定性の検討

津波高(m)	天端高(m)	地盤高(m)	入射流速(m/s)	全入射波力(N)	全静水圧(N)	全破壊力(N)	護岸幅(m)	護岸自重(N)	受動土圧(N)	全抵抗力(N)	安全率(-)
8.0	5.0	4.0	9.7	488550	277585	766135	1.0	62230	645859	683197	0.89
7.0	5.0	4.0	9.1	427481	227115	654596	1.0	62230	645859	683197	1.04

注意：コンクリート比重は2.3、土砂比重は1.8、土砂の内部摩擦角には28度、コンクリートと土砂の摩擦係数は0.6を使用。

表-4 津波の戻流れによる転倒破壊の検討（諸定数は表-3と同じ）

地盤上の浸水深(m)	天端高(m)	地盤高(m)	パラベット高(m)	戻り流速(m/s)	全流体力(N)	転倒モーメント(Nm)	護岸幅(m)	護岸自重(N)	抵抗モーメント(Nm)	安全率(-)
1.1	5.0	4.0	1.0	3.6	13435	60458	1.0	62230	31115	0.51

また、冬季風浪時の値は、鈴木ら自身が述べているように、冬季の侵食・洗掘が十分に考慮されていない可能性が高く、表-1の小松海岸の越波量も、海浜断面地形に通常静穏期に実施している定期測量データを用いると低い値になり、被災直後の臨時測量データを用いると本表の値になった。

また、図-2の越波量 $0.065 \text{ m}^3/\text{m/s}$ 以上の黒丸ケースは、せん断抵抗力と波によるせん断力の差がマイナスになるべきであり、無視している動水圧分を簡便に考慮できるようにするなどの検討を継続する予定である。

(2) 津波による破堤の場合

海岸堤防・護岸の津波による被災資料（北海道南西沖地震に対する北海道庁資料、日本海中部地震に対する秋田県庁資料）を収集し、整理すると、表-2に示すようになり、被災断面形状から、津波の入射波力、あるいは背後からの流体力によって倒壊したと推定できるケースがほとんどであった。津波は高波と言うより洪水流に近く、図-3のように、入射波力と静水圧の合力が陸側受動土圧を上回れば倒壊すると考え、入射流速と入射波力に飯塚・松富(2000)の式を用い、護岸の安定性を検討した結果が表-3である。ここで、日本の外海に面する海岸では、波高5m程度の波が年に一回は来襲し、これに対して家屋が著しい被害を受けないために、地盤高4m以上、護岸の天端高はパラベット高を加えて5m以

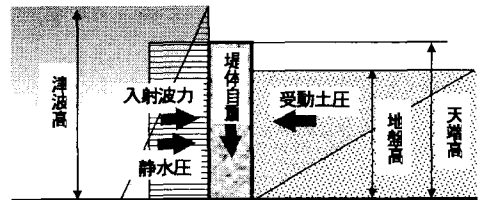


図-3 護岸の津波圧に対する安定性の検討図

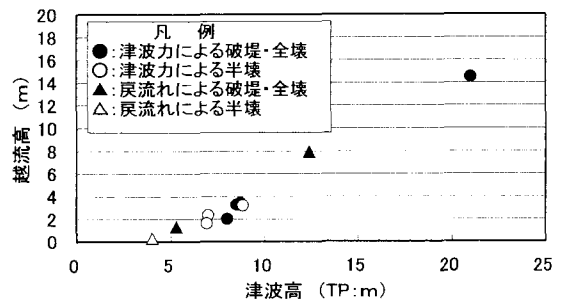


図-4 津波被災事例の津波高と越流高の特性

上の場合が多いと考えている。そして、本表から、津波高が8mを越えると破堤する可能性大であることが判る。

また、入射波力に耐えても、戻流れ時に、海側に抵抗してくれる土圧が無いため、小さな戻流れで倒壊し得ることも考えられる。表-4は、地盤上の浸水深が1.1m

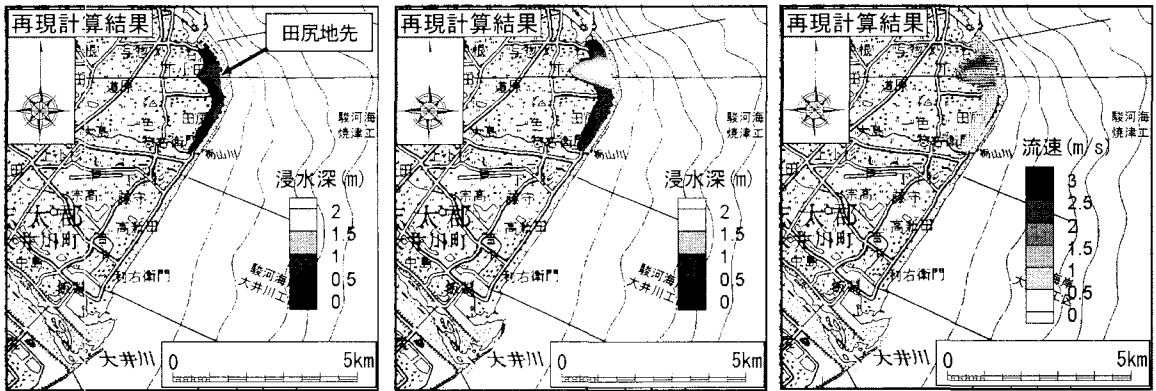


図-5 静岡県駿河海岸での1966年台風20号来襲時の高波と高潮による浸水の再現計算
(左図は高波来襲11時間後の海岸堤防破堤直後の浸水深、中央図と右図は12時間後の外力がピークになった時の浸水深と流速分布)

の時の戻り流速と流体力を飯塚・松富(2000)の式から求め、護岸自重との転倒バランスを検討した結果であるが、主動土圧を無視した状態で転倒する結果となっている。これに陸側と海側の静水圧のアンバランスまで考え出すと、戻り流れ時は非常に危険であることが判り、護岸からの越流が生じたら、戻り流れ時に用心しろと言える。

図-4は、津波高の2乗が入射波力に比例すること、越流が生じれば戻り流れによる転倒が心配されることから、津波高と越流高(=津波高-天端高)で表-2の被災事例の分布を調べたものである。本図から、コンクリート製堤防・護岸は、津波高が8m程度以上だと入射時に、津波高が5m程度以上で越流した場合は戻り流れ時に、破堤・全壊する危険性大と言える。既往の津波による破壊基準は家屋などに対して調査されており、首藤(1992)は津波高8mで石造家屋が全壊、飯塚・松富(2000)は家屋前面水深7m以上で無・有鉄筋コンクリート家屋が大破としている。これらの全壊や大破が太い柱も壊れることを意味するならば、上記の堤防・護岸に対する破堤・全壊限界値が妥当である可能性は低くないが、データを追加して検討を続ける予定である。

3. 破堤基準の現地への適用

(1) 高波の場合

静岡県駿河海岸で、1966年台風20号の高波と高潮によって、田尻地先にて堤防が770m間に渡り破堤し、大規模な浸水被害を受けた。これの再現を以下に行った。

数値計算に用いたモデルの基本式はデカルト座標系を用いた氾濫水流の連続式と運動方程式より成るが、氾濫水は構造物以外の空間を流れるので、2次元コントロールボリューム内の流域面積比 S を用いた。

$$\frac{\partial f_y q_x}{\partial x} + \frac{\partial f_x q_y}{\partial y} + \frac{\partial S \eta}{\partial t} = 0 \quad (4)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial q_x}{\partial t} + \frac{1}{S} \frac{\partial}{\partial x} \left(S q_x \frac{q_x}{d} \right) + \frac{1}{S} \frac{\partial}{\partial y} \left(S q_x q_y \frac{q_y}{d} \right) + g d \frac{\partial \eta}{\partial x} \\ & - \frac{1}{S} \frac{\partial}{\partial x} \left[d \nu_t S \frac{\partial (q_x/d)}{\partial x} \right] - \frac{1}{S} \frac{\partial}{\partial y} \left[d \nu_t S \frac{\partial (q_x/d)}{\partial y} \right] + \frac{f_c}{d^2} Q q_x = 0 \end{aligned} \quad (5)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial q_y}{\partial t} + \frac{1}{S} \frac{\partial}{\partial x} \left(S q_y q_x \frac{q_x}{d} \right) + \frac{1}{S} \frac{\partial}{\partial y} \left(S q_y \frac{q_y}{d} \right) + g d \frac{\partial \eta}{\partial y} \\ & - \frac{1}{S} \frac{\partial}{\partial x} \left[d \nu_t S \frac{\partial (q_y/d)}{\partial x} \right] - \frac{1}{S} \frac{\partial}{\partial y} \left[d \nu_t S \frac{\partial (q_y/d)}{\partial y} \right] + \frac{f_c}{d^2} Q q_y = 0 \end{aligned} \quad (6)$$

ここで、 q_x と q_y ：各々 x と y 方向の線流量成分、 η ：水位、 f_x と f_y ：対象となる計算メッシュの x と y 方向に平行な辺の湿潤(流れが存在する)部分の割合、 S は計算メッシュ内の湿潤(流れが存在する)面積の割合、 d ：水深、 g ：重力の加速度、 ν_t ：氾濫水における渦粘性係数、 f_c ：家屋・構造物・樹木による抵抗係数である。

これらの抵抗係数は、旧建設省「氾濫シミュレーションモデル・マニュアル(案)」(1996)によって設定した。また、主要道路、堤防等は盛土と見なした。

そして、計算手順は以下の通りである。

- ① 本海岸における台風20号来襲時の波浪観測データは無いため、最大沖波波高はSMB法から求めて11mとした。また、周期は、気象庁による最近の石廊崎での波浪観測データから波高11mに対応した値として14sとした。そして、四省庁「海岸事業の費用対効果分析手法」(1997)に従って、波高と周期の入力値は、最大値の半分から12時間かけて最大値まで一様に増加し、その後の12時間で最大値の半分まで一様に低下するとした。また、潮位は清水港での実測値を用い、沖波入力12時間後に最大潮位になるように設定した。
- ② 対象海岸前面の波高分布は、海底地形・港湾等を考慮してエネルギー平衡方程式を解く数値モデルに沖波データを入力して求め、次に、これに対応した越流量分布

を、「海岸事業の費用対効果分析手法」で推薦されている合田の算定図から求めた。

- ③この越波量を海岸堤防位置の格子点上で入力して、浸水計算を進めた。その際、Crank-Nicholson 方法を採用して時間差分を行うため、計算時間間隔を C.F.L. 安定条件によって決め、収束するまで繰返し計算する。
- ④以上を、台風20号による外力がピークになる12時間前から12時間後まで実行した。その際、越波量が破堤限界値 $0.065 \text{ m}^3/\text{m/s}$ を越えた堤防区間は、天端高が前面地盤高まで低下するとして越波量を算定した。
- 以上の計算結果を、図-5 に示す。

計算開始11時間後（ピークの1時間前）に焼津工区田尻地先にて堤防が破堤し始め、ピーク時にのべ約800 m 間に渡って破堤し、焼津工区の広い範囲に渡って浸水する状況を比較的精度良く再現できた。

(2) 津波の場合

前章の津波に対する破堤基準の検証を、2004年スマトラ沖地震時のタイ西海岸での被災事例を用いて行った結果、以下のように、本基準と矛盾する事例はなかった。

- ①ピビ島南東部のコンクリート護岸（天端高3 m 程度）は、津波高4 m 程度であったから壊れていない。
- ②プーケット島南東部シャロンビーチの石積みコンクリート補強護岸（天端高3～3.5 m 程度）は、津波高3 m 程度であったから壊れていない。
- ③プーケット島南西部パトンビーチのコンクリート護岸（天端高3 m 程度）は、津波高6 m 程度であったから壊れていない。一方、同ビーチ北端のコンクリート製ブロック積護岸（天端高5 m 程度）は、高さ1 m 程度のパラベット状凸部があったため、戻流れ時の限界値5 m 程度を越える津波高6 m 程度に対して、海側へ倒壊している（写真-2 参照）。

また、津波の破壊力が内陸奥まで及んだカオラック海岸の家屋破壊についても追記する。コンクリート製家屋の岸沖断面を門型ラーメンでモデル化し、海側の柱に津波力、上部梁に屋根荷重が作用したと考え、前面浸水深が6 m と3 m の場合について、流速と津波力に飯塚・松富（2000）の式を用い、柱を現場で代表的な25 cm 四方の複鉄筋梁（ $\phi 22 \text{ cm}$ 異形鉄筋3本 $\times$ 2列）とし、各種応力を求めると、表-5 のようになった。

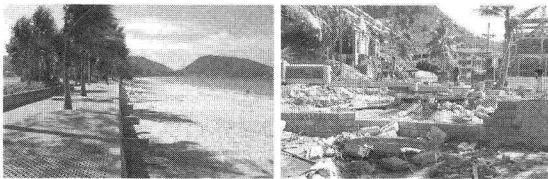


写真-2 パトンビーチのコンクリート護岸（左側）とブロック護岸（右側）の現状（2005年1月撮影）

表-5 家屋の海側の柱部材に働く応力の計算一覧表

家屋前面の浸水深(m)	6	3
津波力の作用幅(m)	0.25	0.5
全コンクリート圧縮応力(N/m ²)	17624050	17624050
許容コンクリート圧縮応力(N/m ²)	19600000	19600000
全主鉄筋引張応力(N/m ²)	299947406	299947406
許容主鉄筋引張応力(N/m ²)	295000000	295000000
全副鉄筋圧縮応力(N/m ²)	122830581	122830581
許容副鉄筋圧縮応力(N/m ²)	295000000	295000000
全コンクリートせん断応力(N/m ²)	1200015	1200015
許容コンクリートせん断応力(N/m ²)	14700000	14700000

本表は、現場で、前面浸水深が6 m 程度と見積もれた建物は柱ごと全壊し、3 m 程度と見積もれた建物は柱と壁の一部を残して壊れていたことを裏づけている。

4. ま と め

被災事例調査などから、高波による三面張り堤防の破堤や二面張り護岸の高波による破堤・全壊は、前面洗堀と吸出しによって生じ易く、その限界の目安は、越波量 $0.065 \text{ m}^3/\text{m/s}$ であること、コンクリート堤防・護岸の津波による破堤・全壊は入射波力と戻流れによって生じ易く、その限界の目安となる津波高は、入射波力に対して8 m 程度、戻流れに対して越流発生下で5 m 程度と、収集データから推定可能なことが判った。

謝辞：本研究のために貴重な被災事例資料を提供して下さい。秋田県建設交通部河川課、石川県土木部河川課、静岡県土木部河川海岸整備室、北海道建設部砂防災害課、また、駿河海岸の資料を提供して下さい。国土交通省静岡河川事務所に深く謝意を表します。

参 考 文 献

- 飯塚秀則・松富英夫(2000)：津波氾濫流の被害想定，海岸工学論文集，第47巻，pp. 381-385。
- 旧建設省土木研究所(1996)：氾濫シミュレーションモデル・マニュアル（案），土木研究所資料，第3400号，p. 197。
- 合田良実(1970)：防波護岸の越波流量に関する研究，港湾技研報告，第9巻，4号，pp. 3-41。
- 首藤伸夫(1992)：津波強度と被害，津波工学研究報告，第9号，pp. 101-136。
- 鈴木康正・平石哲也・望月徳雄・森川高德(1994)：ヒアリングによる護岸の越波被災調査，海岸工学論文集，第41巻，pp. 681-685。
- 本間仁・堀川清司・長谷直樹(1963)：海岸堤防（護岸）に作用する波圧の分布について，第10回海岸工学講演会論文集，pp. 116-120。
- 山本吉道(1988)：複雑な海浜断面に対する砕波後の波の打ち上げ高について，海洋開発論文集，VOL.4，pp. 295-299。
- 四省庁合同(1997)：海岸事業の費用対効果分析手法（平成9年度版），pp. 6-13。
- 津波資料の例：函館土木現業所(1998)，北海道南西沖地震復旧記録。北海道(1993)，北海道南西沖地震津波検討委員会。土木学会(1983)，日本海中部地震震害調査報告書。建設省土木研究所(1985)，土木研究所報告第165号。など