

離岸堤（消波ブロック堤）の被災原因に関する考察

曾我部隆久*・伊東 司郎**・浅川 昭***・西田 芳浩****

1. 概 要

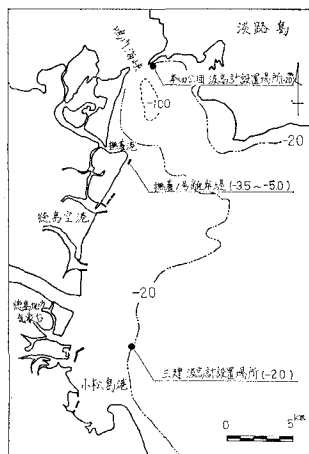
離岸堤は、海岸保全の有効な対策として数多くの実施例がある。しかし、その設置位置では海底の変動や作用する波の変動が激しく、その設計にはまだ未解明な部分が残されている。

徳島県撫養海岸離岸堤の台風 7813 号および 7916 号による異形ブロックの散乱等について、被害の実態および浪波推定等の調査を行い、さらに水理模型実験により、その原因の一部についての考察を加えたので、ここにその概要を報告するものである。

水理模型実験においては、離岸堤の安定性に大きく影響を与える要素と思われる波高の不規則性、あるいは長周期成分の波を再現するため、不規則波による実験を主として行ったほか、一部規則波による実験を行い、その差異についての検討を行い、今後の設計に資することとした。

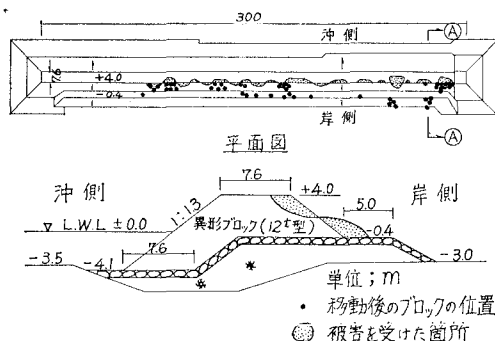
2. 被害の状況

図一は離岸堤の設置位置を示す。台風 7813 号によって 1 号堤の 85 個の異形ブロックが転落等の移動を起こし、沖側の床掘して捨石したマウンド（グラベルマット）の一部が被害を受け、また翌年の台風 7916 号によって、さらに約 100 個の異形ブロックが移動した。



図一 現地平面図

ブロックの移動、



図二 現地堤の被害状況

転落は図一に示すように、法線全体にわたり天端岸側に集中しており、台風 7813 号により散乱した 85 個は、被害率 D (被害ブロック数/据付ブロックの総数) で 6.5% にあたる。

(1) 設計波およびブロックの重量

設計波は、第 2 室戸台風を対象に SMB 法を用いて、沖波で有義波高 5.0m、周期 10 秒、波向 SE と推定し、さらに屈折と碎波変形を考慮して、堤前波高を 4.2m とした。これから、ブロックの所要重量は K_D 値を 7.2 とし、ハドソン公式を用いて 9.7t/個と計算されたので、12t 型の異形消波ブロックを用いることとした。

表一 台風 7813 号の風、潮位記録

風	項 目	時 刻	風 向	風 速 (m/sec)
	最大風速	(18:02) 9:00	(ESE) SSE	(14.4) 11.5
	瞬間最大風速	(17:39~17:47) 11:10	(SE) SSE	(19.0) 19.7
	10 m/sec 以上の持続	(11:00~18:00) 9:00~14:40	(SSE→SE) SSE→E→N→W	—
潮位	項 目	時 刻	潮 位 (m)	備 考
	満 潮	6:49	1.98	
		19:37	1.93	
	干 潮	0:50	0.65	
		13:13	0.27	

注：風……（ ）書は徳島空港内・海上自衛隊資料

・徳島地方気象台資料

潮位……小松島検潮所

* (財) 国際臨海開発研究センター 第二調査研究部長

(元) 第三港湾建設局神戸調査設計事務所長

** 第三港湾建設局松山港工事事務所工務課長

*** 第三港湾建設局神戸調査設計事務所調査課水工係長

**** 第三港湾建設局宇野港工事事務所

(2) 被害時の気象・海象

台風7813号(昭和53年8月20日)は、徳島地方気象台の資料によれば、最低気圧は18時30分の1004.3

表-2 台風7813号波浪観測値

時刻	潮位 (m)	最大波高		1/10波高		1/3波高	
		H_{max} (m)	T_{max} (sec)	$H_{1/10}$ (m)	$T_{1/10}$ (sec)	$H_{1/3}$ (m)	$T_{1/3}$ (sec)
12:00	0.43	1.18	7	0.88	7	0.53	7
14:00	0.35	1.08	13	1.04	13	0.91	13
16:00	0.91	(2.99) 3.29	(6.5) 9	(2.61) 2.25	(6.8) 11	(2.18) 1.76	(6.7) 11
18:00	1.77	(5.24) 3.57	(7.4) 9	(3.71) 2.98	(7.9) 9	[2.85] 2.14	(7.9) 9
20:00	1.97	(2.71) 3.71	(9.1) 8	(2.35) 2.63	(9.5) 10	(1.88) 2.19	(9.6) 10
22:00	1.58	(2.85) 2.27	(9.4) 10	(1.79) 1.98	(9.1) 10	(1.43) 1.53	(8.4) 10

(注) 第三港湾建設局小松島港工事事務所波浪観測記録
() 本四公団資料 □ 推算に用いた波高

表-3 台風7916号の波浪観測記録

港名	H_{max}	$H_{1/10}$	$H_{1/3}$	H_{mean}	T_{max}	$T_{1/10}$	$T_{1/3}$	T_{mean}	機種設置水深
小松島港	7.66	5.96	5.38	3.35	7.4	8.1	7.9	8.5	USW -21.5
和歌山港	2.56	2.03	1.66	1.11	8.7	10.9	12.4	14.0	SGW -10.0
潮岬	8.56	7.58	5.92	4.09	13.3	14.2	14.6	12.9	PW -12.8

(注) 第三港湾建設局波浪観測記録による

表-4 来襲波の推定

観測値 ①	$H_{1/3}$	昭和54年8月 20日18時	昭和54年8月 20日20時
	$T_{1/3}$	2.85 m	2.19
1号堤設置水深		7.9 sec	10.0
海底勾配		5.90	5.90
S_{max}		1/50	1/50
波向		25 (沖波=10) (堤前=40)	75
② K_s' (観測点への浅水係数)		SE	SE
③ H_0 (沖波)		0.92	0.92
④ K_s (1号堤への浅水係数)		3.10	2.38
⑤ K_T (屈折係数)		1.0	1.15
⑥ 推定波高 $H_{1/3}$		0.965	0.97
⑥ 推定波高 $H_{1/3}$		3.0 m	2.65

⑥ = [① ÷ ② = ③] × ④ × ⑤

mbで小型の弱い台風であった。観測された風、潮位および波について表-1、表-2に示す。

台風7916号(昭和54年9月30日)については、波浪観測データのみを表-3に示す。

被害の大きかった台風7813号を対象として、来襲波の推定を行った。昭和53年8月20日18時および同20時について表-4に示す係数を用いて推定を行った結果は、堤前で $H_{1/3}=3.0\text{m}$ 、 $T_{1/3}=7.9\text{秒}$ および $H_{1/3}=2.65\text{m}$ 、 $T_{1/3}=10\text{秒}$ の二つの諸元を得た。

3. 水理模型実験による検討

(1) 実験方法

実験は二次元水路(幅1.5m、長さ64m、深さ1.5m、不規則波発生装置付)を用い、被害時現象の再現と断面変更に伴う耐波性の向上度の把握とを目的として、図-4に示す三つのタイプの断面について実施した。

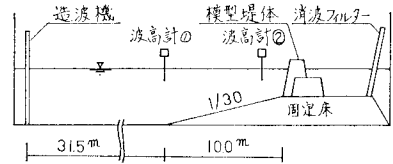


図-3 二次元水路概略図

タイプ-Iは被害を受けた時点での断面で、Aブロック12t型を2層整積したものである。タイプ-IIは、タイプ-Iで被害の集中した先端岸側のみを同型ブロック16t型に積み替えたものである。また、タイプ-IIIは、Bブロック16t型を4層整積したもので、水深は異なるが現地で被害を受けた離岸堤と隣接しており、当該台風による被害のほとんどなかった断面と同一である。

模型は、図-3に示す位置に設置し、図中波高計①、②には、容量式波高計を1台ないし2台据付け、波高測定を行った。

模型の縮尺は、フルードの至なし相似則に従うものとし、各ブロックの形状から算出し、その結果を表-5に示す。

表-5 実験断面毎の模型縮尺

実験断面	模型縮尺
タイプ-I	1/25.7
タイプ-II	1/25.7
タイプ-III	1/25.0

(2) 実験ケース

実験は、ブレードシュナイダー・光易型の不規則波を用いたが、実験波の影響を把握するため、1ケースのみ規則波の実験

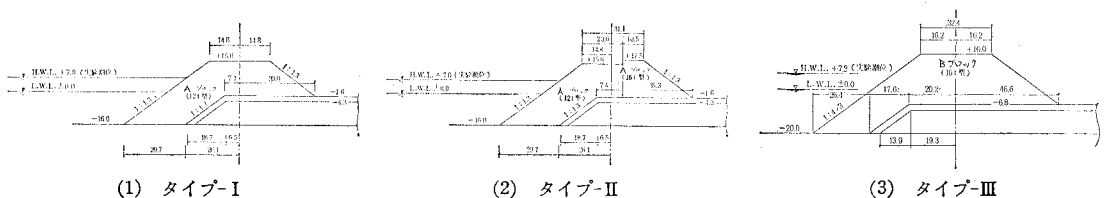


図-4 実験断面図(単位: cm)

を実施した。

a) 不規則波実験

タイプ-I では推定された来襲波の周期を考慮して現地周期 $T_{1/3}=8, 9, 10$ 秒, タイプ-II は同 10 秒, タイプ-III では水深が異なっているため h/L がほぼ同じとなる周期として, 同 11 秒の 5 ケースとした。各々のケースでは, 途中では模型の積み替えは行わず, 波高を 5~7 段階 (2.0~3.6 m) に変化させて, 順次小さい波高から波を作用させた。模型の積み替えは, 一連の実験の終了時に行い, 一周期についてこの実験を 3 回繰返し行った。作用波数については, 再現時間等を考慮して, 各ケースで 440~670 波とし, 再反射の影響をできる限り排除するため, 4 回に分割した。

b) 規則波実験

タイプ-I について, 現地周期 10 秒, 波高は 4 段階 (3.6 m~5.6 m) に変化させて, 実験を 2 回繰返し行った。

作用波数は 530 波で分割を 3 回として, 模型の積み替えは不規則波と同様とした。

(3) 実験結果の整理方法

入射波高については, 波高検定時において斜面の取付け部と堤体設置点での有義波高との関係をあらかじめ求めておき, 本実験時に斜面取付け部での入射波高を測定し, この関係を用い推定した。

被害率の算定にあたっては, 今回, 関係機関および研究機関等の判定方法の調査を行い, 比較的多く使用されている「ブロック 1 個長以上の移動もしくは転落したブロック」を被害を受けたものと認定した。また, 被害率 (D) についても, 同様にブロック総個数に対する被害ブロック数の比により算出することとした。

(4) 観察による定性的な考察

堤の被害は, 不規則波中の長周期または大きな波高の波が来た場合に進む傾向と示し, 天端岸側ブロックの移動から始まり, 波高が大きくなるに従い, 移動は漸次進行して行き, その後単独で転落したり, あるいは下層ブロックとかみ合ったまま移動を起こす。この原因は越波

による衝撃圧および水位上昇に伴う揚圧力のように見えた。このようにして被害箇所はしだいに天端の岸側から沖側へと進行していくが, 被害の進行に伴い, 越波による衝撃圧を受けるブロックが少なくなり, その時点で被害率は頭打ちの傾向が見られた。しかし, 実験では越波による水塊は, 堤背後に直接打ち込むようになり, 背後のマウンド等への影響も十分考慮する必要があると思われる。

本実験において, 岸側のり部に被害が集中し一方沖側のり部の被害は見られなかったという点は, 現地の被害状況と酷似している。また, 台風来襲時 8 mm 映画等によると, 堤前で砕波が起きていたようであり, 実験においても堤前で砕波が顕著に観察できた。

(5) 入射波高と被害率の関係

入射波高と被害率の関係を図-5 に示す。

タイプ-I についての実験より, 来襲波の周期によって被害の出現波高は異なり, 長周期の波ほど小さい波高から被害が出現し, 被害の進み方も早いことが明らかとなった。またほぼ同じ水深波長比 ($h/L_{1/3} \approx 0.080$) をもつタイプ-I, II ($T_{1/3}=10$ 秒), タイプ-III ($T_{1/3}=11$ 秒) のケースを比較すると, 被害の出現する波高はタイプ-I 2.0 m, タイプ-II 3.1 m, タイプ-III 3.1 m, また被害率が 5% となる波高は, タイプ-I 2.8 m, タイプ-II 3.6 m, タイプ-III 4.2 m となっている。タイプ-I と比べると, 越波のあたる部分の重量を大きくしたタイプ-II の効果は明らかである。しかし, ハドソン公式を同一ブロックに適用した $W \propto H_{1/3}^3$ の関係は成立していないと考えられる。タイプ-II とタイプ-III を比べるとややタイプ-III の方が安定がよい結果となっているが, タイプ-I との比較でみると相対的な差は小さいと考えられる。

(6) K_D 値と被害率の関係

K_D 値というのは, ハドソンが規則波実験において, ほとんど越波のない状態での表のりの安定性を示す指標として用いたものである。多種の異形ブロック等についての K_D 値を求めるための実験も, この考え方を踏襲し

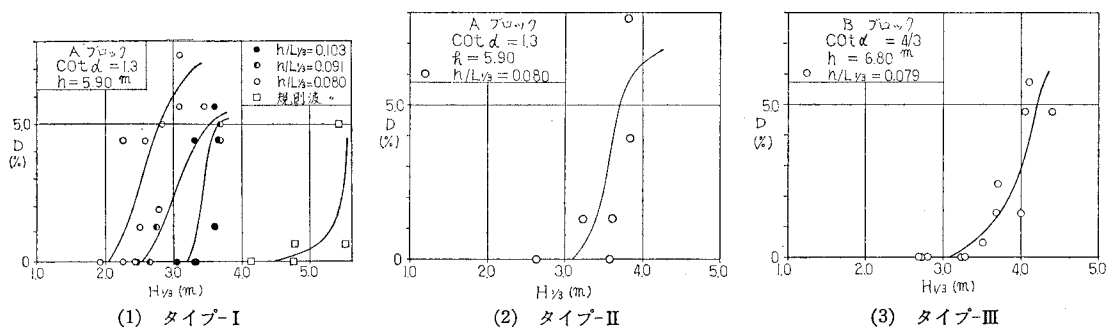
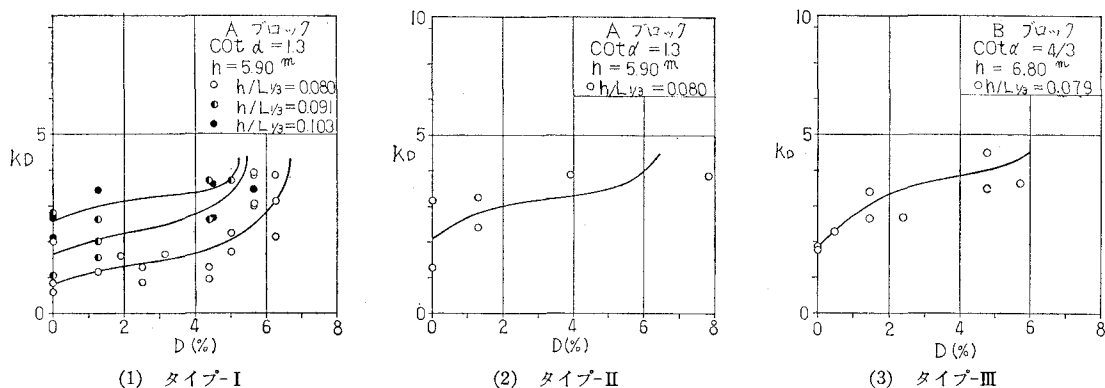


図-5 入射波高と被害率の関係

図-6 K_D 値と被害率の関係

ているものが多い。

本実験のように越波回数が多く、そのために堤岸側部で被害を受けるような場合、ハドソン公式そのものの適用性に問題があることは(5)での結果からのみでも指摘できるところであるが、他に利用できる公式がないこと、および堤としての安定性を示す目安として今までの例と比較するのに便利であると考えられるので、ハドソン公式を用いて逆算した K_D 値と被害率 (D) の関係として図-6 および表-6 に整理し直した。

表-6 K_D 値と被害率の関係

実験ケース	$h/L_{1/3}$	被害率 (D)		
		0%	1%	5%
タイプ-I	0.103	2.58	2.93	3.75
	0.091	1.65	1.96	3.35
	0.080	0.80	1.11	2.03
タイプ-II	0.080	2.10	2.65	3.48
タイプ-III	0.079	1.85	2.71	4.04

タイプ-I～IIIを通して、このような越波が発生する場合には、ハドソン公式を用いた見掛け上の K_D 値は、被害率 0%, 1%, 5%, のどれを見ても、通常用いている数値より相当小さくなっていることが明らかである。また、タイプ-Iの3ケースを比較すると水深波長比が大きくなるとブロックの所要重量が大きくなる可能性が示されていると考えられる。同じ水深波長比でのタイプ-I～IIIを比較すると、見掛け上の K_D 値はタイプ-II, III はほぼ同じであり、タイプ-Iはこれらの約1/2になっている。被害部分のブロック重量は、タイプ-II, III が16t型で、多少の実重量の差はあってもほぼ同じであり、タイプ-Iが12t型であることを考えると、重量の効果がかなり大きいということを想定してもよいと思われる。一方タイプ-I, IIの場合に顕著であるが、被害率 (D) が5～6%程度から被害率が大きく増加しない傾向を示しているのは、越波による衝撃圧を受けるブロックがすでに移動を起こした後であり、被害は続行する

が算定上の被害率は進行が鈍るためである。しかし、堤の機能から見ると越波が直接堤岸側へ打ち込み、マウンド岸側の被害、あるいは越波による波高伝達率の増大が起こるおそれ十分に考えられる。

(7) 不規則波と規則波による差異

実験波の差異による安定性を比較するため、タイプ-Iの現地周期10秒について、規則波による実験を行った。その結果を図-6(1)にあわせて示す。規則波実験では、 $H_{1/3}=4.4\text{m}$ 程度で被害の出現が見られ、設計波 ($H_{1/3}=4.2\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{sec}$) に対しても、被害率 (D) が0%であるという結果を示しているのに対して、不規則波実験では、 $H_{1/3}=2.0\text{m}$ 程度で被害が出現し始め、 $H_{1/3}=3.0\text{m}$ ですでに被害率 (D) が6%程度の値を示している。

以上のことから、現地波浪の不規則性が離岸堤の安定性に大きく影響を与えていることが明らかであり、離岸堤の安定性に関する模型実験にあたっては、不規則波を用いることが望ましいと考える。

(8) 模型実験の再現性

既に述べたように被害形態は、現地と模型実験結果とが非常によく似ており、定性的には現地で起こったと想定される堤前碎波も再現されていたと思われる。

被害率から見ると、現地堤は約6.5%であったが、模型実験では、 $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=8$ 秒程度の来襲波に対して、0%, $H_{1/3}=2.65\text{m}$, $T_{1/3}=10$ 秒程度の来襲波に対して4%の数値を示し、長い周期の波による被害が顕著であった(図-5(1)参照)。このことは現地波浪の観測結果と波浪の推定あるいは模型実験のバラツキ等を考慮すれば、ほぼ妥当な実験数値を得られたと考えられる。

以上より、本模型実験は現地堤の被害の進行状況を、十分説明できるものと考えられる。

4. ま と め

異形消波ブロック積の離岸堤の被害の実態と水理模型実験とから、今回次のような点を明らかにすることがで

きた。

(1) 離岸堤前面で砕波する波等により越波が著しい場合、岸側のり肩ブロックから移動が始まり、順次拡大していく現象の発生が確認された。

(2) この場合、従来のハドソン公式にあてはめると、 K_D 値はかなり小さい値を示す。またこの現象ではブロックの安定に波の周期の影響があり、ハドソン公式では波の周期が考慮されないので、設計に当ってはかかる場合ブロック重量を増加する必要があるという示唆を得た。

(3) この現象をもたらすのは、不規則波群中の比較的周期が長く波高の大きい波の成分であった。このため、離岸堤の安定性に関する模型実験では、不規則波を用いることが望ましいと考えられる。

今後さらに、この現象に対して離岸堤の天端幅、天端高等が与える効果について、検討していきたいと考えて

いる。

最後に、本報告のとりまとめにあたっては、神戸調査設計事務所布施谷次長の協力を得た。ここに記して謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 合田良実・鈴木康正・岸良安治・菊地 治：不規則波実験における入・反射波の分離推定法，港湾技研資料，No.248，1976.
- 2) 谷本勝利・北谷高雄・大里睦男：不規則波による消波ブロック被覆堤の模型実験例，港湾技研資料，No. 321，1979.
- 3) 合田良実：浅海域における波浪の砕波変形，港湾技術研究所報告，第 14 巻第 3 号，1975.
- 4) 豊島 修：離岸堤の天端高さについて，第 16 回海岸工学講演会講演集，1969，pp. 247～252.
- 5) 鴻上雄三：2, 3 の異形ブロックの消波，安定特性について，第 21 回年次学術講演会，II，pp. 79.
- 6) 運輸省港湾局：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1979.