

異常気象による防波堤の滑動について

原口好郎*・加藤勝則**・山下生比古***・藤森研一****・近藤功一*****

1. はじめに

八戸港から鹿島港に至る太平洋に面した港湾では冬の台湾坊主などの異常気象により外郭施設を中心にたびたび被災している。本報告では、比較的最近の被災例のうちケーソン式混成防波堤でケーソンの滑動を伴う被害のあった例について検討を行ない、被災原因を中心に考察を加えた。検討の対象は昭和46年1月の低気圧により被災した八戸港八太郎地区北防波堤（以下、八戸北堤と略称する。以下同じ。）10区、昭和46年4月の低気圧により被災した小名浜港第一西防波堤（小名浜一堤）E区、昭和47年1月の低気圧により被災した鹿島港南防波堤（鹿島南堤）H区・J区の三施設である。

2. 46.1 低気圧による八戸北堤の被災

(1) 被災状況

昭和 46 年 1 月 16 日から 23 日にかけて、低気圧の東

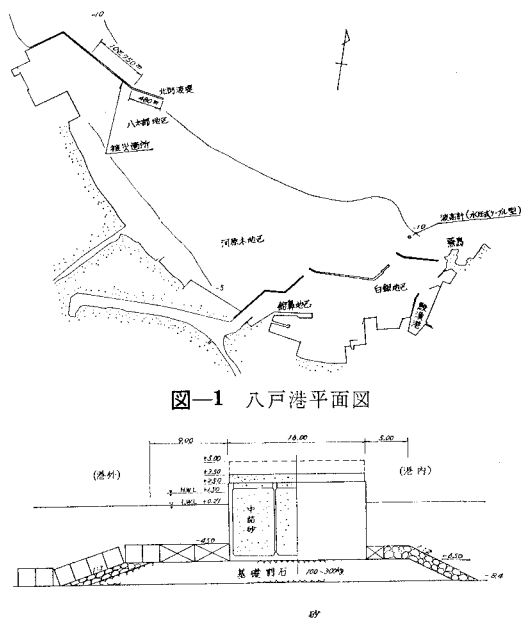
進が2回あり、これによる時化のため東北地方の東岸が荒れ、八戸港・宮古港などで外郭施設が被災した。八戸北堤10区では凹型隅角部から延長318mにわたってケーソン32函の滑動・ケーソン外壁のきれつ・破損などの被害が発生した。ケーソン滑動量は最大で6mを越え、滑動量の大きいケーソン4函については外壁の一部が破損し、海水が出入りする状態であった。

来襲波浪については、八戸港東端に位置する蕪島での水圧式波高計によると、17日10時に設計波高 $H_{1/3}=6.0$ m を若干上回る 6.05 m が観測されている。

八戸港平面図，八戸北堤 10 区標準断面図，ケーソン滑動状況図をそれぞれ 図—1, 2, 3 に示す。また，来襲波浪，10 区設計条件をそれぞれ 表—1, 2 に示す。

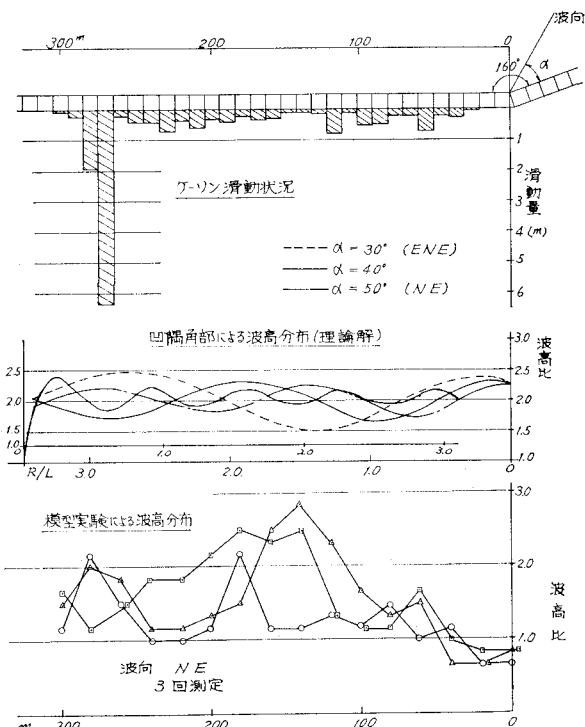
(2) 被災原因の検討

被災箇所はその西端がほぼ凹型隅角部に一致し、東端から次の隅角部まで全延長にわたって異形ブロックによる消波構造となっている。このように、隅角部と消波構



圖—1 八戶港平面圖

图—2 八戸港八太郎地区北防波堤 10 区標準断面图



図—3 八戸港八太郎地区北防波堤 10 区ケーソン滑動状況と波高分布（理論・実験）

* 正會員 運輸省第二港湾建設局次長
** 正會員 運輸省港湾局機材課公害対策室長
*** 正會員 運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務所次長
**** 正會員 運輸省第二港湾建設局広島港工事事務所次長
***** 正會員 運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務所

表—1 来襲波浪一覽

低 気 圧	港 名	最 大 波			有 義 波			継続時間	波 向	備 考
		起 時	H_{max}	T_{max}	起 時	$H_{1/3}$	$T_{1/3}$			
46.1 低気圧	八 戸 港	46.1.17 9	10.56 m	7.8 sec	46.1.17 10	6.05 m	11.5 sec	$H_{1/3} \geq 6.0$ m 6 hours	NE ENE	
		46.1.22 6	8.49		46.1.22 10	4.41	9.4			
46.4 低気圧	小名浜港	46.4.29 22	7.0	11.5	46.4.29 22	5.6	11.3	$H_{1/3} \geq 3.0$ m 18 hours	SSE ESE	欠測のため最大値は不明。 観測値の最大である。
47.1 低気圧	鹿 島 港				47.1.12 15	7.0	14.0	$H_{1/3} \geq 4.0$ m 48 時間	ENE E	欠測のため不明, SMB 法による推算値, 目視で $H_{1/3} \geq 5$ m と推定され ている。
	小名浜港	47.1.12 20	9.47	15.1	47.1.12 14	6.82	14.7	$H_{1/3} \geq 4.0$ m 40 時間	SSE SE	
	塩 釜 港 仙台港区	47.1.13 10	6.40	14.0	47.1.13 10	4.77	14.8	$H_{1/3} \geq 4.0$ m 22 時間	E ESE	

表—2 各 施 設 設 計 条 件

港	施 設	$H_{1/3}$	$T_{1/3}$	β	波 圧 公 式	安 全 率		端 趾 圧	備 考
						滑 動	転 倒		
八 戸 港	八太郎地区 北防波堤 10 区	6.0 m	10 sec	10 °	砕 波 (広井公式)	1.15	2.67	26.5 t/m ²	完成時
						1.12	2.99	21.1	被災時 天端+3.5 m
小 名 浜 港	第一西防波堤 E 区	6.2	14	14	砕 波 (広井公式)	1.15	2.41	29.7	完成時
	南防波堤 H 区	6.0	14	0	砕 波 (広井公式)	1.20	2.27	39.1	完成時
鹿 島 港	" I 区	"	"	"	"	1.22	2.27	40.1	完成時
	" J 区	"	"	"	重複波+部分砕波	1.65	2.23	38.5	完成時
						1.64	2.75	35.9	被災時 天端+3.8 m

造部とはさまれた形となっていることから、隅角部の存在に起因する被災箇所に沿っての波の高まりと消波構造の不連続部にもとづく波の高まりの二つについて検討を行なった。

なお、隅角部には延長 20~30m 程度の異形ブロックによる消波工が施工されているが、以下の検討では無視している。また、堤前面の海底地形は勾配 1/200 程度で変化に乏しく、屈折による波の集中は考えなくてよい。

まず、隅角部に起因するものについては、三井ら¹⁾にならって計算した結果を図—3 に示す。消波工の不連続部に起因する波の高まりについては、ここでは消波工の反射率を 0 とし、伊藤ら²⁾の示した半無限堤の堤沿い波高分布を同じ図に示した。これらの結果を見ると、ケーソンの滑動状況と波の高まりとの間にははっきりした相関は認められない。ただ、消波構造部からの波高分布は、図上で 1/3 波長程度右へずらすと比較的良好に合っているようである。実際の消波工では消波工終端部にのり面があるから、消波工の不連続点を一点に定めるににくいことや、すでに述べたごとく消波工の反射率を 0 としていることなど多くの仮定が入っているから決定的な結論は出せない。

次に、平面水槽における模型実験 (縮尺: 1/200) の結

果を図—3 に示す。結果は 1.5 ないし 2 波長付近と 3 波長付近とにピークを持った形となっているが、これも被災状況との間に明白な関係はないようである。

最後に、期待滑動量方式で検討した結果では滑動は生じないという結論である。なお、これについては後でやや詳しく述べる。

3. 46.4 低気圧による小名浜一堤の被災

(1) 被災状況

昭和 46 年 4 月 29 日から 30 日にかけての低気圧の東進により、小名浜一堤 E 区でケーソンの滑動・被覆石の散乱などの被害が発生した。ケーソンの滑動状況は、凹型隅角部から約 315m の地点から 7 函・70m にわたって滑動しており、滑動量は 30~90cm 程度である。

来襲波浪については、波浪が最も激しくなっていた 29 日から 30 日にかけての、24 時から 2 時までの夜間欠測しており、最大値は不明であるが、小名浜一堤先端隅角部から法線上 500m の地点での観測によると、29 日 22 時に、 $H_{max}=7.0$ m, $T_{max}=11.5$ sec, $H_{1/3}=5.6$ m, $T_{1/3}=11.3$ sec, 波向 SSE~ESE, $H_{1/3} \geq 3.0$ m の波は、18 時間程度続いている。

小名浜港平面図、小名浜一堤 E 区標準断面図、ケーソ

ン滑動状況図をそれぞれ 図-4, 5, 6 に示す。また, E 区的设计条件を表-2 に示す。

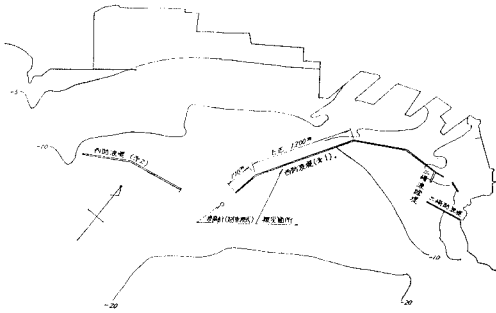


図-4 小名浜港平面図

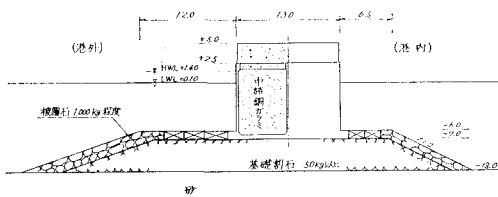


図-5 小名浜港第一西防波堤E区標準断面図

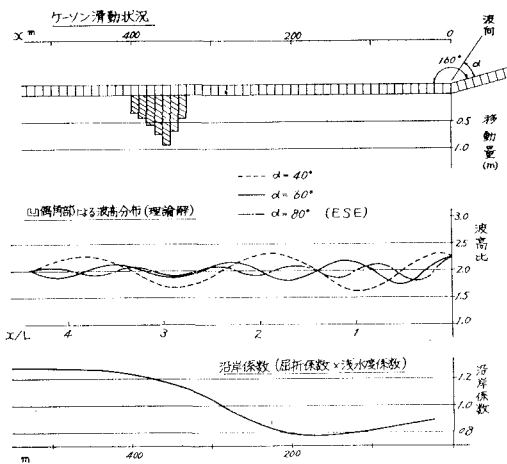


図-6 小名浜港第一西防波堤E区ケーソン滑動状況と波高分布 (理論解)

(2) 被災原因の検討

今回の被災も凹型隅角部付近に生じており前項と同様に, 防波堤凹型隅角部周辺の波高分布の理論解を利用して, 隅角部交角 160° , 入射波向 SSE として計算した結果を図-6 に示す。入射角は図のように $\alpha=40^\circ, 60^\circ, 80^\circ$ とした。

次に, 滑動の安全率が 1.0 となる波高を逆算してみると $H_{1/3}=6.31\text{m}$ と算出される。前述のように, 来襲波浪のピークは観測されておらず不明であるが, 前後の関係からこの程度の波高が来たと考えてもさほど変ではない。しかし, E区は平面図に示す 1200m のほとんどを占めておりケーソンの滑動が生じたのは, わずか 70m

の部分で, 滑動の安全率が 1.0 を割ったということからすると, 全延長に被害がおおぶべきであるという矛盾が生ずる。この点については, 本堤前面の地形が非常に複雑であり, 屈折図を描くとこの付近に収束する傾向にあることなどの影響もあるものと思われるが, 海底地形があまりにも複雑であるため, 別途伊藤ら³⁾の提案になる数値波動解析法による検討を行なう予定である。なお, 屈折図の結果の一例を図-6 に示す。期待滑動量方式で検討した結果は, 波浪の継続時間を 18 時間とすると, $H_{1/3}=5.3\sim 5.9\text{m}$ 程度の波が来襲したことになる。結果を表-3 に示した。

表-3 来襲波高の推定

港名	施設名	滑動安全率 1.0 の波高	期待滑動量の検討から推定される波高	継続時間	$H_b/H_{1/3}$
八戸港	八太郎地区北防波堤10区	6.54m	滑動せず	—	1.29
小名浜港	第一西防波堤E区	6.31m	5.3~5.9m	18時間	1.94
	南防波堤H区	7.22m	6.9~8.0m	48時間	1.99
鹿島港	同 I 区	7.30m	6.5m 以下	"	2.20
	同 J 区	7.23m	5.8~7.2m	"	2.40

$H_{1/3}$: 滑動安全率 1.0 の波高

H_b : 堤前面水深から定まる限界碎波高

4. 47.1 低気圧による鹿島南堤の被災

(1) 被災状況

昭和 47 年 1 月 9 日, 台湾付近に発生した低気圧は, 四国沖から八丈島付近に進み, スピードをゆるめて, 銚子東方沖を通り, 本州東方海上に抜けた。このため, 東北地方の鹿島港, 塩釜港仙台港区, 小名浜港などが被害を受けた。鹿島南堤では, H区からJ区にかけての延長約 1100m にわたり, ケーソンの滑動, 被覆ブロックの散乱などの被害が発生した。被災時に防波堤は隅角部より 2900m 延びていたが, 先端よりの約 1100m の範囲で 20 函にわたり 13~474cm の滑動が生じた。

来襲波浪は, 被災時に波高計は欠測しており目視観測で, $H_{1/3}\geq 3.0\text{m}$ の波が 12~17 日正午頃まで継続していた。波向はミリ波レーダーにより, 1月11~12日にかけて E 方向, 13日以降は ENE ~NE 方向と観測されている。

鹿島港平面図, 鹿島南堤標準断面図, ケーソン滑動状況図をそれぞれ 図-7, 8, 9 に示す。

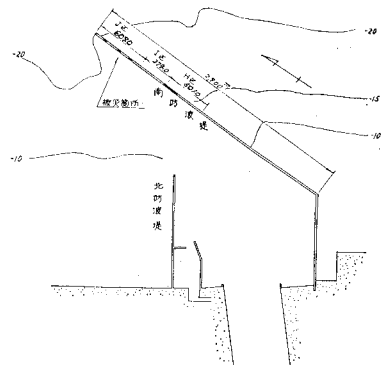
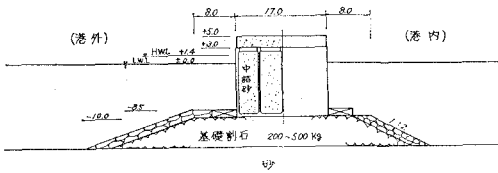
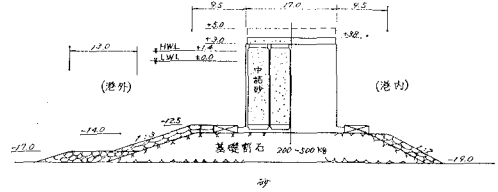


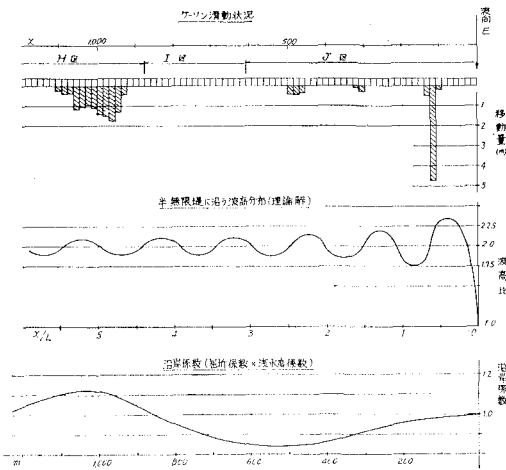
図-7 鹿島港平面図



図—8 (a) 鹿島港南防波堤H区標準断面図



図—8 (b) 鹿島港南防波堤J区標準断面図



図—9 鹿島港南防波堤ケーソン滑动状況と波高分布 (理論解)

また、設計条件を表—2に示す。なお同じ低気圧による他港での波浪観測値を参考までに表—1に示す。

(2) 被災原因の検討

図—9に示すとおり、ケーソンの滑动箇所は先端から約120m、320m、560mと2~3箇所ずつ断続的に滑动し、1000m付近では12箇所がそろって滑动している。そこで、防波堤を半無限堤と仮定し、伊藤ら²⁾による防波堤の蛇行災害の考え方から、波が防波堤に直角に入射した場合の堤沿いの波高分布を求めたものを図—9に示す。これによると、2~3箇所ずつ滑动している3箇所については、このような波の高まりの分布との間にかなり相関があるものと思われる。波の周期については、被災時の波は観測されていないため、後で述べる推算値でもあり原設計値でもある $T_{1/3}=14$ secを使用した。

次に先端から1000m付近の12箇所連続して滑动している部分については、前記蛇行災害の考え方からは説明がつかないのであるが、この前面にはやや複雑な海底地形が見られ、屈折図を描いてみると、この付近に収束す

ることが判明した。

SMB法による沖波波長の推算の結果では最大波浪時に $(H_0)_{1/3}=6.5$ m、 $(T_0)_{1/3}=14$ sec、波向Eが得られているので屈折の影響を考慮したH区の被災箇所付近の波高は7.2m程度となり、期待滑动量方式での検討結果や滑动の安全率1.0から定まる波高などによく合っている。なお同様にI区を計算すると、 $H_{1/3}=6.5\sim 6.0$ m程度となっており、滑动していない事実と矛盾する結果とはならない。

次に滑动の安全率を1.0とした場合の波高、期待滑动量の検討から想定される来襲波高を、表—3に示す。

鹿島南堤の被災原因をとりまとめると、J区については伊藤らのいっている蛇行災害の考え方では説明できそうであるが、定量的には屈折の影響とあわせて考えたとき、必ずしもうまく説明できない。H区については屈折現象によって説明できるように思われる。

5. 考 察

(1) 不連続部に起因する波の高まり

鹿島南堤J区の例のように堤頭部の存在に起因する防波堤沿いの波の高まりによって被災状況にある程度説明できる例から考えると、このような波の高まりの要因を設計に取り込む必要があるように思われる。しかし、実際に適用してみると、来襲波の周期や波向きなどの変化に伴って波の高まりの位置や大きさが変わることや、不連続部が消波工の切れ目の場合だと消波工のすりつけのり面があるため、切れ目の位置を厳密に定めにくいこと、また、凹型隅角部については実際の防波堤の場合だと交角が 180° に近いことが多く、このためわずかな波向の変化によっても波の高まりの位置や大きさがかなり大きく変化することなど問題点も多い。三井り³⁾は波の高まりの包絡線を設計波として採用することを提案しており、筆者らも賛成である。なお、波の不規則性を考慮すると波の高まりの堤沿いの分布がならされたものとなることが伊藤ら²⁾によって示されているので、そのような分布を土台とするべきであろう。

(2) 波圧公式と期待滑动量

ここで検討の対象としている三つの防波堤はいずれも港湾構造物設計基準に従い表—2に示す波圧公式によって設計されている。安全率については各施設の被災時の施工の進捗状況などに応じて表—2に示すごとくある程度の幅はあるが、それにしても八戸北堤のみが期待滑动量方式での検討に対し滑动しないという結果が出ているのは実際に滑动を生じている事実と反している。この点をもう少し立ち入って考えてみよう。表—3に堤前面水深から定まる限界碎波高 H_b と広井公式による滑动限界波高(広井公式で安全率を1.0としたときの波高逆算値) $H_{1/3}$ との比を示してあるが、これから八戸北堤のみが

1.29 と他に比べて非常に小さいことに気がつく。広井公式は形式的には $H_{1/3}$ を使って計算する方式ではあるが、内容的には、伊藤ら⁴⁾ が詳しく指摘しているように $H_{1/3}$ で代表される波群の中の最大波力を与える波高 $H_{\max}$ に対して設計しているはずである。そうすると、広井公式には $H_{1/3}$ と $H_{\max}$ との間に一定の関係が存在することが暗黙のうちに想定されていることになる。その関係をたとえば、 $H_{\max}/H_{1/3}=1.8$ とすれば、八戸北堤の $H_b/H_{1/3}=H_{\max}/H_{1/3}=1.29$ という関係は波圧公式で想定されている $H_{\max}$ の約 $5/7$ という小さな $H_{\max}$ を与えるわけで、結果的に4割程度安全率が大きく見込まれていたことになり、滑動するどころかかえって他の例よりも余裕のある断面をもっていたという結論になる。

この例のように限界碎波高によって、防波堤に来襲する最大波高が大幅に制限されている場合には、一群の波のうち波高の大きなものは防波堤位置よりも沖側で碎け、問題となっている程度の大きさの波を対象とする限りにおいて、堤は碎波帯内に位置していることになり、伊藤ら⁴⁾ による期待滑動量方式の適用外にあることを意味しているものと解すべきであろう。そこで、かりにこのような場合の期待滑動量方式を伊藤らと全く同手順で作成したとすれば、その中に含まれる広井公式型の波圧

公式の係数値は相当に大きな値となるはずであることが上の議論からわかる。そして、この波圧強度が大きくなるであろうという予想はケーソン壁の破損に対する説明の一つになるものと考えられる。

それにしても、水深 10m 弱・設計波高 6m の防波堤はさほど特殊なものでなく、施工例も多いにもかかわらず、今回のようなケーソン壁の破損を伴う被災例はあまり聞かれない。ケーソン壁の破損が外力だけに起因しているものではないにしても、波圧強度が大きかったと推定される根拠が期待滑動量の検討から出てきているから、八戸北堤の場合になぜ波力強度が大きかったのかは疑問点として残っている。

参 考 文 献

- 1) 三井宏ほか：海岸構造物不連続部の波高分布について（第1報～第5報，訂正と補充），第13～18回海岸工学講演会講演集，昭和42～46，土木学会
- 2) 伊藤喜行・谷本勝利：混成防波堤の蛇行災害，港湾技研資料，No. 112，1971.3，運輸省港湾技術研究所
- 3) 伊藤喜行ほか：新しい方法による波動の数値計算，港湾技術研究所報告，第10巻第2号，同上
- 4) 伊藤喜行ほか：防波堤の安定性に関する研究，港湾技術研究所報告，第5巻第11号，同上