

1993年北海道南西沖地震津波による奥尻港防波堤の被災原因について

木村克俊*・山本泰司*・笹島隆彦*
鶴谷広一**・中川康之***

1. まえがき

1993年7月12日に発生した北海道南西沖地震はマグニチュード7.8で、震源位置は北緯42度47分、東経139度12分で、震源の深さはおおよそ34kmと推定されている。この地震によって発生した津波は、震源地に近い奥尻島にわずか数分で到達し、200名を超える人命と、生活関連施設や公共土木施設に多くの被害を与えた。

北海道内の港湾・漁港では、地震および津波による被害は71港で発生し、被害総額は179億円に達している。このうち津波によっては、奥尻島の奥尻港、青苗漁港、神威脇漁港、および北海道側の瀬棚港などにおいて、防波堤が大きな被害を受けた(山本ら, 1994)。

既往の津波による防波堤の被災例としては、1968年の十勝沖地震津波による八戸港の破堤が知られている。このとき港奥の河原木防波堤では、幅4.5mのケーソンが延長328mにわたって倒壊した。伊藤ら(1969)は堤内外の水位差により決壊したことを確認している。1983年の日本海中部地震津波では、緩勾配の海底を伝播してきた波状段波により、施工中の能代火力発電所用地護岸が延長300mにわたって滑動した。谷本ら(1984a)は水理模型実験を行って被災原因について解析し、非碎波津波の津波力に対するTanimoto(1983)の式を拡張して、直立壁に働く段波津波の津波力の算定法を提案した。

今回の北海道南西沖地震津波では、既往の被災例を大きく上回る規模の直立部の滑動災害が発生した。また、堤頭部でのマウンド洗掘による直立部の倒壊という、これまでにはない被災形態がみられた。本報告ではこのうち奥尻港を取り上げ、津波による防波堤の被災原因について考察する。

2. 北防波堤の滑動災害

2.1 直立部の滑動状況

北防波堤は図-1に示すように、E部の水中コンクリ

ートの直立部は飛散し、C部およびD部においてはケーソンの大部分がマウンドから転落した。写真-1はその状況を示している。図-2はC部の標準断面と代表的な滑動状況である。 $x=180\text{m}$ の位置では、港内側の根固め方塊や被覆材を押し出しながらケーソンが滑動し、マウンド法肩で止まっている。またケーソン滑動後も津波の作用によって基礎マウンドの洗掘が進行し、C部中央の $x=160\text{m}$ の位置では基礎捨石が港内側の法肩にたまっている。

これに対し、防波堤の法線が約45°屈曲した先端のA部およびB部のケーソンはほとんど滑動していない。

2.2 直立壁に作用する津波力

a) 波力算定法

谷本ら(1984b)は段波津波に対して、図-3に示す津波の波圧分布を提案している。すなわち、静水面上 η^* での波圧を0とし、静水面での波圧値 μ_1 までを直線分布、静水面下を一様とする。 μ_1 および η^* は次式により求める

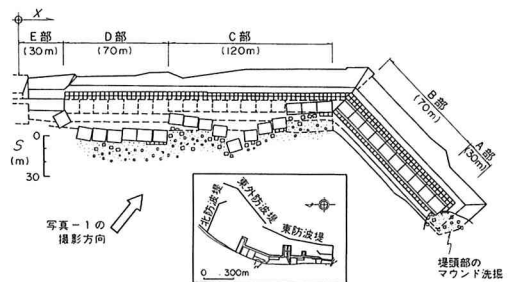


図-1 奥尻港北防波堤の被災状況

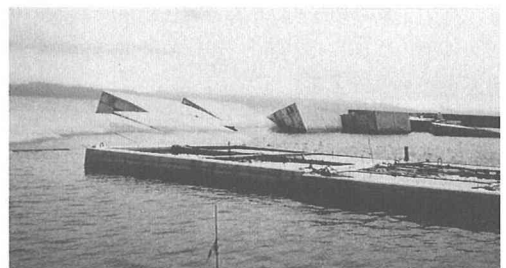


写真-1 滑動しマウンドから転落した北防波堤直立部

* 正会員 北海道開発局 開発土木研究所 水工部 港湾研究室
 ** 正会員 工博 運輸省港湾技術研究所 海洋水理部 水理研究室長
 *** 正会員 工修 運輸省港湾技術研究所 海洋水理部 水理研究室研究官

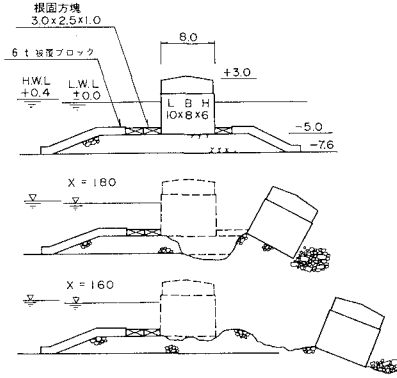


図-2 北防波堤C部の滑動状況 (単位:m)

表-1 北防波堤の各部の諸元と滑動限界津波高さ

	水深 h (m)	マウンド水深 h' (m)	天端高さ h_c (m)	ケーソン幅 B (m)	ケーソン重量 W (t/m)	滑動限界津波高さ a_c (m)	滑動距離 S (m)	設計波浪条件		
								H_{max} (m)	T (s)	β (度)
A部	11.2 ~11.4	8.5	3.1	7.5	117.33	2.33	0~0.1	4.7	10.0	9
B部	8.8 ~11.2	7.0	3.1	7.5	105.75	2.37	0.05~0.1	4.7	10.0	9
C部	6.6 ~8.8	5.0	3.1	8.0	92.25	2.44	1~23	4.9	10.0	43
D部	4.7 ~6.6	3.5	3.1	9.5	95.27	2.80	8~12	5.1	10.0	43
E部	4.4 ~4.5	2.3	3.1	3.5	27.59	1.32	50~60	3.5	10.0	65

ことができる。

$$p_1 = 2.2w_0a_1 \dots\dots\dots (1)$$

$$\eta^* = 3.0a_1 \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 a_1 は入射津波の静水面上の高さで、 w_0 は水の単位体積重量である。また、揚圧力は前端で前面波圧強度に等しい $p_u = p_1$ 、後端で0となる三角形分布とする。ここで、入射津波の波高 H_1 を $H_1 = 2a_1$ とすれば、非碎波津波に対する Tanimoto (1983) の式と同じである。津波作用時において、堤内外に水位差がないと仮定すると、直立部の滑動限界津波高さ a_c は次式により求めることができる。

$$a_c = \frac{\mu W' + 1.1w_0h_c^2/3}{\{1 + h_c^*/h' + 0.5\mu B/h\} \times 2.2w_0h'} \dots\dots\dots (3)$$

$$h_c^* = \min \{h_c, 3.0a_c\} \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 μ は直立部とマウンドの間の摩擦係数 (=0.6) で、 W' は直立部の単位長さ当りの水中重量、 h_c は直立部の静水面上天端高さ、 h' は直立部の基面高さ、 B は直立部の幅である。

b) 入射津波高さの推定

谷本ら (1984 b) は、長さ 163 m、幅 1 m、深さ 1.5 m のコンクリート製水路に海底勾配 1/50 の地形を再現し、防波堤に作用する津波力に関する実験を行っている。堤体設置水深は 4.5 cm で、天端高さは 2 cm とした。模型縮尺を 1/150 とすると、現地では水深 6.75 m、天端高さ 3 m となり、奥尻港の北防波堤 C 部に相当する。

波の周期 T は 60, 40, 35 秒 (現地換算 12.2, 8.2, 7.1

分) で、各周期について波高を 9 種類に変えて、直立部前面の水位のピーク値 η_{max} と無堤時の入射津波高さ a_1 について以下の関係を得た。

$$a_1 = 0.5 \cdot \eta_{max} \dots\dots\dots (5)$$

上式はいずれの周期に対しても、津波の第 1 波および第 2 波に対して適用可能である。

2.3 滑動量と津波高さの検討

表-1 は北防波堤の各部の、断面形状、水中重量、滑動距離、および式 (3) により計算した滑動限界津波高さ a_c を示している。図-4 の下側には滑動量 S をプロットし、上側には表-1 に示した滑動限界津波高さ a_c を実線で示している。また同図にプロットした津波高さ a_1 は、数値シミュレーション結果 (開発土木研究所, 1994) によって得られた η_{max} から、式 (5) の関係を用いて推定したものである。

最も被害の大きかった E 部は津波高さが滑動限界を大きく上回り、C 部および D 部ではわずかに津波高さが大きい。また A 部および B 部では、先端で津波が回り込んだため前面での津波高さが減少し、直立部の滑動が生じなかったものと考えられる。

奥尻港から対岸の北海道本島までの距離は約 30 km である。このため風波のフェッチが短く、前出の表-1 に示すように防波堤の設計波は $H_{max} = 3.5 \sim 5.1$ m であった。これに対し北海道本島の日本海側に面した港湾・漁港では、第一線防波堤はおおむね $H_{max} = 10$ m 以上で設計されている。このように奥尻港では設計波浪が小さいことが津波被害を大きくした要因と考えられる。

3. 北防波堤堤頭部のマウンド洗掘

北防波堤堤頭部ではマウンド被覆材と根固め方塊が飛散し、堤頭ケーソンの港内側の角部で基礎マウンドが洗掘された。なお直立部には傾斜等の変状は生じていない。前出の図-1 にはマウンドの変形状況を示している

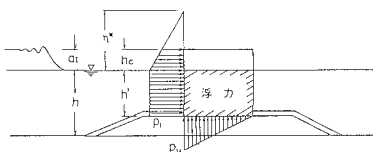


図-3 津波の波圧分布

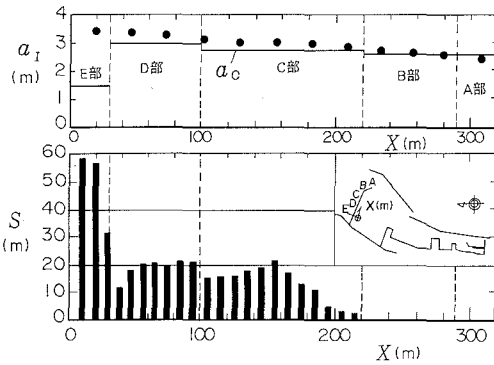


図-4 津波高さと滑動量

が、海底地盤の洗掘は見られず、局所洗掘によってマウンド被覆材と根固め方塊が移動した。

谷本ら (1989) は、防波堤堤頭部を対象としたマウンド被覆材の耐津波安定性について検討し、以下に示す CERC の式 (1984) が適用できることを示している。

$$W = \frac{\pi w_r u_d^6}{48 y^6 g^3 (w_r/w_b - 1)^3 (\cos \theta - \sin \theta)^3} \dots (6)$$

ここに、 W はマウンド被覆材の所要重量、 u_d は作用流速、 w_b は流体の単位体積重量、 w_r はマウンド被覆材の単位体積重量、 g は重力加速度、 θ はマウンド傾斜角である。 y はイスパッシュ数で、埋め込みの場合 1.20、埋め込みでない場合 0.86 を用いる。

北防波堤堤頭部で使用されていた根固め方塊は、長さ 3.0 m、幅 2.5 m、厚さ 1.0 m で、空中重量は 17.3 tf であった。イスパッシュ数として埋め込みでない場合の値を準用して $y=0.86$ と仮定すると、式 (6) より北防波堤堤頭部のマウンド近傍流速はおよそ 7 m/s と推定される。

4. 東防波堤と東外防波堤の開口部の洗掘

4.1 被災状況

東外防波堤と東防波堤の開口部 (幅 35 m) は、津波来襲時に著しい狭窄部となり、図-5 のように両端の堤頭ケーソンが 1 函ずつ倒壊する大きな被災となった。ただし図中のコンターは、被災から 6 か月経過した時点で測定したものである。

開口部では、長さ約 50 m にわたって洗掘が生じている。被災後に多少埋め戻し等が生じた可能性があるが、設計時の地盤高から 3~4 m の深さまで洗掘されている。また洗掘の影響が、転倒した東外防波堤堤頭部の基部まで達している。

4.2 被災再現実験の方法

a) 実験水槽および模型の配置

実験は運輸省港湾技術研究所の大水深海洋構造物実験

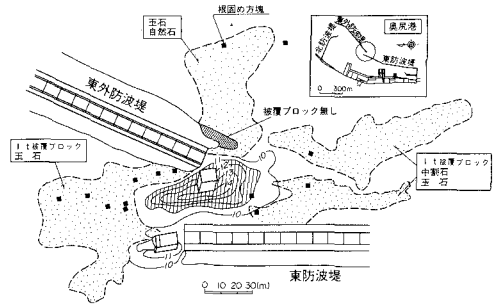


図-5 東防波堤と東外防波堤の開口部の洗掘状況

水槽内の大水深槽 (長さ 50 m、幅 20 m、深さ 3.5 m) で行った。同水槽には 4 台の軸流ポンプ (定格 37 kw) が備えられており、津波の流れによって再現することができる。軸流ポンプの回転方向を変えることにより、両方向の流れを発生できる。また、入力するアナログ信号に従って回転数を変えることができるので、任意の流れを水槽内に再現することが可能である。

水槽内には東外防波堤と東防波堤の開口部を、縮尺 1/15 で再現した。図-6 に示すように実験水槽のほぼ中央に防波堤開口部がくるように堤体模型を配置した。流れの方向は、沖側から港内側への流れを正転流、港内側から港外側へを逆転流と定義した。なお、水槽の底面は水平なモルタル固定床とした。このため現地で確認された砂質地盤の洗掘については、今回の実験では再現していない。

b) 模型の断面形状

東外防波堤と東防波堤のケーソンはその大きさが若干異なる。図-7 はこのうち東外防波堤の堤頭部の断面形状を示している。直立部は鉄筋コンクリート製の蓋付き函型模型とし、内部に碎石または水を注入することにより現地の水中重量に合わせた。なお実験水深は、開口部

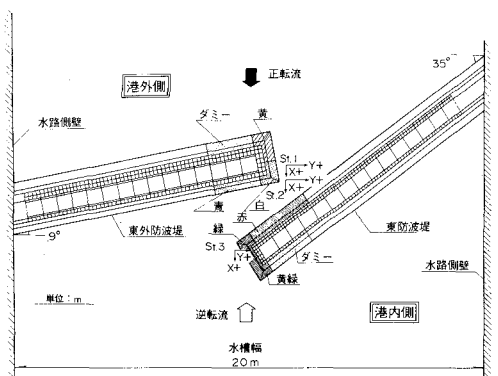
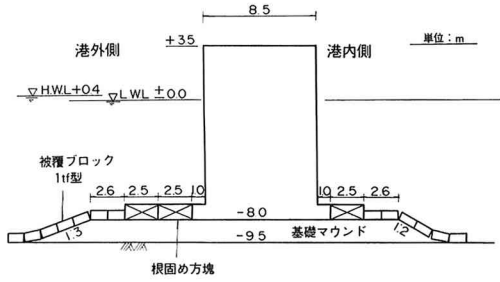
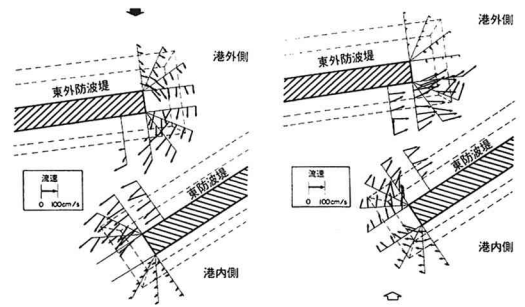


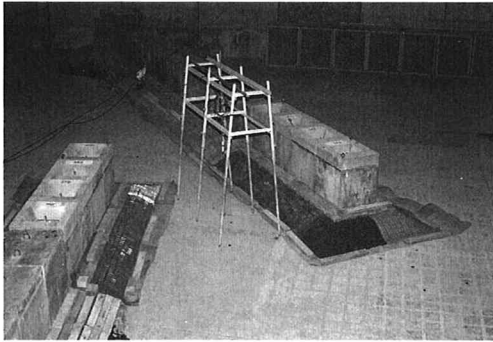
図-6 模型の平面配置



図一七 東外防波堤堤頭部の断面形状



図一八 開口部の流速分布 (左側：正転時、右側：逆転時)



写真一 津波作用前の開口部の状況

周辺の平均水深 9.5 m に、潮位 +0.4 m (H.W.L.) を加えた 9.9 m とし、模型では 66 cm とした。

根固め方塊 (1.5 m × 2.5 m × 1.0 m) および被覆ブロック (1 tf 型) は、模型縮尺に従ってモルタル製の模型を製作した。また被覆材の散乱状況の観察を容易にするため、前出の図一六に示すようにマウンド部を 4 領域に分割し、それぞれ色分けした。写真一は流れを作用する前の開口部の状況である。

c) 実験の種類および測定方法

実験は、①定常流による水位・流速分布の測定実験と、②往復流による被災の再現実験、の 2 種類を行った。

実験①では、マウンド面から鉛直上方 10 cm の位置において、水平 2 方向 (xy) 流速を電磁流速計で測定するとともに、水位を容量式波高計で測定した。

実験②では、現地周期 10 分 (模型で 155 s) の往復流を 5 波連続して作用させた。被災再現実験では、流速レベルの小さなほうから順に作用させていって、マウンド被覆材および直立部の変状を観察した。

4.3 被災再現実験結果

a) 開口部の流速分布

図一八は定常流による開口部周辺の流速ベクトル分布を示している。測定時の港内外の水位差は 11 cm で、図の左側が正転時、右側が逆転時の場合である。

谷本ら (1989) は津波防波堤開口部の流況を 3 次元実

験により調べ、流向に対して防波堤が突き出した場合には、マウンド近傍流速が大きくなることを指摘している。今回の実験では、逆転時には正転時に比べて流向に対して防波堤が突き出した形になっているけれども、両者の流況には大きな差はみられない。その理由としては、防波堤の開口率が非常に低いため、防波堤の平面配置の影響が流況に現われなかったことが考えられる。

b) 被覆ブロックの安定限界

被覆ブロック (1 tf 型) は、正転時の流れによって東外防波堤の白色エリア (図一六 参照) で最初に移動が確認された。移動総数は 18 個で、このエリアの被害率としては 20 % となる。このとき開口部中央の水面下 10 cm の位置では、ピーク時の流速として約 1.5 m/s が観測された。この値は現地で 5.8 m/s となる。

前出の図一八に示した定常流による流速分布では、東防波堤側の緑エリアでも比較的流速が大きかったけれども、被覆ブロックには変化が生じなかった。今後詳細な検討を進める予定であるが、往復流の非定常性の影響が理由のひとつとして考えられる。

c) 堤頭ケーソンの倒壊

さらにピーク流速の大きい往復流を作用させた結果、基礎マウンドの洗掘によって東外防波堤、東防波堤ともに堤頭部のケーソンが傾斜した。東外防波堤ではさらに被害が進行し、写真一三に示すように堤頭部のケーソンが横転し、現地の状況がほぼ再現できた。

堤頭ケーソン転倒時の発生流速は、St.1~3 (前出図一六 参照) の 3 個所において、海底面から 10 cm の位置に流速計を固定して測定した。図一九は流速と水位の時系列データである。上から順に St.1~3 の X および Y 方向の流速変化、下の 2 つが St.2 および St.3 における水位変化である。最も流速が大きかったのは St.1 で、第 4 波目の逆転時にベクトル合成された平面流速が 2.3 m/s となっている。これを現地の流速に換算すると、約 9 m/s に相当する。



写真-3 東外防波堤のマウンド破壊とケーソンの倒壊

5. 結 論

奥尻港防波堤の津波被害を分析した結果、以下の事項が明らかになった。

- ①設計波浪が小さかった北防波堤は、波浪を想定した設計外力を上回る津波の作用を受けたため直立部が滑動した。
- ②北防波堤の堤頭部では、津波による局所流により、マウンドが洗掘された。根固め方塊の被害状況から、方塊近傍で7 m/s程度の流れが発生したと推定される。
- ③東防波堤の狭窄部でのマウンド洗掘と、堤頭部でのケーソンの倒壊は、平面実験によって再現できた。局所的には9 m/s程度の流速が発生したと考えられる。

今回行った平面実験では、海底面の洗掘を再現していない。現地ではここで示すよりも小さい流速で海底面の洗掘が生じ、これが原因になってマウンドが崩壊し、防波堤先端部のケーソンが倒壊した可能性もある。今後は底質移動の影響を考慮した検討を行う必要がある。

本報告で述べた調査・解析は、首藤伸夫東北大学教授を委員長とする港の防災対策委員会（主催：寒地港湾技術研究センター）の指導のもとに実施した。ここに記して、関係各位に深甚なる謝意を表します。

参 考 文 献

伊藤喜行・谷本勝利・木原 力 (1969): 長周期波に対する防波

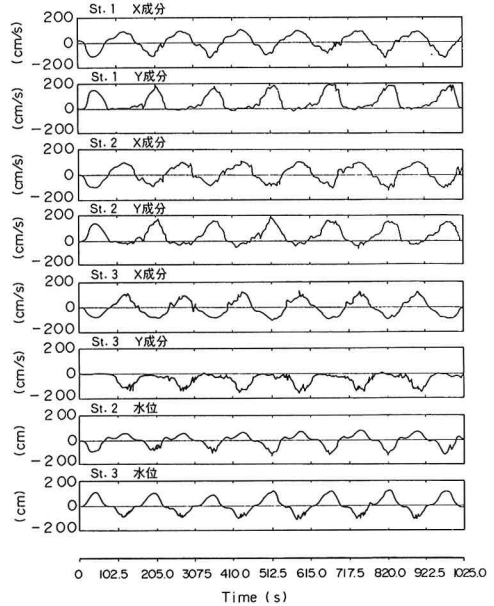


図-9 非定常流実験における流速と水位の時間変化

堤の効果に関する計算(第5報)―八戸港の津波計算―, 港研報告第8巻第3号, pp. 19-46.

開発土木研究所港湾研究室 (1994): 平成5年度北海道南西沖地震津波調査業務報告書。

谷本勝利ほか9名 (1984 a): 1983年日本海中部地震津波の実態と二、三の考察, 港湾技研資料 No. 470, 299 p.

谷本勝利・鶴谷広一・中野 晋 (1984 b): 1983日本海中部地震津波における津波力と埋立護岸の被災原因の検討, 第31回海岸工学講演会論文集, pp. 257-261.

谷本勝利・木村克俊・池上正春・宮崎啓司 (1989): 津波防波堤開口部潜堤の耐津波安定性, 海岸工学論文集, 第36巻, pp. 599-603.

山本泰司・竹田義則・木村克俊 (1994): 北海道南西沖地震による津波災害について(2)―港湾・漁港構造物の被災―, 第37回北海道開発局技術発表会講演概要集(1), pp. 79-84.

Coastal Engineering Research Center (1984): Shore Protection Manual, Vol. 2.

Tanimoto, K. (1983): On the Hydraulic Aspects of Tsunami Breakwaters in Japan, Proc. of the International Tsunami Symposium, 1981, IUGG Tsunami Commission, pp. 423-435.