高波による海岸道路の盛土被害の 発生条件と対策の検討

本間 大輔¹・山本 泰司²・宮武 誠³・木村 克俊⁴

¹ 正会員 (国研) 土木研究所寒地土木研究所(〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1-3)

E-mail:homma-d22aa@ceri.go.jp

² 正会員 (国研) 港湾空港技術研究所(〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬 3-1-1)

E-mail:yamamoto-ya@pari.go.jp

³ 正会員 (独) 函館工業高等専門学校准教授 環境都市工学科(〒042-8501 北海道函館市戸倉町 14-1)

E-mail:miyatake@hakodate-ct.ac.jp

⁴ フェロー会員 室蘭工業大学大学院教授 暮らし環境系領域(〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

E-mail:kimura@mmm.muroran-it.ac.jp

近年、海面上昇や波高増大に伴い、海岸道路に來襲する高波の発生頻度が増加傾向にあり、これにより海岸道路の盛土被害が多発している。本研究では、北海道のオホーツク海沿岸における被害事例から、1:10 程度の海底勾配をもつ海岸道路の被災限界の目安として、汀線から盛土までの距離が 60m 程度であることを明らかにした。また、盛土被害の発生条件とその対策について水理模型実験により検討した。その結果、現地の盛土被害の要因と考えられる代表遡上高 $R_{2\%}$ と沖波波高の関係を明らかにした。さらに、盛土被害の発生条件の目安を、遡上流速 $u_{2\%} = 0.6\text{m/s}$ 、水脈厚 $\eta_{2\%} = 0.9\text{m}$ 程度と推定した。また、海岸道路盛土の被害の応急対策として大型土嚢、恒久対策として消波堤の効果を検討した。

Key Words : costal road, wave run-up, swash velocity, damage bank countermeasure

1. はじめに

我が国においては、地域の主要な交通路が海岸線の直近に位置している場合も多く、そのような箇所では高波により交通障害が発生することがある。さらに近年では気候変動の影響により、海面上昇や波高増大に伴い海岸道路に來襲する高波の頻度は増加傾向にある。海岸道路の盛土被害の事例として、北海道のオホーツク海沿岸に位置する道路盛土が高波時に侵食される被害が報告されている。これらの道路は、建設当初においては汀線から十分離れた位置にあったが、汀線の後退によって波の遡上が顕著となり、盛土が侵食されたものと考えられる。

海岸道路は、背後圏の物流や地域住民の生活において重要な役割を果たしている場合が多く、通行止め等の措置が講じられた場合、その影響は非常に大きい。越智ら¹⁾は、海岸道路における路肩部が高波により大きく被災した場合の崩壊プロセスの検討を行い、応急復旧に関する実験とその効果の検証を行っている。しかしながら、盛土が崩壊し、大規模な復旧が行われた場合、復旧が完了するまでの間における周辺住民への影響は甚大となる。

そのため、大きな被災に至る以前に対策を講じることが有効となるが、波浪により小規模な盛土被害を発生させる初期条件およびその対策工法に関する検討の研究は限られている。

本研究では、ブロック等により被覆されていない海岸道路盛土を対象に、今後の維持管理に資するため、水理模型実験によって過去の被災事例における波の遡上特性を明らかにし、盛土被害の発生条件とその対策工法について検討するものである。

2. 被災事例の概要

近年、オホーツク海沿岸の国道において、波の遡上により、道路盛土が欠損する被害が発生している。本研究では、過去に同じ路線で発生した 3 つの被災事例を対象として、当時の海浜形状、汀線と道路の位置関係および盛土被害の状況について整理した。

被災事例 1 (写真-1(a)) は、国道238号線のA地区における被害である。被害は 2004 年 1 月 14 日に発生し、

同日の 22 時に近隣のナウファス波浪観測点の紋別(南)では、有義波高 $H_{1/3} = 7.16 \text{ m}$ 、最大波高 $H_{\max} = 10.73 \text{ m}$ 、有義周期 $T_{1/3} = 10.5 \text{ s}$ 、潮位 $\text{D.L.}+1.05 \text{ m}$ を記録した。被害箇所(図-1(a))はオホーツク海沿岸において特徴的な自然海浜からなる複合緩勾配海岸であり、汀線付近から道路盛土までの海底勾配は 1:10 程度で、距離は 60 m 程度であった。道路面の標高は $\text{D.L.}+7.9 \text{ m}$ であり、波は路面まで遡上し、盛土に軽微な被害があった事例である。

被災事例 2 (写真-1(b)) は同じ路線の B 地区における被害である。被害は 2006 年 10 月 8 日に発生し、同日の 14 時に紋別(南)における観測データは、有義波高 $H_{1/3} = 7.45 \text{ m}$ 、最大波高 $H_{\max} = 11.47 \text{ m}$ 、有義周期 $T_{1/3} = 12.6 \text{ s}$ 、潮位 $\text{D.L.}+1.66 \text{ m}$ であった。被災範囲は延長約 100 m、高さ約 3 m、幅約 7.5 m となっており、路肩舗装部分が欠落するまで侵食、崩壊が進行した。被災事例 2 は汀線付近から道路盛土までの海底勾配は 1:8 程度で被災事例 1 とほぼ同様だが、距離は 25 m 程度しかなかった(図-1(b))。波の遡上は、被害状況から道路面のレベル($\text{D.L.}+5.5 \text{ m}$) まで達していたと推定される²⁾。

被災事例 3 (写真-1(c)) は、同じ路線の C 地区における被害である。被害は被災事例 1 と同じ日時に発生し、盛土の法先に軽微な侵食が確認された事例である。被災事例 3 は汀線付近から道路盛土までの海底勾配は 1:15 程度で、距離は 60 m 程度であった(図-1(c))。

表-1 は、軽微な盛土被害があった被災事例 1 の発生箇所を含む 4.2 km 区間 (KP225.1~229.3) のうち、代表 6 地点 (調査地点①~⑥) における海浜形状や汀線と道路の位置関係について測量データを整理したものである。その結果、汀線から道路盛土までの勾配はおおよそ 1:10 で、距離は 62 m であり、図-1(a)の断面地形とほぼ同様であることがわかった。

比較的軽微な被害が生じた被災事例 1 および 3 における来襲波浪は、沖波波高 $H_0 = 7.5 \text{ m}$ 程度で 10 年確率波相当であったが、1:30 および 1:10 程度の複合勾配を持つ当該海岸において、盛土の被災限界の目安は汀線から盛土までの距離が 60 m 程度と推定される。また、大規模な被害が生じた被災事例 2 における来襲波浪は、沖波波高 $H_0 = 8.0 \text{ m}$ 程度で 20~30 年確率波相当であったが、被災事例 1 および 3 の地区で当該波浪が作用した場合、盛土の被害規模はより大きくなっていたと想定される。

表-1 被災事例 1 付近の調査結果

調査箇所		①	②	③	④	⑤
		汀線から道路までの距離(m)	汀線から目標物までの距離(m)	道路の高さ(D.L.標記m)	汀線から目標物までの高低差(m)	海浜勾配(④/②)
調査地点①	KP225.3	52.4	28.4	6.4	3.0	0.106
調査地点②	KP255.39	59.0	37.0	6.4	3.0	0.081
調査地点③	KP227.33	76.2	47.2	6.5	4.0	0.085
調査地点④	KP227.42	63.7	35.7	6.7	3.0	0.084
調査地点⑤	KP227.57	51.1	23.1	7.0	2.4	0.104
調査地点⑥	KP228.62	70.9	42.9	7.7	3.7	0.086
平均		62.2			平均	0.091

(a) 被災事例 1 (A 地区)

(b) 被災事例 2 (B 地区)

(c) 被災事例 3 (C 地区)

写真-1 オホーツク海沿岸の被災状況

(a) 被災事例 1 (A 地区) の断面地形

(b) 被災事例 2 (B 地区) の断面地形

(c) 被災事例 3 (C 地区) の断面地形

図-1 被災事例の断面地形

図-2 実験水路 (単位: cm)

3. 実験の方法

(1) 実験条件

盛土被害の発生条件を明らかにするため、被災事例 1 における波の遡上高を水理模型実験により再現した。図-2 に示す反射吸収式造波装置を備えた 2 次元造波水路 (長さ 24 m, 幅 0.8 m, 深さ 1.0 m) に、現地の地形条件に合わせて 1:30 および 1:10 勾配のモルタル製固定床を設置した。模型縮尺は 1/45 とし、対策工は直立壁および消波堤の 2 種類を、汀線から 33.3 cm~126.0 cm (St.1~St.4) の範囲に配置した。なお、消波堤は消波ブロック (現地換算 10t 型) を用い、天端 2 個並び 2 層厚とした。実験にはすべて不規則波 (修正 Bretschneider・光易型を有するスペクトル) を用い、1 波群を 200 波とした。波浪条件は、被災相当波浪である $H_0 = 7.5$ m, $T = 10.5$ s (水位 D.L.+1.05 m) を含めて、周期 2 種類、波高 6 種類に変化させた。以上の実験条件をまとめて表-2 に示す。

(2) 波の遡上の計測方法

水路床の 1:10 勾配部分に幅 2 cm の溝を設けて、容量線を斜面と同じ高さになるように設置し、波の遡上を計測した。遡上高 R は静水面を基準とし、上方を正と定義した。サンプリングタイムは 0.03 s 程度とし、同一の計測を 3 回行って、その平均値を採用した。

遡上計の精度の検証を行うため、デジタルビデオカメラにより撮影した遡上高と、遡上計により計測した遡上高を比較した。遡上計の高さとビデオ撮影の差の平均は、+0.099 cm であり、遡上計による平均計測値に対し誤差も 1.58 % と小さく、十分使用可能と考えられるため、以後の実験は遡上計のみで計測した。

4. 波の遡上特性

(1) 改良仮想勾配法による検討

複合勾配条件の波の打上げ高の推定には、中村ら³⁾の改

表-2 実験条件

(括弧内は現地量)	
模型縮尺	1/45
入射波高 H_0 (cm)	6.7(3m)~20(9m):6波高
入射周期 T (s)	1.34(9s), 1.57(10.5s), 1.79(12s)
実験水位 h (cm)	D.L.+0.23(+1.05m)
海底勾配 i	1:30と1:10の複合勾配
直立壁設置箇所(cm)	汀線より33.3(15m:St.1)~126.0(56.7m:St.4)
消波堤設置箇所(cm)	汀線より33.3(15m:St.1)~100.0(45m:St.3)

良仮想勾配法を適用するのが一般的である。図-3 は、被災事例 1 (A 地区) を対象に、前出の表-2 に示す波浪条件に対して砕波水深 h_b を算出したものである。砕波水深 h_b は、合田⁴⁾および Mase・Kirby⁵⁾ を踏襲した。本実験の条件は、海底勾配 i が 1:10~1:30 でかつ波形勾配 $H_0/L_0 = 0.02 \sim 0.05$ の範囲となっており、合田⁴⁾の砕波水深とはほぼ一致する値となった。なお、図中の $H_0 = 9$ m, $T = 9$ s に対応するプロットがないのは、砕波水深を求める算定図において適用外の条件であったためである。

図-4 は上記で求めた h_b から、改良仮想勾配法を用いて遡上高さ R を算出したものである。現地の被害領域は海水面 (W.L.) から道路盛土下端 5.65 m (D.L.+6.7 m) ~ 道路面高さ 6.85 m (D.L.+7.9 m) の間で発生し、道路面の高さまで波の遡上痕が残っていた。改良仮想勾配法で求まる R は 4.2 m 程度となり、現地の遡上高を過小評価した結果となった。

(2) 波高と代表遡上高さの関係

実験による遡上高さを整理するにあたり、最大遡上高で評価した場合、ばらつきが大きい。このため、玉田ら⁶⁾により提案されている 2% 超過確率遡上高さ $R_{2\%}$ と 1/10 最大遡上高さ $R_{1/10}$ を代表値とし、式 (1) および (2) に示す算定式により遡上高さを求めた。

$$R_{2\%}/H_0 = 2.99 - 2.73 \exp \left[-0.57 * \left\{ \tan \beta / \left(H_0/L_0 \right)^{0.5} \right\} \right] \quad (1)$$

$$R_{1/10}/H_0 = 2.72 - 2.56 \exp \left[-0.58 * \left\{ \tan \beta / \left(H_0/L_0 \right)^{0.5} \right\} \right] \quad (2)$$

ここで、 $\tan \beta$: 仮想勾配の傾斜角, H_0 : 沖波波高, L_0 : 沖波波長

図-3 沖波波高 H_0 と砕波水深 h_b の関係

図-4 沖波波高 H_0 と波の遡上高さ R の関係

図-5 および 6 は、沖波波高 H_0 と代表遡上高 $R_{2\%}$ および $R_{1/10}$ の関係を示したものである。実験値 (exp) は計算値 (cal) の 1.3~1.6 倍となった。実験値と計算値の値が異なる原因としては、式 (1) および (2) が海底勾配、1:10, 1:20, 1:30, 1:100 の一様勾配の条件で行った実験結果をベースとしているものであり、本実験で用いた複合勾配とは異なる条件であったことが考えられる。また、沖波波高が比較的小さい場合には、1:30 の地形勾配では砕波せず、勾配変化点もしくは 1:10 の地形勾配で砕波する現象が見られたことも影響していると考えられる。さらに、来襲波の波高分布およびウェーブセットアップの影響もその他の原因として、関係していると推定される。

被災相当波浪 ($H_0=7.5\text{m}$, $T=10.5\text{s}$) に対しては、 $R_{2\%}$ および $R_{1/10}$ のいずれにおいても、●印で示す計算値(cal)は道路盛土下端を下回るが、○印で示す実験値(exp)はこれを上回る結果となった。現地被災時は、道路面高さまで波が遡上していたことから、 $R_{2\%}$ 遡上高を代表遡上高とするのが妥当と考えられる。

図-5 沖波波高 H_0 と遡上高さ $R_{2\%}$ の関係

図-6 沖波波高 H_0 と遡上高さ $R_{1/10}$ の関係

図-7 遡上流速および水脈厚

5. 盛土被害の発生条件と対策工

(1) 盛土被害の発生条件

波浪の作用による盛土の被害程度は、波の遡上高さとともに遡上流速および水脈厚の影響を考慮する必要がある。遡上流速は、遡上波先端水位の流速を単位面積当たりの流束として取り扱い、遡上波 1 周期あたりのエネルギー方程式によって求めた宮武ら⁷⁾を準用して算出した。この方法によって遡上計で観測されたすべて波の遡上高を算出した後、 $R_{2\%}$ に該当する遡上波先端水位の流速を遡上流速 $u_{2\%}$ とした。また、水脈厚 η (水底からの波頂

高)は、堤防を汀線より陸側に置いた場合の打上げ高さとの関係を明らかにした富永・久津見⁸⁾を準用して算出した。ここでは、図-5に示す位置に直立堤を設置したときの $R_{2\%}$ に該当する打ち上げ高さから $\eta_{2\%}$ を推定した。

図-7は被災相当波($H_0 = 7.5$ m, $T = 10.5$ s)を作用させたときの汀線からの距離と遡上流速 $u_{2\%}$ および水脈厚 $\eta_{2\%}$ の関係である。汀線から離れるにしたがって $u_{2\%}$ および $\eta_{2\%}$ は直線的に減少し、盛土下端位置では、 $u_{2\%} = 0.6$ m/s 程度、 $\eta_{2\%} = 0.9$ m 程度となった。これらの値は波浪による盛土の初期被害の目安と考えられる。

(2) 盛土被害の対策

a) 検討対象

海岸道路における盛土被害の対策としては、応急対策と恒久対策に分けて考える必要がある。ここでは図-8に示すように、応急対策としては、大型土嚢を石かごまたは方塊ブロックにより安定化させることとした。また、恒久対策としては天端2個並び2層厚の消波堤を検討対象とした。

b) 大型土嚢の効果検討

応急対策としては、 $\eta_{2\%} = 0.9$ m 程度の流れを抑制させることで対応可能と想定される。越智ら¹⁾は大型土嚢の安定実験を行っており、沖波波高 $H_0 = 4.0$ m 程度まではその安定性を確認している。この波高は、被害事例1が発生したA地区では1年確率波相当であり、緊急的な措置としては十分有効であると考えられる。一般的な大型土嚢の外径は1.1m、高さは1.1mで重量は1t程度である。比較的大きな波浪に対し大型土嚢を安定化させるには、対象とする波浪の程度により前面に方塊ブロックまたは石かごで保護することが必要になると考えられる。

ここでは、 $\eta_{2\%} = 0.9$ m 程度の流れを発生させる被災波浪($H_0 = 7.5$ m, $T = 10.5$ s)において、大型土嚢の前面に設置する方塊ブロックの安定性の確認を模型実験により検証した。安定性の確認方法としては、大型土嚢模型の前面に方塊ブロック(3 cm×5 cm×2 cm: 現地換算6 t程度)を設置し、被災波浪を1000波(不規則波: 修正 Bretschneider・光易型を有するスペクトル)作用させたときの方塊ブロックの被害を確認した。方塊ブロックおよび大型土嚢模型の設置位置は汀線から近い順にCASE 1~CASE 3($L = 15$ m~45 m)とした。その結果、写真-2 および表-3 に示す通りCASE 3では、方塊ブロックに被害はなく、10年確率波相当である $H_0 = 7.5$ m までの安定性を確認した。

c) 消波堤の効果検討

恒久対策としては、実績の多い汀線の陸側に消波堤を設置することを想定し、図-2に示した3箇所に消波堤を設置し、表-2の条件の波を作用させ、遡上低減効果を

図-8 波形勾配に対する消波堤の効果

写真-2 方塊の状況

表-3 方塊の被害

実験ケース	汀線からの距離	被害個数	被害率(%)	方塊重量(模型)	方塊重量(現地換算)
CASE1	L=15m	17	100.0	68g	6.2t
CASE2	L=30m	9	52.9		
CASE3	L=45m	0	0.0

図-9 消波堤の効果

図-10 消波堤設置位置の影響

模型実験により検証した。

図-9は消波堤を設置した場合の遡上高 $R_{2\%}^*$ を無堤時の遡上高 $R_{2\%}$ で除したものである。消波堤の設置位置は汀線から近い順にCASE 1~CASE 3($L = 15$ m~45 m)とした。波形勾配 H_0/L_0 の違いによる消波堤の波の低減効果は、バラツキの大きい結果となったが、CASE 1である汀線から $L = 15$ mの位置に設置した場合に一番効果が大きく、概ね $R_{2\%}$ を4割程度低減することが可能となった。

図-10は被災相当波を対象に、消波堤を設置した場合の遡上流速 $u_{2\%}^*$ を無堤時の遡上流速 $u_{2\%}$ で除して遡上流

速の低減効果を確認したものである。汀線近くに設置した CASE 1 で最も効果が高く、盛土法先位置においては、遡上流速が 0m/s となり、波自体の遡上がなくなることを確認した。

6. 結論

本研究で得られた結論を要約すると、以下に示すとおりである。

- (1) 北海道のオホーツク海沿岸における 1:30 および 1:10 程度の複合勾配をもつ自然海岸 (A,B,C 地区) においては、10 年確率波相当波浪に対する盛土の被災限界の目安は、現地の被災事例を勘案すると汀線から 60 m 程度となる。
- (2) A 地区海岸において、10 年確率波相当波浪に対する盛土被害の発生条件の 1 つの目安として、遡上流速 $u_{2\%}$ は 0.6 m/s 程度、水脈厚 $\eta_{2\%}$ は 0.9 m 程度と推定した。
- (3) A 地区海岸の盛土被害の応急対策としては、水脈厚 $\eta_{2\%} = 0.9$ m 程度の流れを抑制させる大型土嚢もしくは石かごが有効であり、恒久対策としては、消波堤を汀線の陸側 15 m に設置することにより、波の遡上を 4 割程度低減でき効果的であることを示した。

7. 今後の課題

本研究は、北海道オホーツク海沿岸における海岸道路盛土の被災原因を波の遡上特性の観点から

検討した。今後は、現地被災データを蓄積し被災発生条件の目安の精度を高めていくとともに、盛土の被害に重要な要因となる現地の土質条件についての検討も進めていく所存である。

謝辞: 本研究で用いた現地被災データについては、北海道開発局稚内開発建設部より提供頂いた。現地における波浪データ解析においては、(一財)日本気象協会北海道支社西村修一氏、対策工に関する検討においては、(一財)北海道道路管理センター名越隆雄氏の協力を得た。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 越智聖志, 木村克俊, 宮武誠, 上久保勝美: 国道 238 号猿払海岸道路における路肩部の高波被害とその復旧, 土木学会論文集 B3(海洋開発), Vol.68, pp.876-881, 2012.
- 2) 武田光邦, 山本隆, 及川秀一: 一般国道 238 号猿払村における海岸侵食被害状況と復旧後の管理体制について, 北海道開発技術研究発表会, 第 50 回, 2006.
- 3) 中村充, 佐々木康雄, 山田穰二: 複断面における波の打ち上げ高に関する研究, 第 19 回海岸工学講演会論文集, pp.309-312, 1972.
- 4) 合田良實: 浅海域における波浪の碎波変形, 港湾技術研究所報告, 第 14 巻, pp.59-106, 1975.
- 5) Mase, H. · Kirby, J.T: Hybrid frequency-domain KdV equation for random wave transformation, Proc. 23rd Int. Conf. Coastal Eng. ASCE, pp.474-487, 1993.
- 6) 玉田崇, 間瀬肇, 安田誠宏: 複合断面に対する波の不規則性を考慮した打上げ高算定法に関する研究, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.B2-65, No.1, pp.936-940, 2009.
- 7) 宮武誠, 藤間聡: 波打ち帯の侵食・堆積過程に及ぼす前浜地下水の流動特性, 土木学会論文集, No. 754, pp. 51-61, 2004.
- 8) 富永正照, 久津見生哲: 海岸堤防に作用する碎波後の波圧, 第 18 回海岸工学講演会論文集, pp.215-221, 1981.

DISCUSSION ON COASTAL ROAD EMBANKMENT DAMAGE CAUSED BY HIGH WAVES AND COUNTERMEASURES

Daisuke HONMA, Yasuji YAMAMOTO, Makoto MIYATAKE
and Katsutoshi KIMURA

In recent times, coastal roads have been increasingly hit by high waves, and this is attributed to climate change and subsequent rises in sea levels. Accordingly, road embankments have been damaged more often than ever. In this study, we investigated cases of such damage on the Okhotsk coast of Hokkaido, and we identified the threshold for wave damage on coastal roads with 1:10 longitudinal slope. It was defined to be 60 m from the shoreline toward the embankment. We also examined the factors contributing to embankment damage and preventive measures by performing a hydraulic model experiment. From the experiment, the conditions of damaged sites were reproduced by expressing the run-up height of the wave, a causal factor of damage, as $R_{2\%}$. Similarly, the swash velocity (u) was found to be related to the thickness of the water layer (η) to experiment the threshold of the causal factors of damage to road embankments. Damage was estimated to occur when $u_{2\%} = 0.6$ m/s and $\eta_{2\%} = 0.9$ m. In the end, we examined the effectiveness of immediate and permanent measures against coastal road embankment damage.