

# 国道231号湯泊地区の海岸道路における越波の観測と対策工の検討

Observation of Wave Overtopping and Study of Measures for Coastal Road  
of National Route No.231 at Yudomari District in Hokkaido

山本泰司<sup>1</sup>・木村克俊<sup>2</sup>・南部裕之<sup>3</sup>・高橋元樹<sup>4</sup>・今村晃久<sup>5</sup>・熊木功治<sup>6</sup>

Yasuji YAMAMOTO, Katsutoshi KIMURA, Hiroyuki NAMBU,  
Motoki TAKAHASHI, Akihisa IMAMURA and Koji KUMAKI

The traffic suspension due to wave overtopping is happened on the coastal road of National Route No.231 at Yudomari district along the Sea of Japan in Hokkaido. In this paper, the relationship between the wave run-up height and the offshore wave height was shown based on the field observation. It was also revealed that the wave splash acted on passing vehicles when the offshore wave height exceeded 3~4 meters. Hydraulic model tests on wave overtopping were conducted to find the necessary height of the wave splash barrier in order to protect the coastal road against storm waves. The characteristics of wave force on the vertical wall of the seawall were also examined by the hydraulic model tests. Based on the test results, the use of transparent material such as aramid fiber sheet was proposed for the wave splash barrier.

## 1. はじめに

北海道の日本海側に面する一般国道231号増毛町湯泊地区は、背後に急峻な岩盤斜面を呈する海岸道路であり、高波浪時には越波により通行障害が発生し、通行規制を強いられることも多い。また、迂回路がないため、通行規制時には地域住民が孤立してしまうなどの問題が発生しており、その対策が急務となっている。

海岸道路の越波対策としては、木村ら(2001, 2003, 2006)が個別の事例に対する検討を行っているが、一般的な対策法は提案されていない。

本研究では、2007年度に湯泊地区において越波状況の観測を行うとともに、現地を再現した模型実験を行い、この地区の越波対策を検討するものである。

## 2. 現地の状況

### (1) 自然条件と道路構造

一般国道231号の湯泊地区は、急峻な岩盤斜面が背後に切迫した海岸道路で、斜面からの落石防護のための覆道(ロックシェッド)が連続して設置されている。写真-1に示すとおり、現地は「覆道部」と覆道間をつなぐ「一般部」

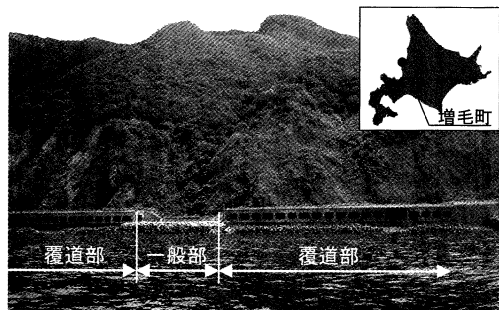
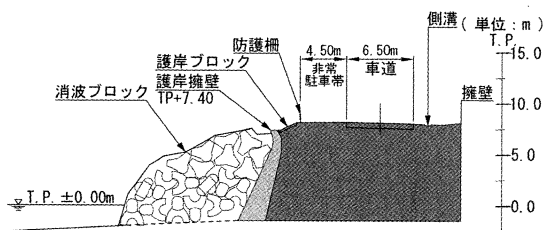
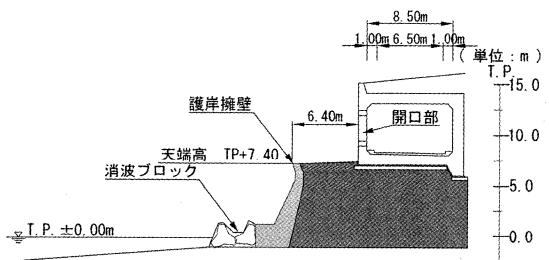


写真-1 国道231号湯泊地区の全景



(a) 一般部



(b) 覆道部

図-1 湯泊地区の道路断面

- |            |                              |
|------------|------------------------------|
| 1 正会員 博(工) | (独)土木研究所寒地土木研究所寒冷沿岸域チーム上席研究員 |
| 2 正会員 博(工) | 室蘭工業大学教授 建設システム工学科           |
| 3          | 国土交通省北海道開発局札幌開発建設部札幌道路事務所    |
| 4          | 国土交通省北海道開発局留萌開発建設部留萌開発事務所    |
| 5 正会員 博(工) | (株)開発工営社 交通事業本部              |
| 6          | (株)開発工営社 交通事業本部              |

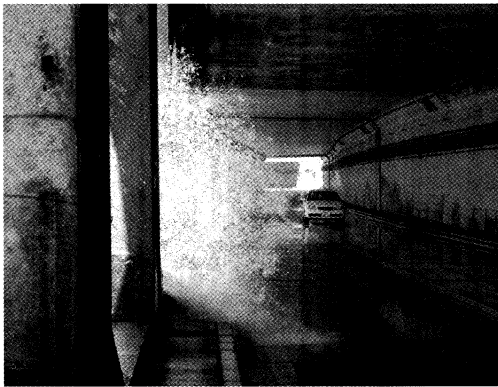


写真-2 覆道開口部からの越波状況

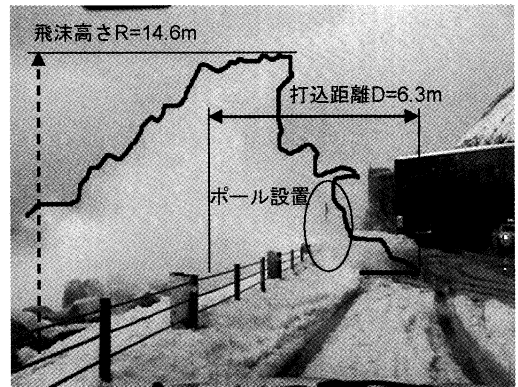


写真-3 越波観測状況

表-1 過去10年の通行止め履歴

年	月/日	$H_0$ (m)	$T_0$ (s)	波向
1998	10/20	3.71	8.6	WNW
2001	2/2	6.36	10.5	WNW
2002	10/28	4.34	9.0	NNW
2003	11/22	5.62	10.0	WNW
2004	9/8	5.79	10.9	WNW
2005	11/29	5.44	10.0	WSW
2006	11/22	6.29	11.0	WNW
2007	2/16	4.61	8.5	NNW
〃	11/21	3.24	7.6	WSW

表-2 観測時間と留萌沖のナウファスデータ

観測日	観測時刻	留萌沖ナウファス		
		$H_0$ (m)	$T_0$ (s)	波向
2007年10月22日	11:50~12:10	3.22	7.8	WSW
2007年11月21日	13:10~13:30	3.24	7.6	WSW
2008年1月10日	13:50~14:10	3.50	7.6	NW
〃	14:50~15:10	3.80	8.1	WSW
2008年2月14日	03:50~04:10	5.14	9.5	NNW
〃	13:50~14:10	4.90	9.6	W
〃	14:50~15:10	4.28	9.1	W

によって構成されている。また、海岸線はほぼ直線で、海底地形も海岸線と平行な等深線を呈し、勾配は1/15程度となっている。図-1に道路構造の標準断面図を示す。道路規格は第3種第2級、車道幅員  $W = 3.25\text{m} \times 2$ 車線、設計(規制)速度は  $V = 60\text{km/h}$ である。道路線形はほぼ直線で縦断勾配は  $i = 0.4\%$ 程度とほぼフラットな状況である。また、一般部には海岸側に非常駐車帯  $W = 4.50\text{m}$ が設置され、護岸から車道までの距離は  $W = 7.50\text{m}$ 程度となっている。

湯泊地区から約15km離れた留萌沖のナウファス波浪観測データ(2005年)によれば、11月~3月の5ヶ月で波高  $H_0 = 3.0\text{m}$ 以上の日が40日程度と非常に多く、また、波高  $H_0 = 4.0\text{m}$ 以上も10日程度あり、冬季風浪が激しい。

(2) 越波による通行止めの状況

覆道開口部からの越波状況を写真-2に示すが、道路の通行止めは、高波浪時に覆道内の車道にまで越波がおよび車両の安全な走行が妨げられる場合に実施される。当該地における過去10年間の通行止めの状況を表-1に示す。表中の波浪条件は留萌沖の観測値である。通行止めは年に1~2回程度で、国道231号が1次緊急輸送路であることを考えるとかなり頻度は高いと言える。

3. 現地越波観測

(1) 観測方法

一般部における越波状況を把握し対策工の必要高さの検討を目的として越波観測を行った。

観測の方法は、護岸近傍に高さの目安となるポールを設置して、越波飛沫の状況をビデオ撮影した。分析の方法は録画画像から一波ごとの打上高  $R$  および打込距離  $D$  を解析した。写真-3にその例を示す。

(2) 現地越波の特徴

越波観測の日時および波浪条件は表-2に示すとおりで、波高  $H_0$  は3.2~5.1mであった。留萌港における1年確率波は4.5mであり、観測時の波浪は1年確率波に相当する。

観測結果を図-2に示す。横軸は沖波波高  $H_0$ 、縦軸は静水面からの打上高  $R$  および護岸前面からの打込距離  $D$  である。 $R$  および  $D$  は一波ごとのばらつきが大きいため、越波対策工等の設計条件を検討するときは統計値を用いる方が都合がよい。ここでは、対策工により越波をほぼ防ぐという観点から、 $R$  および  $D$  はそれぞれ1/20最大値で整理して示してある。 $H_0$  と打上高  $R_{1/20}$  および打込距離  $D_{1/20}$  にはほぼ直線的な関係が見られ、 $H_0$  が約4.0mに達すると、

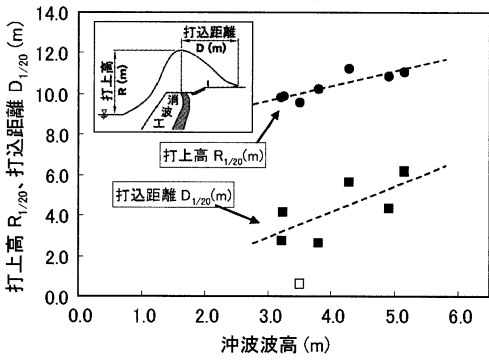
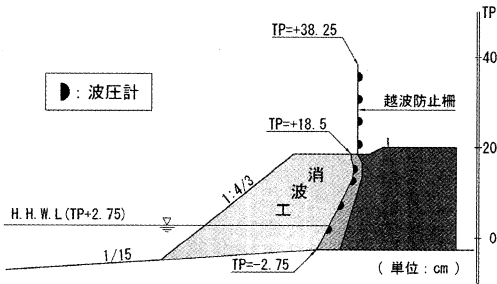
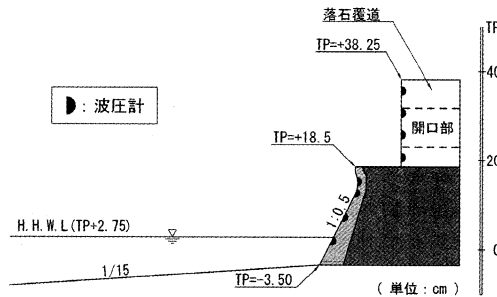


図-2 打上高と打込距離



(a) 一般部



(b) 覆道部

図-3 堤体模型

越波飛沫の打上高  $R_{1/20}$  は10m程度、打込距離  $D_{1/20}$  は4m程度となり、越波飛沫は道路に達する傾向を示している。ただし、現地観測時には  $H_0$  が3.2m程度であっても打込距離  $D$  の最大値が9.0m程度まで達する事例が複数観測された。

4. 模型実験の方法

(1) 実験断面

水理模型実験は、長さ28m、幅0.8m、深さ1.0mの造波水路において、不規則波を用いて縮尺1/40で実施した。堤体模型は図-3に示すように、一般部においては越波防止柵を設置するものとし、覆道部においては開口部を防波板

で塞ぐことを想定した。護岸の法面勾配は1:0.5、海底勾配は1/15とした。現地では護岸前面には消波ブロックが投入されているものの、覆道部ではブロック量が十分ではなく、一部区間では消波ブロックがほとんど散逸している箇所もあるため、安全性を考慮して覆道部は消波ブロックがない条件とした。なお、実験水位は、異常潮位を考慮して  $HHWL = TP + 1.1m$  とした。

(2) 越波流量の測定方法

一般部を対象に、護岸上の柵高を5段階に変化させて越波流量を計測した。作用波浪は、周期  $T_{1/3}$  を1.9sで一定とし、沖波波高  $H_0$  を8~20cmの6段階に変化させた。造波開始1分後から約200波を作用させ、幅10cmの導水樋で越波水を背後の容器に取得し、単位時間当たりの越波流量を計測した。

(3) 波圧の測定方法

一般部の越波防止柵および覆道開口部の防波板に作用する波力を調べるため、設計波相当の不規則波を約200波作用させ、図-3に示すように模型に取り付けた8個の波圧計により、500Hzで波圧を測定した。波圧測定は、同一条件で10回ずつ繰り返した。

なお、実験条件の一覧を表-3に示す。

表-3 実験条件

実験条件	一般部		覆道部		
	現地	実験	現地	実験	
波浪条件 (50年 確率波)	周期 $T_0$	12.0s	1.90s	12.0s	1.90s
	波高 $H_0$	8.42m	19.5cm	8.42m	19.5cm
実験水深 $h$	2.2m	5.5cm	2.5m	6.25cm	
実験潮位 (H.H.W.L)	+1.1m	+2.75cm	+1.1m	+2.75cm	
護岸脚部水深	-1.1m	-2.75cm	-1.4m	-3.5cm	
護岸天端高	+7.4m	+18.5cm	+7.4m	+18.5cm	
覆道天端高	-	-	+14.5m	+38.25cm	

5. 一般部の越波対策

(1) 所要柵高の検討

一般部を対象とした越波実験の結果を、図-4に示す。各軸は、沖波波高と沖波波長で無次元化した天端高  $h_c^*$  と越波流量  $q^*$  である。図中の実線は実験結果の近似曲線である。柵高を変化させているが、越波流量は概ね次の式で近似できる。

$$q^* = Q_0 \exp(-b \cdot h_c^*) \tag{1}$$

ここに、

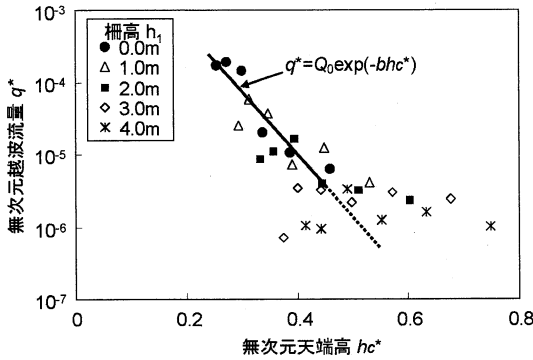


図-4 越波流量の実験値

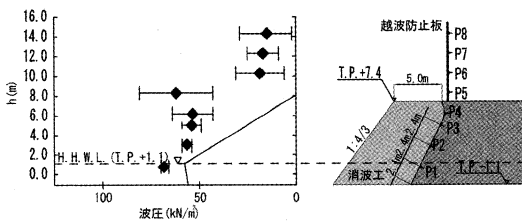


図-5 一般部の作用波圧の実験値

$$q^* = q / \sqrt{2gH_0^3}$$

$$h_c^* = h_c / \sqrt[3]{H_0^2 L_0}$$

また、 $Q_0$ 、 $b$  は定数であり、ここでは、 $Q_0 = 0.03$ 、 $b = 20$  である。

ここで、10年確率波 ( $H_{1/3} = 7.0\text{m}$ 、 $T_{1/3} = 12\text{s}$ ) を対象として所要柵高を検討した。前述の越波現地観測 (図-2) から10年確率波時の打上高を外挿して推定すると  $R_{1/20} = 12.6\text{m}$  となり、所要柵高は  $h_1 = 5.2\text{m}$  となる。この条件における越波流量は  $8 \times 10^{-3} \text{m}^3/\text{s}$  である。この値は、護岸の直背後を通行する自動車通行に対する許容越波流量である  $2 \times 10^{-5} \text{m}^3/\text{s}$  と、歩行者の安全に対する許容値である  $2 \times 10^{-4} \text{m}^3/\text{s}$  (国土交通省港湾局監修, 2007) のほぼ中間の値である。

(2) 作用波圧

越波防止柵に作用する波圧分布を図-5 に示す。横軸は、不規則波作用中の最大波圧であり、10回の繰返し実験の平均値と標準偏差を表示してある。図中の実線で示した合田式による計算値と比較すると、静水面より上部では実験値が上回っている。また、作用高さも合田式より大きいことが分かる。これは水深条件が小さいことと海底勾配が急なことが原因と考えられる。

(3) 越波防止柵の試設計

一般部における越波防止柵は、既設護岸擁壁より反力を

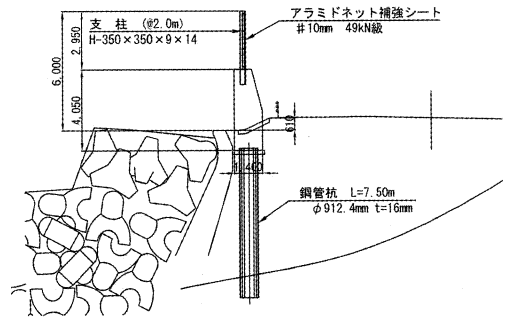


図-6 越波防止柵の標準断面(試設計)

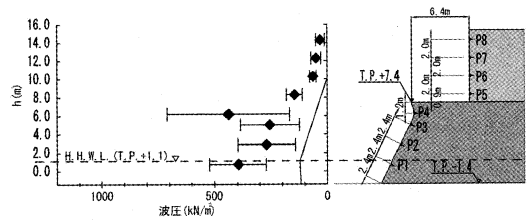


図-7 覆道部の作用波圧の実験値

取る構造とすることが経済性などの面で望ましいが、作用波圧が大きいため、ここでは独立した構造を仮定する。そのため杭基礎などの構造とした (図-6)。また、越波防止柵は波圧強度の大きい下部を RC 構造とし、波圧強度の小さい上部を光透過性の大きい材料を使用することで、走行車両の運転者への圧迫感を抑えられる効果を期待した。

6. 覆道開口部の越波対策

(1) 作用波圧

覆道部に作用する波圧分布を図-7 に示す。これは一般部と同様に10回の繰返し実験の平均値と標準偏差を示したものである。

覆道開口部下端 (P5) で最大値  $147 \text{kN/m}^2$  を示した。また、護岸法面 (P4) では  $443 \text{kN/m}^2$  と大きな値となったが、波返し工の曲面形状がその要因であると考えられる。合田式による計算値と比較すると全般に実験値が上回っている。また、作用高さも合田式より大きいことが分かる。

以下に述べる対策工の設計では、図-7に示した波圧分布を設計荷重として用いる。

(2) 対策工の設計と施工

覆道開口部を、RC コンクリートを用いて塞ぐ構造が最も経済的である。しかしながら、開口部からの採光を遮断するため新たに照明設備を設置することとなり、トータルコストでは不経済となる。ここでは、覆道内に必要な照度を確保できるよう光透過性の大きい材料であるアラミドネット補強シート (巽ら, 2005) を使用することとした。ただ

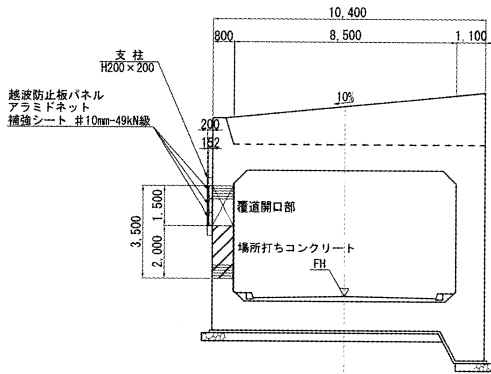


図-8 覆道部対策工の設計断面

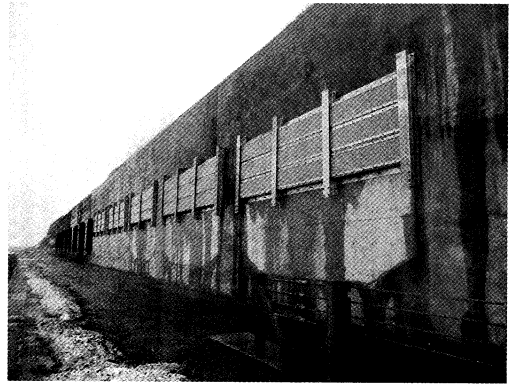
し、この材料は大きな波圧に対しては耐力が不足し構造が煩雑となるため、波圧強度が $60\text{kN/m}^2$ 程度以下となる開口部上方に設置する計画とした。図-8に対策工の標準断面図を示す。

施工においては、RCコンクリートは場所打ちで塩害対策としてエポキシ塗装鉄筋を使用した。また、アラミドネット補強シートは工場製作を用いたため施工性は良好であった。施工後の状況を写真-4に示す。

## 7. 主要な結論

本報告により明らかとなった事項は以下のとおりである。

- ① 現地の通行規制の履歴を整理するとともに、越波観測を行って、波浪と打上高および打ち込み距離の関係を把握した。現地では $H_0 = 3 \sim 4\text{m}$ 程度以上になると越波飛沫が道路にまで達し、走行車両に影響を及ぼす危険性がある。
- ② 上記の観測結果に基づいて、一般部における必要柵高を求めるとともに、水理模型実験を行って当該条件に対する越波流量を求めた。
- ③ 一般部および覆道部の護岸上直立部に作用する波力を水理模型実験により求めた。その結果を用いて、一般部においては自立型の越波防止柵、覆道部においては光透過性の高いアラミドネット補強シートを用いた防波板を提案した。



(a) 海側からみた状況



(b) 覆道内の状況

写真-4 施工後の覆道防波板の状況

## 参考文献

- 木村克俊・安田佳乃子・山本泰司・梅沢信敏・清水敏晶・佐藤隆 (2001) : 道路護岸における越波による通行障害とその対策について, 海工論文集, 第48巻, pp. 756-760.
- 木村克俊・浜口正志・岡田真衣子・清水敏晶 (2003) : 消波護岸における越波飛沫の飛散特性と背後道路への影響, 海工論文集, 第50巻, pp. 796-800.
- 木村克俊・古川諭・山本泰司・吉野大仁 (2006) : 海岸覆道用防波板の高波による被災特性とその再現実験, 海工論文集, 第53巻, pp. 871-875.
- 国土交通省港湾局監修 (2007) : 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 社団法人日本港湾協会, p. 171.
- 巽治・小野俊博・三田村浩・今野久志・岸徳光 (2005) : アラミドネット補強シートを用いた越波防止柵の開発, 平成16年度土木学会北海道支部論文報告集, 第61号, IV-5.