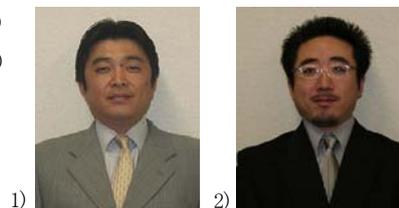


海岸道路における越波観測と対策必要高さの検討

Observation of Wave overtopping and Examination of necessary height of measures for Coastal Road

交通事業本部 交通第2部 熊木 功治¹⁾
津田 将史²⁾



概要(Abstract)

多くの海岸道路では、高波浪時に越波による通行障害が発生し通行止めを強いられ、その対策が急務となっている。越波対策方法は研究段階であり一般的な設計法もないのが現状である。

そのため、現地を再現した水理模型実験および越波状況の現地観測を実施し、作用波圧(設計波圧)および必要対策高さの検討を行った。波圧強度においてはNOTE KAIHATSUKOEI Vol.15にて報告済みであることから、本稿は、現地越波観測および模型実験による越波流量実験結果とその結果を用いた必要対策高さの検討について報告するものである。

1. はじめに

海岸に面する道路では、高波浪時に越波による交通障害が発生し、交通規制を強いられることも多く、海岸道路では迂回路もないことがほとんどである。その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(2001,2002,2006)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。

そのため 2007 年度より海岸道路における越波対策について各種検討を行ってきたが、本稿では明り部における自立式越波防止柵の設計のための現地観測および対策工の必要高さについて検討した結果を報告するものである。

“NOTE KAIHATSUKOEI Vol.15”では、覆道開口部と明り部における波圧模型実験、および覆道開口部での対策工について記載があるので参照されたい。

2. 現地の状況

(1)自然条件と道路構造

急峻な岩盤斜面が背後に切迫した海岸道路で、

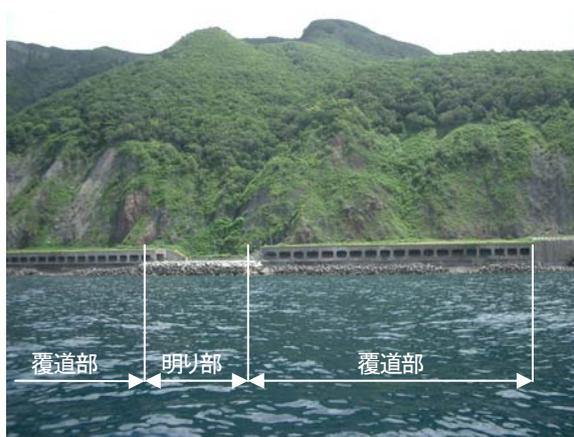


写真-1 対策検討箇所の全景

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「明り部」によって構成されている。

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。

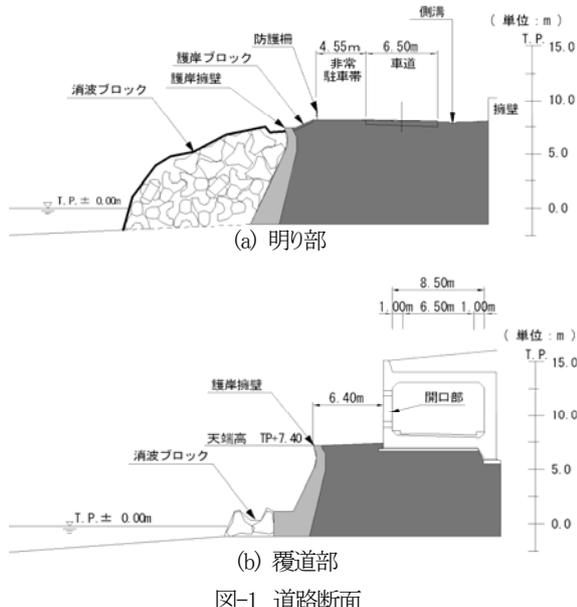


図-1 道路断面

(2)越波の状況

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。表中の波浪条件はナウファスデータである。通行止めは年に1~2回程度で、本路線が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. 明り部越波流量模型実験の概要

(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-2 に示すように、越波防止柵を設置することを想定した。護岸の法面勾配は 1:0.5、海底勾配は 1/15 とした。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

明り部を対象に、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。

なお、実験条件の一覧を表-2 に示す。



写真-2 覆道開口部からの越波状況

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 |

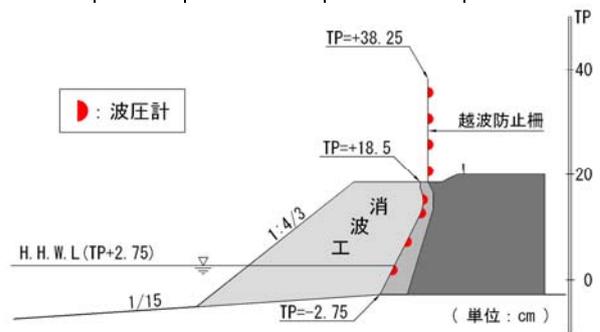


図-2 明り部堤体模型

表-2 実験条件

| 実験条件 | 明り部 | |
|----------------|----------|---------|
| | 現地 | 実験 |
| 波浪条件 | 周期 T_0 | 1.90s |
| | 波高 H_0 | 8~20cm |
| 実験水深 h | 2.2m | 5.5cm |
| 実験潮位 (H.H.W.L) | +1.1m | +2.75cm |
| 護岸脚部水深 | -1.1m | -2.75cm |
| 護岸天端高 | +7.4m | +18.5cm |

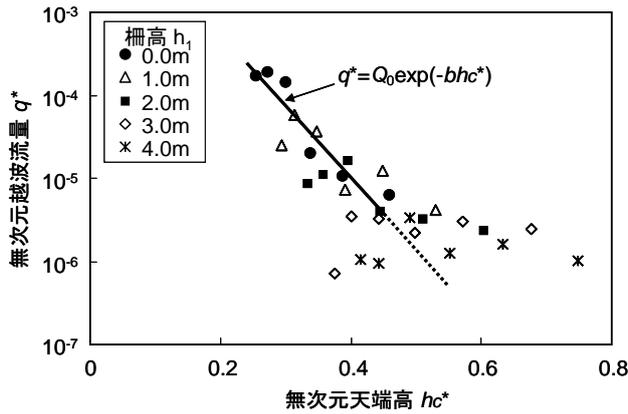


図-3 越波流量の実験値

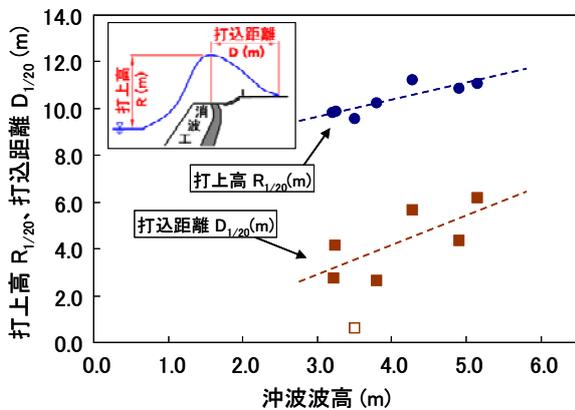


図-4 打上高・打込距離

(3)実験結果

明り部を対象とした越波実験の結果を、図-3 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。

$$q^* = Q_0 \exp(-b \cdot h_c^*) \quad (1)$$

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

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

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

ただし、 q^* が 4×10^{-6} 程度以下の条件では、傾向が異なっている。これは水塊が護岸を越流するのではなく、飛沫状になって護岸を超える現象が主となるためと考えられる。

4. 明り部越波観測



写真-3 越波観測状況

表-3 観測時間とナウファスデータ

| 観測日 | 観測時刻 | ナウファスデータ | | |
|-------------|-------------|-----------|-----------|-----|
| | | 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 |

(1)観測方法

明り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。分析の方法は録画面像から1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-3 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-4 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 であり、それぞれ 1/20 最大値で示している。 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

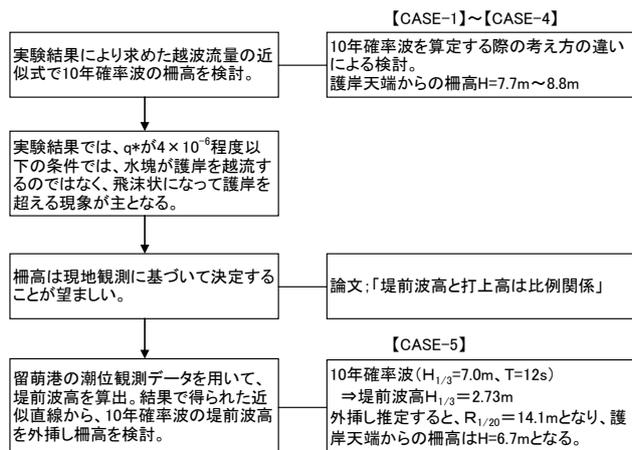


図-5 柵高検討フロー図

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程度まで達する事象が複数観測された。

5. 必要柵高の検討

(1)設計条件

実験結果と現地観測結果を用いて柵高の検討を実施した。設計条件は以下のとおりである。

- ① 許容越波流量: $q^*=4 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{m}/\text{sec}$
- ② 設計確率波:10年確率波

(2)検討概要

越波防止柵の柵高については、実験結果および現地観測結果を基に、10年確率波による所要柵高の検討を行った。検討概要を図-5に示す。

(3)実験結果による柵高の検討

現地観測では10年確率波の結果が得られていないため、実験結果により求めた越波流量の近似式で10年確率波の柵高を検討する必要がある。CASE-1からCASE-4は10年確率波の柵高を算定する際の考え方の違いで検討を行った。

検討の結果、必要柵高は7.7m~8.8mとなった。図-6に検討例として【CASE-1】における算定図を示す。

(4)現地観測結果による柵高の検討

現地観測結果を用いた柵高の検討結果を図-7に示す。【CASE-5】その結果、①実験結果の近似式は、 $q^*=4 \times 10^{-6}$ 程度以下の条件では、水塊が護岸を越流するのではなく飛沫状になって護岸を超える現象となる ②よって、現地観測に基づい

て柵高を決定することば望ましい ③既往の研究

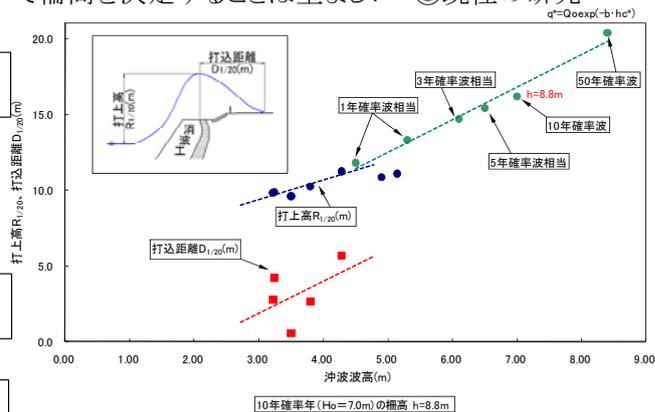


図-6 柵高例【CASE-1】

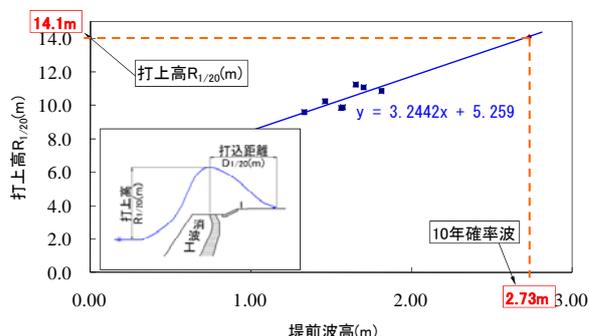


図-7 現地観測による必要柵高【CASE-5】

から、堤前波高と打上高は比例関係という記述があることなどから、道路防災ドクターとの協議により、微小な越波実験では、実験値の変動も大きく、相似則の問題が生じる可能性があり、柵高については現地観測結果を用いた堤前波高と打上高の関係を比例関係として外挿する方法で柵高を決定することとした。結果、必要柵高は $H=6.7\text{m}$ である。

6. まとめ

1/40 模型実験結果と現地観測結果には相違がある。これは模型実験のスケールが小さいために飛沫状の越波を再現できないためと考えられる。したがって、越波対策必要高さの検討は現地観測が最も現実的な手法であると考えられる。



写真-4 現地完成状況