



## 海岸道路における越波による車両被害とその対策に関する研究

メタデータ	言語: jpn 出版者: 公開日: 2016-06-08 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 越智, 聖志 メールアドレス: 所属:
URL	<a href="https://doi.org/10.15118/00008925">https://doi.org/10.15118/00008925</a>

博士学位論文

海岸道路における越波による車両被害とその対策に関する研究

室蘭工業大学

大学院工学研究科博士後期課程

建設環境工学専攻

越 智 聖 志

## 論文題目

### 『海岸道路における越波による車両被害とその対策に関する研究』

#### 目 次

第1章 序 論	1
1.1 はじめに	2
1.2 海岸道路における高波時の諸問題	3
1.2.1 海岸道路における通行基準	3
1.2.2 許容越波流量の考え方	4
1.2.3 北海道の海岸道路における越波被害の統計	6
1.2.4 海岸道路における課題	9
1.3 研究対象とした護岸形式および海象条件	14
1.4 論文構成	17
1.5 参考文献	18
第2章 護岸背後地における越波水の運動モデル	19
2.1 既往の越波研究に関する視点	20
2.1.1 越波水の運動モデル	20
2.1.2 数値解析モデルによる越波現象の適用	21
2.2 本研究における対象とする越波現象	26
2.2.1 打上げ型越波に関する既往研究	26
2.2.2 越波水塊部の運動モデル	29
2.3 第2章の結論	30
2.4 参考文献	31
第3章 現地における越波による車両被害事例について	32
3.1 一般国道 229 号せたな町貝取潤海岸	33
3.1.1 越波被害分析	33
3.1.2 当該事故発生地点の現況	36
3.2 一般道道 1038 号直別共栄線	42
3.2.1 車両通行止め時の越波状況	42
3.2.2 波の遡上の現地観測	45

3.3	一般国道 232 号留萌郡小平町鬼鹿海岸	47
3.3.1	越波被害分析	47
3.3.2	事故状況	49
3.3.3	当該事故発生斜路の現況	52
3.3.4	北海道における船揚場斜路の実態調査	56
3.4	第 3 章の結論	57
3.5	参考文献	58
第4章	直立護岸上の車両に働く波力の算定法	59
4.1	直立護岸背後地における越波特性の検討	60
4.1.1	実験方法	60
4.1.2	越波状況	61
4.1.3	最大越波水脈厚	62
4.1.4	最大越波流速	63
4.2	車両に働く波力および滑動特性の検討	64
4.2.1	実験方法	64
4.2.2	車両に働く越波力	66
4.2.3	車両の滑動特性	69
4.3	越波水塊部における運動モデルの定式化	70
4.3.1	基本概念	70
4.3.2	最大越波水脈厚	71
	(1) 護岸前面における越波の初期打上げ高さ	71
	(2) 道路横断距離に対する最大越波水脈厚の分布	72
4.3.3	最大越波流速	73
	(1) 護岸前面における越波打出し初速度	73
	(2) 道路横断距離に対する最大越波流速の分布	75
4.3.4	直立護岸に対する越波水塊運動の算定法	76
	(1) 通過波高の算定法	76
	(2) 越波飛沫の打出し速度および打上げ高さの算定法	77
	(3) 道路横断方向に対する最大越波水脈厚の算定法	78
	(4) 道路横断方向に対する最大越波流速の算定法	80
4.4	対策工に関する検討	82
4.4.1	実験方法	82
4.4.2	対策工の効果	83
4.5	直立護岸背後地の車両に対する越波流速を用いた安全評価方法	85

4.6	第4章の結論	86
4.7	参考文献	87
第5章	緩傾斜護岸上の車両に働く波力の算定法	88
5.1	緩傾斜護岸上の高波浪における越波特性の検討	89
5.1.1	実験方法	89
5.1.2	越波状況	90
5.1.3	最大越波水脈厚	91
5.1.4	越波流量	92
5.2	車両に働く波力および滑動特性の検討	93
5.2.1	実験方法	93
5.2.2	車両滑動限界質量	94
5.2.3	車両に作用する水平波力	95
5.2.4	車両に働く越波による水平波力の評価	96
5.3	第5章の結論	99
5.4	参考文献	100
第6章	走行車両への越波被害とその分析	101
6.1	斜路部への波の集中特性	102
6.1.1	実験方法	102
6.1.2	数値解析手法	104
(1)	基礎方程式	104
(2)	計算条件	106
(3)	数値計算状況	108
6.1.3	波の集中特性	109
6.2	不規則波による越波特性の検討	110
6.2.1	実験方法	110
6.2.2	最大越波水脈厚	111
6.2.3	越波流量	112
6.3	走行車両による脱輪事故の再現実験	113
6.3.1	実験方法	113
6.3.2	車両走行速度	116
6.3.3	越波水流	117
6.3.4	車両に働く越波力	118

6.3.5	走行速度の違いによる車両の滑動特性	120
6.4	車両脱輪距離の推定方法	124
6.4.1	車両停止距離の推定法	124
6.4.2	車両偏心角および車両横断方向移動距離の推定法	127
6.4.3	車両脱輪の判定	133
6.5	船揚場斜路における対策	134
6.5.1	恒久対策	134
6.5.2	応急対策	137
6.6	第6章の結論	138
6.7	参考文献	139
第7章	結論	140
謝辞		143

# 第 1 章

## 序 論

## 1.1 はじめに

我が国は、四方を海に囲まれた島国であるため、海岸線に面した多くの海岸道路が存在する。こうした海岸道路を新設する場合には、走行車両の安全性を確保した護岸設計を行うとともに、既設道路に対しても適切な越波対策を講じる必要がある。しかしながら、近年の地球温暖化による海面上昇や低気圧の大型化に伴い、我が国の多くの既設護岸においては、想定を上回る高波や高潮により、海岸道路における越波被害が増加する傾向にある。

これまで越波による車両被害に対して、木村ら<sup>1),2)</sup>は、道路部への越波飛沫の飛散により生じる一時的な視界障害のような越波の間接的被害について検討している。また、清水ら<sup>3)</sup>は、車両のフロントガラスに落水した越波水塊が車両に及ぼす越波の直接的被害に関する検討を行っている。このように、越波による様々な車両被害に対しては、既往研究により各現地における護岸断面を対象として、その越波現象が解明され、個々に対する対策工の提案が行われている。しかしながら、こうした既往研究においては、海岸道路の天端高さ等の設計時に用いられる時間平均の越波流量を評価基準としたものが多く、実現象として車両被害が発生するような不規則波群中の最大波に着目し、護岸背後地の安全性を評価した研究は未だ見られない。

そこで、本研究では、我が国で一般的な海岸道路の護岸形式である直立護岸および緩傾斜護岸背後の安全性評価を行うにあたり、車両被害が発生するような高波浪条件に対して、時間平均の越波流量ではなく、不規則波群中の最大波作用時の水平波力を定量的に評価し、海岸道路における新たな通行規制基準を提案することを研究の目的としている。



## 1.2 海岸道路における高波時の諸問題

### 1.2.1 海岸道路における通行基準

海岸道路における護岸の天端高さの決定方法には2種類の考え方がある。1つ目は、波の打上げ高さを基準にし、天端高をそれより高く設計し越波を阻止するもの。2つ目は、越波流量を基準とし、これを許容値以下とする天端高を選定するものである。このうち、海岸に面する道路護岸では、越波流量を基準として護岸天端高さを評価するのが一般的である。しかしながら、護岸背後を通行する車両や人、家屋等に対してどれだけの越波を許容することができるのかという点において明確な基準が必要となる。

道路の通行においては、どんな時化の場合でも高速で安全に走行できることが望ましいが、そのためには護岸天端高さは非常に高いものとなり、多額の事業費が必要となるばかりか、海岸線を通行していても全く海が望めない構造になってしまう。

道路は、道路パトロールなど通常の管理を行うとともに、時化の際には通行規制をするなどのソフト対策によっても走行の安全は確保される。一方、構造物の安定に関しては、一度の時化で被災することは許されない。このように構造物の安定と天端高の算定においては、設計波の取扱いを以下のように分けることで合理化している。

- 構造物の安定に用いる設計沖波

- 道路の重要性を考慮して、50年確率以上の波

- 護岸天端高の算定に用いる設計沖波

- 道路通行止め履歴や迂回路の有無等を考慮して、5年あるいは10年確率波

## 1.2.2 許容越波流量の考え方

許容越波流量に関しては、多くの既往研究より、その護岸の構造や背後利用状況等に応じて様々な値が設定されている。合田ら<sup>4)</sup>は、被災限界越波流量を既往の被災事例をもとに表-1.2.2.1のように与えている。また、福田ら<sup>5)</sup>は、背後地の利用状況からみた許容越波流量として表-1.2.2.2を与えている。さらに、永井ら<sup>6)</sup>は、背後施設の重要度を考慮して、規則波による実験結果から表-1.2.2.3のような許容越波流量を掲示している。一方、海外においても越波流量を評価指標として EurOtop<sup>7)</sup>において海岸道路と車両の安全性の関係についてマニュアルを作成している。

一般に海岸道路における自動車の安全走行に関しては、福田らの表-1.2.2.2 に示される  $2.0 \times 10^{-4} \sim 2.0 \times 10^{-5} \text{ (m}^3\text{/m/s)}$  を基準として護岸の天端高を決定する。しかしながら、これらの値は、時間平均した越波流量であるのに対し、走行する自動車が越波被害を受ける瞬間最大の越波によるものであることが大きな課題として挙げられる。

表-1.2.2.1 護岸・堤防の被災限界の越波流量

種 別	被 覆 工	越 波 流 量 $Q \text{ (m}^3\text{/m/sec)}$
護 岸	背後舗装済み	$2.0 \times 10^{-2}$
	背後舗装なし	$5.0 \times 10^{-2}$
堤 防	コンクリート三面巻き	$5.0 \times 10^{-2}$
	天端舗装, 裏のり未施工	$2.0 \times 10^{-2}$
	天端舗装なし	$5.0 \times 10^{-3}$ 以下

表-1.2.2.2 背後地の利用状況からみた許容越波流量

対 象	利 用 状 況	安全度 (%)	越 波 流 量 $Q \text{ (m}^3\text{/m/sec)}$
人	歩 行	50	$2.0 \times 10^{-4}$
		90	$3.0 \times 10^{-5}$
自 動 車	高 速 通 行	50	$2.0 \times 10^{-5}$
		90	$1.0 \times 10^{-6}$
	運 転 可 能	50	$2.0 \times 10^{-4}$
		90	$2.0 \times 10^{-5}$
家 屋		50	$7.0 \times 10^{-5}$
		90	$1.0 \times 10^{-6}$

※ 表中の%は、越波観測ビデオを見た人が判断した結果、表中の%以上の人が安全と判断できる越波流量を示している。

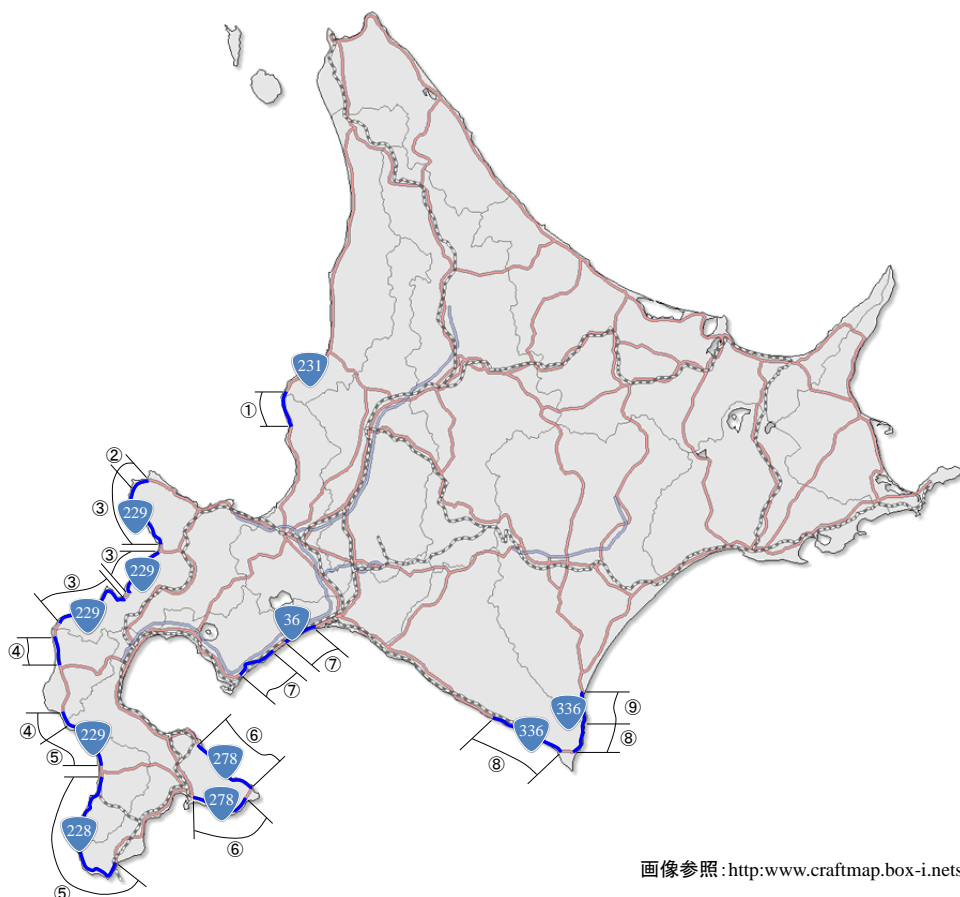
表-1.2.2.3 背後地の被害が予想される場合の許容越波流量

要 件	越 波 流 量 $Q$ (m <sup>3</sup> /m/sec)
背後の人家, 公共施設が密集しており, 特に越波, 飛沫等の進入により重大な被害が予想される地区	1.0×10 <sup>-2</sup>
その他重要な地区	2.0×10 <sup>-2</sup> 程度
その他の地区	2.0×10 <sup>-2</sup> ~ 6.0×10 <sup>-2</sup>

### 1.2.3 北海道の海岸道路における越波被害の統計

図-1.2.3.1 および表-1.2.3.1 に越波被害の統計調査を行った北海道内の海岸道路 9 路線を示す。また、図-1.2.3.2 に調査対象 9 路に釧路、網走および留萌の路線を加えた各対象路線に対する過去 37 年間の越波による通行止め回数を示す。図-1.2.3.2 より、昭和 46 年～昭和 63 年の通行止め状況は、函館開発建設部管内の国道 278 号が 68 回と最も多くなっているが、平成元年～平成 10 年の同路線の通行止め回数は 5 回となり大幅に減少していることがわかる。これは、越波への恒久的な対策工が施工されたためと推察される。また、平成 11 年～平成 22 年の通行止め状況をみると、室蘭開発建設部管内の国道 336 号で 60 回、帯広開発建設部管内の国道 336 号において 32 回となっており、その他の開発建設部管内の道路においても越波による通行止め回数が多くなっていることがわかる。この理由として、今まで越波による通行止めが生じていなかった路線においても、近年の海面上昇や台風の大規模化に伴い、その回数が増加したものと推察される。

図-1.2.3.3 に平成元年～平成 26 年までの北海道内における越波被害発生件数を示す。越波被害発生件数は、平成 14 年を境にその件数が増加していることがわかる。近年においては、越波被害の発生が予測される海岸道路等に恒久的な対策工が施工されている路線も増加しているが、それでも年間 5～10 件程度の被害が発生している。

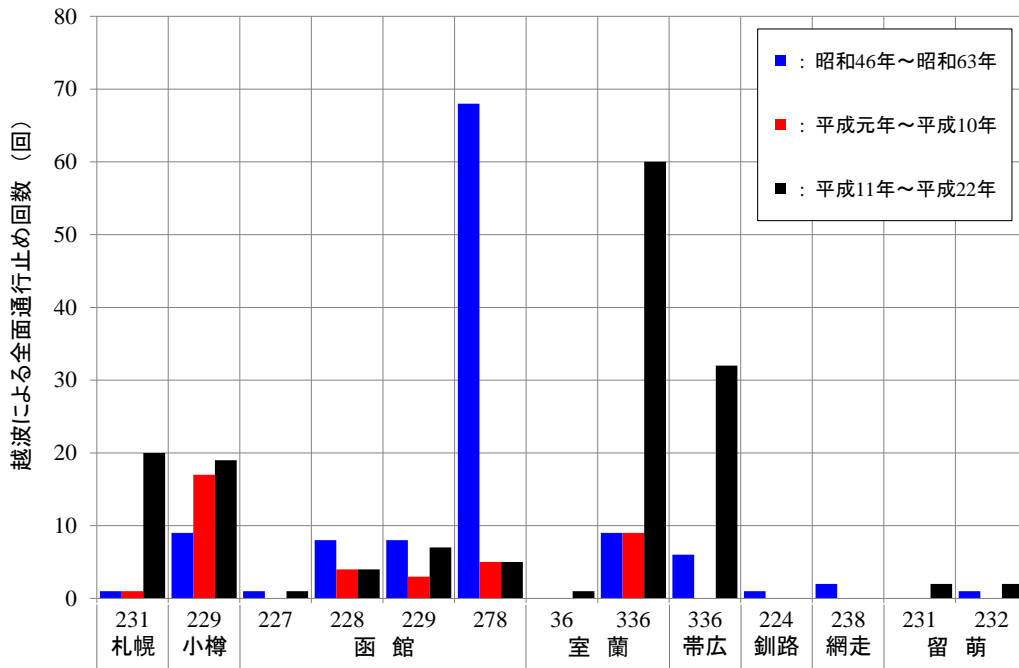


画像参照：[http://www.craftmap.box-i.netsozai.phpno=0115\\_5](http://www.craftmap.box-i.netsozai.phpno=0115_5)

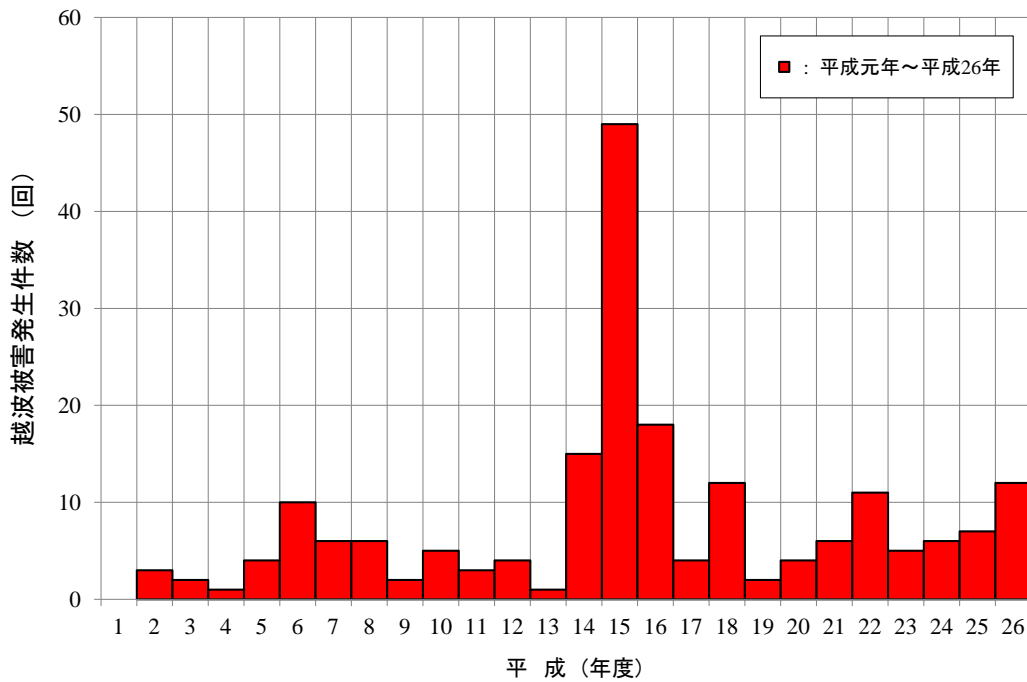
図-1.2.3.1 北海道における越波による通行止め調査路線

表-1.2.3.1 越波による通行止め調査路線

開発建設部	道路事務所	対象路線
札幌	① 滝川道路事務所	R 231
小樽	② 小樽道路事務所	R 229
	③ 岩内道路事務所	R 229
函館	④ 八雲道路事務所	R 229
	⑤ 江差道路事務所	R 228 , R 229
	⑥ 函館道路事務所	R 278
室蘭	⑦ 室蘭道路事務所	R 36
	⑧ 浦河道路事務所	R 336
帯広	⑨ 広尾道路事務所	R 336



図－1.2.3.2 過去37年間における開発建設部別の越波による通行止め発生回数



図－1.2.3.3 平成元年～平成26年までの北海道における越波被害発生件数

#### 1.2.4 海岸道路における課題

海岸道路においては、護岸形状や越波形態において、背後地を走行する車両への間接被害および直接被害の 2 種類の被害パターンが存在する。ここでは、各被害状況について実際の事例等を用いて列挙する。

##### <間接被害>

##### ① 越波飛沫による視界不良

図-1.2.3.1 に示すような直立護岸前面に大量の消波ブロックが施工されている護岸形状において多く報告される事例であり、写真-1.2.3.1(a)および(b)に示すような越波飛沫の大量飛散による視界不良である。こうした場合、運転者は、視界不良を回避するためハンドル操作を誤り事故に繋がる可能性が大きくなる。

##### ② 越波に連行される漂流物

図-1.2.3.2 に示す緩傾斜護岸等で多く見られる事例であり、護岸周辺域に河口が存在する場合には、写真-1.2.3.2 のように流木が道路部へ漂流物として飛来し、2 次被害等を起こす可能性が大きくなる。さらに、緩傾斜部が船揚場斜路として使用されている場合、写真-1.2.3.3 のように漁船等が道路部へ飛来する事例も報告されている。

##### <直接被害>

##### ① 護岸直背後への越波水の落水による車両フロントガラスの破損

護岸前面に消波工等が施工されていない直立護岸等では、護岸に衝突した波が大きく上方に打ち上がり、その越波水が護岸背後地に勢いよく落水する。この際に、護岸背後地を走行する車両が存在する場合、写真-1.2.3.4 のように車両のフロントガラスが破損する事例が多く報告されている。

##### ② 護岸背後道路の車両に対する越波水の衝突による脱輪

写真-1.2.3.5 に直立護岸に併設された船揚場斜路（写真-1.2.3.6）からの越波水の直撃により脱輪事故を起こした大型バス車両を示す。この事故により、乗客 7 名および運転手 1 名の計 8 名が負傷した。さらに、写真-1.2.3.7 に十分な天端高を有する護岸直背後道路で生じた 2 台の車両が絡む滑動事故時の様子を示す。この事故では、下校途中のスクールバスに乗車していた中学生 7 名、また、それを救助に来た救急隊員 1 名がスクールバスと救急車の間に挟まれ軽傷を負う事故となった。これらの事故は、全て越波水塊が直接車両側面部に作用したことによるものである。

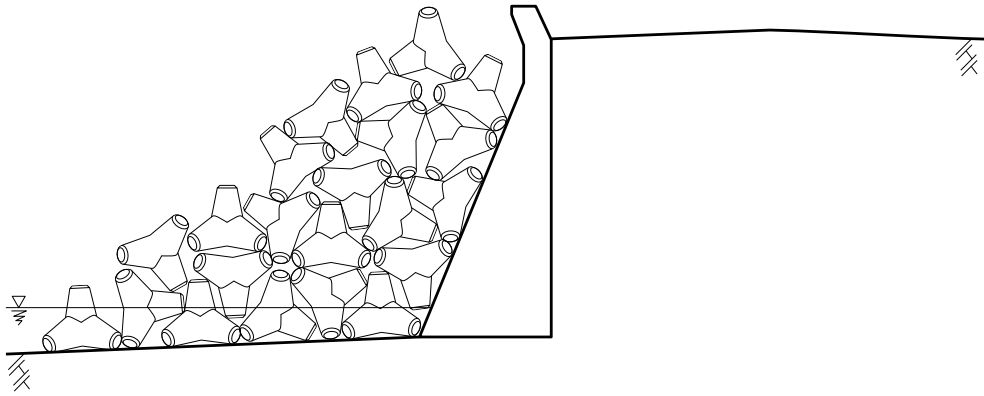


図-1.2.3.1 越波飛沫による間接被害を生じる護岸形状（消波ブロック護岸）



写真出典：留萌開発建設部

(a) 越波飛沫による視界不良の発生直前



写真出典：留萌開発建設部

(b) 越波飛沫による視界不良の発生時

写真-1.2.3.1 海岸道路における間接被害の事例



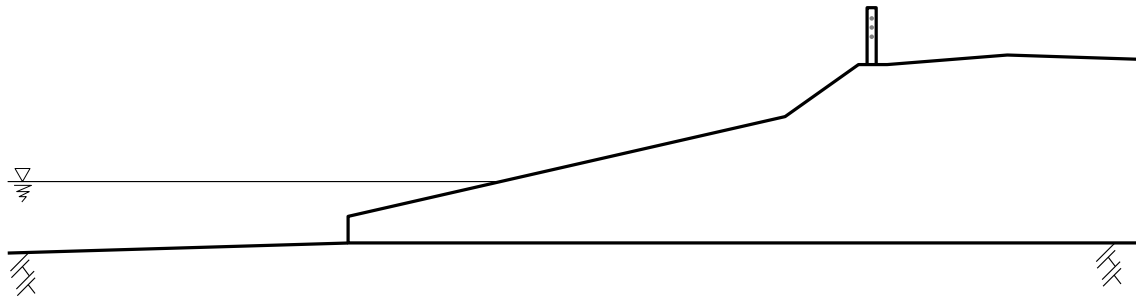


図-1.2.3.2 越波漂流物による間接被害を生じる護岸形状（緩傾斜護岸）



写真-1.2.3.2 海岸道路の路肩部付近まで打ち上げられた流木



写真出典：留萌開発建設部

写真-1.2.3.3 越波水によって海岸道路にまで打ち上げられ船揚場の船



写真出典：留萌開発建設部



写真-1.2.3.4 越波水の打込みによる走行車両フロントガラスの破損



写真出典：留萌開発建設部

写真-1.2.3.5 船揚場斜路からの越波水の直撃による走行車両の脱輪



写真-1.2.3.6 直立護岸に併設された船揚場斜路の航空写真



写真-1.2.3.7 直立護岸直背後への越波水来襲による車両滑動事例

### 1.3 研究対象とした護岸形式および海象条件

本研究で対象とした護岸形式は、上述の海岸道路における被災事例においても挙げている、護岸勾配が1:0.4の直立護岸(図-1.2.4.1)、および1:4の緩傾斜護岸(図-1.2.4.2)の2種類とした。直立護岸においては、我が国において最も一般的な護岸形式であり、上述で紹介した越波事例の他にも全国各地で多くの被害が報告されている。また、緩傾斜護岸に関しては、環境共生型の護岸形式として、近年多くの護岸で用いられるようになってきたが、一度、高波浪条件になると護岸背後の道路に大きな越波を発生させる。

また、近年の海岸道路における車両の被災事例は、地球温暖化に伴う海面上昇による波の外力が増大していることにも起因する。各直立護岸および緩傾斜護岸に対する、潮位上昇に伴う護岸背後地への越波外力の模式図をそれぞれ図-1.2.4.3(a),(b)および図-1.2.4.4(a),(b)に示す。直立護岸、緩傾斜護岸ともに、今まで護岸背後道路にまで越波が作用していなかった波浪条件に対しても、潮位上昇の影響を受け、多少の越波が発生するようになり、さらに、今まで越波が生じていた波浪条件では、より外力の大きな越波として海岸道路へ来襲する。

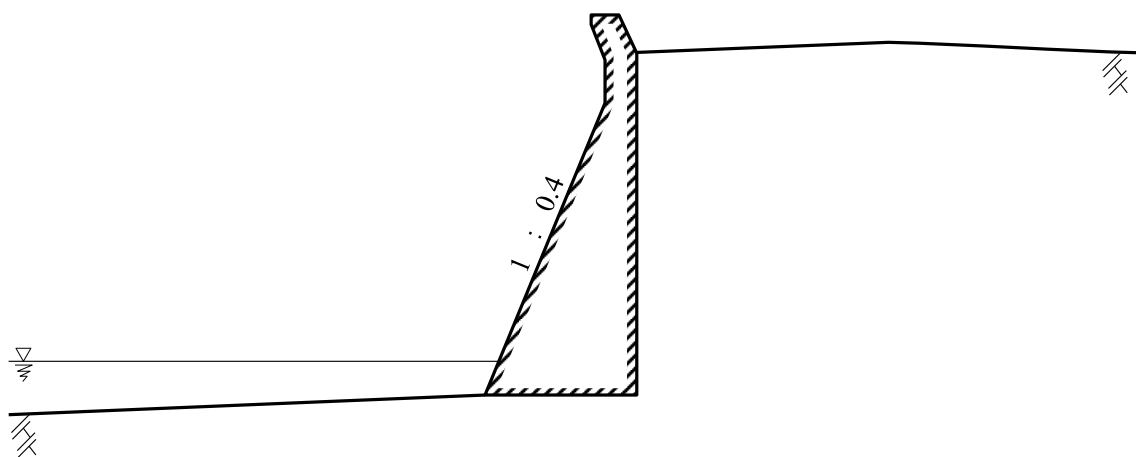


図-1.2.4.1 直立護岸（護岸勾配 1:0.4）

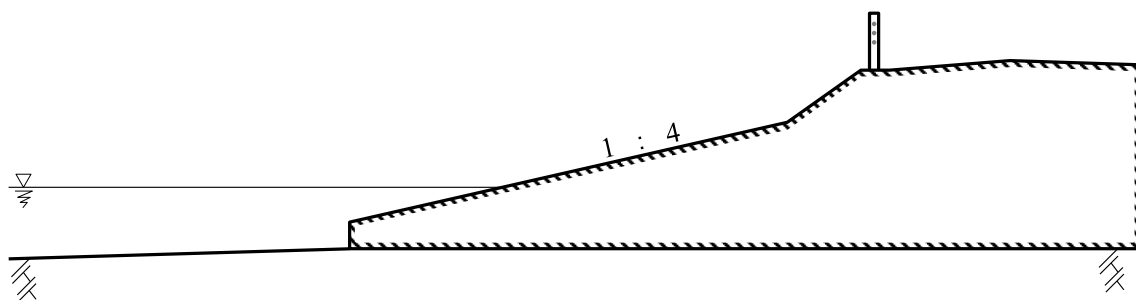
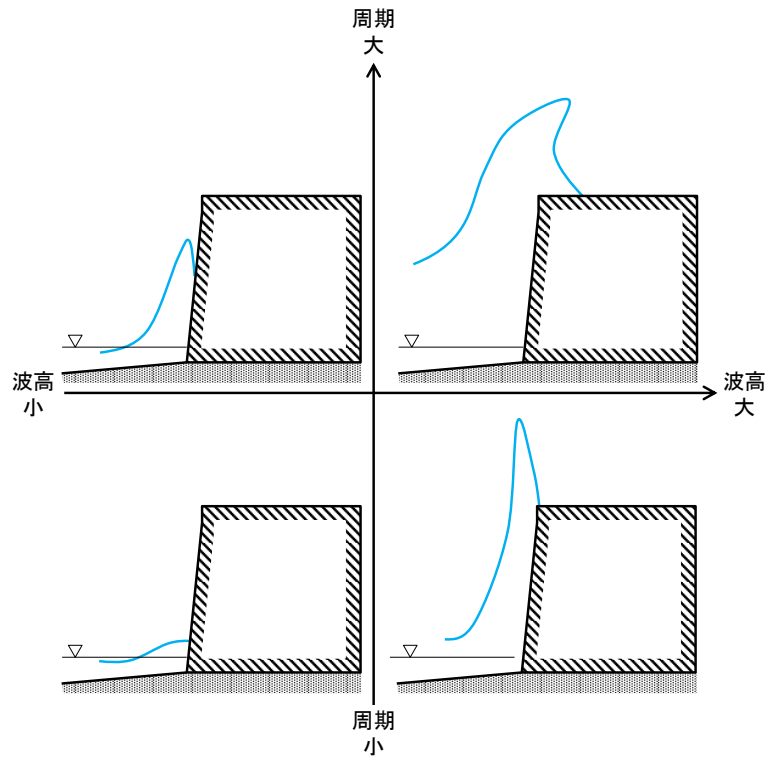
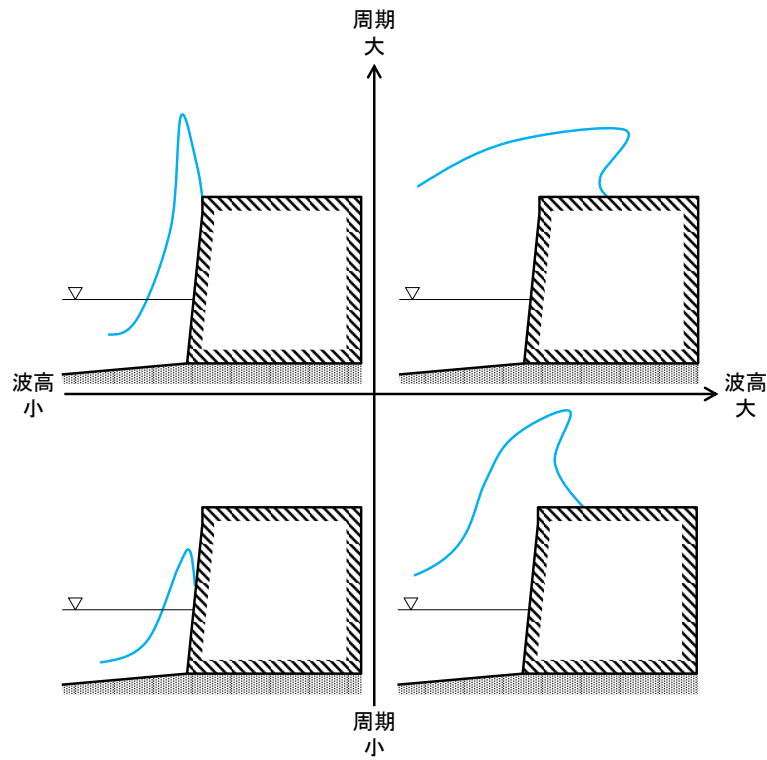


図-1.2.4.2 緩傾斜護岸（護岸勾配 1:4）

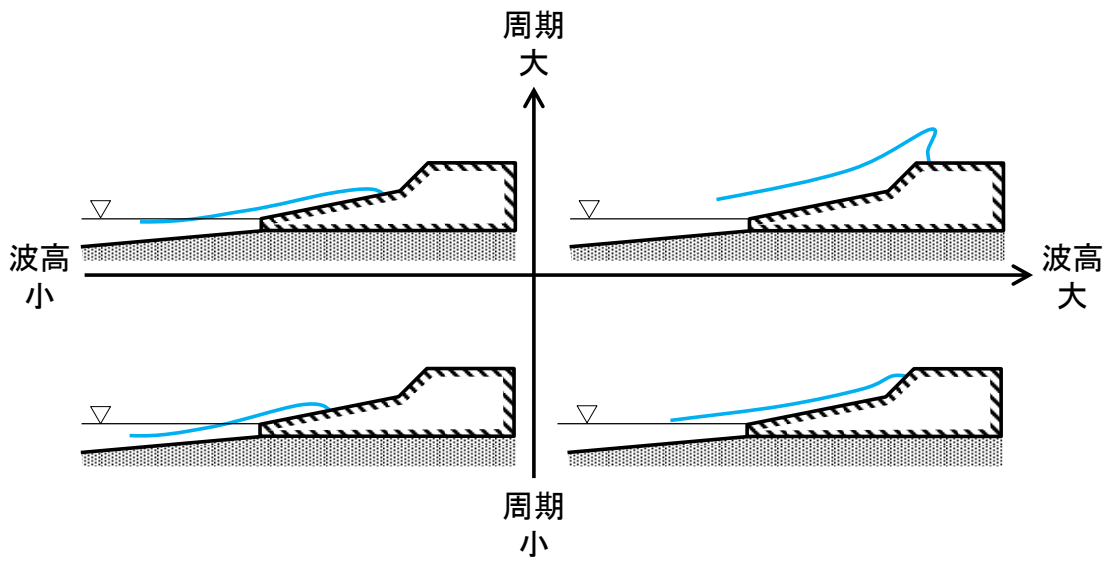


(a) 通常潮位時

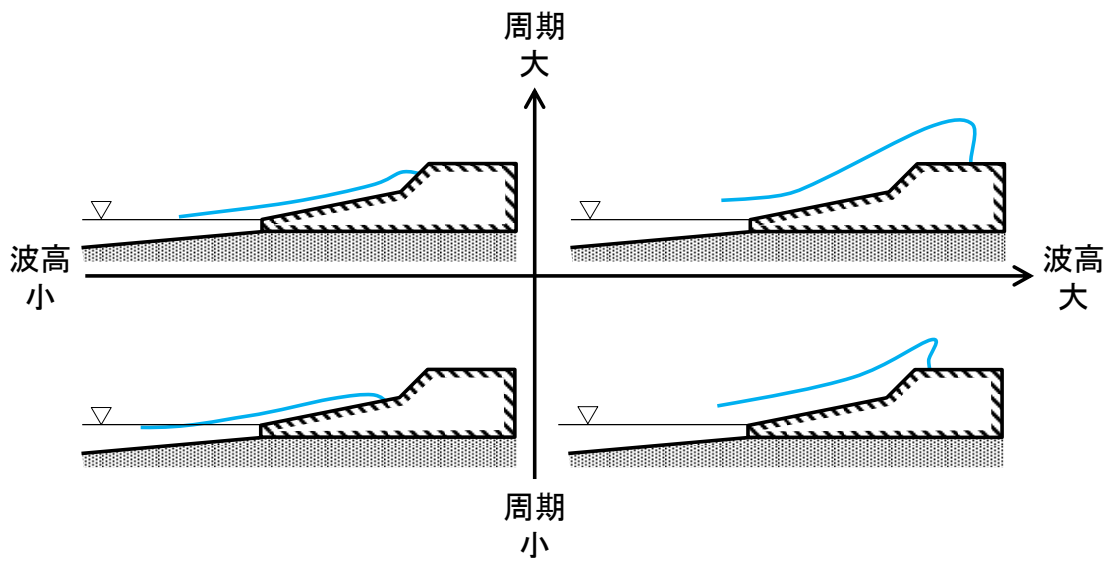


(b) 潮位上昇時

図-1.2.4.3 直立護岸における潮位変化に伴う越波形態の変化



(a) 通常潮位時



(b) 潮位上昇時

図-1.2.4.4 緩傾斜護岸における潮位変化に伴う越波形態の変化

## 1.4 論文構成

本論文は、7つの章で構成されている。論文の構成を図-1.4.1に示す。以下に示す各章を通して、近年の海面上昇<sup>8)</sup>に伴い、今まで発生が予測されていない越波被害が多発している我が国の海岸道路に対し、護岸背後地への波力の定量的な評価により、新たな通行規制の評価基準を提案することを本研究の目的としている。

### 第1章 序論

海岸道路における護岸背後地への越波による車両の被災事例を整理し、その被災要因を検討するとともに、本研究の背景と目的を示した。

### 第2章 護岸背後地における越波水の運動モデル

既往研究における護岸背後地への越波水の運動モデルを整理し、護岸形態および潮位条件の変化に伴う越波形態(越流型, 打込み型)の変化を示す。さらに、各越波形態に対する数値解析モデル(CADMAS-SURF)の適応性を示す。

### 第3章 現地における越波による車両被害事例について

直立護岸および緩傾斜護岸の直背後に位置する海岸道路で生じた車両被害事例をもとに、それぞれ事故状況および当該事故発生時の海象状況の整理を行う。さらに、各当該事故発生地点における現地調査について示す。

### 第4章 直立護岸上の車両に働く波力の算定法

直立護岸直背後の海岸道路で生じた越波外力(越波水脈および越波流速)を水理模型実験により定量的に評価し、その算定法を提案する。また、越波により車両に作用する波力を衝撃砕波力の理論をもとに、新たな算定式を構築する。

### 第5章 緩傾斜護岸上の車両に働く波力の算定法

高波浪時における緩傾斜護岸背後の海岸道路における越波状況を再現した水理模型実験を行い、緩傾斜部を遡上する越波水流による車両へ作用する波力の算定式を提案する。

### 第6章 走行車両への越波被害とその分析

直立護岸に併設された船揚場斜路から来襲した越波に走行中の車両が直撃し、路外へ脱輪・転落を生じた事例をもとに、緩傾斜護岸への波の集中特性を水理模型実験および数値解析をもとに明らかにするとともに、その越波外力の評価および走行速度と車両脱輪危険度を評価する。

### 第7章 本研究の結論

図-1.4.1 本論文の章構成

## 1.5 参考文献

- 1) 木村克俊・安田佳乃子・山本泰司・梅沢信敏・清水敏明・佐藤隆：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，海岸工学論文集，第48巻，pp.756-760，2001.
- 2) 木村克俊・浜口正志・岡田真衣子・清水敏明：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，海岸工学論文集，第50巻，pp.796-800，2003.
- 3) 清水敏明・木村克俊・高橋翼・山本泰司・上久保勝美・名越隆雄・吉野真史：海岸道路を走行する車両の高波によるフロントガラス被害の分析，土木学会論文集 B2(海岸工学)，Vol. 66, No. 1, pp.746-750，2010.
- 4) 合田良実：防波護岸の越波流量に関する研究，港湾技術研究所報告，Vol.9 No.4, pp.3-41，1970.
- 5) 福田伸夫・宇野俊泰・入江功：防波護岸の越波に関する現地観測(第2報)，第20回海岸工学講演会論文集，pp.113-118，1973.
- 6) 永井莊七朗・高田彰（1964）：海岸堤防の越波に及ぼす消波堤の効果，第20回海岸工学講演会論文集，pp.279-286，1964.
- 7) EurOtop : Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures : Assessment Manual, August 2007.
- 8) 北海道技術センター：北海道開発局監修 道路工事設計要領，2015.
- 9) 気候変動に関する政府間パネル(IPCC)「第5次評価報告書」2014.



## 第 2 章

# 護岸背後地における 越波水の運動モデル

## 2.1 既往の越波研究に関する視点

### 2.1.1 越波水の運動モデル

護岸背後地への越波状況の解明は、護岸の設計に関連して背後地への越波流量等を検討することで、合理的な護岸の天端高さを決定するために非常に重要である。ここで、越波流量を精度よく算定するためには、護岸前面水位および打上げ高さの推定が重要となる。これらの問題に対し、一様斜面に対する波の打上げ高さの算定には、高田の式<sup>1)</sup>、Huntの式<sup>2)</sup>、豊島らの算定図<sup>3)4)</sup>などがある。一方、複雑な海浜断面に対してはSavilleの仮想勾配法<sup>5)</sup>や中村らの改良仮想勾配法<sup>6)</sup>などがある。一方、合田ら<sup>7)</sup>は、比較的簡単な波頂高比を用いた簡略式により打上げ高さを算定し、一般的な越波流量の算定法を検討している。

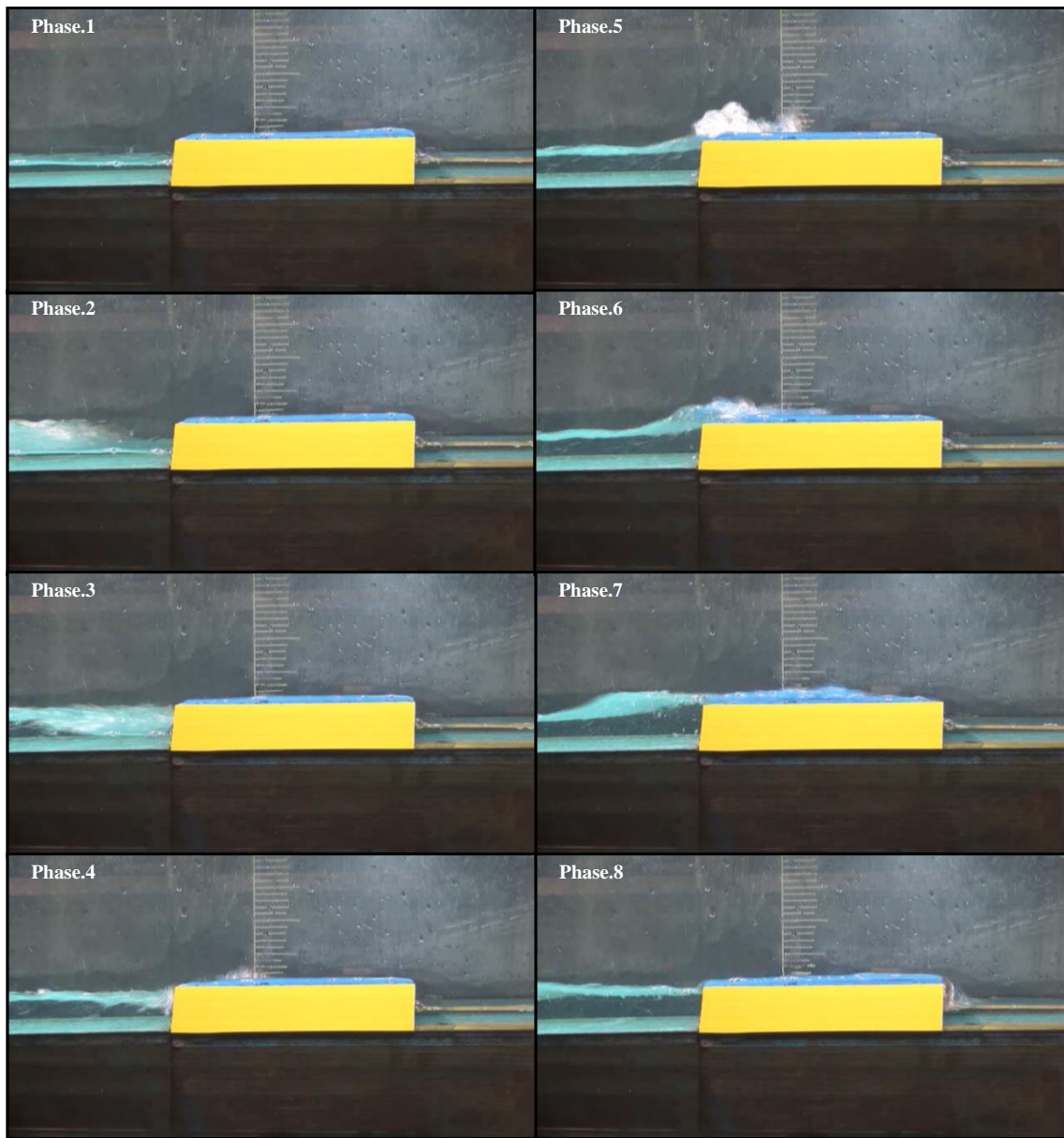
上述したように越波の打上げ高さの算定法の研究は、一様斜面や緩傾斜護岸を対象としたものに多くみられる。しかし、入射波高に対して水深が十分に大きくない場合の砕波を対象とした直立護岸における波の打上げ高さの算定法は未だ確立されていない。

こうした問題に対して、清水ら<sup>8)</sup>は、越波飛沫の飛散特性に着目し、その飛沫の打ち上げ高さおよび水平方向の飛散距離の算定法を確立し、現状の許容越波流量に代わる新たな道路護岸における防波性能の評価指標を提案している。しかし、多くの海岸道路における車両被害等は、越波飛沫ではなく、越波水塊部の直接作用によるものである。そのため、現地において波浪予測と組み合わせて活用することができる、越波水塊部の外力である越波水脈厚、越波流速および越波による水平波力の算定法を確立することは実務上において急務となっている。

## 2.1.2 数値解析モデルによる越波現象の適用

越波水の運動モデルに関して、遠藤ら<sup>9)</sup>は、親水性護岸のような比較的天端の低い防波堤背後地への越波現象に対し、越波水が直接打込んでくる「打込み型」と、その後港内側へ速い流れとなる「越流型」に分類し、波浪状況や防波堤構造状況と越波現象との関係性を定性的に明らかにした OWM モデルを構築した。また、系統的な水理模型実験により、重複波領域から砕波領域までの連続的な越波水の運動状況の変化に対しても OWM モデルを応用することにより、越波時の越波水位、越波流速および波力やその発生メカニズムを明らかにした。さらに、越波したときに防波堤上に人がいる場合を想定し、実際の人を用いた実物実験を行い、流れ中での人の転倒形態を「倒れ込み型」と「滑り型」に分類し、それぞれのモデルを構築し、OWM モデルを基本として人の転倒限界の波高算定法を定式化した。

近年において、遠藤らのモデル化した低天端条件に対する越波現象は、数値解析モデルである CADMAS-SURF/2D 等を用いた計算により、非常に高精度にその越波外力を算出可能となった。図-2.1.2.1(a)および(b)に低天端条件における護岸背後地への水理模型実験による越波状況を CADMAS-SURF/2D を用いて再現した際の比較画像を示す。護岸前面での波の打上げ状況や、その後の護岸背後地での越流状況が非常に良く再現されていることがわかる。また、この護岸背後地での越波水脈厚や越波流速に関しても実験値と計算値は概ね良好な精度をとることも確認している。さらに、低天端条件ではないが、緩傾斜護岸のように波が遡上するような越波現象に関しても CADMAS-SURF/2D により、高い精度で越波外力を計算できることを確認している。図-2.1.2.2(a)および(b)に緩傾斜護岸上の水理模型実験による波の遡上状況に対する数値解析時の比較画像を示す。これも低天端条件の時と同様、波の遡上現象自体の再現性および道路部での越波水脈厚、越波流速を精度良く再現することを確認している。

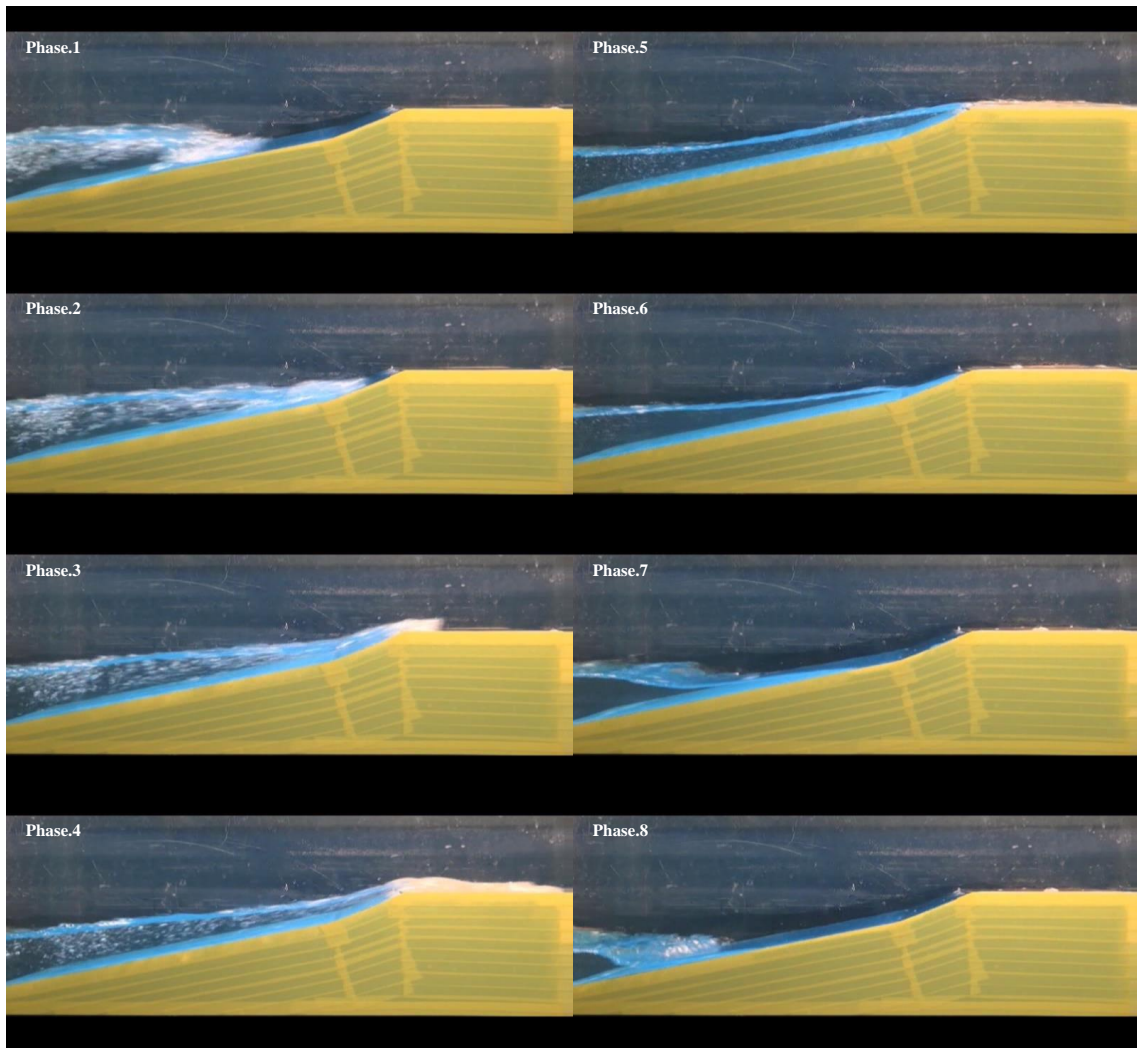


(a) 水理模型実験

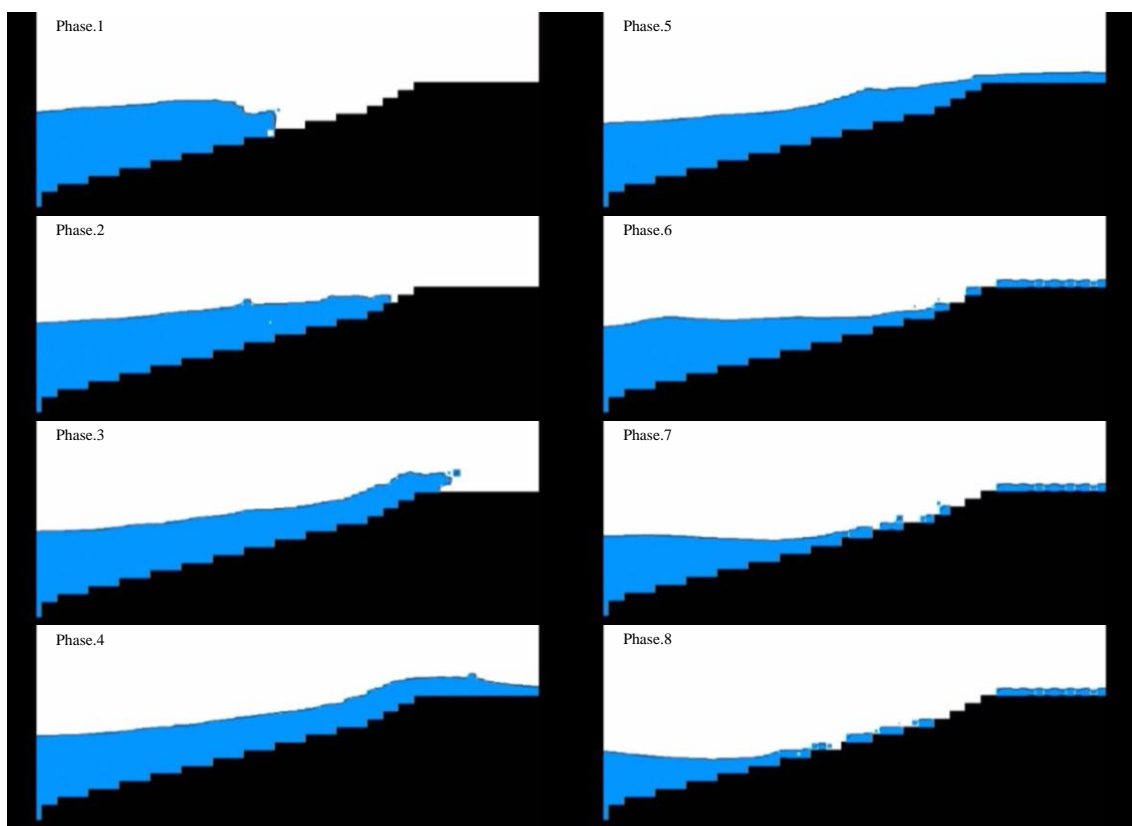


(b) 数值解析 (CADMAS-SUEF/2D)

図-2.1.2.1 低天端条件における越波状況



(a) 水理模型実験



(b) 数值解析 (CADMAS-SUEF/2D)

図-2.1.2.2 緩傾斜護岸における越波状況

## 2.2 本研究における対象とする越波現象

### 2.2.1 打上げ型越波に関する既往研究

本研究で対象とする海岸道路護岸における越波は、**図**－2.1.3.1 に示すように比較的天端が高いため、護岸に衝突した波が勢いよく上方へと打上がる「打上げ型」の越波形態となる。打上げ型越波は、**図**－2.1.3.1 の Phase.6 および Phase.7 で見られるように、護岸背後地に作用する際、気液相が多く混在する越波現象であるため、汎用的に用いられる数値解析モデル等においては、その再現性が非常に低い状況にある。そのため、水理模型実験により、各越波被害発生現地に対する個々の検討が主である。

坂井ら<sup>10)</sup>は、**写真**－2.1.3.1 に示すような打上げ型越波による家屋の倒壊事例をもとに、越波流量と家屋後退距離を評価指標とし、越波被害メカニズムについて水理模型実験により、統計的に整理し、その関係性を明らかにしている。また、上久保ら<sup>11)</sup>は、**写真**－2.1.3.2 に示すような打上げ型越波による海岸道路用防波フェンスの被災事例を基に、水理模型実験により、越波流量および走行車両のフロントガラス破損荷重を評価指標とした防波フェンス必要高さの算定を行っている。さらに、越波の作用による防波フェンスへの波圧分布をいくつかの海岸道路を対象に行い、合田式による波圧の作用高さおよび静水面における波圧に割増係数を乗じることを提案している。しかしながら、これらの既往研究は、打上げ越波に対する運動モデルそのものを構築するのではなく、対象とした護岸背後地への越波流量等を評価指標にし、その基準に基づいて現地に対する安全性を定量的に評価するのみとなっている。この越波流量を用いた海岸道路における安全指標は、波の不規則性が考慮されたものではないため、定量的な現地の安全性は評価できるが、定性的に打上げ型越波の安全度を評価していることにはなり得ない。



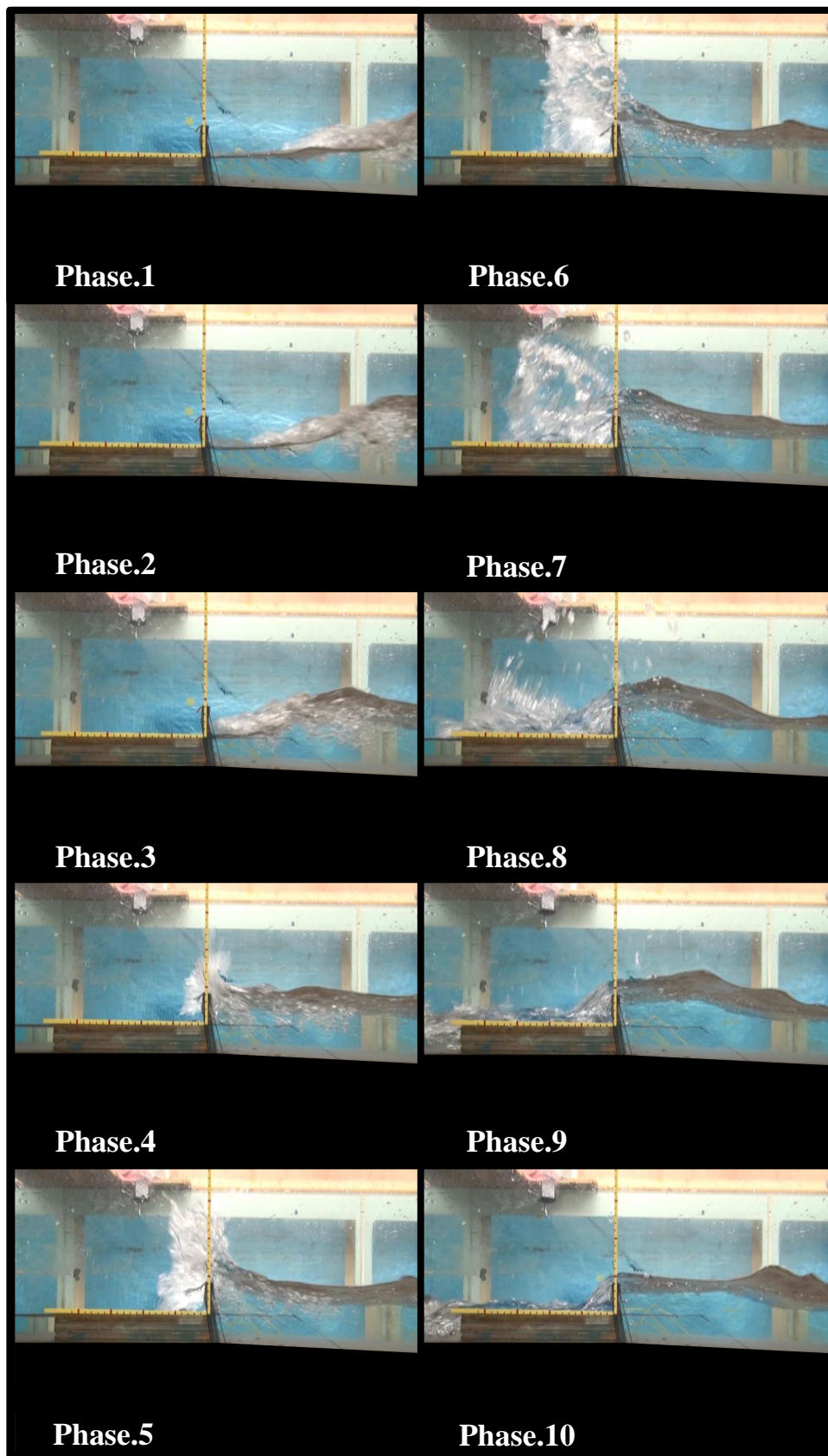


図-2.1.3.1 高天端条件護岸に対する越波状況



写真出典：留萌開発建設部

写真-2.1.3.1 打上げ型越波による護岸背後地における家屋の倒壊



写真出典：留萌開発建設部

写真-2.1.3.2 打上げ型越波による防波フェンスの被災

## 2.2.2 越波水塊部の運動モデル

越波水塊部の運動モデルの構築において、越波水の初期運動である越波の打出し角度および打出し初速度等に関しては、既往研究である清水らの越波飛沫の算定法を準用する。また、道路部横断方向の越波水の運動モデルは、対象とする越波現象においては、気液相が多く混在する領域であるため、数値解析上で計算を行った場合、計算が発散してしまうことや、その外力を精度良く再現できないため、水理模型実験による結果を用い、越波水塊部の実験式を提案し、その算定法とする。また、提案した越波外力を評価指標とし、護岸背後道路を通行する車両への波力の算定法を提案し、各現地における新たな車両通行限界指標の提案を行う。

さらに、本研究では、数値解析による越波外力の計算精度が高い緩傾斜護岸に対しても、これまでの越波流量による通行規制基準ではなく、背後道路を通行する車両に対する波力の算定法を明らかにすることで、現地における新たな車両通行限界指標の提案を行う。

最後に、上述してきた直立護岸と緩傾斜護岸が併用された3次元的な構造をもつ護岸形式についても本検討の対象とする。今まで行われてきた断面2次元の数値解析や実験とは異なり、外的要因が多く含まれる越波現象に対して、適用例の数少ない3次元の数値解析モデルを用いることにより、その計算精度を水理模型実験により確認し、越波特性等を明らかにする。また、走行速度に対する車両の危険度評価を行うことにより、現地における新たな車両通行基準を提案する。

## 2.3 第2章の結論

本章により以下のことが明らかになった。

### (1) 越波モデルの重要性

現地における合理的な護岸の天端高さを決定するためには、越波現象のモデル化が必要であることを明らかにした。また、既往研究をレビューすることにより、各越波モデルの適用限界を示し、本研究の目的とする越波モデルについて確認した。

### (2) 低天端条件下における越波モデル

既往研究で明らかとされている低天端条件下における越波のモデル化についてレビューし、その適用範囲および汎用性について確認した。

### (3) 数値解析モデルの適用範囲

CADMAS-SURF/2D の適用範囲について、低天端の護岸形式および緩傾斜護岸を例示し、その汎用性の高さについて明らかにした。また、高天端条件下における気液相が多く混在する越波現象に対しての適用限界を示した。さらに、外的要因が多く含まれる3次元的な越波現象に対する検討に CADMAS-SURF/3D を適用することを示した。

### (4) 打上げ型越波に対する運動モデルの構築

打上げ型越波における護岸背後地の家屋倒壊や防波フェンス被災の既往研究をレビューし、その評価方法について明らかにした。その上で、既往研究の評価指標として多く用いられている越波流量等の不規則性が考慮されていない指標による安全性の評価についての問題性を明らかにし、打上げ型越波に対する越波水塊部の運動モデルを構築することを示した。

#### 2.4 参考文献

- 1) 高田彰：波の遡上，越波および反射の関連性について，土木学会論文報告集，第 182 号，土木学会，pp.19-30，1970.
- 2) Hunt,I.A：Design of seawalls and breakwaters, Proc.ASCE,Vol.85, No.W33, pp.123-152, 1959.
- 3) 豊島修，首藤信夫，橋本宏：海岸堤防への波の打ち上げ高 $-1/30-$ ，第 11 回海岸工学講演会論文集，土木学会，pp.206-265，1964.
- 4) 豊島 修，首藤信夫，橋本宏：海岸堤防への波の打ち上げ高 $-1/20-$ ，第 12 回海岸工学講演会論文集，土木学会，pp.180-185，1964.
- 5) Saville,T.,Jr.：Wave run-up on composite slopes, Proc.6th Coastal Eng. Conf.,ASCE, pp.691-699, 1958.
- 6) 中村充，佐々木康雄，山田譲二：複合断面における波の打上げに関する研究，第 19 回海岸工学講演会論文集，土木学会，pp.309-312，1972.
- 7) 合田良実，岸良安治，神山豊：不規則波による防波護岸の越波流量に関する実験的研究，港研報告，14 巻,4 号，pp.3-44，1975.
- 8) 清水敏明：海岸道路における高波による通行障害とその対策に関する研究，博士後期課程論文，2011.
- 9) 遠藤仁彦：親水性港湾構造物の水工的諸問題に関する研究，博士後期課程論文，1998.
- 10) 坂井洋平，山本泰司，木村克俊，古川諭，名越隆雄：護岸背後に位置する家屋の越波による被災特性について，海洋開発論文集，第 22 巻，pp.277-282，2006.
- 11) 上久保勝美，菅原健司，山本泰司，木村克俊，今井浩平，小原康信，名越隆雄，上北正一：海岸道路用防波フェンスの必要高さと作用波力に関する検討，土木学会論文集 B3 (海洋開発)，Vol.67, No.2, pp.I\_862-I867, 2011.

# 第3章

## 現地における越波による 車両被害事例について

### 3.1 一般国道 229 号せたな町貝取瀬海岸

#### 3.1.1 越波被害の分析

1980 年 1 月 31 日、非常に発達した低気圧が貝取瀬海岸の沖合に到達し、その影響で北海道の日本海側沿岸全域に高潮および高波浪をもたらした。図-3.1.1.1 に 1 月 31 日の当該事故発生地点における波浪推算結果を示す。当該事故発生時の 9 時 20 分頃の海象状況は、有義波高  $H_{1/3} = 4.43 \text{ m}$ 、有義波周期  $T_{1/3} = 8.63 \text{ s}$  および潮位  $h$  は既往最大潮位 (H.H.W.L) である  $h = 0.75 \text{ m}$  を記録した。また、風向は、西および西南方向からの成分が主であり、K 海岸に対してほぼ直角方向に吹き付けていた。これにより波浪が急速に発達し、通行止め等の規制の前に車両事故が発生した (写真-3.1.1.1)。

事故関係者からのヒアリング調査および事故当時の新聞記事に基づいて事故発生時の状況の再現を試みた。図-3.1.1.2 に事故当時の車両被災状況を示す。この事故では、下校途中の中学生 24 名を乗せたバス車両 (図-3.1.1.3(a)) が高波による越波により路外へ滑動・横転した。さらに、横転したバス車両の救助活動のために到着した救急車 (図-3.1.1.3(b)) も越波により 2 度の滑動を生じた。

最初の車両被害 (図-3.1.1.2 中の滑動①) では、越波の危険を感じたスクールバス運転手が車両を路肩に停止させ、天候の回復を待っていた際、激しい越波にみまわれ路外へ 4.0 m 程度の滑動をしたのち横転した。また、その救助に駆けつけた救急車も道路中央線に少し被るような位置に救急車を停車をさせていたところ、越波に押し流され 1.0 m 程度の滑動を生じた (図-3.1.1.2 中の滑動②)。危険を感じた救急車が少し前方に進み、路肩付近に救急車を停車させてスクールバスの中学生を救助していた際に、再度、越波により救急車がスクールバス横転位置まで押し流され (図-3.1.1.2 中の滑動③)、救助活動にあたっていた消防士 1 名が救急車とスクールバスの間に挟まれ軽傷を負った。当時の事故発生現場は、護岸前面の消波ブロックの切れ目にあたる箇所での直背後道路であった。この車両滑動事故により、中学生 7 名、消防士 1 名の計 8 名が軽傷を負っている。

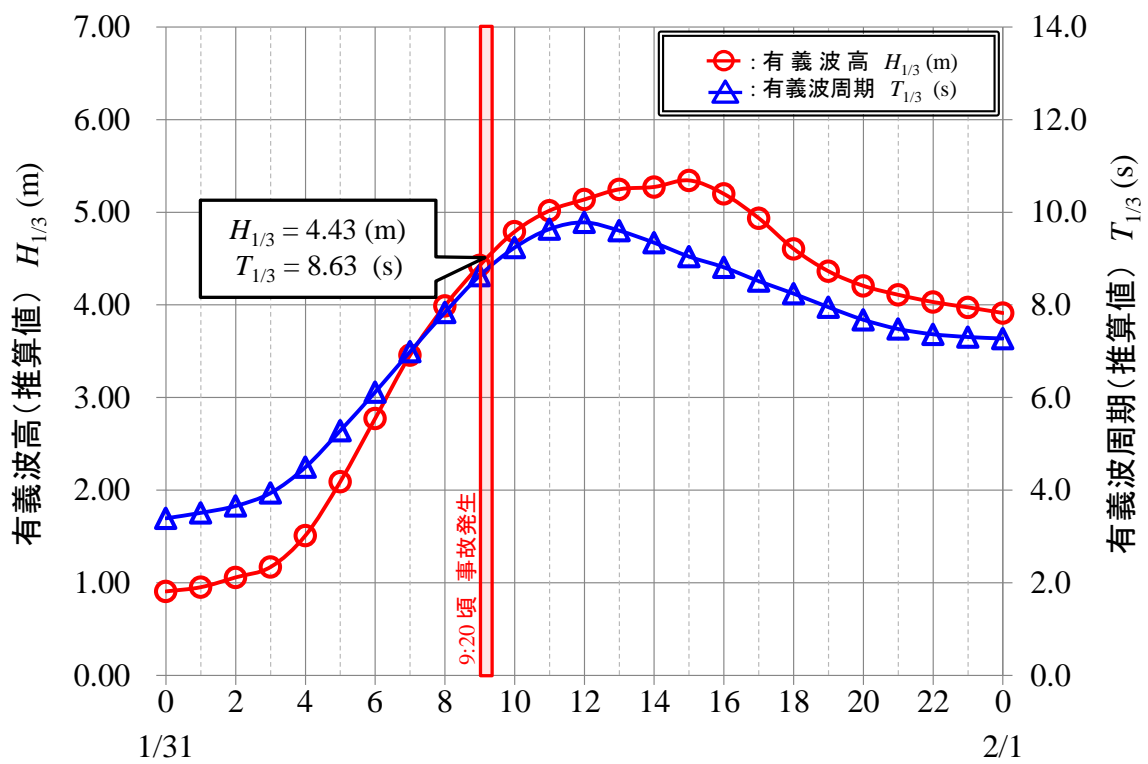


図-3.1.1.1 事故時の海象状況



写真出典：せたな町史

写真-3.1.1.1 事故発生状況



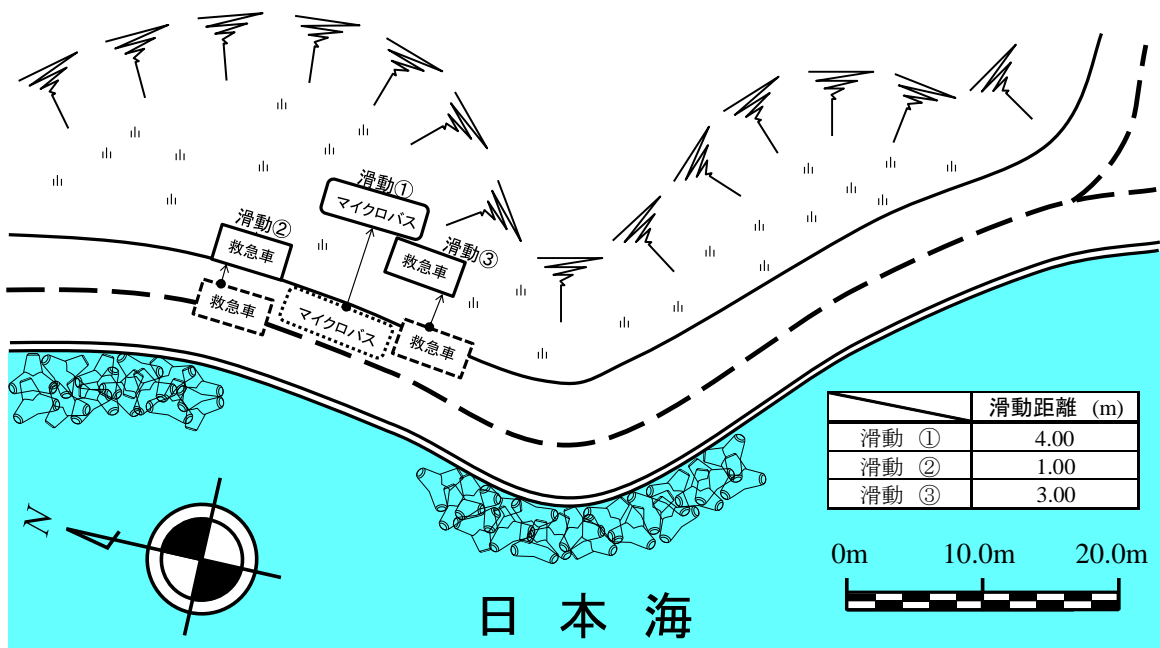


図-3.1.1.2 事故時の車両滑動状況

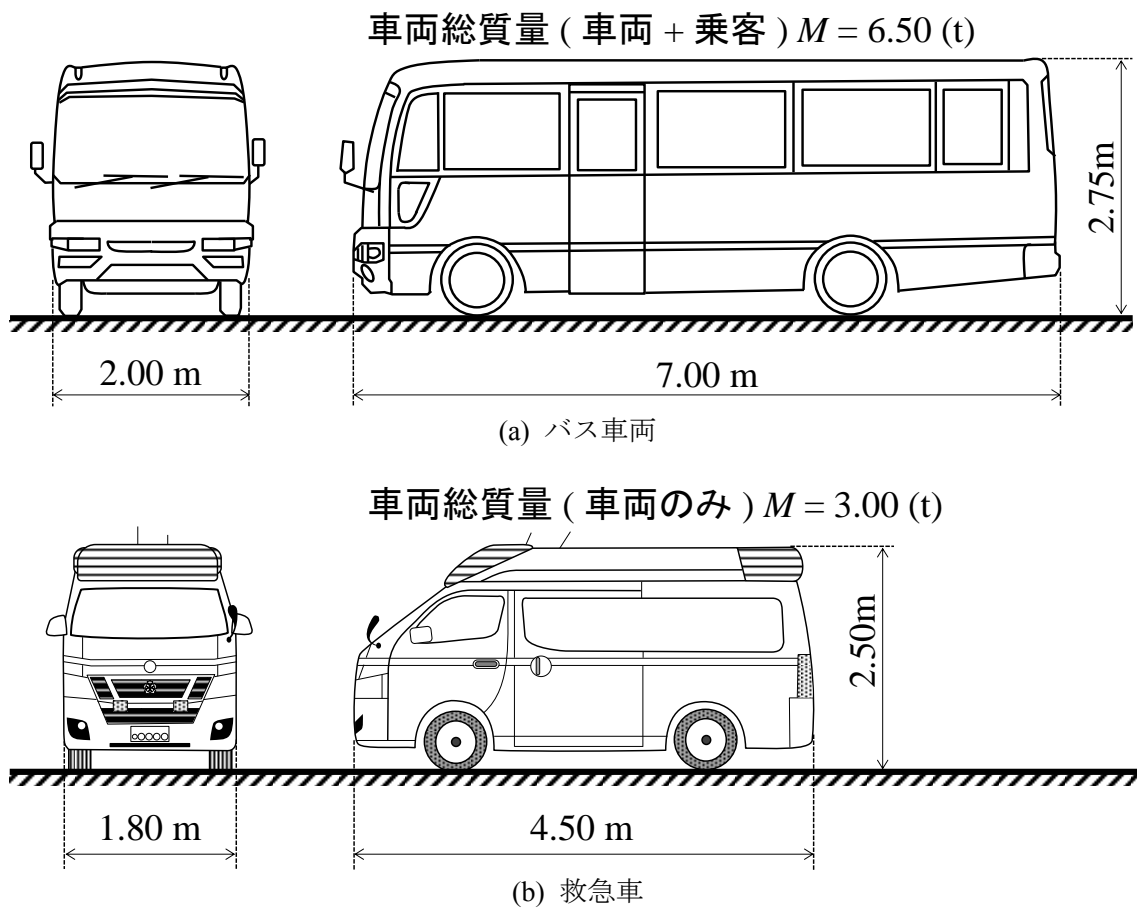


図-3.1.1.3 各滑動車両の形状寸法

### 3.1.2 当該事故発生地点の現況

図-3.1.2.1 に事故発生地である北海道せたな町貝取澗地区の位置図を示す。また、図-3.1.2.2 に事故発生現場をさらに拡大した平面図を示す。現地観測は、2015年9月23日（夏季）および2015年12月5日（冬季）の2回行った。図-3.1.2.3(a)および(b)に各観測日の近隣港におけるナウファスによる波浪および潮位の時系列を示す。両日ともに低波浪であったため、護岸背後地における越波の様子等は確認できなかった。

写真-3.1.2.1(a)、(b)（夏季）および写真-3.1.2.2（冬季）に車両滑動事故発生地の現在の様子を示す。事故当時は、写真-3.1.2.1(a)の右側に示す広場状になっている箇所に道路部から押し流された車両が滑動および横転を生じたものと推定される。

写真-3.1.2.3 に事故発生地点の護岸前面の様子を示す。事故発生時には、消波ブロックが施工されておらず、高波浪時に激しい越波が道路部へ来襲していたとされていた当該地点であったが、事故後に消波ブロックが施工され、現在では、ある程度の時化であっても道路の供用が行われている。

写真-3.1.2.4 に高波浪時に護岸前面の岩礁部へ運ばれたと思われる消波ブロックを示す。この写真から、現地において高波浪時には、非常に強い波の外力が作用していることがわかる。

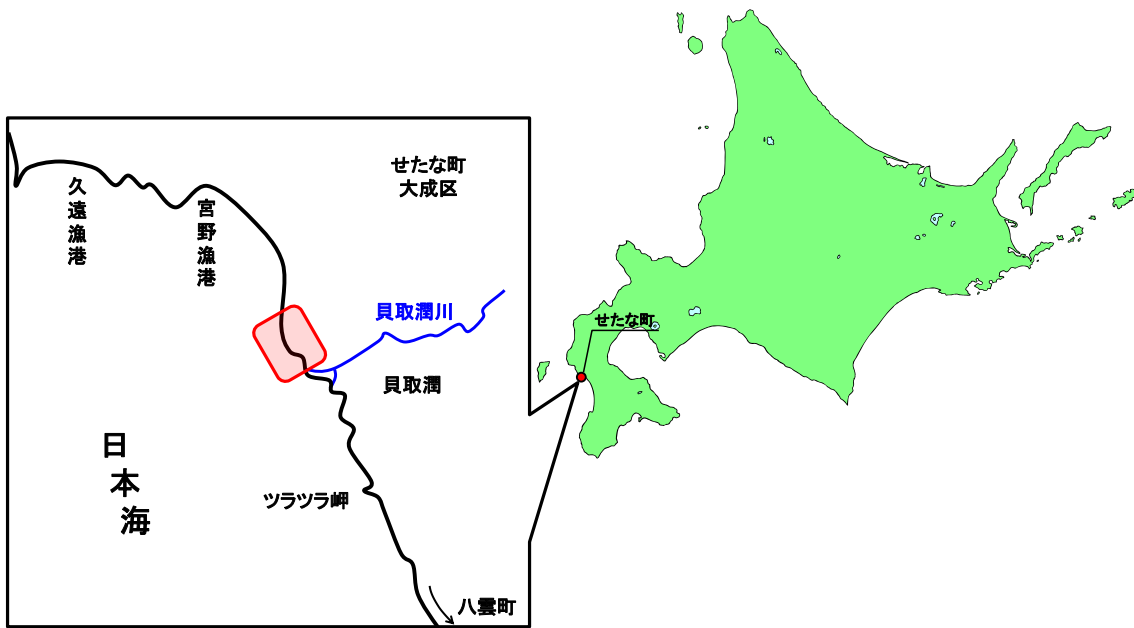


図-3.1.2.1 北海道せたな町貝取潤地区位置図

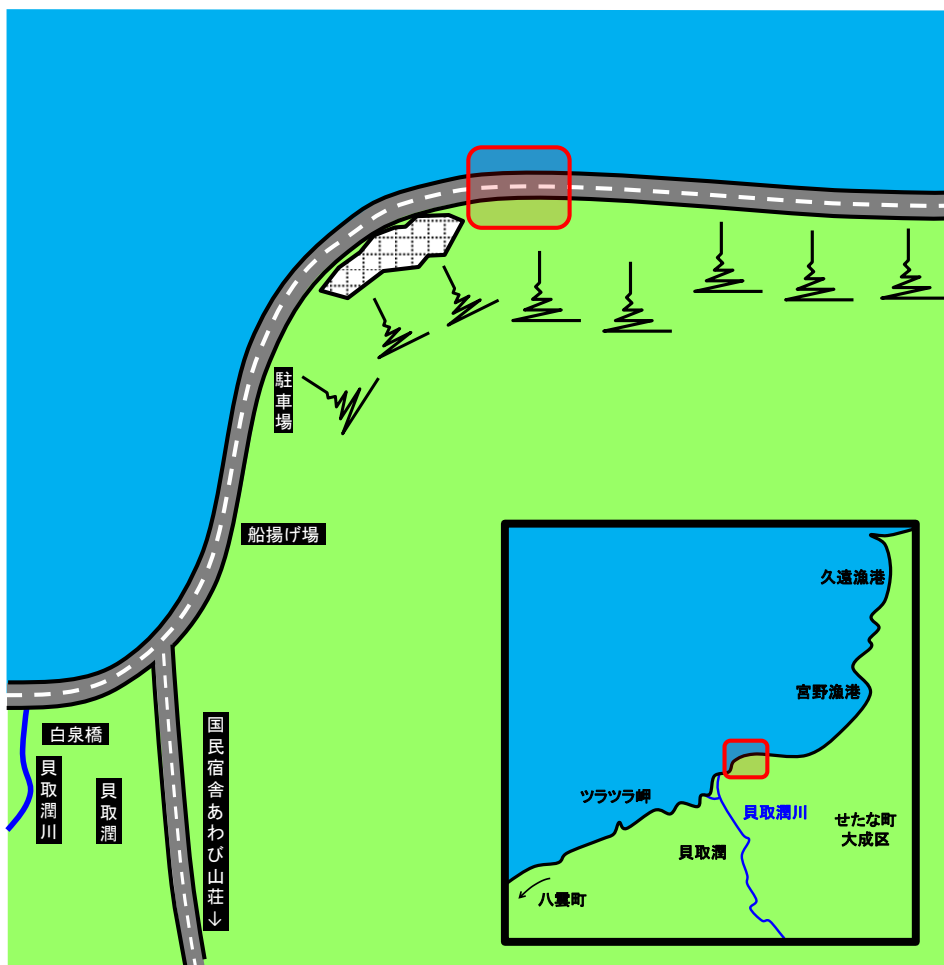
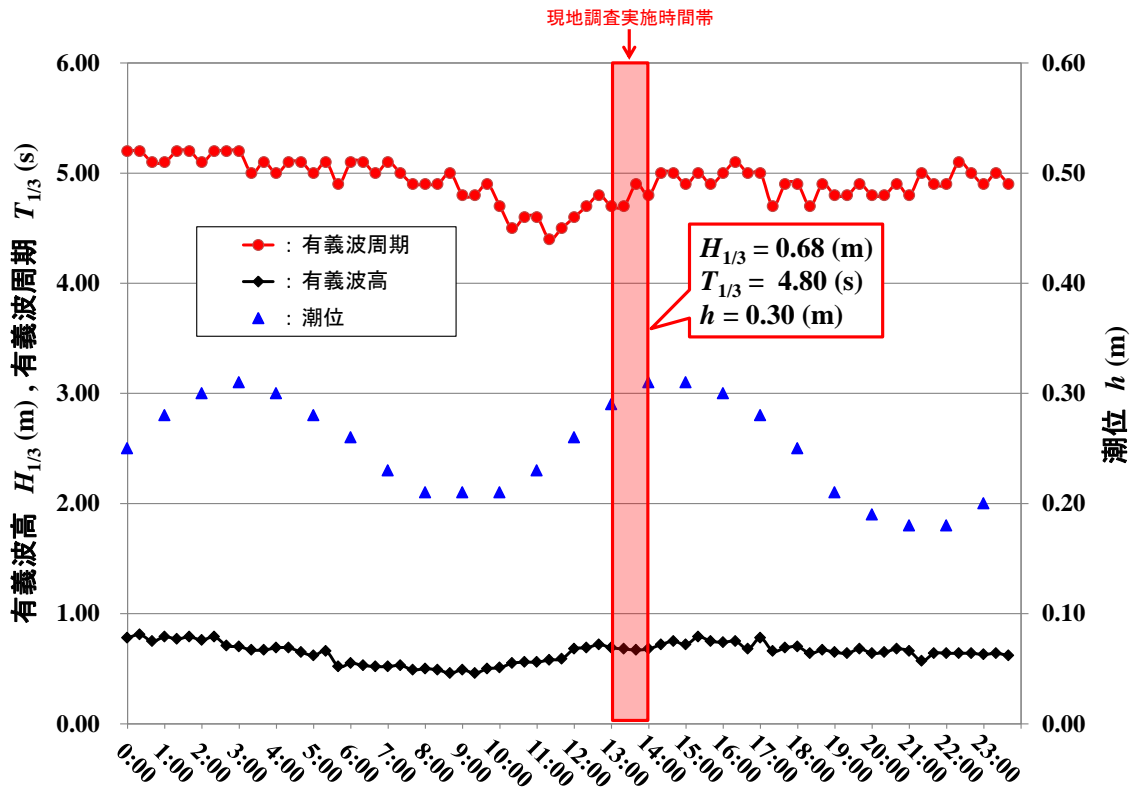
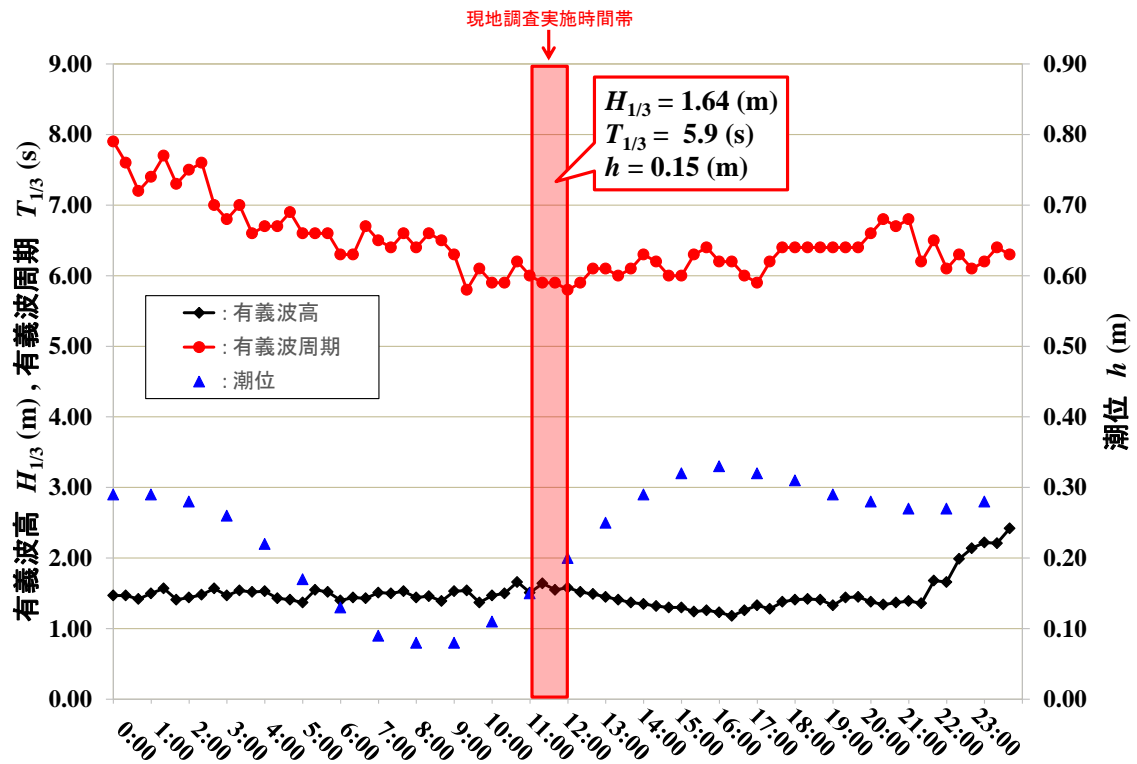


図-3.1.2.2 当該事故発生の貝取潤地区拡大図



(a) 2015年9月23日



(b) 2015年12月5日

図-3.1.2.3 現地観測時の近隣港における海象状況



(a) 滑動車両が静止したと推測される広場



(b) 予測される当時の越波発生地点

写真-3.1.2.1 2015年9月23日(夏季)現地観測時の様子



写真-3.1.2.2 2015年12月5日(冬季)現地観測時の様子



写真-3.1.2.3 事故後に消波改良された護岸前面の全景



写真-3.1.2.4 高波浪時の波の外力により飛散したと予想される消波ブロック

## 3.2 一般道道 1038 号直別共栄線

### 3.2.1 車両通行止め時の越波状況

太平洋に面した直別共栄線（図-3.2.1.1）の緩傾斜護岸背後地に設置された道路（図-3.2.1.2 および写真-3.2.1.1）では、年数回の頻度で高波により車両通行止めが生じている。図-3.2.1.3 は、現地において一般的に通行止めが行われる有義波高  $H_{1/3} = 4.00$  m 程度の際の波浪状況となっている。また、写真-3.2.1.2 に図-3.2.1.3 と別日ではあるが、 $H_{1/3} = 4.00$  m 程度の波浪が現地に来襲した際の道路への越波状況を示す。越波が遡上した道路部が白く泡立っているのがわかる。直別共栄線は、波浪警報が発表されると、緩傾斜部背後の道路である危険区間約 2.0 km を通行止めにする対策をとっているが、急激な波浪の発達により通行止めが追い付かず、通行車両への越波被害発生の可能性が指摘されている。

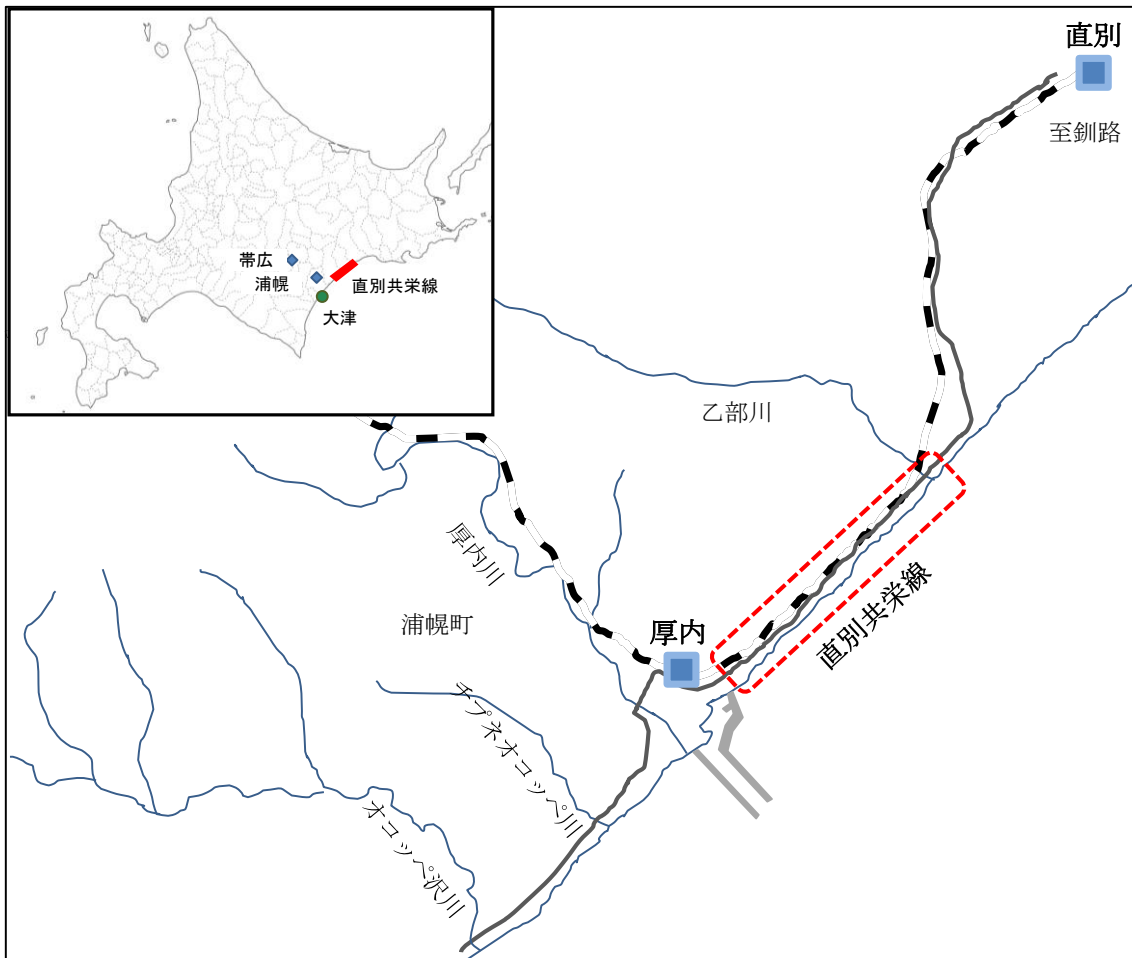


図-3.2.1.1 道道 1038 号直別共栄線の位置図



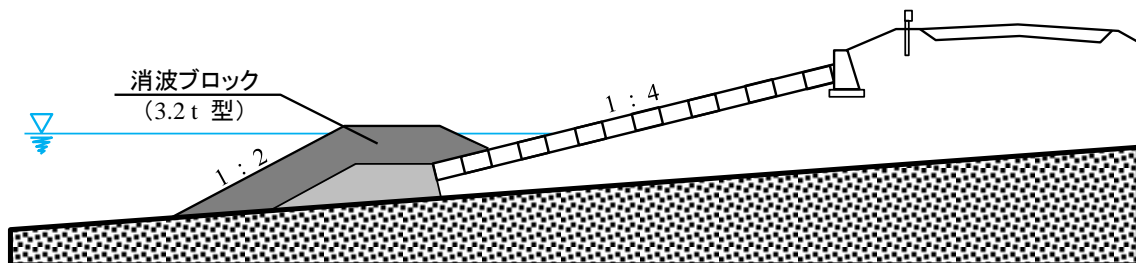


図-3.2.1.2 直別共栄線における緩傾斜護岸部の断面形状



写真-3.2.1.1 現地緩傾斜護岸

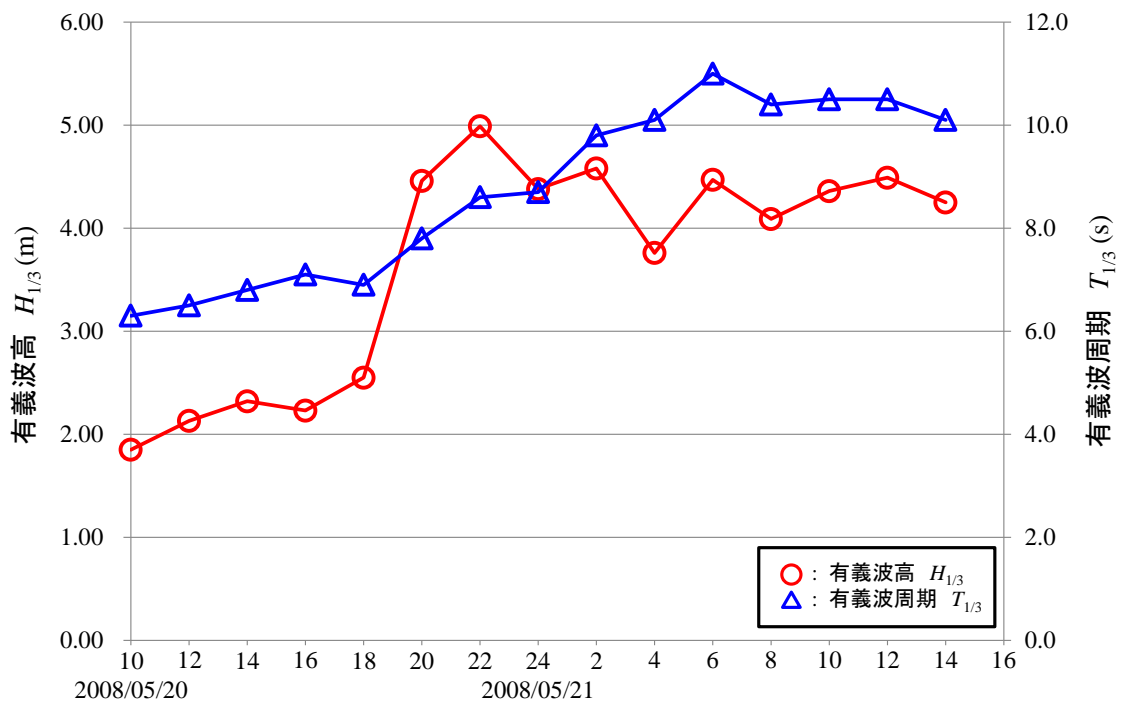


図-3.2.1.3 直別共栄線通行止め時の波浪状況



写真-3.2.1.2 高波浪時の緩傾斜護岸背後道路への越波状況

### 3.2.2 波の遡上の現地観測

2014年9月13日に高波浪時における越波多発地点である緩傾斜部における波の遡上距離現地観測を実施した。現地観測対象地点は、前出の写真-3.2.1.2と同地点の緩傾斜部とした。図-3.2.2.1に現地観測日終日の波浪および潮位状況を示す。ここで定点観測を実施した時間帯は16:40~17:00の20分間であり、この時の有義波高  $H_{1/3} = 1.48 \text{ m}$ 、有義波周期  $T_{1/3} = 8.3 \text{ s}$  および潮位  $h = 141.0 \text{ cm}$  であり、波浪条件は穏やかなものの、潮位が満潮となる手前の上潮時であったため、多少の波の遡上が見られた。図-3.2.2.2に20分間定点観測中に波が最大遡上した際の動画のキャプション画像を示す。この時の波の遡上距離をデジタイザーを用いて読定した結果、遡上距離  $R$  は  $2.00 \text{ m}$  程度であることを確認した。

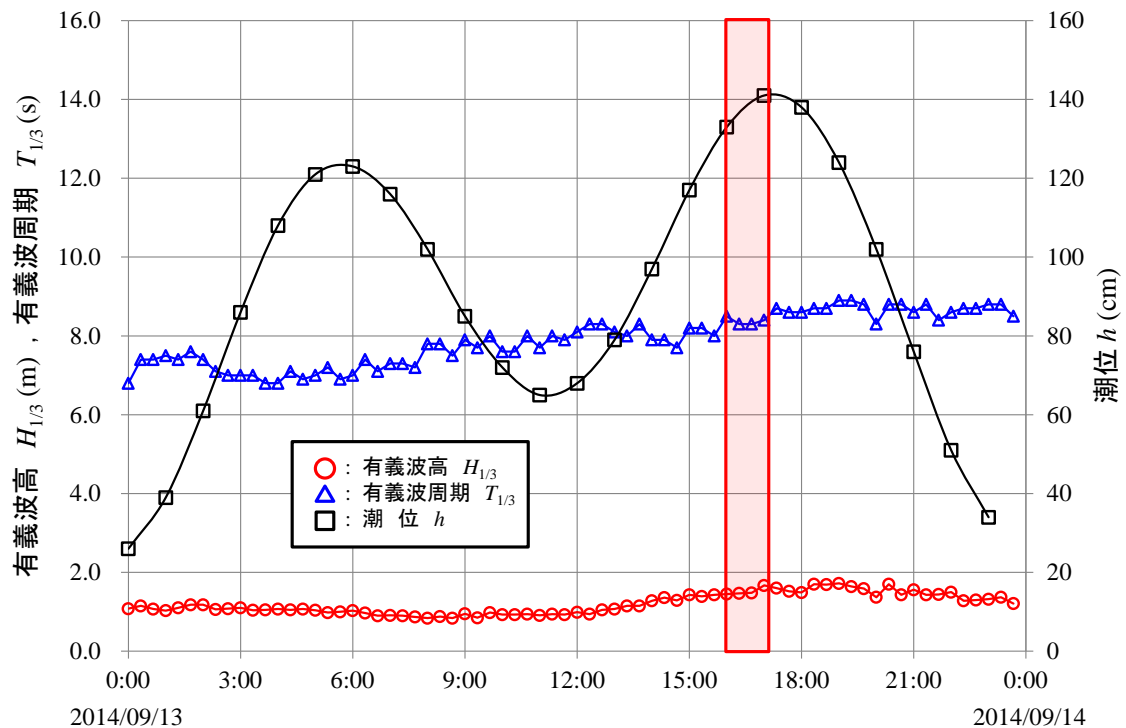


図-3.2.2.1 現地調査時 (2014.09.13) における波浪および潮位状況

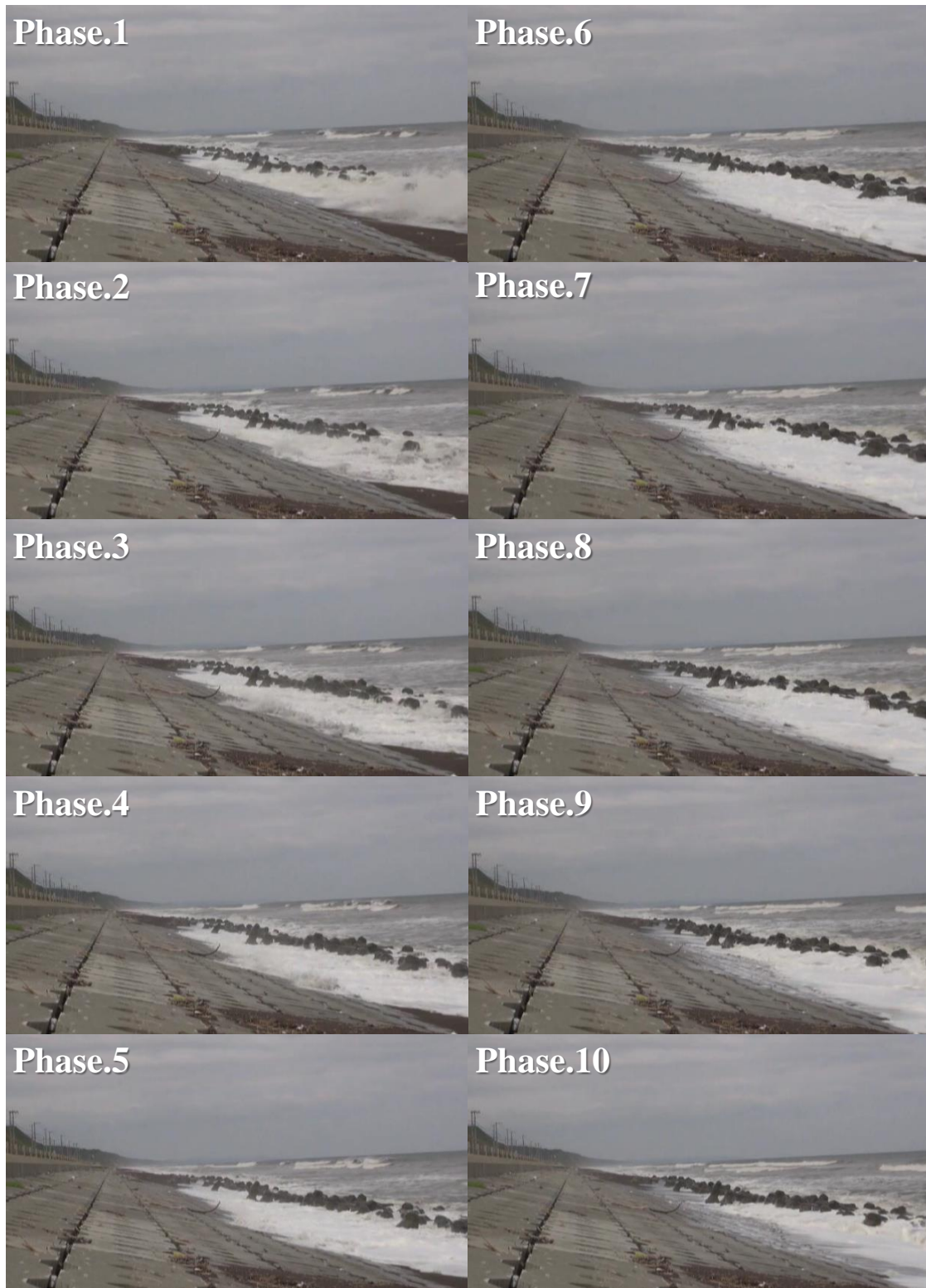


図-3.2.2.2 20分間定点観測時の最大遡上状況

### 3.3 一般国道 232 号留萌郡小平町鬼鹿海岸

#### 3.3.1 越波被害分析

2004 年 9 月 8 日、北海道の日本海側に面した鬼鹿海岸において直立護岸に併設された船揚場斜路に集中した波による越波で大型バスが脱輪し、乗客が負傷する事故が発生した。図-3.3.1.1 は、事故後に改修した現地の状況を示している。

図-3.3.1.2 に 2004 年 9 月 4 日に発生した台風 18 号の経路図を示す。この台風は勢力を強めながら北上を続け 8 日午前 9 時頃には A 海岸沖に到達した。図-3.3.1.3 は、鬼鹿海岸における車両事故が発生した 8 日の推算波浪および近隣の港湾における潮位変化を示している。鬼鹿海岸付近では、北上した台風が急速に発達したため、14 時頃に有義波高  $H_{1/3} = 7.00 \text{ m}$ 、有義波周期  $T_{1/3} = 10.0 \text{ s}$  を記録した。また高潮の影響で、既往最大潮位(H.H.W.L)に相当する 1.20 m の潮位(基本水準面(C.D.L)基準)となった。



写真出典：留萌開発建設部

図-3.3.1.1 車両事故が発生した船揚場斜路

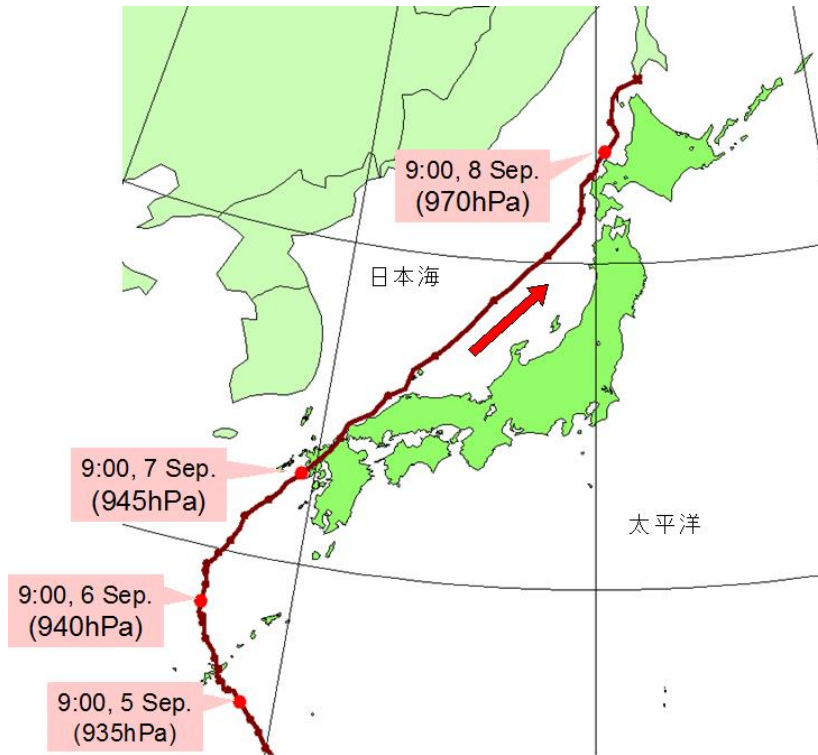


図-3.3.1.2 2004年台風18号の経路

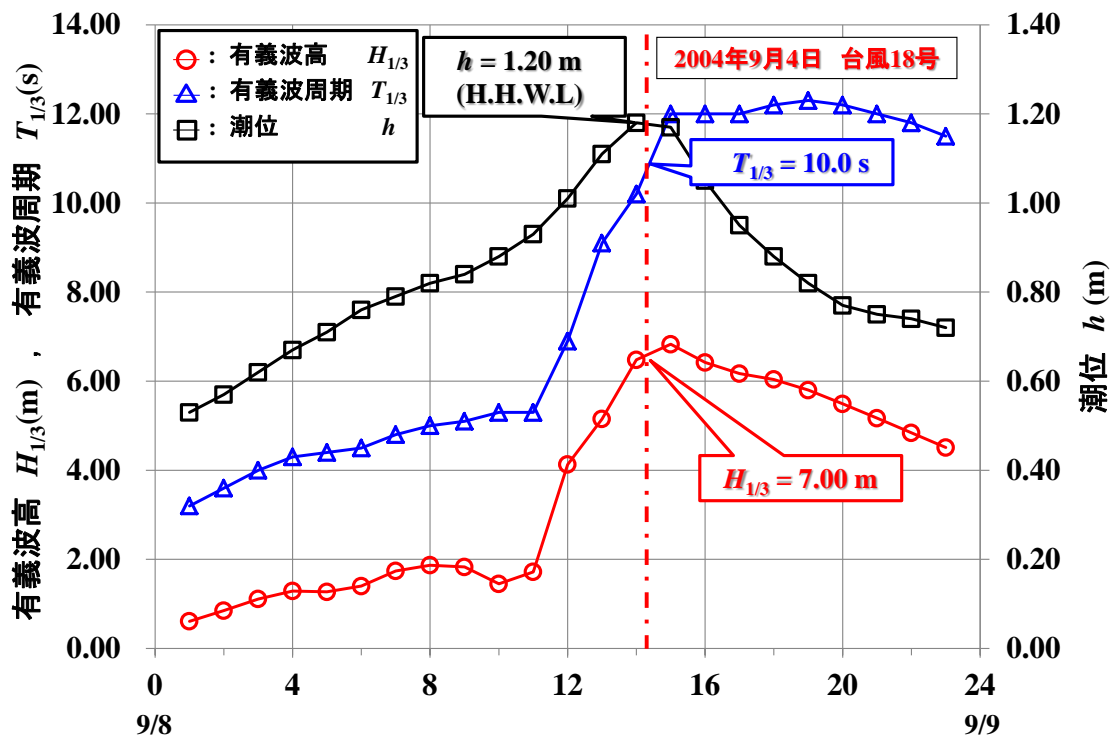


図-3.3.1.3 事故発生時の波浪および潮位の時系列

### 3.3.2 事故状況

事故車両の運行会社へのヒアリング結果より、脱輪したバスは、速度 60km/hr で海側車線を走行中、道路側方に位置する船揚場斜路からの激しい越波にみまわれ、写真-3.3.2.1 に示すように反対車線を横切って路肩に脱輪した。また、写真-3.3.2.2(a)および(b)に車両事故時の車両内外の様子を示す。運転者は、斜路からの越波を確認して急ブレーキとハンドル操作による回避を試みたが、車両の制御が効かなかったことを証言している。事故に遭遇したバスは、図-3.3.2.1 に示す形状で、質量は 12.0t である。事故当時の乗客数は 33 名で、6 名の乗客が負傷し、このうち 2 名が入院した。



写真-3.3.2.1 越波により脱輪したバス車両



(a) 事故直後の車両被災状況①



(b) 事故直後の車両被災状況②

写真-3.3.2.2 被災したバス車両の詳細状況



- : 乗 客        33名
- : 負傷者(打撲) 5名
- ▲ : 負傷者(裂傷) 1名

Unit : m

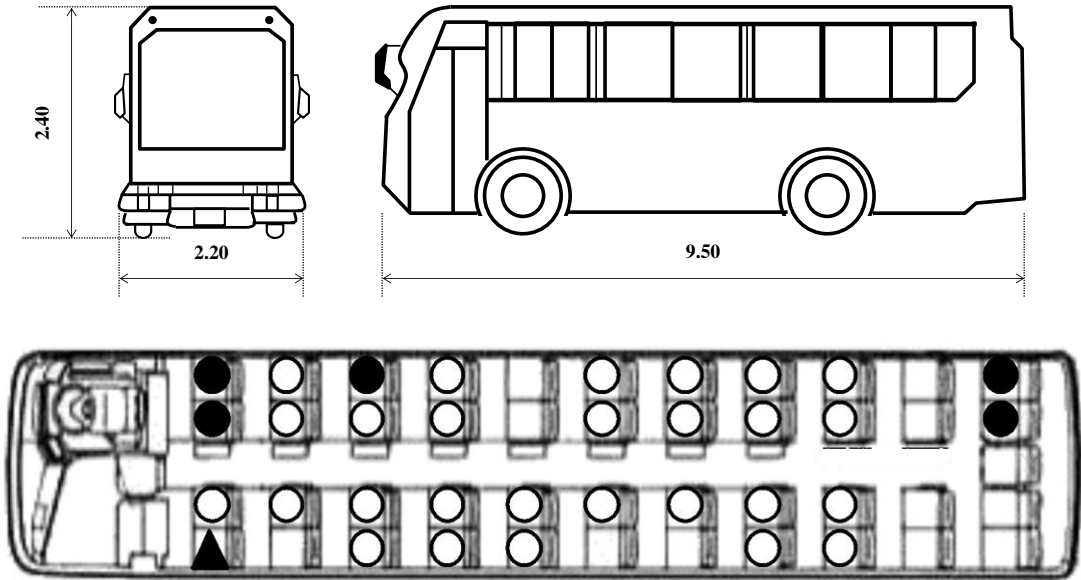


図-3.3.2.1 被災したバス車両の形状寸法および乗客乗車状況

### 3.3.3 当該事故発生斜路の現況

2011年9月2日(夏季)および2014年10月31日(冬季)の2日間、当該事故発生地点である鬼鹿海岸の船揚場斜路の現地調査を行った。各現地調査においては、事故発生後に施工された対策工の現状調査や、その後の被災履歴がないかの確認を行った。

写真-3.3.3.1(a)および(b)に2011年9月2日(夏季)に撮影した船揚場斜路を示す。調査日の海象状況は非常に低波浪であり、斜路部前面から10.0m程度沖側に汀線が存在し、斜路への波当たりは確認されなかった。また、斜路前面には、比較的新たらしい漂砂が多く堆積していることから、現地においては潮位変動による岸沖漂砂の移動が活発であることがわかる。

写真-3.3.3.2(a)および(b)に2014年10月31日(冬季)に撮影した同船揚場斜路を示す。2011年の夏季に撮影した写真と比較すると、夏季には斜路前面に堆積していた漂砂が大きく掘られ、斜路前面に深い水溜りを形成していた点である。また、現地調査の少し前に台風が直撃したためか、船揚場斜路部に流木や冷蔵庫等などの漂流物が多く打上げられていた。さらに、この現地調査日の海象状況を図-3.3.3.1に示す。この日も2011年のときと同様に非常に穏やかな海象状況であり、護岸への波当たりは確認できなかった。



(a) 2011年9月2日（夏季）の現地斜路状況①



(b) 2011年9月2日（夏季）の現地斜路状況②

写真-3.3.3.1 夏季における現地調査



(a) 2014年10月31日（冬季）の現地斜路状況①



(b) 2014年10月31日（冬季）の現地斜路状況②

写真-3.3.3.2 冬季における現地調査

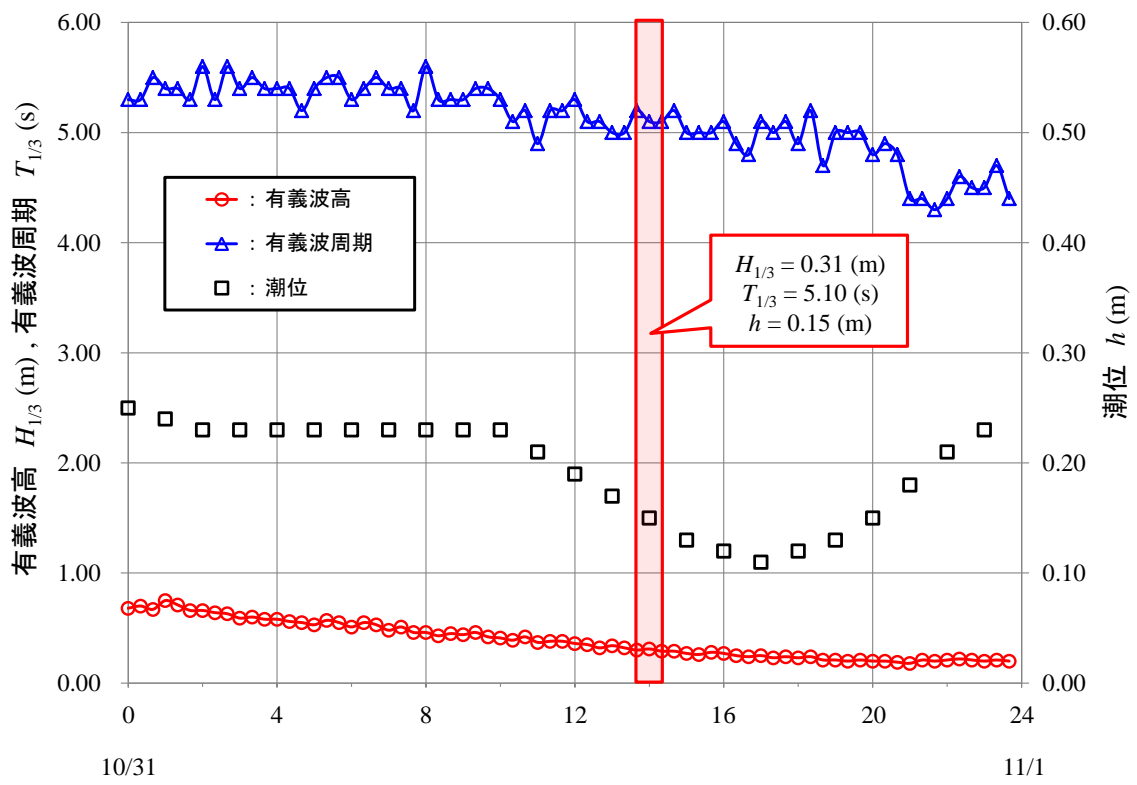


図-3.3.3.1 冬季現地調査時の波浪および潮位の時系列

### 3.3.4 北海道における船揚場斜路の実態調査

北海道内の国道で海岸を通過する 17 路線を対象として、道路台帳および航空写真に基づいて、海岸道路に近接した船揚場の配置状況およびその形状について、図-3.3.4.1 に示す①～⑦の区間において実態調査を行った。北海道内には国道に併設された船揚場が図中の表に示すように合計 317 箇所も設置されている。この中でも、海岸線に直角に設けられた船揚場斜路では、道路への越波が生じやすく、その総数は 180 箇所であった。このうち越波による車両事故が発生した鬼鹿海岸と類似した直立護岸に併設された船揚場斜路は 86 箇所とその半数を占めていた。

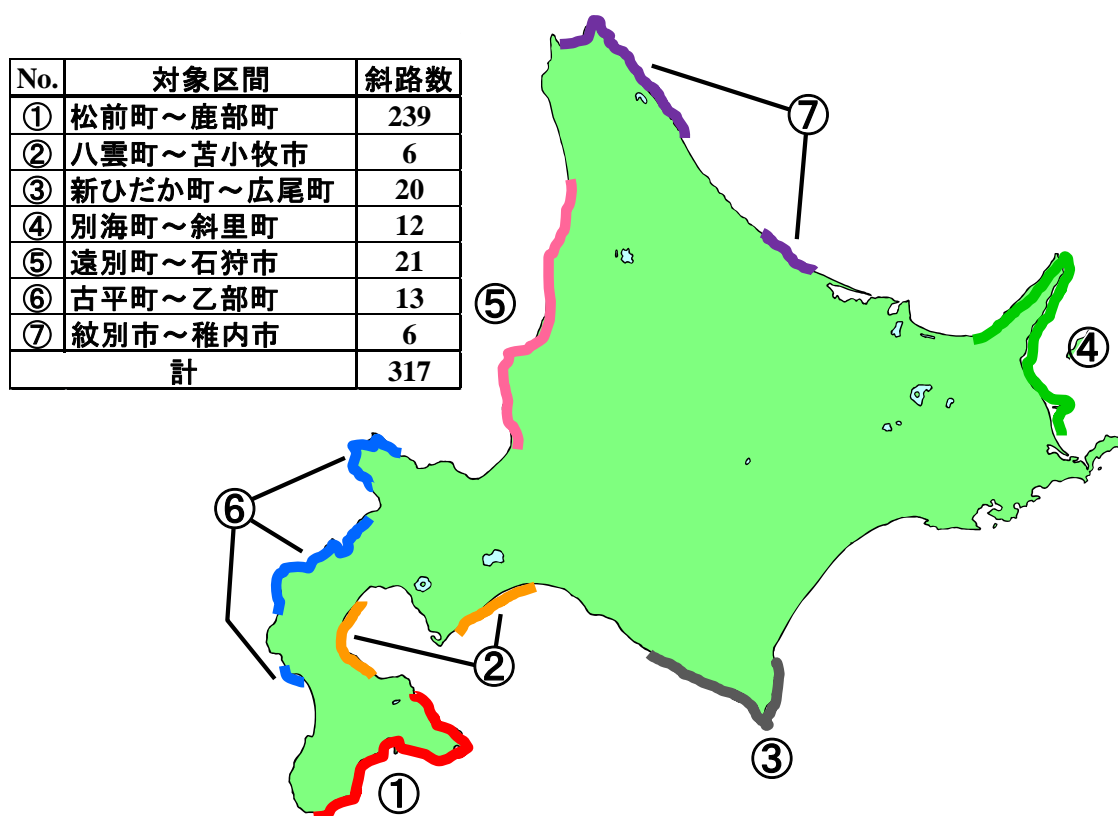


図-3.3.4.1 北海道内の船揚場斜路の設置状況

### 3.4 第3章の結論

本章により以下のことが明らかになった。

#### (1) 直立護岸直背後の海岸道路における越波による車両被害

一般国道 229 号せたな町貝取潤海岸において発生した 2 台の停車車両の滑動および横転事故について、当時の事故状況や海象状況を当時の新聞記事および車両運転手らのヒアリング調査により明らかにした。また、当該事故発生護岸の現況調査により、事故発生後の消波改良断面を確認し、護岸前面における波浪作用状況の確認を行った。

#### (2) 緩傾斜護岸直背後の海岸道路における越波被害の危険性

一般道道 1038 号直別共栄線の緩傾斜護岸直における常時波浪時の波の遡上状況を現地観測によって確認するとともに、護岸背後における海岸道路に対する高波浪時の越波が車両に及ぼす危険性について報告した。

#### (3) 直立護岸に併設された船揚場斜路背後の海岸道路における越波による走行車両被害

一般国道 232 号留萌郡小平町鬼鹿海岸における直立護岸に併設された船揚場斜路からの越波により走行車両が脱輪した事故事例について、その事故状況をバス車両運転手へのヒアリング調査により明らかにした。また、事故当時の海象状況は、2004 年の台風 18 号に伴う高波浪条件であったことを確認した。さらに、当該事故後の船揚場斜路の恒久対策状況を現地調査により確認するとともに、北海道内に存在する同護岸形式である直立護岸に併設された船揚場斜路の数を道路台帳および航空写真に基づいて明らかにした。

### 3.5 参考文献

- 1) 越智聖志, 木村克俊, 山本泰司, 上久保勝美, 名越隆雄: 護岸上の車両の高波による滑動特性とその対策に関する検討, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.71, No.2, pp.1003-1008, 2015.
- 2) 横山雄司, 越智聖志, 木村克俊: 緩傾斜護岸における越波が背後の道路に及ぼす影響について, 土木学会北海道支部論文, 第 70 回, 2014.
- 3) 越智聖志, 木村克俊, 平野夕焼, 上久保勝美, 山本泰司, 名越隆雄, 清水敏明, 袖野宏樹: 海岸道路に併設された船揚場斜路における越波が通行車両に及ぼす影響について, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.69, No.2, pp.756-760, 2013.



# 第4章

## 直立護岸上の車両に 働く波力の算定法

#### 4.1 直立護岸背後地における越波特性の検討

##### 4.1.1 実験方法

本章においては、3.1章で例示した一般国道229号せたな町貝取潤海岸道路で生じた直立護岸直背後の越波による2台の車両滑動事例について、水理模型実験により、その護岸背後への越波状況を明らかにするとともにその算定法を提案する。

実験は、2次元造波水路(長さ24.0m、高さ1.0m、幅0.6m)内に現地の海底地形および護岸模型を縮尺1/30で再現した。実験に使用した護岸模型は、当該事故時の護岸断面をもとに作成した(図-4.1.1.1)。潮位は、現地のH.H.W.Lである $h = 0.75\text{ m}$ を採用した。また、波浪条件は、事故時の波浪状況を不規則波150波を1波群とし、表-4.1.1.1に示す1周期4波高の計4波を設定した。

計測は、各波浪条件における護岸背後地での越波状況を把握するため、海側車線の車道外側線を原点とし、1.125m間隔で山側車線の車道外側線まで各I~V断面に対して行った。計測項目は、不規則波群中の最大波作用時における最大越波水脈厚 $\eta_{\max}$ および最大越波流速 $v_{\max}$ をそれぞれ容量式波高計およびプロペラ式流速計を用いてサンプリング間隔0.01sで計測した。また、流速計の設置高さは、安定した越波水流を計測できるよう路面から0.75mの高さに設定した。

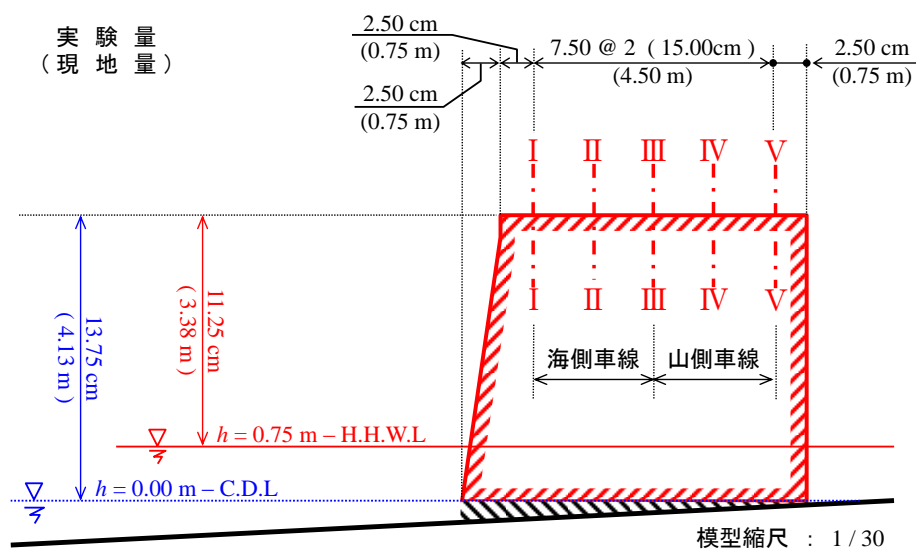


図-4.1.1.1 実験護岸断面

表-4.1.1.1 実験波浪および潮位条件

	潮位 $h$	周期 $T_0$	換算沖波波高 $H_0'$
現地量	0.75 m	10.0 sec	2.25, 3.00, 3.75, 4.50 m
実験量	2.50 cm	1.90 sec	7.50, 10.0, 12.5, 15.0 cm

#### 4.1.2 越波状況

図-4.1.2.1に代表的な越波形態を示す。護岸前面部に波面が衝突した後、越波水塊および越波飛沫が護岸上方へ高く打ち上げられる。このうち、越波飛沫については、清水らがその打上げ速度、打上げ高さおよび飛沫軌跡の算定方法を提案しており、護岸背後地への作用状況が明らかとなっている。しかし、越波水塊部は、護岸上方部へ打上がった後、道路部へ落水後も、水脈厚が薄くて速い水流を生じさせる。このような、道路部横断方向に倒れこむ越波水塊部の現象、非常に複雑な現象を有するため、その越波水を精度よく計測し、定量的・定性的に明らかにした研究は未だみられない。

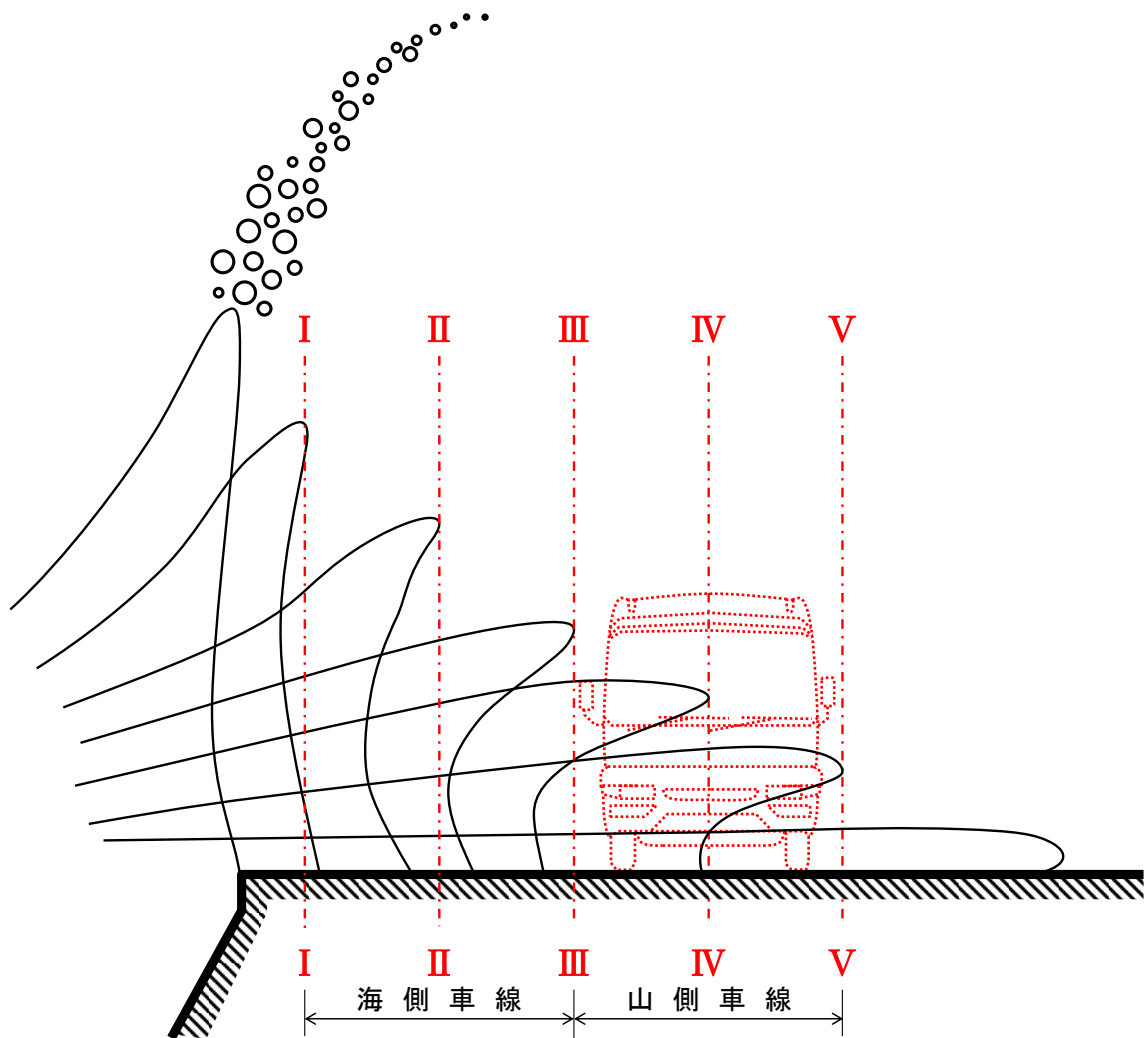


図-4.1.2.1 護岸背後地への越波作用状況

### 4.1.3 最大越波水脈厚

図-4.1.3.1 に換算沖波波高  $H_o'$  に対する道路部横断距離  $L$  と最大越波水脈厚  $\eta_{\max}$  の関係を示す。図中のプロットは各  $H_o'$  における実験値であり、実線がその推定曲線である。 $\eta_{\max}$  は、護岸前面に近い断面ほど大きく、 $H_o'$  の増大に伴い増加していることがわかる。事故発生時の  $H_o' = 4.50 \text{ m}$  に着目すると、バス車両が停車していたⅢ断面では  $\eta_{\max} = 1.86 \text{ m}$  であり、バス車両高さの 2/3 相当の越波水流が車両に作用していたことがわかる。また、護岸前面では、Ⅲ断面での  $\eta_{\max}$  の 2 倍以上の値が生じていることがわかる。

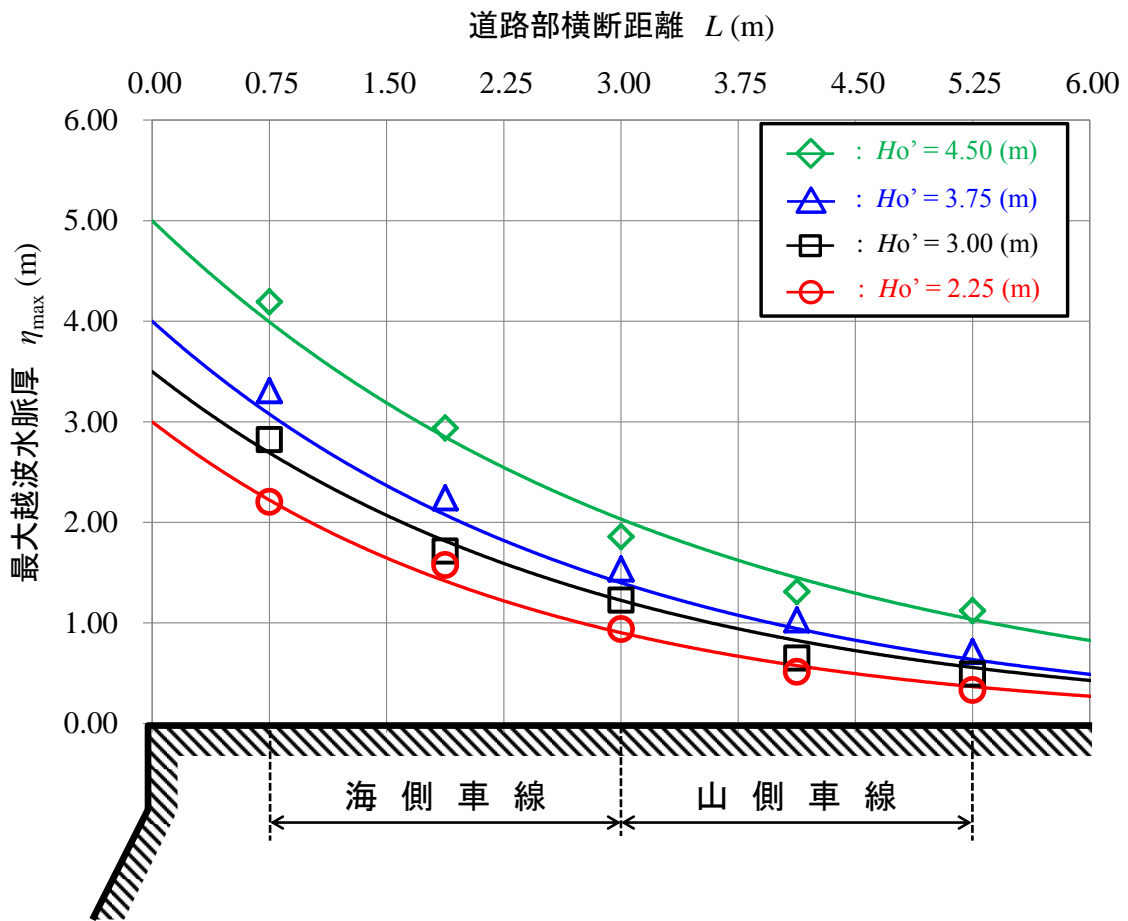


図-4.1.3.1 道路部横断距離に対する最大越波水脈厚の計測結果

#### 4.1.4 最大越波流速

図-4.1.4.1に換算沖波波高 $H_o'$ に対する道路横断方向距離 $L$ と最大越波流速 $v_{max}$ の関係を示す。 $v_{max}$ は、 $\eta_{max}$ と同様に各断面において $H_o'$ の増大に伴い増加していることがわかる。しかし、 $v_{max}$ のピーク値が発生する位置は、 $H_o'$ の増大に伴い山側に移動しており、 $\eta_{max}$ の分布と $v_{max}$ の分布に大きな差異が生じていることがわかる。また、事故発生時の $H_o' = 4.50$  mに着目すると、バス車両が停車していたⅢ断面では $v_{max} = 8.63$  m/sであり、そのピーク値は $L = 4.17$  mの位置で発生している。

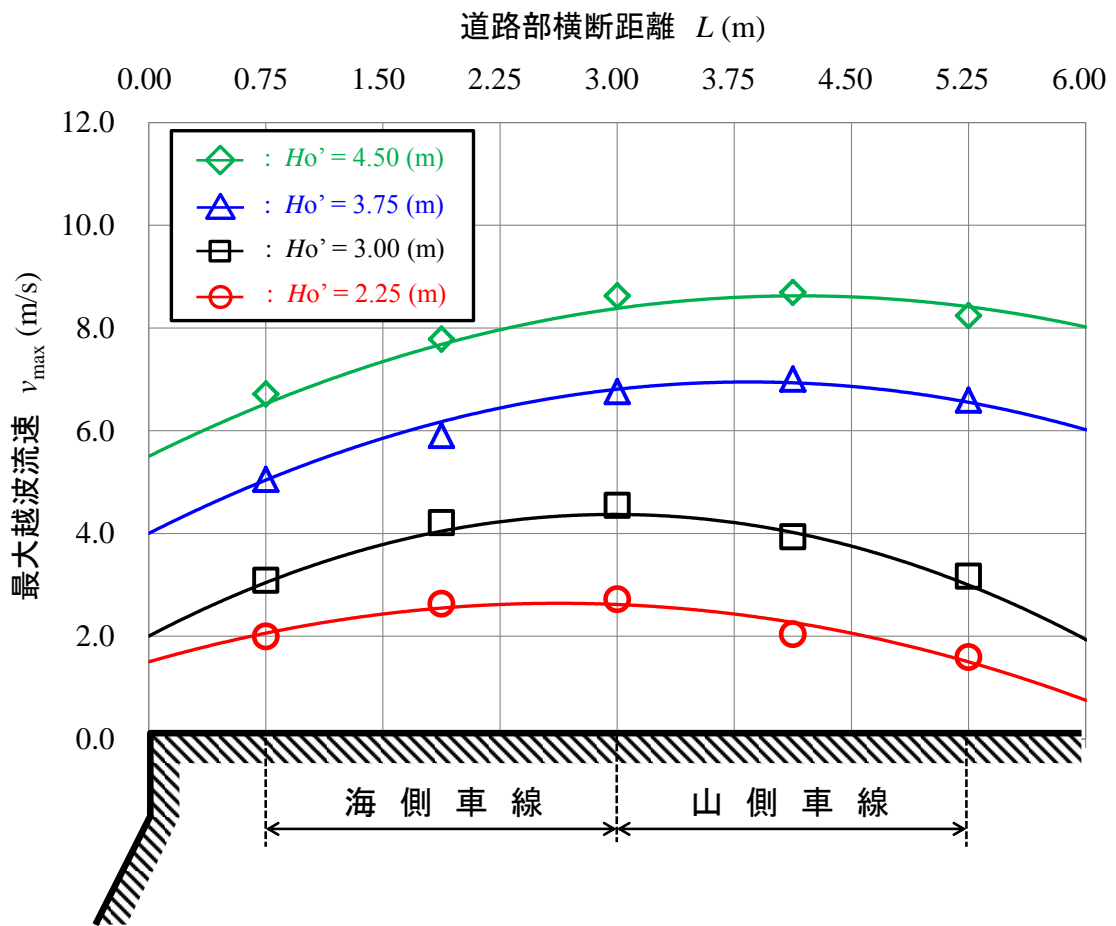


図-4.1.4.1 道路部横断距離に対する最大越波流速の計測結果

## 4.2 車両に働く波力および滑動特性の検討

### 4.2.1 実験方法

上述と同様な実験条件および波浪条件のもと、I～V断面に車両模型（高さ 37.0mm，幅 50.0mm，長さ 190.0mm）を設置し，不規則波群中の最大波作用時の波圧計測を行った．波圧計は，車両模型の側面の上下方向2箇所および底面の2箇所の合計4箇所に取り付けた．道路路面と車両模型のクリアランス  $S$  は一般的なバス車両の  $S = 21.0 \text{ cm}$ （現地量）を採用した（図-4.2.1.1）．

事故発生時にバス車両が停車していたIII断面に模型縮尺 1/30 のバス車両（高さ 91.7mm，幅 65.0mm，長さ 240.0 mm，質量 240.7g）および救急車（高さ 70.0mm，幅 60.0mm，長さ 190.0mm，質量 111.1g）の車両模型を配置し，各波浪条件における静止車両の滑動距離の計測を行った（図-4.2.1.2）．計測は，車両滑動方向に滑動距離計測用の目盛り（10.0 mm 間隔）を路面上に設け，車両模型の真上からデジタルビデオカメラにより撮影したのち，デジタイザーを用いて車両模型の滑動距離を読定した．なお，車両模型のゴムタイヤと路面の摩擦係数は，車両の引っ張り試験より  $\mu = 0.50$  であった．この値は，現地路面の湿潤状態におけるタイヤと路面の摩擦係数とほぼ同程度である．

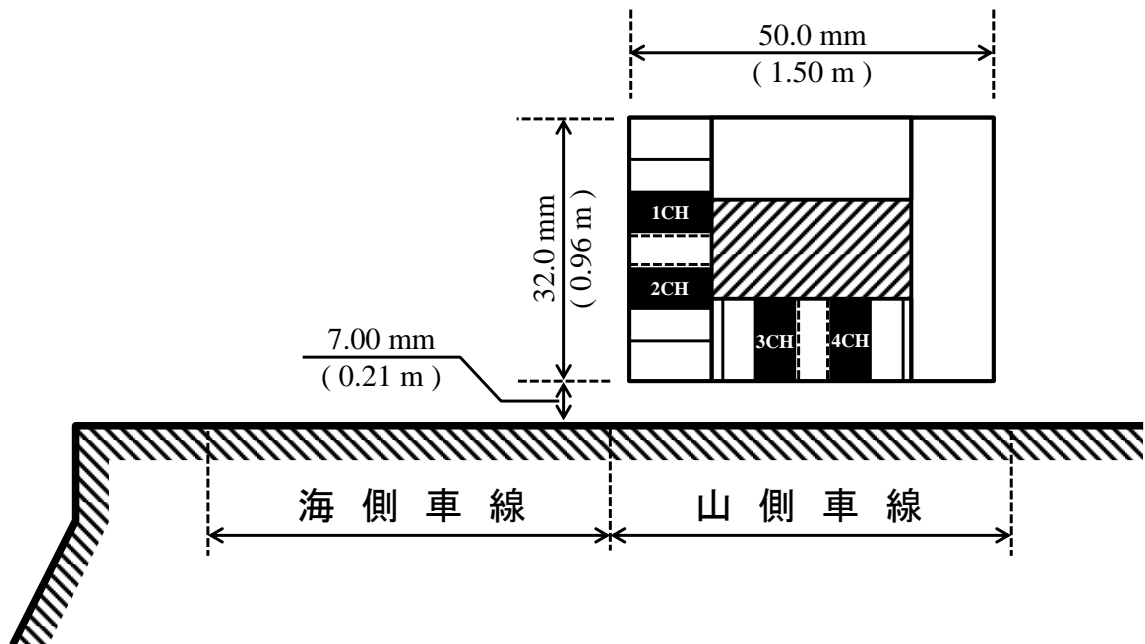


図-4.2.1.1 波圧計測実験の概略図

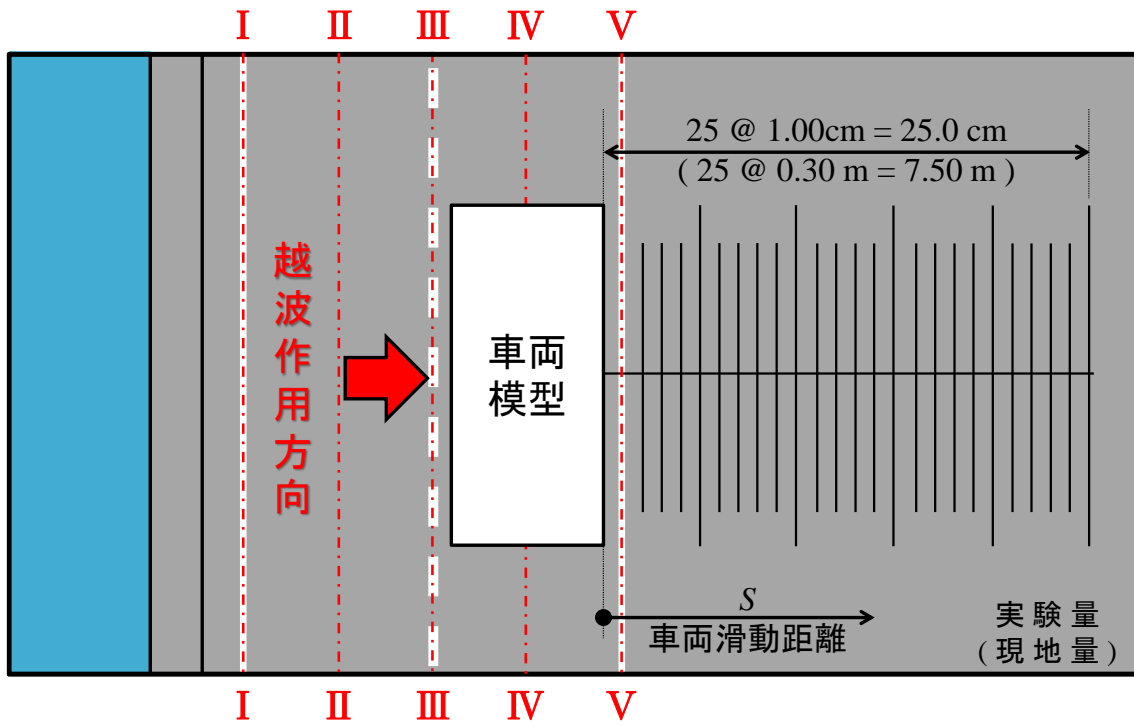


図-4.2.1.2 車両滑動実験の概略図

#### 4.2.2 車両に働く越波力

図-4.2.2.1に換算沖波波高 $H_0'$ に対する道路部横断距離 $L$ と最大水平波力 $P_{exp}$ の関係を示す。ここで、全波浪条件において鉛直波力が生じなかったため、車両の波力特性は $P_{exp}$ のみで評価する。車両模型への最大波作用時の越波による水平波圧分布は、概ね三角形および台形分布となり、 $L$ が短く $H_0'$ が大きい場合に台形分布が主となる。また、最大越波流速 $v_{max}$ の作用分布と同様に、 $P_{exp}$ のピーク値が発生する位置は、 $H_0'$ の増大に伴い山側に移動している。さらに、事故発生時の $H_0' = 4.50$  mに着目すると、バス車両が停車していたⅢ断面では $P_{exp} = 19.0$  kN/mであり、そのピーク値は $L = 2.25$  mの位置で発生している。

ここでは、合田ら<sup>1)</sup>の混成防波堤の直立部に働く衝撃砕波力の推定方法をモデルとして、車両へ作用する越波水塊の取り扱い方法を検討した。図-4.2.2.2に示すように、越波により車両へ衝突する水塊を車両高さ $d$ を直径とする半円柱とし、その水塊が流速 $v_{max}$ で前進していると仮定すると、水平波力 $P_{cal}$ は、運動量の法則を用いて以下に示す式(1)より算定できる

$$P_{cal} = \frac{\pi\alpha\beta\rho_w v_{max} d^2}{4t} \quad (1)$$

ここで、 $\alpha$ は波力補正係数、 $\beta$ は計測断面補正係数、 $\rho_w$ は水の密度、 $t$ は越波水の車両に対する作用時間を示す。車両に作用する $P_{cal}$ は、防波堤直立部に作用する波の衝撃砕波力と違い、限られた質量の水塊が車両側面に衝突する現象であり、波力を補正する係数 $\alpha$ を用いる必要がある。また、各計測断面において、越波水塊の作用状況が変化するため、断面補正係数 $\beta$ を用いた。さらに、越波の作用時間である $t$ は、車両模型に対する最大越波流速 $v_{max}$ の実験時作用時間を現地量に換算して0.05 sとした。

図-4.2.2.3に波力を計測したⅠ～Ⅴ断面における水平波力 $P_{exp}$ と式(1)より計算した水平波力 $P_{cal}$ の関係を示す。ここでは、全計測断面において波力補正係数 $\alpha = 0.12$ を用いた。また、図中の実線および破線は、各計測断面における断面補正係数 $\beta$ を用いた水平波力の近似直線を示しており、Ⅰ断面は $\beta = 0.75$ 、Ⅱ断面は $\beta = 0.88$ 、Ⅲ断面は $\beta = 1.00$ 、ⅣおよびⅤ断面においては $\beta = 1.125$ を採用している(図-4.2.2.4)。ⅠおよびⅡ断面では、越波水塊が車両全体に覆いかぶさるように作用する。Ⅲ断面においては、越波水塊の先端部が車両に直撃するように作用し、ⅣおよびⅤ断面では、車両底部付近に越波水塊が作用する。

以上より、越波水塊が車両側面に直撃するⅢ断面の水平波力 $P_{exp}$ は、 $\beta = 1.00$ とし衝撃砕波力をモデルとした式(1)により概ね良好に算出される。しかし、ⅠおよびⅡ断面の $P_{cal}$ は、車両側面全体に越波水塊が作用するため、式(1)に及ぼす最大越波流速 $v_{max}$ が小さく $P_{exp}$ を過少に評価している。一方、ⅣおよびⅤ断面では、車両底部付近に越波水塊が作用するため、式(1)の車両高さ $d$ が過大に与えられるため $P_{exp}$ を過大に評価していると考えられる。



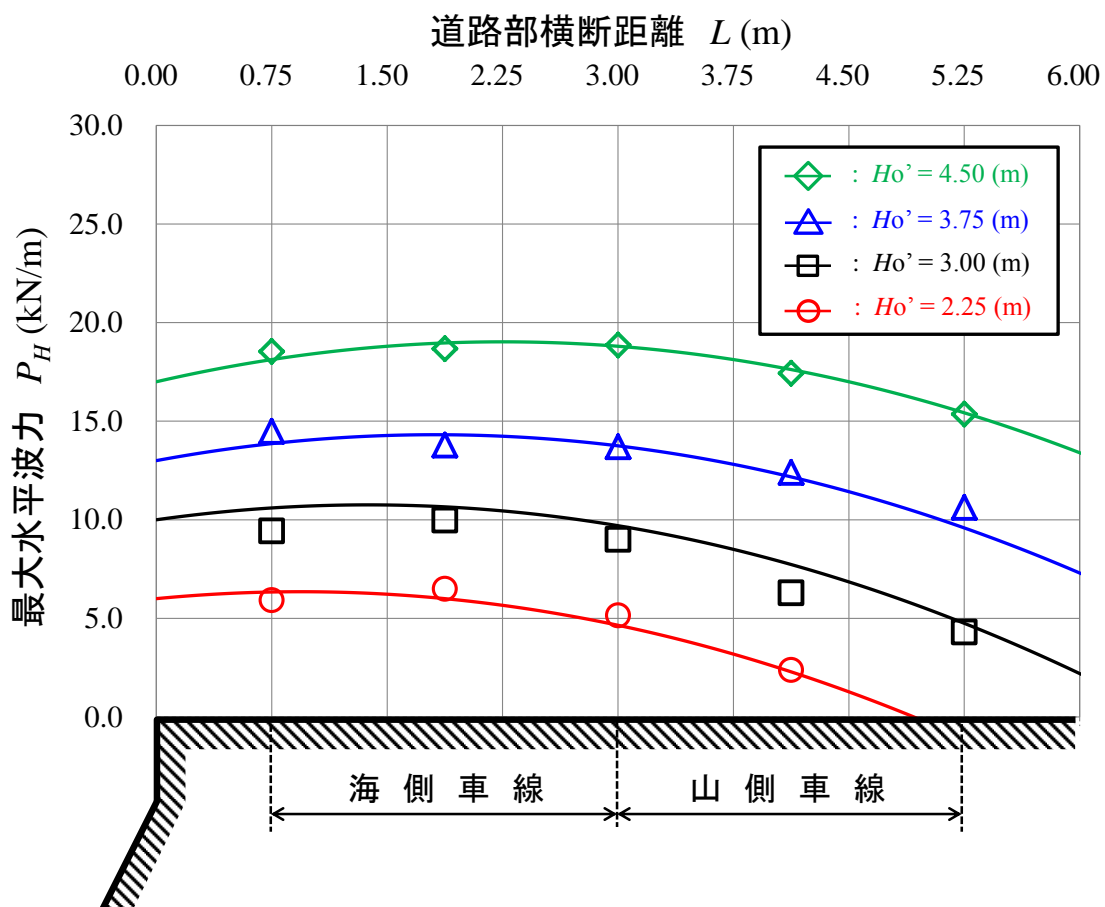


図-4.2.2.1 道路部横断方向に対する最大水平波力の計測結果

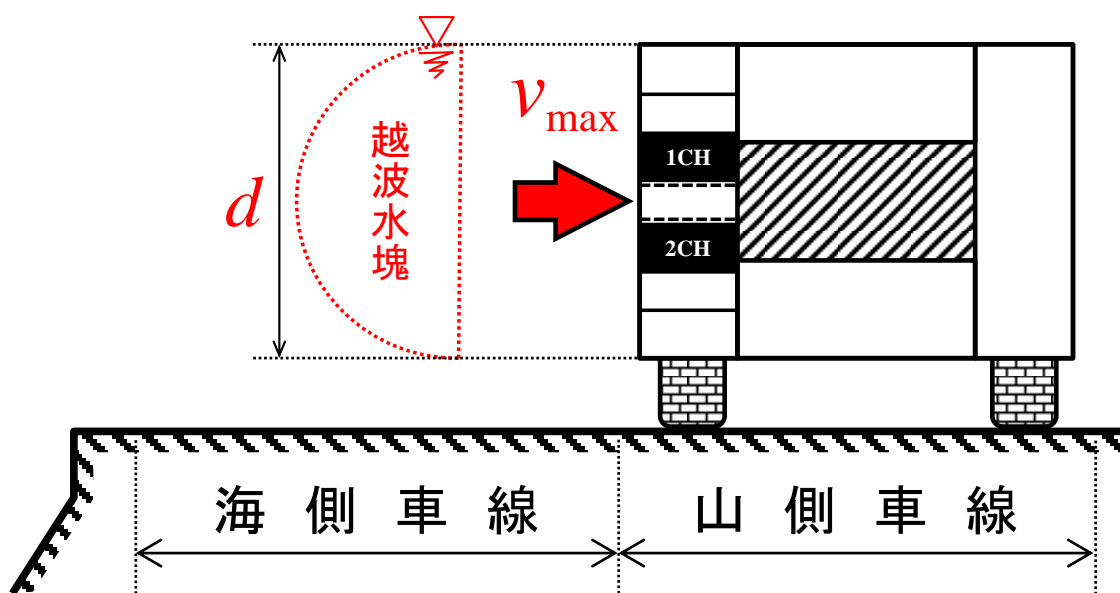


図-4.2.2.2 車両模型への衝撃越波力のモデル

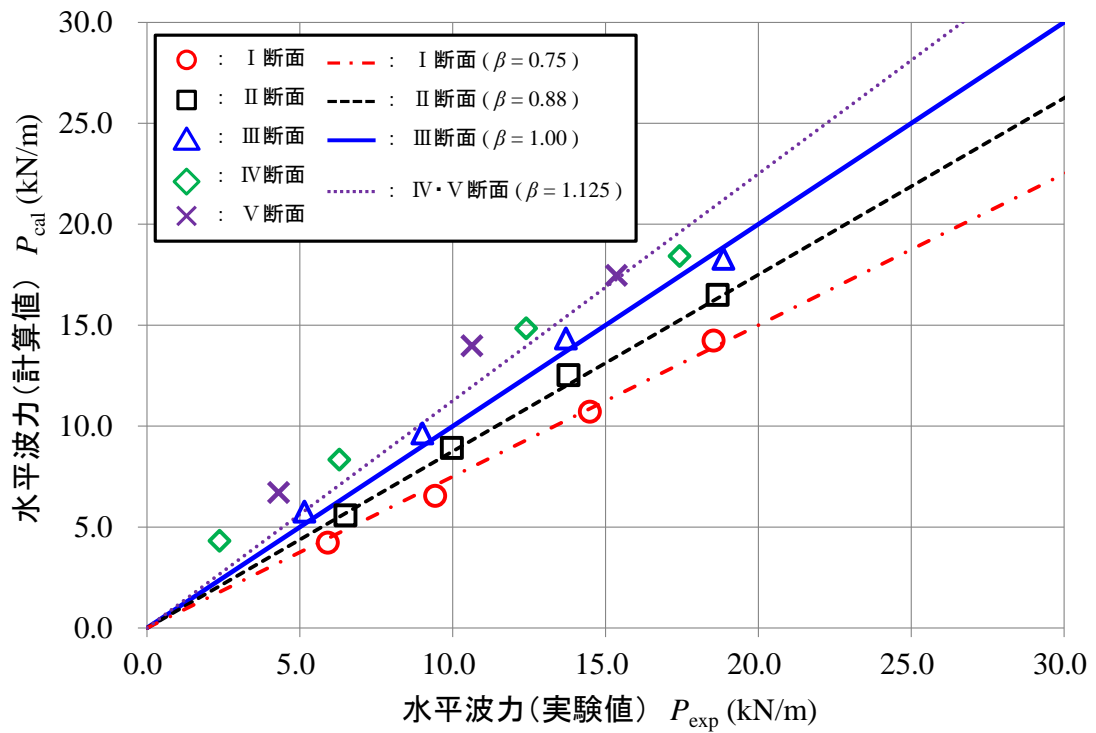


図-4.2.2.3 水平波力の実験値と計算値の関係

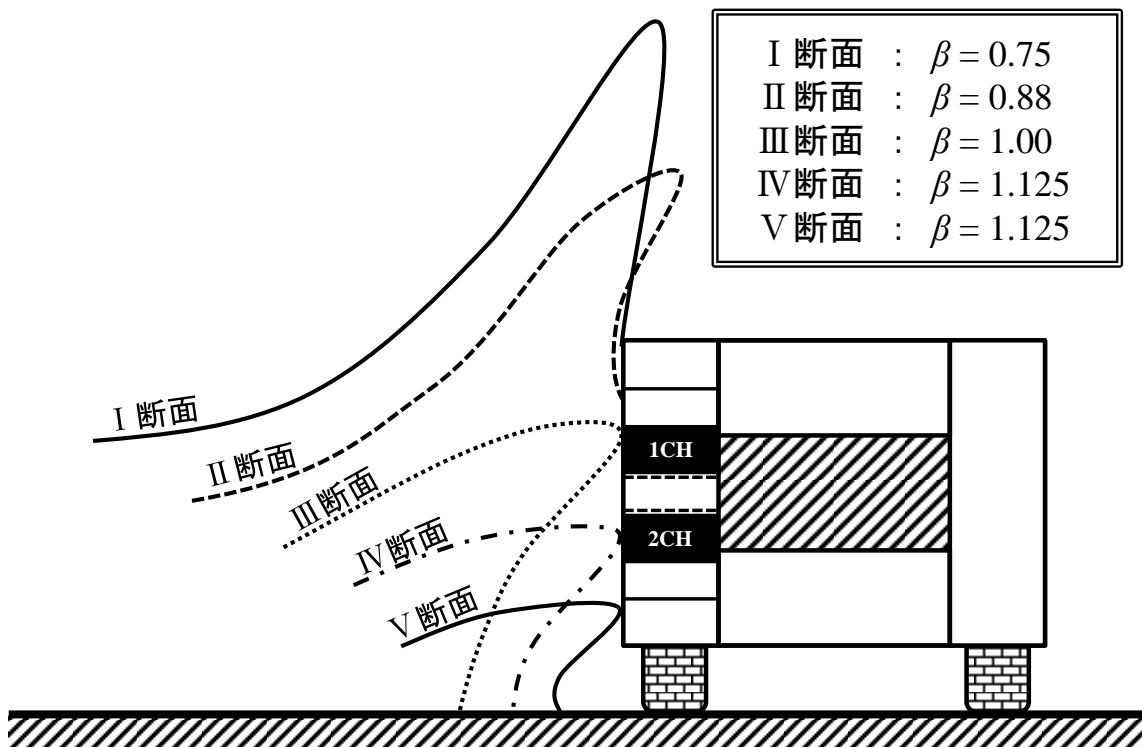


図-4.2.2.4 各計測断面における車両模型への波面衝突状況の違い

#### 4.2.3 車両の滑動特性

図-4.2.3.1は、各車両（バス車両、救急車）における最大越波流速 $v_{\max}$ と車両滑動距離 $s$ の関係とその近似直線を示している。また、前出の式(1)で算出した水平波力 $P_{\text{cal}}$ を車両の滑動力とし、タイヤと路面の摩擦係数 $\mu$ と車両重量 $W$ を乗じた滑動抵抗力 $\mu W$ のつり合い条件をから、滑動限界流速 $v_{li}$ を式(2)より算定する

$$v_{li} = \frac{4t \cdot \mu W}{\alpha \beta \pi \rho_w d^2} \quad (2)$$

式(2)を用いることにより、Ⅲ断面において停止状態のバス車両および救急車の $v_{\text{cri}}$ として、2.08 m/s および 1.28 m/sが得られた。

車両の滑動距離 $s$ は $v_{\max}$ の増大に伴い大きくなり、バス車両よりも救急車の方が大きな滑動が生じている。また、事故発生時の $H_w' = 4.50 \text{ m}$  ( $v_{\max} = 8.63 \text{ m/s}$ )においては、バス車両の近似直線より $s = 3.74 \text{ m}$ であり、現地の滑動①を概ね良好に再現できている。さらに、救急車にもバス車両と同様の波浪が作用したと考えると、近似直線より $s = 6.74 \text{ m}$ となる。しかし、現地において救急車は、横転したバス車両に衝突して滑動が停止したため、滑動③に示すとおり $s = 3.00 \text{ m}$ になったものと考えられる。

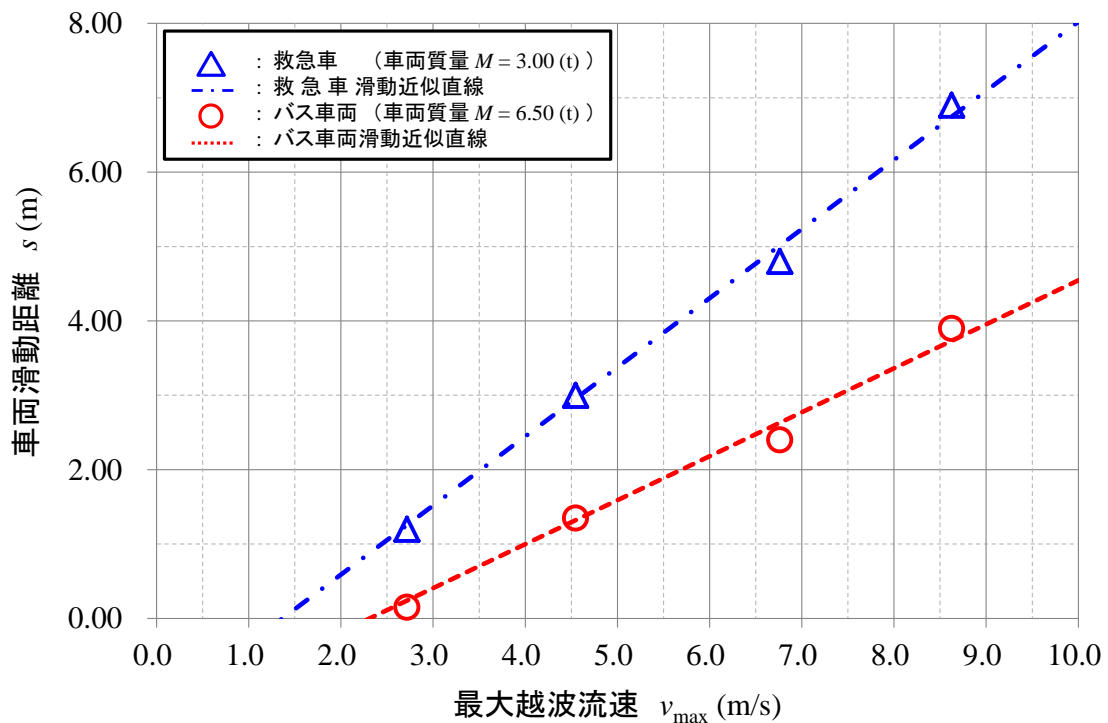


図-3.3.3.1 最大越波流速に対する各車両滑動距離の関係

### 4.3 越波水塊部における運動モデルの定式化

#### 4.3.1 基本概念

波が護岸前面に衝突し、上部へ打上げられた越波水塊部の運動を明らかにするため、以下の図-4.3.1.1および図-4.3.1.2に示す清水ら<sup>2)</sup>の越波飛沫に関する運動モデルおよび計算フローから越波飛沫の打出し角度  $\beta$ 、打出し初速度  $v_s$  および打上げ高さ  $R_s$  を算出し、護岸背後地への越波水塊部に対する運動の定式化を試みる。

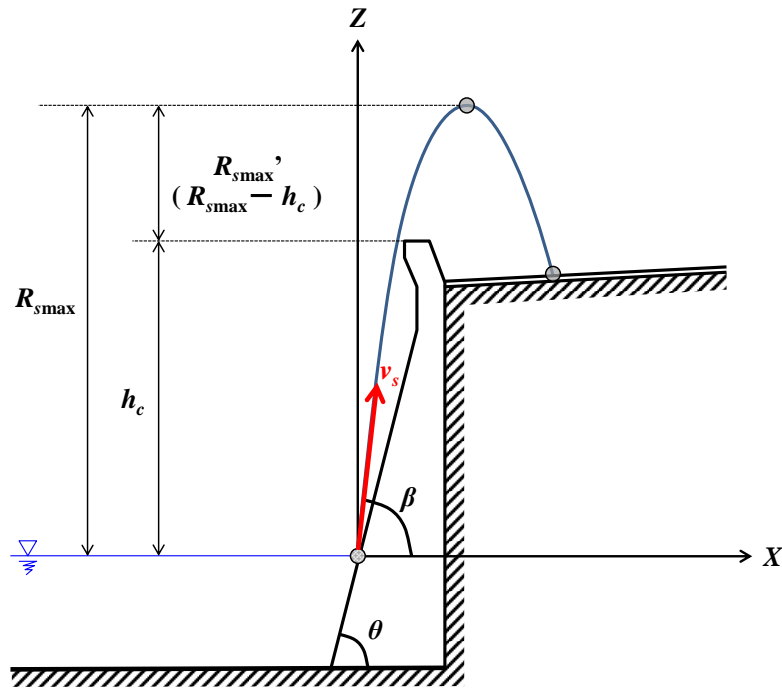


図-4.3.1.1 清水らの直立護岸に対する越波飛沫の運動モデル

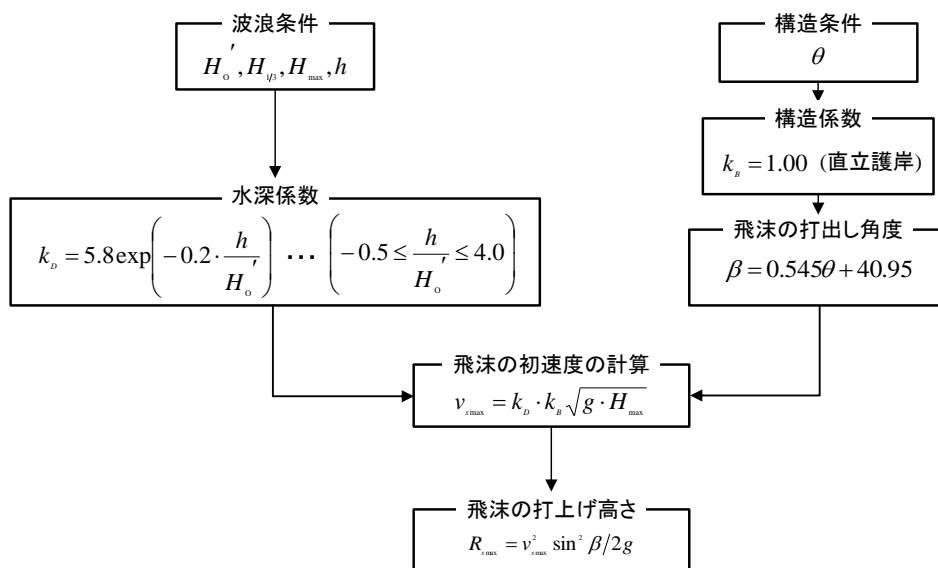


図-4.3.1.2 清水らの越波飛沫の運動モデル計算フロー

### 4.3.2 最大越波水脈厚

#### (1) 護岸前面における越波の初期打上げ高さ

図-4.3.2.1 に示す不規則波群中の最大波作用時における護岸前面での越波水塊の初期打上げ高さ  $R_w$  は, 実験時の動画解析より, 越波飛沫の打上げ高さ  $R_{smax}' (= R_{smax} - h_c)$  に越波水塊の打上げ高さ低減係数  $k_R = 0.17$  を乗じた(1)式により算定できる.

$$R_w = k_R \cdot R_{smax}' = 0.17 \cdot R_{smax}' \quad (1)$$

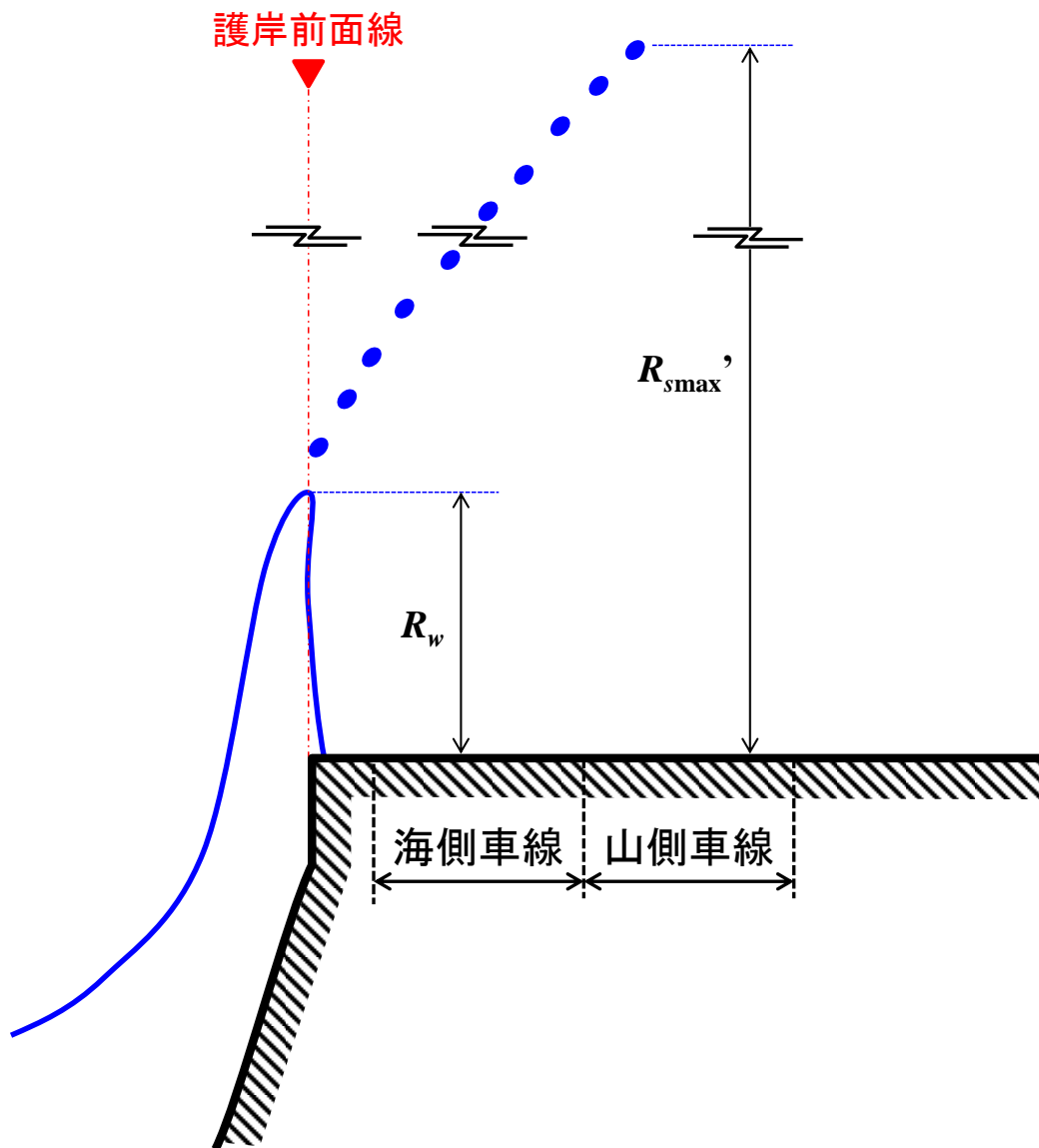


図-4.3.2.1 護岸前面における越波水塊の初期打上げ高さ  $R_w$  の概念図

(2) 道路横断距離に対する最大越波水脈厚の分布

上述で算定した  $R_w$  を用いて道路部横断距離  $L$  における最大越波水脈厚  $\eta_{\max}$  の軌跡は,  $L$  の関数として以下に示す(2)式により算定できる.

$$\eta_{\max} = R_w \cdot \exp\left(-\frac{1}{1.50 \cdot H_{\max}} L\right) \quad (2)$$

ここで,  $H_{\max}$  は護岸前面における最大波高,  $L$  は波長を示す.

また, 図-4.3.2.2 にこれらの(1)式および(2)式を用いて貝取潤海岸における最大越波水脈厚の実験値と計算値を比較したものを示す. 計算値は, 換算沖波波高  $Ho' = 4.50$  (m)の実験値の再にも多少の差異がみられるものの, その他の  $Ho'$  において実験値を概ね良好な精度で再現していることがわかる.

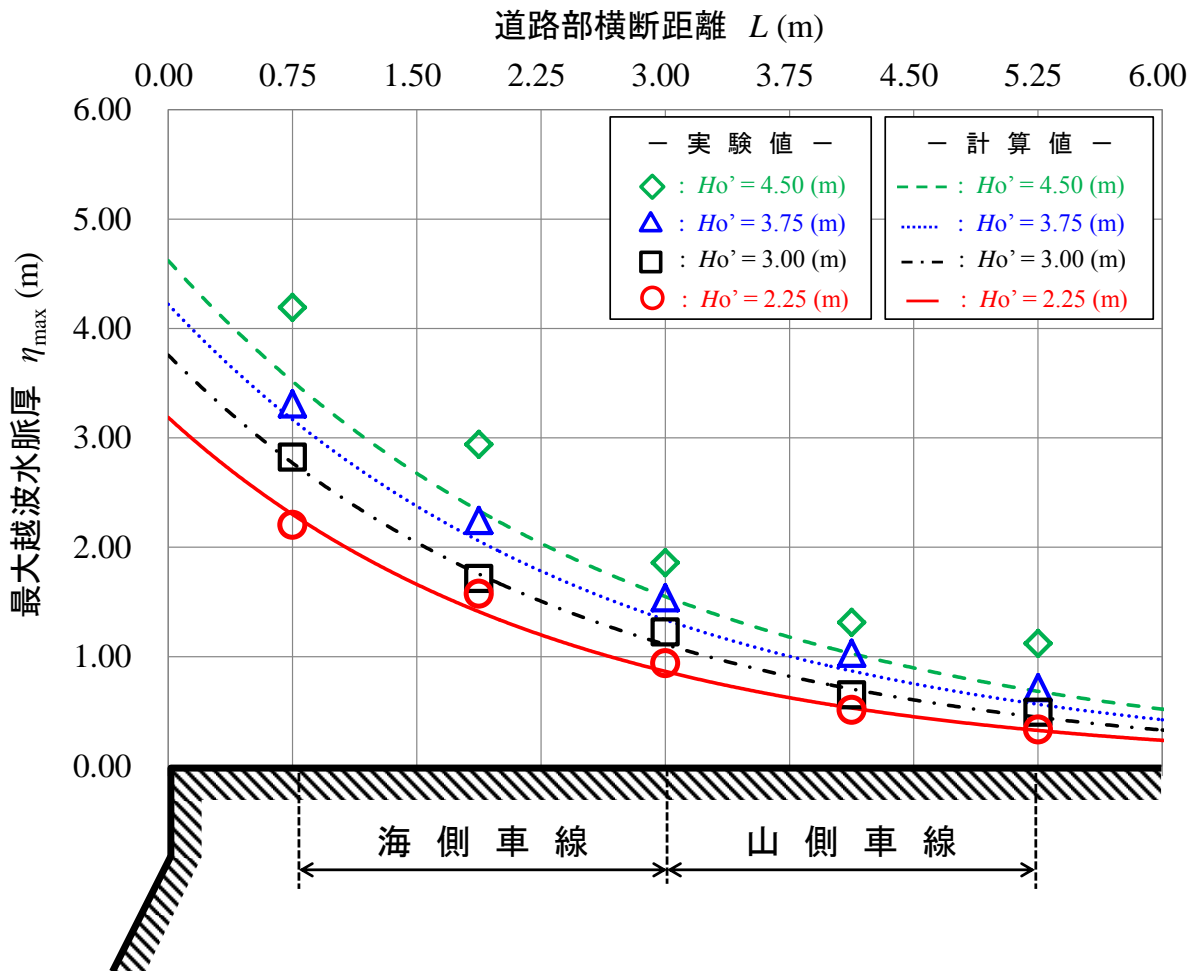


図-4.3.2.2 道路部横断距離に対する最大越波水脈厚の計算結果

### 4.3.3 最大越波流速 $v_{\max}$

#### (1) 護岸前面における越波打出し初速度 $v^*$

護岸前面での最大波作用時の越波水水平方向における初速度  $v^*$ は、清水らの理論式から算出される越波飛沫の打出し初速度  $v_{s\max}$  の水平方向成分 ( $v_{s\max} \cos\beta$ ) と前出の図-4.1.4.1で示した最大越波流速の護岸前面部における推定値 ( $L = 0.00$  (m)時の  $v_{\max}$ ) の比率  $D$  をとり、先述の越波水塊の初期打上げ高さ  $R_w$  を整理した図-4.3.3.1 より、越波水水平方向初速度の補正率  $D$  を図中の実線で示す(3)式により算定する。

$$D = 0.45 \cdot \left( \frac{h_v}{R_w} \right)^{-3.00} \quad (3)$$

ここに、 $h_v$  は実験におけるプロペラ流速計設置高さ (図-4.3.3.2) である。よって、(3)式で算出された  $D$  に清水らの理論式から算定される越波の打出し初速度水平成分を乗じた(4)式により、護岸前面 ( $L = 0.00$  (m)) での越波水の初速度  $v^*$ を算出できる。

$$v^* = D \cdot v_{s\max} \cos\beta \quad (4)$$

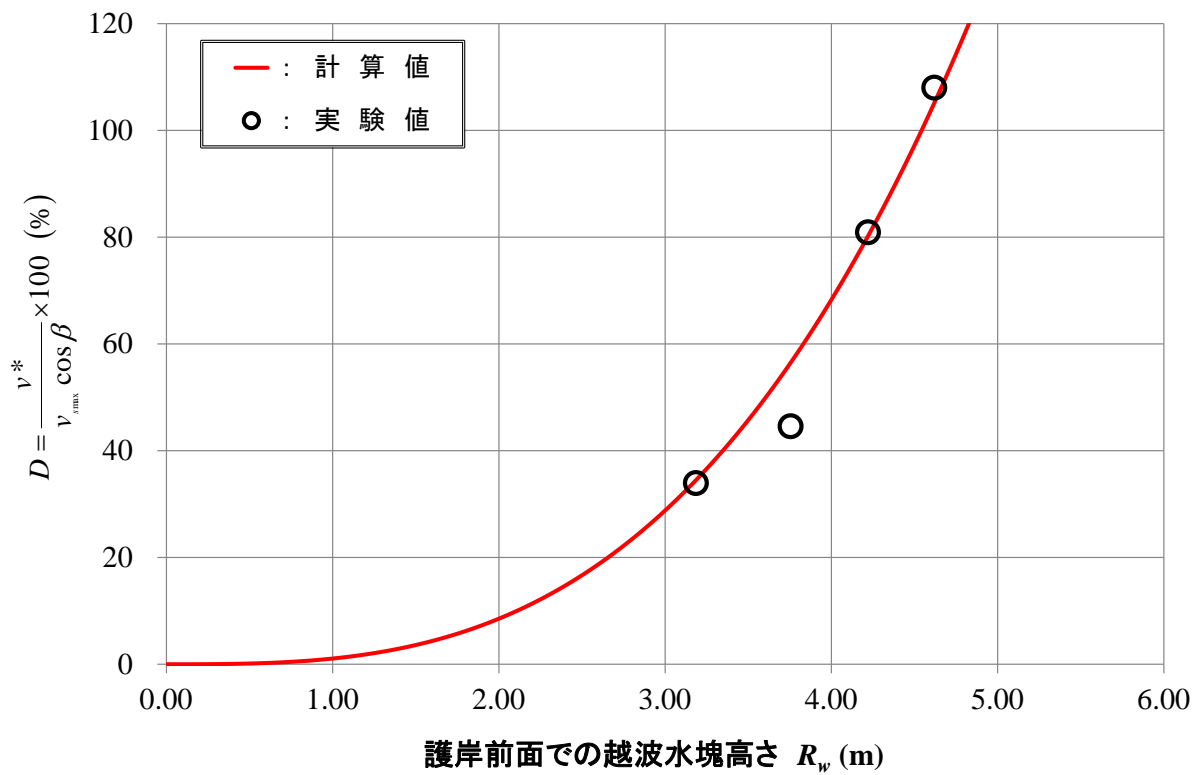


図-4.3.3.1 護岸前面での越波水塊高さに対する越波水水平方向初速度の補正率

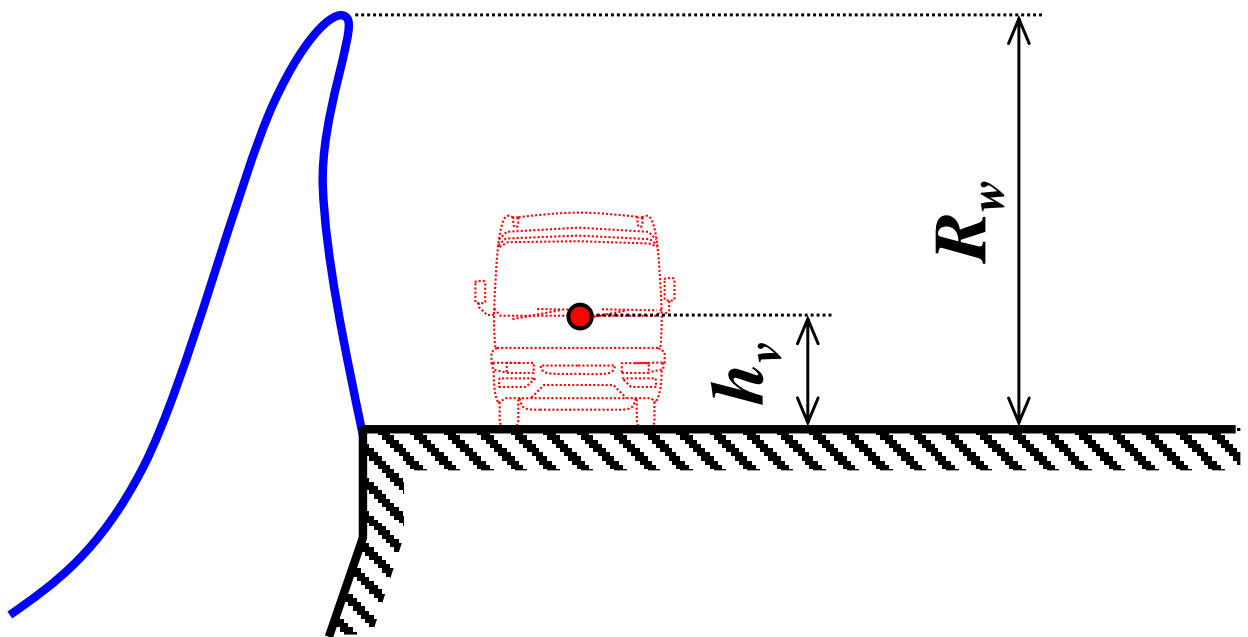


図-4.3.3.2 流速計測高さ  $h_v$  の概略図



(2) 道路横断距離に対する最大越波流速の分布

上述で算定した各換算沖波波高  $Ho'$  に対する  $v^*$  を用いて、道路部横断距離  $L$  における最大越波流速  $v_{max}$  の軌跡は、 $L$  の 2 次関数として以下に示す(5)式により算定できる。

$$v_{max} = v_{smax} \cos \beta \cdot \left[ -0.10 \cdot \left( \frac{H_{max}}{h_c} \right)^2 L^2 + 0.05 \cdot \left( \frac{R_w}{h_v} \right) L \right] + v^* \quad (5)$$

ここに、 $H_{max}$  は護岸前面における最大波高、 $h_c$  は水面から護岸天端までの高さである。

また、図-4.3.3.3 にこれらの(3)式~(5)式を用いて貝取潤海岸における最大越波流速の実験値と計算値を比較したものを示す。各換算沖波波高  $Ho'$  とともに計算値は、実験値を概ね良好な精度で再現していることがわかる。さらに、最大越波流速  $v_{max}$  が精度よく計算できることによって、前章で示した衝撃砕波理論を用いて車両に作用する波力も精度よく算定することができる。

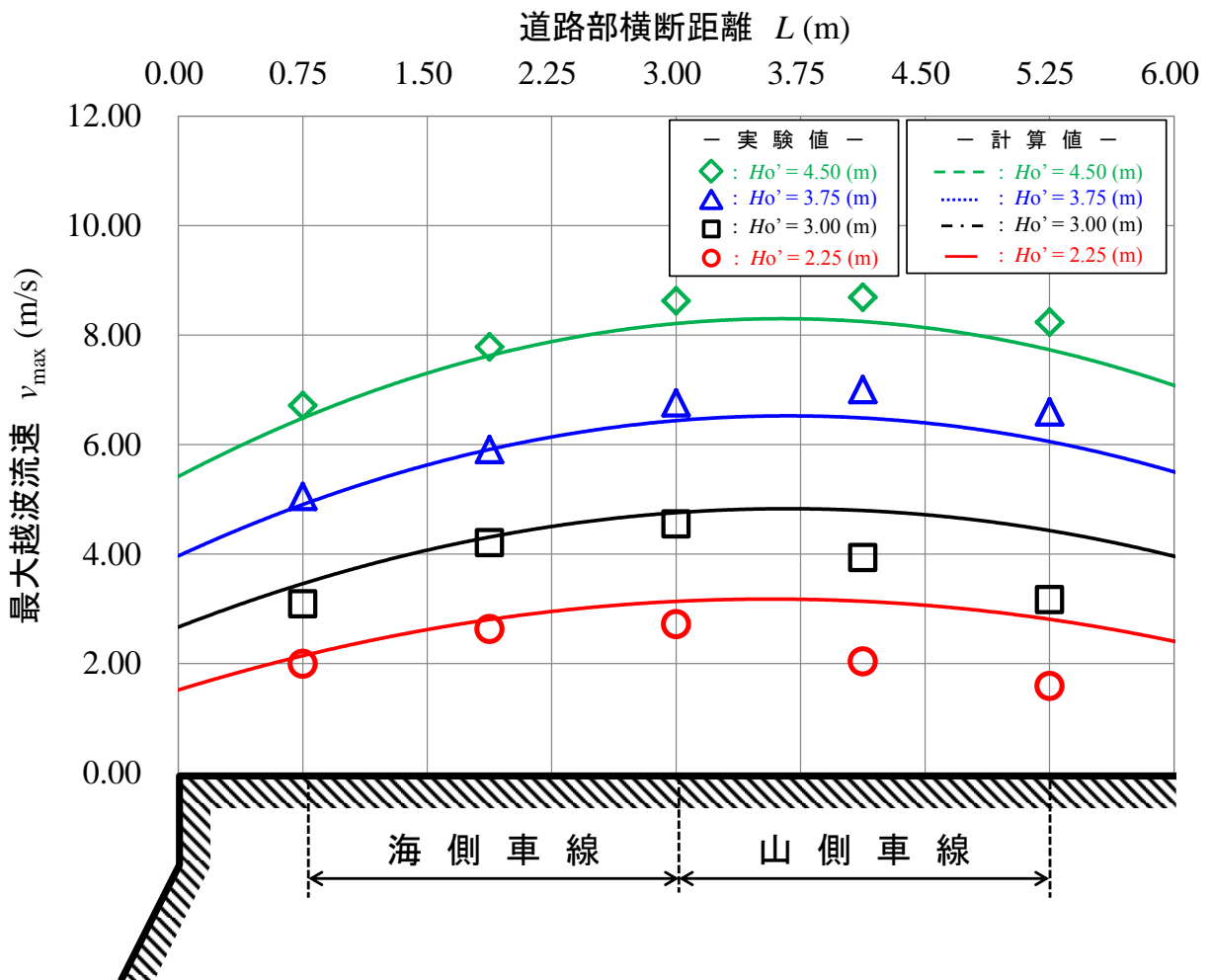


図-4.3.3.3 道路部横断距離に対する最大越波流速の計算結果

#### 4.3.4 直立護岸に対する越波水塊運動の算定法

##### (1) 通過波高の算定法

越波水塊の運動を求めるうえで、堤体設置位置における通過波高を求めることが重要である。ここで、現地における堤体設置位置での最大波高  $H_{\max}$  の算定フローを図-4.3.4.1に示す。

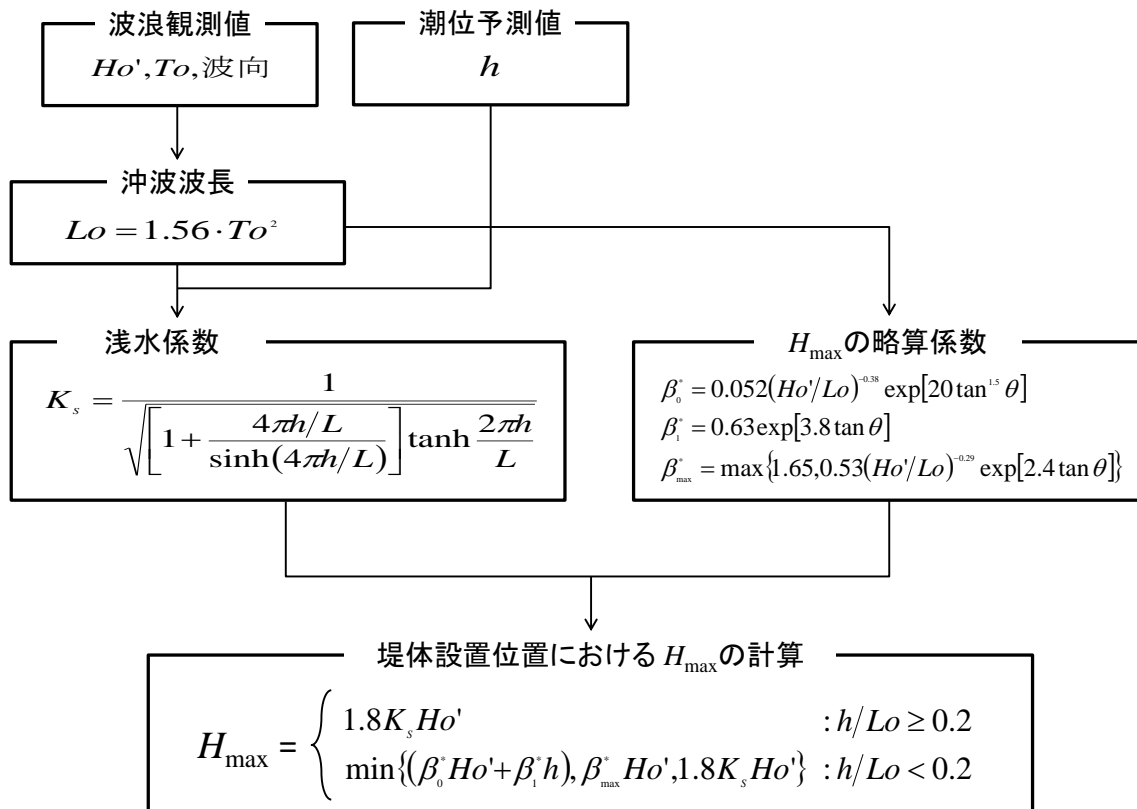


図-4.3.4.1 堤体設置位置における最大波高の算定フロー

(2) 越波飛沫の打出し速度および打上げ高さの算定法

上述の堤体設置位置における通過波高を用いて、直立護岸に対する越波飛沫軌跡の算定を行う。ここで、越波飛沫の打出し速度および打上げ高さの算定フロー（図-4.3.4.2）は、4.3.1章でも示した清水らの算定方法を用いている。

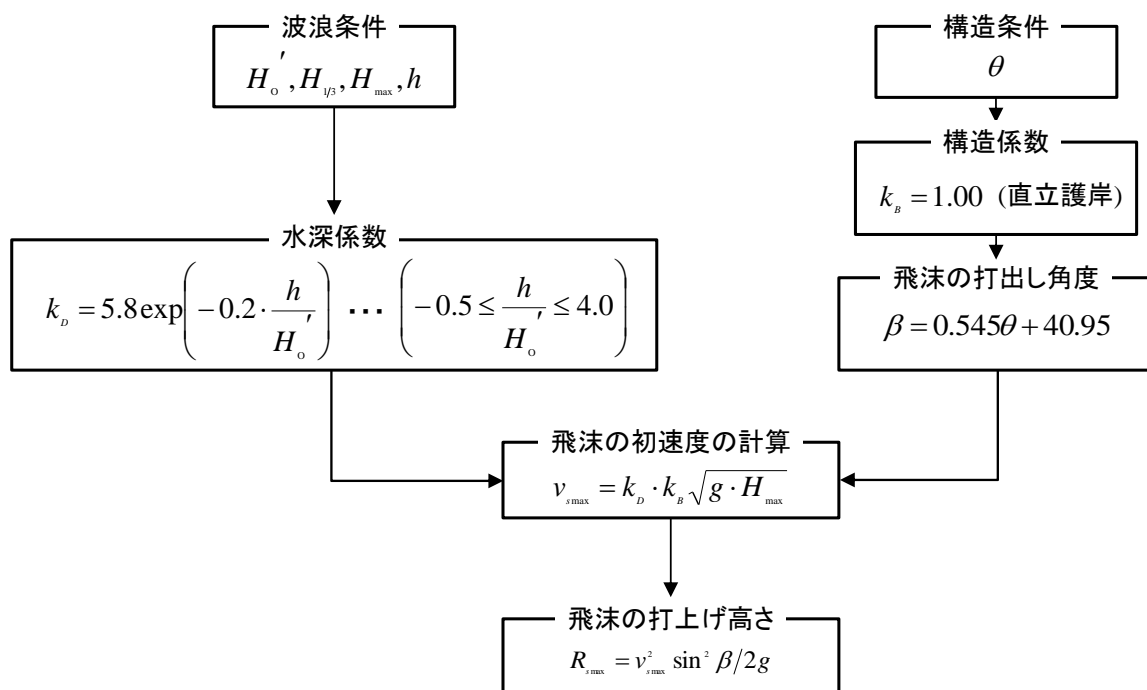


図-4.3.4.2 護岸前面における越波飛沫の打出し速度および打上げ高さの算定フロー

(3) 道路横断方向に対する最大越波水脈厚の算定法

前章より得た、越波飛沫の打上げ高さを用いて図-4.3.4.3 に示す護岸前面における越波水塊の打上げ高さ  $R_w$  を算定し、その後、図-4.3.4.4 に示す最大越波水脈厚の算定フローに従い道路横断方向における越波水塊の最大越波水脈厚分布  $\eta_{max}$  を算定する。

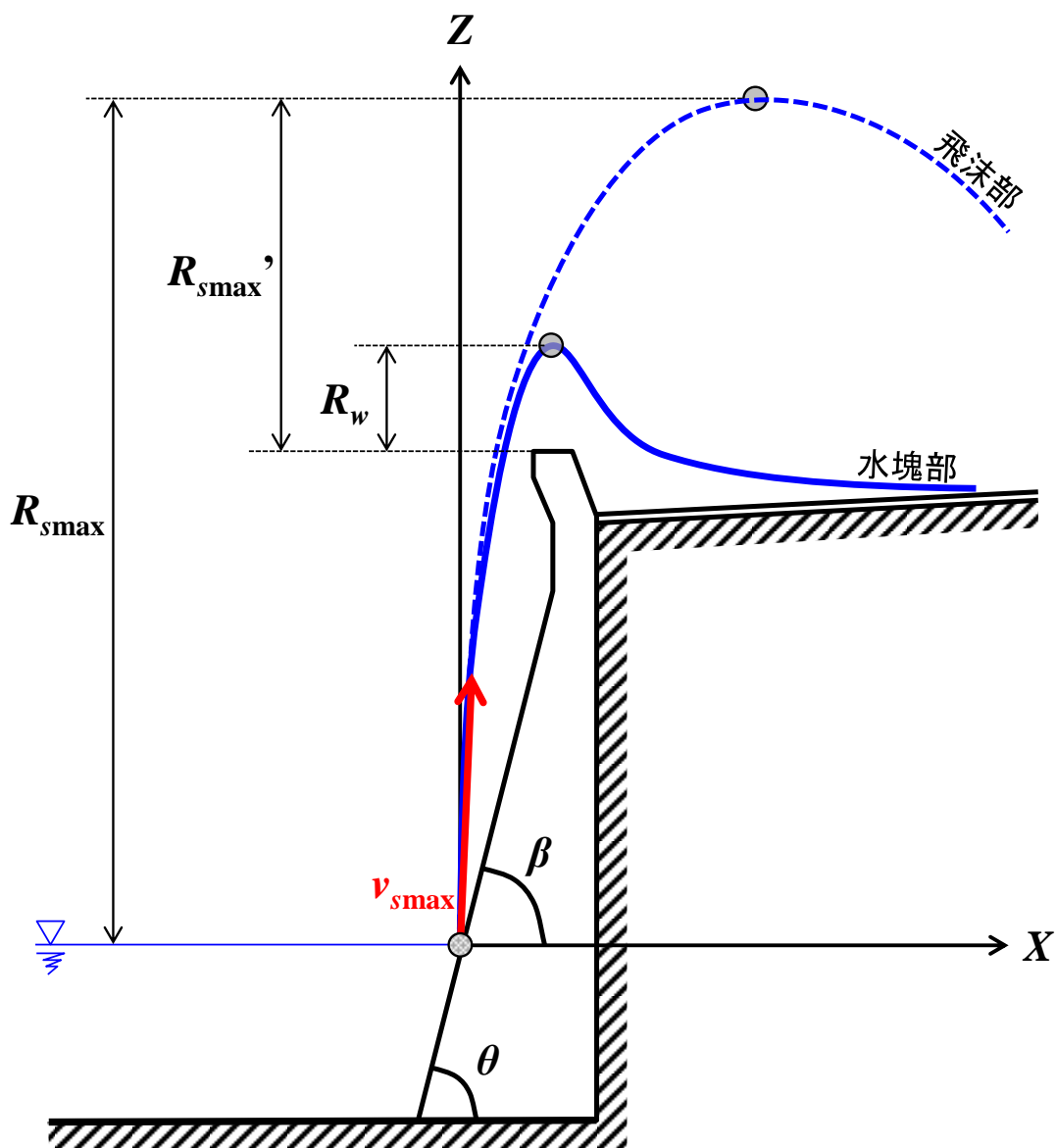


図-4.3.4.3 越波水脈厚算定時の護岸前面における概念図

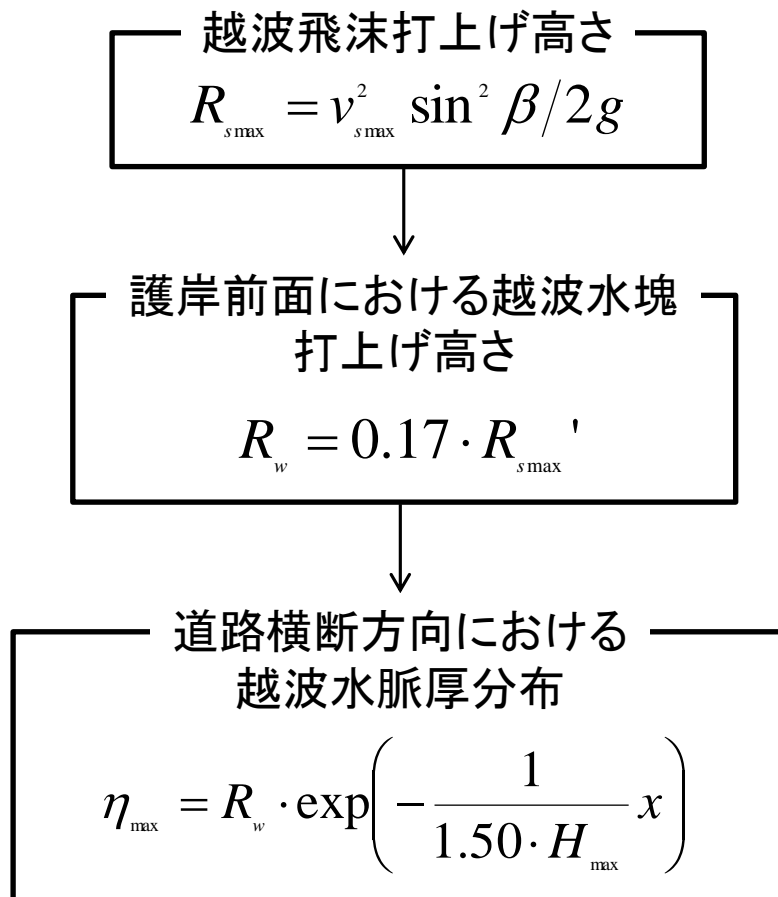


図-4.3.4.4 道路横断方向に対する越波水脈厚の算定フロー

(4) 道路横断方向に対する最大越波流速の算定法

越波飛沫の打出し速度を用いて図-4.3.4.5に示す護岸前面における越波水塊の打上げ高さ  $R_w$  および流速計測高さ  $h_v$  の比から、越波水塊の水平方向への打出し速度低減係数を算定し、越波水塊の初期打出し速度を算定する。その後、図-4.3.4.6に示す最大越波流速の算定フローに従い、道路横断方向における越波水塊の最大越波流速分布  $v_{\max}$  を算定する。

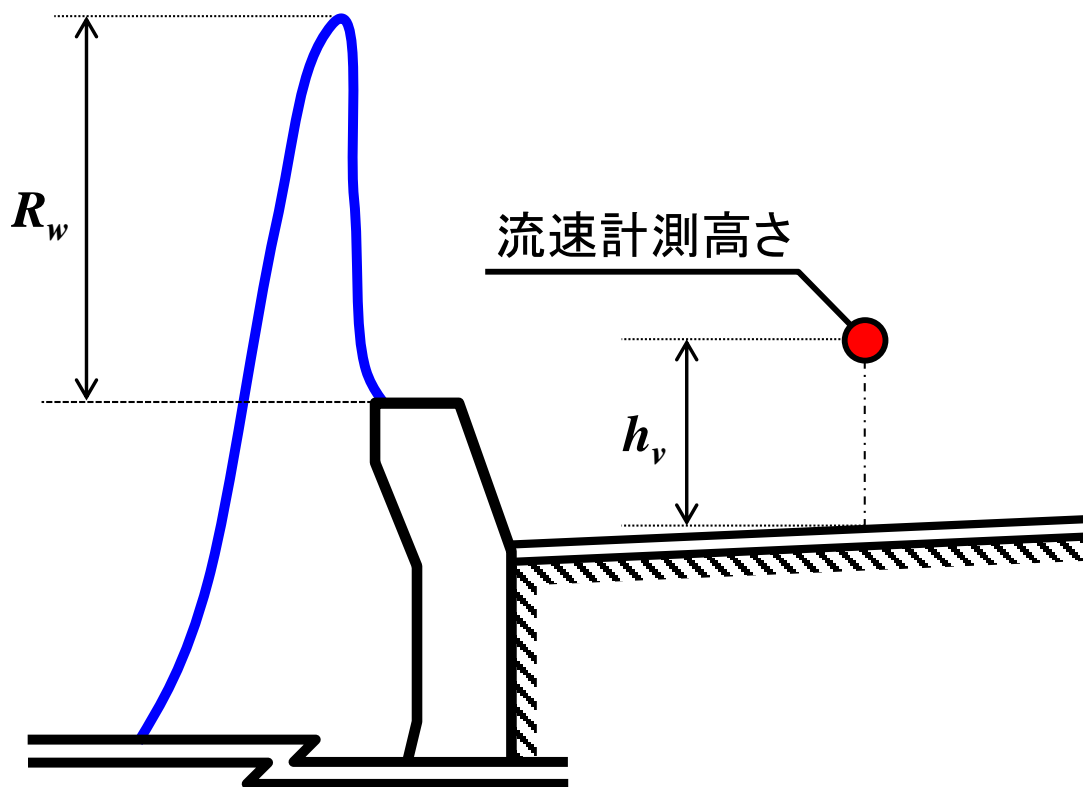


図-4.3.4.5 水平方向越波流速の低減係数算出時における概念図

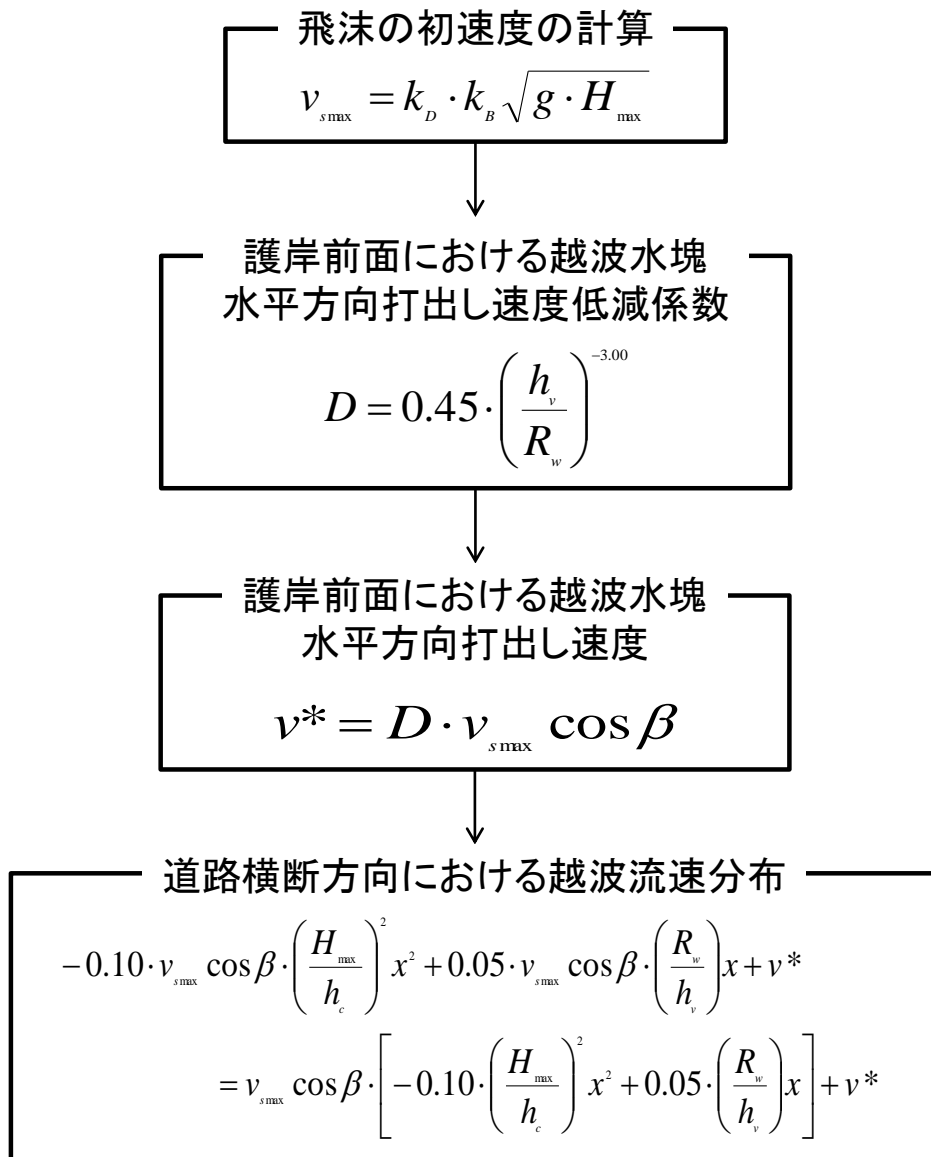


図-4.3.4.6 道路横断方向に対する越波流速の算定フロー

#### 4.4 対策工に関する検討

##### 4.4.1 実験方法

貝取潤海岸では、当該事故後に護岸前面に消波ブロックを施工する対策（図-4.4.1.1）が講じられた。しかし、対策後の護岸断面に対する、高波浪時の越波が車両通行に及ぼす影響については定量的に評価されていない。そこで、上述の水理模型実験で用いた堤体模型の護岸前面に現地と同様の消波ブロック（現地換算質量  $M=2.00\text{ t}$  型）を設置し、当該事故発生時のⅢ断面における最大越波流速  $v_{\max}$  および越波流量  $Q$  を計測し、越波低減効果を検討した。ここで、最大越波流速  $v_{\max}$  は、上述した計測方法と同様に、越波水流が安定する路面から  $0.75\text{ m}$  の高さにプロペラ式流速計を設置して計測した。また越波流量  $Q$  は、道路部縦断方向中央に幅  $0.10\text{ m}$  の樋を設置して、山側車線へ流入する越波量を計測し、単位時間および単位幅あたりの越波流量を求めた。

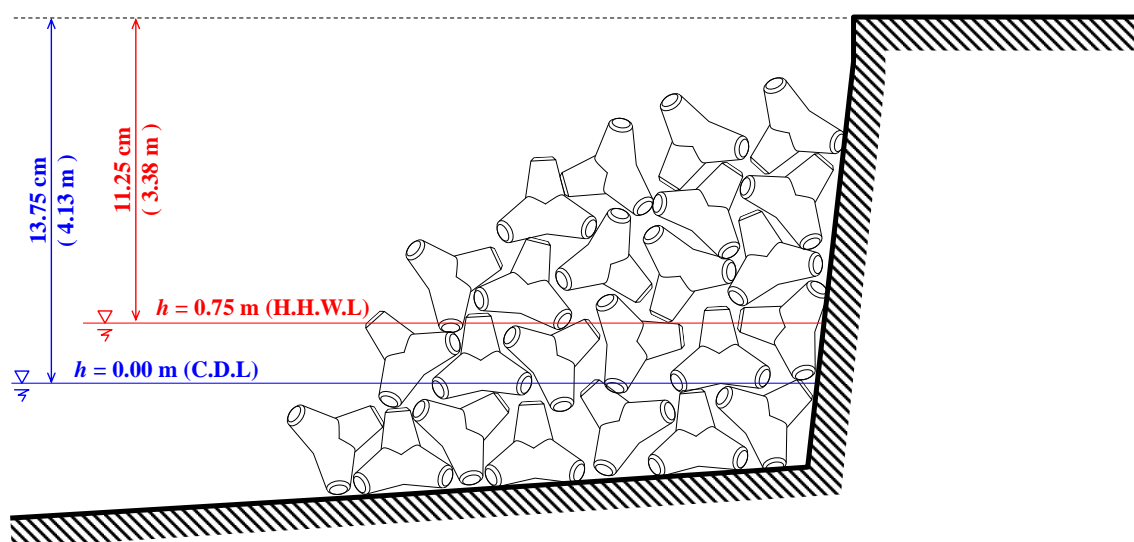


図-4.4.1.1 消波改良後の護岸断面



#### 4.4.2 対策工の効果

図-4.4.2.1には、当該事故時の護岸断面および現況断面に対して、換算沖波波高  $H_0'$  と断面Ⅲにおける最大越波流速  $v_{\max}$  の関係を示している。事故発生時の波浪 ( $H_0' = 4.50$  m) に対しては、消波ブロック設置前は  $v_{\max} = 8.60$  m/s であるのに対し、設置後は  $v_{\max} = 1.25$  m/s と大幅に低減している。前述のとおり、バス車両と救急車の滑動限界流速  $v_{li}$  は、それぞれ 2.08 m/s (バス車両) および 1.28 m/s (救急車) であるから、消波ブロック設置後は、車両の滑動は生じないことがわかる。ただし、車両が走行状態にある場合は、タイヤと路面の摩擦係数が小さくなるため、車両が滑動する危険性は大きくなると考えられる。

図-4.4.2.2 に当該事故時の護岸断面および現況断面における換算沖波波高  $H_0'$  と越波流量  $Q$  の関係を示す。被災時断面における  $Q$  は、 $H_0' = 1.50$  m 以上になると、一般的な海岸道路を走行する車両への許容越波流量である  $1.0 \times 10^4$  m<sup>3</sup>/m/s を大きく上回っていることがわかる。一方、現況断面では、 $H_0' = 3.00$  m まで許容越波流量を下回っているが、波高がそれ以上になると一般的な許容値を超える越波が発生するため注意が必要である。

以上より、車両が停止状態にある場合は、滑動限界流速の観点から  $H_0' = 4.50$  m まで、車両の走行状態を考慮した場合は、越波流量の観点から  $H_0' = 3.00$  m までが貝取瀬海岸の現在の対策工による通行基準になると考えられる。

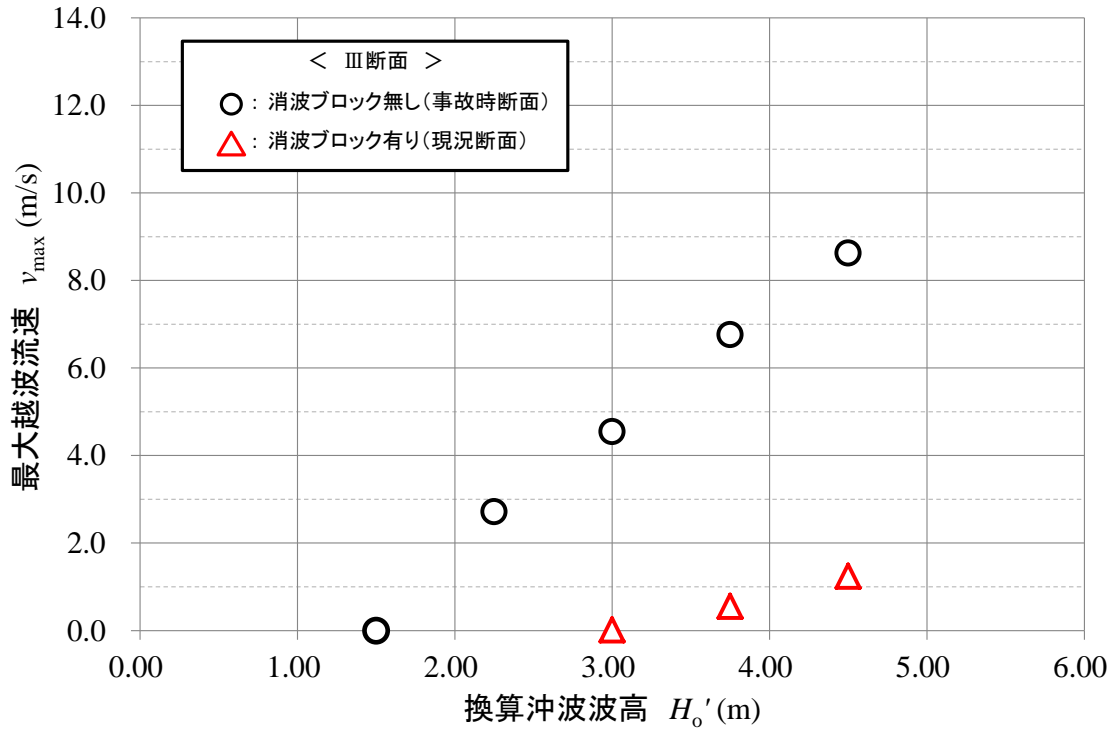


図-4.4.2.1 消波改良による最大越波流速の減衰効果

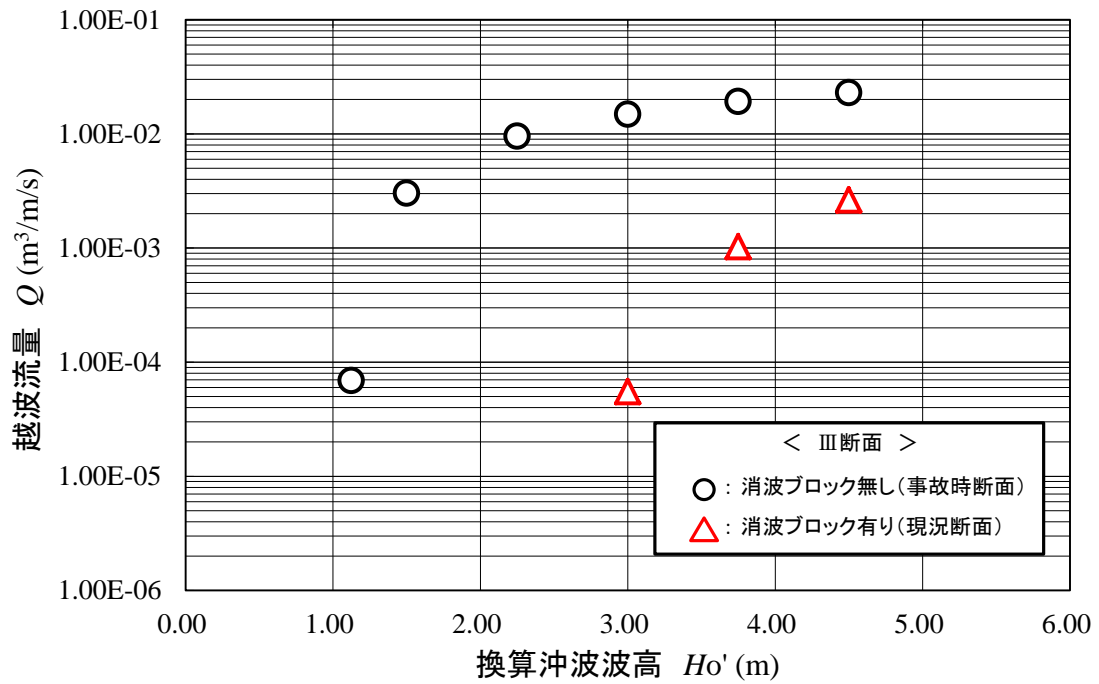


図-4.4.2.2 換算沖波波高と越波流量の関係

#### 4.5 直立護岸背後地の車両に対する越波流速を用いた安全評価方法

図-4.5.1 に直立護岸背後地の海岸道路における新たな評価指標となる滑動限界流速  $v_{lt}$  の算定フローを示す。まず、直立護岸においては、不規則波群中の最大波作用時に車両の存在する位置に対する最大越波流速  $v_{max}$  を算定する。つぎに、対象とする車両質量が既知であれば、水平波力  $P_H$  の算定式より逆算した車両滑動限界流速  $v_{lt}$  が明らかとなるため、この  $v_{lt}$  と  $v_{max}$  を比較することで海岸道路における車両の安全性の評価を行うことができる。

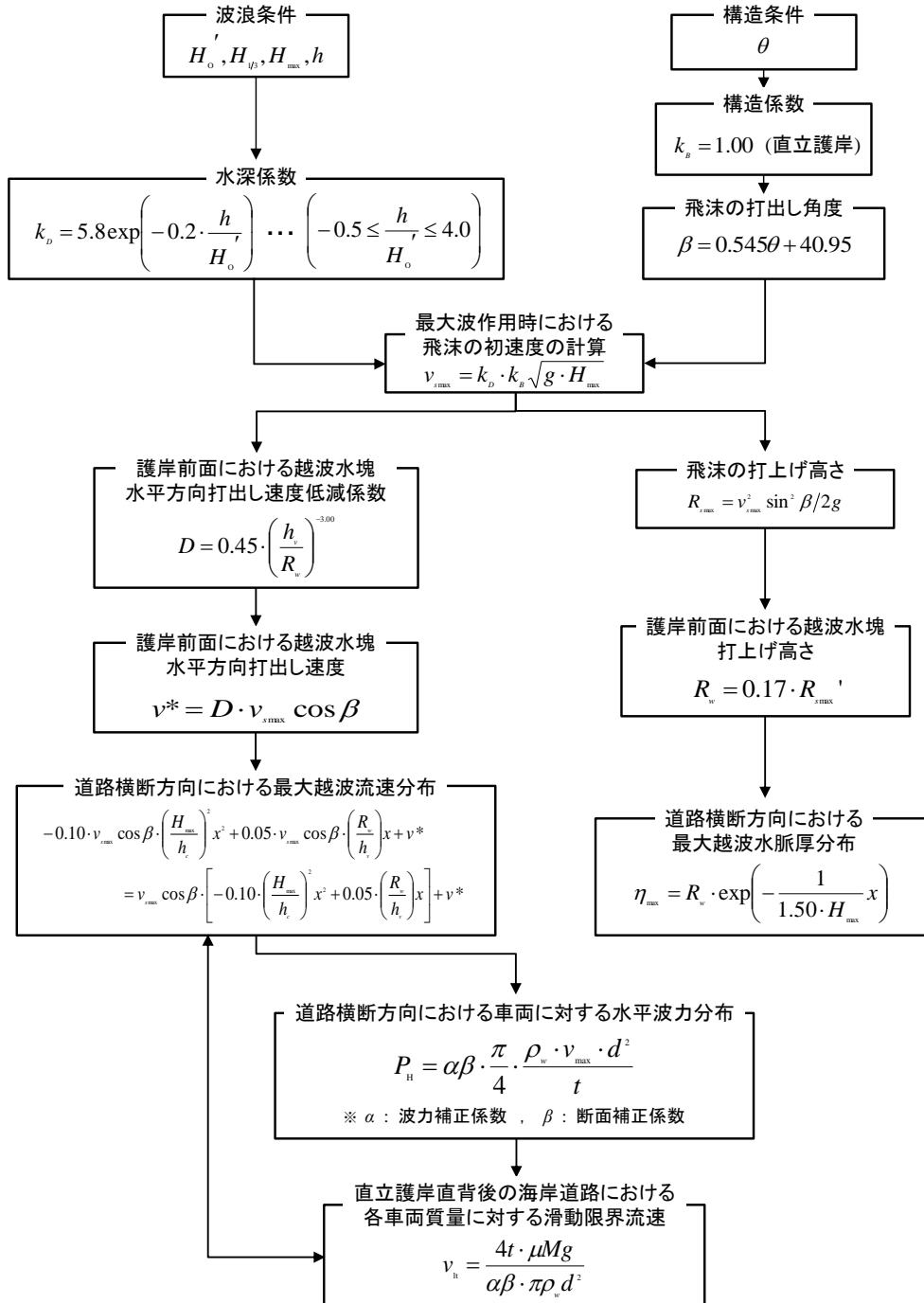


図-4.5.1 車両滑動限界流速の算定フロー

#### 4.6 第4章の結論

本章により以下のことが明らかになった。

##### (1) 直立護岸背後地における越波水の運動モデル

直立護岸背後地の道路横断方向をⅠ～Ⅴ断面に分割した水理模型実験により，最大波作用時の越波水脈厚および越波流速の空間分布を計測し，各分布形状の推定を行った。また，既往研究である，清水らの越波飛沫の初期打出し角度，打出し初速度および打上げ高さの式を準用し，越波水塊部の道路横断方向距離に対する最大越波水脈厚および最大越波流速における空間分布の算定法を提案し，実験値と計算値の妥当性を示した。

##### (2) 車両に作用する水平波力の算定法

道路横断方向Ⅰ～Ⅴ断面で計測した車両に作用する水平波力の空間分布と最大越波流速の空間分布が類似していることから，最大越波流速を評価指標とし，合田らの衝撃砕波圧理論を準用した水平波力の算定法を提案した。合田らの提案している水平波力式に，波力補正係数および断面補正係数を乗じることにより，各断面に位置する車両へ作用する水平波力を精度良く算定可能であることを確認した。

##### (3) 現地における消波改良護岸断面に対する評価

車両滑動事故発生後に消波改良された現地護岸断面に対する水理模型実験により，事故発生断面であるⅢ断面における最大越波流速および越波流量の低減効果を示した。最大越波流速に関しては，本研究で提案した車両に作用する水平波力の算定式に各車両質量を代入することにより，それぞれの車両に対する車両滑動限界流速を算出し，その安定性を確認した。越波流量は，一つの評価指標として，福田らの走行車両に対する許容越波流量を参考にした場合，消波改良により，通行規制の限界波高を大きく向上できることを確認した。

##### (4) 現地における新たな通行規制基準の提案

車両の存在する断面に対して算定した最大越波流速と，車両に作用する水平波力の算定式から逆算した車両滑動限界流速を比較することにより，現地における各車両の安全性の有無を判定できることを示した。

#### 4.7 参考文献

- 1) 合田良実：衝撃砕波圧を受ける混成防波堤の挙動に関する考察，港湾技術研究所報告，第12巻，第3号，pp.3-29，1973.
- 2) 清水敏明：海岸道路における高波による通行障害とその対策に関する研究，博士後期課程論文，2011.
- 3) 越智聖志，木村克俊，山本泰司，上久保勝美，名越隆雄：護岸上の車両の高波による滑動特性とその対策に関する検討，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol.71，No.2，pp.1003-1008，2015.

## 第 5 章

# 緩傾斜護岸上の車両に 働く波力の算定法

## 5.1 緩傾斜護岸上の高波浪における越波特性の検討

### 5.1.1 実験方法

本章においては、3.2章で例示した一般道道1038号直別共栄線における高波浪条件下での緩傾斜護岸上への越波の危険性を水理模型実験により検証する。

2次元造波水路(長さ24.0m, 高さ1.0m, 幅0.6m)内に現地の海底地形および護岸模型を縮尺1/40で再現した。実験に使用した護岸模型は、前出の図-3.2.1.2の緩傾斜護岸の断面形状をもとに作成した(図-5.1.1.1)。潮位は、現地のH.H.W.Lである $h = +1.30\text{ m}$ を採用した。また、波浪条件は、事故時の波浪状況を不規則波150波を1波群とし、表-5.1.1.1に示す1周期7波高の計7波を設定した。

実験は、各波浪条件における越波状況を把握するため、海側車線での不規則波群中の最大波作用時における最大越波水脈厚 $\eta_{\max}$ を容量式波高計を用いてサンプリング間隔0.01sで計測した。また、越波流量 $Q$ を道路部縦断方向中央に幅0.10mの樋を設置して、海側車線へ流入する越波量を計測し、単位時間および単位幅あたりの越波流量を求めた。

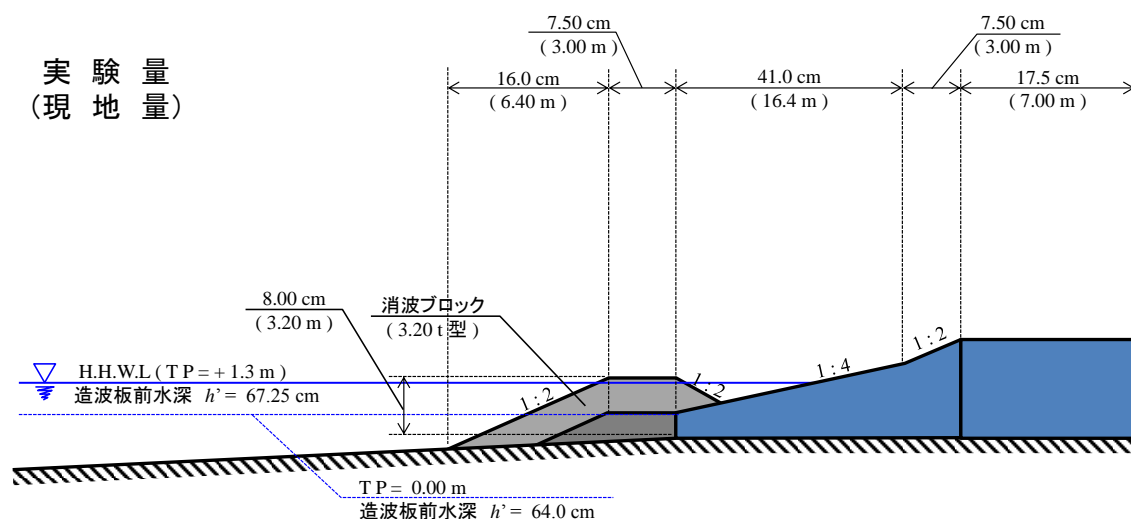


図-5.1.1.1 実験護岸断面

表-5.1.1.1 実験波浪および潮位条件

	潮位 $h$	周期 $T_0$	換算沖波波高 $H_0'$
現地量	1.30 m	11.0, 13.0, 15.0 s	1.00, 2.00, 3.00, 4.00 5.00, 6.00, 7.00 m
実験量	3.25 cm	1.74, 2.06, 2.37 s	2.50, 5.00, 7.50, 10.0 12.5, 15.0, 17.5 cm

### 5.1.2 越波状況

図-5.1.2.1 に緩傾斜護岸における代表的な越波形態を示す。緩傾斜護岸における越波は、波の勢いが大きく減衰することなく大きな水流のまま道路部まで来襲するため、直立護岸における越波のように衝撃的に車両に衝突するというよりは、車両を押し流すような越波形態を有している。そのため、緩傾斜護岸の波力算定においては、直立護岸の際に適用した衝撃砕波力理論を基にした波力算定法ではなく、越波水脈厚を評価指標とした算定を試みる。また、道路横断方向の越波の分布に関しては、緩傾斜護岸において最も越波により車両が危険となる断面が海側車線の I - I 断面であるため、最大越波水脈厚  $\eta_{\max}$  および越波流量  $Q$  の評価は全て I - I 断面で行った。

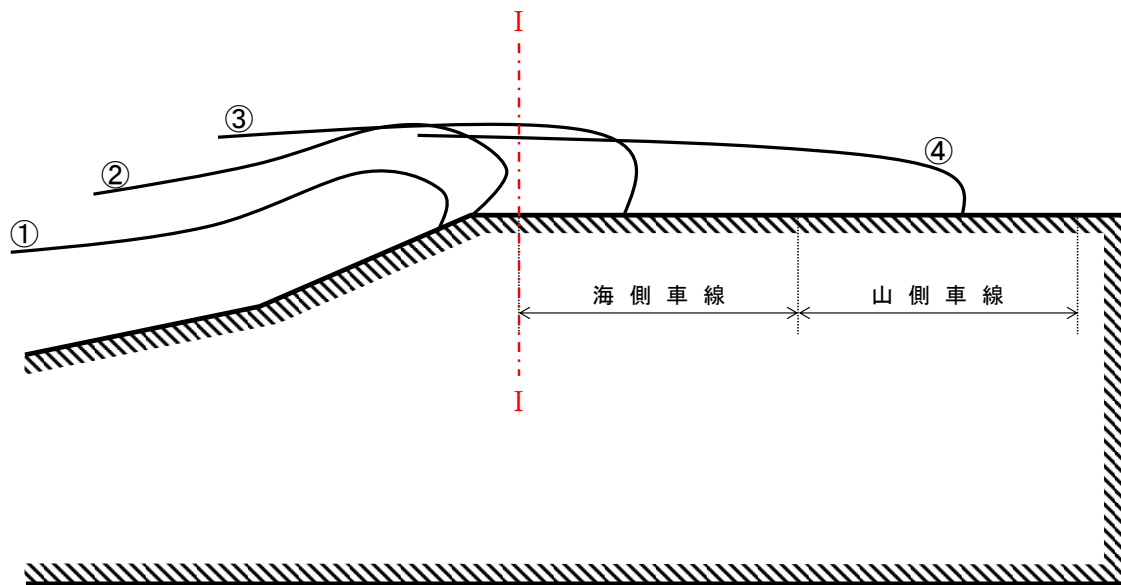


図-5.1.2.1 護岸背後地への越波作用状況



### 5.1.3 最大越波水脈厚

図-5.1.3.1 に各周期における換算沖波波高  $H_o'$  と最大越波水脈厚  $\eta_{\max}$  の関係を示す。道路部への越波は、潮位を現地における H.H.W.L ( $h = 2.30$  m) に設定しているため、全周期において  $H_o' = 2.00$  m から越波が計測されている。 $\eta_{\max}$  は、 $H_o'$  の増加に伴い増大傾向にあることがわかる。また、同図中に示す各破線は、各周期での最大越波水脈厚  $\eta_{\max}$  の実験値に対する回帰曲線を示す。各回帰曲線は、対数近似曲線であり、実験値に対して非常に高い相関を示していることがわかる。さらに、回帰曲線より、道路上への越波が生じない  $\eta_{\max} = 0.00$  m となる各周期の換算沖波波高は、 $H_o' = 1.50 \sim 1.70$  m 程度であることが読みとれる。

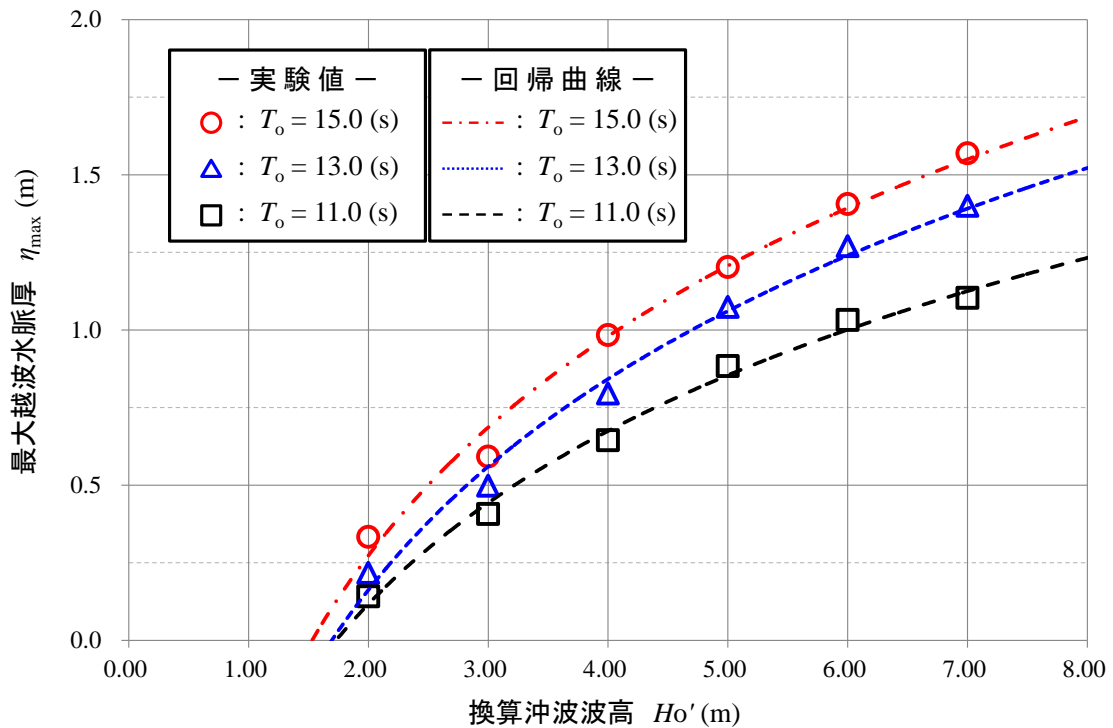


図-5.1.3.1 換算沖波波高と最大越波水脈厚の関係

#### 5.1.4 越波流量

図-5.1.4.1に各周期における換算沖波波高  $H_o'$  と越波流量  $Q$  の関係を示す。越波流量  $Q$  も最大越波水脈厚  $\eta_{\max}$  の結果と同様に、 $H_o'$  の増大とともに増加していることがわかる。また、一般的な越波流量の評価指標として用いられている福田らの海岸道路を走行する車両への許容越波流量である  $1.0 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{m/s}$  を全周期および波高において大きく上回っていることがわかる。以上より、現地における潮位条件 H.H.W.L ( $h = 2.30 \text{ m}$ ) の際には、道路の供用をしてはならないことがわかる。

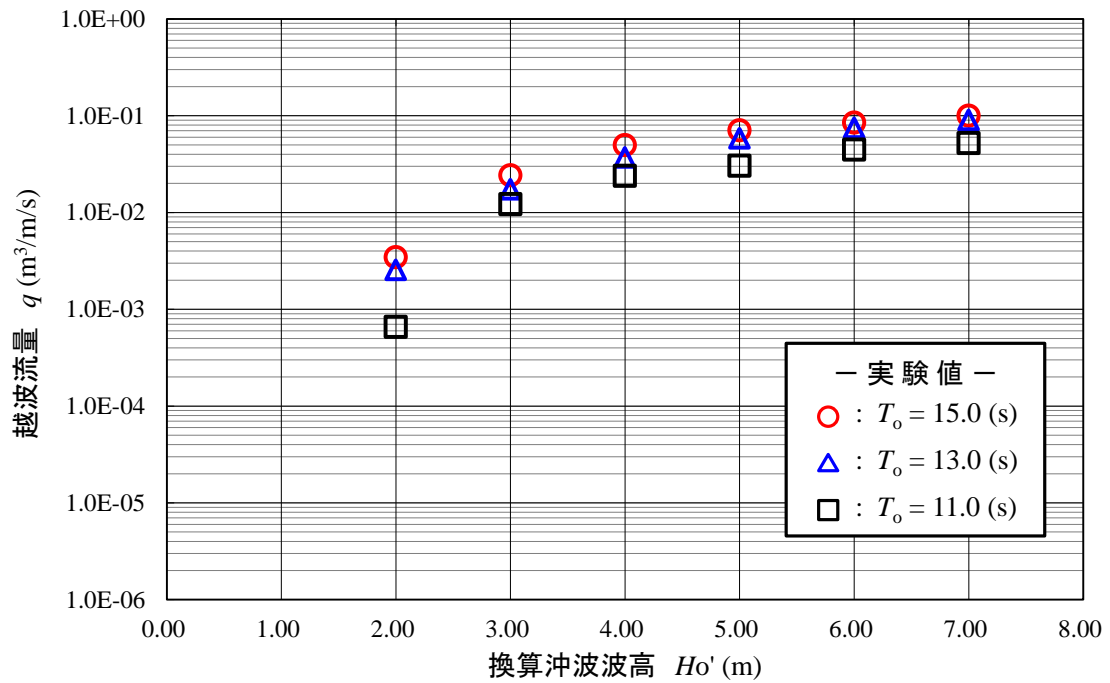


図-5.1.4.1 換算沖波波高と越波流量の関係

## 5.2 車両に働く波力および滑動特性の検討

### 5.2.1 実験方法

上述と同様な実験条件のもと、最も越波外力の大きな周期  $T_0 = 15.0$  s の越波にのみ着目し、波力および車両滑動実験を行った。実験は、海側車線に車両模型（高さ 39.0mm、幅 50.0mm、長さ 190.0mm）を設置し、不規則波群中の最大波作用時の車両滑動限界質量および水平波力計測を行った。車両滑動限界質量  $M_L$  は、道路の海側車線に模型縮尺 1/40 のバス車両模型（高さ 40.0 mm、幅 60.0 mm、長さ 190.0 mm）を配置し、車両内に重りを加えていき、各波浪条件における静止車両の滑動を生じる限界重量を計測した。なお、車両模型のゴムタイヤと路面の摩擦係数は、車両の引張り試験より  $\mu = 0.40$  であった。この値は、現地路面の湿潤状態におけるタイヤと路面の摩擦係数とほぼ同程度である。

車両側面における水平波力計測は、車両模型上部に設置した定格 10N の 1 分力計を用いて計測を行った。道路路面と車両模型のクリアランス  $S$  は一般的な車両の  $S = 24.0$  cm（現地量）を採用した（図-5.2.1.1）。

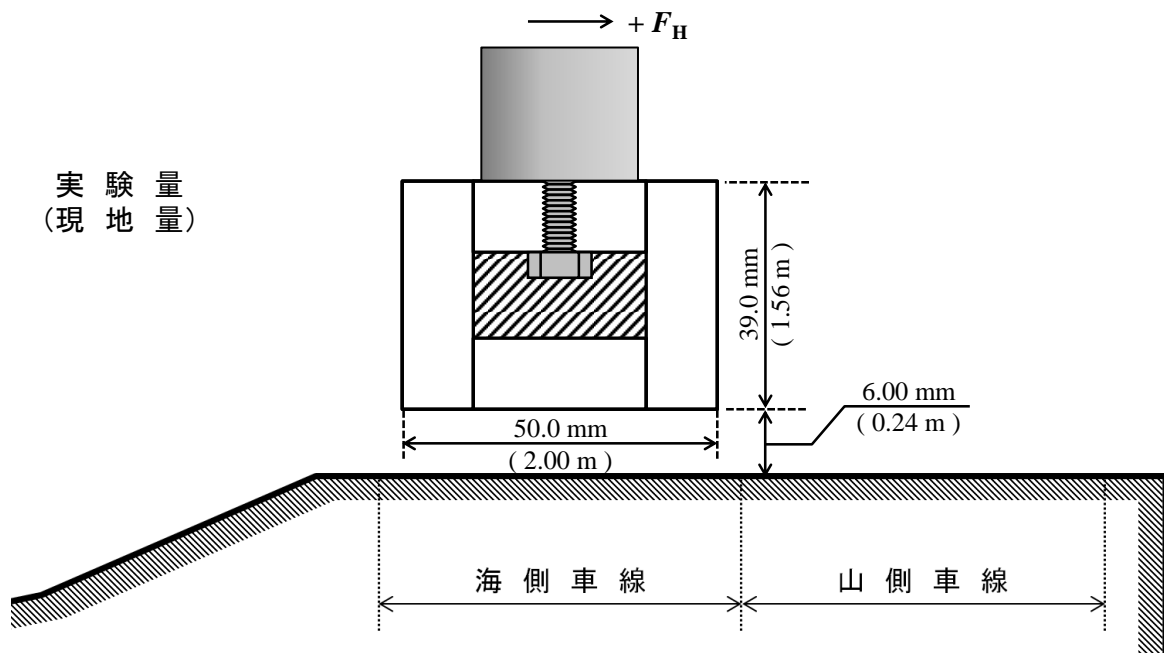


図-5.2.1.1 波力計測実験の概略図

## 5.2.2 車両滑動限界質量

図-5.2.2.1 および図-5.2.2.2 に換算沖波波高  $H_o'$  と車両滑動限界質量  $M_L$  および最大越波水脈厚  $\eta_{\max}$  と車両滑動限界質量  $M_L$  の関係を示す。ここで、 $H_o' = 2.00$  m に関しては、道路部への越波は生じるものの、車両と路面間のクリアランス  $s$  の間を抜けるような水脈厚であり車両滑動が生じないため、プロットされていない。車両滑動限界質量  $M_L$  は、 $H_o'$  および  $\eta_{\max}$  の増大に伴い大きくなっていることがわかる。また、各図中の点線は、実験値における近似直線を示している。ここで、図-5.2.2.1 では、 $H_o' = 0.00$  m を原点とした近似直線に高い相関を示し、図-5.2.2.2 では、車両クリアランスの  $s = 0.24$  m を少し超えた  $\eta_{\max}$  を原点とした近似直線に高い相関を示している。

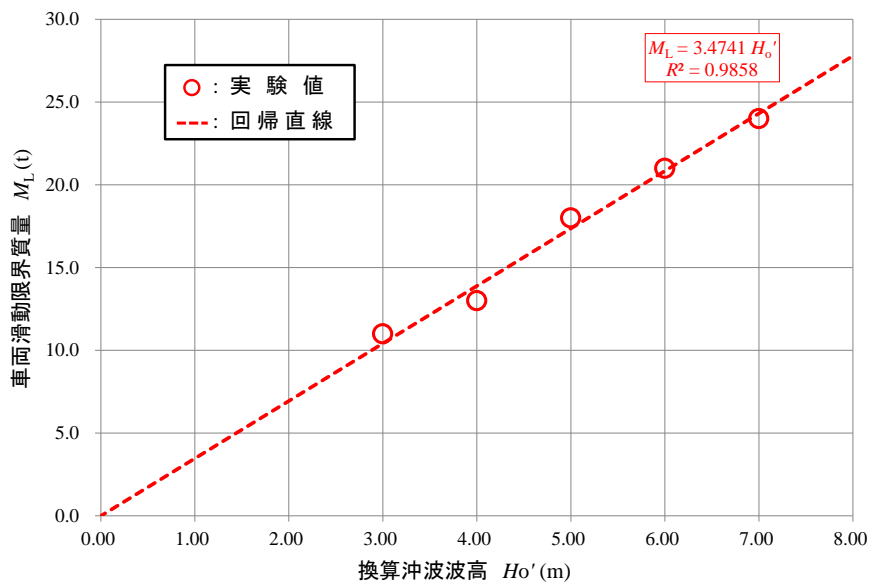


図-5.2.2.1 換算沖波波高と車両滑動限界質量の関係

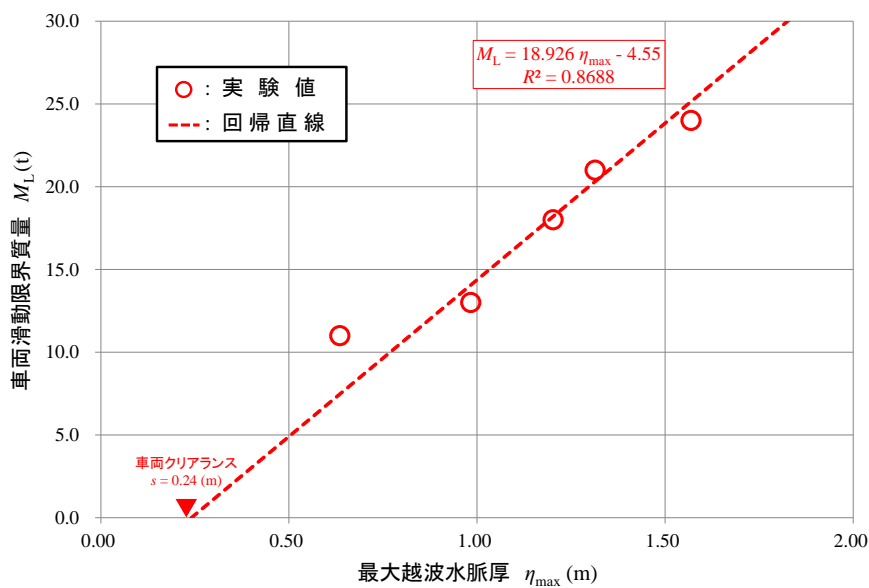


図-5.2.2.2 最大越波水脈厚と車両滑動限界質量の関係

### 5.2.3 車両に作用する水平波力

図-5.2.3.1および図-5.2.3.2に換算沖波波高 $H_o'$ と水平波力 $P_H$ および最大越波水脈厚 $\eta_{max}$ と水平波力 $P_H$ の関係を示す。ここで、上述の車両滑動限界質量 $M_L$ の時と同様に $H_o' = 2.00$  mに関しては、道路部への越波は生じるものの、車両と路面間のクリアランス $s$ の間を抜けるような水脈厚であり水平波力が生じないため、プロットされていない。 $P_H$ は、 $H_o'$ および $\eta_{max}$ の増大に伴い増加していることがわかる。また、 $M_L$ の傾向と同様に、図-5.2.3.2では、 $H_o' = 0.00$  mを原点とした近似直線に高い相関を示し、図-5.2.3.3では、車両クリアランスの $s = 0.24$  mを少し超えた $\eta_{max}$ を原点とした近似直線に高い相関を示している。

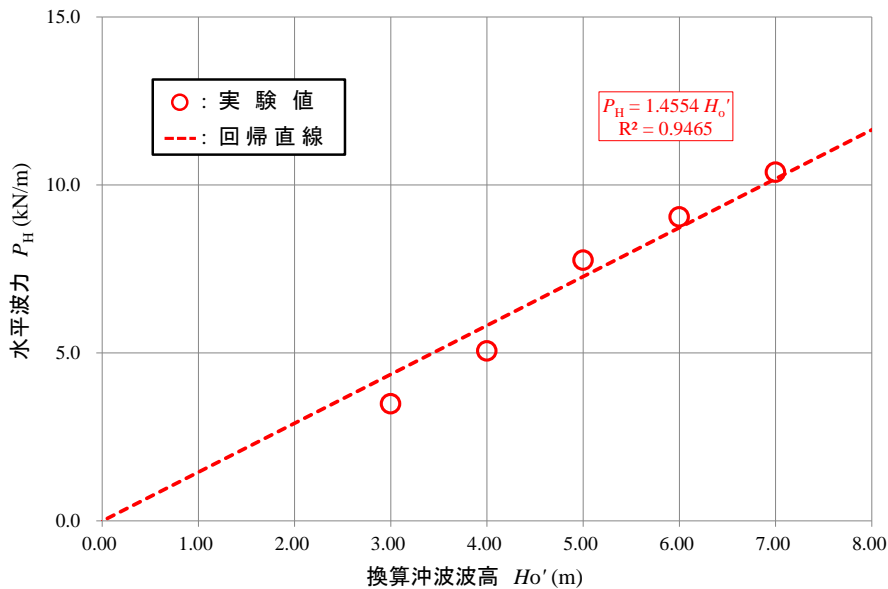


図-5.2.3.1 換算沖波波高と水平波力の関係

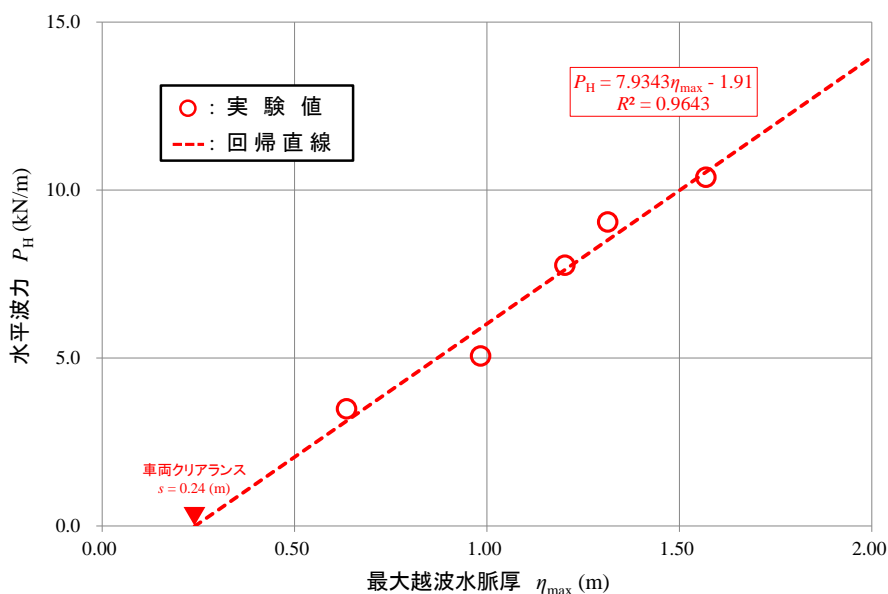


図-5.2.3.2 最大越波水脈厚と水平波力の関係

#### 5.2.4 車両に働く越波による水平波力の評価

図-5.2.4.1 に最大越波水脈が車両模型に作用した際の模式図を示す。緩傾斜護岸背後地における車両の滑動は、越波水流に押し流されるような状況である。そのため、本研究においては、模型車体の側面部に直接作用する水脈厚である  $\eta_{\max} - s$  を水平波力算定の評価指標とした。

図-5.2.4.2 に越波水脈厚が作用した車両模型に対して推定される波圧分布を示す。波圧分布は、車両模型に作用した  $\eta_{\max}$  が車両側面に衝突した際、その 1.25 倍程度水塊が上部に跳ね上がるため、作用高さ  $(1.25\eta_{\max} - s)$  とした静水圧分布を仮定する。これより、車両に作用する水平波力  $P_H$  は、波圧分布の積分値となるため、以下に示す(1)式により算定される

$$P_H = 0.50 \cdot \rho g (1.25\eta_{\max} - s)^2 \quad (1)$$

図-5.2.4.3 は、(1)式を用いて、各最大越波水脈厚  $\eta_{\max}$  に対する実験値および計算値の水平波力  $P_H$  を示している。計算値は、実験値を概ね良好な精度で再現していることがわかる。さらに、図-5.2.4.4 に(1)式で算出した  $P_H$  を用いて、以下に示す(2)式より車両滑動限界質量  $M_L$  を算定した

$$M_L = \frac{P_H}{\mu \cdot g} = \frac{0.50 \cdot \rho B (1.25\eta_{\max} - s)^2}{\mu} \quad (2)$$

ここで、 $B$  は車両長さであり、計測に用いた車両模型の現地換算長さ 7.60 m を用いた。また、 $\mu$  はタイヤと路面の摩擦係数であり、あらかじめ行った静的な車両の引張り試験より、 $\mu = 0.40$  を採用した。計算値は、最大越波水脈厚  $\eta_{\max}$  の小さな範囲に関して多少の差異がみられるものの、実験値を概ね良好な精度で再現していることがわかる。

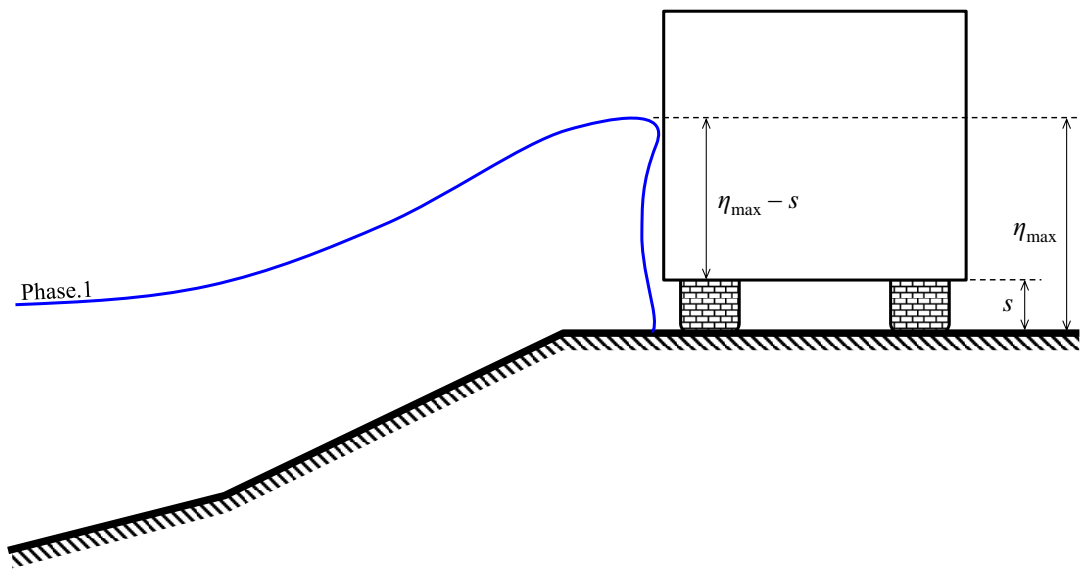


図-5.2.4.1 車両模型に対する最大越波水脈厚の作用状況

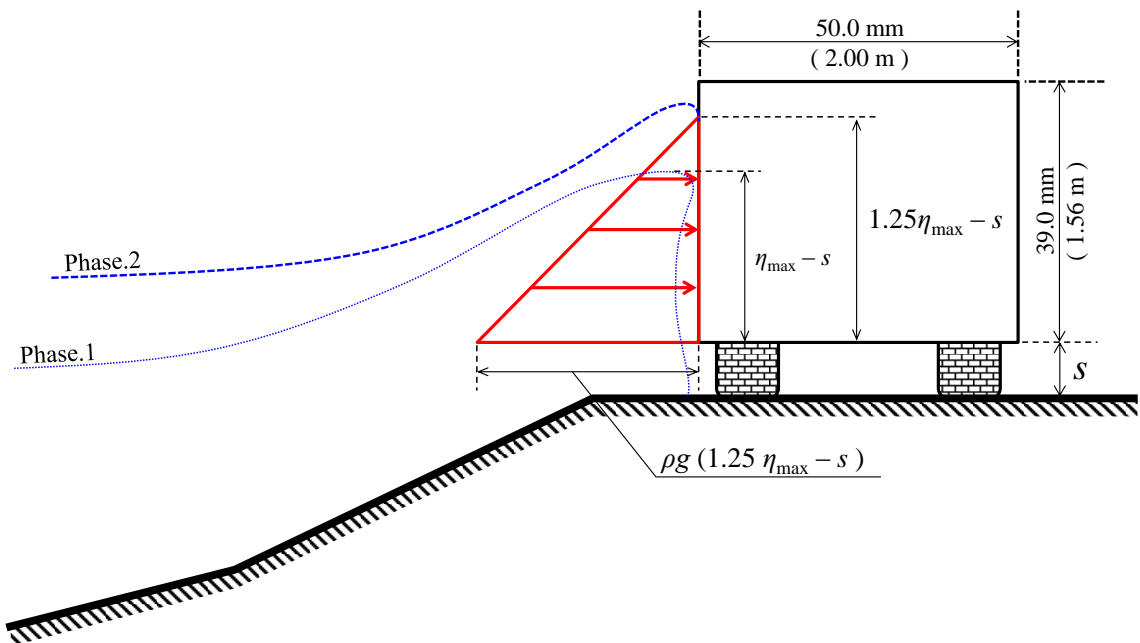


図-5.2.4.2 車両模型に対する水平波力の推定

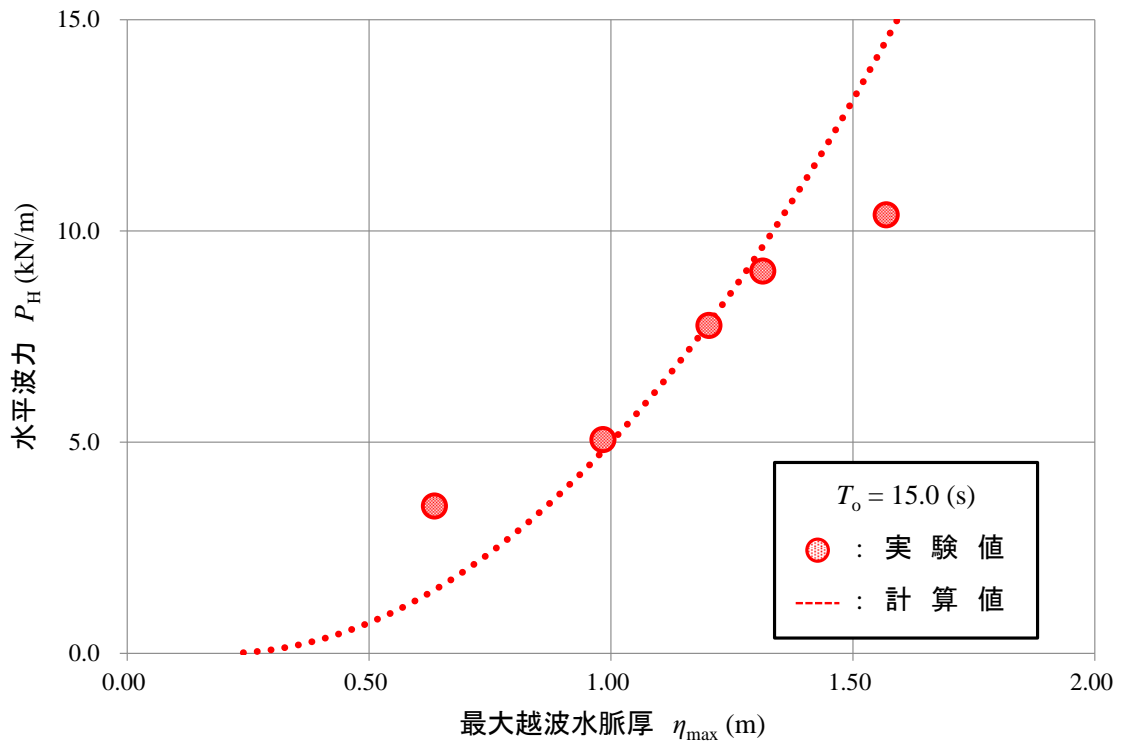


図-5.2.4.3 最大越波水脈厚に対する水平波力の実験値および計算値の比較

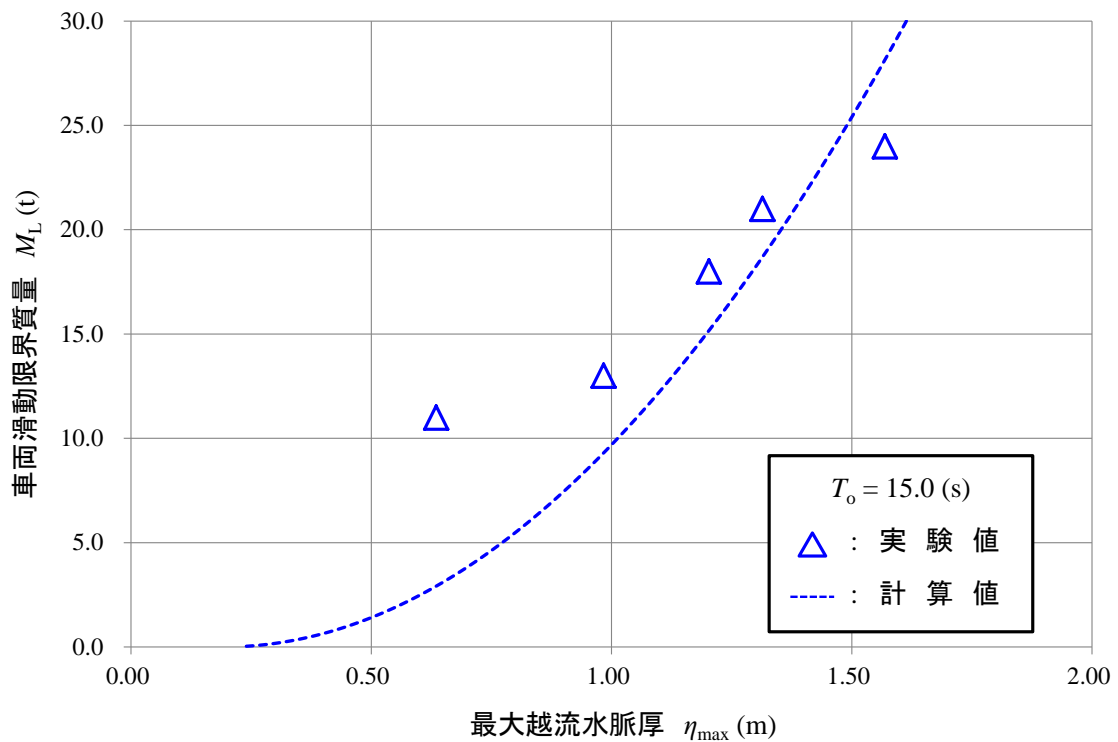


図-5.2.4.4 最大越波水脈厚に対する車両滑動限界質量の実験値および計算値の比較



### 5.3 第5章の結論

本章により以下のことが明らかになった。

#### (1) 高波浪条件下における緩傾斜護岸背後地への越波状況

高波浪の海象条件による水理模型実験により，緩傾斜護岸背後地の海岸道路に対する越波状況を明らかにした。また，現地の潮位条件 H.H.W.L に対する最大越波水脈厚の実験結果を対数近似により推定し，道路上への越波発生波高を明らかにした。

#### (2) 車両に作用する水平波力の算定法

車両模型に設置した分力計による水平波力値を，車両に作用する最大越波水脈厚から車両クリアランスを除いた車体部への越波作用高さを評価指標とすることで，その波圧分布を推定し，水平波力の算定式を提案した。また，実験値と提案した算定法による計算値の妥当性を確認した。

#### (3) 車両滑動限界質量の推定法

車両に対する水平波力の算定式を用いて，車両の滑動限界質量を算定した結果，計算値は，実験値を概ね良好な精度で再現していることを確認した。以上より，本研究で提案した緩傾斜護岸背後地の車両に対する水平波力算定式の妥当性を明らかにした。

#### (4) 現地における新たな通行基準の提案

緩傾斜護岸背後の海岸道路における車両に作用する水平波力および車両滑動限界重量を最大越波水脈厚を評価指標として算定可能であることを水理模型実験により確認した。以上より，緩傾斜護岸においては，CADMAS-SURF/2D により高精度に道路部への越波水脈厚を算定できることから，数値解析によって各波浪条件における道路上への越波水脈厚を明らかにしておくことで，各緩傾斜護岸の背後地における車両の安全性を評価できることを示した。

#### 5.4 参考文献

- 1) 横山雄司, 越智聖志, 木村克俊: 緩傾斜護岸における越波が背後の道路に及ぼす影響について, 土木学会北海道支部論文, 第 70 回, 2014.

# 第 6 章

## 走行車両への越波被害 とその分析

## 6.1 斜路部への波の集中特性

### 6.1.1 実験方法

本章においては、3.3 章で例示した一般国道 232 号留萌郡小平町鬼鹿海岸道路で生じた、直立護岸に併設された船揚場斜路からの越波により、走行中の大型バスが路外へ脱輪した事故事例について、まず、水理模型実験および数値解析である CADMAS-SURF/3D を用いて現地の船揚場斜路における波の集中特性を明らかにする。

水理模型実験では、図-6.1.1.1 に示す平面水槽内に仕切りを設けた水路内に、模型縮尺 1/50 で海底地形(1/30 勾配)および堤体模型を設置した。堤体模型は、図-6.1.1.2 に示すように斜路幅  $B_1$  を一定として、水路幅  $B_0$  を 4 種類 ( $B_1/B_0 = 1.00, 0.67, 0.50, 0.25$ ) に変化させた。ここで、斜路幅  $B_1$  と水路幅  $B_0$  が等しい場合を「全斜路」、水路幅より斜路幅が狭い場合を「部分斜路」と呼ぶ。鏡像原理を用いると部分斜路のケースは海岸線沿いに斜路が一定間隔で配置された状況を再現したことになる。また、一般的に斜路は数百 m 間隔で設置されるものであり、現地の再現には  $B_1/B_0$  を極力小さくする必要がある。潮位  $h$  は、当該事故時の A 海岸をもとに  $h = 1.00$  m と設定した。なお、実験においては H.W.L に相当する護岸底面を水深の基準面としたが、これは現地における基本水準面(C.D.L)から 0.30 m 高い位置になる。

波浪条件は、有義波周期を事故発生時の  $T_{1/3} = 10.0$  s とし、換算沖波波高を当海域の高波浪時に発生頻度の高い  $Ho' = 3.00$  m とした。また、斜路部背後の道路部で計測した越流水脈厚  $\eta$  は、反射波の影響を考慮して規則波群中の最初の 5 波分の平均値を採用した。さらに、波の集中度を評価する指標として、 $B_1/B_0 = 0.67, 0.50$  および  $0.25$  に変化させた際の越流水脈厚  $\eta$  を求め、全斜路条件( $B_1/B_0 = 1.00$ )の  $\eta$  に対する増幅率  $R (= \eta_{\text{部分斜路}}/\eta_{\text{全斜路}})$  を算出した。

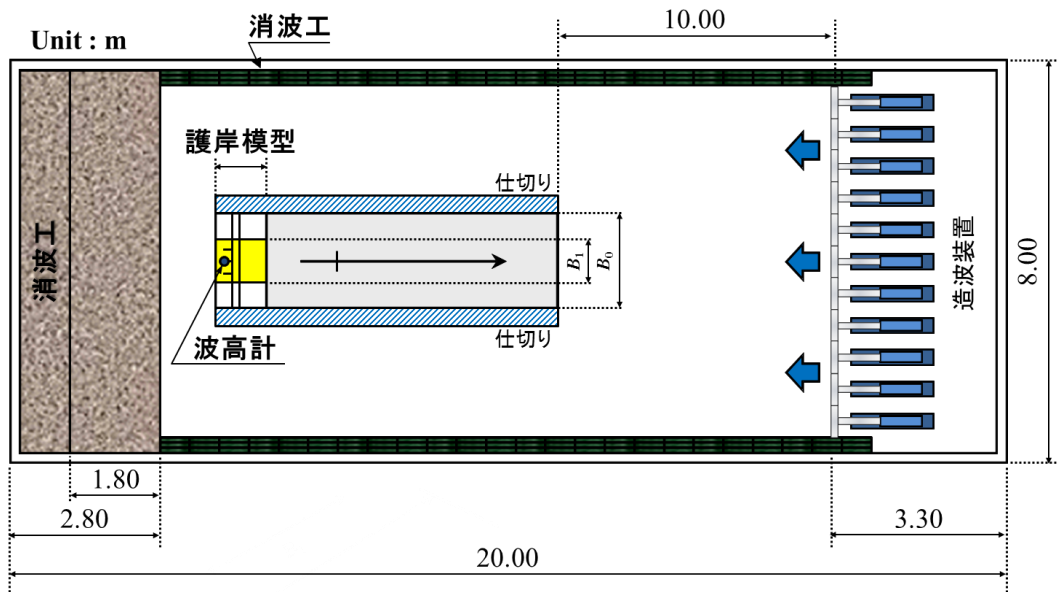


図-6.1.1.1 平面水槽内に設置した水路模型および堤体模型

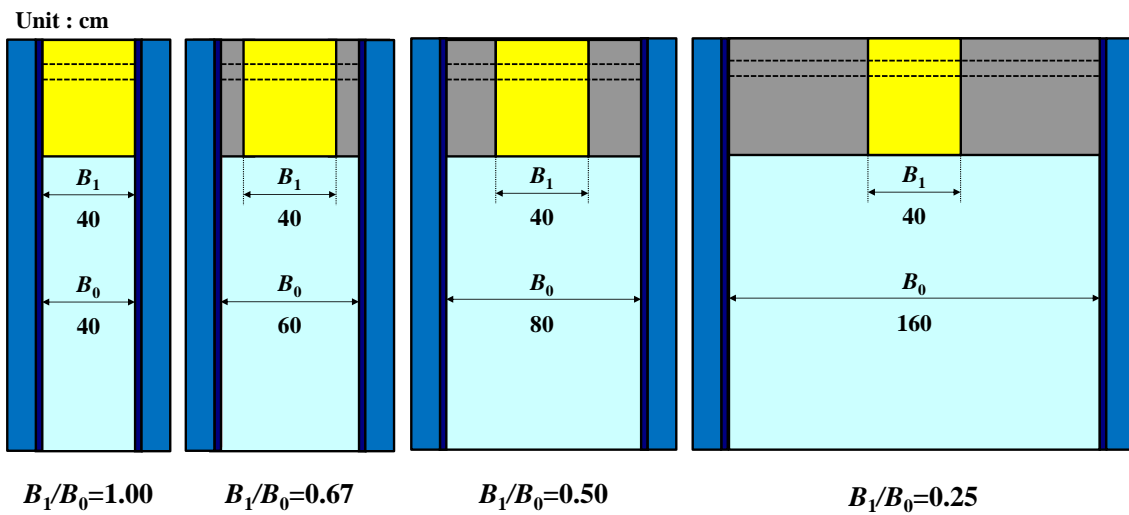


図-6.1.1.2 堤体模型の設置条件

## 6.1.2 数値解析手法

### (1) 基礎方程式

道路における最大越波水位上昇量が、斜路部のみに対して、斜路部+直立部でどの程度増幅するかを数値計算により検討した。計算には三次元水路計算ソフト(CADMAS-SURF/3D)を用いた。CADMAS-SURF/3Dの基礎方程式には三次元非圧縮性粘性流体を対象として連続式および Navier-Stokes 方程式をポーラスモデル、榊山ら<sup>3)</sup>に基づいて拡張した式を採用している。以下に示す。

連続式

$$\frac{\partial \gamma_z u}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_y v}{\partial y} + \frac{\partial \gamma_x w}{\partial z} = \gamma_v S_p \quad (1)$$

Navier-Stokes 方程式

$$\begin{aligned} \lambda_x \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x u u}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_y v u}{\partial y} + \frac{\partial \lambda_z w u}{\partial z} = -\frac{\gamma_x}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_x v_e \left( 2 \frac{\partial u}{\partial x} \right) \right\} \\ + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \gamma_y v_e \left( \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \gamma_z v_e \left( \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \right\} - \gamma_x D_x u - R_x + \gamma_x S_u \end{aligned} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \lambda_y \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x u v}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_y v v}{\partial y} + \frac{\partial \lambda_z w v}{\partial z} = -\frac{\gamma_y}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_x v_e \left( \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right) \right\} \\ + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \gamma_y v_e \left( 2 \frac{\partial v}{\partial y} \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \gamma_z v_e \left( \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right) \right\} - \gamma_y D_y v - R_y + \gamma_y S_v \end{aligned} \quad (3)$$

$$\begin{aligned} \lambda_z \frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x u w}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_y v w}{\partial y} + \frac{\partial \lambda_z w w}{\partial z} = -\frac{\gamma_z}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_x v_e \left( \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) \right\} \\ + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \gamma_y v_e \left( \frac{\partial w}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial z} \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \gamma_z v_e \left( 2 \frac{\partial w}{\partial z} \right) \right\} - \gamma_z D_z w - R_z + \gamma_z S_w - \frac{\gamma_z \rho g}{\rho} \end{aligned} \quad (4)$$

ここで、 $t$  は時間、 $x, y$  は水平方向座標、 $z$  は鉛直方向座標、 $u, v, w$  は  $x, y, z$  方向の流速成分、 $\rho$  は浮力を考慮する密度、 $p$  は圧力、 $v_e$  は分子動粘性係数  $\nu$  と渦動粘性係数  $\nu_t$  の和、 $g$  は重力加速度、 $\gamma_v$  は空隙率、 $\gamma_x, \gamma_y, \gamma_z$  は  $x, y, z$  方向の面積透過率である。

また、 $\lambda_v, \lambda_x, \lambda_y, \lambda_z$  は  $C_M$  を慣性係数とすれば次のように表され、右辺第二項が構造物から受ける慣性力の効果となる。

$$\left. \begin{aligned} \lambda_v &= \gamma_v + (1 - \gamma_v) C_M \\ \lambda_x &= \gamma_x + (1 - \gamma_x) C_M \\ \lambda_y &= \gamma_y + (1 - \gamma_y) C_M \\ \lambda_z &= \gamma_z + (1 - \gamma_z) C_M \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

$D_x, D_y, D_z$  はエネルギー減衰帯のための係数,  $S_\rho, S_u, S_v, S_w$  は造波ソースのためのソース項である. また,  $C_D$  を抵抗係数として多孔質体からの抵抗力  $R_x, R_y, R_z$  は次のように流速の二乗に比例する形でモデル化されている.

$$\left. \begin{aligned} R_x &= \frac{1}{2} \frac{C_D}{\Delta x} (1-\gamma_x) u \sqrt{u^2 + v^2 + w^2} \\ R_y &= \frac{1}{2} \frac{C_D}{\Delta y} (1-\gamma_y) v \sqrt{u^2 + v^2 + w^2} \\ R_z &= \frac{1}{2} \frac{C_D}{\Delta z} (1-\gamma_z) w \sqrt{u^2 + v^2 + w^2} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

ここで,  $\Delta x, \Delta y, \Delta z$  は,  $x, y, z$  方向の格子間隔である.

さらに, 自由表面解析モデルには, 汎用性が高く, 複雑な表面形状を解析可能である VOF 法, C.W.Hirt ら<sup>4)</sup>, M.D.Torrey ら<sup>5)</sup>が採用されている.

ポーラスモデルに基づく VOF 関数  $F$  の移流方程式

$$\gamma_x \frac{\partial F}{\partial t} + \frac{\partial \gamma_x u F}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_y v F}{\partial y} + \frac{\partial \gamma_z w F}{\partial z} = \gamma_x S_F \quad (7)$$

ここで,  $S_F$  は造波のためのソース項である.

(2) 計算条件

波浪条件および構造条件は、水理模型実験と同一のものとし、図-6.1.2.1 および図-6.1.2.2 にそれぞれ水路モデルおよび護岸と斜路の組合せを示す。また、数値解析内で設定した詳細な解析条件は、表-6.1.2.1 にまとめて示す。

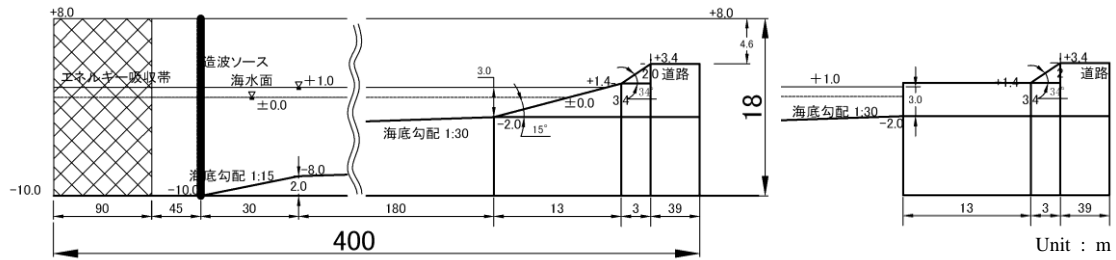


図-6.1.2.1 解析条件として設定した水路モデル断面図

Case	護岸 (左)	斜路	護岸 (右)	イメージ図
$B_1 / B_0 = 1.00$	—	40 m	—	
$B_1 / B_0 = 0.67$	5 m	20 m	5 m	
$B_1 / B_0 = 0.50$	10 m	20 m	10 m	
$B_1 / B_0 = 0.25$	20 m	20 m	20 m	

図-6.1.2.2 解析条件として設定した堤体の組合せ



表-6.1.2.1 解析条件として設定した各種パラメータの詳細

パラメータ	設定値
並列制御	3coreによる並列計算
時間刻み $\Delta t$	AUTO 初期 $\Delta t=0.01$ 安全率0.10
解析終了時間	130.0s
物性値等	水の密度: $1.03D+3 \text{ kg/m}^3$ 他はデフォルト値
造波モデル	造波ソース(STK-CND)(ストークス又はクノイド波) 規則波
造波諸元	$H_{in}=3\text{m}$ , $T=10\text{s}$ , 造波水深11m
開境界データ	微小振幅波による放射境界を使用
減衰領域データ	造波ソース沖側に設定
差分スキーム	VP-DONOR = 0.2 (推奨値)
格子座標データ	水平方向格子間隔: $\Delta x=\Delta y=0.5\text{m}$ 鉛直方向格子間隔: $\Delta z=0.1\text{m}$
障害物データ	海底・構造物をテーブルデータで設定
ポラス関連データ	斜面表面上に自動生成 POROUS.LIM 0.1(デフォルト値)
境界条件データ	B.C. D VP SLIP 圧力・流速は全域スリップ(一般的条件)
	B.C. D F FREE Fの境界は全域フリー(一般的条件)
ファイル制御データ	適宜設定

(3) 数値計算状況

図-6.1.2.3 に換算沖波波高  $H_o' = 3.00$  m, 有義波周期  $T_{1/3} = 10.0$  s および  $B_1/B_0 = 0.50$  の際の CADMAS-SURF/3D による解析中の斜路への波の集中状況を示したアニメーションのキャプション画像を示す。斜路部へ流入する波は, 直接斜路へ流入する波に加えて, 直立部から斜路部へ回り込むような流れが生じ, 斜路中央の直背後道路部で最も流速および水脈厚の大きな越波を生じている。

図-6.1.2.4に換算沖波波高  $H_o' = 3.00$  m, 有義波周期  $T_{1/3} = 10.0$  s および  $B_1/B_0 = 0.50$  の際の斜路部周辺域の波浪場の平面図を示す。図中の流速ベクトルをみると, 上述のアニメーションから見てとれるように直立部から回り込んだ波が斜路部に集中していることがわかる。

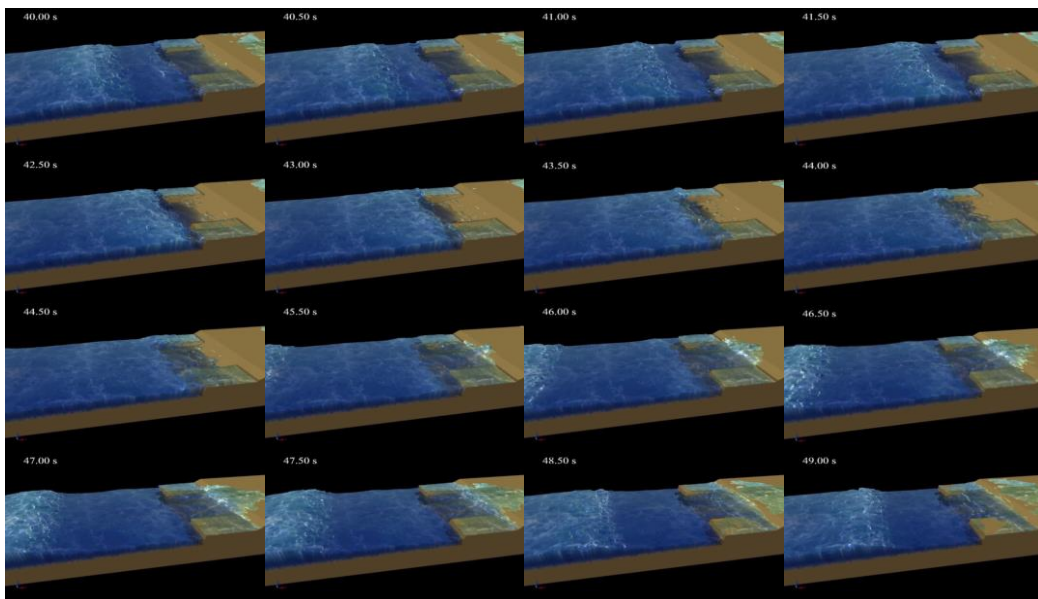


図-6.1.2.3 数値解析時の斜路への波の作用状況

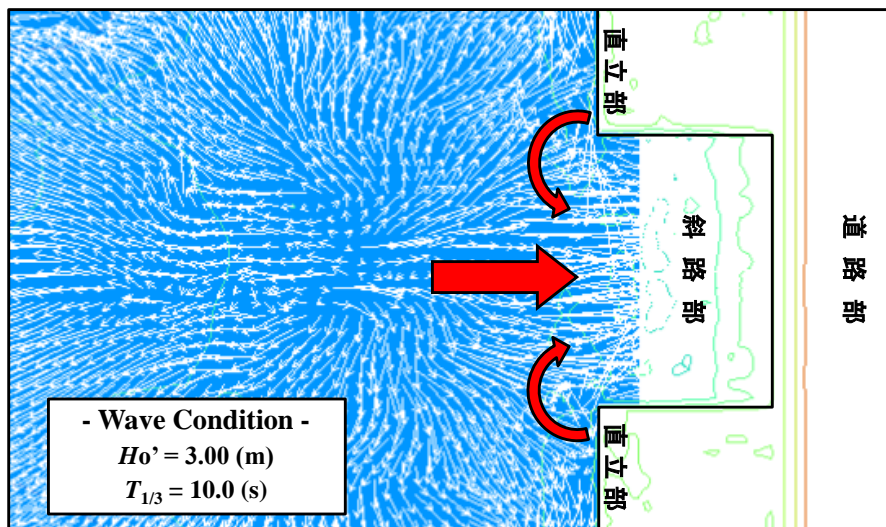


図-6.1.2.4 数値解析時の斜路への波の集中状況 (流速ベクトル表示)

### 6.1.3 波の集中特性

図-6.1.3.1に水脈厚の増幅率 $R$ の実験値および計算値を示す。計算値は実験値を概ね良好な精度で再現していることがわかる。また、実験値および計算値ともに $B_1/B_0 = 1.00$ から0.50まで増加傾向を示し、0.50で頭打ちになり、その後、 $B_1/B_0$ を小さくしても $R$ はほぼ一定となる。これは、斜路がある程度離れて配置されれば、隣接する斜路の影響が及ばないことを示唆している。以下においては、 $B_1/B_0 = 0.50$ の条件下のみで水路実験を行うこととした。

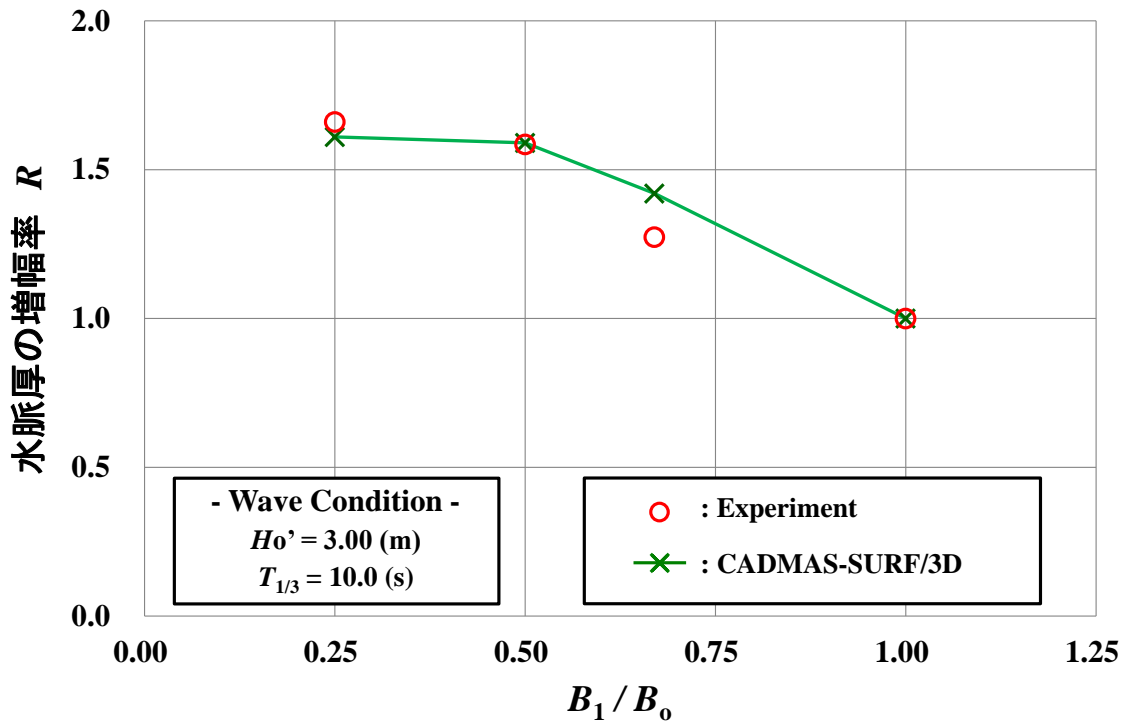
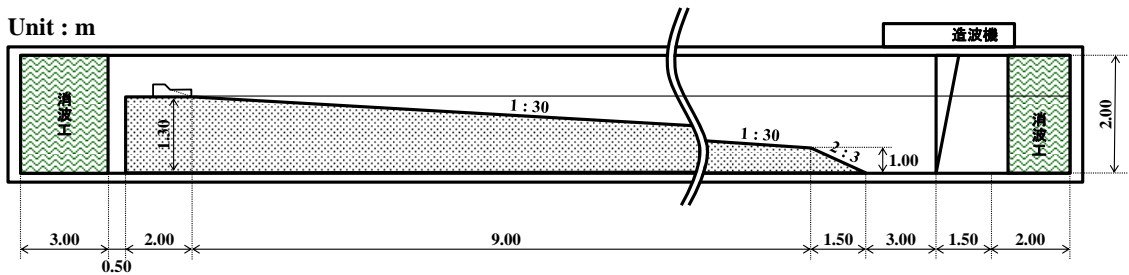


図-6.1.3.1  $B_1/B_0$ の違いによる斜路背後道路への水脈厚増幅率 $R$ の関係

## 6.2 不規則波による越波特性の検討

### 6.2.1 実験方法

鬼鹿海岸を対象として、 $B_1 / B_0 = 0.50$  の条件で不規則波を用いた水理模型実験を行った。2次元造波水路(長さ 22.0 m, 高さ 2.0 m, 幅 0.8 m) 内に、

波浪は、不規則波を用い、波数 150 波を 1 波群とした。事故発生時の有義波周期  $T_{1/3} = 10.0$  s に着目し、換算沖波波高  $Ho'$  を 2.00, 3.00, 4.00, 5.00, 6.00 および 7.00 m の 6 種類に変化させた。なお、潮位は、 $h = 0.00$  および 1.50 m の 2 種類を設定した。

斜路背後の道路部において最大越波水脈厚  $\eta_{max}$  を計測し、さらに、道路部の縦断方向中央に幅 10 cm の樋を設置して、法面部に流入する越波流量  $q$  を計測した。

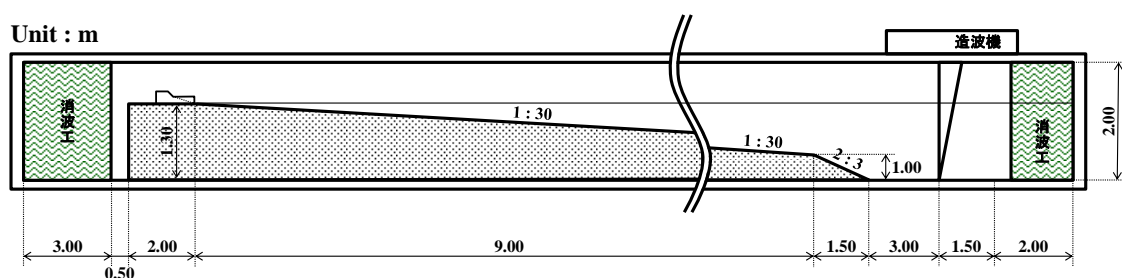


図-6.2.1.1 不規則波実験に用いた 2 次元造波水路断面図

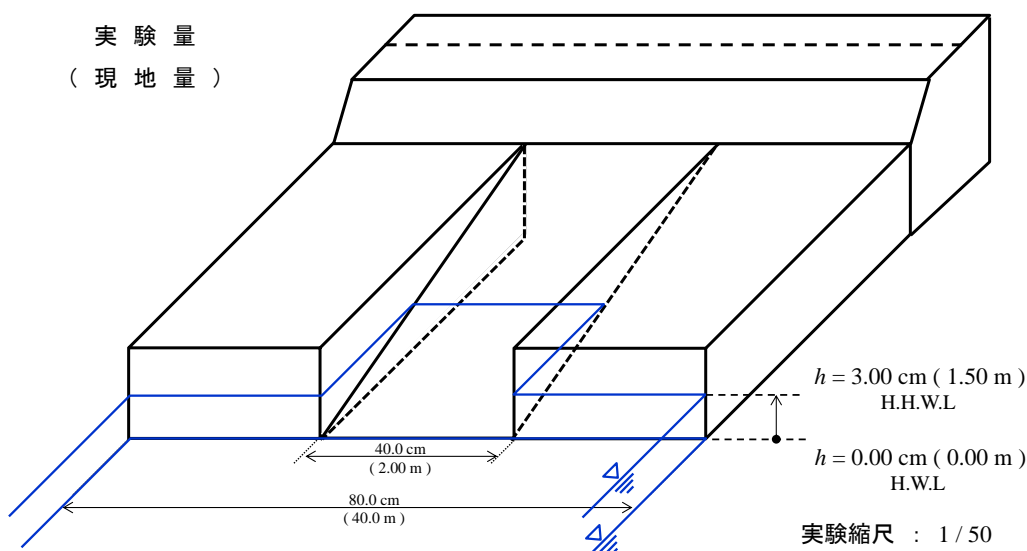


図-6.2.1.2 斜路部堤体の詳細図 ( $B_1 / B_0 = 0.50$ )

## 6.2.2 最大越波水脈厚

図-6.2.2.1 に事故発生時の有義波周期  $T_{1/3} = 10.0$  s に対する換算沖波波高  $Ho'$  と道路路面上への最大越波水脈厚  $\eta_{\max}$  の関係を示す。各潮位ともに  $Ho'$  および潮位  $h$  が高いほど  $\eta_{\max}$  が大きくなる傾向があり、それぞれの潮位条件に対して近似曲線をあてはめた。また、 $h = 0.75$  m の推定曲線に関しては、実験値の計測は行っていないが、 $h = 0.00$  m および  $1.50$  m の中間値を採用している。ここで、事故発生時と予測される  $Ho' = 6.00 \sim 7.00$  m,  $h = 1.50$  m のとき、最大越波水脈厚  $\eta_{\max} = 1.25$  m 程度の越波が走行車両側面に作用していたものと推測される。

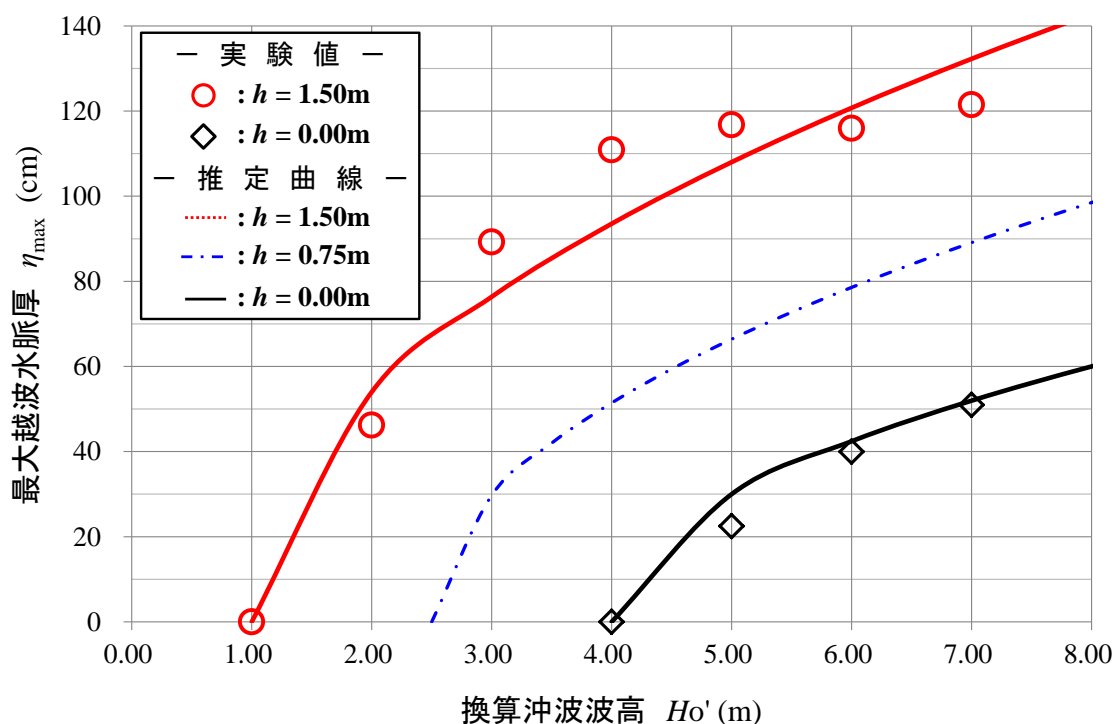


図-6.2.2.1 各潮位条件に対する最大越波水脈厚と換算沖波波高の関係

### 6.2.3 越波流量

図-6.2.3.1に事故発生時の有義波周期  $T_{1/3} = 10.0$  s に対する換算沖波波高  $H_o'$  と越波流量  $q$  の関係を示す。全ケースにおいて  $q$  は、 $5.0 \times 10^{-4} \sim 2.0 \times 10^{-2}$   $\text{m}^3/\text{m}/\text{s}$  の範囲に分布している。福田ら(1973)は、車両走行時(50%安全度)の許容越波流量を  $2 \times 10^{-5}$   $\text{m}^3/\text{m}/\text{s}$  と定義している。計測された  $q$  は、H.W.L.に相当する  $h = 0.00$  m では、 $H_o' = 5.00$  m において海岸道路の許容越波流量を超えている。また、H.H.W.L.に相当する  $h = 1.50$  m では、 $H_o' = 2.00$  m という非常に低い波高状態においても許容越波流量を超えており、H.H.W.L.時の車両通行が非常に危険な状態であることがわかる。

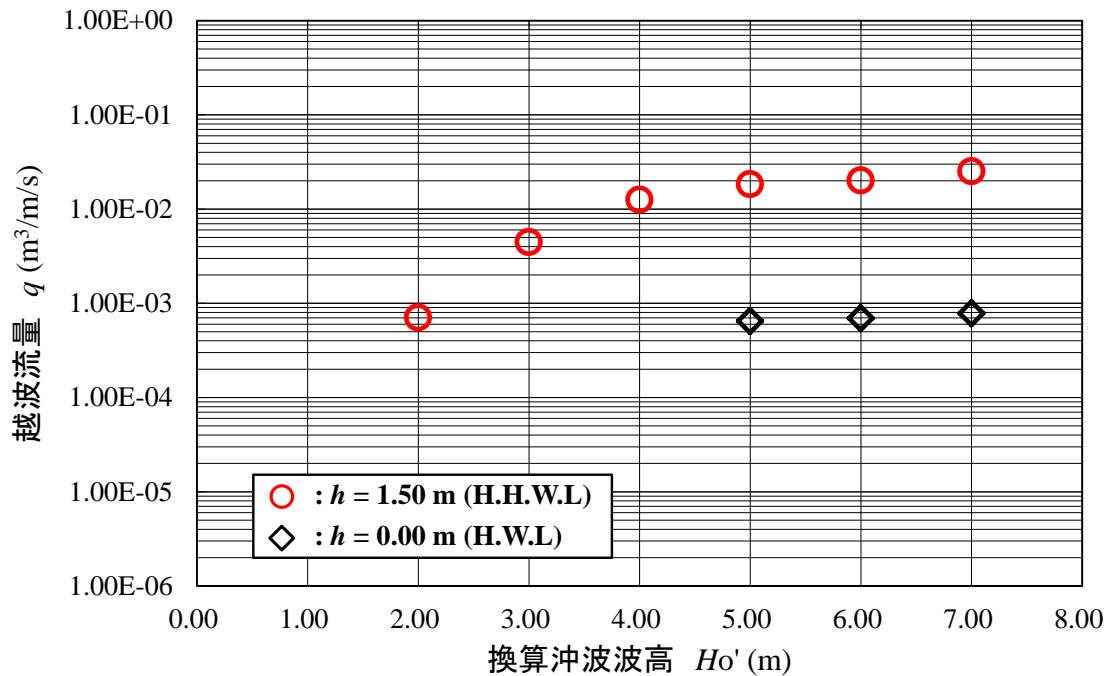


図-6.2.3.1 各潮位条件に対する越波流量と換算沖波波高の関係

### 6.3 走行車両による脱輪事故の再現

#### 6.3.1 実験方法

実験は 6.1.1 章で使用した大型平面水槽内に、 $B_1 / B_0 = 0.50$  の斜路模型とその側方に車両模型加速用スロープを設置し、スロープから車両模型を自由落下させることにより車両の走行を再現した (図-6.3.1.1)。使用したバス車両模型および車両模型加速用スロープの形状寸法等を図-6.3.1.2 および図-6.3.1.3 に示す。タイヤと路面の摩擦係数は、別途行った車両の引張り試験より  $\mu = 0.10$  であることを確認した。車両模型の走行速度は、加速用スロープのからの車両模型の落下高さ  $H$  を 30, 50, 70, 100 cm の 4 種類に変化させ、各  $H$  における模型道路部 (走行距離 80 cm) を走行する車両の動画を撮影した後、道路部を完走した際の走行時間を計測し、現地における車両時速を算出した。

車両に作用させる越波水流に関しては、斜路背後の道路中央部に集中した越波がタイミングよく走行車両前方に衝突する状況を再現しなくてはならないことから、現象の単純化を目的に規則波を採用した。しかし、規則波では、不規則波のような波の不連続性による斜路内部での共振効果や、不規則波群中に来襲する最大波等を再現できず、道路部への不規則波による越波外力を再現することが困難となる。そこで、本実験では、上述した 2 次元造波水路における不規則波実験から得られた車両事故発生時の波高と予測される換算沖波波高  $Ho' = 6.00 \sim 7.00$  m、潮位  $h = 1.50$  m のとき、最大越波水脈厚  $\eta_{\max} = 1.25$  m を参考にし、斜路背後の道路中央部に集中した越波水流の水脈厚が  $\eta = 1.25$  m (現地量) となるよう、有義波周期を  $T_{1/3} = 10.0$  s を一定とし、換算沖波波高  $Ho'$  および潮位  $h$  を規則波条件下において調整した。表-4.5.1.1 に実際に使用した規則波における波浪および潮位条件を示す。潮位は、現地の H.H.W.L における  $h = 1.50$  m に + 0.50 m した  $h = 2.00$  m を採用し、波浪条件は、換算沖波波高  $Ho'$  を 4.00 m に設定することにより不規則波実験の越波を規則波により再現した。また、図-6.3.1.4(a) および (b) に規則波条件下における越波外力である越波水脈厚  $\eta$  および越波流速  $v$  の計測地点の平面図および断面図を示す。

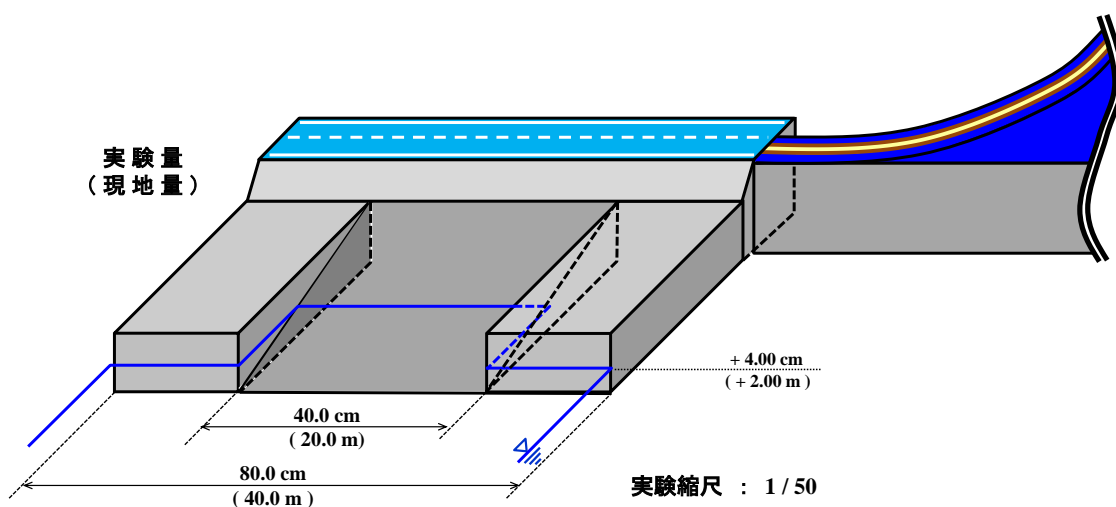


図-6.3.1.1 堤体模型と車両加速用スロープの接続状況

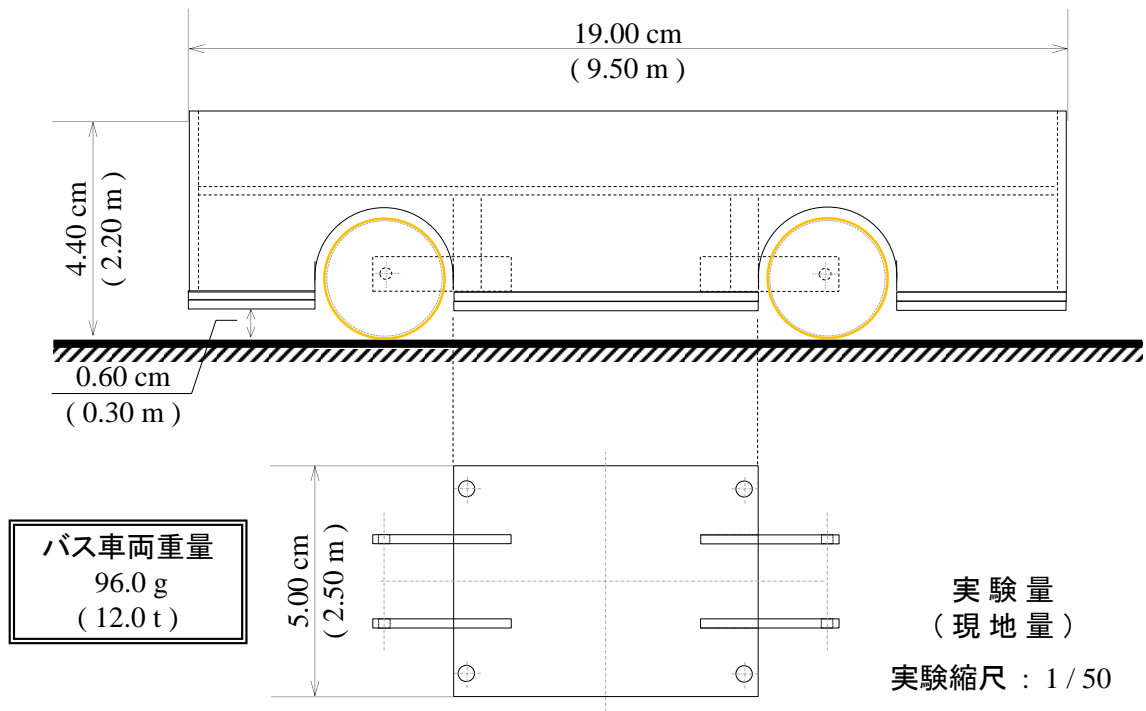


図-6.3.1.2 車両模型の形状寸法および重量

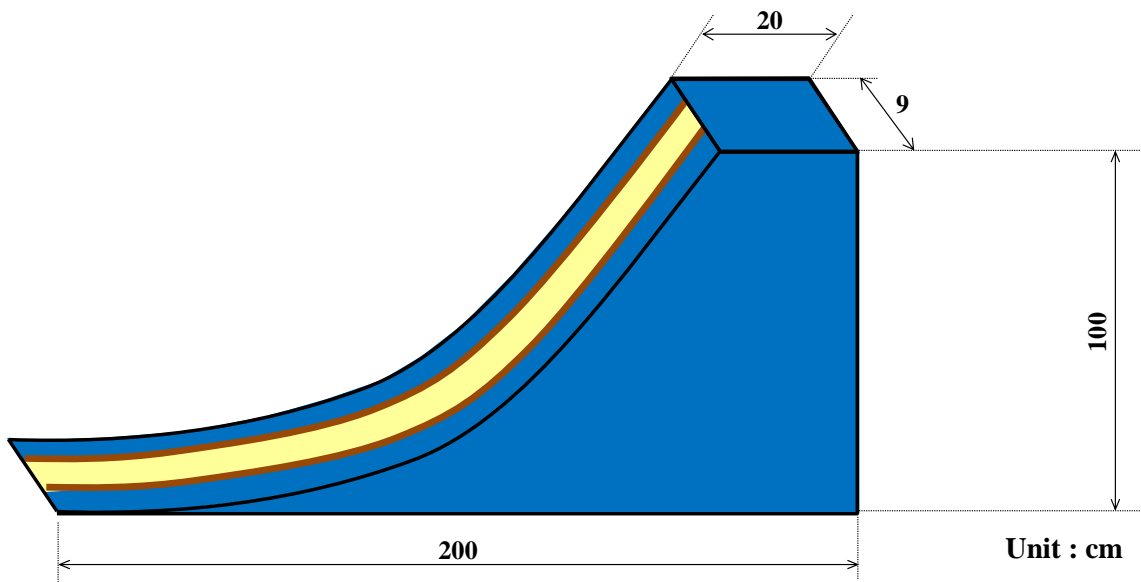
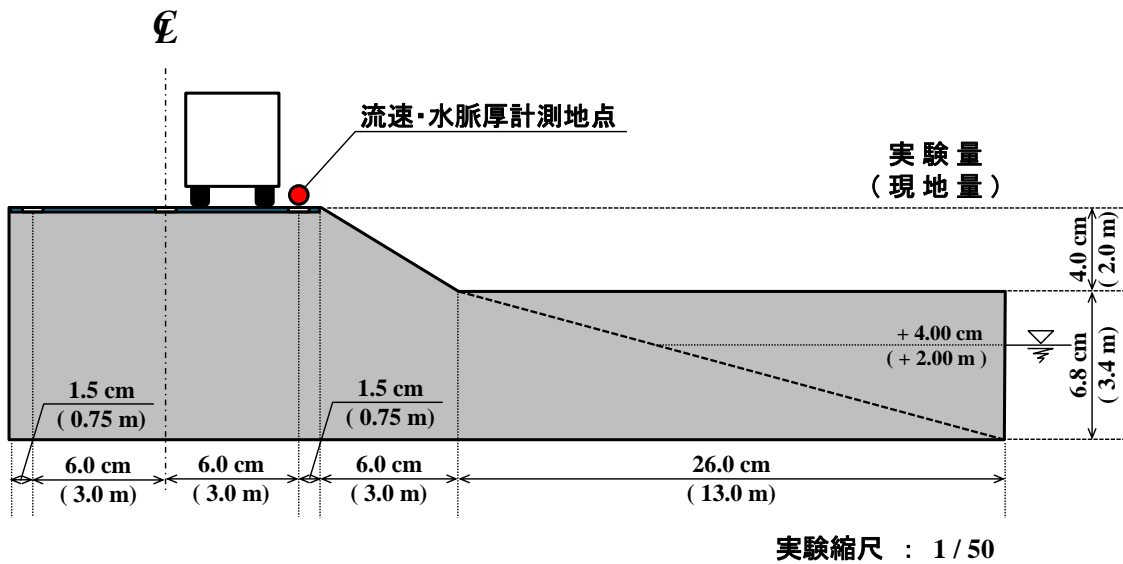
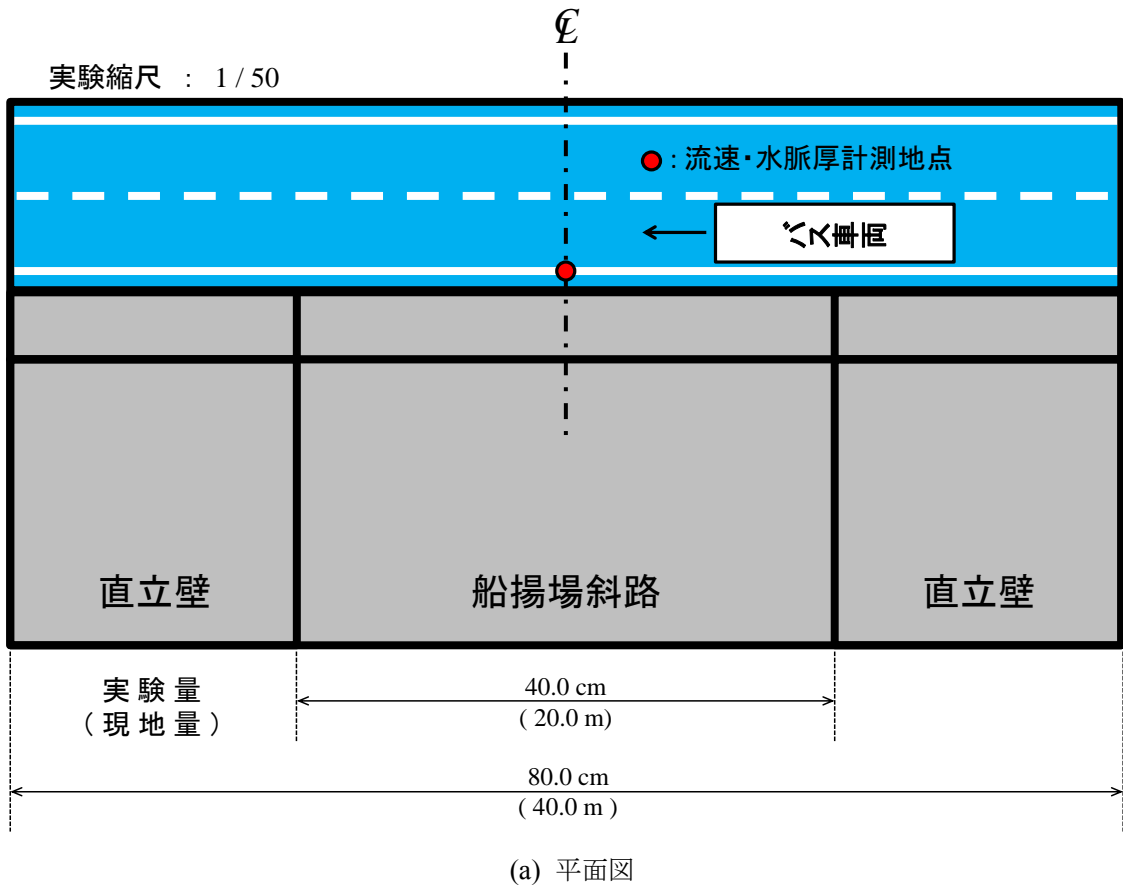


図-6.3.1.3 車両加速用スロープの形状寸法





(b) 断面図

図-6.3.1.4 越波水脈厚および越波流速の計測地点

### 6.3.2 車両走行速度

図-6.3.2.1 に車両模型加速用スロープからの車両落下高さ  $H$  と現地換算車両時速  $v$  の関係を示す。実験に用いた車両加速用スロープの最大高さ 100 cm から車両を落下させることにより最大で時速 75 km まで再現可能となることがわかる。

事故発生当時のバス車両運転手へのヒアリングでは、時速 60 km で走行中、目の前の道路部へ来襲していた越波に警戒し、斜路側方部を走行する際に時速 40 km まで減速していたと証言している。このことから、車両走行実験においては、当該道路の規制速度である時速 60 km、越波確認後の徐行走行時の時速 40 km および時速 20 km の3つの速度に関して実験を行った。図-6.3.2.2 に車両走行時速の推定曲線から算出した各実験対象時速 20, 40, 60 km に対する車両落下高さを表示したものを示す。

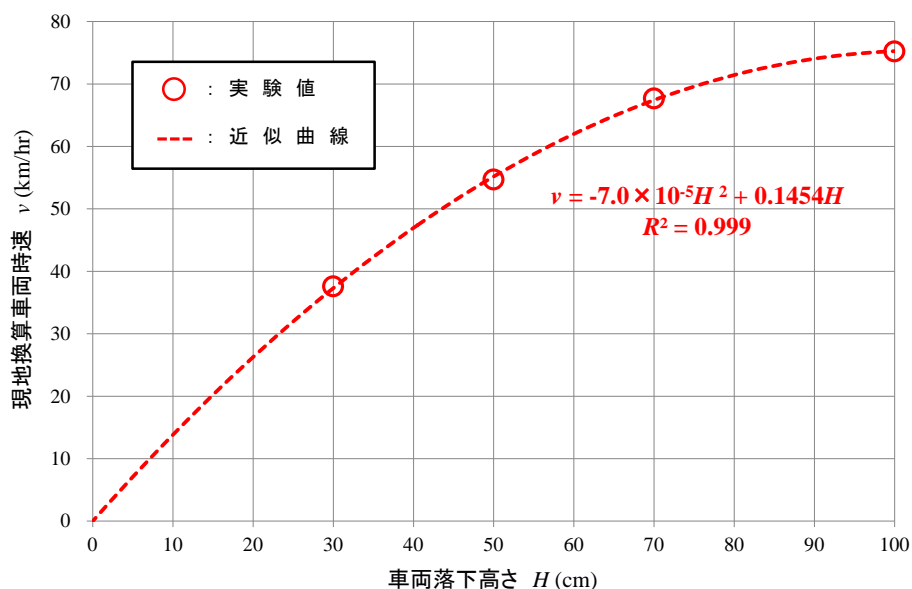


図-6.3.2.1 スロープからの車両落下高さ と現地換算車両時速の関係

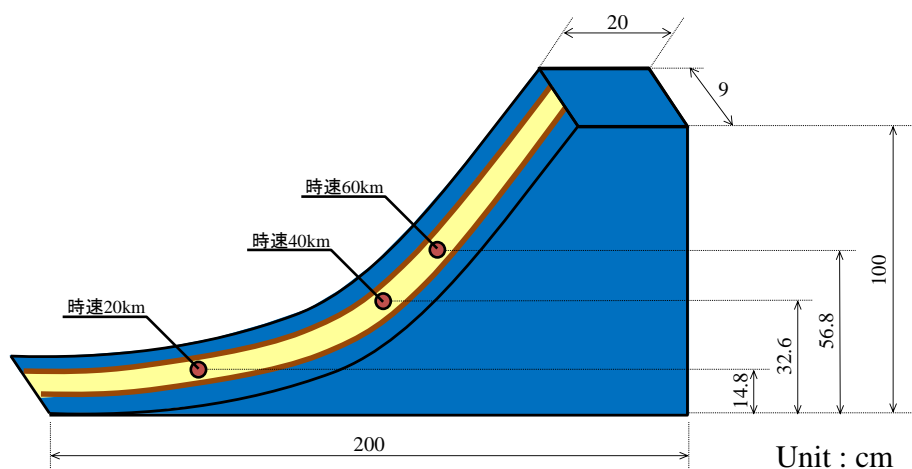


図-6.3.2.2 車両模型加速用スロープにおける各時速の落下高さ

### 6.3.3 越波水流

図-6.3.3.1に斜路部直背後の道路中央部で計測した越波水脈厚 $\eta$ および越波流速 $v$ の計測結果を示す。計測された5越波分のそれぞれ $\eta$ および $v$ の平均値をとると、越波水脈厚 $\eta = 1.24$  m, 越波流速 $v = 5.50$  m/sであった。

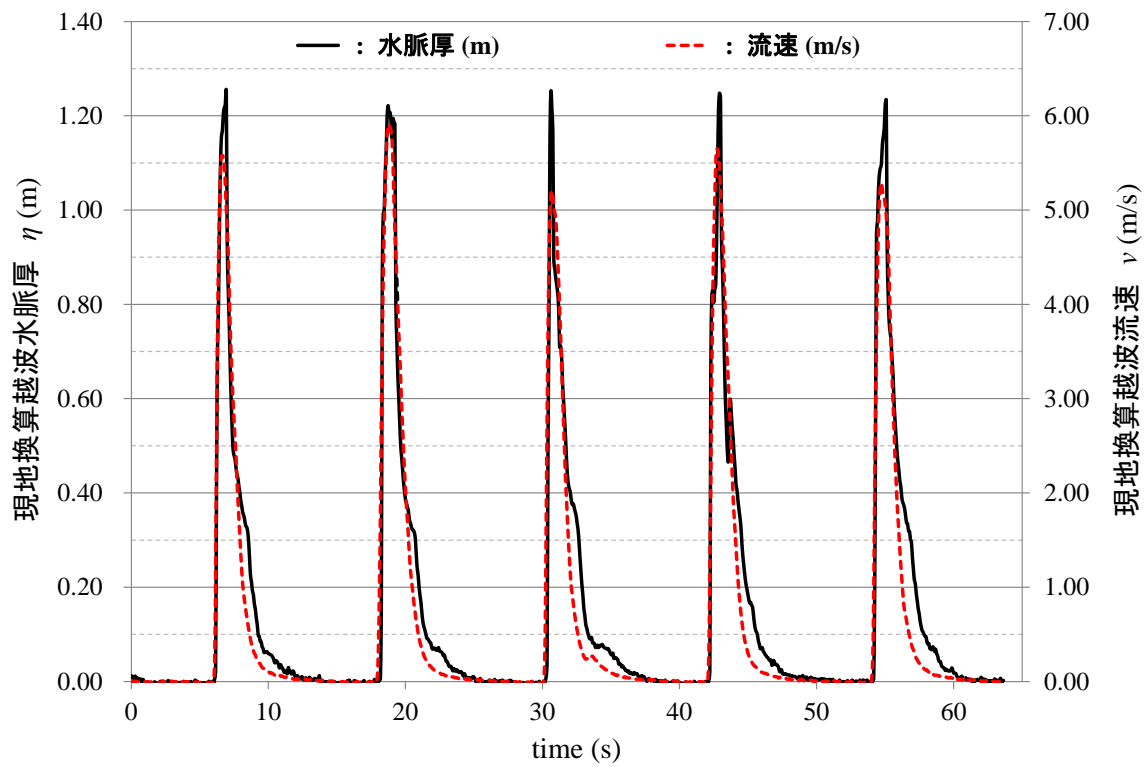
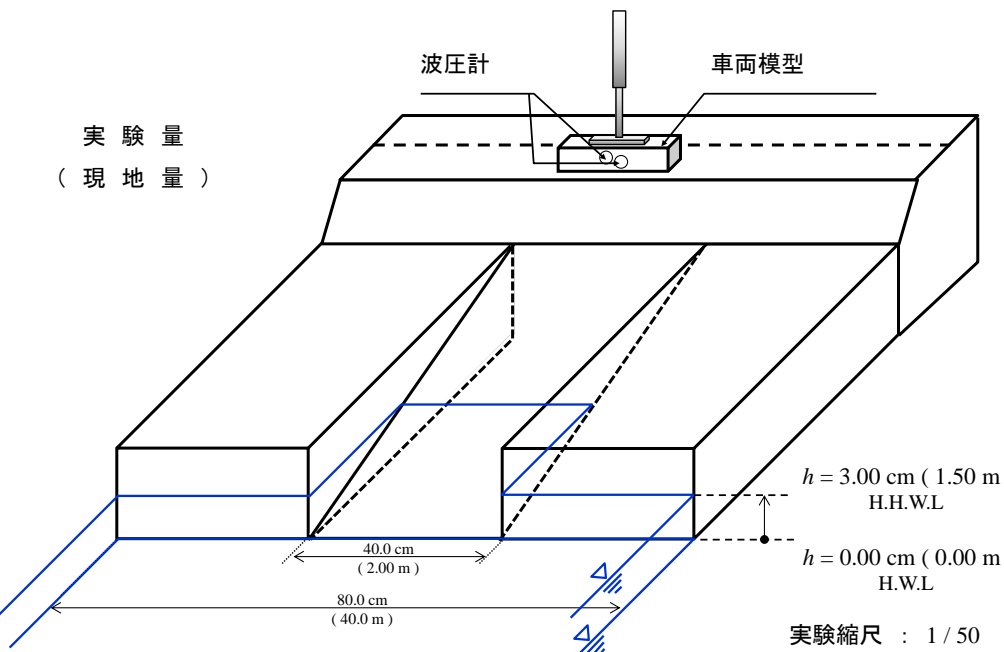
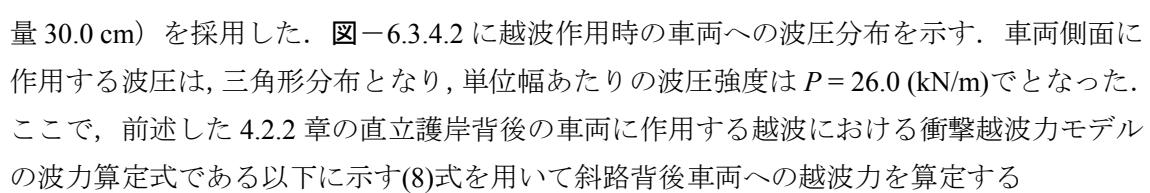
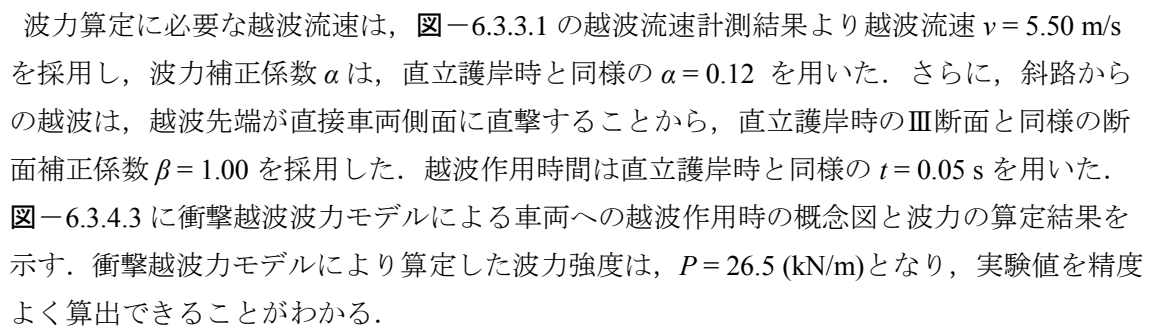
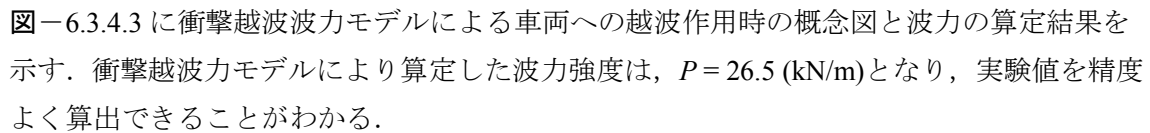


図-6.3.3.1 斜路背後道路部への作用越波水脈厚および越波流速

### 6.3.4 車両に働く越波力

上述の越波水流が道路部に位置する車両に作用する越波波力を計測するため、-6.3.4.1に示すように車両模型側面に2つの波圧計を設置し、越波波力  $P$  の計測を行った。波圧計測時の車両クリアランス  $s$  は、走行車両実験に用いる車両模型と同様に実験量 6 mm（現地量 30.0 cm）を採用した。-6.3.4.2に越波作用時の車両への波圧分布を示す。車両側面に作用する波圧は、三角形分布となり、単位幅あたりの波圧強度は  $P = 26.0$  (kN/m) となった。ここで、前述した 4.2.2 章の直立護岸背後の車両に作用する越波における衝撃越波力モデルの波力算定式である以下に示す(8)式を用いて斜路背後車両への越波力を算定する

$$P = \frac{\pi\alpha\beta\rho_w v d^2}{4t} \quad (8)$$

波力算定に必要な越波流速は、-6.3.3.1の越波流速計測結果より越波流速  $v = 5.50$  m/s を採用し、波力補正係数  $\alpha$  は、直立護岸時と同様の  $\alpha = 0.12$  を用いた。さらに、斜路からの越波は、越波先端が直接車両側面に直撃することから、直立護岸時のⅢ断面と同様の断面補正係数  $\beta = 1.00$  を採用した。越波作用時間は直立護岸時と同様の  $t = 0.05$  s を用いた。-6.3.4.3に衝撃越波波力モデルによる車両への越波作用時の概念図と波力の算定結果を示す。衝撃越波力モデルにより算定した波力強度は、 $P = 26.5$  (kN/m) となり、実験値を精度よく算出できることがわかる。

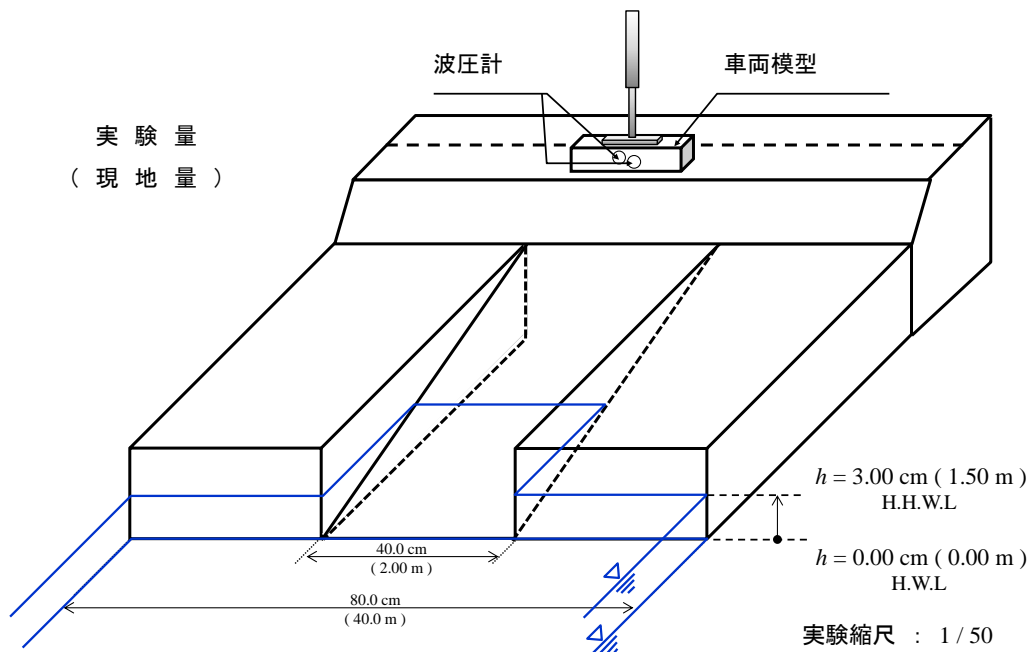


図-6.3.4.1 斜路背後道路部での波圧計測実験状況

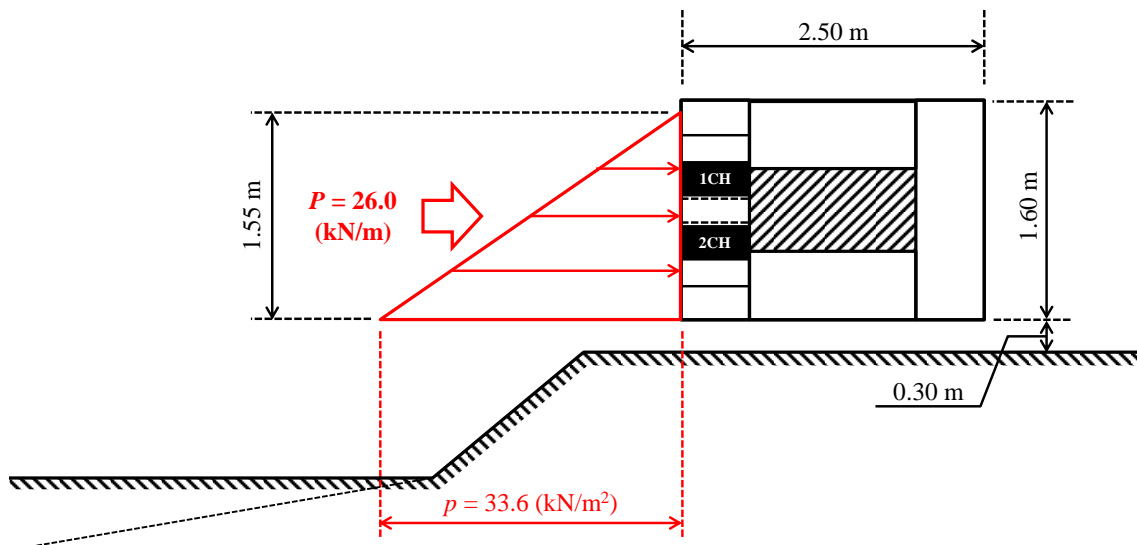


図-6.3.4.2 波圧計による波力計測結果（現地量表示）

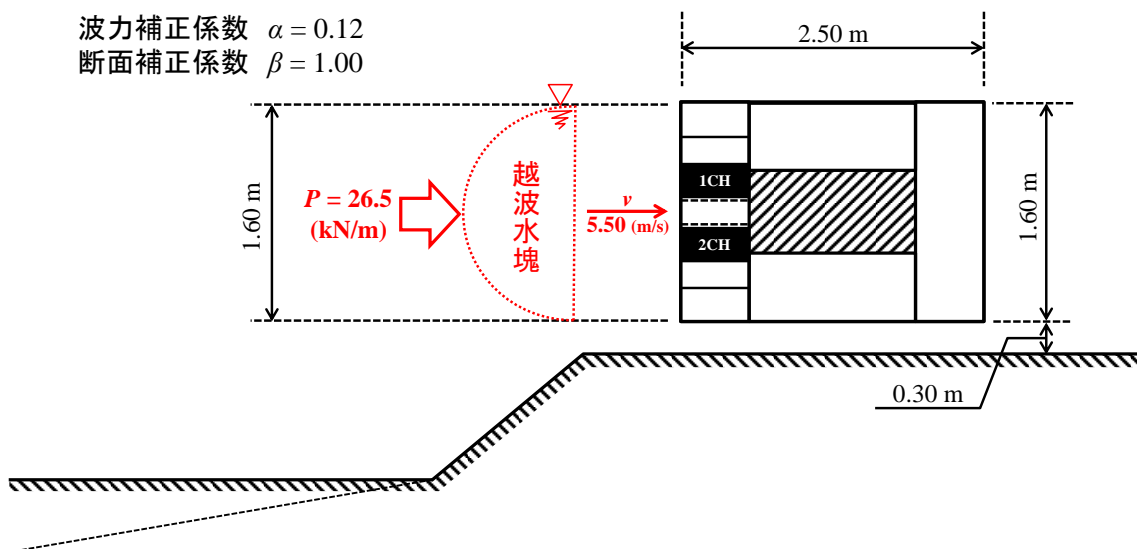


図-6.3.4.3 衝撃越波力モデルによる波力算定結果（現地量表示）

### 6.3.5 走行速度が車両に及ぼす影響

写真－6.3.5.1(a), (b)および(c)にそれぞれ時速 20, 40 および 60 km 時の斜路直背後の道路部を車両模型が通過する際の 0.066 s ごとの連続写真を示す。各時速における写真の time = 0.000 s は、斜路部に車両模型のフロント部が進入してきた時点としている。

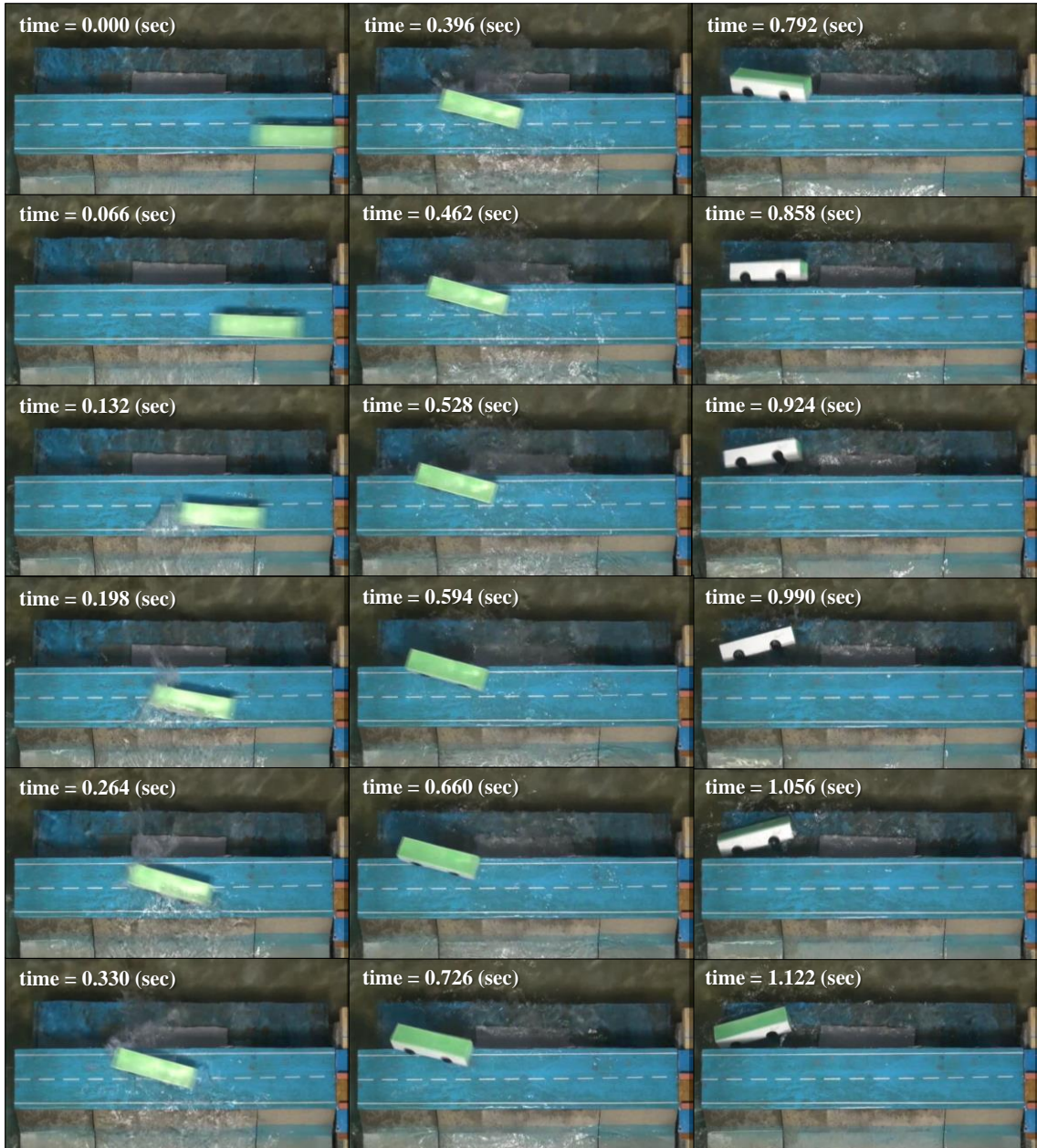
時速 20 km の写真－6.3.5.1(a)では、走行速度が非常に遅いため、斜路背後の道路中央部での車両に対する越波作用時間が長く、車両前方部が大きく越波により偏心させられ、斜路背後区間の道路部を抜けきる前に反対車線を越えて路外へ脱輪する直前まで滑動しているのがわかる。

時速 40 km の写真－6.3.5.1 (b)は、時速 20 km のものと比較して車両前方部への越波作用時間が短いため、偏心角度が少し緩くなっているものの、走行速度が速いため、反対車線を横切って路外へ脱輪・転落している状況が見て取れる。また、この時速 40 km は、現地における脱輪事故時と同様の速度状況（徐行）であり、当該事故時の脱輪位置等と比較しても実験により現地の脱輪状況を概ね再現できていることがわかる。

時速 60 km の写真－6.3.5.1 (c)は、車両前方部が受ける越波作用時間が非常に短いため、あまり車両自体偏心しないことに加え、越波の中を高速で通り抜けるため、車両前方部のみ越波が作用するのではなく、車両全体が越波を浴びるように走行してしまう。そのため、車両前方部への越波によって偏心した車両も、車両中央部付近に作用した越波により多少偏心角が平行に戻ってしまう。この現象により、時速 60 km では脱輪現象が見られず、反対車線へ勢い良く走り抜けるという結果となった。

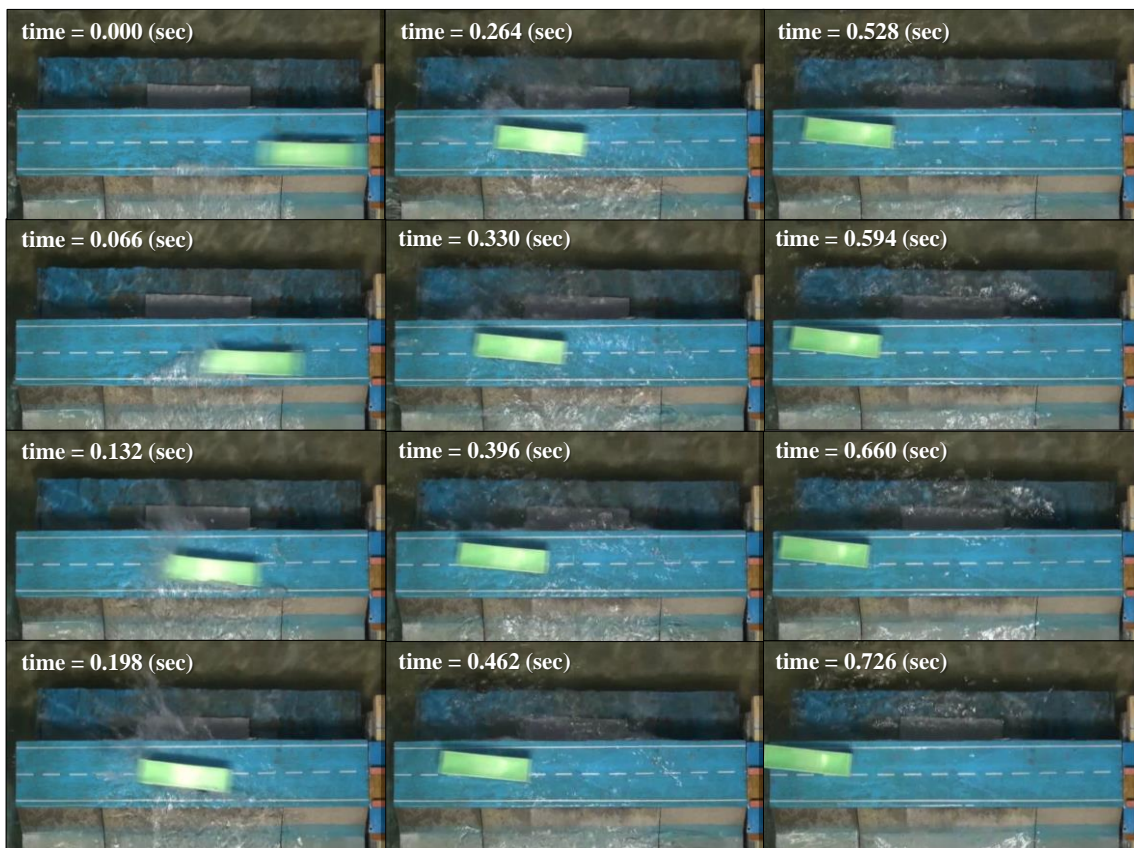


(a) 時速 20 km



(b) 時速 40 km





(c) 時速 60 km

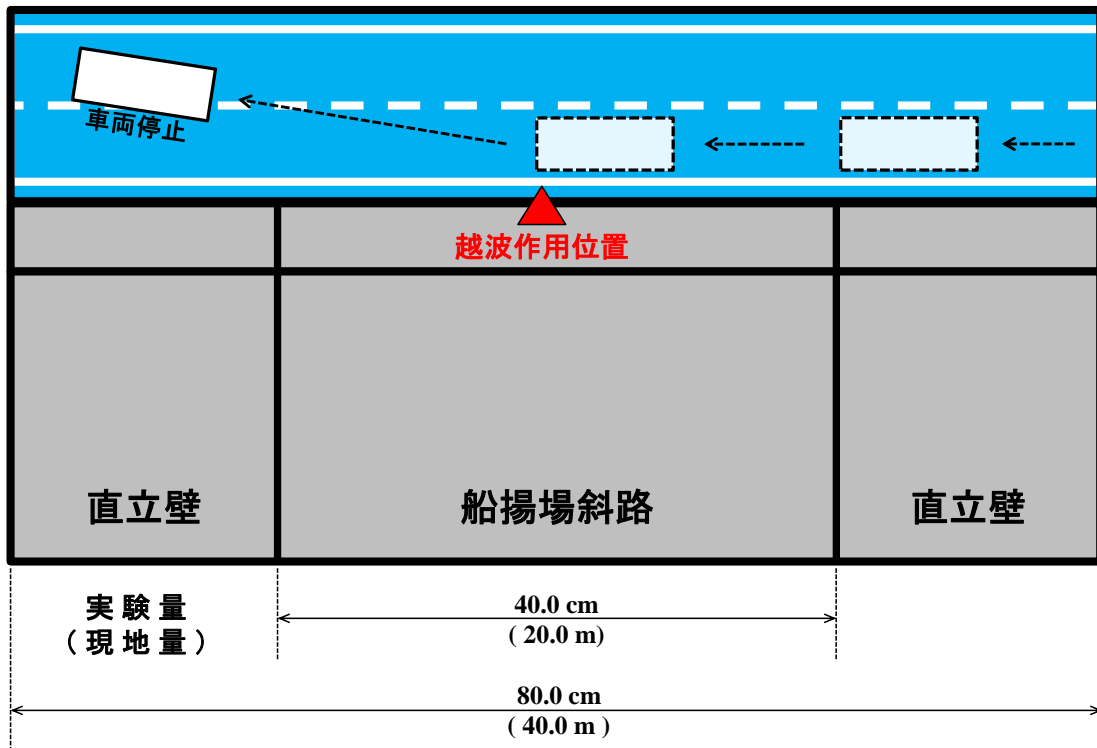
写真-6.3.5.1 各走行速度における車両への越波作用状況および走行軌跡

## 6.4 車両脱輪距離の推定方法

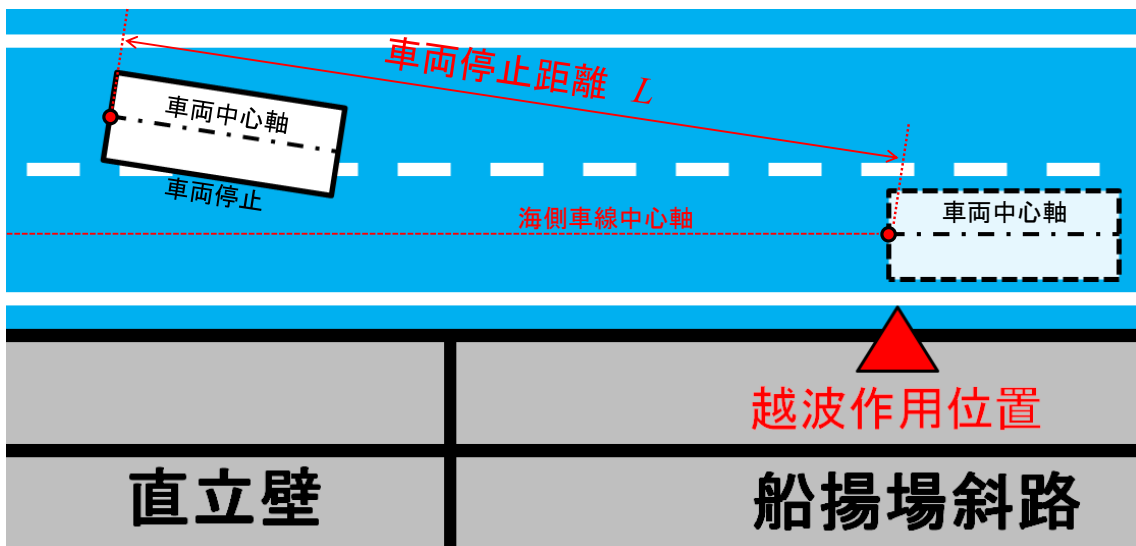
### 6.4.1 車両停止距離の推定法

6.3.5 章で述べたように走行車両は、車両前方部へ作用した越波により進行方向が変化し、その後の車両停止距離および車両偏心角により、車両脱輪が発生する。

車両走行実験における車両停止距離  $L$  は、図-6.4.1.1(a)および(b)に示すように走行車両の上部から撮影した動画を静止画に変換した後、越波が車両模型に作用してから車両が停止するまでの距離をデジタイザーを用いて読定した。読定の際には、図-6.4.1.1 (b)に示すように車両中心軸の車両前方部の間隔を車両停止距離  $L$  の基準とした。図-6.4.1.2 に各越波水脈厚  $\eta$  のうち  $\eta = 1.25$  m に対する車両走行速度と車両停止距離  $L$  の関係を示す。ここで、 $\eta = 1.25$  m に対しては、車両走行速度  $v = 50$  (km/hr) までの  $L$  しか計測できていないので、 $v = 50$  (km/hr) までの実験値を用いて図-6.4.1.2 中に示す近似直線式から各  $v$  における  $L$  を推定した。その他の越波水脈厚  $\eta$  に対しても同様の推定を行った。図-6.4.1.3 に各越波水脈厚  $\eta = 0.75, 1.00, 1.25$  m に対する近似直線式を用いて推定した車両走行速度  $v$  と車両停止距離  $L$  の関係を示す。実験に使用した車両模型は、一般的なトルクをもつ車両と違うため、越波水的作用を受けることにより多少の減速効果を生じる。そのため、作用する越波水脈厚  $\eta$  が大きいほど走行車両模型への減速効果が大きくなり、それに伴い車両停止距離  $L$  も減少傾向にあることがわかる。



(a) 走行車両への越波作用位置および車両軌跡



(b) 車両停止距離の読定基準位置

図-6.4.1.1 車両停止距離の推定方法

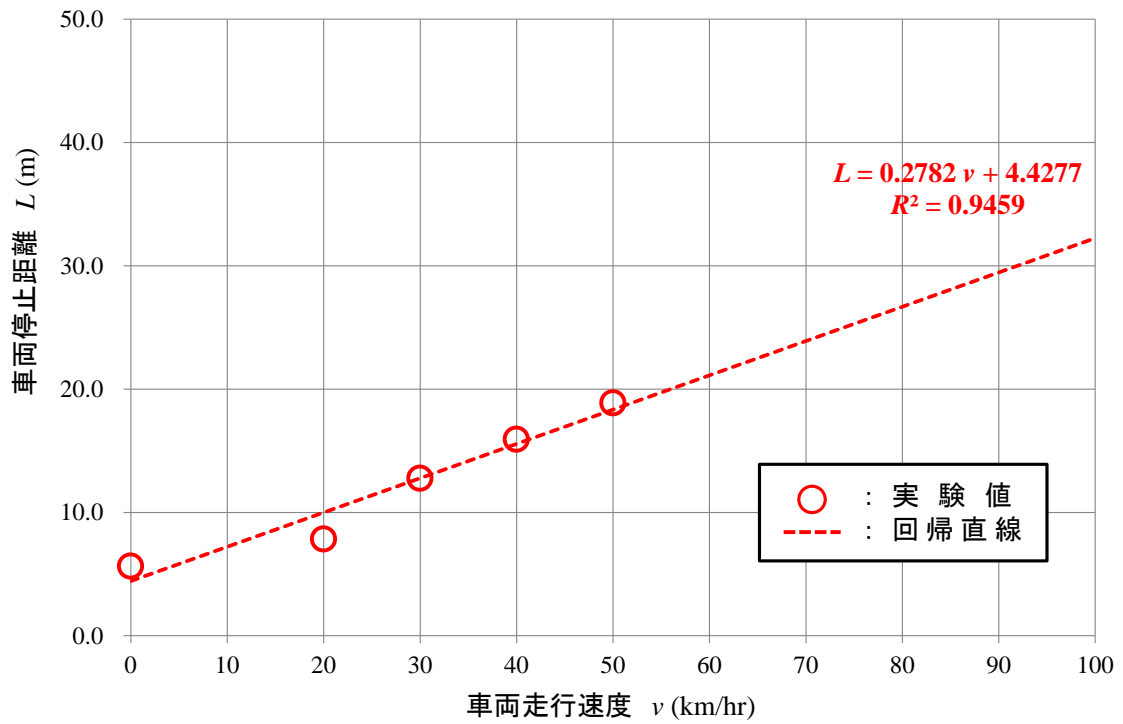


図-6.4.1.2 越波水脈厚  $\eta = 1.25$  m に対する車両走行速度と車両停止距離の関係

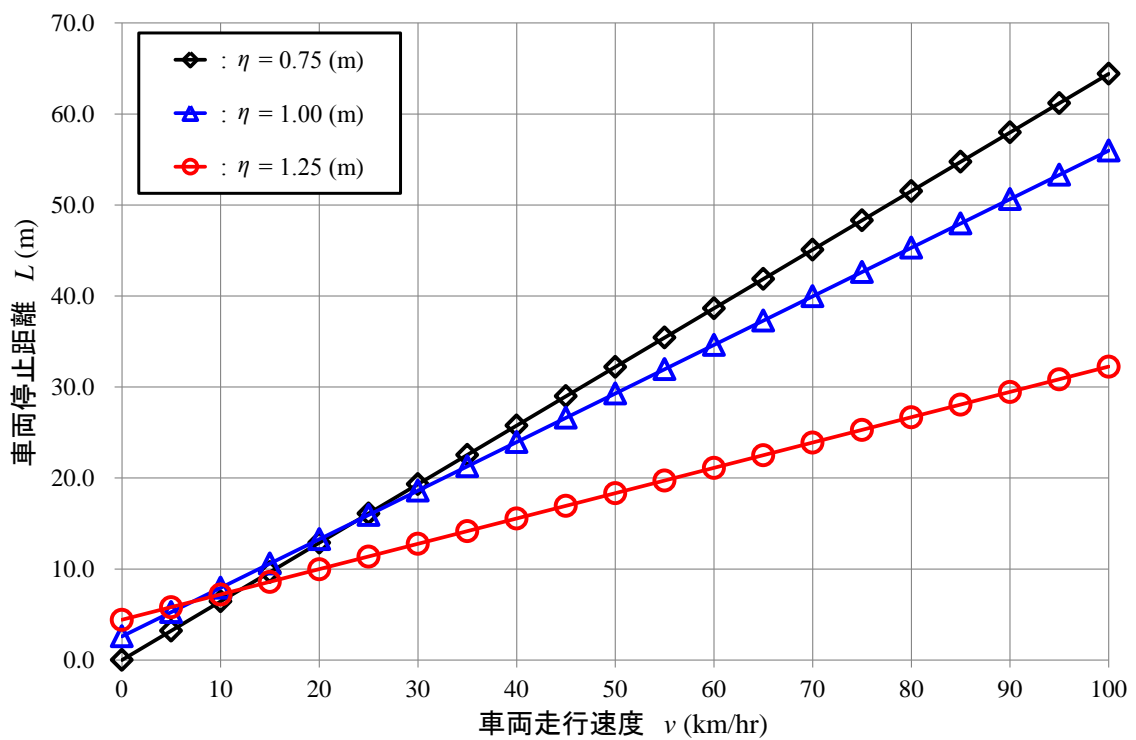


図-6.4.1.3 各越波水脈厚に対する車両走行速度と車両停止距離の関係

#### 6.4.2 車両偏心率および車両横断方向移動距離の推定法

図-6.4.2.1(a), (b), (c)および(d)に車両滑動距離算出時の車両横断方向移動距離  $D (=D_1+D_2)$  と車両偏心率  $\alpha$  および  $\beta$  の概念図を示す。車両の脱輪は、各図中の車両右側方前輪が路外に達した際に生ずる。このことから、本検討においては、車両に対して越波が作用し、海側車線中心軸（車両中心軸）から車両停止距離  $L$  を走行した後の車両右側方前輪までの道路横断方向移動距離  $D$  を算定する。図-6.4.2.1 (a)は、実験時の道路部と車両の位置関係の詳細図を示しており、同図中に示す道路横断方向移動距離  $D$  が実験量 10.5 cm（現地量 5.25 m）以上になると車両脱輪と判定できる。図-6.4.2.1 (b)は、車両停止距離  $L$  における道路横断方向移動距離  $D_1$  算出の概念図である。ここで、同図中に示す車両中心軸における偏心率  $\alpha$  は、越波作用直前の車両中心軸前方部と車両進行方向の斜路区間終了位置を車両中心軸前方部が通過したときの偏心率である。この偏心率  $\alpha$  は、斜路区間を通過した後に変化することがないことから、偏心率計測の基準を斜路区間終了位置とし、撮影した動画を静止画に変換したのち読定を行った。この読定した車両偏心率  $\alpha$  と 6.4.1 章で計測された車両停止距離  $L$  を用いると、道路横断方向移動距離  $D_1$  は、以下に示す(1)式のようになる

$$D_1 = L \cdot \sin \alpha \quad (1)$$

図-6.4.2.1 (c)および(d)は、車両停止後の車両中心軸前方部から車両右側方前輪部までの道路横断方向移動距離  $D_2$  算出の概念図である。図-6.4.2.1 (c)中の  $\theta$  は、道路車線（路側線、中央線）との平行線と車両がなす角であり、これは撮影した動画を静止画に変換したのち読定を行った。また、図-6.4.2.1 (c)中の  $B$  および  $\varphi$  は以下に示す(2)式および(3)式によって算定できる。

$$B = \sqrt{1.10^2 + 2.10^2} = 2.37(\text{m}) \quad (2)$$

$$\varphi = \text{Tan}^{-1}\left(\frac{2.10}{1.10}\right) = 62.4(^{\circ}) \quad (3)$$

図-6.4.2.1 (d)中の車両前方部における偏心率  $\beta$  は、前出の(3)式の  $\varphi$  および画像から読定した  $\theta$  を加え合わせた(4)式で算定できる

$$\beta = \varphi + \theta \quad (4)$$

よって、道路横断方向移動距離  $D_2$  を以下に示す(5)式により算定する

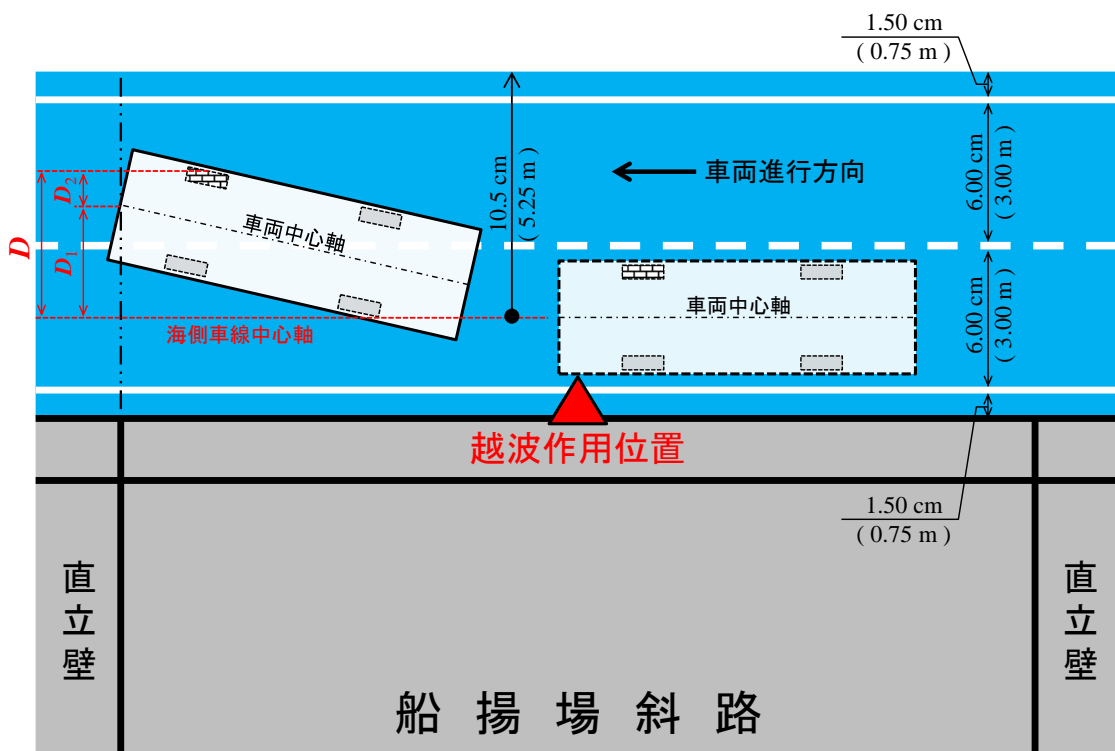
$$D_2 = B \cdot \cos \beta \quad (5)$$

以上より、全体の道路横断方向移動距離  $D$  は、前述の(1)式と(5)式を加え合わせた(6)式によ

り算定できる

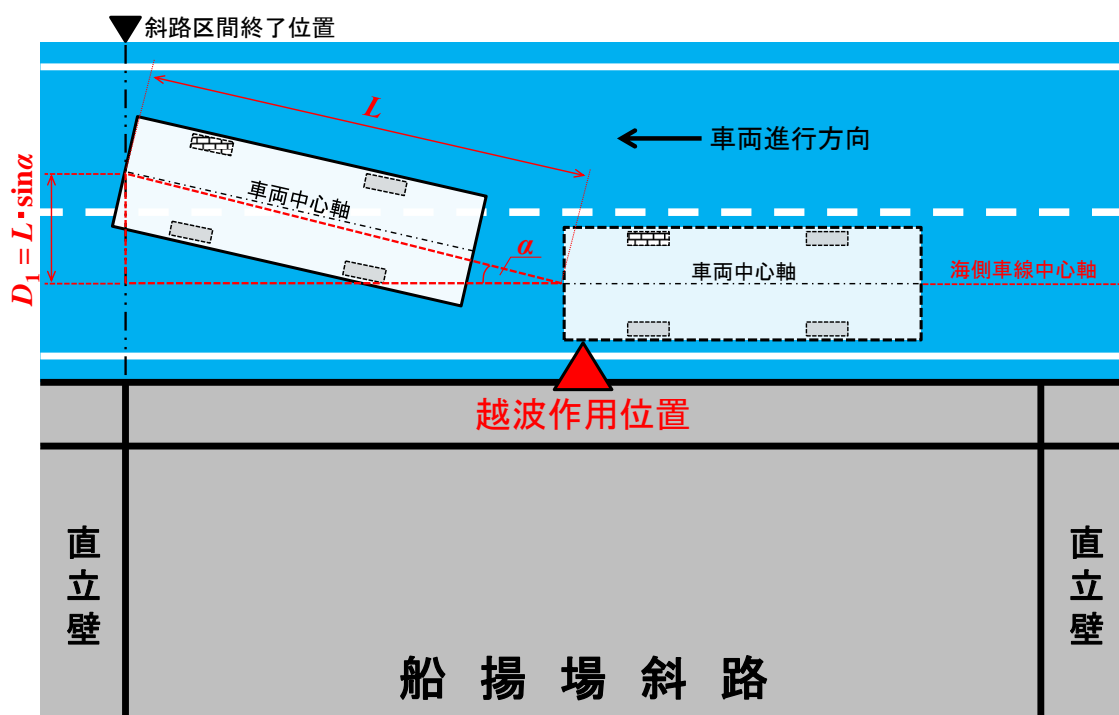
$$D = D_1 + D_2 = L \cdot \sin \alpha + B \cdot \cos \beta \quad (6)$$

ここで、図-6.4.2.2(a)および(b)に各越波水脈厚  $\eta$  のうち  $\eta = 1.25$  m に対する車両走行速度  $v$  と各車両偏心率  $\alpha$  および  $\beta$  の関係を示す。各図-6.4.2.2 (a)および(b)中に車両偏心率  $\alpha$  および  $\beta$  の実験値における近似曲線および近似式を示す。これをその他の越波水脈厚  $\eta = 1.00$  および  $0.75$  m に対しても同様の近似曲線および近似式を算出し、その近似式から各  $\eta$  に対する車両偏心率  $\alpha$  および  $\beta$  をまとめたものを図-6.4.2.3 (a)および(b)に示す。各偏心率は、 $\eta$  が厚いほど大きくなり、走行速度の増加に伴い減少傾向を示していることがわかる。一方、 $\eta = 0.75$  m においては、車両走行速度  $v = 0$  km/hr においては車両の移動は生じないが、少しでも走行速度が生じると偏心率が生じている。しかし、 $v = 40$  km/hr 以上になると走行車両が越波水を蹴散らし、車両が偏心することなく走行を続けるため各偏心率が  $0^\circ$  となっている。

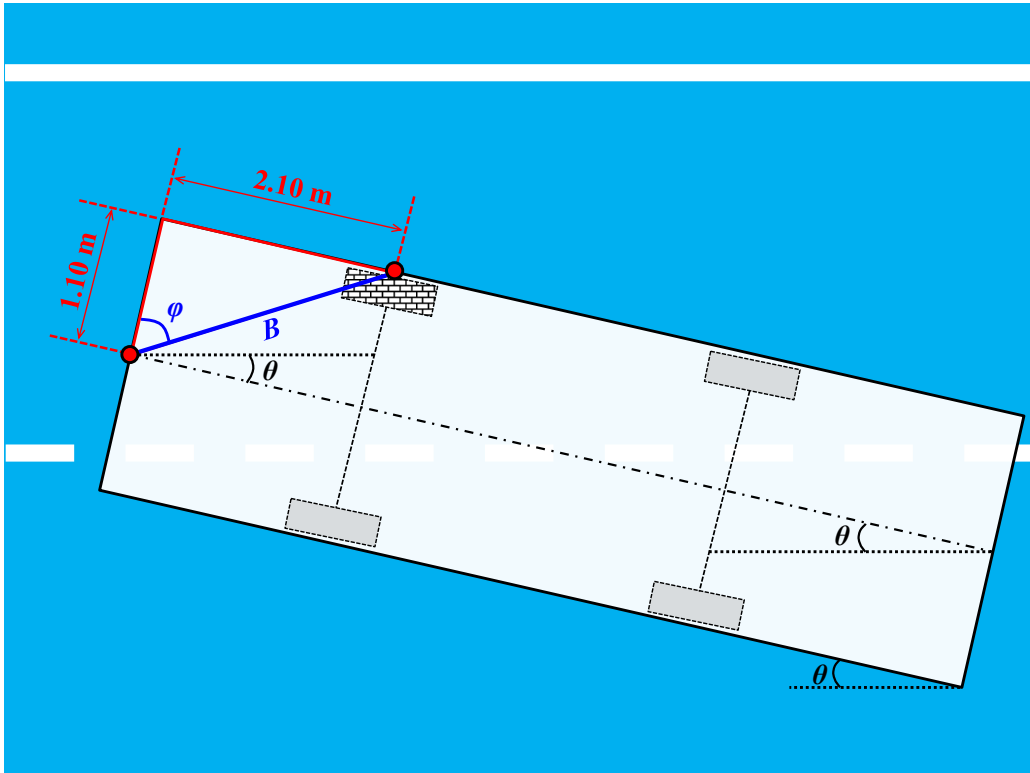


実験縮尺 : 1 / 50

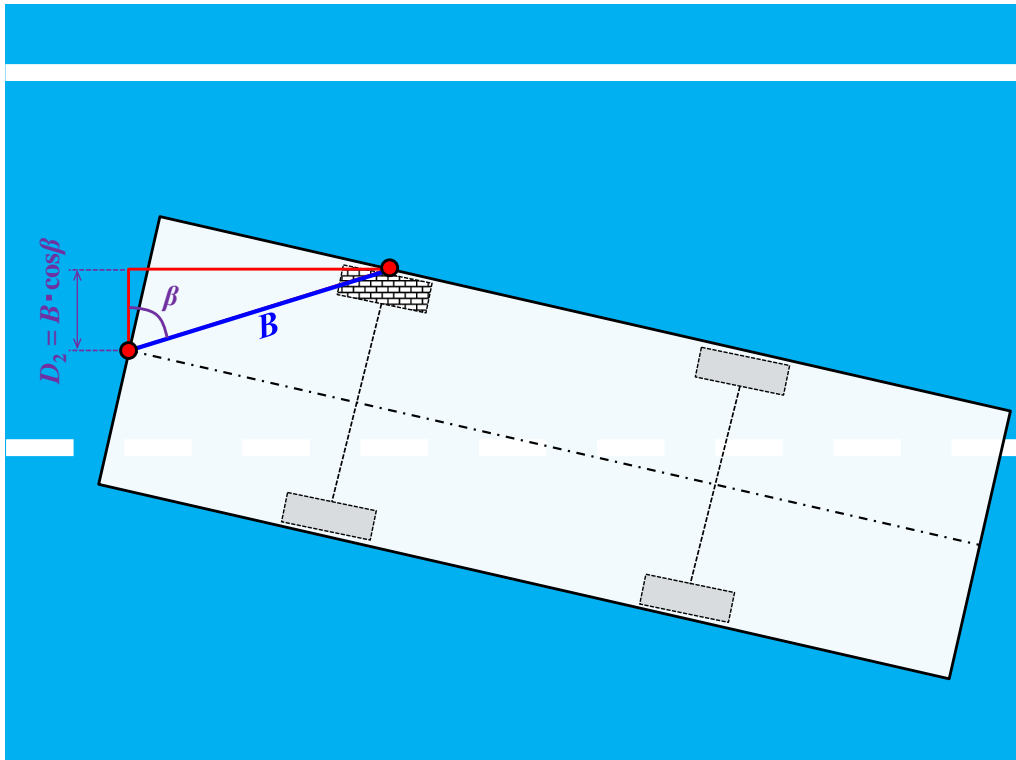
(a) 車両横断方向移動距離  $D$  を用いた車両脱輪判定の概念図



(b) 車両偏心角  $\alpha$  を用いた海側車線中心軸から車両停止後の車両中心軸までの車両横断方向距離  $D_1$



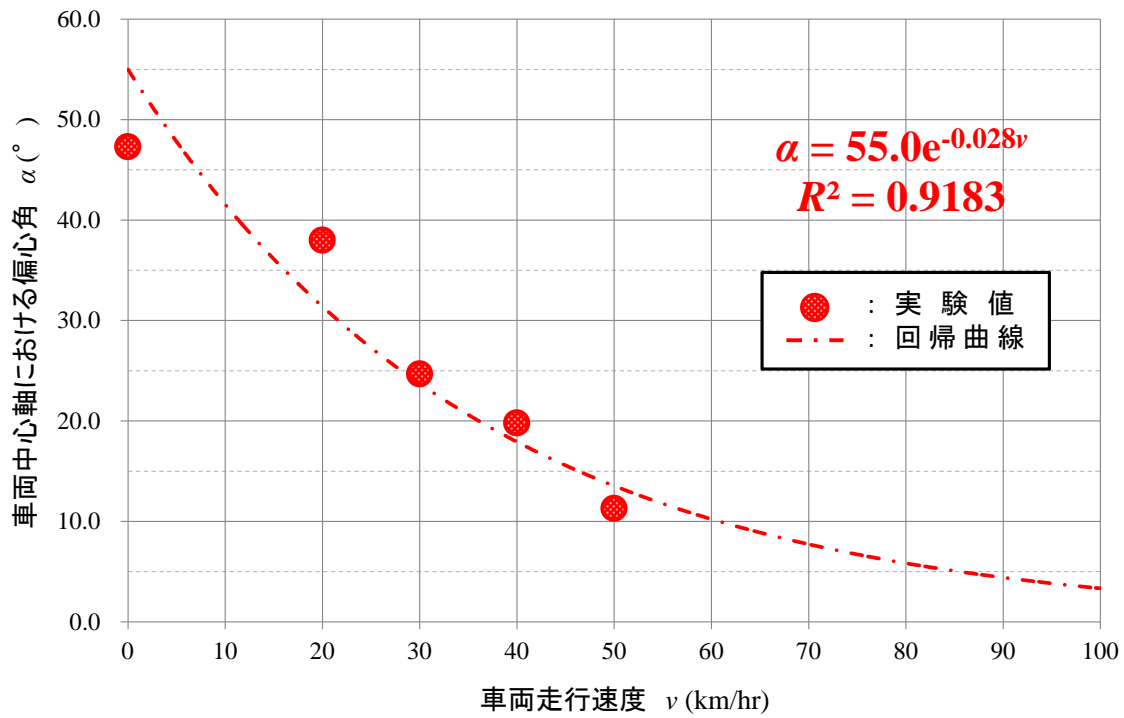
(c)  $\theta$ ,  $\varphi$  および  $B$  の算定・計測の概念図



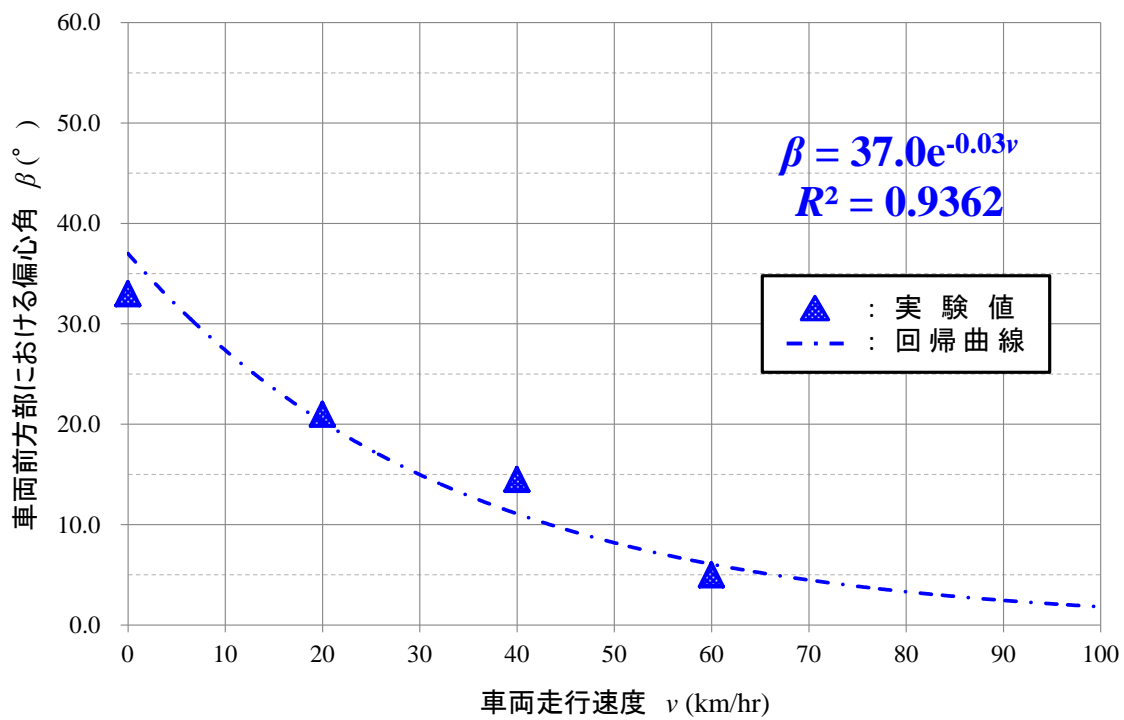
(d) 車両偏心角  $\beta$  を用いた車両中心軸から車両右側方前輪までの車両横断方向距離  $D_2$

図-6.4.2.1 車両横断方向移動距離  $D$  の推定方法



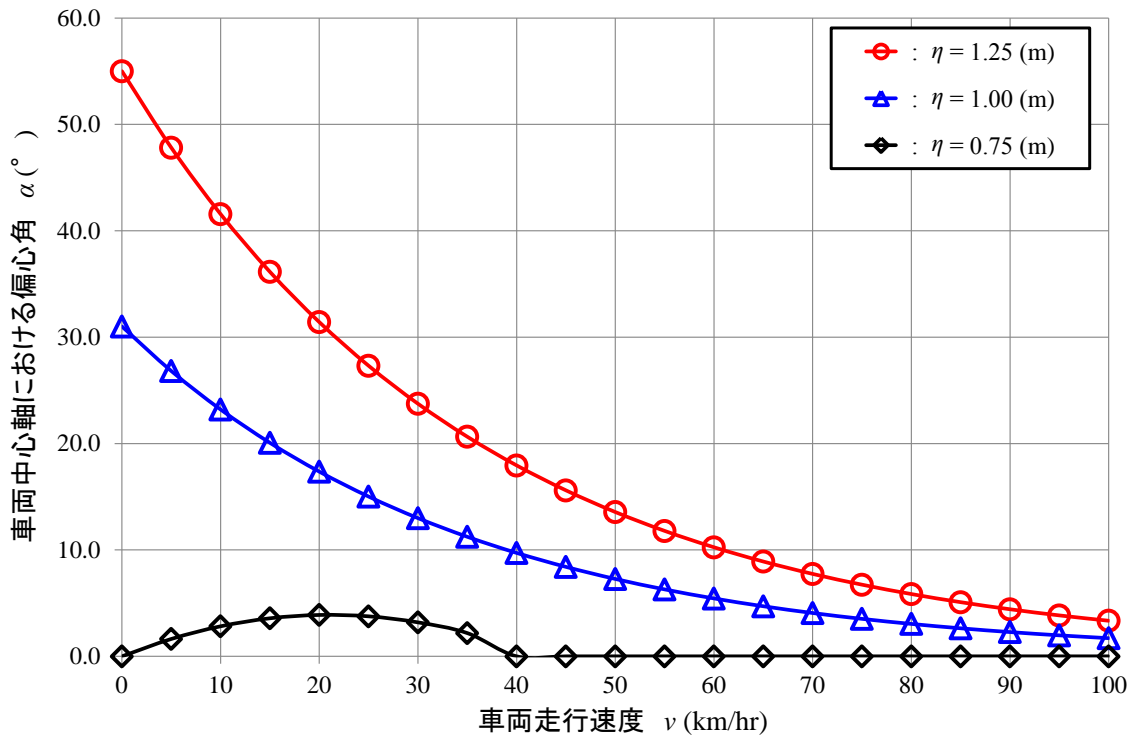


(a) 車両走行速度  $v$  と車両中心軸における偏心角  $\alpha$

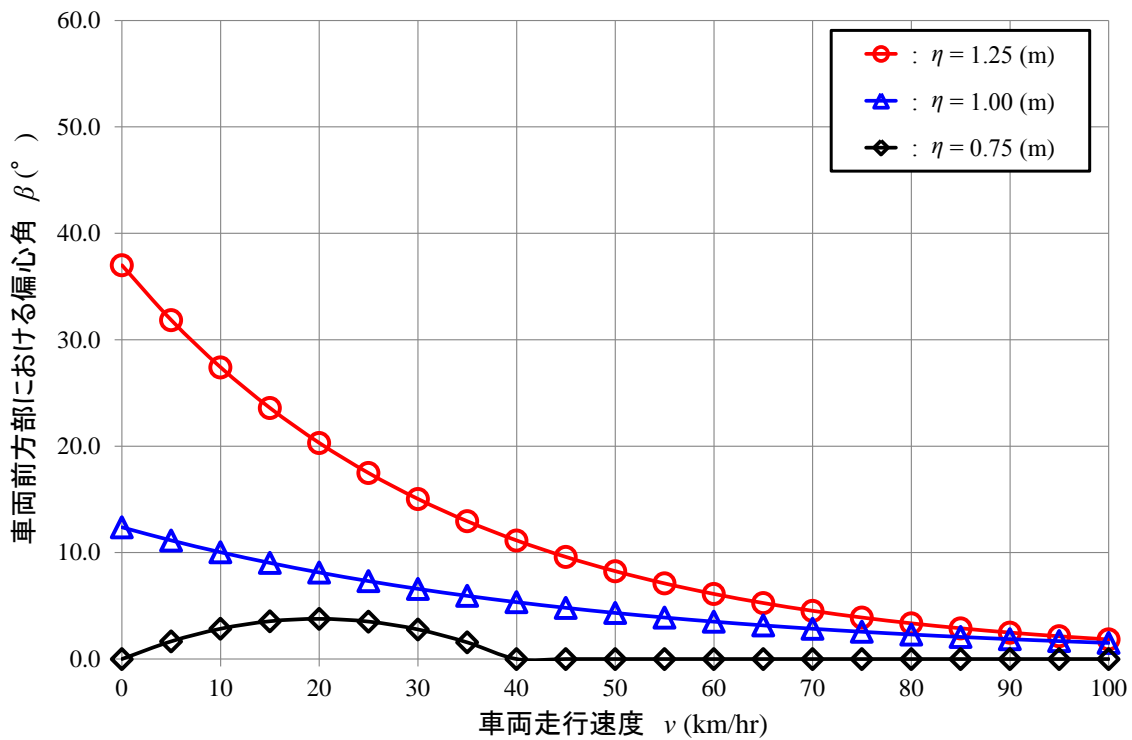


(b) 車両走行速度  $v$  と車両前方部における偏心角  $\beta$

図-6.4.2.2 越波水脈厚  $\eta = 1.25$  m に対する車両走行速度と車両偏心角の関係



(a) 車両走行速度  $v$  と車両中心軸における偏心率  $\alpha$



(b) 車両走行速度  $v$  と車両前方部における偏心率  $\beta$

図-6.4.2.3 各越波水脈厚に対する車両走行速度と車両偏心率の関係

### 6.4.3 車両脱輪の判定

前述の(6)式を用いて、各越波水脈厚  $\eta$  に対する車両横断方向移動距離  $D$  を算出した結果を図-6.4.3.1 に示す。走行実験に用いた車両走行速度  $v$  は、 $v = 0, 20, 30, 40, 50$  および  $60 \text{ km/hr}$  の計 6 速度とし、車両模型に作用させる越波水脈厚  $\eta$  は、 $\eta = 0.50, 0.75, 1.00$  および  $1.25 \text{ m}$  の計 4 水脈厚とした。同図中に視覚的に分かりやすいよう道路部の各車線を記載しているが、このうち車両横断方向移動距離  $D$  が  $6.75 \text{ m}$  (路側帯外側線) を超えているものが車両の脱輪状態を示す。また、全実験条件において推定値は、実験値を概ね良好な精度再現できていることがわかる。推定値における脱輪条件は、 $\eta = 1.25 \text{ m}$  の  $v = 20, 30$  および  $40 \text{ km/hr}$  で発生しており、これは、 $\eta = 1.25 \text{ m}$  の  $v = 20 \text{ km/hr}$  の結果を除いては、車両走行実験の結果と同様の脱輪状況を示している。さらに、走行車両の脱輪だけでなく、対向車との衝突を回避するための車両走行条件は、 $\eta = 0.75 \text{ m}$  の  $v = 15 \text{ km/hr}$  までとなることがわかる。この  $\eta = 0.75 \text{ m}$  が道路部で発生する波浪条件は、先述した図-6.4.2.1 の有義波周期  $T_{1/3} = 10.0 \text{ s}$  に対する換算沖波波高  $H_o'$  と道路路面上への最大越波水脈厚  $\eta_{\max}$  の関係より、H.H.W.L ( $h = 1.50 \text{ m}$ ) では  $H_o' = 2.90 \text{ m}$ 、H.W.L ( $h = 0.75 \text{ m}$ ) においては  $H_o' = 5.80 \text{ m}$  から  $\eta = 0.75 \text{ m}$  の越波が生じることがわかる。よって、鬼鹿海岸においては、潮位が H.W.L に達した際、 $H_o' = 5.00 \text{ m}$  で片側交互通行、 $H_o' = 6.00 \text{ m}$  で通行止め等の交通規制が必要となる。

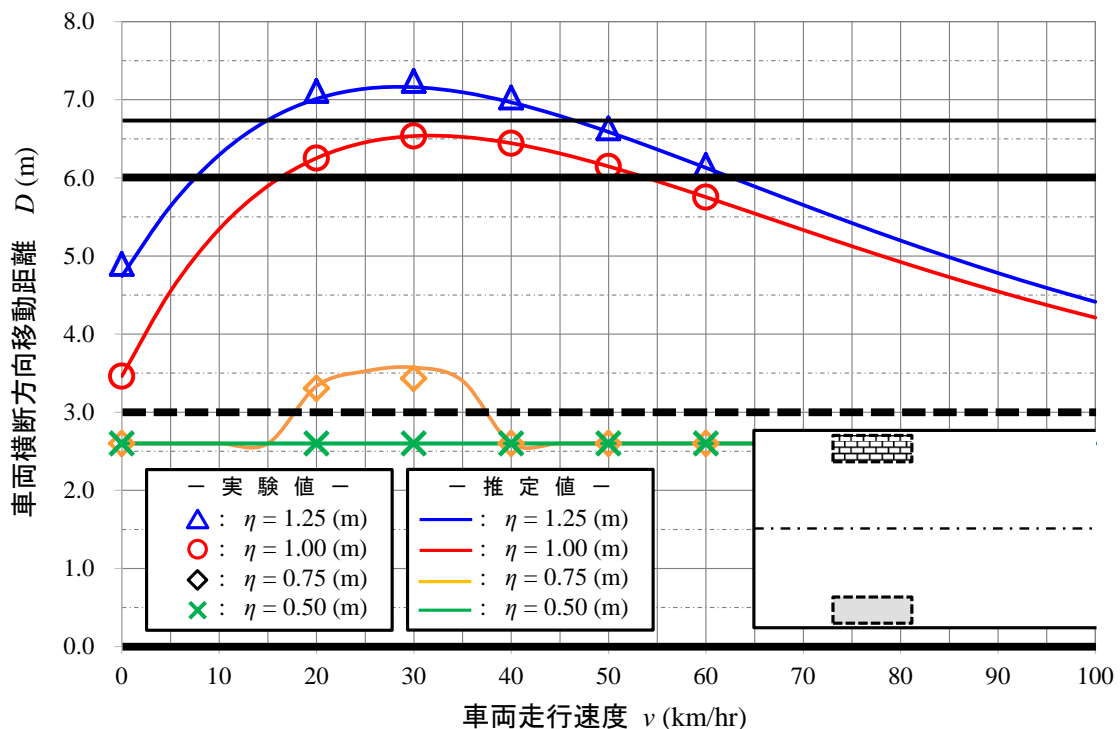


図-6.4.3.1 各越波水脈厚に対する車両走行速度と車両横断方向移動距離の関係

## 6.5 船揚場斜路における対策

### 6.5.1 恒久対策

今回の研究対象とした直立護岸に併設された船揚場斜路を含め、いくつかの船揚場斜路において行われている越波対策を示す。

**写真-6.5.1.1** に張り出し式斜路を示す。この斜路形式は、北海道内で最も多く見られる船揚場斜路の形態であり、護岸から直角に張り出しているため、直立壁からの波の回り込み等の影響が少ない。また、**写真-6.5.1.2** に示すように、護岸に平行に張り出している形式の斜路も多くみられる。しかしながら、斜路が剥き出しのため、斜路使用者の安全性に多少の危険がともなう。

**写真-6.5.1.3** に開閉式ゲート斜路を示す。今回の研究対象とした、直立護岸に併設された船揚場斜路に対して多く行われる対策であり、斜路背後に船を使用する時のみ開閉するゲートを設けることによって、斜路背後地への越波を抑制している。

**写真-6.5.1.4** に埋め殺し斜路を示す。船揚場斜路の多くは、未だ漁業者によって使用されているが、なかには、越波の影響が厳し過ぎることや、使用していた漁業者の移転等によって放棄される船揚場斜路も少なくない。そうした場合、漁業管理者の同意を得て、背後地道路等への影響を最小限に抑制するため、斜路内部に大量の消波ブロックを施工し、埋め殺してしまう場合がある。



写真-6.5.1.1 護岸直角形式の張り出し式斜路



写真-6.5.1.2 護岸平行形式の張り出し式斜路



写真-6.5.1.3 開閉式ゲートが設置された船揚場斜路

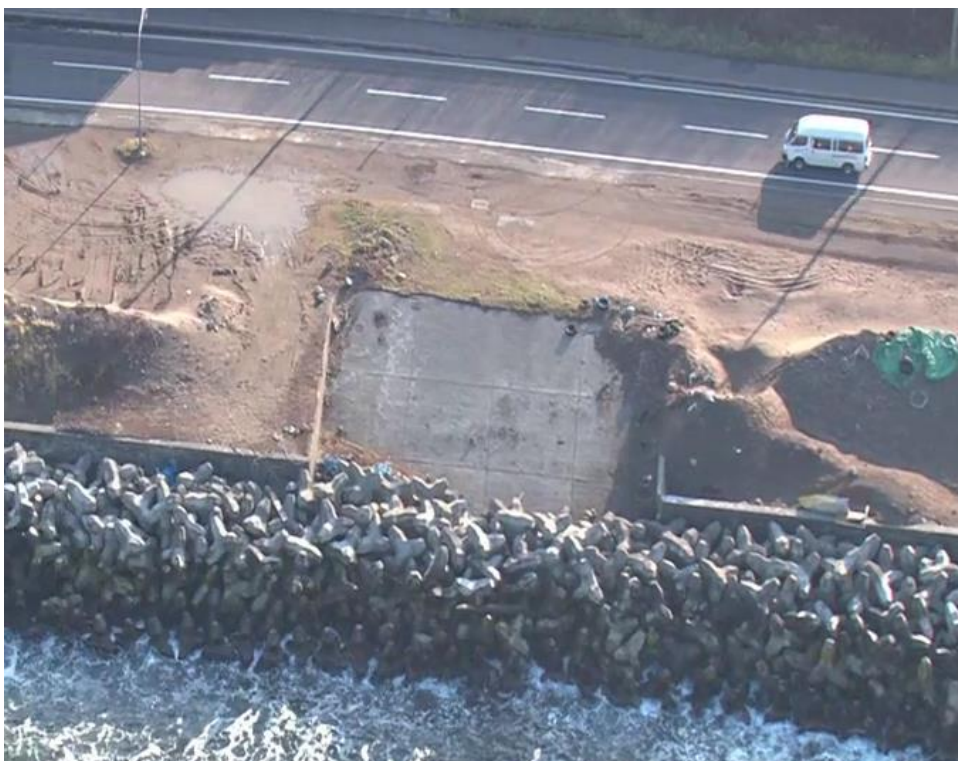


写真-6.5.1.4 消波ブロックにより埋め殺された船揚場斜路

## 6.5.2 応急対策

現在も供用されている船揚場斜路に対して、高波浪時に越波被害が大きくなると想定される斜路に対して、**写真-6.5.2.1**に示すように大型土のうを設置し、応急的に越波被害を抑制する対策である。この対策は、上述した各恒久対策と比べて比較的安価で行える対策であるため、多くの船揚場斜路で使用されている。



写真-6.5.2.1 大型土のうにより応急対策が講じられた船揚場斜路

## 6.6 第6章の結論

本章により以下のことが明らかになった。

### (1) 直立護岸に併設された船揚場斜路における波の集中特性

大型平面水槽を用いた水理模型実験およびCADMAS-SURF/3Dを用いた3次元の数値解析により、波の集中が頭打ちとなる水路幅と斜路幅の比率0.50を明らかにするとともに、直立護岸に作用した波が屈折および回折効果により斜路部へ集中することを明らかにした。

### (2) 車両脱輪事故時の海象条件に伴う海岸道路への越波特性

上述で明らかとした水路幅と斜路幅の比率0.50の護岸構造条件のもと、車両事故発生当時の波浪条件に対して2つの潮位条件を適用した水理模型実験により、船揚場斜路背後地における越波状況を確認した。最大越波水脈厚に関しては、各潮位条件における実験値に対し、対数近似を用いることにより、その他の潮位条件での最大越波水脈厚を推定できることを推察した。また、越波流量は、潮位条件に関わらず、越波流量の生じた時点で海岸道路を走行する車両に対する許容越波流量を超えていることが明らかとなった。このことより、直立護岸に併設されたような船揚場斜路における越波は、一度、生じ始めることで、非常に大きな外力を有して海岸道路部へ来襲することを示した。

### (3) 車両の走行速度が車両脱輪に及ぼす影響

大型平面水槽内に設置した水路幅と斜路幅の比率0.50の護岸模型側方に車両走行用のスロープを設置し、車両模型を自由落下させることにより車両事故発生時の脱輪状況を再現した。まず、停止状態の車両に作用する波力を第4章で提案した衝撃砕波力理論を準用した算定法で算出した結果、計算値は実験値概ね良好な精度で再現していることを確認した。これは、斜路からの越波現象が緩傾斜護岸からの越波現象とは異なり、越波水塊が斜路中央部に集中し、越波水塊が飛んでくるような現象であるためと推察される。つぎに、走行速度と車両脱輪の関係を車両停止距離および車両における各偏心角をもとに明らかにするとともに、事故発生当時の車両走行速度における車両の脱輪軌跡を確認した。また、対向車との衝突事故を回避するための越波水脈厚に対する走行速度も明らかにするとともに、現地における通行規制の限界波高を提案した。

### (4) 船揚場斜路における対策手法

上述してきたような様々な危険性を有する船揚場斜路に対する恒久対策および応急対策について列挙し、各対策工の特徴について示した。



## 6.7 参考文献

- 1) 越智聖志, 木村克俊, 平野夕焼, 上久保勝美, 山本泰司, 名越隆雄, 清水敏明, 袖野宏樹: 海岸道路に併設された船揚場斜路における越波が通行車両に及ぼす影響について, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.69, No.2, pp.756-760, 2013.
- 2) 有川太郎, 山野貴司, 秋山実: 数値波動水槽における砕波変形計算の高精度化, 海岸工学論文集, 第 54 卷, pp. 71-75, 2007.
- 3) 山野貴司, 有川太郎, 川崎浩司, 小竹康夫, 秋山実: 3 次元数値波動水槽 CADMAS-SURF/3D への造波ソースの導入とその妥当性, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.66, No.1, pp.6-10, 2010.

# 第 7 章

## 結 論

近年、海岸道路においては、急激な気候変動に伴う台風の大型化と来襲頻度の増加によって、波浪形態が多種多様に変化し、高波による通行障害が多発しており、その対策が急務となっている。本研究では、こうした高波による海岸道路の越波被害の現状を把握するとともに、高波時の安全性の確保を目的に研究を進めてきた。

以下に、各章ごとの主要な結論を列挙する。

第 1 章では、我が国の海岸道路で生じたいくつかの越波被害事例を基に、現在の海岸道路における安全評価基準（許容越波流量による安全評価）の問題点に関して整理した。また、今後の気候変動に伴う海象条件の変化に対し、海岸道路に対する越波外力の増大を考慮し、我が国の一般的な 2 種類の護岸形式（直立護岸、緩傾斜護岸）を対象とし、海岸道路の安全性を向上させることを研究目的として示した。

第 2 章では、これまで行われてきた高波による護岸からの越波に関する既往研究を整理し、本研究と既往研究との対象とする越波の視点について言及し、高天端条件の直立護岸および 3 次元的な構造をもつ緩傾斜護岸に関する研究の方向性を明らかにした。

第 3 章では、北海道内を対象として海岸道路における車両事故事例および、今後の波浪形態の変化に伴い車両事故が想定される現地に対する分析を行い、各現地海岸に対する現地調査内容について報告した。

第 4 章では、越波による車両の滑動事故例を基に、高波による護岸からの越波のうち、越波水塊部に着目し、その運動モデルの構築を行うとともに、道路横断方向に対する最大越波水脈厚分布および最大越波流速分布の算定法を確立した。さらに、越波水塊部が車両に衝突する際の波力を衝撃砕波力の理論に基づき、各補正係数を乗じることにより、その算定式を提案した。本手法は、現在まで海岸道路において一般的に用いられている防波性能の評価指標である許容越波流量に代わる新たな指標になると考えられる。本手法を現地の道路管理者が波浪予測と組み合わせて活用することで、安全な道路交通が可能となる。また、現地の事故発生後に施工された消波改良断面における安全性の評価を行い、当該海岸道路における現在の車両通行限界波高を明らかにした。

第 5 章では、近年の海面上昇や気候変動に伴う波浪形態の変化により危険視されている環境共生型の緩傾斜護岸における越波の危険性について明らかにし、越波水脈厚を評価指標とし、車両に作用する水平波力の算定法の提案した。さらに、この算定法と数値解析手法を併用することで、多くの緩傾斜護岸背後地における通行基準を明らかにできることを示した。

第 6 章では、直立護岸に併設された船揚場斜路で生じた、越波による走行車両の滑動・脱輪事故例を基に、規則波を用いた 3 次元の数値解析および水理模型実験により、直立護岸に併設された斜路への波の集中特性を明らかにした。また、当該事故発生時の海象条件を再現した水理模型実験により、当時の越波を再現し、車両走行実験により、走行車両の走行速度の違いによる車両脱輪の危険度を評価した。さらに、第 4 章で提案した、車両へ作用する波力の提案式が緩傾斜護岸背後の車両に対しても適応可能であることを明らかにした。これらにより、我が国に多く存在する同様な形式の船揚場斜路の危険性を道路管理者に明らかにするとともに、船揚場斜路における恒久および応急対策工を示した。

# 謝 辭

本研究の遂行にあたって、室蘭工業大学大学院教授 木村 克俊 博士には多大なご指導とご教示を賜りたした。また、終始懇切なご指示と温かいご激励を頂きました。ここに、深く感謝を申し上げる次第です。

室蘭工業大学大学院教授 中津川 誠 博士，ならびに室蘭工業大学大学院准教授 川村志麻 博士には，本論文のご審査を賜り，貴重なご指導と適切なお助言を頂きました。ここに，厚くお礼申し上げます。

室蘭工業大学 太田 典幸 技官には，実験から研究室に関わることまで，いろいろお世話になりました。深く感謝を申し上げます。

本研究のとりまとめに際しては，様々な方々からのご協力を頂戴いたしました。海象および気象データは，北海道，北海道開発局，株式会社ドーコン，財団法人北海道道路管理技術センターならびに財団法人日本気象協会北海道支社より提供を頂きました。また，数値解析に関しては，日本データサービス株式会社に多大なご協力を頂きました。また，水理模型実験に関しては，国立開発研究法人土木研究所寒地土木研究所の実験施設を使用させていただきました。特に，国立開発研究法人土木研究所寒地土木研究所研究員 上久保 勝美 博士および国立開発研究法人港湾空港技術研究所研究員 山本 泰司 博士には，研究へのご協力を頂いたのみならず，常に適切なお助言とご指導を賜りました。さらに，研究の遂行に当たり，博士後期過程 2 年の橋田 雅哉さん，昨年度の修士 2 年の阿部 翔太さんおよび横山 雄司さんを始め，研究室の皆様方には多くのご協力を頂きました。ここに記して各位に謝意を表します。