

平成 23 年度水産基盤整備調査委託事業  
「漁港施設等設計条件見直し調査」

報告書

平成 24 年 3 月

水産庁漁港漁場整備部

独立行政法人水産総合研究センター水産工学研究所

株式会社アルファ水工コンサルタンツ

復建調査設計株式会社

## 1. 業務概要

### 1.1. 業務目的

平成 23 年 3 月 11 日に三陸沖で発生したマグニチュード 9.0 の東北地方太平洋沖地震は、東北・関東の沿岸部を中心に、揺れによる建造物の倒壊、液状化、地盤沈下等の被害と津波による建造物等の倒壊等の甚大な被害をもたらした。特に、今般の被災地は漁業を地域の基幹産業としてところが多く、約 300 の漁港が立地していることから、水産業に壊滅的な被害が生じたところである。

現在被災地では、住民の生活支援等が行政の最大課題であり、地方公共団体による水産基盤施設等の被害状況の把握が十分になされていない状況にある。また、今回の被災については、従来の設計条件を遙かに超える外力が働いており、被災状況の確認とそのメカニズムの解明、更には復旧事業を推進するにあたっての設計条件の見直し等の考え方を早急に検討する必要がある。

このため、本研究では、東北・関東地方の拠点的な漁港(第 3 種及び特定第 3 種漁港を想定)を中心に、概ね 12 漁港を選定して、現地調査による被災時のデータ収集を行い、地震と津波の外力による被災のメカニズムの解明を行うとともに、今後の漁港施設等の復旧に向けた設計基準の見直し等について、検討を行うものである。

### 1.2. 業務内容

業務内容	実施数量
(1)現地における漁港施設等の被災原因調査 ①漁港施設被災状況調査 ②水産関連施設被災状況調査 ③津波痕跡高等調査 ④常時微動観測等による地震特性の調査	12 漁港
(2)再現試験による詳細解析と改良・復旧工法の検討 ①既往データの収集・整理 ②津波遡上の解析 ③地震に関する解析 ④施設被災メカニズムの検証	②津波遡上の解析 再現性の検証 12 ケース 詳細解析 3 ケース 復旧断面の検討 3 ケース ③地震に関する解析 詳細解析 17 ケース 復旧断面の検討 18 ケース
(3)設計条件等に関する課題整理 ①現行漁港設計基準の評価 ②漁港区域内の被災状況 ③総合的な評価と今後の方針	(1)、(2)の結果を総合して実施

### 1.3. 計画機関

水産庁漁港漁場整備部

### 1.4. 共同研究機関

独立行政法人水産総合研究センター水産工学研究所  
株式会社アルファ水工コンサルタンツ  
復建調査設計株式会社

### 1.5. 履行期間

自:平成 23 年 5 月 18 日 ~ 至:平成 24 年 3 月 19 日

## 2. 現地における漁港施設等の被災原因調査

次に掲げる調査対象漁港において、漁港施設等の被災状況及び被災原因を究明するため、現地調査を実施する。

### 2.1. 調査対象漁港

東北・関東地方の拠点的な漁港(第2種、第3種及び特定第3種漁港)を中心に、12漁港を選定して現地調査による被災時のデータ収集を行い、地震と津波の外力による被災のメカニズムの解明を行うとともに、今後の漁港施設等の復旧に向けた設計基準の見直し等について、検討を行った。

次に掲げる調査対象漁港において、漁港施設等の被災状況及び被災原因を究明するため、現地調査を実施した。

**調査対象 12 漁港:**三沢漁港(青森 3 種)、田老漁港(岩手 2 種)、山田漁港(岩手 3 種)、大槌漁港(岩手 3 種)、大船渡漁港(岩手 3 種)、気仙沼漁港(宮城特定 3 種)、志津川漁港(宮城 2 種)、女川漁港(宮城 3 種)、石巻漁港(宮城特定 3 種)、閉上漁港(宮城 2 種)、松川浦漁港(福島 3 種)、銚子(千葉特定 3 種)

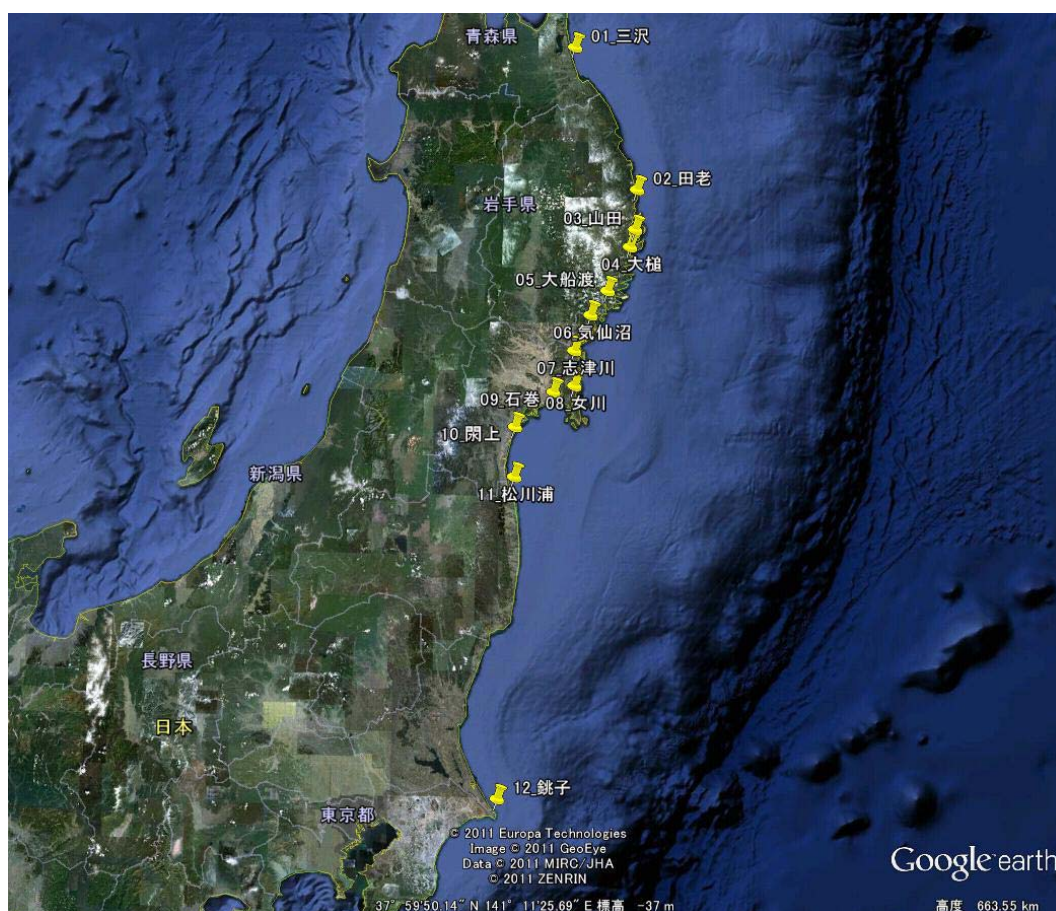


図-2.1.1 調査対象漁港位置図

## 2.2. 調査項目

調査対象漁港に対して行なった現地調査の内容を表-2.2.1.1 に示す。

表-2.2.1.1 現地調査内容

<b>1.漁港施設被災状況調査</b>
対象とする漁港において、漁港施設の被災状況を把握する。被災状況について、網羅的に把握するとともに主要施設にあつては震災前後の変状について、測量等により定量的に把握する。特に、防波堤の倒壊については、そのメカニズムを把握するため、サイドスキャンソナー等の機器により海中の状況を把握する。 なお、本調査にあつては、今般の震災による地盤の変動等が発生したことが想定されることから、RTK-GPS等の高精度の測量機器を用いて、主要となる施設の水平方向及び鉛直方向の位置を把握する。
<b>2.水産関連施設被災状況調査</b>
対象とする漁港及びその周辺に存する水産関連施設の被災状況を把握する。水産関連施設については、各地域内の水産市場・水産加工場・製氷施設・冷蔵庫等、今後の復興に向けて重要となる施設を対象とする。それぞれの施設について、被災規模・被災要因・復旧状況等を把握する。
<b>3.津波痕跡高等調査</b>
津波痕跡高については、既存調査資料等の把握に努め、効率的に現場の津波痕の観測を行う。特に同一地域であっても津波の高さに局所的な差が生じていることから、周辺の地形・構造物等の把握を行うことにより、そのメカニズムを把握する。また、漁村地域の地形・構造物等の特徴により、津波遡上高及び引き波流速に特異的な現象が発生している状況について把握する。
<b>4.常時微動観測等による地震特性の調査</b>
今般の地震の特性を評価するため、地震の揺れによる係留施設等の被災(沈下・崩壊等)が顕著な箇所において、常時微動観測を実施しデータを取得する。また、液状化の発生と考えられる被災箇所についても、現地調査により実態把握を行う。

## 2.3. 調査実施工程

現地調査は各漁港について2日間にかけて実施した。2日間のなかでは、「漁港施設被災状況調査」「常時微動観測等による地震特性の調査」を2班に分かれて実施し、「水産関連施設被災状況調査」「津波痕跡高等調査」は適宜分担して行った。さらに、調査団全体によって、特徴的な被災箇所についての被災メカニズムの検討を行った。また、水中調査は別班とした。調査実施工程を図-2.3.1に示す。

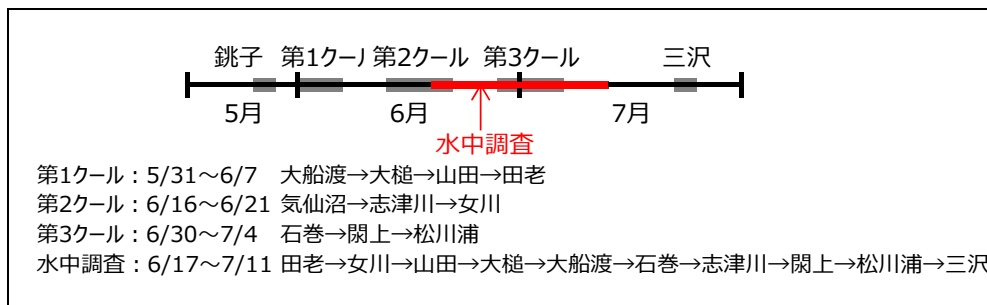


図-2.3.1 調査実施工程表

## 2.4. 調査方法

### 2.4.1. 調査対象施設の抽出

調査対象施設は、主に被災前後の航空写真を用いて、被災程度の顕著な箇所を中心に次のような観点から選定を行っている。

- (1) 施設の倒壊、決壊、飛散など、被災程度が比較的大きい施設を選定
- (2) 法線はらみ出しやエプロン沈下などの地震被害の顕著な施設を選定
- (3) 隣接する施設であっても構造形式や配置の違いによって被災程度が異なる場合、比較対象として選定
- (4) 各漁港において、外郭施設、係留施設、防潮堤を、可能な限り網羅的に含むように選定
- (5) その他(特徴的な被災箇所または特徴的な構造箇所など)

## 2.4.2. 調査方法

### 2.4.2.1. 施設被災状況調査方法

施設被災状況調査の方法を、**A.津波に関わる被災施設の陸上調査**、**B.津波に関わる被災施設の水中調査**、**C.地震に関わる被災施設の陸上調査**、それぞれについて以下に示す。

#### A. 津波に関わる被災施設の陸上調査

外郭施設(防波堤、護岸等)、係留施設(岸壁、船揚場等)、海岸保全施設(防潮堤等)について、津波の外力により被災したと想定される施設を対象に現況測量を行い、施設の変状を把握しその被災パターンを推測した。

##### (1) 現況測量

津波または地震の影響により発生した変状を定量的に把握するために、VRS-RTK およびトータルステーションを用いて、漁港施設およびその背後地等の現況を計測した。

##### (2) レッド測深

津波の流体力により発生した海底地盤の洗掘の有無を確認するため、施設の前面および背後をレッドで測深を行い、被災前の設計水深との比較により洗掘の有無を判断した。

##### (3) 目視調査

法線の移動・沈下、部材の損傷、堤体の傾斜・倒壊・飛散、吸出し発生の有無等の被災状況を把握するため、陸上目視確認を行い、スタッフ等を用いて被災箇所の規模等について、野帳記録および写真撮影を行った。



(a)目視調査状況(洗掘規模の計測)



(b)レッド測深状況(前面洗掘の確認)

図-2.4.2.1.1 陸上計測状況

## B. 津波に関わる被災施設の水中調査

水没したケーソンやブロック等の状況や海底地盤の洗掘状況など、陸上からの目視が不可能な対象物の被災状況を確認するため、スワス測深器(3次元サイドスキャンソナーC3D(以下、「C3D」とする)、**図-2.4.2.1.2**)を用いて測深及び海底音響画像の収録を行った。さらに、収録したデータを解析することにより、被災後の海底地盤の深度分布および飛散したケーソンやブロック等の部材の散在状況を把握した。また、AUV(Autonomous Underwater Vehicles、自律型無人潜水機、**図-2.4.2.1.3**)を用いて、同様に海底地形測量を実施しているが、使用機器の仕様等は巻末資料に掲載する。

なお、気仙沼漁港及び銚子漁港は水中調査の対象外とした。その理由としては、気仙沼漁港の対象5施設のうち4施設は未被災のところが多く、棧橋岸壁の渡版が飛散した程度であったこと、エプロンの沈下がみられた箇所についても地震動による沈下が主体的であると現場で判断されたことから、対象外とした。また、銚子漁港についても漁港施設の被災がみられなかったことから対象外とした。



図-2.4.2.1.2 サイドスキャンソナー(TeledyneBenthos 社製 C3D-LPM)

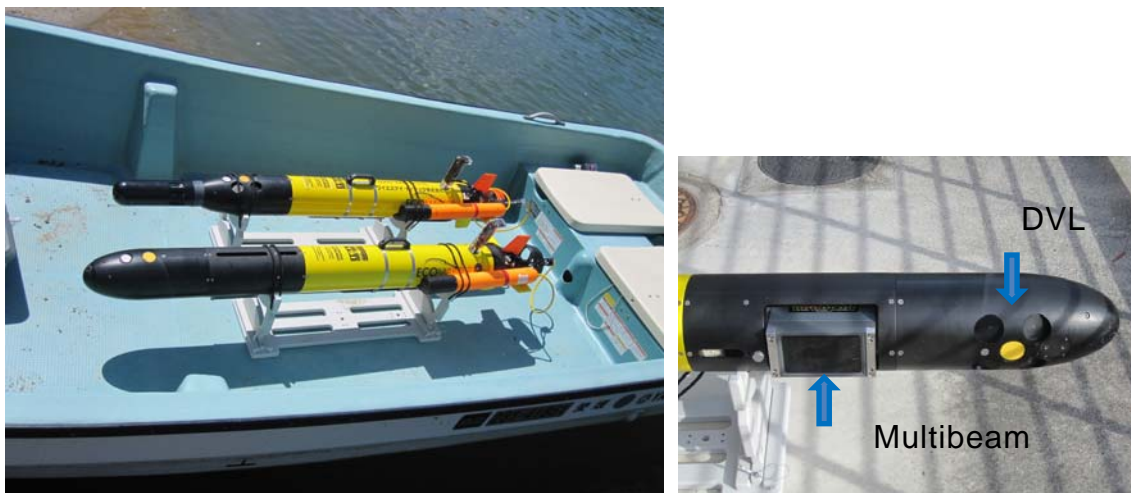


図-2.4.2.1.3 AUV(YSI 社製 EcoMapper)

(1) 機器の構成および仕様

機器の構成および仕様を図-2.4.2.1.4、表-2.4.2.1.1 および表-2.4.2.1.2 に示す。

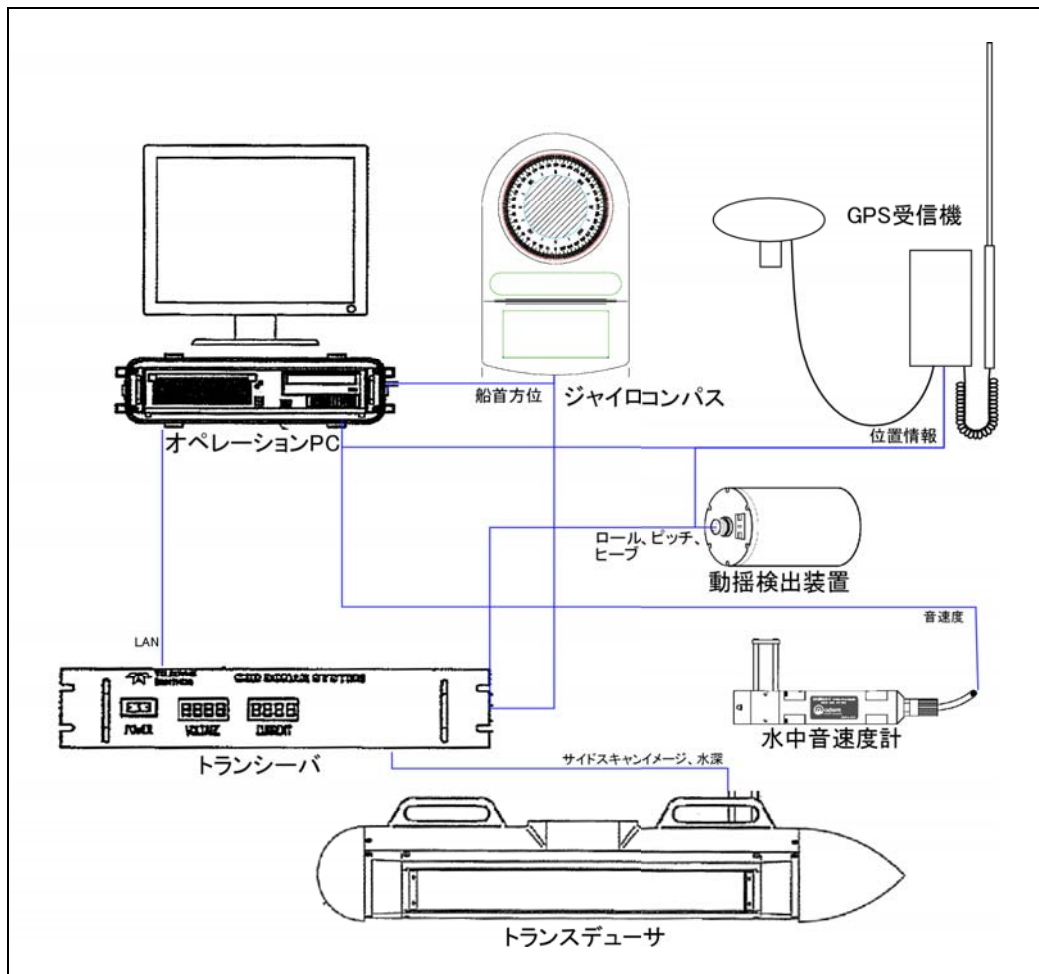


図-2.4.2.1.4 機器構成



表-2.4.2.1.1 機器構成

種類	機器名称	メーカー	概要
トランスデューサ	C3D-LPM TRANSDUCER POD	TELEDYNE BENTHOS	音波送受波装置。サイドスキャンイメージと水深の計測。
トランシーバ	C3D-LPM TRANSCIEIVER	TELEDYNE BENTHOS	トランスデューサの制御、外部センサーのデータ同期。
動揺検出装置	DMS-05	TELEDYNE TSS	トランスデューサの動揺を測定。
ジャイロコンパス	Meridian Surveyor Gyrocompass	TELEDYNE TSS	トランスデューサの向いている方向を測定
水中音速度計	Digibar V	TELEDYNE ODOM HYDROGRAPHIC	音波の到達時間、屈曲の補正データとして音速を計測。
GPS 受信機	LEGACY-H	TOPCON	トランスデューサの地理座標を測定。
制御ソフトウェア (オペレーション PC)	GeoDAS	OCEANIC IMAGING CONSULTANTS	各計測器の制御と計測状況の確認、データ収録。

表-2.4.2.1.2(1) 機器仕様(1)

機器	仕様
C3D-LPM	<p>メーカー:TELEDYNE BENTHOS</p> <p>測深能力:最大 100m (50m 以浅が最適)</p> <p>ソナー周波数:200kHz</p> <p>サイドスキャンレンジ:片舷 25~300m</p> <p>測深レンジ:水深の 10~12 倍</p> <p>解像度(横方向):サイドスキャンソナー 4.5cm、測深 5.5cm</p> <p>ビーム幅:1 度</p> <p>水深解像度:1cm</p> <p>パルス長:25usec~1msec (レンジにより変化)</p> <p>発信間隔:1 秒間に 30ping 以上</p> <p>トランスデューサ角度:20, 30, 40 度で可変 (本業務では 20 度で使用)</p> <p>送信出力:Max. 224dB re 1uPa@1m</p> <p>船速度:1-10 knots</p> <p>エレメント数:12 (片側のトランスデューサに 6 個)</p>
DMS-05	<p>メーカー:TELEDYNE TSS</p> <p>ロール、ピッチ精度:0.05 度</p> <p>ロール、ピッチレンジ:±60°</p> <p>ヒープ精度:±5cm/5%</p> <p>ヒープレンジ:±10m</p> <p>水深定格:3000m</p>

表-2.4.2.1.2(2) 機器仕様(2)

機器	仕様
Meridian Surveyor Gyrocompass	メーカー:TELEDYNE TSS 動的なヘッドイング精度:±0.2° 静的なヘッドイング精度:±0.05° 旋回追従:毎秒 200° 以下
Digibar V	メーカー:TELEDYNE ODOM HYDROGRAPHIC 測定範囲:1400-1600m/sec 測定間隔:100Hz 以上 出力間隔:最大 10Hz 解像度:0.1m/sec 精度:±0.2m/sec 耐水深:50m
LEGACY-H	メーカー:TOPCON 機種:GD タイプ 受信周波数:GPS L1(1575.42MHz)/L2(1227.60MHz) 精度: 水平:±(10mm + 1.5ppm ×測定距離(mm))m.s.e. 垂直:±(20mm + 1.5ppm ×測定距離(mm))m.s.e. ※本調査は VRS-RTK として使用

## (2) C3D の測定原理

### 1) サイドスキャンソナー

C3D に搭載されているサイドスキャンソナーは、トランスデューサから海底面に向かって扇状に音波ビームが発信され、海底面または構造物などで反射して戻ってくる受信信号の時間遅れから距離を計算し、信号の強度を記録する装置である。この信号の強度を、濃淡をつけて表示することにより、海底の様子を鯨観図としてみる事ができる。

### 2) スワス測深

スワス測深機は、扇状に音波ビームを発信し、一度に幅広い範囲を測深することができる測深機の総称であり、C3D はスワス測深機に分類される。また、スワス測深にはクロスファンビーム方式とインターフェロメトリ方式があり、C3D はインターフェロメトリ方式を採用している。

インターフェロメトリ方式は、同時に伝播されたビームの入射角度から距離を計算する方式である。C3D は、インターフェロメトリ方式の中でも CAATI と呼ばれる高解像度の方式であり、1 個のトランスデューサに受信部として片側 6 個(計 12 個)のエレメントを搭載し、送信した音波パルスの反射波を受信する際に、入射角を細かく計算することで多くの測深点を取得することができる。

### (3) 調査船への艀装

#### 1) 艀装方法

C3D トランスデューサは艀側に船首方向に水平に固定することで艀装する。同軸(高さ方向)上に動揺検出装置およびGPSアンテナを設置することにより、トランスデューサの位置および動揺を正確に認識することができる。ジャイロコンパスは船体中心軸上に設置し、船首方向の変動を逐次検出する。後の水深編集を補うために、水中音速度計を C3D トランスデューサと同軸上に固定する(図-2.4.2.1.5)。



図-2.4.2.1.5 艀装状況

#### 2) 機器の位置計測

各機器取り付け後において、各機器間の位置関係(オフセット値)およびトランスデューサのマウント位置から水面までの距離等を測定する(図-2.4.2.1.6)。これにより、船舶の動揺および船首方向、公共座標、トランスデューサの位置を関連付け、取得データの補正を行う。

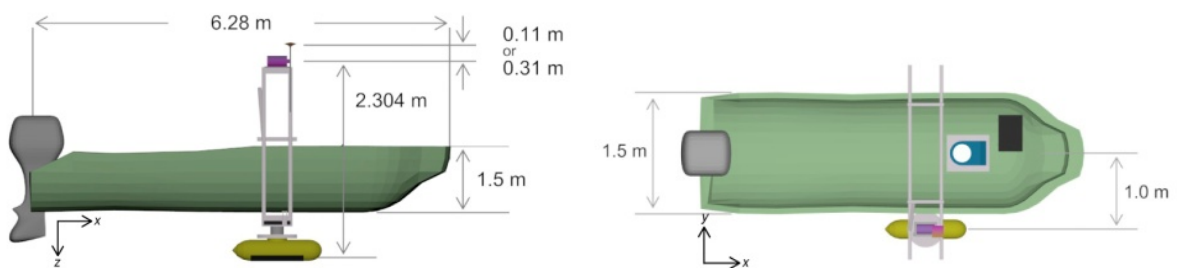


図-2.4.2.1.6 C3Dトランスデューサの位置

#### (4) 精度確認

##### 1) GPS の精度確認

GPS の精度確認は、本来、既知の基準点上で GPS 観測を行い、基準点座標と観測座標が一致することを確認するものである。ただし、本調査においては、地震による地殻変動によって既知点を使用できない状態にあった。そのため、オルソ化された被災後航空写真からトレースした港形に対して、船舶の現在位置が相対的に一致していることで、精度確認とした。

##### 2) 水深の精度確認

水深の精度確認は、測量開始前に任意の点においてレッド測深を行い、同位置において C3D によって得られた水深と比較し、その差が 0.1m 以内であることで、精度が確保されていると判断した。

#### (5) データ補正

##### 1) 潮位補正

各対象漁港において、VRS-RTK により岸壁上に検潮 B.M.を設け、検潮 B.M.に水位計を設置し、測量中における水位変動を記録した。これにより得られた潮位データを潮位補正に用いた。

##### 2) 動揺補正

各対象漁港において、測量開始前にパッチテストを行い、ロール、ピッチ、ヨーの各バイアス値およびレイテンシーを算出し、それらを動揺補正に用いた。パッチテストは以下のように行った。

###### ➤ ロールバイアスの測定

平坦な海底で同一測深線を設定し、往復測深を行い、その相互の計測値からロールバイアス値を算出する。

###### ➤ ピッチバイアスの測定

直線的な浚渫溝や海底にある人工構造物を利用して測深線を設定し、往復測深を行い、その相互の計測値からピッチバイアス値を算出する。また、作業船の速力による船体の傾斜(ピッチバイアス値)が変化することが想定されるので、船速を変えて測定を実施し、船速による変化をあらかじめ把握するものとする。

###### ➤ ヨーバイアスの測定

海底にある人工構造物等を目標物として、片側のビーム幅が 100%重複するように平行した測深線を設定し、同一方向に測深を行い、その相互の計測値の差からヨーバイアス値を算出する。

###### ➤ 時間遅れ(レイテンシー)の測定

測深値入力記録時間と測位装置の計測時間との時間差を、直線的な浚渫溝や海底にある人工構造物上に測深線を設定し、高速で一往復、低速で一往復測深を行い、捉えたターゲット位置のズレ及び同方向の高速、低速で捉えたターゲット位置の変化の比率から算出する。

##### 3) 音速度補正

測深と同時に、水中音速度計により音速度を計測し、音速度補正を行った。

## C. 地震に関わる被災施設の陸上調査

係留施設(岸壁、物揚場等)について、地震により被災したと想定される施設を対象に、RTK(リアルトラッキング)測量およびスタッフ、ポール、傾斜計等の計測機器を用いて施設の変状を計測した。計測した変状の定義は以下のとおりである。また、被災概念図を図-2.4.2.1.8、図-2.4.2.1.9に示す。

### 1) はらみ出し

元の法線からの水平変位とする。

ただし、元の法線は施設端部がほとんど移動していないという前提で両端部を結んだ線とする。ただし、端部が移動、流出している場合は、移動していないことが確認できる測定点を結び、それを延長した線を元の法線とした。

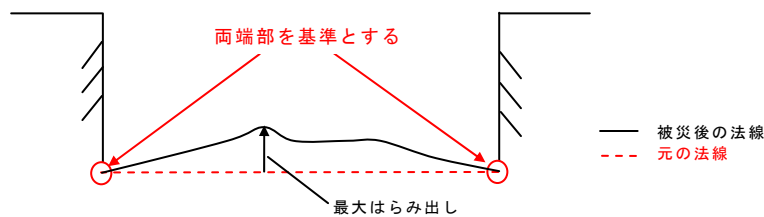


図-2.4.2.1.7 法線はらみ出し測定方法

### 2) 天端沈下

法線位置での鉛直変位とする。局所的な沈下だけでなく、広域沈下量を含む。

### 3) エプロン段差・開き

上部工部とエプロン部の段差・開きとする。

### 4) 背後段差・開き

エプロン部と背後部の段差・開きとする。

### 5) 傾斜角

前面壁の鉛直方向の傾きであり、海側に傾斜をプラス(+)、陸側に傾斜をマイナス(-)とする。

### 6) 上部工勾配、エプロン勾配、背後勾配

上部工部、エプロン部、背後部の水平方向の傾きであり、海側に傾斜をプラス(+)、陸側に傾斜をマイナス(-)と定義する。

### 7) 法線ずれ

隣接する施設(あるいは同施設内スパン)との相対的な変位とする。

### 8) 上部工段差・開き

隣接する施設(あるいは同施設内スパン)との相対的な段差、開きとする。

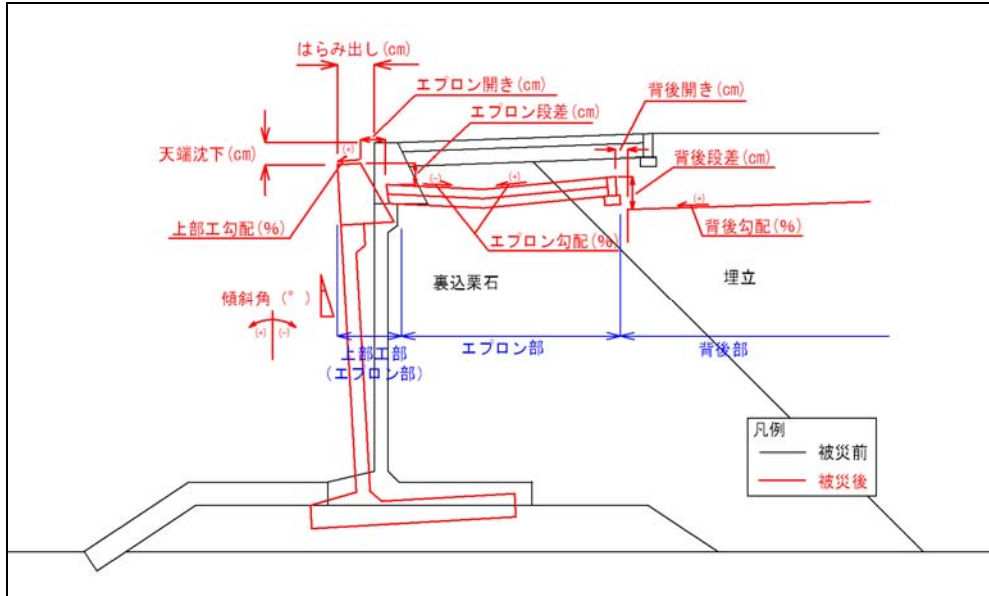


図-2.4.2.1.8 被災概念図(重力式)

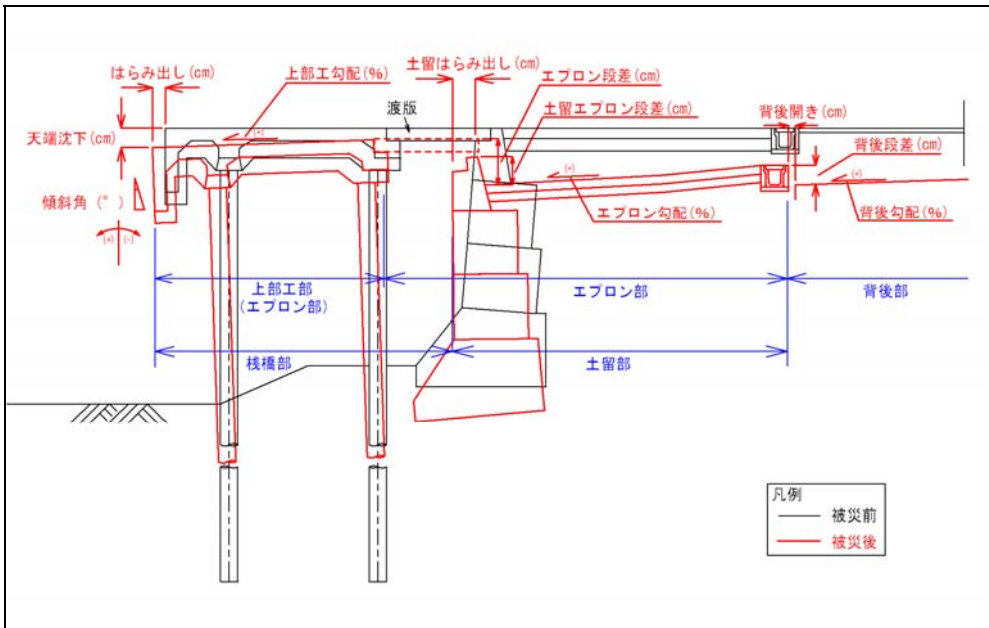


図-2.4.2.1.9 被災概念図(栈橋式)

### 2.4.2.2. 津波痕跡高の測定方法

土木学会海岸工学委員会などで構成される東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループ(以下、「ttjt」とする)によって得られた浸水高および遡上高を、平面的に補間するように浸水高の計測を行った。計測には VRS-RTK とレーザー距離計を併用して標高値として記録した。

なお、ここでの浸水高および遡上高は、図-2.4.2.2.1 に示す浸水高および遡上高を TP 基準として再定義する(図中の緑矢印)。

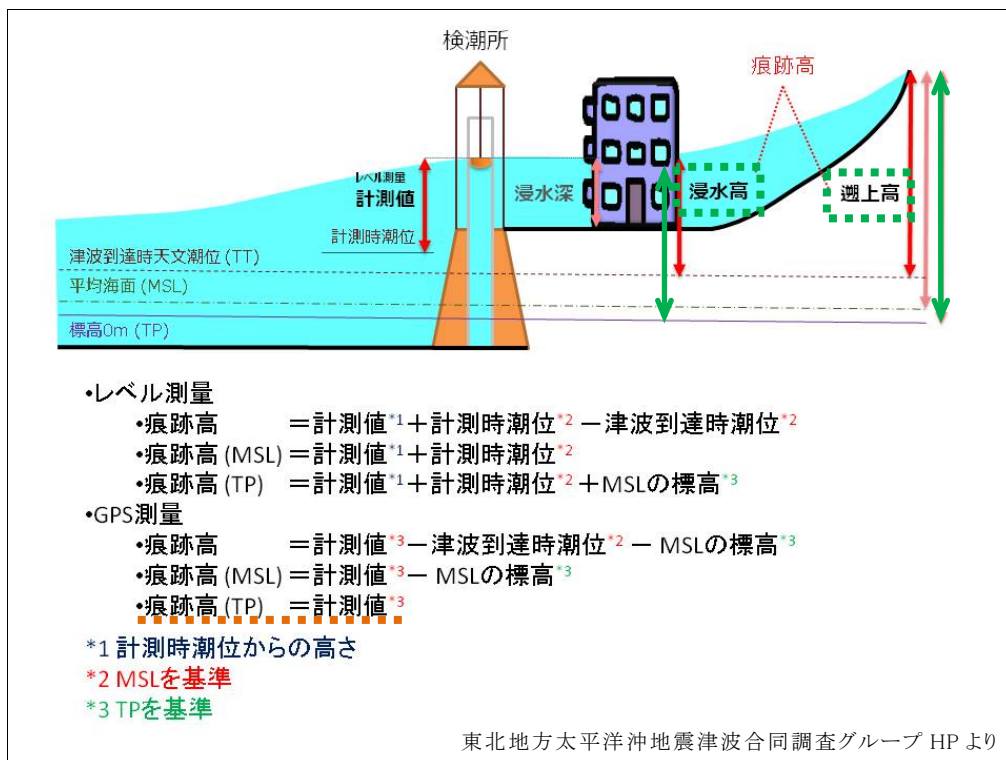
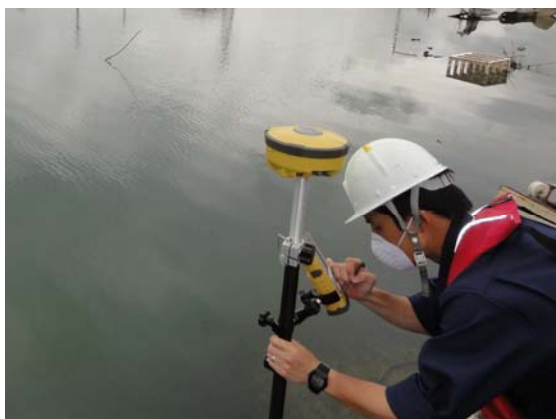


図-2.4.2.2.1 津波の高さの定義



(a)VRS-RTK 観測状況



(b)レーザー距離計観測状況

図-2.4.2.2.2 津波痕跡高の計測状況

### 2.4.2.3. 常時微動観測方法

今般の地震の特性を評価するため、地震の揺れによる係留施設等の被災(沈下・崩壊等)が顕著な箇所において、常時微動観測を実施した。

#### (1) 常時微動観測の方法

常時微動観測の方法は以下のとおりである。また、常時微動観測状況を写真-2.4.2.3.1に示す。

- 1) 観測地点に計器(常時微動計)を設置し、LAN ケーブルによりデータ収録用のパソコンと接続する
- 2) 方位磁石を用いて、計器の方向を調整した後、計器の水平性を合わせる。  
(磁北を Y 方向に一致させた)
- 3) 計器の安定性を確保するため、5 分程度の予備計測を行う。
- 4) 11 分間程度、計測を行う。



写真 - 2.4.2.3.1 常時微動観測状況



## (2) 観測結果の整理方法

常時微動観測および整理方法を以下に示す。なお、常時微動 H/V スペクトルの求め方に統一的な方法はない現状にある。

- 1) 解析に用いる常時微動(3成分)の観測データを用意する。  
サンプリング周波数 100Hz とし、観測時間は 11 分間を基本とする。
- 2) 観測より得られた時刻歴波形の中から、交通などによる擾乱の影響が少ないと考えられる 163.84 秒の区間を 3 区間抽出する。各区間は重ならないように抽出する。
- 3) 抽出した区間毎の時刻歴波形をフーリエ変換し、成分毎のスペクトルを求める。
- 4) 水平成分のスペクトルを NS 成分、EW 成分(X、Y成分)各々の二乗値の平均値の平方根により求める。
- 5) 水平成分と鉛直成分のスペクトルは Parzen ウィンドウを用い、バンド幅 0.05Hz で平滑化を行う。
- 6) 水平成分のスペクトルを鉛直成分のスペクトルで除して H/V スペクトルを求め、3 区間分を平均(単純平均)化したものを対象地点の常時微動 H/V スペクトルとする。

常時微動観測に使用する計器は東京測振(株)製 CV-374V とした。姿絵を写真-2.4.2.3.2 に示す。



写真-2.4.2.3.2 観測計器 (CV-374V)

## 2.4.2.4. 土質調査の方法

### (1) 土質調査の目的

本調査では、東北地方太平洋沖地震により被災した漁港の主たる施設について、液状化の判定および動的詳細解析 (FLIP) 等を実施し被災時の挙動再現を行った。その際の解析条件を設定するにあたり、既往のボーリング調査結果および土質試験結果を確認できなかった 5 漁港の計 8 施設 (大船渡 5-20、大船渡 6-10、石巻 9-3、関上 16、関上 69、松川浦 I-9、松川浦 I-6-a (※土質試験のみ実施)、波崎 N13) について、ボーリング調査、標準貫入試験および土質試験を実施し、解析対象施設における工学的基盤 ( $N \geq 50$ ) 以浅の地盤状況や堆積層の物理特性を把握した。以下に、ボーリング調査、標準貫入試験および土質試験の方法について示す。

### (2) ボーリング調査方法

#### 1) ボーリング機械および孔径

ボーリング機械はロータリーボーリング機械とし、所定の深度に対して十分余裕のある能力を持つものを使用した。図-2.4.2.4.1 に、ボーリング機械の概略図を示す。

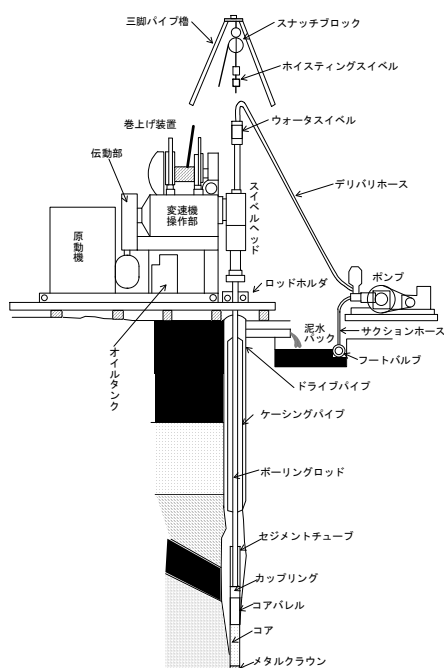


図-2.4.2.4.1 ボーリング機械の概略図

#### 2) 調査位置 (座標および孔口標高) の確認

調査位置 (座標および孔口標高) の確認は、RTK-GPS により行った。

#### 3) ボーリング機械および孔径試掘の実施

埋設物確認のための試掘 (GL-1.0~1.5m 程度) を行った。

#### 4) 掘削孔径

掘削孔径は  $\phi 66\text{mm}$  とした。

#### 5) ボーリング足場およびやぐら等

ボーリング足場およびやぐら等は、作業の完了まで機械を安定に保つ十分堅固な構造とした。図-2.4.2.4.2 に、ボーリング足場およびやぐらの概略図を示す。また、図-2.4.2.4.3 に、作業範囲の概略平面図を示す。

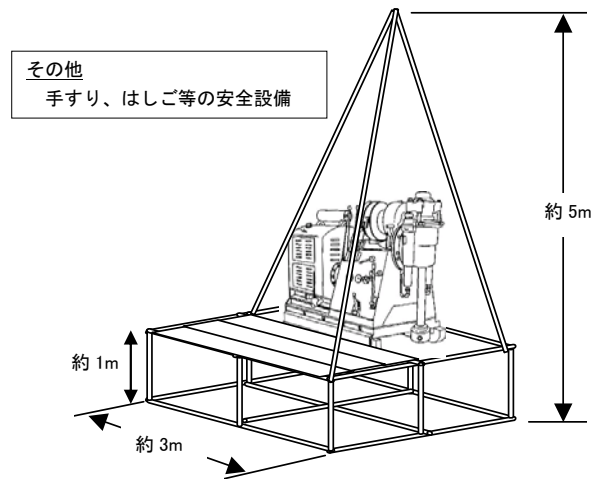


図-2.4.2.4.2 ボーリング機械周辺の概略図

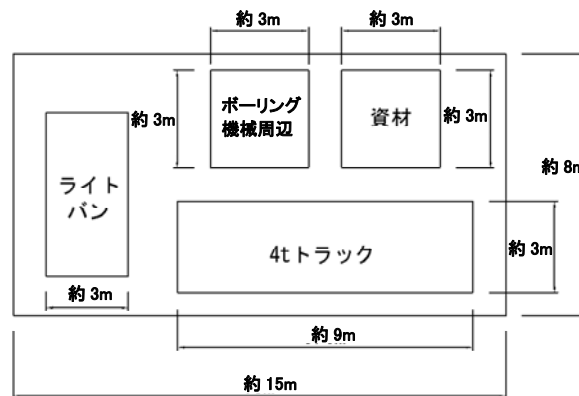


図-2.4.2.4.3 作業範囲の概略平面図

#### 6) 孔壁の保護

掘削に際しては、孔壁の安定を保つためベントナイト泥水を循環し、ケーシングパイプで保護した。

#### 7) 土層境界の把握

掘進中は循環水の色、スライムの状態、混入物の状態等から土層境界を把握した。

#### 8) ボーリングの掘止め

工学的基盤(N 値 50 以上)を原則 1m(N 値 2 回)確認した。なお、基盤出現深度(GL-72m 程度)が深くなった石巻漁港(No. 9-3)の調査については、工学的基盤(N 値 50 以上)を 3m(N 値 4 回)確認した。

### (3) 標準貫入試験方法

標準貫入試験は、「土の標準貫入試験方法 (JIS A 1219)」により行い、原位置における土の硬軟、締まり具合の相対値を知る指標となるN値を求めるとともに、物理特性を把握するために必要となる攪乱試料採取を行った。本調査では、試掘による埋設物の確認を行ったため、試験開始深度はGL-2.0mを基本とし、深度1m毎に実施した。表-2.4.2.4.1に、標準貫入試験方法を示す。また、図-2.4.2.4.4に、標準貫入試験器具の概略図を示す。

表-2.4.2.4.1 標準貫入試験方法

項目	内容
試験目的	①N値の測定 ②攪乱試料の採取
試験方法	日本工業規格「土の標準貫入試験方法 (JIS A 1219)」に規定される用具と方法を用いる。質量 $63.5 \pm 0.5 \text{ kg}$ のハンマーを $76 \pm 1 \text{ cm}$ 自由落下させ、標準貫入試験用サンプラーを $30 \text{ cm}$ 打ち込むのに要する打撃回数をN値とする。
打撃回数	本打ちの打撃回数は50回を限度とし、超える場合はその時点での貫入長を記録する。

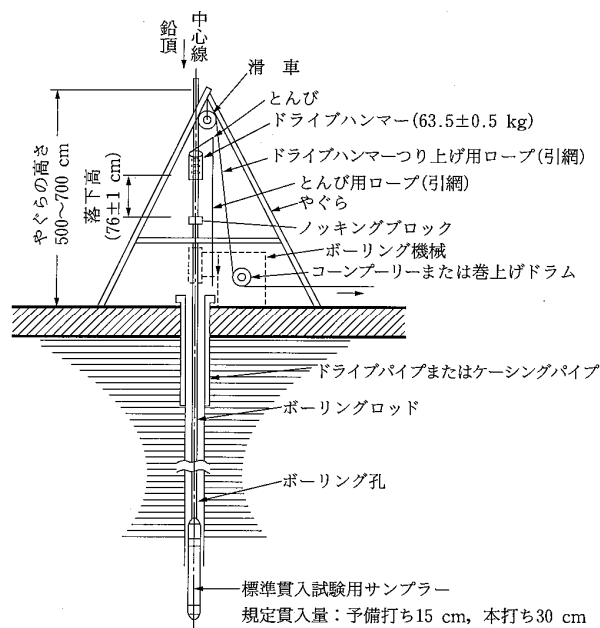


図-2.4.2.4.4 標準貫入試験器具の概略図

#### (4) 室内土質試験方法

室内土質試験は、「土粒子の密度試験」、「土の含水比試験」、「土の粒度試験」、「土の液性限界試験」および「土の塑性限界試験」を実施した。各試験は表-2.4.2.4.2に示す規格により行った。なお、表中には対象土質、得られる定数、主な利用方法を併せて示す。また、各試験は以下に示す方針で実施した。

##### 1) 土粒子の密度試験、土の含水比試験および土の粒度試験（沈降分析、ふるい分析）

GL-20m 以浅の砂質土層については、1m 毎の実施を基本とした。また、GL-20m 以浅の粘性土層および GL-20m 以深の層については、各層の代表試料（3m 毎に 1 試料程度）において実施した。

##### 2) 土の液性限界試験および土の塑性限界試験

液状化判定で必要となるため、細粒分含有率 15%以上の試料については土の液性限界試験および土の塑性限界試験を実施した。

表-2.4.2.4.2 室内土質試験内容および規格等

試験名	規格	対象土質	得られる定数	主な利用方法
(1) 土粒子の密度試験	JIS A 1202	粘土、砂質土	土粒子の密度 $\rho_s$	土性の判定
(2) 土の含水比試験	JIS A 1203	粘土、砂質土	含水比 $w_n$	土の含水状態
(3) 土の粒度試験 （沈降分析）	JIS A 1204	粘土、砂質土	粒径加積曲線等	土の分類、液状化判定
(4) 土の粒度試験 （ふるい分析）	JIS A 1204	砂質土、礫混り土 砂	粒径加積曲線等	
(5) 土の液性限界試験 (6) 土の塑性限界試験	JIS A 1205	細粒分含有率 15%以上の試料	液性限界 $w_L$ 、 塑性限界 $w_P$	

### 3. とりまとめ

1 2 漁港において実施した調査・解析の結果を踏まえて、施設被災メカニズムの検証、現行漁港設計基準の評価、漁港区域内の被災状況、総合的な評価と今後の方針をとりまとめた。

### 3.1 施設被災メカニズムの検証

#### 3.1.1 津波外力の観点からの検証

本検討では、現地調査を行った漁港施設のうち防波堤および岸壁に対して、被災状況の特徴を整理したうえで、津波による被災メカニズムを検討した。なお、岸壁の被災メカニズムについては地震による被災メカニズムを踏まえて、「3.1.3 被災メカニズムの取りまとめ」において、地震と津波による複合的な被災パターンを含めて整理する。

##### (1) 被災状況

現地調査を踏まえた被災状況について、工種による分類および構造形式による分類を行い、被災の特徴を整理した。被災状況の一覧を表-3.1.3.1に示す。

#### 1 工種による分類

##### a. 防波堤

- 堤体が堤内側に滑動・転倒・飛散した防波堤が多い(図-3.1.1.1「倒壊方向」)
- 堤外側に飛散しているケースもある(図-3.1.1.1「倒壊方向」参照)
- 基礎マウンドが洗掘を受けているところが多い(図-3.1.1.1「マウンド洗掘」)
- 堤頭部や開口部の基礎マウンドの洗掘が特に大きい(図-3.1.1.1「堤頭部・開口部洗掘」)

##### b. 岸壁

- 直立消波ブロックが背後に飛散した
- エプロンの剥離、裏埋材の吸出しがみられた
- 本体工の前面への傾倒・流出がみられた

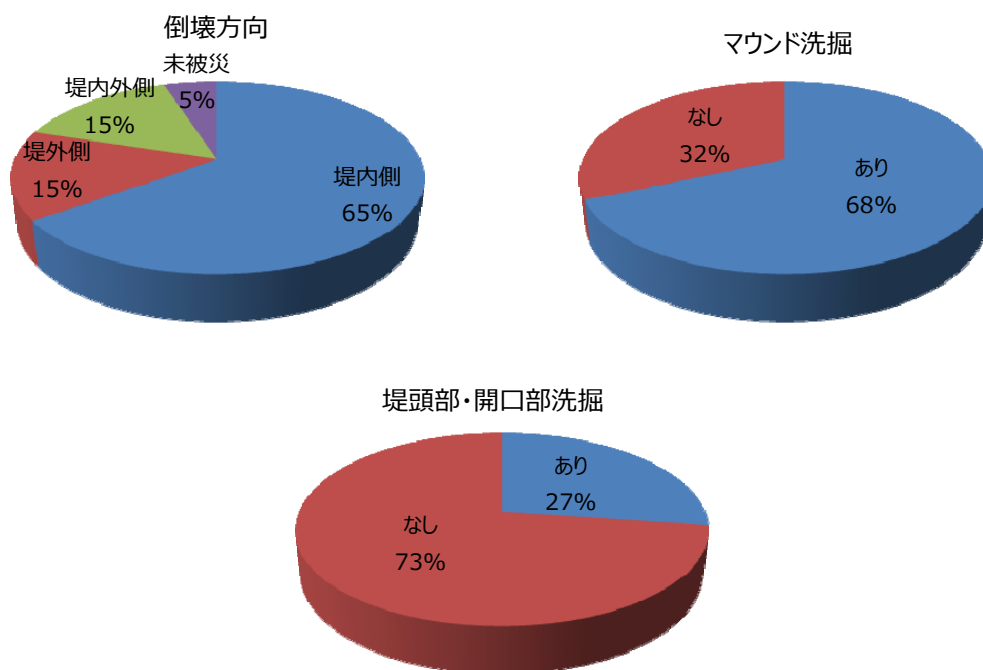


図-3.1.1.1 外郭施設の被災状況(構造形式単位)

## 2 構造形式による分類

### a. 重力式

- 防波堤の多くは堤内側に倒壊・飛散した
- 岸壁の場合、直立消波式を除いて前面に変位・飛散した  
矢板式防波堤の被災状況と異なる点は、堤体が地盤に貫入していないため、飛散距離が大きい傾向にある(最大移動距離約 150m)。

### b. 矢板式

- 防波堤の場合、マウンドの洗掘、本体の傾倒がみられた
- 岸壁の場合、裏埋材の流出、控え矢板の露出、本体工の前面への傾倒・倒壊がみられた  
重力式岸壁の被災状況と異なる点は、堤体が飛散せずに傾倒して留まっていることが多い(例えば、山田漁港-5m 岸壁、大槌漁港-4m 岸壁)。

### c. 栈橋式

- 栈橋式岸壁の多くは、渡版の背後への飛散が多い
- 本体工の顕著な被災はみられない  
重力式や矢板式の岸壁の被災状況と異なる点は、本体工の変位が極めて少ない点であり、裏埋土が存在しないことが大きく異なる。



表-3.1.1.1(a) 被災状況一覧(その1)

漁港名	種別	番号	施設名	構造形式	建設年度	施設延長 (m)	水深 (m)	天端高 (m)	現地観測結果											被災状況											
																				共通			外郭施設・係留施設				海岸保全施設			その他	
									水平移動 量(cm)	はみ出し (cm)	天端沈下 (cm)	傾斜角 (度)	エロン 段差(cm)	吸出し	崩落・倒壊 有無	法線	上部工	本体工	エロン	本体(表法)	覆法被覆	天端被覆	裏埋土	背後	斜路						
三沢	外郭施設	(1)	北堤岸 護G	傾斜堤(ブロック式)	H7~14	425.5	-1.5	5.204	0	0	0	0	-	あり	Ⅱ	未被災	未被災	未被災	-	-	-	-	吸出し	損傷	-						
		(2)	中防波堤 防8	重力式(直立消波式)	H2,H3	181	-5.0	2.604	46m	-	-	-	-	なし	Ⅱ	欠損	後方飛散	後方飛散	-	-	-	-	-	-	-	-					
		(3)	外南防波堤 防3	混成堤(ケーソン式)	S55~H10	404	-7.0	4.104	(計測不能)	0	13	0	-	なし	Ⅱ	未被災	剥離・損傷	未被災	-	-	-	-	-	-	-	-					
	係留施設	(1)	-4.0m岸壁 (用地護岸) 岸7	矢板式(普通矢板式)	H18	119	-4.0	2.204	312	0	1	3.6	23	あり	Ⅱ	凹凸	傾斜	傾斜	沈下	-	-	-	-	吸出し	流出	-					
		(3)	船揚場 船1	ブロック張式	S55,H17	150	-3.0	3.104	(計測不能)	-	9	-	-	なし	Ⅱ	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	前方飛散					
田老	外郭施設	(1)	東防波堤 1-1-1~3, 1-2,1-3	混成堤(ケーソン式)	S29~56	223.5	-9.5	4.5	140m	-	-	-	-	なし	Ⅲ	欠損	後方飛散	後方飛散	-	-	-	-	-	-	-	-					
		(2)	東防波堤 1-4,1-5	混成堤(ブロック式)	S29	83	-2.0	4.5	(計測不能)	-	-	-	-	なし	Ⅲ	欠損	後方飛散	後方飛散	-	-	-	-	-	-	-	-					
		(3)	南防波堤 1-6	混成堤(ケーソン式)	S51~54	123	-7.0	5	152m	-	-	-	-	なし	Ⅲ	欠損	後方飛散	後方飛散	-	-	-	-	-	-	-	-					
	係留施設	(1)	-4.0m岸壁 9-8	重力式(ブロック式)	S62	85	-4.0	2.3	(計測不能)	0	32	0	165	あり	Ⅲ	欠損	前方飛散	前方飛散	後方飛散	-	-	-	-	吸出し	流出	-					
		(2)	-4.0m岸壁 9-4,9-6	重力式(直立消波式)	S61	121	-4.0	2.3	106m	-	-	-	-	あり	Ⅲ	欠損	後方飛散	後方飛散	後方飛散	-	-	-	-	吸出し	流出	-					
	防潮堤	(1)	防潮堤 2-1,2-2(A区間)	扶壁式	S39~41	520	-	10.83	160m	-	-	-	-	あり	Ⅲ	欠損	-	-	-	前方倒壊	後方飛散	後方飛散	吸出し	-	-						
		(2)	防潮堤 2-3(B区間)	扶壁式	S49~54	479	-	10.7	(計測不能)	-	-	-	-	あり	Ⅲ	欠損	-	-	-	未被災	後方飛散	後方飛散	吸出し	-	-						
山田	外郭施設	(1)	南第1防波堤 1-13	混成堤(ブロック式)	S59	50.4	-4.0	2.5	32m	-	80	2	-	なし	Ⅲ	欠損	後方飛散	後方飛散	-	-	-	-	-	-	-	-					
		(2)	-5.0m岸壁 7-2	矢板式(普通矢板式)	S45,S59	205.1	-5.0	2.5	-	-	86	29.2	(計測不能)	あり	Ⅲ	凹凸	傾斜	傾斜	沈下	-	-	-	-	吸出し	流出	-					
	係留施設	(3)	-4.0m岸壁 7-1	栈橋式(直杭式)	S46,S47	293.8	-4.0	2.5	0	0	94	0	0	なし	0	未被災	未被災	未被災	未被災	-	-	-	-	未被災	流出	-					
		(4)	-2.0m物揚場 9-4	重力式(ブロック式)	S60	20	-2.0	2	5m	47	90	8.1	7	あり	Ⅲ	欠損	後方倒壊	後方倒壊	沈下	-	-	-	-	吸出し	-	-					
	防潮堤	(1)	防潮堤 4-1~22,4-31~ 37,6-1~20	重力式	S40~H20	1845.3	-	7.3	55m	-	-	-	-	なし	Ⅲ	欠損	-	後方飛散	-	-	-	-	-	-	損傷	-					
大槌	外郭施設	(1)	防波堤 1-1	重力式(ブロック式)	S22	338.2	-6.0	2.4	(計測不能)	-	-	-	-	なし	Ⅲ	欠損	後方飛散	後方飛散	-	-	-	-	-	-	-	-					
		(2)	南防波堤 1-8,1-22,1-28	重力式(セルラブロック式)	S46,S47,H11, H17,H18	146.2	-8.0~-5.0	3.0~3.5	(計測不能)	-	-	-	-	なし	Ⅲ	欠損	後方倒壊	後方倒壊	-	-	-	-	-	-	-	-					
		(3)	南防波堤 1-9,1-10, 1-17~21,1-27	矢板式(鋼管矢板式)	S49,H1, H4,H10	153.9	-10.5~-8.0	3.5	(計測不能)	-	-	-	-	なし	Ⅲ	欠損	後方倒壊	後方倒壊	-	-	-	-	-	-	-	-					
		(4)	南防波堤 1-23~26	重力式(ケーソン式)	H14~16	157.5	-10.5~-8.5	3	79m	-	-	-	-	なし	Ⅲ	欠損	前後双方飛散	前後双方飛散	-	-	-	-	-	-	-	-					
	係留施設	(2)	船揚場 11-8	張ブロック(張コン)式	H8,9	173.5	-0.5	2.3	-	-	-	-	-	あり	Ⅲ	-	-	-	-	-	-	-	-	吸出し	流出	-					
		(3)	-4.0m岸壁 9-6	矢板式(普通矢板式)	H7	165	-4.0	2.5	(計測不能)	3.9	(計測不能)	(計測不能)	14	あり	Ⅲ	凹凸	傾斜	傾斜	後方飛散	-	-	-	-	吸出し	損傷	-					
		(1)	防潮堤 3-6~8, 3-19~3-24	重力式	S37~H13	929.84	-	7.1	62m	-	-	-	-	なし	Ⅲ	欠損	-	後方飛散	-	-	-	-	-	-	損傷	-					
大船渡	外郭施設	(1)	防波堤 1-8,1-9	重力式(セルラブロック式)	S48	62.9	-4.6	2.5	65m	-	24	-	-	なし	Ⅲ	欠損	後方飛散	後方飛散	-	-	-	-	-	-	-	-					
		(1)	-2.0m物揚場 6-10	重力式(ブロック式)	H2	65	-2.0	1.8	-	13	116	0	0	なし	Ⅱ	移動	はみだし	沈下	ひび割れ	-	-	-	-	未被災	未被災	-					
	係留施設	(2)	-5m岸壁(旧魚市場前) 5-24	重力式(ケーソン式)	H21	259.6	-5.0	2.4	-	25	103	0	-	なし	Ⅱ	移動	はみだし	沈下	-	-	-	-	-	-	応激変位済み	-					
		(5)	-4.0m岸壁,-5m岸壁 5-2~5-5	重力式(セルラブロック式)	S47,S51	536.1	-5.0~-4.0	2.5	33.5m	-	99	0.5	(計測不能)	あり	Ⅱ	欠損	前方飛散	前方飛散	前方飛散	-	-	-	-	吸出し	損傷	-					
		(7)	-3.0m岸壁(鯉浦地区) 5-10	矢板式(普通矢板式)	不明	65.6	-3.0	2.2	(計測不能)	250	57	32.7	(計測不能)	あり	Ⅱ	欠損	破壊・消失	前方倒壊	沈下	-	-	-	-	吸出し	損傷	-					
気仙沼	係留施設	(2)	-6.0m岸壁(南町地区) 57	栈橋式	S47	500	-6.0	2.7	-	77	89	4	69	なし	I	移動	沈下・段差	傾斜	沈下	-	-	-	-	沈下	損傷	-					
		(3)	-6.0m岸壁(魚市場前) 246	重力式(ケーソン式)	H4	285	-6.0	2.5	-	16	101	0	-	なし	I	移動	はみだし	傾斜	沈下	-	-	-	-	未被災	未被災	-					
		(4)	-6.0m岸壁(魚市場前) 197	栈橋式(SCPあり)	S46,H20,H2 1	250	-6.0	2.5	-	0	101	1.4	0	なし	0	移動	沈下・段差	傾斜	沈下	-	-	-	-	未被災	未被災	-					
		(5)	-6.0m岸壁(魚市場前) 197	栈橋式(SCPなし)	S46,H20,H2 1	220	-6.0	2.5	-	4	97	0	30	あり	Ⅲ	移動	沈下・段差	傾斜	沈下	-	-	-	-	未被災	未被災	-					
		(6)	-6.0m岸壁(魚市場前) 402	矢板式(普通矢板式)	H5	200	-6.0	2.5	-	110	107	4	200	あり	Ⅲ	移動	はみだし	傾斜	沈下	-	-	-	-	流出	流出	-					

表-3.1.1.1(b) 被災状況一覽(その2)

漁港名	種別	番号	施設名		構造形式	建設年度	施設延長(m)	水深(m)	天端高(m)	現地観測結果										被災状況										
										共通		外郭施設・係留施設			海岸保全施設			その他												
										水平移動量(cm)	はみ出し(cm)	天端沈下(cm)	傾斜角(度)	エロン段差(cm)	吸出し	崩壊・陥没	法障	上部工	本体工	エロン	本体(表法)	裏法被覆	天端被覆	裏埋土	背後	斜路				
志津川	外郭施設	(1)	南防波堤	2	混成堤(ブロック積式)	S15,S39,H21	204.9	-4.0	3.5	53.6m	-	-	-	-	なし	III	欠損	後方飛散	前後双方倒壊	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		(2)	東防波堤	3	混成堤(ブロック積式)	S15~H11	279.3	-5.0	2.6	34m	-	-	-	-	なし	III	欠損	後方飛散	後方倒壊	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		(3)	大森防波堤	206~211	矢板式(鋼管(矢板)式)	S61~H3	276.2	-5.0	3.5	46m	-	120	3.6	-	なし	II	欠損	破損・消失	前後双方倒壊	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	係留施設	(1)	-2.5m物揚場(南明)	51	棧橋式	H43	66	-3.0	2	(計測不能)	0	108	2	-	あり	II	未被災	未被災	未被災	前方飛散	-	-	-	-	-	吸出し	流出	-	-	
		(1)	防潮堤	6,43,45,47	重力式	S37~H22	869	-	5.5	12m	12m	118	0	-	なし	III	欠損	-	前後双方倒壊	-	-	-	-	-	-	-	損傷	-	-	-
女川	外郭施設	(1)	南防波堤	1-1	重力式(ケーソン式)	S43	250	-24.0	5.3	120m	-	-	-	-	なし	III	欠損	前方飛散	前方飛散	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		(2)	南防波堤	1-1	傾斜堤(捨石式)	S43	38	-7.0	5.3	(計測不能)	-	124	(計測不能)	-	あり	III	欠損	前方倒壊	前方飛散	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		(3)	北防波堤	(港湾施設)	重力式(ケーソン式)	S36~S42	114	-24.0	5.3	70m	-	(計測不能)	(計測不能)	-	なし	III	欠損	前方飛散	前方飛散	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		(4)	北防波堤	(港湾施設)	傾斜堤(捨石式)	S36~S42	203	-7.0	5.3	(計測不能)	-	(計測不能)	(計測不能)	-	あり	III	欠損	後方飛散	後方飛散	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	係留施設	(1)	休けし岸壁	4-9	重力式(ブロック積式)	S52	302	-6.0	2.5	-	81	138	2	47	あり	II	欠損	破損・消失	前方倒壊	沈下	-	-	-	-	-	吸出し	損傷	-	-	
		(5)	大原岸壁	4-23~28	棧橋式(直杭式)	S32	309	-5.5~-5.0	+2.2~+2.8	(計測不能)	11	105	0.7	53	あり	III	欠損	前方飛散	前方飛散	-	-	-	-	-	0.7	-	吸出し	流出	-	-
		(8)	-5.5m岸壁	4-8,4-10	矢板式	S43,S52	320	-5.5	2.5	(計測不能)	52	145	3.2	34	あり	III	移動	はらみだし	傾斜	沈下	-	-	-	-	-	流出	流出	-	-	
		(9)	-7.0m岸壁	4-13	矢板式(普通矢板式)	S59	260	-7.0	2.7	(計測不能)	75	114	3	70	あり	III	移動	はらみだし	傾斜	沈下	-	-	-	-	-	流出	流出	-	-	
		(1)	東護岸	8-5	混成堤(石張式)	H12	80	-	4.6	0	0	106	0	-	なし	II	未被災	未被災	未被災	-	-	-	-	-	-	-	-	流出	-	-
石巻	外郭施設	(2)	西護岸	8-12	重力式(コンクリート単塊式)	H10	261	-	3.5	30.2m	-	98	0	-	あり	III	欠損	前後双方飛散	前後双方飛散	-	-	-	-	-	-	吸出し	損傷	-	-	
		(1)	市場前-7m岸壁	9-3	重力式(直立消波式)	S54	400	-7.0	2.7	(計測不能)	86	115	1.8	35	あり	II	移動	はらみだし	傾斜	沈下	-	-	-	-	-	沈下	損傷	-	-	
	係留施設	(3)	-7m岸壁	9-1	矢板式(普通矢板式)	S47	275.7	-7.0	2.7	(計測不能)	104	83	1.7	40	なし	II	欠損	はらみだし	傾斜	沈下	-	-	-	-	-	沈下	未被災	-	-	
		(4)	-7m棧橋	13-1,13-2	棧橋式(直杭式)	S51,S52	718	-7.0	3.5	0	0	76	0	-	なし	I	未被災	未被災	未被災	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
関上	外郭施設	(1)	A護岸	89-2	重力式(直立消波式)	H14	367.2	-4.0	3	50m	17	34	0.2	-	あり	III	欠損	前方飛散	前方飛散	-	-	-	-	-	-	吸出し	損傷	-	-	
		(1)	市場前-3.5m岸壁	69	棧橋式(直杭式)	S51S31	120	-3.5	2.3	-	0	34	0	52	なし	II	移動なし	沈下・段差	沈下	沈下	-	-	-	-	-	沈下	損傷	-	-	
	係留施設	(2)	市場前-3.5m岸壁	16	矢板式(普通矢板式)	S31	330.7	-3.5	2.3	-	53	46	2.8	25	あり	III	移動	はらみだし	傾斜	沈下	-	-	-	-	-	沈下	損傷	-	-	
		(3)	-3.5m岸壁	84	棧橋式(直杭式)	不明	291.2	-3.5	2.3	-	25	38	1.2	50	なし	0	移動	はらみだし	傾斜	沈下	-	-	-	-	-	沈下	損傷	-	-	
		(4)	-3.0m岸壁	90-4	矢板式(普通矢板式)	不明	108	-3.0	2.1	0	0	0	0	0	なし	0	未被災	未被災	未被災	-	-	-	-	-	未被災	損傷	-	-		
(5)	-5m岸壁(耐震部・取付部)	90-1~3	矢板式(普通矢板式)	H14	222	-5.0	2.5	0	0	0	0	0	なし	0	未被災	未被災	未被災	-	-	-	-	-	未被災	損傷	-	-				
松川浦	外郭施設	(1)	第4護岸	H-5	重力式(ブロック積式)	不明	458	-6.0	4.5	55m	-	-	-	-	あり	III	欠損	後方飛散	後方倒壊	-	-	-	-	-	-	吸出し	損傷	-	-	
		(2)	第1,2防波堤	A-4~5,H-11	混成堤(コンクリート単塊式)	不明	295	-1.0	4.5	48m	-	-	-	-	なし	III	欠損	後方飛散	後方飛散	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		(3)	南防波堤	A-3	混成堤(コンクリート単塊式)	不明	350	-1.0	4.5	(計測不能)	-	-	-	-	なし	III	欠損	後方飛散	後方飛散	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	係留施設	(1)	-4m岸壁	I-7	重力式(直立消波式)	不明	173.5	-4.0	2.5	(計測不能)	-	(計測不能)	12.3	-	あり	III	欠損	前方飛散	前方倒壊	前方飛散	-	-	-	-	-	吸出し	損傷	-	-	
		(2)	-3m岸壁	I-6-a	重力式(L型ブロック式)	不明	200	-3.0	2.5	(計測不能)	90	70	3.5	17	あり	II	移動	はらみだし	傾斜	沈下	-	-	-	-	-	沈下	損傷	-	-	
(3)	-3m岸壁	I-6-c	重力式(直立消波式)	不明	160	-3.0	2.5	(計測不能)	19	58	0.7	40	あり	III	欠損	後方飛散	後方倒壊	後方飛散	-	-	-	-	-	-	沈下	損傷	-	-		
銚子	係留施設	(1)	-6m岸壁(黒生地区)	46	重力式(直立消波式)	不明	500	-6.4	2.7	0	0	0	0	なし	0	未被災	未被災	未被災	未被災	-	-	-	-	-	未被災	損傷	-	-		
		(2)	波崎漁港-5.0m岸壁	N10	重力式(直立消波式)	S58	340	-4.2	2.3	(計測不能)	-	-	-	-	あり	II	欠損	剝離・損傷	前方倒壊	前方飛散	-	-	-	-	-	吸出し	損傷	-	-	

## (2) 被災メカニズムの分類

各漁港施設における被災メカニズムについて、いくつかの被災パターンに類型化することができる。防波堤および岸壁の被災パターンを以下のように分類した。

### 1) 工種による分類

#### a. 防波堤

被災状況と数値計算を踏まえた要因分析結果から防波堤に対する被災メカニズムについては、主に「津波波力(水位差)型」、「堤頭部洗掘型」、「引波水位差型」、「越流洗掘型」の4種に区分される。しかしながら、明確に被災要因が区分できなかった施設も見られたことから、そのような施設は「その他」に区分した。防波堤の被災パターンの一覧を表-3.1.1.2に示す。

岸壁の被災メカニズムと異なる点は、防波堤の多くは基礎マウンドが存在し、基礎マウンドの洗掘によって堤体の倒壊に至るケースがみられる点である。

#### b. 岸壁

現地調査結果から津波による岸壁の被災メカニズムの分類は、主に「津波波力型」、「引波波力型」、「裏込材吸出型」の3種に区分した。しかしながら、岸壁は地震による影響も大きいと考えるため、明確に被災要因が区分できなかった施設は「その他」に区分した。岸壁の被災パターンの一覧を表-3.1.1.3に示す。

防波堤の被災メカニズムと異なる点は、直接的な津波波力による被災が少なく、裏埋材の吸出しによって堤体が倒壊に至るケースが多い点である。

### 2) 構造形式による分類

本調査で対象とした各漁港施設について、被災パターンをあてはめ(表-3.1.1.4)、構造形式による被災パターンの分類を表-3.1.1.5に整理した。また、各構造形式の被災例から、そのメカニズムを後述する。

#### a. 重力式

- 防波堤および直立消波式岸壁の場合、直接的な津波の波力によるところが大きい(図-3.1.1.2、図-3.1.1.7)
- 重力式岸壁の多くは、①津波波力(揚圧力)によってエプロンの剥離・飛散、②裏埋材の吸出し・流出、③引き波波力によって堤体の倒壊に至る(図-3.1.1.6)。

矢板式防波堤の被災メカニズムと異なる点は、内外水位差による津波波力によって堤体が倒壊・飛散に至るケースが存在する点である。

#### b. 矢板式

- 防波堤の場合、①越流による落水や強い流れの直接的作用によってマウンドが洗掘され、②堤体の支持力が低下し、③津波波力によって倒壊に至る(図-3.1.1.5)。
- 矢板式岸壁も、重力式岸壁と同様に、①津波波力(揚圧力)によってエプロンの剥離・飛散、②裏埋材の吸出し・流出、③控え矢板の耐力が低下したところに引き波波力が作用することによって本体工の前面への傾倒・倒壊に至る(図-3.1.1.8)。

### c. 棧橋式

- 岸壁の場合、①津波波力(揚圧力)によって渡版が背後に飛散し(図-3.1.1.9)、場合によっては②引き波波力によって背後用地を含めた土留め部が流出(志津川漁港-2.5m 物揚場)、③引き波波力によって背後用地も含めた棧橋部すべてが流出する(女川漁港女川岸壁)。しかしながら、棧橋式岸壁の棧橋部の多くは被災がみられなかった。

重力式や矢板式の岸壁の被災メカニズムと異なる点は、棧橋部が直杭式で自立しているため、本体工の被災に影響する他の因子(エプロンの剥離や裏埋材の吸出しなど)が存在しないことである。

表-3.1.1.2 防波堤の被災メカニズム(津波)

分類	被災概要	主な被災施設	被災状況	
津波波力(水位差)型	内外水位・段波等の直接的な津波力により、施設の安定性が損なわれた被災(滑動、転倒)	三沢:外南防波堤 田老:東・南防波堤 山田:南第1防波堤 大槌:東・南防波堤 志津川:東・南防波堤 女川:北・南防波堤 松川浦:南・第1・2防波堤		
堤頭部洗掘型	堤頭部周辺の流れの影響で、基礎マウンドが洗掘され施設の安定性が損なわれた被災	三沢:中防波堤		
引波水位差型	津波波力・洗掘だけでは不安定までに至らない施設が引波時の内外水位差により施設の安定性が損なわれた被災(滑動、転倒)	女川:北・南防波堤		
越流洗掘型	越流に伴う渦等の影響で施設背後のマウンド・地盤が洗掘され、施設の安定性が損なわれた被災	大槌:南防波堤		
その他	被災要因が明確に区分できなかった施設			

表-3.1.1.3 岸壁の被災メカニズム(津波)

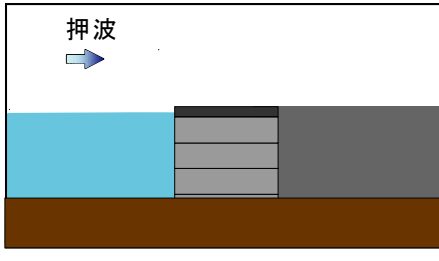
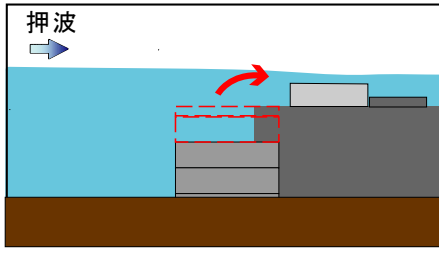
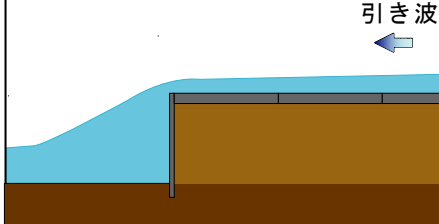
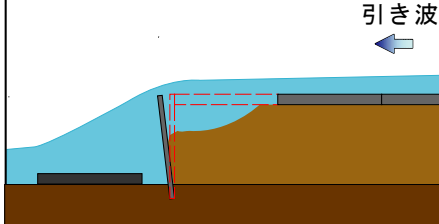
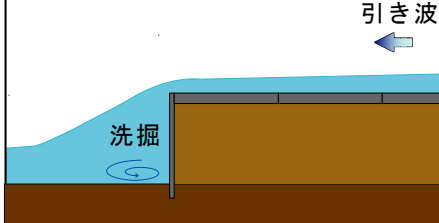
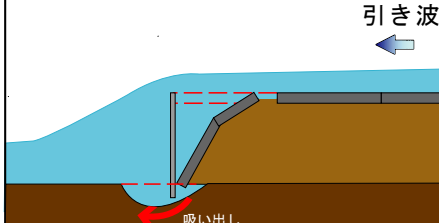
分類	被災概要	主な被災施設	被災状況	
津波波力型	押波の揚圧力等の直接的な力により、施設の安定性が損なわれた被災	田老:-4m岸壁(2) 山田:-2m物揚場 大槌:-4m岸壁 大船渡:-4・5m岸壁 女川:休けい岸壁 石巻:市場前-7m岸壁 松川浦:-3m岸壁,-4m岸壁 銚子:波崎-5m岸壁		
引き波波力型	引き波の速い流れ等の直接的な力により、施設の安定性が損なわれた被災	志津川:-2.5m物揚場 閉上:市場前-3.5m岸壁		
裏込材吸出型	前面が洗掘され、裏込め材が吸出し、施設の安定性が損なわれた被災	三沢:-4m岸壁 山田:-2m物揚場		
その他	被災要因が明確に区分できなかった施設。地震との複合を検討	大船渡:-5m岸壁 石巻:-7m岸壁		

表-3.1.1.4(a) 被災メカニズム

漁港名	種別	番号	施設名	構造形式	建設年度	施設延長 (m)	水深 (m)	天端高 (m)	被災状況										被災のメカニズム(被災の連鎖)						被災分類			
									共通				外郭施設・係留施設			海岸保全施設			その他			直接的被災		一次連鎖		二次連鎖		
									法線	上部工	本体工	エプロン	本体(表法)	裏法被覆	天端被覆	裏埋土	背後	斜路	作用	被災現象	作用	被災現象	作用	被災現象				
三沢	外郭施設	(1)	北護岸 護G	傾斜堤(ブロック積式)	H7~14	425.5	-1.5	5.204	未被災	未被災	未被災	-	-	-	-	吸出し	損傷	-	引波通過	背後洗掘	⇒	-	-	⇒	-	-	越流洗掘型	
		(2)	中防波堤 防8	重力式(直立消波式)	H2,H3	181	-5.0	2.604	欠損	後方飛散	後方飛散	-	-	-	-	-	-	-	-	押波通過	堤頭部洗掘	⇒	(作用継続)	本体飛散	⇒	-	-	堤頭部洗掘型
		(3)	外南防波堤 防3	混成堤(ケーソン式)	S55~H10	404	-7.0	4.104	未被災	剥離・損傷	未被災	-	-	-	-	-	-	-	押波越流	張Co.剥離	⇒	(作用継続)	BL飛散	⇒	-	-	津波波力(揚圧力)型	
	係留施設	(1)	-4.0m岸壁(用地護岸)	岸7	矢板式(普通矢板式)	H18	119	-4.0	2.204	凹凸	傾斜	傾斜	沈下	-	-	-	吸出し	流出	-	押波通過	裏埋材流出	⇒	(作用継続)	本体変位	⇒	-	-	裏埋材吸出型
		(3)	船揚場 船1	ブロック積式	S55,H17	150	-3.0	3.104	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	前方飛散	押波揚圧力	張Co.剥離	⇒	-	-	⇒	-	-	津波波力(揚圧力)型
田老	外郭施設	(1)	東防波堤 1-1-1~3, 1-2,1-3	混成堤(ケーソン式)	S29~56	223.5	-9.5	4.5	欠損	後方飛散	後方飛散	-	-	-	-	-	-	-	押波波力	本体飛散	⇒	-	-	⇒	-	-	津波波力型	
		(2)	東防波堤 1-4,1-5	混成堤(ブロック積式)	S29	83	-2.0	4.5	欠損	後方飛散	後方飛散	-	-	-	-	-	-	-	押波波力	本体飛散	⇒	-	-	⇒	-	-	津波波力型	
		(3)	南防波堤 1-6	混成堤(ケーソン式)	S51~54	123	-7.0	5	欠損	後方飛散	後方飛散	-	-	-	-	-	-	-	押波波力	本体飛散	⇒	-	-	⇒	-	-	津波波力型	
	係留施設	(1)	-4.0m岸壁	9-8	重力式(ブロック積式)	S62	85	-4.0	2.3	欠損	前方飛散	前方飛散	後方飛散	-	-	-	吸出し	流出	-	押波通過	エプロン剥離	⇒	(作用継続)	裏埋材流出	⇒	引波通過	本体飛散	津波波力(揚圧力)型
		(2)	-4.0m岸壁	9-4,9-6	重力式(直立消波式)	S61	121	-4.0	2.3	欠損	後方飛散	後方飛散	後方飛散	-	-	-	吸出し	流出	-	押波揚圧力	本体飛散	⇒	引波通過	裏埋材流出	⇒	-	-	津波波力(揚圧力)型
	防潮堤	(1)	防潮堤 2-1,2-(A区間)	扶壁式	S39~41	520	-	10.83	欠損	-	-	-	前方倒壊	後方飛散	後方飛散	吸出し	-	-	押波越流	背後洗掘	⇒	(作用継続)	裏法流出	⇒	引波通過	表法倒壊	津波波力型	
		(2)	防潮堤 2-3(B区間)	扶壁式	S49~54	479	-	10.7	欠損	-	-	-	未被災	後方飛散	後方飛散	吸出し	-	-	押波越流	背後洗掘	⇒	(作用継続)	裏法流出	⇒	-	-	越流洗掘型	
山田	外郭施設	(1)	南第1防波堤 1-13	混成堤(ブロック積式)	S59	50.4	-4.0	2.5	欠損	後方飛散	後方飛散	-	-	-	-	-	-	-	押波波力	本体飛散	⇒	-	-	⇒	-	-	津波波力型	
		(2)	-5.0m岸壁 7-2	矢板式(普通矢板式)	S45,S59	205.1	-5.0	2.5	凹凸	傾斜	傾斜	沈下	-	-	-	吸出し	流出	-	押波通過	エプロン剥離	⇒	(作用継続)	裏埋材流出	⇒	引波通過	本体飛散	津波波力(揚圧力)型	
	係留施設	(3)	-4.0m岸壁 7-1	栈橋式(直杭式)	S46,S47	293.8	-4.0	2.5	未被災	未被災	未被災	未被災	-	-	-	未被災	流出	-	引波通過	前面洗掘	⇒	-	-	⇒	-	-	-	
		(4)	-2.0m物揚場 9-4	重力式(ブロック積式)	S60	20	-2.0	2	欠損	後方倒壊	後方倒壊	沈下	-	-	-	吸出し	-	-	押波通過	堤頭部洗掘	⇒	(作用継続)	堤体倒壊	⇒	引波通過	裏埋材流出	裏埋材吸出型	
防潮堤	(1)	防潮堤 4-1~22,4-31 ~37,6-1~20	重力式	S40~H20	1845.3	-	7.3	欠損	-	後方飛散	-	-	-	-	-	損傷	-	押波波力	堤体倒壊	⇒	-	-	⇒	-	-	津波波力型		
大船	外郭施設	(1)	防波堤 1-1	重力式(ブロック積式)	S22	338.2	-6.0	2.4	欠損	後方飛散	後方飛散	-	-	-	-	-	-	-	押波波力	本体飛散	⇒	-	-	⇒	-	-	津波波力型	
		(2)	南防波堤 1-8,1-22,1-28	重力式(セルラーブロック式)	S46,S47,H11,H17,H18	146.2	-8.0~-5.0	3.0~3.5	欠損	後方倒壊	後方倒壊	-	-	-	-	-	-	-	押波波力	本体飛散	⇒	-	-	⇒	-	-	津波波力型	
		(3)	南防波堤 1-9,1-10, 1-17~21,1-22	矢板式(鋼管矢板式)	S49,H1,H4,H10	153.9	-10.5~-8.0	3.5	欠損	後方倒壊	後方倒壊	-	-	-	-	-	-	-	押波越流	マウンド洗掘	⇒	押波波力	本体変位	⇒	-	-	越流洗掘型	
		(4)	南防波堤 1-23~26	重力式(ケーソン式)	H14~16	157.5	-10.5~-8.5	3	欠損	前後双方飛散	前後双方飛散	-	-	-	-	-	-	-	押波波力	本体飛散	⇒	押波通過	マウンド洗掘	⇒	引波通過	堤体倒壊	津波波力型	
	係留施設	(2)	船揚場 11-8	張ブロック(張コン)式	H8,9	173.5	-0.5	2.3	-	-	-	-	-	-	-	-	吸出し	流出	-	押波揚圧力	張Co.剥離	⇒	(作用継続)	裏埋材流出	⇒	引波通過	裏埋材流出	津波波力(揚圧力)型
		(3)	-4.0m岸壁	9-6	矢板式(普通矢板式)	H7	165	-4.0	2.5	凹凸	傾斜	傾斜	後方飛散	-	-	-	吸出し	損傷	-	押波通過	エプロン剥離	⇒	(作用継続)	裏埋材流出	⇒	引波通過	本体変位	津波波力(揚圧力)型
		防潮堤	(1)	防潮堤 3-6~8, 3-19~3-24	重力式	S37~H13	929.84	-	7.1	欠損	-	後方飛散	-	-	-	-	-	損傷	-	押波越流	背後洗掘	⇒	(作用継続)	本体飛散	⇒	引波通過	前面洗掘	越流洗掘型
大船渡	外郭施設	(1)	防波堤 1-8,1-9	重力式(セルラーブロック式)	S48	62.9	-4.6	2.5	欠損	後方飛散	後方飛散	-	-	-	-	-	-	-	押波波力	本体飛散	⇒	-	-	⇒	-	-	津波波力型	
		(1)	-2.0m物揚場 6-10	重力式(ブロック積式)	H2	65	-2.0	1.8	移動	はらみだし	沈下	ひび割れ	-	-	-	未被災	未被災	-	地震動	本体変位	⇒	(作用継続)	エプロン沈下	⇒	-	-	地震動	
	係留施設	(2)	-5m岸壁(日魚市場前)	5-24	重力式(ケーソン式)	H21	259.6	-5.0	2.4	移動	はらみだし	沈下	-	-	-	-	-	-	地震動	本体変位	⇒	-	-	⇒	-	-	地震動	
		(5)	-4.0m岸壁,5m岸壁	5-2~5-5	重力式(セルラーブロック式)	S47,S51	536.1	-5.0~-4.0	2.5	欠損	前方飛散	前方飛散	前方飛散	-	-	-	吸出し	損傷	-	押波通過	エプロン剥離	⇒	(作用継続)	裏埋材流出	⇒	引波通過	本体飛散	津波波力(揚圧力)型
(7)	-3.0m岸壁(細浦地区)	5-10	矢板式(普通矢板式)	不明	65.6	-3.0	2.2	欠損	破損・消失	前方倒壊	沈下	-	-	-	吸出し	損傷	-	地震動	本体変位	⇒	押波通過	裏埋材流出	⇒	引波通過	堤体倒壊	地震動		
気仙沼	係留施設	(2)	-6.0m岸壁(南町地区)	57	栈橋式	S47	500	-6.0	2.7	移動	沈下・段差	傾斜	沈下	-	-	-	沈下	損傷	-	地震動	本体変位	⇒	押波揚圧力	張板飛散	⇒	引波通過	本体変位	地震動
		(3)	-6.0m岸壁(魚市場前)	246	重力式(ケーソン式)	H4	285	-6.0	2.5	移動	はらみだし	傾斜	沈下	-	-	-	未被災	未被災	-	地震動	エプロン沈下	⇒	-	-	⇒	-	-	地震動
		(4)	-6.0m岸壁(魚市場前)	197	栈橋式(SCPあり)	S46,H20,H21	250	-6.0	2.5	移動	沈下・段差	傾斜	沈下	-	-	-	未被災	未被災	-	地震動	エプロン沈下	⇒	-	-	⇒	-	-	地震動
		(5)	-6.0m岸壁(魚市場前)	197	栈橋式(SCPなし)	S46,H20,H21	220	-6.0	2.5	移動	沈下・段差	傾斜	沈下	-	-	-	未被災	流出	-	引波通過	裏埋材流出	⇒	-	-	⇒	-	-	津波波力(せん断力)型
(6)	-6.0m岸壁(魚市場前)	402	矢板式(普通矢板式)	H5	200	-6.0	2.5	移動	はらみだし	傾斜	沈下	-	-	-	流出	流出	-	押波通過	裏埋材流出	⇒	(作用継続)	控工露出	⇒	引波通過	本体変位	津波波力(せん断力)型		

表-3. 1. 1. 4 (b) 被災メカニズム

漁港名	種別	番号	施設名	構造形式	建設年度	施設延長 (m)	水深 (m)	天端高 (m)	被災状況										被災のメカニズム(被災の連鎖)						被災分類									
									共通				外郭施設・係留施設			海岸保全施設			その他			直接的被災		一次連鎖		二次連鎖								
									法線	上部工	本土工	エプロン	本体(表法)	裏法被覆	天端被覆	裏埋土	背後	斜路	作用	被災現象	作用	被災現象	作用	被災現象										
									欠損	後方飛散	前後双方倒壊	-	-	-	-	-	-	-	-	押波	本体飛散	⇒	-	-		⇒	-	-						
志津川	外郭施設	(1)	南防波堤 2	混成堤(ブロック積式)	S15,S39,H21	204.9	-4.0	3.5	欠損	後方飛散	前後双方倒壊	-	-	-	-	-	-	押波	本体飛散	⇒	-	-	⇒	-	-	津波波力型								
		(2)	東防波堤 3	混成堤(ブロック積式)	S15~H11	279.3	-5.0	2.6	欠損	後方飛散	後方倒壊	-	-	-	-	-	-	-	押波	本体飛散	⇒	-	-	⇒	-	-	津波波力型							
		(3)	大森防波堤 206~211	矢板式(鋼管(矢板)式)	S61~H3	276.2	-5.0	3.5	欠損	破損・消失	前後双方倒壊	-	-	-	-	-	-	-	地震動	上部変位	⇒	押波通過	前面洗掘	⇒	引波通過	本体変位	地震動							
	係留施設	(1)	-2.5m物揚場(南可) 51	棧橋式	H43	66	-3.0	2	未被災	未被災	未被災	前方飛散	-	-	-	-	-	-	引出し	流出	-	引波通過	エプロン剥離	⇒	(作用継続)裏埋材流出	⇒	-	-	津波波力(せん断力)型					
		(1)	防潮堤 6,43,45,47	重力式	S37~H22	869	-	5.5	欠損	-	前後双方倒壊	-	-	-	-	-	-	-	損傷	-	押波越流	背後洗掘	⇒	引波水位差	前面洗掘	⇒	(作用継続)堤体倒壊	越流洗掘型						
女川	外郭施設	(1)	南防波堤 1-1	重力式(ケーソン式)	S43	250	-24.0	5.3	欠損	前方飛散	前方飛散	-	-	-	-	-	-	-	-	-	引波水位差	前面洗掘	⇒	(作用継続)堤体倒壊	⇒	-	-	引波水位差型						
		(2)	南防波堤 1-1	傾斜堤(捨石式)	S43	38	-7.0	5.3	欠損	前方倒壊	前方飛散	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	引波水位差	上部飛散	⇒	(作用継続)裏埋材流出	⇒	(作用継続)堤体倒壊	津波波力型						
		(3)	北防波堤 (港湾施設)	重力式(ケーソン式)	S36~S42	114	-24.0	5.3	欠損	前方飛散	前方飛散	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	引波水位差	前面洗掘	⇒	-	-	引波水位差型							
		(4)	北防波堤 (港湾施設)	傾斜堤(捨石式)	S36~S42	203	-7.0	5.3	欠損	後方飛散	後方飛散	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	押波	本体飛散	⇒	-	-	⇒	-	-	津波波力型				
	係留施設	(1)	休けい岸壁 4-9	重力式(ブロック積式)	S52	302	-6.0	2.5	欠損	破損・消失	前方倒壊	沈下	-	-	-	-	-	-	-	-	-	引出し	損傷	-	押波通過	エプロン剥離	⇒	(作用継続)裏埋材流出	⇒	引波通過	本体飛散	津波波力(揚圧力)型		
		(5)	大原岸壁 4-23~28	棧橋式(直杭式)	S32	309	-5.5~-5.0	+2.2~+2.5	欠損	前方飛散	前方飛散	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	引出し	流出	-	押波通過	裏埋材流出	⇒	引波通過	本体飛散	⇒	(作用継続)前面洗掘	不確定		
		(8)	-5.5m岸壁 4-8,4-10	矢板式	S43,S52	320	-5.5	2.5	移動	はらみだし	傾斜	沈下	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	流出	流出	-	地震動	本体変位	⇒	押波通過	裏埋材流出	⇒	引波通過	堤体倒壊	地震動
		(9)	-7.0m岸壁 4-13	矢板式(普通矢板式)	S59	260	-7.0	2.7	移動	はらみだし	傾斜	沈下	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	流出	流出	-	地震動	本体変位	⇒	押波通過	裏埋材流出	⇒	引波通過	堤体倒壊	地震動
		(1)	東蘆岸 8-5	混成堤(石積み式)	H12	80	-	4.6	未被災	未被災	未被災	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	流出	-	押波越流	背後洗掘	⇒	引波通過	背後洗掘	⇒	-	-	越流洗掘型	
石巻	外郭施設	(2)	西蘆岸 8-12	重力式(コンクリート単塊式)	H10	261	-	3.5	欠損	前後双方飛散	前後双方倒壊	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	引出し	損傷	-	押波越流	背後洗掘	⇒	押波	本体飛散	⇒	-	-	津波波力型	
		(1)	市場前-7m岸壁 9-3	重力式(直立消波式)	S54	400	-7.0	2.7	移動	はらみだし	傾斜	沈下	-	-	-	-	-	-	-	-	-	沈下	損傷	-	押波揚圧力	本体飛散	⇒	(作用継続)エプロン剥離	⇒	引波通過	裏埋材流出	津波波力(揚圧力)型		
	係留施設	(3)	-7m岸壁 9-1	矢板式(普通矢板式)	S47	275.7	-7.0	2.7	欠損	はらみだし	傾斜	沈下	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	沈下	未被災	-	地震動	本体変位	⇒	-	-	⇒	-	-	地震動
		(4)	-7m棧橋 13-1,13-2	棧橋式(直杭式)	S51,S52	718	-7.0	3.5	未被災	未被災	未被災	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
関上	外郭施設	(1)	A蘆岸 89-2	重力式(直立消波式)	H14	367.2	-4.0	3	欠損	前方飛散	前方飛散	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	引出し	損傷	-	押波揚圧力	本体変位	⇒	押波通過	本体飛散	⇒	(作用継続)裏埋材流出	津波波力(揚圧力)型		
		(1)	市場前-3.5m岸壁 69	棧橋式(直杭式)	S51S31	120	-3.5	2.3	移動	なし	沈下・隆起	沈下	沈下	-	-	-	-	-	-	-	-	-	沈下	損傷	-	押波通過	背後洗掘	⇒	-	-	⇒	-	-	-
	係留施設	(2)	市場前-3.5m岸壁 16	矢板式(普通矢板式)	S31	330.7	-3.5	2.3	移動	はらみだし	傾斜	沈下	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	沈下	損傷	-	押波通過	裏埋材流出	⇒	(作用継続)背後洗掘	⇒	引波通過	本体変位	津波波力(せん断力)型	
		(3)	-3.5m岸壁 84	棧橋式(直杭式)	不明	291.2	-3.5	2.3	移動	はらみだし	傾斜	沈下	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	沈下	損傷	-	-	-	⇒	-	-	⇒	-	-	-
		(4)	-3.0m岸壁 90-4	矢板式(普通矢板式)	不明	108	-3.0	2.1	未被災	未被災	未被災	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
(5)	-5m岸壁(耐震部・取付部) 90-1~3	矢板式(普通矢板式)	H14	222	-5.0	2.5	未被災	未被災	未被災	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
松川浦	外郭施設	(1)	第4蘆岸 H-5	重力式(ブロック積式)	不明	458	-6.0	4.5	欠損	後方飛散	後方倒壊	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	引出し	損傷	-	押波越流	背後洗掘	⇒	(作用継続)堤体倒壊	⇒	-	-	越流洗掘型		
		(2)	第1,2防波堤 A-4~5,H-11	混成堤(コンクリート単塊式)	不明	295	-1.0	4.5	欠損	後方飛散	後方飛散	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	津波波力型	
		(3)	南防波堤 A-3	混成堤(コンクリート単塊式)	不明	350	-1.0	4.5	欠損	後方飛散	後方飛散	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	津波波力型	
	係留施設	(1)	-4m岸壁 I-7	重力式(直立消波式)	不明	173.5	-4.0	2.5	欠損	前方飛散	前方倒壊	前方飛散	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	引出し	損傷	-	押波揚圧力	本体変位	⇒	引波通過	本体飛散	⇒	(作用継続)裏埋材流出	津波波力(揚圧力)型	
		(2)	-3m岸壁 I-6-a	重力式(L型ブロック式)	不明	200	-3.0	2.5	移動	はらみだし	傾斜	沈下	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	沈下	損傷	-	押波揚圧力	本体変位	⇒	(作用継続)本体飛散	⇒	引波通過	裏埋材流出	津波波力(揚圧力)型	
(3)	-3m岸壁 I-6-c	重力式(直立消波式)	不明	160	-3.0	2.5	欠損	後方飛散	後方倒壊	後方飛散	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	沈下	損傷	-	押波揚圧力	本体変位	⇒	(作用継続)本体飛散	⇒	引波通過	裏埋材流出	津波波力(揚圧力)型		
銚子	係留施設	(1)	-6m岸壁(黒生地区) 46	重力式(直立消波式)	不明	500	-6.4	2.7	未被災	未被災	未被災	未被災	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
		(2)	波崎漁港-5.0m岸壁 N10	重力式(直立消波式)	S58	340	-4.2	2.3	欠損	剥離・損傷	前方倒壊	前方飛散	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	引出し	損傷	-	押波揚圧力	本体飛散	⇒	引波通過	裏埋材流出	⇒	-	-	津波波力(揚圧力)型



表-3.1.1.5 構造形式による分類

			《被災分類》	《該当施設》						
外郭施設 ・防波堤 ・突堤 ・護岸	重力式	単塊式	津波波力型	石巻(2)西護岸	松川浦(2)第1・2防波堤	松川浦(3)南防波堤				
			ケーン式	津波波力型	田老(1)東防波堤	田老(3)南防波堤	大槌(4)南防波堤			
		セルラーブロック式 直立消波式	津波波力(揚圧力)型	三沢(3)外南防波堤						
			引波水位差型	女川(1)南防波堤	女川(3)北防波堤					
			津波波力型	大槌(2)南防波堤	大船渡(1)防波堤					
			堤頭部洗掘型	三沢(2)中防波堤						
			津波波力(揚圧力)型	関上(1)A護岸						
			ブロック積式	津波波力型	田老(2)東防波堤	山田(1)南第1防波堤	大槌(1)防波堤	志津川(1)南防波堤	志津川(2)東防波堤	
		矢板式	鋼管矢板	越流洗掘型	三沢(1)北護岸	松川浦(1)第4護岸				
				地震動	大槌(3)南防波堤					
石張堤、捨石堤、傾斜堤	二重矢板式	越流洗掘型	志津川(3)大森防波堤							
		津波波力型	女川(2)南防波堤	女川(4)北防波堤						
係留施設 ・岸壁 ・物揚場	重力式	単塊式	津波波力(揚圧力)型	松川浦(2)-3m岸壁						
			津波波力(揚圧力)型	田老(1)-4m岸壁	女川(1)休けい岸壁					
		L型ブロック式 ブロック積式	裏埋材吸出型	山田(4)-2m物揚場						
			地震動	大船渡(1)-2m物揚場						
	セルラーブロック式 ケーソン式 直立消波式	津波波力(揚圧力)型	大船渡(5)-4・5m岸壁							
		地震動	大船渡(2)-5m岸壁	気仙沼(3)-6m岸壁						
		津波波力(揚圧力)型	田老(2)-4m岸壁	石巻(1)市場前-7m岸壁	松川浦(1)-4m岸壁	松川浦(3)-3m岸壁	銚子(2)波崎漁港-5m岸壁			
	矢板式	控え式	津波波力(揚圧力)型	山田(2)-5m岸壁	大槌(3)-4m岸壁					
			裏埋材吸出型	三沢(1)-4m岸壁						
			引波波力型	気仙沼(6)-6m岸壁	関上(2)市場前-3.5m岸壁					
地震動			大船渡(7)-3m岸壁細浦	女川(8)-5.5m岸壁	女川(9)-7m岸壁	石巻(3)-7m岸壁				
栈橋式		津波波力(せん断力)型	気仙沼(5)-6m岸壁	志津川(1)-2.5m物揚場						
		地震動	気仙沼(2)-6m岸壁	気仙沼(4)-6m岸壁						
その他	船揚場 用地 道路 泊地・航路	津波波力(揚圧力)型	三沢(3)船揚場	大槌(2)船揚場						
海岸保全施設	防潮堤	重力式	津波波力型	山田(1)防潮堤						
			越流洗掘型	大槌(1)防潮堤	志津川(1)防潮堤					
	堤防	傾斜式	-	田老(1)防潮堤	田老(2)防潮堤					
			重力式							
陸開・水門										

### 1) 外郭施設-重力式防波堤-ケーソン式

ケーソン式の防波堤の被災パターンとしては、「津波波力型」または「引波水位差型」に分類される。

津波波力型によって被災したケーソン式防波堤では、主に第1波の押波時における直接的な津波力によってケーソンが滑動・転倒・飛散した。田老漁港東防波堤では、ケーソンの多くが堤内側に飛散しており、最大移動距離が140mにも及んだ。さらに、地震動による広域沈下によって、ケーソンが沈下し重量が減少したことや、消波工の沈下によってケーソンにかかる波圧が増大したことなども、ケーソンの滑動・転倒・飛散を助長した。

引波水位差型によって被災したケーソン式防波堤では、内外水位差によって堤外側に倒壊・飛散した。女川漁港南防波堤では、ケーソンの多くが堤外側に移動・飛散しており、最大移動距離は120mにも及んだ。堤頭部に比べて堤幹部のケーソンの移動距離が大きく、堤幹部での水位差が大きかったと考えられる。

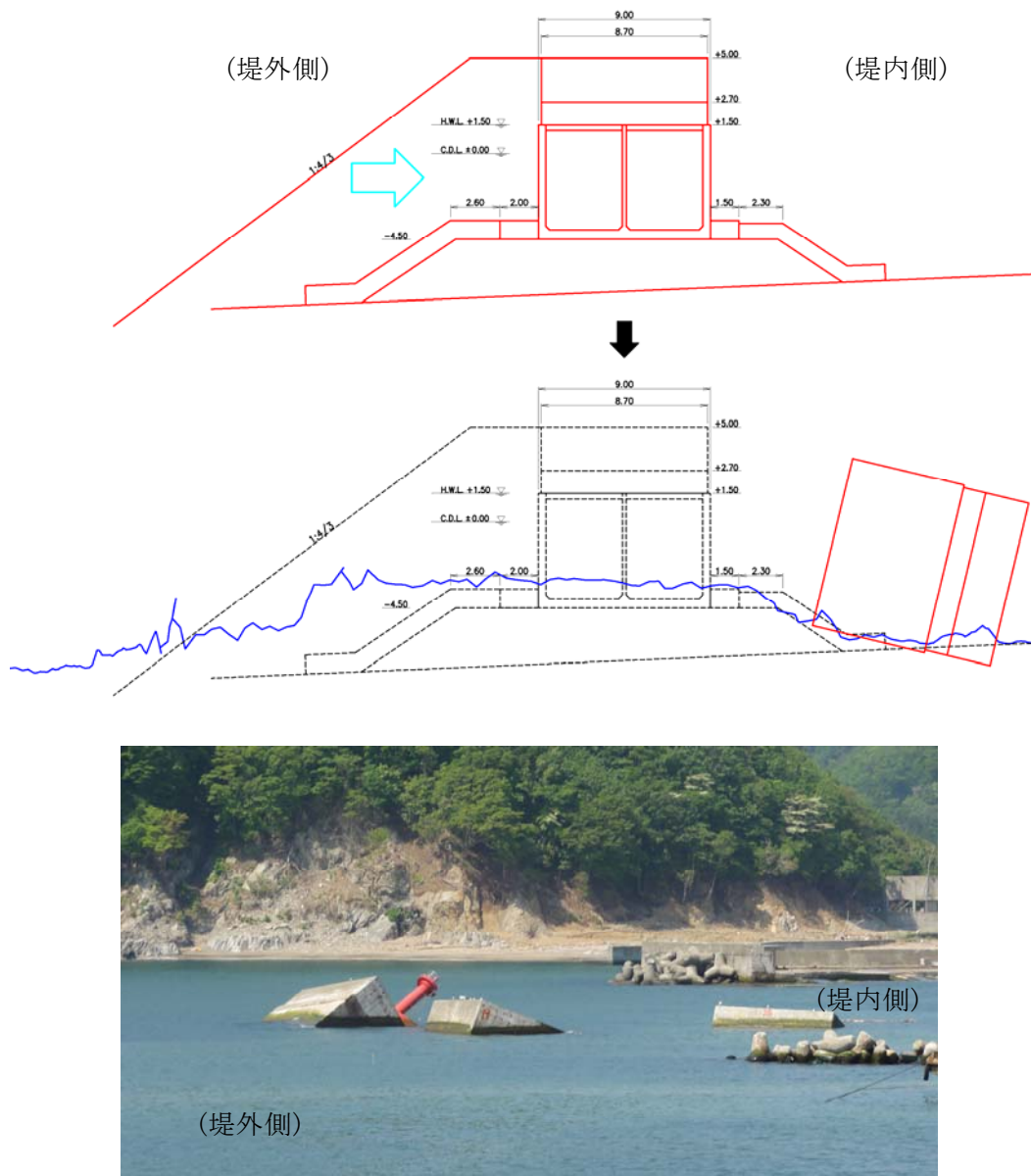


図-3.1.1.2 ケーソン式防波堤の被災メカニズム(田老漁港東防波堤)

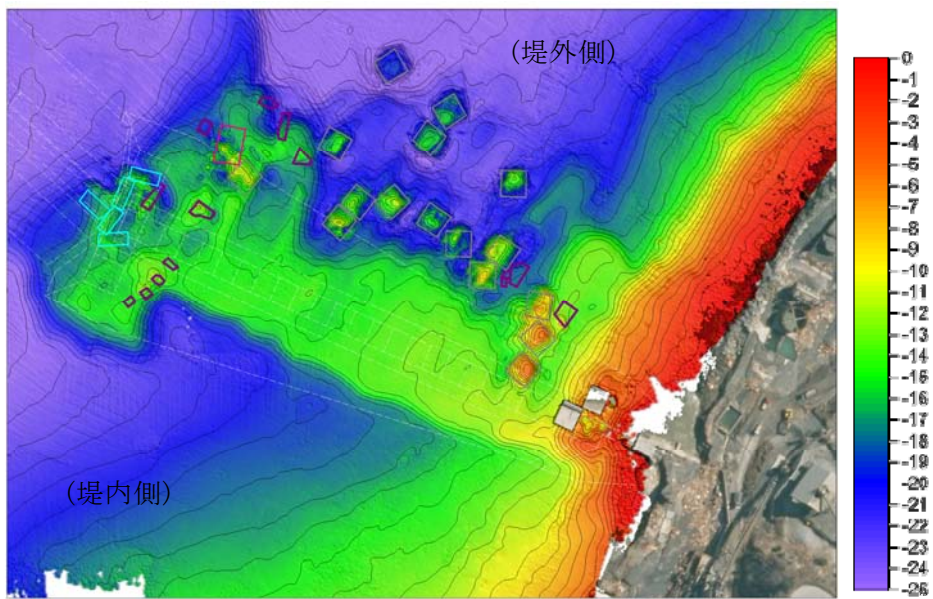
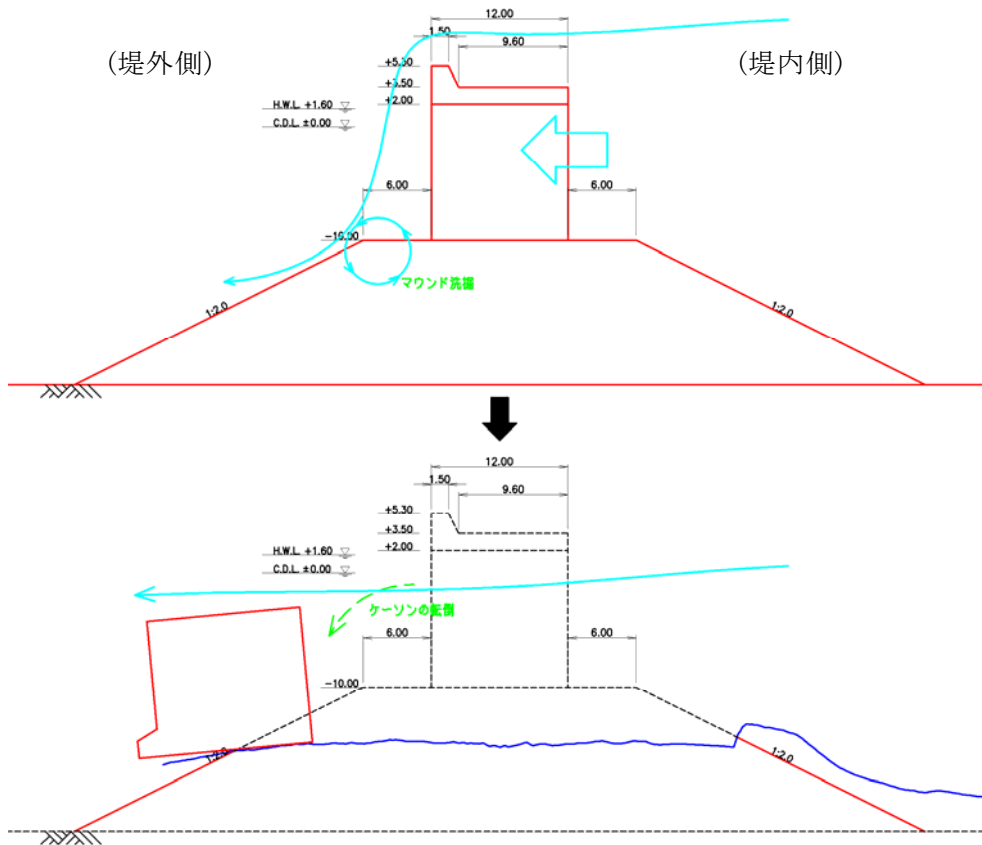


図-3.1.1.3 ケーソン式防波堤の被災メカニズム(女川漁港南防波堤)

## 2) 外郭施設-重力式防波堤-直立消波式

直立消波式の防波堤の被災パターンとしては、「津波波力(揚圧力)型」または「堤頭部洗掘型」に分類される。

堤頭部洗掘型によって被災した直立消波式防波堤では、堤頭部周辺における強い流れによってマウンドが洗掘を受け、堤体の支持力不足により転倒した。三沢漁港中防波堤では、先端部 20m のみが決壊しており、堤頭部洗掘型に分類される。

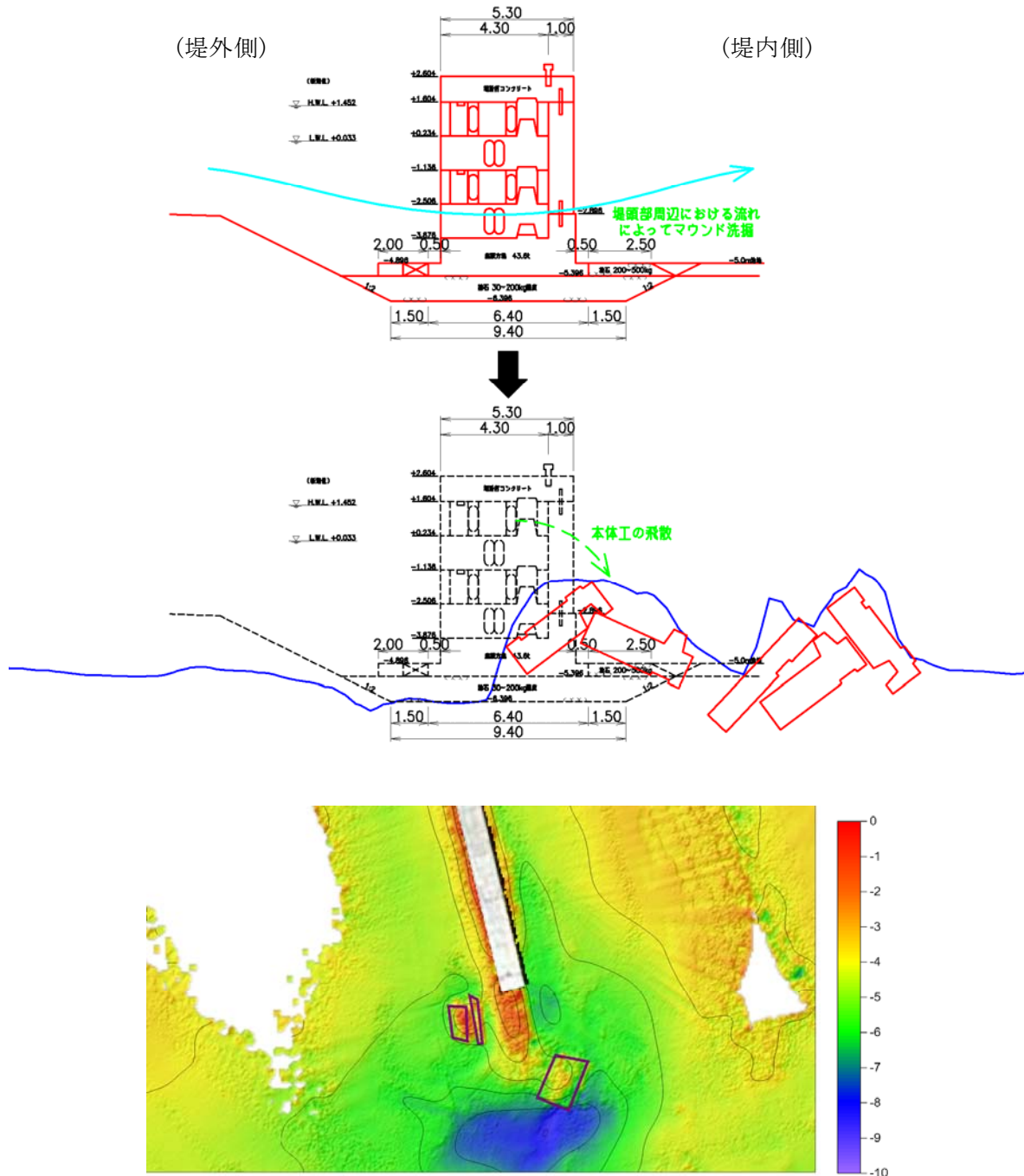


図-3.1.1.4 直立消波式防波堤の被災メカニズム(三沢漁港中防波堤)

### 3) 外郭施設-矢板式防波堤-鋼管矢板式

鋼管矢板式の防波堤の被災パターンとしては、「越流洗掘型」に分類される。

越流洗掘型によって被災した鋼管矢板式防波堤では、内外水位差による落水によって背後基礎マウンドが洗掘を受け、鋼管の支持力が低下することで鋼管式の堤体が傾倒・倒壊した。大槌漁港南防波堤では、マウンドの洗掘が確認されており、それによって防波堤が傾倒した。また、同防波堤の一部には開口部があり、津波による強い流れが開口部を中心に発生し、それによって背後のマウンドの洗掘が進行し、堤体が傾倒・倒壊したと考えられる。

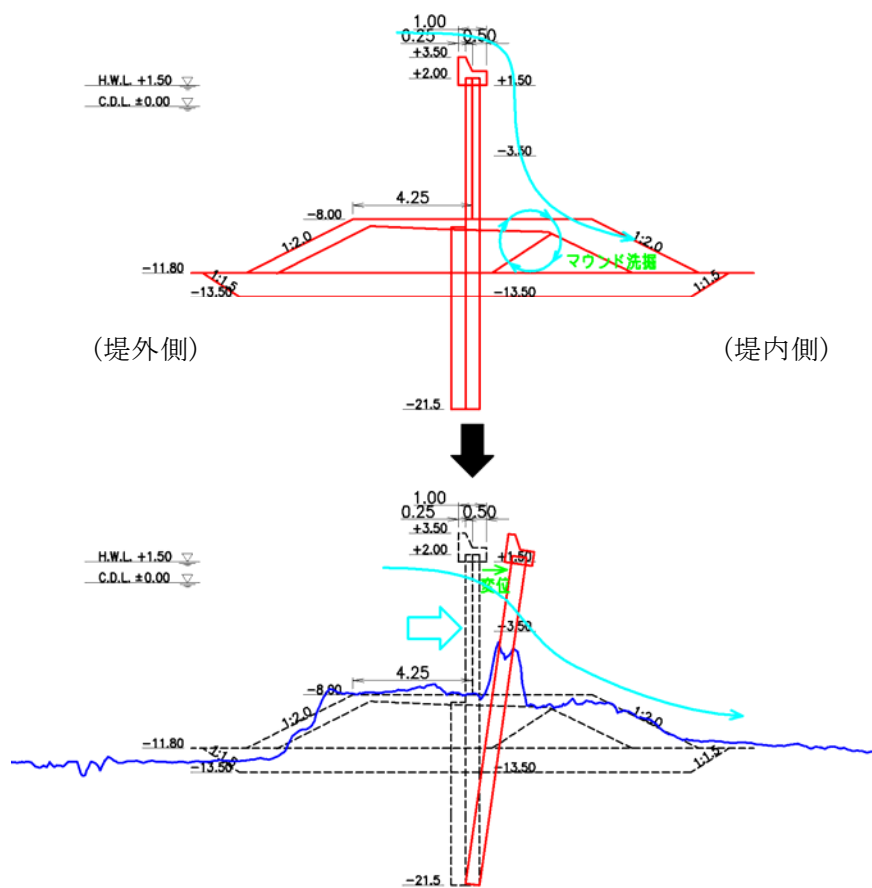


図-3.1.1.5 矢板式防波堤の被災メカニズム(大槌漁港南防波堤)

#### 4) 係留施設-重力式岸壁-セルラーブロック式

セルラーブロック式の岸壁の被災パターンとしては、「津波波力(揚圧力)型」に分類される。

津波波力(揚圧力)型によって被災したセルラーブロック式岸壁では、津波の強い流れによる揚圧力によってエプロンの飛散や裏埋材の吸出しが発生し、むき出しになった本体工に引波波力が作用することで堤体の倒壊に至った。大船渡漁港-4m・-5m 岸壁では、さらに隅角部であることや前面に島が存在し縮流が発生しやすいことなども、重要な被災要因と考えられる。

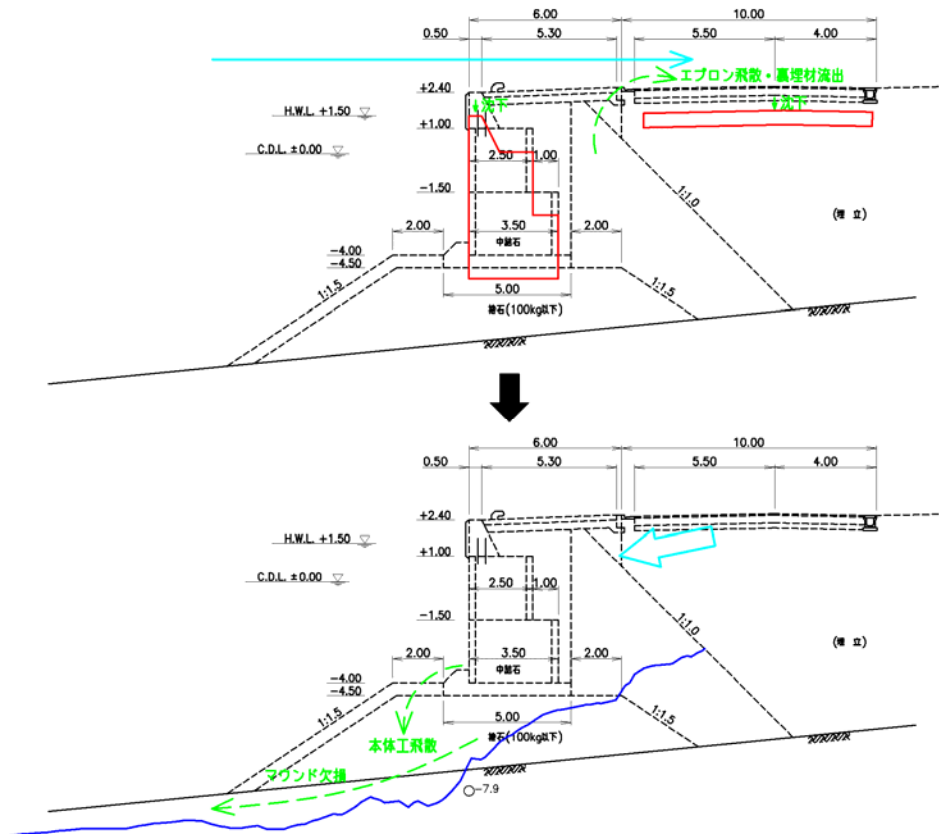


図-3.1.1.6 セルラーブロック式岸壁の被災メカニズム  
(大船渡漁港-4m岸壁・-5m岸壁)

### 5) 係留施設-重力式岸壁-直立消波式

直立消波式の岸壁の被災パターンとしては、「津波波力(揚圧力)型」に分類される。

津波波力(揚圧力)型によって被災した直立消波式岸壁では、その構造上内部に海水が浸入する形となっており、強い流れが流入すれば揚圧力でブロックが浮上しやすく、それにより堤体は流出・飛散した。また、堤体の飛散により背後用地にも決壊が及んだ。田老漁港-4m岸壁では、堤体が背後に最大で100m以上も移動した。また、同岸壁の法線方向によっても被災の程度が異なり、主な流速の作用方向に直角な法線の場合は上2段が飛散し、平行な法線の場合は上1段が飛散した。

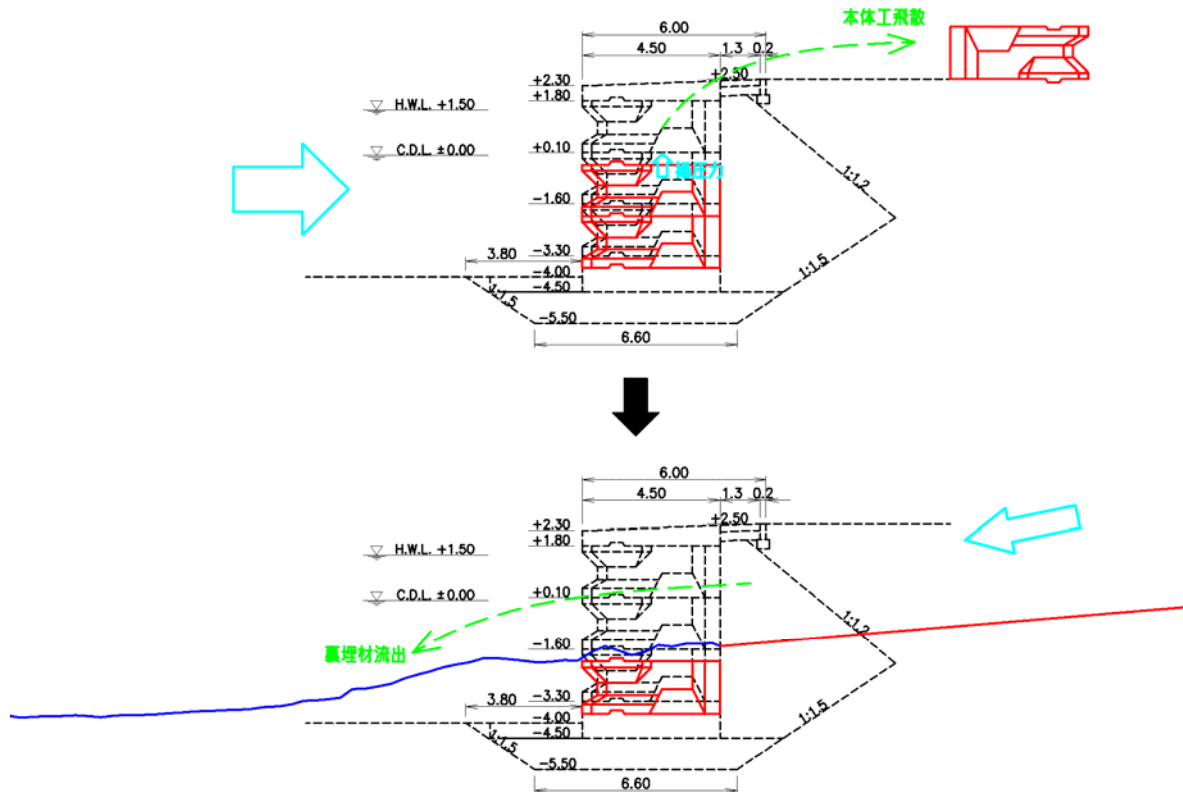


図-3.1.1.7 直立消波式岸壁の被災メカニズム(田老漁港-4m岸壁)

## 6) 係留施設-矢板式岸壁-控え式

矢板式の岸壁の被災パターンとしては、「津波波力(揚圧力)型」「裏埋材吸出型」「引波波力型」に分類される。

津波波力(揚圧力)型によって被災した矢板式岸壁では、津波の強い流れによる揚圧力によってエプロンの飛散や裏埋材の吸出しが発生し、むき出しになった本土工に引波波力が作用することで堤体の傾倒・倒壊に至った。山田漁港-5m 岸壁では、このメカニズムにより大きく被災したが、隣接する栈橋式岸壁はほぼ無被災であり、構造上の脆弱さがみられた。

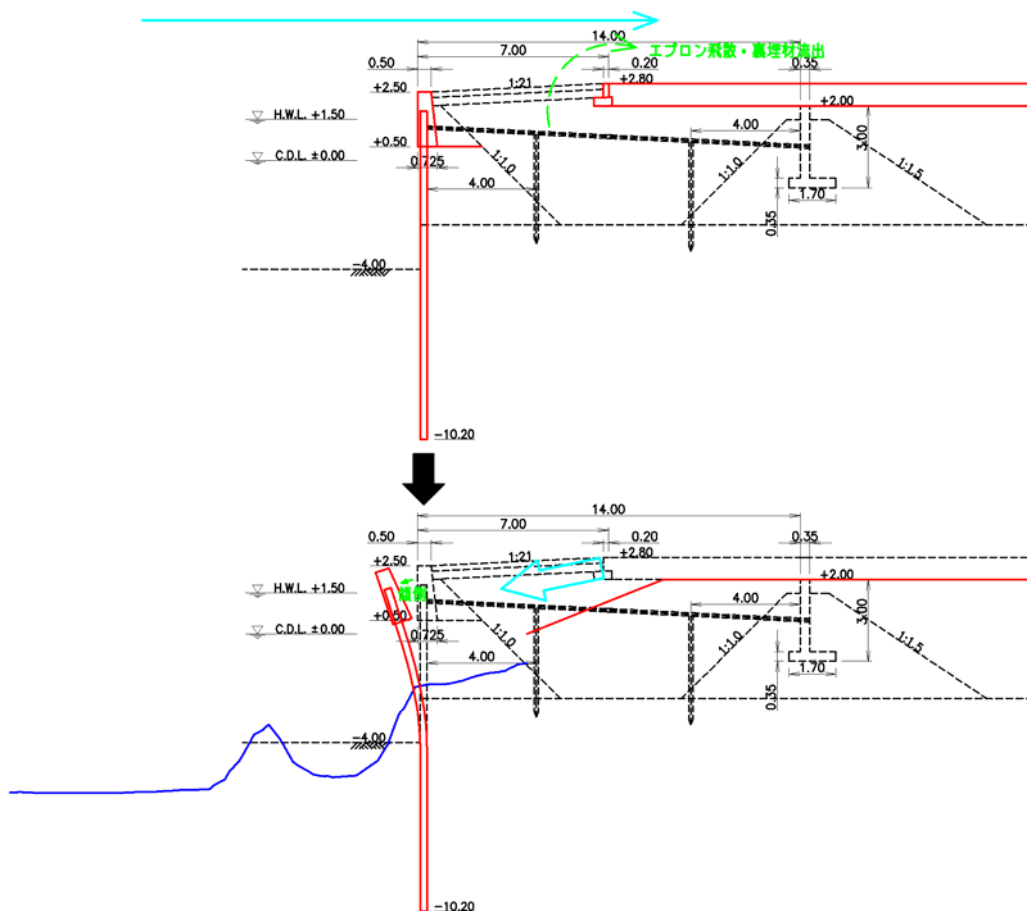


図-3.1.1.8 矢板式岸壁の被災メカニズム(山田漁港-5m 岸壁)



## 7) 係留施設-棧橋式岸壁

棧橋式の岸壁の被災パターンとしては、「津波波力(せん断力)型」に分類される。

津波波力(せん断力)型によって被災した棧橋式岸壁では、津波の揚圧力によって渡版が浮上し、押波によって陸側へ飛ばされ、その多くが陸側に飛散したが、比較的軽微な被災に留まっている。気仙沼漁港-6m 岸壁(南町地区)の一部では、地震動によって棧橋杭が前面に変形したことで渡版がその場に落下していた。

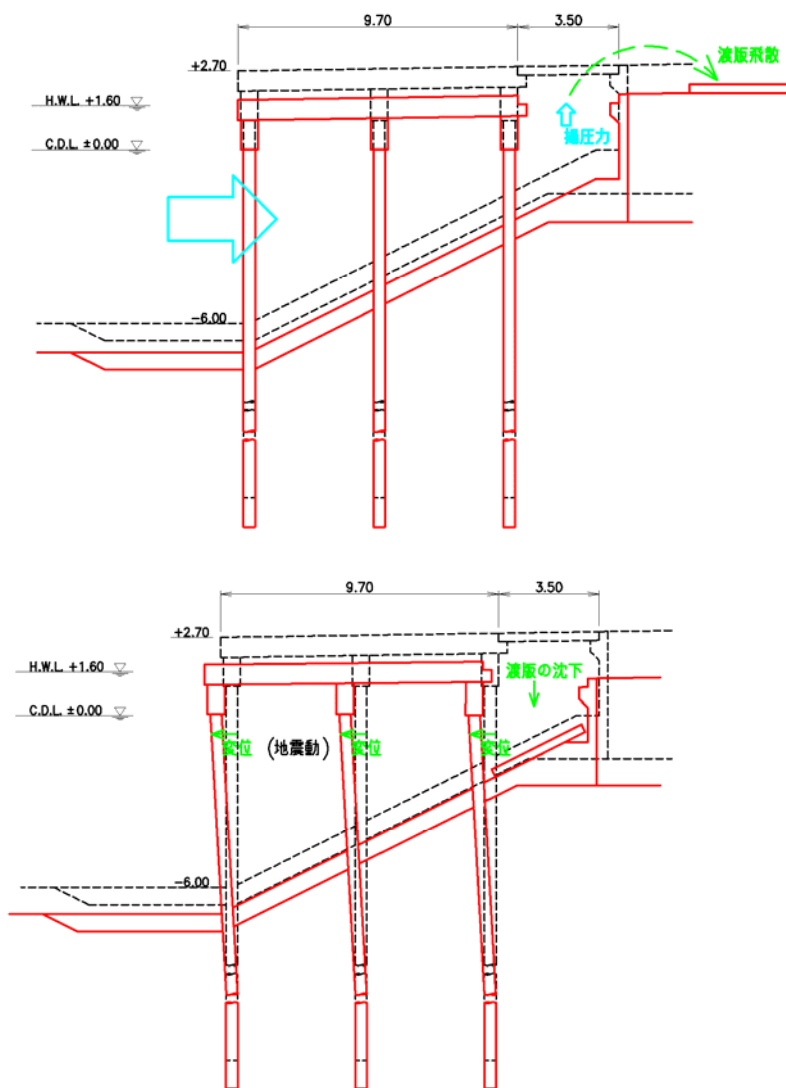


図-3.1.1.9 棧橋式岸壁の被災メカニズム(気仙沼漁港-6m 岸壁(南町地区))

## 8) その他施設-船揚場

船揚場の被災パターンとしては、「津波波力(揚圧力)型」に分類される。

津波波力(揚圧力)型によって被災した船揚場では、津波の強い流れによって張ブロックに浮力・揚圧力が作用して剥離が発生した。三沢漁港船揚場では、押波は船揚場の背後から来襲したため、剥離した張ブロックは前面に移動していた。

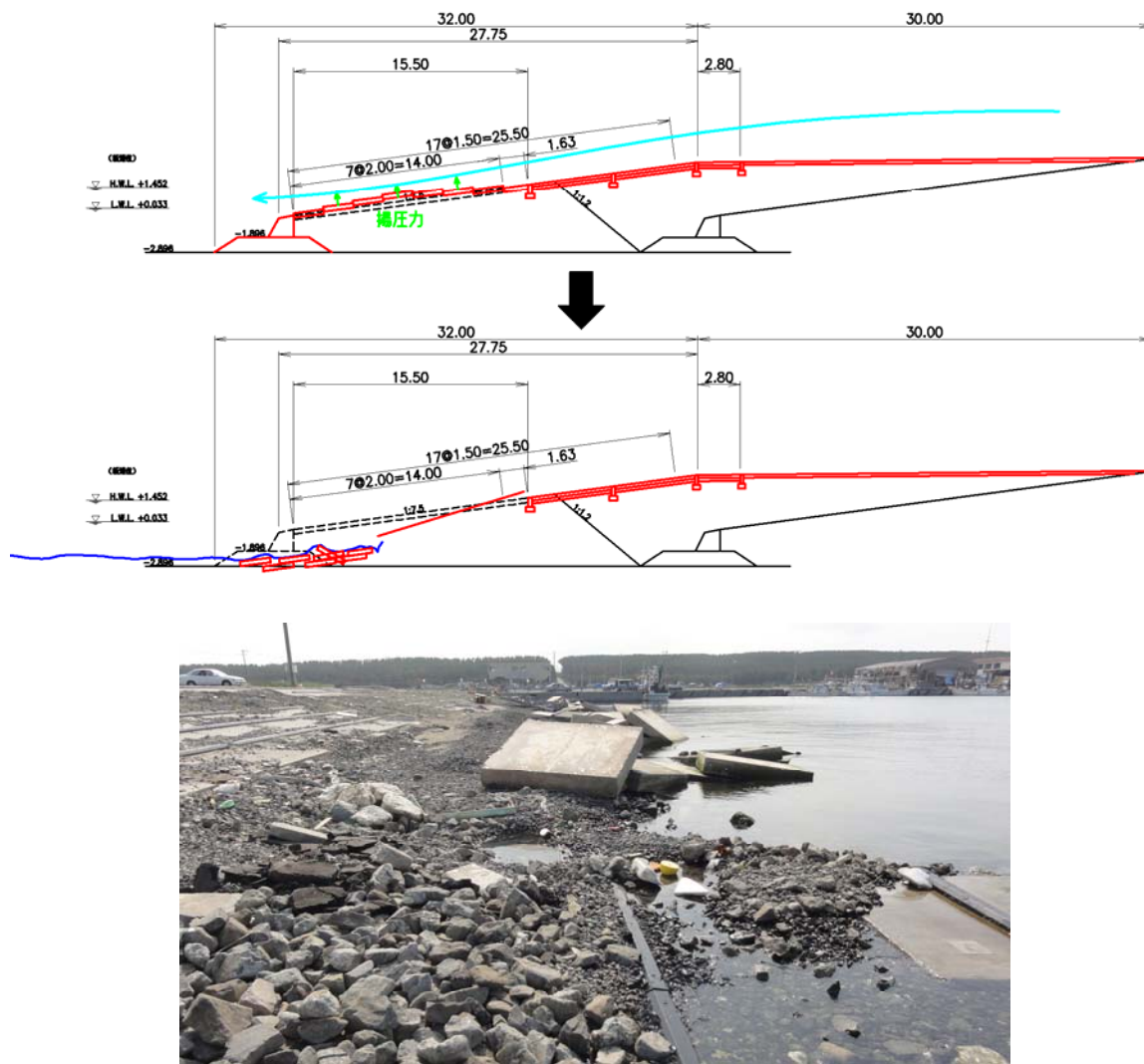


図-3.1.1.10 船揚場の被災メカニズム(三沢漁港船揚場)

### 9) 海岸保全施設-防潮堤-重力式

重力式の防潮堤の被災パターンとしては、「津波波力型」または「越流洗掘型」に分類される。

津波波力型によって被災した重力式防潮堤では、主に第1波の押波波力によって陸側に転倒、傾斜した。山田漁港防潮堤では、H鋼杭が施されていることで、その場で底部陸側を支点として転倒し、移動距離は小さくすんだ。

越流洗掘型によって被災した重力式防潮堤では、押波来襲時のはじめは転倒することなく耐えたが、越流した津波によって背後で洗掘が発生し、それによって堤体の支持力が低下し不安定となったところで転倒・飛散した。大槌漁港防潮堤では、押波来襲時しばらく転倒せずに耐えたため、背後が大きく洗掘された。洗掘深は計測可能範囲で最大1.6mであった。また、同防潮堤の堤体の移動距離は最大60m以上であった。

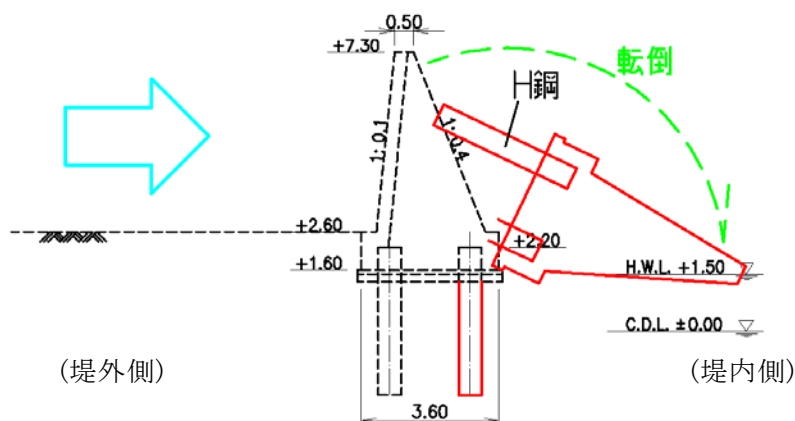


図-3.1.1.11 重力式防潮堤の被災メカニズム(山田漁港防潮堤)

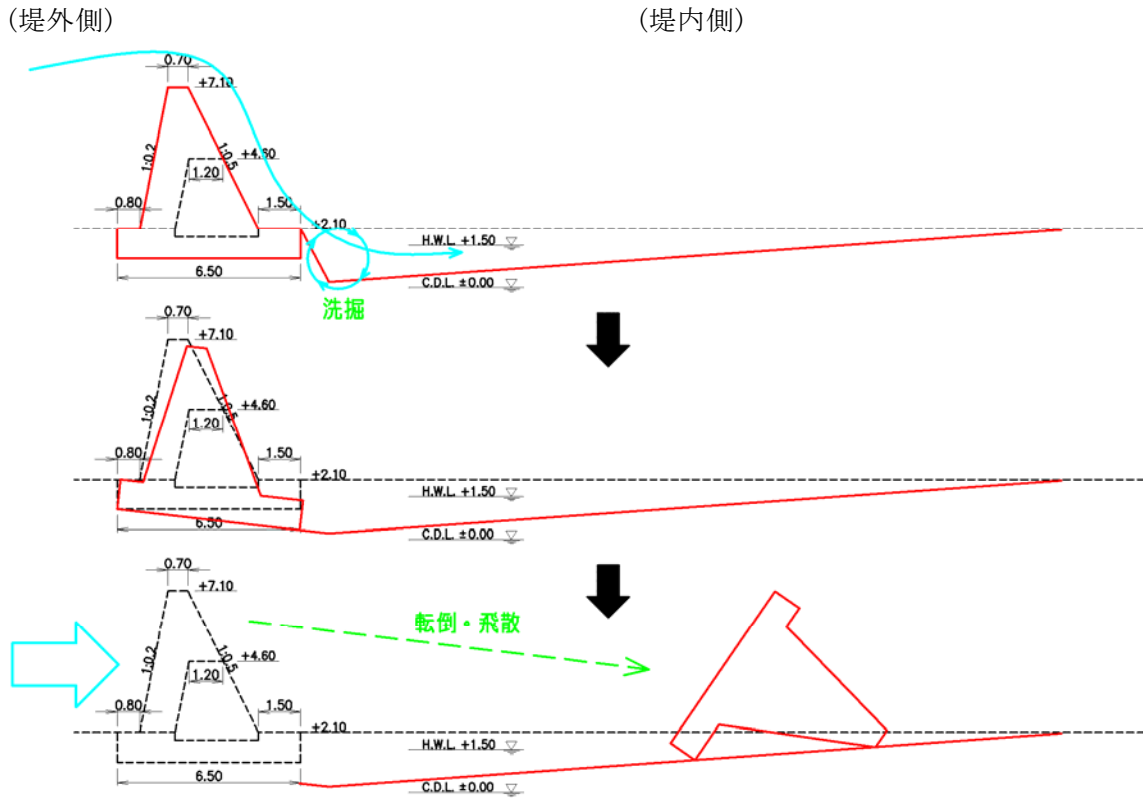


図-3. 1. 1. 12 重力式防潮堤の被災メカニズム(大槌漁港防潮堤)

## 10) 海岸保全施設-防潮堤-傾斜式

傾斜式の防潮堤の被災パターンとしては、「津波波力型」に分類される。

津波波力型によって被災した傾斜式防潮堤では、津波の越流によって天端被覆工や裏法被覆工が決壊し盛土が流出したことで、支持力を失った表法被覆工が継続して作用する押波によって背後に飛散した。田老漁港防潮堤では、押波によって背後に飛散し、その飛散距離は最大で160mであった。また、表法被覆工の一部は押波時には残り、引波時に海側へ転倒したものがあつた。

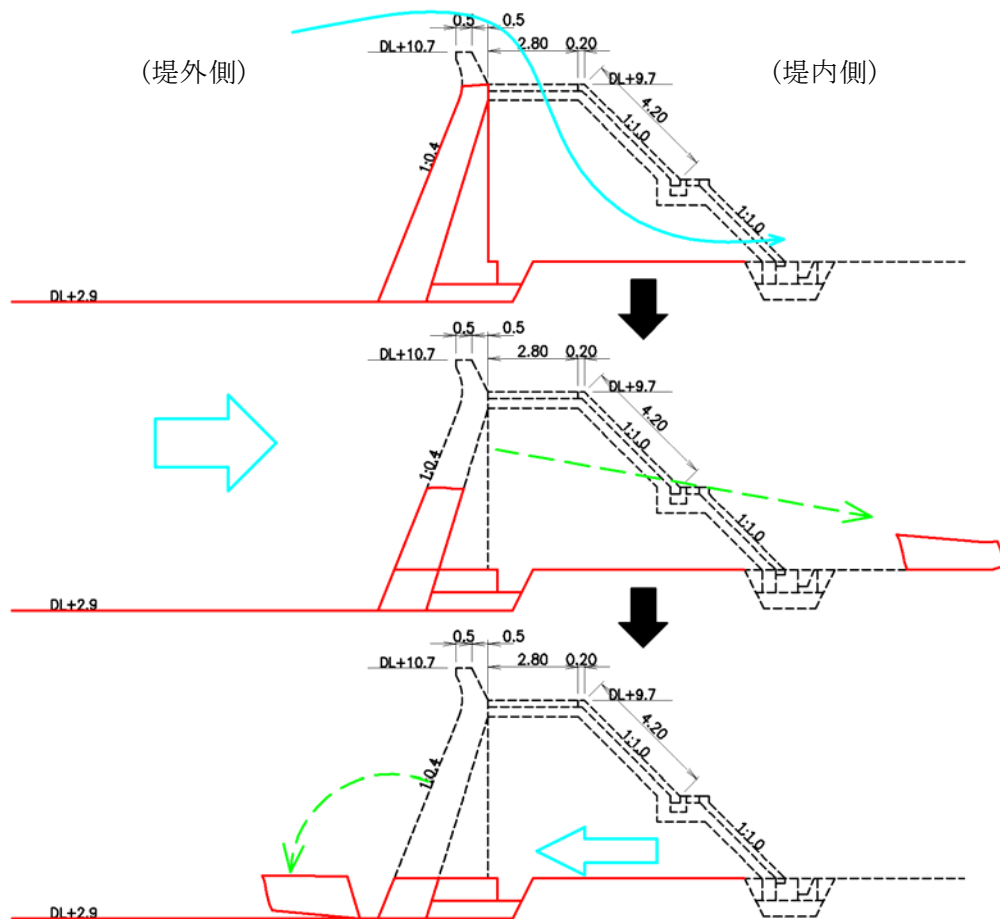


図-3. 1. 1. 13 傾斜式防潮堤の被災メカニズム(田老漁港防潮堤)

### 3.1.2 地震力の観点からの検証

#### (1) 被災状況の分析

##### 1) 被災状況

東北地方太平洋沖地震後に現地調査を行った全13漁港(三沢、田老、山田、大槌、大船渡、気仙沼、志津川、女川、石巻、閑上、松川浦、波崎、銚子)の岸壁等の係留施設の被災調査結果一覧表を表-3.1.2.1に示す。同表についての留意事項を以下に示す。

- ・調査した対象施設のうち、被災状況を目視により確認した結果、被災要因として津波外力による影響が大きかったと判断される施設(表中グレーハッチングの施設)が確認された。このため、以降に示す被災状況の分析では、これらの津波による影響が大きかったと目視により判断された施設を分析対象から除外した。なお、それ以外の施設についても被災要因として津波外力の影響が含まれる可能性があるが、目視による確認結果ではその影響は小さいと判断し地震力の観点からの分析対象とした。
- ・重力式の前面水深は、堤体設置水深とした。
- ・被災程度は、右側の表に示す構造形式毎の被災程度と被災変形量の関係に基づき判定した。なお、重力式係船岸および矢板式係船岸については、3つの被災変形量の指標(最大はらみ出し量、エプロン段差、傾斜角)のうち、最大の被災程度を判定結果とした。また、栈橋式係船岸については、岸壁本体(栈橋部)と土留部の被災程度のうち最大となる方を判定結果とし、土留部については、その構造形式により重力式係船岸あるいは矢板式係船岸の被災程度と被災変形量の関係に基づき判定した。
- ・施設が崩壊あるいは流出しており、変形量を計測できなかった箇所については、「計測不可」と記載した。
- ・被災変形率は、以下により求めた。  
$$\text{被災変形率(\%)} = \text{最大はらみ出し量(m)} / \text{壁高(m)} \times 100$$
- ・地表面および工学的基盤面における最大加速度、液状化危険度(PL値)については、詳細解析を実施した17施設について示した。

表-3.1.2.1 被災状況一覧表

漁港名	施設名	構造形式	建設年次	施設延長 (m)	前面水深 (m)	天端高 (m)	壁高 (m)	当初設計震度	岸壁の方向性 (岸壁法線直交方向)	南から半時計周りの角度 (°)	被災程度 <sup>※2</sup>	変形量計測結果 <sup>※3</sup>										常時微動結果		最大加速度 (Gal)		液状化 PL値		
												最大はらみ出し (cm)		天端沈下量 (cm)			最大エプロン段差			最大傾斜角 (°)	被災変形率 <sup>※4</sup> (%)	ピーク周波数 (Hz)	ピーク周波数における H/V (増幅率)	詳細解析断面	地表面		工学的基礎面	
												岸壁本体	土留部 (橋構式)	広域沈下量	広域沈下含む	広域沈下除く	岸壁本体	橋構部と土留部の段差	土留部 (橋構式)									
三沢	⑧ B突堤	矢板式	不明	90	-4.6	2.1	6.7	不明	15	S	0	5	0	0	0	0	0	0	0.7	5.0	2.9	-	-	-	-	-	-	
大槌	9-4	-5m岸壁	重力式	S51.3	200	-5.0	2.5	7.5	不明	335	S45W	I	15	-	40	97	57	10	-	1.5	2.0	2.5	6.5	-	-	-	-	
	10-14	-2m物揚場	矢板式	S54.3	170	-2.0	2.0	4.0	0.05	-	-	IV	200	-	40	120	80	計測不可	-	12.2	50.0	2.5	7.6	○	560	518	0.0	
田老	7-39	護岸	矢板式	H14.3	200	-5.0	2.5	7.5	不明	-	-	II	0	-	40	70	30	35	-	0	0.0	1.0	22.0	-	-	-	-	
	9-4, 9-6	-4m岸壁	重力式	S61.3	181	-4.0	2.3	6.3	不明	60	E45S	IV	計測不可	-	30	計測不可	-	計測不可	-	計測不可	-	1.3	9.7	-	-	-	-	
	9-5	-4m岸壁	重力式	S61.3	99	-4.0	2.3	6.3	不明	60	E45S	I	20	-	30	44	14	0	-	0.2	3.2	1.2	37.1	-	-	-	-	
	9-9, 9-10	-3m岸壁	橋構式	H15.3	144	-3.0	2.0	5.0	不明	5	S	0	0	0	30	44	14	0	0	0	0.0	0.0	1.3	6.4	-	-	-	
山田	7-1	-2m物揚場	重力式	S35.3	99	-2.0	2.1	2.3	不明	95	E	I	25	-	30	44	14	3	-	-3	10.9	1.3	12.0	-	-	-	-	
	7-2	-2m物揚場	重力式	S57.3	140	-2.0	2.2	4.2	不明	95	E	0	0	-	30	46	16	0	-	0	0.0	1.3	12.0	-	-	-	-	
	7-5	-3m岸壁	重力式	S63.3	91	-3.0	2.4	5.4	0.10	110	E	0	0	-	40	100	60	0	-	0.4	0.0	2.3	6.6	-	-	-	-	
	7-1	-4m岸壁	橋構式	S63.3-101	205	-4.0	2.5	6.5	不明	-	-	IV	計測不可	-	40	105	65	0	-	0	-	2.5	6.4	-	-	-	-	
大船渡	6-10	-2m物揚場	重力式	H2.3	65	-2.0	1.8	3.8	0.05	78	E	I	13	-	70	116	46	0	-	0	3.4	4.3	9.5	○	364	371	0.0	
	5-24	-5m岸壁	重力式	H21.3	260	-10.0	2.4	12.4	0.10	10	S	II	25	-	70	103	33	0	-	0	2.0	3.1	9.5	-	-	-	-	
	5-25	-5m岸壁	重力式	H21.3	34	-5.4	2.4	7.8	0.10	10	S	I	4	-	70	99	29	0	-	0.1	0.5	4.1	9.5	-	-	-	-	
	5-14	-6m岸壁	重力式	S53.3	90	-6.0	2.5	8.5	不明	60	E45S	I	4	-	70	-	-	0	-	0.0	0.0	3.8	12.0	-	-	-	-	
	5-15, 16	-3m岸壁	重力式	S54	150	-3.3	2.2	5.5	不明	40	E45S	II	0	-	70	95	25	30	-	5.5	0.0	18.4	2.3	-	-	-	-	
	5-20	-5m岸壁	重力式	H9.3	180	-5.5	2.3	7.8	0.10	145	N45E	II	40	-	70	81	11	15	-	2.5	5.1	8.0	7.6	○	588	325	0.0	
	5-7	-6m岸壁	橋構式	S47.3	500	-6.0	2.7	8.7	0.10	75	E	III	77	40	70	89	19	69	69	0	4	8.9	1.8	4.8	○	614	757	0.8
	5-6	-6m岸壁	橋構式	S46.3	220	-6.0	2.5	8.5	0.19	115	N45E	I	4	4	70	97	27	30	0	30	0	0.5	1.5	10.9	-	-	-	-
気仙沼	246	-6m岸壁	重力式	H4.3	285	-6.5	2.5	9.0	0.10	170	N	I	16	-	70	101	31	0	-	0.1	1.8	1.7	9.8	-	-	-	-	
	402	-6m岸壁	矢板式	H5.3	200	-6.0	2.5	8.5	0.10	-	-	IV	110	-	70	107	37	200	-	4	12.9	1.4	5.8	-	-	-	-	
	404	-4.5m岸壁	矢板式	H5.3	171	-9.0	2.7	11.7	0.10	70	E	II	44	-	70	94	24	20	-	2.2	3.8	1.9	13.0	○	415	393	7.5	
	13-1	-3.5m岸壁	重力式	S39.3	274	-4.0	2.5	6.5	不明	5	S	I	10	-	70	122	52	4	-	2	1.5	3.0	13.8	-	-	-	-	
志津川	103	-4.5m岸壁	矢板式	H5.3	295	-4.5	2.5	7.0	不明	130	N45E	I	17	-	70	78	8	15	-	0.3	2.4	4.4	8.8	-	-	-	-	
	104	-4.5m岸壁	重力式	H5.3	155	-4.5	2.5	7.0	不明	130	N45E	I	17	-	70	91	21	8	-	1.5	2.4	7.9	5.8	-	-	-	-	
	300	-2m物揚場	重力式	H2.3	160	-2.0	2.2	4.2	不明	40	E45S	I	14	-	70	85	15	6	-	1.4	3.3	2.4	10.4	-	-	-	-	
	4-1	-4.0m岸壁	橋構式	S28.3	346	-4.0	2.5	6.5	不明	190	N	II	13	30	80	106	26	86	25	62	0.4	2.0	2.8	3.9	-	-	-	-
女川	4-8	-5.5m岸壁	矢板式	S43.3	190	-5.5	2.5	8.0	不明	100	S	II	52	-	80	145	65	34	-	3.2	6.5	2.6	12.0	-	-	-	-	
	4-9	休けい岸壁	重力式	S52.3	302	-6.0	2.5	8.5	不明	175	N	II	81	-	80	138	58	47	-	2	9.5	2.4	11.5	-	-	-	-	
	4-10	-5.5m岸壁	矢板式	S52.3	130	-5.5	2.5	8.0	不明	-	-	IV	計測不可	-	80	143	63	計測不可	-	計測不可	-	2.5	6.1	-	-	-	-	
	4-13	-7.0m岸壁	矢板式	S59.3	260	-7.0	2.7	9.7	不明	-	-	IV	計測不可	-	80	114	34	計測不可	-	計測不可	-	2.8	3.7	-	-	-	-	
	4-16	-5.5m岸壁	矢板式	H1.3	130	-5.5	2.5	8.0	0.05	100	E	II	25	-	80	106	26	51	-	2.4	3.1	2.8	3.9	○	392	235	10.0	
	4-21	-4.0m岸壁	重力式	H4.3	120	-4.5	2.5	7.0	0.05	100	E	III	82	-	80	130	50	101	-	13	11.7	2.8	12.2	○	392	236	6.1	
	4-23	-4.0m岸壁	橋構式	H5.3	291	-5.2	2.5	7.7	0.10	65	E45S	II	11	10	80	105	25	73	25	62	0.7	1.4	2.7	13.4	○	418	229	5.7
	9-3	-7m岸壁	重力式	S54.3	400	-7.0	2.7	9.7	0.10	5	S	IV	86	-	80	115	35	76	-	1.8	8.9	0.7	10.3	○	677	669	7.8	
石巻	9-2	-7m岸壁	矢板式	S48.3	805	-7.0	2.7	9.7	0.10	5	S	II	34	-	80	105	25	35	-	3.2	3.5	0.9	5.1	○	668	669	10.5	
	9-13	-6m岸壁	矢板式	S48.5	202	-6.0	2.7	8.7	0.05	95	E	II	44	-	80	76	0	70	-	1.6	5.1	1.1	14.0	-	-	-	-	
	9-9, 9-11	-6m岸壁	矢板式	S58-H	654	-6.0	2.7	8.7	0.10	5	S	II	62	-	80	84	4	52	-	3.5	7.1	2.1	13.1	○	904	917	13.4	
	9-1	-7m岸壁	矢板式	S48.3	276	-7.0	2.7	9.7	不明	95	E	III	104	-	80	83	3	40	-	1.7	10.7	0.7	13.7	-	-	-	-	
関上	16	-3.5m岸壁	矢板式	S31.3	331	-3.5	2.3	5.8	不明	75	E	II	53	-	30	46	16	25	-	2.8	9.1	1.8	5.3	○	321	235	0.0	
	69	-3.5m岸壁	橋構式	S31.3	120	-3.5	2.3	5.8	0.10	75	E	II	0	75	30	34	4	52	15	37	2.8	0.0	1.9	5.7	○	321	239	0.0
	84	-3.5m岸壁	橋構式	不明	291	-3.5	2.3	5.8	不明	255	W	II	25	25	30	38	8	50	0	50	1.2	4.3	1.6	3.5	-	-	-	-
	89-2	-4m岸壁	重力式	H14.3	367	-4.5	3.0	7.5	不明	-	-	IV	計測不可	-	30	-	-	計測不可	-	計測不可	-	1.5	5.0	-	-	-	-	
松川浦	1-6-a	-3m岸壁	重力式	不明	200	-3.5	2.5	6.0	不明	160	N	III	90	-	20	70	50	17	-	3.5	15.0	0.6	5.5	○	854	548	1.4	
	1-6-c	-3m岸壁	重力式	不明	160	-3.5	2.5	6.0	不明	70	E	IV	19	-	20	58	38	40	-	0.7	3.2	0.6	1.7	-	-	-	-	
	1-10, 1-20	-4m岸壁	矢板式	H8.3	145	-4.0	2.5	6.5	0.10	160	N	II	47	-	20	36	16	21	-	2.1	7.2	0.6	6.0	-	-	-	-	
	1-10, 1-20	-4m岸壁	矢板式	H8.3	140	-4.0	2.5	6.5	0.10	160	N	II	48	-	20	43	23	40	-	4.1	7.4	0.2	5.8	-	-	-	-	
波崎	1-9	-3m岸壁	矢板式	不明	488	-3.0	2.5	5.5	0.10	160	N	IV	17	-	20	33	13	23	-	3	3.1	0.7	2.5	○	854	729	0.0	
	N-13	-5m岸壁	矢板式	不明	320	-6.5	2.3	8.8	0.05	320	S45W	III	143	-	0	-	-	50	-	6	16.3	1.5	6.2	○	280	278	11.8	

※1：重力式の前面水深は、堤体設置水深とした。  
 ※2：被災程度は、右表に示す指標のうち最大となる被災程度とした。  
 ※3：崩壊・流出により変位量が計測できなかった箇所は、「計測不可」とした。  
 ※4：被災変形率(%)=最大はらみ出し量(m)/壁高(m)×100

■被災程度と被災の状況

被災程度	被災の状況	使用の可否
0	無被災	可
I	本体に異常はないが、付属構造物に破壊や変状が認められるもの。	注意を払いつつ簡易的に使用可
II	本体にかなりの変状のおこったもの。	不可
III	形はとどめているが、構造物本体に破壊がおこったものと認められるもの。	不可
IV	全壊して形をとどめていないもの。	不可

## 2) 構造形式毎の被災概要

### ① 棧橋式構造

今回調査を行った漁港における棧橋式の岸壁では、渡版が津波による揚圧力で飛散しているものの棧橋式構造そのものの変状は他構造に比べて比較的軽微であったが、土留背後の埋立地の液状化により土留が海側にはらみ出す被害が多く見られた。ただし、宮城県以南では土留めのはらみ出しや沈下が著しく、本体部との境界で段差が発生している箇所もあった。例えば、以下に示す関上漁港-3.5m 岸壁(施設番号：69)では、土留(方塊式)背後の埋立地の液状化により、土留(方塊式)が最大 75cm 程度はらみ出す被災状況であった。また、棧橋天端と土留部エプロンとの間には最大 52cm 程度の段差が生じていた。

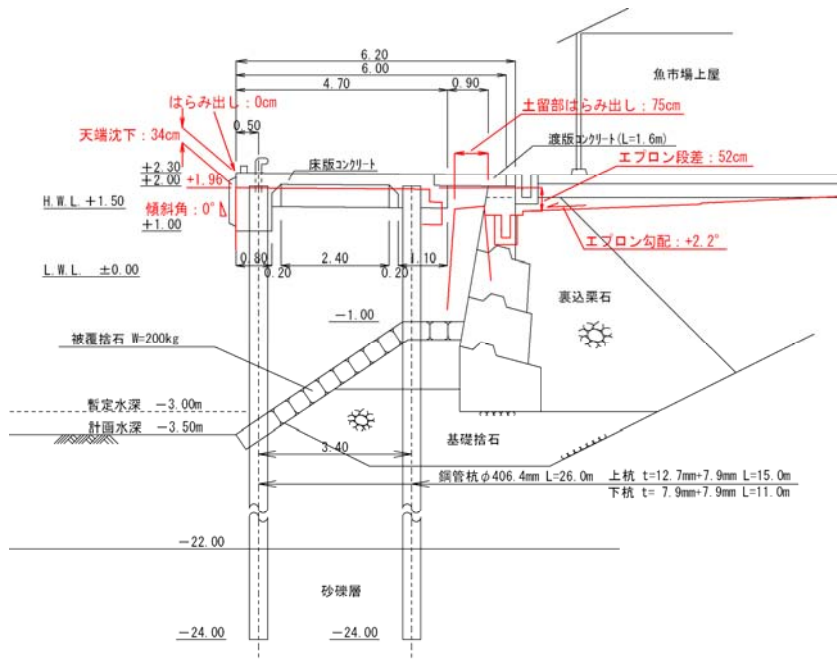


写真-3.1.2.1 棧橋式構造物の被害例【関上漁港-3.5m 岸壁(施設番号：69)】



## ②矢板式構造

今回調査を行った漁港における矢板式の岸壁では、構造体が海側に大きく傾斜・変形する被害が多くみられた。これは、設計地震動以上の地震時外力の発生したことが被災要因の一つとして考えられるが、背後の埋立土が液状化した可能性の高い箇所では特に著しく変状している傾向が見られた。例えば、以下に示す波崎漁港-5.0m 岸壁(施設番号：N-13)では、背後の埋立土が液状化した可能性が高く、岸壁法線が最大で 143cm はらみ出す変状が見られた。

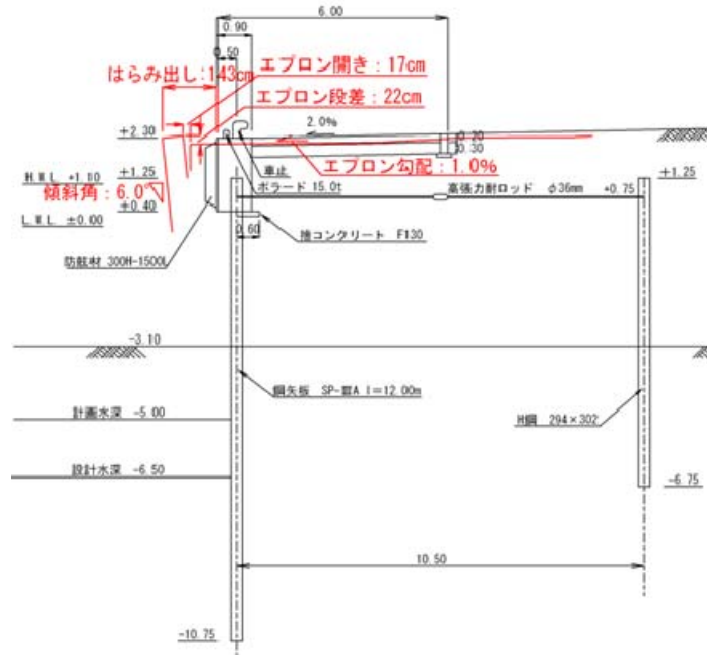


写真-3.1.2.2 矢板構造物の被害事例【波崎漁港-5.0m 岸壁(施設番号：N13)】

### ③重力式構造

今回調査を行った漁港における重力式の岸壁では、構造体が海側に大きく傾斜するとともに、構造体天端と背後部で大きな段差が発生する被害が多くみられた。これは、設計地震動以上の地震時外力が発生するとともに、特に背後の埋立土が液状化した可能性が高い箇所では構造体天端と背後部で大きな段差が発生したものと考えられる。例えば、以下に示す女川漁港-4.0m 岸壁(施設番号：4-21)では、地震力の発生により構造体が海側に大きく傾斜しており、岸壁法線が最大で82cm程度はらみ出す変状が見られた。また、背後の埋立土が液状化したことにより直立消波ブロック天端と背後部との間に最大で101cm程度の段差が見られた。

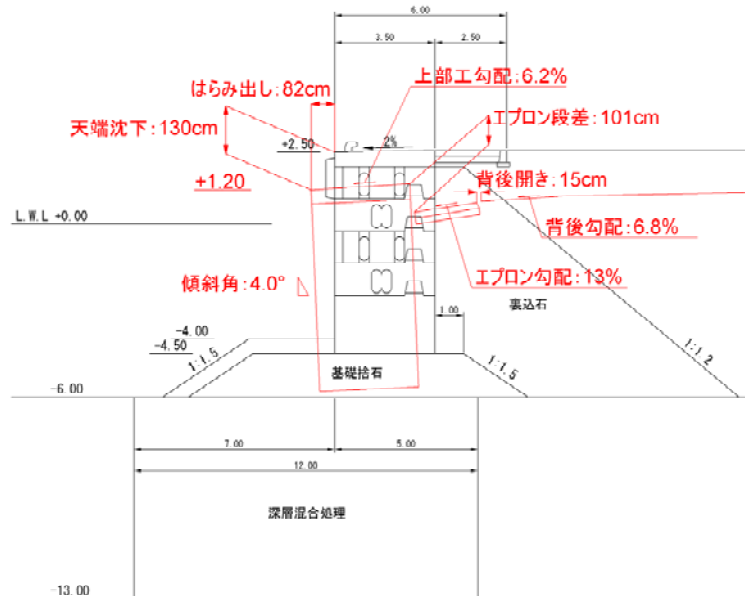


写真-3.1.2.3 重力式構造物の被害例【女川漁港-4.0m 岸壁(施設番号：4-21)】

### 3) 構造形式の違いによる被災状況の比較

構造形式の違いによる被災状況の比較を行った。なお、津波による影響が大きかったと目視により判断された施設(表-3.1.2.1中グレーハッチングの施設)については、分析対象から除外した。それ以外の施設についても被災要因として津波外力の影響が含まれる可能性があるが、目視による確認結果ではその影響は小さいと判断し地震力の観点からの分析対象とした。

#### ① 大はらみ出し量

図-3.1.2.1に、構造形式毎の最大はらみ出し量の分布図を示す。なお、栈橋式については、栈橋部(赤色)と土留部(茶色)の最大はらみ出し量をそれぞれ示した。また、各分布の並びは、構造形式毎に図の左から順に漁港位置が北側に位置するものとした。例えば栈橋式(栈橋部)では、最北の田老漁港から以南の漁港を左より順に示した。図より、以下に示すことが推察された。

- ・各構造形式の最大はらみ出し量を比較すると、矢板式岸壁の変位量が大きい傾向を示している。
- ・構造形式の違いによらず、震源に近い宮城県以南で最大はらみ出し量が大きくなる傾向にある。
- ・栈橋式については、岸壁本体(栈橋部)の変状は他構造に比べて比較的軽微であった。また、土留部については、岸壁本体(栈橋部)よりもはらみ出しが大きくなる傾向が見られ、背後の埋立土で液状化が発生したと考えられる閑上 69 ではその傾向が顕著に見られた。
- ・矢板式については、全体的に他構造に比べて最大はらみ出し量が大きくなっており、特に、波崎漁港 N-13 では 140cm 程度の最大はらみ出し量となっている。これは、背後の埋立土が液状化したものと考えられ、このことについては、後述の液状化危険度(PL 値)毎の整理により考察した。
- ・重力式については、田老漁港、大槌漁港および山田漁港といった岩手県の漁港でも最大 20cm 程度のはらみ出し量が見られたが、変形量自体は 20cm 程度と小さい傾向にある。一方、女川漁港および石巻漁港では最大 80cm 程度の大きなはらみ出し量となっている。これは、両漁港では背後の埋立土が液状化したことや、石巻漁港では前面水深が-7m と深かったことが原因として考えられる。

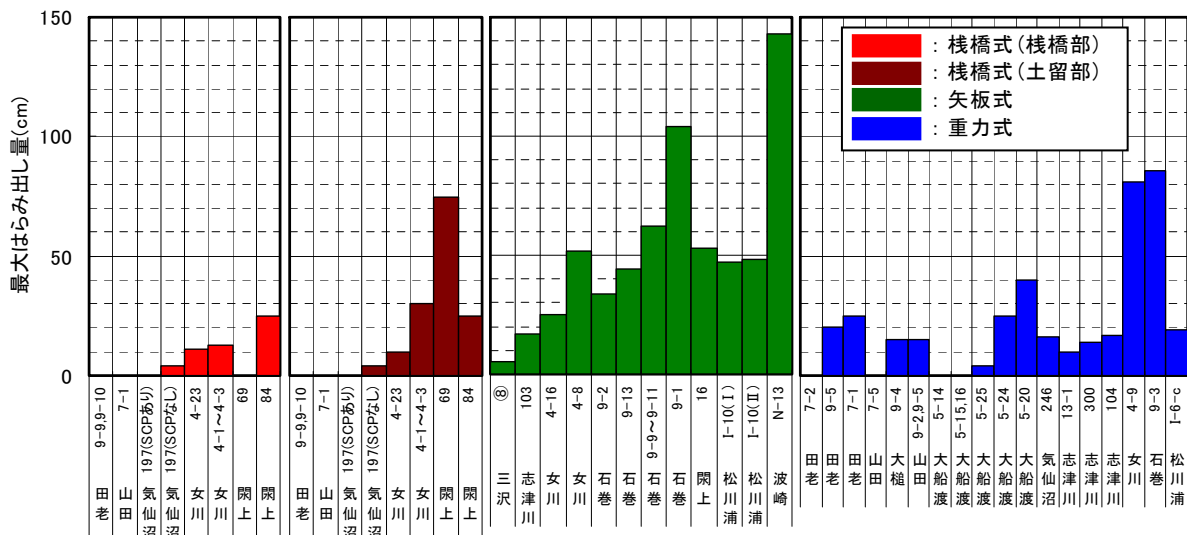


図-3.1.2.1 構造形式毎の最大はらみ出し量の分布図

② 端沈下量(広域沈下量を除く)

図-3.1.2.2に、構造形式毎の広域沈下量を除く天端沈下量の分布図を示す。広域沈下量は国土地理院による地域別の広域沈下量から把握した。なお、栈橋式については、栈橋部(赤色)と土留部(茶色)の天端沈下量をそれぞれ示した。また、各分布の並びは、構造形式毎に図の左から順に漁港位置が北側に位置するものとした。例えば栈橋式(栈橋部)では、最北の田老漁港から以南の漁港を左より順に示した。図より、以下に示すことが推察された。

- 栈橋式岸壁および矢板式岸壁の天端沈下量については、山田漁港 7-1 および女川漁港 4-8 を除けば、概ね 25~30cm となっており比較的小さい変形量となっている。
- 重力式岸壁については、天端沈下量が 30cm を超える施設が多く、他構造に比べて比較的大きい変形量となっている。これは、構造物の自重が他構造に比べて大きいことが原因と考えられる。
- 上記の天端沈下量は最大 80cm 程度の広域沈下量を除いた値であり、実際の広域沈下量を含んだ天端沈下量を考慮すると、使用上困難な施設が多いことがわかる。

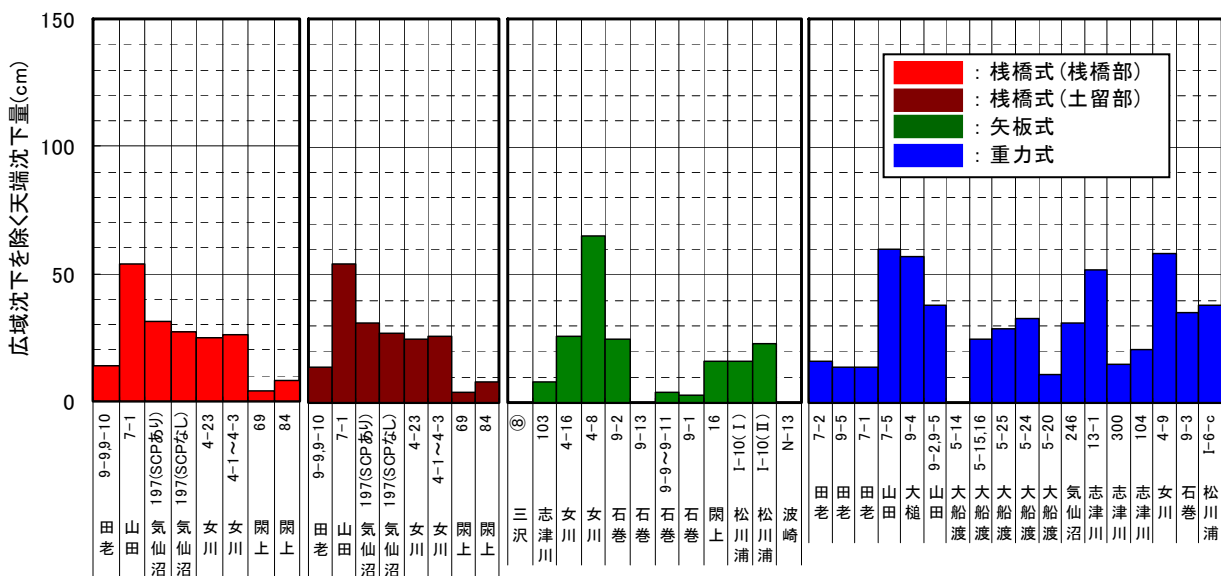


図-3.1.2.2 構造形式毎の広域沈下量を除く天端沈下量の分布図

### ③最大エプロン段差

図-3.1.2.3に、構造形式毎の最大エプロン段差の分布図を示す。なお、栈橋式については、栈橋部(赤色)と土留部(茶色)の天端沈下量をそれぞれ示した。また、各分布の並びは、構造形式毎に図の左から順に漁港位置が北側に位置するものとした。例えば栈橋式(栈橋部)では、最北の田老漁港から以南の漁港を左より順に示した。図より、以下に示すことが推察された。

- ・構造形式の違いによらず、宮城県以南でエプロン段差が概ね大きくなる傾向にある。
- ・宮城県以南の漁港の大半で、30cm以上のエプロン段差が発生しており、使用上難しい施設が多いことがわかる。

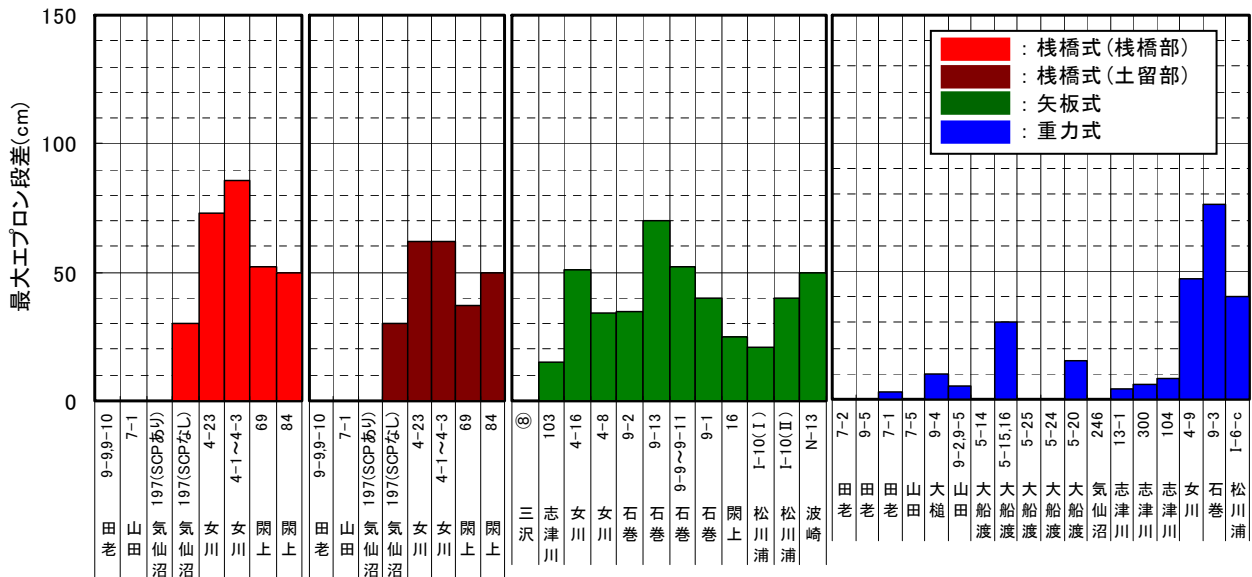


図-3.1.2.3 構造形式毎の最大エプロン段差の分布図

#### ④被災変形率

図-3.1.2.4に、構造形式毎の被災変形率の分布図を示す。被災変形率とは、最大はらみ出し量を各施設の壁高で除した割合である。これは、壁高の違いが最大はらみ出し量に与える影響を取り除くためである。なお、栈橋式については、栈橋部(赤色)と土留部(茶色)の被災変形率をそれぞれ示した。また、各分布の並びは、構造形式毎に図の左から順に漁港位置が北側に位置するものとした。例えば栈橋式(栈橋部)では、最北の田老漁港から以南の漁港を左より順に示した。図より、以下に示すことが推察された。

- ・各構造形式の被災変形率を比較すると、矢板式岸壁の被災変形率が大きい傾向を示している。
- ・構造形式の違いによらず、宮城県以南で被災変形率が概ね大きくなる傾向にある。
- ・田老漁港 7-1 では、岩手県その他の施設に比べて被災変形率が特に大きくなっているが、当施設の最大はらみ出し量は25cmと小さいものの、壁高が2.3mと低いことから被災変形率が大きくなっているためである。

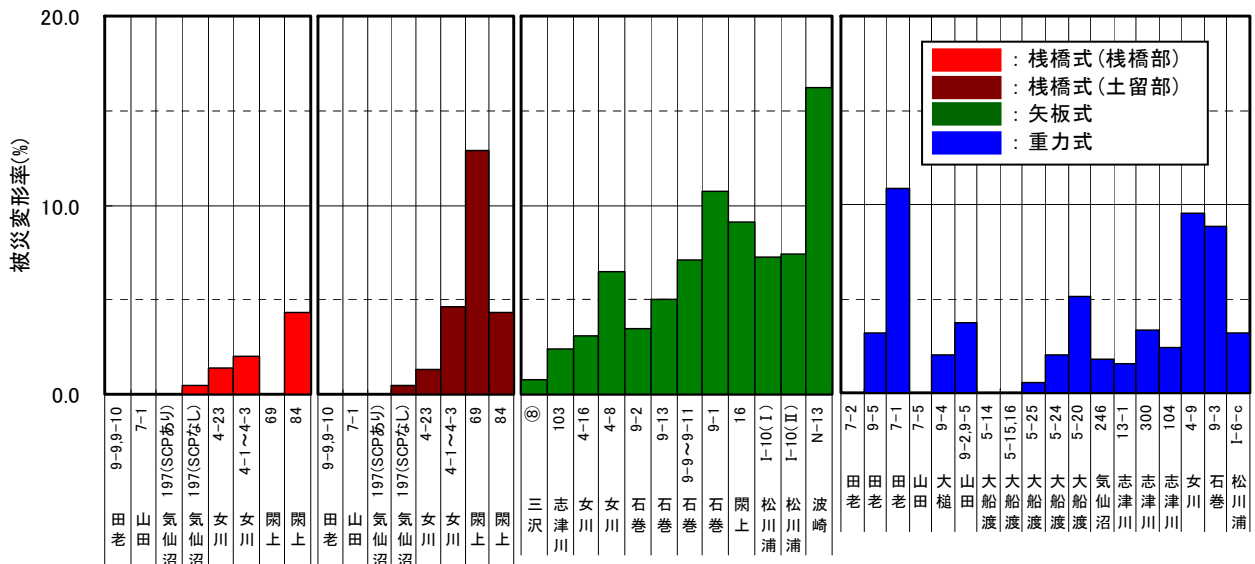


図-3.1.2.4 構造形式毎の被災変形率の分布図

### ⑤被災程度

図-3.1.2.5に、構造形式毎の被災程度の分布図を示す。なお、被災程度は、表-3.1.2.2に示す構造形式毎の被災程度と被災変形量に基づき判定した。図より、以下に示すことが推察された。

- ・各構造形式の被災程度を比較すると、宮城県以南で被災程度が大きくなる傾向にある。
- ・女川漁港、石巻漁港および松川浦漁港以外の重力式岸壁では、他構造に比べてI判定が多く、比較的被災が小さい傾向にある。

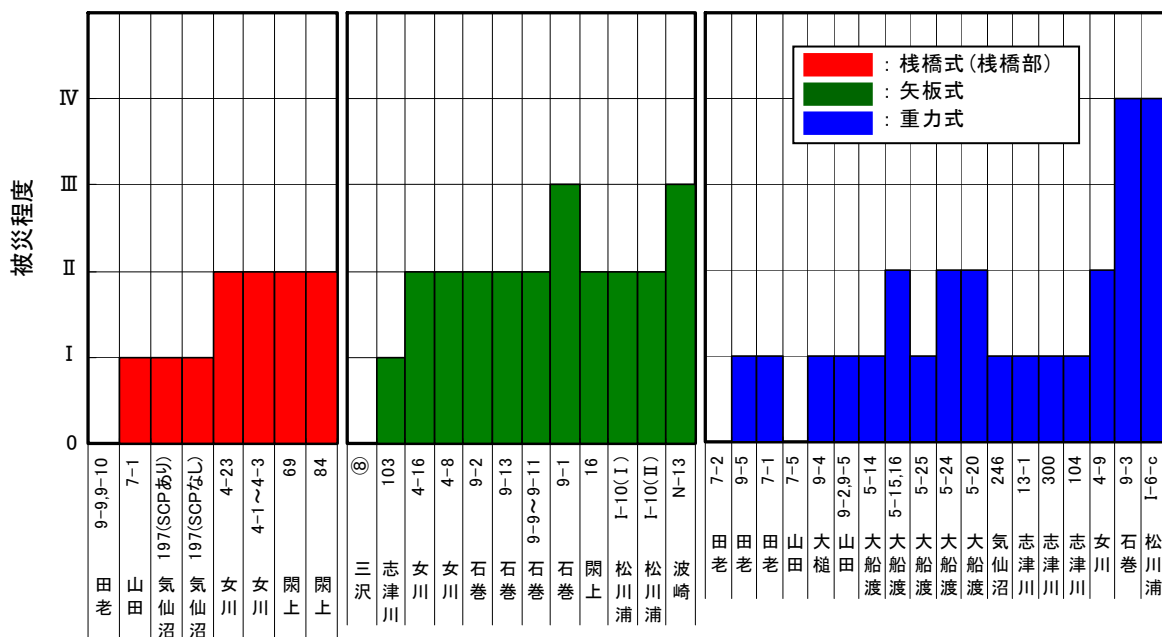


図-3.1.2.5 構造形式毎の被災程度の分布図

表-3.1.2.2 被災程度と被災の状況

■被災程度と被災の状況		
被災程度	被災の状況	使用の可否
0	無被災	可
I	本体に異常はないが、付属構造物に破壊や変状が認められるもの。	注意を払いつつ簡易的に使用可
II	本体にかなりの変状のおこったもの。	
III	形はとどめているが、構造物本体に破壊がおこったものと認められるもの。	不可
IV	全壊して形をとどめていないもの。	不可

■重力式係船岸の被災程度と被災変形量			
被災程度	最大はらみ出し量 (cm)	エプロン段差 (cm)	傾斜角 (°)
0	0	0	0
I	25以下	50以下	5°以下
II	25~70	20~80	1~8°
III	70~200	30~100	2~15°
IV	200以上	100以上	15°以上

■矢板式係船岸の被災程度と被災変形量			
被災程度	最大はらみ出し量 (cm)	エプロン段差 (cm)	傾斜角 (°)
0	0	0	0
I	25以下	20以下	3°以下
II	25~70	50以下	5°以下
III	70~200	50~100	10°以下
IV	200以上	100以上	10°以上

■栈橋係船岸の被災程度と被災変形量		
被災程度	最大はらみ出し量 (cm)	エプロン段差 (cm)
0	0	※
I	25以下	※
II	25~70	※
III	70~200	※
IV	200以上	※

※土留め部の評価は、重力式または矢板式に準拠する。

#### 4) 施設の前面水深の違いによる被災状況の比較

施設の前面水深の違いによる被災状況の比較を行った。なお、津波による影響が大きかったと目視により判断された施設(表-3.1.2.1中グレーハッチングの施設)については、分析対象から除外した。それ以外の施設についても被災要因として津波外力の影響が含まれる可能性があるが、目視による確認結果ではその影響は小さいと判断し地震力の観点からの分析対象とした。

図-3.1.2.6に、施設の前面水深と被災状況(最大はらみ出し量、広域沈下量を除く天端沈下量、最大エプロン段差、最大傾斜角)の関係図を示す。図中には各分布の線形近似曲線を併せて示した。これらの図より、以下に示すことが推察された。

- ・最大はらみ出し量については、構造形式の違いによらず前面水深が深くなるほど変形量が大きくなる傾向にある。その中でも、矢板式岸壁でその傾向が顕著となっている。
- ・広域沈下を除く天端沈下量については、栈橋式および重力式では、前面水深が深くなるほど変形量が大きくなる傾向にある。一方、矢板式では、前面水深が深くなっても、変形量が大きくなる傾向は見られなかった。
- ・最大エプロン段差については、構造形式の違いによらず前面水深が深くなるほど変形量が大きくなる傾向にある。その中でも、矢板式岸壁でその傾向が顕著となっている。
- ・最大傾斜角については、構造形式の違いによらず前面水深が深くなるほど変形量が大きくなる傾向にある。その中でも、重力式岸壁でその傾向がやや顕著となっている。

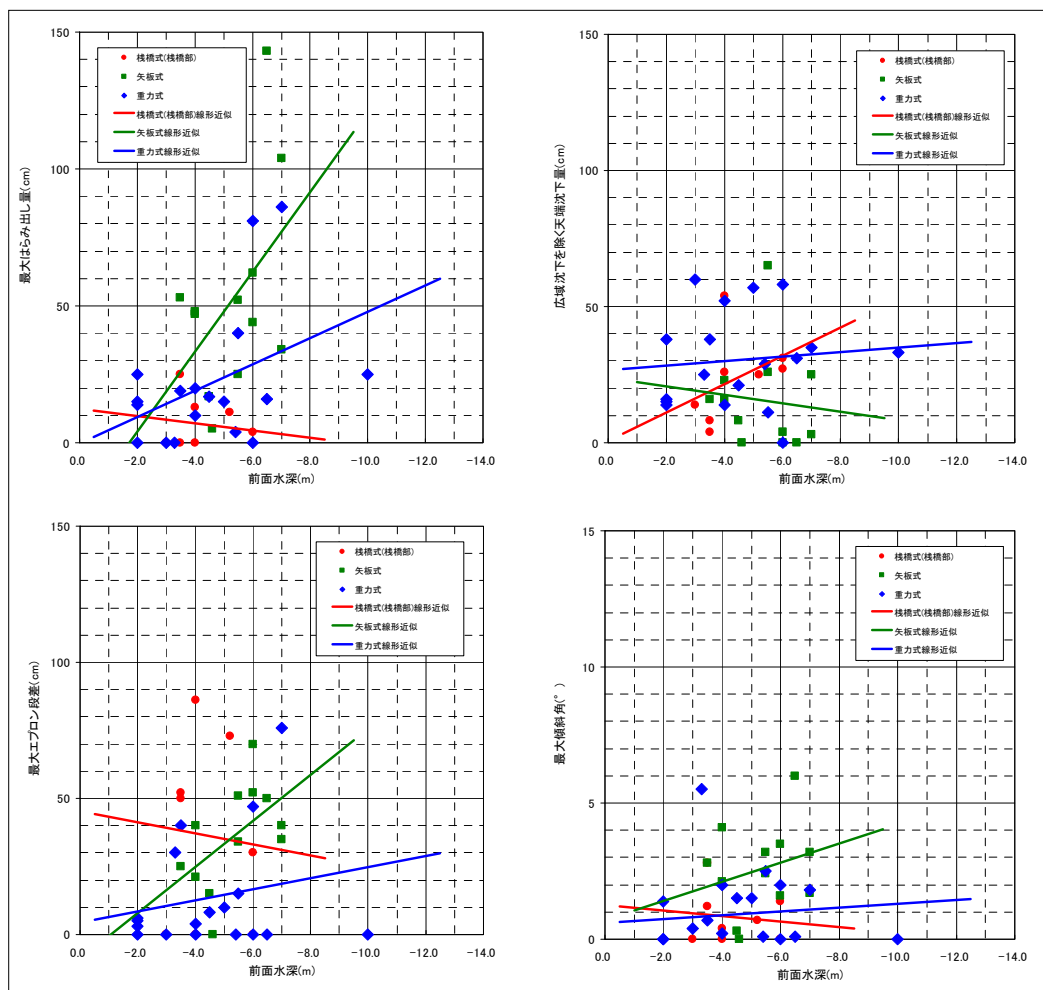


図-3.1.2.6 構造形式毎の被災程度の分布図



### 5) 液状化危険度 (PL 値) による被災状況の比較

液状化危険度 (PL 値) による被災状況の比較を行った。なお、津波による影響が大きかったと目視により判断された施設 (表-3.1.2.1 中グレーハッチングの施設) については、分析対象から除外した。それ以外の施設についても被災要因として津波外力の影響が含まれる可能性があるが、目視による確認結果ではその影響は小さいと判断し地震力の観点からの分析対象とした。

東日本太平洋沖地震では、広域な範囲において埋立地内で液状化が発生したと想定され、著しく不同沈下が発生している箇所も確認された。写真-2.2.4 に、気仙沼漁港-4.5m 岸壁 (施設番号：404) で確認された液状化被害例を示す。



写真-2.2.4 液状化による埋立地の被害例 (気仙沼)

これらの液状化の影響と被害状況の関係を把握するため、図-3.1.2.7 に、液状化危険度 (PL 値) と被災状況 (最大はらみ出し量、広域沈下量を除く天端沈下量、最大エプロン段差、最大傾斜角) の関係図を整理した。PL 値とは、液状化判定より得られる液状化安全率 FL 値を深さ方向に重みを付けて足し合わせた値であり、以下に示す関係より求めた。この PL 値を基に、表-3.1.2.3 に示す PL 値による液状化危険度判定区分より液状化の程度を判定するものである。

$$PL = \int_0^{20} (1 - FL)(10 - 0.5x) dx$$

ここに、PL : 液状化指数

FL : 液状化に対する抵抗率

x : 地表面からの深さ (m)

表-3.1.2.3 PL 値による液状化危険度判定区分

	PL=0	0<PL≤5	5<PL≤15	15<PL
PL 値による液状化危険度判定	液状化危険度はかなり低い。液状化に関する詳細な調査は不要。	液状化危険度は低い。特に重要な構造物に対して、より詳細な調査が必要。	液状化危険度が高い。重要な構造物に対してはより詳細な調査が必要。液状化対策が一般に必要。	液状化危険度が極めて高い。液状化に関する詳細な調査と液状化対策は不可避。

図中には各分布の線形近似曲線を併せて示している。また、栈橋式の最大エプロン段差については、栈橋部(赤色)と土留部(茶色)の被災状況をそれぞれ示している。これらの図より、以下に示すことが推察された。

- ・最大はらみ出し量については、矢板式および重力式では、液状化危険度が大きいほど変形量が大きくなる傾向にある。一方、栈橋式ではその傾向が見られなかった。栈橋の岸壁本体(栈橋部)については、背後の埋立土における液状化の影響が少ないことがわかった。
- ・広域沈下を除く天端沈下量については、栈橋式および重力式では、液状化危険度が大きいほど変形量が大きくなる傾向にある。一方、矢板式では、前面水深が深くなっても、変形量が大きくなる傾向は見られなかった。
- ・最大エプロン段差については、構造形式の違いによらず液状化危険度が大きいほど変形量が大きくなる傾向にある。
- ・最大傾斜角については、矢板式および重力式では、液状化危険度が大きいほど変形量が大きくなる傾向にある。一方、栈橋式ではその傾向が見られなかった。栈橋の岸壁本体(栈橋部)については、背後の埋立土における液状化の影響が少ないことがわかった。

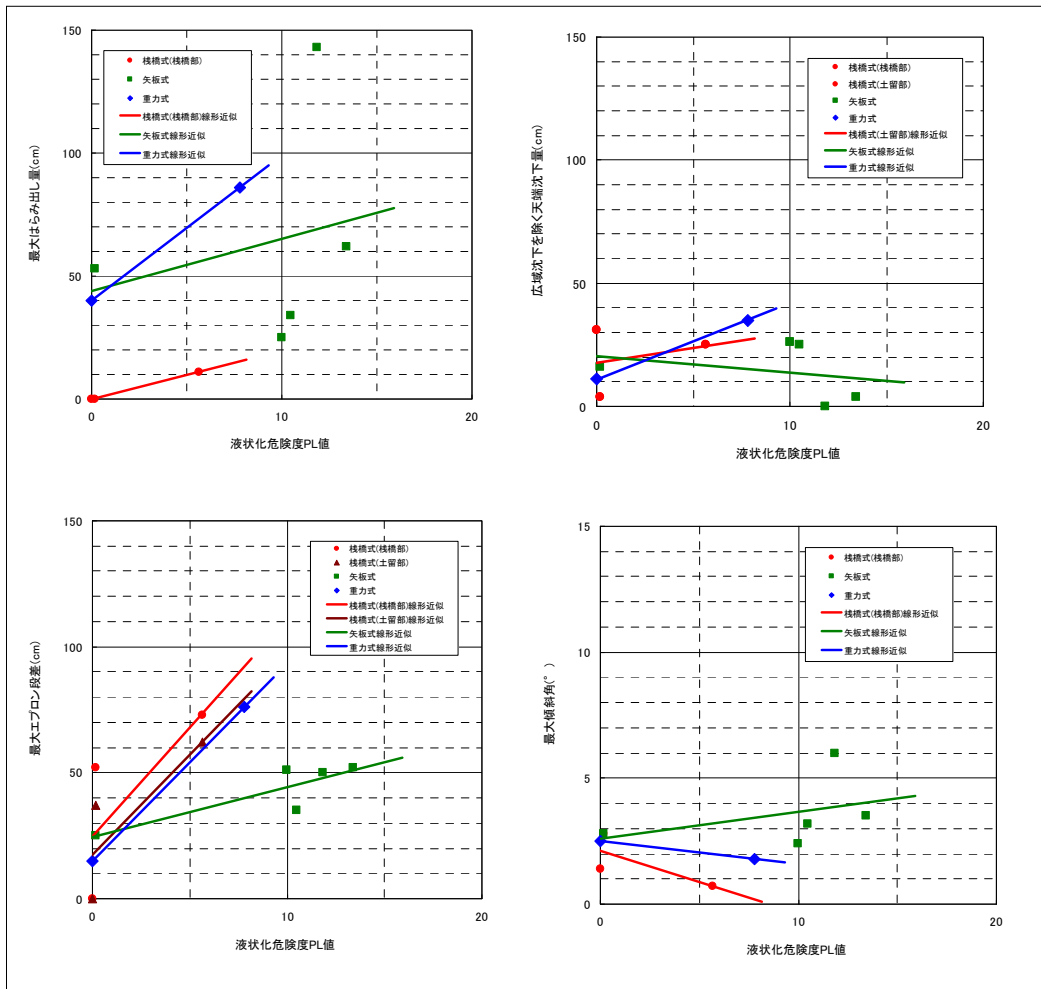


図-3.1.2.7 構造形式毎の液状化危険度 (PL 値) の分布図

## 6) 施設の方向の違いによる被災の特徴

施設の方向の違いによる被災状況の特徴を整理した。なお、津波による影響が大きかったと目視により判断された施設(表-3.1.2.1 中グレーハッチングの施設)については、分析対象から除外した。それ以外の施設についても被災要因として津波外力の影響が含まれる可能性があるが、目視による確認結果ではその影響は小さいと判断し地震力の観点からの分析対象とした。

図-3.1.2.8(1)に、各施設の岸壁法線直角方向の方角と最大はらみ出し量の関係を示す。図中の赤線は、被災程度がⅡ判定以上(表-3.1.2.4 より最大はらみ出し量 25cm 以上)となる施設数に占める、各方向における施設数の割合を示している。一方、青線は赤線の全施設数に占める、被災程度がⅡ判定(最大はらみ出し量 25~70cm)となる施設数の割合を示している。

また、図-3.1.2.8(2)に、各施設の岸壁法線直角方向の方角と最大エプロン段差の関係を示す。図-3.1.2.8(1)と同様に、図中の赤線は、被災程度がⅡ判定以上(表-3.1.2.4 より重力式および栈橋式については最大エプロン段差 50cm 以上、矢板式については最大エプロン段差 20cm 以上)となる施設数に占める、各方向における施設数の割合を示している。一方、青線は赤線の全施設数に占める、被災程度がⅡ判定(重力式および栈橋式については最大エプロン段差 50~80cm、矢板式については最大エプロン段差 20~50cm)となる施設数の割合を示している。

これらの図より、以下に示すことが推察された。

- ・ 図-3.1.2.8(1)に示す最大はらみ出し量に着目すると、ほぼ全ての方向で被災程度がⅡ判定以上(Ⅱ、ⅢおよびⅣ判定)となる施設のうち概ね半分程度の施設がⅡ判定となっている。なお、南西方向でⅡ判定(青線)の割合が小さくなっているのは、南西方向の施設が波崎漁港の1施設のみで、その判定結果がⅢ判定となったためである。このため南西方向の施設数が少ないことを考慮すると、施設の方向の違いによる影響は見られなかったといえる。
- ・ 図-3.1.2.8(2)に示す最大エプロン段差に着目すると、ほぼ全ての方向で被災程度がⅡ判定以上(Ⅱ、ⅢおよびⅣ判定)となる施設のうち大半の施設がⅡ判定となっている。なお、最大はらみ出し量と同様に、南西方向でⅡ判定(青線)の割合が小さくなっているのは、南西方向の施設が波崎漁港の1施設のみで、その判定結果がⅢ判定となったためである。このため南西方向の施設数が少ないことを考慮すると、施設の方向の違いによる影響は見られなかった。
- ・ 以上より、各施設の岸壁法線直角方向の方角と東北地方太平洋沖地震による被災状況に、関連性は見られなかったといえる。

表-3.1.2.4 被災程度と被災の状況

■被災程度と被災の状況			■重力式係船岸の被災程度と被災変形量				■栈橋係船岸の被災程度と被災変形量		
被災程度	被災の状況	使用の可否	被災程度	最大はらみ出し量 (cm)	エプロン段差 (cm)	傾斜角 (°)	被災程度	最大はらみ出し量 (cm)	エプロン段差 (cm)
0	無被災	可	0	0	0	0	0	0	※
I	本体に異常はないが、付属構造物に破壊や変状が認められるもの。	注意を払いつつ簡易的に使用可	I	25以下	50以下	5°以下	I	25以下	※
II	本体にかなりの変状がおこったもの。		II	25~70	20~80	1~8°	II	25~70	※
III	形はとどめているが、構造物本体に破壊がおこったものと認められるもの。	不可	III	70~200	30~100	2~15°	III	70~200	※
IV	全壊して形をとどめていないもの。	不可	IV	200以上	100以上	15°以上	IV	200以上	※

■矢板式係船岸の被災程度と被災変形量			
被災程度	最大はらみ出し量 (cm)	エプロン段差 (cm)	傾斜角 (°)
0	0	0	0
I	25以下	20以下	3°以下
II	25~70	50以下	5°以下
III	70~200	50~100	10°以下
IV	200以上	100以上	10°以上

※土留め部の評価は、重力式または矢板式に準拠する。

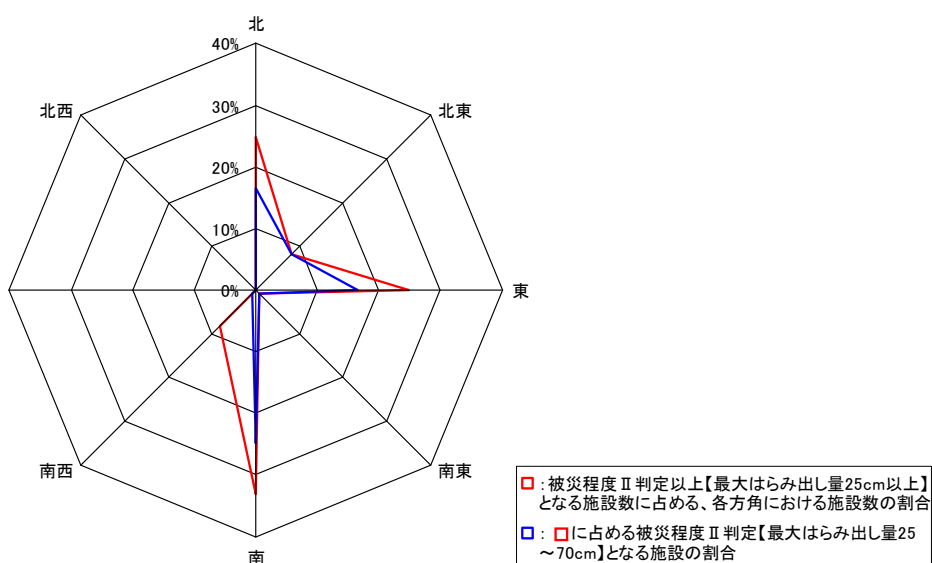


図-3.1.2.8(1) 各施設の岸壁法線直角方向の方角と最大はらみ出し量の関係

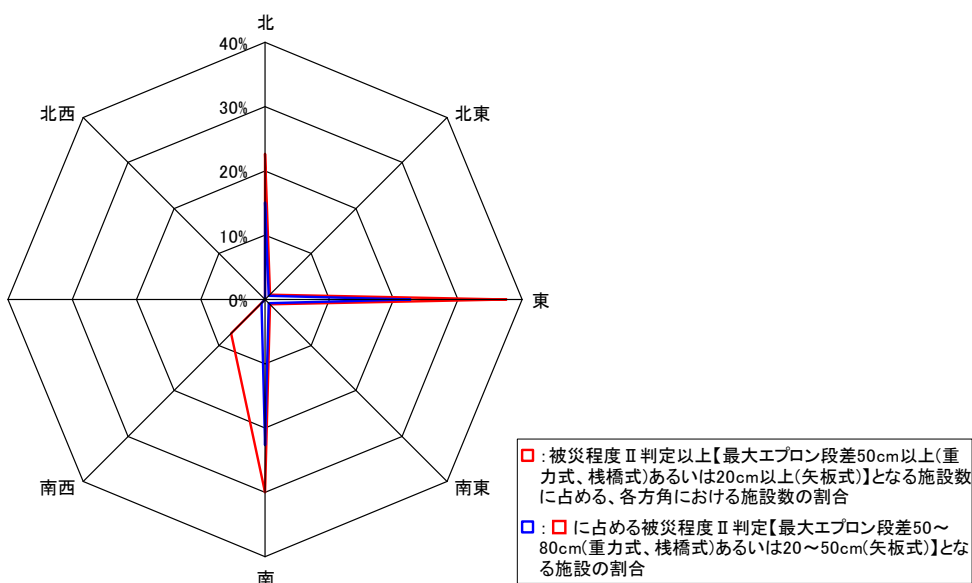


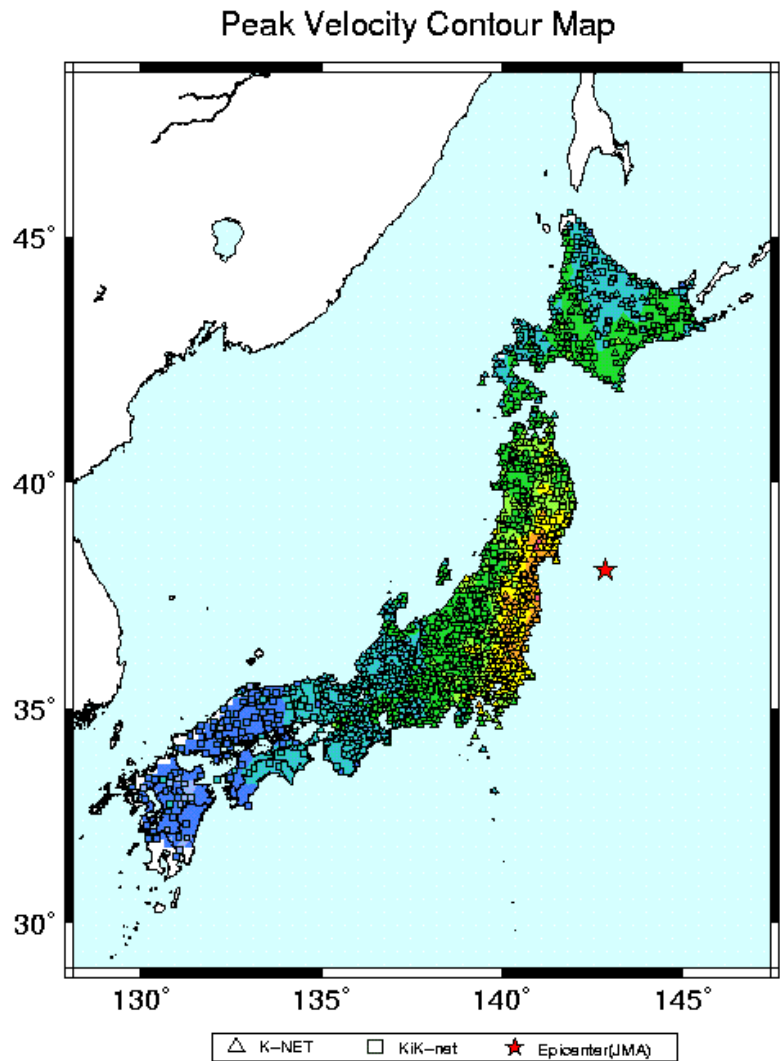
図-3.1.2.8(2) 各施設の岸壁法線直角方向の方角と最大エプロン段差の関係

## 7) 地盤の揺れやすさの違いによる被災の特徴

### ① 地表面速度の分布

図-3.1.2.9は、東北地方太平洋沖地震の地表面速度の最大値の分布(本震)を示したものである(防災科学研究所公開資料)。この図より、過去の地震動と同様に全体の地震動の大きさは震源からの距離が離れるほど距離減衰の影響を受け、小さくなっていることがわかる。

一方で、今回の調査した漁港における地表面速度の最大値を示したものが、図-3.1.2.10である。この結果、全体的な傾向としては図-3.1.2.9と同様な傾向が見られるものの、大船渡漁港と気仙沼漁港のように地理的に比較的近い位置関係にも関わらず、速度の最大値(PGV)に大きな差を生じている箇所もある。また、石巻漁港に関しても周辺の漁港と比べて著しく速度が大きくなっていることがわかる。このような現象は、地理的に近傍に位置する漁港でもそれぞれの漁港毎の揺れ易さ特性により、地震動波形は大きく異なる可能性があり、漁港毎の地盤の揺れ易さ(サイト増幅特性)を反映した結果となっていることがわかる。また、このサイト特性の影響により地震動の増幅が著しい箇所で、漁港の被害が集中していたことが特徴的であった。



2011/03/11-14:46 38.103N 142.860E 24km M9.0

図-3.1.2.9 地表面速度の最大値の分布図(本震)

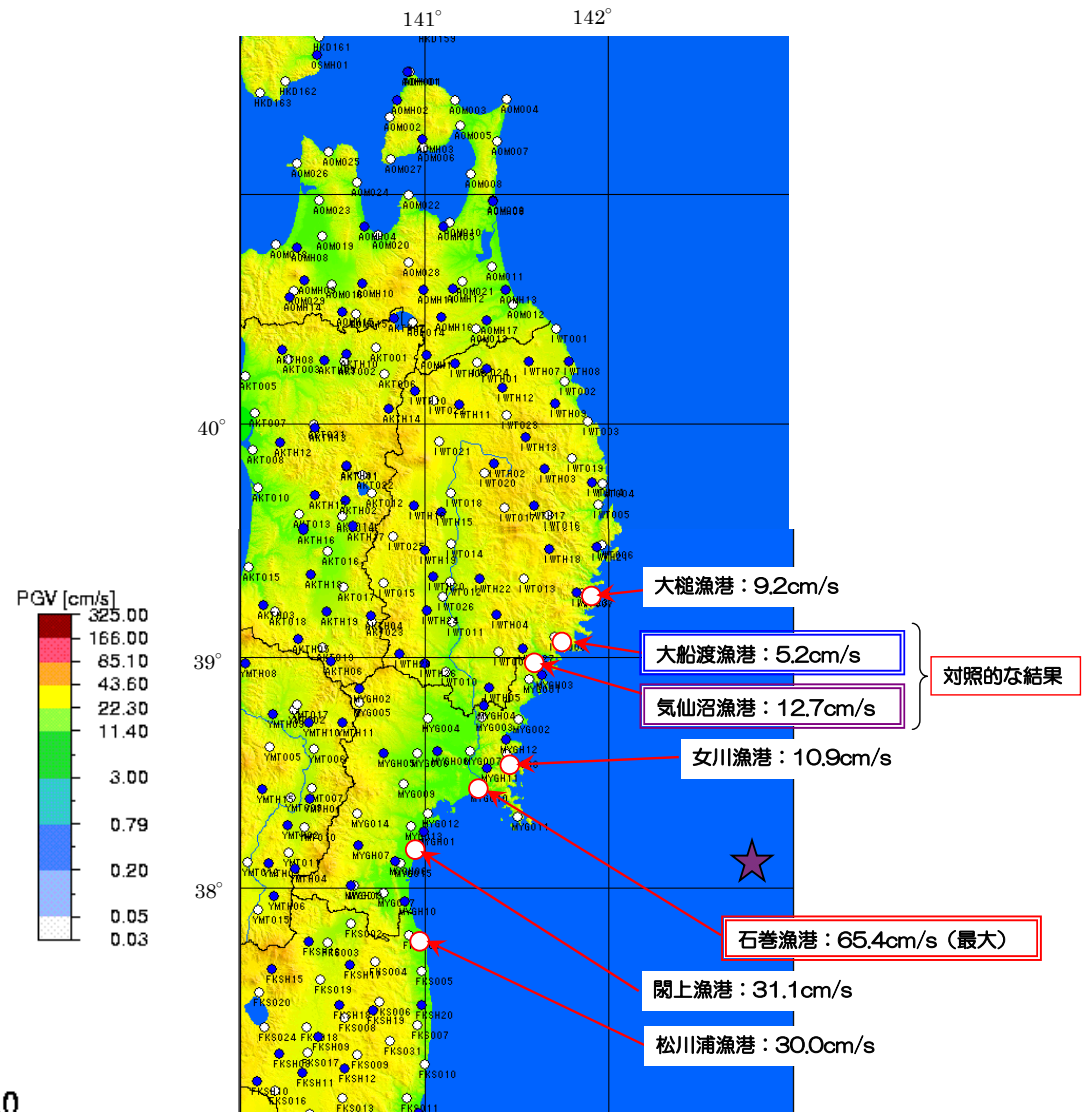


図-3.1.2.10 再現した地震動の地表面速度の最大値 (PGV)

### ③ 常時微動観測結果

本調査では、各漁港の地震による揺れ易さの違いを把握するために、常時微動観測を行うとともにサイト特性の設定を行った。ここで、常時微動観測とは、地盤の平常時(地震時ではない)における微小な振動を観測する方法をいう。常時微動は比較的浅い深度の震動特性を反映していることから、地震時における震動特性を簡便に推定するためによく利用されている。また、サイト特性とは、地震基盤上に存在する堆積層が地震動に及ぼす影響のことで、どの周波数帯の地震動が増幅するかを示すものである。本調査における常時微動観測の結果、被害が大きかった漁港と被害の小さかった漁港には以下のような特徴があった(図-3.1.2.11 参照)。

なお、今回の現地調査、液状化判定および動的詳細解析(FLIP)の結果、地震力による被害(津波外力を除く被害)が比較的大きいと考えられた宮城県(志津川漁港を除く)、福島県および茨城県の漁港については、被害が大きかった漁港として整理した。一方、地震力による被害が比較的小さいと考えられた青森県、岩手県および宮城県の志津川漁港については、被害が小さかった漁港として整理した。

#### 【地震力による被害が大きかった漁港】

- ・サイト特性、常時微動観測の結果ともに 2.5Hz 以下の領域に卓越周波数を有し、その増幅比は大きく、鋭いピークを持つ。

#### 【地震力による被害が小さかった漁港】

- ・サイト特性、常時微動観測の結果ともに 2.5Hz 以上の領域に卓越周波数を有し、その増幅比は全体的に 2.5Hz 以下の領域に卓越周期がある漁港と比べて小さくなだからである。

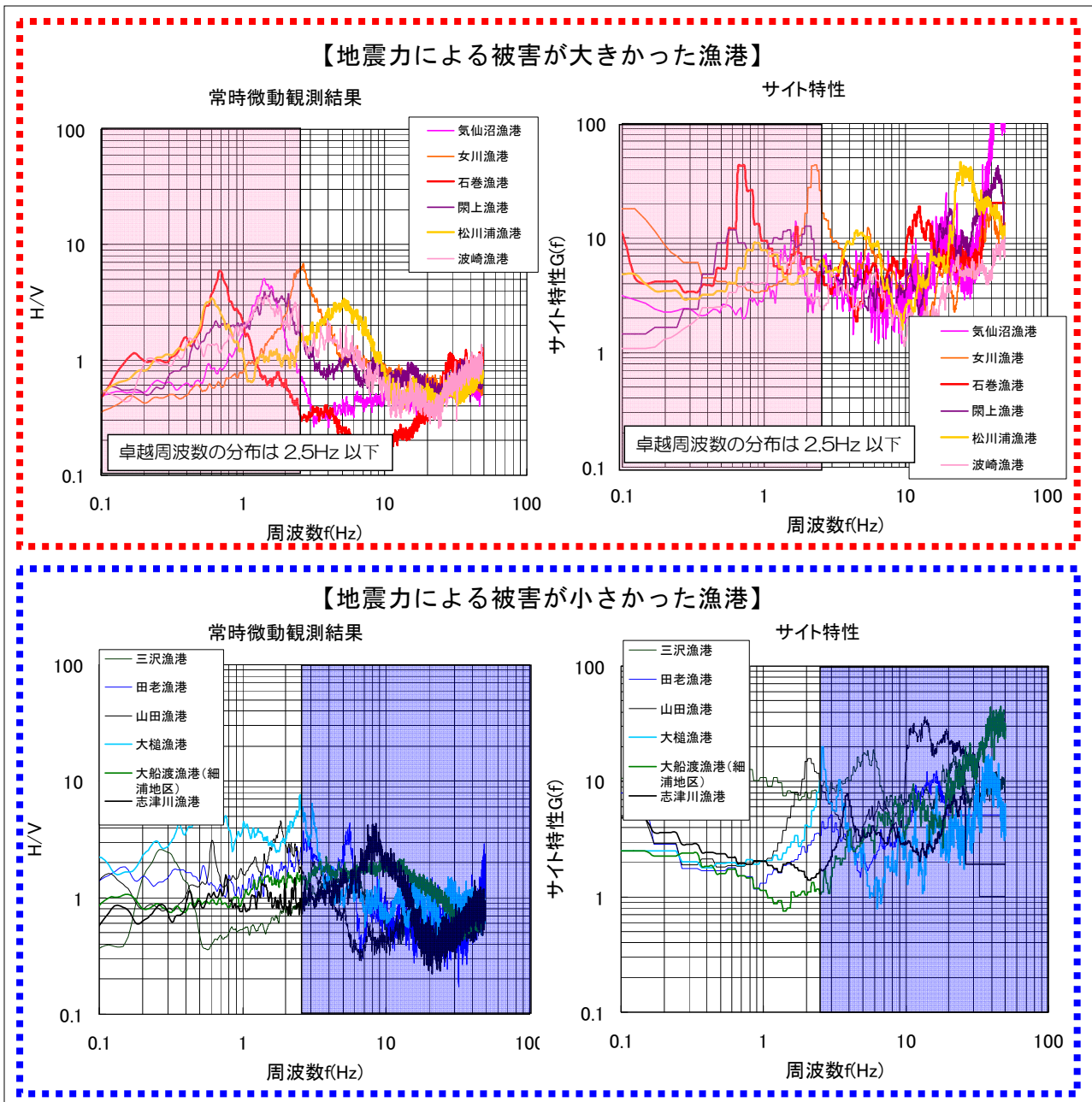


図-3.1.2.11 被害が大きい漁港と被害が小さい漁港の常時微動観測、サイト特性の比較



## 8) 地震動の強さと変形量の相関関係の分析

岸壁・物揚場の有する耐震性能を検証するため、東北地方太平洋沖地震時に各施設に作用した地震動の強さと変形量との相関関係を分析した。

### 【指標値の算出】

地震動の強さと変形量をそれぞれ次のように指標値化した。

#### ①地震動の強さの指標値

まず、各施設に作用した東北地方太平洋沖地震の地震動を次のように特定した。

- ・FLIP 解析を行った 17 施設については、工学的基盤への引き戻しをする前の地表の NS および EW 波形から、法線直角方向の波形を合成した。
- ・FLIP 非実施の施設については、近くで観測あるいは推定された地表の NS および EW 波形を、施設付近のサイト増幅特性(常時微動観測結果に基づき推定したもの)により補正したのち、法線直角方向の波形を合成した。

これらの波形は、液状化の影響をできるだけ除去したものとなっている。次にこの波形から指標値を算出した。地震動の強さを示す指標は種々有るが、加速度や速度の最大値では継続時間の影響を考慮できない欠点がある。そこで継続時間を考慮でき、港湾岸壁の変形量との相関の高さも示されている(文献 1)速度の PSI 値(速度の自乗の時間積分の平方根)を使用した。

#### ②変形の指標値

今回調査した岸壁・物揚場のほぼ全てではらみだし量が計測されていることから、はらみだし量を指標値とした。また、はらみだし量を壁高で除した値(被災変形率)をもう一つの指標値とした。

はらみだし量は、通常ならば実測値をそのまま分析に用いればよい。しかし今回は多くの施設が“地震ではらみだしたのち、津波ではらみだしが増加”というシナリオを経たと考えられる。津波の影響を含んでいるかもしれない実測値を無条件で分析に用いることは不適切である。

また、地震動の指標値からは液状化の影響をできるだけ除去しているため、変形の指標値についても液状化の影響をできるだけ除去する必要がある。

以上のことを踏まえ、地震によるはらみだし量を次のように定めた。

- ・FLIP 解析を行った 17 の岸壁・物揚場については FLIP 解析結果(非液状化条件)を使用した。ただし FLIP 結果(非液状化条件)よりも実測最大はらみだし量のほうが小さい場合は実測最大はらみだし量を使用した。
- ・FLIP 非実施の岸壁・物揚場のうち、実測最大はらみだし量が 5cm 未満の施設については実測最大はらみだし量を使用した。これは、変形が僅少なため、「実測最大はらみだし量の全てが地震動によって生じた。そのとき液状化はなかった」と見なしても大きな間違いはないと考えたためである。
- ・FLIP 非実施の岸壁・物揚場のうち、実測最大はらみだし量が 5cm 以上の施設は津波による変形量が大きかったかみせれず、地震による変形量を峻別できないため分析対象から除外した。

FLIP 非実施で現地観測結果が 5cm 未満のものは 8 施設あった。そのうち 2 施設は補正元

となる近くの地震波形が無い場合、また 1 施設は近くで常時微動観測を実施していないため、分析を断念した。それらを除いた 5 施設「山田 7-5」「山田 7-1」「大船渡 細浦地区 5-15, 16」「大船渡 大船渡地区 5-25」「気仙沼 197(SCP なし)」を分析対象に加えた。

「波崎 N13」については、その周辺で 3 月 11 日 15 時 15 分の余震時に本震を上回る加速度が記録されていることを考慮し、本震とこの余震を連結した時系列波形から速度 PSI 値を算出した。また、本震と余震を連結した波形を作用させた FLIP 解析結果(非液状化条件)のはらみだし量を用いた。

### 【分析結果】

図-3.1.2.12 の左に速度 PSI 値とはらみだし量の関係を示す。3 つのグラフのプロット位置は同じで、それぞれ常時微動ピーク周波数、構造形式、設計震度によりマーカーの識別を施している。

同図の右に速度 PSI 値と被災変形率の関係を示す。3 つのグラフのプロット位置は同じで、それぞれ常時微動ピーク周波数、構造形式、設計震度によりマーカーの識別を施している。

「速度 PSI 値とはらみ出し量」と「速度 PSI 値と被災変形率」のいずれも相関性が示されたが、「速度 PSI 値とはらみ出し量」の方が決定係数が大きく、相関が強い結果となった。

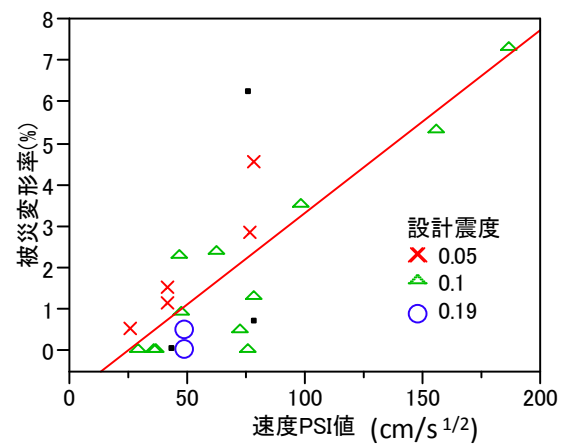
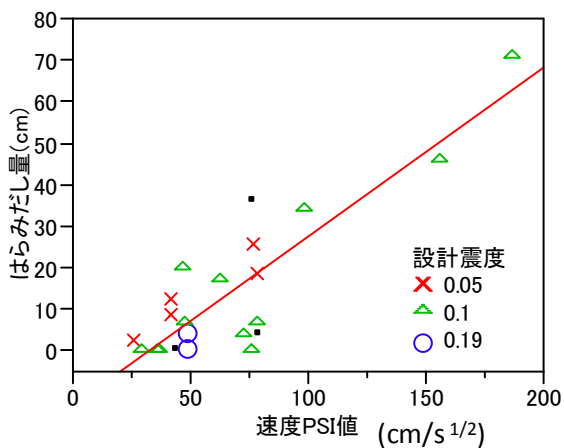
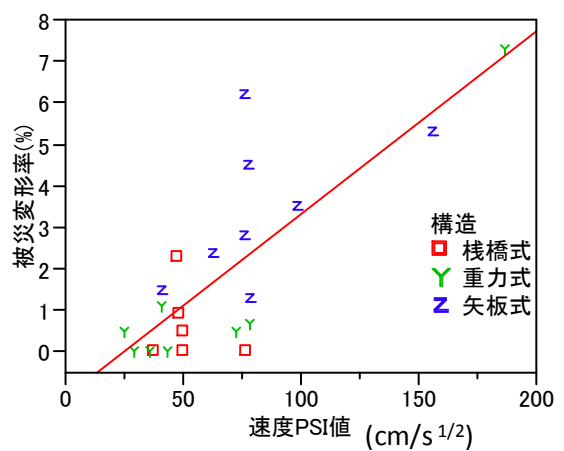
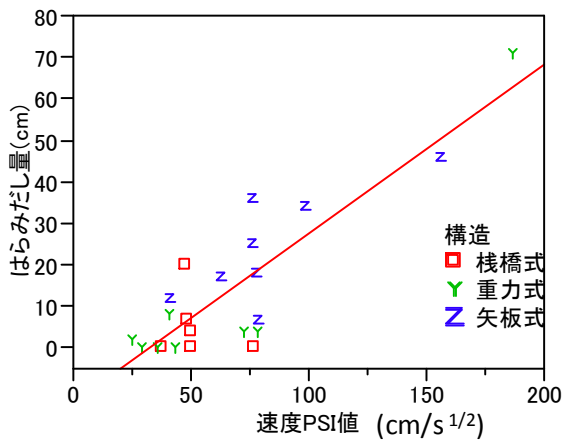
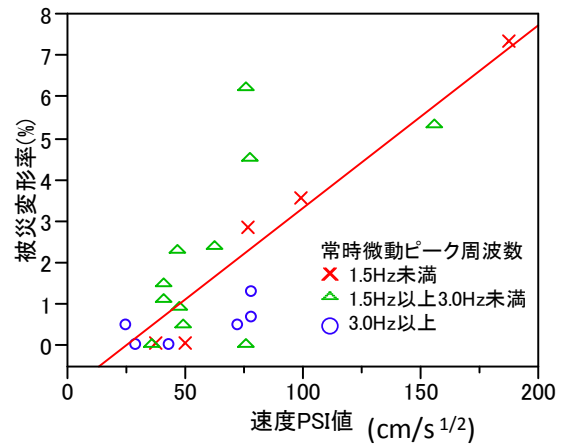
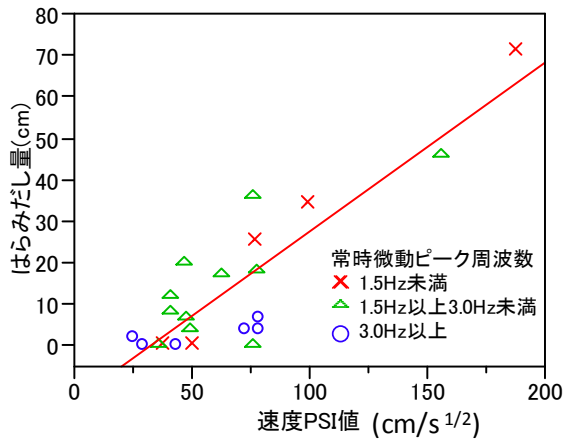
なお、分析対象施設の設計震度は 0.05、0.10、0.19 の 3 値のいずれかであった。設計震度が不詳の施設(3 つ)については黒点(・)でプロットしている。

### 【考察】

プロットが左上にあれば揺れの程度に比べて変形が大きめ、右下にあれば小さめと言える。そしてプロットと回帰直線との位置関係から次のことが言える。

- ・常時微動ピーク周波数に着目すると、3.0Hz 未満の場合に変形が大きめ、3.0Hz 以上の場合に変形が小さい傾向が見られる。
- ・構造形式に着目すると、矢板式に変形が大きめ、栈橋式に変形が小さい傾向が見られる。
- ・設計震度に着目すると、0.05 の施設は変形が大きめで、0.19 の施設は変形が小さめとなっている。0.10 の施設は変形の程度がばらついている。

参考文献 1) 野津厚, 井合進: 岸壁の即時被害推定に用いる地震動指標に関する一考察, 平成 12 年度土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集, 18-19 ページ, 2001 年.



図中の線は、回帰直線  
はらみだし量(cm) =  $-13.07 + 0.407 \times \text{速度PSI値}$   
決定係数 $R^2$ (自由度調整済み) = 0.738

図中の線は、回帰直線  
被災変形率(%) =  $-1.09 + 0.044 \times \text{速度PSI値}$   
決定係数 $R^2$ (自由度調整済み) = 0.598

図-3.1.2.12 地震動の強さと変形程度との関係

## (2) 地震による被災メカニズム

### 1) 被災要因の分類

被災施設の被災メカニズムについて、現地調査結果および動的詳細解析(FLIP)の結果から、その被災要因を表-3.1.2.5に示すように分類した。今回の地震による被害は、表に示す被災要因が単一あるいは複合したことにより発生したものと考えられる。

表-3.1.2.5 地震による被災要因の分類

被災要因	被災の概要	被災のイメージ図
① 構造物自体の慣性力増大	設計時に想定した震度よりも大きな震度が、構造物(栈橋、ケーソン、矢板)に作用したことにより被災したものの。	<p>           — : 被災前の形状            ← : 設計時に考慮した震度            ← : 実際に作用した震度            ..... : 実際の被災形状         </p>
② 構造物背後の土圧増加	設計時に想定した震度よりも大きな震度が、構造物背後(裏込め部)に作用したことにより、構造物(栈橋、ケーソン、矢板)に作用する土圧が想定よりも大きくなり被災したものの。	<p>           — : 被災前の形状            ← : 設計時に考慮した土圧            ← : 実際に作用した土圧            ..... : 実際の被災形状         </p>
③ 埋立地盤の液状化	構造物背後の埋立地盤が液状化したことにより構造物(栈橋、ケーソン、矢板)が被災するとともに、背後の埋立地盤で不陸が発生し被災したものの。	<p>           — : 被災前の形状            ← : 設計時に考慮した泥水圧および動水圧            ← : 実際に作用した泥水圧および動水圧            ..... : 実際の被災形状         </p>

## 2) 主要施設の被災メカニズム

現地調査結果、液状化判定結果および動的詳細解析 (FLIP) 結果を踏まえ、動的詳細解析 (FLIP) の解析対象とした主要な被災 17 施設が、「1) 被災要因の分類」で示した 3 つの被災要因のうち何れの要因によって被災したかについて整理した。その結果を表-3.1.2.6 に示す。この結果を基に、主要施設の被災メカニズムを分析した。なお、同表についての留意事項を以下に示す。

- ・液状化判定結果は、以下に示すように表記した。

「粒度○」：粒度分布が液状化する範囲外となることから、液状化しないと判定された施設。  
「する」：等価 N 値と等価加速度による判定方法より、液状化すると判定された施設。  
「しない」：等価 N 値と等価加速度による判定方法より、液状化しないと判定された施設。

- ・FLIP 解析結果は、L1 地震動および東日本太平洋沖地震 (L2 地震動) とともに、液状化を考慮したケース (液状化パラメータ考慮) と液状化を考慮しないケース (非液状化) の両ケースの解析結果を示した。このうち、東日本太平洋沖地震 (L2 地震動) については、今回の再現解析ケースを青ハッチングで示した。
- ・各施設の被災要因について、現地実測値および FLIP 解析結果より得られた最大はらみ出し量から推定される、各被災要因 (慣性力、液状化、津波) の割合を以下に基づき示した。

### 【FLIP 再現解析結果が液状化ケースで、FLIP 解析結果が実測値よりも小さい場合】

- ・慣性力の割合は、 $(\text{非液状化ケースの FLIP 解析結果}) \div (\text{実測値}) \times 100\%$  とした。
- ・液状化の割合は、 $[(\text{液状化ケースの FLIP 解析結果}) - (\text{非液状化ケースの FLIP 解析結果})] \div (\text{実測値}) \times 100\%$  とした。
- ・津波の割合は、 $[1 - (\text{慣性力の割合}) - (\text{液状化の割合})] \times 100\%$  とした。

### 【FLIP 再現解析結果が液状化ケースで、FLIP 解析結果が実測値よりも大きい場合】

- ・慣性力の割合は、 $(\text{非液状化ケースの FLIP 解析結果}) \div (\text{液状化ケースの FLIP 解析結果}) \times 100\%$  とした。
- ・液状化の割合は、 $[1 - (\text{慣性力の割合})] \times 100\%$  とした。
- ・津波の割合は、解析上はなかったものと判断し  $\cong 0\%$  (「-」と表記) とした。

### 【FLIP 再現解析結果が非液状化ケースで、FLIP 解析結果が実測値よりも小さい場合】

- ・慣性力の割合は、 $(\text{非液状化ケースの FLIP 解析結果}) \div (\text{実測値}) \times 100\%$  とした。
- ・液状化の割合は、液状化判定結果よりなかったものと判断し  $\cong 0\%$  (「-」と表記) とした。
- ・津波の割合は、 $[1 - (\text{慣性力の割合})] \times 100\%$  とした。

### 【FLIP 再現解析結果が非液状化ケースで、FLIP 解析結果が実測値よりも大きい場合】

- ・該当ケースは被災の小さい施設であり、各被災要因は示さなかった (「-」と表記)。

表-3.1.2.6 主要施設の被災メカニズム

漁港名	施設番号	構造形式	水深	壁高(m)	設計震度kh					地震動増幅率 ( $K_{H2}/K_{H0}$ )	常時微動観測結果				P値	液状化判定結果 <sup>※1</sup>		【現地実測値】 最大はらみだし量				【FLIP解析結果】 最大はらみだし量				被災要因 <sup>※3</sup> (はらみ出しの割合%)			被災の 主要因				
					当初設計 Kho	港湾基準		2003 漁港基準	地表面		工学的 基礎	ピーク 周波数 (Hz)	ピーク周波数 におけるSH/V 比 (増幅率)	液状化 層厚 (m)		液状化 層厚/ 壁高	L1	L2	被災変形率 (%)	被災変形率 (はらみ出し 量/壁高)	L1地震動		東北地方太平洋沖地震 (L2地震動) <sup>※2</sup>		被災変形率 (%)	(はらみ出し 量/壁高)	慣性力	液状化		津波			
						レベル1地震動 KH1	東北地方 太平洋沖地震 (レベル2地震動)KH2														実測値	被災変形率 (%)	液状化パラ メータ考慮	非液状化							液状化パラ メータ考慮	非液状化	再現解析 (cm)
気仙沼漁港	197(SCP)	棧橋式	-6m岸壁	8.5	0.19	0.23	0.34	0.19	1.79	614	883	1.4	6.1	0.0	0.0	0.0	しない	しない	0cm	0.0%	6cm	3cm	12cm	8cm	8	0.9%	-	-	-	被災小			
気仙沼漁港	57	棧橋式	-6m岸壁	8.7	0.10	0.22	0.22	0.16	2.20	614	757	1.8	4.8	11.5	1.3	0.8	しない	する	77cm	8.9%	27cm	11cm	36cm	20cm	36	4.1%	26%	21%	53%	津波			
女川漁港	4-23	棧橋式	-4m岸壁	7.7	0.10	0.07	0.20	0.16	2.00	418	229	2.7	13.4	7.0	0.9	5.7	しない	する	11cm	1.4%	8cm	3cm	17cm	7cm	17	2.2%	41%	59%	-	液状化			
閉上漁港	69	棧橋式	-3.5m岸壁	5.8	0.10	0.33	0.51	0.16	5.10	321	239	1.9	5.7	4.0	0.7	0.0	しない	する	0cm	0.0%	2cm	6cm	3cm	2cm	3	0.5%	-	-	-	被災小			
気仙沼漁港	197(SCP)	棧橋土留部	-	8.5	-	-	-	-	-	614	883	1.4	6.1	0.0	0.0	0.0	しない	しない	0cm	0.0%	6cm	3cm	12cm	8cm	8	0.9%	-	-	-	被災小			
気仙沼漁港	57	棧橋土留部	-	3.3	-	-	-	-	-	614	757	1.8	4.8	11.5	3.5	0.8	しない	する	40cm	12.0%	56cm	10cm	66cm	17cm	66	19.8%	26%	74%	-	液状化			
女川漁港	4-23	棧橋土留部	-	7.7	-	-	-	-	-	418	229	2.7	13.4	7.0	0.9	5.7	しない	する	10cm	1.3%	11cm	3cm	39cm	7cm	39	5.1%	18%	82%	-	液状化			
閉上漁港	69	棧橋土留部	-	5.3	-	-	-	-	-	321	239	1.9	5.7	4	0.8	0.0	しない	する	75cm	14.2%	12cm	2cm	34cm	19cm	34	6.4%	56%	44%	-	慣性力			
大船渡漁港	6-10	重力式 (ブロック積)	-2m物揚場	4.4	0.05	0.06	0.07	0.13	1.40	364	371	4.3	9.5	0.0	0.0	0.0	粒度○	粒度○	13cm	3.0%	3cm	1cm	12cm	2cm	2	0.5%	15%	-	85%	津波			
大船渡漁港	5-20	重力式 (L型ブロック)	-5m岸壁	7.8	0.10	0.05	0.08	0.16	0.80	588	325	8.0	7.6	0.0	0.0	0.0	粒度○	粒度○	0cm	0.0%	4cm	1cm	31cm	4cm	4	0.5%	-	-	-	被災小			
女川漁港	4-21	重力式 (直立消波式)	-4m岸壁	7.0	0.05	0.06	0.09	0.13	1.80	392	236	2.3	12.2	9.0	1.3	6.1	する	する	82cm	11.7%	7cm	2cm	27cm	8cm	27	3.5%	10%	23%	67%	津波			
石巻漁港	9-3	重力式 (L型ブロック)	-7m岸壁	9.7	0.10	0.12	0.28	0.19	2.80	677	669	0.7	10.3	10.5	1.1	7.8	する	する	86cm	8.9%	10cm	8cm	81cm	71cm	81	8.4%	83%	11%	6%	慣性力			
松川浦漁港	1-6-a	重力式 (L型ブロック)	-3m岸壁	6.0	0.10	0.06	0.15	0.16	1.50	854	548	0.6	5.5	7.0	1.2	1.4	しない	する	90cm	15.0%	4cm	0cm	14cm	4cm	14	2.3%	4%	11%	84%	津波			
大槌漁港	10-14	矢板式	-2m物揚場	4.3	0.05	0.05	0.07	0.13	1.40	560	518	2.5	7.6	0.0	0.0	0.0	粒度○	粒度○	200cm	46.5%	26cm	5cm	79cm	18cm	18	4.2%	9%	-	91%	津波			
気仙沼漁港	404	矢板式	-4.5m岸壁	7.2	0.10	0.09	0.14	0.13	1.40	436	393	1.9	13.0	4.0	0.6	7.5	しない	する	44cm	6.1%	19cm	9cm	29cm	17cm	29	4.0%	39%	27%	34%	慣性力+津波			
女川漁港	4-16	矢板式	-5.5m岸壁	10.0	0.05	0.05	0.07	0.13	1.40	392	235	2.8	3.9	3.0	0.3	10.0	しない	する	25cm	2.5%	6cm	4cm	17cm	12cm	17	1.7%	48%	20%	32%	慣性力			
石巻漁港	9-2	矢板式	-7m岸壁	9.7	0.10	0.11	0.25	0.19	2.50	668	669	0.9	5.1	3.5	0.4	10.5	する	する	34cm	3.5%	27cm	18cm	120cm	80cm	120	12.4%	67%	33%	-	慣性力			
石巻漁港	9-9、10、11	矢板式	-6m岸壁	8.7	0.10	0.14	0.24	0.19	2.40	904	917	2.1	13.1	4.0	0.5	13.4	する	する	62cm	7.1%	16cm	10cm	73cm	46cm	73	8.4%	63%	37%	-	慣性力			
閉上漁港	16	矢板式	-3.5m岸壁	6.3	0.10	0.07	0.11	0.16	1.10	321	235	1.8	5.3	4.0	0.6	0.0	しない	する	53cm	8.4%	14cm	8cm	54cm	36cm	54	8.6%	67%	33%	-	慣性力			
松川浦漁港	1-9	矢板式	-3m岸壁	6.0	0.10	0.05	0.16	0.13	1.60	854	729	0.7	2.5	2.0	0.3	0.0	しない	しない	33cm	5.5%	3cm	2cm	35cm	7cm	7	1.2%	21%	-	79%	津波			
波崎漁港	N-13	矢板式	-5m岸壁	8.8	0.05	0.05	0.10	0.13	2.00	280	278	1.5	6.2	6.0	0.7	11.8	しない	する	143cm	16.3%	81cm	3cm	182cm	25cm	182	20.7%	14%	86%	-	液状化			

※1 「粒度○」：粒度分布が液状化する範囲外となることから、液状化しないと判定された施設。  
「する」：等価N値と等価加速度による判定方法より、液状化すると判定された施設。  
「しない」：等価N値と等価加速度による判定方法より、液状化しないと判定された施設。  
※2  ：東北地方太平洋沖地震の再現解析ケース。

※3 【FLIP再現解析結果が液状化ケースで、FLIP解析結果が実測値よりも小さい場合】  
・慣性力の割合は、(非液状化ケースのFLIP解析結果)÷(実測値)×100%とした。  
・液状化の割合は、[(液状化ケースのFLIP解析結果)-(非液状化ケースのFLIP解析結果)]÷(実測値)×100%とした。  
・津波の割合は、[1-(慣性力の割合)-(液状化の割合)]×100%とした。  
【FLIP再現解析結果が液状化ケースで、FLIP解析結果が実測値よりも大きい場合】  
・慣性力の割合は、(非液状化ケースのFLIP解析結果)÷(液状化ケースのFLIP解析結果)×100%とした。  
・液状化の割合は、[1-(慣性力の割合)]×100%とした。  
・津波の割合は、解析上はなかったものと判断し≒0% (「-」と表記)とした。  
【FLIP再現解析結果が非液状化ケースで、FLIP解析結果が実測値よりも小さい場合】  
・慣性力の割合は、(非液状化ケースのFLIP解析結果)÷(実測値)×100%とした。  
・液状化の割合は、液状化判定結果よりなかったものと判断し≒0% (「-」と表記)とした。  
・津波の割合は、[1-(慣性力の割合)]×100%とした。  
【FLIP再現解析結果が非液状化ケースで、FLIP解析結果が実測値よりも大きい場合】  
・該当ケースは被災の小さい施設であり、各被災要因は示さなかった(「-」と表記)。

### 3) 漁港基準と港湾基準の設計震度の比較

図-3.1.2.13 に、漁港基準と港湾基準の設計震度の比較を示す。図に示すように、重力式、矢板式については、現行漁港震度の方が大きく、安全側の結果を与える。一方、栈橋式は港湾震度の方が大きくなっているが本震災でも栈橋式の被害が小さかったことから、漁港震度でも設計上の不足は無いものと考えられる。

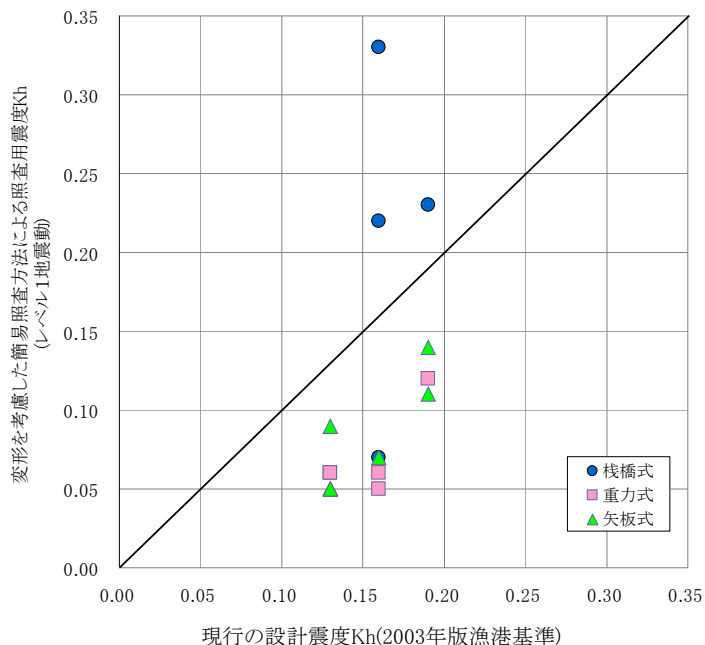


図-3.1.2.13 漁港基準と港湾基準の設計震度の比較

### 4) FLIP による被災状況の再現性

図-3.1.2.14 に、岸壁の最大はらみ出し量の実測値と FLIP による再現解析結果の比較を示す。図に示すように、多少のばらつきはあるものの津波の影響の大きな施設を除けば、FLIP 解析では被災状況を概ね再現できていることがわかる。

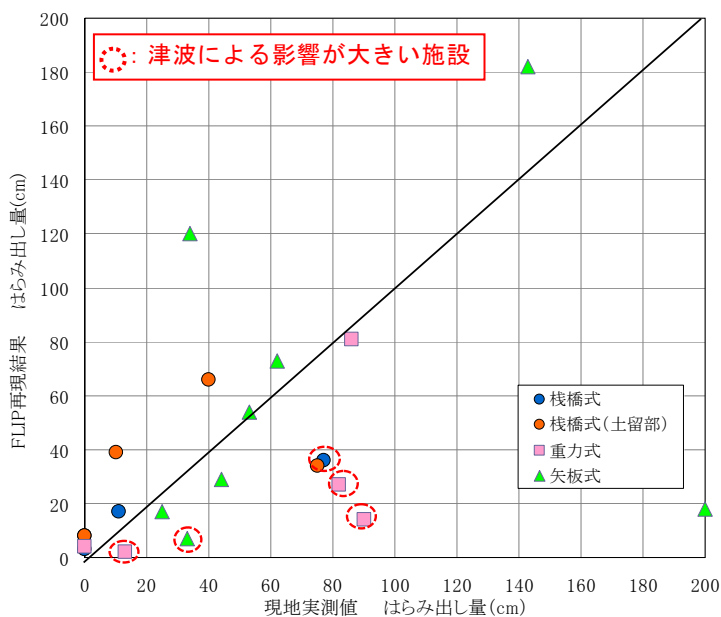


図-3.1.2.14 岸壁の最大はらみ出し量の実測値と FLIP による再現解析結果の比較

### 5) 設計震度の増幅率と被災変形率の関係

ここでは、設計震度の増幅率と被災変形率の関係を示す。ここで、設計震度の増幅率とは、東日本太平洋沖地震(レベル2)の照査用震度と当初設計における設計震度の比率を示しており、値が大きいくほど東日本太平洋沖地震により大きな地震力が働いたことになる。

図-3.1.2.15に、設計震度の増幅率と実測値およびFLIP解析の被災変形率の関係を示す。また、図-3.1.2.16には、表-3.1.2.6に示した被災要因の割合から、慣性力のみによる被災変形率とした関係図を示す。これらの図に示すように、設計震度の増幅率が大きくなるほど、被災変形率が大きかったことがわかる。また、慣性力のみによる被災変形率とした関係図ではその傾向がより顕著となることがわかる。

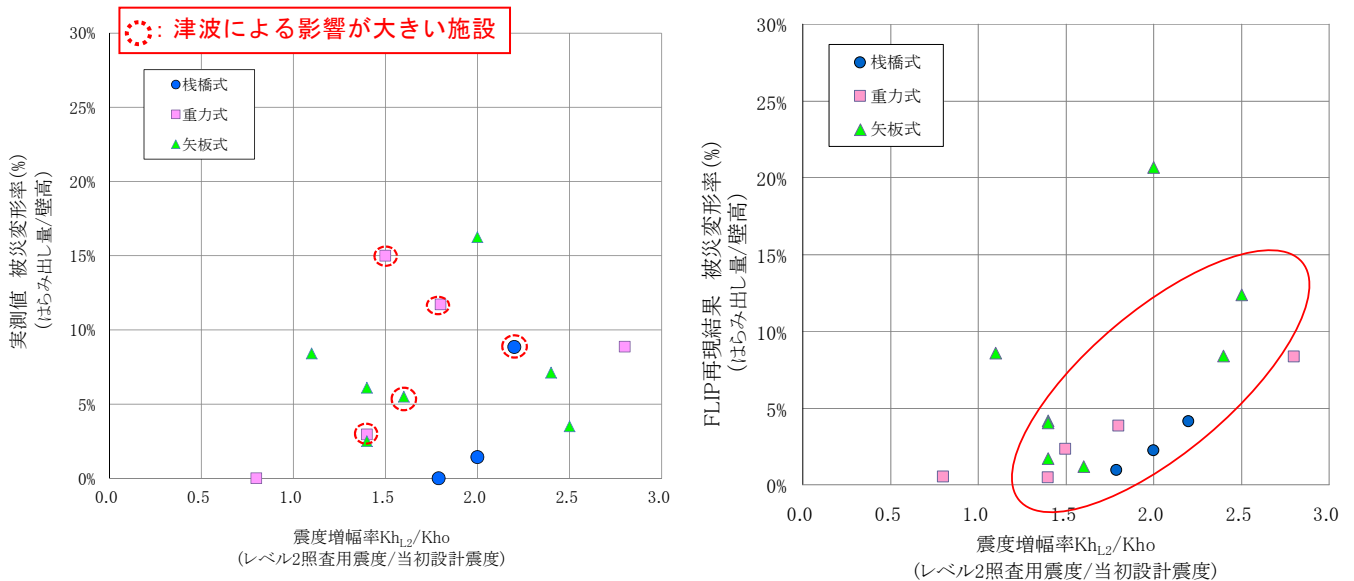


図-3.1.2.15 設計震度の増幅率と実測値による被災変形率の関係

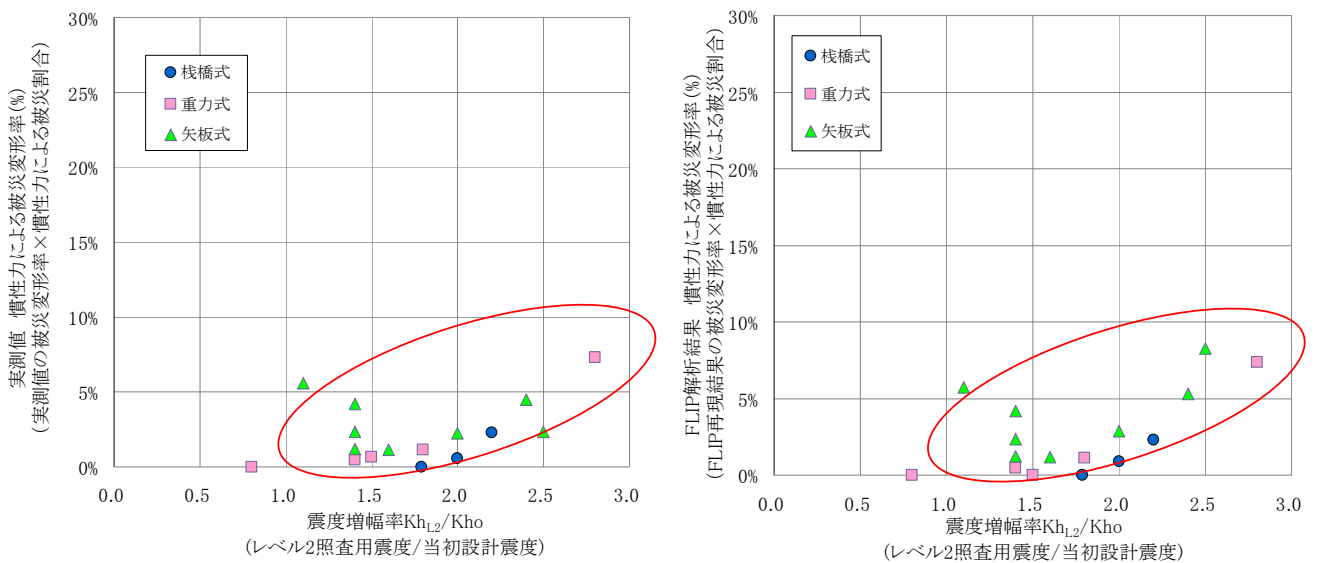


図-3.1.2.16 設計震度の増幅率とFLIP解析による被災変形率の関係



### 6) 液状化層厚と被災変形率の関係

ここでは、液状化層厚と被災変形率の関係を示す。なお、液状化層厚については、壁高の影響を除くため液状化層厚を壁高で除した値により被災変形率との関係を考察した。また、被災変形率は表-3.1.2.6 に示した被災要因の割合から、液状化のみの被災変形率とした。

図-3.1.2.17 に、液状化層厚と実測値および FLIP 解析の被災変形率の関係を示す。これらの図に示すように、液状化層厚が厚くなるほど被災変形率が大きくなる傾向が見られ、施設の変形に対する液状化による影響が大きかったことがわかる。

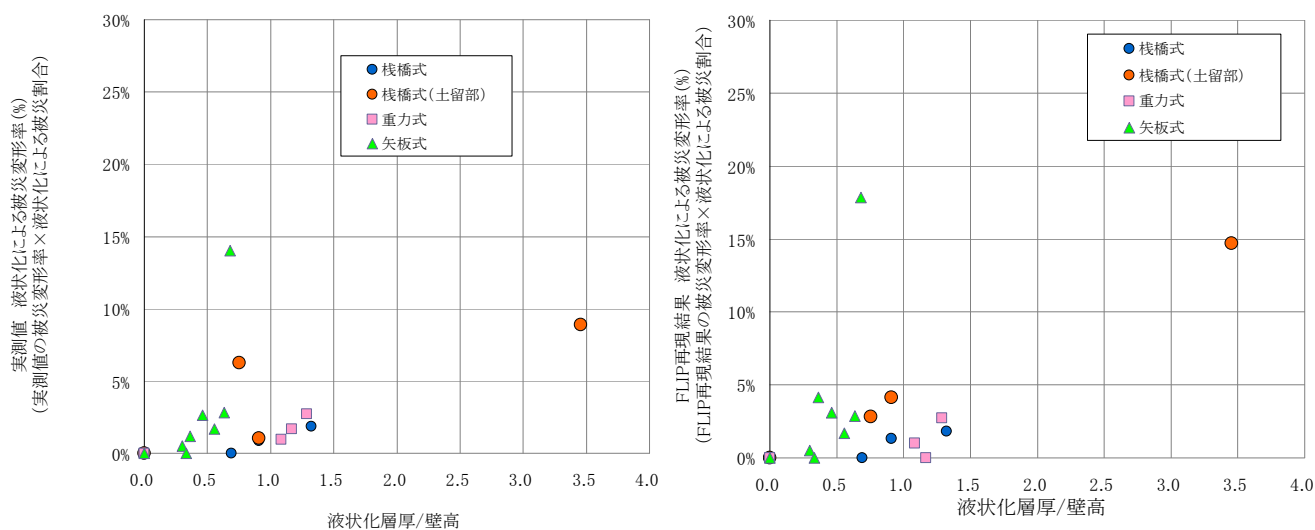


図-3.1.2.17 液状化層厚と実測値および FLIP 解析による被災変形率の関係

### 7) ピーク周波数と被災変形率の関係

ここでは、ピーク周波数と被災変形率の関係を示す。図-3.1.2.18 に、ピーク周波数と実測値およびFLIP解析の被災変形率の関係を示す。これらの図に示すように、ピーク周波数が2.5Hz付近で被災変形率が大きくなる傾向が見られた。

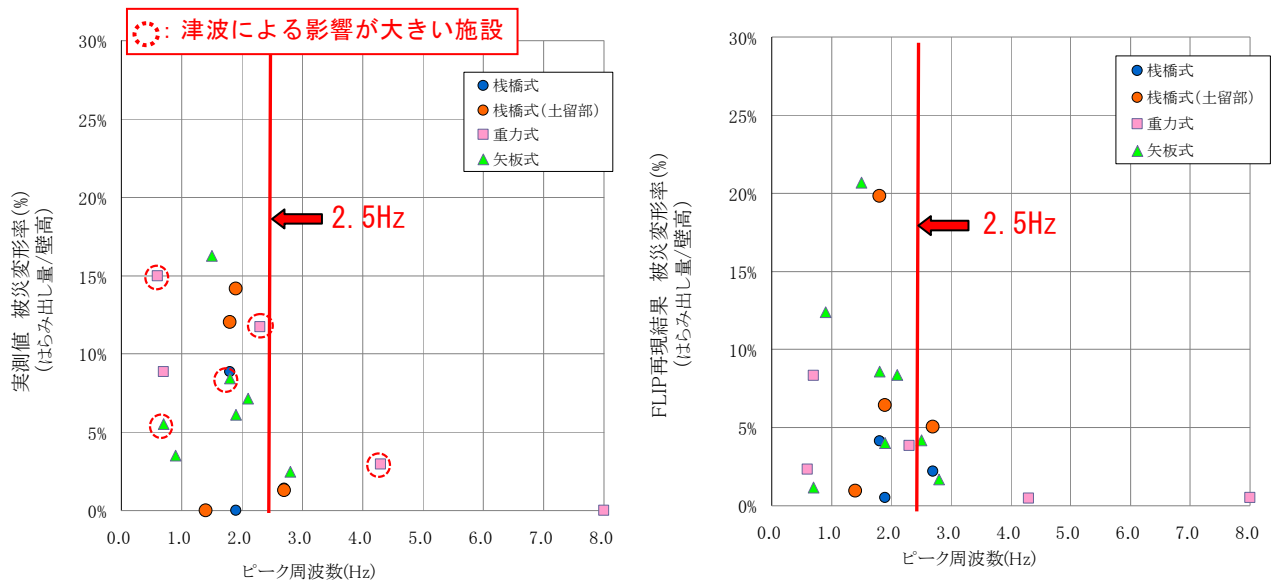


図-3.1.2.18 ピーク周波数と実測値およびFLIP解析による被災変形率の関係

### 3.1.3 被災メカニズムの取りまとめ

3.1.1 および 3.1.2 の結果をもとに、津波、地震、地震・津波複合の要素を考慮した防波堤と岸壁の被災メカニズムを表-3.1.3.1、表-3.1.3.2に取りまとめる。

表-3.1.3.1 防波堤の被災メカニズム

分類	被災概要	主な被災漁港(数)
津波波力 (水位差)型	内外水位・段波等の直接的な津波力により、施設の安定性が損なわれた被災(滑動、転倒)	三沢、田老(2)、山田、大槌(2)、志津川(2)、松川浦(2)、女川(捨石式 2)
堤頭部洗掘型	堤頭部周辺の流れの影響で、基礎マウンドが洗掘され施設の安定性が損なわれた被災	三沢
引波水位差型	津波波力・洗掘だけでは不安定までに至らない施設が引波時の内外水位差により施設の安定性が損なわれた被災(滑動、転倒)	女川(2)
越流洗掘型	越流に伴う渦等の影響で施設背後のマウンド・地盤が洗掘され、施設の安定性が損なわれた被災	大槌 志津川
その他	被災要因が明確に区分できなかった施設	大船渡

表-3.1.3.2 岸壁の被災メカニズム

分類	被災概要	主な被災漁港(数)
津波波力型	押波の揚圧力等の直接的な力により、施設の安定性が損なわれた被災	田老(2)、山田、大槌、大船渡、女川、石巻、松川浦(2)、波崎
引波波力型	引波の速い流れ等の直接的な力により、施設の安定性が損なわれた被災	志津川、閑上
裏込材吸出型	前面が洗掘され、裏込め材が吸出し、施設の安定性が損なわれた被災	三沢(矢板式)、山田(混成堤)
地震型	地震により変状したと考えられる被災	女川(3)、志津川、気仙沼(3)、大船渡(2)
地震・津波複合型	地震により変状し、その後津波によって被害が増幅したと考えられる被災	女川、石巻、閑上
その他	被災要因が明確に区分できなかった施設	大船渡 石巻

表-3.1.3.1 被災状況一覧表(その1)

漁港名	種別	施設名	構造形式	建設年度	施設延長 (m)	天端高 (m)	設計 震度	被災状況調査項目				被災状況										被災のメカニズム(被災の連鎖)						被災分類							
								陸上目視 調査	陸上断面 計測	陸上平面 計測	水中 調査	共通	外郭施設・係留施設			海岸保全施設			その他			直接的被災		一次連鎖		二次連鎖									
													法線	上部工	本体工	エブロン	本体(表法)	裏法被覆	天端被覆	裏埋土	背後	斜路	作用	被災現象	作用	被災現象	作用		被災現象						
三沢	防波堤	中防波堤	重力式(直立消波式)	H2, H3	181	2.604		○	○	○	○	欠損	後方飛散	後方飛散	-	-	-	-	-	-	-	押波通過	堤頭部洗掘	⇒	(作用継続)	本体飛散	⇒	-	-	⇒	-	-	堤頭部洗掘型		
	護岸	北護岸	傾斜堤(ブロック積式)	H7~14	425.5	5.204		○	○	○	○	未被災	未被災	未被災	-	-	-	-	吸出し	損傷	-	引波通過	背後洗掘	⇒	-	-	⇒	-	-	⇒	-	-	-		
	防波堤	外南防波堤	混成堤(ケーソン式)	S55~H10	404	4.104		○	○	○	○	未被災	剥離・損傷	未被災	-	-	-	-	-	-	-	押波越流	張Co.剥離	⇒	(作用継続)	EL飛散	⇒	-	-	⇒	-	-	津波波力(揚圧力)型		
	船揚場	船揚場	ブロック張式	S55, H17	150	3.104		○	○	○	○	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	前方飛散	押波揚圧力	張Co.剥離	⇒	-	-	⇒	-	-	⇒	-	-	津波波力(揚圧力)型	
	係船岸	-4m岸壁(用地護岸)	矢板式(普通矢板式)	H18	119	2.204		○	○	○	○	凹凸	傾斜	傾斜	沈下	-	-	-	-	吸出し	流出	-	押波通過	裏埋材流出	⇒	(作用継続)	本体変位	⇒	-	-	⇒	-	-	裏埋材吸出型	
田老	防波堤	東防波堤	混成堤(ケーソン式)	S29~56	223.5	4.5		○	○	○	○	欠損	後方飛散	後方飛散	-	-	-	-	-	-	-	押波波力	本体飛散	⇒	-	-	⇒	-	-	⇒	-	-	津波波力型		
	防波堤	東防波堤	混成堤(ブロック積式)	S29	83	4.5		○	○	○	○	欠損	後方飛散	後方飛散	-	-	-	-	-	-	-	押波波力	本体飛散	⇒	-	-	⇒	-	-	⇒	-	-	津波波力型		
	防波堤	南防波堤	混成堤(ケーソン式)	S51~54	123	5		○	○	○	○	欠損	後方飛散	後方飛散	-	-	-	-	-	-	-	押波波力	本体飛散	⇒	-	-	⇒	-	-	⇒	-	-	津波波力型		
	係船岸	-4m岸壁	重力式(ブロック積式)	S62	85	2.3		○	○	○	○	欠損	前方飛散	前方飛散	後方飛散	-	-	-	-	吸出し	流出	-	押波通過	エブロン剥離	⇒	(作用継続)	裏埋材流出	⇒	引波通過	本体飛散	⇒	-	-	津波波力(揚圧力)型	
	係船岸	-4m岸壁	重力式(直立消波式)	S61, H20	121	2.3		○	○	○	○	欠損	後方飛散	後方飛散	後方飛散	-	-	-	-	吸出し	流出	-	押波揚圧力	本体飛散	⇒	引波通過	裏埋材流出	⇒	-	-	⇒	-	-	津波波力(揚圧力)型	
	防潮堤	防潮堤	扶壁式	S39~41	520	10.83		○	○	○	○	欠損	-	-	-	前方倒壊	後方飛散	後方飛散	吸出し	-	-	-	押波越流	背後洗掘	⇒	(作用継続)	裏法流出	⇒	引波通過	表法倒壊	⇒	-	-	-	
	防潮堤	防潮堤	扶壁式	S49~54	479	10.7		○	○	○	○	欠損	-	-	-	未被災	後方飛散	後方飛散	吸出し	-	-	-	押波越流	背後洗掘	⇒	(作用継続)	裏法流出	⇒	-	-	⇒	-	-	-	
山田	防波堤	南第1防波堤	混成堤(ブロック積式)	S59	50.4	2.5		○	○	○	○	欠損	後方飛散	後方飛散	-	-	-	-	-	-	-	押波波力	本体飛散	⇒	-	-	⇒	-	-	⇒	-	-	津波波力型		
	係船岸	-5m岸壁	矢板式(普通矢板式)	S45, S59	205.1	2.5		○	○	○	○	凹凸	傾斜	傾斜	沈下	-	-	-	-	吸出し	流出	-	押波通過	エブロン剥離	⇒	(作用継続)	裏埋材流出	⇒	引波通過	本体飛散	⇒	-	-	津波波力(揚圧力)型	
	係船岸	-4m岸壁	栈橋式(直杭式)	S46, S47	293.8	2.5		○	○	○	○	未被災	未被災	未被災	未被災	-	-	-	-	未被災	流出	-	引波通過	前面洗掘	⇒	-	-	⇒	-	-	⇒	-	-	-	
	係船岸	-2m物揚場	重力式(ブロック積式)	S60	20	2		○	○	○	○	欠損	後方倒壊	後方倒壊	沈下	-	-	-	-	吸出し	-	-	押波通過	堤頭部洗掘	⇒	(作用継続)	堤体倒壊	⇒	引波通過	裏埋材流出	⇒	-	-	裏埋材吸出型	
	防潮堤	防潮堤	重力式	S40~H20	1845.3	7.3		○	○	○	○	欠損	-	後方飛散	-	-	-	-	-	-	損傷	-	押波波力	堤体倒壊	⇒	-	-	⇒	-	-	⇒	-	-	-	
大槌	防波堤	防波堤	重力式(ブロック積式)	S22	338.2	2.4		○	○	○	○	欠損	後方飛散	後方飛散	-	-	-	-	-	-	-	押波波力	本体飛散	⇒	-	-	⇒	-	-	⇒	-	-	津波波力型		
	防波堤	南防波堤	重力式(セルラーブロック式)	S46, S47, H11, H17, H18	146.2	3.0~3.5		○	○	○	○	欠損	後方倒壊	後方倒壊	-	-	-	-	-	-	-	押波波力	本体飛散	⇒	-	-	⇒	-	-	⇒	-	-	津波波力型		
	防波堤	南防波堤	矢板式(鋼管(矢板)式)	S49, H1, H4, H10	153.9	3.5		○	○	○	○	欠損	後方倒壊	後方倒壊	-	-	-	-	-	-	-	押波越流	マウンド洗掘	⇒	押波波力	本体変位	⇒	-	-	⇒	-	-	越流洗掘型		
	防波堤	南防波堤	重力式(ケーソン式)	H14~16	157.5	3		○	○	○	○	欠損	前後双方飛散	前後双方飛散	-	-	-	-	-	-	-	押波波力	本体飛散	⇒	押波通過	マウンド洗掘	⇒	引波通過	堤体倒壊	⇒	-	-	津波波力型		
	船揚場	船揚場	張ブロック(張コン)式	H8, 9	173.5	2.3		○	○	○	○	-	-	-	-	-	-	-	-	-	吸出し	流出	-	押波揚圧力	張Co.剥離	⇒	(作用継続)	裏埋材流出	⇒	引波通過	裏埋材流出	⇒	-	-	津波波力(揚圧力)型
	係船岸	-4m岸壁	矢板式(普通矢板式)	H7	165	2.5		○	○	○	○	凹凸	傾斜	傾斜	後方飛散	-	-	-	-	吸出し	損傷	-	押波通過	エブロン剥離	⇒	(作用継続)	裏埋材流出	⇒	引波通過	本体変位	⇒	-	-	津波波力(揚圧力)型	
	防潮堤	防潮堤	重力式	S37~H13	929.84	7.1		○	○	○	○	欠損	-	後方飛散	-	-	-	-	-	-	損傷	-	押波越流	背後洗掘	⇒	(作用継続)	本体飛散	⇒	引波通過	前面洗掘	⇒	-	-	-	
大船渡	防波堤	防波堤	重力式(セルラーブロック式)	S48	62.9	2.5		○	○	○	○	欠損	後方飛散	後方飛散	-	-	-	-	-	-	-	押波波力	本体飛散	⇒	-	-	⇒	-	-	⇒	-	-	津波波力型		
	係船岸	-2m物揚場	重力式(ブロック積式)	H2	65	2.4		○	○	○	○	移動	はらみだし	沈下	ひび割れ	-	-	-	-	未被災	未被災	-	地震動	本体変位	⇒	(作用継続)	エブロン沈下	⇒	-	-	⇒	-	-	地震動	
	係船岸	-5m岸壁(旧魚市場前)	重力式(ケーソン式)	H21	259.6	2.4		○	○	○	○	移動	はらみだし	沈下	-	-	-	-	-	-	応急復旧済み	-	不確定	不確定	⇒	-	-	⇒	-	-	⇒	-	-	不確定	
	係船岸	-4m岸壁, -5m岸壁	重力式(セルラーブロック式)	S47, S51	536.1	2.5		○	○	○	○	欠損	前方飛散	前方飛散	前方飛散	-	-	-	-	吸出し	損傷	-	押波通過	エブロン剥離	⇒	(作用継続)	裏埋材流出	⇒	引波通過	本体飛散	⇒	-	-	津波波力(揚圧力)型	
	係船岸	-3m岸壁(細浦地区)	矢板式(普通矢板式)	不明	65.6	2.2		○	○	○	○	欠損	破損・消失	前方倒壊	沈下	-	-	-	-	吸出し	損傷	-	地震動	本体変位	⇒	押波通過	裏埋材流出	⇒	引波通過	堤体倒壊	⇒	-	-	地震動	
気仙沼	係船岸	-6m岸壁(魚市場前地区)	栈橋式(SCあり)	S46, H20, H21	250	2.5		○	○	○	○	移動	沈下・段差	傾斜	沈下	-	-	-	-	未被災	未被災	-	地震動	エブロン沈下	⇒	-	-	⇒	-	-	⇒	-	-	地震動	
	係船岸	-6m岸壁(魚市場前地区)	栈橋式(SCなし)	S46, H20, H21	220	2.5		○	○	○	○	移動	沈下・段差	傾斜	沈下	-	-	-	-	未被災	流出	-	引波通過	裏埋材流出	⇒	-	-	⇒	-	-	⇒	-	-	津波波力(せん断力)型	
	係船岸	-6m岸壁(魚市場前)	重力式(ケーソン式)	H4	285	2.5		○	○	○	○	移動	はらみだし	傾斜	沈下	-	-	-	-	未被災	未被災	-	地震動	エブロン沈下	⇒	-	-	⇒	-	-	⇒	-	-	地震動	
	係船岸	-6m岸壁(南町地区)	栈橋式	S47	500	2.7		○	○	○	○	移動	沈下・段差	傾斜	沈下	-	-	-	-	沈下	損傷	-	地震動	本体変位	⇒	押波揚圧力	渡板飛散	⇒	引波通過	本体変位	⇒	-	-	地震動	
	係船岸	-6m岸壁(魚市場前)	矢板式(普通矢板式)	H5	200	2.5		○	○	○	○	移動	はらみだし	傾斜	沈下	-	-	-	-	流出	流出	-	押波通過	裏埋材流出	⇒	(作用継続)	控工露出	⇒	引波通過	本体変位	⇒	-	-	津波波力(せん断力)型	

表-3.1.3.2 被災状況一覧表(その2)

漁港名	種別	施設名	構造形式	建設年度	施設延長(m)	天端高(m)	設計震度	被災状況調査項目				被災状況								被災のメカニズム(被災の連鎖)						被災分類				
								陸上目視調査	陸上断面計測	陸上平面計測	水中調査	法線	外郭施設・係留施設			海岸保全施設			その他			直接的被災		一次連鎖			二次連鎖			
													上部工	本体工	エプロン	本体(表法)	裏法被覆	天端被覆	裏埋土	背後	斜路	作用	被災現象	作用	被災現象		作用	被災現象		
志津川	防波堤	東防波堤	混成堤(ブロック積式)	S15~H11	279.3	2.6		○			○	欠損	後方飛散	後方倒壊	-	-	-	-	-	-	-	押波波力	本体飛散	⇒	-	-	⇒	-	-	津波波力型
	防波堤	南防波堤	混成堤(ブロック積式)	S15, S39, H21	204.9	3.5		○	○	○	○	欠損	後方飛散	前後双方倒壊	-	-	-	-	-	-	-	押波波力	本体飛散	⇒	-	-	⇒	-	-	津波波力型
	防波堤	大森防波堤	矢板式(鋼管(矢板)式)	S61~H3	276.2	3.5		○	○	○	○	欠損	破損・消失	前後双方倒壊	-	-	-	-	-	-	-	地震動	上部変位	⇒	押波通過	前面洗掘	⇒	引波通過	本体変位	地震動
	係船岸	-2.5m物揚場(南町)	栈橋式	H43	66	2		○	○	○	○	未被災	未被災	未被災	前方飛散	-	-	-	吸出し	流出	-	引波通過	エプロン剥離	⇒	(作用継続)	裏埋材流出	⇒	-	-	津波波力(せん断力)型
	防潮堤	防潮堤	重力式	S37~H22	869	5.5		○	○	○		欠損	-	前後双方倒壊	-	-	-	-	-	損傷	-	押波越流	背後洗掘	⇒	引波水位差	前面洗掘	⇒	(作用継続)	堤体倒壊	-
女川	防波堤	南防波堤	重力式(ケーソン式)	S43	250	5.3		○		○	○	欠損	前方飛散	前方飛散	-	-	-	-	-	-	-	引波水位差	前面洗掘	⇒	(作用継続)	堤体倒壊	⇒	-	-	引波水位差型
	防波堤	南防波堤	傾斜堤(捨石式)	S43	38	5.3		○		○	○	欠損	前方倒壊	前方飛散	-	-	-	-	-	-	-	押波波力	本体飛散	⇒	-	-	⇒	-	-	津波波力型
	防波堤	北防波堤	重力式(ケーソン式)	S36~S42	114	5.3		○		○	○	欠損	前方飛散	前方飛散	-	-	-	-	-	-	-	引波水位差	前面洗掘	⇒	(作用継続)	堤体倒壊	⇒	-	-	引波水位差型
	防波堤	北防波堤	傾斜堤(捨石式)	S36~S42	203	5.3		○		○	○	欠損	後方飛散	後方飛散	-	-	-	-	-	-	-	押波波力	本体飛散	⇒	-	-	⇒	-	-	津波波力型
	係船岸	女川岸壁(4-5)、大原岸壁(4-23~28)、取付栈橋(6-1)	栈橋式(直杭式)	S32, S36, S39, H5~7	364	2.2~2.5		○	○	○	○	欠損	前方飛散	前方飛散	-	-	-	-	吸出し	流出	-	地震動	本体変位	⇒	押波通過	裏埋材流出	⇒	引波通過	堤体倒壊	地震動
	係船岸	-5.5m岸壁	矢板式(普通矢板式)	S43, S52, H9	320	2.5~2.7		○	○	○	○	移動	ほらみだし	傾斜	沈下	-	-	-	流出	流出	-	地震動	本体変位	⇒	押波通過	裏埋材流出	⇒	引波通過	堤体倒壊	地震動
	係船岸	-7m岸壁	矢板式(普通矢板式)	S59	260	2.7		○	○	○	○	移動	ほらみだし	傾斜	沈下	-	-	-	流出	流出	-	地震動	本体変位	⇒	押波通過	裏埋材流出	⇒	引波通過	堤体倒壊	地震動
石巻	係船岸	休けい岸壁	重力式(ブロック積式)	S52	302	2.5		○	○	○	○	欠損	破損・消失	前方倒壊	沈下	-	-	-	吸出し	損傷	-	地震動	本体変位	⇒	押波通過	エプロン剥離	⇒	引波通過	本体飛散	地震津波複合型
	護岸	西護岸	重力式(コンクリート単塊式)	H10	261	4.5		○	○	○	○	欠損	前後双方飛散	前後双方飛散	-	-	-	-	吸出し	損傷	-	押波越流	背後洗掘	⇒	押波波力	本体飛散	⇒	-	-	津波波力型
	護岸	東護岸	混成堤(石張式)	H12	80	4.6		○	○	○	○	未被災	未被災	未被災	-	-	-	-	-	流出	-	押波越流	背後洗掘	⇒	引波通過	背後洗掘	⇒	-	-	-
	係船岸	-7m岸壁(市場前)	重力式(直立消波式)	S54	400	2.7		○	○	○	○	移動	ほらみだし	傾斜	沈下	-	-	-	沈下	損傷	-	地震動	本体変位	⇒	押波通過	エプロン剥離	⇒	引波通過	裏埋材流出	地震津波複合型
	係船岸	-7m栈橋	栈橋式(直杭式)	S51, S52	718	3.5		○	○	○	○	未被災	未被災	未被災	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
関上	係船岸	-7m岸壁	矢板式(普通矢板式)	S47	275.7	2.7		○	○	○	○	欠損	ほらみだし	傾斜	沈下	-	-	-	沈下	未被災	-	不確定	不確定	⇒	-	-	⇒	-	-	不確定
	護岸	A護岸	重力式(直立消波式)	H14	367.2	3		○	○	○	○	欠損	前方飛散	前方飛散	-	-	-	-	吸出し	損傷	-	押波揚圧力	本体変位	⇒	押波通過	本体飛散	⇒	(作用継続)	裏埋材流出	津波波力(揚圧力)型
	係船岸	-3.5m岸壁(市場前)	栈橋式(直杭式)	S31	120	2.3		○	○	○	○	移動なし	沈下・段差	沈下	沈下	-	-	-	沈下	損傷	-	押波通過	背後洗掘	⇒	-	-	⇒	-	-	-
	係船岸	-3.5m岸壁(市場前)	矢板式(普通矢板式)	S31	330.7	2.3		○	○	○	○	移動	ほらみだし	傾斜	沈下	-	-	-	沈下	損傷	-	地震動	本体変位	⇒	押波通過	エプロン剥離	⇒	引波通過	本体変位	地震津波複合型
	係船岸	-3.5m栈橋	栈橋式(直杭式)	不明	291.2	2.3		○	○	○	○	移動	ほらみだし	傾斜	沈下	-	-	-	沈下	損傷	-	-	-	⇒	-	-	⇒	-	-	-
	係船岸	岸壁	矢板式(普通矢板式)	不明	108	2.1		○	○	○	○	未被災	未被災	未被災	-	-	-	-	未被災	損傷	-	-	-	⇒	-	-	⇒	-	-	-
松川浦	係船岸	-5m岸壁(耐震部・取付部)	矢板式(普通矢板式)	H14	222	2.5		○	○	○	○	未被災	未被災	未被災	-	-	-	-	未被災	損傷	-	-	-	⇒	-	-	⇒	-	-	-
	護岸	第4護岸	重力式(ブロック積式)	不明	458	4.5		○	○	○	○	欠損	後方飛散	後方倒壊	-	-	-	-	吸出し	損傷	-	押波越流	背後洗掘	⇒	(作用継続)	堤体倒壊	⇒	-	-	越流洗掘型
	防波堤	南防波堤	混成堤(コンクリート単塊式)	不明	350	4.5		○		○	○	欠損	後方飛散	後方飛散	-	-	-	-	-	-	-	押波波力	本体飛散	⇒	-	-	⇒	-	-	津波波力型
	防波堤	第1,2防波堤	混成堤(コンクリート単塊式)	不明	295	4.5		○		○	○	欠損	後方飛散	後方飛散	-	-	-	-	-	-	-	押波波力	本体飛散	⇒	-	-	⇒	-	-	津波波力型
	係船岸	-4m岸壁	重力式(直立消波式)	不明	173.5	2.5		○	○	○	○	欠損	前方飛散	前方倒壊	前方飛散	-	-	-	吸出し	損傷	-	押波揚圧力	本体変位	⇒	引波通過	本体飛散	⇒	(作用継続)	裏埋材流出	津波波力(揚圧力)型
	係船岸	-3m岸壁	重力式(L型ブロック式)	不明	200	2.5		○	○	○	○	移動	ほらみだし	傾斜	沈下	-	-	-	沈下	損傷	-	押波揚圧力	本体変位	⇒	(作用継続)	本体飛散	⇒	引波通過	裏埋材流出	津波波力(揚圧力)型
銚子	係船岸	-3m岸壁	重力式(直立消波式)	不明	160	2.5		○	○	○	○	欠損	後方飛散	後方倒壊	後方飛散	-	-	-	沈下	損傷	-	押波揚圧力	本体変位	⇒	(作用継続)	本体飛散	⇒	引波通過	裏埋材流出	津波波力(揚圧力)型
	係船岸	-6m岸壁(黒生地区)	重力式(直立消波式)	不明	500	2.7		○		○	○	未被災	未被災	未被災	未被災	-	-	-	未被災	損傷	-	-	-	⇒	-	-	⇒	-	-	-
銚子	係船岸	-5m岸壁(波崎漁港)	重力式(直立消波式)	S58	340	2.3		○	○	○	○	欠損	剥離・損傷	前方倒壊	前方飛散	-	-	-	吸出し	損傷	-	押波揚圧力	本体飛散	⇒	引波通過	裏埋材流出	⇒	-	-	津波波力(揚圧力)型

## 3.2 現行漁港基準の評価

### 3.2.1 津波

漁港施設の津波に対する設計に関して、現行設計基準の設計法について評価した。

#### (1)防波堤

##### a) 堤体の安定性照査

現行漁港基準では、防波堤の波力に対する設計法を示しているものの、津波力を外力とする設計法について示していない。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説」では、谷本による、直立壁に作用する津波力の与え方を示している。ただし、これは、越流時の堤体背後の水位変動を考慮していないため、波力を過大に算定する場合がある。そこで、本式は、非越流時の波圧算定手法として考える必要がある。

なお、越流時の堤体背後の水位変動を考慮した波圧算定手法として、本調査では、水工研提案式を示した。本式の実用化に向けては、水理模型実験との整合を図りながら、前面及び背面の波圧係数についての知見を蓄積する必要がある。

・ 現行の港湾基準による津波力の与え方

(7) 津波の波力

直立壁に作用する津波力は、図-5.2のように与えてもよい。静水位上 $\eta^*=3.0a_t$ の高さで $p=0$ 、静水位で $p=2.2\rho_0ga_t$ となる直線分布で、静水位以下は、一様な波圧分布とする<sup>3)</sup>。

$$\eta^* = 3.0a_t \quad (5.3)$$

$$p_1 = 2.2\rho_0ga_t \quad (5.4)$$

$$p_u = p_1 \quad (5.5)$$

ここに、

- $\eta^*$  : 静水面上の波圧作用高さ (m)
- $a_t$  : 入射津波の静水面上の高さ (振幅) (m)
- $\rho_0g$  : 海水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- $p_1$  : 静水面における波圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $p_u$  : 前面下端における揚圧力 (kN/m<sup>2</sup>)

なお、静水面は段波津波の場合には段波来襲直前の水位にとる。

非砕波の津波の場合には、入射津波の波高 $H_t$ とすれば、

$$H_t = 2a_t \quad (5.6)$$

である。ただし、防波堤がある条件で数値シミュレーションを行うと、堤体前面では反射波により津波波高は、防波堤のない場合のほぼ2倍になる。この場合には、堤体前面における静水面から測った最高水位を入射波高に等しいとして用いてもよい。

また、津波が分裂する場合の津波力の算定法が実験結果に基づき示されている<sup>5)</sup>。

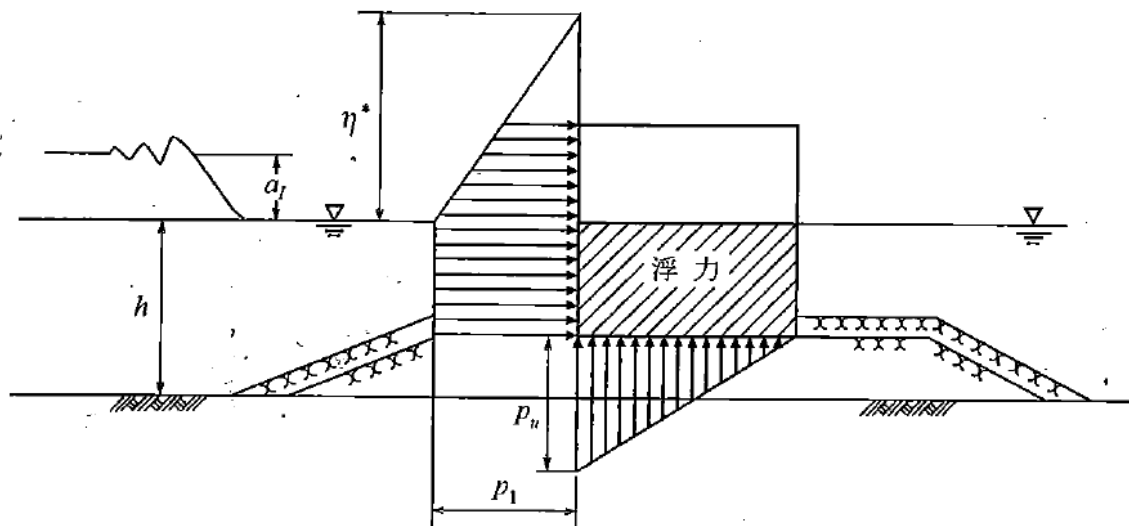


図-5.2 津波波力の考え方

(「港湾の施設の技術上の基準・同解説」 p. 237~238 より)



## b) 基礎捨石の安定性照査

現行漁港基準では、ハドソン式による、波力に対するブロック等の安定質量について示しているものの、津波による流れを外力とする設計法について示していない。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説」では、イスバッシュによる、流れに対する被覆石及びブロックの所要質量の算定方法を示している。本式は、平均流速  $U$  やイスバッシュの定数  $y$  の 6 乗に比例して所要質量が大きく変わる。特に定数  $y$  に対する知見はまだ十分に多くないため、今後も水理模型実験や数値シミュレーションによる検証事例の蓄積を図る必要がある。

### ・ 現行の港湾基準による流れに対する被覆石及びブロックの所要質量の算定方法

#### 1. 7. 3 流れに対する被覆石及びブロックの所要質量

##### (1) 一般

水の流れに対するマウンドの捨石等の被覆材の所要質量は、一般的に、適切な水理模型実験又は次式によって算定することができる。式中において、記号  $\gamma$  はその添字に関する部分係数であり、添字  $k$  及び  $d$  はそれぞれ特性値及び設計用値を示す。

$$M_d = \frac{\pi \rho_r U_d^6}{48 g^3 (\gamma_d)^6 (S_r - 1)^3 (\cos \theta - \sin \theta)^3} \quad (1.7.18)$$

ここに、

$M$  : 捨石等の安定質量 (t)

$\rho_r$  : 捨石等の密度 ( $t/m^3$ )

$U$  : 捨石等の上面における水の流れの速度 (m/s)

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ )

$y$  : イスバッシュ (Isbash) の定数 (埋め込まれた石にあっては 1.20, 露出した石にあっては 0.86)

$S_r$  : 捨石等の水に対する比重

$\theta$  : 水路床の軸方向の斜面の勾配 ( $^\circ$ )

なお、式中の設計用値は以下の式により算定することができる。部分係数  $\gamma_U$  及び  $\gamma_y$  は、1.0 とすることができる。

$$U_d = \gamma_U U_k, \quad y_d = \gamma_y y_k$$

(「港湾の施設の技術上の基準・同解説」 p. 561 より)

## (2) 岸壁

### a) 堤体の安定性照査

現行漁港基準では、堤体前面の干潮面と背後の残留水位の差による作用について示している。しかし、現地観測及び津波解析の結果から、今次津波及び発生頻度の高い津波発生時では、堤体前面の水位が干潮面よりも大きく下がる状態が生じたものと推定される。この場合には上記の残留水圧よりも大きな水圧が堤体に作用することから、引き波時の安定性照査について、新たに示す必要がある。

・ 現行の漁港基準による水圧の与え方

9.2 水 圧

9.2.1 残留水圧

[基本的考え方]

施設の前後面に水位差が生じる場合には、設計において残留水圧を考慮するものとする。

【解 説】

(1) 残留水圧の算定

残留水圧は、図2-9-6を参照して、式2-9-28、式2-9-29により算定するものとする。

①  $y < h_w$  のとき、

$$\left. \begin{aligned} p_w &= \gamma_w y \\ P_w &= p_w y / 2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{(式 2-9-28)}$$

②  $y \geq h_w$  のとき、

$$\left. \begin{aligned} p_w &= \gamma_w h_w \\ P_w &= p_w h_w / 2 + p_w (y - h_w) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{(式 2-9-29)}$$

ここに、

$p_w$  : 残留水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_w$  : 壁体に作用する残留水圧の合力 (kN/m)

$y$  : 施設の背面の残留水位から残留水圧を算定しようとする面までの深さ (m)

$h_w$  : 残留水位差 (m)

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

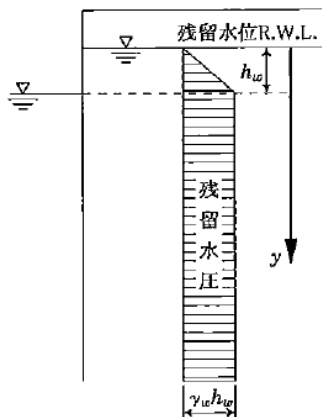


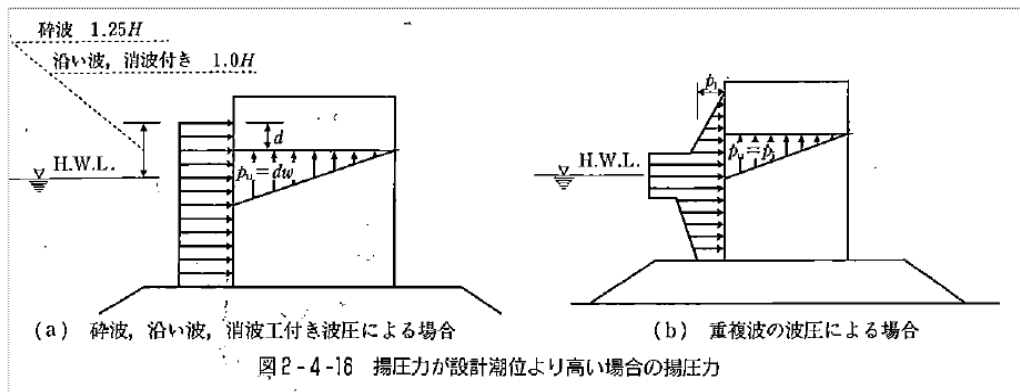
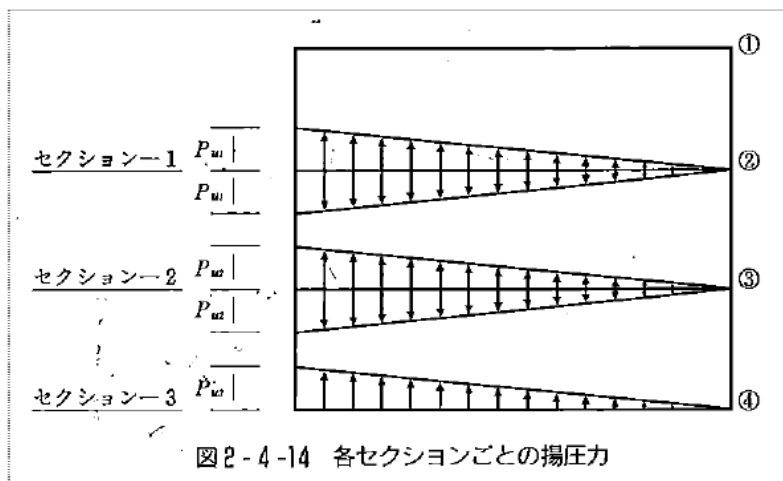
図2-9-6 残留水圧

(「漁港・漁場の施設の設計の手引き」 p. 115 より)

b) 直立消波ブロック式岸壁の安定性照査

現行漁港基準では、波に対する上部工及び直立消波ブロック下面の揚圧力の作用について示している。しかし、今次津波では、津波の作用に対し鉛直方向の抵抗力が小さい上部工及び上段ブロックの被災が顕著であったことから、その補強方法について検討する必要がある。上部工及び上段ブロックの飛散は、津波の流れに伴って作用する揚力が原因と考えられることから、これを外力とする照査方法の確立が必要である。

・ 現行の漁港基準による揚圧力の与え方



(「漁港・漁場の施設の設計の手引き」 p. 72～73 より)

### 3.3 現行漁港基準の評価

#### 3.3.2 地震

漁港施設の耐震設計に関して現行漁港基準の設計震度と液状判定について評価した。

##### (1) 設計震度について

レベル1地震動に対する耐震設計は、現行漁港基準では震度法によることが標準とされ、設計震度は表-3.3.2.1の値が用いられている。

一方、港湾基準では震度法によるものの、これに用いる震度は、震源特性、伝搬経路特性、サイト特性を考慮して設定される工学的基盤における時刻歴波形をもとに、地震動の周波数特性および変形量を考慮した照査用震度が用いられ、動的解析を行わずに変形を考慮した断面が設計できるようになっている。

検討した今回の被災事例17施設について、現行漁港基準の設計震度と港湾基準の照査用震度を比較したものが図-3.3.2.1である。この結果、重力式、矢板式については、現行漁港基準の設計震度の方が大きく、現行漁港基準で設計すれば港湾基準よりも高い耐震性を有する断面が実現できるようになっていることが分かった。また、栈橋式は、港湾基準の照査用震度の方が大きくなるものもあるが、本震災でも栈橋式の被害が小さかったことから、現行漁港基準の設計震度で設計上の不足は無いものと考えられる。

また、現行漁港基準の設計震度と港湾基準の照査用震度を用いて構造計算を行い、概算工事費を算出し比較したものが図-3.3.2.2である。この結果、高い耐震性を有する断面となる現行漁港基準の方が概算工事費は全施設平均で7%程度高くなった。なお、設計震度の小さな箇所では、図-3.3.2.3、図-3.3.2.4に示すように常時の荷重条件が支配的になるため概算工事費の差が小さくなっている。

以上のことから、レベル1地震動に関しては、当面は従来の設計震度の設定方法を用いても問題ないものと考えられる。

表-3.3.2.1 現行漁港基準の設計震度

	北海道(根室, 釧路, 十勝, 日高), 関東(千葉県, 東京都の八丈島及び小笠原諸島を除く地域, 神奈川県), 中部(福井県, 静岡県, 愛知県), 近畿(三重県, 滋賀県, 大阪府, 兵庫県, 和歌山県)	東北(青森県の尻屋崎以南の太平洋岸, 岩手県, 宮城県, 福島県), 関東(茨城県), 近畿(京都府), 四国(徳島県, 高知県)	北海道(胆振, 渡島, 檜山), 東北(青森県の尻屋崎以南の太平洋岸を除く地域, 秋田県, 山形県), 中部(新潟県, 富山県, 石川県), 中国(鳥取県, 広島県), 四国(愛媛県), 九州(熊本県, 大分県, 宮崎県, 鹿児島県の奄美諸島)	北海道(網走, 後志, 石狩, 空知, 留萌), 中国(島根県, 岡山県), 四国(香川県), 九州(佐賀県, 長崎県の五島列島, 奄岐及び対馬を除く地域, 鹿児島県の奄美諸島を除く地域), 沖縄県の大東諸島を除く地域)	北海道(宗谷), 関東(東京都の八丈島及び小笠原諸島), 中国(山口県), 九州(福岡県, 長崎県の五島列島, 奄岐及び対馬), 沖縄県の大東諸島
係留施設A	0.18 (0.22)	0.16 (0.19)	0.14 (0.17)	0.13 (0.16)	0.10 (0.12)
親水施設	0.18 (0.22)	0.16 (0.19)	0.14 (0.17)	0.13 (0.16)	0.10 (0.12)
係留施設B	0.15 (0.20)	0.13 (0.16)	0.12 (0.14)	0.11 (0.13)	0.08 (0.10)
外郭施設	0.15 (0.20)	0.13 (0.16)	0.12 (0.14)	0.11 (0.13)	0.08 (0.10)
基盤の最大加速度 (Gal)	350	250	200	150	100

(注1) 第四紀層(沖積層, 洪積層)の厚さが, 下記のいずれかの場合( ) 書の設計震度を用いる。

① 一般の砂及び粘土地盤の厚さが25m以上の場合

② 軟弱地盤の厚さが5m以上の場合

ここでいう軟弱地盤とは, N値が4以下の砂地盤, または一軸圧縮強度が20kPa以下の地盤であり, 通常の軟弱地盤の概念とは若干異なる。

(注2) 係留施設Aは, 主要な陸揚岸壁及び定期船・フェリーが発着する岸壁であり, 係留施設Bは, 係留施設A以外の岸壁及び物揚場である。

(注3) 親水施設は, 親水性を考慮した護岸及び防波堤である。

(注4) 外郭施設は, 親水施設及び道路護岸を除く外郭施設である。

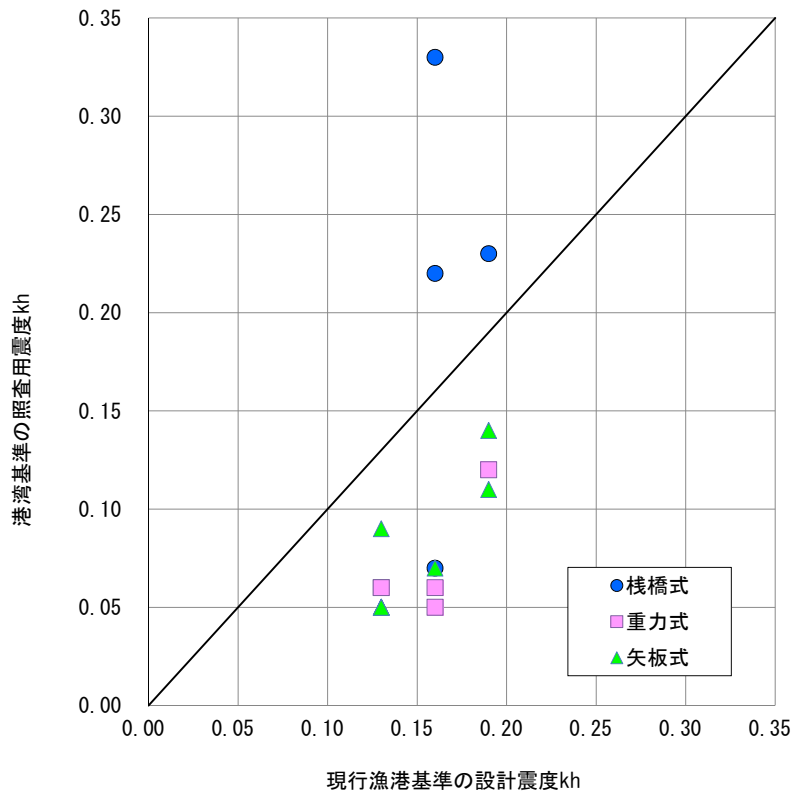


図-3.3.2.1 現行漁港基準と港湾基準の震度比較

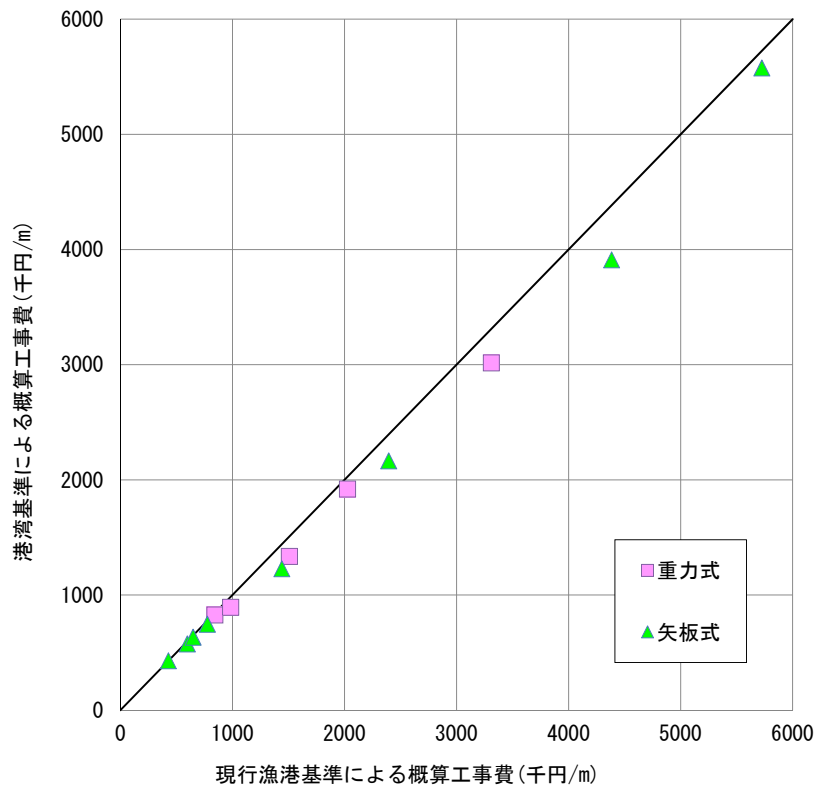
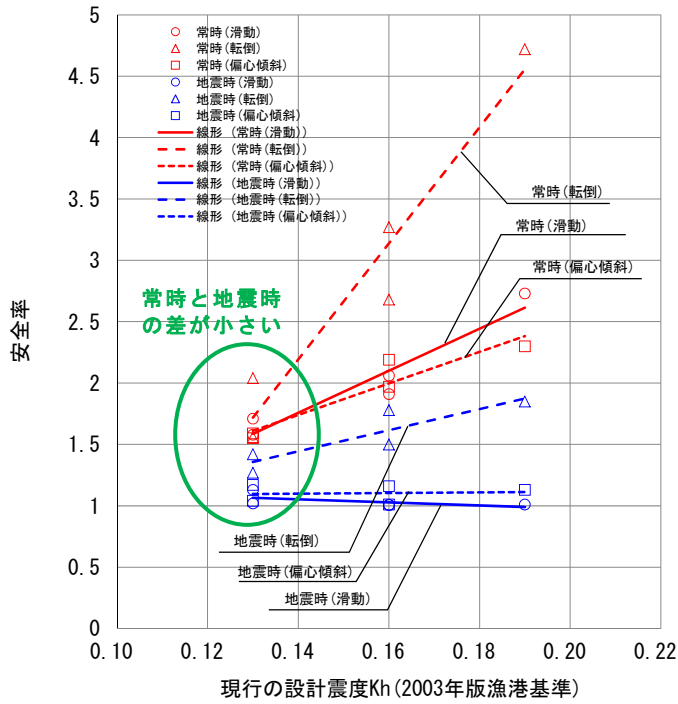
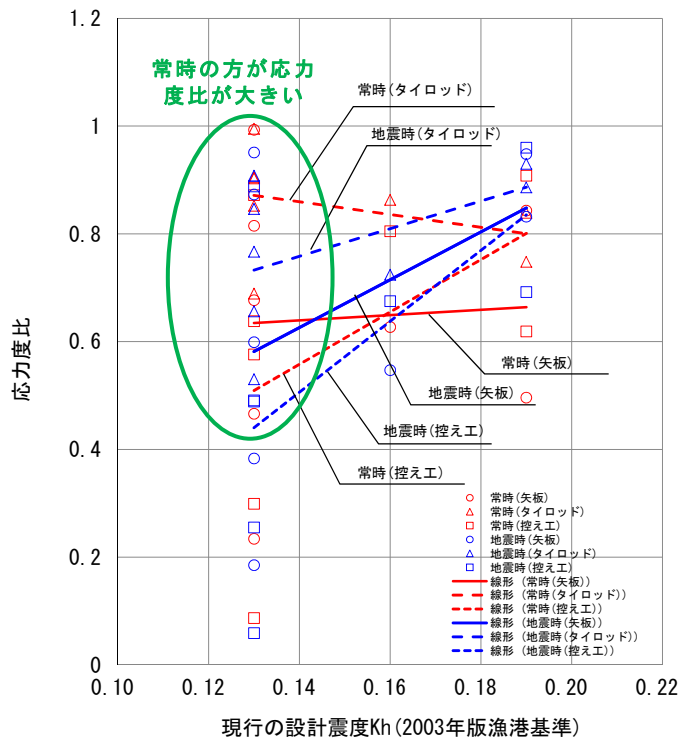


図-3.3.2.2 現行漁港基準と港湾基準の概算工事費比較



許容安全率は以下のとおり。  
 常時(滑動)>1.2、地震時(滑動)>1.0  
 常時(転倒)>1.2、地震時(滑動)>1.1  
 常時(偏心傾斜)>1.2、地震時(偏心傾斜)>1.0

図-3.3.2.3 設計震度と安全率の関係(重力式)



応力度比=発生応力度/許容応力度であり、  
 応力度比<1.0でOK、応力度比 $\geq$ 1.0でNGと判定

図-3.3.2.4 設計震度と応力度比の関係(矢板式)

## (2) 液状化判定について

今回の東日本太平洋沖地震の地震動の特徴として、継続時間が長かったことが液状化発生に影響していたことが挙げられる。現在の液状化判定は、地震時外力(等価加速度)として一次元地震応答解析から求まる最大せん断応力を用いて行なっている。しかしながら、とりわけレベル2地震動の継続時間は、従来の地震波形の継続時間(20秒程度)と比較すると格段に長くなっている。このため、液状化判定に用いる地震時外力(等価加速度)においてもこの影響を取り入れる必要があるが、現状では考慮されていない。港湾空港技術研究所の山崎らは、この課題に対して以下に示す「①有効波数  $N_{ef}$ 」と「②波数補正係数」を求め、「②波数補正係数  $c_a$ 」で等価加速度を補正し液状化判定を行なう方法を提案している。

現地調査において液状化被害の可能性が高いと見られた閑上漁港-3.5m岸壁(施設番号:69)における山崎法による判定結果の一例を以下に示す。図に示すように、当地の埋立土B層では従来法によると2試料ともに「Ⅲ」判定となり、液状化しないと判定されたが、地震動継続時間を考慮した判定によると2試料ともに「Ⅱ」判定となり液状化すると判定された。この例のように、当地の現地調査では岸壁背後地盤(土留部)の液状化によると考えられるはらみ出し、段差等の変状が見られたことから、今回の東日本太平洋沖地震のような継続時間の長い地震動に対しては地震動継続時間を考慮した液状化判定を実施する必要がある。

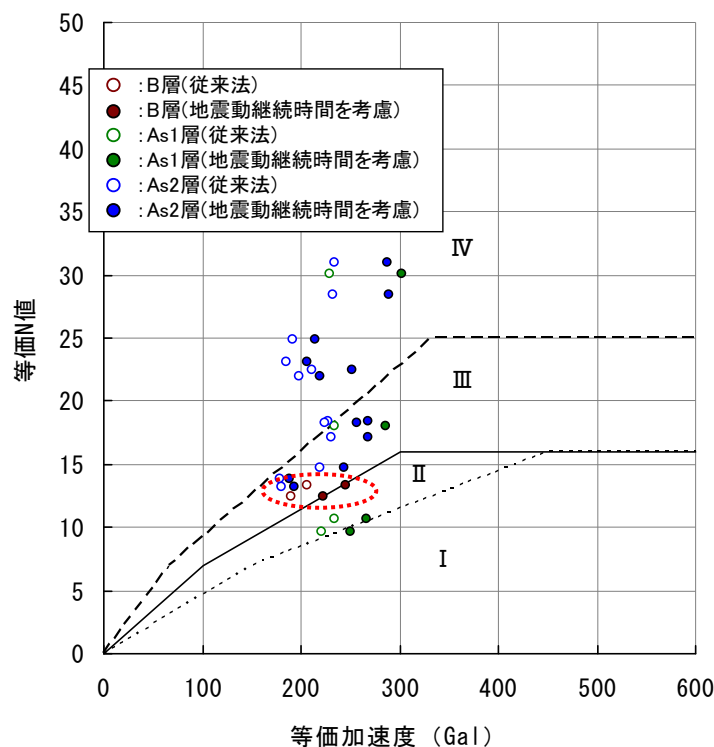


図-3.3.2.5 地震動継続時間を考慮した液状化判定結果  
【閑上漁港-3.5m岸壁(施設番号:69)】



### 3.4 漁港区域内の被災状況

#### 3.4.1 津波に関わる被災

漁港施設の配置等に起因する特徴的な被災状況を把握し、防災の観点からその有効性および今後の漁港施設配置計画への課題を整理する。

表-3.4.1.1 特徴的な被災状況一覧

漁港名	該当箇所	特徴的な被災状況	有効性または今後の課題
田老漁港	防潮堤	防潮堤決壊区間背後の浸水高が高く、二線堤内側は堤外側より浸水高は低い(図-3.4.1.1)	一定の津波低減効果があった
	南防波堤、東防波堤	津波の第1波で決壊したと考えられ、その背後に位置する防潮堤も大きな被災を受けた。南防波堤および東防波堤が津波に対して粘り強い構造となれば、防潮堤への減勢効果が大きくなり、この地域全体の減災効果にも寄与する可能性がある。	防波堤の粘り強い構造を目指す
山田漁港	陸閘	陸閘が17箇所もあり閉鎖作業中の消防団員が犠牲になった(ヒアリングより、図-3.4.1.2)	陸閘の数を最小限とする
	冷蔵施設、漁具倉庫(RC構造物)	防潮堤堤外地にあるRC構造物の背後の防潮堤は倒壊しなかった	RC構造物による津波の減勢効果があった
大船渡漁港	湾口防波堤	湾口防波堤の内外では、津波高に差異がみられた(堤外が大きい、図-3.4.1.3)	一定の津波低減効果があった
気仙沼漁港	人工地盤	強固な構造により大きな被災を受けることなく、震災翌々日には駐車利用されていた(図-3.4.1.4)	漁港機能復旧の中核となり得る
志津川漁港	防潮堤法線	法線をコの字状に配置することで津波が集中的に作用し、施設周辺の洗掘および施設の倒壊が発生した(図-3.4.1.5)	施設を直線的に配置する
女川漁港	湾口防波堤	捨石堤部は港内側、ケーソン部は港外側に倒壊しており、押し波・引き波時によって被災パターンが異なる。	押し波時にケーソン部が倒壊しなかったことから一定の効果があったと推定される。

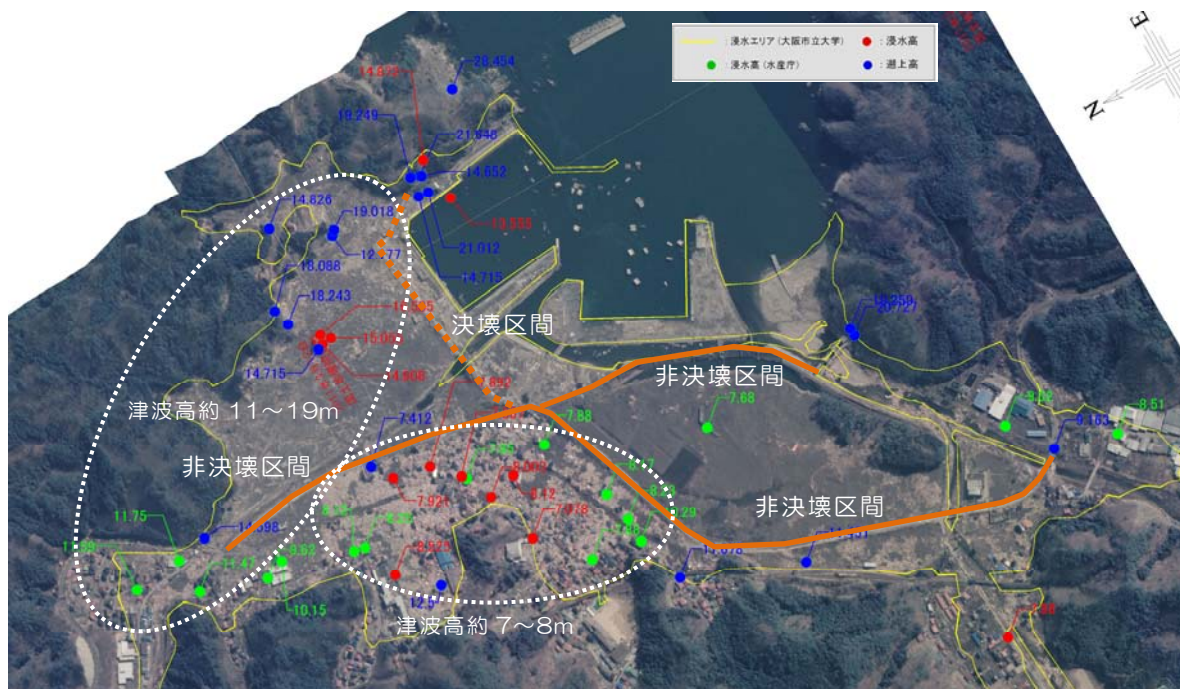


図-3.4.1.1 田老漁港の防潮堤と浸水高の関係(撮影日:2011.03.12)

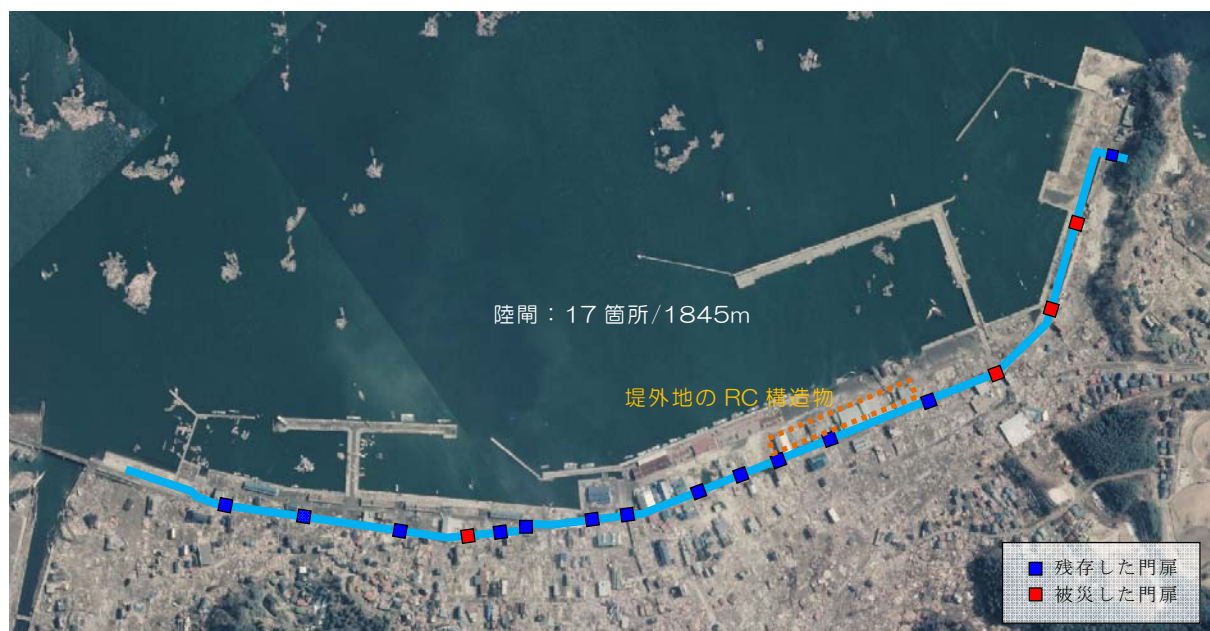


図-3.4.1.2 山田漁港の防潮堤陸閘設置箇所および堤外地 RC 構造物 (撮影日:2011.03.12)

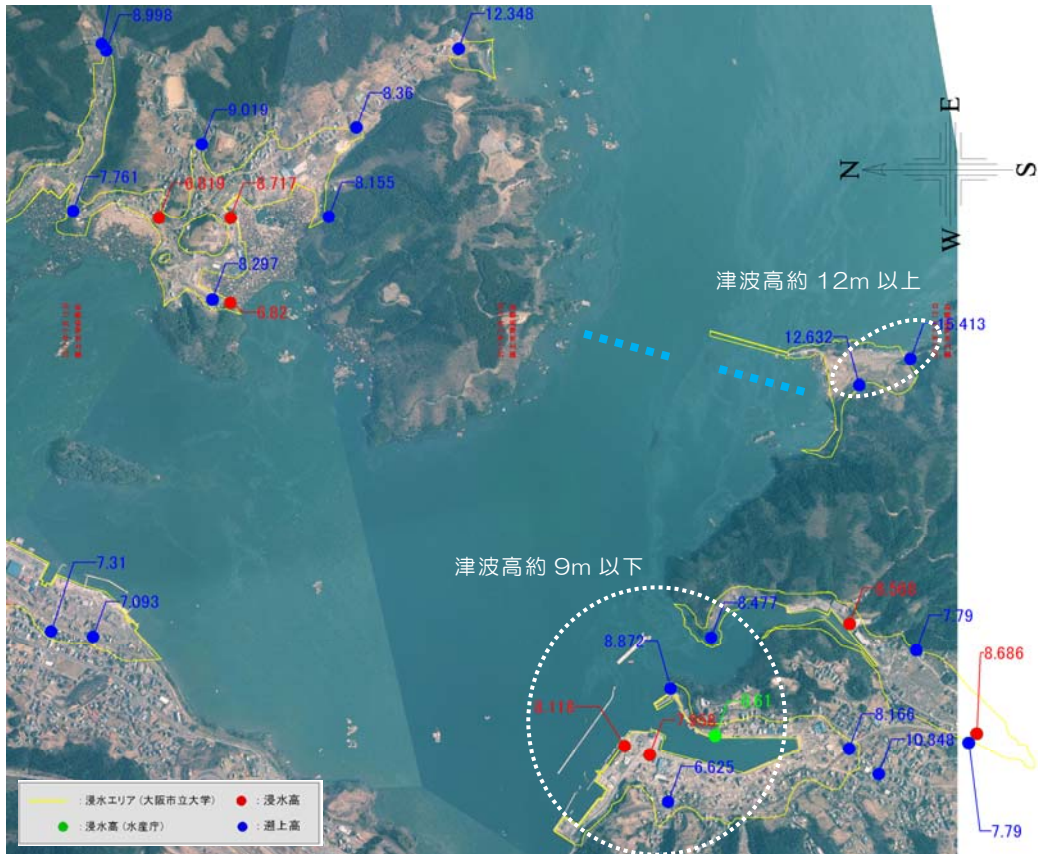


図-3.4.1.3 大船渡漁港の湾口防波堤と津波高の関係(撮影日:2011.03.12)



図-3.4.1.4 気仙沼漁港の人工地盤(撮影日:2011.03.13)



図-3.4.1.5 志津川漁港の防潮堤法線(撮影日:2011.04.06)

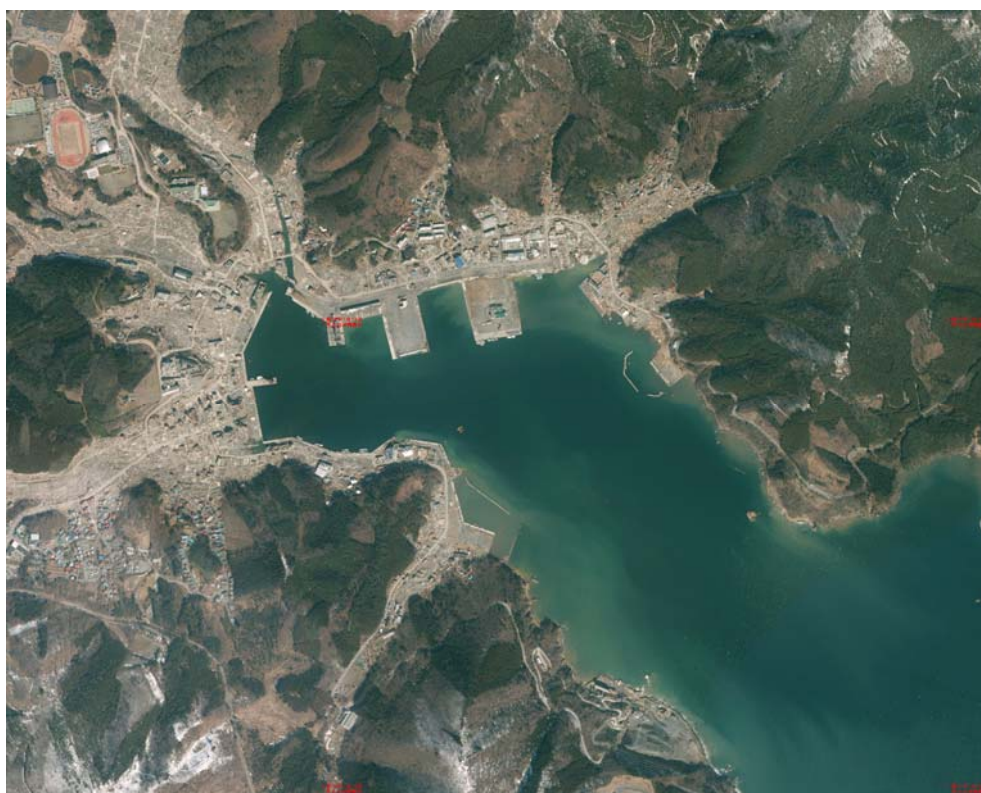


図-3.4.1.6 女川漁港の湾口防波堤(撮影日:2011.04.06)

### 3.4 漁港区域内の被災状況

#### 3.4.2 重要な施設の配置計画

耐震強化岸壁等の重要な施設の配置を計画する場合、これら重要施設をより揺れにくいと考えられる場所に配置することができれば、耐震設計のコスト上、有利となる。以下に、田老漁港および志津川漁港について、常時微動観測結果による揺れやすさ評価を踏まえた重要な施設の配置の考えを示す。

##### (1) 田老漁港の例

田老漁港のサイト特性は、漁港の西側と東側の2つにゾーニング区分されている(図-3.4.2.1 参照)。以下では西側のゾーンをゾーン①、東側のゾーンをゾーン②と称す。図-3.4.2.2 に、ゾーン①およびゾーン②で観測された常時微動観測結果を示す。図の横軸は周波数であり、縦軸は微動の水平方向と鉛直方向のスペクトル比(H/V スペクトル比)である。この結果より考察される各ゾーンの特徴を以下に示す。

ピーク周波数はゾーン①では1.2Hz付近であり、ゾーン②では2.5Hz付近と5.6Hz付近で2つのピークがある。また、ピーク周波数におけるH/V スペクトル比は、ゾーン①では10倍程度、ゾーン②では4~5倍程度(ピーク周波数5.6Hz)である。

ピーク周波数におけるH/V スペクトル比は、その地点のサイト増幅特性の値(揺れの増幅率)と相関性があることが最近の研究で示されている(参考文献(1))。このことから、2つのゾーンを比較した場合、岸壁に変形をもたらす周波数帯(主に1~2.5Hz付近)のH/V スペクトル比がより小さいゾーン②の方が、地震の被害が小さくなると推定される。すなわち、当該漁港で重要な施設を配置する範囲としては、耐震の観点からはゾーン①よりもゾーン②に配置する方が適切であると考えられる。



図-3.4.2.1 田老漁港の常時微動観測によるゾーニング

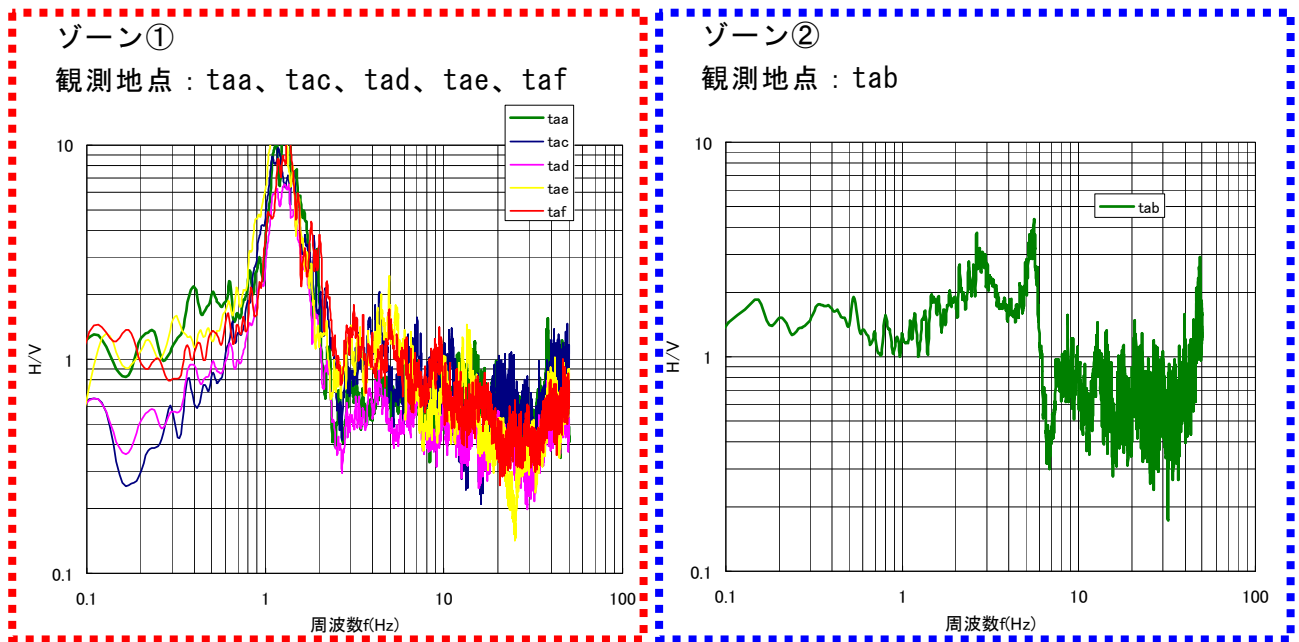


図-3.4.2.2 田老漁港における常時微動観測結果

図-3.4.2.3 に、田老漁港における被災前後の状況を示す。ゾーン②は、ゾーン①に比べて被災が小さい傾向であった。ゾーン①で津波の影響が大きかったため 2 つのゾーンを単純に比較はできないが、ゾーン②で地震被害が小さかったことは確認できた。



図-3.4.2.3 田老漁港の被災状況

## (2) 志津川漁港の例

志津川漁港の7箇所での常時微動観測結果からゾーン分けとして5つに分けられ、それぞれのゾーンをゾーン①～ゾーン⑤と称す（図-3.4.2.4 参照）。

H/V スペクトル比の形状はどの箇所もほぼ類似した傾向を示すが、H/V スペクトル比のピーク周波数帯が漁港の東側から西側にむけて高周波数帯から低周波数帯に緩やかに推移していることが分かる（図-3.4.2.5 参照。観測位置の詳細は第2章参照）。

この結果より、当該漁港内の東端に位置するゾーン①ではピーク周波数が 8.5Hz 付近、西端のゾーン⑤では 2.0Hz 付近にあった。なお、ピーク周波数における H/V スペクトル比については、ゾーン④とゾーン⑤で大きめの傾向であった。一般的に漁港施設の変形に大きな影響を与えるのは 1.0～2.5Hz 付近の領域であることから、ピーク周波数が 2.0Hz のゾーン⑤で最も地震による被災が大きくなるものと推定される。

すなわち、当該漁港に重要施設を配置する場合には、耐震の観点からはゾーン⑤よりもゾーン①などに配置することが適切であると考えられる。

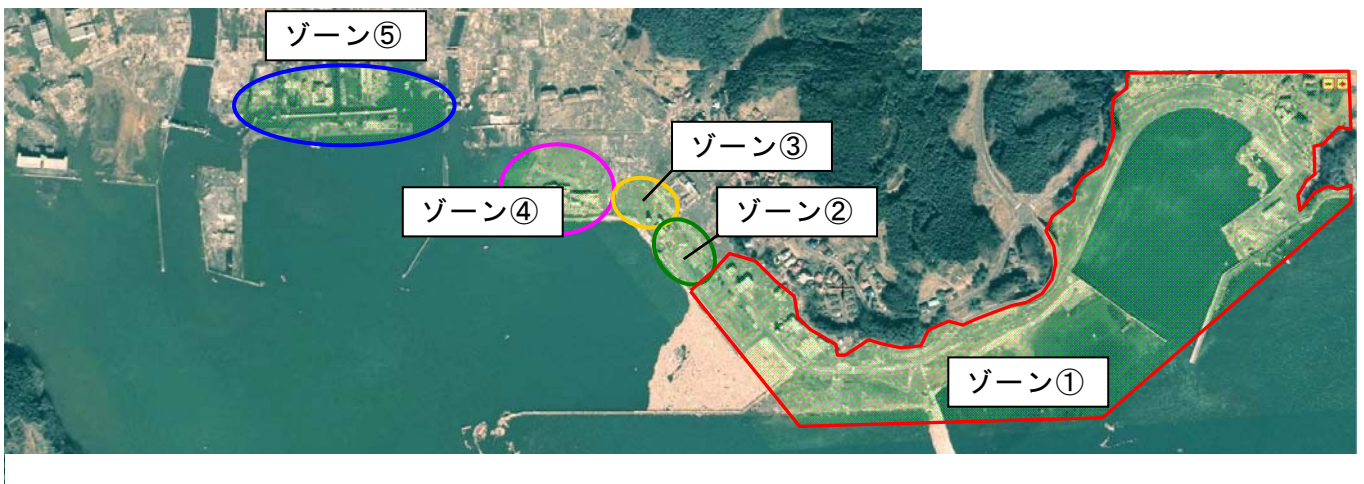


図-3.4.2.4 常時微動観測によるゾーニング分け

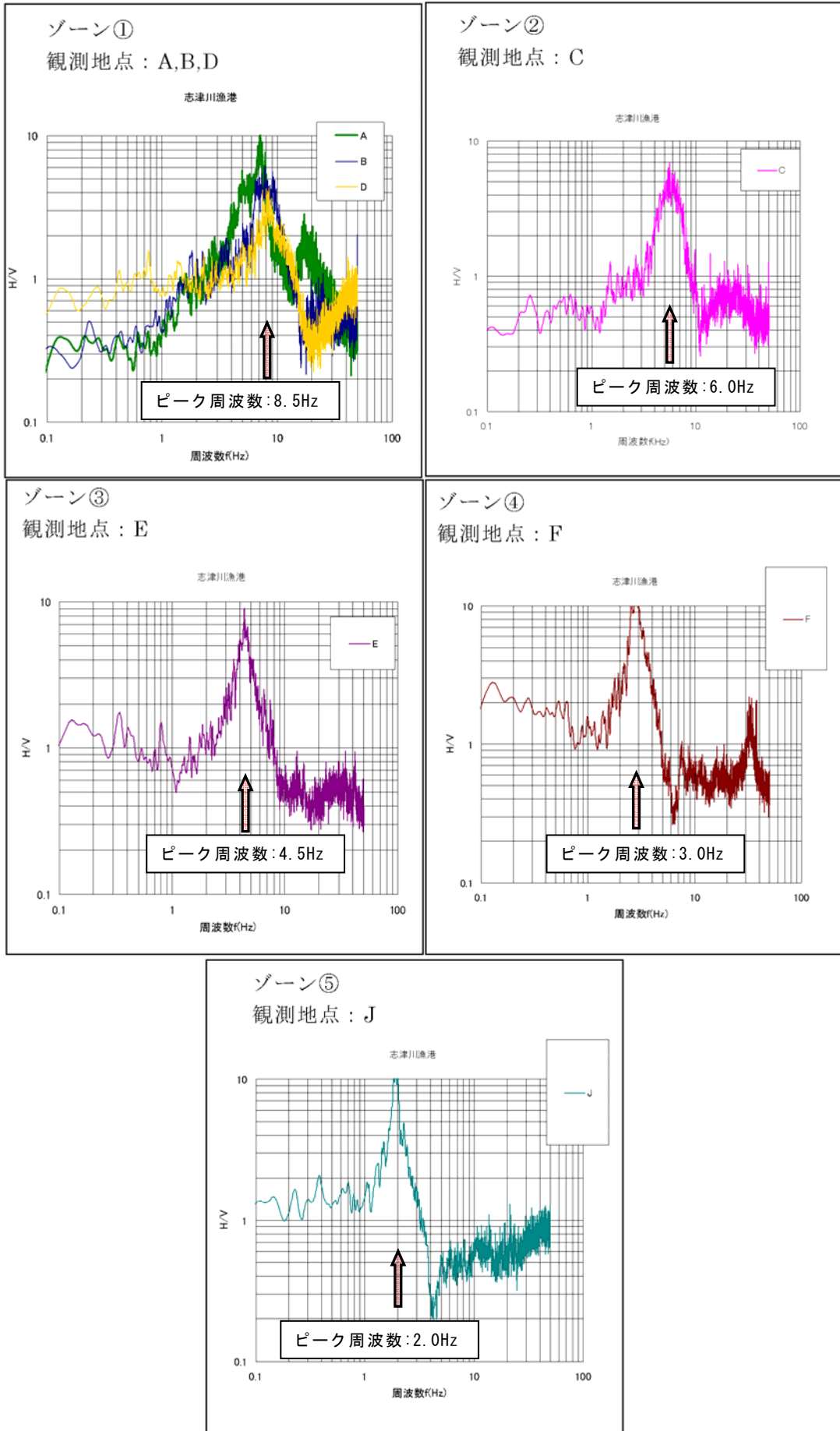


図-3.4.2.5 志津川漁港のゾーン毎の常時微動観測結果



志津川漁港における被災状況を図-3.4.2.6に示す。東側（図の右側）で被災が小さく、西側（図の左側）へ行くほど被災が大きい傾向であった。西側では津波の影響が大きかったためゾーン同士を単純に比較はできないが、ゾーン①付近で地震被害が小さかったことは確認できた。

【被災前】



【被災後】



図-3.4.2.6 志津川漁港の被災状況

以上、田老漁港と志津川漁港について示したように、同一漁港でもゾーンにより揺れ易さ特性は異なるケースがある。このような漁港に耐震強化施設等を計画する場合には、揺れ難いゾーンに配置することが、耐震設計上有利となる。ただし、施設の配置上、やむをえず揺れ易いゾーンに施設の配置を計画する場合には、常時微動観測等により揺れ易さ特性に応じて対策を施しておくことが望まれる。

参考文献

(1)長尾毅，山田雅行，野津厚：常時微動 H/V スペクトルを用いたサイト増幅特性の経験的補正方法に関する研究，土木学会構造工学論文集 Vol. 56A，2010 年 3 月．

### 3.5 総合的な評価と今後の方針

防災上重要な漁港施設の設計は、地震対策と津波対策を並列的に検討することにより、耐震・耐津波強化対策断面を決定することを目的とする。

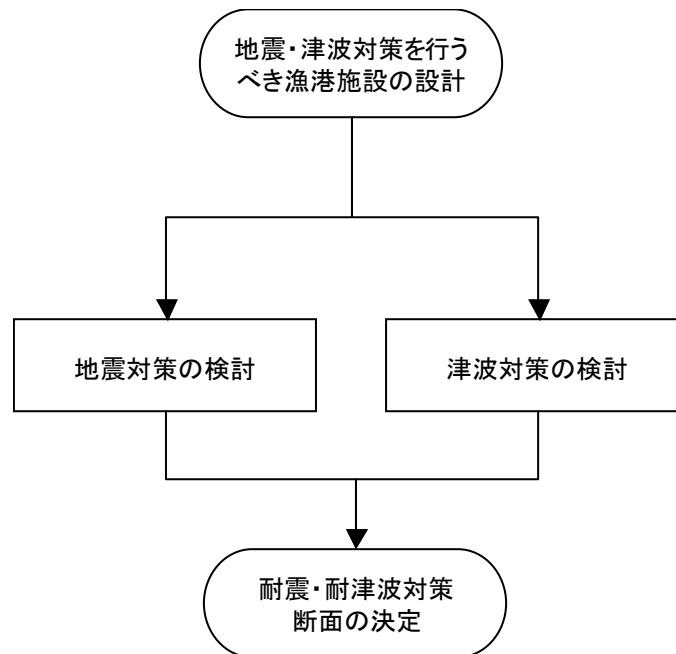


図-3.5.1. 防災上重要な漁港施設の設計フロー

以上を踏まえ、津波及び地震に対する設計手法を提案する。

なお、以下に示す内容は、津波及び地震動に対して施設の安全性を確保するための対策方法を中心に述べており、天端の嵩上げについて言及していない。地震が発生する際の断層運動に伴う地殻変動等による広域の地盤沈下に対し、災害復旧時に天端の嵩上げを行うことが予め想定することができ、かつ、広域沈下量を適切に算定することができる場合には、嵩上げに伴う自重の増大を考慮して対策断面を検討してよいものとする。

### 3.5.1 津波

今回の東日本大震災の被災実態を踏まえ、以下のような耐津波設計が考えられる。

#### 3.5.1.1 設計対象とする津波

津波については、漁業活動の安定化や効率的な生産・流通拠点の確保の観点から、施設が被災した場合の社会経済的な影響の大きさと施設の耐用年数の関係、波浪や地震等の他の外力における設計の考え方等を考慮して、発生頻度の高い津波を設計の対象とする。

なお、最大クラスの津波に対しては、被害の最小化を主眼とする減災の考え方に基づき、漁港利用者等の避難を軸に、土地利用、避難施設、防災施設などを組み合わせて、とりうる手段を尽くした総合的な対策を講じるものとする。

#### 3.5.1.2 防波堤

発生頻度の高い津波による外力（波力、流体力）を算定し、既定の設計基準に基づき決定された構造断面に対して、①滑動に対する安定性、②転倒に対する安定性、③支持力に対する安定性及び④根固・被覆ブロックの安定性、⑤杭・矢板の根入れ・部材発生応力等を照査する。さらに、粘り強く施設の機能を維持し減災効果を期待する観点から、堤体の滑動・転倒の抑制及び基礎部分の洗掘防止等に資する対策を検討し、可能なものについては採用することとする。

【発生頻度の高い津波】

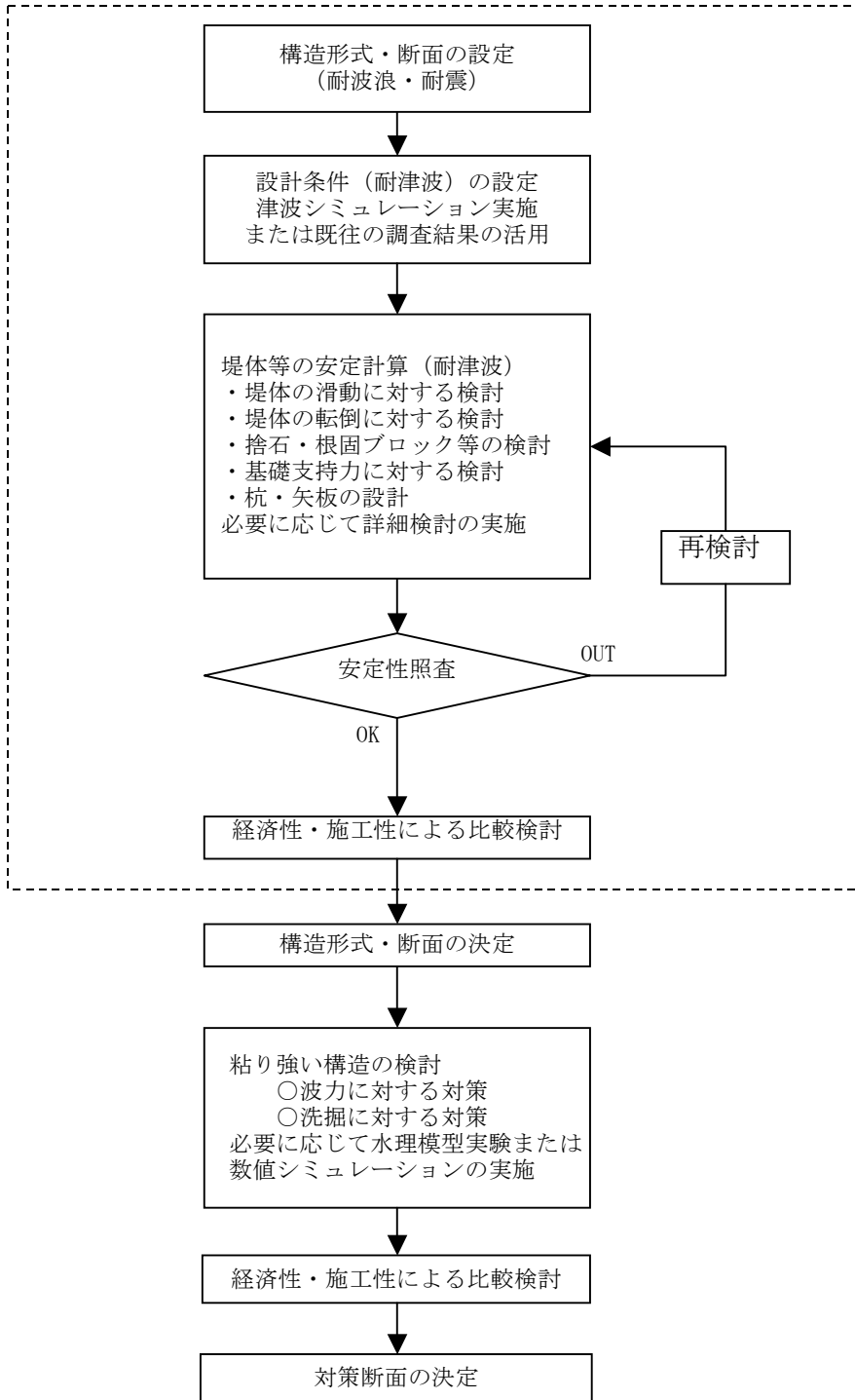


図-3.1.2.1 津波に対応した防波堤断面の検討フロー

ア) 設計条件の設定方法

防波堤の耐津波強化対策における設計条件の算定においては、原則津波シミュレーションを実施し、津波高または水位を設定することとする。なお、既往の調査結果（中央防災会議等）が活用できる場合には、越流が発生しない条件において想定される津波高等を設計外力として用いることができるものとする。ただし、越流が発生する場合には、津波シミュレーションにより設計条件を決定することとする。津波波圧の算定には、現状では非越流時の算定方法として実績のある a) 谷本式を標準式として用いることとする。一方で、谷本式の適応範囲を超えた施設背後に越流するような場合は背後水位の変動を考慮していないため波力を過大に算定する場合もある。したがって、前面波圧分布を静水圧と仮定し背後水位の変動を考慮した b) 水工研提案式による波圧算定手法と比較検討した上で、防波堤に作用する波圧を決定するものとする。

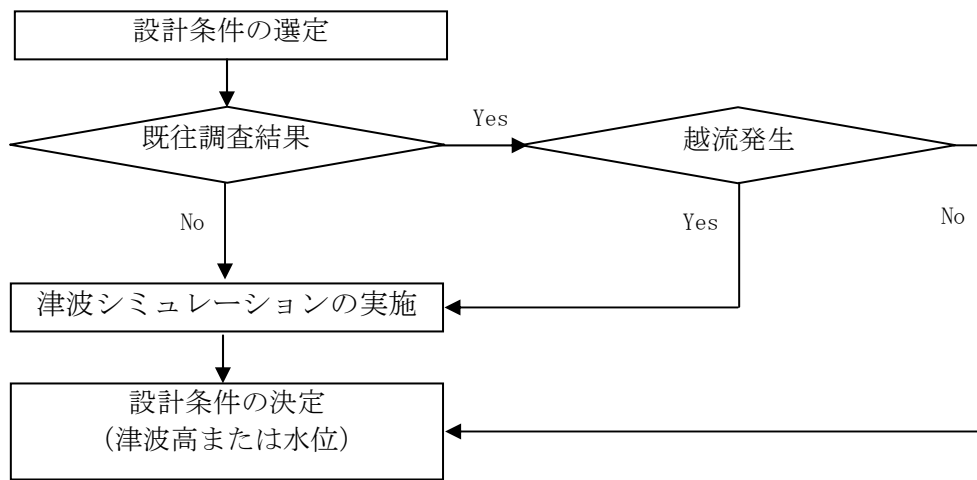


図-3.1.2.6 設計条件選定フロー図

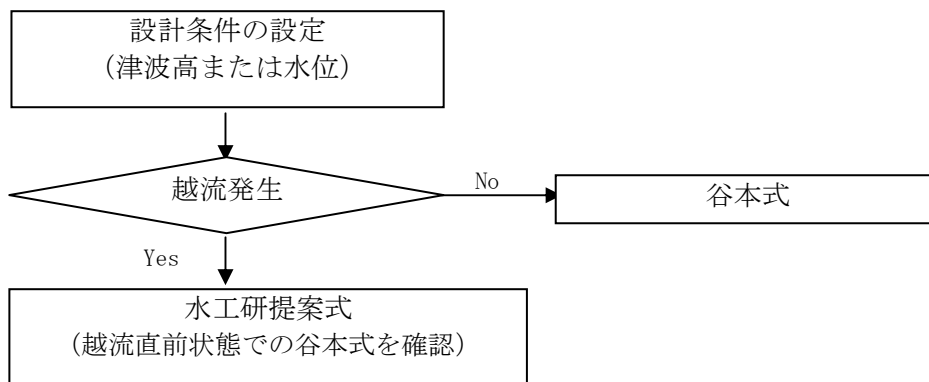


図-3.1.2.7 津波波圧算定フロー図

イ) 堤体の安定計算

1) 堤体に作用する波圧の算定

a) 谷本式による波力の算定方法（「港湾の技術基準・同解説」参照）

直立壁に作用する波力は、作用点を  $\eta^*(p=0)$  とし、静水面で  $p_1=2.2\rho_0ga$  となる直線分布で、静水面以下は一様な波圧分布となる。

$$\eta^* = 3a$$

$$p_1 = 2.2\rho_0ga$$

$$p_2 = (1 - h^*/\eta^*)p_1$$

$$p_u = p_1$$

$$h^* = \min(h_c, \eta^*)$$

ここで、

$\eta^*$  : 静水面上の波圧作用高さ (m)

$a$  : 入射津波の静水面上の高さ (振幅) (m)

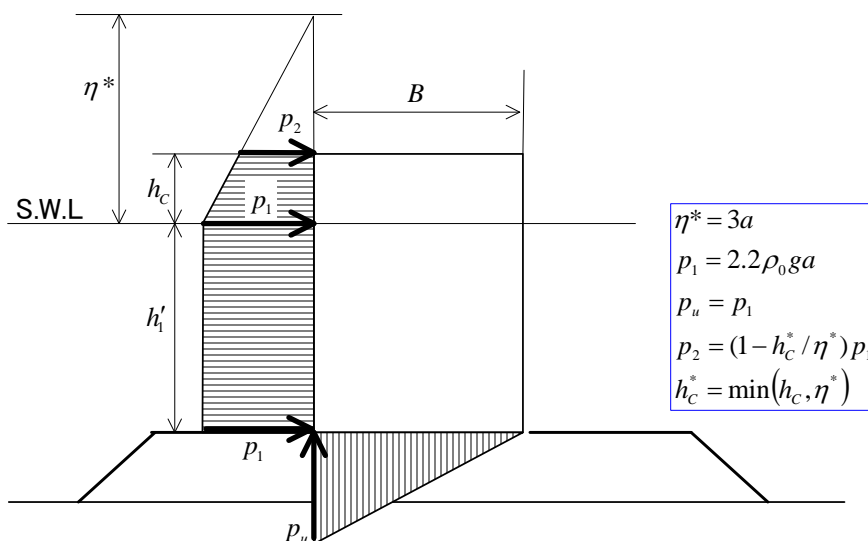
$h'$  : 堤体の前面における水深 (m)

$\rho_0g$  : 海水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$p_1$  : 静水面における波圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$p_2$  : 堤体上端部における波圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$p_u$  : 前面下端における揚圧力 (kN/m<sup>2</sup>)



なお、ソリトン分裂が発生し分裂波による波圧の増加が考えられるような条件下 ( $h/L \geq 0.005$ 、 $h$  は静水位時の水深、 $L$  は津波波長) においては、 $p_1=3.0\rho_0ga$  として設定する。(津波評価手法の高精度化研究、原子力土木委員会 津波評価部会、土木学会論文集 B Vol. 63 No. 2)

防波堤がある条件での数値シミュレーション結果を用いる場合には、堤体 全面では反射波により津波波高は、防波堤のない場合のほぼ 2 倍 (重複波) になるため、 $\eta = 2a$  として取り扱う。設定水位は、津波来襲時の水位を基準とする。

b) 背後水位の上昇を考慮した波圧分布算定式の提案（水工研提案式）

直立壁に作用する波力の算定の際に、施設前後における波圧分布を静水圧分布形（三角形分布）と仮定し、前面及び背面における水位変動を考慮した圧力バランスを検討することとする。ここで、流れの影響等による動水圧による影響は、係数（ $a_I$ 及び $a_{IB}$ ）により与えることとし、これまでの調査結果や港湾等の水理模型実験により、施設前面の波圧は $a_I = 1.1$ 、背後圧は $a_{IB} = 0.9$ として設定することとする。

○ 前面波力  $P_I$  の算定（非越流時は  $p_2=0$ ）

$$p_1 = \rho_0 g (h' + \eta) \times a_I \quad , \quad p_2 = (\eta - h_C^*) / (h' + \eta) p_1 \quad , \quad h_C^* = \min(\eta, h_C)$$

$$P_I = \frac{1}{2} (p_1 + p_2) (h' + h_C^*)$$

○ 背後圧力  $P_B$  の算定（非越流時は  $p_4=0$ ）

$$p_3 = \rho_0 g (h' + \eta_B) \times a_{IB} \quad , \quad p_4 = (\eta_B - h_{CB}^*) / (h' + \eta_B) p_3 \quad , \quad h_{CB}^* = \min(\eta_B, h_C)$$

$$P_B = \frac{1}{2} (p_3 + p_4) (h' + h_{CB}^*)$$

○ 揚圧力  $P_U$  の算定（浮力を含む）

$$P_U = \frac{1}{2} (p_1 + p_3) B - \frac{1}{2} (p_2 + p_4) B$$

○ 揚力  $P_L$  の算定（非越流時は未考慮）

$$P_L = C_L \cdot \frac{1}{2} \rho U^2 B \quad C_L: \text{揚力係数}$$

○ 堤体重量

$$W = W_{dry}$$

ここで、

- $\eta$  : 堤体前面の静水面上の水位 (m)
- $\eta_B$  : 堤防背面の静水面上の水位 (m)
- $h'$  : 堤体の前面における水深 (m)
- $\rho_0 g$  : 海水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- $p_1$  : 静水面における前面波圧強度 (kN/ m<sup>2</sup>)
- $p_2$  : 堤体上端部における前面波圧強度 (kN/ m<sup>2</sup>)
- $p_3$  : 静水面における背後波圧強度 (kN/ m<sup>2</sup>)
- $p_4$  : 堤体上端部における背後波圧強度 (kN/ m<sup>2</sup>)
- $B$  : 堤体幅 (m)
- $U$  : 堤体上部の流速 (m/s)
- $W_{dry}$  : 堤体重量 (kN)

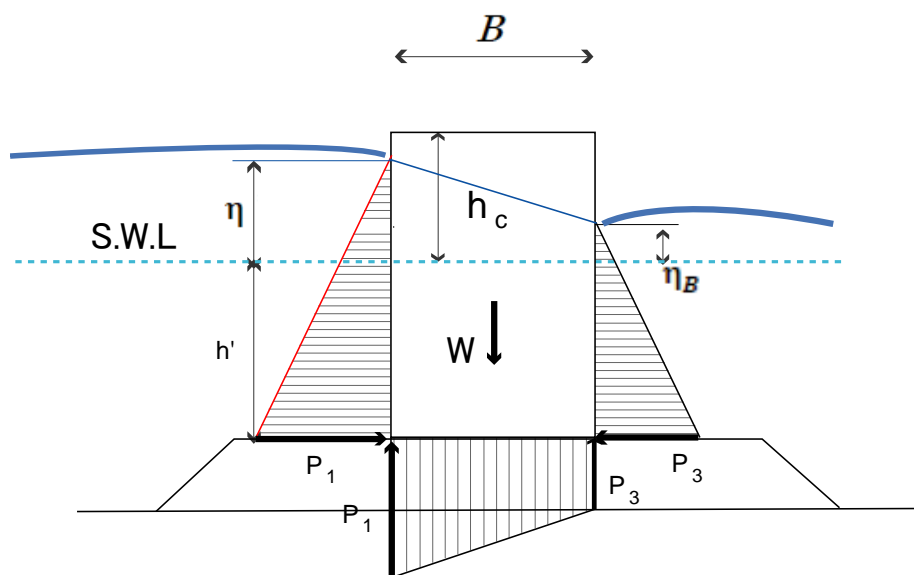


図-3.1.2.9 防波堤に作用する波圧分布図(非越流時)

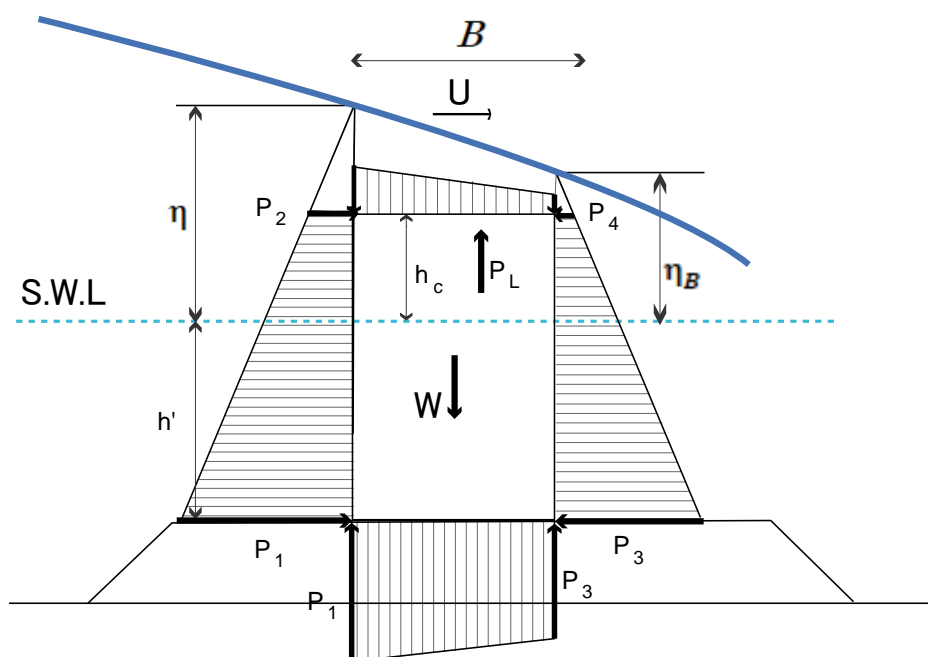


図-3.1.2.10 防波堤に作用する波圧分布図(越流時)

なお、津波波力や段波・ソリトン分裂の影響等については知見が十分でないことから、今後も水理模型実験または数値シミュレーション（断面）による検証事例の蓄積を図るものとする。

本提案式は、非越流時・越流時に同様の波圧式を用いることができる。越流時には上部での流れによる揚力が働くと考えられるが、ここでは考慮しないこととする。また、引き波時の波圧の算定にも本波圧式を用いることができる。その場合、引き波時の主方向側を前面波圧側とし、シミュレーションより求められる施設前後の水位から波圧を算定すればよいものとする。



2) 安定性照査手法

1) で算出された波圧合力を用いた堤体の滑動と転倒に対する安定性照査に必要な算定式を以下に示す。

a) 堤体の滑動に対する検討

津波を外力とした場合でも波浪を外力とした場合と同様に取り扱いし、以下の式を用いて検討することとする。「漁港・漁場の施設の設計の手引 2003 年版」参照

$$F \leq \frac{\mu W}{P}$$

ここに、

$W$ : 浮力及び揚圧力を差し引いた堤体重量 (kN)

$P$ : 堤体に働く波圧合力 (kN)

$\mu$ : 静止摩擦係数

$F$ : 安全率

b) 堤体の転倒に対する検討

津波を外力とした場合でも波浪を外力とした場合と同様に取り扱いし、以下の式を用いて検討することとする。「漁港・漁場の施設の設計の手引 2003 年版」参照

$$F \leq \frac{Wt}{Pl}$$

ここに、

$W$ : 浮力及び揚圧力を差し引いた堤体重量 (kN)

$P$ : 堤体に働く波圧合力 (kN)

$t$ : 堤後より  $W$  の作用線までの距離 (m)

$l$ : 堤体の底面から堤体に働く波圧合力の作用点までの距離 (m)

$F$ : 安全率

3) 求められる安全率と許容値

求められる滑動と転倒に対する安全率を下表に示す。

図-3.1.2.1 求められる安全率一覧

滑動安全率	転倒安全率
1.0 以上	1.0 以上

ウ) 根固・被覆ブロックの安定計算

1) 津波の流速の算定

根固・被覆ブロックに作用する流速の算定には、数値シミュレーションにより算出される流速、または線形長波理論をもとにした流速算定式（「港湾の技術基準・同解説」参照）を用いる。

$$U = \frac{C\eta}{h} = \eta \sqrt{\frac{g}{h}}$$

ここに、

$\eta$  : 平常潮位を基準とした津波による海面変動 (m)

$c$  : 波速 (m/s)

$h$  : 水深 (m)

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

沿岸域では周辺地形の影響などにより流速が変化すると考えられることから、数値シミュレーションによる流速の算定が望ましい。流速算定に対する知見はまだ十分多くないため、今後も水理模型実験や数値シミュレーションによる検証事例の蓄積を図るものとする。

2) 安定性照査手法

イスバッシュにより提案されている捨石等の安定質量算定式を用いる。定数に関しては、岩崎らによる検証では潜堤マウンドの被覆材には 1.08 が適用、近藤らによる研究では 0.86 として検証すれば必要質量を満足する傾向が得られると報告されているため、0.86 を用いて検討することとする。

$$M = \frac{\pi \rho_r U^6}{48 g^3 y^6 (S_r - 1)^3 (\cos \theta - \sin \theta)^3}$$

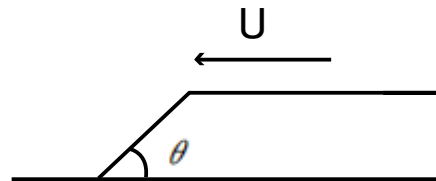


図-3.1.2.11 根固・被覆ブロックの概念図

ここに、

$M$  : 安定質量 (t)

$\rho_r$  : 捨石等の密度 (t/m<sup>3</sup>)

$U$  : 捨石等の上面における水の流れの速度 (m/s)

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

$y$  : イスバッシュの定数

$S_r$  : 捨石等の水に対する比重

$\theta$  : 水路床の軸方向の斜面の勾配 (°)

3) 求められる所要質量

根固・被覆ブロックに対して求められる所要質量は、イスバッシュにより提案されている安定質量提案式によって算出される。しかしながら、定数や流速算定に対する知見はまだ十分多くないため今後も水理模型実験や数値シミュレーションによる検証事例の蓄積を図るものとする。

エ) 基礎の支持力に対する検討

1) 最大反力の算定手法

壁体底面における地盤反力を算定する。壁体平面における合力 R の偏心量 e の位置を判別して、以下の式により最大反力ならびに最小反力を求める。最大地盤反力と許容端趾圧とを比較する。(「漁港・漁場の施設の設計の手引 2003 年版」参照)

$$e = \frac{b}{2} - \frac{M_V - M_H}{V}$$

(i) ケース 1 :  $e \leq \frac{1}{6}b$  の場合

$$\text{最大反力 } p_1 = \left(1 + 6\frac{e}{b}\right) \frac{V}{A}$$

$$\text{最小反力 } p_2 = \left(1 - 6\frac{e}{b}\right) \frac{V}{A}$$

(ii) ケース 2 :  $e > \frac{1}{6}b$  の場合

$$\text{最大反力 } p_1 = \left(1 + 6\frac{e}{b}\right) \frac{V}{A}$$

$$\text{分布幅 } b' = 3\left(\frac{b}{2} - e\right)$$

ここで、 $p_1$  : 壁体底面における最大地盤反力 (kN/m<sup>2</sup>)

$p_2$  : 壁体底面における最小地盤反力 (kN/m<sup>2</sup>)

b : 壁体の底面幅 (m)

V : 荷重の鉛直分力 (kN)

H : 荷重の水平分力 (kN)

A : 長方形基礎の底面積 (m<sup>2</sup>)

$b'$  :  $e > \frac{1}{6}b$  の場合の反力の分布幅 (m)

$M_V$  : 壁体下端 (O 点) の鉛直合力によるモーメント (kN・m)

$M_H$  : 壁体下端 (O 点) の水平合力によるモーメント (kN・m)

E : 荷重合力 R の偏心量 (m)

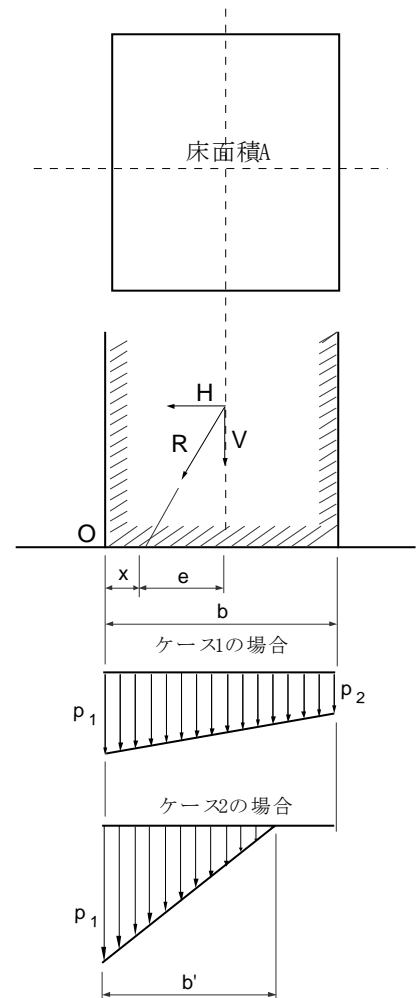


図-3.1.2.11 支持力の概念図

2) 求められる許容端趾圧

求められる許容端趾圧は、500kN/m<sup>2</sup>以下とする。

オ) 杭・矢板の設計

ア) による津波波圧の作用を考慮し、杭・矢板の必要根入れ長、発生応力、頭部変位に対する照査を行う。（「漁港・漁場の施設の設計の手引 2003年版 p.335～」参照）

### 3.5.1.3 岸壁

津波に対する岸壁の設計フローを図-3.1.3.1に示す。

地震が発生する際の断層運動に伴う地殻変動等による広域の地盤沈下に対し、災害復旧時に天端の高上げを行うことが予め想定することができ、かつ、当該漁港の設計津波を再現する断層モデル等により沈下量を適切に算定することができる場合には、嵩上げに伴う自重の増大を考慮して対策断面を検討してよいものとする。

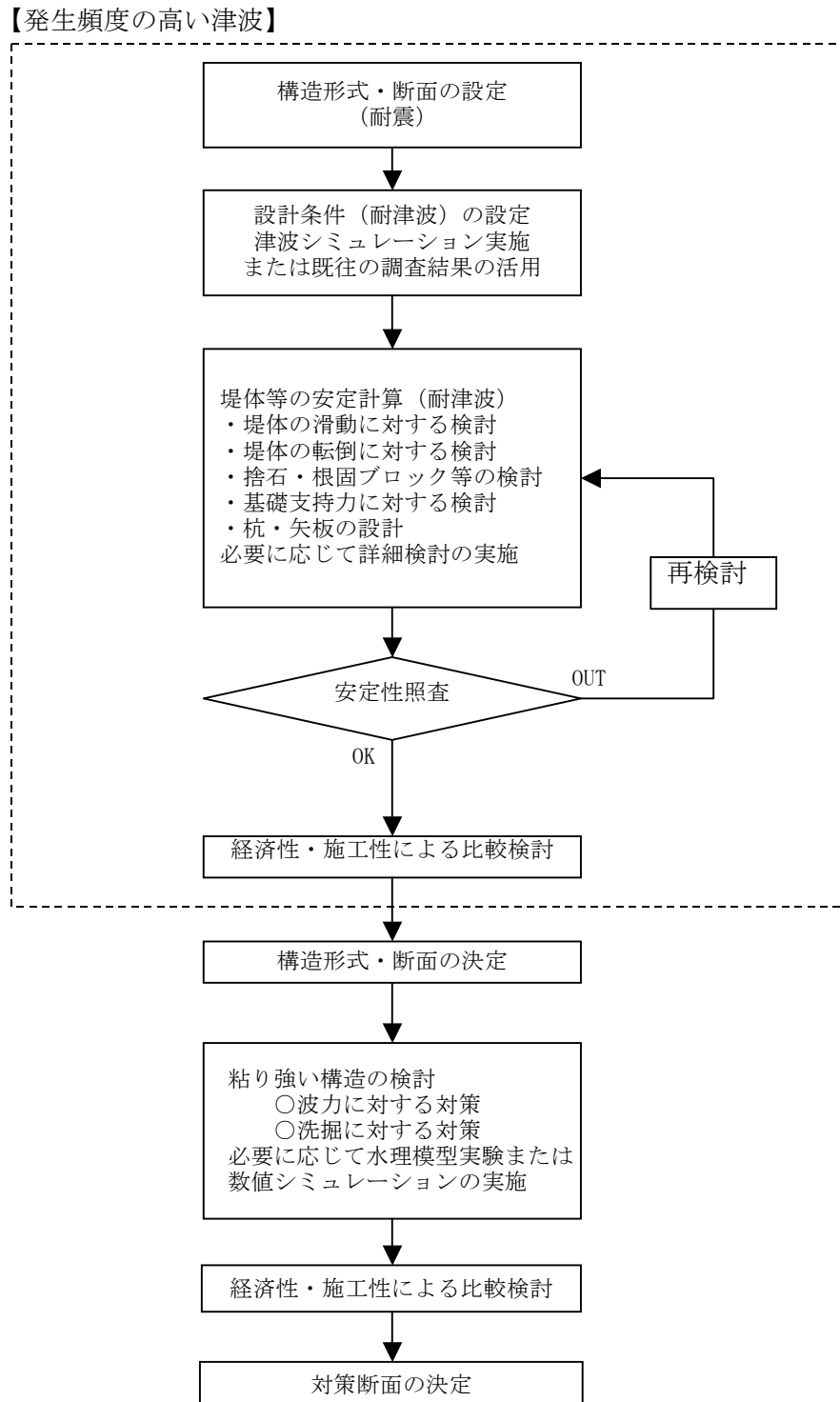


図-3.1.3.1 津波に対応した岸壁断面の検討フロー

ア) 設計条件の設定方法

岸壁の耐津波強化対策においては、引き波時に前面の水位が最も低くなり、かつ、岸壁背後の残留水位が埋立地盤高と同等となる状態を想定し、安定性照査を行う。数値計算の結果を利用する場合には、L.W.L. 時として潮位を考慮する。

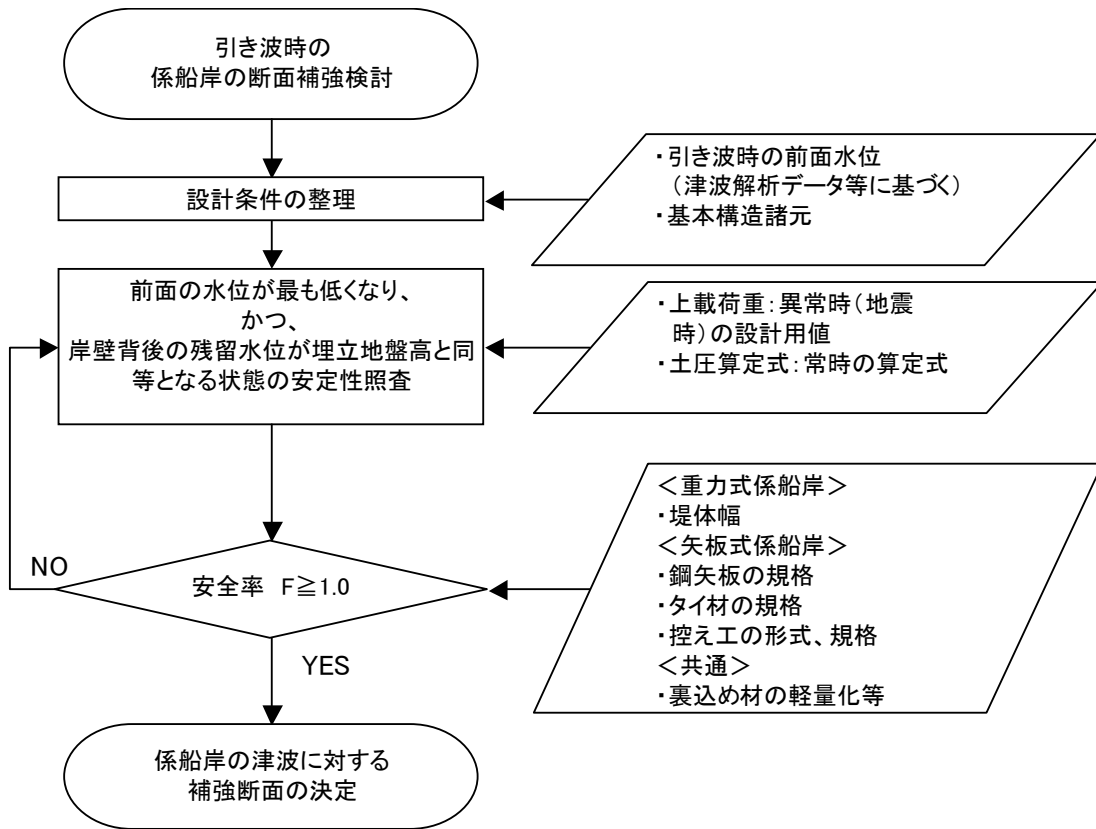


図-3.1.3.2 引き波時の安定性照査のフロー

設計荷重及び土圧分布の考え方は以下のとおりとする。

- ・ 土圧分布形状は、「漁港・漁場の施設の設計の手引 2003 年版 p. 111」に基づくものとする。
- ・ 上載荷重は、異常時であることを考慮して常時の半分、すなわち地震時の設計用値を与える。  
(「漁港・漁場の施設の設計の手引 2003 年版 p. 146～147」より)
- ・ 土圧分布は、震度を考慮せず、常時の土圧算定式により与える。

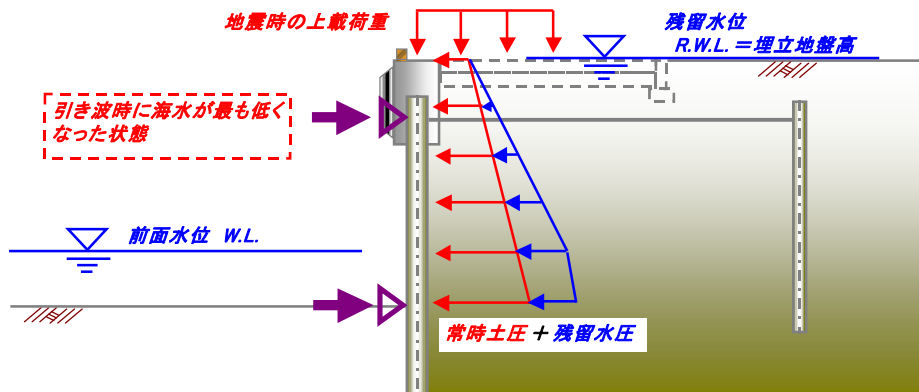


図-3.1.3.3 矢板式岸壁の安定性照査のイメージ

イ) 堤体の安定計算

上記ア) による設計荷重及び土圧分布を用いた堤体の滑動と転倒に対する安定性照査を行う。  
求められる滑動と転倒に対する安全率を下表に示す。

表-3.1.3.1 求められる安全率一覧

滑動安全率	転倒安全率
1.0以上	1.0以上

ウ) 捨石・根固ブロック等の検討

防波堤と同様、数値シミュレーションにより算出される流速、または線形長波理論をもとにした流速算定式（本参考資料 p.16 参照）を用い、イスバッシュ式により安定質量の算定を行う。

エ) 基礎支持力に対する検討

防波堤と同様、壁体底面における地盤反力を算定する。（本参考資料 p.17 参照）  
許容端止圧は、 $500\text{kN/m}^2$  以下とする。

オ) 杭・矢板の設計

上記ア) による設計荷重及び土圧分布を用い、杭・矢板の必要根入れ長、発生応力、頭部変位に対する照査を行う。（「漁港・漁場の施設の設計の手引 2003 年版 p.428～」参照）

カ) 直立消波ブロック式係船岸における上部工及び直立消波ブロックの安定検討

直立消波ブロック式岸壁では、津波の作用に対し鉛直方向の抵抗力が小さい上部工や上段ブロックの被災が顕著であることから、その補強対策を講じる必要がある。

上部コンクリートや直立消波ブロックの飛散は、津波の流れに伴って作用する揚力が要因として考えられることから、次頁に示す設計荷重を考慮した上部工及びブロックの安定性（転倒のみ）及び部材照査を行うものとする。なお、滑動に対する安定性については、岸壁本体の安定性の照査の中で行うこととする。

以下に、上部工及び直立消波ブロックの安定検討について、現時点の考えに基づく検討フロー案を示す。

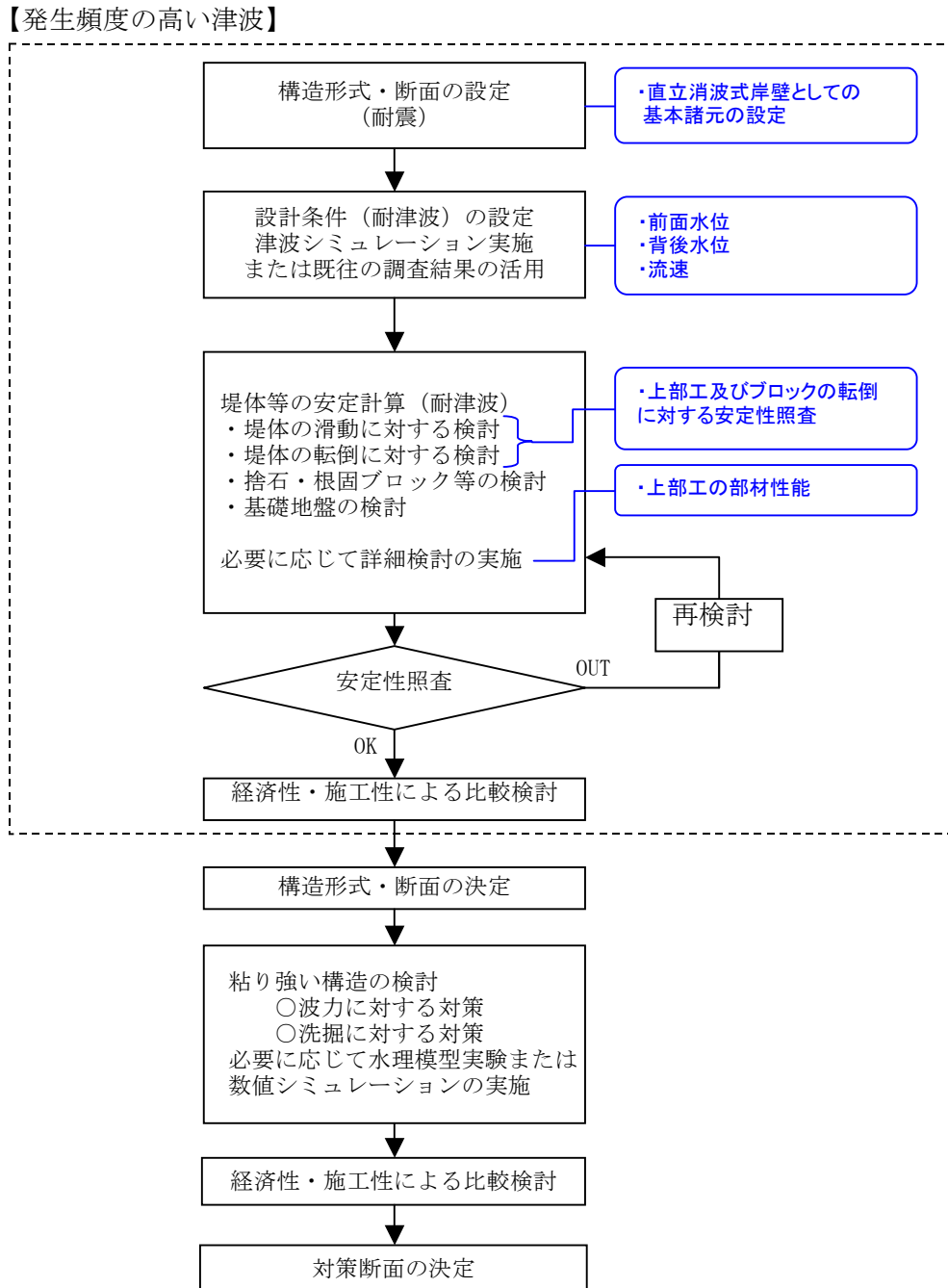


図-3.1.3.4 設計フロー図(直立消波岸壁)



(1) 設計荷重の考え方

設計荷重の考え方は、以下に示すとおりである。

1) 非越流時

- 前面波圧分布は谷本式で算定
- 揚圧力は矩形分布とする
- 越流直前が最も厳しい状態となる

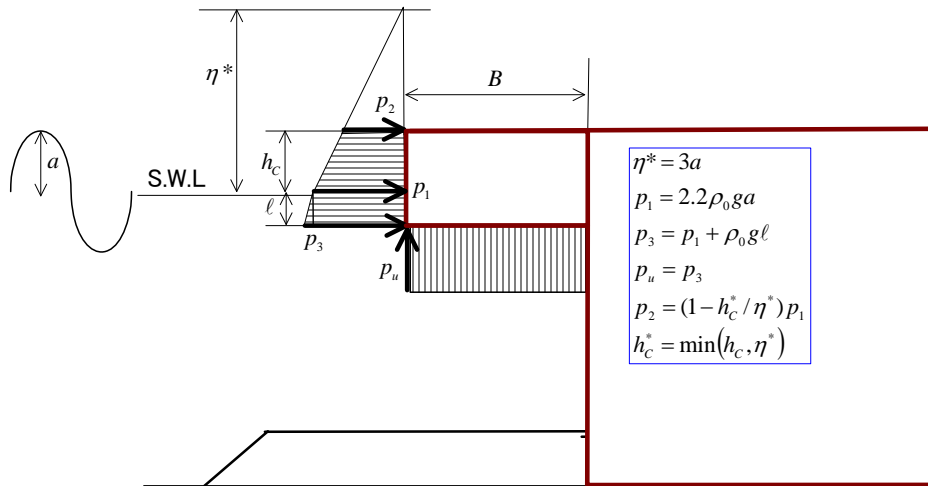


図-3.1.3.5 荷重分布イメージ図(非越流時)

2) 越流時

- 前面波圧分布は水工研提案式で算定
- 揚力は矩形分布とし越流流速あるいは浸水深より算定
- 越流直前での谷本式と確認

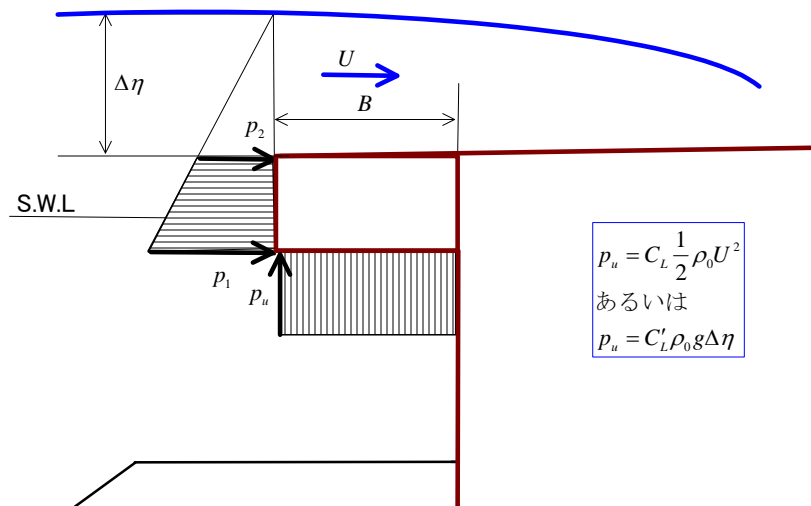


図-3.1.3.6 荷重分布イメージ図(越流時)

## (2) 安定性照査手法

(1) で算出された設計荷重を用いた上部工及びブロックの安定性照査に必要な算定式を以下に示す。

### ・転倒に対する検討

上部工及びブロックを陸側の上方へ転倒させようとする揚圧力のモーメントに対し、抵抗モーメントが十分であるか否かを以下の式を用いて検討する。

$$F \leq \frac{Pl}{P_u t' + Wt}$$

ここに、

$W$ : 浮力を差し引いた上部工及びブロックの重量 (kN)

$P$ : 上部工及びブロックに働く波圧合力 (kN)

$P_u$ : 上部工及びブロックに働く揚圧力 (kN)

$t$ : 上部工及びブロックの後より  $W$  の作用線までの距離 (m)

$t'$ : 上部工及びブロックの後より  $P_u$  の作用線までの距離 (m)

$l$ : 上部工及びブロックの上面から波圧合力の作用点までの距離 (m)

$F$ : 安全率

### ・求められる安全率と許容値

求められる転倒に対する安全率は 1.0 以上とする。

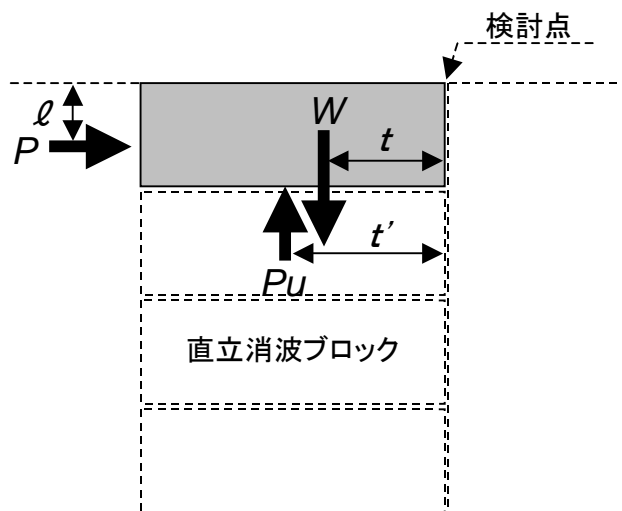


図-3.1.3.7 安定性照査のイメージ

### 3.5.1.4 津波対策に関する課題

津波対策に関する今後の課題としては、以下の項目が挙げられる。

#### ○被災メカニズム

- 洗掘のメカニズムの解明（水塊落下、捨石内浸透圧などが考えられる。）
- 直立消波式岸壁の上部工損傷の破堤メカニズム解明（外力の特定）
- 津波による土砂移動のメカニズムの解明

#### ○照査方法

- 水工研提案式の定数の事例の蓄積
- ソリトン分裂した津波の波圧の取り扱いについて
- イスバッシュ式の使用法（ $y$ 、 $U$ 値の設定方法）
- 岸壁の安定性の検討時の岸壁背後の残留水位の考え方
- 直立消波式岸壁の上部工下面に作用する水圧の考え方
- 支持力低下への対処方法

#### ○対策断面の形状・寸法の設定

- 流速が大きな箇所での対策（捨てブロックの所要重量の増大などへの対応）
- 洗掘防止対策工の所要幅、厚さ等の形状・寸法の与え方（例えば、築堤マットの列数や、捨石拡幅幅の与え方など）
- 捨石内浸透圧低減のための工法開発
- 越流による港内洗掘を低減させるための上部工形状・寸法の与え方（実験等による検証要）

### 3.5.2 地震

今回の東日本大震災の被災実態を踏まえ、以下のような耐震設計が考えられる。

#### 3.5.2.1 岸壁

##### (1) 岸壁の耐震設計の考え方

各対象施設における耐震設計の考え方について、表-3.5.2.1 に示す。

表-3.5.2.1 各施設における耐震設計の考え方（案）

分類	対象施設		設計地震動	設計方法
耐震強化型	耐震強化岸壁		レベル2地震動	① 「漁港・漁場施設の設計の手引き 2003年版」10.2 設計震度(1)一般に示す係留施設 A の震度を用いて構造断面を設計する。 ② 液状化対策：液状化判定を実施し、地盤全体として液状化する場合には液状化対策を講ずる。液状化判定には、「漁港・漁場施設の設計の手引き 2003年版」10.2 設計震度(1)の基盤最大加速度もしくは当該地区の設計供用中に発生する確率の高い地震動（レベル1地震動）を震源特性、伝播経路特性、サイト特性を考慮して設定したものをを用いる。 ③ ①で決定した断面および②で決定した液状化対策を初期値として岸壁を設置する地点において発生する地震動のうち、最大規模の強さを有する地震動（レベル2地震動）を震源特性、伝播経路特性、サイト特性を考慮して作成した地震動による変形解析を行い、「漁港・漁場施設の設計の手引き 2003年版」表 6-13-2 に示されている許容値以内にあるかを照査する。 ④ ③で許容値以内でない場合には、断面あるいは液状化対策を見直し、許容値以内に収めるようにする。
	壁 拠点 漁港 における 主要な 陸揚岸	耐震強化岸壁準拠型	レベル2地震動	耐震強化岸壁の設計法に準じる。
		防災上重要な施設型	レベル2地震動相当もしくは発生頻度の高い津波を生じさせる地震の大きい方の地震	① a)、b)を比較して大きい方の設計震度を用いる。 a) 設計震度：「漁港・漁場施設の設計の手引き 2003年版」10.2 設計震度(1)一般に示す係留施設 A の震度+0.05 を用いる。 b) 発生頻度の高い津波を生じさせる地震で求める設計震度を用いる。 ② 液状化対策：液状化判定を実施し、地盤全体として液状化する場合には液状化対策を講ずる。液状化判定には、「漁港・漁場施設の設計の手引き 2003年版」10.2 設計震度(1)の基盤最大加速度を用いる。
通常型	通常岸壁		レベル1地震動	① 設計震度：「漁港・漁場施設の設計の手引き 2003年版」10.2 設計震度(1)一般に示す設計震度 ② 液状化対策：液状化対策は必要なし

表-3.5.2.2 設計震度表（耐震強化岸壁は除く）

	北海道(根室, 釧路, 十勝, 日高), 関東(千葉県, 東京都の八丈島及び小笠原諸島を除く地域, 神奈川県), 中部(福井県, 静岡県, 愛知県), 近畿(三重県, 滋賀県, 大阪府, 兵庫県, 和歌山県)	東北(青森県の尻屋崎以南の太平洋岸, 岩手県, 宮城県, 福島県), 関東(茨城県), 近畿(京都府), 四国(徳島県, 高知県)	北海道(胆振, 渡島, 檜山), 東北(青森県の尻屋崎以南の太平洋岸を除く地域, 秋田県, 山形県), 中部(新潟県, 富山県, 石川県), 中国(鳥取県, 広島県), 四国(愛媛県), 九州(熊本県, 大分県, 宮崎県, 鹿児島県の奄美諸島)	北海道(網走, 後志, 石狩, 空知, 留萌), 中国(島根県, 岡山県), 四国(香川県), 九州(佐賀県, 長崎県の五島列島, 奄岐及び対馬を除く地域, 鹿児島県の奄美諸島を除く地域, 沖縄県の大東諸島を除く地域)	北海道(宗谷), 関東(東京都の八丈島及び小笠原諸島), 中国(山口県), 九州(福岡県, 長崎県の五島列島, 奄岐及び対馬, 沖縄県の大東諸島)
係留施設 A	0.18 (0.22)	0.16 (0.19)	0.14 (0.17)	0.13 (0.16)	0.10 (0.12)
親水施設	0.18 (0.22)	0.16 (0.19)	0.14 (0.17)	0.13 (0.16)	0.10 (0.12)
係留施設 B	0.15 (0.20)	0.13 (0.16)	0.12 (0.14)	0.11 (0.13)	0.08 (0.10)
外郭施設	0.15 (0.20)	0.13 (0.16)	0.12 (0.14)	0.11 (0.13)	0.08 (0.10)
基盤の最大加速度 (Gal)	350	250	200	150	100

(注1) 第四紀層(沖積層, 洪積層)の厚さが, 下記のいずれかの場合( )書の設計震度を用いる。  
 ① 一般の砂及び粘土地盤の厚さが25m以上の場合  
 ② 軟弱地盤の厚さが5m以上の場合  
 ここでいう軟弱地盤とは, N値が4以下の砂地盤, または一軸圧縮強度が20kPa以下の地盤であり, 通常の軟弱地盤の概念とは若干異なる。  
 (注2) 係留施設Aは, 主要な陸揚岸壁及び定期船・フェリーが発着する岸壁であり, 係留施設Bは, 係留施設A以外の岸壁及び物揚場である。  
 (注3) 親水施設は, 親水性を考慮した護岸及び防波堤である。  
 (注4) 外郭施設は, 親水施設及び道路護岸を除く外郭施設である。

「漁港・漁場の施設の設計の手引 2003年版 p.118」よ

表-3.5.2.3 変形照査の許容値

構造物	項目	変形量
構造物本体	沈下量	25cm
	傾斜角	3度
	法面の出入り	25cm
エプロン	沈下	30cm
	傾斜角	3度

「漁港・漁場の施設の設計の手引 2003年版 p.522」より

- ・耐震強化岸壁：地域防災計画等に位置づけられ、震災直後の緊急物資や避難者の海上輸送等を考慮し、特に通常よりも強化した岸壁
- ・防災上重要な施設：各地域で定められている防災計画に位置づけられている重要な施設、地域経済上重要な施設及び背後の水産施設や人家の安全上重要な施設

### 1) 耐震強化岸壁

耐震強化岸壁においては、レベル2地震動による施設毎に変形照査によって断面を決定することとする。

今回の東日本大震災における被災実態を分析した結果、東日本大震災のようなレベル2地震動規模の地震災害において、レベル1地震動で設計している断面で十分機能を果たしている漁港施設が数多くみられる。また、従来の震度法による耐震強化岸壁の設計法では、著しく大きな断面を与えることケースがある。このことから、耐震強化岸壁の設計にあたっては、従来の耐震強化岸壁の震度法による設定法ではなく、施設毎にレベル2地震動に対する変形照査によって断面を決定することとした。ただし、この場合の照査用の初期断面としては、レベル1地震動を用いて設定した断面とする。なお、より耐震性を強化する観点から液状化対策も併せて実施するものとする。

### 2) 拠点漁港における主要な陸揚岸壁（耐震強化型岸壁）

拠点漁港における主な陸揚岸壁においては、①耐震強化岸壁に準拠した設計法、②防災上重要な施設に準拠した設計法のいずれかで設計することとする。

このうち、②防災上重要な施設に準拠した設計法では、「レベル1地震動」と「発生頻度の高い津波を生じさせる地震」の両者を比較して大きな地震強度を与える地震動を設計地震動とする。

ただし、現状では発生頻度の高い津波を生じさせる地震動について明らかになっていない地域も多い。このような地域の施設においては、暫定的にレベル2地震動もしくは「漁港・漁場施設の設計の手引き 2003年版」10.2設計震度(1)一般に示す係留施設Aの震度+0.05を用いてもよいものとする。

今回の震災も含め過去の漁港施設の地震被害において、地盤の液状化の発生が漁港施設の被害に大きく影響していたことから、どちらの設計法を用いる場合においても液状化判定の結果、地盤全体として液状化すると判断される施設に対しては、液状化対策を講じるものとする。なお、液状化判定には、「漁港・漁場施設の設計の手引き 2003年版」10.2設計震度(1)の基盤最大加速度を用いるものとする。

### 3) 通常岸壁（耐震強化型岸壁以外の岸壁）

通常岸壁においては、レベル1地震動の震度法（従来型）で設計することを基本とする。

レベル1地震動について、従来の設計震度（漁港基準 2003）と変形を考慮した簡易照査方法による照査用震度を今回に被災事例による算定結果を比較したものが図-3.4.2.1である。

この結果、変形を考慮した簡易照査方法では、従来の設計震度より小さな震度に設定される施設や逆に大きな設計震度に設定される施設があるが、極端に異なったものは少ない。また、設計震度の小さな箇所では、設計断面は常時の荷重条件が支配的になるため設計震度の影響は少ない。以上のことから、通常岸壁におけるレベル1地震

動に関しては、従来の設計震度の設定方法を用いても問題ないものと考えられる。

ただし、常時微動計測の結果から、地盤の卓越周波数が 2.5Hz 以下の地盤においては、従来の設計震度より大きくなることもある。このような地盤に対しては、変形を考慮した簡易照査方法による照査用震度など、より漁港施設に適した設計震度を別途求め、比較検証することが望ましい。

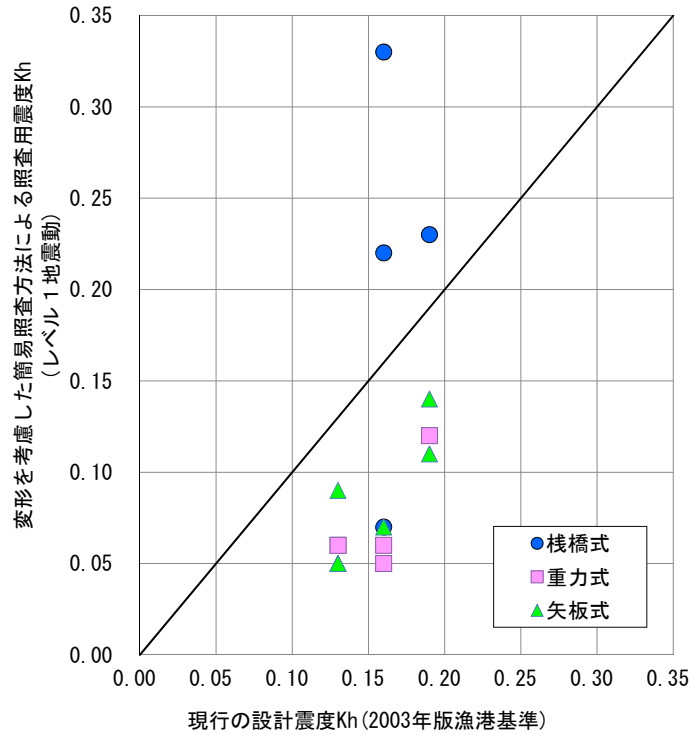


図-3.5.2.1 漁港基準(2003年版)と港湾基準の設計震度の比較

通常の陸揚岸壁に関しては、液状化判定を実施しないことが考えられる。これは、過去の漁港施設の被災において、継続時間の比較的短いレベル1地震動の液状化により大きな被災が発生していないこと、今回の被災事例における地震時変形解析の結果においてもレベル1地震動時の液状化の影響は比較的小さいことなどが根拠として挙げられる。

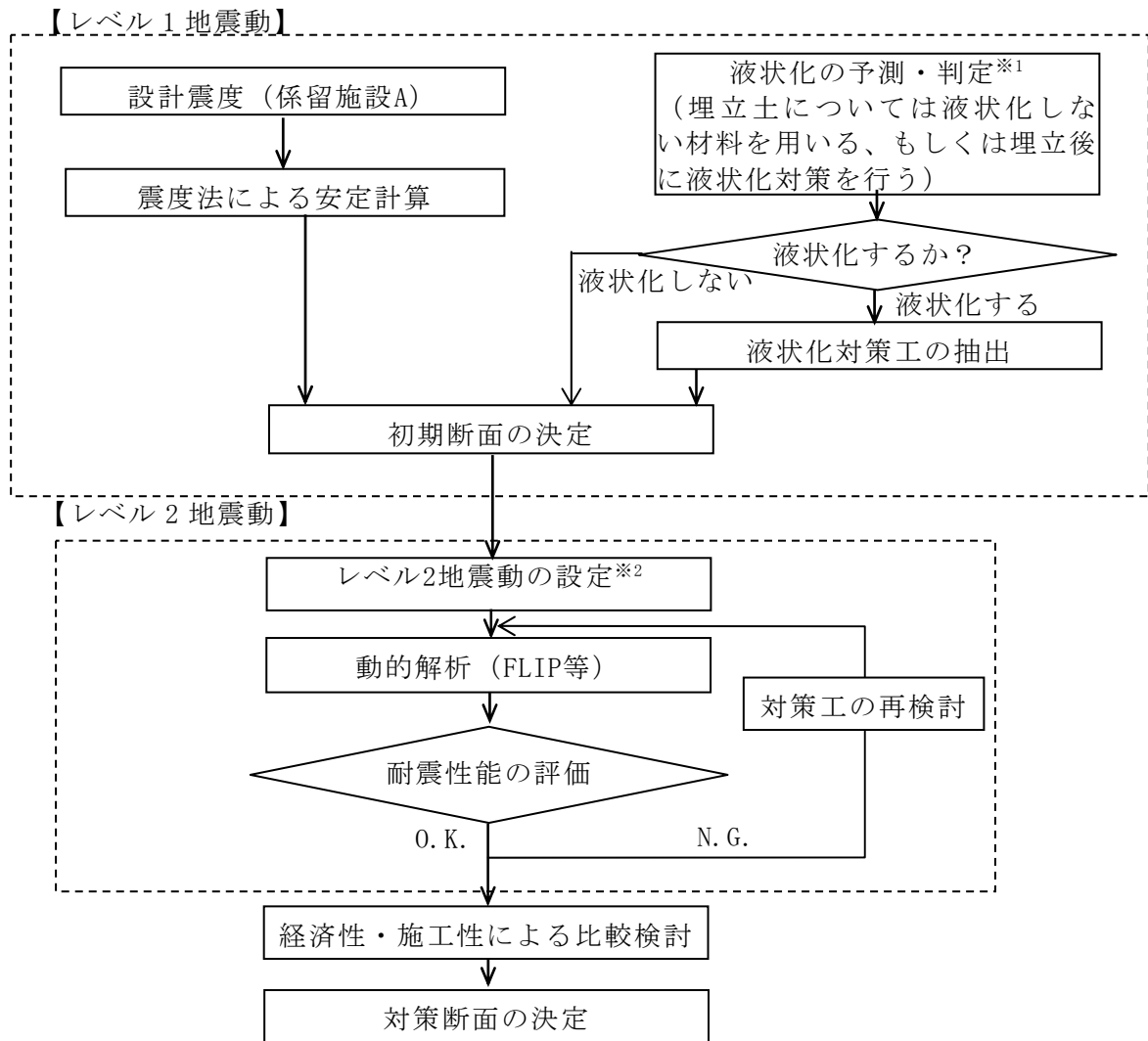
(2) 岸壁の耐震検討の流れ

岸壁の耐震設計は、施設の重要度に応じて、下記のとおりとする。

1) 耐震強化岸壁（耐震強化岸壁準抛型含む）

a) 新設岸壁の場合

レベル1地震動に対しては、「漁港・漁場の施設の設計の手引 2003年版」10.2 設計震度(1)一般に示す係留施設Aの設計震度を用いて震度法により設計するとともに、液状化に対する検討を併せて実施する。また、レベル2地震動に対しては、レベル1地震動で決定した断面を初期値として動的解析（FLIP等）を実施し、所要の耐震性能を満足する地震対策断面を決定することとする。



※1：レベル1地震動（再現期間75年の基盤波形）を用いて、液状化の予測・判定を行い、必要に応じて液状化対策を検討する。

※2：レベル2地震動：岸壁を設置する地点において発生する地震動のうち、最大規模の強さを有する地震動を震源特性、伝播経路特性、サイト特性を考慮して作成した地震動。

図-3.5.2.2(a) 耐震強化岸壁の検討フロー（新設岸壁）

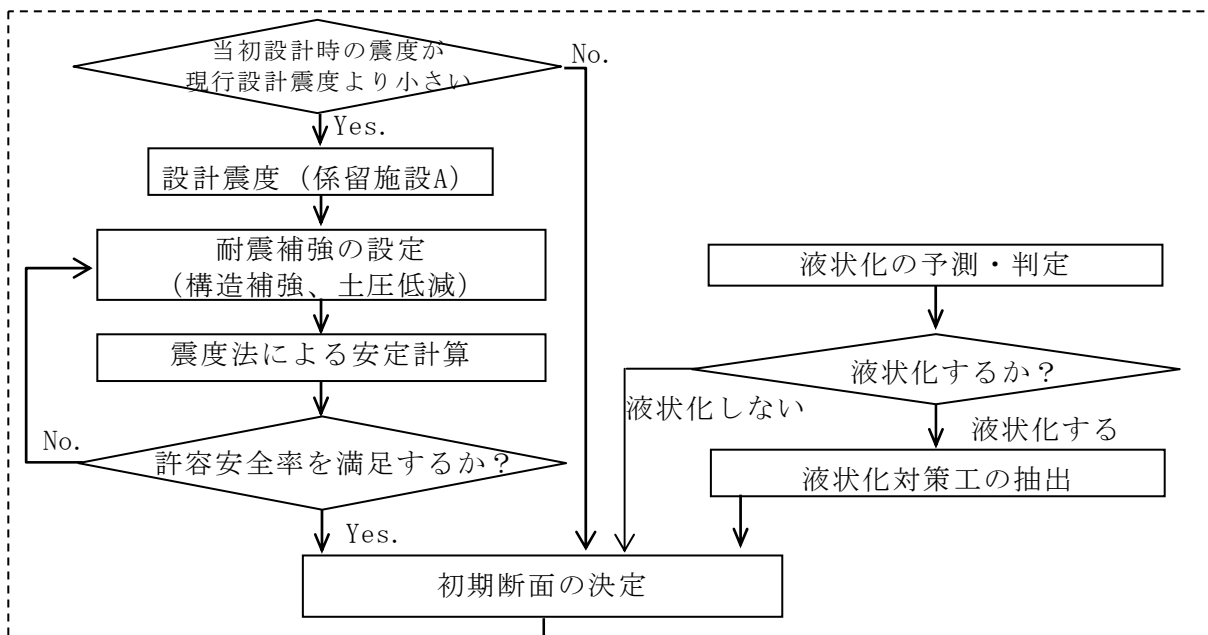


b) 既設岸壁の場合

レベル1地震動に対しては、当初設計時の設計震度と「漁港・漁場の施設の設計の手引 2003年版」10.2 設計震度(1)一般に示す係留施設Aの設計震度を比較し、当初設計時の設計震度が小さい場合には、耐震補強を行う。耐震補強は、係留施設Aの設計震度を用いた安定計算で許容安全率を満足するまで実施する。また、あわせて液状化に対する検討を実施する。

レベル2地震動に対しては、レベル1地震動で決定した断面を初期値として動的解析（FLIP等）を実施し、所要の耐震性能を満足する補強断面を決定することとする。ただし、現在の断面で大幅な補強が必要となる場合には、新設断面との比較検討を実施する。

【レベル1地震動】



【レベル2地震動】

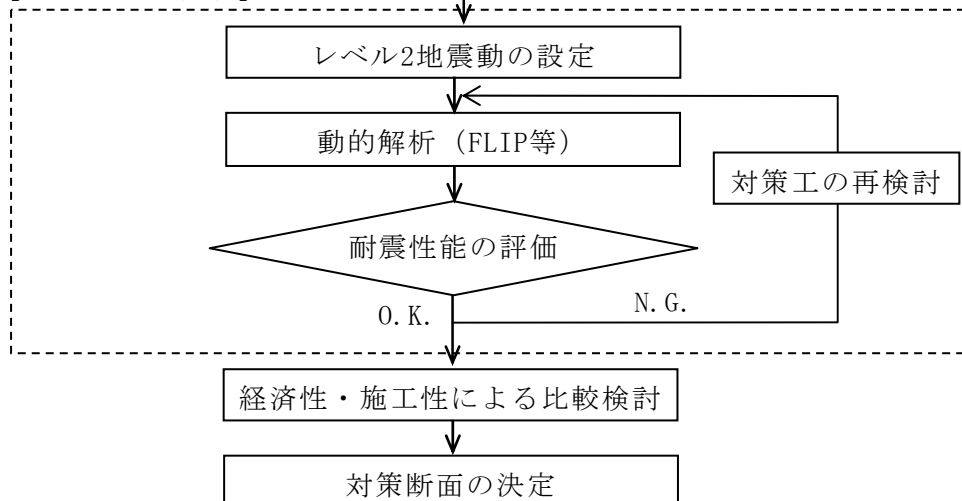
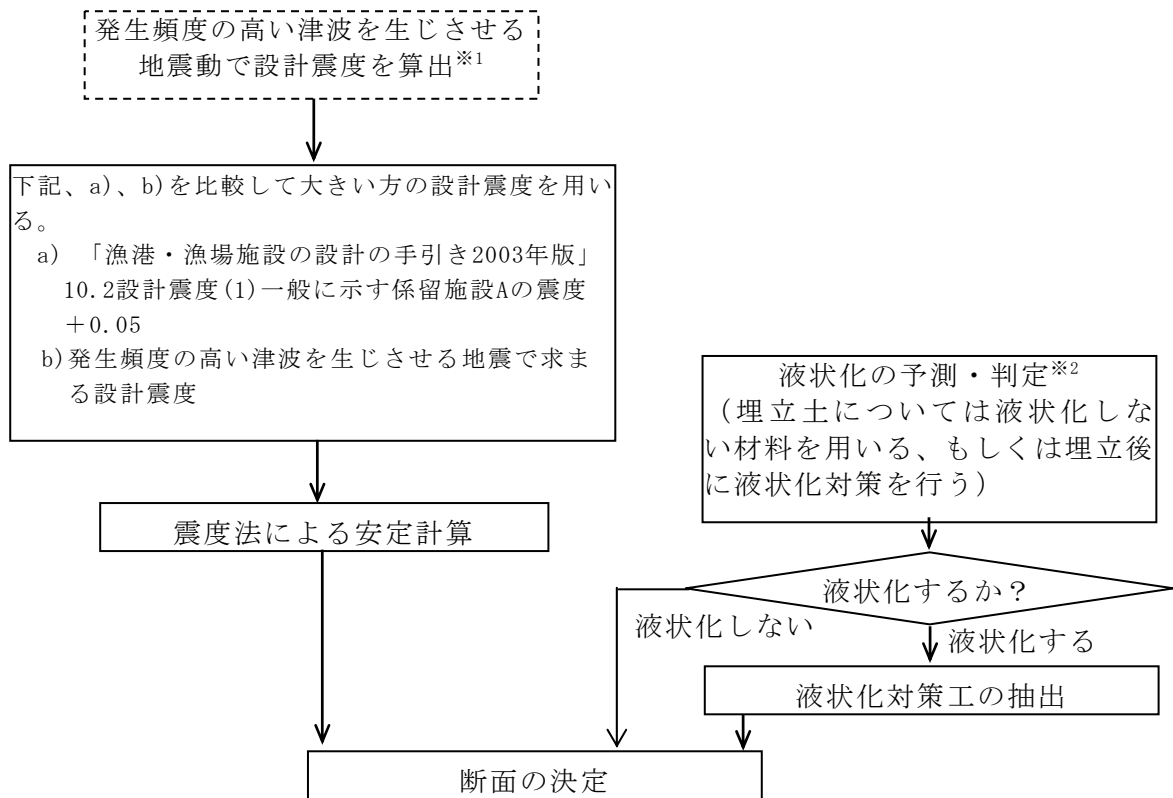


図-3.5.2.2(b) 耐震強化岸壁の検討フロー（既設岸壁）

## 2) 防災上重要な施設

### a) 新設岸壁の場合

防災上重要な施設は、「漁港・漁場の施設の設計の手引 2003 年版」10.2 設計震度(1) 一般に示す係留施設 A の設計震度に 0.05 程度を加えた値と発生頻度の高い津波を生じさせる地震動で求める設計震度を比較して大きい方の設計震度を用いて実施する。また、液状化に対する検討を併せて実施する。



※1：発生頻度の高い津波を生じさせる地震動から求まる震度が「漁港・漁場施設の設計の手引き 2003 年版」10.2 設計震度(1)一般に示す係留施設 A の震度+0.05 よりも明らかに小さいことがわかっている場合には、省略してもよい。

※2：レベル 1 地震動（再現期間 75 年の基盤波形）を用いて、液状化の予測・判定を行い、必要に応じて液状化対策を検討する。

図-3.5.2.3(a) 防災上重要施設型岸壁の検討フロー（新設岸壁）

### b) 既設岸壁の場合

「漁港・漁場の施設の設計の手引 2003 年版 P. 118」に示す基準値に 0.05 程度を加えた震度を用いて安定検討を行い、許容安全率を満足しない場合には耐震補強を行う。耐震補強は、基準値に 0.05 程度を加えた震度を用いた安定計算で許容安全率を満足するまで実施する。また、あわせて液状化に対する検討を実施する。

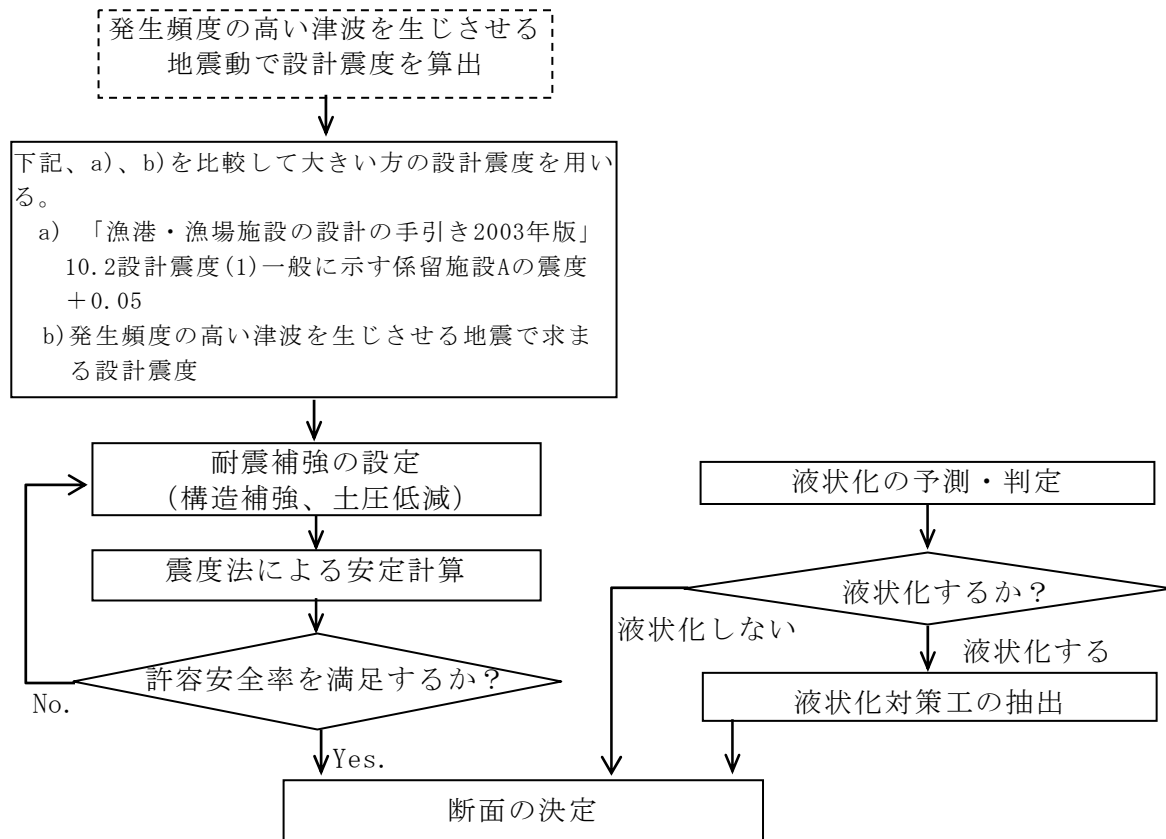


図-3.5.2.3(b) 防災上重要施設型岸壁の検討フロー（既設岸壁）

### 3) 通常岸壁

通常岸壁は、「漁港・漁場の施設の設計の手引 2003 年版 P. 118」に示す設計震度を用いて震度法により実施する（現行の設計法どおり）。

### 3.5.2.2 防波堤

#### (1)防波堤の耐震設計の考え方

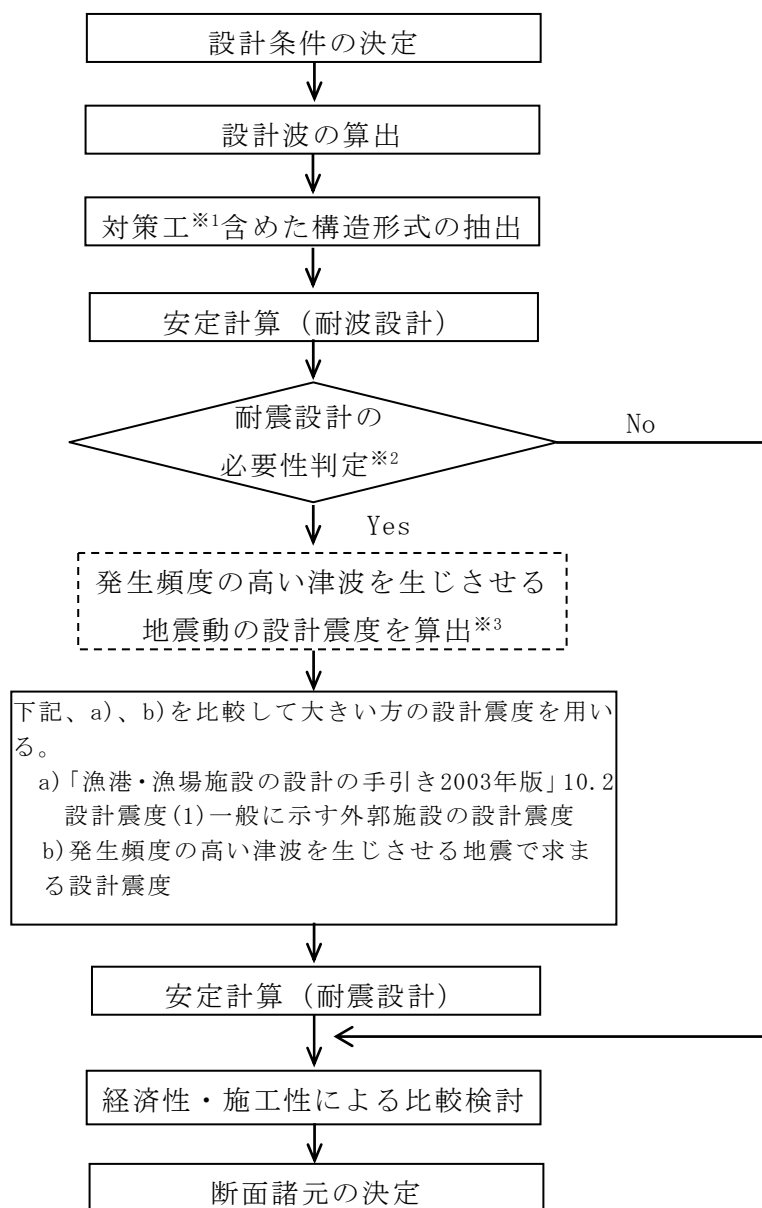
防波堤の耐震設計では、防波堤の断面が滑動に対する安定性で決まる場合や重力式以外の構造形式の場合において、地震時における安定計算は省略できる。

耐震設計が必要と判断された場合には、まず、発生頻度の高い津波を生じさせる地震動の設計震度を算出する必要がある。ただし、発生頻度の高い津波を生じさせる地震動から求まる設計震度が「漁港・漁場施設の設計の手引き 2003 年版」10.2 設計震度 (1)一般に示す設計震度よりも明らかに小さいことが分かっている場合には、発生頻度の高い津波を生じさせる地震動の設計震度を求める必要はない。

最終的に、「レベル1地震動」と「発生頻度の高い津波を生じさせる地震」の両者を比較して大きな地震強度を与える地震動を設計地震動として採用し、安定計算（耐震設計）を実施するものとする。

## (2) 防波堤の耐震検討の流れ

防波堤に対する耐震設計は、下記の方法で決定した設計震度を用いて安定計算を行うものとする。



※1: 既往施設において、現行の設計外力の方が大きくなる場合の対策工の検討を表す。

※2: 防波堤の断面が滑動に対する安定性で決まる場合や重力式以外の構造形式の場合には、地震時における安定計算は省略できる。

※3: 発生頻度の高い津波を生じさせる地震動から求まる設計震度が「漁港・漁場施設の設計の手引き 2003 年版」10.2 設計震度(1)一般に示す設計震度よりも明らかに小さいことが分かっている場合には、省略してもよい。

図-3.5.2.4 防波堤の検討フロー

### 3.5.2.3 耐震設計における今後の検討課題

耐震設計における今後の検討課題としては、以下の項目が挙げられる。

- ① 耐震強化型－拠点漁港における主要な陸揚岸壁－防災上重要な施設型の設計において用いる設計震度（係留施設 A の震度+0.05）の根拠を示す必要がある。また、防災上重要な施設型の設計において用いる設計震度で設計した場合、女川漁港 4-21 の重力式事例や閑上漁港 16 の矢板式事例のように、極端に安全側あるいは危険側の結果を示すことがある。この点について、構造形式毎に整理していく必要がある。
- ② 震源特性、伝播経路特性、サイト特性を考慮して作成した照査用震度が漁港施設の設計用震度として適切かどうかを判断する必要がある（特に壁高の低い構造物に対して適切かどうかを判断する必要がある）。
- ③ 今回示した検討フローでは、レベル 2 地震動は震源特性、伝播経路特性、サイト特性を考慮して漁港施設ごとに求める必要がある。このような方法で設定する地震動は、推定手法やパラメータの設定により結果が大きく変わる可能性があるため、地震動推定の精度が確保できるかが課題である（同じような結果が必ず得られるか）。また、このような地震動の推定方法以外にも、サイト特性を考慮に入れたレベル 2 地震動を簡便に算出する方法の開発も望まれる。
- ④ 栈橋式構造の照査用震度を現行の設計震度と比較すると全体にかなりばらつく傾向にあるため、栈橋式構造の震度の算出方法については今後も検証していく必要がある。
- ⑤ 現行漁港基準に示された変形量参考値の妥当性の検証を実施していく必要がある。
- ⑥ 防波堤の検討において、耐震設計の必要性の判断が曖昧であり、地震動との関係による判定基準を整理していく必要がある。
- ⑦ 今回の地震では、液状化判定の方法として継続時間を考慮した方法が適切であることを示したが、今回の地震以外でも適切な結果となるかを検証する必要がある。