

平成 20～23 年度水産基盤整備調査委託事業
「漁港漁場施設の設計基準の構築」

報告書

(2) 岸壁の耐震設計における性能規定化に向けた検討

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

復建調査設計株式会社

I. 課題名

「漁港漁場施設の設計基準の構築」のうち
(2) 岸壁の耐震設計における性能規定化に向けた検討

II. 実施機関名、部局名及び担当者名

[独立行政法人水産総合研究センター 水産工学研究所]

・水産土木工学部

部長	中山 哲巖	
地域基盤研究チーム長	三上 信雄	(H20-21)
主幹研究員	浅川 典敬	(H22-23)
研究員	佐伯 公康	

[復建調査設計株式会社]

・保全防災部

副部長	藤井 照久
-----	-------

・東京支社第一技術部河川港湾課

係長	佐藤 秀政
----	-------

・東京支社第一技術部地盤環境課

主任	西本 敦範
----	-------

III. 調査実施年度

平成 20～23 年度

IV. 緒言

現在の漁港設計基準に掲載されている耐震設計法（地域別震度表を基本とし、重要度と地盤条件に応じて上乘せした震度を作用させて断面を照査する）には長年の使用実績があるため、今後漁港設計基準が性能規定化されてもその使用を否定すべきではないと考える。しかし性能規定化に伴い構造物が満たすべき要求性能が明示されるため、設計で用いる数値についてはなるべく要求性能との関連づけを示すことが望まれる。関連が示されない設計法は、使用を推奨することが難しくなる。

一方、近年は地震工学の進歩がめざましく、地点ごとの揺れの特性を的確に示す概

念としてサイト特性（地震基盤より上部の伝達特性）が提案されており、サイト特性を反映した耐震設計法が確立されて港湾の設計基準に掲載されている。

このように漁港の耐震設計法は、設計の合理性の観点から再検討が迫られている。そこで本調査では、性能規定化に向けた考え方を整理し、漁港の耐震設計法を再検討して、性能規定への適正な移行手法を提案することを目的とし、次の事項を実施した。

まず、現在の漁港設計基準の問題点および、近年の研究成果を整理した。

次に、動的応答解析を導入した新しい耐震設計手法の漁港施設への適用性を検証した。そのためモデル漁港5箇所において地震動および常時微動の観測を行い、地点ごとの地盤の震動特性（サイト増幅特性）を算出して照査用震度を算定して、その結果より漁港施設への適用性を検証した。さらに一部の漁港では照査用震度を用いて岸壁の耐震設計を実施して、その結果より漁港施設への適用性を検証した。

また、福岡県西方沖地震を対象として漁港位置に伝わった地震動を計算し、その強さを指標値に置換えて地震動と岸壁変形量との関係を検証した。

以上の結果を踏まえ、漁港施設に適した簡便かつ合理性のある耐震設計手法の案を示すとともに、その実現のために必要となる調査研究事項を整理した。

V. 調査方法および結果

本章は内容別の構成とする。まず、現状の整理結果を第1節「現行設計基準の問題点および近年の研究成果の整理」に示す。次に、新しい耐震設計手法の漁港施設への適用性検証の方法および結果を第2節「港湾の手法による漁港岸壁の設計震度の算出、試設計」に示す。次に、福岡県西方沖地震の地震動と岸壁変形量との関連性検証の方法および結果を第3節「地震後に推定した地震波形と被災記録との照合」に示す。最後に、耐震設計手法案および今後の調査研究事項を第4節「漁港岸壁・物揚場の耐震設計手法の方針案」に示す。

1. 現行設計基準の問題点および近年の研究成果の整理

1.1. 耐震設計手法の現状

現行の漁港関係施設の耐震設計は、入力地震動や構造物の変形性能などの計算法を指定する仕様規定型設計法である。具体的には、震度法を標準としており、全国を5ブロックに区分した地域別震度を基に、地盤種別、構造物の重要度を考慮した設計震度を用いて行われている。

一般的に、仕様規定による設計法は、材料や形状、寸法等を規定するため、具体性があり誰にでも理解しやすい、設計に特別高い能力を必要とせず、基準に対する適合性の審査が容易であるといったメリットがある。一方で、新しい材料や構造が出現した場合には対応しにくく、硬直的で、実現すべき目標性能が明確でない。さらに、代替性に乏しい、技術の進歩の障害になる、国際的な関税障壁になるといったデメリットが指摘されている。

性能規定化がなされた港湾の設計基準においては、レベル1地震動の算定法として、

震源特性・伝播経路特性・サイト増幅特性を考慮した算定法が掲載された。特に、地点ごとの地盤の増幅特性について新しい知見（サイト増幅特性）が導入されている。このレベル1地震動に対する耐震設計法は、性能規定の理念との整合に留意がなされ、外力の大きさおよび許容変形量は要求性能と数量的に関連づけられたものとなっている。ただしその数量的な関連づけは、港湾の標準的な施設を対象として設定されている。

また、港湾基準に掲載されている耐震設計手法は、漁港基準の方法に比べ煩雑で、設計業者は手間を要するとともに設計経費が増大する。業者の中には対応が困難なところもあると思われる。発注者側も設計の良否の判断に手間を要すると思われる。

そのため港湾の設計手法については、漁港施設の設計に導入する場合の適用性や課題・問題点を整理するとともにその対応策を検討する必要がある。

1.2. 漁海岸壁の被災傾向の整理

過去の災害復旧事業のデータ及び地震による被災地区におけるヒアリングを基に、既往の漁海岸壁の被災傾向の整理・分析を行った。その結果、地震災害による被災内容としては、「岸壁・物揚場の水叩きやエプロン部の舗装のひび割れ・沈下」等の被害が多かった。

また、災害種類別の災害発生件数、査定工事費を表1に示す。地震災害の件数と査定工事総額は台風や風浪災害に比べて少ないものの、1件当たりの査定工事額は、台風災害の約1.7倍、風浪災害の約1.3倍となり、被害程度が他の災害に比べて大きいことが示された。

表1 災害種類別の災害発生件数、査定工事費（当時）
（昭和57年～平成13年）

	件数		査定工事額(当時)		
	数	全体%	金額	全体%	1件当たり
地震	684	10.4%	35,941,906	16.1%	52,547
台風	4,299	65.2%	130,836,105	58.5%	30,434
風浪	1,351	20.5%	53,725,967	24.0%	39,768
その他	257	3.9%	3,328,263	1.5%	12,950
合計	6,591	100.0%	223,832,241	100.0%	33,960

注1:「その他」は、融雪2回、噴火4回、地滑り1回を除き全て豪雨

注2:「件数」及び「査定工事額」の「単年平均」は数及び金額を20年で除した

注3:「1件当たり査定工事額(当時)」は全体査定額(当時)を総件数で除した

1.3. 港湾のレベル1地震動に対する耐震設計手法の体系

レベル1地震動に対する新しい耐震設計手法の、港湾基準への掲載（2007年）に合わせて、国土交通省とその関係機関では、各種のデータと数式を整備した。その体系は、図1のように4つの構成要素に分けることができる。本項では、港湾手法の漁港への適用性を検討するため、既発表の論文^{1) 2)}を参考として、4つの要素が整備された過程を整理した。

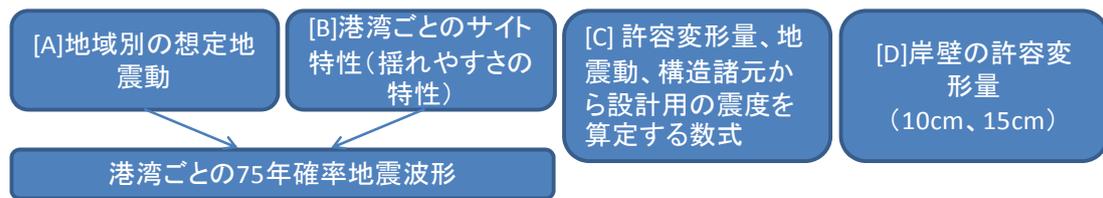


図1 港湾の耐震設計手法改定に際し整備されたデータと数式

4 要素の整備過程は次の通り整理できる。(以下の文章では、4つの要素を図中の記号[A]～[D]で表記した)

- [A]については、各地域に影響を与える想定地震の洗い出し（今後の活動が予想される活断層も含む）がなされ、それぞれの震動のスペクトルを発生確率と関連づけて整理した。それらより、地域における「一様ハザードフリー振幅スペクトル」（75年に1度発生する揺れの強度を包絡線で表したスペクトル）が定められた。
- [B]については、過去に地震観測がなされた地点については、回帰計算（スペクトルインバージョン）で求められた。地震観測がなされていない地点については、短期の地震観測を行う（松）か、近くのサイト増幅特性を補正する（竹、梅）ことで求められた。
- [A]と[B]に基づき、港湾ごとのレベル1地震動（再現期間75年の確率論的時刻歴波形）が算出された。
- なお、[B]については、基準改定後も港湾において地震観測や常時微動観測が実施され、より精度の高いデータへの移行が少しずつ進められている。[B]が見直された港湾では、レベル1地震動も見直しされる。
- [C]については、港別地震動・構造物の諸元・許容変形量から照査用震度を求める、一連の手法と数式が整備された。この手法では、岸壁の形式と規模により「揺れの周波数ごとの構造物への影響」が異なることが考慮されている。数式中の係数は、種々の構造形式、規模、地盤条件の2268通りを、有限要素法を用いた動的有効応力解析FLIPで解析して求められた。
- [D]については、国交省により、レベル1地震動における岸壁の要求性能が「当該岸壁の機能を損なわず継続して使用することに影響を及ぼさないこと」と定められた。これは、3種類の要求性能のうち「使用性」にあたる。そして標準的な許容変形量（重力式10cm、矢板式15cm）が示された。この許容変形量については、既存の港湾の標準的な施設に標準的なレベル1地震動が作用した場合を想定し、FLIPによって680通りの解析がなされ、変形量が計算された。その結果、変形量の平均値は概ね重力式が10cm、矢板式が15cmであった。また、これまでの岸壁の供用上の変形量限界値が概ね20～30cmであり、それを下回っていることを考慮して、岸壁の供用上の許容値に上記平均値を用いることが標準とされた。

2. 港湾の手法による漁港岸壁の設計震度の算出、試設計

港湾基準に掲載されたレベル 1 地震動に対する耐震設計法の漁港への適用性を検討するため、その設計法を漁港のモデル施設に適用し、実際に設計震度を算出するとともに、一部の施設を対象として試設計を行った。

2.1. 調査地の選定

調査地として図 2 に示す 5 漁港を選定した。この 5 漁港は、地震の発生頻度が比較的高い地域から選択した。これは、サイト増幅特性算定法のうち地震観測による方法では、短期間で複数の中小地震動を観測することが求められるためである。



図 2 調査対象漁港

2.2. サイト特性算出手法の検証

各漁港のサイト増幅特性を、表 2 に示す 3 つの方法により設定した。

表 2 サイト増幅特性を求める方法

通称	手段	概要
「松」	地震観測による方法	現場に地震計を設置して地震観測を行い、近くの 1 つの既存観測点との間のスペクトル比により求める。(10 ガル程度の地震を 3 つ記録するのが標準)
「竹」	常時微動観測による方法	地盤の常時微動を観測しスペクトルを得る。スペクトルに基づいて現場近くの既知のサイト増幅特性を補正する。
「梅」	回帰式による方法	回帰式を用いて内陸観測点のサイト増幅特性を補正して沿岸部に適用する。

2.2.1. 地震観測による方法

サイト増幅特性を推定する方法のうち、中小地震観測記録に基づく方法（通称「松」）を実施するため、モデル漁港に地震計を設置し、短期間の地震観測を実施した。

観測日時は次の通りとした。

- 那珂湊漁港（平成 20 年 7 月 2 日～20 年 12 月 4 日）
- 銚子漁港（平成 20 年 12 月 5 日～21 年 7 月 13 日）
- 山田漁港（平成 21 年 7 月 15 日～22 年 2 月 28 日）
- 気仙沼漁港（平成 22 年 9 月 13 日～23 年 3 月 11 日）
- 女川漁港（平成 23 年 10 月 18 日～23 年 12 月 10 日）

地震計の設置状況（女川漁港の例）を図 3 に示す。

観測された地震動（後述のサイト増幅特性の算出に利用できる条件を満たした地震動）の一覧を表 3 に示す。また、女川漁港を例に、観測された中小地震動の震源位置とマグニチュードを図 4 に示す。漁港で観測されたスペクトルと、近くの地震計で観測された同じ地震のスペクトルの比より、サイト増幅特性を求めた。



図 3 地震観測状況（女川漁港の荷さばき所事務室）



図 4 観測地震動の震央位置

表 3 観測地震動一覧（サイト増幅特性算定に使用したもの）

漁港名	観測日時	観測最大加速度(gal)		
		NS 方向	EW 方向	UD 方向
那珂湊漁港	2008/7/5 16:49	47.8	41.3	21.6
"	2008/7/24 0:27	28.1	20.3	10.3
"	2008/8/20 15:13	40.4	18.8	6.6
"	2008/8/22 20:00	94.8	66.2	60.5
銚子漁港	2008/12/31 0:49	3.7	4.7	1.6
"	2009/2/1 6:52	2.8	4.1	1.5
"	2009/4/21 7:54	5.2	6.5	3.0
"	2009/4/28 6:37	2.3	2.0	1.3
"	2009/6/6 12:49	0.5	0.5	0.4
山田漁港	2009/8/1 18:46	1.5	2.0	0.7
"	2009/12/19 4:31	2.4	2.7	1.9
"	2010/1/24 16:19	1.4	1.1	0.7
気仙沼漁港	2011/2/10 22:03	3.0	3.8	1.1
"	2011/2/27 0:39	1.0	1.2	0.6
女川漁港	2011/10/22 17:57	10.1	16.1	6.5
"	2011/10/24 1:32	10.2	13.5	9.7
"	2011/10/26 2:09	7.9	8.4	3.6
"	2011/10/29 15:24	11.8	14.7	8.8
"	2011/11/5 13:49	5.2	8.4	4.9
"	2011/11/6 8:43	6.1	11.2	5.6

2.2.2. 常時微動観測による手法

サイト増幅特性を推定する方法のうち、常時微動観測に基づく方法（通称「竹」）を実施するため、モデル漁港内において常時微動観測を実施した。常時微動観測は、後述するモデル施設の近くにおいて実施した。また、漁港近くのサイト増幅特性が既知の地点（本項では以下、既知点とよぶ）においても常時微動観測を実施した。

漁港内と既知点において、常時微動 H/V スペクトル（水平方向と鉛直方向のスペクトル比）のピーク周波数を確認し、2 点間のピーク周波数の差を把握した。次に、対数軸上に描いた既知点のサイト増幅特性スペクトルを、ピーク周波数の差だけ水平方向に移動させて、漁港のサイト増幅特性を求めた。

既知点の場所と、既知点のサイト増幅特性のピーク周波数、その観測点における常時微動の H/V スペクトルのピーク周波数を表 4 に示す。これより、既往の研究と

同様、サイト増幅特性のピーク周波数と常時微動ピーク周波数は、良い一致を見た。

表 4 漁港近くのサイト増幅特性が既知の地点、
サイト増幅特性および常時微動のピーク周波数

漁港名	“既知点” の場所	“既知点”の サイト増幅特性 ピーク周波数 (港空研の分析結 果による)	“既知点”の 常時微動 H/V スペ クトルピーク周波 数(今回の調査によ る観測値)
山田	K-NET 山田	3.1Hz	3.4Hz
女川	K-NET 石巻	1.0Hz	1.0Hz
気仙沼	大船渡港 No. 6	1.2Hz	1.2Hz※
那珂湊	K-NET 那珂湊	5.8Hz	5.4Hz
銚子	K-NET 銚子	1.1Hz	1.2Hz

(注)大船渡港 No. 6：港湾空港技術研究所による短期観測点³⁾

※：港湾空港技術研究所の観測による。

K-NET：独立行政法人防災科学技術研究所の全国強震観測網

2.2.3. 回帰式による手法

サイト増幅特性を推定する方法のうち、回帰式に基づく方法（通称「梅」）を実施した。港湾基準に掲載されている回帰式に、漁港近くの内陸部の既知のサイト増幅特性を代入して、漁港のサイト増幅特性を求めた。

2.2.4. サイト増幅特性算出手法の比較

以上により 5 漁港についてサイト増幅特性を 3 手法で求めた。従来の研究で、港湾岸壁に変形をもたらす周波数領域は主に 2Hz 以下の成分とされている。そこで、サイト増幅特性のピーク周波数に着目し、その一覧を表 5 に示す。これより、松と竹ではほぼ同じ周波数にあり、竹の方法でもピーク周波数を把握できることがわかった。また、梅の方法では大きく異なる結果となった。

また、松と竹について、サイト増幅特性のピーク周波数における増幅率の比を表 6 に示す。4 漁港では 1 に近い値で、これは松と竹が類似した結果になったことを意味する。女川漁港のみ 3 倍以上の値で、これは松と竹が異なる結果になったことを意味する。

なお、サイト増幅特性は、同一漁港内でも地点によって大きな違いがある場合があるので、ここに示したデータを今後活用する際は留意が必要である。

表 5 各漁港のサイト増幅特性のピーク周波数（単位：Hz）

	松	竹	梅
山田漁港	1.8	2.0	0.9
女川漁港	2.9	2.3	1.0
気仙沼漁港	1.5	1.4	0.8
那珂湊漁港	3.9	3.2	0.9
銚子漁港	2.8	3.5	1.0

表 6 各漁港のサイト増幅特性の増幅率の比
（ピーク周波数における竹÷松）

	増幅率の比
山田漁港	0.93
女川漁港	3.4
気仙沼漁港	0.88
那珂湊漁港	1.2
銚子漁港	1.5

一例として、女川漁港において松と竹の方法で得られたサイト増幅特性を図 5 に示す。女川漁港では、ピーク周波数は松と竹ではほぼ同じ周波数（2.9Hz と 2.3Hz）となったが、縦軸に示した増幅率は、松と竹で大きく異なり、ピーク周波数付近では竹は松の 3.4 倍となった。

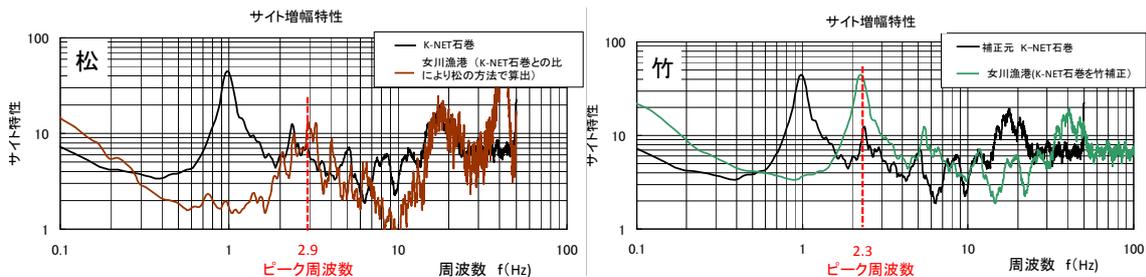


図 5 設定されたサイト増幅特性（女川漁港の例）

今回の一連の調査を踏まえ、港湾基準に掲載されているサイト増幅特性算出方法（松と竹）について本質的な面から特徴を比較して表 7 に示す。松の方法は、特に重要な施設や、特に地震動に着目した設計が求められる場合に適している。竹の方法は、比較的簡便かつ必要な精度を有していることから施設設計には最も実用的である。ただし増幅率（ピークの高さ）について今後検討の余地がある。

また、回帰式を用いた梅の方法は最も簡便だが、今回の調査結果では松や竹との差が大きかったことから、使用はなるべく避けるべきと考えられる。

表 7 サイト増幅特性算出方法の比較

	地震観測に基づく方法（松）	微動観測を用いる方法（竹）
特徴	<p>○既存の地震計がないところで直接的にサイト増幅特性を得る方法であり信頼性が高い</p> <p>△地震計を設置後、数箇月～1年程度にわたり地震の発生を待つこととなり、実設計においては不便</p> <p>△観測地点から数百 m 程度離れるとサイト増幅特性が異なる可能性がある</p>	<p>○一箇所の調査時間は数十分と極めて短い</p> <p>△岩盤が浅い場合や岩盤の境界がはっきりしない場合に明瞭なピークが出ない。その場合の対応を考える必要がある</p> <p>○漁港内の沢山の箇所で観測すれば、サイト増幅特性のゾーニングが出来る</p> <p>△ゾーニングが細かすぎると、岸壁の設計条件が短区間に細分化され非現実的</p>
想定される利用法	<p>数 km 範囲内に既存の地震計がない地点に、重要な漁港施設を計画する場合</p>	<p>20km 程度以内に既存の地震計が有り、規模、重要度ともに通常クラスの漁港施設を計画する場合</p>

2.3. レベル 1 地震動の設定、照査用震度の算定

近隣の港湾で設定されている 75 年確率地震波形（加速度波形）に、漁港のサイト増幅特性と港湾のサイト増幅特性の比を乗じて、漁港における 75 年確率地震動の加速度波形を算定した。

その際、波形を 1 次元線形応答解析により工学的基盤に引き戻し、その後 1 次元非線形応答解析を行うことにより、工学的基盤と地表面の加速度波形の最終解を求めた。1 次元応答解析には現地のボーリングデータを使用した。

次に、港湾基準に掲載されている方式により照査用震度を算出した。ここで、照査用震度は、以下のような条件で求めたものである。

- ・各漁港に実在する水深、形式を参考とした。（但し銚子の矢板式については波崎と比較のために水深、形式を波崎と同一にした。）
- ・許容変形量は、港湾の値をそのまま用いた（重力式岸壁 10cm、矢板式岸壁 15cm）
- ・地震動から震度を算定する式は、港湾の式をそのまま用いた（この式の係数は、水深 7.5m 以上の岸壁を数値シミュレーションして求めたものである。したがって、漁港施設のように比較的浅い水深の岸壁・物揚場にそのまま適用して良いか検証されていない）

以上の算出結果を表 8 に示す。同表には漁港設計基準に掲載されている設計震度を併記した。同表のうち波崎漁港のサイト増幅特性は、波崎漁港の漁協製氷施設付近における地震観測（水産工学研究所の自主調査）結果を用いて松の方法で求めた

ものである。

照査用震度算出結果を再整理して図 6 に示す。結果として、今回実施の全ての事例において、港湾の手法による照査用震度は、現行の漁港設計基準の設計震度よりも小さい値となった。また、サイト増幅特性の設定方法の違い（松竹梅）により、照査用震度に差が生じる結果となった。

表 8 照査用震度の算定結果

地点	対象施設	許容変形量 (cm)	サイト増幅特性算定法	工学的基盤加速度最大値 (Gal)	地表面応答加速度最大値 (Gal) 一次元応答解析による値	照査用震度算出結果	漁港基準による設計震度 (注 3)
山田	-3.0m 重力式岸壁	10	松	127.5	113.3	0.06	0.13
〃	〃	〃	竹	261.4	167.8	0.09	〃
〃	〃	〃	梅	159.7	205.8	0.08	〃
女川	-4.0m 重力式岸壁	10	松	108.4	120.1	0.06	0.13
〃	〃	〃	竹	208.7	203.5	0.09	〃
〃	〃	〃	梅	113.0	131.0	0.10	〃
那珂湊 (注 1)	-6.0m 重力式岸壁	10	松	62.4	61.6	0.06	0.16
〃	〃	〃	竹	60.1	85.5	0.07	〃
〃	〃	〃	梅	76.1	111.4	0.05	〃
那珂湊 (注 1)	-6.0m 矢板式岸壁	15	松	62.4	61.6	0.07	0.16
〃	〃	〃	梅	76.1	111.4	0.10	〃
銚子 (注 2)	-7.5m 重力式岸壁	10	松	89.2	66.7	0.06	0.18 (既往設計 0.27)
〃	〃	〃	竹	227.1	164.5	0.06	〃
〃	〃	〃	梅	187.5	156.0	0.09	〃
波崎	-5.0m 矢板式岸壁	15	松	102.0	125.0	0.05	0.13
銚子	-5.0m 矢板式岸壁	15	松	62.0	87.0	0.05	0.15

(注 1) 初年度に取り組んだ那珂湊漁港では、松の地震観測と竹の常時微動観測を、施設位置から 650m 程度離れた地点で行った。また、重力式と矢板式の地盤条件を同一と仮定して試算した。そのため、実構造物の耐震設計を行う場合は再度精査を必要とする。

(注 2) モデルとした施設は耐震強化岸壁で設計震度 0.27 が採用されている。0.18 とは、通常岸壁（係留施設 A）の設計震度。

(注 3) 山田、女川、波崎、銚子-5.0m 矢板式岸壁は係留施設 B の設計震度。那珂湊は係留施設 A の設計震度。

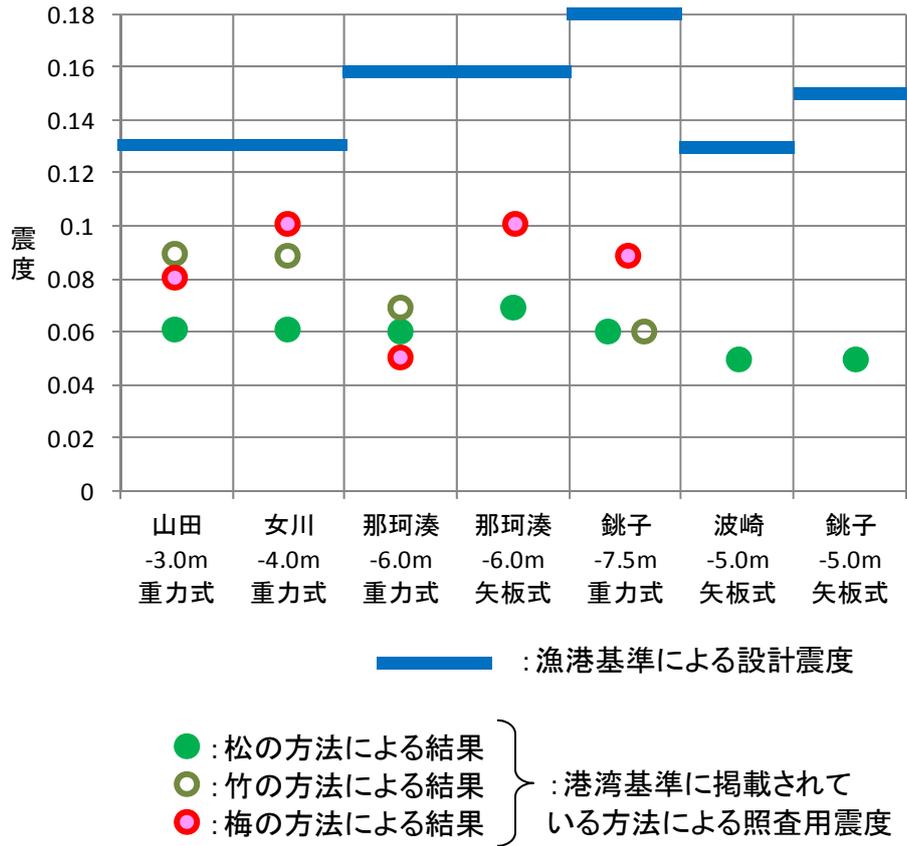


図6 照査用震度の算定結果

女川では、竹と梅の入力地震動の最大加速度を比較すると竹の方が大きいにも関わらず、照査用震度は梅の方が大きくなった。これは、図7に示すフーリエスペクトルより、岸壁の変形に大きな影響を及ぼす1Hz付近の地震動成分が竹より梅の方が大きかったことが要因と考えられる。

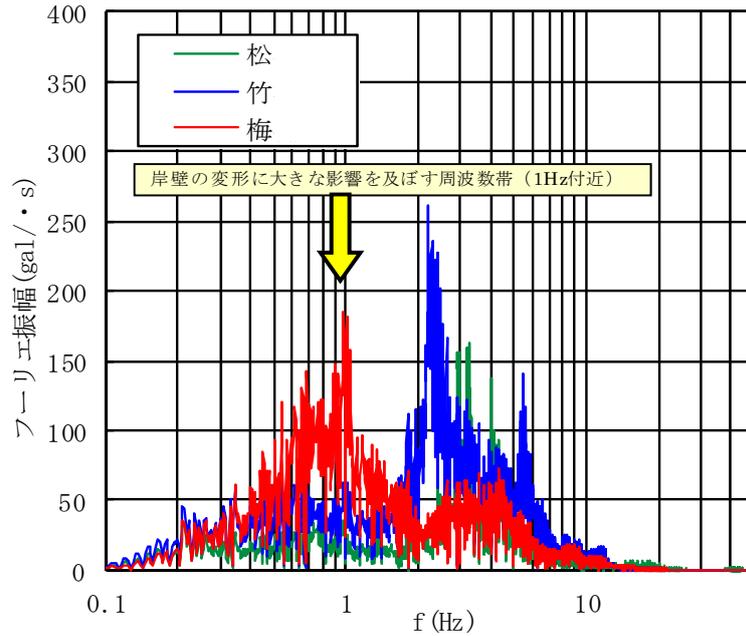


図7 女川の入力地震動のフーリエスペクトル（工学的基盤）

2.4. 岸壁の試設計

港湾の手法でレベル1地震動を設定した場合の建設コストへの影響度を把握するため、漁港のモデル施設を対象として試設計を行い、概算工事費を算定した。対象は、5漁港のうち那珂湊漁港と銚子漁港とした。なお、銚子漁港については比較のため波崎漁港の岸壁についても実施した。銚子漁港と波崎漁港とは利根川の対岸にあり地理的に近接している。

那珂湊漁港については、モデル施設として-6.0m岸壁のD工区（重力式）とE工区（控え直杭式矢板）の2施設を対象とした。地震観測から求めたサイト増幅特性（松）を反映させてレベル1地震動を作成し、港湾基準に掲載されている方法で照査用震度を算出し、耐震設計を実施した。また、比較のため回帰式による方法（梅）と、漁港基準の設計震度を用いた耐震設計も実施した。最後に両者の概算工事費を算定した。その結果を表9～表11に示す。

表 9 那珂湊漁港における試設計の結果比較（重力式岸壁）

	松の補正	現行基準震度(設計当初震度)
標準断面		
震度	照査用震度 : $Kh=0.06$	設計震度 : $Kh=0.16$
工事費	1,095 千円/m	1,229 千円/m

表 10 那珂湊漁港における試設計の結果比較（矢板式岸壁）

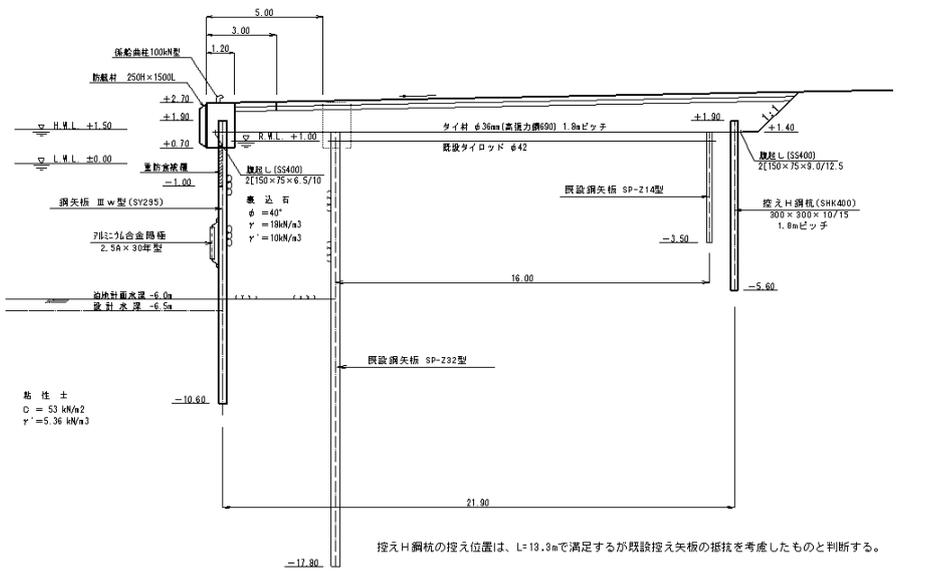
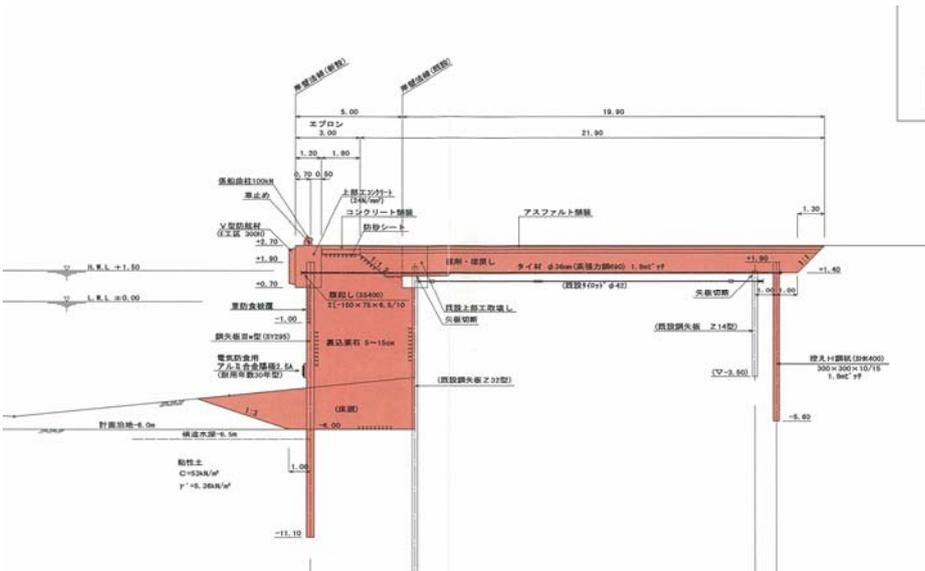
	設計震度	標準断面	工事費
港湾基準の手法 松	0.07		273 千円 /m（鋼 材料 費）
漁港基準の手法 当初設計	0.16		280 千円 /m（鋼 材料 費）

表 11 那珂湊漁港における試設計の結果比較（総括表）

	重力式岸壁	重力式岸壁	矢板式岸壁	矢板式岸壁
照査用震度の算出手法	照査用震度 (Kh)	工事費 (千円/ m)	照査用震度 (Kh)	鋼材料費 (千円/ m) 注 1
松の手法で地震波形を決定し、港湾基準の数式で照査用震度を得る	0.06	1,095	0.07	273
梅の手法で地震波形を決定し、港湾基準の数式で照査用震度を得る	0.05	1,092	0.10	273
現行の漁港の手引きの一覧表から震度を得る 注 2	0.16	1,229	0.16	280

注 1 松と梅は構造部材や根入れが同じとなったため同額となった。

注 2 0.16 とは、茨城県の「係留施設 A」の設計震度。

波崎漁港と銚子漁港については、モデル施設として波崎漁港に実在する-5.0m 岸壁の施設番号 N13（控え直杭式矢板）を対象とした。銚子漁港（利根川河口付近）においても同じ規模の施設を設計したと仮定して、両者の比較を行った。

銚子漁港のレベル 1 地震動は名洗港の波形のサイト増幅特性を置換えて求めた。波崎漁港のレベル 1 地震動は鹿島港の波形のサイト増幅特性を置換えて求めた。

また、銚子漁港の波形を算出する際は、比較のため、工学的基盤より上の地盤条件を波崎漁港と同一と見なした。

したがって、名洗港と鹿島港の 75 年確率地震動の違いおよび、銚子漁港と波崎漁港のサイト増幅特性（工学的基盤より深い部分）の違いが、結果に反映されることになる。

その結果、照査用震度は波崎漁港、銚子漁港ともに同じ 0.05 となった。表 8 に示したように、工学的基盤や地表面の加速度最大値は 2 漁港間で大きな違いが見られたが、照査用震度の算出過程においては、波形の周波数特性の違いが、震度の差を無くす方向に働いたと考えられる。これは現行漁港基準の設計震度 0.13(茨城県の係留施設 B)、0.15(千葉県に係留施設 B)よりも小さくなった。

港湾基準に掲載されている手法による照査用震度 0.05 と、漁港基準による設計震度 0.13 による試設計の比較を表 12 に示す。工事費には 16 千円/m の差が出る結果となった。

表 12 波崎漁港における試設計の結果比較

	港湾基準の手法 (松) kh=0.05	漁港基準の手法 kh=0.13																																																																																																																																										
標準断面																																																																																																																																												
計算結果	<table border="1"> <thead> <tr> <th>部</th> <th>型 式</th> <th>鋼矢板 SP-III型 (腐食対応年数 30年)</th> <th>応力度比</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="4">前面矢板</td> <td>材 質</td> <td>SY 295</td> <td></td> </tr> <tr> <td>発生応力</td> <td>常時 $\sigma = 121.9 \text{ N/mm}^2 < 180.0 \text{ N/mm}^2$</td> <td>0.677</td> </tr> <tr> <td>地震時</td> <td>$\sigma = 133.8 \text{ N/mm}^2 < 270.0 \text{ N/mm}^2$</td> <td>0.496</td> </tr> <tr> <td>根入深さ</td> <td>常時 D.L. -9.088 m 地震時 D.L. -9.048 m</td> <td>D.L. -9.25 m</td> </tr> <tr> <td rowspan="4">タイロッド</td> <td>材 質</td> <td>高張力鋼 (HT690) $\phi = 42\text{mm}$</td> <td></td> </tr> <tr> <td>取付間隔</td> <td>$\phi = 2.40 \text{ m}$</td> <td></td> </tr> <tr> <td>発生応力</td> <td>常時 $\sigma = 158.9 \text{ N/mm}^2 < 176.0 \text{ N/mm}^2$</td> <td>0.903</td> </tr> <tr> <td>牽引時</td> <td>$\sigma = 188.5 \text{ N/mm}^2 < 264.0 \text{ N/mm}^2$</td> <td>0.714</td> </tr> <tr> <td rowspan="4">前面矢板側</td> <td>型 式</td> <td>2・[-200×80×7.5×11.0</td> <td></td> </tr> <tr> <td>材 質</td> <td>SS 400</td> <td></td> </tr> <tr> <td>発生応力</td> <td>常時 $\sigma = 124.1 \text{ N/mm}^2 < 140.0 \text{ N/mm}^2$</td> <td>0.886</td> </tr> <tr> <td>牽引時</td> <td>$\sigma = 147.2 \text{ N/mm}^2 < 210.0 \text{ N/mm}^2$</td> <td>0.701</td> </tr> <tr> <td rowspan="4">控えH杭</td> <td>型 式</td> <td>H-350×350×12.0×19.0</td> <td></td> </tr> <tr> <td>材 質</td> <td>SS(SHK) 400</td> <td></td> </tr> <tr> <td>発生応力</td> <td>常時 $\sigma = 80.6 \text{ N/mm}^2 < 140.0 \text{ N/mm}^2$</td> <td>0.576</td> </tr> <tr> <td>牽引時</td> <td>$\sigma = 95.6 \text{ N/mm}^2 < 210.0 \text{ N/mm}^2$</td> <td>0.455</td> </tr> <tr> <td rowspan="4">根入深さ</td> <td>常時</td> <td>D.L. -7.601 m</td> <td></td> </tr> <tr> <td>地震時</td> <td>D.L. -7.601 m</td> <td>D.L. -7.75 m</td> </tr> <tr> <td>牽引時</td> <td>D.L. -7.601 m</td> <td></td> </tr> <tr> <td>牽引時</td> <td>D.L. -7.601 m</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	部	型 式	鋼矢板 SP-III型 (腐食対応年数 30年)	応力度比	前面矢板	材 質	SY 295		発生応力	常時 $\sigma = 121.9 \text{ N/mm}^2 < 180.0 \text{ N/mm}^2$	0.677	地震時	$\sigma = 133.8 \text{ N/mm}^2 < 270.0 \text{ N/mm}^2$	0.496	根入深さ	常時 D.L. -9.088 m 地震時 D.L. -9.048 m	D.L. -9.25 m	タイロッド	材 質	高張力鋼 (HT690) $\phi = 42\text{mm}$		取付間隔	$\phi = 2.40 \text{ m}$		発生応力	常時 $\sigma = 158.9 \text{ N/mm}^2 < 176.0 \text{ N/mm}^2$	0.903	牽引時	$\sigma = 188.5 \text{ N/mm}^2 < 264.0 \text{ N/mm}^2$	0.714	前面矢板側	型 式	2・[-200×80×7.5×11.0		材 質	SS 400		発生応力	常時 $\sigma = 124.1 \text{ N/mm}^2 < 140.0 \text{ N/mm}^2$	0.886	牽引時	$\sigma = 147.2 \text{ N/mm}^2 < 210.0 \text{ N/mm}^2$	0.701	控えH杭	型 式	H-350×350×12.0×19.0		材 質	SS(SHK) 400		発生応力	常時 $\sigma = 80.6 \text{ N/mm}^2 < 140.0 \text{ N/mm}^2$	0.576	牽引時	$\sigma = 95.6 \text{ N/mm}^2 < 210.0 \text{ N/mm}^2$	0.455	根入深さ	常時	D.L. -7.601 m		地震時	D.L. -7.601 m	D.L. -7.75 m	牽引時	D.L. -7.601 m		牽引時	D.L. -7.601 m		<table border="1"> <thead> <tr> <th>部</th> <th>型 式</th> <th>鋼矢板 SP-III型 (腐食対応年数 30年)</th> <th>応力度比</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="4">前面矢板</td> <td>材 質</td> <td>SY 295</td> <td></td> </tr> <tr> <td>発生応力</td> <td>常時 $\sigma = 121.9 \text{ N/mm}^2 < 180.0 \text{ N/mm}^2$</td> <td>0.677</td> </tr> <tr> <td>地震時</td> <td>$\sigma = 161.6 \text{ N/mm}^2 < 270.0 \text{ N/mm}^2$</td> <td>0.599</td> </tr> <tr> <td>根入深さ</td> <td>常時 D.L. -9.088 m 地震時 D.L. -9.745 m</td> <td>D.L. -9.75 m</td> </tr> <tr> <td rowspan="4">タイロッド</td> <td>材 質</td> <td>高張力鋼 (HT690) $\phi = 42\text{mm}$</td> <td></td> </tr> <tr> <td>取付間隔</td> <td>$\phi = 2.40 \text{ m}$</td> <td></td> </tr> <tr> <td>発生応力</td> <td>常時 $\sigma = 158.9 \text{ N/mm}^2 < 176.0 \text{ N/mm}^2$</td> <td>0.903</td> </tr> <tr> <td>牽引時</td> <td>$\sigma = 188.5 \text{ N/mm}^2 < 264.0 \text{ N/mm}^2$</td> <td>0.714</td> </tr> <tr> <td rowspan="4">前面矢板側</td> <td>型 式</td> <td>2・[-200×80×7.5×11.0</td> <td></td> </tr> <tr> <td>材 質</td> <td>SS 400</td> <td></td> </tr> <tr> <td>発生応力</td> <td>常時 $\sigma = 124.1 \text{ N/mm}^2 < 140.0 \text{ N/mm}^2$</td> <td>0.886</td> </tr> <tr> <td>牽引時</td> <td>$\sigma = 147.2 \text{ N/mm}^2 < 210.0 \text{ N/mm}^2$</td> <td>0.701</td> </tr> <tr> <td rowspan="4">控えH杭</td> <td>型 式</td> <td>H-350×350×12.0×19.0</td> <td></td> </tr> <tr> <td>材 質</td> <td>SS(SHK) 400</td> <td></td> </tr> <tr> <td>発生応力</td> <td>常時 $\sigma = 115.7 \text{ N/mm}^2 < 140.0 \text{ N/mm}^2$</td> <td>0.826</td> </tr> <tr> <td>牽引時</td> <td>$\sigma = 137.2 \text{ N/mm}^2 < 210.0 \text{ N/mm}^2$</td> <td>0.653</td> </tr> <tr> <td rowspan="4">根入深さ</td> <td>常時</td> <td>D.L. -7.601 m</td> <td></td> </tr> <tr> <td>地震時</td> <td>D.L. -7.601 m</td> <td>D.L. -7.75 m</td> </tr> <tr> <td>牽引時</td> <td>D.L. -7.601 m</td> <td></td> </tr> <tr> <td>牽引時</td> <td>D.L. -7.601 m</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	部	型 式	鋼矢板 SP-III型 (腐食対応年数 30年)	応力度比	前面矢板	材 質	SY 295		発生応力	常時 $\sigma = 121.9 \text{ N/mm}^2 < 180.0 \text{ N/mm}^2$	0.677	地震時	$\sigma = 161.6 \text{ N/mm}^2 < 270.0 \text{ N/mm}^2$	0.599	根入深さ	常時 D.L. -9.088 m 地震時 D.L. -9.745 m	D.L. -9.75 m	タイロッド	材 質	高張力鋼 (HT690) $\phi = 42\text{mm}$		取付間隔	$\phi = 2.40 \text{ m}$		発生応力	常時 $\sigma = 158.9 \text{ N/mm}^2 < 176.0 \text{ N/mm}^2$	0.903	牽引時	$\sigma = 188.5 \text{ N/mm}^2 < 264.0 \text{ N/mm}^2$	0.714	前面矢板側	型 式	2・[-200×80×7.5×11.0		材 質	SS 400		発生応力	常時 $\sigma = 124.1 \text{ N/mm}^2 < 140.0 \text{ N/mm}^2$	0.886	牽引時	$\sigma = 147.2 \text{ N/mm}^2 < 210.0 \text{ N/mm}^2$	0.701	控えH杭	型 式	H-350×350×12.0×19.0		材 質	SS(SHK) 400		発生応力	常時 $\sigma = 115.7 \text{ N/mm}^2 < 140.0 \text{ N/mm}^2$	0.826	牽引時	$\sigma = 137.2 \text{ N/mm}^2 < 210.0 \text{ N/mm}^2$	0.653	根入深さ	常時	D.L. -7.601 m		地震時	D.L. -7.601 m	D.L. -7.75 m	牽引時	D.L. -7.601 m		牽引時	D.L. -7.601 m	
部	型 式	鋼矢板 SP-III型 (腐食対応年数 30年)	応力度比																																																																																																																																									
前面矢板	材 質	SY 295																																																																																																																																										
	発生応力	常時 $\sigma = 121.9 \text{ N/mm}^2 < 180.0 \text{ N/mm}^2$	0.677																																																																																																																																									
	地震時	$\sigma = 133.8 \text{ N/mm}^2 < 270.0 \text{ N/mm}^2$	0.496																																																																																																																																									
	根入深さ	常時 D.L. -9.088 m 地震時 D.L. -9.048 m	D.L. -9.25 m																																																																																																																																									
タイロッド	材 質	高張力鋼 (HT690) $\phi = 42\text{mm}$																																																																																																																																										
	取付間隔	$\phi = 2.40 \text{ m}$																																																																																																																																										
	発生応力	常時 $\sigma = 158.9 \text{ N/mm}^2 < 176.0 \text{ N/mm}^2$	0.903																																																																																																																																									
	牽引時	$\sigma = 188.5 \text{ N/mm}^2 < 264.0 \text{ N/mm}^2$	0.714																																																																																																																																									
前面矢板側	型 式	2・[-200×80×7.5×11.0																																																																																																																																										
	材 質	SS 400																																																																																																																																										
	発生応力	常時 $\sigma = 124.1 \text{ N/mm}^2 < 140.0 \text{ N/mm}^2$	0.886																																																																																																																																									
	牽引時	$\sigma = 147.2 \text{ N/mm}^2 < 210.0 \text{ N/mm}^2$	0.701																																																																																																																																									
控えH杭	型 式	H-350×350×12.0×19.0																																																																																																																																										
	材 質	SS(SHK) 400																																																																																																																																										
	発生応力	常時 $\sigma = 80.6 \text{ N/mm}^2 < 140.0 \text{ N/mm}^2$	0.576																																																																																																																																									
	牽引時	$\sigma = 95.6 \text{ N/mm}^2 < 210.0 \text{ N/mm}^2$	0.455																																																																																																																																									
根入深さ	常時	D.L. -7.601 m																																																																																																																																										
	地震時	D.L. -7.601 m	D.L. -7.75 m																																																																																																																																									
	牽引時	D.L. -7.601 m																																																																																																																																										
	牽引時	D.L. -7.601 m																																																																																																																																										
部	型 式	鋼矢板 SP-III型 (腐食対応年数 30年)	応力度比																																																																																																																																									
前面矢板	材 質	SY 295																																																																																																																																										
	発生応力	常時 $\sigma = 121.9 \text{ N/mm}^2 < 180.0 \text{ N/mm}^2$	0.677																																																																																																																																									
	地震時	$\sigma = 161.6 \text{ N/mm}^2 < 270.0 \text{ N/mm}^2$	0.599																																																																																																																																									
	根入深さ	常時 D.L. -9.088 m 地震時 D.L. -9.745 m	D.L. -9.75 m																																																																																																																																									
タイロッド	材 質	高張力鋼 (HT690) $\phi = 42\text{mm}$																																																																																																																																										
	取付間隔	$\phi = 2.40 \text{ m}$																																																																																																																																										
	発生応力	常時 $\sigma = 158.9 \text{ N/mm}^2 < 176.0 \text{ N/mm}^2$	0.903																																																																																																																																									
	牽引時	$\sigma = 188.5 \text{ N/mm}^2 < 264.0 \text{ N/mm}^2$	0.714																																																																																																																																									
前面矢板側	型 式	2・[-200×80×7.5×11.0																																																																																																																																										
	材 質	SS 400																																																																																																																																										
	発生応力	常時 $\sigma = 124.1 \text{ N/mm}^2 < 140.0 \text{ N/mm}^2$	0.886																																																																																																																																									
	牽引時	$\sigma = 147.2 \text{ N/mm}^2 < 210.0 \text{ N/mm}^2$	0.701																																																																																																																																									
控えH杭	型 式	H-350×350×12.0×19.0																																																																																																																																										
	材 質	SS(SHK) 400																																																																																																																																										
	発生応力	常時 $\sigma = 115.7 \text{ N/mm}^2 < 140.0 \text{ N/mm}^2$	0.826																																																																																																																																									
	牽引時	$\sigma = 137.2 \text{ N/mm}^2 < 210.0 \text{ N/mm}^2$	0.653																																																																																																																																									
根入深さ	常時	D.L. -7.601 m																																																																																																																																										
	地震時	D.L. -7.601 m	D.L. -7.75 m																																																																																																																																									
	牽引時	D.L. -7.601 m																																																																																																																																										
	牽引時	D.L. -7.601 m																																																																																																																																										
費事工	633 千円/m	649 千円/m																																																																																																																																										

2.5. 建設コストへの影響の検討

設計震度（照査用震度）の建設コストに対する影響を検討した。

那珂湊漁港の事例（表 11）では、いずれのケースも、港湾基準に掲載されている方法により算出した照査用震度は、現行漁港の手引の設計震度に対して 5 割程度に小さい結果となり、現行の設計震度と比べ、2～11%程度断面コストが小さくなった。サイト特性の設定方法の違い（松・梅）による照査用震度の開度は 0.01～0.03 であり、コスト差は 1%程度と小さい結果であった。うち重力式岸壁の事例（表 9）では、現行の設計震度と比べ、港湾の照査用震度を用いて設計した方が方塊幅が 1m 程度節減された。

波崎漁港の矢板式岸壁の事例では、表 12 より、いずれの場合も、応力度比（許容応力度に対する発生応力の比）は地震時より常時の方が大きくなった。そのため前面矢板、控え工、タイロッドの型式・材質は常時の条件によって決まり、両者とも同じになった。一方、前面矢板の根入れ深さおよび控え間距離は、震度の大きい漁港基準(0.13)の方が、前面矢板の根入れ深度が 0.5m 深く、控え間距離が 2.0m 長くなる結果となった。概算工事費は 2%の差が生じた。

以上を踏まえると、設計震度が大きく地震時の条件で断面が決まる場合は建設コストへの影響が大きくなるが、設計震度が小さく主に常時の条件で断面が決まる場合は建設コストへの影響は小さくなるといえる。

3. 地震後に推定した地震波形と被災記録との照合(福岡県西方沖地震を対象として)

性能規定化にともない、耐震性能の照査方法を示すためには、構造物に地震動が作用したときにどの程度の変形が生じるかを把握する必要がある。この相関性を把握しておくことで、地震外力を適正に考慮した設計手法が実現できる。

相関性の把握方法については、数値シミュレーションと被災事例調査の 2 通りが考えられる。被災事例調査については現地における地震強さの推定が必要となる。近年、地震動についてはサイト特性、震源特性などを考慮したシミュレーション手法の向上がみられる。そこで、この新しい手法を用いて、近年の大地震で記録がよく残っている 2005 年福岡県西方沖地震を対象とし、福岡市の 8 漁港のうち 5 漁港の重力式岸壁を対象として、被災事例の分析を行った。

調査対象漁港および震源の位置を図 8 に示す。



図 8 調査対象漁港および震源の位置

分析は、次の手順で行った。

- 1) 対象漁港施設近くの地震計で観測された波形（本震波形、余震波形）を収集。
- 2) 漁港岸壁の諸元（構造形式、被災当時の設計震度）と、被災程度（変形量、復旧工費）のデータを収集。
- 3) 5 漁港およびその近くの地震観測地点において、常時微動観測を実施。
- 4) 各漁港に伝わった地震波形を推定。
- 5) 地震動の強さと被災程度との間の因果関係を調査。

上記 4) において、各漁港に伝わった地震波形は次のように推定した。

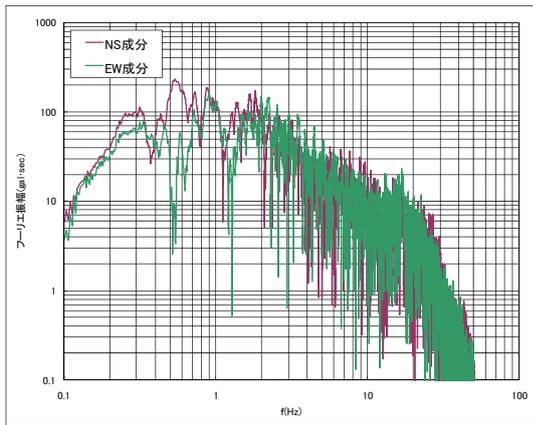
- 博多漁港では、漁港施設の近くの地震観測点（防災科研の K-NET 福岡）で本震が観測されている。K-NET 福岡と漁港の微動 H/V スペクトルは類似していた。すなわち竹補正の必要がないことが判明した。そのため K-NET 福岡の波形をそのまま漁港の波形とみなした。
- その他の漁港では、野津による震源モデル⁴⁾を用いて漁港における地震動波形を推算した。その際、サイト増幅特性は表 13 のように設定した。サイト位相特性は、各漁港近くの観測点で観測された余震波形のものを使用した。

表 13 サイト増幅特性の設定法

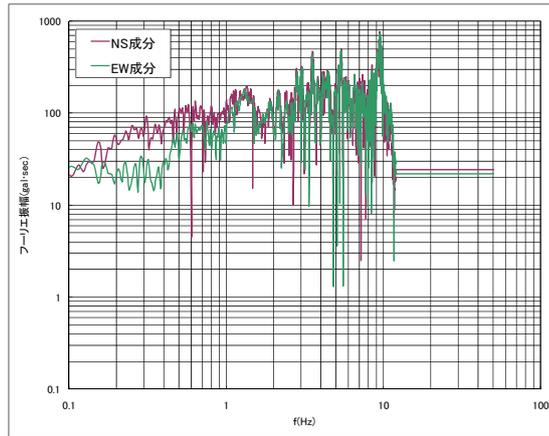
漁港名	設定法	詳細
玄界漁港	松	玄界漁港のサイト増幅特性は、その近隣の三宅らによる観測点 gnk01 と同一と見なした。gnk01 と K-NET 福岡の観測波形の比より、松の方法で gnk01 のサイト増幅特性を算出。
志賀島漁港	松	志賀島漁港のサイト増幅特性は、その近隣の三宅らによる観測点 fuk03 と同一と見なした。fuk03 と K-NET 福岡の観測波形の比より、松の方法で fuk03 のサイト増幅特性を算出。
弘漁港	松＋竹	玄界島の三宅らによる観測点 gnk03 と弘漁港の常時微動特性が類似しているため gnk03 に注目。gnk03 と K-NET 福岡の観測波形の比より、松の方法で gnk03 のサイト増幅特性を算出。gnk03 のサイト増幅特性を竹補正。
浜崎今津漁港	竹	近隣に位置する K-NET 前原のサイト増幅特性を竹補正。(結果的に K-NET 前原と同一となった)

(注)fuk01, fuk03, gnk03 : 三宅ら⁵⁾による短期余震観測点。

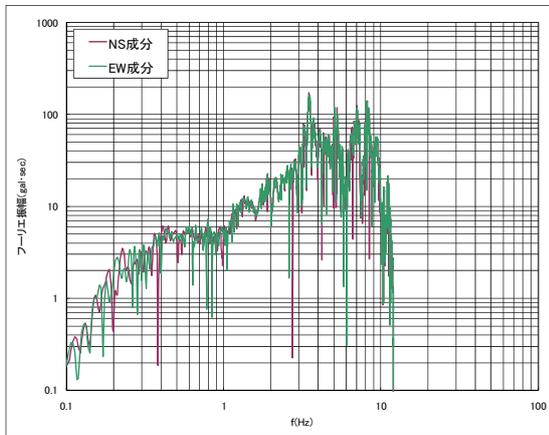
図 9 に、各漁港に到達した推定波形（加速度波形）のフーリエ振幅スペクトルを示す。表 14 に、地震動の強さを示す指標（最大加速度、速度 PSI 値）と、被害程度との対応を示す。PSI 値は岸壁変形との相関が高いとの報告がされている指標である⁶⁾。表 14 の法線ハラミ出し量とは図 10 のような定義の数値である。



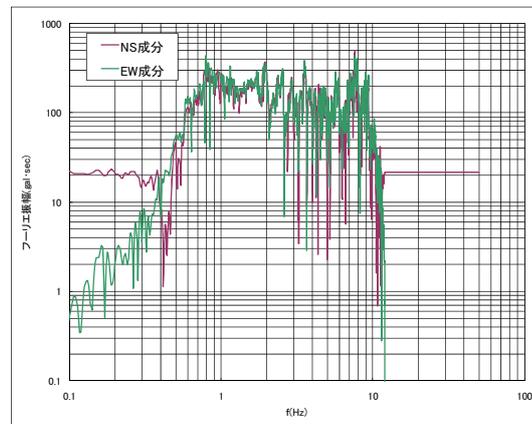
博多漁港



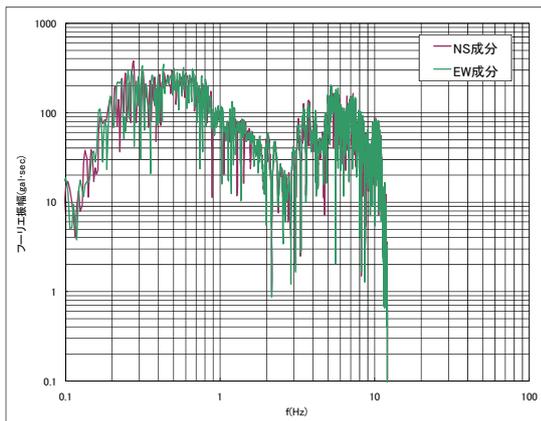
玄界漁港



志賀島漁港



弘漁港



浜崎今津漁港

図9 各漁港の推定地震動（加速度波形）のフーリエ振幅スペクトル

表 14 地震動の指標値と施設の被害程度の比較（重力式岸壁）

漁港名	施設の数量		地震動の指標値		施設の被害程度	
	重力式岸壁 ・物揚場 施設数 注 1	重力式岸壁 ・物揚場 総延長(m) 注 1	最大加速度 (cm/s ²) 注 2	速度 PSI 値 (cm/s ^{1/2}) 注 3	法線ハラミ出 し量の平均 (cm) 注 4	延長 1m 当 り復旧工事 費 (千円/m)
博多	5	1,132	268 ~ 271	43 ~ 43	61.6	1,072
玄界	9	681	1,193 ~ 1,618	66 ~ 125	49.1	656
志賀島	7	902	304 ~ 348	5 ~ 8	20.4	165
弘	3	179	926 ~ 926	73 ~ 73	2.4	60
浜崎今津	1	90	352	81	9.0	22

注 1 特殊な形状の岸壁（幅の狭い突堤形状等）は除外。

注 2 施設ごとの法線直角方向の絶対値の最大値。

注 3 速度の自乗の時間積分の平方根。施設ごとの法線直角方向の値。

注 4 施設ごとの最大値を、施設延長で重みづけし、全施設の平均値を算出した。本来なら正味の移動量を用いるべきだが記録が無い施設が多いため、代替としてハラミ出し量を示す。

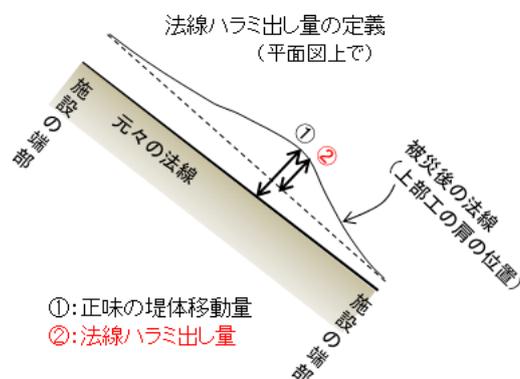


図 10 法線ハラミ出し量の定義

表 14 においてスペクトル、最大加速度、速度 PSI 値、被害程度の関係を見る。スペクトルについては、港湾のケーソン式岸壁に変形をもたらす地震動の周波数領域は 2Hz 以下であるとの報告⁷⁾があることから、特にこの帯域付近に着目した。

- ・博多漁港では、地震動は 0.5~2Hz 付近の帯域が大きく、最大加速度は小さめだが速度 PSI 値は中程度であり、被害程度は大きかった。
- ・玄界漁港では、地震動は低~高周波数帯にわたり大きく、最大加速度も速度 PSI 値も大きく、被害程度も大きかった。
- ・志賀島漁港は、地震動は 3~8Hz 付近の帯域が大きく、最大加速度、速度 PSI 値ともに小さめだったが、被害程度は中程度であった。
- ・弘漁港は、地震動は低~高周波数帯にわたり大きく、最大加速度、速度 PSI

値ともに大きめだったが、被害程度は軽微であった。

- ・浜崎今津漁港は、地震動は 2Hz 未満および 3Hz 以上の帯域で大きく、最大加速度は小さめ、速度 PSI 値は大きめで、被害程度は軽微であった。

以上のうち博多漁港では、栈橋式や矢板式岸壁にほとんど被害が生じなかったことも考え合わせると、地震動の卓越周期と重力式岸壁の固有周期が近いために大きな被害が発生したものと推察できる。

しかし 5 漁港全体では、スペクトルと被害程度の間、指標値と被害程度の間に明確な相関性は見られなかった。この理由として、次のことが考えられる。

- ・直下型地震のため、僅か数 km 程度離れた 2 地点同士でも、断層からの伝播方向は大きく異なる。この地震では伝播方向による地震動の違いが顕著だったことが考えられ、(gnk01 と K-NET 福岡) (fuk03 と K-NET 福岡) (gnk03 と K-NET 福岡) の関係に対して松の方法をそのまま適用することが妥当ではなかった可能性がある。
- ・今回用いた計算手順では、強い地震時の地盤の応力～ひずみ関係の非線形性を考慮できないが、この地震では地点ごとの非線形性の程度の違いが被害の程度に影響を与えたことが考えられる。

そのため、今後の地震動の再現計算やその指標値化は、数 km 離れた地点同士でも震源からの伝播経路を共有しているとみなせる地震（遠地のプレート境界型地震）で、本事例よりも揺れの程度が小さく非線形性も小さい地震（レベル 1 地震動程度）の場合を想定して進めていくのが妥当と考えられる。このような地震については、被害程度との相関が高いスペクトル帯域や指標値を見出せば、その数値を設計に用いることにより、性能設計を簡便に行えるようになると考えられる。被害程度との相関が高いスペクトル帯域や指標値を見出す取り組みは、漁港における一般的な形式・規模の施設を想定して進める必要がある。

4. 漁港岸壁・物揚場の耐震設計手法の方針案

4.1. レベル 1 地震動に対する耐震設計手法

今回の計算結果より、漁港基準により求めた設計震度は、港湾基準に掲載されたレベル 1 地震動に対する耐震設計手法により求めた照査用震度より、大きめの値を示す傾向が示された。すなわち漁港基準の方がより安全側である。

ただし性能照査の外力として用いることを考えると、港湾基準の手法は確率論的地震動を用いていることと、揺れの周波数と構造物の変形の関係を考えていることから、漁港の設計震度よりも論理的に構築されている。そのため、漁港設計基準が性能規定化されたとすると、従来型の漁港基準の方法で耐震設計した場合に、その条件次第では、港湾手法との比較をもとに、過大設計と見なされることもありうる。

ただし港湾基準の手法は漁港の浅い岸壁・物揚場への適用性が未検証である。また、利用上の煩雑さも懸念される。

そこで、本項では、漁港の設計基準が性能規定化された場合の、耐震設計に関する当面の方針案を示す。次に、将来構想として、港湾手法の知見を素地としつつより簡便な耐震設計手法の概念を示し、その実現のため必要となる調査研究内容を整

理して示す。

4.1.1. 当面の方針案

漁港の設計基準が性能規定化された後の運用については、当面は現行の地域別震度表を用いることを基本としながら、一つの選択肢として港湾基準に掲載されている方法も可能とするのがよいと考えられる。

港湾基準の手法を選択肢として実施可能な状態にするために、漁港基準の性能規定への移行前に、4.1.1.1 と 4.1.1.2 に取り組むことを提案する。

4.1.1.1. 要求性能の明確化（許容変形量の明示）

まず、レベル 1 地震動における漁港岸壁の要求性能を数値で表す必要がある。

レベル 1 地震動に対する漁港岸壁の要求性能は、港湾岸壁と同様「使用性」とすることが妥当と考えられる。その場合、被災時における使用上の許容変形量を整理して示すべきである。

許容変形量の提示のためには、被災時の利用実態に基づきどれだけの変形量まで使用可能かを検証する必要がある。

使用性に対応した許容変形量の設定については次のように考えられる。岸壁の利用の可否に直接的に影響するのは、主に段差や隙間など局所的なズレの量であるが、局所的なズレを計算で推定するのは難しい。一方、観察や計算が容易なのは「はらみだし量」と「背後エプロンの段差（高低差）」であり、これらについて設計のための許容値を設定するのが妥当である。

設定においては、その許容値以内に変形が収まるように設計した施設がどの程度の断面幅になるかシミュレーションし、従来の施設に比べて大きな差異が生じないよう配慮することも必要である。

許容はらみだし量については、感覚的な妥当性を示す意味で、使用性に関係するなんらかの目安値（例えば 14.5cm：軽トラックのタイヤ幅。22.5cm：成人女子の平均足長。）との対応を示すことも考えられる。

4.1.1.2. 適用可能範囲の明示

港湾基準に掲載されている方法は一般的な漁港岸壁・物揚場よりも大規模な断面モデル（水深-7.5m～-16.0m）の数値解析結果をもとに設定されている。そのため、断面規模が上記モデルに近く、かつ現場の確率論的地震動を適切に算出できる場合のみ使用できるよう具体的に適用可能範囲を示した方がよいと考えられる。

4.1.1.3. 想定される耐震設計フロー

本項は、4.1.1.1 と 4.1.1.2 が実施されたと仮定して述べる。

漁港の耐震設計に港湾手法を使用したい場合、事業主体は、港湾別レベル 1 地震動（公開データ）から当該漁港の近くのを 1 件選択し、松、竹のいずれかの方法で漁港のサイト増幅特性を求め、港湾基準に記された計算手順（1次元地震応答解析を含む）により照査用震度を求めることになる。

このように港湾の手法を一つの選択肢という位置付けにとどめるなら、水産庁が漁港別地震動を設定する必要はないであろう。

4.1.2. 港湾の知見に基づく簡便な設計手法の開発

港湾基準に掲載されているレベル 1 地震動に対する耐震設計手法は、港別の加速度波形（公開データ）を用いて 1 次元地震応答解析を行い、照査用震度を算出する必要がある。要求性能を踏まえて新しい知見が大幅に取り入れられているものの、設計時の手間が大きい。簡便性の面では地域別震度表のほうが優れている。

そこで、港湾基準に掲載されている方法を素地としながら、より簡易な方法を漁港基準に示すことが望まれる。その実現のために、4.1.2.1 と 4.1.2.2 に取り組むことを提案する。

4.1.2.1. 地域別の地震強度の整理

簡便のためには、想定外力を漁港別ではなく、県別や圏域別にするのがよい。そこで港湾の港別地震動などを引用して、県別、または県を幾つかに区切った圏域別に 75 年確率地震動のスペクトルを定める（このスペクトルにはサイト特性の影響を含めない）。これがなされた場合、県別や圏域別のスペクトルに、地点別のサイト増幅特性を乗じることで、地表面の 75 年確率地震動が算出され、設計に利用できる。

さらに、地表における地震動スペクトルを「75 年確率地震動の強さ（サイト増幅特性除き）＋サイト増幅特性による上乘せ」という概念で数値化して表せないか検討する。それが実用化できれば、従来の地域別震度表と似たスタイルで、県別あるいは圏域別の想定地震動の強さを提示できる。

これを実現するためには、発現する変形量を一定値において「地震動スペクトルと設計震度の関係」を分析する必要がある。分析の際、中継ぎの役目を果たすパラメータとして最大加速度、最大速度、速度 PSI 値（速度の自乗の時間積分の平方根）などが候補となる。このうち速度 PSI 値は岸壁の変形に寄与する周波数成分が反映されやすく、揺れの継続時間が考慮される点が優れている。

また、サイト増幅特性による設計震度上乘せの方法を検討する必要がある。その素案として、常時微動 H/V スペクトルのピーク周波数とピーク値に基づき上乘せ値を算出することが考えられる。

4.1.2.2. 地震の強度と変形量との関係の整理

港湾基準の耐震設計手法の「地震動と変形量との関係式」を構築する際、FLIP でモデル化された岸壁は、重力式で水深 7.5～14.5m、矢板式で水深 7.5～11m であった。すなわち一般的な漁港の岸壁よりも大水深のモデルを使って係数が設定されており、漁港への適用性が問題になる。

そこで、港湾基準に掲載されている数式を素地としながら、漁港の一般的な浅い岸壁・物揚場に適した係数の検討が必要である。その方法として、地震応答解析（FLIP 等）および過去の被災事例の検討が挙げられる。変形量に影響する因子として設計震度、構造形式、壁高を考慮する。港湾岸壁の変形に影響しやすい周波数領域は 2Hz 以下⁷⁾ であるから、漁港においてもこの付近に着目する。

これがなされると、一般的な漁港の岸壁・物揚場において、地震動が与えられると変形量が算出できるようになる。

4.1.2.3. 想定される耐震設計フロー

4.1.2.1 と 4.1.2.2 が実施されて数式・数表が提示されれば、漁港岸壁において、港湾の知見を取り入れつつ、レベル 1 地震動に対する簡便な耐震設計が可能となる。そのフローは次のようになる。

- ① 県別（または圏域別）の震度を、数表から選択
- ② 当該漁港で常時微動観測を行い、サイト増幅特性を推定
- ③ ②のサイト増幅特性のピーク周波数とピーク値を数表にあてはめ、設計震度上乘せ値を算出
- ④ ①に③を足して（あるいは乗じて）設計震度を得る

港湾基準に掲載されているレベル 1 地震動に対する耐震設計では一次元地震応答解析を実施することにより工学的基盤より上の地盤特性を精緻に考慮している。一方、この提案フローではサイト増幅特性を導入すれば現地の地盤特性をおおむね考慮できると考え一次元地震応答解析を省いている。

4.1.3. 海岸調査の成果の取扱い

近日中に漁港の設計基準の改定がなされることを想定して、仮に現行の震度法に小規模の改定を施して当面の設計に供与することの検討を行った。現行の地域別震度表をベースにするならば、それに近年発生した地震データを取り入れることが考えられる。

水産庁の平成 19 年度海岸事業調査委託「堤防等の耐震化に係る性能設計調査委託事業報告書」では、古典的な「距離減衰式」、すなわち地震のマグニチュードと、断層からの距離から、ある地域・地点における地震動の強さ（最大加速度、最大速度など）を推定する式を用いて、各漁港における最大加速度の期待値を求めている。従来の地震カタログの記録に、近年発生した地震データ（1995.6～2007.12）も追加して実施している。漁港で期待される最大加速度をワイブル分布にあてはめて、各漁港の最大加速度の 75 年期待値を求めている。その結果、表 15 の地域で基盤最大加速度及び設計震度が大きく評価された。

この結果に基づき、現行の地域別震度表の小規模な改定として、一部の県の数値の引き上げをすることも一案である。しかし今後 5.5.3 による地域別震度の見直しを行った場合に、引き上げの後に引き下げという一貫性に欠ける変更が発生することが懸念される。

表 15 基盤加速度および設計震度を大きく評価された地域
(平成 19 年度海岸事業調査による)

地 域	基盤の最大加速度(Gal)		設計震度	
	現行	見直し後	現行	見直し後
北海道(釧路, 十勝, 日高)	350	350 ~ 400	0.15	0.15 ~ 0.17
新潟県	200	200 ~ 350	0.12	0.12 ~ 0.15
富山県	200	200 ~ 250	0.12	0.12 ~ 0.13
石川県	200	200 ~ 300	0.12	0.12 ~ 0.14
鳥取県	200	250 ~ 350	0.12	0.13 ~ 0.15
島根県	150	150 ~ 200	0.11	0.11 ~ 0.12
岡山県	150	150 ~ 200	0.11	0.11 ~ 0.12
山口県	100	100 ~ 150	0.08	0.08 ~ 0.11
福岡県	100	150 ~ 300	0.08	0.11 ~ 0.14
佐賀県	150	150 ~ 250	0.11	0.11 ~ 0.13
長崎県	150	150 ~ 200	0.11	0.11 ~ 0.12
長崎県(五島, 壱岐, 対馬)	100	100 ~ 150	0.08	0.08 ~ 0.11
熊本県(天草)	200	200 ~ 250	0.12	0.12 ~ 0.13

※ここで示す設計震度は、係留施設B相当の値である。

※黄色掛けは、現行値と見直し値とが離れている地域。

4.2. レベル 2 地震動に対する耐震設計手法

現行の漁港設計基準では、耐震強化岸壁のレベル 2 地震動に対する耐震設計において、「地震時の構造物と地盤の動的相互作用」の二次元（または三次元）応答解析は、一般的な条件で設計震度 0.25 以下の場合、行わなくて良いことになっている。

ここで、0.25 という数値に明確な根拠は存在しない。性能規定化がなされると、耐震強化岸壁については一般岸壁とは異なる特別な要求性能が明示されることになる。その要求性能を確実にかつ過大設計に陥ることなく発現させるため、地震応答解析で変形量を照査することが望まれる。

そこで近日中に予定されている設計基準改定においては、耐震強化岸壁のレベル 2 地震動に対応した耐震設計については、二次元地震応答解析を標準的な手法に位置づけるべきと考えられる。具体的には、まずレベル 1 地震動で決定した断面を初期断面としてレベル 2 地震動を用いた二次元地震応答解析を実施し、許容変形内に収まっているかを確認する。許容変形量内に収まっていない場合には許容値内に収めるように断面を変更し二次元地震応答解析で確認するといったように、変形照査による手法を取り入れるべきと考えられる。

設計に用いる数百年に一度の地震動については、レベル 1 地震動と同様、サイト増幅特性を考慮に入れるべきである。しかし港湾基準に掲載されている方法で震源特性から逐次計算してレベル 2 地震動を求めるには大変な手間を要する。

そこで設計者の手間を軽減するため、現行漁港基準の手法（全国に適用できるモデル地震波形を提示している）を素地として、最近の知見に基づいてモデル波形を追加する。それらの波形に対してサイト増幅特性の補正を加えるようなフローを提案することが考えられる。

VI. 備考

本調査において、気仙沼漁港（宮城県気仙沼地方振興事務所水産漁港部庁舎）にて東北地方太平洋沖地震の波形が観測された。この波形は液状化による著しい剛性低下による非線形性がみられるため本調査のサイト増幅特性の算定には活用しなかった。しかし今後の調査分析の資料として活用可能である。その波形を図 11 に示す。

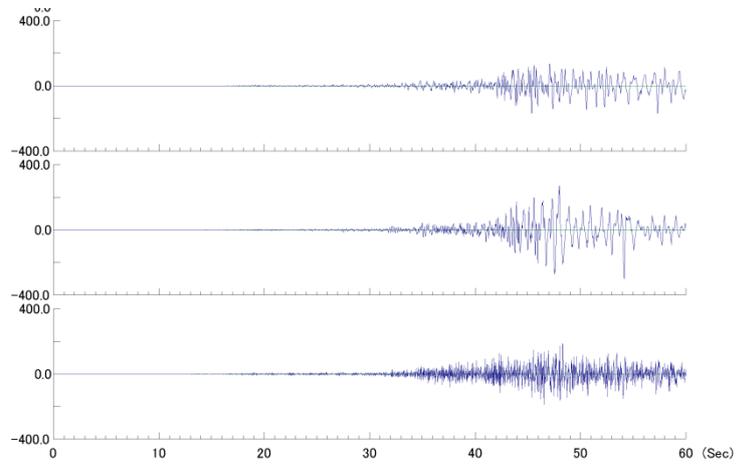
14 時 46 分～

NS 方向
EW 方向
UD 方向

CH07:ACC-X
max. = 137.279 (gal)
min. = -171.297 (gal)
mns. = 0.000 (gal)
rms. = 30.106 (gal)

CH08:ACC-Y
max. = 270.590 (gal)
min. = -303.793 (gal)
mns. = 0.000 (gal)
rms. = 42.931 (gal)

CH09:ACC-Z
max. = 189.195 (gal)
min. = -188.185 (gal)
mns. = 0.000 (gal)
rms. = 29.829 (gal)



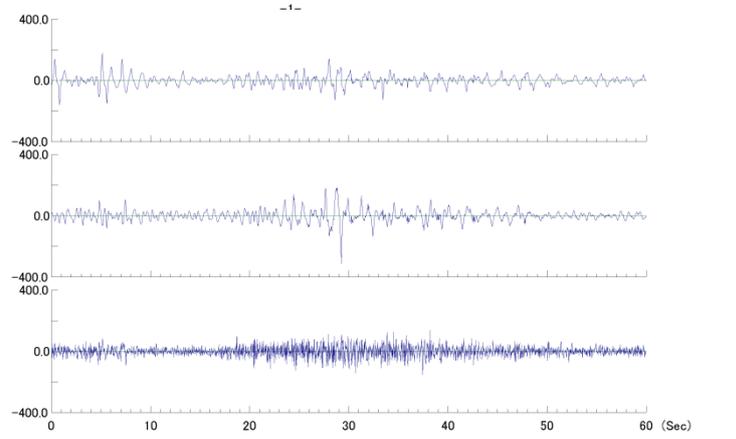
14 時 47 分～

NS 方向
EW 方向
UD 方向

CH07:ACC-X
max. = 190.139 (gal)
min. = -161.718 (gal)
mns. = 0.000 (gal)
rms. = 32.093 (gal)

CH08:ACC-Y
max. = 184.081 (gal)
min. = -314.729 (gal)
mns. = 0.000 (gal)
rms. = 36.659 (gal)

CH09:ACC-Z
max. = 137.306 (gal)
min. = -153.210 (gal)
mns. = 0.000 (gal)
rms. = 30.764 (gal)



14 時 48 分～

NS 方向
EW 方向
UD 方向

CH07:ACC-X
max. = 54.420 (gal)
min. = -48.108 (gal)
mns. = 0.000 (gal)
rms. = 14.207 (gal)

CH08:ACC-Y
max. = 48.120 (gal)
min. = -48.254 (gal)
mns. = 0.000 (gal)
rms. = 14.641 (gal)

CH09:ACC-Z
max. = 55.503 (gal)
min. = -38.988 (gal)
mns. = 0.000 (gal)
rms. = 9.447 (gal)

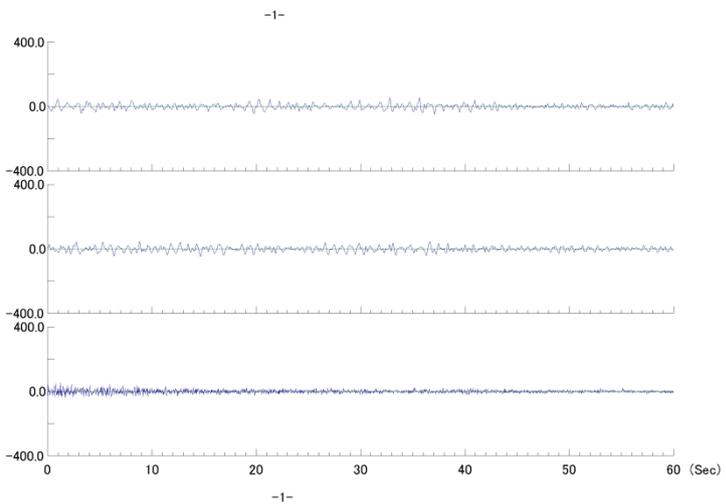


図 11 気仙沼漁港において観測された東北地方太平洋沖地震の加速度波形

Ⅶ. 摘要

- 港湾基準に掲載されているレベル1地震動に対する耐震設計手法の体系と、その手法を整備するためになされた調査研究の内容を、既往文献を参考にして整理した。
- 東日本の5箇所の漁港で地震観測と常時微動観測を実施した。うち4漁港について、観測結果に基づき、港湾基準に掲載されているレベル1地震動の照査用震度算定手法（松、竹）により照査用震度を算出した。また、港湾基準に掲載されているレベル1地震動の照査用震度算定用の回帰式（梅）により照査用震度を算出した。算出は、対象とした各漁港に実在する施設を参考として実施した。得られた照査用震度は、いずれも、漁港基準の設計震度よりも小さい値となった。
- 港湾の基準に掲載されている方法で算定した照査用震度を用いて、3施設をモデルとして試設計を行った。その結果、想定される建設コストは漁港基準と比較して2～11%削減される結果となった。
- 福岡市の5漁港において、常時微動観測を行ってサイト増幅特性を推定した。その特性および他機関の地震観測データを利用して、各漁港へ伝達した2005年福岡県西方沖地震の地震動を事後推定し、被災状況との関連性を検証した。その結果、地震動の特性（卓越周期）と被害程度との因果関係を説明できる漁港がある一方、説明できない漁港もあった。この原因として、対象とした地震が直下型の地震であったため数kmしか離れていない2地点同士であっても断層からの伝播方向が大きく異なることがあることと、地点ごとの応力～ひずみ関係の非線形性の違いによる影響などが考えられる。
- レベル1地震動に対する耐震設計法の今後の方針について検討した。その結果、性能規定化後も、当面は現行の漁港基準の地域別震度表を使うことを基本とするが、港湾基準に掲載されている手法を希望する事業主体が現われることも想定されるため、それへの対応として「漁港施設の許容変形量」と「適用範囲」を明示しておくことが必要との見解に至った。さらに、将来的に、簡便性にも配慮しつつ、実際の設計と要求性能との整合性を向上させるため、調査研究テーマとして「地域別の地震強度の整理」「地震強度と変形量との関係の整理」に取り組むべきとの見解に至った。
- レベル2地震動に対する耐震設計法については、要求性能を的確に発現させるため、2次元地震応答解析を標準的な手法に位置づけるべきとの見解に至った。その場合、簡便性にも配慮して地震動は過去のモデル波形を使用するが、サイト増幅特性による補正を加えることを提案した。

VIII. 引用・参考文献

- 1) 長尾毅・岩田直樹・藤村公宜・森下倫明・佐藤秀政・尾崎竜三、2006年：レベル1地震動に対する重力式および矢板式岸壁の耐震性能照査用震度の設定手法、国土技術政策総合研究所資料、No.310.
- 2) 野津厚・長尾毅、2005年：スペクトルインバージョンに基づく全国の港湾等の強震観測地点におけるサイト増幅特性、港湾空港技術研究所資料、No.1112.
- 3) 野津厚・若井淳、2011年：東日本大震災で被災した港湾における地震動特性、港湾空港技術研究所資料、No.1244.
- 4) 野津厚、2007年：2005年福岡県西方沖の地震の震源モデル、地震、59、pp.253-270.
- 5) H.Miyake, Y.Tanaka, M.Sakaue, K.Koketsu and Y.Ishigaki, 2006：Empirical Green's function simulation of broadband ground motions on Genkai Island during the 2005 West Off Fukuoka Prefecture earthquake, *Earth Planets Space*, 58, pp.1637-1642.
- 6) 野津厚・井合進、2001年：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講演概要集、pp.18-19.
- 7) 野津厚・井合進・一井康二・沼田淳紀、2000年：ケーソン式岸壁の変形に寄与する地震動の振動数成分、レベル2地震動に対する土構造物の耐震設計シンポジウムおよび講習会テキスト、pp.311-318.

IX. 学会等への発表

- 三上信雄・佐伯公康・西本敦範・藤井照久・大槇正紀、2009年：漁港施設の耐震設計におけるサイト特性の影響に関する研究、平成21年度日本水産工学会学術講演会講演論文集、pp.59-62.
- 佐伯公康・三上信雄・西本敦範・藤井照久・大槇正紀、2010年：漁港施設の耐震設計におけるサイト特性の影響に関する研究（その2）、平成22年度日本水産工学会学術講演会講演論文集、pp.187-190.

謝辞

福岡の分析では、東京大学地震研究所の三宅弘恵助教より余震波形の提供を受けました。港湾空港技術研究所の野津厚チームリーダーより震源モデルの提供を受けました。福岡市から被災記録の提供を受けました。防災科学技術研究所ホームページで公開されている地震波形データを使用しました。

観測と試設計においては各地の施設管理者の協力を得ました。ここに謝意を表します。

