

控え直杭式矢板岸壁のレベル1地震動 に対する性能規定化に関する研究

長尾 毅¹・尾崎竜三²

¹国土技術政策総合研究所 (〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1)

E-mail: nagao-t92y2@ysk.nilim.go.jp

²中央復建コンサルタンツ(株) (〒533-0033 大阪市東淀川区東中島4-11-10)

E-mail: ozaki_r@cfk.co.jp

矢板式岸壁のレベル1地震動に対する耐震設計は、震度法を用いて部材に生じる応力が許容応力度以下であることを確認してきた。しかしながら、岸壁の供用性を考慮すると、レベル1地震動作用後も船舶の接岸が可能なが求められることから、本来変形量についても許容値以下であることが求められるべきであるといえる。本研究では、地震応答解析を用いて、矢板式岸壁の変形量と断面力の相関を検討した。検討の結果、供用性の観点からは、矢板式岸壁のレベル1地震動に対する性能規定は断面力のみならず、変形量を併せて規定することが適切であることが分かった。また、矢板壁、タイ材、控え直杭の3部材では降伏までの余裕度に違いがあることが分かった。

Key Words : Performance criteria, Sheet pile quay wall, Deformation, Bending moment

1. はじめに

矢板式岸壁のレベル1地震動に対する耐震設計は、地震動の影響を静的に評価する震度法によって行われている¹⁾。設計計算においては、矢板壁、タイ材、控え直杭に生じる断面力が許容応力度以下であることを照査している。ここで、許容応力度は降伏応力度を1.67程度の安全率で除した値であるが、地震時には許容応力度の50%の割増しを行うため、安全率は1.1程度の値となり、各部材が降伏に近い状態となることを想定している。

ところで、港湾の施設のレベル1地震動に対する要求性能は、所要の構造の安定を確保し、かつ、当該施設の健全な機能を損なわないこと¹⁾とされている。また、供用の観点からの矢板式岸壁の変形量の許容値の目安は概ね20~30cm未満とされている¹⁾。

従って、矢板式岸壁については、構造の安定面からは構造部材が弾性限界を超えないことと、供用性の観点からは20~30cm程度の、船舶の接岸に支障が生じない程度の変形にとどまることが求められるといえる。

震度法による設計では構造物の変形量は評価できないため、応力度が許容応力度以下であれば供用性も確保されていると見なしていることとなるが、この点の妥当性を確認しておくことが必要と考えられる。

矢板式岸壁の耐震性に関する先駆的な研究事例として、北島ら²⁾は、実験及び被災事例の検討から、適正に設計された矢板岸壁が破壊する場合は、その破壊は控え直杭の前方移動によるもので、矢板壁の折損、タイ材の破断などは生じないとしている。ただし、北島らの研究当時は、現時点ではほとんどみられない控え形式となった控え版式矢板岸壁が検討事例の半数を占めており、かつ、被災事例についても基本的に目視による調査をもとにしているため、矢板岸壁の部材の健全性については慎重な判断が必要と考えられる。

その後の地震応答解析手法の進歩により、矢板式岸壁の地震時の挙動を解析により概ね再現できることがわかってきた³⁾⁴⁾⁵⁾⁶⁾⁷⁾。このため矢板岸壁の被災形態に関する知見は蓄積しつつあるものの、既往の研究は1983年日本海中部地震における秋田港の被災事例³⁾⁵⁾⁶⁾および1993年釧路沖地震における釧路港被災事例⁷⁾という限られた条件および地震波形に対するものであり、かつ、レベル2地震動相当の大地震が作用した際の液状化の発生を伴う応答に焦点が当てられている。

そこで、本研究では、レベル1地震動もしくはレベル1地震動相当の地震動に対する控え直杭式矢板岸壁の性能規定に向けた知見を得る観点から、24ケースの断面、9種の地震波形を用いた地震応答解析を行って控え直杭式矢板岸壁の断面力と変形量の相

関を評価した。なお、レベル1地震動相当の地震動に対しては液状化を許容しないことから、本研究においても液状化の影響は考慮していない。

2. 検討方法

(1) 検討断面

検討断面は、設計水深として-7.5, -11, -14.5, -16mの4種類を設定し、設計震度0.1~0.25で現行設計法により断面の設定を行った。設計水深と設計

震度の組み合わせは表-1に示すとおりである。地盤モデルは、I~III種地盤として、表-2に示す3ケースを設定した。地盤固有周期は、それぞれ1.2, 0.8, 0.6秒程度である。検討断面の概要を図-1に示す。また矢板、控え直杭の設置位置を表-3に、部材の諸元を表-4にまとめる。

表-1 設計水深と設計震度の組み合わせ

水深 震度	-7.5m	-11.0m	-14.5m	-16.0m
0.10				
0.15				
0.20				
0.25				

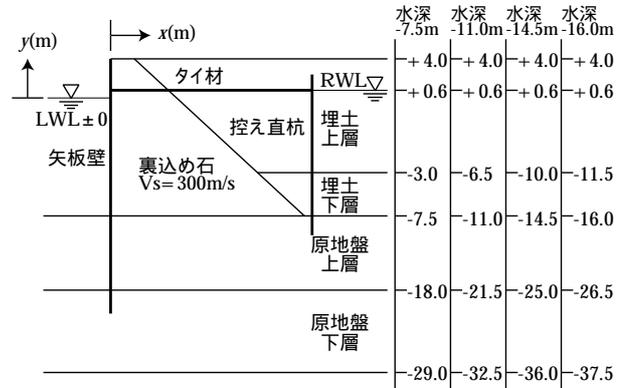


図-1 検討断面概要

表-2 地盤物性

地盤	土層区分	土層区分	湿潤密度 (t/m ³)	基準有効拘束圧 (kN/m ²)	基準初期せん断剛性 (kN/m ²)	基準初期体積剛性 (kN/m ²)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (°)	最大減衰	S波速度 (m/s)
case1	埋土	上層(水面上)	1.8	89.8	25920	67595	0	37	0.24	120
		上層(水面下)	2.0							
case2	埋土	上層(水面上)	1.8	89.8	58320	152089	0	38	0.24	180
		上層(水面下)	2.0							
case3	埋土	上層(水面上)	1.8	72.9	79380	207011	0	38	0.24	210
		上層(水面下)	2.0							
共通材料	基礎捨石裏込石	基礎捨石	2.0	98.0	180000	469412	0	40	0.24	300
		裏込石	2.0							

表-3 検討断面の部材諸元

設計震度	水深 (m)	地盤	矢板			タイ材		控え直杭				
			鋼種	断面積 (m ² /m)	断面係数 (m ³ /m)	断面二次モーメント (m ⁴ /m)	鋼種	断面積 (m ² /m)	鋼種	断面積 (m ² /m)	断面係数 (m ³ /m)	断面二次モーメント (m ⁴ /m)
0.10	-7.5	case1	SY295	1.51E-02	1.44E-03	2.66E-04	SS400	1.92E-03	SHK490M	1.28E-02	1.97E-03	4.04E-04
		case2	SY295	1.47E-02	1.40E-03	2.59E-04	SS400	1.92E-03	SHK490M	1.05E-02	1.66E-03	3.32E-04
		case3	SY295	1.36E-02	1.30E-03	2.40E-04	SS400	1.92E-03	SHK490M	8.63E-03	1.29E-03	2.47E-04
	-11.0	case1	SKY490	1.79E-02	3.52E-03	1.41E-03	SS400	2.84E-03	SHK490M	2.51E-02	3.67E-03	8.19E-04
		case2	SKY490	2.53E-02	3.09E-03	7.82E-04	SS400	2.51E-03	SHK490M	1.98E-02	2.82E-03	6.01E-04
		case3	SKY490	2.53E-02	3.03E-03	7.56E-04	SS490	2.21E-03	SHK490M	1.46E-02	2.22E-03	4.63E-04
0.15	-7.5	case1	SY295	1.85E-02	1.77E-03	3.27E-04	SS400	2.21E-03	SHK490M	1.58E-02	2.49E-03	5.28E-04
		case2	SY295	1.80E-02	1.72E-03	3.18E-04	SS400	2.21E-03	SHK490M	1.34E-02	2.05E-03	4.22E-04
		case3	SY295	1.65E-02	1.58E-03	2.92E-04	NHT-490	1.41E-03	SHK490M	1.05E-02	1.61E-03	3.20E-04
	-11.0	case1	SKY490	2.10E-02	4.71E-03	2.15E-03	NHT-490	2.21E-03	SHK490M	3.03E-02	4.77E-03	1.14E-03
		case2	SKY490	2.10E-02	4.63E-03	2.08E-03	NHT-490	2.21E-03	SHK490M	2.61E-02	3.98E-03	9.07E-04
		case3	SKY490	2.58E-02	3.80E-03	1.16E-03	SS490	2.51E-03	SHK490M	1.98E-02	2.82E-03	6.01E-04
0.20	-11.0	case1	SKY490	2.13E-02	5.86E-03	3.27E-03	SS490	3.54E-03	SHK490M	4.19E-02	6.19E-03	1.54E-03
		case2	SKY490	2.12E-02	5.76E-03	3.16E-03	NHT-590	2.21E-03	SHK490M	3.48E-02	5.37E-03	1.30E-03
		case3	SKY490	2.89E-02	4.90E-03	1.71E-03	NHT-490	2.51E-03	SHK490M	2.62E-02	3.75E-03	8.37E-04
	-14.5	case1	SKY490	4.40E-02	1.07E-02	5.32E-03	NHT-740	2.21E-03	SHK490M	5.18E-02	9.54E-03	2.86E-03
		case2	SKY490	4.65E-02	1.01E-02	4.52E-03	NHT-740	2.21E-03	SHK490M	4.23E-02	7.91E-03	2.29E-03
		case3	SKY490	4.37E-02	9.48E-03	4.26E-03	NHT-740	2.21E-03	SHK490M	3.91E-02	6.20E-03	1.57E-03
0.25	-14.5	case1	SKY490	4.47E-02	1.33E-02	8.07E-03	NHT-740	2.84E-03	SHK490M	5.48E-02	1.30E-02	4.92E-03
		case2	SKY490	5.25E-02	1.27E-02	6.31E-03	NHT-690	3.18E-03	SHK490M	4.54E-02	1.04E-02	3.79E-03
		case3	SKY490	4.97E-02	1.20E-02	5.99E-03	NHT-740	2.51E-03	SHK490M	4.08E-02	7.77E-03	2.25E-03
	-16.0	case1	SKY490	5.90E-02	1.71E-02	1.02E-02	NHT-740	3.18E-03	SHK490M	6.67E-02	1.56E-02	6.11E-03
		case2	SKY490	6.15E-02	1.62E-02	8.92E-03	NHT-740	2.84E-03	SHK490M	5.29E-02	1.27E-02	4.83E-03
		case3	SKY490	5.86E-02	1.55E-02	8.52E-03	NHT-740	2.84E-03	SHK490M	4.97E-02	9.69E-03	2.96E-03

注)鋼材は、現行設計において許容安全率をちょうど満足するように断面諸元を仮定している。

(2) 検討方法

検討にあたり、港湾における代表的な観測波形、鉄道構造物における設計波および模擬地震動を9波形抽出した。用いた波形を表-5 および図-2 に示す。

これら波形の採用理由は次の通りである。まず現行基準によると耐震設計に用いられるのは内陸直下型地震では神戸波、海溝型地震では八戸波、大船渡波であり、これらが実際の港湾地域での観測波形であることから秋田波を含めた4波形を採用している。

また今後、設計地震動として、内陸直下型・海溝型地震といった発震機構を考慮して、作成された波形が採用されることを想定して、内陸直下型横ずれ断層・逆断層、海溝型低角逆断層の3つのタイプを考慮して、香川ら⁸⁾が作成した模擬地震動(それぞれ、Strike波、Dip波、Subduction波)を採用している。さらに確認のために、港湾とは異なる鉄道構造物の耐震設計で用いられる波形であるJR1波、JR2波⁹⁾を採用した。

表-4 矢板壁・控え直杭の設置位置

部材	水深(m)	地盤	$k_h=0.10$		$k_h=0.15$		$k_h=0.20$		$k_h=0.25$	
			設置位置 x座標 (m)	根入長 or 杭長 (m)	設置位置 x座標 (m)	根入長 or 杭長 (m)	設置位置 x座標 (m)	根入長 or 杭長 (m)	設置位置 x座標 (m)	根入長 or 杭長 (m)
矢板壁	-7.5	case1	0.0	7.1	0.0	7.5	-	-	-	-
		case2	0.0	6.9	0.0	7.3	-	-	-	-
		case3	0.0	6.3	0.0	6.7	-	-	-	-
	-11.0	case1	0.0	10.9	0.0	12.1	0.0	13.4	-	-
		case2	0.0	9.1	0.0	11.8	0.0	13.1	-	-
		case3	0.0	8.4	0.0	9.4	0.0	10.4	-	-
	-14.5	case1	-	-	-	-	0.0	15.0	0.0	16.6
		case2	-	-	-	-	0.0	14.1	0.0	15.3
		case3	-	-	-	-	0.0	13.0	0.0	14.1
	-16.0	case1	-	-	-	-	-	-	0.0	17.6
		case2	-	-	-	-	-	-	0.0	16.7
		case3	-	-	-	-	-	-	0.0	15.4
控え直杭	-7.5	case1	16.8	16.3	18.6	17.3	-	-	-	-
		case2	15.3	13.9	16.8	14.7	-	-	-	-
		case3	13.3	11.3	14.6	11.9	-	-	-	-
	-11.0	case1	21.4	19.4	24.2	21.1	27.2	22.2	-	-
		case2	19.3	16.2	21.9	17.8	25.0	19.2	-	-
		case3	17.1	13.3	19.0	14.0	21.7	15.0	-	-
	-14.5	case1	-	-	-	-	33.0	25.1	38.7	28.0
		case2	-	-	-	-	30.3	21.3	35.0	23.4
		case3	-	-	-	-	27.3	17.7	30.8	18.3
	-16.0	case1	-	-	-	-	-	-	42.1	29.4
		case2	-	-	-	-	-	-	38.4	24.9
		case3	-	-	-	-	-	-	33.9	19.6

注)矢板壁については根入長、控え直杭については杭長である。

表-5 検討に用いた波形

No.	名称	最大加速度(Gal)	卓越周波数(Hz)
1	八戸波	209.9	0.39
2	神戸波	817.0	2.88
3	大船渡波	275.1	2.34
4	秋田波	169.9	0.44
5	JR1波	321.9	0.78
6	JR2波	749.6	1.34
7	Dip波	417.8	0.68
8	Strike波	541.9	1.66
9	Subduction波	174.4	0.60

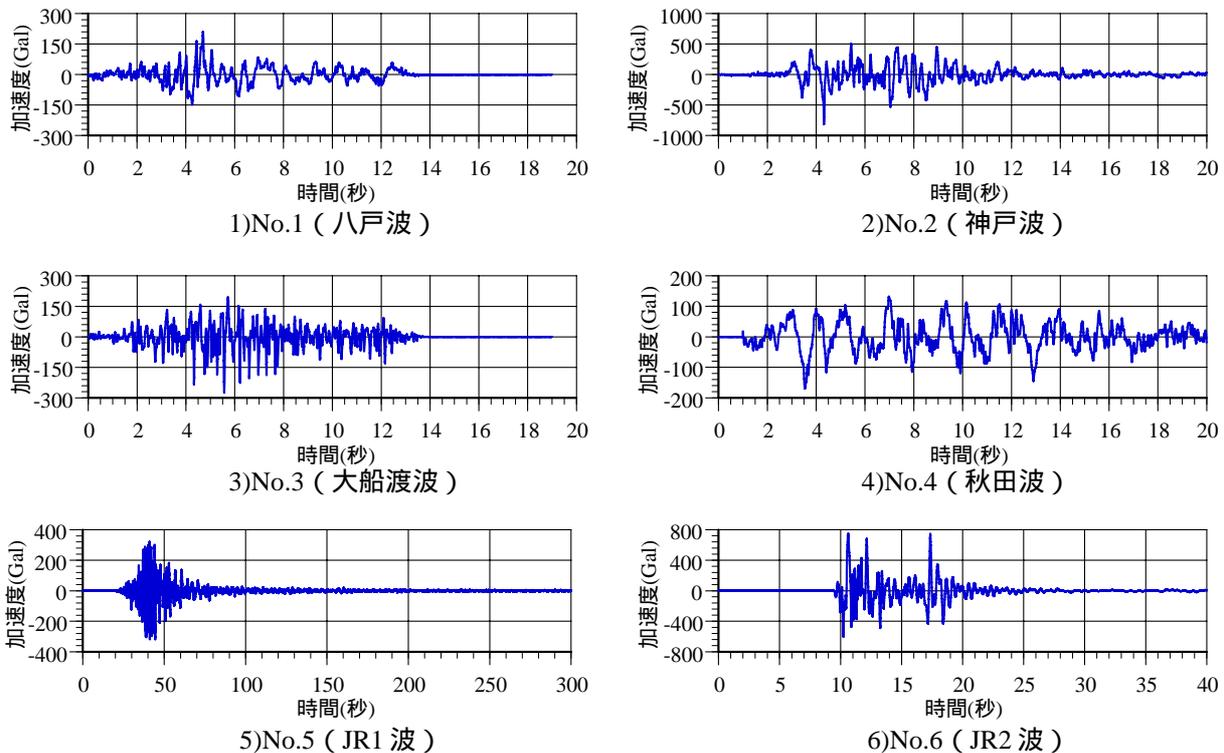
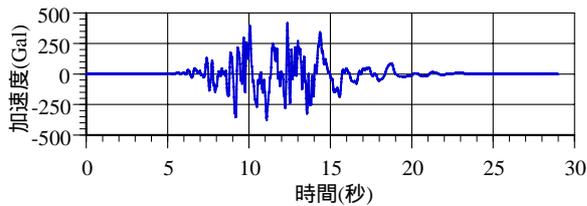
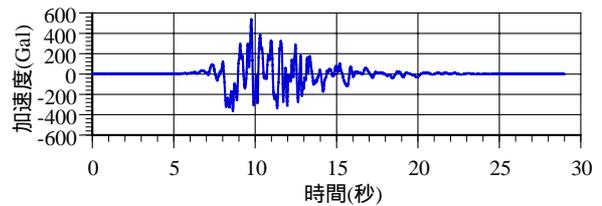


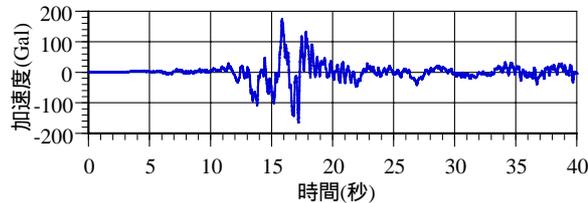
図-2 入力地震動時刻歴



7)No.7 (Dip 波)



8)No.8 (Strike 波)



9)No.9 (Subduction 波)

図-2 入力地震動時刻歴

地震応答解析は解析コード FLIP¹⁰⁾により検討した。FLIP の矢板式岸壁の耐震性能評価に対する適用性は、小堤ら³⁾によりまとめられているとおり、初期応力状態の評価法⁴⁾⁵⁾⁶⁾など各種の改良が行われ、特に大変形時の被災事例などの再現性が確認されている。被災事例の再現においては岸壁の変形のみならず、矢板壁・控え直杭の断面力の面からも被災の有無が定量的に表現されている⁶⁾。

構造部材のモデル化については、矢板壁はトリリニアモデルによる非線形はり要素とした。矢板とその両側の地盤の節点を分離し、同一座標上に3個の節点を配置する3重節点とした。控え直杭も矢板壁と同じトリリニアモデルによる非線形はり要素として扱った。地盤要素と節点を分離し、2重節点とした。またタイ材については線形要素とした。矢板壁、控え直杭との連結部は節点を共有している。タイ材が軸力のみを負担するように、断面2次モーメント、有効せん断面積率は0としている。数値解析の安定性の観点から与えるレーレー減衰は初期剛性比例係数として与え、すべての検討断面を対象に背後地盤の1次固有周期と1次減衰($\xi_1=0.01$ を仮定)より算出した β の平均値より、 $\beta=0.002$ と設定した。

検討は、供用性の観点も考慮して、矢板壁天端の残留変形量が最大値40cm以下となるように基盤入力加速度を振幅調整した。

3. 検討結果

(1) 変形モード

図-3 および図-4 にそれぞれ水深-11m、設計震度0.1 および0.2 のケースについて、矢板壁の天端の残留変形量が供用上の観点からの制限値の下限である20cm程度となった時の矢板壁と控え直杭の変形モードを示す。まず、地震波形が異なっても矢板壁および控え直杭の変形モードに大きな違いはないことが分かる。すなわち、矢板壁の変形は根入下端部からすでに生じており、曲率最大点の少し下で最大値に達し、岸壁天端に向かって減少する傾向にある。

ただし、変形の生じ方は地盤条件によって多少異なり、地盤が最も軟弱な case1 では、海底面で天端と同程度の変形量が生じている。これは、矢板壁が海底面で固定されているのではなく、矢板壁が地盤とともに海側へ変形しているためであり、現行設計での想定とは違うモードである。地盤が最も良好な case3 においても、海底面で天端変形量の70%程度の変形が生じている。この傾向は控え直杭についても同様であり、特に、地盤が良好であるため杭長の短い case3 では、杭下端に近い部分から変形が生じ、杭は海側に大きく傾く結果となっている。現行設計法では控え杭は $1.5\ell_{m1}$ 点(ℓ_{m1} :曲げモーメント第1ゼロ点)で固定されているものとして断面力を算出するが、今回の解析結果では控え直杭についても変形モードは現行設計法とは異なる結果となった。

地盤要素のせん断ひずみについて検討した結果、矢板壁とタイ材の取り付け点周辺、矢板壁受動側の地盤要素では1%を超えるせん断ひずみが発生する他、控え直杭とタイ材の取り付け点付近では、5%を超えるせん断ひずみが発生している。

(2) 変形と断面力の相関

図-5 に、検討したケースについて、天端残留変形量と断面力の関係を示す。断面力(曲げモーメントは M 、軸力は T で表し、添字 max は加振中の最大値を示す)は、降伏耐力(添字 y は降伏値を示す)で除して正規化してあり、値が1.0の時に降伏していることを示す。図より、矢板壁、タイ材、控え直杭のいずれも、供用上の観点からの制限値である20~30cm変形時には断面力には余裕があり、検討範囲では30cm変形時に部材に降伏は生じていない。すなわち、控え直杭式矢板岸壁の破壊は変形先行型であり、降伏先行型ではない。

また、図より、水深が深いほど残留変形量に対する断面力危険度(M_{max}/M_y および T_{max}/T_y)が低いことが分かる。例えば、矢板壁では、水深-7.5m および-11mでは、天端残留変形量が35cm程度に達すると降伏するケースがあるが、-14.5m および-16mでは M_{max}/M_y は0.8以下である。水深が深くなるほ

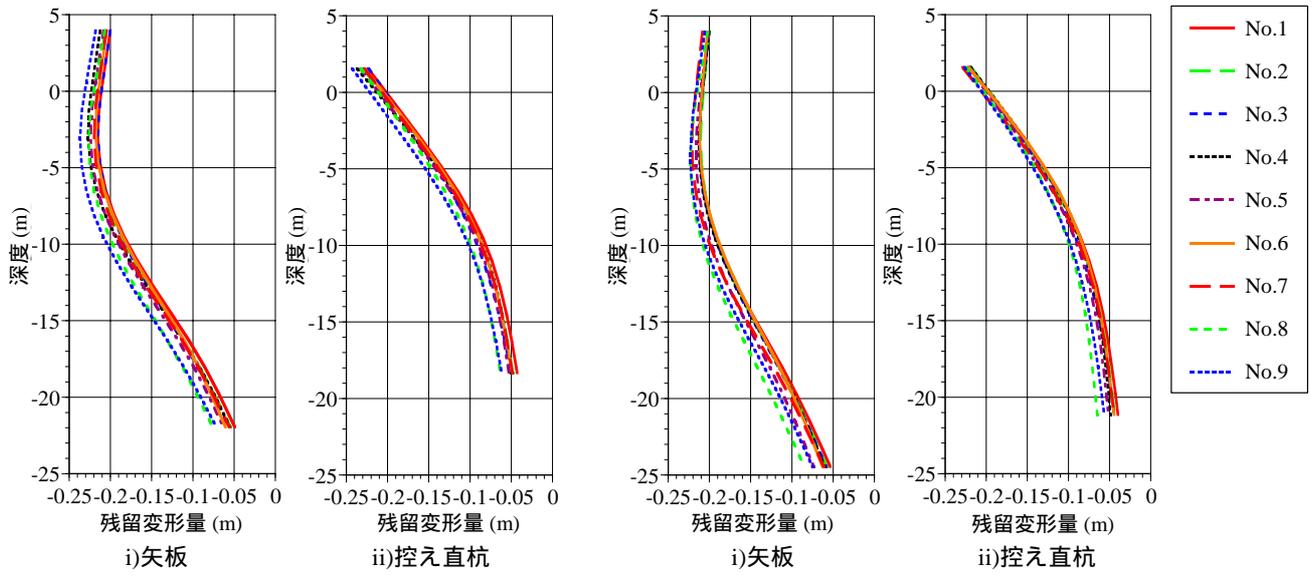


図-3 矢板壁と控え直杭の変形モード ($k_h=0.10$)

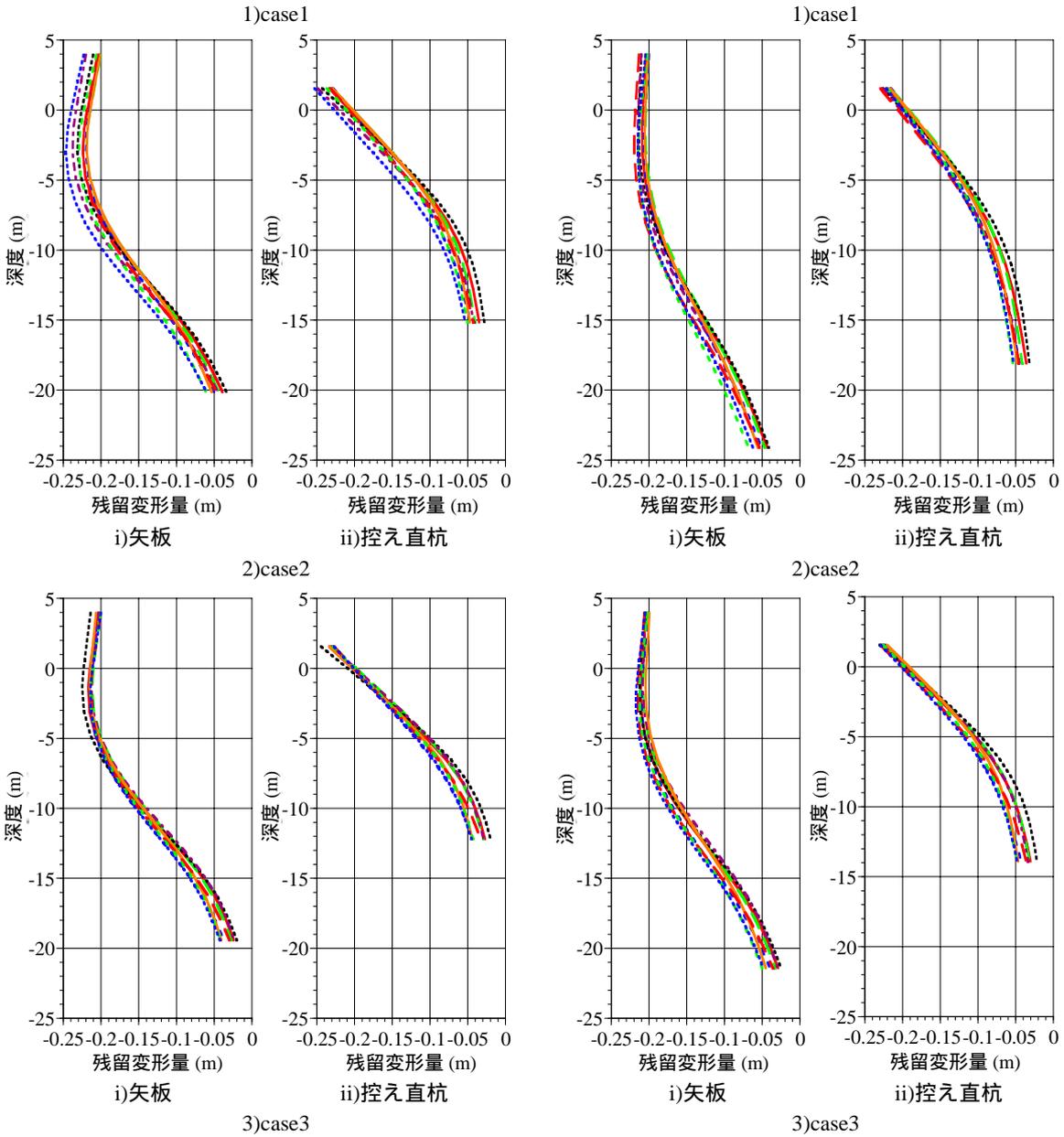
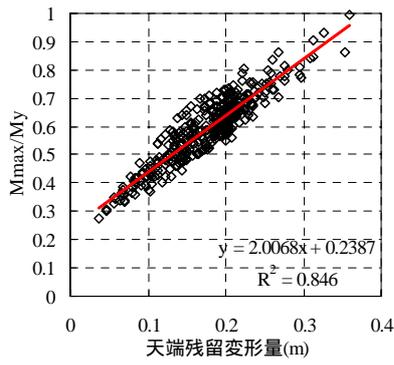
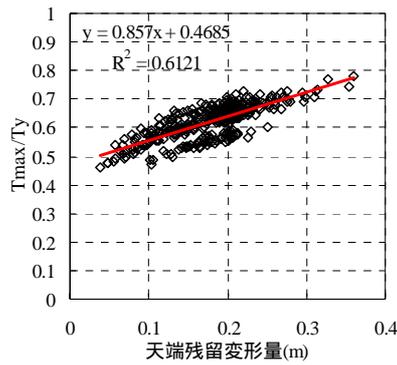


図-4 矢板壁と控え直杭の変形モード ($k_h=0.20$)

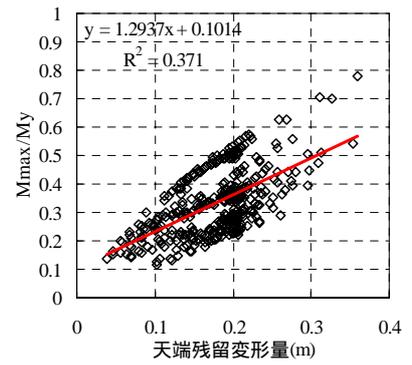


i) 矢板

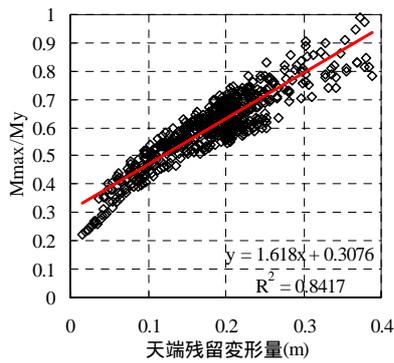


ii) タイ材

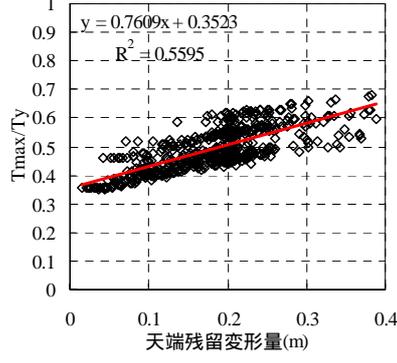
1) 水深-7.5m



iii) 控え直杭

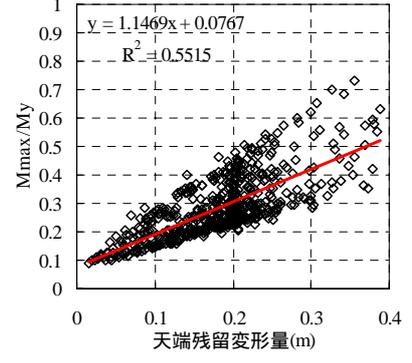


i) 矢板

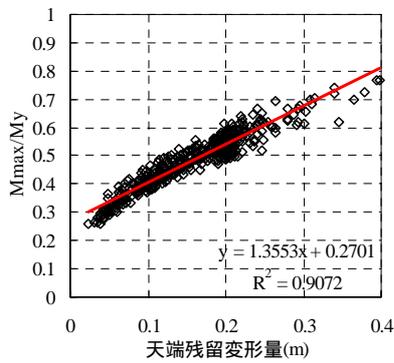


ii) タイ材

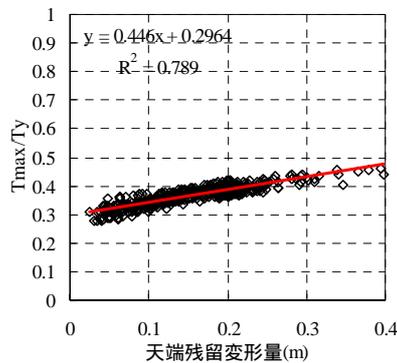
2) 水深-11m



iii) 控え直杭

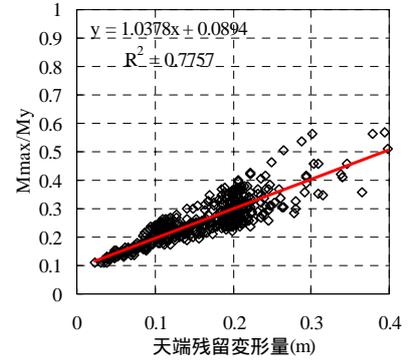


i) 矢板

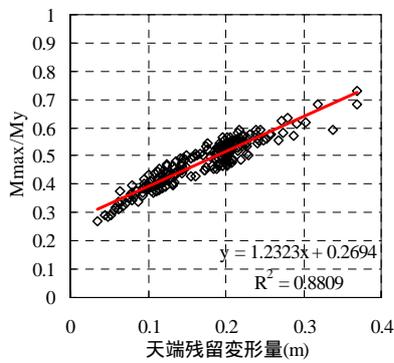


ii) タイ材

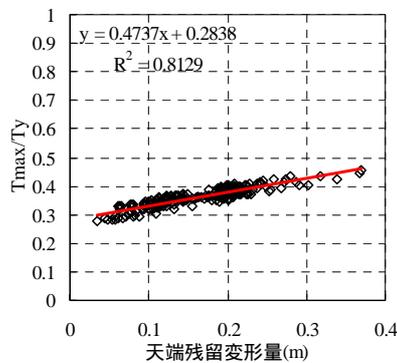
3) 水深-14.5m



iii) 控え直杭

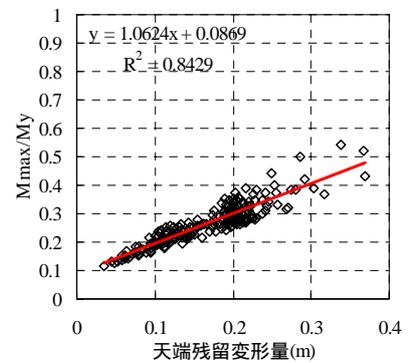


i) 矢板



ii) タイ材

4) 水深-16m



iii) 控え直杭

図-5 天端残留変形量と断面力の関係

ど必要な矢板壁の剛性は高くなるため、この水深の変化に伴う断面力危険度の変化は、断面剛性の変化が影響を及ぼしている可能性がある。

また、図より、水深が深いほど残留変形量に対する断面力危険度 (M_{max} / M_y および T_{max} / T_y) が低いことが分かる。例えば、矢板壁では、水深-7.5m および-11m では、天端残留変形量が 35cm 程度に達すると降伏するケースがあるが、-14.5m および-16m では M_{max} / M_y は 0.8 以下である。水深が深くなるほど必要な矢板壁の剛性は高くなるため、この水深の変化に伴う断面力危険度の変化は、断面剛性の変化が影響を及ぼしている可能性がある。

断面剛性に影響を及ぼすパラメータとしては、水深のほかに設計震度があげられる。そこで、天端 20cm 変形時の断面力危険度について、設計震度と水深に関するコンター図として図-6 に示す。

図より矢板壁については、断面力危険度は水深の変化に大きく依存しており、設計震度が変化してもほぼ一定の値となっていることが分かる。従って、矢板壁の断面力危険度の水深依存性は、変形量が同一の条件では水深が深いほど矢板壁の傾斜および曲率が小さくなるという幾何学的な関係による要素が大きいと考えられる。これに対してタイ材、控え直杭については、断面力危険度は水深のみならず、設計震度にも依存していることがわかる。

いま、天端 20cm 変形時を対象にして、矢板壁、タイ材、控え直杭に発生する最大断面力および降伏断面力と設計震度および水深の関係を地震応答解析結果より回帰分析により求めると、断面力危険度は次のように表される。

矢板壁：

$$\frac{M_{max}}{M_y} = \frac{c_1 \cdot k_h^{0.67} \cdot h^{2.27}}{c_2 \cdot k_h^{0.72} \cdot h^{2.51}} = c_3 \frac{1}{k_h^{0.05} \cdot h^{0.24}} \quad (1)$$

タイ材：

$$\frac{T_{max}}{T_y} = \frac{c_4 \cdot k_h^{0.33} \cdot h^{0.63}}{c_5 \cdot k_h^{0.60} \cdot h^{1.17}} = c_6 \frac{1}{k_h^{0.27} \cdot h^{0.54}} \quad (2)$$

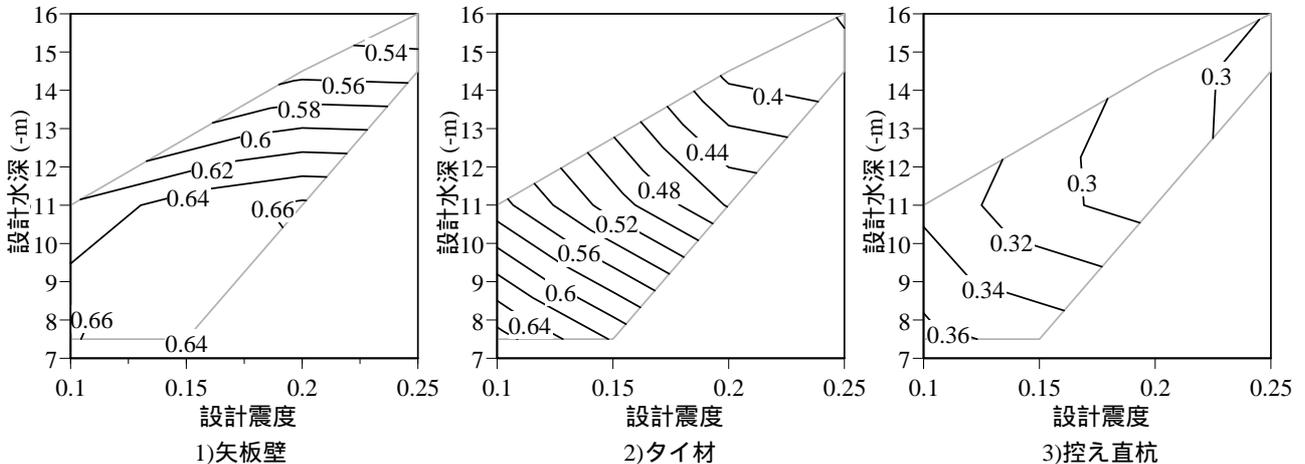


図-6 断面力危険度コンター (天端 20cm 変形時)

控え直杭：

$$\frac{M_{max}}{M_y} = \frac{c_7 \cdot k_h^{0.75} \cdot h^{1.56}}{c_8 \cdot k_h^{0.83} \cdot h^{1.72}} = c_9 \frac{1}{k_h^{0.08} \cdot h^{0.16}} \quad (3)$$

ここに、 c_i ：定数、 k_h ：設計震度、 h ：水深(-m)である。

次に、部材別の断面力危険度を見ると差があり、平均的には矢板壁が最も危険度が高く、次いでタイ材、控え直杭という順となっている。また、控え直杭については、変形量に対する断面力危険度にばらつきがやや大きい。

以下これらの理由について考察する。まず控え直杭の断面力危険度のばらつきについて考察する。図-7 に、水深-11m、設計震度 0.1 の条件で地盤条件別に矢板壁と控え直杭の断面力および曲率を示す。地盤条件が異なると控え直杭の剛性および杭長が異なるため、発生曲率が大きく異なることが分かる。矢板壁についても曲率は地盤条件に応じて変化するが、変化度は控え直杭ほどではない。これは、曲率がゼロとなる点の変化度が控え直杭と比較して小さいためと考えられる。なお、+0.1m 付近で折曲りが見られるのは、+0.1m 以上の上部工部分を剛域を設けてモデル化しているためである。

次に、図-8 に、天端 20cm 変形時の剛性に対する発生曲率の関係を矢板および控え直杭に対して示した。矢板壁については、剛性の小さい領域ではややばらつきは大きいものの、剛性と曲率はほぼ一定の関係にあり、この図より用いる剛性に応じた発生曲率を概ね見積もることが可能となる。これに対して控え直杭については、剛性に対する曲率のばらつきが大きい。

このように、矢板壁と比較して控え直杭については、杭長の変化に伴う曲率の変化の影響が高く、このため断面力危険度が他の部材と比較してばらつき結果となる。

次にタイ材について検討する。前述のように、矢板壁と比較してタイ材の断面力危険度は平均的には小さい。タイ材の剛性は矢板変形性能に対する寄与

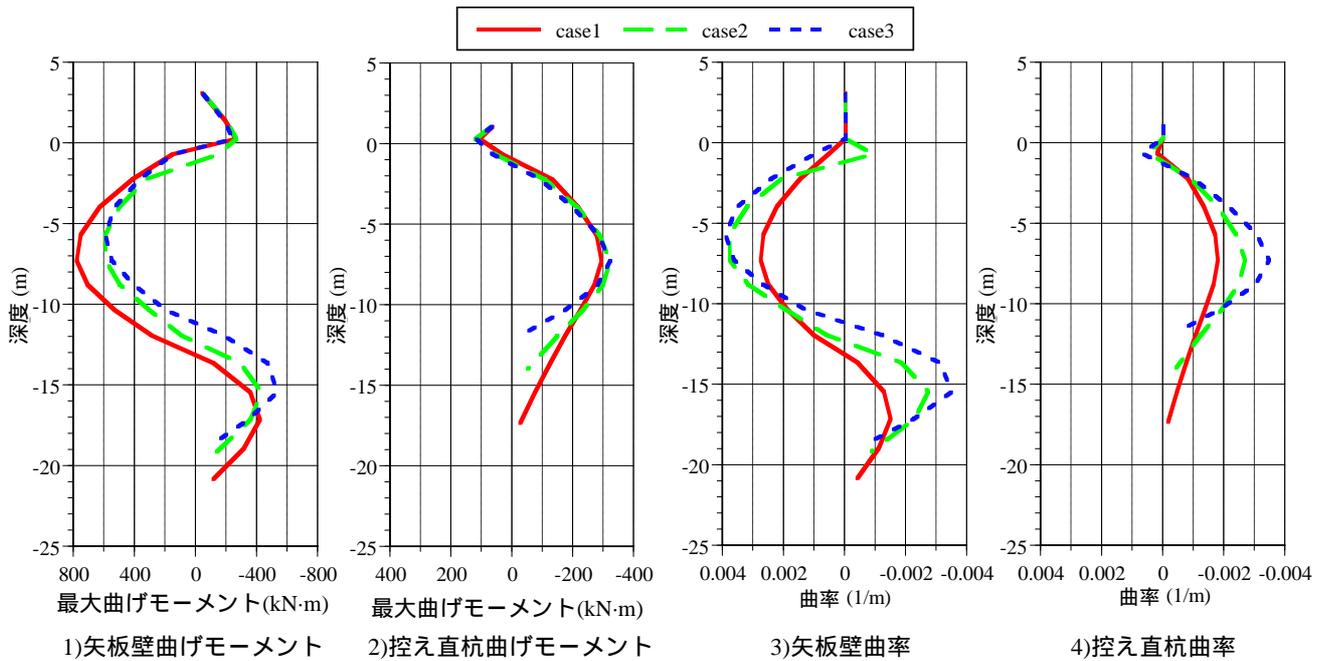


図-7 矢板壁と控え直杭の断面力と曲率分布（八戸波）

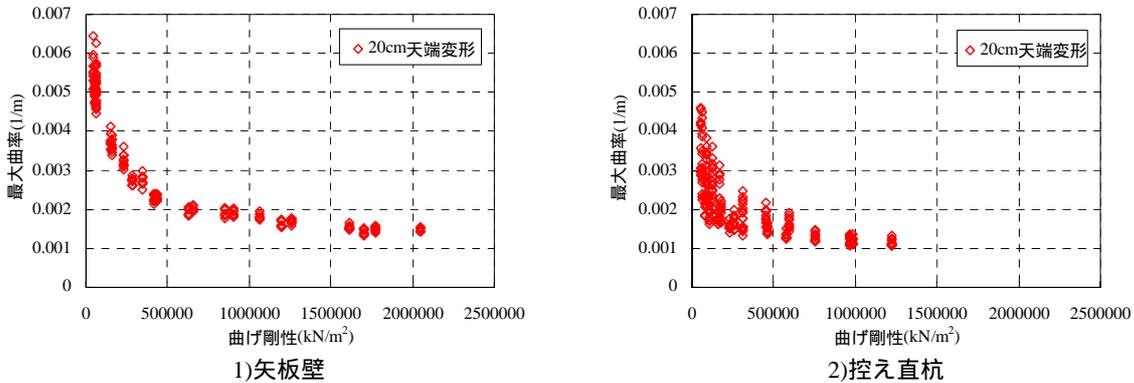


図-8 曲げ剛性に対する発生最大曲率

度は小さいと考えられるため、条件によっては用いるタイ材の規格を下げられる可能性があると考えられる。図-9 に、天端 20cm 変形時のタイ材の断面力危険度と矢板壁の断面力危険度の比を水深別に示す。図より、平均的にはタイ材の断面力危険度の方が矢板壁よりも小さいものの、条件によってはタイ材の断面力危険度の方が高いケースもあることが分かる。この理由について考察する。タイ材の断面力は、矢板壁と控え直杭の相対変形量に基づくタイ材ひずみに応じて発生する。図-10 に、天端 20cm 変形時の、矢板壁と控え直杭の相対変形量より求めた残留ひずみに対するタイ材引張応力を水深別に示す。残留ひずみが増加するにつれて引張応力が増加する傾向にあるが、水深別にばらつきが大きい。これは、加振前に発生している応力度にばらつきがあるためであると考えられる。そこで、図-11 に、水深に対する加振前のタイ材張力をプロットすると明瞭な比例関係にある。これは、壁高が高いほど加振前に矢板壁の傾斜が生じているため、結果的にタイ材張力が高くなったものと考えられる。図-12 には、加振によるタイ材張力の最大増分を水深別に示す。最大増分は水深の増加に伴って増加するが、最大でも 200kN

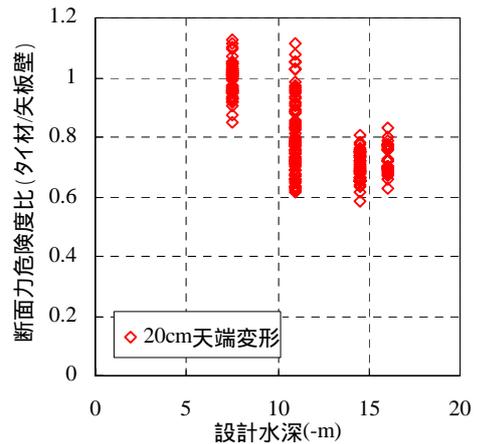


図-9 タイ材と矢板壁の断面力危険度比

程度であり、加振前の張力の 50% 以下である。図-13 には天端 20cm 変形時のタイ材張力の最大値の目安を示す。タイ材の規格の変更可能性については地震応答解析を実施して検討する必要があるが、図-13 に示した関係から、条件毎のタイ材規格の変更可能性をあらかじめ見積もることが可能となる。

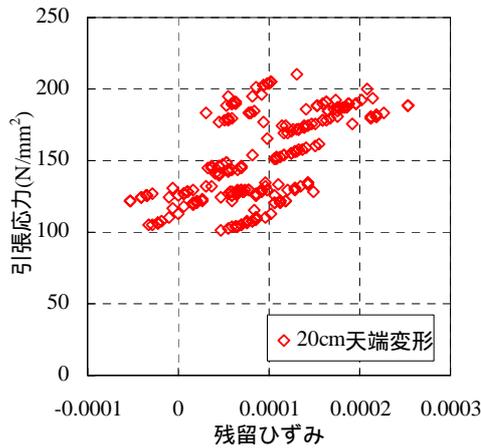


図-10 応力とひずみの関係

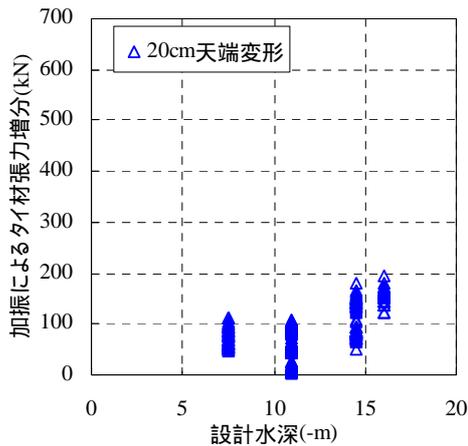


図-12 加振によるタイ材張力増分

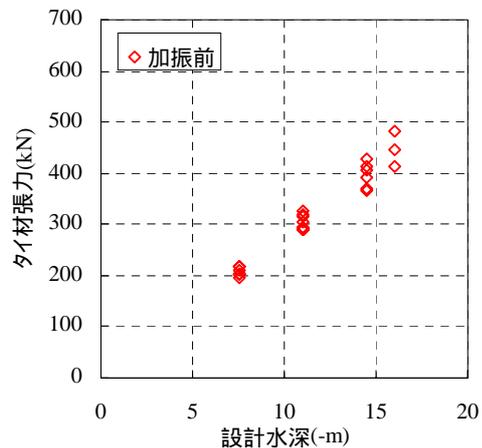


図-11 加振前のタイ材張力

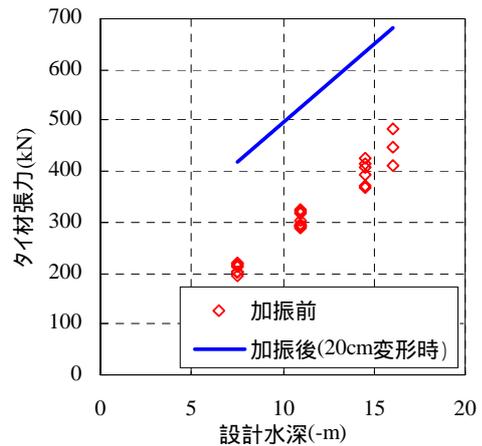


図-13 最大タイ材張力の目安

最後に、図-5 の関係から、平均的な変形量と各部材の断面力危険度の関係を求めると式(4)～(6)の関係が得られた。

矢板壁：

$$\frac{M_{\max}}{M_y} = (2.65 - 0.090h) D_{res} + 0.0023h + 0.24 \quad (4)$$

タイ材：

$$\frac{T_{\max}}{T_y} = (1.27 - 0.052h) D_{res} - 0.022h + 0.63 \quad (5)$$

控え直杭：

$$\frac{M_{\max}}{M_y} = (1.49 - 0.029h) D_{res} - 0.0012h + 0.10 \quad (6)$$

ここに、 D_{res} ：変形量(m)、 h ：水深(-m)である。

これを水深ごとに示すと図-14 のとおりとなる。これまで述べてきたように条件によってばらつきが大きいものの、例えば被災後の断面力危険度の判定の際などには有効な指標となると考えられる。その際、上述のようにタイ材および控え直杭については、設計震度との関係ではばらつきが大きいことに留意する必要がある。また、本研究ではレベル1地震動に対する性能を検討していることから、液状化発生時にはこの関係は用いることはできない。

なお、今回の検討により控え直杭の断面力危険度が各部材の中で最も低いことが分かったが、このことは、必ずしも現行設計法において部材の剛性バランスに問題があることを示すわけではない。控え直杭の剛性低下は、岸壁の変形量増加をもたらすと考えられるためである。従って、控え直杭の最適な剛性については、更に慎重な検討が必要と考えられる。

4. まとめ

本研究においては、地震応答解析を行うことにより控え直杭式矢板岸壁のレベル1地震動作用時の変形モードおよび変形と断面力の相関について検討した。得られた主要な結論は以下のとおりである。

矢板壁、タイ材、控え直杭のいずれも、供用上の観点からの制限値である 20～30cm 変形時には断面力には余裕があり、検討範囲では 30cm 変形時に部材に降伏は生じていない。すなわち、控え直杭式矢板岸壁の破壊は変形先行型であり、降伏先行型ではない。このため、レベル1地震動に対する性能規定は、断面力のみによるのではなく、変形量を併せて規定すべきである。

水深が深いほど、同じ残留変形量に対する断面力危険度は低い。ただし、タイ材および控え直杭にお

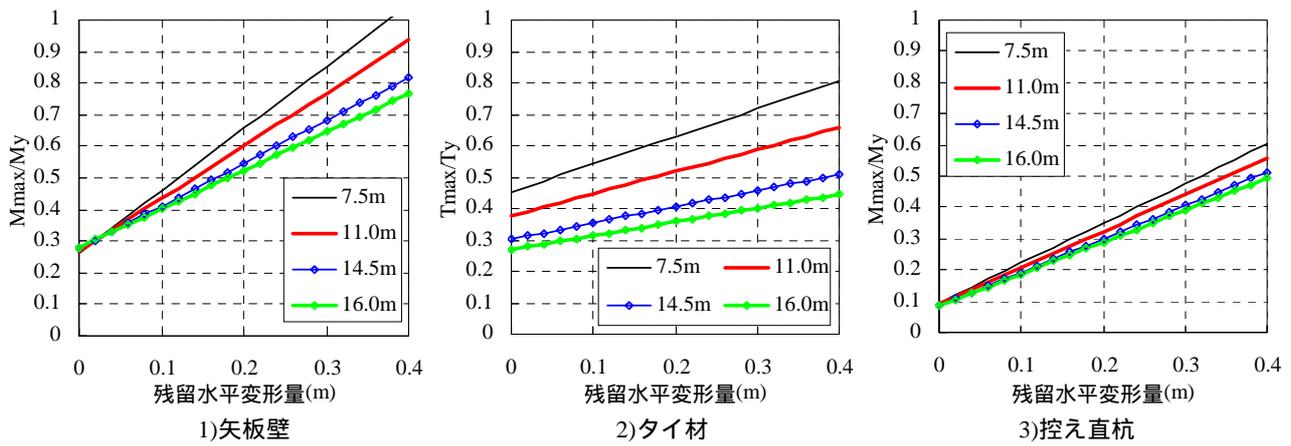


図-14 変形量と断面力危険度の関係

いては水深のみならず設計震度も断面力危険度に影響を及ぼしている。

残留変形量に対する平均的な断面力危険度は、矢板壁が最も高く、次いでタイ材、控え直杭の順となる。このため、タイ材については、条件によっては規格を下げられる可能性がある。

レベル1地震動の作用により変形が生じた控え直杭式矢板岸壁の断面力危険度を推定する関係式を提示した。

謝辞：本研究のとりまとめにあたり，独立行政法人港湾空港技術研究所・菊池喜昭博士ならびに小濱英司博士に貴重なご助言を頂きました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 運輸省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説，(社)日本港湾協会，1999
- 2) 北島昭一，上部達生：矢板岸壁地震時被災の分析，港湾技術研究所報告，第18巻，第1号，pp.67-127，1979
- 3) 小堤 治，塩崎禎郎，一井康二，井合 進，森 玄：二次元有効応力解析法の解析精度向上に関する検討，海洋開発論文集，第20巻，pp.443-448，2004
- 4) 井合 進，龍田昌毅，小堤 治，溜 幸生，山本裕司，

森浩章：地盤の初期応力条件が矢板式岸壁の地震時挙動に与える影響の解析的検討，第26回地震工学研究発表会，pp.809-812，2001

- 5) 岡 由剛，三輪 滋，石倉克真，平岡慎司，松田英一，吉田 晃：鋼矢板岸壁の被災時例による有効応力解析における初期応力状態のモデル化手法の検証，第26回地震工学研究発表会，pp.813-816，2001
- 6) 三輪 滋，小堤 治，池田隆明，岡 由剛，井合進：初期応力状態を考慮した有効応力解析による鋼矢板岸壁の地震被害の評価，構造工学論文集，Vol.49A，pp.369-380，2003
- 7) 塩崎禎郎，菅野高弘，小濱英司：矢板式岸壁の耐震性に関する実験および解析，海洋開発論文集，第20巻，pp.131-136，2004
- 8) 香川 敬生，江尻 譲嗣：震源断層の破壊過程を考慮した震源近傍地震動の試算，「土構造物の耐震設計に用いるレベル2地震動を考える」シンポジウム発表論文集，pp.1-6，1998.12.
- 9) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説，耐震設計，丸善株式会社，1999.
- 10) Susumu Iai, Yasuo Matsunaga, Tomohiro Kameoka：Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Report of The Port and Harbour Research Institute, Vol.29, No.4, pp.27-56, 1990

(2005.2.24 受付)

A STUDY ON PERFORMANCE CRITERIA FOR SHEET PILE QUAY WALL WITH VERTICAL PILE ANCHORAGE AGAINST LEVEL-ONE EARTHQUAKE MOTION

Takashi NAGAO and Ryuzo OZAKI

The present earthquake resistant design method for sheet pile quay walls with vertical pile anchorage against level-one earthquake motion employs the static method which uses the performance criteria as the stress becomes smaller than the allowable stress. Considering the serviceability of quay walls, however, deformation shall be smaller than the allowable value in view of the berthing capability of ships after the earthquake. We studied the correlation between the deformation and section forces of sheet pile quay walls by using the two-dimensional earthquake response analyses. It was found that deformation is the governing factor for sheet pile quay walls with vertical pile anchorage from the serviceability point of view. Therefore, performance criteria for sheet pile quay walls with vertical pile anchorage against level-one earthquake motion should be determined in terms of deformation. It was also found that safety margin of sheet pile, tie-rod and vertical pile differ from each other.