

自立矢板式係船岸のレベル1地震動 に対する照査用震度

SEISMIC COEFFICIENTS OF CANTILEVER SHEET PILE QUAY WALLS AGAINST LEVEL-ONE EARTHQUAKE GROUND MOTION

築地健太朗¹・長尾 毅²
Kentarou TSUIJI, Takashi NAGAO

¹正会員 若築建設株式会社 (〒153-0064 東京都目黒区下目黒2-23-18)

²正会員 工博 国土技術政策総合研究所 (〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1)

New methods of evaluating the seismic coefficients for earthquake resistant design of quay walls against the level-one earthquake ground motion were introduced in the technical standards for port and harbour facilities revised in 2007. The methods are for caisson type and sheet pile type quay walls, and those for other structural types have not been examined yet. In this paper, we examined and proposed the methods of evaluating the seismic coefficients for cantilever sheet pile quay walls. The proposed methods are in consistent with those by the previous study and take into consideration of the effect of frequency characteristic and duration time of earthquake ground motion on the deformation quay walls.

Key Words : *Cantilever sheet pile quay wall, Level-one earthquake ground motion, Earthquake resistant design*

1. はじめに

2007年に改訂された「港湾の施設の技術上の基準・同解説」¹⁾(以下港湾基準と呼ぶ)では、耐震性能照査における入力地震動は、震源特性、伝播経路特性およびサイト特性を考慮した時刻歴波形を用いることとなった。これに伴い、係船岸のレベル1地震動に対する照査用震度は、係船岸の変形量に対する地震動の周波数特性・継続時間等の影響を考慮して設定することが標準的な方法となった²⁾。しかしながら、現時点では、港湾構造物の構造形式毎にこの方法が提示されているのではない。例えば矢板式係船岸では、控え直杭式及び控え組杭式矢板式係船岸については提示されているが、自立矢板式係船岸については未検討のため、具体的な震度算出方法の提示はない。このため、参考扱いの考え方として、自立矢板式係船岸については便宜的に控え直杭式矢板式係船岸についての方法を準用してもよいとしている。

控え直杭式矢板式係船岸の変形に関する既往の研究³⁾によると、レベル1地震動に対する矢板壁の変形には矢板控え間距離が支配的であり、この距離が長いほど変形量が減少することが明らかとなっている。ここで、自立矢板式係船岸については、控え直杭式矢板式係船岸と比較すると、矢板控え間距離が

非常に短い形式とみなすことができる。また、自立矢板式係船岸に関する既往の研究として、長尾ら⁴⁾は、自立矢板式係船岸のレベル1地震動に対する破壊モードは控え工を有する矢板式係船岸と同様⁵⁾に変形先行型であり、矢板壁天端位置での残留変形量は矢板剛性に大きく依存し、控え工を有する矢板式係船岸とは異なる傾向を示すことを明らかにしている。これらの研究から、控え直杭式矢板式係船岸と自立矢板式係船岸の変形特性は異なる傾向であるといえる。従って、自立矢板式係船岸については、その変形特性に着目した独自の照査用震度算出方法を構築する必要があるといえる。よって、本研究では、先行する研究事例²⁾と同様に解析コードFLIP⁶⁾を用いた2次元地震応答解析を行い、自立矢板式係船岸の地震動に対する抵抗メカニズムを考慮した独自の照査用震度算出方法を提案した。

なお、港湾構造物の設計においてはレベル1地震動に対して液状化を許容しないことを基本としていることから、本研究においても液状化に対する安全性は確保されているという前提で議論を進める。

2. 検討条件

水深2ケース、地盤条件3ケース、設計震度3ケー

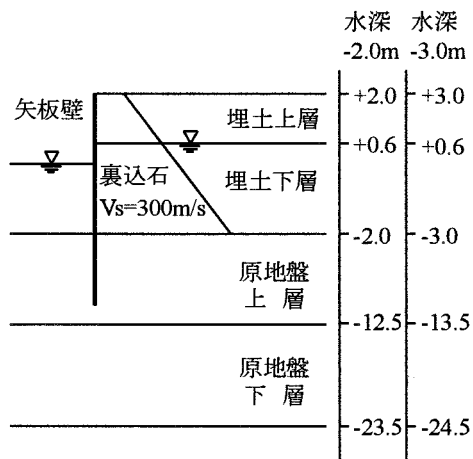


図-1 検討対象断面

表-1 地盤条件

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)
				水深-2.0m	水深-3.0m						
case1	埋土	上層(水面上)	1.8	23.4	36.9	25920	67595	0	37	0.24	120
		下層(水面下)	2.0								
	原地盤	上層	2.0	119.0	140.0	45000	117353	0	38	0.24	150
		下層	2.0								
case2	埋土	上層(水面上)	1.8	23.4	36.9	58320	152089	0	38	0.24	180
		下層(水面下)	2.0								
	原地盤	上層	2.0	67.7	82.0	72200	188286	0	38	0.24	190
		下層	2.0	158.4	179.4	125000	325980	0	39	0.24	250
case3	埋土	上層(水面上)	1.8	23.4	36.9	79380	207011	0	38	0.24	210
		下層(水面下)	2.0								
	原地盤	上層	2.0	67.7	82.0	156800	408910	0	39	0.24	280
		下層	2.0	158.4	179.4	405000	1056176	0	44	0.24	450
共通材料	裏込石	裏込石	2.0	98.0		180000	469412	0	40	0.24	300

表-2 矢板諸元

水深	地表面 標高	壁高	地盤	設計 震度	矢板規格			
					断面二次 モーメント (m ⁴ /m)	材質	矢板長 (m)	根入れ下端 標高(m)
-2.0m	2.0m	4.0m	case1	0.10	9.094E-05	SY295	9.0	1.0
				0.15	1.437E-04	SY295	10.0	1.0
				0.20	2.742E-04	SY295	11.5	1.0
			case2	0.10	6.382E-05	SY295	8.0	1.0
				0.15	9.188E-05	SY295	8.5	1.0
				0.20	1.478E-04	SY295	9.5	1.0
			case3	0.10	3.693E-05	SY295	6.5	1.0
				0.15	4.747E-05	SY295	7.0	1.0
				0.20	6.382E-05	SY295	7.0	1.0
-3.0m	3.0m	6.0m	case1	0.10	6.469E-04	SKY400	14.5	2.0
				0.15	1.024E-03	SKY400	16.0	2.0
				0.20	1.923E-03	SKY400	18.5	2.0
			case2	0.10	4.510E-04	SY295	12.5	2.0
				0.15	6.512E-04	SKY400	13.5	2.0
				0.20	1.039E-03	SKY400	15.0	2.0
			case3	0.10	2.572E-04	SY295	10.0	2.0
				0.15	3.329E-04	SY295	10.5	2.0
				0.20	4.487E-04	SY295	11.5	2.0

スの条件で、港湾基準の設計法により検討断面を設定した。図-1に断面図、表-1に地盤条件、表-2に矢板諸元を示す。ここで、水深については、自立矢板式係船岸が水深の浅い条件で専ら用いられる⁷⁾ことを考慮して設定している。矢板式係船岸の過去の設計事例を分析した結果⁷⁾によると、自立矢板式係船岸が用いられる一般的な計画水深は-4.5m未満であり、本研究は水深-4.5m未満の自立矢板式係船岸を対象とすることとする。

地盤条件は、既往の照査用震度設定手法の検討²⁾における地盤条件に準じて、港湾地域における標準的な地盤としてモデル化した。地盤の固有周期は緩い地盤(case1)で0.7秒程度、締まった地盤(case3)で0.3秒程度、その中間の地盤(case2)で0.5秒程度である。また、既製規格品の矢板剛性は離散的な値であるため、設計上必要となる矢板剛性よりも大きな剛性が設定されることが多い。余裕のある断面を用いて検討を行うと不都合が生じると考えられるため、本研究では、設計上必要となる仮想的な矢板剛性を用いて検討を行った。

また、FLIPによる地震応答解析方法は、既往の研究⁴⁾に準じることとし、2段階の自重解析後に動解析を行った。

3. 照査用震度の検討

(1) 周波数特性の考慮

まず、地震動の周波数特性と矢板壁天端の残留変形量の相関を検討するため、既往の研究と同様に周波数の異なる9種類の正弦波(継続時間40s)を入力地震動として解析を行い、各波形の入力振幅レベルを調整して矢板壁天端の水平方向残留変形量が20cmとなる条件を探索した。この20cmは、既往の研究において、レベル1地震動作用後の変形量として供用制限を行うことなく係船岸が引き続き供用できる値の上限値に近い値として設定されたものであり、本研究においても、既往の研究との整合を考慮して、この値を用いて検討を行った。

図-2 に、水深-2.0m、設計震度 0.10 の条件での解析結果より、変形量が 20cm となる場合の地表面加速度最大値 (PGA) と周波数の関係を示す。この図より、既往の研究^{2),8)}によるその他の構造形式と同様に、壁体を変形させるためには高周波数になるほど大きな入力地震動が必要になること、また低周波数側では壁体に同程度の変形をさせるための入力地震動はほぼ同程度であることがわかる。

また、1.5Hz 程度以下の条件では、軟弱な地盤条件の case1 と中間程度の地盤条件の case2 の結果はほぼ一致しており、この傾向は水深-3.0m の条件においても同様であった。既往の研究によるその他の構造形式の場合、地盤条件が異なる場合には、同じ変形量となるときの応答加速度は異なる値となっており、case1 と case2 の結果がほぼ一致しているのは自立矢板式係船岸の場合だけである。そこで、この理由について考察する。

自立矢板式係船岸の一般的な性能照査手法である港研方式を用いた震度法では、例えば、地表面載荷杭 (C 型地盤、頭部自由杭) の場合には、式(1)により地表面変位および地表面における杭のたわみ角を推定することができる¹⁾。式(1)から地盤の横抵抗定数 (k_c) が大きいほど、また、杭の曲げ剛性 (EI) が大きいほど、地表面変位および地表面における杭のたわみ角は小さな値として見積もられることがわかる。矢板式係船岸の場合、壁高と矢板剛性が同じ場合には、地盤の横抵抗定数が小さいほど、すなわち、矢板の受働抵抗を受け持つ地盤が軟弱なほど変位が大きく見積もられることとなる。本研究における検討断面の設定では、矢板壁の変形量を抑えるために、表-2 に示すように case1 は case2 よりも剛性の高い矢板を用いている。長尾ら⁴⁾の研究によれば、自立矢板式係船岸の地震応答解析による変形量は矢板剛性に大きく影響され、矢板剛性を大きくすることで変形が抑えられることがわかっている。このことから、矢板剛性のみに着目すると、case1 は case2 よりも変形しにくいようになっているといえる。

次に、case1 と case2 の結果がほぼ同じとなった解析結果のなかから、水深-2.0m の条件での矢板の変形状況の一例を図-3 に示す。case1 は case2 よりも地盤が軟弱なため、地中部での変形量が相対的に大きくなっていることがわかる。ここで述べた矢板剛性の違いが変形に及ぼす影響と地盤条件の違いが変形に及ぼす影響は相対的なものであり、本研究で設定した検討条件では、case1 と case2 でこれらが相殺したため、図-2 のように地表面加速度最大値が同程度となる入力地震動に対して矢板壁の変形量がほぼ一致したものと考えられる。

よって、本研究では、自立矢板式係船岸のこれらの特性を考慮して、1.5Hz 以下の領域でフラット、1.5Hz 以上で急減する値を持ち、矢板剛性等の影響を考慮したフィルターを用いることによって地震動の周波数特性を考慮することとした。

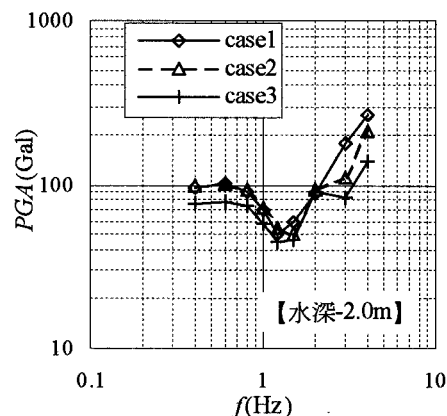


図-2 20cm変形時の周波数と地表面加速度最大値の関係

<地表面載荷杭 (C型地盤、頭部自由杭) >

$$\begin{aligned} \log y_0 &= 0.11328 - \frac{2}{5} \log EI - \frac{6}{5} \log Bk_c + \frac{8}{5} \log T \\ \log i_0 &= -0.00634 - \frac{3}{5} \log EI - \frac{4}{5} \log Bk_c + \frac{7}{5} \log T \end{aligned} \quad (1)$$

ここに、 y_0 : 地表面変位 (m), i_0 : 地表面における杭のたわみ角 (rad), EI : 杭の曲げ剛性 ($\text{kN} \cdot \text{m}^2$), B : 杭幅 (m), k_c : 地盤の横抵抗定数 ($\text{kN}/\text{m}^2 \cdot \text{m}$), T : 杭頭にかかる水平方向の作用 (kN)

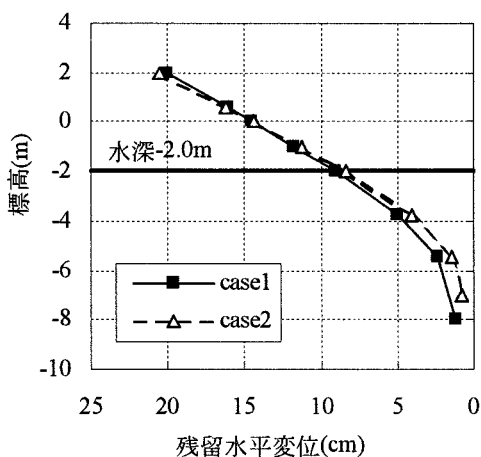


図-3 矢板変形図

既往の研究と同様に、設計震度 0.10 の条件における結果であることを考慮して、フィルター処理後の加速度最大値が 100Gal となるようなフィルターを検討する。ここで、1.5Hz 以下の応答値の代表値として、ピーク値とフラットな部分の値の平均値を求め、この平均値に対して線形重回帰分析を行い 1.5Hz 以下のフィルターに相当するフラットな部分の値 (これを base 値の意味で b 値と呼ぶ) に対する回帰式を求めた。

まず、 b 値に対する回帰式を求めるにあたり、矢板剛性を表すパラメータとして矢板の断面二次モーメントを説明変数として用いることを考えた。しかし、 b 値の回帰式の説明変数として矢板の断面二次モーメントを用いるということは、照査用震度の算出においてまず矢板の断面二次モーメントを仮定する必要があることを示している。仮定した矢板の断面二次モーメントを用いた性能照査によって性能が満足されていないことが判明した場合に、対処方法として矢板剛性を変更すると、照査用震度の設定のために矢板の断面二次モーメントを用いるため照査用震度を求め直す必要があり、繰り返し計算が必要になることになる。このため、実務への適用を考えると、矢板剛性を用いたフィルター算定式では、計算負荷が非常に大きくなると考えられる。また、他形式²⁾におけるように壁高と地盤の固有周期のみを説明変数とした回帰では精度が悪いことを確認した。

ここで、再度、港研方式によって矢板壁の変形を求める際の式(1)に着目すると、変形量に許容値がある場合には、地盤の横抵抗定数 (Bk_c) が小さいほど、曲げ剛性 (EI) の大きな矢板が必要となる関係にある。すなわち、地盤の横抵抗定数の大きさに応じて、必要となる矢板剛性が決まる関係にある。

よって、本研究では、 b 値の回帰式を作成する際の矢板剛性を表すパラメータとして断面二次モーメントを説明変数としないかわりに、地盤の横抵抗定数を説明変数とする方法について検討する。

また、地盤の横抵抗定数は、地盤条件により定まるものであり、性能照査の結果により、その特性値が変更されるものでもないため、計算負荷としては重力式や控え工を有する矢板式係船岸に対する照査用震度算出方法と同等である。

壁高と地盤の固有周期および地盤の横抵抗定数を説明変数とした回帰により求めた b 値の回帰式を式(2)に、各地盤ケースの地盤の横抵抗定数の値を表-3に示す。この値は表-1に示した原地盤上層のS波速度から推定した N 値を用いて、地盤の横抵抗定数推定図から設定したものである。

図-4に式(2)による b 値の回帰結果を示す。図には 1:1 の関係を示す点線があり、この線上に値がプロットされていれば精度良く回帰が行えていることになる。図より回帰精度は概ね良好と考えられる。

式(2)による b 値を用いて、1.5Hz 以上については、結果にフィットする関数形を用いてフィルターを作成した。フィルターに用いる関数は、既往の研究と同様に、従来の港湾構造物の設計震度算出の際に用いられてきた SMAC 型強震計の特性に補正するフィルター（以下 SMAC フィルターと呼ぶ）の関数を参考に設定している。

フィルター $a(f)$ の関数を式(3)～(4)に、参考として式(5)に SMAC フィルター $S(f)$ の関数もあわせて示す。フィルター形状の一例を図-5に示す。図中、◆のプロットが正弦波による地震応答解析結果に対応する値である。図に示すとおり、解析結果との一

$$b = 2.97 \frac{H}{H_R} - 0.88 \frac{T_b}{T_{b_R}} + 0.96 \frac{T_u}{T_{u_R}} + 0.32 \frac{k}{k_R} - 1.18 \quad (2)$$

ここに、 k ：地盤の横抵抗定数 ($\text{kN/m}^{2.5}$) k_R ：地盤の基準横抵抗定数 ($1000\text{kN/m}^{2.5}$)

表-3 地盤の横抵抗定数 (C型地盤)

地盤	地盤の横抵抗定数 ($\text{kN/m}^{2.5}$)
case1	1600
case2	2200
case3	4500

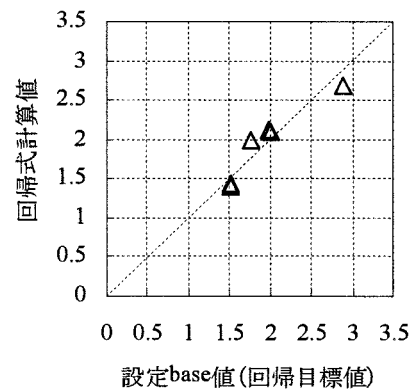


図-4 回帰精度

$$a(f) = \begin{cases} b & (f \leq 1.5\text{Hz}) \\ \frac{b}{1 - \{g(f)\}^2 + 4.5g(f)i} & (f > 1.5\text{Hz}) \end{cases} \quad (3)$$

$$g(f) = 0.34(f - 1.5) \quad (4)$$

$$S(f) = \frac{1}{1 - \left(\frac{f}{7.14}\right)^2 + 2\left(\frac{f}{7.14}\right)i} \quad (5)$$

ここに、 f ：周波数 (Hz)， i ：虚数単位

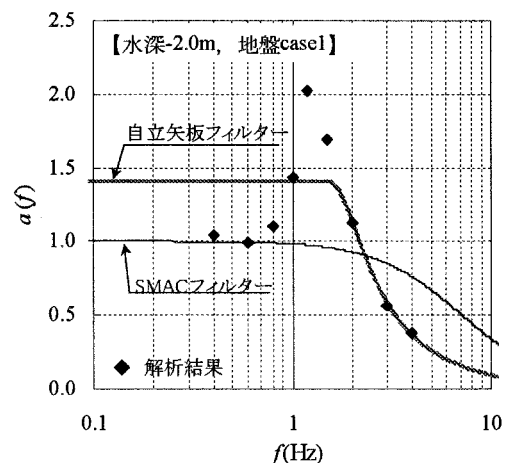


図-5 周波数特性考慮用フィルター

致度は概ね良好とみなせる。

(2) 継続時間の影響の評価

照査用震度の標準的な設定手法¹⁾における表記方法に準じて、周波数特性の影響を考慮するフィルターによって処理した地表面加速度の最大値を α_f と表記する。ここでは、この α_f に対して、地震動の継続時間の影響を補正する方法について検討する。検討方法は既往の研究に準じ、検討条件は周波数特性に関する検討条件と同じ設計震度 0.10 とした。検討対象波形は既往の研究で用いた波形と同じ9波形とした。表-5 に各波形の継続時間と卓越周波数を示す。これらの波形は周波数特性に偏りがないように選定されたものである。

表-5 検討対象波形

No.	名称	継続時間 (s)	卓越周波数 (Hz)
1	八戸波	19.0	0.39
2	神戸波	20.0	2.88
3	大船渡波	19.0	2.34
4	宮崎波	80.0	4.55
5	美都波	161.0	0.37
6	JR2波	40.0	1.34
7	Dip波	29.1	0.68
8	Strike波	29.1	1.66
9	Subduction波	40.3	0.60

以上の9波形を用いて、入力振幅レベルを調整することにより、矢板壁天端の水平方向残留変形量が20cmとなる条件を探索した。設計震度 0.10、水深-3.0m の条件における自由地盤部の地表面加速度について(1)で述べたフィルター処理後の加速度最大値 α_f を図-6 に示す。図中の◇がフィルター処理を行った結果である。継続時間が短い地震動の場合、短時間で20cmの変位を引き起こすためには大きな加速度 α_f が必要となる。この継続時間の影響を補正するための低減率 p の算定式を、既往の研究と同様の手法によって求めた。

図-7 および式(6)に S/α_f と低減率 p の関係を示す。ここで、 S はフィルター処理後の地表面加速度時刻歴の二乗和平方根であり、 S を加速度最大値 α_f で基準化した S/α_f は地震動の継続時間の長さを表すパラメータとなっている。また、図-7 に示すプロットの低減率 p の値はフィルター処理して得られた α_f を検討に用いた設計震度 0.10 相当の100Galに対応させるために設定した値 ($=100/\alpha_f$) である。

式(6)によって求めた低減率 p によって α_f を補正した結果を図-6 に●で示した。継続時間の違いによる波形間のばらつきを補正した結果は概ね良好と考えられる。式(6)により得られる低減率 p を用いて、周波数特性と継続時間の影響を考慮した補正加速度最大値 α_c は式(7)により得られる。なおここでは図-7 に示したように低減率が1.0以下の条件で検討しているため、低減率の上限は1.0とする。

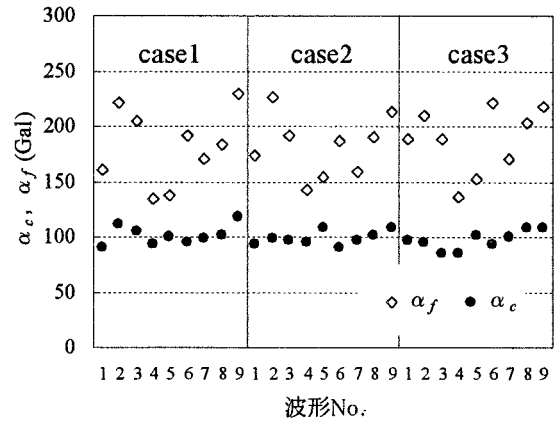


図-6 加速度最大値の比較

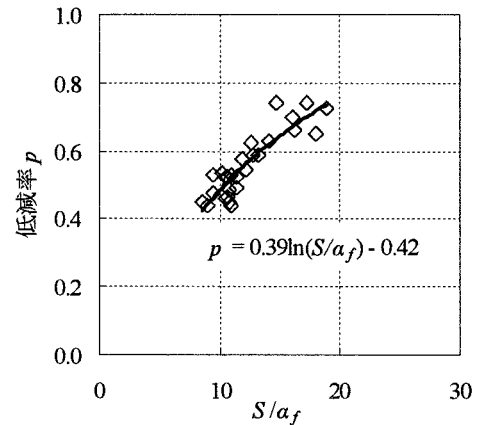


図-7 低減率

$$p = 0.39 \ln(S/\alpha_f) - 0.42 \quad (6)$$

ここに、 S ：フィルター処理後の加速度二乗和平方根 (Gal)， α_f ：フィルター処理後の加速度最大値 (Gal)

$$\alpha_c = p \cdot \alpha_f \quad (7)$$

ここに、 α_c ：補正加速度最大値 (Gal)

(3) 照査用震度算出方法

ここでは、既往の研究と同様の手法により、想定される任意の変形量許容値に対して震度が適切に算定できるような照査用震度の算出式を作成する。

まず、表-5に示した9波形を用いて、残留変形量が5, 10, 15, 20cmとなるような入力振幅レベルを探索し、得られた条件における自由地盤部の地表面加速度時刻歴をもとに補正加速度最大値 α_c を算出した。

震度算出式は、設計震度に対して、残留変形量と補正加速度最大値を重力加速度で除した値 α_c/g を説明変数とした回帰分析により求める。回帰分析には、残留変形量が5, 10, 15, 20cmとなる条件に対応する全てのデータを用いており、そのデータ数は648

である。回帰分析の手順は、既往の研究の方法に準じて、二段階の回帰分析を行った。これは、補正加速度最大値 α_c の大きさが照査用震度の算出感度に大きな影響を及ぼさないようにするために、照査用震度の算出式を α_c の1次の関係式として表し、また、任意の変形量に対して照査用震度を求めることができる震度算出式を設定するためである。

具体的には、まず、検討した変形量の範囲のうち平均的な10cm変形の結果に対して、設計震度 k_h に対して α_c/g を説明変数とした線形回帰($k_h=A\alpha_c/g+B$)により係数 A 、 B を決定した。次に、全ての結果を用いて、係数 A に対して変形量 D を基準変形量 $D_r(=10\text{cm})$ で除した値を説明変数とした回帰分析を行った。このとき B の値は前述した回帰によって求めた値を用いている。以上の方法による回帰を行い、検討した結果設定した震度算出式を式(8)に示す。

$$k_h = 1.40 \left(\frac{D_a}{D_r} \right)^{-0.86} \cdot \frac{\alpha_c}{g} + 0.06 \quad (8)$$

ここに、 k_h ：照査用震度、 D_a ：変形量許容値(cm)、 D_r ：基準変形量(=10cm)、 α_c ：補正加速度最大値(Gal)、 g ：重力加速度(=980Gal)

式(8)による震度算出精度を、従来港湾構造物において用いられてきた野田らによる震度算出方法⁹⁾と比較する。まず、20cm変形時の条件について設計震度 k_{hd} に対する補正加速度最大値 α_c とSMAC加速度最大値 α_s の分布を図-8に示す。どちらの加速度最大値も設計震度の増加に対応して増加しているが、そのばらつきは補正加速度最大値 α_c のほうが小さい。

次に、本研究の手法による照査用震度と野田らの式による震度を変形量 20cm の条件で比較したものを図-9 に示す。鉛直軸の $k_{h,cal}$ が各方法による算出震度である。野田らによる震度算出式は変形量に対応したものではないが、算出精度の比較のために示している。本研究による方法は、野田らによる方法と比較して、算出震度のばらつきも小さく、変形量許容値に対応した合理的な震度を求めることができる。

4. おわりに

本研究では、係船岸が建設される標準的な地盤条件を対象に、自立矢板式係船岸の耐震性能照査用震度算出方法について検討した。

自立矢板式係船岸の変形には矢板剛性および受働抵抗を受け持つ地盤の強度が大きく影響しており、この変形特性を便宜的に地盤の横抵抗定数を用いることで表現した照査用震度の算出方法を提案した。

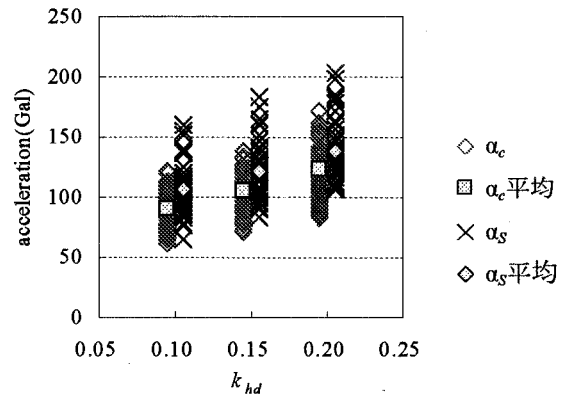


図-8 設計震度と加速度最大値の関係

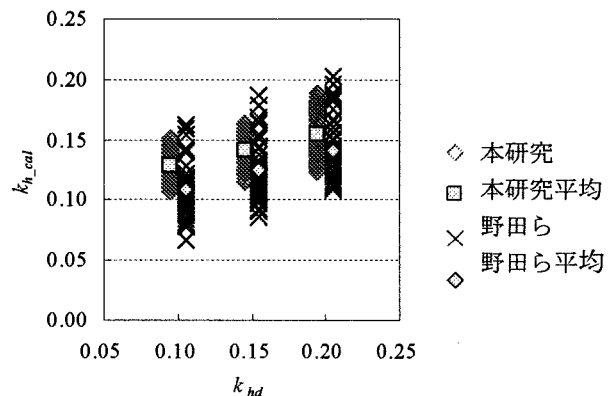


図-9 算出震度の比較

参考文献

- 1) 国土交通省港湾局監修, (社)日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 2007.
- 2) 長尾毅, 岩田直樹, 藤村公宜, 森下倫明, 佐藤秀政, 尾崎竜三: 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, 国総研資料 No. 310, 2006.
- 3) 宮下健一郎, 長尾毅: 控え直杭式矢板岸壁の変形量に寄与するパラメータに関する研究, 海洋開発論文集, 第 23 巻, pp. 841-846, 2007.
- 4) 長尾毅, 藤森修吾: 自立式矢板式岸壁の耐震性能に関する基礎的研究, 海洋開発論文集, 第 23 巻, pp. 811~816, 2007.
- 5) 長尾毅, 尾崎竜三: 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, 地震工学論文集, CD-ROM, 2005.
- 6) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Report of The Port and Harbour Research Institute, Vol.29, No.4, pp.27~56, 1990.
- 7) 岩崎直晃, 長尾毅: 矢板式係船岸の構造諸元などに関する統計的分析, 港湾技研資料 No. 780, 1994.
- 8) 住谷圭一, 長尾毅: レベル 1 地震動に対する根入れセル式岸壁の耐震性能照査用震度に関する基礎的考察, 国総研資料 No. 373, 2007.
- 9) 野田節男, 上部達生, 千葉忠樹: 重力式岸壁の震度と地盤加速度, 港湾技術研究所報告, Vol.4, No.4, pp. 67-111, 1975.