岸壁の残留変形量に関する地震時信頼性指標の簡易評価法

A study on the simple estimation method of seismic reliability indices against residual deformation for quay walls

長尾 毅* Takashi Nagao

*工博 国土交通省 国土技術政策総合研究所 (〒239-0826 横須賀市長瀬 3-1-1)

This paper aims at proposing the simple estimation method of seismic reliability indices against residual deformation for quay walls. Seismic reliability index against residual deformation was evaluated by using First-order second moment method considering the variation of the shear modulus of the soil. It is necessary to conduct the two-dimensional nonlinear earthquake response analyses at least three times in order to calculate the reliability index. On the contrary, the proposed method uses only one result of the earthquake response analysis and evaluates the reliability index on the conservative side.

Key Words: First-order second moment method, reliability index, quay wall, deformation キーワード:1次近似2次モーメント法, 信頼性指標, 岸壁, 変形量

1. はじめに

性能設計体系への移行を踏まえて,構造物の設計法は, 耐力と作用効果の比のみを考慮する安全率を用いた方法 から,構造物の変形量や損傷確率を評価する方法の採用 へ変化していくものと考えられる.

港湾構造物の主要な構造物である岸壁の耐震設計法は, 他の土木構造物と同様にレベル1,レベル2の2段階の 地震動を考慮する設計体系が採用されている¹⁾.このう ちレベル2地震動については、シナリオ地震動として確 定的に作用を評価することから,性能照査方法も変形量 や構造部材の損傷程度を確定的に照査する方法が採用さ れている.これに対してレベル1地震動は、確率的ハザ ード解析により得られる一様ハザードスペクトルをもと にした時刻歴波形とすることが検討されており²⁾、確率 的な作用であることから、照査方法も確率論的な方法の 採用が求められるといえる.

岸壁の構造形式のうち桟橋については,限界状態関数 が陽な形式で表現可能であることから,杭の損傷程度を 確率的に評価することが比較的容易であるため,信頼性 解析に基づいて部分係数が検討されている³⁾.しかしな がら,他の構造形式の岸壁については,変形が支配的な 被災モードとなるが,岸壁の残留変形量は2次元の有限 要素法による非線形地震応答解析により得られるため, 変形に対応した確率的照査を解析的に実施することは困 難である.損傷確率を評価する方法としてはモンテカル ロシミュレーションが有効であると考えられる.地震時 の構造物の損傷確率をモンテカルロシミュレーションで 評価する研究事例はこれまでに多く報告されており,例 えば斜面安定問題に対して大鳥ら⁴⁾,地中 RC 構造物に 対して松本ら⁵⁾の研究事例がある.しかしながら,モン テカルロシミュレーションによって確率を評価するため には試行回数を数多く実施しなければならず,1回の試 行に1時間弱程度の計算時間を要するような2次元の有 限要素法による非線形地震応答解析でモンテカルロシミ ュレーションを行うことは,設計実務への適用という観 点からは現実的ではないと考えられる.

この問題点に対する解決方法として、地震応答解析を 数回のみ実施し、この結果より性能関数の導関数を簡易 に評価し、これより限界状態関数が基準値を超過する確 率を簡易に評価する1次近似2次モーメント法の採用が 考えられる.上述した斜面安定問題についての大鳥ら⁴⁾ の研究や、地中 RC 構造物に対する松本ら⁶⁰の研究もこ の方法の適用を検討している.これら研究事例は部材損 傷程度や斜面安定性に関する確率的評価であり、残留変 形量に着目した研究ではない.

本研究では、岸壁の残留変形量に着目し、地盤のS波 速度のばらつきを考慮して、変形量が許容値を超過する 確率を1次近似2次モーメント法により評価することを 試みる.さらに、設計実務における計算負荷低減の観点 から、数回の地震応答解析を行うことなく、1回のみの 地震応答解析で損傷確率を簡易に評価する方法について 検討し、その精度について検証する.なお、本研究では 構造部材の断面力が問題となる矢板式岸壁についても、 変形量のみに着目して検討を行う.これは、岸壁が供用 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、構造部材に降伏は生じない傾向があ るⁿ点を踏まえてのことであり、断面力に関する信頼性 指標の評価は今後の課題とする.また、本研究では 50cm 程度以下の残留変形が生じるレベルの入力地震動に対 する信頼性指標について検討することとし、液状化の発 生については考慮しない.ただし、50cm 以下の残留変 形の場合でも液状化が生じる可能性はあるが、そのよう な条件については今後の課題とする.

2. 検討方法

重力式岸壁,矢板式岸壁(控え直杭,控え組杭)について,表-1に示す条件で,現行設計法¹⁾により断面を設定した.水深は岸壁の標準的な水深の範囲から設定している.設計震度も,水深が深い条件ほど岸壁の重要度が高く,大きな設計震度が採用される傾向が強いことを考慮して標準的な値を設定した.また,重力式岸壁の設計事例は他の構造形式と比較して多いことから,重力式岸壁の検討条件を多く設定している.さらに,矢板式岸壁のうち,控え直杭式矢板は設計震度の比較的小さい場合に,控え組杭式矢板は設計震度の比較的高い場合に用いられることが多い点を考慮している.検討モデル断面は図-1に示すとおりである.

地盤条件は軟弱な第Ⅲ種地盤として Case1,中間程度 の第Ⅱ種地盤として Case2 の 2 ケースを砂地盤を対象に 設定した.地盤条件の良好な第 I 種地盤は,港湾では比 較的例が少ないことから本研究では対象外とした.固有 周期として Case1 で 1.2 秒程度, Case2 で 0.8 秒程度とな るように S 波速度構造を設定した.地震応答解析コード は港湾において実績の多い FLIP⁸⁾を用い,設定した S 波 速度構造から, FLIP における標準的なパラメータ設定方 法⁹に従って表-2 に示すように地盤条件を設定した.

表-3 に設定した各条件の断面諸元を示す. 矢板式岸壁 の鋼材については, 矢板壁は水深-7.5m の場合 SY295, その他の場合 SKY490 とした. 控え直杭式の控え工には SHK490M, 控え組杭の控え工には SKK400 とした. 控え 組杭の控え工の組杭が鉛直となす角は, イン・バター杭 (陸側) およびアウト・バター杭(海側)のいずれも実 績の多い 20 度とした.

岸壁の設計においては、地盤強度としてはN値のみに よらざるを得ない場合が非常に多い.N値からせん断弾 性係数などを求める場合のばらつきとして、Imai¹⁰によ るN値とS波速度のばらつきのデータを読み取ってS波 速度推定誤差を検討した結果、例えば沖積砂質土のN値 によるS波速度換算値と実測値の比の標準偏差は 0.29

(対数標準偏差 0.05), 確率分布は対数正規分布に従う ³⁾ことがわかっている.このため本研究では表-4 に示す ように,設定したS波速度をもとにμ(平均)±1σ(標

表-1 検討条件

水深震度	-7.5m	-11.0m	-14.5m
0.10	$\bigcirc \triangle$	$\bigcirc \triangle$	
0.15	$\Box \Delta$	$\Box \Delta O$	
0.20		$\Box \Delta O$	\bigcirc
0.25			\bigcirc
0.27			\bigcirc

任:○;里刀��,△;控���肌大板,□;控���れ大	注:	Ο;	重力式,	△;控え直杭矢板,	□;控え組杭矢様
-----------------------------	----	----	------	-----------	----------



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)	内部 摩擦角 (°)
	上層 (水面上)	1.8				
埋土	上層 (水面下) 下層	2.0	89.8	25920	67595	37
原地盤	上層 下層	2.0	239.8	45000	117353	38
	上層 (水面上)	1.8				
埋土	上層 (水面下) 下層	2.0	89.8	58320	152089	38
百地般	「山殿」 上層	2.0	198.5	72200	188286	38
いた日田田	下層	2.0	279.2	125000	325980	39
基礎捨石 裏込石	基礎捨石 裏込石	2.0	98.0	180000	469412	40
	土層区分 埋土 原地盤 埋土 原地盤 度边路 石	土層区分 土層区分 埋土 上層 (水面上) 上層 (水面下) 下層 原地盤 上層 (水面上) 理土 上層 (水面上) 理土 上層 (水面下) 理土 上層 (水面下) 原地盤 上層 (水面下) 原地盤 上層 (水面下) 下層 玉曜 下層 基礎捨石 基礎拾石 裏込石 美込石	土層区分 湿潤 土層区分 密度 (t/m³) 上層 (水面上) 上層 (水面下) 1.8 埋土 上層 (水面下) 2.0 原地盤 上層 (水面上) 1.8 工層 2.0 1.8 東地盤 上層 (水面上) 2.0 丁層 1.8 2.0 東土 上層 (水面上) 1.8 東松 上層 (水面上) 2.0 原地盤 上層 下層 2.0 原地盤 上層 大層 (水面石) 2.0 原地盤 上層 大層 (水面石) 2.0	$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$

			香力式	矢板式											
		里力式	矢板		タイ材		控え直杭		控え組杭						
設計	設計 水深	地盤		断面2次				断面2次		海側(out) 陸側((in)			
震度 (m)		堤体幅 (m)	モーメント (m ⁴ /m)	根人長 (m)	鋼種	鋼種 (m ² /m)	モーメント (m ⁴ /m)	机長 (m)	断面2次 モーメント (m ⁴ /m)	杭長 (m)	断面2次 モーメント (m ⁴ /m)	杭長 (m)			
	75	Case1	2.2	2.66E-04	7.1	\$\$400	1 02E 03	4.04E-04	16.3						
0.10	-7.5	Case2	3.2	2.59E-04	6.9	33400	1.921-05	3.32E-04	13.9						
0.10	-11.0	Case1	54	1.41E-03	10.9	\$\$400	2.84E-03	8.19E-04	19.4		-	_			
	-11.0	Case2	5.4	7.82E-04	9.1	55400	2.51E-03	6.01E-04	16.2]					
	-75	Case1	asel 16 3	3.27E-04	7.5	\$\$400		5.28E-04	17.3						
0.15	-1.5	Case2	4.0	3.18E-04	.04 7.3	2 21E 03	4.22E-04	14.7	1						
0.15	-11.0	Case1	74	2.15E-03	12.1	NHT 400	NHT-490	NHT-490	2.2112-03	1.14E-03	21.1	6.80E-04	18.7	3.37E-03	27.5
	-11.0	Case2	7.4	2.08E-03	11.8	14111-490		9.07E-04	17.8	1.18E-04	13.4	3.90E-04	23.8		
	-11.0	Case1	11.4	3.27E-03	13.4	SS490	3.54E-03	1.54E-03	22.2	7.14E-04	20.9	5.20E-03	28.6		
0.20	-11.0	Case2	11.4	3.16E-03	13.1	NHT-590	2.21E-03	1.30E-03	19.2	1.18E-04	16.6	3.90E-04	26.6		
0.20	-14.5	Case1	15.4	5.32E-03	15.0	NHT-740	2 21E-03			9.72E-04	22.3	1.04E-02	33.9		
	-14.5	Case2	15.4	4.52E-03	14.1	1111-740	2.21E-05			1.18E-04	19.8	6.80E-04	29.6		
0.25	-14.5	Case1	20.4 8.06E-03 16.6	16.6	NHT-740	2.84E-03			1.02E-03	24.4	1.45E-02	35.2			
0.23	0.23 -14.3	Case2	20.4	6.31E-03	15.3	NHT-690	3.18E-03			2.44E-04	18.1	7.14E-04	34.6		
0.27	-14.5	Case1	22.8	8.81E-03	17.0	NHT-740	2 84E-03			1.02E-03	25.1	1.69E-02	35.2		
0.27 -14.5		Case2	22.8	7.73E-03	16.1	1111-740	2.071-05			2.44E-04	18.7	9.72E-04	33.7		

表-3 断面諸元

表-4 地盤物性

			Vs (m/s)									
地盤 土層		土層区分		水深-7.5m			水深-11.0m			水深-14.5m		
			μ-σ	μ	$\mu + \sigma$	μ-σ	μ	$\mu + \sigma$	μ-σ	μ	$\mu + \sigma$	
		水面上	70	85	114	70	85	114	70	85	114	
	埋土	上層	85	103	137	89	108	144	93	113	150	
Case1 原地		下層	94	114	152	100	121	162	105	128	171	
	巨种粉	上層	108	138	178	108	138	178	112	143	184	
	尿地盆	下層	119	152	196	119	152	196	122	156	200	
		水面上	104	128	175	104	128	175	104	128	175	
Case2 原地想	埋土	上層	125	154	210	132	162	221	137	169	230	
		下層	139	171	233	148	182	248	156	192	261	
	日中部	上層	141	183	238	141	183	238	146	190	247	
	你地盗	下層	185	244	321	185	244	321	190	250	329	



No.	名称	卓越周波数(Hz)
1	八戸波	0.39
2	神戸波	2.88
3	Dip 波	0.68
4	Strike 波	1.66
5	Subduction 波	0.60









準偏差)のS波速度を持つ地盤条件を設定し、平均のS 波速度構造と併せて3ケースについて地震応答解析を実施して残留変形量の評価を行った.ここで、S波速度は 対数標準偏差 0.05の対数正規分布に従うと考えている ため、 $\mu \pm \sigma$ のS波速度は、式(1)により算出される.な お、表-4に示した値は、均質な土層の中央でS波速度か ら基準初期せん断剛性に換算し、式(2)によって表-4に示 す層区分の層中央の初期せん断剛性を評価した結果をも とにS波速度として示している.従って、式(1)の関係は 均質な土層の中央で成立していることに注意が必要であ る.ここで、Case1、2の埋土、Case1の原地盤は均質な 1層として扱っている.

$$V_s = \exp\left\{\ln\left(\mu_{V_s}\right) \times \left(1 \pm 0.05\right)\right\} \tag{1}$$

$$G = G_{ma} \left(\frac{p_m'}{p_{ma'}} \right)^{0.5}$$
(2)

ここに、Vs: S波速度、 $\mu_{Vs}: S$ 波速度の平均値、G: 初期せん断剛性、 $G_{ma}: 基準初期せん断剛性、<math>p_{m}': 有効拘$ $東圧、<math>p_{ma}': 基準有効拘束圧であり、<math>G_{ma}$ 及び p_{ma}' は均質 な土層の中央に対して設定される.

S 波速度のばらつきが地震応答解析の条件に与える影響は次の通りである.まず,S 波速度の変化に応じて, 初期せん断剛性が変化する.初期せん断剛性に応じて, 文献 9)の方法に従い内部摩擦角,初期体積剛性を新たに 設定している.また,地盤の非線形特性は双曲線モデル を用いており,内部摩擦角に応じて設定される最大せん 断強度はS波速度の変化に応じて変化するため,基準ひ ずみも変化することとなる.

地震応答解析におけるモデル化方法等については次の とおりである.解析手法は、矢板式岸壁については標準 的な4段階解析法(初期自重解析3段階+動解析)とし、 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. 組杭の控え工 については、組杭に大きな軸力の発生が予想されるため 現在 FLIP で軸力を考慮することが可能なバイリニアモ デルの非線形はり要素を用いた.地盤要素と節点を分離 し、2 重節点とした. タイ材は、非線形バネ要素とし引 張には抵抗, 圧縮には無抵抗となるように設定した. 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(ξ1=0.01を仮定)より算出したβの平均値







図-3 S波速度比と残留変形量







(b)矢板控え直杭式



図-4 固有周期と残留変形量

より, β=0.002 と設定した.重力式岸壁については,壁 体底面と捨石マウンド上面の間にジョイント要素を用い ている.

入力地震動としては、港湾における代表的な観測波形 および模擬地震動の5波形を用いた.用いた波形の卓越 周波数を表-5に、時刻歴波形を図-2に示す.これら波形 の採用理由は次の通りである.まず現在港湾構造物の耐 震設計に用いられる代表的な波形として、内陸直下型地 震では神戸波(1995年兵庫県南部地震、マグニチュード 7.3)、海溝型地震では八戸波(1968年十勝沖地震、マ グニチュード 7.9)を抽出した.この他、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¹¹⁾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.各波 形を加速度最大値が2E相当で200Gal、350Gal となるよ うに振幅調整して入力した.

以上により、本研究の全解析ケース数は1080である.

3. 検討結果

解析より得られた残留変形量を,まずS波速度に着目 して整理した.水深-11m,設計震度 0.15 の条件で八戸波 に対する各構造形式の結果を例として図-3に示す.水平 軸は S 波速度とその平均値の比である. S 波速度の増減 に伴い残留変形量は変化し、両者の増減は逆の傾向を示 す. 残留変形量が変化する基本的な理由は、S 波速度の 増減に伴い地盤のせん断剛性および最大せん断強度が変 化するために、地盤に発生する残留せん断ひずみが変化 することによる.図より,残留変形量はほぼS波速度に 対して線形の関係にあることが分かる.特に残留変形量 が小さい場合に線形で近似した場合の精度がよいことが わかる.図には平均および平均±標準偏差の3点の結果 を用いた最小自乗近似による回帰式を示しているが、地 盤ケース、加速度最大値ごとに同じ構造形式であっても 異なる結果が得られている. 八戸波以外の地震波形の場 合も同様の結果が得られた.

1 近似2 次モーメント法によって信頼性指標を求める 場合,後述するように確率変数の変化に伴う限界状態関 数の勾配を求める必要があり,本研究で扱う条件におい ては図-3 の勾配がそれに相当する.線形近似が可能であ ることは,岸壁の残留変形量に関する信頼性指標の評価 について,1次近似2次モーメント法の適用が可能であ ることを示すものである.ただし,平均および平均±標 準偏差の3点の地震応答解析が必要となる.いま設計実 務への適用という観点から考えると,計算回数の多さは 望ましいことではない.特に,設定した断面で評価した 信頼性指標が目標値を下回っている場合,断面の再設定 を行ったうえで信頼性指標を再度評価する必要がある. このため,より簡易に信頼性指標を評価する方法が構築 されていることが望ましいといえる.





そこで、S波速度比に変わる指標として地盤の初期せ ん断剛性に基づく固有周期に注目して、同じ水深-11m、 設計震度0.15の条件で整理を行うと図-4に示す結果が得 られる.上述した方法と同様に3点の値を用いて直線近 似を行った回帰式は図中に示すとおりであり,S波速度 に対する結果と比較すると,特に残留変形量が小さい条 件の結果については切片の値がゼロに近いことが特徴で あるといえる.これは、平均値の結果のみを用いて確率 変数の変化に伴う限界状態関数の勾配を近似的に求めら れる可能性を示唆している.このため、次章において、 平均値の結果のみを用いる簡易推定法について検討し, その精度を検証する.なお,残留変形量が大きい条件で 回帰式の切片の絶対値が大きく,回帰式が原点を通らな い理由は、残留変形量が大きい条件では地盤のせん断剛 性の非線形性の程度が甚だしく、平均±標準偏差の各条 件の地盤のせん断剛性に大きな差が生じないためである と考えられる. 地震応答解析の結果得られる収束剛性に 基づく地盤固有周期について同様の整理も試みたが、直 線回帰の精度は初期固有周期に対する結果よりも低下し たため、以降は初期地盤固有周期に対する結果をもとに 信頼性指標の評価を行う.

4. 地震時信頼性指標の評価

1 次近似 2 次モーメント法では,限界状態関数 g を その平均値まわりでテーラー展開し,式(3)に示すようにその 1 次項までを用いて限界状態関数の平均値と標準偏差を評価する.いま限界状態関数が互いに独立な確率変数 x_i ($i=1, \cdots, n$)により構成されるとき,平均値と標準偏差はそれぞれ式(4),式(5)のように評価される.



図-6 3点近似と1点近似の比較

$$g(X) = g(\overline{X}) + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{\partial g}{\partial x_i}\right)_{\overline{X}} \left(x_i - \overline{x_i}\right)$$
(3)

$$\mu[g] = g(\overline{X}) \tag{4}$$

$$\sigma[g] = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} \left(\frac{\partial g}{\partial x_{i}}\right)^{2}_{\overline{X}} \sigma_{xi}^{2}}$$
(5)

ここに、 μ は平均、 σ は標準偏差を示す.また、変数に 付した記号-はその確率変数の平均値を示す.

本研究では、地盤のS波速度のばらつきのみを考慮し ているため、地盤の初期固有周期 T_g のみを確率変数とし て扱う.限界状態関数は式(6)、平均および標準偏差はそ れぞれ式(7)、式(8)となる.また、信頼性指標 β は式(9) により算出される.信頼性指標 β は限界状態関数が負と なる確率(破壊確率)を示す指標であり、その値が大き いほど安全であることを示し、破壊確率が 0.5 の時ゼロ となる.

$$g(T_g) = d_a - d(T_g) \tag{6}$$

$$\mu(g) = d_a - d\left(\overline{T_g}\right) \tag{7}$$

$$\sigma(g) = \left| \frac{\partial g}{\partial T_g} \right| \sigma_{T_g} \tag{8}$$

$$\beta = \frac{\mu(g)}{\sigma(g)} \tag{9}$$

ここに、da:変形量許容値である.

変形量許容値 d_a は本来,岸壁の重要度や使途,着岸対 象船舶の種類などに応じて変化するものであるが,本研 究では過去の地震被災事例による船舶接岸許容限度の一 つの目安として 30cm を想定する.

以下では、式(8)の偏微分係数として、平均、平均±標 準偏差の3点による近似解と、平均値のみの1点の結果 をもとに原点を通る直線近似による方法を用いた結果を 比較する.また、残留変形量が概ね 60cm 以下の条件に ついて検討を進める.

まず図-5に、地震波形の違いによる信頼性指標の違い を検討するため、重力式岸壁を例にして平均固有周期に 対する岸壁変形量と3点近似による信頼性指標の関係を 示す.信頼性指標は残留変形量の増加に伴い双曲線的に 減少し、地震波形の違いによる傾向の違いは認められな い.重力式岸壁以外の構造形式についても同様の結果が 得られた.

次に、3点近似の結果と1点近似の結果を構造形式別 に比較する.ここで、S波速度のばらつきを考慮した地



図-7 簡易推定式における係数評価

盤固有周期の標準偏差の算出は容易に行えることから,3 点近似と1点近似の信頼性指標の評価における違いは式 (8)における偏微分係数の違いのみである.

図-6 に両者の比較を示す.いま目標とする信頼性指標 について検討すると,港湾構造物の代表的な構造物であ る防波堤については設計波浪に対する信頼性指標の平均 値が 2.4 である¹²⁾ことから,岸壁の変形量に対する信頼 性指標も 1.0~3.0 程度の範囲の値が目標値となることが 想定される.信頼性指標として 1.0~3.0 の範囲に着目す ると,両者は比較的良い一致を示している.ただし,変 形量が 20cm 以下の領域で,1点による近似は比較的信頼







図-9 3点近似と簡易推定法の比較(重力式, da=20cm)

性指標を過大に評価する傾向があることが分かる.1 点 近似があくまで簡易評価であることを考慮すると,信頼 性指標の過大評価は望ましいことではない.このため以 下では,安全側の結果を与える簡易推定法について検討 する.

各構造形式について、平均固有周期に対する変形量を 固有周期の標準偏差で除した値 ($\mu d/\sigma T_s$)を水平軸に、 3 点近似における偏微分係数 ($\partial g/\partial T_s$)を鉛直軸にプロ ットした結果を図-7 に示す.両者は比較的広い範囲にば らついているが、安全側の推定を行う観点からは両者の 関係の最大の勾配を設定し、平均固有周期に対する変形 量と固有周期の標準偏差からこの勾配を推定して信頼性 指標を評価することが考えられる.図-8 にその結果を示 す.信頼性指標が 0~3.0 の範囲で安全側の結果を与える ことが分かる.この方法をまとめると式(10)のようにな る.式(10)を用いて平均値に対する残留変形量のみを評 価することにより、任意の残留変形量許容値 d_a に対して 安全側の信頼性指標 β_{est} を得ることができる.

$$\beta_{est} = \frac{d_a - d(\overline{T_g})}{\alpha \cdot d(\overline{T_g})} \tag{10}$$

ここに、α=0.52(重力式),0.61(矢板控え直杭式), 0.49(矢板控え組杭式)である.

いまここまでの議論は変形量許容値が 30cm の場合で あったが、変形量許容値が例えば 20cm の場合にも、重 力式を例として図-9に示すように、式(9)による方法は安 全側の信頼性指標を与えることが分かる.

5. おわりに

本研究では、岸壁の残留変形量に関する信頼性評価手

法の基礎的な検討を行った.本研究による主要な結論は 以下のとおりである.

①地盤のS波速度のばらつきを考慮した岸壁の残留変形 量に関する信頼性指標は、1次近似2次モーメント法で 評価することが可能である.特に、残留変形量が小さい 場合には、地盤の初期固有周期と残留変形量の直線回帰 式の切片はゼロに近い値をとる.

②設計実務における計算負荷低減の観点から,信頼性指標の評価に3点の計算結果を用いるのではなく,1点の 結果のみを用いる方法について検討した.地盤の固有周 期と残留変形量の直線回帰式が原点を通ると仮定する方 法は,信頼性指標が1.0~3.0の範囲では3点近似法と比 較的良い一致を示すものの,変形量が20cm以下の領域 で,信頼性指標を過大に評価する傾向がある.このため, 信頼性指標が0~3.0の範囲で安全側の結果を与える簡 易推定式を検討した.

岸壁の残留変形量に関する信頼性指標の評価のために、 今後は、入力地震動のばらつきを考慮するとともに、地 盤物性の空間自己相関性の評価などを行う必要がある。 矢板式岸壁については、応力照査に関して更に検討が必 要である。

このほか、地震応答解析の精度についても考慮する必 要があると考えられる.本研究で用いた地震応答解析コ ード FLIP については、その精度向上の努力が行われた 結果、本研究で対象とした重力式岸壁や矢板式岸壁につ いては過去の地震被災の再現に概ね成功しているものの, 変形量の比較的少ない範囲については、精度の検証例は 比較的少ない.検証事例として、北海道開発局により実 施された釧路港試験重力式岸壁の 2003 年十勝沖地震に おける変状調査結果をもとにした解析 ¹³⁾においては, 20cm 程度の実測変形量に対して解析では 20%程度の変 形量の差が認められている.更に、液状化の危険度が無 視できない場合は別途検討が必要である.本研究では入 力地震動レベルとしてはレベル1地震動程度,残留運変 形量としては 50cm 程度以下の条件に対して信頼性指標 を検討した.現行設計法 1)においてはレベル1地震動に 対しては液状化の発生を許容しないこととしていること, 更に、通常液状化が発生すると岸壁には 1m 程度の大変 形が生じる場合が多いため、本研究では液状化の発生に ついては検討対象外としている.しかしながら、本研究 で対象としたような解析方法を採用すれば、液状化の発 生危険度を考慮した残留変形量に対して信頼性指標を評 価することも可能であることから、今後はそのような条 件に対しても検討を行う必要があると考えられる.

謝辞:

本研究の遂行にあたり,国土技術政策総合研究所・藤 森修吾交流研究員,森下倫明研究員,牧野武人研究官の ご協力を頂きましたことに感謝します.

参考文献

- 1)運輸省港湾局監修、日本港湾協会:港湾の施設の技術上の基準・同解説、1999
- 長尾 毅,山田雅行,野津 厚:フーリエ振幅と群 遅延時間に着目した確率論的地震ハザード解析,土 木学会論文集,No.801,I-73,pp.141-158,2005
- 長尾 毅, 菊池喜昭,藤田宗久,鈴木 誠, 佐貫哲 朗:桟橋式係船岸のレベル1地震動に対する信頼性 設計法,構造工学論文集 Vol.52A, pp.201-208, 2006
- 4) 大鳥靖樹,村上通章,石川博之,武田智吉:土構造物の地震時信頼性評価システムの構築,第5回構造物の安全性および信頼性に関する国内シンポジウム, JCOSSAR2003 論文集, pp.691-694, 2003
- 5) 松本敏克,澤田純男,杉浦邦征,坂田 勉,渡邊英 一:空間的ばらつきを有する地盤に埋設された地中 RC 構造物の地震時挙動,構造工学論文集, Vol.52A, pp.1149-1158, 2006
- 6) 松本敏克,澤田純男,大鳥靖樹,坂田 勉,渡邊英
 一:非線形挙動の著しい地中構造物の地震時損傷確
 率評価,構造工学論文集,Vol.52A, pp.1159-1168,2006
- 7)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
- 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
- 9) 森田年一,井合進, H. Liu,一井康二,佐藤幸博: 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP におい て必要な各種パラメタの簡易設定法,港湾技研資料 No.869, 1997
- 10) Imai, T.: P and S wave velocities of the ground in Japan, Proc. IXth ICSMFE, 1977
- 11) 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
- 長尾 毅:ケーソン式防波堤の外的安定に関する信頼性設計手法の適用,土木学会論文集 No.689, I-57, pp.173-182, 2001
- 13) 笹島隆彦,窪内 篤,大塚夏彦,森政信吾,三浦均
 也:2003 十勝沖地震における釧路港試験重力式岸壁
 の2次元 FEM 解析,第39回地盤工学研究発表会, CD-ROM,2004

(2006.9.11 受付)