防波堤のチャート式耐震診断手法に関する 基礎的研究

曾根 照人¹・栗原 直範²・山本 修司³・水谷 雅裕⁴
近藤 武司⁵・森本 徹⁶・井合 進⁷・一井 康二⁸

¹正会員 株式会社ニュージェック 港湾・海岸グループ 沿岸防災チーム
(〒531-0074大阪市北区本庄東2丁目3番20号) E-mail:sonekt@newjec.co.jp

²正会員 株式会社ニュージェック 港湾・海岸グループ 沿岸防災チーム
(〒531-0074大阪市北区本庄東2丁目3番20号) E-mail:kuwabarann@newjec.co.jp

³正会員 財団法人 沿岸技術研究センター (〒102-0092 東京都千代田区隼町3-16)
E-mail:s-yamamot@cdit.or.jp

⁴国土交通省 近畿地方整備局 神戸港湾空港技術調査事務所 (〒651-0082 神戸市中央区小野浜町7-30)
E-mail: mizutani-m2sa@pa.kkr.mlit.go.jp

⁵国土交通省 近畿地方整備局 和歌山港湾事務所 (〒640-8404 和歌山市湊葉種畑の坪1334)
E-mail:kondou-t86s4@pa.kkr.mlit.go.jp

⁶国土交通省 近畿地方整備局 神戸港湾空港技術調査事務所 (〒651-0082 神戸市中央区小野浜町7-30)
E-mail:morimoto-t86s3@pa.kkr.mlit.go.jp

⁷正会員 京都大学防災研究所 (〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)

E-mail:iai.susumu.6x@kyoto-u.ac.jp
⁸正会員 広島大学大学院 (〒739-8527 広島市鏡山1-4-1)

E-mail:ichiikoji@hiroshima-u.ac.jp

防波堤は高潮や津波から背後地の資産や生命を護るための重要な施設である。将来、来襲するであろう津波や高潮に対する防護機能を確保するために実施する、設計や防災計画を検討する上では、地震時の防波堤の沈下量を適切に把握することが非常に重要である。沈下量を精度よく把握する手法としては、有限要素法による2次元地震応答解析(以下、2次元解析)が挙げられるが、この手法は計算負荷が大きく、多くの断面の照査を行う上では実務上の観点からは現実的では無い。そこで、本研究では、これに替わるものとして堤防タイプの沿岸構造物のチャート式耐震診断システムに、防波堤重量に関する補正係数、及び堤体の物性に関する補正係数を加えることにより、重力式防波堤のチャート式耐震診断手法を提案し、被災事例等の3事例について概ね再現できることを確認した。

Key Words : breakwater, earthquake response analysis, settlement after the earthquake, evaluation of earthquake resistance, liquefaction

1. はじめに

2011年3月に発生した東北地方太平洋沖地震以外にも、全国の沿岸域で巨大地震の発生と、それに伴う津波の来襲が懸念されている。東北地方太平洋沖地震では、巨大津波の来襲により、防波堤が甚大な被害を受け、津波に対して粘り強い構造を構築する必要性が浮き彫りとなった。兵庫県南部地震では、神戸第7防波堤が基礎地盤の液化化に伴い、約3m程度の沈下が確認されているなど¹⁾、粘り強い構造を構築するためには、津波来襲前に地震外力により生じる防波堤の沈下量を適切に把握した上で、

対津波検討を実施することが重要である。本来、施設の沈下量を適切に把握するには、高度な解析(FEM等)を実施する必要があるが、費用・時間等の問題から、簡易に耐震診断照査ができるシステムの構築が必要である。地震時の施設の変形量を簡易的に推定できる沿岸構造物のチャート式耐震診断システムは、今までのところ、海岸保全施設を対象に直立型(重力式)、傾斜型(護岸タイプ)、傾斜型(堤防タイプ)が提示されているが、防波堤については提示されていないのが現状である²⁾。そこで、本研究では、堤防タイプと防波堤の地震時の沈下のメカニズムは同じと考え、堤防タイプの沿岸構造物のチャート式

耐震診断システムを拡張し、重力式防波堤のチャート式耐震診断手法の提案を行ったものである。

2. 沿岸構造物のチャート式耐震診断システム【堤防タイプ】の概要

東島ら²⁾は、堤防タイプについて図-1に示す通り、堤体地盤の天端幅、勾配、堤体高、水深、基礎地盤(等価N値、液状化層厚)、及び地震動の速度のPSI値を用いて、それぞれの補正係数を定義し、基準沈下量(1.5m(標準タイプの沈下量))に対する補正後の沈下量を算出することにより種々の条件に対応した沈下量を算出するシステムを構築している(式(1))。なお、標準タイプは後述する表-1のcaseAである。

図-1 堤防タイプ

$$S = b_1 b_2 b_3 b_4 b_5 b_6 b_7 S_r \quad (1)$$

ここに、 b_i は補正係数を表し、それぞれ b_1 は天端幅、 b_2 は堤防高、 b_3 は勾配、 b_4 は基礎地盤厚、 b_5 は水深、 b_6 は基礎地盤の等価N値、 b_7 は地震動の速度のPSI値に対する値であり、 S_r は基準沈下量(1.5m)、 S は推定する沈下量(m)である。なお、速度のPSI値($\text{cm/s}^{1/2}$)は、野津ら³⁾により式(2)で定義され、港湾構造物の変形量との相関が高く、地震動を強さを表す指標の1つである。

$$\text{PSI} = \sqrt{\int_{-\infty}^{+\infty} v^2(t) dt} \quad (2)$$

ここに、 $v(t)$ は速度(cm/s)である。

3. 検討概要

堤防タイプ、防波堤とも地震時の沈下は、堤体あるいは、マウンド下の液状化の発生などに伴う地盤の剛性低下による側方流動による影響が大部分であり、変形メカニズムは概ね同様であると考えた。そこで、東島ら²⁾の既往検討により構築された、堤防タイプの沿岸構造物のチャート式耐震診断システムを基に、堤防天端に防波堤を想定した構造物を設置したモデルを構築し、堤防モデルから重力式防波堤モデルへの拡張を行った。

具体的には、図-2に示す通り、防波堤を剛はり、質点モデルに置き換えたモデルを構築した。本モデルを用い、表-1に示すA～fの19断面に対し、防波堤形状、重量が与える影響を確認するため、防波堤幅 $W(2.0\text{m})$ を固定

値として、防波堤高 H を $2.0\text{m}(H/W=1.0)$ 、 $1.8\text{m}(H/W=0.9)$ 、 $1.4\text{m}(H/W=0.7)$ と変化させた3ケースについて検討を行った。なお、防波堤幅は、堤防天端幅が最も狭いcase aから設定している。また、上記3ケース(防波堤の形状のみを変化)では、重量の影響を評価することが困難なため、ケーソン防波堤の単位体積重量 $\gamma=20(\text{kN/m}^3)$ 、 $\gamma=25(\text{kN/m}^3)$ 、 $\gamma=30(\text{kN/m}^3)$ 、 $\gamma=40(\text{kN/m}^3)$ と変化させたケースについても検討を行った。したがって、検討断面数は、堤防モデルのcaseA～casefの19断面、防波堤形状3断面、単位体積重量4ケースの228断面である。ただし、防波堤重量の検討は、水深十数メートルの防波堤断面までを想定できるように、前述したケーソン防波堤の単位体積重量に加え、マウンド形状が異なるcaseA, caseB, caseC, caseF, caseG, case a, case b, case cの断面 $H/W=1.0$ の防波堤形状のケースを対象に、 $\gamma=60(\text{kN/m}^3)$ 、 $\gamma=80(\text{kN/m}^3)$ 、 $\gamma=100(\text{kN/m}^3)$ 、 $\gamma=130(\text{kN/m}^3)$ のケースを追加した。断面 $H/W=1.0$ の防波堤形状における各 γ に対応するマウンド上面での単位面積当たりの防波堤重量を表-2に示す。これらの検討ケースを対象に、2次元解析を実施し、チャート式耐震診断手法に必要な基準変形量に乗ずる補正係数を算出することにより、防波堤のチャート式耐震診断手法を提案した。その後、提案したチャート式耐震診断手法を用いて、被災断面や実験結果との比較を行うことにより、本手法の精度の確認を行った。2次元解析は解析コードFLIP⁴⁾を用いた。地盤は等価N値を10、細粒分含有率 F_c をゼロとした。地盤の基本物性、及び液状化パラメータは、FLIPにおいて標準的な方法⁵⁾に従って設定した。また、対象とした地震動は、最大加速度を150Gal(速度のPSI値 $=45\text{cm/s}^{1/2}$)、300Gal(速度のPSI値 $=90\text{cm/s}^{1/2}$)、600Gal(速度のPSI値 $=180\text{cm/s}^{1/2}$)に振幅調整した東南海・南海地震を対象とした海南波を用いた(図-3参照)。

補正係数を検討するケースは、堤防タイプと同様(天端幅・のり勾配・マウンド高・基礎地盤の液状化層厚の影響検討)とするが、本研究では、防波堤重量の影響、及び通常、マウンドには捨石材が用いられるため、堤体($N_{60}=10$)と捨石材との補正係数に関する検討を追加した。なお、速度のPSI値に関する補正係数と基礎地盤の等価N値に関する補正係数は、堤防タイプの値を用いた。

図-2 モデルイメージ

表-1 検討断面ケース

csae	天端幅 (m)	勾配 1:〇〇	マウンド 高(m)	液状化対 象層(m)	csae	天端幅 (m)	勾配 1:〇〇	マウンド 高(m)	液状化対 象層(m)
A	4.50				K				5.25
B	3.00	1.50			L	4.50			7.00
C	6.00		3.50		M			3.50	2.00
D		1.25		3.50	a	2.00			
E		3.00			b	8.00	1.50		3.50
F			3.00		c			7.00	
G	4.50		5.00		d			3.50	10.00
H		1.50		2.00	e	4.50			15.00
I			3.50	3.50	f				20.00
J				0.00					

注: caseA が標準タイプ

表-2 防波堤重量

	解析モデルの $\gamma(\text{kN/m}^3)$							
	20	25	30	40	60	80	100	130
単位面積当りの防波堤重量(kN/m^2)	44.1	53.9	63.7	83.3	122.5	161.7	200.9	264.6

図-3 入力地震動

4. 補正係数の検討

補正係数の検討を行った。なお、堤防タイプと共通項目である $b_1 \sim b_7$ については、検討手法が同様であるため、既報²⁾、及び利用者マニュアル⁶⁾を参照頂くこととし、検討により得られた補正係数の式のみを示す。新たに追加検討した防波堤重量による影響、及び堤体と捨石材の違いによる影響については詳細を示す。

(1) 補正係数($b_1 \sim b_7$)

$b_1 \sim b_7$ の補正係数の式を示す。

<マウンド天端幅に関する補正係数 b_1 >

検討の結果、堤防タイプと同じ補正係数とすることとした。なお、本研究では、傾斜型(堤防タイプ)を基に検討したため、マウンドの天端幅が8.0mまでの補正係数しか検討していない。ただし、天端幅8.0mでは標準タイプ(天端幅4.5m)に対する補正係数は0.8で収斂していると判断できたため(図-4参照)、チャート式耐震診断手法は、天端幅8.0m以上の施設についても補正係数0.8を用いて診断することとした。

$$\begin{cases} y = \frac{1}{1.568} \cdot 3.7838 \exp(-0.1958x) & (x \leq 4.5) \\ y = -\frac{2}{35}x + \frac{44}{35} & (4.5 < x \leq 8) \\ y = 0.8 & (x > 8) \end{cases} \quad (3)$$

ここに、 y は補正係数、 x はマウンド天端幅(m)である。

図-4 補正係数(天端幅)

<マウンド高に関する補正係数 b_2 >

$$\begin{cases} y = \frac{1}{3.5}x & (x < 3.5) \\ y = \frac{1}{3}x - \frac{1}{6} & (3.5 \leq x < 5) \\ y = 1.5 & (5 \leq x) \end{cases} \quad (4)$$

ここに、 y は補正係数、 x はマウンド高(m)である。ただし、適用範囲は、 $(1.5 \leq x \leq 7)$ とする。

<のり勾配に関する補正係数 b_3 >

$$\begin{cases} y = -1.25x + 2.88 & (x < 1.5) \\ y = -0.30x + 1.46 & (1.5 \leq x \leq 3) \end{cases} \quad (5)$$

ここに、 y は補正係数、 x はのり勾配である。ただし、適用範囲は、 $(1.25 \leq x \leq 3.0)$ とする。

<基礎地盤厚に関する補正係数 b_4 >

補正係数の上限値は、式(6)により設定する。また、基礎地盤の液状化層厚がゼロメートルから式(7)に示す補正係数の折れ点位置までは、原点を通り、折れ点位置で補正係数の上限値となる線形の関係とする。

○補正係数の上限値

$$\begin{cases} y = 2 & (0 \leq x < 45) \\ y = -\frac{1}{45}x + 3 & (45 \leq x < 90) \\ y = 1 & (x \geq 90) \end{cases} \quad (6)$$

○補正係数の折れ点位置

$$z = 3.5y \quad (7)$$

ここに、 y は補正係数、 x は速度のPSI値($\text{cm/s}^{1/2}$)、 z は基礎地盤の液状化層厚(m)である。ただし、適用範囲は、 $(z \leq 20)$ とする。

<水深に関する補正係数 b_5 >

$$y = 1.0 \quad (8)$$

ここに、 y は補正係数である。

<基礎地盤のN値に関する補正係数 b_6 >

○速度のPSI値が45($\text{cm/s}^{1/2}$)の場合

$$\begin{cases} y = -0.212x + 4.182 & (0 \leq x < 15) \\ y = 111.720e^{-0.314x} & (x \geq 15) \end{cases} \quad (9)$$

○速度のPSI値が90($\text{cm/s}^{1/2}$)の場合

$$\begin{cases} y = -0.057x + 1.855 & (0 \leq x < 15) \\ y = 3.963e^{-0.092x} & (x \geq 15) \end{cases} \quad (10)$$

○速度のPSI値が180($\text{cm/s}^{1/2}$)の場合

$$\begin{cases} y = -0.029x + 1.434 & (0 \leq x < 15) \\ y = 4.084e^{-0.094x} & (x \geq 15) \end{cases} \quad (11)$$

ここに、 y は補正係数、 x は等価 N 値である。ただし、適用範囲は、 $(0 \leq x \leq 25)$ であり、等価 N 値は細粒分補正を実施しない値である。なお、速度の PSI 値が $45 \sim 180(\text{cm/s}^{1/2})$ の場合は、式(9)～(11)を用いて内挿補間し、速度の PSI 値が $45(\text{cm/s}^{1/2})$ 未満の場合は式(9)、 $90(\text{cm/s}^{1/2})$ 以上の場合は式(11)の値を用いる。

< PSI に関する補正係数 b_7 >

$$y = \frac{1}{90} x \quad (12)$$

ここに、 y は補正係数、 x は速度の PSI 値 $(\text{cm/s}^{1/2})$ である。

(2) 防波堤重量(b_8)

図-5～図-7に防波堤重量の変化による堤防モデルの標準タイプに対する補正係数を示す。ここで、標準タイプは、表-1の caseA の堤防モデルである。なお、図-5～図-7に示している caseA 以外の補正係数は、法勾配、天端幅、マウンド高等の影響を除外し、防波堤重量の影響のみを確認することを目的として、ケース毎の沈下量を標準タイプの沈下量で除した後、形状に関する補正係数をさらに除して求めている。この結果、速度の PSI 値が小さいケースは、防波堤重量が大きくなると急激に補正係数が大きくなることが分かる。一方、速度の PSI 値が大きいケースは、防波堤重量が大きくなるにしたがって、徐々に補正係数が大きくなる傾向にある。このように、速度の PSI 値の違いにより傾向が異なるため、補正係数は式(13)、及び式(14)により定義する。なお、速度の PSI 値 $45 \sim 90 \text{cm/s}^{1/2}$ の間は、それぞれの補正係数から線形補間するものとする。

< 速度の PSI 値が $45 \text{cm/s}^{1/2}$ 未満 >

$$\begin{cases} y = 1 & (0 \leq x \leq 40) \\ y = \frac{1}{600} x + \frac{14}{15} & (40 < x \leq 160) \\ y = \frac{1}{50} x - 2 & (160 < x) \end{cases} \quad (13)$$

< 速度の PSI 値が $90 \text{cm/s}^{1/2}$ 以上 >

$$\begin{cases} y = 1 & (0 \leq x < 40) \\ y = \frac{1}{120} x + \frac{2}{3} & (40 \leq x) \end{cases} \quad (14)$$

ここに、 y は補正係数、 x は単位面積当りの防波堤重量 (kN/m^2) とする。

図-5 防波堤重量の違いによる補正係数($PSI=45\text{cm/s}^{1/2}$)

図-6 防波堤重量の違いによる補正係数($PSI=90\text{cm/s}^{1/2}$)

図-7 防波堤重量の違いによる補正係数($PSI=180\text{cm/s}^{1/2}$)

(3) 堤体と捨石の違い(b_9)

これまでの検討は、防波堤直下のマウンドの物性値を堤体(等価 N 値 10)として検討を行ってきた。しかし、実際は防波堤直下のマウンドは捨石材を使用するためこの違いを適切に評価する必要がある。そこで、マウンド形状が異なるケースを対象に、マウンドの物性値を捨石材に変更して、等価 N 値 10 の場合との比較を行うことにより補正係数を算出した。なお、捨石材の物性値は表-3に示す通りとし、等価 N 値 10 の物性値も並記する。

図-8に、捨石と堤体の違いによる沈下量比(捨石材/堤体)を示す。この結果、沈下量比は、沈下量の大小にかかわらず、概ね一定の値となっている。また、沈下量比の平均値を確認すると 1.08 となっており、マウンドを堤体とした場合に比べ、捨石とした場合の方が、沈下量が大きくなる傾向にあることが分かった。

図-9にマウンドを堤体とした場合と捨石とした場合の、せん断ひずみ γ_m の最大値分布の一例を示す。この結果、捨石材とすることにより、原地盤のせん断ひずみが大きくなる傾向にある。特に、法尻付近では捨石のケースの方が大きくなっている。これは、マウンドを捨石材とすることにより、原地盤とのインピーダンス比が大きくなり、地震動の透過よりも反射の影響が大きく原地盤でのひずみが大きくなったためと考えられる。以上より、堤体と捨石材の違いによる補正係数は 1.08 とする。

表-3 捨石物性値

	単位体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	基準有効拘束圧 $\sigma_{vm}(\text{kN/m}^2)$	基準初期せん断剛性 $G_{m0}(\text{kN/m}^2)$	基準初期体積剛性 $K_{m0}(\text{kN/m}^2)$	内部摩擦角 $\phi_0(\text{Deg.})$	ポアソン比 ν	間隙率 n	最大減衰定数 h_{max}
捨石	20	98	180,000	469,400	40	0.33	0.45	0.24
等価 N 値 10	20	98	108,000	282,000	41	0.33	0.45	0.24

図-8 沈下量比(捨石/堤体)

図-9 γ_m の最大値分布(caseA_H/W=1.0_γ=40_PSI=45cm/s^{1/2})

(4) 防波堤のチャート式耐震診断システムの設定

上記検討により、防波堤のチャート式耐震診断システムは式(15)により設定する。

$$S = b_1 b_2 b_3 b_4 b_5 b_6 b_7 b_8 b_9 S_r \quad (15)$$

ここに、 b は補正係数を表し、それぞれの適用範囲を表-4に示す。また、 S_r は基準沈下量(1.5m)、 S は推定する沈下量(m)である。

表-4 補正係数と適用範囲

記号	名称	適用範囲
b_1	マウンド天端幅 ^{*1)}	2.0~8.0m
b_2	マウンド高	1.5~7.0m
b_3	のり勾配	1:1.25~1:3.0
b_4	基礎地盤厚	0.0~20.0m
b_5	水深 ^{*2)}	—
b_6	基礎地盤の等価N値 ^{*3)}	5~25
b_7	速度のPSI値	0.0~457cm/s ^{1/2}
b_8	防波堤重量	0.0~264.6kN/m ²
b_9	堤体と捨石材の違い(1.08)	—

*1): 8.0mを超える施設については、8.0mの値(08)を用いる。これは、08で収斂していると判断できるためである(図4参照)。

*2): 水深による補正係数は全て1.0であり適用範囲に制限を設けていない。

*3): 細粒分含有率による補正を行わない値

5. 動水圧の影響検討

補正係数の検討では動水圧による影響を考えていない。そこで、ここでは動水圧による影響の確認を行った。caseA, caseJ, 及び casef の H/W=1.0 のケースを対象に、水位が壁体天端と同じであると仮定して、Westergaard による近似式を用いて算定した動水圧と等価な力が作用するように付加質量を考慮して動的解析を実施した。具体的には、式(16)により付加質量を与え、式(17)により算出される動水圧の作用位置に質点を設けることにより評価した。比較結果を図-10に示す。この結果、付加質量の

有無にかかわらず、防波堤天端の沈下量はほぼ同じであることが確認された。従って、防波堤の沈下量には動水圧の影響は殆ど無いと判断した。

$$m_d = \frac{7}{12} \frac{\gamma_w}{g} b H^2 \cdot 2 \quad (16)$$

$$y = \frac{3}{5} H \quad (17)$$

ここに、 m_d は付加質量(t)、 γ_w は海水の単位体積重量(kN/m³)、 g は重力加速度(m/s²)、 b は地震時動水圧の作用方向に直角方向の躯体幅(m)(=1.0)、 H は水深(m)、 y は動水圧の作用位置(水面からの距離)(m)である。

図-10 付加質量の設定イメージと付加質量有無の比較

6. 事例を用いた精度検証

提案した防波堤のチャート式耐震診断手法を用いて、既往事例に対する沈下予測を行い、本手法の精度検証を行った。検討を行った既往事例は、兵庫県南部地震における神戸第7防波堤¹⁾、鳥取県西部地震における境港外港中野地区東防波堤⁸⁾、港湾空港技術研究所で実施した1G場模型実験⁹⁾の3つである。神戸第7防波堤のみ詳述し他の事例は、比較表のみ記載する。

神戸第7防波堤では、概ね3m程度の沈下があったとの報告がある。チャート式耐震診断手法に必要な情報、図-11より設定する。なお、置換砂の等価N値は、文献7を参考に等価N値を6.4とした。

最終的に採用した諸元採用値と補正係数、及び予測沈下量を表-5に示す。この結果、予測沈下量(過剰間隙水圧の消散による沈下量(以下、排水沈下量と称す。))を除く}が5.08mと過大な評価となった。これは、チャート式耐震診断手法では、沈下が進むにつれて増加する浮力を考慮できないが、実現象では浮力の影響を受けており特に沈下が大きい本ケースでは、この差が顕著に現れたためと考えられる。これを解消するため、現状の設置水深での防波堤重量を用いてチャート式耐震診断手法で算定した沈下量①(想定される最大)と、沈下量①分の防波堤が沈下したことによる浮力を考慮した条件でチャート式耐震診断手法で算定した沈下量②(想定される最小)の平均的な値に排水沈下量を加えた値をチャート式耐震診断手法で算定する予測沈下量とした。前述の3事例の沈下量予測結果を表-6に示す。若干過大評価ではあるが、

概ね沈下量を評価できていることが確認できた。参考に、算出された浮力を考慮した防波堤重量により沈下量を予測し、前ステップとの防波堤重量の差がほぼゼロとなるまで繰り返し計算を実施すると、神戸港第7防波堤で予測沈下量 4.08m(排水沈下量考慮)となり、平均値を用いる場合に比べ、若干小さめの評価をすることが分かった。

図-11 断面図とチャートに必要な条件設定

表-5 補正係数と予測鉛直変位

諸元項目	採用値	補正係数	備考
等価 N 値	6.4	1.52	
法勾配	1:2	0.85	
マウンド高	5.8m	1.5	
液状化層厚	20m	1.11	チャート式の上限値を採用
天端幅	8m	0.8	チャート式の上限値を採用
PSI 値	85.07cm/s ^{1/2}	0.94	PI 波
防波堤重量	197kN/m ²	1.94	5×21+9.2×10
捨石	—	1.08	
予測沈下量(m)	5.08	1.52×0.85×1.5×1.11×0.8×0.94×1.94×1.08×1.5	

表-6 実被害、実験結果と予測沈下量との比較

	実被害 、実験	沈下量(m)				
		沈下量①	沈下量②	平均値(①,②)	排水沈下量	予測沈下量
神戸港 第7防波堤 ¹⁾	3.00	5.08	3.08	4.08	0.75	4.83
坂港外港 中野地区東防波堤 ²⁾	0.50	0.83	0.82	0.83	0.09	0.92
IG場模型実験 ³⁾	4.32	5.06	3.77	4.42	0.54	4.96

7. まとめ

堤防タイプの沿岸構造物のチャート式耐震診断システムに、防波堤重量に関する補正係数、及び堤体の物性に関する補正係数を加えることにより、重力式防波堤のチャート式耐震診断手法を提案した。被災断面や実験結果との比較により、本研究で提案したチャート式耐震診断手法では、若干過大に評価するものの、概ね沈下量を評価できていることが確認された。本研究では、堤防タイプを拡張したものであるため、精度向上に資するためには、

防波堤を想定した2次元解析を実施することも考えられる。しかしながら、被災断面との比較を確認する限り、本モデルでも概ね沈下量を予測できるものとする。また、防波堤自体に偏心がある構造(スリット式)、あるいは消波ブロック被覆式に対しては残留水平変位が発生すると予想される。これらの施設に対する検討、及び本研究で比較した3事例以外の事例についても比較検討し精度向上に資することが今後の課題である。

参考文献

- 1) 井合進, 一井康二, 森田年一: 兵庫県南部地震における防波堤の有効応力解析, 第24回地震工学研究発表会講演論文集, pp.477-480, 1997.
- 2) 東島義郎, 藤田郁夫, 一井康二, 井合進, 菅野高弘, 北村道夫: 沿岸構造物のチャート式耐震診断システムの開発, 海洋開発論文集, 第22巻, pp.511-516, 2006.
- 3) 野津厚, 井合進: 岸壁の即時被害推定に用いる地震動指標に関する一考察, 第28回関東支部技術研究発表会講演概要集, 土木学会関東支部, pp.18-19, 2001.
- 4) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Report of The Port and Harbor Research Institute, Vol.29, No.4, pp.27-56, 1990.
- 5) 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.
- 6) 沿岸構造物のチャート式耐震診断システム Ver1.00 利用マニュアル, 2007.
- 7) 一井康二, 井合進, 森田年一: 兵庫県南部地震におけるケーソン式岸壁の挙動の有効応力解析, 港湾技術研究所報告 Vol.36, No.2, 1997.
- 8) 井合進, 菅野高弘, 山崎浩之, 長尾毅, 野津厚, 一井康二, 森川嘉之, 小濱英司, 西守男雄, 佐藤陽子, 田中剛, 海老原健介, 大村武史, 大槌正紀: 平成12年(2000年)鳥取県西部地震による港湾施設等の被害報告, 港湾技術研究所資料 No.1015, 2001.
- 9) 大矢陽介, 竹信正寛, 菅野高弘, 小濱英司: 防波堤基礎地盤の地震時変形特性に関する1g場模型振動実験と有効応力解析, 港湾技術研究所資料 No.1227, 2011.

A FUNDAMENTAL STUDY ON THE SIMPLE EVALUATION METHOD OF THE SEISMIC PERFORMANCE OF BREAKWATER

Akito SONE, Naonori KUWABARA, Syuji YAMAMOTO, Masahiro MIZUTANI
Takesi KONDOU, Toru MORIMOTO, Susumu IAI, Koji ICHII

A breakwater is an important institution for protecting the property and the life of a back place from high tide or tsunami. In order to consider a design and disaster prevention planning, it is very important to evaluate appropriately the amount of subsidence in case of the earthquake of a breakwater. There is the finite element method as the technique of evaluating the amount of subsidence with sufficient accuracy. However, calculation load is large and it is unreal to verify many sections. So, this study examined the simple seismic capacity evaluation technique which changes to it. With this simple seismic capacity evaluation technique, three disaster examples etc. have been expressed.