

2段階設計体系における重力式岸壁の L1地震動に対する耐震性能照査の 位置付けに関する一考察

A STUDY ON THE SIGNIFICANCE OF THE PERFORMANCE ASSESSMENT OF GRAVITY-TYPE QUAYWALLS AGAINST THE LEVEL-ONE EARTHQUAKE GROUND MOTION IN THE TWO-STAGE PERFORMANCE ASSESSMENT FRAMEWORK

長尾毅¹・柴田大介²・安田将人³

Takashi NAGAO, Daisuke SHIBATA and Masato YASUDA

¹正会員 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)

²株式会社 日本港湾コンサルタント (〒141-0031 品川区西五反田8丁目3番6号)

³正会員 株式会社エコー (〒110-0014 東京都台東区北上野2-6-4)

The technical standards for port and harbour facilities apply two-stage performance assessment framework against earthquake ground motion. Performance assessment for ordinal quay walls, however, are conducted only against the level-one earthquake ground motion. Therefore, performance of ordinal quay walls against the level-two earthquake ground motion is not known and that might be a problem in view of accountability. On the contrary, performance assessment for high seismic resistant quay walls are conducted both against the level-one and level-two earthquake ground motion. Cross sections for high seismic resistant quay walls are decided by the stability against the level-two earthquake ground motion for almost all the cases and the question might arise about the necessity for the performance assessment against the level-one earthquake ground motion. This study discusses the significance of performance assessment against the level-one earthquake ground motion in the two-stage performance assessment framework.

Key Words : Gravity-type quay wall, displacement, level-one earthquake ground motion

1. はじめに

他の土木構造物と同様に、岸壁の耐震性能照査はレベル1 (L1) 地震動とレベル2 (L2) 地震動の2段階の地震動に対して行われる。ただし、L2地震動に対する照査が求められるのは耐震強化岸壁に限られており、通常岸壁にはL2地震動に対する性能照査は求められない点が他の土木構造物と大きく異なる。通常岸壁のバース数は耐震強化岸壁と比較して圧倒的に多いことから、岸壁の大部分のバースは、L2地震動に対して保有する性能が不明であることになる。このことは、説明責任の観点から問題がある可能性があるといえる。

一方、耐震強化岸壁の場合は、L1地震動とL2地震動の2種類の地震動に対して性能照査が行われるが、構造諸元はL2に対する性能から決定されることがほとんどである。このため、L1地震動に対する性能照査の意義が不明確であるという側面があるともいえる。

以上の背景のもと、本研究では、2段階設計体系における重力式岸壁のL1地震動に対する耐震性能照査の位置付けについて、地震応答解析の結果をもとに考察することを目的とする。

2. 検討条件

入力地震動として表-1に示す12の港においてL1地震動、L2地震動を設定した。図-1、図-2に境港と御前崎港における地震動の時刻歴波形およびフーリエスペクトルの例を示す。なお、フーリエスペクトルはバンド幅0.05HzのParzen Windowにより平滑化している。本研究におけるL2地震動の対象としては、清水港②、御前崎港、田子の浦港は海溝型、三河港②はM6.5直下型、それ以外は内陸活断層型を対象としている。海溝型地震は内陸活断層型地震やM6.5直下型地震と比較すると継続時間が長くなる傾向がある。清水港②、三河港②、境港ではL1地震動とL2地

震動で周波数特性に大きな変化はないが、それ以外の港ではL1地震動とL2地震動で卓越周波数が異なる。図-2に示した御前崎港以外にも、名古屋港①のように、L1地震動の卓越周波数が9.83Hzであるのに対し、L2地震動の卓越周波数は0.47Hzと大きく異なるケースがある。L1地震動に対するL2地震動の加速度最大値の比は1.1～7.0の範囲であり、平均的には3.4である。L1地震動に対するL2地震動の速度最大値の比は1.9～11.0の範囲であり、平均的には5.5である。今回の水深、地盤条件でL1地震動を入力した際の照査用震度の範囲は、0.10～0.33であった。

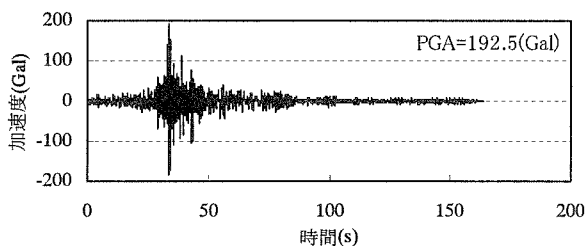
検討断面は、重力式岸壁を対象に、表-2に示す条件で断面を設定した。水深は岸壁の標準的な水深の範囲から設定しており、検討断面は図-3に示す通りである。地盤条件は、地盤固有周期1.2s程度の軟弱な地盤条件をCase1、地盤固有周期0.8s程度のやや締まった地盤条件をCase2とし、S波速度構造を設定した。地震応答計算は解析コードFLIP¹⁾により行った。FLIPのモデルパラメータは、設定したS波速度構造から、FLIPにおける標準的なパラメータ設定方法²⁾に従って、表-3に示すように設定した。また、地震応答計算においては、表-4、図-4に示すように液化化の可能性を有する地盤を4ケース(0, 1, 2, 3層)設定し、液化化層数の違いが残留変形量に与える影響も考慮した。なお、液化化に関するパラメータは簡易設定法²⁾により表-5のように設定した。ここで、簡易設定法に用いるN値は表-3に示した均質な土層に対するS波速度からImai式(式(1))により算定した。また、細粒分含有率 F_c は、算定したN値を用いて亀井ら³⁾の式(式(2))により算定した。以上、計算ケース数は1396である。

$$V_s = 80.6N^{0.331} \quad (1)$$

$$F_c = 916/(N + 9.21) - 29.5 \quad (2)$$

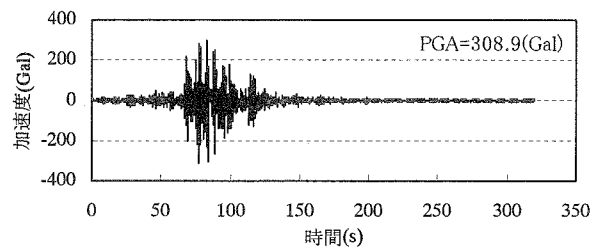
表-1 入力地震動

No.	名称	入力加速度最大値(Gal)		入力速度最大値(kine)		卓越周波数(Hz)	
		L1地震動	L2地震動	L1地震動	L2地震動	L1地震動	L2地震動
1	津松坂港	150.7	584.5	15.8	38.7	1.84	1.25
2	名古屋港①	206.7	441.5	18.3	55.3	9.83	0.47
3	清水港②	221.1	734.2	24.2	114.9	0.75	0.53
4	四日市港	108.1	760.5	11.0	107.8	0.73	1.43
5	田子の浦港	192.0	860.8	17.1	127.5	2.15	0.66
6	御前崎港	164.9	471.2	12.9	44.1	1.72	0.51
7	衣浦港	109.4	663.6	11.8	93.7	0.72	1.46
8	三河港②	95.9	259.4	7.7	14.9	2.50	2.53
9	大阪港②	257.3	301.9	14.5	89.0	2.18	0.45
10	広島港	335.9	356.9	16.4	49.2	1.80	0.78
11	境港	192.5	308.9	15.7	90.4	0.60	0.57
12	博多港	166.1	687.4	11.6	127.3	2.09	0.43

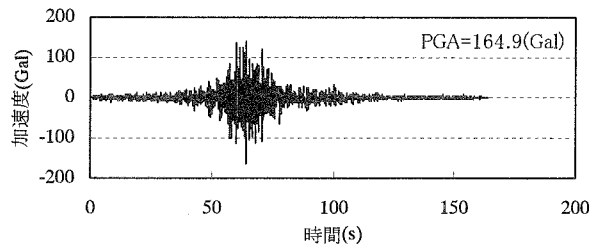


(a) 境港_L1地震動

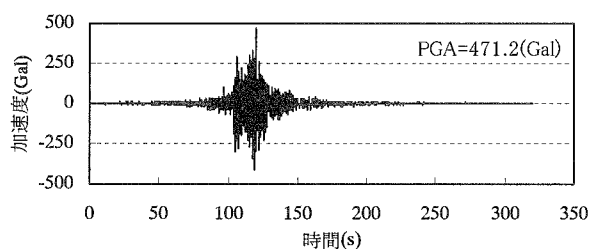
図-1(a) 加速度時刻歴波形



(b) 境港_L2地震動

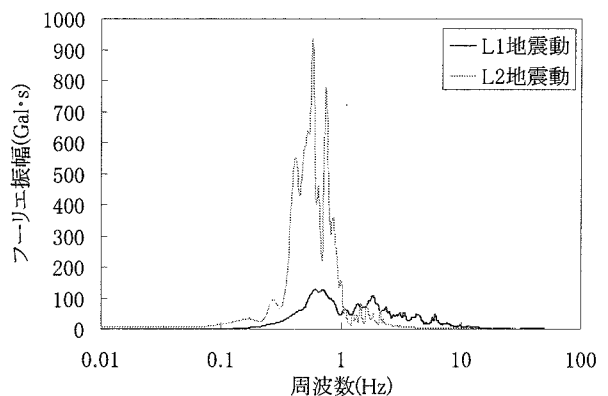


(c) 御前崎港_L1地震動

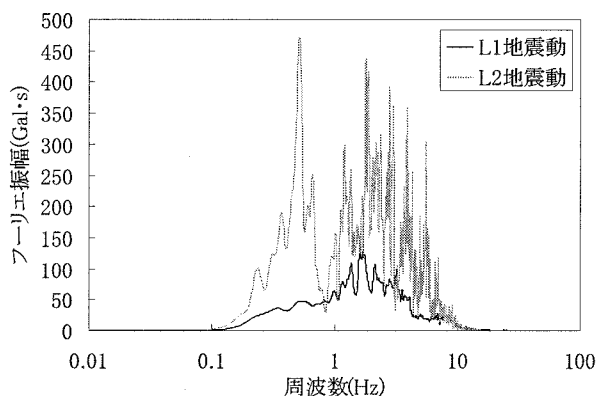


(d) 御前崎港_L2地震動

図-1(b) 加速度時刻歴波形



(a) 境港



(b) 御前崎港

図-2 フーリエスペクトル

表-2 検討条件

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

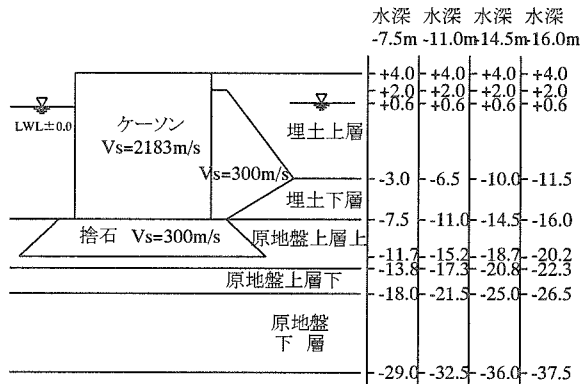


図-3 検討断面

表-3 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 (°)	S波速度 (m/s)
Case1	埋土	上層(水面上)	1.8						
		上層(水面下)	2.0	89.8	25920	67595	0	37	120
	原地盤	上層	2.0	239.8	45000	117353	0	38	150
Case2	埋土	上層(水面上)	1.8						
		上層(水面下)	2.0	89.8	58320	152089	0	38	180
	原地盤	上層	2.0	198.5	72200	188286	0	38	190
共通材料	基礎捨石	基礎捨石	2.0	279.2	125000	325980	0	39	250
		裏込石	2.0	98.0	180000	469412	20	35	300

表-4 液状化対象層

液状化 層数	液状化層
0	—
1	埋土上層
2	埋土上層, 原地盤上層上
3	埋土上層, 埋土下層, 原地盤上層

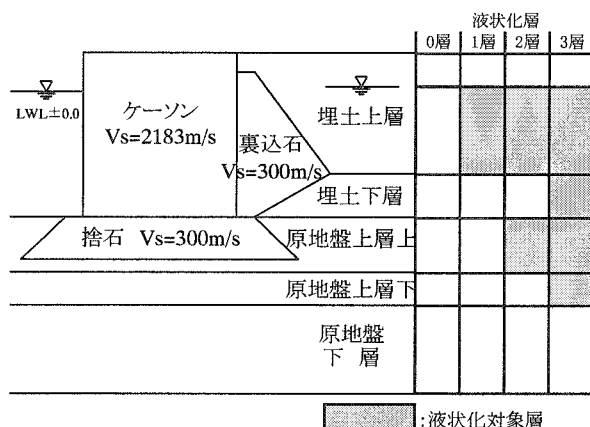


図-4 液状化対象層

表-5 液状化パラメータ

水深 (m)	地盤	土層区分	変相角 f_p' (°)	液状化パラメータ (改訂版)					
				S_l	w_l	p_l	p_2	c_l	
-7.5	Case1	埋土	(水面下) 上層	28.0	0.005	5.862	0.500	0.995	1.479
		埋土	下層	28.0	0.005	5.535	0.500	1.008	1.352
		原地盤	上層 (上)	28.0	0.005	5.179	0.500	1.019	1.321
		原地盤	上層 (下)	28.0	0.005	4.835	0.500	1.033	1.217
	Case2	埋土	(水面下) 上層	28.0	0.005	6.259	0.500	0.939	2.870
		埋土	下層	28.0	0.005	5.938	0.500	0.941	2.859
		原地盤	上層 (上)	28.0	0.005	5.369	0.500	0.977	2.341
		原地盤	上層 (下)	28.0	0.005	5.249	0.500	0.990	2.128
-11.0	Case1	埋土	(水面下) 上層	28.0	0.005	5.700	0.500	1.001	1.417
		埋土	下層	28.0	0.005	5.254	0.500	1.018	1.265
		原地盤	上層 (上)	28.0	0.005	4.962	0.500	1.028	1.250
		原地盤	上層 (下)	28.0	0.005	4.688	0.500	1.038	1.167
	Case2	埋土	(水面下) 上層	28.0	0.005	6.068	0.500	0.940	2.878
		埋土	下層	28.0	0.005	5.867	0.500	0.952	2.588
		原地盤	上層 (上)	28.0	0.005	5.277	0.500	0.987	2.182
		原地盤	上層 (下)	28.0	0.005	5.155	0.500	1.001	1.970
-14.5	Case1	埋土	(水面下) 上層	28.0	0.005	5.548	0.500	1.007	1.363
		埋土	下層	28.0	0.005	5.042	0.500	1.026	1.198
		原地盤	上層 (上)	28.0	0.005	4.760	0.500	1.036	1.191
		原地盤	上層 (下)	28.0	0.005	4.501	0.500	1.046	1.122
	Case2	埋土	(水面下) 上層	28.0	0.005	5.931	0.500	0.940	2.891
		埋土	下層	28.0	0.005	5.811	0.500	0.961	2.357
		原地盤	上層 (上)	28.0	0.005	5.186	0.500	0.997	2.023
		原地盤	上層 (下)	28.0	0.005	4.326	0.500	1.028	1.809
-16.0	Case1	埋土	(水面下) 上層	28.0	0.005	5.502	0.500	1.009	1.363
		埋土	下層	28.0	0.005	4.931	0.500	1.030	1.181
		原地盤	上層 (上)	28.0	0.005	4.700	0.500	1.038	1.178
		原地盤	上層 (下)	28.0	0.005	4.476	0.500	1.047	1.099
	Case2	埋土	(水面下) 上層	28.0	0.005	5.939	0.500	0.941	2.860
		埋土	下層	28.0	0.005	5.156	0.500	0.981	2.265
		原地盤	上層 (上)	28.0	0.005	5.155	0.500	1.001	1.970
		原地盤	上層 (下)	28.0	0.005	3.575	0.500	1.048	1.756

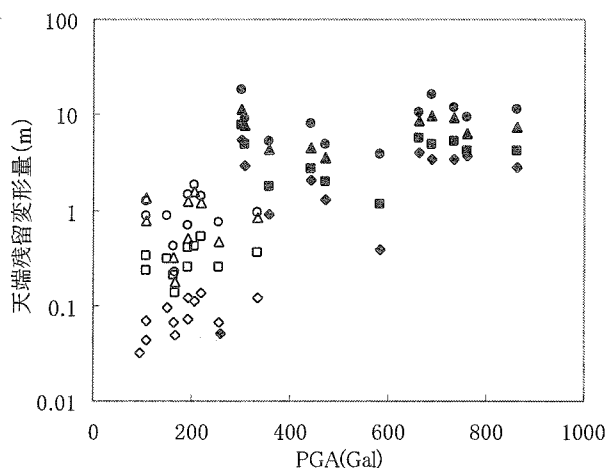
3. 検討結果

(1) PGA, PGV に対する変形量

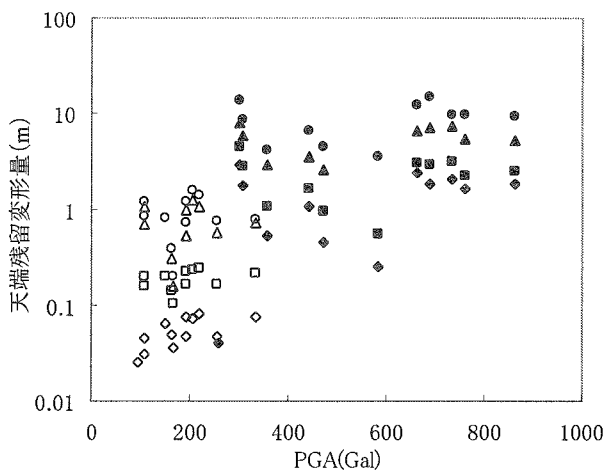
検討結果のうち、水深-11.0m、地盤 Case1、設計震度 0.10 および 0.20 の結果を図-5 および図-6 に示す。図-5 は水平軸を加速度最大値 (PGA)、図-6 は水平軸を速度最大値 (PGV) で整理したものである。図中の白抜き (◇□△○) は L1 地震動の結果、黒抜き (◆■▲●) は L2 地震動の結果であり、それぞれ液状化層数別に示している。ここで、L1_liq2 のように、liq の後に付けた数字が液状化対象層数を示している。

図より、加速度最大値、速度最大値の何れの指標についても地震動レベルが大きくなると変形量が増加する傾向にある。ただし、加速度最大値については特に L2 地震動の場合は変形量との相関が低いといえる。速度最大値については、速度最大値が 70kine 程度以下の範囲では変形量との相関が高く、70kine 程度以上の範囲では速度最大値の増加に伴う変形量の増加程度は低い。

液状化対象層の層数の影響については、層数の増加により変形量が増加する傾向がみられる。この傾向は、他の条件についても同様であった。また、震度 0.10 と 0.20 の違いについては、例えば液状化対象層がゼロの条件では、震度が 0.10 増加すると速度最大値に対する変形量は L1 地震動で 3 割程度、L2 地震動で 4 割程度小さくなる。



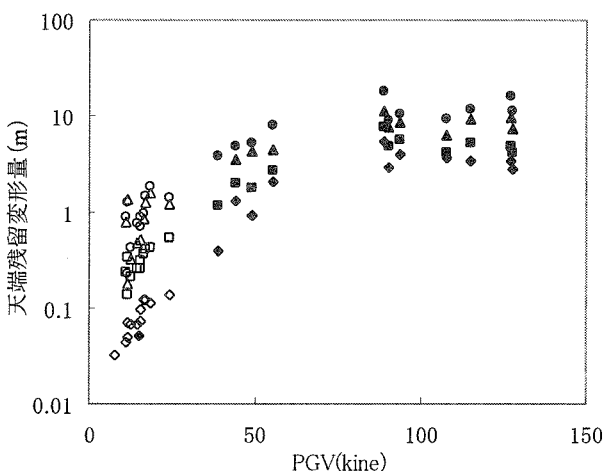
(a) 水深-11.0m, k_b 0.10, 地盤 Case1



(b) 水深-11.0m, k_b 0.20, 地盤 Case1

◇ L1_liq0 □ L1_liq1 △ L1_liq2 ○ L1_liq3
◆ L2_liq0 ■ L2_liq1 ▲ L2_liq2 ● L2_liq3

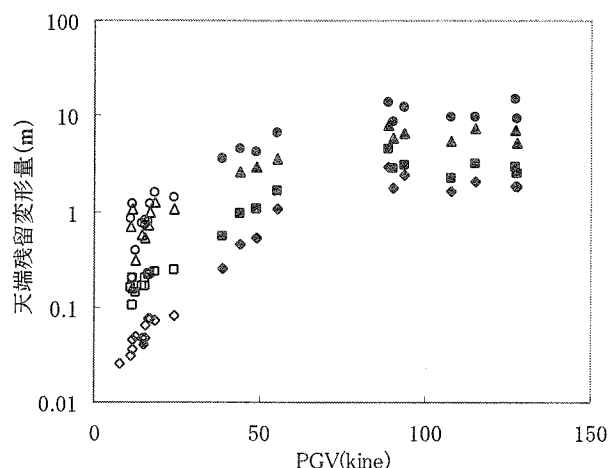
図-5 加速度最大値と天端残留変形量の関係



(a) 水深-11.0m, k_b 0.10, 地盤 Case1

◇ L1_liq0 □ L1_liq1 △ L1_liq2 ○ L1_liq3
◆ L2_liq0 ■ L2_liq1 ▲ L2_liq2 ● L2_liq3

図-6(a) 速度最大値と天端残留変形量の関係



(b) 水深-11.0m, k_b 0.20, 地盤 Case1

◇ L1_liq0 □ L1_liq1 △ L1_liq2 ○ L1_liq3
◆ L2_liq0 ■ L2_liq1 ▲ L2_liq2 ● L2_liq3

図-6(b) 速度最大値と天端残留変形量の関係

(2) 過剰間隙水圧比と変形量

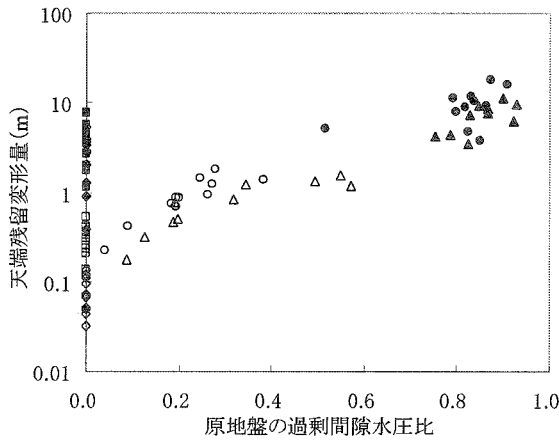
図-7に、前項と同様に水深-11.0m, 地盤Case1, 設計震度0.10および0.20の条件について、過剰間隙水圧比と変形量の相関を示す。ここで、過剰間隙水圧比は自由地盤部の結果であり、各要素のせん断ひずみ最大時の値を液状化層で平均した値を用いている。また、過剰間隙水圧比の対象は原地盤とした。これは、既往の研究⁵⁾において原地盤の液状化の程度が埋土の液状化の程度と比較して変形量に対する影響が高いことを考慮したものである。

図より、過剰間隙水圧比が上昇すると変形量も増加する傾向が見られる。L1地震動に着目すると過剰間隙水圧比が0.3程度以下の範囲では変形との相関が高く、0.3程度以上の範囲では過剰間隙水圧比の増加に伴う変形量の増加程度は低い。また、L2地震動はL1地震動ほどではないが過剰間隙水圧比の増加に伴って変形量も増加する傾向がある。液状化対象層の層数の影響については、層数の増加により変形量が増加する傾向がみられる。この傾向は、他の条件についても同様であった。

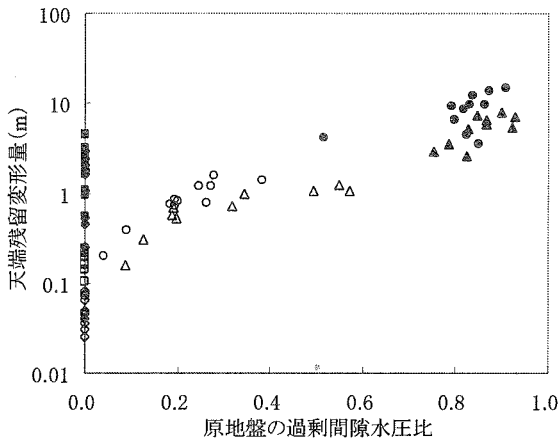
次に、港湾基準⁴⁾における液状化に関する規定（L1地震動に対して液状化を許容しない）が持つ意義について考察する。図-8に、L1地震動に対する過剰間隙水圧比の範囲別のレベル1地震動による変形量($d1$)とレベル2地震動による変形量($d2$)の関係を、過剰間隙水圧比が0.2以下の場合と0.2以上の場合について示す。ここで、過剰間隙水圧比の閾値0.2は、液状化の影響をほとんど受けていない条件として便宜的に設定したものである。また、ここでの過剰間隙水圧比の対象は埋土とした。これは、液状化の判定において埋土部分の影響が大きいことを考慮したものである。

図より、過剰間隙水圧比が0~0.2の範囲では $d2$ は0.02~12.92m, 平均2.88mと比較的小さな領域に分布しているが、過剰間隙水圧比が0.2以上の範囲で

は $d2$ は0.45～18.66m, 平均5.25mと大きな値である。これより, 港湾基準における, L1地震動に対して液状化を許容させないという規定は, L2地震動に対する変形量を抑えるという観点からも有効であるということが定量的に示されたといえる。



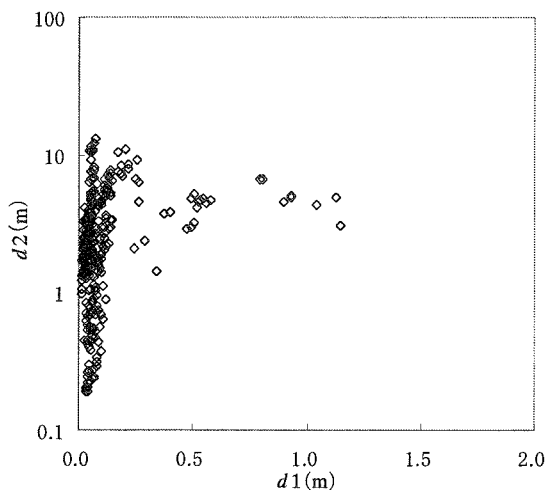
(a) 水深-11.0m, k_h 0.10, 地盤 Case1



(b) 水深-11.0m, k_h 0.20, 地盤 Case1

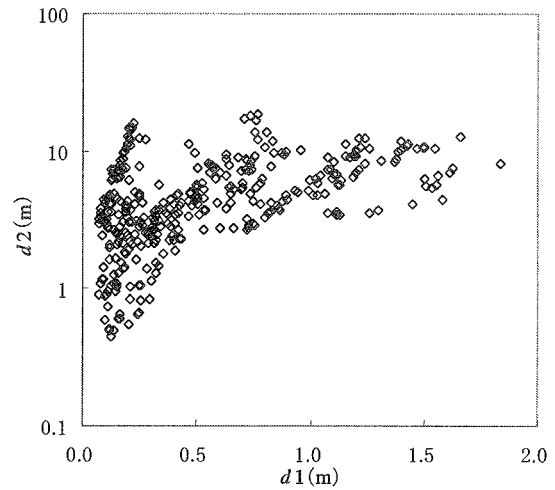
◇ L1_liq0 □ L1_liq1 △ L1_liq2 ○ L1_liq3
◆ L2_liq0 ■ L2_liq1 ▲ L2_liq2 ● L2_liq3

図-7 過剰間隙水圧比と天端残留変形量の関係



(a) 過剰間隙水圧比0.2以下

図-8(a) L1地震動に対する過剰間隙水圧比別の $d1$ と $d2$ の関係



(b) 過剰間隙水圧比0.2以上

図-8(b) L1地震動に対する過剰間隙水圧比別の $d1$ と $d2$ の関係

(3) 2段階設計体系におけるL1地震動に対する耐震性能照査の位置付け

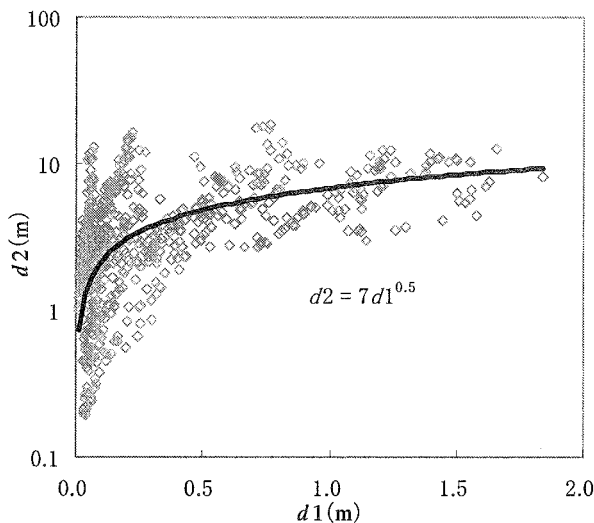
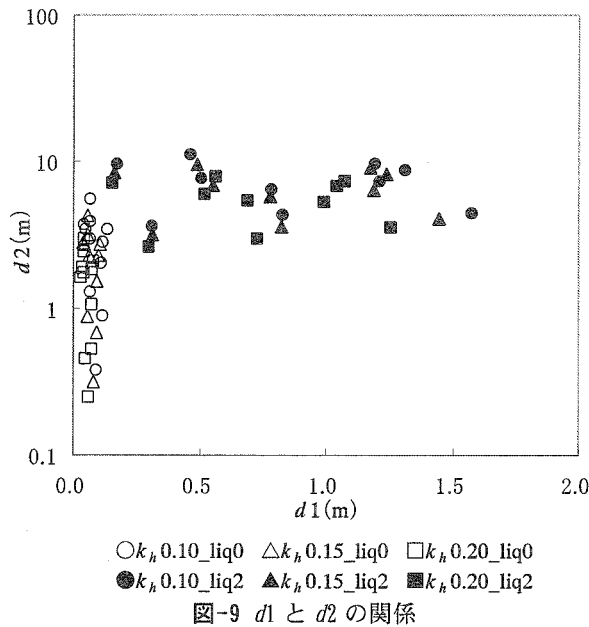
図-9に水深-11.0m, 液状化層0層および2層の条件における $d1$ と $d2$ の関係を設計震度(k_h)別に示す。 $d1$ が概ね0.2m程度未満では $d2$ は $d1$ の増加に伴い増加するが, $d1$ が0.2m程度以上の範囲では $d2$ の値は $d1$ の値にかかわらず一定に近い傾向を示す。これは他の水深の条件においても同様の傾向であった。また, 液状化層0層の場合は $d1$ に対する $d2$ の増加率が非常に大きいのにに対し, 液状化層2層の場合は小さくなっている。つまり, 液状化を許容しない範囲では $d1$ の許容値の設定が $d2$ に対して大きく影響を及ぼす。

図-10に全データを対象に, $d1$ に対する $d2$ の関係と両者の回帰関係を示す。得られた回帰式は式(3)のとおりである。

$$d2 = 7\sqrt{d1} \quad (3)$$

港湾基準⁴⁾では, 重力式岸壁のL1地震動に対する変形量許容値は10cmが標準値として設定されている。図-10に示した関係によれば, L1地震動に対する性能規定($d1$ 許容値10cm)は, 平均的には $d2$ が2.2m程度となる性能を担保していると思なすことが出来る。耐震強化施設の $d2$ 許容値は, 例えば標準(緊急物資輸送対応)の場合, 1m以上の適切な値とされており, 復旧作業に対する備えや容易性等を考慮して2m程度の残留変形量であっても可とする場合も多い。この点を考慮すると, L1地震動に対する耐震性能照査は, ある一定の水準でL2地震動に対しても耐震性能を担保していると考えられる。

また, $d1$ が0.2m以下の範囲では, $d2$ は大きく変化する。港湾基準での重力式岸壁のL1地震動に対する変形量許容値(10cm)は, 過去の基準における平均的な水準として設定されたものであり, あくまでも



標準値であって強制力のある数値ではない。従って、設計者の判断により、十分な理由があるときは変更することが可能な値であるが、特に10cm以上の値を設定する際には、L2に対する性能が大きく変化する可能性が高いことに十分配慮すべきである。また、耐震強化岸壁で $d2$ 許容値をあらかじめ設定できるときは、 $d1$ 許容値を上記の関係より設定して照査用震度を設定することが手戻りの少ない設計手順という観点からは推奨される。

4. おわりに

本研究では、2段階設計体系における重力式岸壁のL1地震動に対する耐震性能照査の位置付けについて考察した。

本研究により得られた主要な結論は以下のとおりである。

- ①L1地震動に対する変形量とL2地震動に対する変形量を評価し、両者の平均的な関係式を提示した。本研究の範囲では、港湾基準におけるL1地震動に対する変形量許容値(10cm)は、平均的にはL2地震動に対する変形量が2.2m程度となる性能を担保していると見なすことが出来る。耐震強化施設の $d2$ 許容値は、復旧作業に対する備えや容易性等を考慮して2m程度の残留変形量であっても可とする場合も多い点を考慮すると、L1地震動に対する耐震性能照査は、ある一定の水準でL2地震動に対しても耐震性能を担保していると考えられる。
- ②L1地震動に対して液状化を許容しないという港湾基準における規定は、L2地震動に対する変形量を抑えるという観点からも有効であるといえる。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 森田年一, 井合 進, Liu Hanlong, 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.
- 3) 亀井祐聡, 森本 巖, 安田 進, 清水喜久, 小金丸健一, 石田栄介: 東京低地における沖積砂質土の粒度特性と細粒分が液状化強度に及ぼす影響, *Soils and Foundations*, Vol42, No.4, pp.101-110, 2002.
- 4) 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
- 5) 安田将人, 長尾 毅: 液状化を考慮した岸壁残留変形量の簡易評価法の提案, 海洋開発論文集, 第25巻, pp.915-920, 2009