

重力式岸壁の地震被害と耐震設計法

Seismic Damage to Gravity Type Quay Wall and Its Seismic Design

大塚夏彦^{*}・栗田 悟^{**}・笹島隆彦^{***}・宮部秀一^{****}・三浦均也^{*****}

Natsuhiko Otsuka, Satoru Kurita, Takahiko Sasajima, Syuichi Miyabe and Kinya Miura

During the recent big earthquakes in Japan, significant damage was caused in the port and harbor facilities, especially in reclaimed lands. The survey was extensively carried out on the damages during the recent three big earthquakes in Hokkaido Island; i.e., 1993 Kushiro-oki, 1993 Hokkaido Nansei-oki, and 1994 Hokkaido Toho-oki Earthquakes. And the damages were closely examined based on the current seismic design code for quay wall. As a result, it is clarified that the occurrence and the intensity of the damage are strongly correlated to the occurrence of the liquefaction in the backfill grand.

Keywords: Earthquake, Quay wall, Seismic design, Liquefaction

1. はじめに

近年、複数の大きな地震が港湾地域を襲い、多数の被害が発生した。港湾施設の被害は埋め立て地盤の液化化をともなって岸壁・護岸に集中し、さらには港湾機能低下によるライフライン機能の低下、背後の経済圏への影響など広範に及ぶものとなった。また災害復旧のために多大の費用を必要とすることになった。これらの被災経験を顧みると、港湾施設の整備においては、主要施設の耐震性向上が重要な課題のひとつであると考えられる。

現在、通常の港湾施設の耐震設計には震度法が用いられている。この手法は不規則な地震動を静的な慣性力に置き換えて構造物の安定や強度を静的に検討する手法で、その簡便さや多くの適用実績に支えられ、広く用いられている。重力式岸壁の耐震設計においては、震度法による一連の設計手法を前提に、経験的手法によって地盤の地震動を設計に用いる震度に換算することによって精度の向上をはかっている。しかし地盤の地震動と設計に用いる震度との関係、堤体・裏込土の地震時挙動と地震時土圧の実態には、依然として不明な点が多い。

本研究は、1993年来北海道で発生した3つの被害地震における重力式岸壁の被害事例の分析をもとに、裏込土における液化化現象の影響と被害特性に注目し、現行の耐震設計方法の特性について考察したものである。

2. 重力式岸壁の地震被害

2.1 近年の主な被害地震

近年、北海道をおそった代表的な被害地震として釧路沖地震(1993)¹⁾・北海道南西沖地震(1993)²⁾・北海道東方沖地震(1994)³⁾をとりあげ、地震の諸元および各地の港湾で観測された地震動の諸元を表-1~3に示す。いずれの地震においても、被害の大きかった港湾における地表では200galを上回る加速度が観測されており、後述するように港湾施設の設計震度をこえる地震動が作用した。

表-1 1993年釧路沖地震

日 時	1993年1月15日, 20時6分			
震 源	釧路市南方沖約30km, N 42°51' E 144°23', 震源の深さ107km, M 7.8			
場 所	方向	基盤最大 加 速 度 (gal)	地表面最 大加 速 度 (gal)	SMAC- B2 換 算 値(gal)
釧路港	NS	204.2	469.3	314.7
	EW	262.1	344.2	246.1
花咲港	NS		149.0	110.9
	EW		163.3	75.1
十勝港	NS		410.6	209.0
	EW		317.6	260.0

表-2 北海道南西沖地震

日 時	1993年7月12日, 22時17分			
震 源	奥尻島北方, N 42°46' E 139°11', 震源の深さ35km, M 7.8			
場 所	方向	基盤最大 加 速 度 (gal)	地表面最 大加 速 度 (gal)	SMAC- B2 換 算 値(gal)
函館港	NS	71.0	143.5	131.0
	EW	59.3	149.3	134.5
室蘭港	NS		217.3	151.9
	EW		215.2	141.0
小樽港	NS		59.4	33.6
	EW		66.2	36.8

* 正会員 北日本港湾コンサルタント(株) 技術部 (003札幌市白石区平和通2丁目北11番18号)

** 正会員 北海道開発局 港湾部

*** 正会員 北海道開発局 農業水産部

**** 正会員 北海道開発局 釧路開発建設部

***** 正会員 北海道大学工学部土木工学科

2.2 地震被害の概要

重力式岸壁への主な被害は、堤体法線の海側へのはらみ出し、堤体の沈下、堤体背後のエプロンの折損と沈下、目地のひらきやエプロン下部の陥没などであった。また被害を受けた岸壁の背後には一様に噴砂の跡が確認され、程度の差はあるものの裏込め（埋立）地盤の液状化が発生していたことが推察される。各地震によるケーソンを主体とした重力式構造施設の被害程度を表-4に示す。また、各地震における岸壁被害の代表例を図-1に示す。

3. 重力式岸壁の被害特性

3.1 重力式岸壁の被害とマウンド水深

重力式岸壁について、堤体の設置水深と滑動被害量および沈下量について整理した結果を図-2・図-3に示す。設置水深と滑動被害量との間には概ね正の相関が認められる。また、液状化対策の行われていた施設では、堤体設置水深が深くても被害は軽微なものとなっていることが指摘できる。

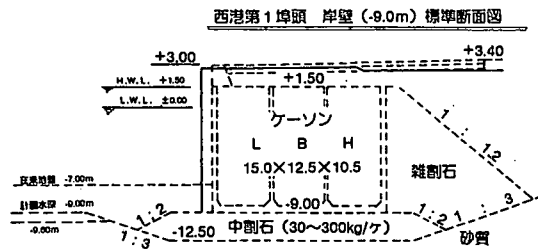


図-1 被災事例

3.2 岸壁の被害と設計安全率

野田ら⁴⁾は、震度法による耐震設計方法を前提に、地震被災例と地表面最大加速度との関係に関する研究を行い、地表面最大加速度をもとに、重力式岸壁施設に作用する震度係数を換算する式を示した。

$$\alpha_{max} \leq 0.2g \quad : \quad k_h = \alpha_{max} / g$$

$$\alpha_{max} > 0.2g \quad : \quad k_h = 1/3 \cdot (\alpha_{max} / g)^{1/3}$$

ここに、 α_{max} ；地表面の最大加速度、 k_h ；作用震度、 g ；重力加速度

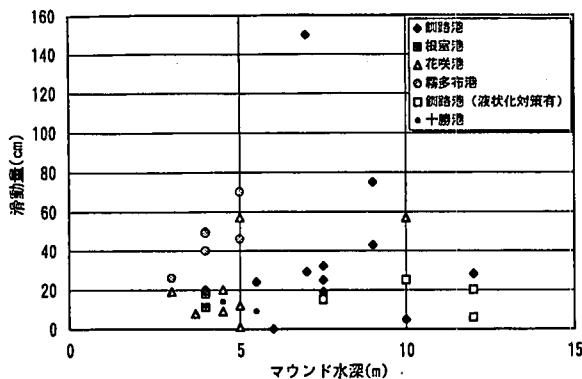


図-2 マウンド水深と滑動被害

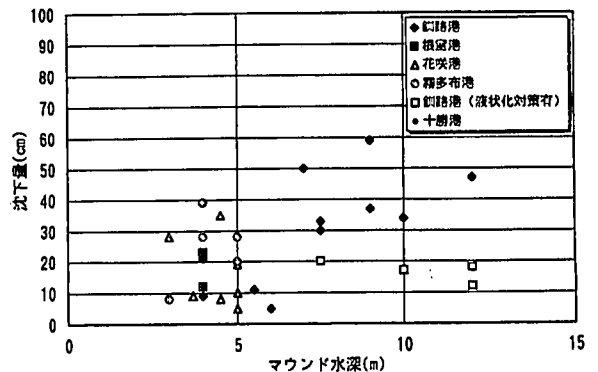


図-3 マウンド水深と堤体の沈下

表-3 北海道東方沖地震

日時	1994年10月4日, 22時23分			
震源	根室半島東方沖約150km, N 43°22' E 147°40', 震源の深さ30km, M 8.1			
場所	方向	基盤最大 加速度 (gal)	地表面最 大加速度 (gal)	SMAC- B2換算値 (gal)
	釧路港	NS	100.8	196.6
EW		104.7	268.5	211.5
花咲港	NS		380.3	227.1
	EW		346.2	277.0
十勝港	NS		147.7	96.5
	EW		169.4	128.6

表-4 重力式施設の地震被害

	港 湾	被災 施設	滑動・はら み出し	堤体の沈 下	エプロン の沈下
釧路沖地震	釧路港	1	0~1.9m	0.05 ~0.5m	0.1 ~ 0.6m以上
		9			
	根室港 (花咲)	3	0~0.1m		
	霧多布 港	8	0.08 ~0.45m	0.05 ~0.2m	0.1 ~0.35m
	十勝港	3	0.1 ~0.15m	0.09 ~0.14m	0.15 ~0.23m
	浦河港	1	なし	なし	0.1m
北海道南 西沖地震	森 港	8	0.06 ~0.82m	0.04 ~0.29m	0.07 ~0.2m
	瀬棚港	3	0.15 ~0.66m	0.14m	0.08 ~0.38m
	岩内港	2	0~0.08m		0.15m
	奥尻港	1	0.23 ~2.0m	0.2 ~0.76m	0.15 ~ 0.75m ~破壊
		8	~崩壊		
函館港	3	0.34 ~0.48m	0.2m	0.25m	
北海道東 方沖地震	根室港 (花咲)	2	0.05	0.05	0~0.6m
		3	~1.65m	~0.47m	
	根室港 (根室)	1	0~0.35m	0.05	0.1 ~ 0.3m
		2		~0.3m	
	霧多布 港	1	0.16	0.06	0~0.5m
	3	~0.90m	~0.39m		
釧路港	5	0.07 ~0.32m		0.4m	

地表面加速度が観測されている港湾について、野田らの式を用いて作用震度を算定し、これを用いて被災した重力式岸壁の地震時安定計算を行い、被害の程度と比較した結果を図-4、5に示す。図-4より、滑動被害量と滑動安全率の間に明確な相関は認められないものの、南西沖地震を除けば、おおよそ $F_s=1.0$ を境に滑動災害が発生していることがわかる。また図-5、6より、偏心傾斜荷重に対する支持力安全率と滑動・沈下被害の関係においても、被災施設の多くにおいて安全率が1.0を下回っている。

ただし、作用震度に対する滑動安全率が1.0を下回っていても、裏込地盤に液状化対策を実施してあった施設（釧路港）では、未対策の施設よりも滑動量が小さくなっていることがわかる。

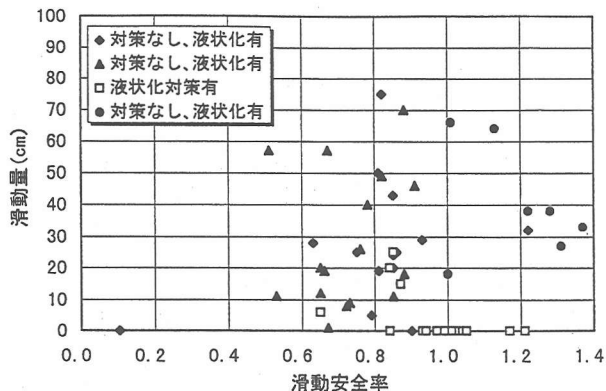


図-4 滑動安全率と滑動被害

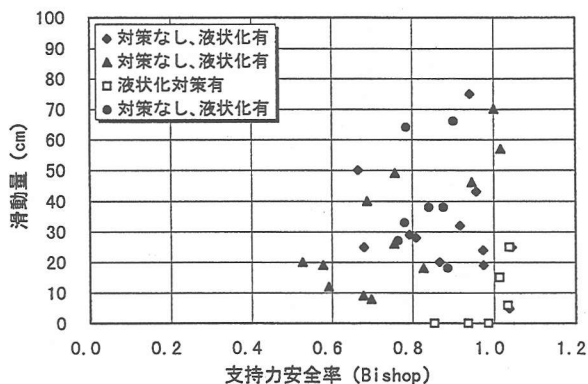


図-5 支持力安全率と滑動被害

3.3 液状化対策と被災特性

同じ設置水深・法線をもつ施設において、裏込め土の液状化対策の有無による被災状況を比較した結果を表-5および写真-1に示す。このように同じ地震動を受けても、裏込め土に液状化対策を行った重力式岸壁は被害が軽微となること、および滑動安全率が1.0以下であるにもかかわらずほぼ無被害であることが確認できる。

表-5 液状化対策と滑動被害（釧路沖地震）

岸壁施設 (下段：対策有)	最大滑動量	平均滑動量	作用震度	滑動安全率
2埠西7.5m	25cm	13cm	0.210	0.97
3埠東7.5m	15cm	5cm		1.03
2埠東10m	5cm	3cm	0.210	0.94
3埠西10m	0cm	0cm		1.00
2埠南12m	26cm	23cm	0.228	0.89
3埠南12m	6cm	1.6cm		0.92

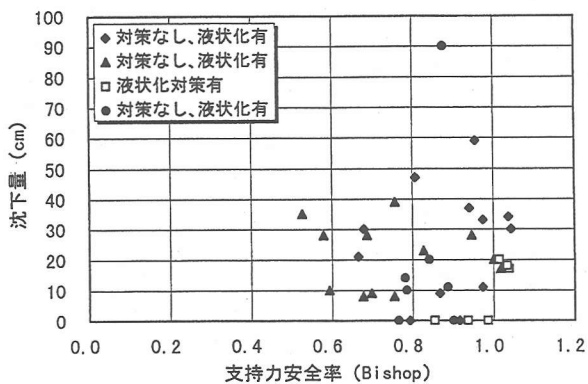


図-6 支持力安全率と堤体の沈下



写真-1 a 2埠頭南岸壁-12m（対策無）



写真-1 b 3埠頭南岸壁-12m（対策有）

釧路港では、釧路沖地震による災害復旧工事として、被災した重力式岸壁7施設において液状化対策工事が実施された。（図-7）その後平成6年10月には北海道東方沖地震が発生し、釧路港はふたたび被災したにもかかわらず、液状化対策を実施した施設への被害は発生しなかった。液状化対策前後に起こった地震による作用震度・滑動量を表-6に示す。表中①の施設では、液状化対策未施工部分では顕著な液状化が発生し、エプロンに大き

な被害が生じたにもかかわらず、直背後に対策済みであった堤体の被害はわずかであった。また表-5、6では、滑動安全率が1.0以下であっても、裏込め土に液状化対策を実施した施設は無被害もしくは軽微な被害にとどまった。このように、重力式岸壁背後に液状化対策を実施すると、地震に対する堤体の安定性が向上することが確認できた。

表-6 液状化対策の効果(東方沖地震)

	釧路沖地震(対策前)			東方沖地震(対策後)		
	作用震度	滑動安全率	滑動量(cm)	作用震度	滑動安全率	滑動量(cm)
①東港漁業埠頭南 7.5m	0.228	—	—	0.166	—	—
②西港第1埠頭西 9m	0.210	0.970	12~75	0.200	1.010	—
③西港第2埠頭東 10m	0.210	0.940	0~5	0.200	0.970	—
④西港第2埠頭西 7.5m	0.210	0.960	4~19	0.200	0.990	—
⑤西港第2埠頭南 12m	0.228	0.890	10~26	0.166	1.170	—
⑥西港第2埠頭西 9m	0.210	1.000	14~43	0.200	1.040	—
⑦西港第2埠頭東 7.5m	0.210	1.010	9~25	0.200	1.050	—

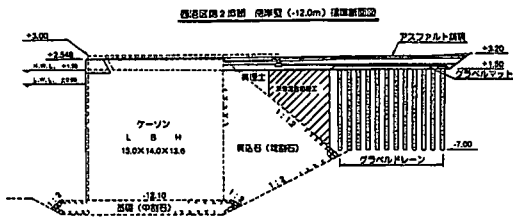


図-7 液状化対策例

4. 重力式岸壁の耐震設計手法

4.1 作用震度と滑動災害

大きな地震動を受けた各港の主要な重力式岸壁をとりあげて、震度法による滑動安全率が1.0となる震度係数を限界震度として算定し、観測された地表面最大加速度と対比して図-8、9に示す。図中白ぬききの点は被害のなかったケース、地表面加速度0~200gal間の直線および200gal以上の曲線は野田らの作用震度算定式を示す。被害を受けた施設においては、地表面最大加速度が200gal以上の範囲で、野田らの式は被災施設の限界震度のほぼ上限値に相当している。しかし限界震度が同式の算定値より小さいにもかかわらず無被害であった施設も無視し得ない数にのぼっている。

被害を受けた施設のほとんどは、堤体背後のエプロンの亀裂等より噴砂痕が確認されており、図中では「液状化有り」として表示している。これに対し無被害であった施設のほとんどは、噴砂はごく少量かまたは発生しておらず、図中では「非液状化」と表示している。また、液状化対策の実施されていた施設では、「無被害」か、あるいは同じ地震動を受けた施設に比べて「軽微な被害」に収まっていた。

以上のように、非液状化状態を前提として地盤の最大加速度から作用震度を与える野田らの式が被災施設の限界震度の上限と比較的よい一致を示した理由は、

- ・ 一般に200galをこえるような地震動を受けた場合には、本事例で見られた程度の噴砂・液状化が埋立地盤に生じているのが一般的であり、野田らの式の根拠となっている被災事例も、今回とりあげた状況とほぼ同様であった可能性があること。
- ・ 今回対象とした施設のほとんどは、堤体の背後を雑割石にて裏込めした構造となっており、背後地盤が液状化してもその液圧をある程度緩和できた。

ことによると考えられる。また、限界震度が作用震度を下回るにも関わらず被害の無かった施設があったことについては、

- ・ 背後地盤に液状化が生じない場合、実際の被災限界は、現行の耐震設計手法における震度の上限値よりもさらに高い可能性がある。
- ・ 地震時土圧および慣性力の評価等、現在の震度法による耐震設計手法にまだ改善の余地がある。

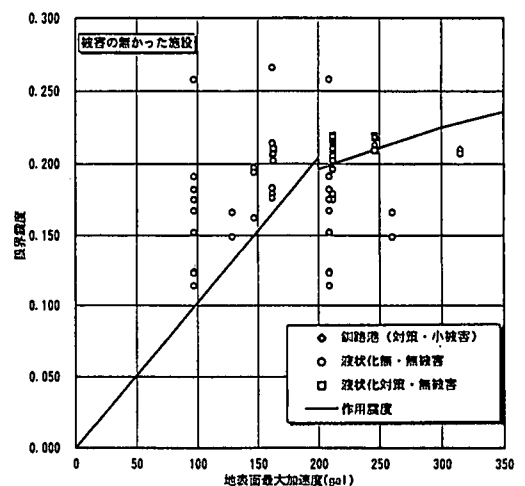
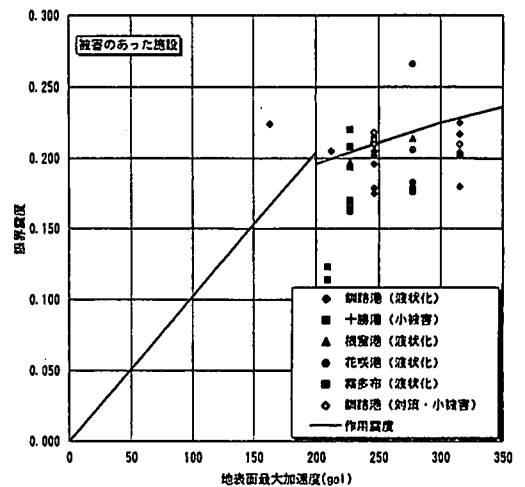


図-8 作用震度と地表面加速度

ことをうかがわせるものである。

図-10には、野田らの式による作用震度を限界震度で除した地震危険度と被災変形量との関係を調べた結果を示す。図中の実線は、上部⁵⁾による変形量推算式を示す。

4.2 重力式岸壁の耐震設計

(1) 地震時土圧

重力式の港湾構造物における現在の耐震設計は震度法に基づいて行われている。この震度法は、ケーソンなど剛性の高く固有周期の短い構造系に地震動が作用する場合、構造系の応答は基盤と同等とみなせる性質があることに注目し、地震波の加速度を重力加速度で除した震度を系の質量に乗じて慣性力を算定する方法である。構造系の安定は、堤体に作用する地震時土圧と慣性力に対して底面の摩擦力にて抵抗するとした、静的な力の釣り合いにて評価している。

地震時の土圧は、クーロン土圧に震度法を適用した物部・岡部式⁹⁾によって評価している。この式は、1924年に初めて発表され、1933年に修正⁹⁾されて以来現在に至るまで広く内外で用いられてきた。しかし、物部はその論文の中で、地震時の最大加速度に相当する力を静的に裏込め土に与えることにより、実際の地震時土圧を過大に評価してしまう危険性を指摘している。以来、物部・岡部式の妥当性を検討するため、多くの研究が行われてきた。その結果、壁体の応答を無視すれば、物部・岡部式による地震時主働土圧合力は振動実験と概ね合う⁹⁾¹⁰⁾ことが明らかにされている。

しかし、最近の実験的研究により、

- ・堤体の挙動と裏込め地盤は互いに作用を及ぼし合い、その位相は必ずしも同一とはならない。

- ・地震時における土圧分布は三角形分布とはならない。

などの性質が確認され、地震時の土圧および重力式岸壁の安定検討においては、土圧や慣性力などの力に関し、構造体と裏込め土との相互作用を考慮した動的な評価をする必要性が生じてきた。たとえば、風間⁶⁾は模型振動実験等より、地震時の動的土圧と堤体の慣性力は逆位相にあることが多く、重力式岸壁の安定においては、堤体-地盤全体系の応答特性をふまえた検討を行う必要があることを指摘した。

また三浦ら¹¹⁾¹²⁾は、裏込め地盤が液状化しない場合には、地震時土圧と堤体慣性力の位相は広い周波数範囲で逆位相となること、および液状化が発生すると両者は同相となり、そのときの動土圧はWestergaard式による計算値とよく一致することを実験的に示した。

(2) 震度法による重力式岸壁の耐震設計

震度法では、構造体に作用する慣性力と、裏込め土からの地震時土圧をそれぞれ単独で静的な力に換算して評価し、それを同じ方向に作用させて静的な力の釣り合いにて評価している。この方法は、個々の力の大きさが妥当であるならば、それらを最も危険となるように組み合わせることになり、過大な設計を行っている可能性がある。野田ら⁴⁾は、重力式岸壁の地震時安定性に関する研究により、震度法による耐震設計で用いる震度は、実際の地盤に発生する加速度を重力加速度で除した加速度比よりも小さくする必要のあることを示し、安定計算で用いる設計震度を地表面最大加速度より与える関係式を示した。同式は現在、重力式岸壁の耐震設計に広く用いられている。

このように震度法による重力式岸壁の設計においては、動的特性の解析的評価を積み重ねる代わりに、静的な慣性力・地震時土圧を用いた力のつりあいを前提とし、地震力を規定する設計震度と、安定性の評価条件である安全率に経験的な修正を加えて実用化しているともいえる。

(3) 重力式岸壁耐震設計方法の展望

本報告で取り上げた3つの被害地震より、重力式岸壁の地震被害には裏込土の液状化が大きく関与していることがわかった。すなわち、設計震度に匹敵する地震動を受けても、裏込土に液状化が起きた場合に比べて、非液

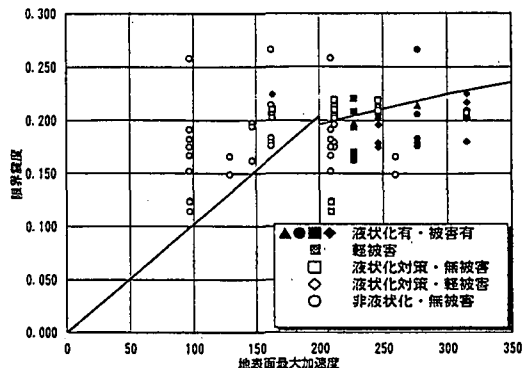


図-9 作用震度と地表面加速度 (全データ)

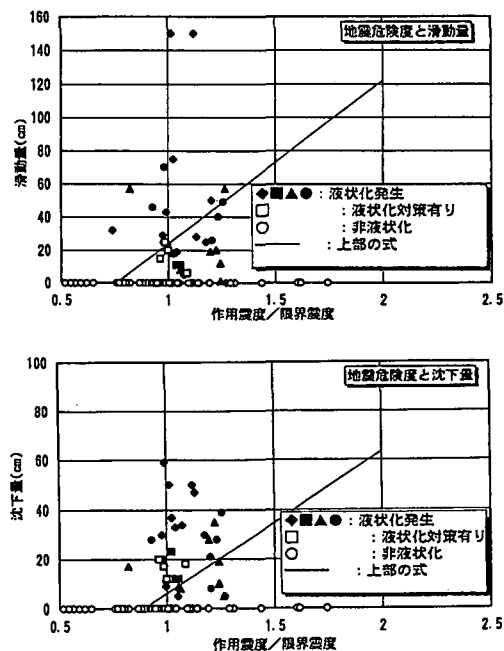


図-10 地震危険度と被災量

状化の場合における岸壁被害は極めて軽微であることが判明した。これは、文献¹¹⁾の実験的研究で指摘された、裏込土が液状化すると液状化圧と堤体の慣性力は同位相で発生するのに対し、液状化が起きない場合には、地震時土圧と堤体慣性力は異なる位相で発生するという特性とよく一致している。図-8,9に示した被災事例は、実際の地震時においてもこの現象が起こっている可能性のあることを示していると考えられる。

この特性が実際の地震においても同様であると仮定したうえで、重力式岸壁の地震時応答特性を考慮した耐震設計を行う際に考慮すべき事項について以下に考察する。

- ①裏込土が液状化しない場合、地震時土圧の変動は堤体の応答の位相と異なる特性があり、地震時の力の組み合わせ内容および方向について見直す必要がある。いま地震時土圧の中央値を F_0 とし、動土圧はこれを中心に変動するとする。この変動成分を常時と地震時の主働土圧の差 ΔF_0 、堤体に作用する慣性力を F_1 、堤体前面に作用する動水圧 F_w とすると、水平地震力 F は、

$$F = \lambda_1 (F_0 \pm \Delta F_0) - (\pm \lambda_2 F_1 \pm \lambda_3 F_w)$$

のように書ける。 $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ は土圧と慣性力の位相差を考慮するための補正係数とし、加速度の方向によって値を変えることも考えられる。

- ②裏込め土の液状化が発生すると、液状化圧と慣性力および前面の動水圧は同相で発生する。
 ③地震時動土圧は堤体との相互作用による影響を受けるため、地震波、基礎の特性、堤体の形状・重量等によって異なる。このような地震時動土圧の大きさや方向を把握し、構造設計体系の中に取り入れることが必要である。
 ④設計震度の算定においては、地震波動の不規則性を考慮し、地表面の最大応答加速度をそのまま用いるのではなく、むしろ最大加速度の実効値（rms など）によって評価する必要がある。また現行の設計震度は、震度法による設計を前提に、地表面最大加速度の期待値より算定した作用震度に対し約0.6を乗じて低減している。設計手法を修正する場合には、設計震度もそれに応じて修正する必要がある。

5. 結語

近年北海道を襲った3つの被害地震による重力式岸壁の被災事例について、地震観測記録より算出した作用震度を用いた地震時安定検討を行い、これと被害特性との比較から、裏込土の液状化の有無に応じた重力式岸壁の耐震設計手法について考察した。

これからの港湾施設は、大深度化や耐震化がますます進むと予想される。その際に、液状化対策などにより裏込地盤が液状化しないと予想できる場合における、重力式岸壁の耐震性向上を評価できるようになれば、より合理的な構造断面を得られる可能性がある。また地震被害を軽微なものとし、災害復旧費を大きく低減できる可能性がある。したがって、構造物の耐震性を的確に把握し、与えられた目的・機能に合致した合理的な施設設計をおこなう耐震設計技術を確立することは、重要な課題のひとつであると言える。

このためには、地震時における堤体および土圧の挙動等の特性をより詳しく知る必要がある。また、それに基づいて震度法を発展させた簡便で実用的な設計手法を開発することが重要であると考えられる。今後も引き続き重力式岸壁の耐震設計手法について検討を進めていきたいと考えている。

参考文献

- 1) 松永康男・桜井博孝・森田年一・井合進：1993年釧路沖地震の港湾地域における強震記録，港湾技研資料，No.777，1994.6
- 2) 松永康男・桜井博孝・森田年一・井合進：1993年北海道南西沖地震の港湾地域における強震記録，港湾技研資料，No.778，1994.6
- 3) 佐藤幸博・宮田正史・一井康二・森田年一・井合進：1994年北海道東方沖地震の港湾地域における強震記録，港湾技研資料，No.853，1996.12
- 4) 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.14，No.4，1975
- 5) 上部達生：地震被災事例に基づく重力式及び矢板式係船岸の被災変形量と被災額の推定，港湾技研資料，No.473，1983.12
- 6) 物部長穂：地震上下動に関する考察並に振動雑論，土木学会誌，Vol.10，No.5，pp.1063-1094，1924.
- 7) Okabe,S：General Theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining-Wall and Dam，土木学会誌，Vol.10，No.6，pp.1277-1323，1924.
- 8) 物部長穂：土木耐震学，常磐書房，1933.
- 9) 風間基樹：土圧を受ける重力式構造物の地震時安定性に関する研究，港湾技研資料，No.752，1993.
- 10) 市原松平：我が先輩 物部長穂先生，土と基礎，Vol.31，No.11，1983
- 11) 三浦均也・小濱英司・栗田悟・大塚夏彦・吉田望：地震時における重力式岸壁の挙動に関する模型振動台実験，地盤工学会北海道支部技術報告集，第37号，1997.2
- 12) 小濱英司・三浦均也・岡宜克・笹島隆彦・大塚夏彦：重力式岸壁の地震時挙動の振動台実験，第31回地盤工学研究発表会，pp.1199-1200，1996