

## 重力式岸壁模型の地震時変形計算

○ 株式会社 日建設計 石原 克治 \*  
運輸省 港湾技術研究所 上部 達生 \*\*  
運輸省 港湾技術研究所 菅野 高弘 \*\*\*  
五洋建設 株式会社 三藤 正明\*\*\*\*

阪神・淡路大震災においては、土木構造物に甚大な被害があった。港湾の岸壁についても、地震による法線の移動量が数メートルを記録した。コンテナバースでは、荷揚げ用のクレーンが座屈した箇所もある。今後の岸壁の耐震性を検討する上で、今回の現象を解析し、そのメカニズムを把握することは重要な課題である。運輸省港湾技術研究所は、岸壁の被災メカニズムを検討する目的で、大規模な水中模型振動台実験を実施している。実験によって得られたデータは、それ自体が非常に有用な情報であるが、さらに、実験結果を解析することによって、メカニズムのより詳細な把握と解析手法の検証が可能となる。本報告は、重力式岸壁の変形性状を予測するモデルの作成を目的として、事前劣化解析と有効応力解析の二種類の手法で岸壁の模型振動実験をシミュレーションした結果を示すものである。

### 1 はじめに

重要土構造物の耐震性検討にあたっては、従来より安全率に基づく手法が使用されてきた。一方、日本と同様に地震の頻発地帯であるアメリカ西部、あるいは、南米においては、近年、重要土構造物の耐震性検討に変形解析が利用されている。この手法は、計算によって得られる変形の時刻歴、地震終了時の残留変形に基づいて、土構造物の耐震安全性を評価するものである。アメリカの土構造物に対する耐震設計においては、地震時の変形後の状態を評価し、強震時には多少の変形を許しても最低限必要な機能は損なわれないような設計も行われている。

現在でも液状化による岸壁や堤防の崩壊を理解する確立された解析手法はないが、土質力学、振動工学、数値解析技術の進歩により、ある程度のレベルで現象が理解できるようになってきている。研究レベルでは、現象を忠実にモデル化する方向で、弾塑性論に

キーワード：耐震解析、岸壁、残留変形

基づく有効応力解析法が耐震解析に積極的に適用されており、将来の発展が期待されている。

本研究は重力式岸壁の変形性状を予測する簡便な岸壁-地盤変形解析モデルを作成することを目的として、運輸省港湾技術研究所において行われた岸壁の模型振動実験をシミュレーションしたものである。ここで用いた手法は、前述の有効応力解析法より幾分簡便ではあるが、アメリカ等において実務レベルの耐震解析に利用されている手法である<sup>(1)(2)</sup>。

### 2 大型振動台模型実験結果の概要<sup>(3)(4)</sup>

運輸省港湾技術研究所において、阪神・淡路大震災による岸壁の被害メカニズムを調べる目的で 1/17 スケールの模型振動実験が行われた。模型断面は、図1に示されるとおりであり、高さ 800mm、幅 478mm、奥行き 500mm のケーソンが使用された。表1は、採用された相似則を示している。なお、沖積粘土層については、実験における粘土の取り扱いが困難なため、密詰め砂によってモデル化されている。

\* 株式会社 日建設計 土木事務所 06-203-3694

\*\* 運輸省 港湾技術研究所 地震防災研究室 0468-44-5030

\*\*\* 運輸省 港湾技術研究所 構造振動研究室 0468-44-5029

\*\*\*\*五洋建設 株式会社 技術研究所 0287-39-2109

表1 模型実験で採用された相似則<sup>(3)</sup>

パラメーター	実物/模型	縮尺比	パラメーター	実物/模型	縮尺比
長さ	$\lambda$	17.0	間隙水圧	$\lambda$	17.0
密度	1.0	1.0	変位	$\lambda^{1.5}$	70.09
時間	$\lambda^{0.75}$	8.37	速度	$\lambda^{0.75}$	8.37
応力	$\lambda$	17.0	加速度	1.0	1.0

模型実験は、9 ケースについて実施された（1995 年 12 月時点）が、本解析検討では、この内下表の実験ケースを対象に解析を実施した。

表2 解析対象とした模型実験ケース

ケース番号	置換土層	背後地盤
ケース3	セメント処理	水中落下
ケース4	セメント処理	締固め
ケース5	水中落下	締固め
ケース6	水中落下	水中落下

### 3 解析方法の概要

#### (1) 差分メッシュモデル

模型断面を図2に示されるとおりモデル化する。断面は、三角形要素の使用を極力避けて数値計算上の安定化と解の精度向上を図ったものである。ケーソンと土質材料の間にはインターフェイス要素を使用し、滑動を考慮する。

#### (2) 入力地震波

模型振動実験では、阪神・淡路大震災においてポートアイランドの鉛直アレー観測結果（GL-32 m）として得られた加速度波形が入力された。入力波は、解析面内の水平成分と鉛直成分を同時に与えている。解析においては、模型基盤で計測された波形を入力した。なお、入力には、TRIFNUCの方法によりゼロ軸補正を行った速度波形を用いた。図-3に入力波形の一例を示す。

#### (3) 解析タイプ

動的解析には、差分法を使用したプログラムFLACを使用した。本検討では、有効応力解析、そして有効応力解析と全応力解析の中間的な位置づけのできる非排水強度解析（事前劣化解析）を実施した。事前劣化解析は、予め地震動や液状化による剛性および強度の低下を想定し、動的解析の初期段階から低下させた物性値を入力して解析する手法である。

なお、地盤材料の構成則については線形弾塑性を仮

定し、モール・クーロンの破壊基準に従うものとした。有効応力解析における間隙水圧発生モデルには、非連成型のモデルである Finn モデルを使用した。

初期応力解析には、動的解析に使用するプログラムFLACを用い、弾塑性解析を行った。

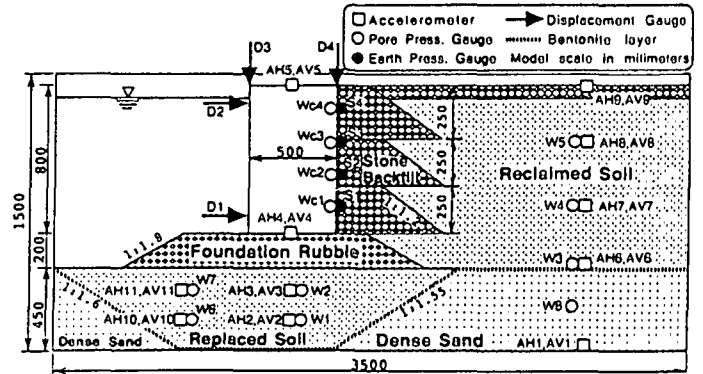


図-1 模型実験断面図<sup>(4)</sup>

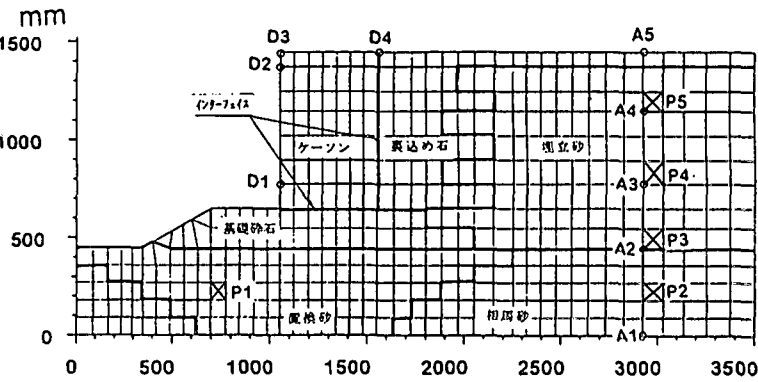


図-2 解析モデル図（解析結果出力位置を併記）

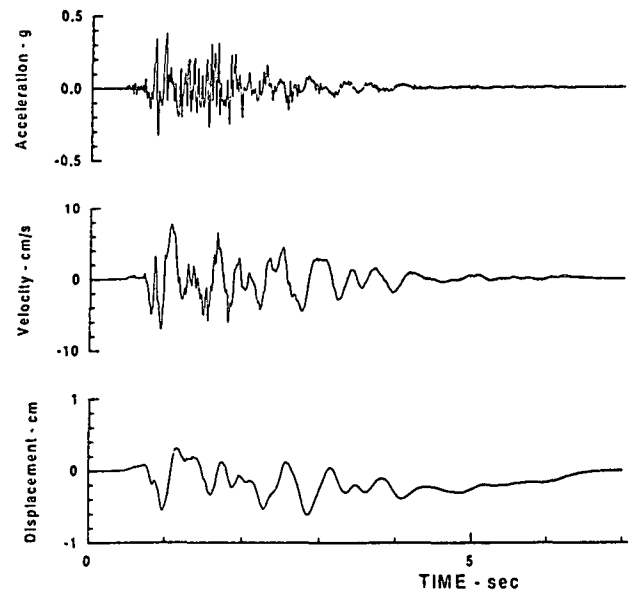


図-3 入力地震波（Case 6a）水平方向

(4) 初期剛性

初期剛性は、模型実験に伴って行われた弾性波試験の結果を利用して推定した。初期剛性は次式のとおり有効応力に依存するものと仮定した。

$$G_{max} = K_{2max} \times \sqrt{\sigma_m} \quad (1)$$

上式中の  $K_{2max}$  は、模型実験の際に行われた埋立土に対する弾性波試験の結果を参考にして推定した。弾性波試験の結果は、以下のとおりである。

水中落下 (Case 3)  $V_s = 61.9$  m/sec

(Case 6)  $V_s = 63.6$  m/sec

締め固め (Case 4)  $V_s = 100.5$  m/sec

(Case 5)  $V_s = 86.2$  m/sec

埋立砂に対する  $K_{2max}$  は、埋立砂中央部の平均有効応力  $\sigma_m$  に対して弾性波試験の結果と整合するように設定した。その他の層の  $K_{2max}$  については、埋立砂に対する値などから類推して決定した。

4 事前劣化解析

(1) 解析方法と入力パラメーター

剛性の解析用入力値は、初期剛性に対して、剛性のひずみ依存性および有効応力(間隙水圧)依存性を考慮して設定した。剛性は、本来、ひずみの発生や間隙水圧の発生によって時間と共に低下するが、解析においては低下後の値を初期値として与え、解析中は一定とする。すなわち、剛性を次式で表す。

$$G/G_{max} = c_1 \cdot c_2 \quad (2)$$

ここで、 $c_1 =$  ひずみ依存性を示す定数係数

$c_2 =$  有効応力依存性を示す定数係数

ひずみの影響については、全材種に対して  $c_1 = 0.25$  と仮定した。

過剰間隙水圧による有効応力の低下の影響については、剛性が有効応力の 0.5 乗に比例するとして、そ

の程度を評価する。発生する間隙水圧の計測値を参考に設定し次式により  $c_2$  を決めた。 $c_2$  の算定値および  $G/G_{max}$  の解析入力値を表-3 に示す。

動的解析における減衰は、15%を使用した。

解析はU S A(非排水強度解析) モデルを使用した。このモデルにおいては、有効応力の概念に基づいて内部摩擦角等の強度定数を決定し、初期応力に対する強度を有効応力に関して算定する。そして、この強度を非排水強度として解析に使用するものである。したがって、強度は有効応力に対する強度増加率  $c_u/\sigma_m'$  として表現する。

表-3 間隙水圧の計測値に基づく  $G/G_{max}$  の算定

区分	作成方法	ケース番号	計測値 $r_u$	間隙水圧依存性 $c_2 = (1-r_u)^{0.5}$	$G/G_{max}$ 算定値	$G/G_{max}$ 解析入力値
置換砂	水中落下	Case 5, 6	0.4 - 0.6	0.71	0.18	0.15
	セメント処理	Case 3, 4	0.4	0.77	0.2	0.2
埋立砂	水中落下	Case 3, 6	0.7 - 0.8	0.5	0.125	0.15
	締め固め	Case 4, 5	0.3 - 0.5	0.77	0.19	0.2

強度は、過剰間隙水圧の発生にともなう有効応力の減少とともに減少する。過剰間隙水圧による有効応力の低下の影響については、強度が有効応力に比例するとして、その程度を評価する。事前劣化解析においては、剛性と同様にして、解析においては低下後の値を初期値として与え、解析中は一定とした。置換砂と埋立砂に対しては、発生する間隙水圧の計測値を参考に有効応力依存性を示す定数係数( $c_2 = 1 - r_u$ )を設定し、これを常時の強度増加率に乗じて、有効応力に対する強度増加率を設定した。また、セメント処理土に対しては粘着力成分の増加を 50,000 Pa 見込んだ。

動的解析入力パラメーターを表 4 に示す。

(2) 解析結果

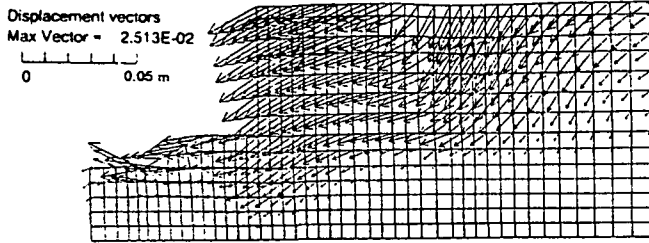
解析結果時刻歴の出力位置を図-2 に示す。解析結果は、図-4 および図-5 に示す。表 5 は、変位に関して計算結果を実験結果と比較したものである。

表-4 事前劣化解析用入力パラメーター

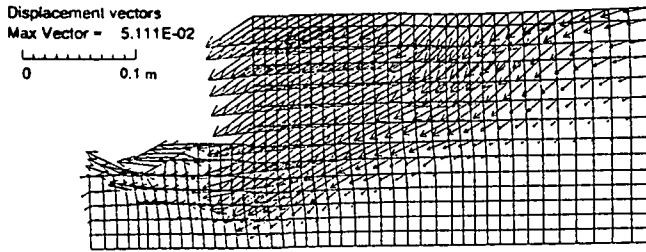
材料	内容	飽和単位体積重量 (t/m <sup>3</sup> )	K <sub>2max</sub>	G/G <sub>max</sub>	μ (%)	$c_u/\sigma_m$	粘着力 c (Pa)	内部摩擦角 (°)
置換砂	水中落下 (Case 5, 6)	1.8	1400	0.10	0.48	0.150	0	-
	セメント処理 (Case 3, 4)	1.8	3500	0.20	0.48	0.420	5.00E+04	-
埋立砂	水中落下 (Case 3, 6)	1.8	1400	0.15	0.48	0.180	0	-
	締め固め (Case 4, 5)	1.9	3500	0.20	0.48	0.420	0	-
相馬砂	沖積粘土をモデル化	2.0	4900	0.25	0.48	0.577	0	-
	飽和	2.0	4900	0.25	0.48	0.466	0	-
裏込め石	不飽和(表層土)	1.9	4900	0.25	0.35	0.466	0	-
	捨石マウンド	2.0	4900	0.25	0.48	0.466	0	-
ケーソン		2.1	7000	1.00	0.25	-	-	-
インターフェイス	ケーソン背面					-	0	15
	ケーソン底面					-	0	25

表-5 計算残留変位と実験結果の比較

	法線	D1-x	法線	D2-x	法線	D3-y	天端	D4-y
	底部	方向	上部	方向	天端	方向	上部	方向
	計算	実験	計算	実験	計算	実験	計算	実験
	結果	結果	結果	結果	結果	結果	結果	結果
Case 3-a	1.028	1.34	1.478	1.98	0.831	0.24	0.478	0.05
Case 4-a	0.221	0.91	0.338	1.35	0.416	0.22	0.333	0.06
Case 5-a	0.704	1.89	0.991	2.73	1.143	1.35	0.931	0.82
Case 6-a	2.541	1.83	2.992	2.26	1.882	1.01	1.539	0.87



(a) Case 3a



(b) Case 6a

図-4 変位ベクトル図 (事前劣化解析結果)

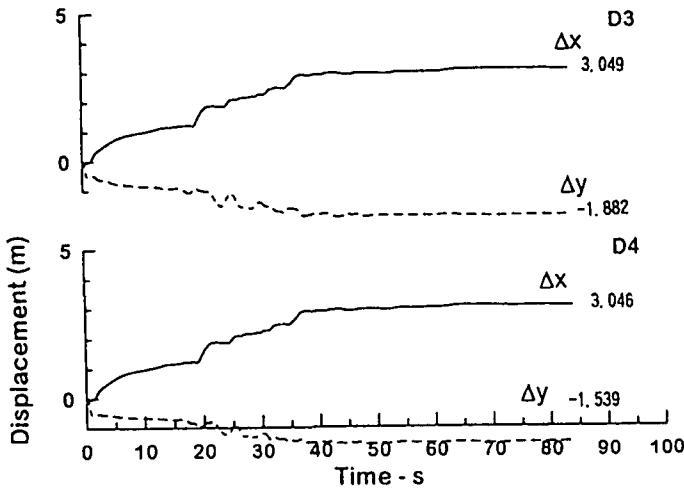


図-5 変位時刻歴 (事前劣化解析結果) Case 6a

5 有効応力解析

(1) 解析方法と入力パラメーター

有効応力解析においては、初期剛性に対して剛性のひずみ依存性および有効応力依存性を考慮して解析用の剛性を設定した。剛性は計算される有効応力に応じて変化させた。なお、剛性は、有効応力の0.5乗に比例するとして計算した。ひずみの影響に関しては、低下後の値を初期値(解析中一定)として与えた。動的解析における減衰は、20%を使用した。

有効応力解析においては、過剰間隙水圧の発生とともに強度が減少する挙動を追跡して解析した。

動的有効応力解析の入力パラメーターを表6に示している。なお、有効応力解析の入力データとして必要な間隙水圧パラメーターは、吉田<sup>(5)</sup>がポートアイランド埋立砂に対して設定した値を使用した。

(2) 解析結果

入力波については水平方向および鉛直方向の波を入力することを基本とした(Case 3~6-b,6-c)。ただし、Case 3では解析における鉛直波の影響を検討するために水平方向のみの入力とする解析(Case 3-c)も実施した。図7,8のとおり、これらと比較すると、鉛直方向の波を入力することによって、変位は若干少なくなるが大差ないことがわかる。発生する過剰間隙水圧の最大値も概ね等しいが、鉛直動を入力すると地表近くでは、一度発生した過剰間隙水圧が減少した。

各要素は地震振動中、非排水であると仮定した。すなわち、解析中の水の流れ、あるいは間隙水圧の再分配は無視される。ただし、Case 6については、その影響を検討するために間隙水圧の消散を考慮した解

表-6 有効応力解析用入力パラメーター

材料	内容	飽和単位体積重量 (t/m <sup>3</sup> )	K2max	μ <sup>*</sup> の比 (3)	G <sub>in</sub> /G <sub>max</sub> <sup>(2)</sup>	過剰間隙水圧発生 (1)	粘着力 c (Pa)	内部摩擦角 (°)
置換砂	水中落下 (Case 5.6)	1.80	1400	0.48	0.50	Yes	0	35
	セメント処理 (Case 3.4)	1.80	3500	0.48	0.50	Yes	5.00E+04	35
埋立砂	水中落下 (Case 3.6)	1.80	1400	0.48	0.50	Yes	0	35
	締め固め (Case 4.5)	1.90	3500	0.48	0.50	Yes	0	40
相馬砂	沖積粘土をモデル化	2.00	4900	0.48	0.50	Yes	0	40
	飽和	2.00	4900	0.48	0.25	No	0	40
裏込め石	不飽和(表層土)	1.90	4900	0.35	0.25	No	0	40
	基礎砕石	2.00	4900	0.48	0.25	No	0	40
ケーソン	捨石マウンド	2.10	7000	0.25	-	-	-	-
インターフェイス	ケーソン背面	-	-	-	-	-	0	15
	ケーソン底面	-	-	-	-	-	0	25

NOTES: 1- 過剰間隙水圧の発生をモデル化する材料については、次のFinnモデルのパラメーターを使用した。  
 $c_1=0.6$   $c_2=0.8$   $c_3=0.4$   $c_4=0.4$   
 2-  $G_{in}$  は初期せん断剛性、 $G_{max}$  は最大せん断剛性である。  
 3- 動的解析に使用されるパラメーター。

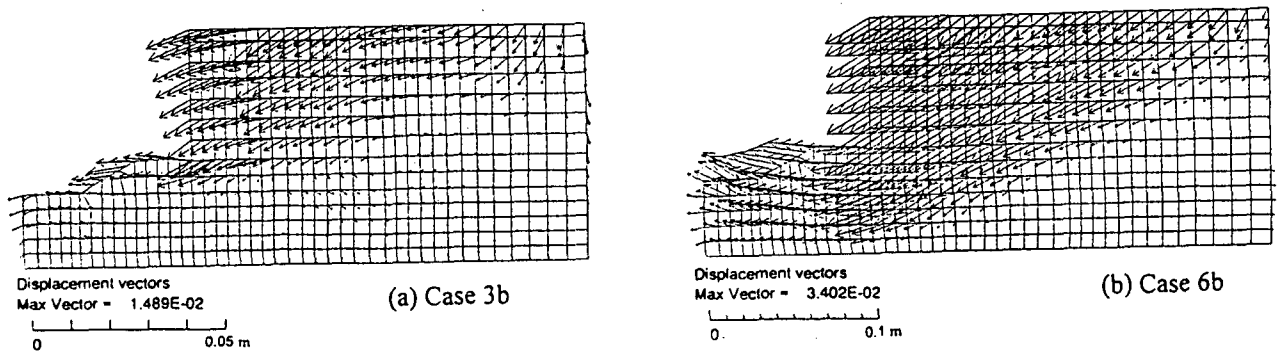


図-6 変位ベクトル図 (有効応力解析結果)

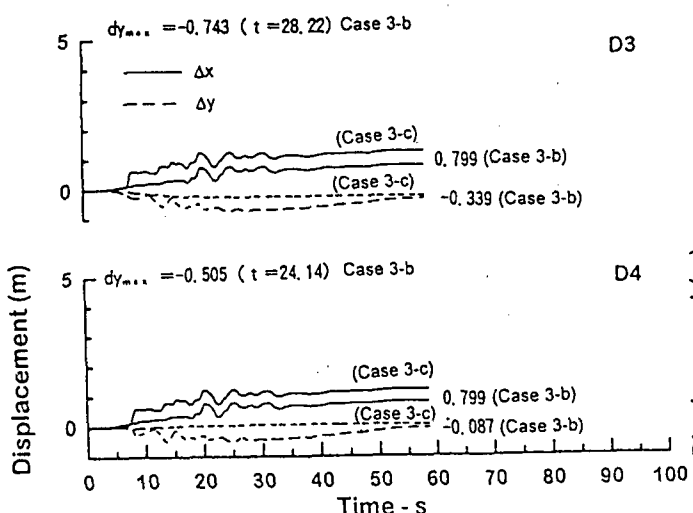


図-7 変位時刻歴 (有効応力解析結果) Case 3b, 3c

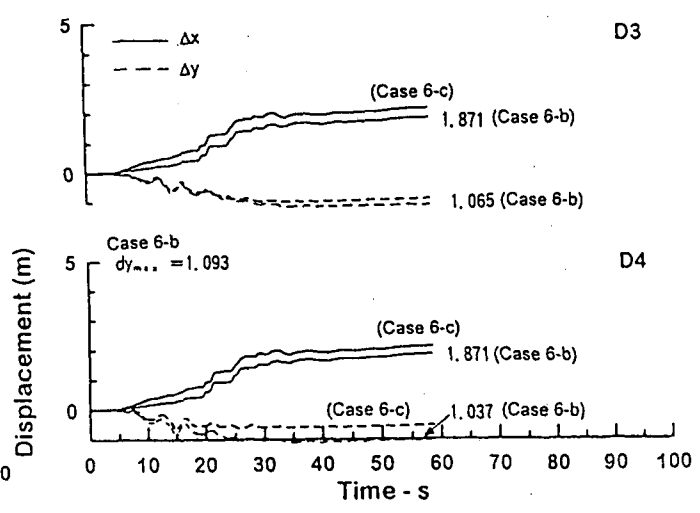


図-9 変位時刻歴 (有効応力解析結果) Case 6b, 6c

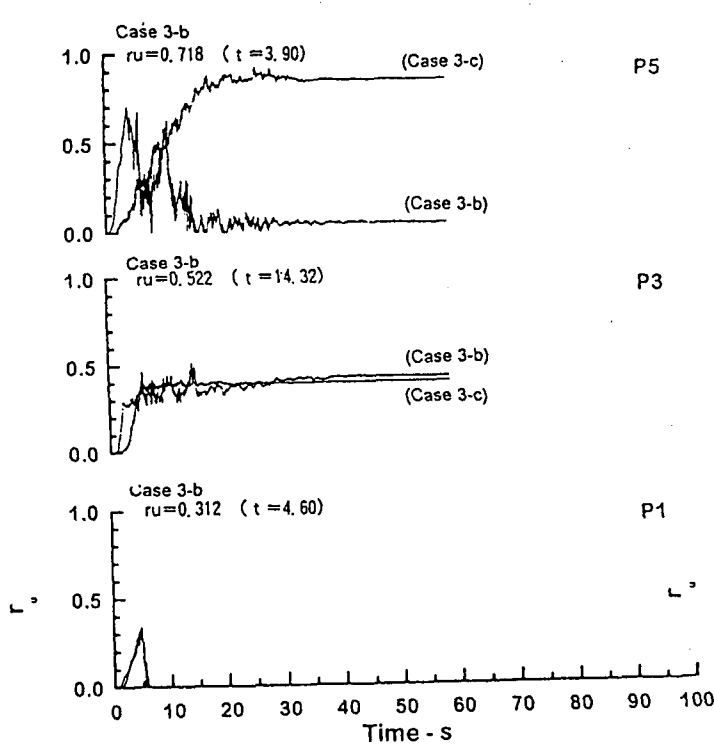


図-8 間隙水圧発生率時刻歴 (有効応力解析結果) Case 3b, 3c

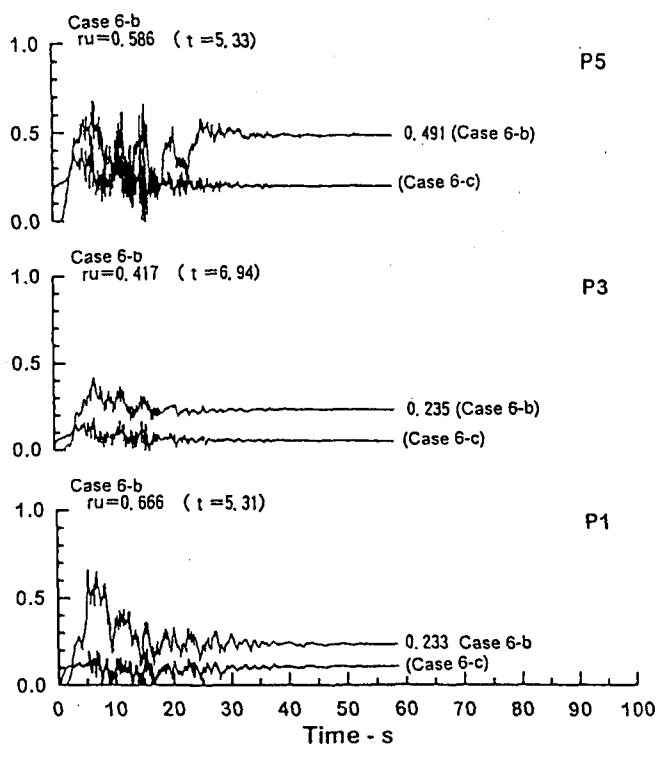


図-10 間隙水圧発生率時刻歴 (有効応力解析結果) Case 6b, 6c

析 (Case 6-c) も実施した。図 9, 10 に示すとおり、これらを比較すると、間隙水圧の消散を考慮した場合 (当然ではあるが) 過剰間隙水圧の発生が抑制されることがわかる。ただし、計算される変位については若干小さくなるだけで大きな違いは見られない。

表 7 は、残留変位に関して計算結果を実験結果と比較したものである。

表 7 計算残留変位と実験結果の比較

	法線 D1-x		法線 D2-x		法線 D3-y		天端 D4-y	
	底部	方向	上部	方向	天端	方向	上部	方向
	計算結果	実験結果	計算結果	実験結果	計算結果	実験結果	計算結果	実験結果
Case 3-b	0.456	1.34	0.757	1.98	0.339	0.24	0.087	0.05
Case 4-b	0.277	0.91	0.517	1.35	0.338	0.22	0.138	0.06
Case 5-b	1.740	1.89	1.770	2.73	1.289	1.35	1.262	0.82
Case 6-b	1.829	1.83	1.864	2.26	1.065	1.01	1.037	0.87

## 6 考察

- ・岸壁においては偏土圧による初期応力や地震中のせん断が液状化の発生に影響する。このような構造物に事前劣化解析を適用する場合には、各部分の間隙水圧の発生状況に係わる知見に基づいて解析することにより精度がかなり向上すると考えられる。

- ・有効応力解析では、変形量と間隙水圧の発生傾向について、置換砂部分であまり過剰間隙水圧が発生しないことなど、実験結果と類似の結果が得られた。

- ・有効応力解析の結果より、鉛直方向の波が残留変位および発生過剰間隙水圧の最大値に対して及ぼす影響は小さいと考えられる。

- ・間隙水圧の消散を考慮すると発生水圧は少なくなるが、計算変位に対して影響は小さい。

- ・減衰の値として、事前劣化解析では 15% そして有効応力解析では 20% の値を使用した。被災断面に対

する解析<sup>(1)</sup>では、減衰の値として 10 から 15% で良好な結果が得られており、これらの値と比較すると今回使用した値は若干大きめの値である。

## 7 おわりに

本研究で採用した解析法は、土の非線形性を考慮でき、また、大変形解析が可能であることから、土構造物の耐震解析において昨今着目されている地震時液状化発生後の変形挙動を評価することができる。今回使用した事前劣化解析そして有効応力解析それぞれが、模型実験結果と概ね整合性のある結果が得られた。これは、これらの解析手法の実構造物への適用可能性を示すものである。地震時変形を予測する解析の必要性を勘案して、今回使用した解析手法をさらに改善して、今後積極的に活用されることが望まれる。

[参考文献]

- (1) 及川研、松永康男、石原克治 (1996) “阪神大震災によって被災した重力式岸壁の簡便な地震時変形解析” 第 31 回地盤工学研究発表会
- (2) 石原克治、角南進、Moriwaki, Y. (1996) “河川堤防の地震時変形解析” 第 31 回地盤工学研究発表会
- (3) 菅野高弘、三藤正明 (1995) “兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察” 港湾技術研究所資料
- (4) Inagaki, H., Iai, S., Sugano, T., Yamazaki, H., and Inatomi, T. (1996) Performance of Caisson Type Quay Walls at Kobe Port, Special Issue of Soils and Foundation pp. 119-136.
- (5) 吉田望 (1995) “1995 年兵庫県南部地震におけるポートアイランドの地震応答解析” 土と基礎、Vol.43, No.10, pp.49-54.

## Seismic Deformation Analysis on Quay Wall Model Tests

Katsuji Ishihara, Tatsuo Uwabe, Takahiro Sugano, Masaaki Mitou

Caisson type quay walls were damaged during the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake. Some quay walls moved several meters and tilted. Large scale shaking table tests for this type of quay walls were conducted for studying the mechanism of these damages. It is desirable to establish the model for estimating the displacement of the quay walls which is caused by the strong motion of earthquakes. For this purpose, two types of analysis on the model tests, pre-degradation analysis and effective stress analysis, were performed.