

港湾技研資料

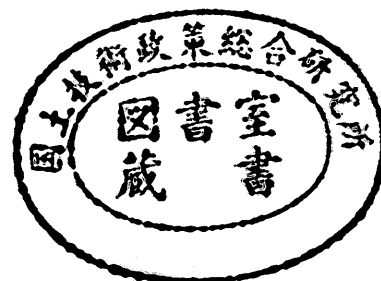
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 813 Sept. 1995

兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察

港湾施設被害検討委員会編

運輸省港湾技術研究所



序 文

稲富 隆昌*
稲垣 紘史**
輪湖 建雄***

平成7年1月17日午前5時46分に淡路島北部を震源とするマグニチュード7.2の地震が発生した。「平成7年（1995年）兵庫県南部地震」と命名されたこの地震は、高度に発達した都市を襲った初めての活断層型直下地震である。神戸市、芦屋市などでは震度7の激震を記録した。この強震により、神戸市を中心に5,500名を越す犠牲者を出すとともに、港湾施設、高速道路、新幹線、ライフラインなどの土木施設、また住宅、ビルなどの建築構造物に未曾有の被害を出し、長期間にわたり都市機能を麻痺させた。同時に、神戸港のポートアイランド、六甲アイランドなどの埋立地では、埋立土の「まさ土」が液状化し、その噴泥が地表面を大規模に覆い、液状化現象を全国に再認識させた。

運輸省第三港湾建設局神戸港工事事務所では、水平加速度が502Gal、上下加速度が283Galの地震動を記録した。被害が集中した神戸港の岸壁の多くはケーソン式岸壁で、被害形態は岸壁の移動と傾斜およびその背後地盤の沈下であった。全国のコンテナ貨物量の約3割を取り扱う神戸港のコンテナ埠頭においても、岸壁が数m移動するなど同様な被害が発生したため、クレーンの脚に損傷が生じ、港湾荷役は完全にその機能を喪失した。一方、このような被災状況下において、耐震性を高めた耐震強化岸壁はほとんど損傷することなくその機能を保持した。この耐震性の保証は、神戸港のみならず、全国に展開する港湾施設の耐震性強化にきわめて重要な技術情報を与えた。

地震から7カ月を経過した現在、被災地港湾では地震に強い港湾を目指して復興が始まっている。同時にケーソン式岸壁の被害の原因究明の調査、研究も図-1に沿って鋭意進められている。本報

兵庫県南部地震に対する ケーソン式岸壁の被害考察 —— 地震動・液状化を中心に ——

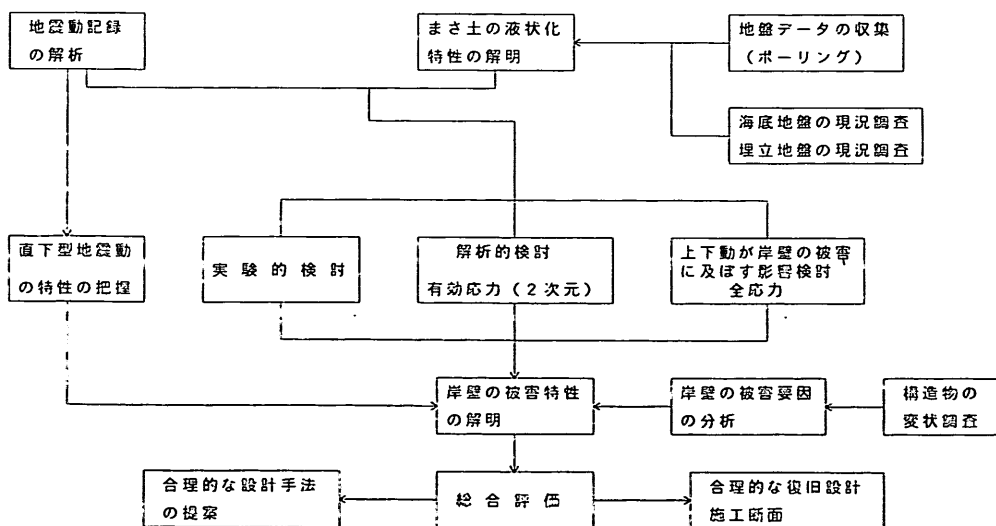


図-1 調査研究フロー

- * 構造部長
- ** 前 運輸省第三港湾建設局長
- *** 運輸省第三港湾建設局 震災復興建設部長

告は現在までに明らかになった研究成果等を速報的に紹介するものである。したがって、復興事業に伴って明らかになる現地情報の内容によっては成果の一部変更もあり、また、解析、実験的研究も継続して実施しているため、最終的な成果は後日に待つ必要がある。

報告では、港湾施設の被害状況および地震動の特性紹介から始まり、液状化を含む埋立地盤の特性、ケーソン式岸壁の変状の要因を明らかにし、また、実験的、解析的検討からケーソン式岸壁の変状を考察した。また、コンテナクレーンについても現地データを用いて被災の実態を明らかにした。

なお、本報告を取りまとめるに際して、運輸省港湾局、同第三港湾建設局、神戸市港湾局、同開発局、兵庫県土木部港湾課、神戸港埠頭公社等から多大なる支援をいただいた。ここに関係の方々に謝意を表す。

平成7年9月

兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察

目 次

序 文

- (その1) 強震記録宮田正史・佐藤幸博・井合 進..... 5
- (その2) 被災状況
- 岸壁、防波堤、海岸保全施設—外山進一・松永康男 51
 - 港湾荷役施設—藤本健幸 77
 - 臨港交通施設—横田 弘 95
- (その3) 神戸港のケーソン式大型岸壁の被災分析
.....上部達生・高野剛光・松永康男..... 127
- (その4) 埋立地盤の特性善 功企・山崎浩之・南 兼一郎・中島由貴..... 147
- (その5) 液状化の判定に関する検討山崎浩之・善 功企・佐渡篤史・館下 徹..... 167
- (その6) ケーソン式岸壁の被災に関する模型振動実験 ...菅野高弘・三藤正明・及川 研..... 207
- (その7) ケーソン式岸壁の有効応力解析井合 進・一井康二・森田年一..... 253
- (その8) ケーソン式岸壁の地震時滑動に関する数値解析
.....野津 厚・上部達生・高野剛光..... 281
- (その9) 神戸港ケーソン式岸壁の安定性に関する一考察
.....長尾 毅・小泉哲也・木阪恒彦・寺内 潔・細川浩二・門脇陽治・宇野健司..... 301
- (その10) コンテナクレーンの地震時挙動吉田由治..... 337

兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察

(その9) 神戸港ケーソン式岸壁の安定性に関する一考察

長尾 毅*
 小泉 哲也*
 木阪 恒彦**
 寺内 潔***
 細川 浩二****
 門脇 陽治****
 宇野 健司****

要 旨

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震は、神戸港の港湾施設に甚大な被害をもたらした。特に岸壁については重力式が非常に多く、ほとんどの施設が被災した。本研究では、神戸港のケーソン式岸壁のうち、位置・設計震度・置換砂層厚などに違いを持つ14施設を抽出し、地盤の地震応答計算から各施設の受けた最大の地震動を推定し、現行の港湾の設計法を用いて地盤の液状化を想定する場合としない場合のそれぞれについて地震時の安定性を評価した。その結果、ほとんどの施設で地震時の安全率は1.0を下回り、危険であると判定されたが、一部の施設では安全率が1.0を越える結果となり、堤体そのものの安定性からは被災の原因を説明できなかった。次に、地震時の安定性と被災量との相関を分析した結果、ケーソンの最大はらみ出し量と液状化を想定した場合の安全率との間に比較的強い相関性が認められた。また、一質点系の運動方程式からケーソンの滑動量を評価し、実変位と比較した。実変位よりも解析値が少ない傾向となり、ケーソンの変位には慣性力および背後地盤からの水平力のほかに、置換砂層のせん断抵抗力の減少などの影響が含まれていることが推定された。上下動については、水平動との位相差のため、影響は少ない結果となった。1994年三陸はるか沖地震についても一質点系モデル解析を行った結果、震度法よりも良い再現性を示した。このため、周期が非常に短い地震動については、静的な力の釣り合いを想定する震度法よりも、一質点系滑動モデルなどの手法の方が適用性が高い場合があることがわかった。

キーワード：ケーソン式岸壁，震度法，滑動破壊

* 計画設計基準部主任研究官
 ** 計画設計基準部長
 *** 計画設計基準部設計基準研究室長
 **** 計画設計基準部設計基準研究室

Mechanism of Damage to Port Facilities during 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake

(Part 9) Evaluation of Stability of Caisson Type Quaywalls by means of Present Design Ways and One-Dimensional Model Analyses

Takashi NAGAO*
Tetsuya KOIZUMI*
Tsunehiko KISAKA**
Kiyoshi TERAUCHI***
Kouji HOSOKAWA****
Youji KADOWAKI****
Kenji UNO****

Synopsis

This present report aims at evaluating the seismic stability of caisson type quaywalls in Kobe Port during the 1995 Hyogo-Ken Nanbu Earthquake by means of present design ways and one-dimensional model analyses.

14 facilities were picked up for the study, and one-dimensional earthquake response analyses have been applied to estimate the earthquake motion acted on each quaywall.

Factor of safety has been calculated by using the present design ways, and seismic stability of the facilities has been discussed. Through statistical study, comparatively strong correlation between factor of safety and maximum horizontal displacement has been observed.

One-dimensional model analyses have also been carried out. It was shown that one-dimensional model analysis is more applicable than seismic coefficient method, according to circumstances.

Key Words : Caisson Type Quaywalls, Seismic Coefficient Method, Sliding Failure

* Senior Research Engineer, Planning and Design Standard Division
** Director of Planning and Design Standard Division
*** Chief of Design Standard Laboratory, Planning and Design Standard Division
**** Member of Design Standard Laboratory, Planning and Design Standard Division

目 次

要 旨	307
1. まえがき	311
2. 重力式岸壁の被災状況	311
2. 1 検討対象施設の選定	311
2. 2 重力式岸壁の被災状況	313
2. 3 液状化の影響	317
3. 地盤の地震応答解析	317
3. 1 解析手法	317
3. 2 解析結果	320
4. 現行設計法による地震時安定性の評価	325
4. 1 解析手法	325
4. 2 現行設計法による地震時安定性	326
4. 3 地震時安定性と被災量の相関	327
5. 一質点系モデルによるケーソン滑動量解析	332
5. 1 解析手法	332
5. 2 解析結果	334
5. 3 平成6年三陸はるか沖地震波に対する検討	338
6. 結 論	341
7. あとがき	341
参考文献	341

1. まえがき

1995年1月17日未明、兵庫県南部地震が発生した。マグニチュード7.2の地震規模を持つ、内陸の活断層による直下型地震であった。運輸省第三港湾建設局神戸港工事事務所における強震観測記録（SMAC型強震計）では、502Gal（N43W）、205Gal（E43N）、283Gal（UD）の最大値を記録し、主要動の継続時間はほぼ10秒であった。この地震によって兵庫県、大阪府、徳島県の24港の港湾施設に被害が発生し、特に震源に近かった神戸港の被害ははなはだしく、港湾機能はほとんど麻痺状態に陥った。

神戸港の岸壁はほとんどが重力式構造であり、耐震性の検討は震度法によって行われている。震度法は、設計震度に対応する荷重が構造物に静的に作用するものとして安全照査を行う手法で、固有周期が短く、かつ減衰性が大きい港湾構造物については適用性が高いとされている。過去の地震で港湾構造物が受けた被害事例の解析結果からは、震度法はおおむね安全側の結果を与えることが報告されている^{1), 2), 3)}が、それらはプレート型地震による被災例であり、今回のような直下型の地震については検討された例がない。

本研究では、神戸港のケーソン式岸壁のうち、位置・設計震度・置換砂層厚などに違いを持つ14施設を抽出し、地盤の地震応答計算から各施設の受けた最大の地震動を推定し、現行の港湾の設計法を用いて地盤の液状化を想定する場合としない場合のそれぞれについて地震時の安定性を評価した。また、震度法以外の手法として、一質点系モデルの運動方程式からケーソンの滑動量を評価する手法の適用を試みた。一質点系モデルの検討では、上下動の影響についても評価したほか、モデルの検証・他

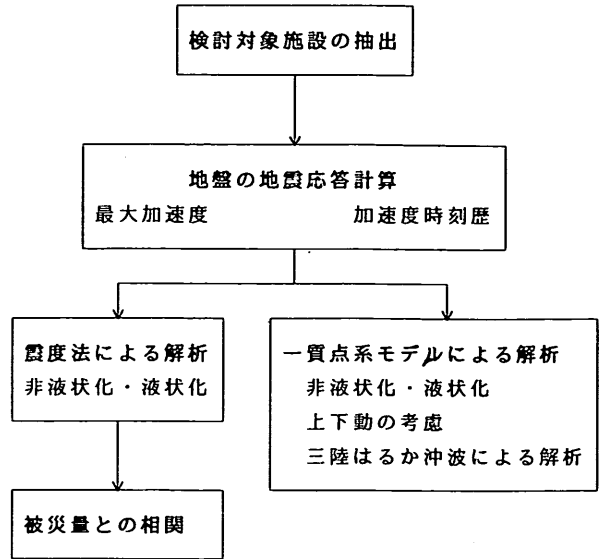


図-1 解析フロー

の地震波形への適用性の検証の観点から、1994年三陸はるか沖地震についてもあわせて行った。

本研究の解析フローを図-1に示す。

2. 重力式岸壁の被災状況

2.1 検討対象施設の選定

神戸港の被災した180程度の岸壁のうち、大半の154が重力式であり、そのうち126がケーソン式である。本研究で検討対象とする岸壁の選定に当たっては、被災をもたらした要因の影響度を吟味できるよう、条件の異なる施設を選定した。解析対象としたのは図-2に示す14施設であり、各施設の標準断面図を図-3に示す。

施設選定の際に考慮した条件は以下のとおりであり、

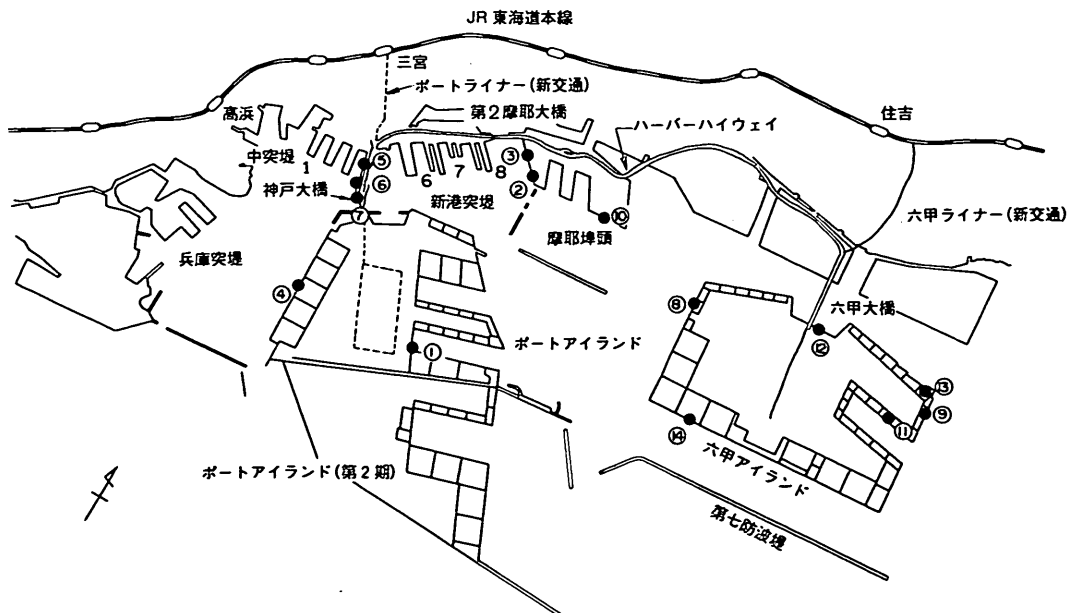


図-2 検討対象施設の位置図

表-1に取りまとめた。

①設計震度

神戸港では構造物の耐震設計に際し、設計の年代や構造物の重要度に応じて0.1, 0.15, 0.18, 0.25の設計震度が使われていた。そこで、設計震度とケーソンの安定性の関係を見るために、解析対象として各設計震度で設計

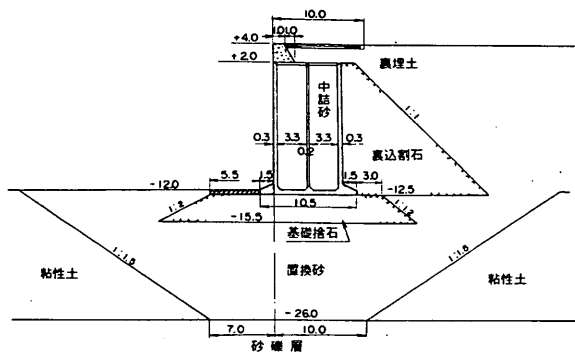
されている施設を選定した。

②設計水深

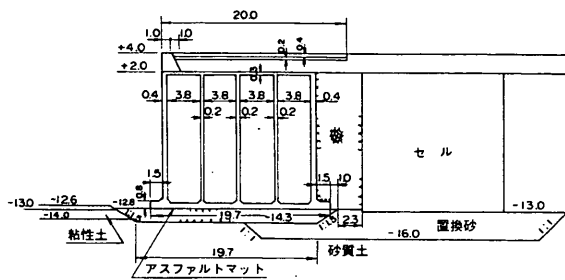
計画水深について偏りのないように、-4.0mから-14.0mまでさまざまな水深の施設を選んだ。

③岸壁法線の方向

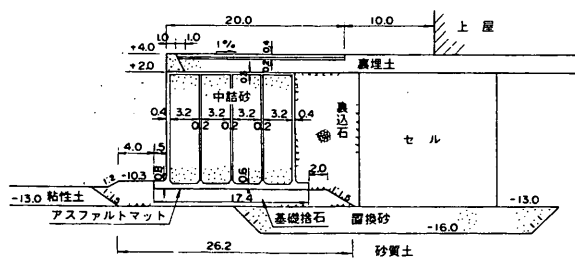
兵庫県南部地震の地震動の大きさには方向性があり、



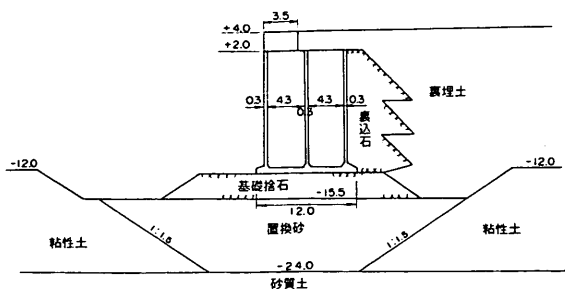
施設①



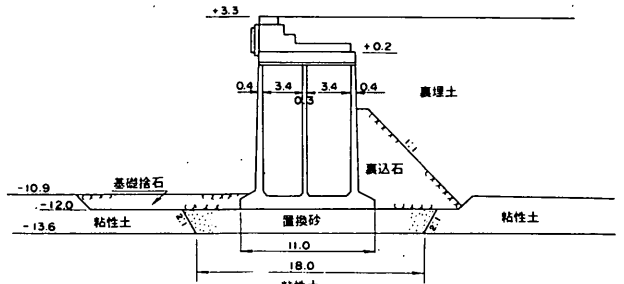
施設②



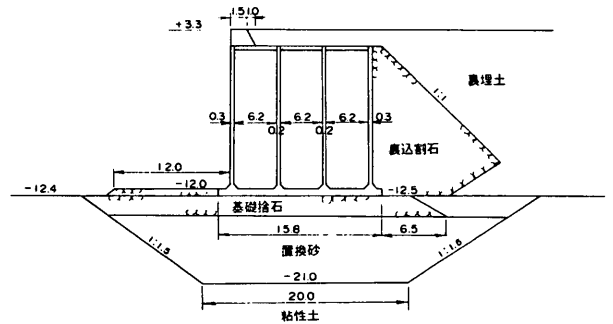
施設③



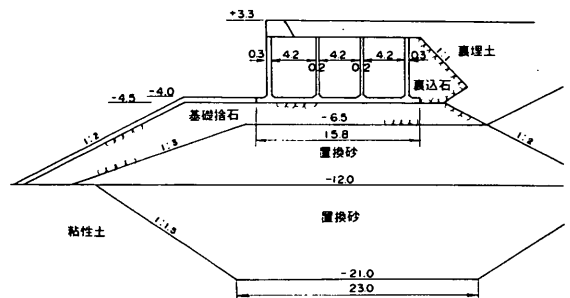
施設④



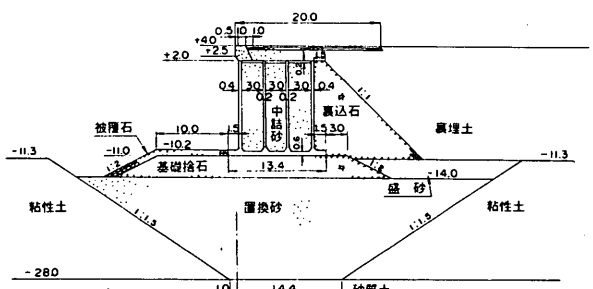
施設⑤



施設⑥



施設⑦



施設⑧

図-3 検討対象施設の標準断面図(1)

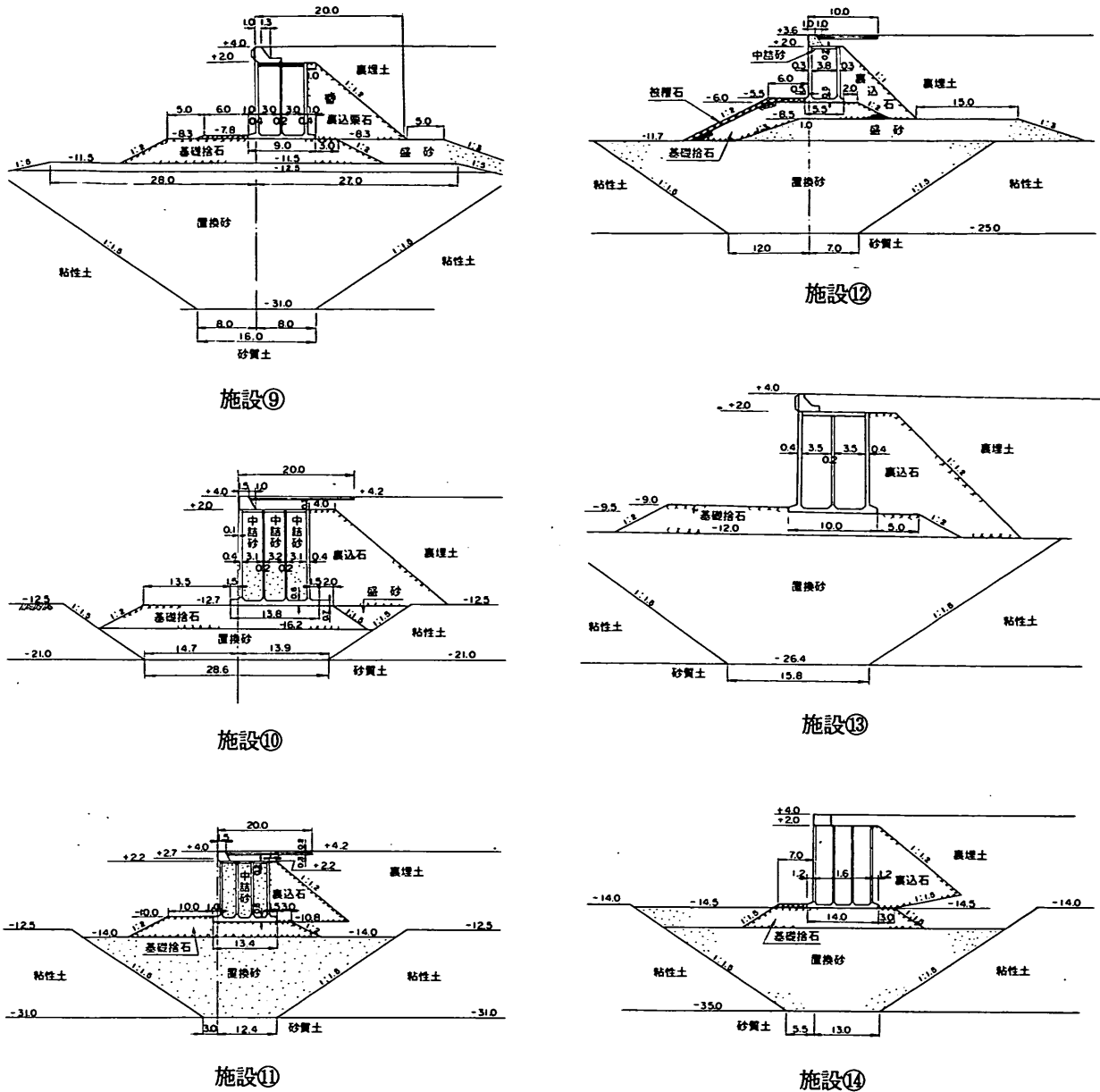


図-3 検討対象施設の標準断面図(2)

南北と東西で揺れの強さに差があった。すなわち、神戸海洋気象台における観測結果では、最大加速度はNS方向818Gal, EW方向617Galであった。そこで、解析にあたって岸壁法線の方向性の影響をみるために、南北方向と東西方向のそれぞれの施設を選定した。

④被害の大きさ

今回の震災では、全般に被害が大きく法線変位量が6m近くに達するものや、傾斜が11°以上になるものがあった。その中でも被害の大小があるので、安全率と被災量の関係を調べるために、被害の大きいものと比較的小さいものを選んだ。被害の大小については、係船岸の被災後の供用の有無からおおむね0.5mを目安とした。

また、隣接していながら変形量にかなり差が生じた施設も見受けられたため、そのような施設も解析対象とした。

2.2 重力式岸壁の被災状況

検討対象施設の被災状況一覧を表-2に示す。被災量は、1995年8月時点に実施された運輸省第三港湾建設局の調査、神戸市及び社団法人神戸埠頭公社の調査などをもとにしている。また、被災状況の例として、ポートアイランドコンテナバースPC-3および六甲アイランドコンテナバースRC-4の被災標準断面図を図-4に示す。各施設の被災状況を以下に述べる。

(1) ポートアイランド-4m揚場その4取付

ポートアイランド-4m物揚場その4取付は、図-2中の①で示される施設であり、昭和55年に完成した-4mのケーソン式係船岸のうちの-12m岸壁との取付部である。

法線の出入および沈下量は図-5に示したとおりである。全延長51.6mにわたり、天端は最大1.0m、最小0.7

表-1 対象施設の選定項目

対象施設	震度 (1/100)				計画水深(-m)				船舶	被災量			
	10	15	18	25	4~	7~	10	12		14	EW	NS	大
①ポートアイランド-4m物揚場その4取付	○				○					○	○		
②摩耶埠頭第1突堤第1岸壁				○				○		○		○	
③摩耶埠頭第1突堤第2岸壁				○				○		○		○	
④ポートアイランドコンテナハウスPC-3	○							○		○	○		
⑤新港第4突堤2号岸壁		○						○		○		○	
⑥新港第4突堤-12m岸壁		○						○		○	○		
⑦新港第4突堤岸壁取付		○							○			○	
⑧六甲アイランド-10m岸壁②Cハウス			○					○		○	○		
⑨六甲アイランド-7.5m岸壁②			○			○				○	○		
⑩摩耶埠頭-12m岸壁②			○					○		○		○	
⑪六甲アイランド-10m岸壁④(R-Vハウス)			○					○		○	○		
⑫-4.0m物揚場①(南)	○				○					○		○	
⑬六甲アイランドフェリーベースRF-3		○				○				○		○	
⑭六甲アイランドコンテナベースRC-4		○							○	○		○	

表-2 検討対象施設の被災状況一覧

CASE	施設名	設計震度	天端からの水深(m)	堤体の変位量		法線直角方向方位
				水平変位	鉛直変位	
①	ポートI.-4m物揚場4取付	0.10	16.5	平均 1.4m 最大 2.6m	最大 1.0m	E 25 N
②	摩耶埠頭第1突堤第1岸壁	0.25	17.0	平均 0.2m 最大 0.3m	平均 0.4~0.5m 最大 0.7m	W 45 S
③	摩耶埠頭第1突堤第2岸壁	0.25	15.3	平均 0.3m 最大 0.4m	最大 0.3m	W 45 S
④	ポートI.コンテナハウスPC-3	0.10	16.0	平均 2.5m 最大 2.8m	最大 1.7m	W 5 S
⑤	新港第4突堤2号岸壁	0.15	15.3	最大 0.5m	最大 0.2m	W 15 S
⑥	新港第4突堤-12m岸壁	0.15	15.7	平均 1.11m 最大 2.4m	最大 0.5m	W 15 S
⑦	新港第4突堤岸壁取付	0.15	7.8	平均 1.2m 最大 1.9m	最大 1.0m	S 25 E
⑧	六甲I.-10m岸壁②Cハウス	0.18	15.0	平均 2.4m 最大 2.6m	最大 1.3m	W 8 S
⑨	六甲I.-7.5m岸壁②	0.15	12.3	最大 2.0m	最大 1.7m	E 8 N
⑩	摩耶埠頭-12m岸壁②	0.18	16.7	平均 1.0~2.0m 最大 4.2m	平均 0.1~0.4m 最大 0.5m	S 8 E
⑪	六甲I.-10m岸壁④	0.18	14.8	平均 1.2m 最大 2.7m	平均 1.0m 最大 1.6m	S 12 W
⑫	六甲I.-4.0m物揚場①	0.10	9.6	平均 2.0m 最大 3.9m	最大 2.1m	N 5 W
⑬	六甲I.フェリーハウスRF-3	0.15	13.5	平均 3.5m 最大 4.4m	最大 1.6m	N 0
⑭	六甲I.コンテナハウスRC-4	0.15	18.5	最大 4.0m	最大 1.9m	S 8 E

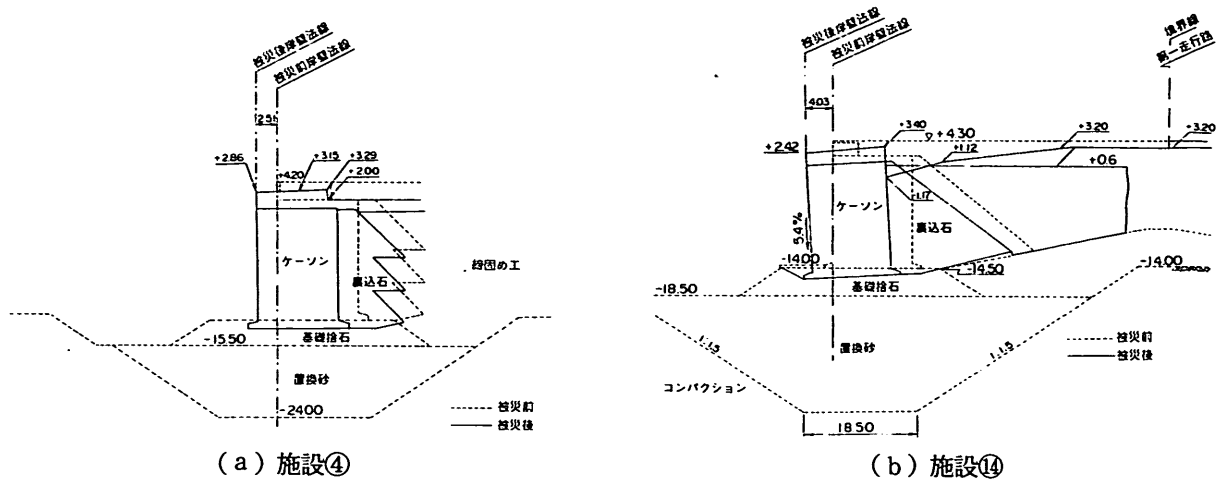


図-4 被災状況標準断面図

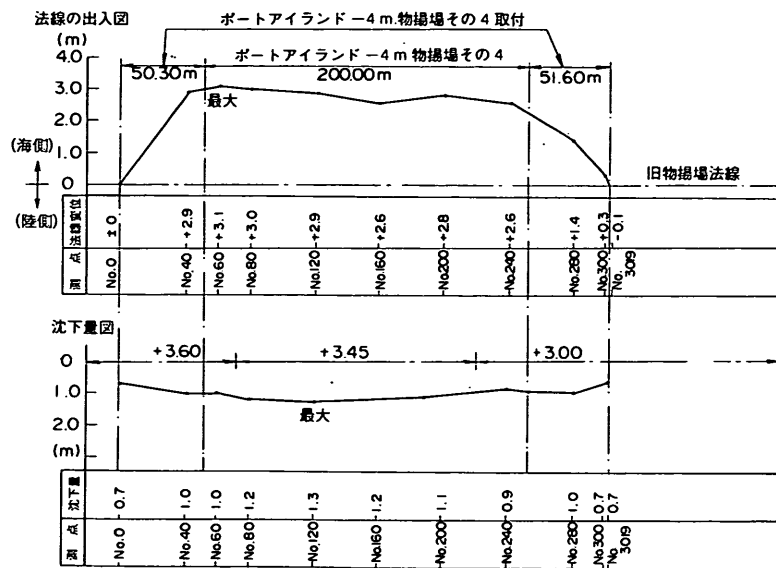


図-5 法線出入・沈下量図(施設①)

mの沈下が生じ、堤体は最大2.6m海側に傾斜移動し、エプロンに陥没が生じた。

(2) 摩耶埠頭第1突堤第1岸壁

摩耶埠頭第1突堤第1岸壁は、図-2中の②で示される施設であり、昭和60年に完成したケーソン式耐震強化岸壁である。旧岸壁を形成していた置き鋼板セルの前面に建設され、ケーソンの底面には滑動抵抗力増大のためアスファルトマットが用いられている。

全延長197mにわたり前面にはらみ出し、最大1.7m(隅角部)、最小0.1m海側への変位が生じた。天端では最大0.7mの沈下が生じ、エプロンは最大1.6m陥没している。解析対象ケーソンの水平変位は0.3mである。

(3) 摩耶埠頭第1突堤第2岸壁

摩耶埠頭第1突堤第2岸壁は、図-2中の③で示される施設であり、昭和60年に完成したケーソン式耐震強化岸壁である。上記第1岸壁と同様に、置き鋼板セルの前

面に建設されており、ケーソン底面にはアスファルトマットが用いられている。

全延長185mにわたり前面にはらみ出し、最大0.4m、最小0.3m海側への変位となっており、天端は最大0.3mの沈下が生じ、エプロンは最大1.6m陥没している。

(4) ポートアイランドコンテナバースPC-3

ポートアイランドコンテナバースPC-3は、図-2中の④で示される施設であり、昭和46年に完成したケーソン式係船岸である。

全延長300mにわたり、天端は最大1.7mの沈下が生じ、堤体は最大2.8m、最小2.3m海側に移動し、4.0°傾斜しており、エプロンに陥没が生じた。

(5) 新港第4突堤2号岸壁

新港第4突堤2号岸壁は、図-2中の⑤で示される施設であり、大正2年に完成したケーソン式係船岸である。法線の出入り状況を図-6に示す。全延長236mのう

ち、天端は両端は0.2mの沈下が生じ、中央付近では0.4m隆起している。堤体は南側では0.5m海側に、北側では0.1m背面側に変位している。エプロンには陥没が生じた。本施設は、ケーソンの下の地盤改良の置換砂の層厚が薄いと背後の裏埋土に一部粘性土が使われていて、地盤の軟化の影響が少なかったことが被害を小さくした要因であると考えられる。

(6) 新港第4突堤-12m岸壁

新港第4突堤-12m岸壁は、図-2中の⑥で示される施設であり、昭和44年に完成したケーソン式係船岸である。

法線の出入り状況は図-6に示したとおりである。全延長200mにわたり、天端は最大0.5mの沈下が生じ、堤体は最大2.4m、最小0.3m海側に移動し、エプロンは大きく陥没し、上部工が一部破壊している。

本施設と(5)新港第4突堤2号岸壁は連続する岸壁であり、ほぼ同様の地震力を受けたと推察されるが、変形形態、変位量は大きく異なるものとなっている。これは、本岸壁がケーソン下の置換砂層厚が厚く、背後の裏埋め土もまさ土で地盤の軟化の影響を受けているためと推定される。

(7) 新港第4突堤岸壁取付

新港第4突堤岸壁取付は、新港第4突堤の先端部に位置し、図-2中の⑦で示されるケーソン式岸壁取付である。

全延長60mにわたり、天端は最大1.0mの沈下が生じ、堤体は最大1.9m、最小1.5m海側に移動している。エプロンは、最大2.1m陥没し、目地は最大0.4m開いている。

(8) 六甲アイランド-10m岸壁②Cバース

六甲アイランド-10m岸壁②Cバースは、図-2中の⑧で示される施設であり、昭和59年に完成したケーソン式係船岸である。

全延長185mにわたり、天端は最大1.3mの沈下が生じ、堤体は最大2.6m海側に移動し、本体は3.2°傾斜した。エプロンは2.0m以上陥没し、目地に決壊がある。

(9) 六甲アイランド-7.5m岸壁②

六甲アイランド-7.5m岸壁②は、図-2中の⑨で示される施設であり、平成元年に完成したケーソン式係船岸である。

全延長130mにわたり、天端は最大1.7mの沈下が生じ、堤体は最大2.0m海側に移動し、本体は4.8°傾斜した。エプロンは最大4.7m陥没し、また目地は最大0.3m開いている。

(10) 摩耶埠頭-12m岸壁②

摩耶埠頭-12m岸壁②は、図-2中の⑩で示される施設であり、平成2年に完成したケーソン式係船岸である。

全延長300mにわたり、天端は最大0.5mの沈下が生じ、堤体は最大4.2m、最小0.1m海側に移動し、本体は約6°傾斜している。エプロンは最大2.5m陥没しており、目地の決壊がある。

(11) 六甲アイランド-10m岸壁④(R~Vバース)

六甲アイランド-10m岸壁④(R~Vバース)は、図-2中の⑪で示される施設であり、昭和48~61年に建設されたケーソン式係船岸である。

全延長925mにわたり、天端は最大1.6mの沈下が生じ、堤体は最大2.7m海側に移動し、本体は最大9.6°傾斜した。エプロンは最大2.0m陥没している。

(12) 六甲アイランド-4.0m物揚場①(南)

六甲アイランド-4.0m物揚場①(南)は、図-2中の⑫で示される施設であり、昭和49年に完成したケーソン式係船岸である。

全延長610mにわたり、天端は最大2.1mの沈下が生じ、堤体は最大3.9m、最小0.4m海側に傾斜移動し、エプロンは大きく陥没した。

(13) 六甲アイランドフェリーバースRF-3

六甲アイランドフェリーバースRF-3は、図-2中の⑬で示される施設であり、平成4年に完成したケーソン式係船岸である。

全延長238mにわたり、天端は最大1.6mの沈下が生じ、堤体は最大4.4m、最小0.7m海側に移動し、11.8°傾斜した。エプロンに陥没が生じた。

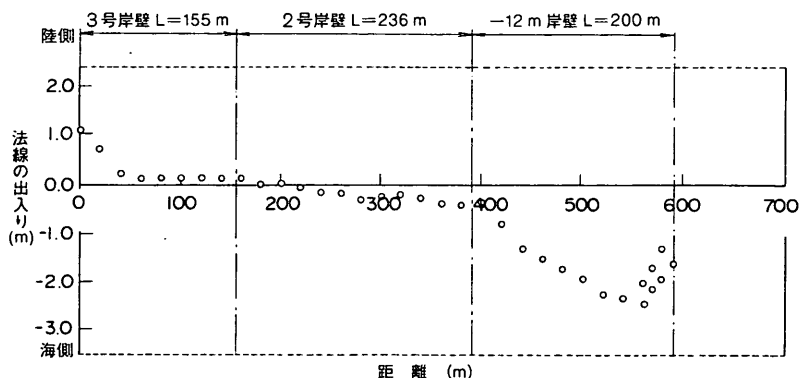


図-6 法線出入図(施設⑤、⑥)

(14) 六甲アイランドコンテナバースRC-4

六甲アイランドコンテナバースRC-4は、図-2中の⑭で示される施設であり、昭和63年に完成したケーソン式係船岸である。

全延長350mにわたり、天端は最大1.9mの沈下が生じ、堤体は最大4.0m、最小3.4m海側に移動し、本体は5.4°傾斜した。エプロンに陥没が生じた。

2.3 地盤の軟化の影響

今回解析対象とした岸壁背後の埋立地盤では噴砂の痕跡が見られ、また、別稿で報告されている繰り返し三軸法による液状化の予測・判定の結果を見ても、ポートアイランド、六甲アイランド(⑭の施設の位置に対応)のいずれにおいても置換砂層、埋立土層の液状化の可能性がある。このことから、今回解析対象とした全地点において、程度の差はあるが地盤の軟化の影響があると考えられる。また、参考までに、国土地理院⁴⁾からは、地盤の液状化として噴砂、地盤・道路の破損・変形があった場所が示されている。また、石原ら⁵⁾は、航空写真の概略判読により噴砂の流出域を示している。これらの結果をみても、解析対象地点で地盤の軟化の影響があると考えられる。

3. 地盤の地震応答解析

3.1 解析手法

ケーソン式岸壁の地震時の安定性を評価するにあたっては、強震観測データから各岸壁に作用した地震動を推定する必要がある。兵庫県南部地震によって神戸港で得られた強震観測データは、運輸省による神戸港工事事務所、神戸港第8突堤の2地点の地表面の記録のほか、神戸市開発局によるポートアイランドの鉛直アレー観測データがある。運輸省によるデータとしては、神戸港工事事務所(SMAC型強震計)において502Gal(N43W)、205Gal(E43N)、283Gal(UD)の最大値が記録され、神戸港第8突堤の構造物上(ERS型強震計)において683Gal(N43W)、394Gal(E43N)、334Gal(UD)の最大値が記録された。これら地表面の記録には、地盤の液状化の影響などが入っていると考えられ、また観測地点数も少ないことから、この値を用いて各岸壁に作用した地震動を精度良く推定することは困難であると思われる。また、後述する一質点系の滑動モデル解析を行うためには検討対象施設ごとの地盤加速度の時刻歴を推定する必要がある。このため、本研究においては神戸市開発局によるポートアイランドKp-79m地点の強震観測データを基盤入力加速度とした地盤の地震応答計算によって、各岸壁に作用した地震動の推定を行った。入力加速度は、既往の研究成果と整合性をはかるため、港湾技術研究所所有のハイカットフィルターを用い、SMAC相当加速度としたものを用いた。地震応答解析は、一次元の重複反

射理論によるプログラムSHAKE⁶⁾を用いた。

各施設の法線直角方向の加速度を求めるため、解析はNS、EWの2方向について行い、得られた結果を法線直角方向に変換した。地震計設置にあたって方向の誤差があるとの指摘がある⁷⁾ため、岐阜大学と神戸市開発局の検討結果⁸⁾に従い、方角誤差は反時計方向に22°とした。つまり、NS、EWの各観測データをそれぞれN22W、E22Nとみなして処理した。図-7に地震応答計算に用いた角度補正およびフィルター処理後の基盤入力波形を示す。加速度の最大値は、NS方向で534Gal、EW方向で486Galである。

各岸壁建設地点の地層構成については、深度-40m程度以深についてはデータが不足していることから、ポートアイランドおよび六甲アイランドの強震計設置時に得られているボーリングデータを参考にして推定した。それ以浅の地層構成については、各岸壁の設計時に実施したボーリングデータがある場合はそのデータをもとに設定した。ただし、施設⑤、⑥、⑦、⑬については、土質データを入手できなかったため地震応答計算は行っていない。また、神戸港では海底面の軟弱層を部分的に床掘りして砂層に置き換えている断面が多いが、用いたプログラムSHAKEは次元解析であるため、部分的な置換層を解析モデルに取り込むことは好ましくないと考えられることから、断面の設定にあたっては置換層は無視している。

地盤のせん断弾性係数の初期値は、ポートアイランドおよび六甲アイランドのPS検層データのせん断波速度 V_s 値をもとに、式(1)によって設定した。せん断弾性係数と減衰定数のひずみ依存性は、埋立地の液状化対策ハンドブック⁹⁾に示された特性を用いた(図-8)。

$$G_0 = \rho V_s^2 \quad (1)$$

ここに、 G_0 : せん断弾性係数 (tf/m²)

ρ : 密度 (t/m³)

V_s : 横波速度 (m/sec)

解析の最大周波数は20Hzとし、有効ひずみと最大ひずみの比の値は一般的に用いられることの多い0.65とした。SHAKEなどの等価線形計算法は、直下型地震のような大規模な地震には適用する際には注意が必要であるといわれ、ポートアイランドの鉛直アレー観測地点の地震波形については最大ひずみと有効ひずみの比の値を0.4程度にすれば応答値と観測値が比較的良く一致するとの指摘がある¹⁰⁾が、今回の検討対象地点は比較的広範囲にわたっており、全ての地点にその指摘が適用できるとは断定できず、また確認する方法もないことからそのような措置とした。

各施設の地層データを図-9に示す。

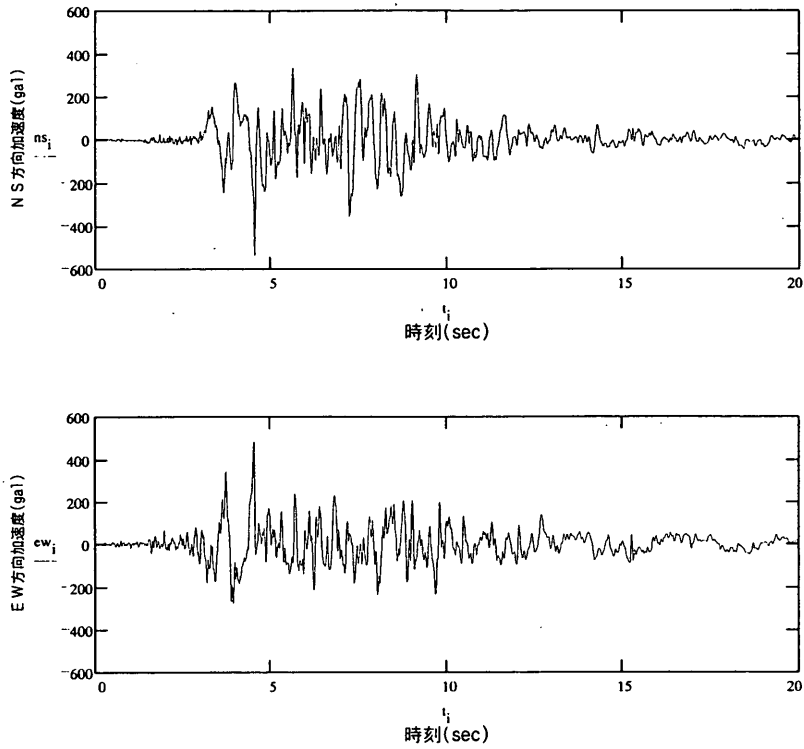


図-7 基盤入力波形

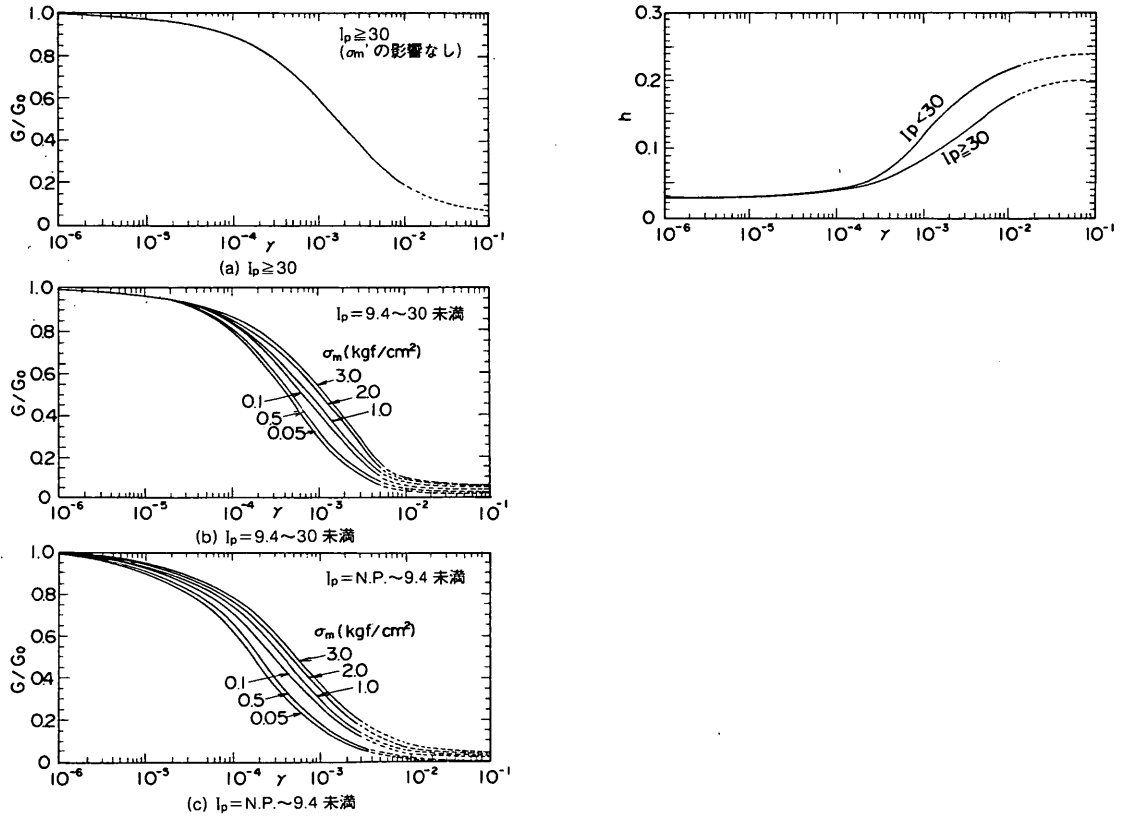


図-8 せん断弾性係数と減衰定数のひずみ依存性⁹⁾

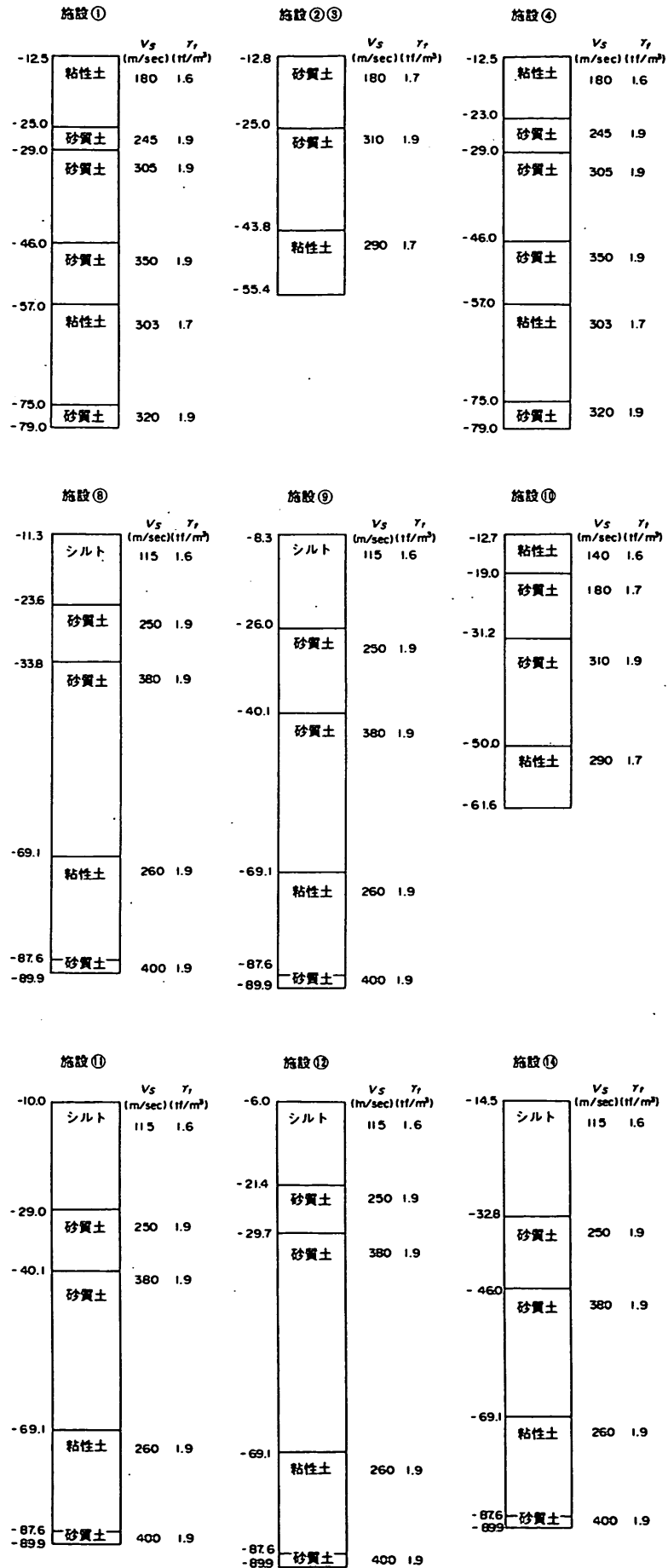


図-9 各施設の地層データ

3.2 解析結果

解析の結果得られた各施設の法線直角方向の最大加速度・速度を表-3に示す。加速度の時刻歴は図-10に示すとおりである。土質データを手でできなかったため地震応答計算を行わなかった施設⑤, ⑥, ⑦, ⑬地点については、近隣の施設の応答値をもとに、それぞれの施設の法線直角方向に角度補正した値を示している。表中にmax, minと標記した値は、それぞれ岸壁法線直角方向の海側および陸側に向かう地盤加速度の最大値である。つまり、minの値が、岸壁が海側にはらみ出す方向に慣性力を受ける際の地盤加速度の最大値を示している。

最も加速度応答値が低かったのは施設⑨地点の165Galで、逆に最も加速度応答値が高かったのは施設⑦地点の432Galである。それ以外の施設建設地点では、250~350Gal程度の値となった施設が多かった。この値を野田・上部らによる提案式¹¹⁾によって震度に換算すると、0.21~0.24程度であり、平均的にみて設計震度より大きな震度が作用したといえる。

物体が地震時に受ける慣性力は地盤加速度の関数であ

るため、これまでは加速度の最大値で地震動の大きさを表現することが多かった。しかしながら、構造物が受ける影響には、最大振幅波形の周期や加速度の最大値の継続時間なども関係してくるため、加速度のピーク値のみで議論することには限界があるという議論が最近なされている。地盤加速度を積分すると、地盤速度が得られる。積分の過程において周期の影響が入ってくるため、地震動のエネルギーの大きさを比較する観点からは、加速度よりも速度の方が適切であるといえる。そこで、各地点の加速度応答値を積分することによって速度を求めた。離散データの数値積分手法にはさまざまなものがあるが、ここでは、Runge-Kutta法を用いている。表-3に示すように、地盤速度の最小値は摩耶埠頭耐震バース(施設②, ③地点)の27kineで、最大値は施設⑫地点の133kineである。加速度の値では施設⑨は他の施設に比べてかなり小さな値となっていたが、速度の面では施設②, ③, ⑤, ⑥地点と同程度かそれ以上であり、地震動のパワ-の面で最も小さいとはいえない。なお、表中のmax, minの表示は加速度と同様で、maxの値が岸壁法

表-3 最大加速度と速度

CASE	施設名	設計震度	加速度最大値(Gal)		速度最大値(kine)	
			max	min	max	min
①	ポートI.-4m 物揚場4取付	0.10	332	357	39	54
②	摩耶埠頭第1 突堤第1岸壁	0.25	245	269	40	27
③	摩耶埠頭第1 突堤第2岸壁	0.25	245	269	40	27
④	ポートI.コンテナ ハースPC-3	0.10	395	363	73	52
⑤	新港第4突堤 2号岸壁	0.15	339	350	69	36
⑥	新港第4突堤 -12m岸壁	0.15	339	350	69	36
⑦	新港第4突堤 岸壁取付	0.15	502	432	104	99
⑧	六甲I.-10m 岸壁②Cハース	0.18	198	221	59	60
⑨	六甲I.-7.5m 岸壁②	0.15	188	165	85	41
⑩	摩耶埠頭-12m 岸壁②	0.18	355	297	92	77
⑪	六甲I.-10m 岸壁④	0.18	290	241	95	61
⑫	六甲I.-4.0m 物揚場①	0.10	380	293	101	133
⑬	六甲I.フェリー ハースRF-3	0.15	257	324	60	89
⑭	六甲I.コンテナ ハースRC-4	0.15	362	276	109	59

線直角方向の海側に向かう地盤速度の最大値であり、minの値が岸壁法線直角方向の陸側に向かう地盤速度の最大値である。

地盤ひずみなどの収束値は表-4に示すとおりである。一般に、ひずみの値が0.1%のオーダーを越えた場合は非線形解析が必要で、SHAKEのような手法の適用性は高くないといわれている。今回の解析結果では、ポートアイランド地区の施設では海底面下30m程度の地点の砂質土層内で1.3%のひずみが発生している。摩耶地区では、海底面下10m~20m地点の砂質土層内でひずみの値が2%以上となった。六甲アイランド地区では傾向が異なり、海底面下第1層のシルト層で大きなひずみが発生

している。施設⑨で応答加速度の最大値が小さくなったのはこのためであると考えられる。ひずみ最大値は6%程度となっており、解析結果には多少の誤差が含まれていると考えられる。このシルト層ではせん断弾性係数の収束値が 10^2 tf/m^2 のオーダーとなっており、剛性もはなはだしく低下する結果となった。

次に、観測波形と解析波形を比較し、精度の検証を行う。観測波形のうち運輸省によるものは、観測地点と解析地点の位置および高度の違い(強震計設置は地表面および構造物上、解析地点は海底面)から、対象として適切ではない。このため、ポートアイランド鉛直アレー観測データを用いて検証を行った。鉛直アレー観測データ

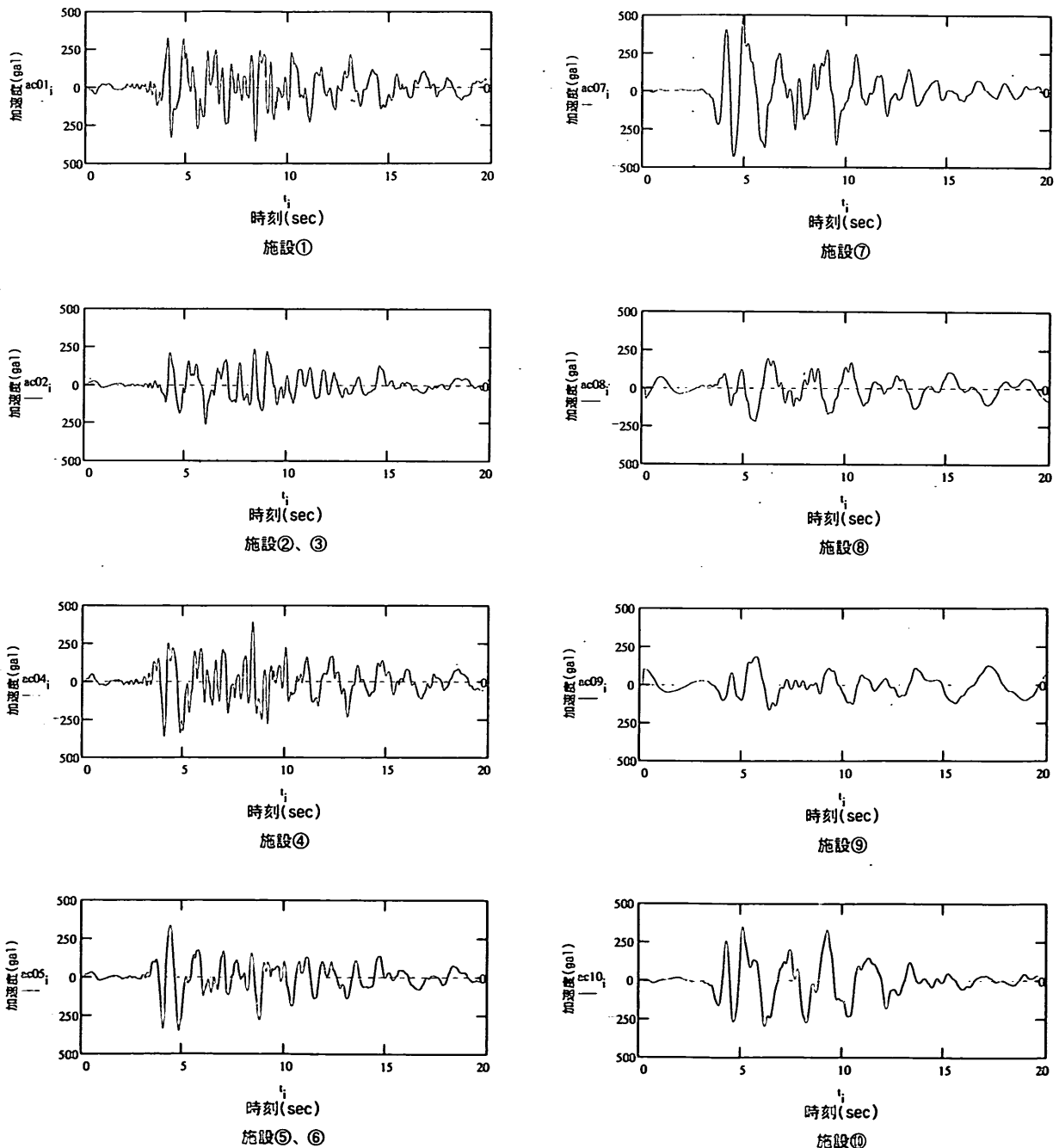


図-10 加速度時刻歴(1)

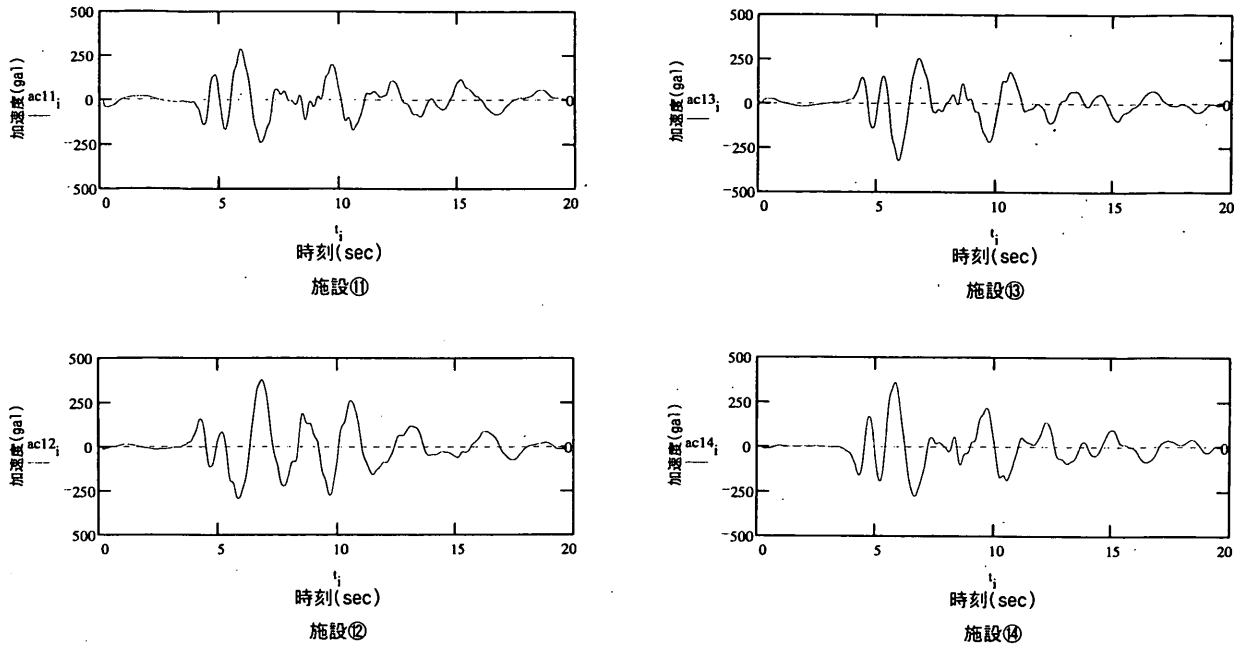


図-10 加速度時刻歴 (2)

のうち、Kp-28m地点の地震波形と、ポートアイランド地震計設置地点に最も近い施設④のKp-28m地点の応答波形を取り出して比較した。結果を図-11に示す。観測データにもノイズが多少混入していることを想定すると、解析結果は観測波形と比較的良く一致しており、観測波形の位相をよく表していると考えられる。前述の1.3%のひずみが発生した層よりも浅い地点でこのように解析波と観測波がよく一致することを考慮すると、ここでの地震応答解析はある程度の精度を有するといつて良いものと考えられる。

鉛直アレー観測データのうちKp-12mのものはノイ

ズの混入率が高いため、解析波形と比較することは適当ではない。試みに観測波形のうち地表面(+4.0m)のものと解析波形の海底面(-12.5m)を比較すると図-12のようになる。主要動の初期成分については観測波形と解析波形はよく一致しているが、その後の波形の一致はあまり良くなく、解析値が観測値よりも大きくなる傾向にある。観測値は海底面上の埋立土が軟化した影響を強く受けており、最初の1~2波で軟化が急激に生じ、大きなひずみが発生し、応答加速度は小さくなったと考えられる。

表-4 地盤ひずみなどの収束値(1)

施設①

	深度 (-m)	h (%)	G (tf/m ²)	ε (%)	τ (tf/m ²)
粘性土	15.63	5.43	4168	0.0	1.9
	21.88	9.47	2837	0.2	5.6
砂質土	27.00	18.27	1617	0.5	7.8
砂質土	33.25	15.49	4062	0.3	11.3
	41.75	21.57	1001	1.3	13.3
砂質土	48.75	18.96	2728	0.6	15.9
	54.25	20.72	1620	1.0	16.0
粘性土	61.50	9.97	8142	0.2	18.6
	70.50	10.55	7686	0.3	20.7
砂質土	77.00	19.81	2962	0.7	21.7

施設②

	深度 (-m)	h (%)	G (tf/m ²)	ε (%)	τ (tf/m ²)
砂質土	15.85	10.43	1972	0.1	2.3
	21.95	22.55	214	2.6	5.5
砂質土	29.70	12.66	5247	0.2	9.0
	39.10	15.97	4255	0.3	12.8
粘性土	46.70	9.06	8129	0.2	14.3
	52.50	9.52	7789	0.2	15.6

施設④

	深度 (-m)	h (%)	G (tf/m ²)	ε (%)	τ (tf/m ²)
粘性土	15.13	4.92	4361	0.0	1.6
	20.38	8.53	3092	0.1	4.6
砂質土	26.00	17.38	1975	0.4	7.6
砂質土	33.25	15.35	4134	0.3	11.2
	41.75	21.61	988	1.3	13.3
砂質土	48.75	19.00	2699	0.6	15.9
	54.25	20.77	1602	1.0	16.1
粘性土	61.50	9.77	8308	0.2	17.9
	70.50	10.44	7770	0.3	20.3
砂質土	77.00	19.58	3105	0.7	21.4

表-4 地盤ひずみなどの収束値(2)

施設⑤

	深度 (-m)	h (%)	G (tf/m ²)	ε (%)	τ (tf/m ²)
シルト	14.38	22.47	85	2.4	2.0
	20.53	23.42	81	5.9	4.8
砂質土	28.70	11.54	4410	0.1	6.3
砂質土	38.21	8.03	13407	0.1	10.4
	47.04	11.90	9863	0.2	14.9
	55.86	15.26	6997	0.3	18.7
	64.69	18.06	4478	0.5	20.5
粘性土	73.73	13.22	4663	0.5	24.7
	82.98	14.17	4100	0.7	26.8
砂質土	88.75	17.50	6944	0.4	27.4

施設⑥

	深度 (-m)	h (%)	G (tf/m ²)	ε (%)	τ (tf/m ²)
シルト	13.28	17.88	413	2.3	2.4
	23.23	23.17	93	4.7	4.4
砂質土	31.18	9.61	5179	0.1	5.7
	37.13	15.37	2988	0.3	8.1
砂質土	44.93	9.53	12033	0.1	12.7
	54.60	12.70	9177	0.2	17.1
	64.26	14.96	7257	0.3	19.7
粘性土	73.72	12.15	5297	0.5	23.7
	82.97	13.12	4723	0.6	25.9
砂質土	88.75	15.80	8694	0.4	26.7

施設⑩

	深度 (-m)	h (%)	G (tf/m ²)	ε (%)	τ (tf/m ²)
粘性土	15.85	6.91	2181	0.1	1.9
	22.05	22.21	231	1.9	4.3
砂質土	28.15	22.63	210	2.8	5.9
	35.90	11.94	5626	0.2	8.6
砂質土	45.30	18.18	2893	0.5	13.7
	52.90	10.11	7363	0.2	17.4
粘性土	58.70	10.63	6982	0.3	19.2

表-4 地盤ひずみなどの収束値(3)

施設①

	深度 (-m)	h (%)	G (tf/m ²)	ε (%)	τ (tf/m ²)
シルト	14.75	22.40	103	2.3	2.3
	24.25	23.21	93	4.8	4.5
砂質土	31.77	10.30	4902	0.1	5.6
	37.32	14.98	3132	0.3	8.0
砂質土	44.93	9.89	11707	0.1	12.5
	54.59	13.70	8323	0.2	17.1
	64.26	16.90	5602	0.4	19.8
粘性土	73.72	12.87	4868	0.5	23.8
	82.97	13.79	4329	0.6	26.0
砂質土	88.75	16.84	7622	0.3	26.7

施設④

	深度 (-m)	h (%)	G (tf/m ²)	ε (%)	τ (tf/m ²)
シルト	19.08	22.43	103	2.3	2.4
	28.23	23.21	93	4.8	4.5
砂質土	36.10	10.87	4679	0.1	5.9
	42.70	17.73	2091	0.4	8.8
砂質土	49.85	10.56	11090	0.1	13.3
	57.55	13.41	8575	0.2	16.8
	65.25	15.97	6393	0.3	19.3
粘性土	73.73	12.72	4960	0.5	23.4
	82.98	14.02	4189	0.6	26.5
砂質土	88.75	16.93	7527	0.4	26.7

施設⑤

	深度 (-m)	h (%)	G (tf/m ²)	ε (%)	τ (tf/m ²)
シルト	9.85	22.41	94	2.3	2.1
	17.55	23.27	87	5.1	4.4
砂質土	25.55	11.19	4551	0.1	6.1
砂質土	34.62	7.65	13893	0.1	9.7
	44.47	11.33	10381	0.1	14.2
	54.32	14.92	7286	0.3	18.4
	64.17	18.16	4364	0.5	20.6
粘性土	73.72	13.36	4579	0.5	25.0
	82.97	14.19	4091	0.7	26.8
砂質土	88.75	17.35	7094	0.4	27.1

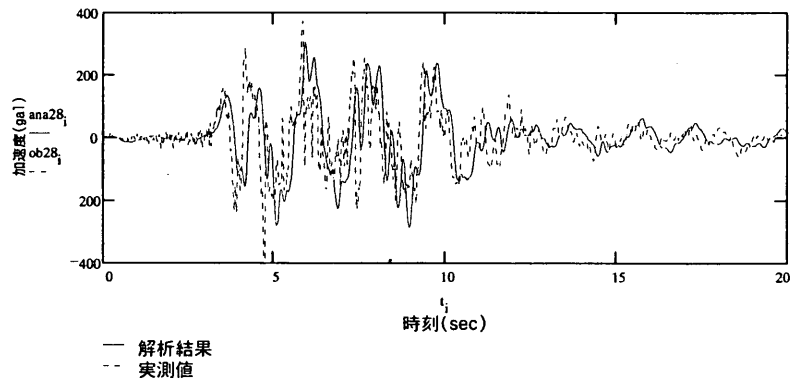


図-11 解析値と観測地の比較 (Kp-28m)

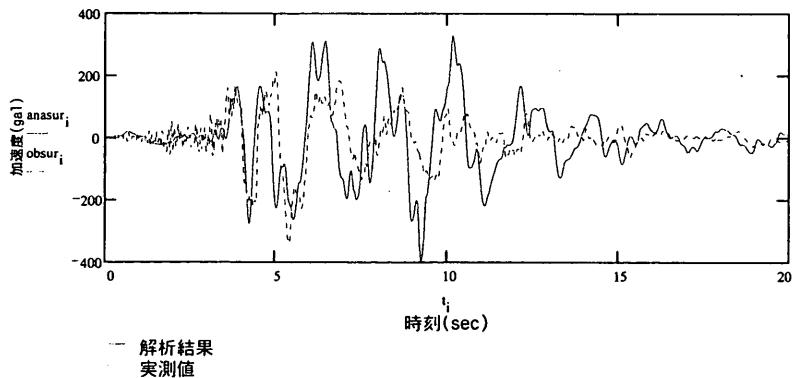


図-12 解析値と観測地の比較 (海底面と地表面)

4. 現行設計法による地震時安定性の評価

4.1 解析手法

本章では、現行設計法（震度法）によってケーソン式岸壁の地震時の安定性を評価した結果について述べる。

分析にあたっては、

- ①現行設計法による地震時安定性の評価（地盤の液状化の有無を考慮）
 - ②地震時の安定性と被災量の相関の分析
- の2点を念頭に置いた。

震度法では、堤体の地震時の安定性を、堤体に作用する慣性力の最大値を用いて評価する。慣性力は加速度に質量を乗じたものであり、加速度を重力加速度で除したものを震度とよぶ¹²⁾。しかし、震度法の安定検討に用いる震度にこの値を用いていいかどうかについては議論があり、特にケーソン式岸壁のように堤体自身の慣性力と土圧を同時に受ける構造物では、慣性力と地震時土圧の位相差、地震時土圧の算定精度などの問題があることから、野田・上部ら¹¹⁾は過去の被災事例を解析し、地盤加速度と震度の関係を示す換算式を提案している。本研究では、前章で得られた地盤の地震応答加速度の最大値を用いて、野田・上部らによる式(2)と、最大加速度と重力加速度の比（式(3)）の2つの式によって震度に換算した。

$$k = a/g \quad (a \leq 0.2g) \quad (2)$$

$$k = 1/3 \cdot (a/g)^{1/3} \quad (a > 0.2g) \quad (2)$$

$$k = a/g \quad (3)$$

ここに、 k ：震度

a ：地盤加速度(Gal)

g ：重力加速度(Gal)

今回の検討では、地盤の液状化現象を考慮することが必要である。ただし、震度法のレベルでは、地盤の液状化の程度を細かく設定することはできない。このため、液状化がまったく発生していない条件（以下、非液状化と呼ぶ）と、背後地盤が完全に液状化した条件（以下、液状化と呼ぶ）の2ケースについて安定性を検討した。解析モデルを図-13および図-14に示す。図-13は非液状化条件、図-14は液状化条件の解析モデルである。

非液状化条件は、現行設計法通りの条件であり、作用する荷重は堤体の慣性力と物部・岡部の式によって算出される地震時土圧である。動水圧は考慮しない。残留水位は以下に述べるように潮位と同じとしているため、残留水圧は生じない。

液状化条件では、作用する荷重は堤体の慣性力のほかに、残留水位面より上の土層からは物部・岡部の式による地震時土圧の作用を考え、残留水位面以下の液状化層

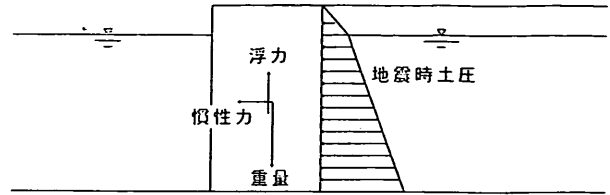


図-13 震度法解析モデル（非液状化条件）

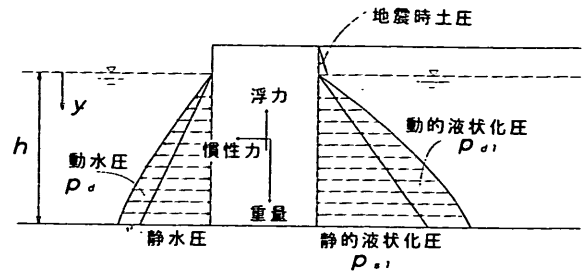


図-14 震度法解析モデル（液状化条件）

からは飽和土の単位体積重量を持つ泥水の静的水圧（式(4)）の作用を考えるほか、Westergaardによる動水圧が堤体背面（式(5)）および前面（式(6)）から堤体を海側に押し出す方向に作用するものとした。マウンド下部の置換砂層および海底地盤の液状化については、現行設計法の範囲内でモデルに取り込むことは困難であるため検討対象から除外した。

$$p_{sl} = \gamma' y \quad (4)$$

$$p_{dl} = 7/8 \cdot k \gamma_{sat} (yh)^{1/2} \quad (5)$$

$$p_d = 7/8 \cdot k \gamma_w (yh)^{1/2} \quad (6)$$

ここに、 p_{sl} ：静的液状化圧 (tf/m²)

γ' ：土の水中単位体積重量 (tf/m³)

y ：水位面からの深さ (m)

p_{dl} ：動的液状化圧 (tf/m²)

k ：震度

γ_{sat} ：水で飽和した土の空気中における単位体積重量 (tf/m³)

h ：水位面から動水圧を考慮する最下点までの距離 (m)

p_d ：動水圧 (tf/m²)

γ_w ：水の単位体積重量 (tf/m³)

2章で述べたように、地震発生後の噴砂現象の判定や解析などから、解析対象とした施設背後の埋立地盤では液状化が発生したと考えられる。このため、岸壁直背後が完全な液状化の状態にあったと断定することはできないものの、各施設は液状化の影響を受けているものと推定される。ただし、新港地区の施設⑤については、背後地盤の一部が粘性土によって構成されているため、背後

の埋立地盤が完全な液状化の状態にあったとは断定できない。また、施設②、③はケーソンの背後に置き鋼板セルが埋め殺しされた形態になっているため、埋立地盤の液状化圧はセルに作用し、ケーソン自体にはダイレクトに作用しない。このため、施設②、③についても液状化条件を採ることは過大であると思われる。

このほかの解析の条件は以下のとおりとした。

- ①地震発生は早朝であり港湾荷役は行われていなかったと考えられることから、堤体に作用する上載荷重は考慮しない。
- ②設計残留潮位は+60cmであるが、地震発生時の潮位は約+90cmであることから、水位差は無視できると考え、残留水位は潮位と同じ+90cmとする。
- ③ケーソンとマウンド捨石の間の摩擦係数は0.6とし、アスファルトマットを用いた施設②、③については0.7を用いる。
- ④残留水位面以下の土層の地震時土圧の算定にあたっては、式(7)の見かけの震度を用いる。

$$k' = k \cdot \gamma_{sat} / (\gamma_{sat} - 1) \quad (7)$$

ここに、 k' : 水中における見かけの震度

k : 空気中における震度

γ_{sat} : 水で飽和した土の空気中における単位体積重量 (tf/m³)

堤体の破壊モードは、現行設計法と同じ滑動・転倒・支持力の3モードとし、それぞれ現行設計法と同じ手法で安定性を計算した。

4.2 現行設計法による地震時安定性

地震発生時の条件は上載荷重や残留水位などの面で原設計時の条件と異なるため、各構造物の作用震度が設計震度を越えても即座に破壊すると判定されるわけではない。4.1で述べた条件で現行設計法により計算した場合、

滑動・転倒・支持力のいずれかのモードで破壊すると判定される最小の震度を、限界震度と定義することにする。液状化の発生を考慮しない場合、作用震度が限界震度を越えると破壊すると判定されることになる。

現行設計法による各施設の地震時の安定性は表-5に示すとおりとなった。安定計算では原則的に3つの破壊モードすべてを考慮したが、転倒については他の破壊モードよりも安全率が高く、また、支持力については、偏心傾斜率が高い場合、合力の作用位置が堤体外となるためビショップ法による計算ができないケースがあった。このため、表-5では滑動安全率の値を示したが、支持力の安全率が計算できる場合の安全率の値は、滑動安全率とほとんど同じであった。

非液状化の条件の場合、震度を野田・上部式で与えると、施設①、④、⑤、⑥、⑩、⑪、⑫、⑬、⑭で地震時の安全率が1.0を下回っており、液状化の発生を考慮しなくとも、地震時の慣性力と土圧によって破壊が生じると判定される結果となる。このうち施設①、④、⑤では安全率は0.7以下と極めて低い値を示している。

神戸港のケーソン岸壁の被災原因(メカニズム)については、さまざまな議論がなされている。原因と考えられる主なものを列挙すると、(a)設計時に想定したよりもはるかに大きな地震力の作用、(b)背後地盤の液状化による、地震時土圧よりも大きな水平力の作用、(c)置換砂層・海底地盤中の過剰間隙水圧発生に起因するせん断強度の減少による支持力の低下、(d)地盤そのものの変形などである。現時点では主たる要因や各要因の寄与度をいいあてることは困難であるが、非液状化条件で過半数の施設の安全率が1.0を下回るということは、地震力(慣性力・土圧)の想定以上の大きさが今回の被災の大きな原因の一つであったことを示しているといえる。

液状化を考慮すると、非液状化条件よりも安全率は減少し、施設⑦を除いたすべての施設で安全率が1.0未満

表-5 現行設計法による解析結果一覧

施設番号	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭
(1) 限界震度	0.14 *	0.25	0.25	0.14 *	0.12 *	0.22	0.28	0.20 *	0.17	0.18 *	0.20 *	0.13 *	0.18 *	0.15 *
(2) 野田・上部式														
想定作用震度	0.24	0.22	0.22	0.24	0.24	0.24	0.25	0.20	0.17	0.22	0.21	0.22	0.23	0.22
滑動安全率(非液状化)	0.67	1.13	1.13	0.65	0.65	0.89	1.10	1.02	1.00	0.90	0.99	0.74	0.90	0.80
滑動安全率(液状化)	0.46	0.79	0.89	0.51	0.48	0.60	1.06	0.70	0.75	0.60	0.70	0.59	0.68	0.54
(3) α/g														
想定作用震度	0.36	0.28	0.28	0.37	0.36	0.36	0.44	0.23	0.17	0.30	0.25	0.30	0.33	0.28
滑動安全率(非液状化)	0.38	0.88	0.88	0.43	0.43	0.57	0.59	0.90	1.00	0.67	0.84	0.54	0.59	0.63
滑動安全率(液状化)	0.35	0.73	0.75	0.38	0.36	0.45	0.65	0.64	0.75	0.48	0.62	0.48	0.53	0.46

(注) : ※は支持力安全性から限界震度が決まる場合。それ以外は滑動安全性から限界震度が決まる。

となる。つまり、置換砂や海底地盤に液状化が発生しなくとも、慣性力と堤体背後からの液状化による泥水圧の作用によって、堤体は安定性を失うという結果となる。

以上より、施設②、③、⑦を除いた断面については、被災の原因を地震時慣性力と堤体背後地盤の水平力から説明できることになる。施設⑦は、法線がほぼ東西方向であるため強い南北の地震動の影響を受けているほか、置換砂層厚が14.5mと比較的厚い。施設①(14m)、施設⑧(14m)、施設⑨(19.5m)、施設⑩(17m)、施設⑫(16.5m)、施設⑬(14.4m)、施設⑭(16.5m)などと比べてみると、ずば抜けて厚いわけではないが、施設⑦ではマウンドの一部まで置換砂で代用していることが特徴であり、このことが支持力の減少に寄与した可能性がある。このほか、マウンドを含めた滑動が起こった可能性もある。そこで、図-15に示すように、海底面(-12m)のレベルで滑動が生じると仮定し、マウンドとケーソンを一体として安定検討を行った。摩擦係数は、置換砂の内部摩擦角の設計値が $\phi=30^\circ$ であることを考慮して、 $\tan \phi=0.6$ 程度の摩擦係数であると仮定した。その結果、作用震度が0.25のとき、滑動安全率は0.84となった。したがって、本施設においては、マウンドを含めた滑動現象が生じた可能性もあるといえる。

施設②、③は、置換砂層厚が1~1.5m程度と薄いため、置換砂の影響は少ない。この施設の法線直角方向陸側向きの方位はN45Eであり、最大加速度は269Gal、野田・上部式で震度に換算すると0.22である。この場所での最大加速度を求めると、S27E方向で加速度の値は543Galとなる。これは、野田・上部式で震度に換算すると、限界震度以上の0.27に相当する。変位の原因のひとつとしてこの影響が考えられるが、詳細はさらに検討が必要である。図-16に施設②、③の水平面内加速度軌跡と法線直角方向および最大加速度方向の向きを示す。図-17は法線直角方向加速度と最大加速度方向の加速度の関係である。

野田・上部らの震度式は、過去の被災・無被災の岸壁の受けた法線直角方向最大加速度と限界震度の関係より求められた経験式である。本研究の対象施設について法線直角方向最大加速度と限界震度の関係をプロットすると、図-18のようになる。前述したように施設②、③、⑦は特殊なケースであると考え、その他の施設については野田・上部らの関係式の範囲内であるといえる。

なお、震度を α/g で表現した場合、非液状化条件でも施設⑨を除いたすべての施設で安全率は1.0を下回る結果となり、液状化を考慮するとすべての施設で安全率が1.0を下回る(表-5参照)。つまり、野田・上部式で説明ができなかった施設②、③、⑦の安定性について、震度を α/g で表現すれば説明できる結果になるが、今回の被災は水平力のみならず、さまざまな要因が相互に

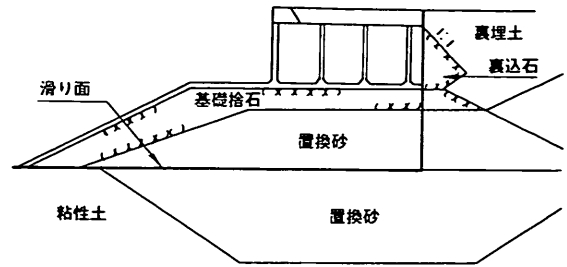


図-15 安定検討モデル

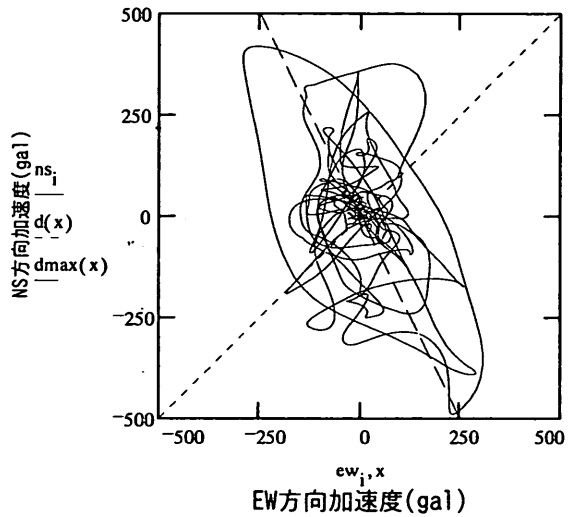


図-16 施設②、③の水平面内加速度軌跡

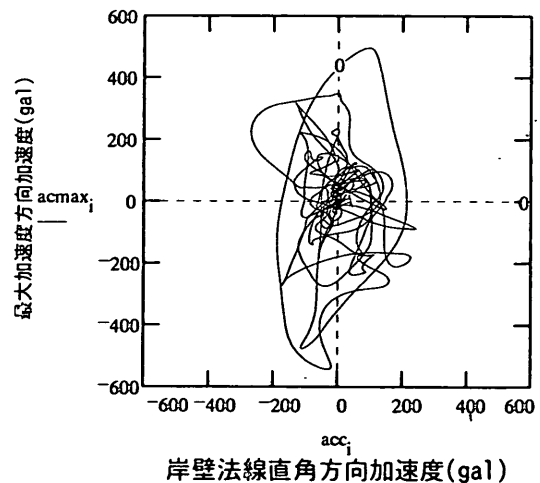


図-17 法線直角方向加速度と最大加速度方向の加速度の関係

影響しあっているため、この結果だけで判断することはできない。

4.3 地震時安定性と被災量の相関

各施設の地震時安定性を示すパラメータと被災量(最大はらみ出し量, 最大はらみ出し量/水深, 最大沈下量)の相関をとりまとめた。結果を図-19に示す。図からわ

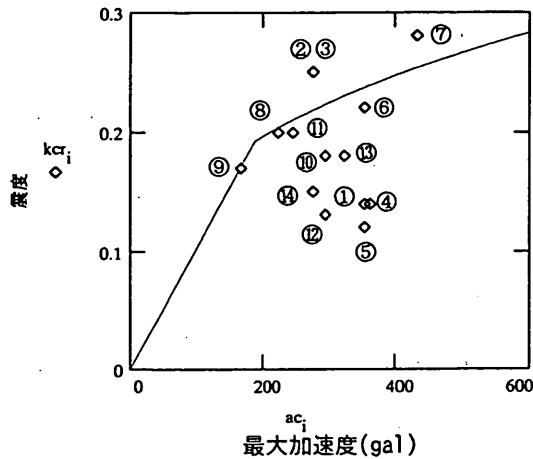


図-18 最大加速度と震度の関係

かるように、安定性を示すパラメータと被災量の相関性はあまり強くない。特に、沈下量についてはいずれのパラメータとも強い相関性は示さない。

上部⁽¹³⁾は、過去の地震被災量と地震時安定性の関係を統計分析している。その結果によれば、作用震度 (k_e) と破壊震度 (k_c) の比の値を危険度と定義すると、前面水深が-3mより大きい重力式係船岸については、危険度と被災変形量の間には、式(8)、式(9)の関係がある。

$$h_{max} = -74.2 + 98.2F_c \quad (8)$$

(相関係数0.559, 標準偏差59.1)

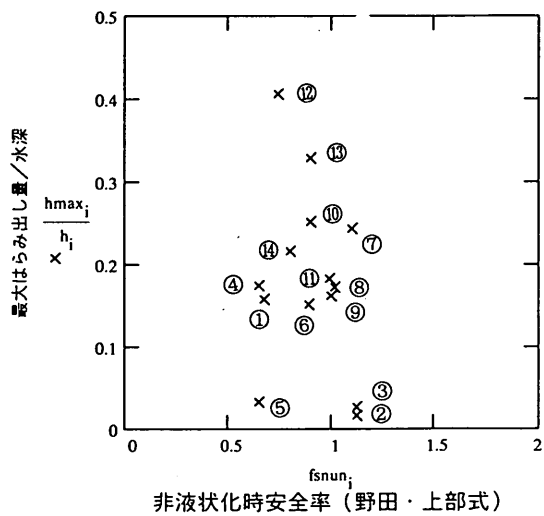
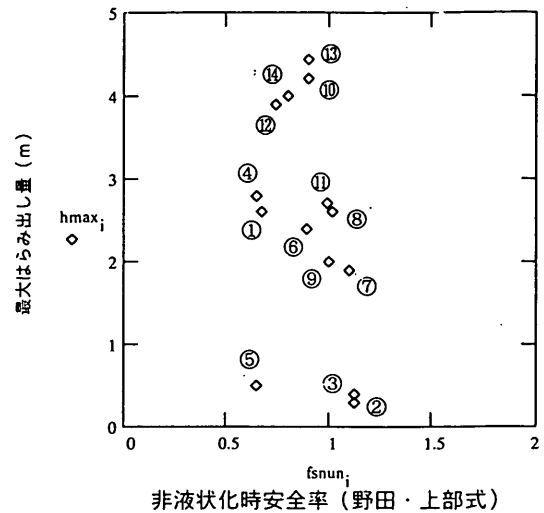
$$d_{max} = -50.9 + 57.1F_c \quad (9)$$

(相関係数0.677, 標準偏差20.0)

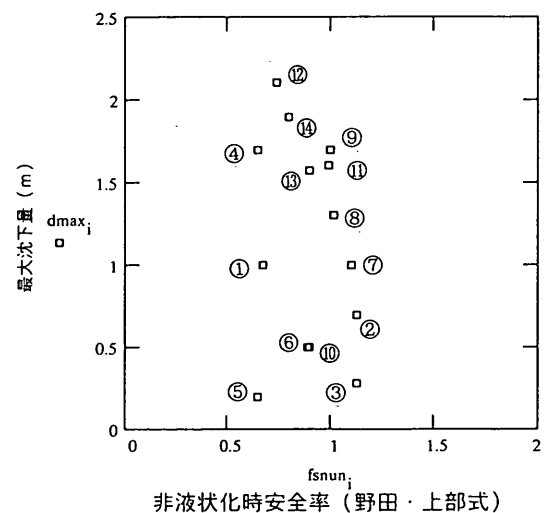
ここに、 h_{max} : 最大はらみ出し量(cm)

F_c : 危険度 (k_e/k_c)

d_{max} : 天端沈下量(cm)

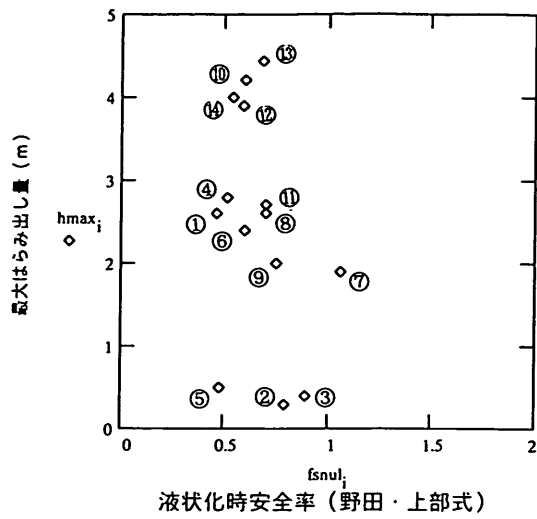


(b)



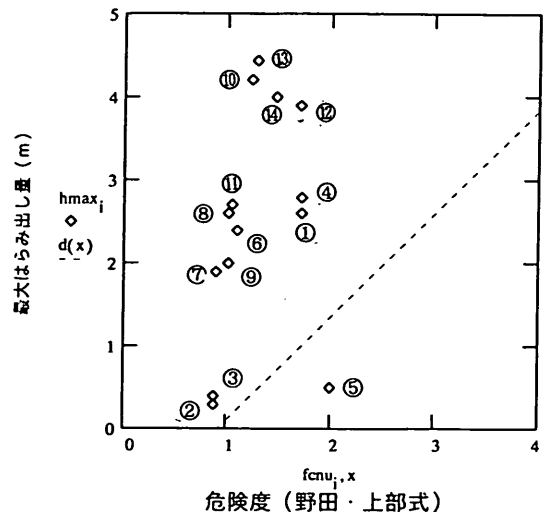
(c)

図-19 地震時安定性パラメータと被災量の関係 (全施設) (1)



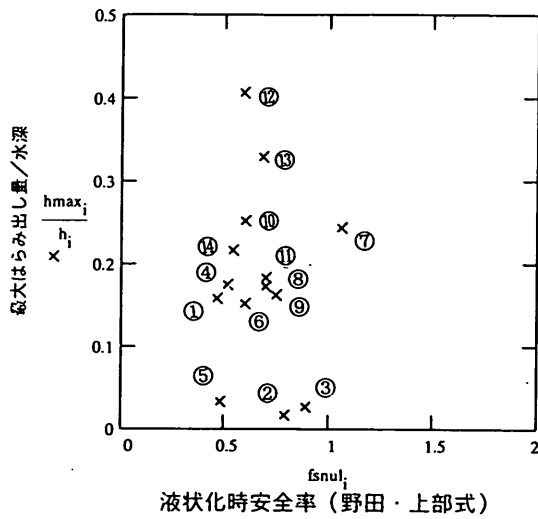
液状化時安全率 (野田・上部式)

(d)



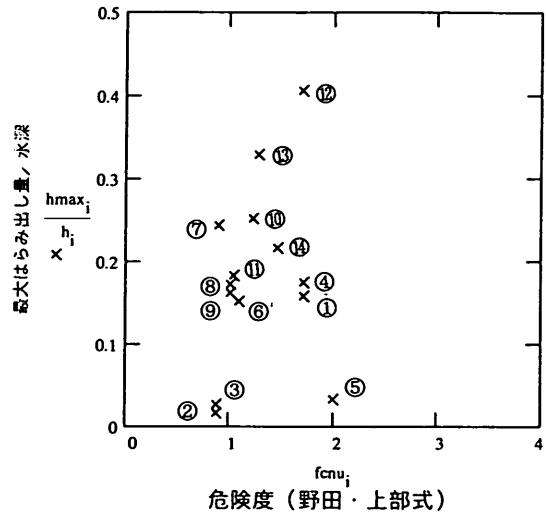
危険度 (野田・上部式)

(g)



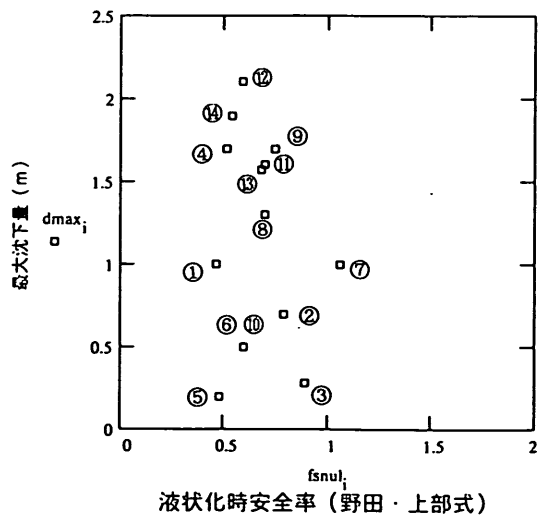
液状化時安全率 (野田・上部式)

(e)



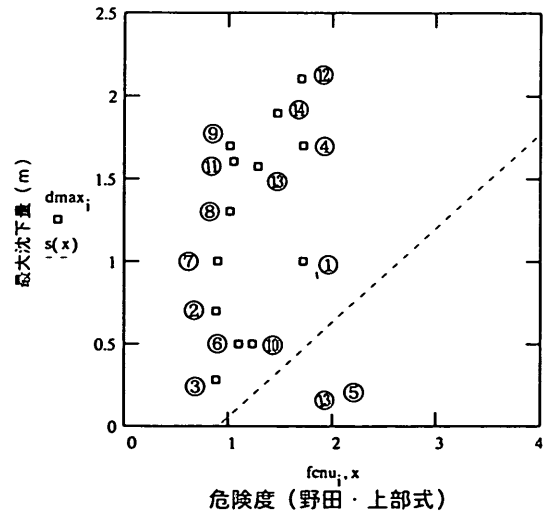
危険度 (野田・上部式)

(h)



液状化時安全率 (野田・上部式)

(f)



危険度 (野田・上部式)

(i)

図-19 地震時安定性パラメータと被災量の関係 (全施設) (2)

図-19(g), (i)には上部による回帰式も示してあるが、今回の被災データは上部による回帰式よりも大きな被災量を示している。上部の回帰式は、液状化の発生が認められない施設を対象にまとめられたものであり、本施設では前述のように施設②, ③, ⑤を除いては液状化の影響を受けているものと考えられ、対象施設の性格が異なっている。今回の検討結果は、液状化の発生により、堤体の変位量が大きくなる傾向にあることを示しているといえる。なお、施設②, ③, ⑤の3施設は、液状化の影響がほとんど無い点のほかに、置換砂層厚が薄いことでも共通している。したがって、この3施設で変位量が小さかったことを液状化発生の有無のみで説明することはできない。

次に、全14施設の中で性格の異なる施設②, ③, ⑤を捨象して考え、液状化の影響を受けたと推定される施設の地震時安定性と被災量の関係を調べてみると、最大はらみ出し量と液状化を想定したときの安全率、最大はらみ出し量と危険度の間に比較的強い相関が認められる結果となる。相関係数の絶対値はいずれも0.4程度である。図-20に液状化の影響を受けたと推定される施設の被災量と安定性を示すパラメータの相関を示す。また、ここで得られた回帰式を参考まで式(10)～(11)に示す。ただし、ここでは扱ったデータ数が11と少ないこと、また被災量に慣性力と背後地盤からの水平力以外の影響がかなりの程度含まれているといえるため、あくまでも参考式と考える必要がある。

$$F_s = -0.076h_{max} + 0.886 \quad (\text{相関係数 } -0.43) \quad (10)$$

$$F_c = 0.147h_{max} + 0.835 \quad (\text{相関係数 } 0.43) \quad (11)$$

ここに、 F_s : 液状化を想定したときの滑動安全率

h_{max} : 最大はらみ出し量(m)

F_c : 危険度 (k_e/k_c)

震度を α/g で与えた場合の地震時安定性パラメータと被災量の関係を図-21に示す。また、施設②, ③, ⑤を除いた施設について、最大はらみ出し量と安全率および危険度の相関を図-22に示す。回帰式を参考までに示すと式(12)～(13)のとおりである。野田・上部式は非液状化状態を対象にして求められた経験式であり、液状化発生地盤に適用する場合は注意が必要であるといえるが、図に示すように、安全率と最大はらみ出し量の相関の強さは、いずれの震度式でもほとんど変わらない結果となった。ただし、危険度と最大はらみ出し量については、野田・上部式の方が α/g よりも強い相関を与える結果となった。野田・上部式で震度に換算するとばらつきは小さくなるため、今回の被災例のように最大加速度・被災量にばらつきがある場合は、野田・上部式の方が結果的に相関は強くなるといえる。

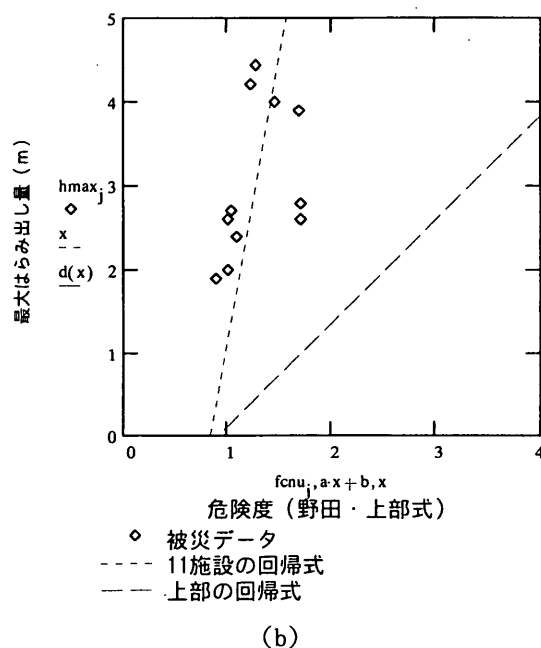
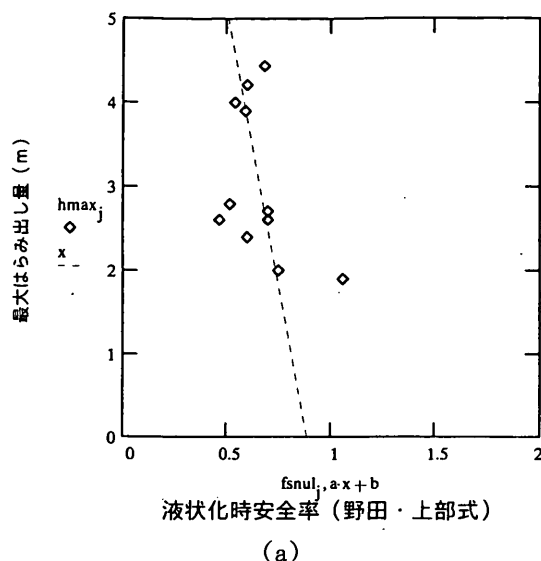


図-20 地震時安定性パラメータと被災量の関係 (液状化施設)

$$F_s = -0.054h_{max} + 0.69 \quad (\text{相関係数 } -0.39) \quad (12)$$

$$F_c = 0.183h_{max} + 1.214 \quad (\text{相関係数 } 0.3) \quad (13)$$

ここに、 F_s : 滑動安全率

h_{max} : 最大はらみ出し量(m)

F_c : 危険度 (k_e/k_c)

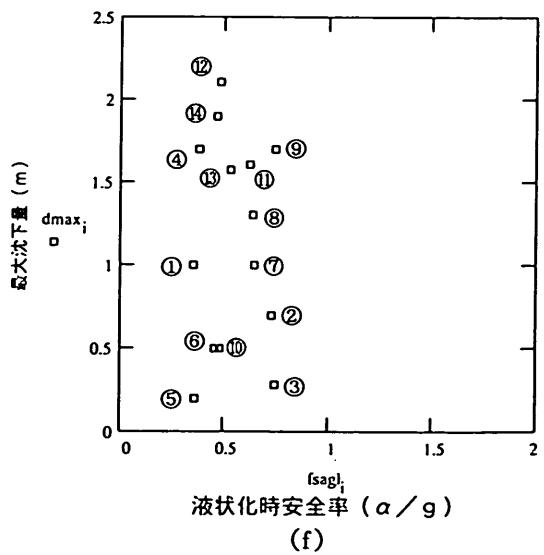
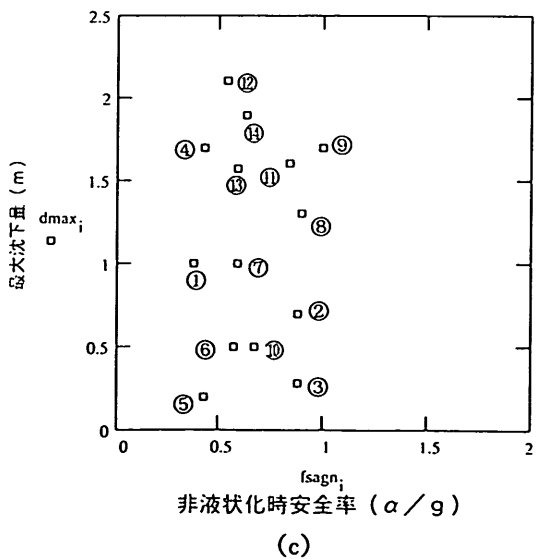
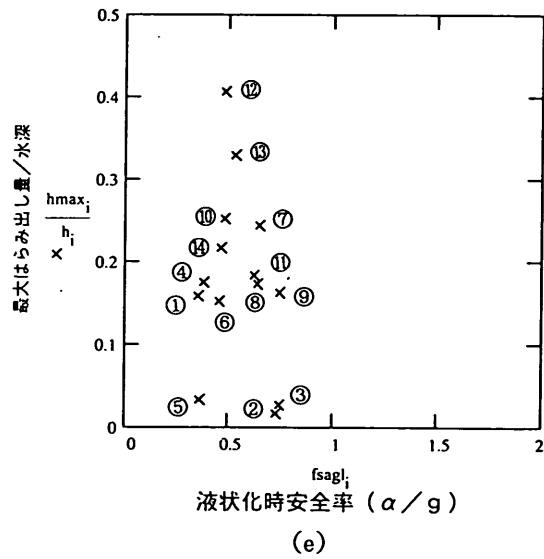
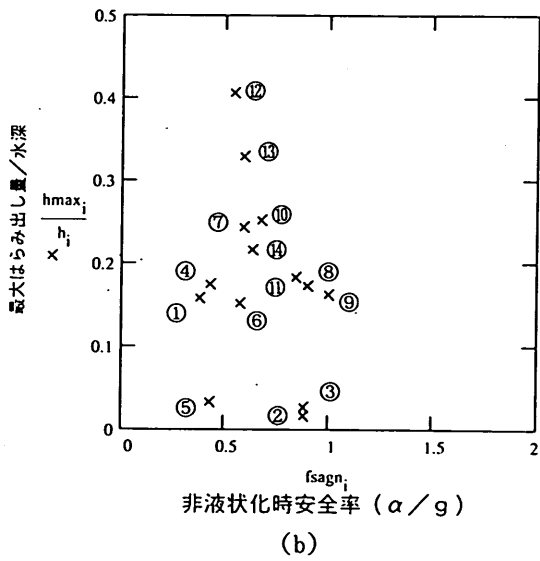
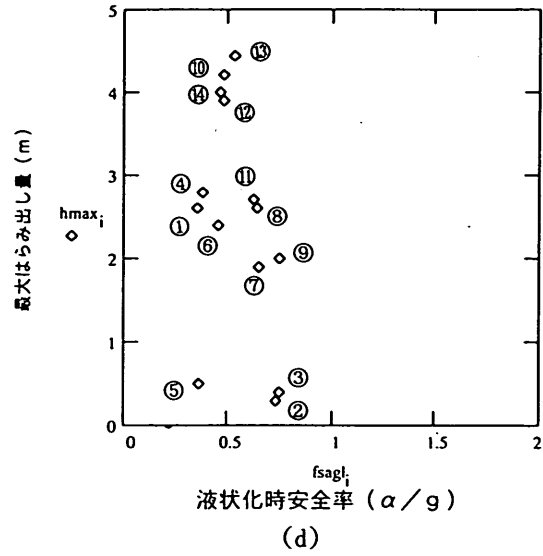
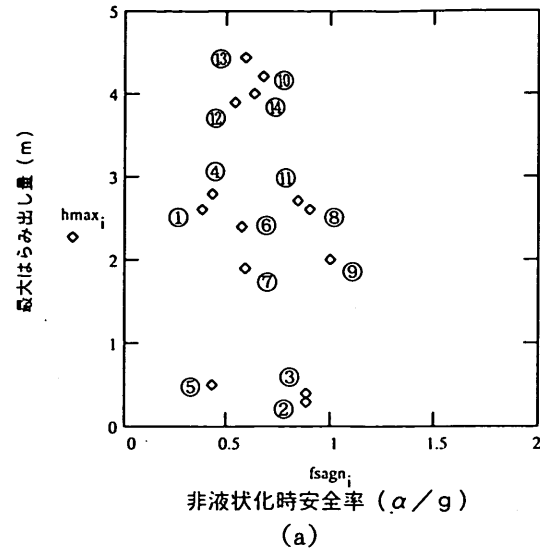


図-21 地震時安定性パラメータと被災量の関係 (全施設) (1)

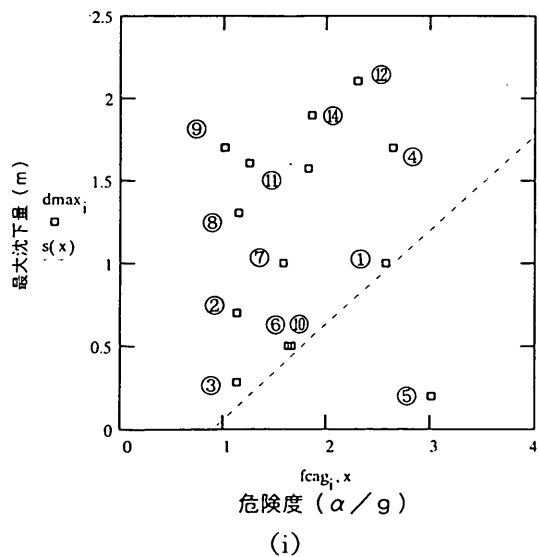
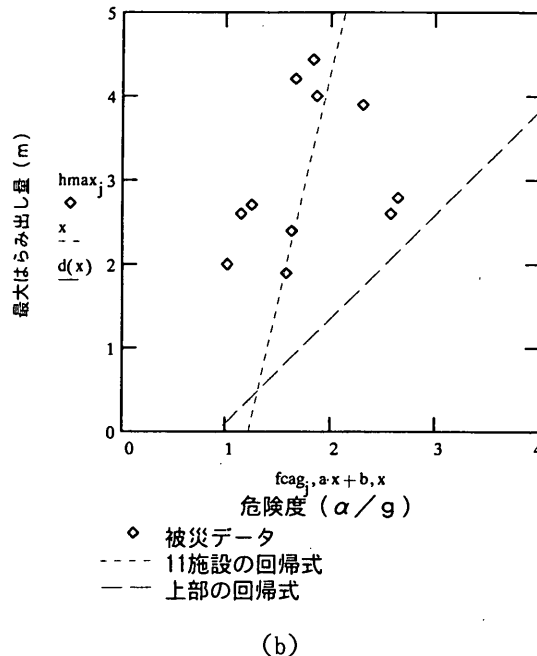
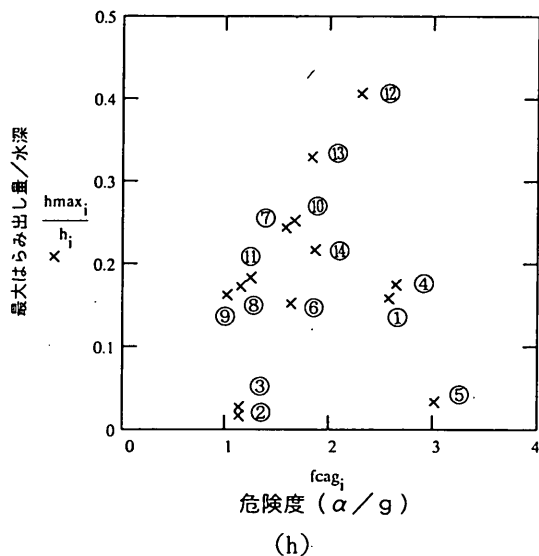
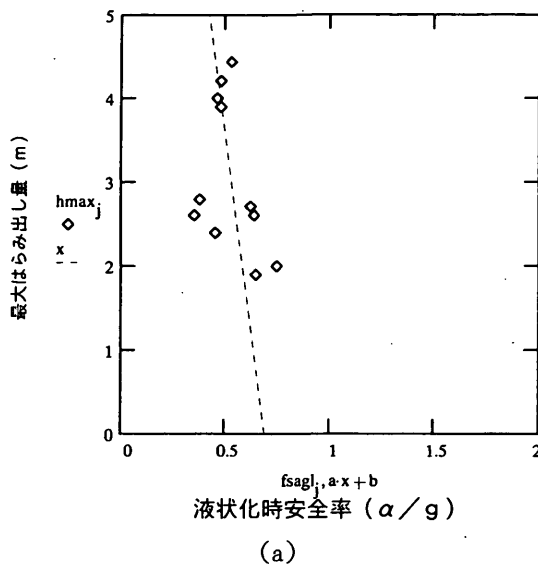
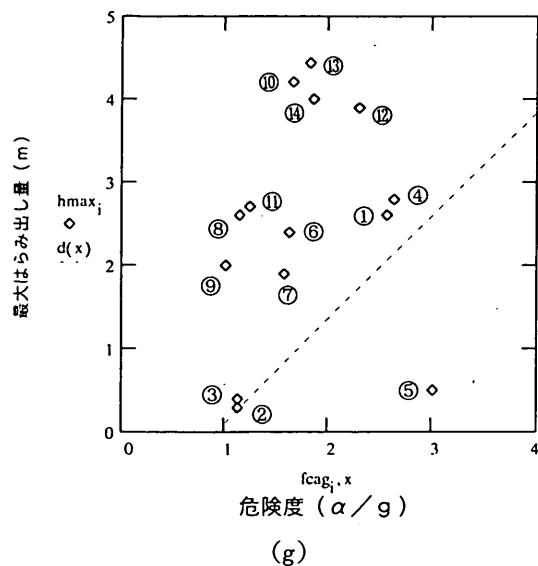


図-21 地震時安定性パラメータと被災量の関係 (全施設) (2)

図-22 地震時安定性パラメータと被災量の関係 (液状化施設)

5. 一質点系モデルによるケーソン滑動量解析

5.1 解析手法

現行設計法で用いている震度法は、地震時慣性力の最大値を静的な力に置き換えて構造物の安定性を評価するものであり、本質的に被災の程度と安全率の大小を関連付けることはできない。本章では、一質点系の運動方程式から、ケーソンの滑動量を推定する手法を適用した結果について述べる。外力条件としては、前章と同様に非液状化と完全液状化の2ケースを設定した。

本滑動モデルの考え方は次の通りである。

①ケーソンは、作用荷重が抵抗力を上回ると滑動を開始

し、式(14)の運動方程式に従って滑動すると考える。式から分かるように、この方法では堤体に作用する震度は α/g で与えている。ケーソンは相対速度がゼロになった時点で滑動を停止するとする。地震時土圧の計算は前章と同様に、残留水位面以下では式(7)の見かけの震度を用いる。運動方程式を解くに際して数値積分を行う必要があるため、第3章と同様に、Runge-kutta法で積分過程のアルゴリズムを作成している。地盤加速度の入力値の時間間隔は0.01秒であり、第3章の地震応答解析で得られた海底面での地盤加速度を用いた。

$$\frac{w}{g} \frac{d^2x}{dt^2} = \frac{w}{g} \{ \alpha_h + P_h + P_d + P_{d1} + P_{d2} - \mu \left[\frac{w'}{g} (g + \alpha_v) + P_v \right] \} \quad (14)$$

- ここに、 w : 堤体重量(tf)
- g : 重力加速度(Gal)
- X : 堤体の相対変位(cm)
- t : 時刻(sec)
- W' : 有効堤体重量(tf)
- α_h : 地盤の水平加速度(Gal)
- P_h : 地震時土圧合力の水平成分(tf)
- P_d : 動水圧合力(tf)
- P_{d1} : 動的液状化圧合力 (tf)
- P_{d2} : 静的液状化圧合力 (液状化モデルのみ) (tf)
- μ : 摩擦係数
- α_v : 地盤の鉛直加速度(Gal)
- P_v : 地震時土圧合力の鉛直成分(tf)

このモデルは、Newmark¹⁴⁾、藤野・佐々木・伯野¹⁵⁾が提案しているものであり、上部ら¹⁶⁾はこのモデルをケーソン式係船岸に展開し、模型実験の値と比較して検討している。ただし、本研究の滑動モデルは、上部らの方法と下における幾つかの点で異なる。

②摩擦係数は、静摩擦係数と動摩擦係数の区別をもうけず、安定検討時に用いる摩擦係数(コンクリートと捨石間の場合0.6、アスファルトマット使用時の場合0.7)をそのまま用いた。また、この値はケーソンの変位などに依存せず一定とした。

上述した上部らの検討は、アクリル板上でケーソン模型滑動実験を行ったものである。現実のケーソンは捨石マウンド上に構築されている。捨石マウンド上にケーソン模型を設置して引張試験を行うと、引張荷重に応じて非線形的に堤体に変位し、荷重-変位曲線は明確なピークを伴わない形状の曲線となることが多い。設計で用いる静摩擦係数は、実際はある程度堤体に変位した後に、

堤体が発揮する最大の滑動抵抗力をもとに定められており、動摩擦係数と等しいと考えられる。

また、過去の実験データによると、一度堤体に変位を起こした後に再度引張荷重を与えても、摩擦係数の値はほとんど変化しないため、摩擦係数の値は常に一定とした。図-23~図-25に、過去の摩擦係数測定に関する実験結果の例を示した。図-23および図-24はそれぞれ森平ら¹⁷⁾、庫元ら¹⁸⁾によって実施された捨石マウンド上のケーソン模型の滑動実験結果の例であり、図-25は上部ら¹⁹⁾による碎石上のモルタルブロックの滑動実験結果である。

③ケーソンに作用する地震時土圧は、ケーソンが海側に向かって相対的に滑動している時、および相対的に静止している時は、物部・岡部の地震時主動土圧とした。

基本的に②と同じ理由で、荷重が堤体の発揮する最大の抵抗力以下の状態においても堤体は微小変形を起こしているとすれば、堤体背後の土圧条件として静止状態よりも主動状態の方がより現実に近いと考えられるためこ

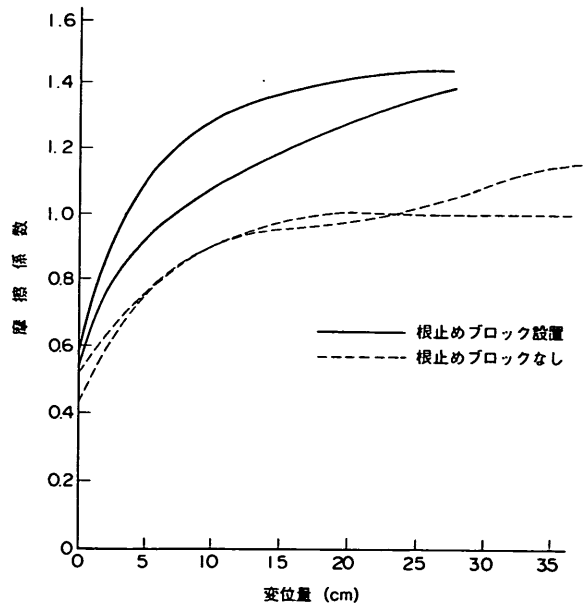


図-23 摩擦係数測定実験結果¹⁷⁾

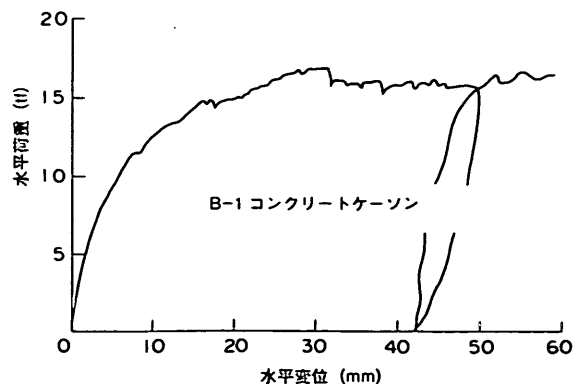


図-24 摩擦係数測定実験結果¹⁸⁾

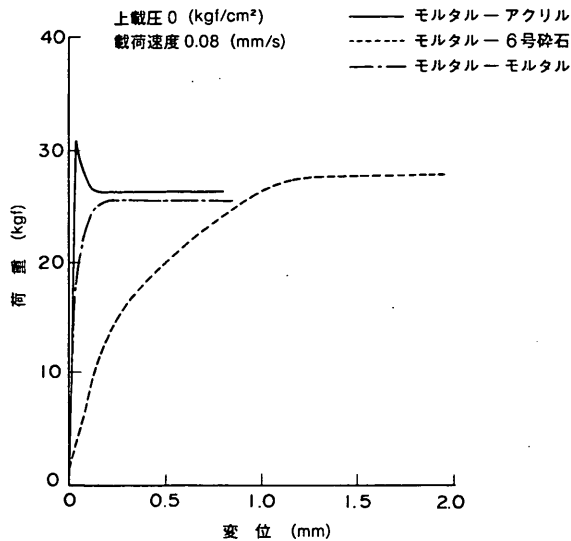


図-25 摩擦係数測定実験結果¹⁹⁾

のような措置とした。なお、一般に、主動土圧については、堤体がわずかな変位を起こした状態で主動平衡状態に達するとされている。

④ケーソンの相対速度が負（背後地盤を押し出す方向）の場合は、作用する土圧は受動土圧とした。

一般に、受動土圧については、堤体が受動側に相当変位しないと平衡状態に達しないとされている。しかしながら、平衡状態に達するまでの変位量は一概に定められないため、便宜的に受動側に変位したときは常に受動土圧が作用するものとした。

⑤土圧の値は、堤体の変位量に依存しないこととした。

地震時土圧の値は、常時土圧の値に加えて堤体背後の崩壊面上の土楔の慣性力を考慮して定められている。堤体が大きく変位した場合、厳密には物部・岡部の土圧式が想定している条件とは異なることになるが、土圧公式そのものにもある程度の算定誤差が含まれており、現在の土圧公式の枠内で精度良く地震時土圧を設定することは困難であるためこのような措置とした。

5.2 解析結果

解析結果を表-6に示す。表中、解析条件Ⅰは非液状化条件で、上下動を考慮しない場合、Ⅱは液状化条件で、上下動を考慮しない場合であり、Ⅲは非液状化条件で、上下動を考慮する場合、Ⅳは液状化条件で、上下動を考慮する場合である。

解析結果のうち、施設①、施設④、施設⑤の堤体変位・速度の時刻歴を図-26に示す。図から分かるように、地盤加速度が増加して慣性力などの荷重の合力が抵抗力を上回ると堤体に相対速度が生じる。加速度の周期が短い場合、加速度のピークが現れたところに相対速度が発生するケースが多い。堤体は相対変位を数回起こして残留最大変位に至る。負の相対変位（堤体が背後地盤を押し返

す方向の変位）はほとんど生じない。堤体の相対速度の最大値は、施設①で非液状化条件の場合61kine、液状化条件で121kineであり、施設⑤では非液状化条件の場合125kine、液状化条件で141kineである。

各施設の計算結果を見ると、液状化条件での滑動量は、非液状化条件での滑動量の約2倍程度となることが多い。液状化の影響を想定する施設（施設②、③、⑤以外）では、2つの計算条件の中では、液状化条件の方が実変位に近い結果を与えるが、実変位よりも計算結果が少ないケースがほとんどで、最大約200cm程度の差がある。この差には、置換砂層のせん断抵抗力の減少による支持力低下の影響が含まれている可能性がある。

液状化の影響が少ないと想定され、かつ置換砂層厚の薄い施設②、③、⑤では、非液状化条件の解析結果と実変位は±50cmの差で近い値を与える。施設②、③では、前章で述べたように法線直角方向の加速度が最大加速度方向の値に比べて半分程度と小さいことが本モデルで滑動量が生じない原因となっていると考えられる。いま堤体が最大加速度方向の加速度を受けたと仮定して滑動計算を行うと、液状化・非液状化のいずれの条件においても相対変位が約100cm程度生じる結果となった。このとき、堤体の相対速度の最大値はいずれの条件の場合も130kine程度の大きな値となった。最大加速度方向の加速度を受けたと仮定した場合の堤体変位・速度の時刻歴を図-27に示す。最初の2波でほとんどの変形が生じる結果となっている。なお、本施設のようにアスファルトマットを用いた場合、マウンド上で滑動試験を行うと静摩擦係数と動摩擦係数の差が比較的明瞭に現れることがある。この場合、静摩擦係数の下限値が0.7~0.9程度であっても、動摩擦係数の下限値は0.6程度となることが多い。このため、施設②、③について、摩擦係数に0.6を用いて法線直角方向の加速度を入力値とした計算を行ったが、非液状化条件で1cm、液状化条件で3~4cm程度の滑動量しか生じなかった。

次に、上下動の影響を考察する。表-6の解析条件ⅢおよびⅣが、非液状化・液状化のそれぞれの条件で鉛直方向の地盤加速度を考慮して計算した値である。この上下動の値は、ポートアイランドの地表面で得られた強震観測データを用いている。計算は、ポートアイランド地区の施設①、④の2施設のみについて行った。表から分かるように、上下動を考慮しても堤体滑動量はほとんど変わらない結果となった。これは、上下動と水平動に位相差があったためである。図-28に、施設①および④の鉛直面内の加速度の軌跡を示す。鉛直加速度は水平加速度と同様に、負の値のとき堤体を不安定にする方向に慣性力が働く。施設①、④のいずれも、鉛直加速度が負の最大値を示している際の水平加速度の値は小さく、逆に水平加速度が負の最大値付近では鉛直加速度は小さい。

表-6 一質点系滑動モデルによる相対変位計算結果

単位 (cm)

CASE	施設名	解析条件				最大 実変位 ()は平均値
		I	II	III	IV	
①	ポート I .-4m物揚場 4 取付	75	284	81	308	260(140)
②	摩耶埠頭第 1 突堤第 1 岸壁	0	1			30(20)
③	摩耶埠頭第 1 突堤第 2 岸壁	0	1			40(30)
④	ポート I .コンテナ [*] -スPC-3	102	211	98	195	280(250)
⑤	新港第 4 突堤 2 号	92	195			50
⑥	新港第 4 突堤-12m	23	73			240(110)
⑦	新港第 4 突堤岸壁取付	22	14			190(120)
⑧	六甲 I .-10m岸壁②C	5	34			260(240)
⑨	六甲 I .-7.5m岸壁②	0	9			200
⑩	摩耶埠頭-12m岸壁②	68	258			420(200)
⑪	六甲 I .-10m岸壁④	9	42			270(120)
⑫	六甲 I .-4m物揚場①	207	362			390(200)
⑬	六甲 I .フェリ [*] -スRF-3	102	172			444(350)
⑭	六甲 I .コンテナ [*] -スRC-4	69	325			400

(注1): 解析条件 I : 非液状化, 上下動考慮せず, II : 液状化, 上下動考慮せず
 III : 非液状化, 上下動考慮, IV : 液状化, 上下動考慮

(注2): 上下動については, 船^{*}-アライント^{*}の地表面の観測結果をそのまま用いた。

したがって、鉛直加速度の最大値は大きくとも、堤体の変位にはほとんど影響しない。なお鉛直加速度と水平加速度の位相差は、今回の兵庫県南部地震が特異な例というわけではなく、他の地震でも位相差があり、滑動に対して安全側になることが多いといわれている。また、施設④では、水平加速度の最大値付近で鉛直加速度が正の場合と負の場合がある。鉛直加速度が正の場合、慣性力は鉛直下向きに作用するため、堤体の滑動抵抗力は増えることになり、滑動量が減少する原因となる。つまり、上下動を考慮すると必ず滑動量が増加するわけではない。

本モデルによる滑動量は、入力加速度の最大値よりも波形に依存する割合が強い。このため、本モデルによる計算結果は、危険さを表すパラメータとの相関性は強くない。図-29に、本モデルによる液状化時の滑動量と、震度を a/g で与えたときの震度法による液状化時の安全率の関係を示す。

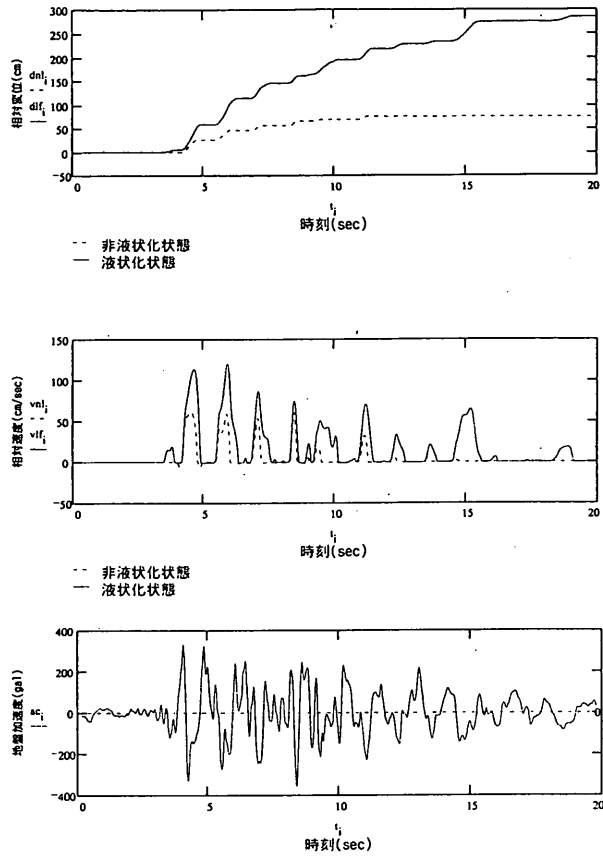


図-26 (a) 堤体変位・速度の時刻歴 (施設①)

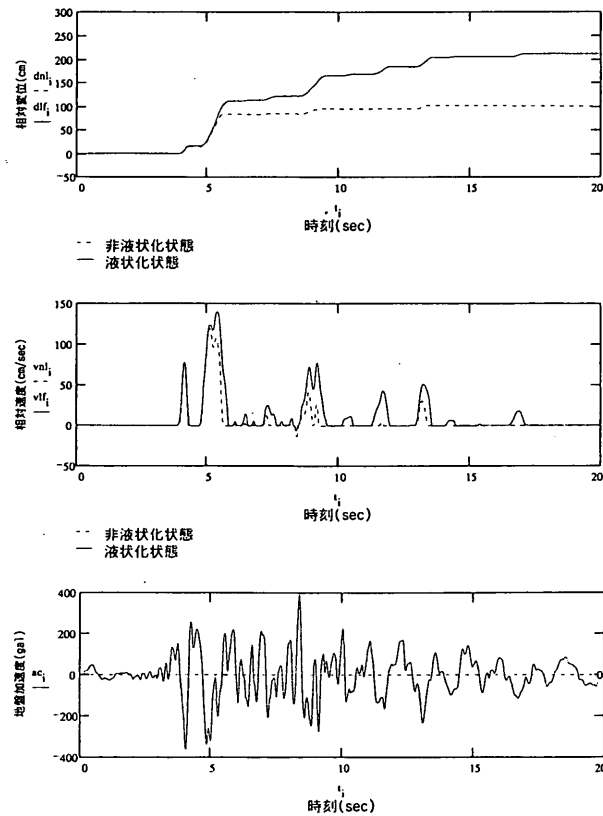


図-26 (b) 堤体変位・速度の時刻歴 (施設④)

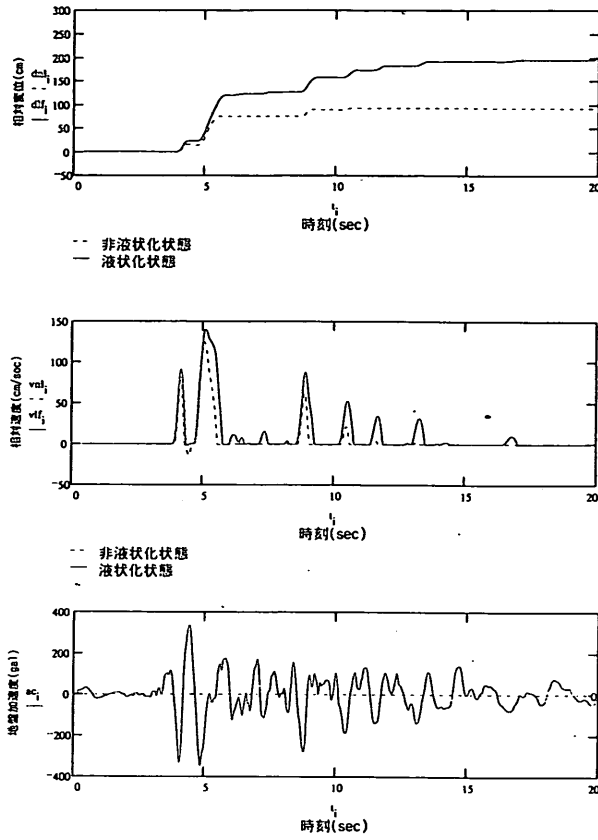


図-26 (c) 堤体変位・速度の時刻歴(施設⑤)

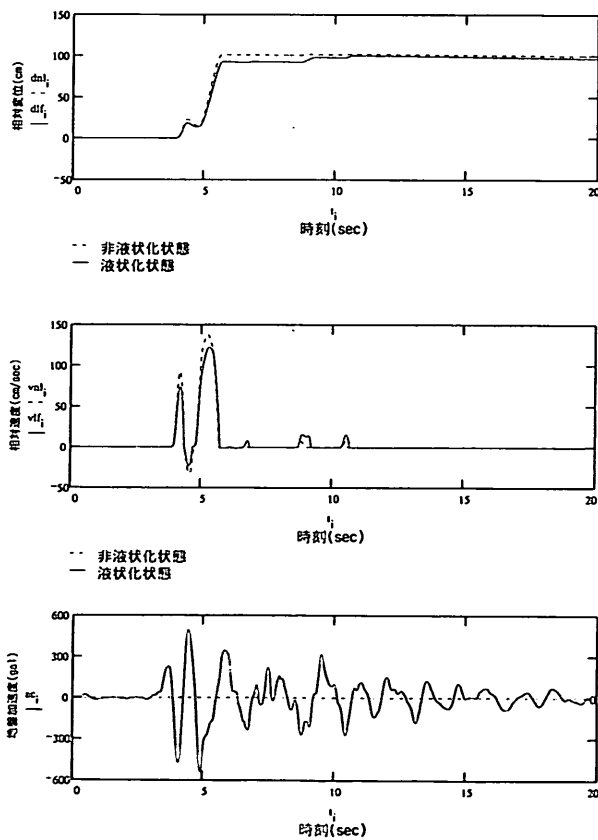


図-27 堤体変位・速度の時刻歴(施設②, 最大加速度方向)

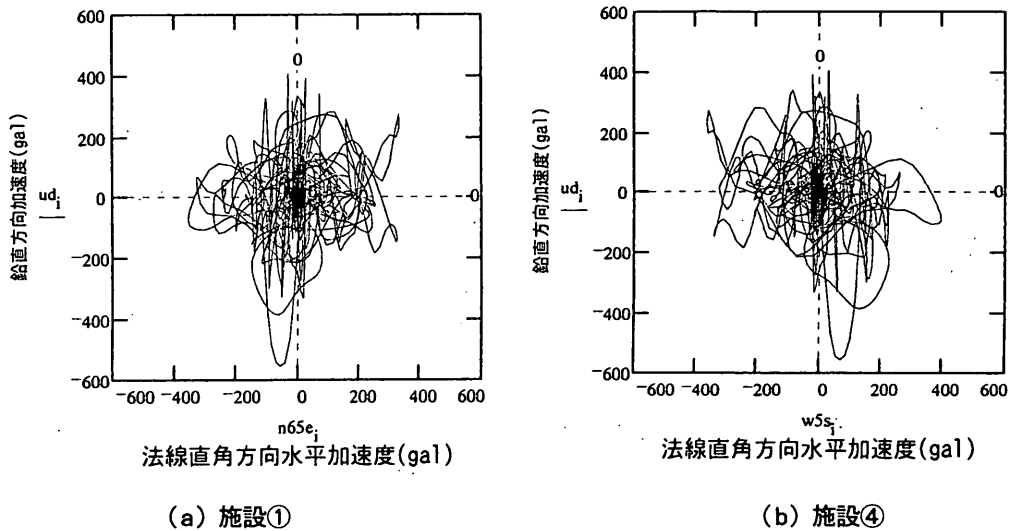


図-28 鉛直面内加速度軌跡

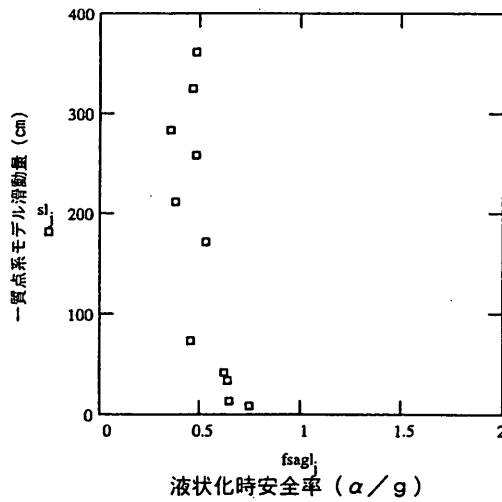


図-29 滑動計算値と安全率の関係

5.3 平成6年三陸はるか沖地震波に対する検討

一質点系の滑動モデルの精度の検証および他地震波形への適用性の検証の観点から、三陸はるか沖地震波を対象に検討を行った。三陸はるか沖地震は、平成6年12月28日21時19分に発生した、三陸はるか沖（北緯40度27分、東経143度43分）のごく浅い地点を震源とするマグニチュード7.5の地震である。青森県内では、八戸で震度6の激震、青森・むつで震度5の強震を観測した。港湾地域強震観測網により得られた最大加速度の記録は、八戸港（SMAC-B2）でEW方向545Gal、NS方向381Gal、UD方向105Gal、青森港（ERS-G）でEW方向142Gal、NS方向142Gal、UD方向68Galである。

三陸はるか沖地震は家屋・上下水道・ガス施設などライフライン及び公共土木施設などに大きな被害をもたらしたが、港湾施設の被害は比較的軽微であった。大規模な液状化現象は認められず、被害は液状化の生じた矢板式係船岸の本体工の前傾・控え工の変位などのほかは、

エプロンおよび野積場の沈下などが見られた程度であった。

図-30に八戸港の平面図を示す。ここでは、ケーソン式係船岸のうち、図に示す八太郎地区-13m岸壁を検討対象とした。対象施設の断面図は図-31に示すとおりである。また、施設建設地点の土質調査結果を図-32に示す。N値50程度の良好な砂質土地盤であることがわかる。本施設においては、ケーソンと裏込の境界部においてエプロンに亀裂が生じ、最大50cm程度の沈下が発生したが、ケーソン本体工については変状はほとんど認められなかった。なお、クレーンレール基礎の終端部で液状化の発生が認められた。本施設の設計震度は0.1である。

解析にあたっては、上載荷重は考慮していない。また、地震発生当時の潮位は+70cm程度であることから、残留水圧もまた考慮しなかった。

本施設の法線直角方向成分の加速度を求めると、最大値は258Galとなる。この加速度の値を野田・上部式で

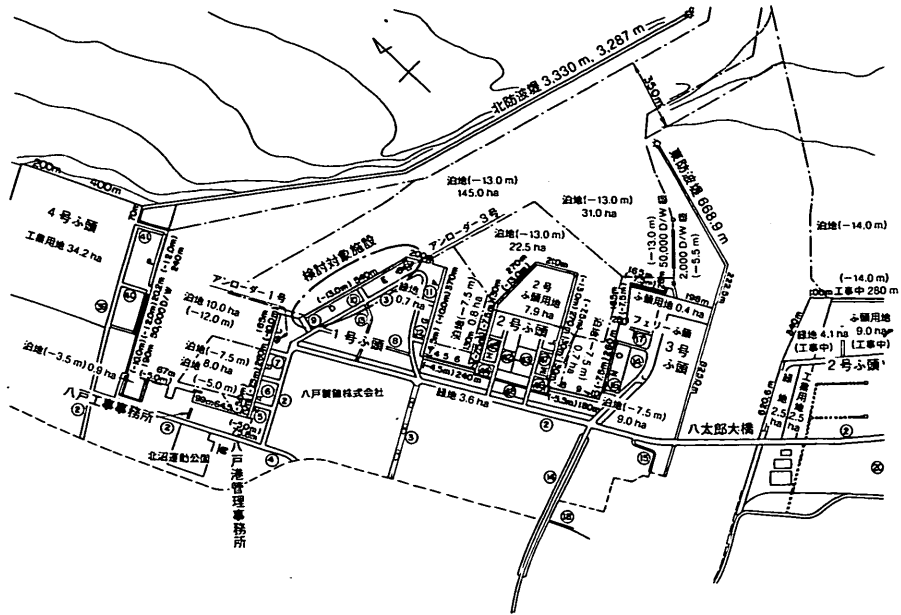


図-30 八戸港平面図

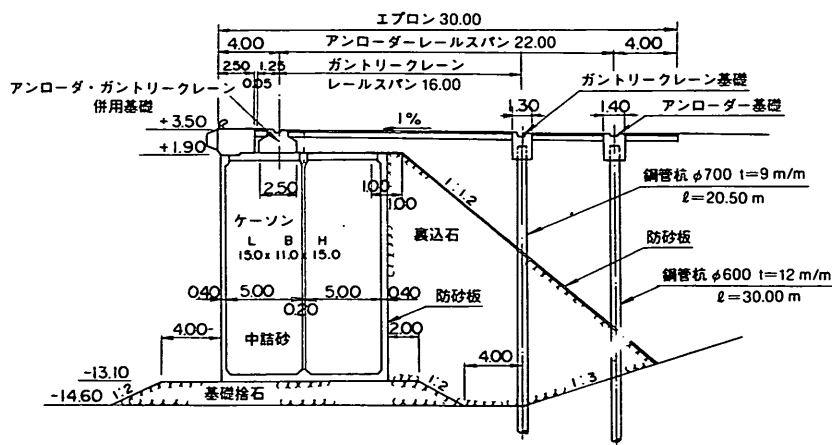


図-31 対象施設断面図

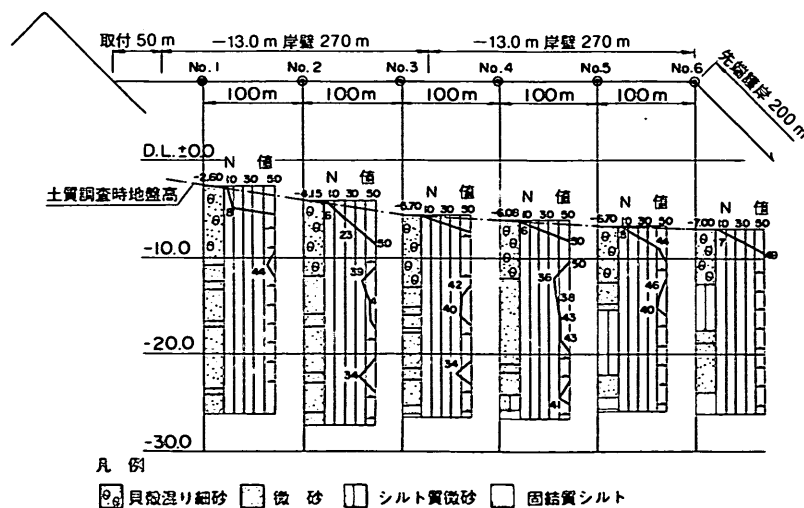


図-32 土質調査結果図

震度に換算すると0.21で、設計震度の2.1倍となる。上下動の最大値は107Galであり、水平動の1/2以下である。図-33~34に検討に用いた地震波形を示す。図-33は法線直角方向の水平加速度の時刻歴図である。加速度の最大値は鋭いピークをもって出現しており、構造物の安定に影響をもたらす程度の加速度の継続時間は非常に短かったことがわかる。滑動モデルにおいては、地表面で得られた強震観測記録の値を入力波形とした。

解析結果を表-7に示す。また、図-35に堤体変位・速度の時刻歴を示す。

現行設計法によって震度0.21作用時の安全性を評価すると、滑動安全率は0.87、転倒安全率は1.23となり、破

壊すると判定される。ちなみに、液状化を想定すると、滑動安全率は0.53、転倒安全率は0.70となる。

危険度（作用震度/設計震度）は2.1となるため、前述の上部¹³⁾の回帰式にあてはめると平均的に1.3m程度のはらみ出し量が生じる震度であったということになる。本施設がほとんどはらみ出さなかったという事実は、地震時慣性力のピーク値のみを考慮する現行設計法の限界を示しているといえよう。滑動モデルでは、非液状化時の滑動量が1.0cm、液状化を想定すると31.3cmとなった。堤体の相対速度の最大値は、非液状化条件の場合10kine、液状化条件で28kineという小さな値であった。本施設では非液状化条件がより現実に近いことを考えると、震度

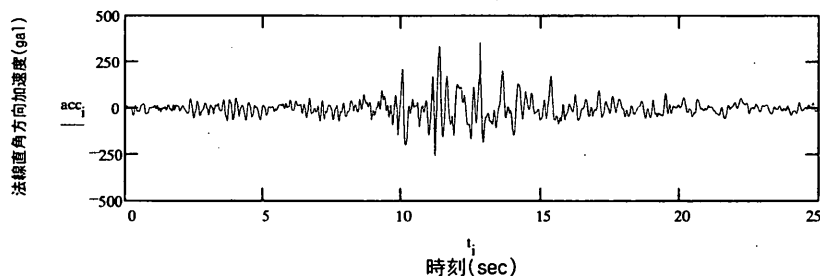


図-33 入力地震波形

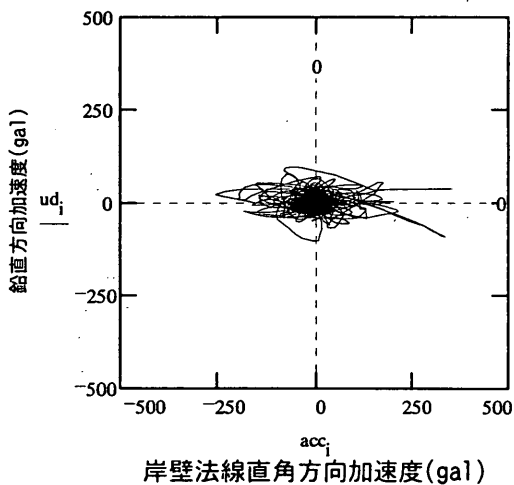


図-34 鉛直面内加速度軌跡

表-7 解析結果

	非液状化時	液状化時
現行設計法による滑動安全率	0.87	0.53
滑動モデルによる滑動量 (cm)	1.0	31.3

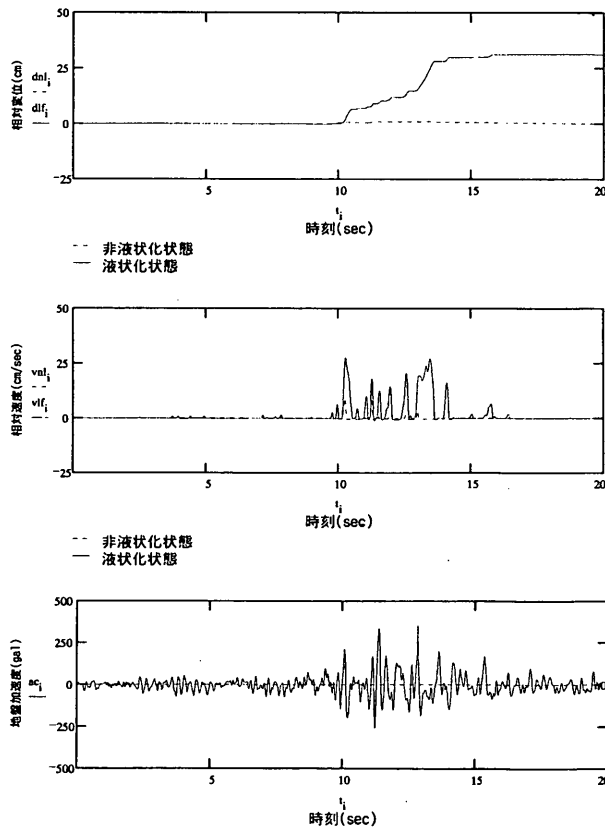


図-35 堤体変位・速度の時刻歴

法ではうまく表現できなかった堤体の安定性を滑動モデルでは精度良く再現できていると考えられる。地震応答解析を精度良く実施できれば、地震動の周期が短い場合、加速度の最大値のみを扱う震度法による安定計算よりも、本モデルのような手法の方が堤体の安定性をより正確に知ることができる可能性がある。

なお、表-7の滑動モデルの計算値は上下動を考慮した解析結果の値である。上下動を考慮しないケースで計算しても値はほとんど変わらなかった。図-34は鉛直面内の加速度の軌跡である。これを見ると上下動と水平動には位相差があり、上下動の影響はここでも少なかったことが分かる。

また、ケーソンが最大加速度方向の地震動を受けたと仮定して滑動量を計算すると、非液化化条件で滑動量は74.8cm、液化化条件で滑動量は194.5cmとなった。もしもケーソンが最大加速度方向の慣性力の影響を強く受けていたとすれば、実際の変位量はもっと大きかった可能性がある。最大加速度方向の慣性力の影響については、今後さらに研究が必要であろう。

6. 結 論

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。

- ①被災した神戸港ケーソン式岸壁の地震時安定性を現行設計法によって評価した。ほとんどの施設で地震時の安全率は1.0を下回り、危険であると判定される結果となった。ただし、一部の施設では安全率が1.0を越える結果となり、堤体そのものの安定性からは被災の原因を説明できなかった。支持層の支持力低下の影響などが原因として考えられる。
- ②地震時の構造物の安定性を示すパラメータと被災量の相関性を分析した結果、安全率および危険度（想定作用震度/限界震度）と最大はらみ出し量の間、比較的強い相関性が認められた。沈下量については、明確な相関性は認められなかった。
- ③一質点系の滑動モデルについては、液化化の影響を想定した施設では解析値よりも被災量の方が大きく、再現性は低かった。このため、ケーソンの被災量には、慣性力および背後地盤からの水平力などのほかに、置換砂層のせん断抵抗力の減少による支持力の低下の影響などが含まれているものと推定される。
- ④兵庫県南部地震に関しては、上下動は比較的大きかったものの、水平動との間の位相差の影響があったため、被災量におよぼした影響は少ないものと考えられる。
- ⑤周期が非常に短い地震動については、静的な力の釣り合いを想定する震度法よりも、一質点系滑動モデルなどの手法の方が適用性が高い場合がある。

7. あとがき

本研究は、神戸港の重力式岸壁の地震時安定性について、現行設計法と一質点系モデルによって検討した結果をとりまとめたものである。ここで用いた一質点系モデルは、幾つかの仮定のうえに構築されたモデルであるため、大変形を再現することには限界があることはいうまでもない。しかしながら、今後の耐震設計のプロセスにおいては、構造物の地震後の残留変形の検討が必要になる場面が生じるであろうことを考えると、解析モデルには微小変形レベルでの適用性が要求されることになる。設計の現場で用いる手法として、一定の精度が確保されていれば簡易な手法の方が望ましいこともまた事実であろう。一質点系モデルは有限要素モデルなどと比較すると簡易的な手法であるため、神戸波・三陸はるか沖波以外の地震波形に対しても今後本モデルの適用性を検討していく必要があると考えている。耐震設計手法の体系化・精緻化に向けて、引き続きさまざまな解析モデルの適用性を照査する必要がある。

本文に示した各施設の被災量は、第2章で言及したように、1995年8月時点の調査による値である。一部の施設についてはその後被災量の再調査が予定されているため、今後発表される被災量と本文に示した被災量は異なる可能性がある。研究の実施にあたり、多くの方々に御協力・御助言を頂いた。稲富構造部長、菅野構造部主任研究官からは研究のとりまとめに際し、貴重な助言を頂いた。地震応答解析の実施にあたっては、田中構造部主任研究官、野津研究官などから助言を頂いた。地震応答解析に用いた加速度データ・地盤剛性に関するデータは神戸市開発局から、三陸はるか沖地震波形データなどは構造部地盤震動研究室などから、検討対象施設の被災量は運輸省第三港湾建設局などから提供頂いた。ここに協力いただいた関係者・関係機関に厚く感謝します。

参考文献

- 1) 片山猛雄, 中野拓治, 蓮見 隆, 山口孝市: 1968年十勝沖地震などの被災例による現行設計法の検討, 港湾技研資料, No. 93, 1969.
- 2) 三橋郁雄, 中山種清: 1973年根室半島沖地震などの被災例による現行設計法の検討, 港湾技研資料, No. 184, 1974.
- 3) 福田 功, 柴田綱三, 金子英久, 白石修章, 大堀晃一: 1978年宮城沖地震の被災例などによる現行設計法の検討, 港湾技研資料, No. 449, 1983.
- 4) 建設省国土地理院: 平成7年兵庫県南部地震災害現況図, 1995.
- 5) 石原研而, 安田 進: 臨海地域の地盤災害, 阪神大震災災害調査緊急報告会資料, 土木学会, 1995, pp.13

～18.

6) Shnabel, P. B., Lysmer, J. and Seed, H. B. : SHAKE, A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report No. EERC 72-12, University of California, Berkeley, 1972.

7) M. A. Ansary, F. Yamazaki, T. Katayama and I. Towhata : Analysis of Ground Motions at a Liquefied Site During the 1995 Great Hansin Earthquake, 第23回地震工学研究発表講演集, 1995, pp.277～280.

8) 岐阜大学工学部土木工学科, 神戸市開発局 : ポートアイランド鉛直アレー観測点における強震記録の解析, 1995.7.

9) 埋立地の液状化対策ハンドブック : 運輸省港湾局監修, (財)沿岸開発技術研究センター, 1993.

10) 稲富隆昌, 清宮 理, 山田耕一郎, 宮島信雄, 平野昌治 : 平成7年兵庫県南部地震でのポートアイランドの表層地盤の震動特性, 第23回地震工学研究発表講演集, 1995, pp.269～272.

11) 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, pp.67～111.

12) 土木学会編 : 地震動・動的特性～動的解析と耐震設計第1巻, 1989.

13) 上部達生 : 重力式係船岸の地震被災量に関する研究, 港湾技研資料, No.548, 1986.

14) Newmark, N. M. : Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, Vol. 15, No. 2, Jan. 1965, pp.139～160.

15) 藤野陽三, 佐々木有三, 伯野元彦 : 地震動による物体の滑りについて, 地震研究所彙報, Vol.53, 1978, pp.461～480.

16) 上部達生, 守屋正平, 工藤勝己 : 剛基礎上の重力式係船岸の地震時滑動量推定手法の実験的研究, 港湾技術研究所報告, Vol. 27, No. 2, 1988, pp. 211～240.

17) 森平倫生, 足立一美 : 混成防波堤捨石マウンドの摩擦係数について (第二報), 第26回海岸工学講演会論文集, 1979, pp. 446～450.

18) 庫元甲二, 平野秀昭, 市場 悟, 兵頭和也, 小林幸吉 : 船体ケーソンの摩擦係数に関する実験的研究, 三菱重工技報Vol. 18, No. 1, 1981, pp. 90～97.

19) 上部達生, 工藤勝己 : 連続往復載荷時の摩擦係数の測定試験, 第24回土質工学研究発表講演集, 1989, pp. 963～964.

記号一覧

d_{max} : 天端沈下量
 F_c : 危険度 (k_e/k_c)

F_s : 滑動安全率
 g : 重力加速度(gal)
 G_o : せん断弾性係数 (tf/m²)
 h_{max} : 最大はらみ出し量
 h : 水位面から動水圧を考慮する最下点までの距離 (m)
 k' : 水中における見かけの震度
 k : 震度, 空気中における震度
 k_e : 作用震度
 k_c : 破壊震度
 P_h : 地震時土圧合力の水平成分(tf)
 P_v : 地震時土圧合力の鉛直成分(tf)
 P_d : 動水圧合力(tf)
 P_{dl} : 動的液状化圧合力 (tf)
 P_{sl} : 静的液状化圧合力 (tf)
 P_d : 動水圧(tf/m²)
 P_{dl} : 動的液状化圧 (tf/m²)
 P_{sl} : 静的液状化圧 (tf/m²)
 t : 時刻 (sec)
 V_s : せん断波速度 (m/sec)
 W : 堤体重量 (tf)
 W' : 有効堤体重量 (tf)
 X : 堤体の相対変位 (cm)
 y : 水位面からの深さ (m)
 α : 地盤加速度(gal)
 α_h : 地盤の水平加速度 (gal)
 α_v : 地盤の鉛直加速度 (gal)
 γ_{sat} : 水で飽和した土の空気中における単位体積重量 (tf/m³)
 γ_w : 水の単位体積重量 (tf/m³)
 γ' : 土の水中単位体積重量 (tf/m³)
 ρ : 密度 (t/m³)
 ϕ : 砂の内部摩擦角 (°)
 μ : 摩擦係数

港湾技研資料 No.813

1995・9

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 (有)つばさ印刷技研

Published by the Port and Harbour Research Institute. Nagasaki, Yokosuka, Japan.

Copyright © (1995) by P.H.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted into a machine language without the written permission of the Director General of P.H.R.I.

この資料は、港湾技術研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本資料の全部又は一部の転載、複製は、港湾技術研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。