

阪神・淡路大震災による重力式港湾構造物の基礎地盤部の変形

運輸省第三港湾建設局 松永康男*
運輸省第三港湾建設局 及川 研*
運輸省第三港湾建設局 輪湖建雄*

平成 7年 1月17日早朝に発生した阪神・淡路大震災によって、淡路島北部から阪神間にかけて未曾有の大被害をもたらされた。港湾施設では、神戸港を中心に24港で被害が発生した。特に、神戸港の被害は大きく、その被害額（災害復旧費）は、国・神戸市・神戸港埠頭公社を併せ約 5,500億円に及んだ。神戸港の岸壁の多くを占める重力式岸壁の被災変形状況は、岸壁法線が最大 5m程度はらみ出し、岸壁天端が1~2.5m沈下するといった状況であり、岸壁背後にも1~4m程度の段差が発生した。本報告では、これら重力式構造物について、その被災変形状況を示すとともに、構造物の基礎地盤部に着目した変形状況について報告する。

1. はじめに

神戸港の岸壁は、全体の約 9割に相当する施設が重力式構造であり、しかも床掘置換工法により基礎地盤が改良されていた。このような岸壁が、設計地震動（設計震度0.10~0.18、地盤最大加速度 200~250Gal程度）を大幅に上回る今回の地震動（最大加速度500Gal以上）によって非常に大きな被害を受けた^{1)・2)}。ただし、図-1中に示す摩耶埠頭第1突堤の耐震強化岸壁（設計震度0.25）については、他の施設と比較して非常に軽微な被害にとどまり、耐震強化岸壁の地震時安定性が初めて実証された。

本報告では、震災後に行われた調査結果に基づき、重力式構造物の被災変形状況を示すとともに、捨石マウンドおよび置換砂からなる岸壁基礎地盤部に着目した変形状況について報告する。

2. 重力式構造物の被害形態

(1) 重力式岸壁

神戸港の岸壁の多くは床掘置換砂による重力式構造となっている。これらの施設の被災状況をまとめると以下の通りとなる^{1)・2)}。

- a) 岸壁法線が海側へ1~5m変位
- b) 岸壁本体が1~2.5m沈下

- c) 岸壁本体が 5度前後傾斜
- d) 岸壁背面位置で1~4mの段差
- e) 岸壁背後地に沈下・亀裂
- f) 一部目地の被害に伴う岸壁背後土砂の流出

重力式ケーソン岸壁の被災変形は、上記の通り、岸壁が前面にはらみ出すとともに、ケーソン本体が沈下・傾斜し、ケーソン背面位置でエプロン部の沈下に伴う段差が発生するといった状況であった。施設本体が前面に変形（変位・沈下・傾斜）したポリウムに背後地盤自身の沈下量を併せた量だけ施設背後に沈下が生じているようである。設計震度や水深の違いによって被災変形量に若干の差が生じたが、変形状態としては概ね図-2に示すような形態となった。また、同一構造の施設においては、被災状況が一樣となったため、被災後の法線も比較的直線性を保つものとなった。

神戸港の代表的な施設の被害として、公社パースである六甲アイランド-14m岸壁(RC5)の被災変形図を図-3に示す。施設延長 350mに渡って、岸壁法線が4.2~5.2mはらみ出し、天端が1.5~2.2m沈下した。ケーソン背面位置には背後地盤の沈下に伴う段差が3~4m生じた。このように、被災変形量は非常に大きく、被災状況は先に示したパターンに一致するものとなっている。

これら岸壁の被害に伴い、ガントリークレーン等の荷役機械あるいは給水管等の付属施設にも大きな

キーワード：重力式構造物、捨石マウンド、置換砂

* 震災復興建設部 078-333-2554

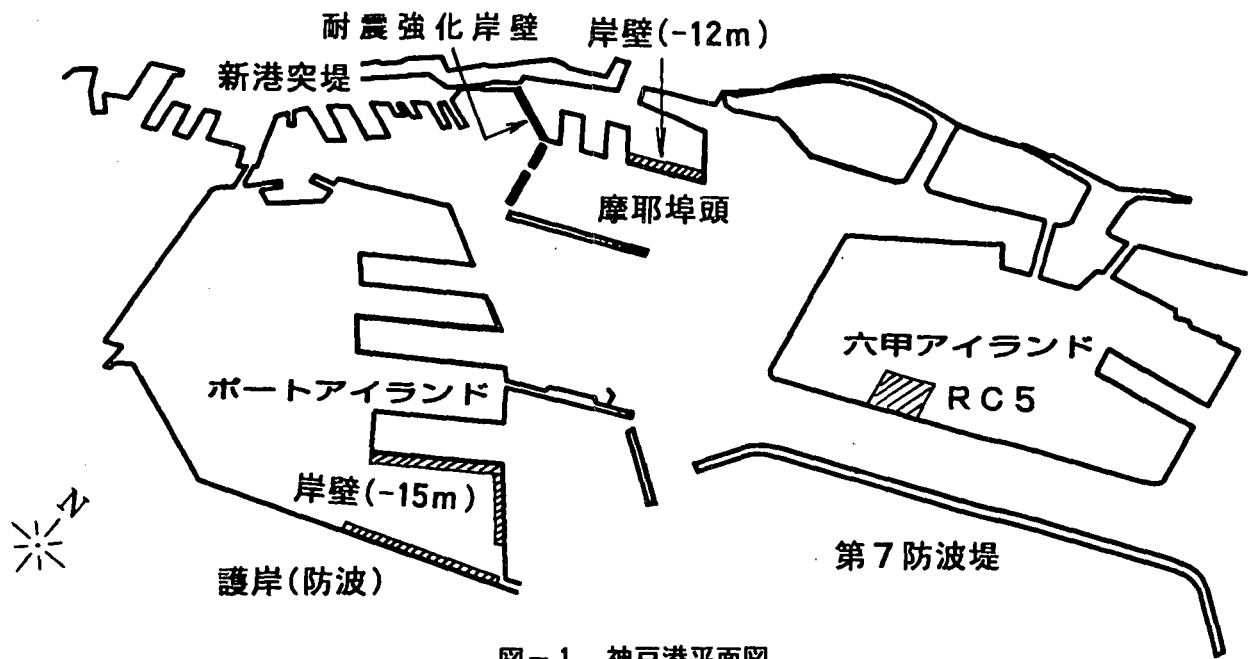


図-1 神戸港平面図

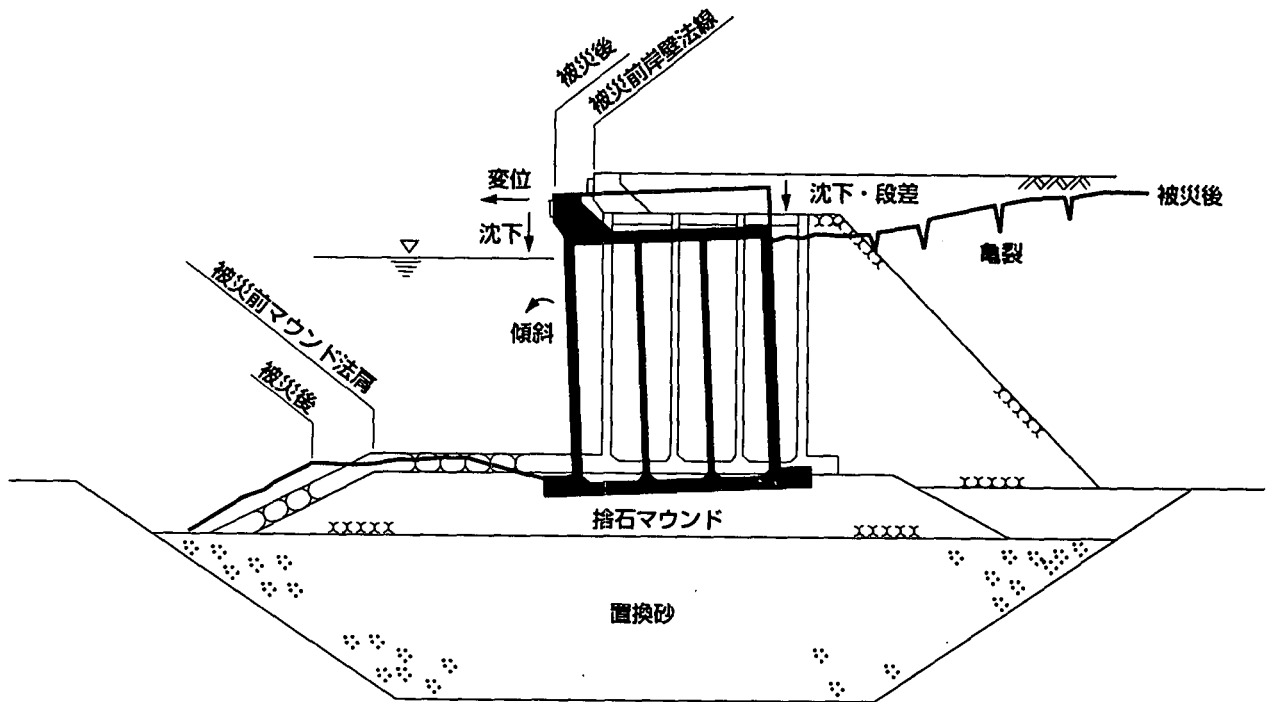


図-2 重力式岸壁の被災変形パターン

被害が出ている。また、突堤の先端や基部の岸壁等では崩壊・水没している施設も数多く存在する。

(2) 防波堤

神戸港の防波堤の被災状況を表-1にまとめて示す。また、代表的な施設として第7防波堤の被災変形図を図-4に示す。同図表に示すとおり、防波堤天端の沈下量は1~2.5m程度となり、重力式岸壁の天端沈下量と同程度の値になった。ただし、法線の

出入りは非常に小さく、ケーソン間の目地開きや段差も小さかった。

防波堤の構造形式は、置換砂+基礎捨石+ケーソンの構造であり、裏埋土砂がない点が重力式岸壁と異なる点である。したがって、裏埋土の有無が法線の変形に非常に関係していることが確認された。地盤加速度が非常に大きかったのが今回の地震の特徴であることから、慣性力だけではケーソンの移動は

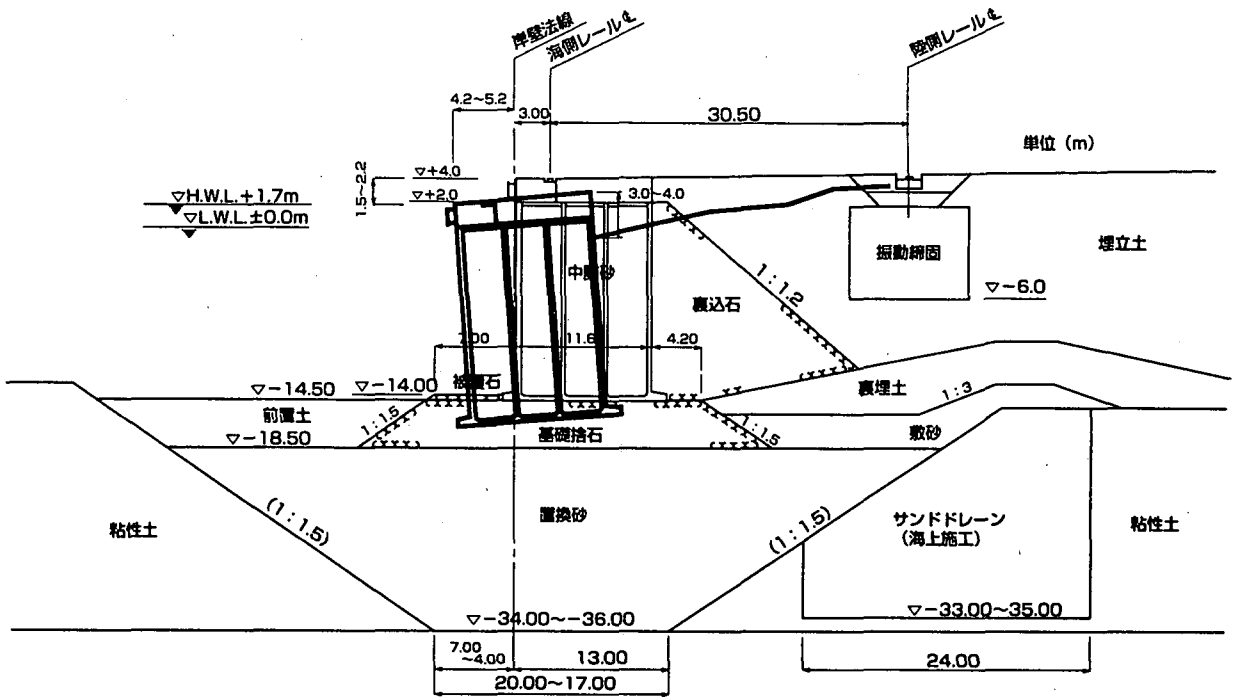


図-3 六甲アイランド -14m岸壁(RC5)の被災変形図

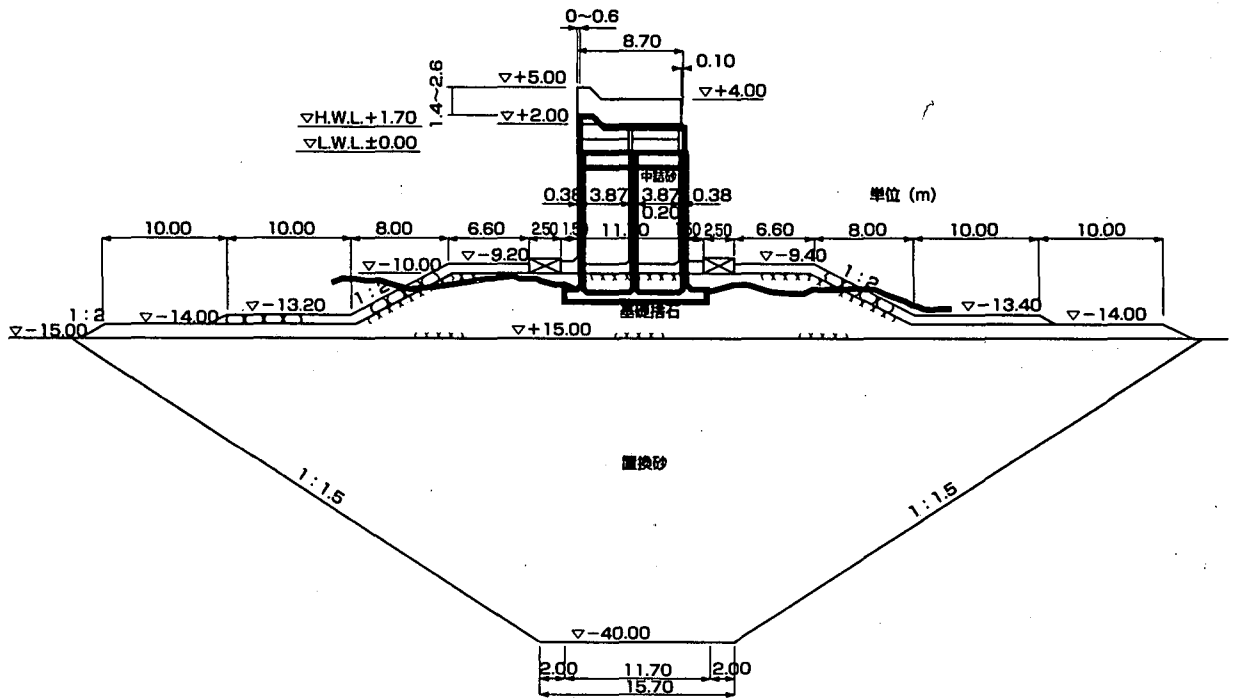


図-4 第7防波堤の被災変形断面

ほとんど発生せず、岸壁背後土圧による偏心荷重の作用下に大きな慣性力が働いたことが、岸壁に大変位を生じさせた原因と考えることができる。また、ケーソンの沈下に関しては、岸壁を対象とした模型

振動実験および有効応力解析からケーソン下部置換砂中の過剰間隙水圧の上昇に伴うせん断耐力の低下が確認されており¹⁾、この影響により岸壁と同等の沈下が生じたものと考えられる。

表-1 防波堤の被災状況

防波堤	延長(m)	天端高(m)	法線の出入(m)	天端沈下量(m)
第1防波堤	1,220	+4.0	約 1.0	1.1~1.4
第1南防波堤	300	+4.0	約 0.2	1.0~1.6
和田岬防波堤	252	+3.0	約 0.1	0.1~1.2
第2防波堤	109	+2.5	約 0.5	1.1~1.7
第3防波堤西	128	+1.8	約 0.2	1.9~2.7
第3防波堤東	112	+3.0	約 0.3	1.7~2.6
第4防波堤	617	+3.0	約 0.6	0.2~1.7
第5防波堤	1,276	+5.0	約 0.4	1.3~2.1
第6防波堤	1,052	+5.0	約 0.1	1.2~1.7
第6南防波堤	830	+5.0	約 0.4	1.2~2.1
第7防波堤	4,180	+5.0	約 0.6	1.4~2.6

3. 重力式構造物の基礎地盤部の変状

(1) 捨石マウンドの変状

岸壁および防波堤の被災状況調査と併せて、ケーソン前面3~4mの地点における海上ボーリングおよび海底地盤調査により捨石マウンドの変状を調査した。調査した内容は、a) 捨石マウンド表面の水深、b) 捨石マウンドの層厚、c) 捨石マウンド法肩部の変位状況の3点である。

a) 捨石マウンド表面の水深

捨石マウンド表面の水深については、置換砂の沈下(体積圧縮)により水深が低下していることが考えられた。そこで、震災後に行った海上ボーリングデータから、施工時の捨石マウンド表面の水深(施工誤差は±10cm)と震災後の捨石マウンド表面の水

深の比較を行った。その結果を図-5に示す。

震災後の水深は施工時(震災前)と比較して1~2m程度の沈下となっており、ケーソン本体の沈下量よりも若干小さな沈下量となっている。このことから、ケーソン前面の捨石表面はケーソンに対して相対的に盛り上がりの傾向を示している。潜水調査の結果、他の岸壁においても全般的にこの傾向が確認されており、若干ではあるがケーソン部が捨石中にめり込むような沈下形態を呈している(図-2)。

b) 捨石マウンドの層厚

捨石マウンドの層厚については、下部置換砂層中の過剰間隙水圧の上昇に伴う置換砂のせん断耐力の低下が生じた場合、捨石が置換砂中に埋没し、結果として捨石マウンド層厚が減少することが考えられ

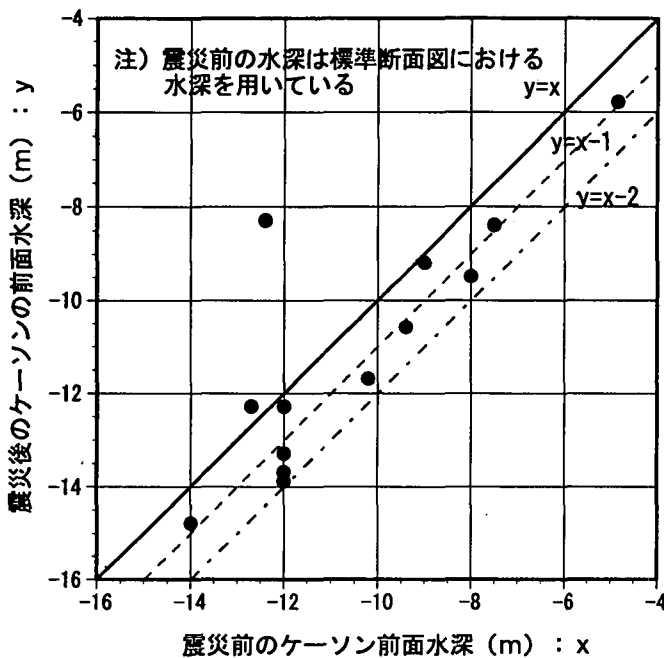


図-5 震災前後のケーソン前面水深の変化

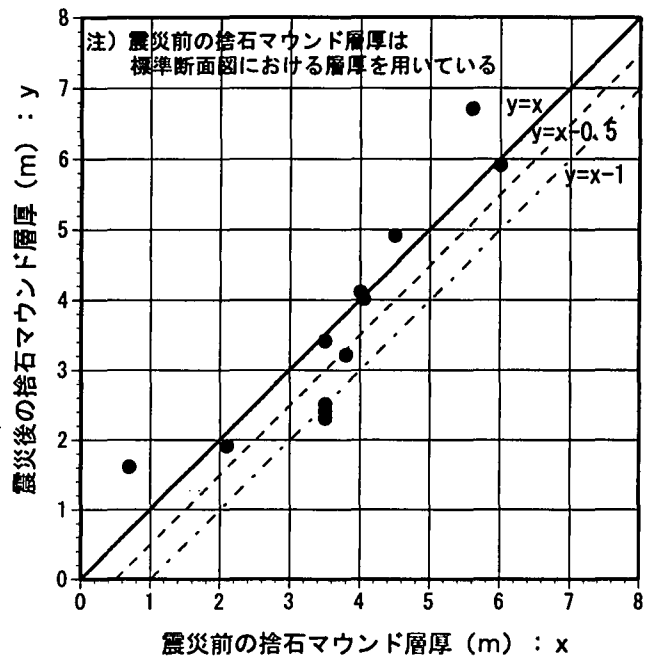


図-6 震災前後の捨石マウンド層厚の変化

た。この状況を確認するため、震災前後の捨石マウンド層厚の比較を行った。その結果を図-6に示す。なお、震災前の層厚は標準断面図から求め、震災後の層厚はボーリング結果から求めている。

調査の手法上、明確な層厚を確認できるものではないが、震災後の層厚は震災前と比較して0~1m程度（平均で50cm程度）の減少傾向を示している。ただし、調査13地点中8地点で震災後の層厚の減少傾向は見られていないことから、必ずしも層厚が減少するとは言えない状況にある。また、ケーソン前面には震災直後の潜水調査により噴砂等の液状化の痕跡は確認されなかったことから、ケーソン前面といえども捨石層を完全に乱すような置換砂の液状化は生じていないものと考えられる。さらに、ケーソン直下では前面と比較して上載荷重が大きく、置換砂のせん断耐力の低下は小さいことから¹⁾、捨石マウンド層厚の減少も小さいと考えられる。これらのことから、捨石マウンド層厚は震災前後で若干の減少傾向にあるがその減少量は小さく、岸壁全体の沈下形態としては、ケーソンと捨石マウンドが一体となって沈下した可能性が高い。

c) 捨石マウンド法肩部の変位状況

捨石マウンド法肩部の変位状況に関しては、今回の震災で生じた岸壁の大変位の状況を確認するため、捨石マウンドとケーソン本体の相対的な変位関係、すなわちケーソン下端変位と捨石マウンド法肩部変位の関係を調査した（図-2参照）。調査した結果を図-7に示す。なお、ケーソンの下端変位は岸壁法線の絶対変位量およびケーソンの傾斜から求め、捨石マウンドの法肩位置は堆積土砂表面からの突き棒による捨石表面の高さ調査によって求めた。岸壁建設時の捨石マウンド法肩位置は、概ね30cm以内の精度で施工させることから、突き棒調査により確認された法肩位置と標準断面図中の法肩位置の差を捨石マウンド法肩部変位に読み変えることができる。ただし、捨石マウンド前面には前置き土と称する土砂（砂礫）が投入されている場合もあり、法肩部位置の判断に困難な場合は調査結果から除外した。

同図に示す通り、ケーソン下端変位と捨石マウンド法肩部変位の間には、調査の手法上若干のバラツキがあるが、概ね±1mの範囲内に入っている。すなわち、今回の震災による岸壁の変形は、従来考えら

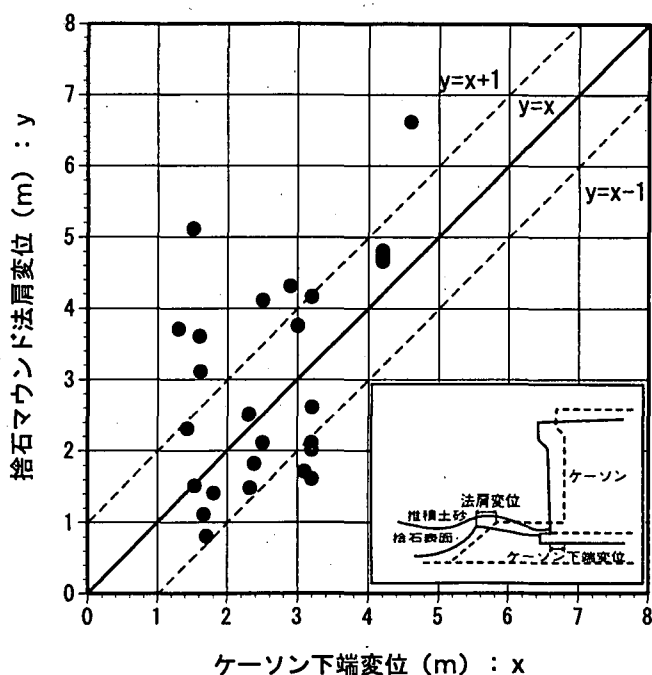


図-7 ケーソン下端変位と捨石マウンド法肩部変位の関係

れていたケーソンの滑動といったモードではなく、基礎地盤を含む岸壁全体としての変形モードが卓越しているようである。ただし、置換砂中の過剰間隙水圧の上昇に伴う置換砂のせん断耐力の低下¹⁾によってこのような変形モードが卓越したものと考えられ、基礎地盤が岩盤等の十分に剛な地盤の場合には変形としては滑動のモードが卓越することが予想される。

(2) 地盤加速度と被災変形量

床掘置換砂によって基礎地盤が改良された重力式岸壁の被害について、神戸港と他港の被災変形量の関係を把握するため、地盤の最大加速度と被災変形量の関係について調査した。調査対象は-7.5m以上の重力式岸壁とし、神戸港、尼崎西宮芦屋港、大阪港の各被災岸壁について、地盤最大加速度と被災変形率（＝法線変位量／岸壁高さ）および置換砂沈下率（＝天端沈下量／置換砂層厚）との関係を調べた。地盤最大加速度は、港湾地域強震観測結果ならびに既存の強震観測記録を参考にして、概略値ではあるが神戸港で500Gal、尼崎西宮芦屋港で400Gal、大阪港で200Galを設定した。とりまとめた結果を図-8に示す。ただし、尼崎西宮芦屋港では床掘置換砂による岸壁の事例がなかったため、比較的水深の浅い護岸のデータを図中に示している。

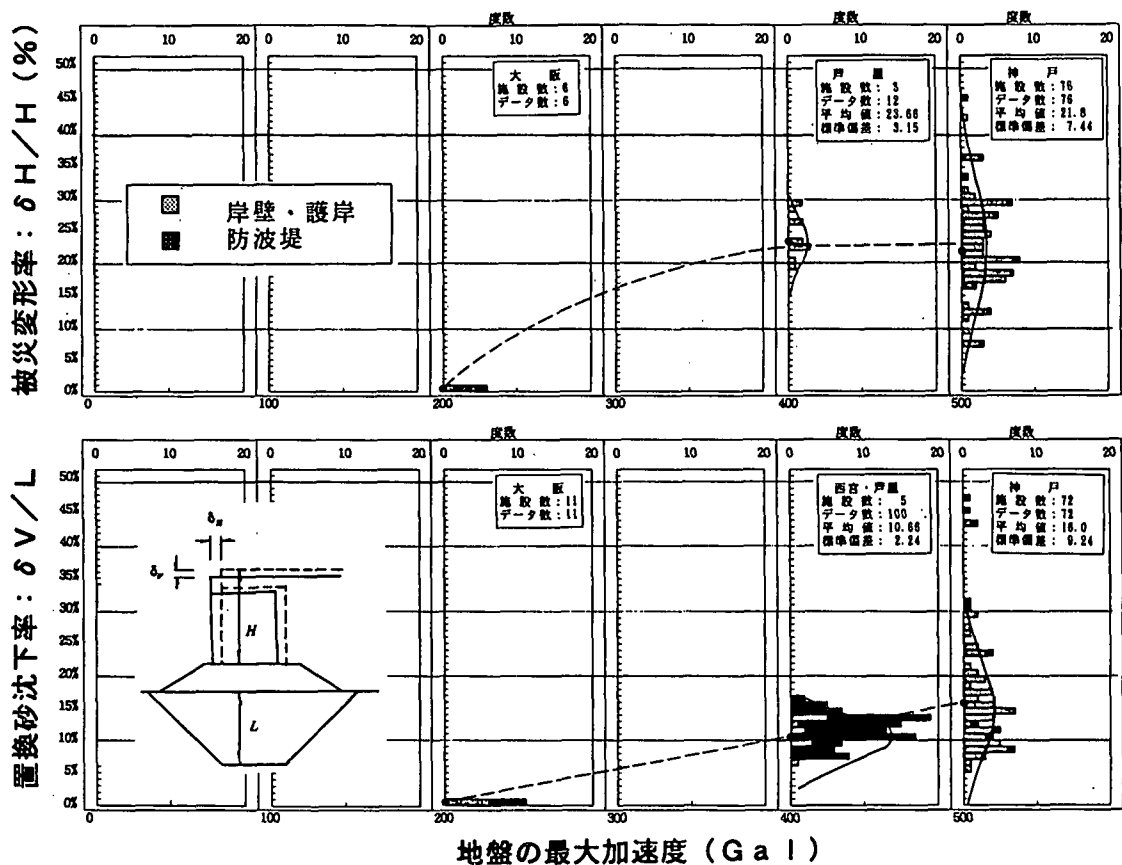


図-8 地盤の最大加速度と重力式岸壁の被災程度の関係

同図に示す通り、神戸港では大きな被災変形量が生じているが、地盤最大加速度の低下に応じて被災変形量も低下し、特に大阪港の200Galでは岸壁に変形はほとんど生じていない。図中には地盤の最大加速度300Galのデータが存在しないためハッキリしたことは言えないが、地盤の最大加速度200~300Galが概ね作用震度0.20と考えられることから、通常的设计地震動レベル(设计震度0.20程度)では置換砂による岸壁の地震時安定性は十分に確保されたものと考えられる。尚、関西地区での置換砂は礫分の非常に多い山砂が用いられている。

(3) 基礎地盤の改良工法と被災変形量の関係

神戸港の重力式構造物は、多くが床掘置換砂によって基礎地盤改良された施設であった。その中において、図-1中に示すポートアイランド2期地区護岸(防波)(置換砂区間:約700m、SCP区間:約850m、改良長:約30m)、ポートアイランド2期地区岸壁(-15m)(置換砂区間:約350m、SCP区間:約1,400m、改良長:約20m)および摩耶埠頭岸壁(-12m)(置換砂区間:約380m、SCP区間:約190m、改良長:約5m)の3施設においては、SCP工法による基礎地盤の改良が置換砂と

ともに用いられていた。すなわち、同一構造の施設において基礎地盤の改良方法が異なる断面が存在していた。ただし、護岸(防波)は、その多くが裏埋土が投入されていない未完成の状態にあった。また、SCPの改良率は70%改良であったが、護岸(防波)のみ上層70%改良の下層に50%改良のSCPが用いられていた。

これらの施設においては、今回の地震によって置換砂区間とSCP区間で被災変形量に明瞭な差が生じた。この結果を示すものとして、基礎地盤の改良長(改良深さ)と法線変位量および沈下量との関係を図-9、図-10に示す。同図に示す通り、同一施設においても置換砂区間と比較してSCP区間の方が法線変位量および天端沈下量ともに小さくなっている。護岸(防波)においては、裏埋土の多くが未施工であったため、法線変位量は比較的小さくなったが、置換砂区間の沈下量に関しては他の施設と同程度となっている。ただし、SCP区間での沈下量は他の施設と比較して大きくなっており、置換砂とSCPでの差が小さくなっている。また、摩耶埠頭岸壁(-12m)とポートアイランド2期地区の岸壁(-15m)に関して言えば、基礎地盤の改良長による

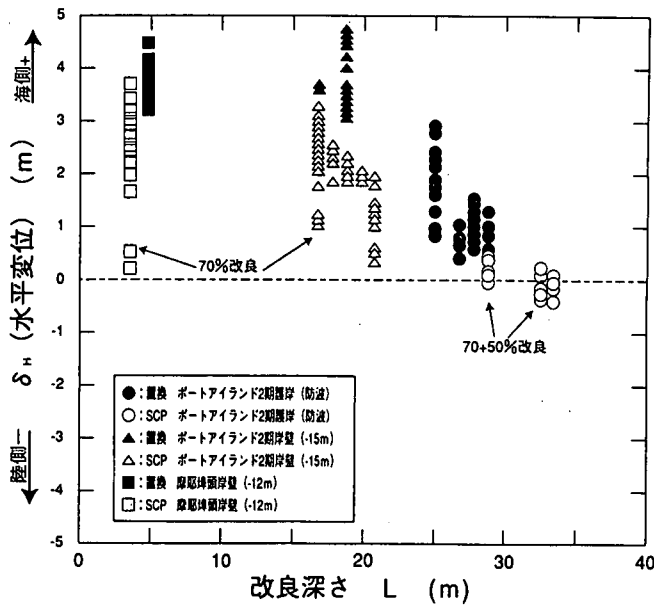


図-9 改良深さと法線変位量の関係

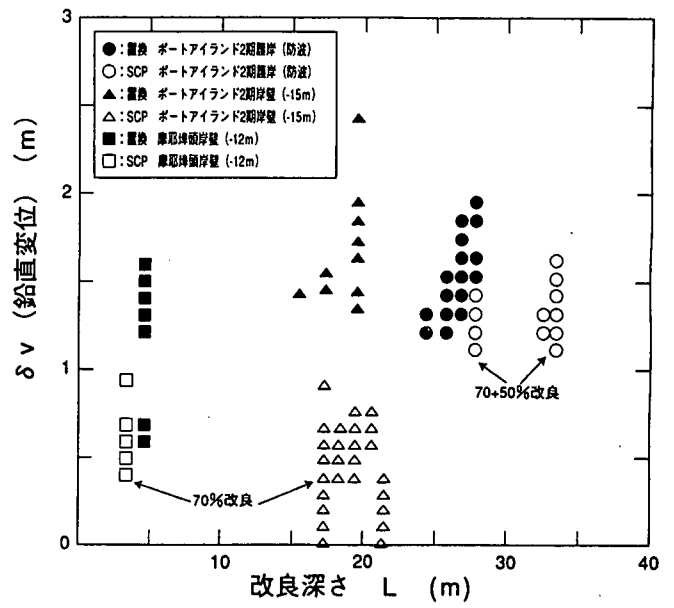


図-10 改良深さと天端沈下量の関係

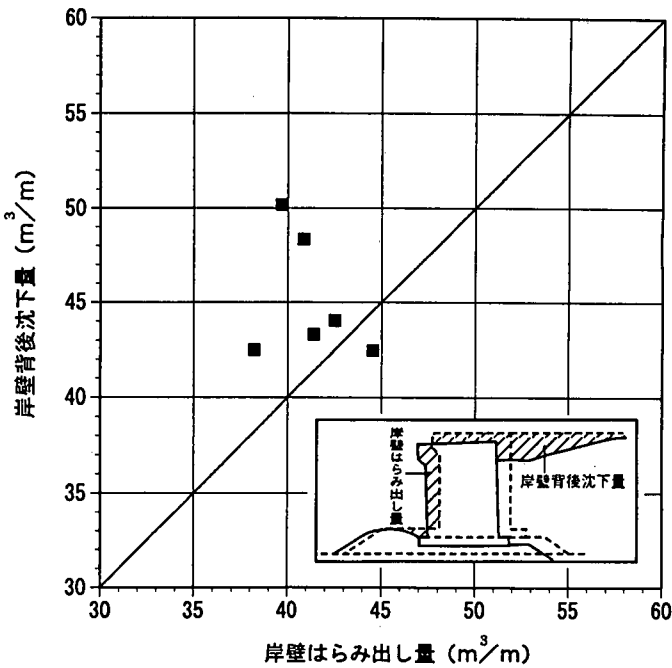


図-11 岸壁の変形に伴う地盤体積の変化

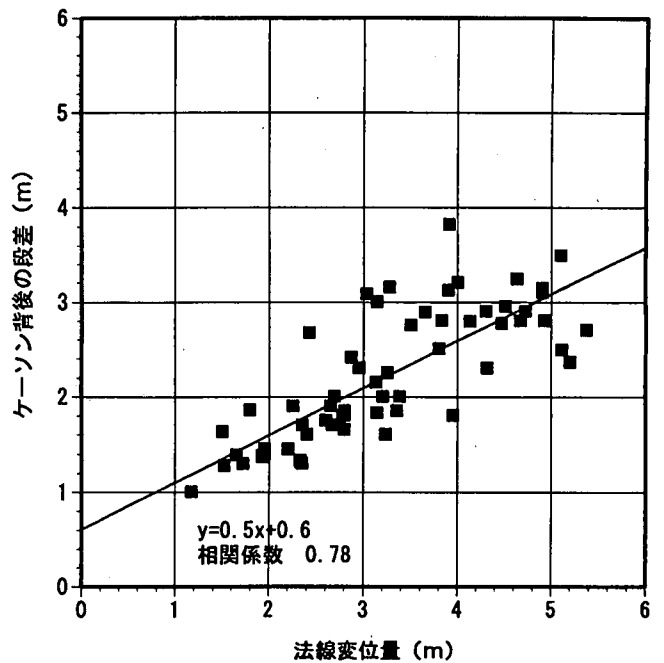


図-12 岸壁法線変位量とケーソン背面の段差

違いは比較的小さくなっている。

今回の地震では、地震動が極度に大きかったのが特徴であるが、そのような場合には基礎地盤の改良方法として床掘置換砂よりもSCP改良の方が地震時安定性が高い傾向にあると言える。ただし、極度に大きな地震に対してはSCPといえども沈下が発生することが確認された。

(4) 岸壁の変形に伴う地盤体積の変化

岸壁本体の変形と基礎地盤の変形との関係は前項

までに述べた通りであるが、岸壁の変形（海側へのはらみ出し）に伴いケーソン背後地盤は沈下し、ケーソン背面位置には大きな段差が生じた。この岸壁の変形に伴う体積変化の関係を調べるため、岸壁が前面にはらみ出したボリュームと岸壁背後の沈下したボリュームとの比較を行った。その結果を図-11に示す。調査対象は3施設6箇所と非常に少ないデータ数ではあるが、傾向としては岸壁背後地盤の沈下量（減少した体積）の方が多少大きくなってい

る。すなわち、岸壁背後地盤自身の沈下が若干生じているようである。

また、岸壁の変形に伴う岸壁法線の変位量とケーソン背面位置で生じた段差との関係を図-12に示す。同図に示しているデータは、ポートアイランドおよび六甲アイランドでのデータであり、両者の関係は比較的相関の高いもの（相関係数0.78）となっている。平均的には、法線変位量の半分に0.6m程度を加えた量がケーソン背面位置での段差となった。

4. 被害のまとめ

重力式構造物の基礎地盤部に着目し、今回の震災による岸壁等の変形に関して調査を行った。本検討から得られた主な結果は以下に示す通りである。

- 岸壁の変形は、想定した地震動（200～250Gal相当）の2～3倍の地震動によって生じた。
- 岸壁の変形では、従来考えられていたケーソンの滑動といったモードは主体的ではなく、図-2に示すように捨石マウンドをも含む岸壁全体として変形した可能性が高い。
- 防波堤の法線のズレはほとんど見られなかつ

たが、天端の沈下量は岸壁と同程度であった。

- 裏埋土の有無がケーソンの変位量と密接な関係にあり、沈下量は下部基礎地盤と直接的関係にある。
- 床掘置換砂により基礎地盤が改良された施設でも、設計震度0.20程度の地震動レベルでは、地震時の安定性が十分に確保できたものと考えられる。
- 置換砂と比較して、SCPで基礎地盤が改良された施設の被災変形量は小さかった。ただし、SCPで改良された施設でも極度に大きな地震動により沈下が発生した。
- 岸壁法線の変位量とケーソン背面位置での段差は比較的相関の高い関係にあった。

参考文献

- 1) 地震対策に関する港湾技術セミナー講演集、(財)沿岸開発技術研究センター、1995年11月。
- 2) 輪湖建雄・及川 研・松永康男・成瀬英治：阪神・淡路大震災による神戸港の被害とその復旧工法、土と基礎、Vol. 44、No. 3、1996年 3月。（投稿中）

Deformation of Foundation Ground of Gravity-type Port Structures by the 1995 Great Hanshin-Awaji Earthquake

Yasuo Matsunaga, Ken Oikawa and Tatsuo Wako

The Third District Port Construction Bureau, Ministry of Transport

Almost all port facilities in the Kobe port suffered a great damage by the 1995 Great Hanshin-Awaji Earthquake. Many port structures in the Kobe port were gravity-type (caisson-type) and these structures deformed to sea side by 5m and subsided by 2m at maximum by the strong ground motion. Gravity-type structures were composed of replaced sands, rubble mounds, caissons and back-fills. Among them, there were three gravity-type structures with foundation soils improved by sand-compaction-pile method.

In this paper, characteristics of deformation of gravity-type structures and relations between deformation of caissons and foundation ground are presented.