

平成7年兵庫県南部地震時の港湾・海岸施設の 挙動に関する研究

菅野 高弘* ・ 宮田 正史** ・ 三 藤 正 明***
稲垣 紘史**** ・ 及 川 研***** ・ 飯塚 栄寿*****

1. はじめに

平成7年兵庫県南部地震は都市機能に甚大な被害をもたらした。港湾構造物では神戸港岸壁の構造形式の大半を占めるケーソン式岸壁の被害が甚大であった。被災形態としては、ケーソンの海側への移動・前傾・沈下、背後地盤の陥没であった (Inagaki ら, 1996)。被災原因として、設計震度を上回る入力加速度によるもの、ケーソン背後埋地盤の液状化の影響、ケーソン基礎部分の置換土層の影響等が考えられる。一方で、岸壁と同様な構造形式を有するケーソン式防波堤も被害を受けた。地震後の運輸省第三港湾建設局の調査によると、その被災形態はケーソンの沈下が支配的であり、岸壁で見られた様な大きな水平変位は生じていなかった。両者の構造的な差異は、ケーソン背後地盤の有無のみである。

本研究では、同様な構造形式を有するケーソン式岸壁およびケーソン式防波堤を対象とした水中振動台を用いた大規模な現象再現模型実験を行った。実験結果と現地被災調査結果との照合、2施設の実験結果の比較を通じて、各施設の被災メカニズムに関する考察を行う。

2. 被災形態

図-1に神戸港の施設位置を示す。実験対象として、ケーソン式岸壁に関しては (A) に示す岸壁 (コンテナバース PC-1, 以下単に岸壁と呼ぶ) を、防波堤に関しては (B) に示す第七防波堤 (以下単に防波堤と呼ぶ) を選定する。以下に現地調査による各施設の被災状況を示す。

(1) ケーソン式岸壁

図-2にケーソン式岸壁の標準・被災断面を示す。構造形式は、海底の軟弱な粘土層を床掘し置換土を入れ、さらに置換土上に捨石を用いた基礎マウンドを施工し、その上にケーソン函体 (以下、函体と呼ぶ) を据え付けた

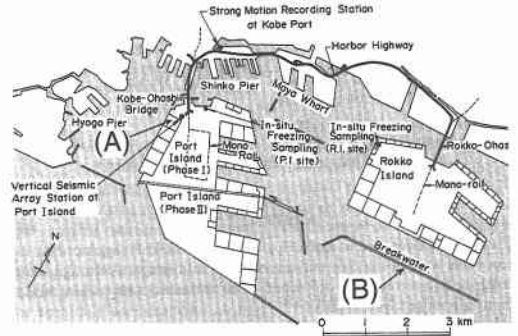


図-1 神戸港施設位置

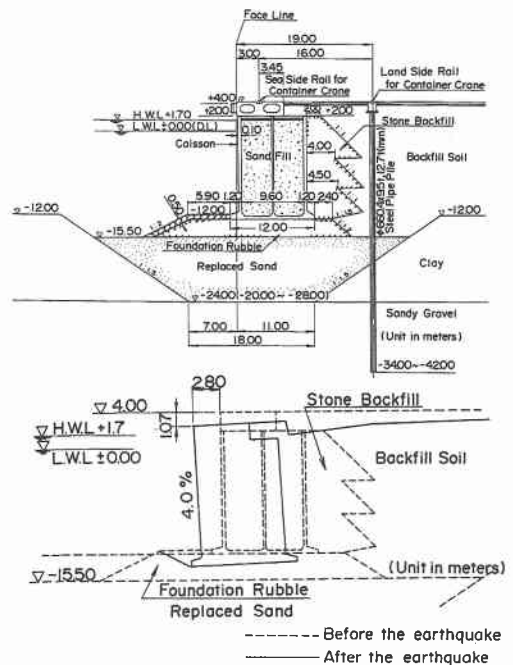


図-2 ケーソン式岸壁の標準・被災断面 (PC-1 バース)

ものである。岸壁被災の特徴として、函体の海側への変位が大きい (約 2.8 m) が岸壁法線の乱れが少ないこと、函体背後の地盤が 1~2 m 程度陥没しているが函体近く

* 正 会 員 工 博 運輸省港湾技術研究所構造部構造振動研究室長

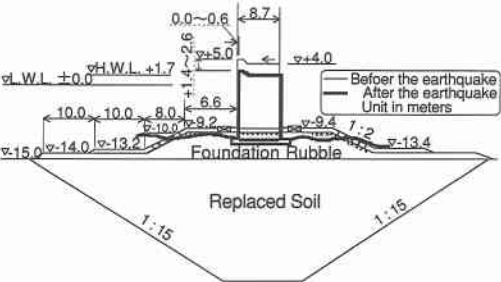
** 正 会 員 工 修 運輸省港湾技術研究所構造部構造振動研究室研究官

*** 正 会 員 工 博 五洋建設(株)技術本部技術研究所開発課長

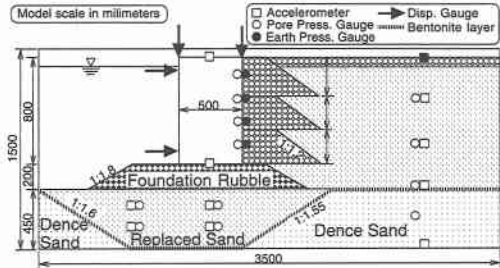
**** 正 会 員 工 修 (財)沿岸開発技術研究センター常務理事

***** 正 会 員 工 博 運輸省第三港湾建設局震災復興建設部設計部長

***** 学生会員 運輸省港湾技術研究所構造部構造振動研究室研究員



図一3 ケーソン式防波堤の標準・被災断面 (第七防波堤)



図一4 ケーソン式岸壁の模型断面

では噴砂が見られないこと等が挙げられる。天端沈下量は1.1 m 程度である。函体とマウンドが共に置換土層にめり込み沈下している。

(2) ケーソン式防波堤

図一3 にケーソン式防波堤の標準・被災断面を示す (沿岸開発技術研究センター, 1995)。構造形式は岸壁と同様であるが、函体の背後地盤が無く左右対称形となっている点が岸壁と異なる。被災状況の特徴としては、函体天端の最大水平変位が60 cm 程度と岸壁に比べて小さく、岸壁と同様に防波堤法線の出入りも小さいこと、さらに函体間の目地開きや段差も非常に小さいこと等が挙げられる。但し、防波堤天端の最大沈下量は2.6 m 程度と岸壁と同程度であった。函体は同じくマウンドと共に鉛直下方にめり込み沈下している。

3. 水中振動台実験概要

(1) 入力地震動

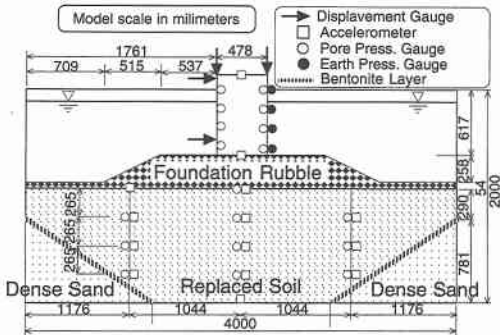
(A) 岸壁の近隣に展開されている強震観測鉛直アレー (神戸市開発局) は、地表、KP-12 m, KP-28 m, KP-78 m に設置されているが、模型実験の入力地震動としては模型地盤の最下端に近い KP-28 m の記録を採用する。また振動台の加振方向は、現地構造物の方向に合わせている。

(2) 模型断面

函体模型は、加速度計・土圧計・荷重計を搭載した計測用函体とその両側に設置するグミー函体の計3 函から構成される。模型サイズは高さ80 cm、接地断面50 cm×50 cm であり、これに中詰砂を入れ重量を合わせ使用する。

岸壁の現地対象断面としては (A) に示す岸壁を選定し、模型縮尺は模型函体高さを基に1/17 とする。図一4 に岸壁模型断面を示す。測定計器は、地盤中に加速度計・間隙水圧計を、函体には変位計を、函体背面には土圧計・間隙水圧計を設置する。また、模型地盤中および基礎マウンド等にターゲットを設置し、加振前後のターゲット移動量の測量をしている。

ケーソン式防波堤の現地対象断面としては (B) 防波堤



図一5 ケーソン式防波堤の模型断面

表一1 各物理量の相似比

パラメータ	実物/モデル	模型縮尺比	
		岸 壁	防 波 堤
長 さ	λ	17.0	18.625
密 度	1.00	1.00	1.00
時 間	$\lambda^{0.75}$	8.37	8.97
応 力	λ	17.0	18.625
変 位	$\lambda^{1.5}$	70.09	80.38
加速度	1.00	1.00	1.00

を選定し、模型縮尺は岸壁と同じく函体高さを基に1/18.625 とする。模型断面を図一5 に示す。

(3) 相似則に関する検討

本実験の対象とする現象が、地震時の地盤・構造物の挙動であるため、地盤を二相系飽和材料 (間隙水・土粒子骨格) と仮定したときの波動方程式を支配方程式とした井合 (1989) の提案する相似則を採用する。表一1 に各物理量の相似比を示す。但し、地盤中の透水に関する相似則を満足するためには、水の粘性を上げる処置が必要であるが、本実験では実験の制約上、間隙流体として水を使用している。従って、模型実験の過剰間隙水圧は実物と比較して早く消散しているものと考えられる。

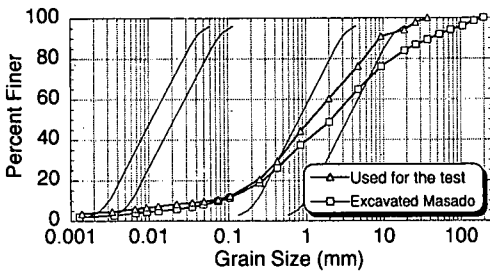


図-6 まさ土の粒径加積曲線

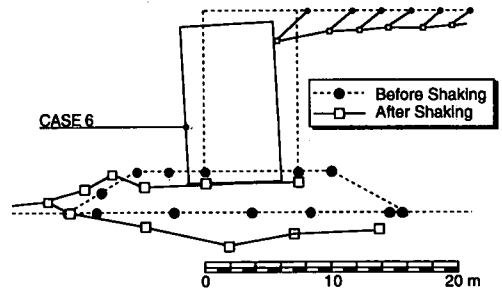


図-7 ケーソン式岸壁の模型変状（現地スケール）

(4) 模型地盤

a) 模型地盤材料 現地の函体背後地盤および置換土の埋立材料はまさ土であるため、ポートアイランドの沈埋トンネル立坑掘削まさ土を模型の地盤材料として使用した。掘削まさ土の粒径分布を図-6（記号□）に示すが、図示のとおり粒度分布の良い土であり、現行の液状化判定法では適用範囲外の分布を示している。

模型縮尺が1/17~1/18.625であること及び模型の密度管理を容易にすること等を考慮し、掘削まさ土の30mmフルイ通過分を気乾状態として実験用試料とする（図-6、記号△）。また、現地海底地盤は沖積粘土層であるが、模型では相馬珪砂5号を用いる。また、捨石マウンドには碎石4号を、裏込石としては碎石6号を使用する。

b) 模型作成手順 振動台上に高さ150cm、幅350cmの2枚の鋼製枠を間口150cmとなるように固定し、その中に土層を形成する。まず、相馬珪砂5号を用いて海底地盤を気乾状態で作成する。この際、加振時に液状化の発生が無いよう十分締固めを行い相対密度 $D_r=90\%$ を目標とする。また、現地海底地盤の沖積粘土層と同様の非排水境界条件を再現するために、相馬珪砂上に5mm程度の厚さで乾燥状態のベントナイト粉を散布する。次に水中振動台の水位を上げ、水中落下法により置換土層の形成を行い、置換土上には碎石4号を用いて基礎マウンドを作成する。マウンド上に函体を載せた段階で防波堤の模型地盤は完成となる。さらに函体設置後に背後地盤を水中落下法により作成すると、ケーソン式岸壁の模型地盤の完成となる。

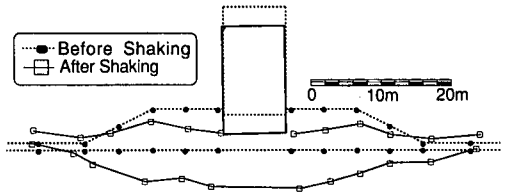


図-8 ケーソン式防波堤の模型変状（現地スケール）

観測されていないことから、背後の埋立地盤が沈下しながら海側へ連続的に移動したものと推定される。函体は捨石マウンドにやや沈み込み、マウンド全体が置換土層に沈み海側に移動している。従って、本実験における函体の海側移動は、設計時に考慮しているマウンドと函体間の滑動だけではなく、マウンドおよび置換土の変形の結果と考えられる。この結果は運輸省第三港湾建設局（1995）の地震後の水中測量結果と整合するものである。

図-8に模型実験によるケーソン式防波堤の変形状況（現地スケール）を示す。防波堤の場合、函体の水平方向の変位はほとんど見られず、沈下が支配的である。函体の沈下に関しては岸壁の場合と同様であり、マウンドおよび置換土部分がケーソン部分を中心に大きく沈下している。但し、防波堤の場合は構造的に左右対称であり、函体に土圧が作用しないため、ケーソンの水平変位は約28cmと小さいものとなった。

(2) 加速度・過剰間隙水圧・ケーソン変位応答

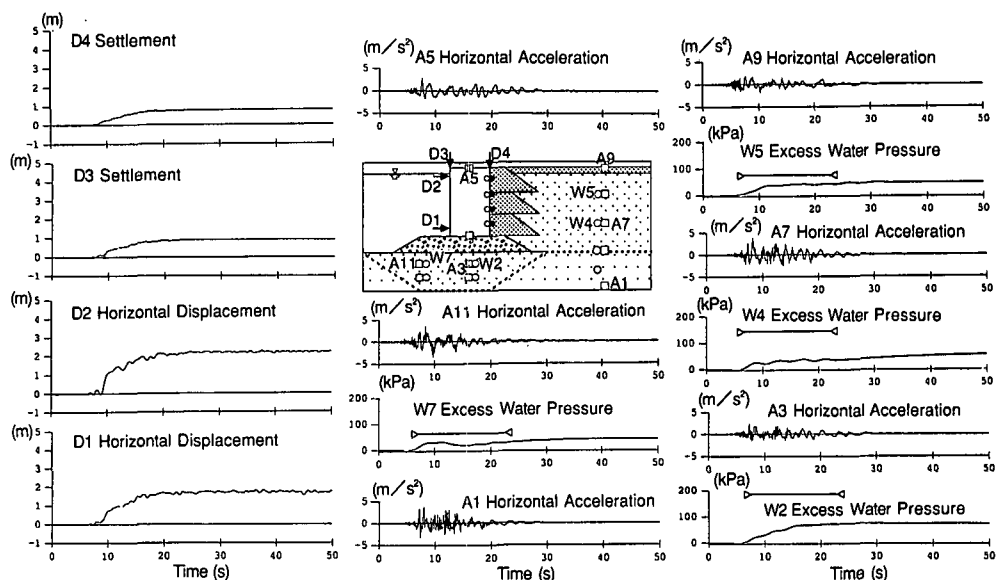
図-9、図-10に岸壁・防波堤の模型実験の加速度・過剰間隙水圧・ケーソン変位の測定結果を示す。本稿では特に函体の移動過程に注目し考察を行う。

a) 岸壁実験 岸壁実験の場合、函体はロッキング運動をしながら沈下・水平移動をすることが、函体天端の加速度波形（A5）より読み取れる。また函体天端の加速度応答は、函体直下地盤の加速度応答（A3）との相関が良いが、函体の変位応答は函体下部および背後地盤の過剰間隙水圧（以下、水圧と呼ぶ）の応答に一致している。従って、函体の変位は水圧上昇による地盤の軟化と強い相関があることがわかる。さらに水圧の応答を詳細

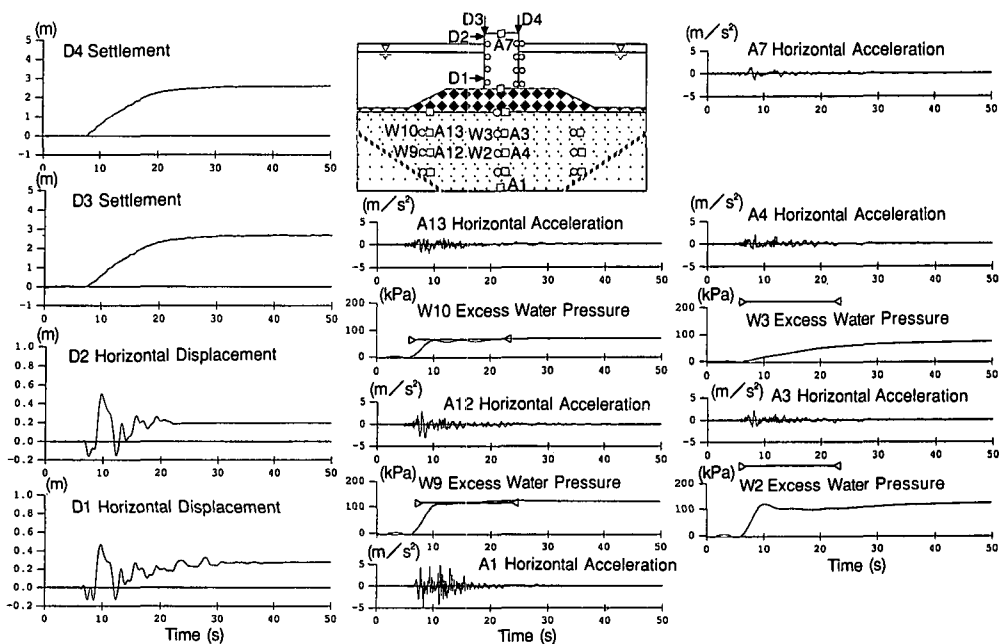
4. 実験結果と考察

(1) 実験模型被災状況

図-7に模型実験によるケーソン式岸壁の変形状況（現地スケール）を示す。これより函体背後地盤は、函体背後において沈下量が大きく、函体から離れるに従ってほぼ一定値となり、また函体の海側への移動（函体天端で約2.3m）に伴って、背後地盤も水平方向に移動していることがわかる。主働崩壊に伴う地表面でのクラックは



図—9 ケーソン式岸壁模型実験の加速度・過剰間隙水圧・ケーソン変位応答



図—10 ケーソン式防波堤模型実験の加速度・過剰間隙水圧・ケーソン変位応答

に見ると、背後地盤 (W5) の水圧は時刻約 10 秒にほぼ一定値になるが、函体直下 (W2) では約 5 秒程度遅れて一定値になる。さらに函体前面地盤 (W7) では時刻約 10 秒に一度ピークが生じるが、その後約 10 秒間は水圧が一時的に減少する。これは、函体下部地盤 (W2, W7) の水圧上昇が遅れている時間帯に函体が大きく移動していることから、その遅れは水圧上昇による置換土の軟化

に伴い大きなせん断変形が生じ、正のダイレイタンスが発生することに起因していると考えられる。さらに函体前面地盤の水圧 (W7) は一度減少しているが、これは特にこの部分の地盤が大きなせん断変形を起こしているためと推定される。一方、函体直下地盤 (W2) の水圧は遅れはあるものの減少はしていない。これは函体直下は函体の自重のために函体前面地盤に比べて大きな上載圧

が作用しているため、地盤の軟化程度が小さいことに対応していると考えられる。

函体下部地盤のせん断変形は、函体下部の過剰間隙水圧比(過剰間隙水圧/有効上載圧:液状化の程度を示す指標)が0.4~0.6程度と完全液状化とは言えない範囲であるため、下部地盤の完全液状化が要因とは言えない。函体直下地盤では有効上載圧が大きく、さらに常時に作用している初期せん断応力が存在するため、地盤が完全液状化する前にせん断破壊を起こしたためと推察される。

b) 防波堤実験 防波堤実験の場合も岸壁実験と同様、函体はロッキング運動をしながら沈下・水平移動をすることが、函体天端の加速度波形(A7)よりわかる。但し、函体の水平変位は岸壁実験の結果に較べて非常に小さい。従って、函体の水平変位量は背後地盤の有無により大きく左右されることがわかる。W10位置における水圧は、時刻約10秒に一定値に近くなるが、これは岸壁実験とは違い函体の変位応答とは一致しない。従って、この部分の地盤が函体変位に与える影響は小さいと推察される。一方、函体直下地盤の水圧応答(W3)は函体の沈下応答にほぼ一致しており、岸壁の場合同様、この部分で大きなせん断変形が生じたと考えられる。さらに下部の水圧応答(W2)を見ると、W2位置においても地盤のせん断変形に伴う正のグイレンテンシーが発生したことが推察される。従って、防波堤ケーソンの沈下は、ケーソン直下の置換土のせん断変形に起因するものと考えられる。

(3) 実験精度に関する検討

岸壁実験における函体背後の地表水平加速度記録(A9)と現地鉛直アレーの地表記録とを比較すると、概ね良い相関が見られた(港湾施設被害検討委員会編参照, 1995)。従って、今回作成した背後埋立地盤が、現地地盤を比較的良く再現していると判断される。また図-11に岸壁の現地被災測量結果、本実験結果(CASE 6)および今回の実験の再現性確認のために行った同一条件の実験

2ケース(CASE 2, 7)の結果を同時に示す。3実験の変位は同様な結果を示し、かつ現地測量結果と整合するものである。防波堤ケーソンの変位量に関しても、同施設の現地測量結果(ケーソン平均沈下量約1.8m, 平均水平変位約10cm)と模型実験結果(ケーソン沈下量約2.8m, 水平変位量約28cm)は概ね同様な値を示し、防波堤模型の変位も現地測量結果と整合するものである。従って、本実験で作成した模型は現地の状態を再現できたものと考えられ、また本研究で採用した相似則の有用性が確認された。

5. ま と め

ケーソン式岸壁の被災原因として、ケーソン下部の置換土層の軟化が大きな影響を与えていることが明らかになった。さらにケーソン変位がケーソン法線直角方向でほぼ一樣であること、過剰間隙水圧消散時に沈下の進行が見られないことから、置換土層の液状化による影響は小さく、むしろ置換土層の軟化に伴うせん断変形がケーソン変位に大きな影響を与えていると推定される。ケーソン式防波堤の被災原因としては、ケーソン式岸壁と同様な理由が挙げられる。しかし、ケーソン岸壁は防波堤ケーソンに比べて、非常に大きな水平移動を記録した。両者の差異は背後地盤の有無のみであり、背後地盤の有無がケーソン函体の水平移動量に大きく影響することが明らかになった。また、加振中のケーソンは岸壁・防波堤ともにロッキング運動をすることが模型実験の結果より明らかになった。さらに、本実験と現地測量の結果は非常に整合性があるものとなったが、これは、模型の妥当性及び選定した相似則の有用性を示すものであった。

謝辞: 神戸市開発局にはポートアイランドにおける鉛直アレー地震記録を提供頂いた。また、運輸省第三港湾建設局、同神戸調査設計事務所には資料提供、現地でのまさ土採取等の便宜供与を頂いた。記して謝意を表します。

参 考 文 献

- 沿岸開発技術研究センター編 (1995): 地震対策に関する港湾技術セミナーテキスト, 111 p.
- 港湾施設被害検討委員会編 (1995): 兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察, 港研資料, No. 813, 239 p.
- S. Iai (1989): Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field, Soils and Foundations, Japan Soc. Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 29, No. 1, pp. 105-118.
- H. Inagaki, S. Iai, T. Sugano, H. Yamazaki and T. Inatomi (1996): Performance of caisson type quay wall at Kobe Port, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake, Soils and Foundations, The Japanese Geotechnical Soc. pp. 119-136.

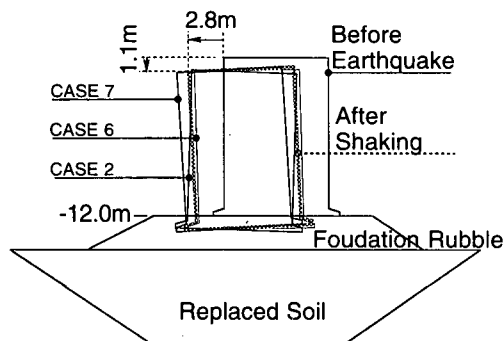


図-11 ケーソン変位の比較