

被害事例に基づくケーソン岸壁の液状化変形プロセスの解釈

Explanation for The Deformation Process
by Liquefaction during Earthquake Damage of Caisson Quaywalls

| | | |
|------|------------------|------------------|
| 竹内次郎 | Jiro TAKEUCHI | (株)ダイヤコンサルタント |
| 田中昭人 | Akihito TANAKA | (株)ダイヤコンサルタント |
| 土工一城 | kazuki DOKO | (株)ダイヤコンサルタント |
| 住岡宣博 | Nobuhiro SUMIOKA | (中電技術コンサルタント(株)) |
| 古川 智 | Satoshi FURUKAWA | (中電技術コンサルタント(株)) |
| 熊本直樹 | Naoki KUMAMOTO | (三菱重工業(株)) |

液状時の地盤及び構造物の挙動は、構造物の形式により異なるため、被害のメカニズムを知るには、各構造物ごとに液状化に伴う変形プロセスを把握する必要がある。最初のアプローチとして、本報告ではケーソン岸壁の液状化被害事例の分析と既存の研究成果から、変形プロセスを想定した。

キーワード：被害事例、ケーソン岸壁、液状化、置換砂(IGC：E8/H7)

1. まえがき

1995年兵庫県南部地震においては、大型ケーソン岸壁のほとんどが大変形を起こした。変形の形態は、概ね法線の海側へのはらみ出しと沈下、及び、海側への傾斜であった。被災変状の要因としては、過大な慣性力に加え、液状化による背後埋立地盤の土圧の増大、置換砂のせん断抵抗の低下等が指摘されている¹⁾。特に置換砂の及ぼす影響については、早くから注目されてきた。

一方、置換砂を用いていない基礎地盤の良好なケーソン岸壁の被害事例として、1993年釧路沖地震による釧路港の例がある。ここでも、変形量は小さいが、法線のはらみ出し及び沈下が多数報告されている²⁾。

こうした残留変形がどのような変形プロセスを辿って生じるかについては未解明な点が多く、適切な設計法および対策法も未だ確立されていないのが現状である。

地盤工学会中国支部土質工学セミナー(広島地域)では、対象構造物を矢板、ケーソン、および盛土に分けて「液状化による被害予測と対策」に関する研究を行い、1996年7月と1997年8月に開催された地盤工学会中国支部の土質工学セミナー報告会においてそれぞれ中間報告を行った。本報告は、これらのうち、ケーソン構造物に関する中間報告をまとめたものである。

神戸港ケーソン岸壁の被災変形については、その変形量がそれまでの地震被害事例に比べ、著しく大きく、それ以降模型実験あるいは動的解析による研究が多くなされている。ここでは、被害事例分析により変形要因を考察すると共に、既存の研究成果から、各要因の時刻歴を踏まえて、変形プロセスの想定を行った。

2. 被害事例の紹介

2.1 概要

地盤工学研究発表会での最近の研究動向を表-1^{3) 4)}に紹介する。これらの研究の特徴として、模型実験では主に間隙水圧及びケーソン天端等の変位や加速度の時刻歴に注目していること、および動的解析では置換砂と背面埋立土の液状化による影響度等も試算されていることがあげられる。

また、ケーソン岸壁の変形挙動を知るため、加速度、間隙水圧、岸壁変位量について、各文献より以下のような知見を得た。

- ・入力波が最大加速度に達する時刻に間隙水圧は急増し、変位も急激に発生する。また、その直後には最大水平変位に到達する。
- ・岸壁直背面で、かつ、岸壁下部ほど間隙水圧比が大きくなり、また、岸壁の変位のため、加振の終了前に消散を始める。

表-1 ケーソン岸壁の動的問題に関する最近の研究動向

| 著者(主な所属) | タイトル・出典 | 概要 | 実験・解析方法・計測データなど |
|--|---|--|---|
| 及川・松永 (運輸省第三港湾建設局) 石原(日建設計) | 阪神大震災によって被災した動力式岸壁の簡便な地震時変形解析 (第31回) | 動力式岸壁の耐震性についてFEMにより検討し、簡便な岸壁-地盤変形解析プログラムを作成する。 | FEM |
| 三浦・小濱・岡(北海道大) 笹島(北海道開発局開発土木研究所) 大塚(北日本港湾コンサルタント) | 動力式岸壁の地震時挙動の振動台実験 (第31回) | 動力式岸壁の液状化発生時の挙動について振動台実験により検討する。その結果ケーソンに作用する土圧と慣性力の変動成分の相対関係がケーソンの安定性において重要となるとした。 | 振動台(加速度・土圧・水圧・ケーソン変位) 200gal、正弦波(100Hz) |
| 山内(JR東海) 廣岡(九工大) 神田・竹村・桑野(東工大) | 砂地盤上の動力式護岸構造物の地震時挙動 (第31回) | 砂地盤上のケーソンの重力式護岸構造物を対称とし遠心模型振動実験を行い、構造物の諸条件や入力加速度振幅が護岸の地震時挙動に与える影響について検討する。 | 遠心模型振動実験 (加速度・土圧・沈下量) 50gal、正弦波(100Hz) |
| 菅野・稲富・飯塚 (運輸省港湾技術研究所) 三藤(五洋建設) | 兵庫県南部地震により被災したケーソン式岸壁の模型振動実験 (第31回) | ケーソン式護岸を対象に模型振動実験を行い被災メカニズムを明らかにする。 | 模型振動実験(加速度・水圧・土圧・ケーソン変位) |
| 森田・菅野・飯塚 (運輸省港湾技術研究所) 三藤(五洋建設) | 平成7年兵庫県南部地震により被災した重力式岸壁の模式振動実験及び検証解析 (第31回) | 地震時の岸壁付近の地盤の挙動を明らかにするために模型振動実験及び数値解析により検証する。 | 模型振動実験(加速度・水圧・土圧・ケーソン変位) 数値解析 |
| 宮島・中川(金沢大学大学院自然科学研究科) 北浦(金沢大学工学部) | 地震時の地盤液状化がケーソン式岸壁に及ぼす影響に関する実験的研究 (第32回) | 上下・水平方向同時加振可能な振動台を用いて、地震動によるケーソン式岸壁の被害原因の追求。 | 模型振動実験 (ケーソンの水平変位間隙水圧等) |
| 三浦・小濱・原田 (北海道大学工学部) 吉田(佐藤工業) 栗田(北海道開発局) 大塚(北日本港湾コンサルタント) | 重力式岸壁の地震時土圧の振動台模型実験 (第32回) | 模型岸壁と土圧の振動特性および裏込地盤の液状化発生過程における間隙水圧と土圧の関係を検討 | 振動台模型実験 (Frequency: f=2.5, 8.17, 33Hz Amplitude of Acc: a=50, 100, 200Ga 間隙水圧・土圧) |
| 嘉門・三村 (京大防災研究所) 松田(京大大学院) 永山(熊谷組) 岬(摂南大学大学院) | ケーソン式重力岸壁の地震時動的挙動に関する遠心模型実験(その1) - 遠心模型と実験結果 (第32回) | 遠心模型実験装置を用いてケーソン式岸壁の崩壊現象のメカニズムを検討。さらに、ケーソンに作用する慣性力、動土圧、動水圧の相互関係の追求。 | 遠心模型実験 (30G、油圧式振動台で地震力を与える。過剰間隙水圧・変位) |
| 嘉門・三村 (京大防災研究所) 松田(京大大学院) 永山(熊谷組) 岬(摂南大学大学院) | ケーソン式重力岸壁の地震時動的挙動に関する遠心模型実験(その2) - 小型岸壁の変状メカニズム (第32回) | 遠心模型実験装置を用いてケーソン式岸壁の地震時崩壊機構の解明。 また、変形モードが発生したメカニズムの検討を行い、ケーソンに作用する慣性力、動土圧、動水圧が複合的にケーソンの変状に及ぼす影響を考察。 | 遠心模型実験 (過剰間隙水圧・土圧変化 ケーソン水平加速度 ケーソン下部土圧変化 ケーソン鉛直変位) |
| 森田 (運輸省港湾技術研究所) | 強震時における重力式岸壁の被災に及ぼす液状化の影響について (第32回) | ボトワウンドで観測された鉛直7m地震記録を用いて行われたFLIPによる被災変形量解析結果をもとに、埋立土および置換量のそれぞれの液状化の発生がケーソンに及ぼす影響を考察。 | 二次元解析 (既存の標準断面図および、土質資料をもとに岸壁およびその付近の地盤をモデル化) |
| 野津・森田・上部 (運輸省港湾技術研究所) | 重力式岸壁・護岸の変形量照査で考慮すべき地震動の周波数帯域に関する一考察 | 変形量照査で考慮すべき地震動の周波数帯域について数値解析を用いて検討。 土圧を受ける重力式護岸構造物を対象。 | 数値解析 (FEMコード、BEADⅢ、FLIP) |

地盤工学研究発表会, 第31回('96) & 第32回('97)より抜粋

・置換砂層中の間隙水圧比は岸壁直下では低く、マウンド前趾で高くなっており、液状化に至るまで上昇はしないが、加振終了後も続く。

本報告で扱う被害事例は、先に述べたとおり、兵庫県南部地震で被災した神戸港の大型ケーソン岸壁と、比較のための釧路沖地震の際の釧路港の被災ケーソン岸壁である。

2.2 被害例 1

～兵庫県南部地震による神戸港の被害例～
神戸港の位置図を図-1⁹⁾に示す。

神戸港の強震記録によれば、南北方向で約500Gal、東西方向では約200Galの加速度が記録されており、ほとんどの岸壁は使用不能となった。特に被害が著しいのは、六甲アイランド及びポートアイランドの兩人工島である。岸壁法線は2～4m程度海側へはらみ出し、1～2mの沈下及びケーソンの海側への傾斜を生じている。

標準的な被害断面を図-2⁹⁾に示す。また、被害分析に用いた事例は表-3^{6) 7) 8)}のとおりである。

神戸港の海底地盤は概ね一様で軟弱なシルト層が堆積しており、層厚10～15m程度の置換砂施工を行っている。

また、設計震度はポートアイランドで0.1、その他の地区では概ね0.15である。主要な項目を表-2に示す。

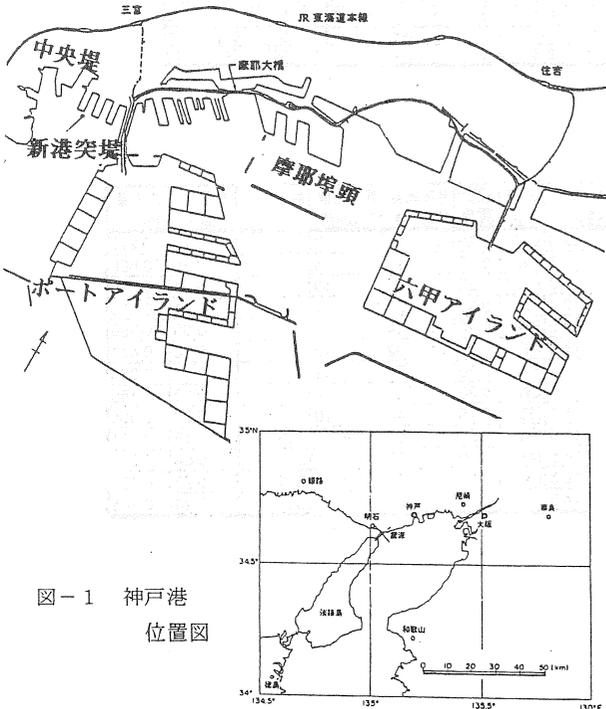


図-1 神戸港位置図

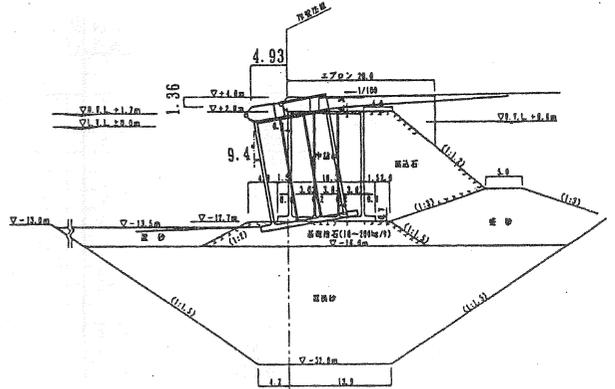


図-2 被害断面図
(六甲アイランド-1.2m岸壁)

表-2 主要項目一覧表

| 項目 | 神戸港 | 釧路港 | |
|-----------------------------|-----------------------------|-------------------------------|-------|
| マグニチュード | 7.2 | 7.8 | |
| 地表最大加速度 (Gal) (SMAC-B2型) | NS | 502.0 | 314.7 |
| | EW | 204.8 | 246.1 |
| | UD | 282.8 | 91.1 |
| 震度 (野田・上式部による) | NS | 0.27 | 0.23 |
| | EW | 0.20 | 0.21 |
| | UD | 0.22 | 0.09 |
| 設計震度 | 0.10, 0.15, 0.18 | 0.15, 0.20 | |
| ケーソン幅/岸壁高 | 0.6～0.8 | 0.9～1.2 | |
| 基礎地盤 | 置換砂 | 砂, 砂礫 | |
| 水平変位量 (m) | 1.0～5.0 | 0.0～2.0 | |
| 沈下量 (m) | 1.0～2.5 | 0.0～2.0 | |
| 水平変位量/岸壁高 | 0.1～0.6 | 0.0～0.2 | |
| 無被災施設の特徴 | 設計震度 0.25 背面はセル 置換砂なし | 設計震度 0.20 背面は SCP, GD打設 | |

表-3 神戸港被害事例一覧

| 地区 | | 施設名 | 施設番号 | 天端高(m) | 岸壁高(m) | ケーン幅(m) | 置換砂層厚(m) | 法線方向 | 設計震度 | 水平変位位置(m) | 沈下量(m) | 本体傾度θ | | |
|-----------------|------|----------|------|-----------------|--------|---------|----------|------|------|-----------|--------|-------|------|-----|
| 大区分 | 小区分 | | | | | | | | | | | | | |
| 摩耶埠頭 | | -7.5m岸壁 | 2 | 4.0 | 11.5 | 10.8 | | EW | | 2.30 | 0.07 | 6 | | |
| | | -12m岸壁② | 3 | 4.0 | 16.7 | 10.8 | 8.3 | EW | 0.18 | 3.33 | 0.45 | 6 | | |
| 新港 | 第3突堤 | 第3突堤東 | 4 | 3.3 | 13.3 | 7.9 | | NS | | 2.47 | 0.40 | 2 | | |
| | 第4突堤 | 2号岸壁 | 5 | 3.3 | 15.3 | 7.9 | 1.6 | NS | 0.15 | 0.50 | 0.20 | | | |
| ポート1 | コンテナ | -12m岸壁 | 6 | 3.3 | 15.8 | 13.8 | | NS | 0.15 | 2.40 | 0.50 | | | |
| | | コンテナ埠頭11 | 7 | 4.0 | 14 | 9.5 | | EW | | 3.33 | 1.32 | 8.8 | | |
| | | コンテナ埠頭12 | 8 | 4.0 | 15 | 9.5 | | EW | | 2.92 | 0.99 | 2.9 | | |
| | | -10mB岸壁 | 9 | 4.0 | 16 | 12.2 | 15.3 | | EW | 0.18 | 3.65 | 1.19 | 2.7 | |
| | | PC-3 | 10 | 4.0 | 9.6 | 9.5 | 8.5 | | NS | 0.1 | 2.52 | 1.69 | 3.3 | |
| | | PC-7 | 11 | 4.0 | 15 | 9.6 | 7.5 | | EW | 0.1 | 3.13 | 1.58 | 3.8 | |
| | | PC-8 | 12 | 4.0 | 18 | 9.6 | 7.5 | | EW | 0.1 | 2.37 | 1.09 | 5.9 | |
| | | PC-9 | 13 | 4.0 | 18 | 9.6 | 7.5 | | EW | 0.1 | 2.28 | 1.10 | 6.2 | |
| | | PC-11 | 14 | 4.0 | 13.5 | 9.6 | 15.5 | | EW | 0.1 | 3.39 | 1.40 | 8.8 | |
| | | PC-12 | 15 | 4.0 | 18.5 | 9.6 | 15.5 | | EW | 0.1 | 2.66 | 1.07 | 2.9 | |
| | | 六甲1 | | -12m岸壁(W,X) | 16 | 4.0 | 15 | 10.6 | 17.0 | EW | 0.18 | 3.71 | 1.26 | 9.4 |
| | | | | -10m岸壁①(物資別D-1) | 17 | 4.0 | 13 | 10.4 | 11.0 | EW | 0.18 | 2.91 | 0.98 | 2.4 |
| -10m岸壁②(C岸壁) | 18 | | | 4.0 | 13 | 10.4 | 14.0 | NS | 0.18 | 2.21 | 1.25 | 3.2 | | |
| -10m岸壁④(S-V) | 19 | | | 4.0 | 13 | 10.4 | 17.0 | EW | 0.18 | 1.89 | 1.51 | 7.2 | | |
| -7.5m岸壁③(K-ACT) | 22 | | | 4.0 | 10 | 8.7 | 24.0 | EW | 0.18 | 5.34 | 1.72 | 7.6 | | |
| RC 1 | 23 | | | 4.0 | 15.5 | 10.6 | 15.0 | | NS | 0.15 | 1.84 | 0.80 | 1 | |
| RC 2 | 24 | | | 4.0 | 15.5 | 10.6 | 15.0 | | NS | 0.15 | 1.78 | 0.67 | 0.6 | |
| RC 3(西側) | 25 | | | 4.0 | 15.5 | 10.6 | 16.0 | | NS | 0.15 | 2.63 | 1.09 | 5.1 | |
| RC 3(南側) | 28 | | | 4.0 | 16.5 | 11.6 | 15.5 | | EW | 0.15 | 3.38 | 1.68 | 6.1 | |
| RC 4 | 27 | | | 4.0 | 16.5 | 11.6 | 17.5 | | EW | 0.15 | 2.61 | 1.53 | 5.4 | |
| RC 5 | 28 | | | 4.0 | 16.5 | 11.6 | 17.5 | | EW | 0.15 | 3.94 | 2.06 | 9 | |
| (RC 6) | 29 | | | 4.0 | 16.5 | 11.6 | 22.5 | | EW | 0.15 | 4.36 | 1.70 | 6.1 | |
| (RC 7) | 30 | | | 4.0 | 16.5 | 11.6 | 22.5 | | EW | 0.15 | 4.65 | 1.50 | 3.9 | |
| 内覧(J-M) | 31 | | | 4.0 | 12.5 | 9.0 | 11.6 | | EW | 0.15 | 3.12 | 0.84 | 5.5 | |
| RF1 | 32 | | | 4.0 | 11.5 | 8.0 | 13.8 | | EW | 0.15 | 1.83 | 1.11 | 7.8 | |
| RF2 | 33 | | | 4.0 | 11.5 | 8.0 | 13.8 | | EW | 0.15 | 2.41 | 1.33 | 2.9 | |
| RF3 | 34 | | | 4.0 | 11.5 | 8.0 | 13.8 | | EW | 0.15 | 3.55 | 1.82 | 11.8 | |
| -10m岸壁① | 35 | | | 4.0 | 14 | 10.2 | | | NS | | 2.79 | 1.19 | 2.5 | |
| -10m岸壁② | 36 | | | 4.0 | 15 | 10.2 | 14.0 | | NS | 0.18 | 2.18 | 1.29 | 3.2 | |
| -12m岸壁 | 37 | | | 4.0 | 16 | 10.3 | | | EW | | 3.59 | 1.59 | 9.4 | |
| コンテナ埠頭① | 39 | | | 4.0 | 15 | 10.3 | | | NS | | 1.77 | 0.80 | 1 | |
| コンテナ埠頭⑤ | 40 | | | 4.0 | 18 | 12.0 | | | EW | | 3.79 | 1.99 | 9 | |
| コンテナ埠頭⑥ | 41 | | | 4.0 | 18 | 16.0 | | | EW | | 4.24 | 1.65 | 6.1 | |
| フェリーハウス | RF-3 | 43 | 4.0 | 13.5 | 12.0 | 14.4 | | EW | 0.15 | 4.06 | 1.59 | 2.9 | | |
| コンテナハウス | RC-4 | 44 | 4.0 | 18.5 | 5.5 | 15.0 | | EW | 0.15 | 2.55 | 1.78 | 9 | | |
| 中央堤 | | 岸壁(1) | 45 | 3.0 | 12 | 3.9 | | NS | | 0.06 | 1.01 | 10 | | |
| | | 岸壁(2) | 46 | 3.0 | 8.5 | 4.5 | | EW | | 1.86 | 1.34 | 10 | | |

表-4 釧路港被害事例一覧

| 地区 | | 施設名 | 施設番号 | 天端高(m) | 岸壁高(m) | ケーン幅(m) | 法線方向 | 設計震度 | 基礎地盤平均N値 | 背後地盤平均N値 | 対策工 | 水平変位位置(m) | 沈下量(m) |
|-----|------|-----|------|--------|--------|---------|------|------|----------|----------|-----|-----------|--------|
| 大区分 | 小区分 | | | | | | | | | | | | |
| 西港区 | 第一埠頭 | 西岸壁 | 7 | 3.0 | 11.9 | 12.5 | EW | 0.20 | 28 | 17 | - | 0.73 | 0.212 |
| | | 物揚場 | 8 | 3.0 | 7.0 | 7.5 | EW | 0.15 | 25 | 5 | - | 0.35 | 0.600 |
| | 第二埠頭 | 東岸壁 | 9 | 3.0 | 8.6 | 9.0 | NS | 0.20 | 20 | 10 | - | 0.24 | 0.099 |
| | | 東岸壁 | 10 | 3.0 | 10.5 | 12.0 | EW | 0.20 | 28 | 11 | - | 0.14 | 0.108 |
| | | 東岸壁 | 11 | 3.0 | 13.1 | 14.5 | EW | 0.20 | 34 | 13 | - | 0.05 | 0.299 |
| | | 南岸壁 | 12 | 3.0 | 15.1 | 14.0 | NS | 0.20 | 32 | 13 | - | 0.28 | 0.441 |
| | | 西岸壁 | 13 | 3.0 | 12.1 | 12.0 | EW | 0.20 | 28 | 12 | - | 0.32 | 0.366 |
| | | 西岸壁 | 14 | 3.0 | 10.6 | 10.5 | EW | 0.20 | 38 | 12 | - | 0.25 | 0.165 |
| | 第三埠頭 | 物揚場 | 15 | 3.0 | 7.1 | 6.1 | NS | 0.15 | 40 | 10 | - | 0.20 | 0.085 |
| | | 東岸壁 | 16 | 3.0 | 15.1 | 11.5 | EW | 0.20 | 30 | - | SCP | 0.15 | 0.131 |
| | | 南岸壁 | 17 | 3.0 | 15.1 | 16.5 | NS | 0.20 | 30 | - | SCP | 0.04 | 0.079 |
| | | 西岸壁 | 18 | 3.0 | 15.1 | 16.5 | EW | 0.20 | 30 | - | SCP | 0.23 | 0.128 |
| | | 西岸壁 | 19 | 3.0 | 13.1 | 14.5 | EW | 0.20 | 50 | - | SCP | 0.26 | 0.168 |

2.3 被害例2

～釧路沖地震による釧路港被害例～

釧路港の位置図を図-3²⁾に示す。

釧路港の強震計では南北方向に約300Gal、東西方向には約250Galの加速度であった。釧路港は海底地盤が良好であり、締まった砂～砂礫地盤の上に直接基礎捨石マウンドを築造している。岸壁法線ののらみ出し及び沈下は0.1～0.5m程度で、ケーソンの傾斜は観測されていない。岸壁背後では噴砂等、液状化の発生を示す現象が多く確認された。

図-4²⁾に標準的な被害断面を示す。また、今回対象とした被害事例を表-4²⁾に示す。釧路港の被災程度は地区別に差違が見られ、古くは昭和初期に建設着手された施設から、十勝沖地震を経て昭和60年代以降に建設された施設まで幅広い。今回は、比較的近年の建設で断面等の明らかなものとして、西港区を選定した。主要な項目を表-2に示す。

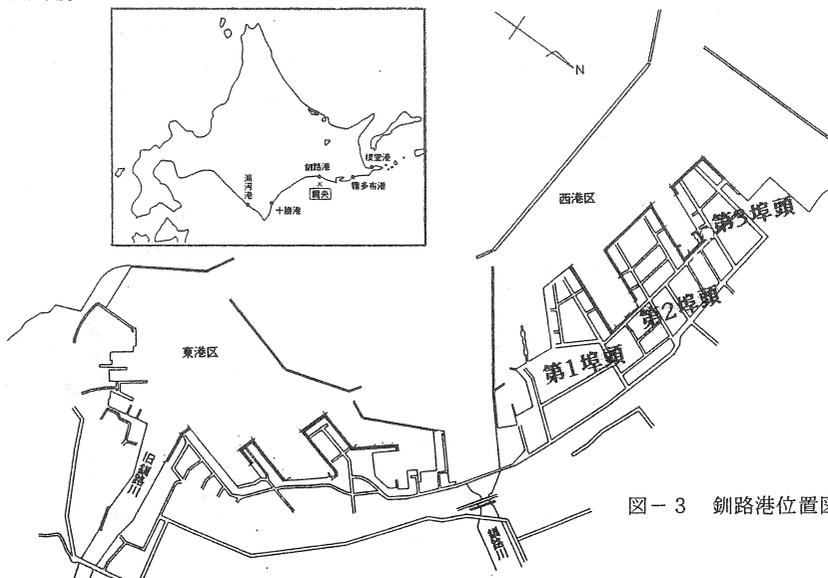


図-3 釧路港位置図

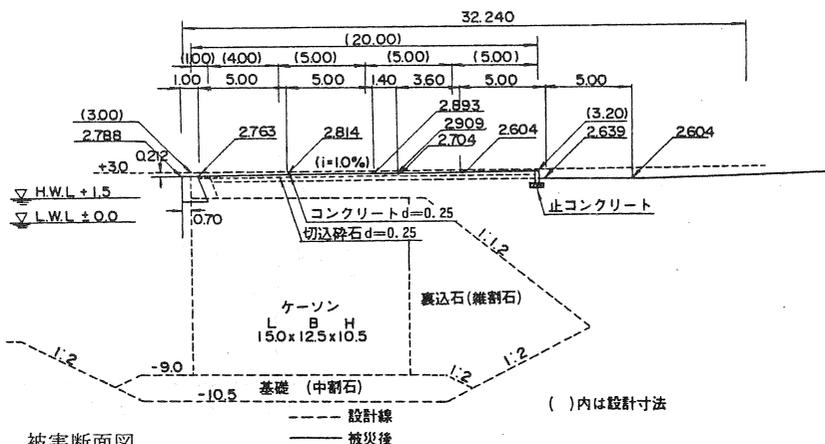


図-4 被害断面図
(西港区、第一埠頭地区、西側岸壁-9m)

2.4 まとめ

表-2のように、地震動は神戸港が格段に激しく、南北方向が甚大である。上下動については、変位量への影響は小さいことが併合¹⁾により報告されている。

釧路港では、1952年の十勝沖地震により大きな被害を受けており、以後の大型岸壁では設計震度を0.2としている。ケーソン幅/岸壁高を比較すると、釧路では1.0程度、神戸では0.7程度である。従って、神戸の事例は釧路に比べより大きな加速度を受け、さらに、ケーソン躯体の安定性も低かったことが示唆される。

3. 被害事例の分析と解釈

3.1 概要

前掲の表-3及び表-4に挙げた施設を対象とする。

事例分析に用いた変位量は、観測された変位量から、ケーソン岸壁天端の最大水平変位量、沈下量、傾斜角を用いて、図-5に示すように、岸壁の傾斜による水平変位と沈下を除いた値を、水平変位量 Sh 、沈下量 S として重心移動距離を求めた。ただし、傾斜角の測定されていないものについては、傾斜角 $\alpha=0^\circ$ とみなして観測値をそのまま用いた。

被害事例分析は、釧路港と神戸港を対比させて行う。神戸港の被害事例では置換砂のせん断抵抗の低下が変位量を増大させていることは早い段階から指摘されているが、対称的に釧路港では基礎地盤は良好であり、変形量のみでなく、変形プロセスにも差違があると推定される。

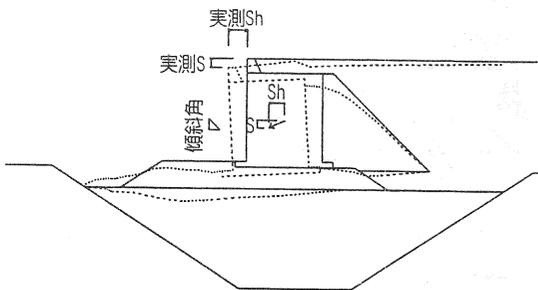


図-5 変位図

3.2 水平変位量と沈下量の関係

図-6及び図-7に神戸港と釧路港各々の岸壁法線方向別の関係図を示す。

神戸港の場合、水平変位量と沈下量には一定の相関がみられ、また、岸壁法線方向EW、つまりNS方向の地震動が法線直角に作用した施設の被災程度が大きいことは明らかである。釧路港の場合は、水平変位と沈下の関係はばらついており、法線方向による違いはみられない。

神戸港では、水平変位量と沈下量に相関がみられることから、双方の変位量について影響を及ぼした主要因は等しいと思われる。釧路港との比較で考えれば、これらの変位は置換砂の液状化が要因であったと考えられる。

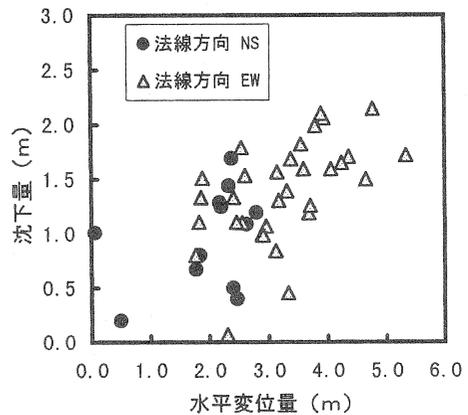


図-6 水平変位量と沈下量の関係
(神戸港の例)

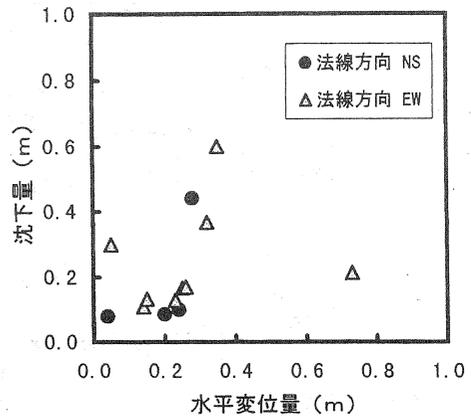


図-7 水平変位量と沈下量の関係
(釧路港の例)

3.3 置換砂の影響

神戸港における岸壁の変位に対する置換砂層厚の影響は、水平変位量と沈下量に対しては図-8のように明瞭であるが、このうち沈下量については、液状化による沈下の事例との比較を図-9に示す。

この図は吉見による陸上建物における液状化深さと建物の沈下量比と幅比の関係図⁹⁾を適用したもので、ここでは液状化深さの代わりに置換砂層厚を用いている。液状化による沈下の場合、建物の幅比が大きくなれば沈下量比は小さくなるが、ケーソン岸壁では逆の傾向がある。岸壁の沈下は、置換砂がせん断応力を受け残留変形を生じたためとされており、さらに、置換砂に使用されたまま土は破砕性土でもある。初期せん断応力の効果の違いにより図のような傾向を示したと思われる。

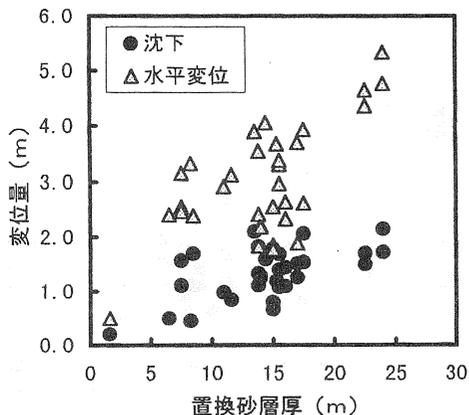


図-8 置換砂層厚と変位量の関係

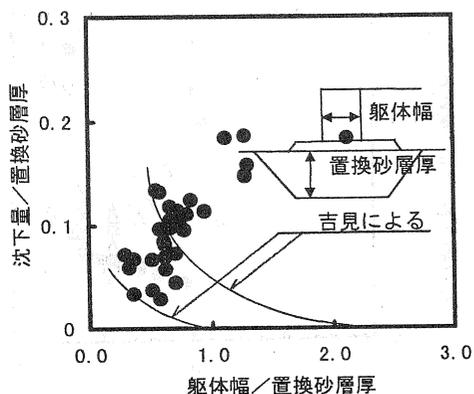


図-9 置換砂層厚による沈下量比とケーソン幅比の関係

3.4 水平変位量に及ぼす水平力と躯体形状の影響

地震動による慣性力と液状化に伴う岸壁背後の増大土圧（以後泥土圧と呼ぶ）と躯体形状の影響を考察する。

ケーソン岸壁に作用する慣性力 Ph と泥土圧 Pd を、図-10のような簡略なモデルで表現すると、全水平力 PH は、 $PH=C_1Ph+C_2Pd=C_3 \cdot H \cdot B+C_4 \cdot H^2$ (C_i :定数)となる。

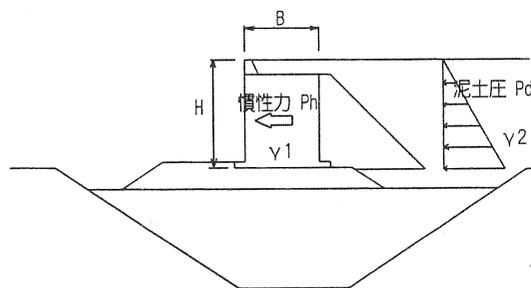


図-10 慣性力と泥土圧モデル図

$$\text{慣性力 } Ph = k \cdot \gamma_1 \cdot H \cdot B$$

$$\text{泥土圧 } Pd = 1/2 \cdot \gamma_2 \cdot H^2$$

k : 震度

γ_1 : 岸壁の平均的な単位重量 = 2.1 tf/m³

γ_2 : 埋立土の単位重量 = 2.0 tf/m³

H : 岸壁高 (m)

B : ケーソン躯体幅 (m)

釧路港の場合であれば、液状化による基礎地盤の軟化はほとんどないと仮定し、ケーソン躯体の滑動モデルを考え、水平変位量 Sh は、ケーソンの摩擦抵抗 ($\mu \cdot \gamma \cdot H \cdot B$) と水平力 PH の比によるとして、

$$Sh \propto (C_3 \cdot H \cdot B + C_4 \cdot H^2) / (\mu \cdot \gamma \cdot H \cdot B)$$

$$\frac{Sh}{H} \propto \frac{\alpha}{H} + \frac{\beta}{B} \quad (\alpha, \beta: \text{定数})$$

とする。左辺は岸壁高に対する変位比、右辺第1項は慣性力に対する変位し易さ、第2項は泥土圧に対する変位し易さを表す指標とみなせる。

図-11に釧路港での $Sh/H \sim H$ 及び B の関係を示す。

岸壁高 H や躯体幅 B が大きくなれば、変位比 Sh/H は減少する傾向にある。岸壁が大型になる程、岸壁に作用する慣性力や泥土圧と、躯体重量による抵抗力の比は小さくなる傾向といえる。

神戸港における同様の関係図を図-12に示した。

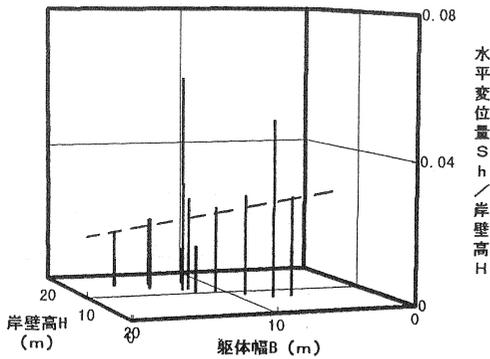


図-1 1 変位比と岸壁高・躯体幅の関係 (釧路港)

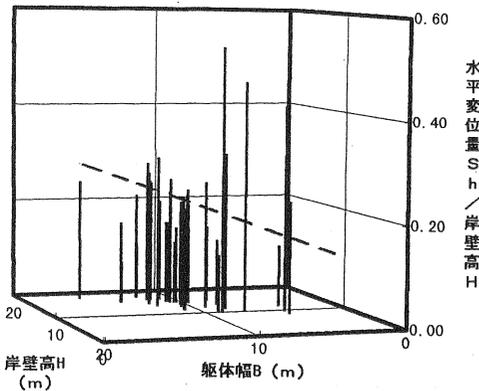


図-1 2 変位比と岸壁高・躯体幅の関係 (神戸港)

図-12では釧路港とは逆に、 H, B が大きくなる程、変位比も大きくなっている。置換砂が軟化すれば、マウンド自体が変形するため岸壁重量による摩擦抵抗は期待できない。岸壁にかかる水平力の増加に応じた水平変位量が生じると仮定し、これらの関係より、

$$Sh \propto PH = C_3 \cdot H \cdot B + C_4 \cdot H^2$$

$$Sh/H \propto PH/H = C_3 \cdot B + C_4 \cdot H$$

が考えられる。図-13, 14では、 H, B 各々について Sh/H との相関を岸壁法線方向別にとった。NS方向の岸壁では直線的な関係がみられる。法線方向EW岸壁は、法線直交方向の地震動が大きな方向であり、変位量の絶対値及びばらつきが大きい。ばらつきの要因は、躯体幅 B や岸壁高 H が慣性力や泥土圧の指標として相関性が低いと思われる。岸壁法線方向で変形のプロセスの違いはないはずであるから、法線方向NS岸壁での直線関係を当てはめるならば、法線方向EW岸壁が変位する際の岸壁構造として、背面土や捨石マウンド等がある

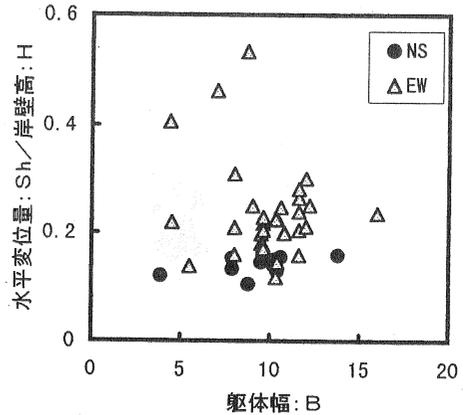


図-1 3 変位比と岸壁高の関係 (神戸港)

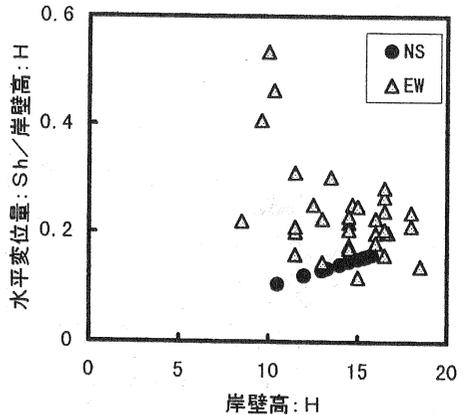


図-1 4 変位比と躯体幅の関係 (神戸港)

程度含んだ一体的な構造（例えば $H \rightarrow H+D$ 、 $B \rightarrow B+b$ ）で整理することが次段階として考えられる。

3.5 変形プロセスの推定

3.5.1 釧路港の事例

釧路港の被害例では、慣性力と岸壁背後地盤の液状化による泥土圧が作用力として働き、ケーソン躯体の滑動による岸壁のはらみ出し、また、過大な底面力の発生による基礎地盤の圧縮沈下が生じたと推定できる。

3.5.2 神戸港の事例

2.1 で紹介した研究等による地震動とそれに伴い発生する岸壁背後地盤及び置換砂中の間隙水圧比の時刻歴を踏まえて、図-15のように変形プロセスを想定した。

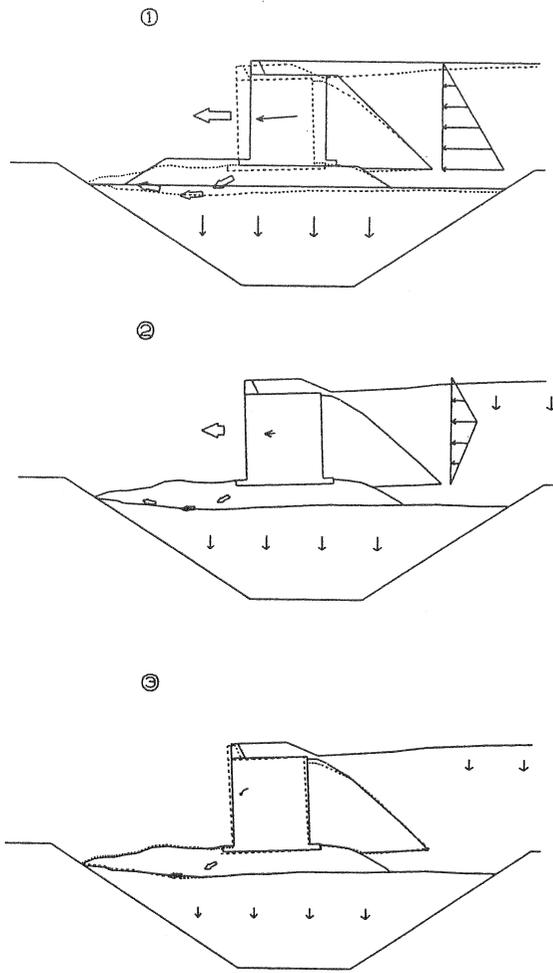


図-15 変形プロセス想定図

- ①地震動が最大加速度に達する時刻に、慣性力及び泥土圧は急増し、置換砂の支持力（特に岸壁前面）は急減し、岸壁はマウンドが置換砂中にめり込む形で沈下しつつ、急激に前面へはらみ出す。
- ②岸壁のはらみ出しと共に、泥土圧は消散を始め、地震動が収束していくに従い、慣性力も低下し、岸壁のはらみ出しにはブレーキがかかる。
- ③置換砂の支持力低下は地震動が収まった後もある程度継続し、泥土圧の消散過程で、岸壁の沈下及び前面への傾きは少しの間続く。

4. まとめ

- ・釧路港のように基礎地盤の軟化がない場合は、ケーソン岸壁の自重による滑動抵抗が働き、大変形に至らない。
- ・神戸港のように置換砂のせん断抵抗の低下が起これば、水平変位量は水平力と直線的な相関を持つ。
- ・置換砂が液状化により軟化する場合は、同時刻に急増する慣性力と泥土圧によって、ケーソン岸壁は捨石マウンドと一体に前面へはらみ出し、大変形をおこす。それと共に置換砂の軟化により沈下する。
- ・神戸港の場合、次段階として、ケーソン岸壁の背面土や捨石マウンドを含めた仮想的な躯体を設定することと、現行設計法的手法を通して、外力と水平変位量との相関性を検討する必要がある。

謝 辞

本報告の発表に際し、御協力頂いた、土質工学セミナー広島地区の方々には厚く感謝致します。

参考文献

- 1) 井合進・一井康二・森田年一：ケーソン式岸壁の有効応力解析，港湾技術資料，No. 813，pp. 253～280，1995.
- 2) 運輸省港湾技術研究所：1993年釧路沖地震港湾施設被害報告、港湾技術資料，No. 766，1993.
- 3) 地盤工学会：第31回地盤工学研究発表会講演集，1996.
- 4) 地盤工学会：第32回地盤工学研究発表会講演集，1997.
- 5) 運輸省港湾技術研究所：兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察，港湾技術資料，No. 813，p. 10，p. 99，1995.
- 6) 外山進一・松永康男：被災状況一岸壁、防波堤、海岸保全施設，港湾技術資料，No. 813，p. 64，1995.
- 7) 上部達生・高野剛光・松永康男：神戸港のケーソン式大型岸壁の被災分析，港湾技術資料，No. 813，pp. 127～146，1995.
- 8) 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：神戸港ケーソン式岸壁の安定性に関する一考察，港湾技術資料，No. 813，pp. 301～336，1995.
- 9) 吉見吉昭：砂地盤の液状化，技報堂出版，p. 113，1991.