

ケーソン岸壁の液状化変形プロセスの解釈

Explanation for the Deformation Process in Caisson Quaywalls by Liquefaction

| | | |
|------|------------------|-------------------|
| 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)) |

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、水平変位量に対する岸壁背後の側面圧の影響、特にケーソン背後地盤における過剰間隙水圧比の経時変化に注目した。これらより、滑動モードによる水平変位プロセスを想定し、ニューマーク法による簡易計算で水平変位量を試算した。

キーワード：被害事例、ケーソン岸壁、液状化、過剰間隙水圧比 (IGC : E-8, H-7)

1. はじめに

1.1 目的

地盤工学会中国支部土質工学セミナー(広島地域)では、1996年より「構造物の液状化による変形プロセスの解釈」をテーマとして活動を続けて来た。本報告は、1998年7月に開催された土質工学セミナー報告会で行った発表の内、重力式土留め構造物であるケーソン岸壁についてまとめたものである。ケーソン岸壁が海側へはらみ出す際の各外力の関係を経時的に整理し、水平変位量を試算した。とくに、液状化によりケーソン背後にかかる側面圧の状態に注意して試算結果を検証し、変位プロセスを明らかにすることを目的とした。

1.2 既報の研究

1996年7月と1997年8月に開催された地盤工学会中国支部土質工学セミナー報告会にて発表したもののうち、神戸港の被災事例¹⁾²⁾(1995兵庫県南部地震)を収集・整理したものに修正、加筆を加えて被災事例分析を行った。

以下は、地震被災時に岸壁に作用する力と変位量に注目して、神戸港の事例について整理したものである。

1.2.1 岸壁の被災形態

神戸港では岸壁基礎に置換砂工法を用いている事例が多い。被災後の変位は、海側へ数mのはらみ出し、及び、1~2m程度の沈下を示した。被災形態を図-1に実線で示す。海側へ岸壁が前傾し、岸壁躯体の背後が陥没している。また基礎捨石は若干置換砂中にめり込むような形で前面へ押し出されているような変状を示している³⁾。

1.2.2 岸壁を変位させる要因

要因としては、過大な慣性力に加えて、液状化による

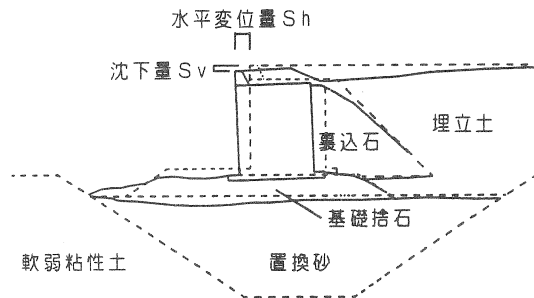


図-1 被災形態図

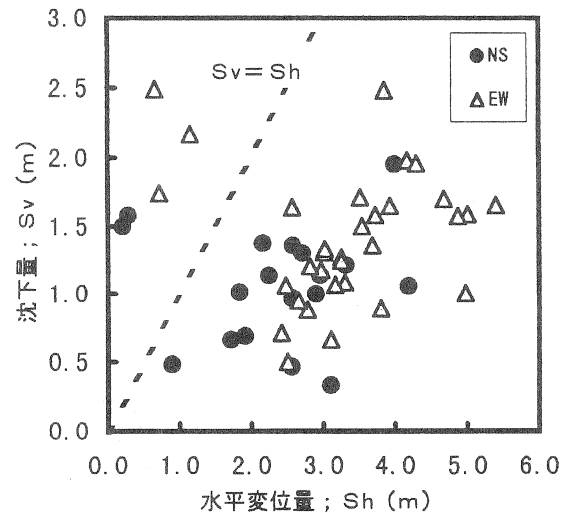


図-2 変位量関係図

岸壁背後地盤の側面圧の増大と、置換砂のせん断抵抗の低下が挙げられる(例えば文献⁶⁾⁹⁾。

言い換えれば、慣性力と側面圧が水平変位を引き起こし、加振により発生する置換砂の間隙水圧の上昇によ

る軟化現象が水平変位及び沈下を増大させた。

図-2に水平変位量(Sh)と沈下量(Sv)の関係を示す。Sv=Shラインより下方の領域ではShとSvにある程度の相関が見られる。これらの断面はいずれも図-1に示すような置換砂工法によっている。

(図中の凡例NS及びEWはそれぞれ岸壁法線方向を示す。岸壁法線方向EWの変位量がNSより大きい。神戸港における観測では、NS方向の地震加速度がEW方向に比べ卓越していたことより、変位量は法線に直交する方向の地震動によっていることがわかる。)

1.2.3 被災施設の構造による分類

収集した事例を構造的に分ける。

岸壁：図-1に示したようなケーソン岸壁。

盛砂岸壁：図-3に示すような、基礎捨石の下に盛砂等を施工している岸壁。

防波堤：土留め構造ではなく、偏った側面圧を受けない構造物。

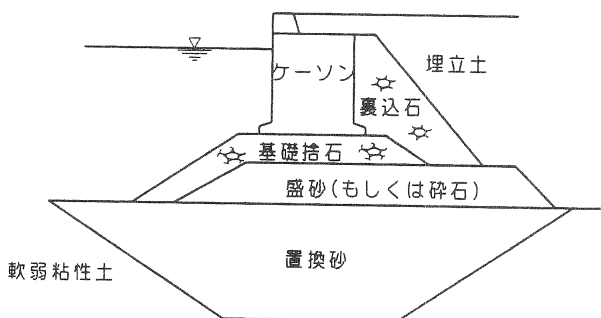


図-3 盛砂岸壁

1.2.4 事例分析

岸壁背後の側面圧に注目して、岸壁高に対する変位量を整理した。図-4及び図-5にそれぞれ沈下量と水平変位量との関係図を示す。

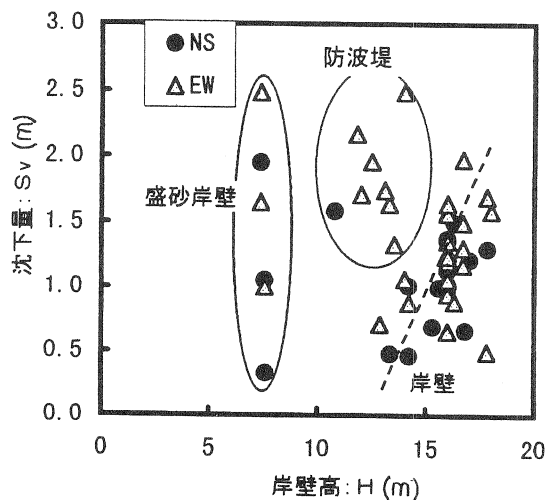


図-4 岸壁高と沈下量の関係図

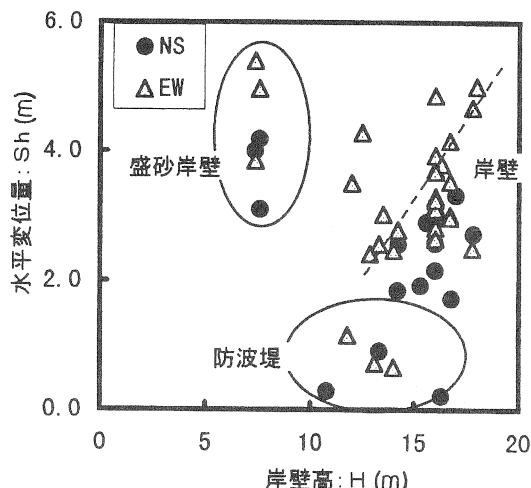


図-5 岸壁高と水平変位量の関係図

盛砂岸壁は、他の構造物に比べ岸壁高に対して変位量が大きい。これは、基礎の盛砂の変形による影響が大きいと思われる。前述した要因だけでは評価できない。

防波堤は、慣性力と置換砂の軟化の影響を受けているが、岸壁高と相関はみられない。岸壁は双方の図で岸壁高と変位量の相関がみられる。従って、岸壁高による変位量の違いが示すものは、側面圧による作用であろう。これより、岸壁と防波堤の水平変位量の差が側面圧の作用による水平変位量であると考えられる。逆に、慣性力のみでは大きな水平変位量は発生しないと言える。

沈下量については、防波堤が岸壁より大きくなっている。防波堤は岸壁に比べ、置換砂に対する拘束圧が小さく、間隙水圧の増大による置換砂の軟化現象がより発生しやすいと考えられる。

1.2.5 まとめ

岸壁の水平変位量に対する要因として、側面圧の作用が大きい。

2. ケーソン岸壁の水平変位量の計算

2.1 ニューマーク法による変位量の計算

簡易的なモデルと手法により被災時の水平変位量を試算する。ここでは、単純な形として、水平方向の変位のみ取り上げてみる。

ニューマーク(Newmark)法⁹⁾は、剛体に作用する力が一定の抵抗力を越えた際に生じる加速度の経過時間により変位量を求める方法である。この方法が適用可能なモデルとして、水平方向の力の釣り合いのみによるケーソン岸壁の基礎捨石上での滑動モードを想定した。

$$F(t) = fd(t) - fm(t) \quad \text{----- (1)}$$

$$Sh = \int adt = \int \int F(t)/m dt \quad \text{----- (2)}$$

ここに、F(t): 不釣り合い

fd(t): 岸壁に作用する水平力

fm(t): 岸壁を静止させようとする抵抗力

t : 経過時間

- m : 質量(岸壁及び背面地盤)
- Sh : 水平変位量
- a : 水平方向加速度

2.2 被災例の選定

本検討の入力地震動は、液状化地盤中の観測記録として、図-6に示す兵庫県南部地震の際に得られた神戸市開発局がポートアイランドに展開している鉛直アレー強震観測結果⁵⁾を用いた。本検討では計算の簡易化のため、これを図-7に示すようにモデル化した。加速度波形のモデル化は0.2秒ピッチで等面積な方形に置き換えて階段状とした。また、15秒を過ぎると加速度は小さくなるため、岸壁変位は既に収束しているとみなした。

対象施設は観測地点付近のPC1バース(岸壁法線NS方向)及びPL1バース(岸壁法線EW方向)とした。位置図を図-8に示す。

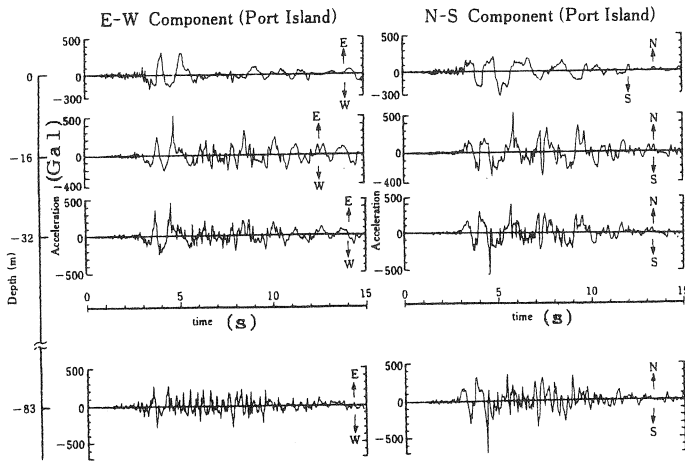


図-6 観測点の加速度波形図⁵⁾

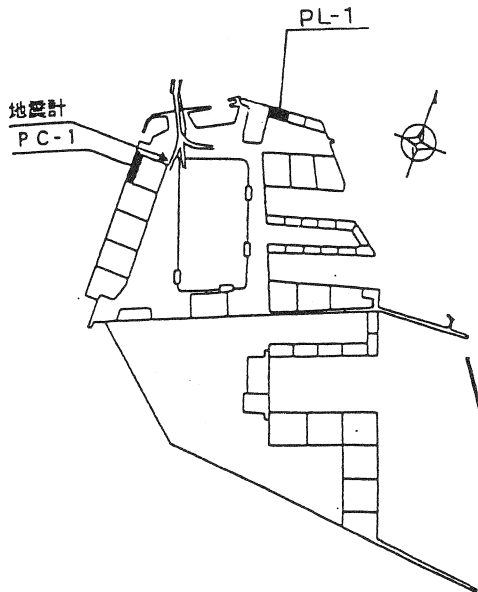


図-8 ポートアイランド内位置図⁶⁾

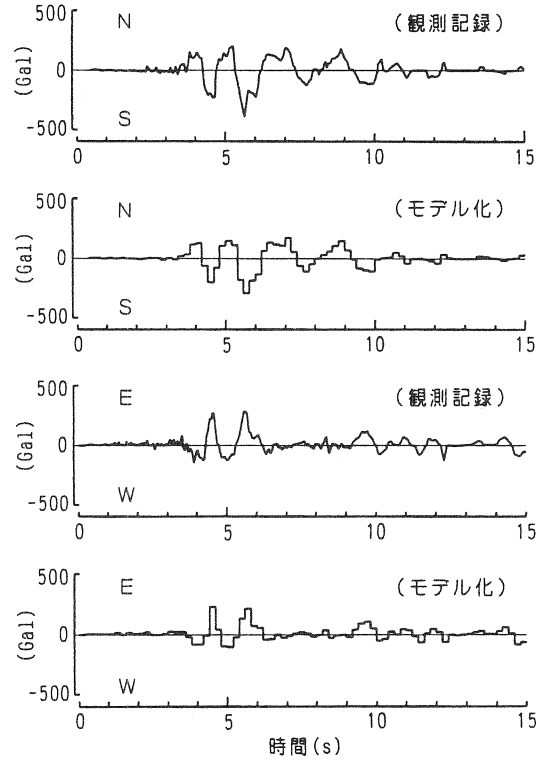


図-7 入力地振動のモデル図 (GL-0mの例)

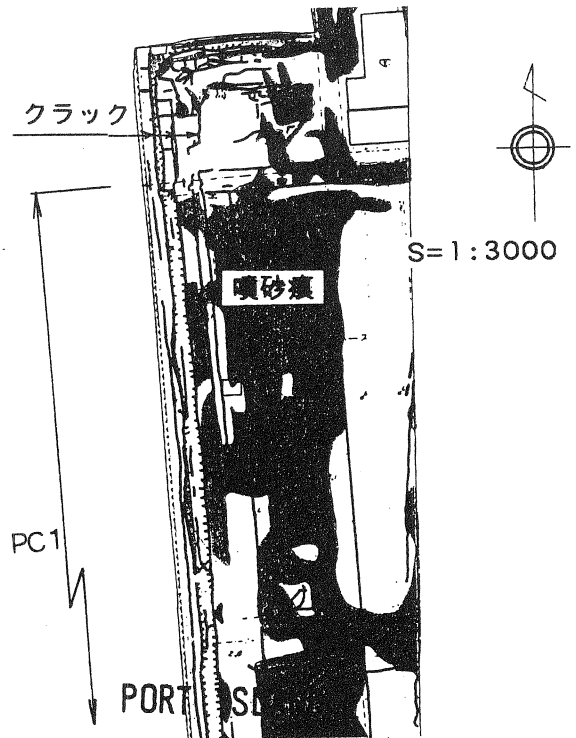


図-9 地盤変状図⁷⁾

2.3 ケーソン岸壁の滑動モデル

ポートアイランドにおける被災記録⁷⁾によれば、埋立地内では大半の地区で液状化の痕跡(噴砂、堆砂)が見られた。これは地震発生前後の航空写真から地域全体の地盤変状を判読したものである。

対象施設のうちPC1岸壁付近を、図-9⁷⁾に示した。こ

れより岸壁背後の地盤変状を読み取ると、岸壁法線から7~12m程度の位置で法線に平行に1~2本のクラックが見られ、約22~24mでクラックと共に噴砂痕が法線平行方向に広がっている。

ここで、噴砂痕は完全液状化状態が発生した痕跡とみなすと、陸地側では全体に噴砂痕が広がり、完全液状化したことがわかる。一方、岸壁の背面より一定の範囲では噴砂痕がみられない。岸壁の変位に伴い地盤が変状したため完全液状化状態が継続せず、噴砂の発生まで至らなかったか、あるいは地盤変状のため噴砂の痕跡が残らなかったと解釈される。このことを考慮に入れて、力の釣り合いの経時変化を図-10に示すように仮定した。

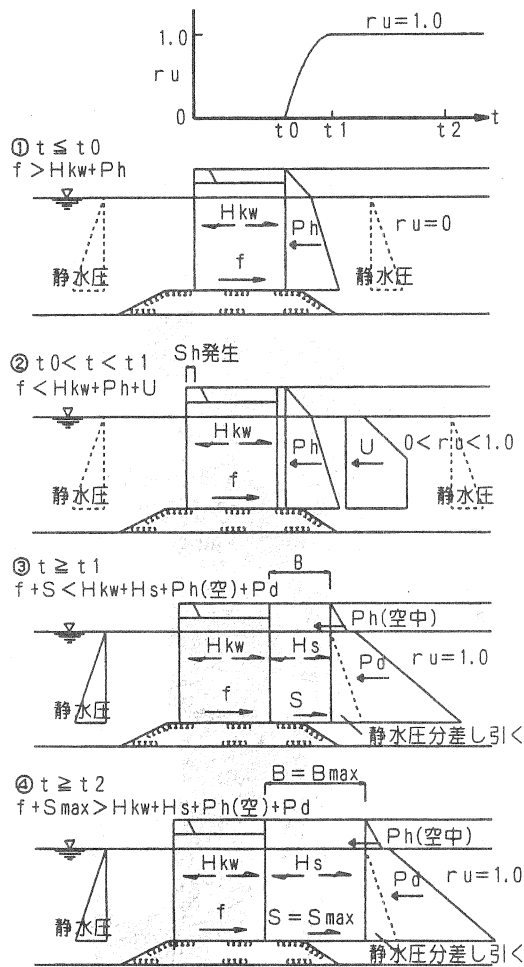


図-10 岸壁変位時に作用する水平力の推移

記号は、

- t: 地震動が発生してからの経過時間 (s)
- t0: 岸壁背後の過剰間隙水圧の発生時刻 (s)
- t1: " が液状化 ($ru=1.0$) する時刻 (s)
- t2: 不完全液状化域の範囲が最大となり、岸壁変位が停止した時刻 (s)

ru : 完全液状化域の過剰間隙水圧比 (過剰間隙水圧を初期有効応力で除した値)

Hkw : ケーソン岸壁に働く慣性力 (tf/m)

Hs : 不完全液状化領域の土塊に働く慣性力 (tf/m)

Ph : 地震時土圧 (tf/m)

U : 過剰間隙水圧 (tf/m)

Pd : 泥土圧 (tf/m)

(土圧係数1.0、土の飽和重量 $2.0t/m^3$ の土圧)

f : 岸壁重量による摩擦抵抗 (tf/m)

S : 不完全液状化域の土塊底面に働くせん断抵抗 (tf/m)

B : 不完全液状化域の範囲 (m)

Sh : 水平変位 (m)

(以下、記号は同じ)

とする。

① $t \leq t_0$: 地震動の初期、地盤内に間隙水圧の上昇は発生していない ($ru=0$) 状態。慣性力と地震時土圧に対して、摩擦抵抗が働いている。

② $t_0 < t < t_1$: 過剰間隙水圧が発生して上昇中 ($0 < ru < 1$)。過剰間隙水圧による側面圧が加わり、岸壁水平変位が発生。

③ $t \geq t_1$: 岸壁背後が完全液状化 ($ru=1.0$) する。このため、水位線より下の土圧は消え、替わって完全液状化時の側面圧 (以後は泥土圧と呼ぶ) が作用する。しかし、岸壁の水平変位に伴って、岸壁背面に過剰間隙水圧の低下した領域 (以後は不完全液状化域と呼ぶ) が生じる。不完全液状化域では、土塊の底面でのせん断抵抗と土塊に働く慣性力が発生する。また、不完全液状化域は岸壁変位が停止するまで広がって行く。

④ $t \geq t_2$: 慣性力と泥土圧に対し摩擦抵抗とせん断抵抗が釣り合う位置まで不完全液状化域は広がって行く。釣り合った時点で岸壁の変位は停止する ($t=t_2$)。以後も完全液状化域はしばらく液状化の状態を保つ。

なお、①~②の過程においては静水位は常に相殺されている。③に至って、泥土圧 (Pd) に対して海側の静水圧分をキャンセルしている。

2.4 慣性力、抵抗力、側圧等の整理

力の釣り合い (不釣り合い) を図-11に示す。ケーソンを変位させる力を不釣り合力 ($F(t)$) とする。不釣り合力はケーソンに作用する水平力の総和である。

$t_0 < t < t_1$ の場合

$$F(t) = (U + Ph + Hkw) - f \quad (\text{慣性力は海向き}) \quad \text{---(3)}$$

$$= U - f \quad (\text{慣性力は陸向き}) \quad \text{---(4)}$$

$t_1 \leq t \leq t_2$ の場合

$$F(t) = (Pd + Ph(\text{空中}) + Hkw + Hs) - (f + S) \quad \text{---(5)}$$

(慣性力は海向き)

$$= Pd - (f + S) \quad (\text{慣性力は陸向き}) \quad \text{---(6)}$$

慣性力 ($Hkw + Hs$) は作用震度 (k) に応じて、海あるいは陸側へ作用方向を変えるが、陸向きの場合、慣性力

と土圧はキャンセルされるとした。

図中の記号で未出のkは以下のとおりである。

k: 作用震度 $k = \alpha / g$ -----(7)

ここで、 α : モデル化した地震加速度 (図-2参照)

g: 重力加速度

過剰間隙水圧(U)の上昇については、初期値(地下水位より上の土被り圧)から最大値(泥土圧Pd)に至るまで、台形状に増加していくこととした。

また、岸壁摩擦抵抗を算出する際の摩擦係数は0.6で一定値とした。

さらに、不完全液状化域のせん断抵抗(S)について、以下のように仮定した。

$S = W_s \cdot \tan \phi \cdot (1 - ruB)$ -----(8)

ここで、 W_s : 不完全液状化域の土塊重量

$\tan \phi$: $\phi = 30^\circ$ 、 $\tan \phi = 0.58$

ruB : 不完全液状化域内の過剰間隙水圧比(岸壁直背面で $ruB = 0$ 、完全液状化域と接する面で $ruB = 1.0$ と考え、ここでは $ruB = 0.5$ で一定値とした)

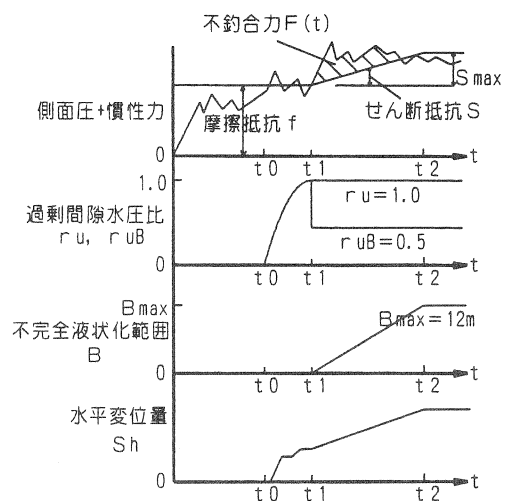


図-12 不釣合力と不完全液状化域の経時変化図

間隙水圧比が継続されること。

等を次のようにモデル化した。

- (1) 時刻 t_0 で過剰間隙水圧が発生し、側面圧が増加する。不釣合力が発生した時点で岸壁は水平変位する。
- (2) 時刻 t_1 で完全液状化($ru = 1.0$)し、過剰間隙水圧は泥土圧となる。同時に変位した岸壁背面には不完全液状化域が現れ、時刻とともに広がっていく。このため、せん断抵抗も増加していく。
- (3) 時刻 t_2 において、摩擦抵抗及びせん断抵抗が慣性力及び側面圧を超え、変位は終了する。

2.5 計算結果

対象としたケーソン岸壁PC1(法線NS方向)及びPL1(法線EW方向)は、ケーソンサイズや設置水深は等しく、基礎捨石幅や置換深さ、裏込石の形状等が異なるだけで、本計算モデル上の相違は入力地震動のみである。

時刻 t_0 及び t_1 は、先に示したポートアイランド観測波(図-6)から、主要動の開始時刻とピークとなる時刻を $t_0 = 3.5s$ 、 $t_1 = 5.5s$ と読み取った。不完全液状化領域の最大範囲(B_{max})は図-9より、岸壁背面から噴砂痕の境界までの距離を読み取り、 $B_{max} = 12m$ とした。また、時刻 t_2 については、せん断抵抗が最大値($S = S_{max}$ 、 $B = B_{max}$)となる時刻 t_2 を仮定すると、それに対する水平変位量の経時変化($Sh \sim t$)を計算でき、 $t = t_2$ 以降は水平変位量の増加がみられなくなるような時刻 t_2 を試行計算により求めた。この結果、PC1では $t_2 = 15s$ 、PL1では $t_2 = 11s$ とした。

PC1及びPL1計算結果を図-13⁹⁾、図-14⁹⁾に、両者の比較を表-1に示した。なお、図中のケーソン岸壁背後の鋼管杭構造物は、コンテナクレーンのクレーンレール基礎で、これによる影響は微少であり考慮しない。

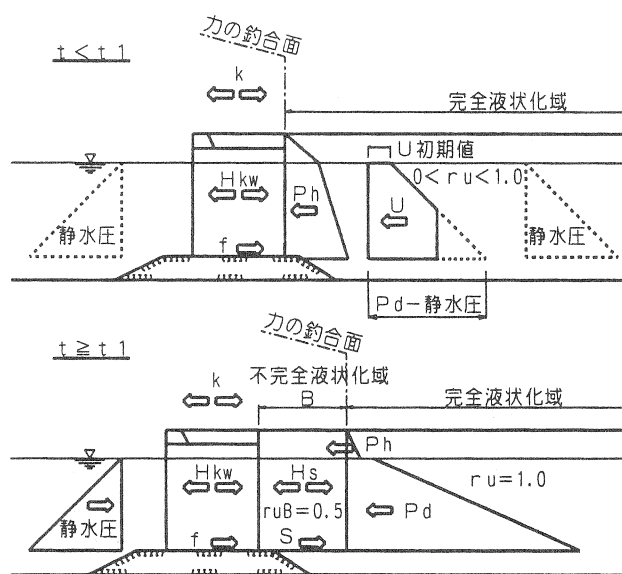


図-11 力の釣合いのモデル図

図-12に不釣合力と過剰間隙水圧比、不完全液状化範囲及び水平変位量の経時変化を示した。

過剰間隙水圧比の経時変化については、既往の実験や解析(例えば文献⁶⁾⁹⁾の知見によった。つまり、

- ・過剰間隙水圧の発生から完全液状化に至るまでは一定の時間経過があり、地震加速度の増大する時刻とよく対応していること。
- ・岸壁直背面では、過剰間隙水圧比はピークに達するとすぐに低下していき、0.5程度で推移していくこと。
- ・岸壁よりある程度離れた埋立土中では1.0に近い過剰

表-1 計算結果

| 項目 | PC1 | PL1 |
|---------|------------|------------|
| 実測水平変位量 | 2.55~2.80m | 3.48~4.13m |
| 計算結果 | 2.79m | 3.30m |

実測の変位量は法線の天端のはらみ出し量を測ったものである。背面土塊の範囲の読み取り精度の問題はあるが、結果は良く一致している。

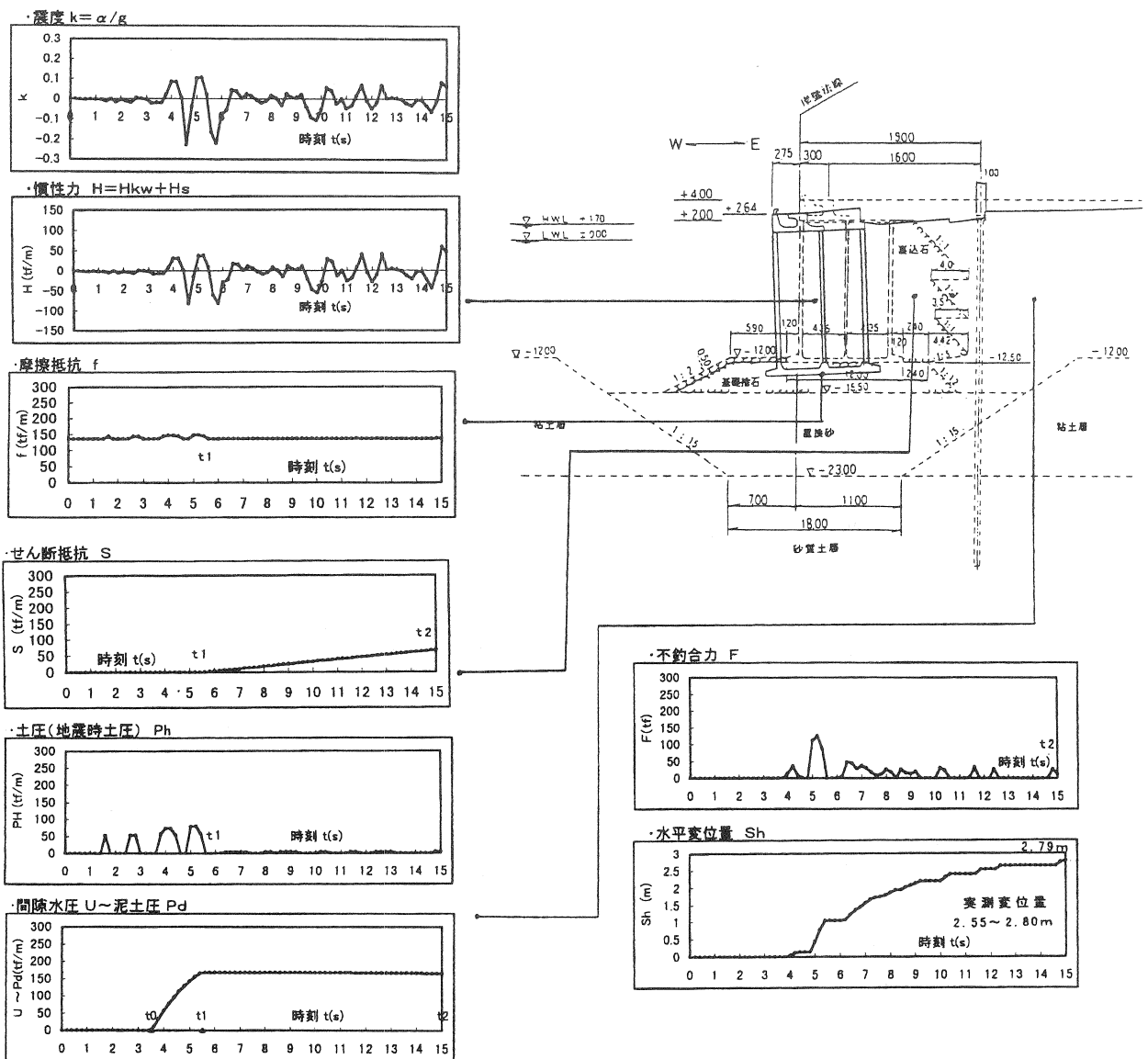


図-13 水平変位量計算結果図(PC1)

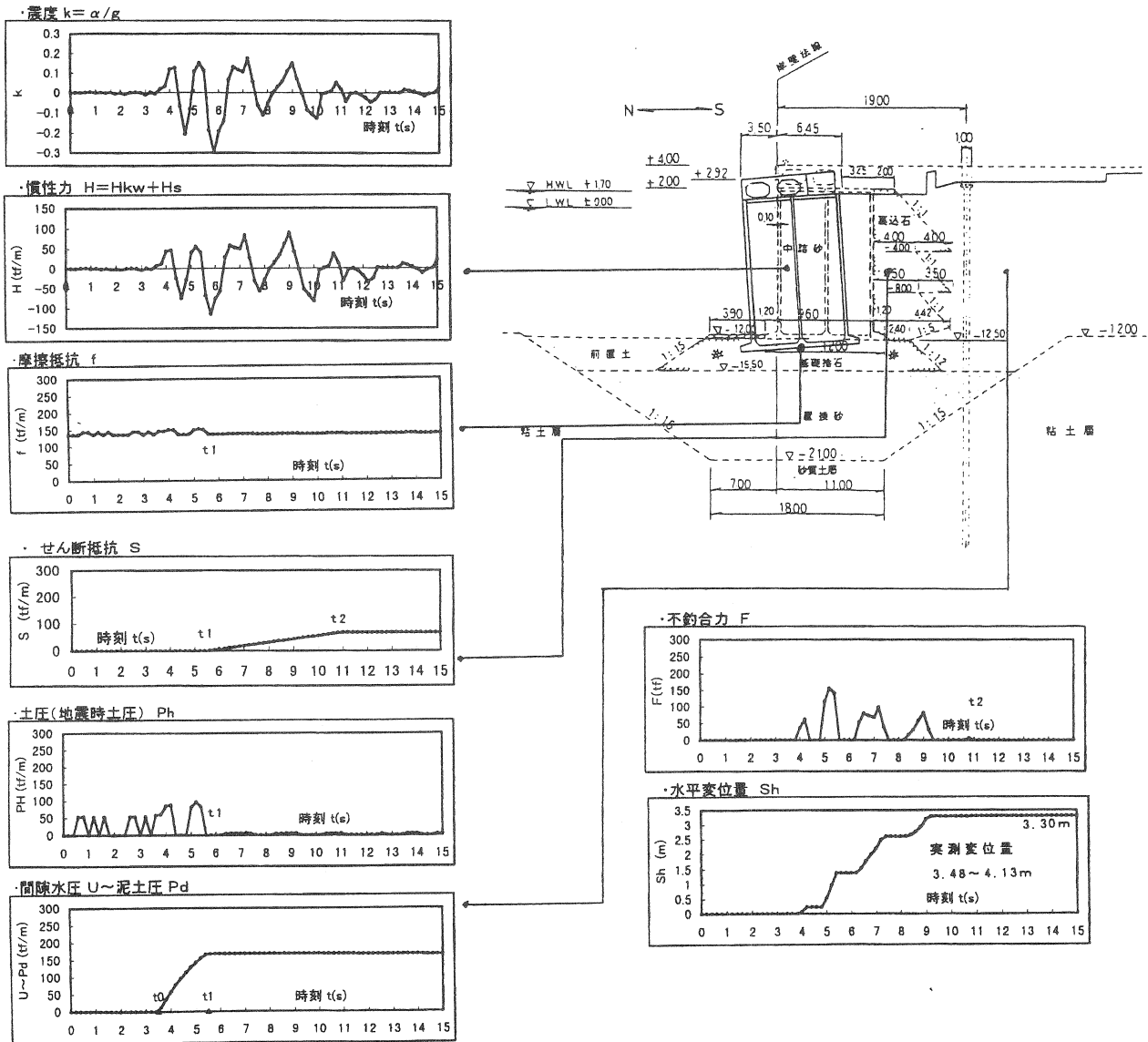


図-14 水平変位量計算結果図(PL1)

3. まとめ

ケーソン岸壁の水平変位量を試算した結果、次のようなメカニズムによって変位すると考えられる。

- (1) ケーソン岸壁には慣性力に加え、背後地盤が液状化することにより泥土圧が作用することで、大変位を引き起こす。
- (2) 過大な側面圧により、ケーソン岸壁が変位した際には、岸壁直背面では一定の範囲で間隙水圧が低下する。
- (3) 間隙水圧の低下した範囲は岸壁の変位につれて広がる。
- (4) 上記の範囲内の土塊は、泥土圧に対し抵抗力を生じる。

- (5) この抵抗力の増加と、泥土圧+慣性力のバランスにより、岸壁変位は停止する。

実測値と計算値は良く一致し、また、背後地盤の変状も上記のメカニズムによりうまく説明できる。

4. 謝辞

本報告をまとめるに際して多くの助言、御協力を頂きました土質工学セミナー広島地区の方々に厚く感謝いたします。

参考文献

- 1)竹内, 田中, 土工, 住岡, 古川, 熊本: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, 地盤と建設, Vol.15, No.1, pp91~100, 1997.
- 2)稲富, 善他:1995年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告, 港湾技研資料, No.857, 1997.
- 3)松永康男, 及川研, 輪湖建雄: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, 阪神・路大震災に関する学術講演会論文集, 土木学会, pp.386~387, 1996.
- 4)Newmark, N.M:Method of computation for structural dynamics, EM, ASCE, Vol.85, EM3, pp.67~94, 1959.
- 5)石原研而, 安田進, 原田健二:土質特性と地盤の挙動(阪神・淡路大震災特集), 土木学会誌, Vol.80, p. 52, 1995.
- 6)菅野, 三藤, 及川:ケーソン式岸壁の被災に関する模型振動実験, 港湾技研資料, No.813, p.212, 1995.
- 7)Masanori Hamad, Ryouji Isoyama, Kazue Wakamatsu :The 1995 Hyougoken-Nanbu(kobe)Earthquake, Association for Development of Earthquake Prediction, School of Science and Technology, Waseda University, Japan Engineering Consultants, p.43, pp.51~53, 1995.
- 8)稲富, 善他:1995年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告, 港湾技研資料, No.857, p.777, p.821, 1997.
- 9)井合進, 一井康二, 森田年一:ケーソン岸壁の有効応力解析, 港湾技研資料, No.813, p.266, 1995.