

## 矢板岸壁の液状化変形プロセスの解釈と Newmark法を用いた変形予測

### Interpretation of Deformation Process of Sheet Pile Quaywall Due to Liquefaction and Deformation Prediction Based on the Newmarks Method

関 勇二 Yuji SEKI (株) エイトコンサルタント)  
三木正司 Masashi MIKI (株) エイトコンサルタント)  
柳田敏明 Toshiaki YANAGIDA (不動建設(株))  
村上恵洋 Shigehiro MURAKI (不動建設(株))

控え矢板岸壁における液状化被害事例を基に、液状化に伴う変形プロセスを想定し、簡易モデルによる試算を行った。矢板下端が液状化層内にある場合、岸壁矢板と控え矢板で囲まれる部分を仮想ケーソンとみなし、時刻歴を考慮した背後地盤の間隙水圧の上昇、消散過程を想定して得られた不釣合い力をもとにNewmark法を用いて変位量を算定した。その結果、変形に関わる支配的要因と変形メカニズムの定量的解釈が可能となった。

キーワード：液状化、控え矢板岸壁、Newmark法、変形メカニズム (IGC:H7)

#### 1. まえがき

1995年12月より(社)地盤工学会中国支部の土質工学セミナー広島地域では液状化による地盤や構造物の変位、変形に焦点をあて、効果的な対策手法を探ることを目的に研究を進めてきた。その際、液状化に伴う構造物の挙動は、その形式により異なるとの考えより、各種構造物ごとにグループ分けした研究を進め、著者らはその中で矢板構造物について担当した。これらの成果は、1996年7月、1997年8月、1998年7月に開催された(社)地盤工学会中国支部の土質工学セミナー報告会にて発表しており、本論文はこのうち1998年7月に発表した内容をとりまとめたものである。

この研究では液状化による被害メカニズムを理解するために、まず実際に発生した被害事例を分析した。次に、いくつかの変形プロセスを想定し、実測データとの比較を行い、その妥当性を吟味した。被害事例としては、釧路港(釧路沖地震)、秋田港(日本海中部地震)、函館港(北海道南西沖地震)を検討した。このうち釧路港、秋田港の事例のように矢板の根入れ部までは液状化しなかったケースの場合、岸壁矢板が液状化層の中央付近で破損する被害パターンとなる。このパターンの場合、完全液状化が発生した時には泥土圧(土圧係数を1.0)を作用させた単純ばりの簡易モデルにて説明可能であることを見出した<sup>1)</sup>。また、函館港の事例のように、矢板の根入れ部までは液状化しなかったケースの場合、矢板岸壁全体がはらみ出し、矢板等は破損しないという被害パターンとなる。このパターンについて地盤パネのモデルによる試算を試みたが、矢板が破損しないという点の説明ができなかった。そこで、こ

の被害パターンについては、これまでの模型実験<sup>2)</sup>等を参考とし、控え矢板と岸壁矢板とで囲まれた部分を仮想ケーソンとし、力の釣り合いを考慮していく工夫が必要であることが考察された。

そこで、本報告では函館港の事例について、仮想ケーソンに作用する力の地盤の液状化を考慮したモデル化、Newmark法による時刻歴を追った水平変位量の算定を通じて、変形メカニズムを検討した。

#### 2. 変形プロセスの解釈

##### 2.1 函館港第6岸壁の被災事例<sup>3)</sup>

函館港第6岸壁の被災は、図-1に示すとおり、岸壁が沖側に約5mはらみだし、控え矢板背後に大きな陥没が生じるとともに、さらに陸側に噴砂が発生するものであった。その際、矢板、タイロッドは破損していない。また、この被害パターンの特徴としては、図-2に示すとおり、矢板の根入れ部まで液状化していたことが挙げられる。

##### 2.2 変形プロセスの解釈

1) 推測 これまでの知見を基に本事例の変形プロセスにおいて、次の仮定を考えた。

- ・ 控え矢板背後の地盤が液状化し、常時土圧が泥土圧まで上昇するため、岸壁矢板が前傾する。
- ・ 控え矢板背後地盤の過剰間隙水圧の大小が、変形の大小に影響している。

- ・ 控え矢板直背後の過剰間隙水圧は、その程度や範囲は明らかではないが岸壁及び控え矢板の大変形によりいくらか消散し、泥土圧までは上昇しない。
- ・ 控え矢板直背後の地盤は、過剰間隙水圧の消散により、有効応力が一部回復し、岸壁及び控え矢板とともに前方へ移動する部分が生じ、その後方の液状化地盤が流動的に追隨してくる。

そこで、被害の実態や模型実験の結果より、控え矢板と岸壁矢板とで囲まれた部分を仮想ケーソンとみなし、仮想ケーソン直背後の過剰間隙水圧を考慮した試算を実施した。

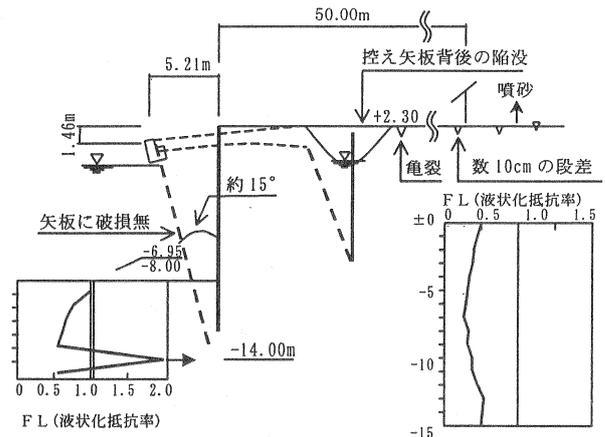


図-1 岸壁被災概略図

- 2) 試算 検討の対象とする函館港の断面を図-3 に示す。ここで、図-4 に示す ABCD で囲まれた塊を仮想ケーソンとみなして主として滑動に対する安定検討を行う。A,B は岸壁矢板の先端であり、C,D は控え矢板位置の鉛直線上の点である。常時において、仮想ケーソンの背面には、静水圧と主働土圧が作用する。これに対して前面には静水圧と受働土圧、底面 BC にはせん断抵抗が働く。地震時にはこれに加え仮想ケーソンに慣性力が作用する。さらに、地盤が完全液状化に至った場合、背面への作用力が泥土圧(土圧係数 1、単位体積重量=飽和重量)へ、また前面の受働土圧が消滅する。それぞれの滑動に対する安定計算検討条件は、表-1、検討結果は表-2 のとおりである。

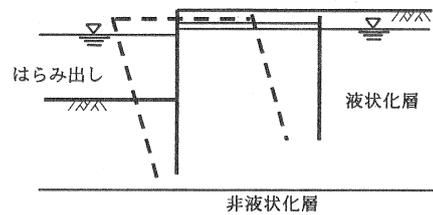


図-2 矢板根入れ部まで液状化していたケース

- 3) 解釈 剛体に力が作用して全体の力のバランスが不釣り合い状態となると、不釣り合いの力によって剛体は慣性

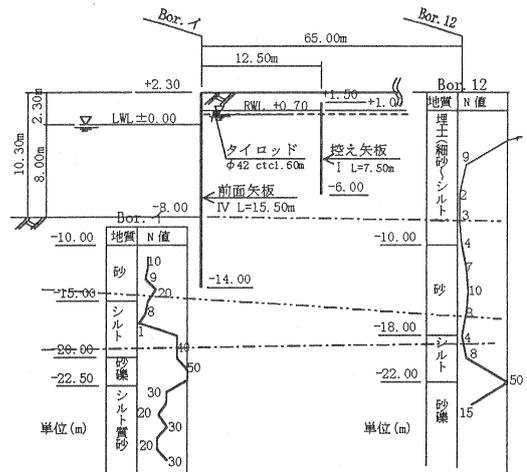


図-3 函館港岸壁断面図

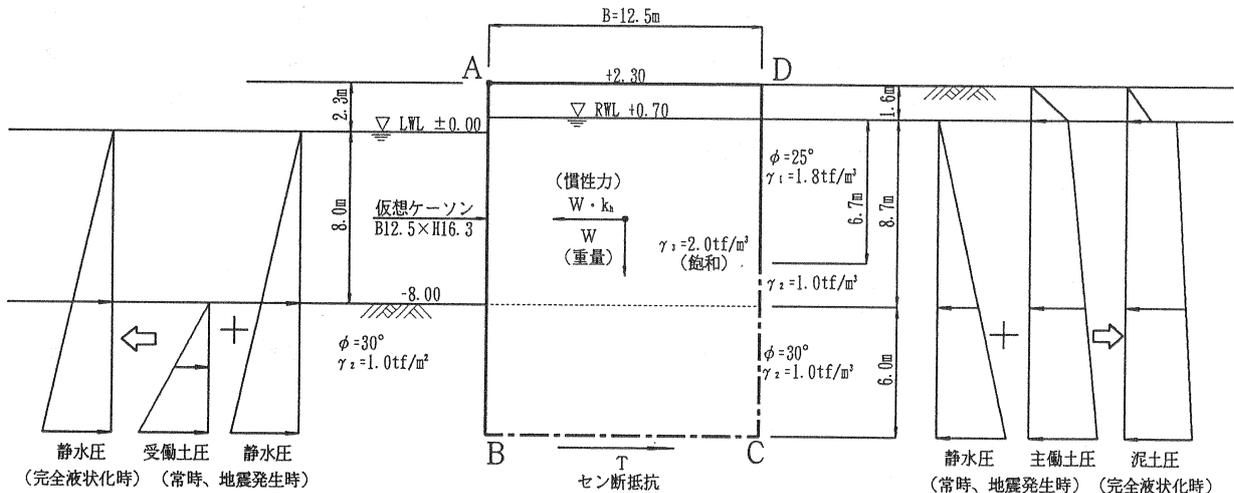


図-4 仮想ケーソンに働く外力

表-1 検討条件

項目	条件
設計水平震度	$k_h=0.07$
潮位	HWL (設計高潮位) +1.00m LWL (設計低潮位) ±0.00m RWL (残留水位) +0.70m 矢板式の場合の RWL の算定 $RWL=LWL+2/3 \cdot (HWL-LWL)$
内部摩擦角 (非排水条件)	+2.3m ~ -8.0m $\phi=25^\circ$ -8.0m 以深 $\phi=30^\circ$
単位体積重量	空中 $\gamma_1=1.8\text{tf/m}^3$ 水中 $\gamma_2=1.0\text{tf/m}^3$ 飽和 $\gamma_3=2.0\text{tf/m}^3$
土圧係数	(常時) 主働 +2.3m ~ -8.0m $k_a \cos \delta = 0.35$ -8.0m 以深 $k_a \cos \delta = 0.29$ 受働 $k_p \cos \delta = 4.81$ ここに、 $k_a$ :主働土圧係数 $k_p$ :受働土圧係数 $\sigma$ :壁面摩擦角 (主働側 $\sigma=15^\circ$ 、受働側 $\sigma=-15^\circ$ ) (地震時) 主働 +2.3m ~ -8.0m $k_a \cos \delta = 0.40$ -8.0m 以深 $k_a \cos \delta = 0.34$ 受働 $k_p \cos \delta = 4.53$ (完全液状化時) $k_a \cos \delta = 1.00$
せん断抵抗	$T=W \cdot \tan \phi$ $\phi=30^\circ$

表-2 検討結果

項目	安定計算結果		
	常時	地震時発生時	完全液状化時
滑動力 (陸→海)	静水圧 108tf/m 主働土圧 45tf/m 小計 153tf/m	静水圧 108tf/m 主働土圧 58tf/m 慣性力 28tf/m 小計 194tf/m	泥土圧 260tf/m
抵抗力 (海→陸)	静水圧 98tf/m 受働土圧 87tf/m せん断抵抗 233tf/m 小計 418tf/m	静水圧 98tf/m 受働土圧 82tf/m せん断抵抗 233tf/m 小計 433tf/m	静水圧 98tf/m
安全率	抵抗力 / 滑動力 = 2.73	抵抗力 / 滑動力 = 2.23	抵抗力 / 滑動力 = 0.38

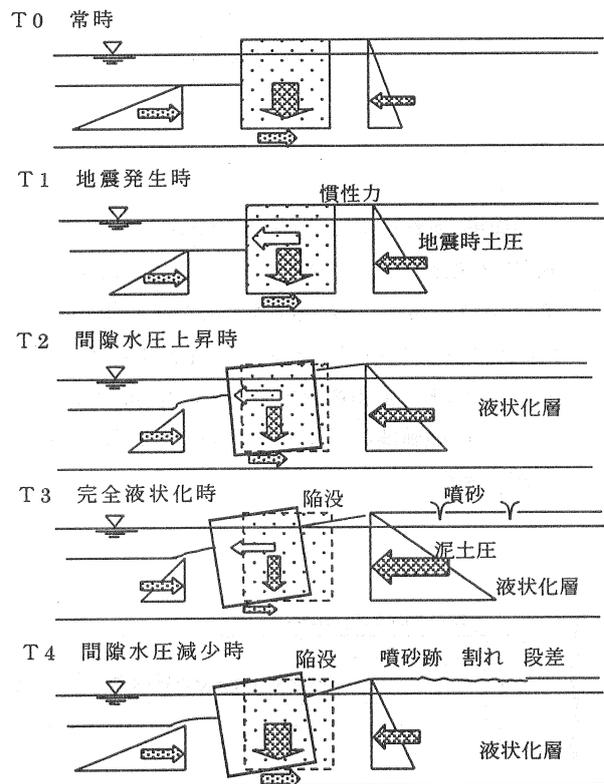


図-5 岸壁被災概略図

の法則により移動を始める。矢板岸壁の事例で、非液体化層に根入れされていない岸壁が大きくはらみ出したのは、滑動に対する安定検討での試算で示されるように、液状化時の水平力のバランスが不釣り合いとなったためと推測される。

しかし、その水平変位は慣性力のみでは発生せず、液状化に伴う過剰間隙水圧の発生、有効応力の減少、これによる前面での受働土圧の減少が主要と考えられる。

この変形は、側圧が増大したある時点で生じ、時間の経過とともに間隙水圧が消散し、地盤のせん断抵抗と前面受働土圧等の回復により、再びバランスが保たれるようになり収束する。つまり、仮想ケースのはらみ出し変形のプロセスは、図-5 の変形プロセス図と安定計算の結果から、図-6、図-7 で表される。図-6 は時間の経過を横軸にとり、縦軸に不釣り合い力Fをとったものであり、図-7 は縦軸に累積はらみ出し量をとったものである。

なお、本試算は水平変位のみを取り扱っており、鉛直変位については考慮していない。

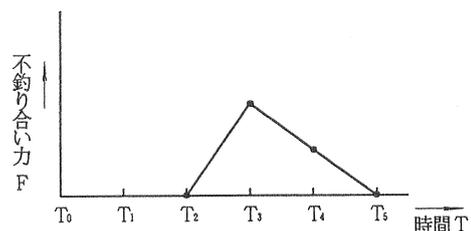


図-6 時間～不釣り合い力の関係図

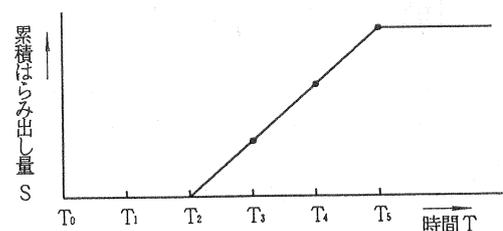


図-7 時間～累積変位量の関係図

2.3 矢板岸壁の変形メカニズム

1) 試算方法

仮想ケーソンに生ずる不釣り合い力と時間の関係から変位量を求める方法として Newmark の方法<sup>4)</sup>を用いた。Newmark 法は、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を2回積分して変位量を求める方法である。

$$S = \iint \frac{F}{m} dt^2 \quad (1)$$

ここに、  
 S:変位量  
 F:不釣り合い力  
 m:剛体質量

2) 検討条件

・ 入力波

函館港(地表)における SMAC EQ 記録<sup>3)</sup>より、岸壁設置方向を考慮して、EW 成分を使用した。これを計算の簡便化のため、図-8 における実測波を図-9 のようにモデル化した。なお、SMAC EQ 記録とは、電磁気式デジタル記録方式の ERS 型強震計から得られた記録を機械式の SMAC-2B 型強震計により得られる加速度記録に換算したものである。

すなわち、水平加速度は、図-9 における A 点から B 点までの 24 秒間に 70cm/s<sup>2</sup>、B 点から C 点までの 30 秒間に 30cm/s<sup>2</sup>とし、それぞれ周期 2 秒で作用するものとした。また、B 点で完全液状化に至り、C 点で過剰間隙水圧が消散すると仮定した。

・ 水平震度

地表面加速度  $\alpha$  を野田ら<sup>5)</sup>が示す換算式 ( $\alpha \leq 200\text{Gal}$ ,  $k_h = \alpha/g$ )を用いて、水平震度に変換する。

A 点 → B 点 (0sec → 24sec)  
 $\alpha = 70\text{cm/s}^2$ より、 $k_h = 0.07$   
 B 点 → C 点 (24sec → 54sec)  
 $\alpha = 30\text{cm/s}^2$ より、 $k_h = 0.03$

3) 検討モデルおよび外力の算定

・ 変形の発生の仮定

仮想ケーソンは、地震動により慣性力が発生する。慣性力の作用する向きは、図-10 に示すとおり、半周期ごとに海側、陸側と変化するが、②の陸側に慣性力が働くときには、仮想ケーソン背後の土圧により不釣り合い力は生じない、つまり変形は生じないと仮定する。

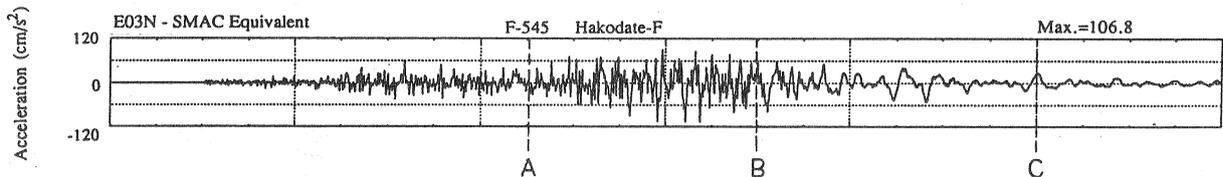


図-8 函館港における強震記録<sup>3)</sup>

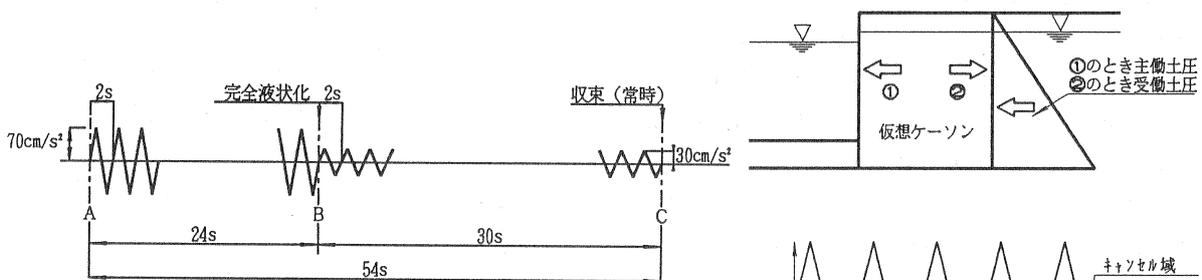


図-9 入力波のモデル化

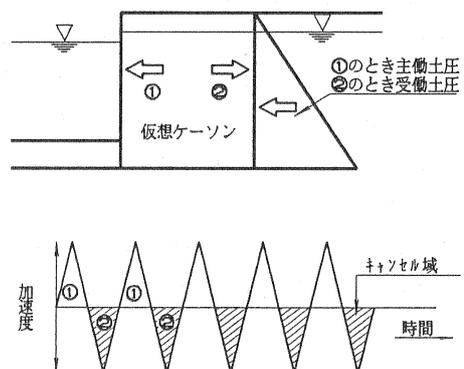


図-10 慣性力の向きによる変形の考え方

- Case.1: 仮想ケーソン背後が完全液状化したと考  
えた場合

仮想ケーソンに働く滑動力、抵抗力の関係は、図-11  
の実線のとおりである。この場合、完全液状化に達した B  
点(24s)では、“主働土圧 Pa+間隙水圧 Ua+静水圧 Wa”  
は、“泥土圧”と等しくなる。また、完全液状化に至る間(A  
→B)、および過剰間隙水圧が消散する間(B→C)の主  
働土圧は、過剰間隙水圧比(過剰間隙水圧比=過剰間  
隙水圧/初期有効応力)の値によって比例配分させてい  
る。受働土圧についても同様である。セン断抵抗も間隙  
水圧の上昇に伴う有効応力の減少を考慮し、完全液状  
化時で 0 となるよう比例配分させている。なお、間隙水  
圧については、外力の時間的変化を台形荷重として取り扱  
ったため放物線的な変化となっている。

- Case.2,3: 仮想ケーソンの変形に伴い直背後の  
間隙水圧が減少すると考えた場合

仮想ケーソンに働く滑動力、抵抗力の関係は、図-11  
のうち破線が Case.2、一点鎖線が Case.3 となる。

この場合、岸壁の変形による仮想ケーソン直背後の間  
隙水圧の消散を考慮し、完全液状化となる前のD点で間

隙水圧の低下を見込んでいる。主働土圧、受働土圧、セ  
ン断抵抗についても、この消散が開始した時点から回復  
すると設定している。(過剰間隙水圧比による側圧の考え  
方は、Case.1と同様である。)

Case.2 については、間隙水圧の消散時刻D点を 19  
秒とし、Case.3 については、21 秒とした。

図-11 に示すとおり、滑動力のうち支配的となるのは間  
隙水圧であり、抵抗力のうち支配的となるのはセン断抵  
抗となる。

また、滑動力、抵抗力の差分、つまり不釣り合い力の時  
間的変化は図-12 のようになる。

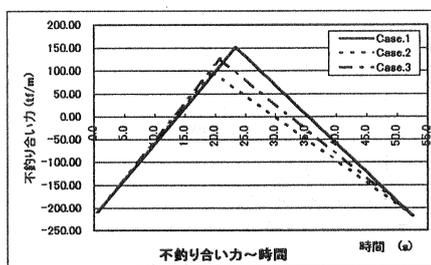


図-12 不釣り合い力～時間

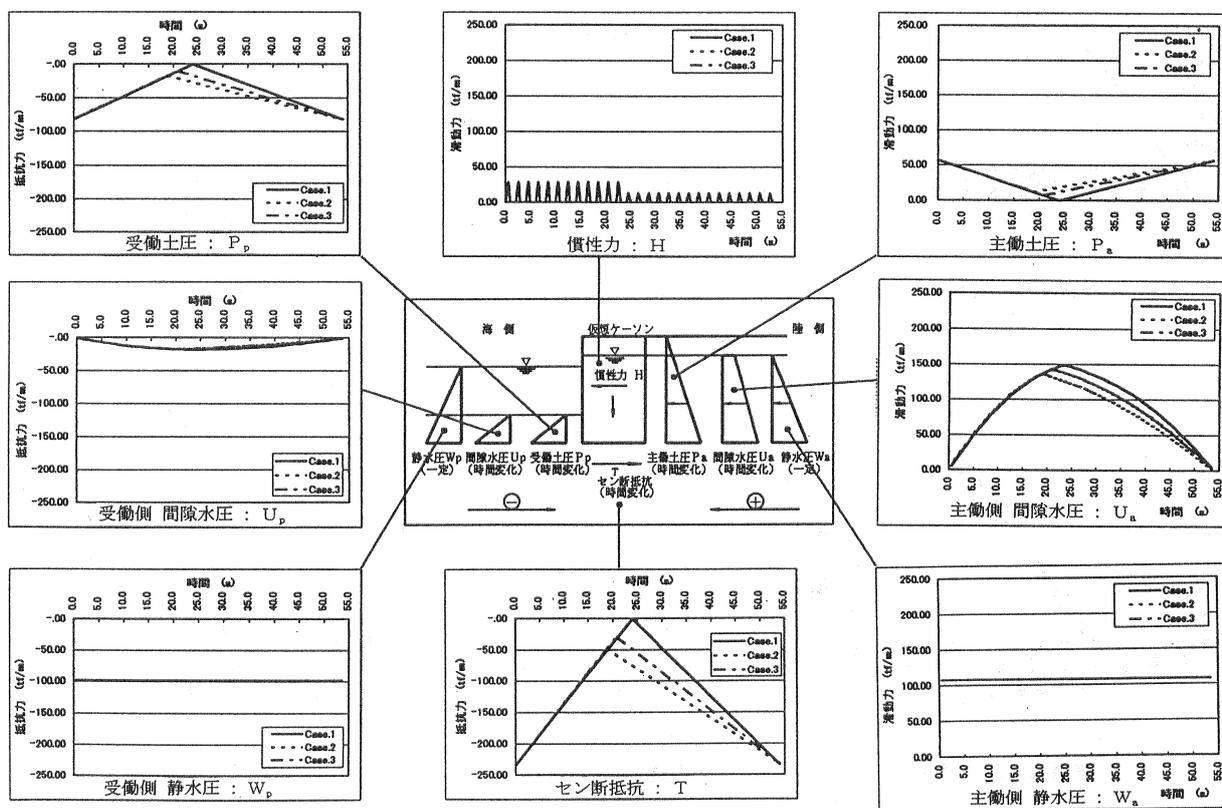


図-11 仮想ケーソンに働く滑動力および抵抗力

4) 試算結果

各ケースの試算結果を図-13、図-14、図-15と表-3に示す。図-13～図-15には滑動力における支配的な成分である間隙水圧の変化と、最も間隙水圧が大きくなった時点での外力図および累積変位図を示した。

ここで求めた累積変位量は、いずれも重心位置に相当すると考えられるため、現実の天端変位量 5.2m と直接比較できないが、Case.1 のように仮想ケーソン直背後での完全液状化を想定すれば計算された変位量は 6.4m で実測値より大きめの値となるが、岸壁の変位による過剰間隙水圧の消散過程を考慮すれば 2.6m(Case.2)、4.4m(Case.3)となり小さめの値となる。このことから、岸壁の変位に伴う過剰間

隙水圧の消散を適切に考慮すると、本研究で行った方法を用いて矢板岸壁の変形予測が可能であることがわかる。

また、仮想ケーソンの変位は、深さ方向に対する平均的な過剰間隙水圧比が概ね 0.7 に達した時点より発生した。

表-3 検討結果

Case.	累積変位量 (m)	
	収束時	完全液状化時
1	6.35	2.98
2	2.61	—
3	4.25	—

(函館港第6岸壁弁天ふ頭の実測天端変位量 5.21m)

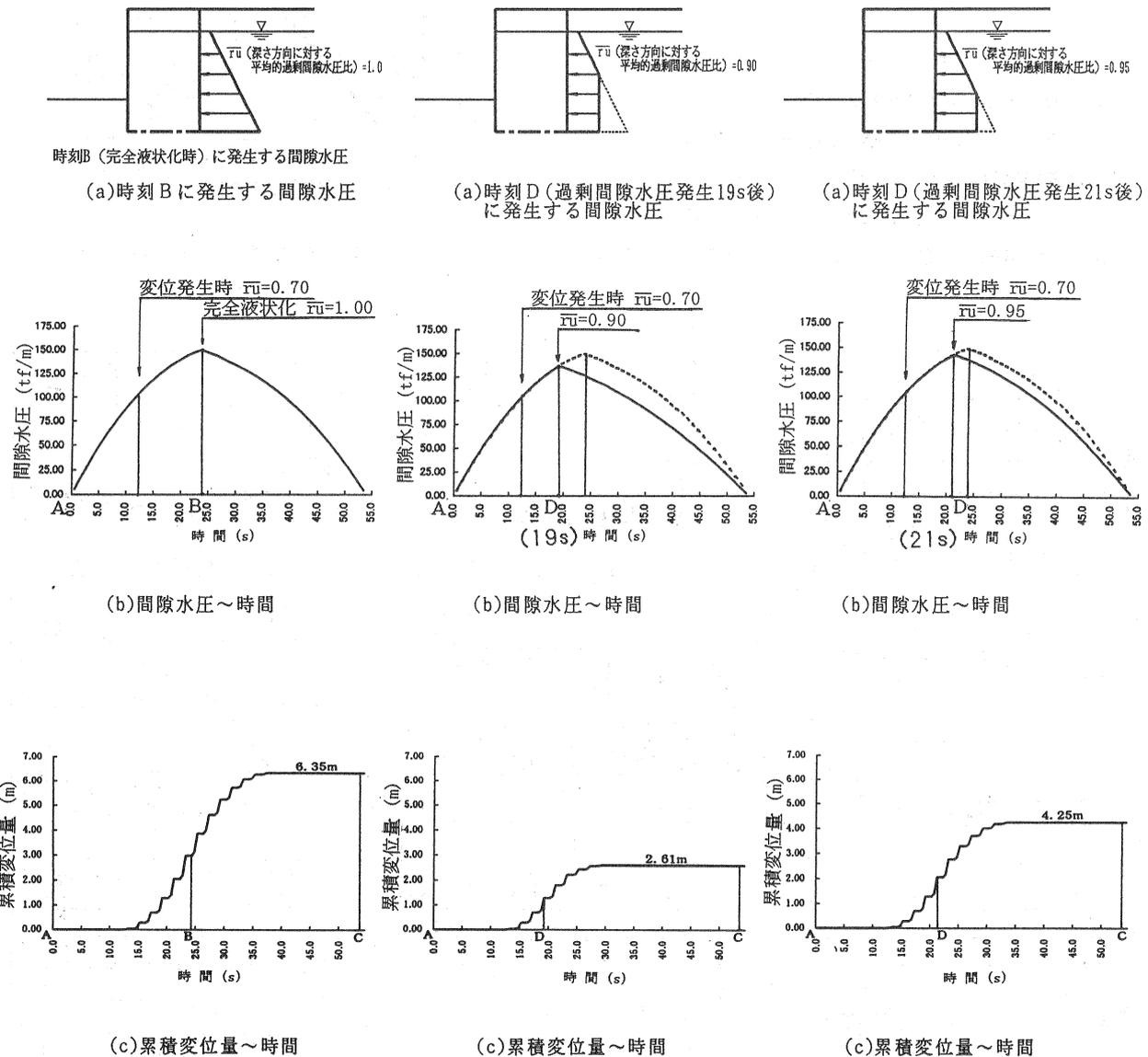


図-13 Case.1 試算結果

図-14 Case.2 試算結果

図-15 Case.3 試算結果

### 3. まとめ

#### 3.1 変形メカニズムの推定と解釈

非液状化層に根入れのない場合の矢板岸壁の変位を岸壁矢板と控え矢板で囲まれる仮想ケーソンに生じる不釣り合い力によって生じる滑動量として検討を行った。

本研究で行った試算の結果から、変形メカニズムは次のように考えられる。

- ・ 矢板岸壁の変位は、液状化による側圧の増大が主要因であり、慣性力だけでは滑動しない。
- ・ 側圧のうち、支配的であるのは過剰間隙水圧であるが、ここで行った試算の条件下では岸壁前面に向かう不釣り合い力が生じ、過剰間隙水圧比が概ね 0.7 程度になったときに変位を生じ始める。
- ・ 仮想ケーソン直背後の過剰間隙水圧比を 1、つまり泥土圧を作用させた場合、実測値よりも過大な変位量となる。したがって、岸壁の変位により仮想ケーソン直背後では間隙水圧の上昇が押さえられ、完全液状化には至らなかったものと推定できる。
- ・ 一方、この変位の影響の少ない岸壁よりある程度離れた地点では、完全液状化に至り、噴砂が生じたと考えられる。

#### 3.2 今後の課題

矢板式岸壁のはらみ出し大変形について、時刻歴という時間の軸を考慮し、検討を試みた。その中で、液状化による側圧の増大が最も変位に関与することは明らかになった。ただし、間隙水圧の消散過程の取り扱い如何で変位量が大きく変化するため、この点に関しては他の被災事例や研究実験成果と検証していく必要がある。

なお、今回の試算では、控え矢板背後のいくらかの地盤が、岸壁および控え矢板の変位とともに前方へ移動し、完全液状化には至らないという仮定を、仮想ケーソンに作用する過剰間隙水圧がある時刻で消散するという手法で行った。今後は、この背後地盤の取り扱いの違いによる検証も必要である。

また、本研究の最終的な目的である液状化被害対策手法について、定量的な提案ができなかった。より効果的な対策工法についても今後の課題としたい。

本研究にあたって多くの助言をいただきました広島地区土質工学セミナーのメンバーの皆様並びに多大なご指導をいただきました広島大学の佐々木康教授、森脇武夫助教授をはじめとする大学関係者の方々に厚く御礼を申し上げます。

### 参考文献

- 1) 三木正司、関勇二、荻島達也、柳田敏明：液状化に伴う矢板岸壁の変形プロセス、地盤と建設、Vol.15, No.1, pp.101~110, 1997.
- 2) 角田浩、牧田篤弘、小笠原政之、五瀬伸吾、宮田和、佐藤正義：地盤流動とその対策工の効果に関する遠心振動実験、第 32 回 地盤工学研究発表会、pp.995~996, 1997.7.
- 3) 運輸省港湾技術研究所：1993 年 北海道南西沖地震による港湾施設被害報告、港湾技研資料 No.791, P.18, 1994.
- 4) Newmark, N.M : Method of computation for Structural dynamics, EM, ASCE, Vol.85, EM3, pp.67~94, 1959.
- 5) 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、第 14 巻、第 4 号、pp.67~112, 1975.