

## ◆ 液状化特集 ◆

## 鋼矢板二重仮締切の地震時安定性に関する実験的検討

岡村未対\* 松尾 修\*\*

## 1. はじめに

鋼矢板二重仮締切は、樋門やポンプ場の新設及び改修工事等に伴う堤防開削時に、堤防に代わる機能を有するものとして設置される。同様の構造物としては、水中に構造物を建設する際に用いられるセル型締切や矢板式護岸などがあるが、鋼矢板二重仮締切は、二重の矢板が一段あるいは二段のタイロッドによって連結され、矢板と中詰め土が一体となって外力に抵抗する構造にその特徴がある。

鋼矢板二重仮締切は、堤防開削地点から堤内地への河川水の流入を防止することを目的とした構造物であり、堤防と同等の機能を有するものとされている。これまでは設計外力として、計画高水位の水圧に対して安定であるように設計されてきた。また、外力としては地震力も考慮し、二重締切に作用する地震慣性力に対しても安全であるように配慮されてきたが、地盤の液状化時の安定性に関する検討は行われていない。

一方、兵庫県南部地震以降、後背地の重要性が高くかつ堤防の沈下により浸水の可能性がある、いわゆる重要区間の河川堤防では、堤防の沈下による二次災害の発生を防止するために耐震対策事業が進められている。既往の地震による堤防の被災事例や模型実験等の研究成果によると、堤体が大きく沈下した事例では、地盤の液状化に起因したものがほとんどである。そのため、堤防の耐震対策も、地盤の液状化による堤防の沈下対策を主眼としたものとなっている<sup>1)</sup>。

このような背景から、鋼矢板二重仮締切についても地盤の液状化を考慮した設計法の構築が必要となった。本研究では鋼矢板二重仮締切の地震時挙動を調べ、基礎地盤液状化を考慮した設計法構築のために必要な知見を得ることを目的として動的遠心模型実験を行った。

## 2. 実験方法と実験条件

本研究では合計5ケースの実験を50Gの遠心加速度場にて行った。本報で述べる実験に関する物理量は、遠心模型実験の相似則に従って全て実物スケール(長さ及び時間を50倍)に換算したものである。

## 2.1 模型の概要

本研究で行った実験の模型概要図を図-1に、また実験条件をまとめて表-1に示す。全てのモデルで締切幅と締切高さをそれぞれ5.5mと5mとし、地盤条件、矢板の根入れ長さ、タイロッド段数を変えた実験を行った。この締切幅、締切高さはこれまでに施工された鋼矢板二重仮締切の平均的なものである。模型地盤は緩い砂層(江戸崎砂層)、密な砂層(硅砂層)、あるいは軟弱粘土層(カオリン粘土層)から成り、中詰め砂には硅砂を用いた。

モデルAは模型矢板を非液状化層である密な砂層まで打設したモデルであり、締切上端から0.5mの位置と原地盤面上0.5mの位置にタイ材を取り付けた2段タイのモデル(A-2)と上段だけタイ材を取り付けた1段タイのモデル(A-1)について実験を行った。モデルBは高水時の設計<sup>2)</sup>により決定される断面であり、矢板先端が非液状化層にまで達していないフローティングタイプのモデルである。Bでも2段タイ(B-2)と1段タイ(B-1)モデルについて実験を行った。後述するように、非液状化層に根入れしたモデルでは二重締切は沈下に対して安定であるが、フローティングタイプは地盤の液状化により大きな沈下が生じることが分かった。そこで、砂地盤中に介在する比較的

表-1 実験条件一覧

モデル	矢板	根入れ長 (m)	タイ段数	最大入力加速度 (gal)	支持層への根入れタイプ
A-1	板状	11	1	210	根入れ有
A-2		11	2		
B-1		5.0	1		フローティングタイプ
B-2		5.0	2		
C	波形	9.5	2		中間粘土層へ根入れ有

Seismic Behavior of Double Sheet Pile Wall Cofferdams on Liquefiable Sand Deposits

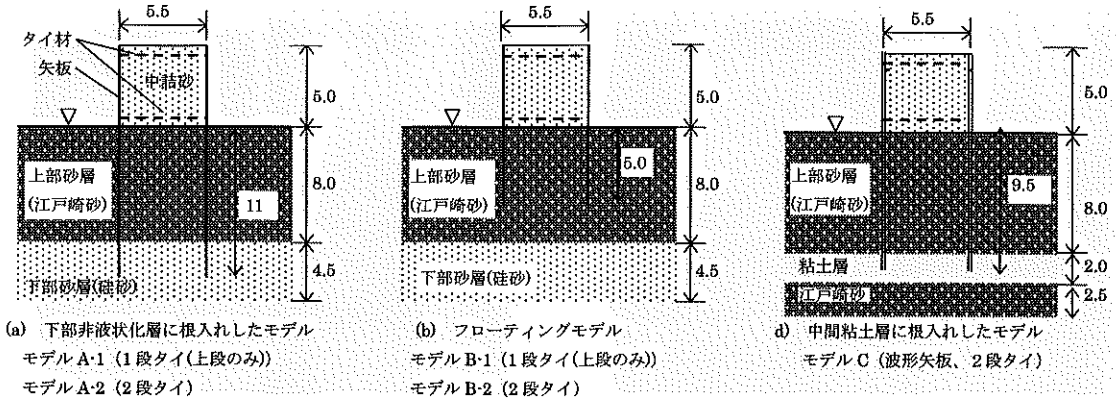


図-1 鋼矢板二重仮締切模型の概要 (単位:m)

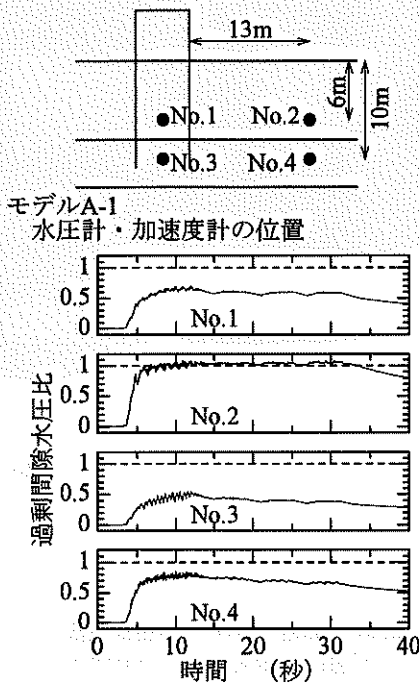


図-3 地盤内代表地点の過剰間隙水圧比と応答加速度 (モデルA-1)

薄い軟弱粘性土層を支持層として利用し得る可能性を検討するために、液状化層に挟まれる軟弱粘土層に矢板先端を1.5m根入れした2段タイのモデルCについても実験を行った。

なお、地表面に不飽和層のない、鋼矢板二重締切にとって厳しい状況を想定し、全モデルで地下水位は地盤表面と一致させた。締切両側での水位差は無い。モデルA, Bで使用した矢板は厚さ160mmの鉄板で、曲げ剛性( $EI=70MN \cdot m^2/m$ )は鋼矢板IV型( $58MN \cdot m^2/m$ )と概ね等しいが、単位幅当たりの重量は $1357kg/m^2$ とIV型矢板

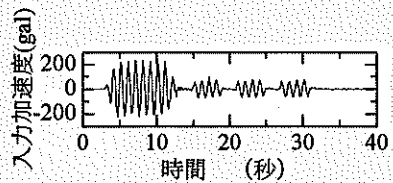
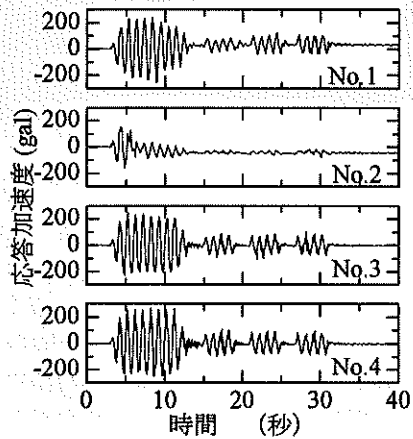


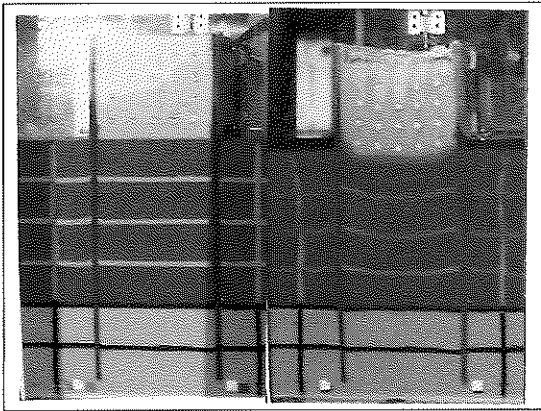
図-2 入力加速度の時刻歴



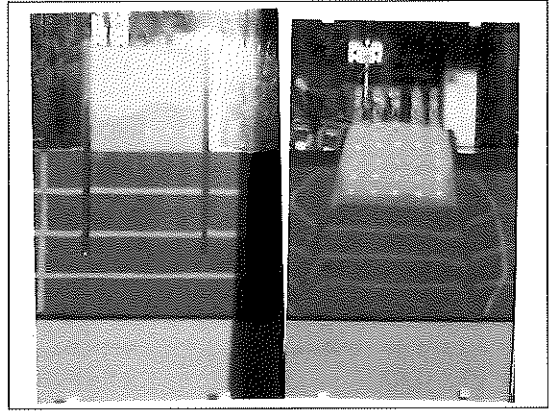
(約 $190kg/m^2$ )の約7倍である。またモデルCで使用した矢板は、垂鉛板を波形に折り曲げ加工したもので、曲げ剛性( $=60MN \cdot m^2/m$ )、単位幅当たりの重量( $=430kg/m^2$ )共にIV型矢板に比較的近いものとした。これは後述するようにモデルA, Bで比較的大きな沈下が生じたが、これは使用した矢板重量が大きいためと考えられるのでモデルCでは矢板重量についても実物の矢板に近いものとした。

## 2.2 模型地盤の力学特性

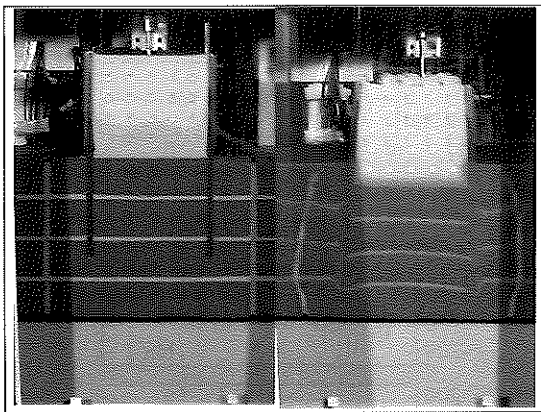
緩い砂層の作成に使用した江戸崎砂は、細粒



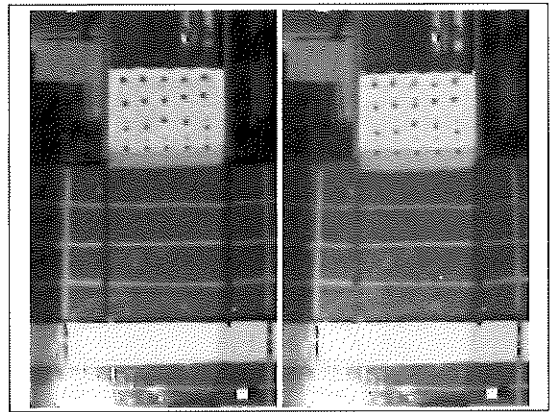
(a) モデル A-2 (2 段タイ)



(b) モデル B-1 (1 段タイ)



(c) モデル B-2 (2 段タイ)



(d) モデル C (2 段タイ)

写真-1 加振前後の鋼矢板二重締め切り模型

分含有率 11% の山砂であり、模型地盤では乾燥密度  $\rho_d = 1.35\text{g/cm}^3$  となるように締め固めた。この密度での液状化強度比は約 0.16 と小さく、液状化後にはひずみが急増する極めて緩い砂の挙動を示すものである。下部砂層及び中詰め砂には硅砂を用い、相対密度約 70~80% のやや密な状態とした。三軸圧縮試験から得られた硅砂の内部摩擦角は  $\phi' = 38^\circ$  である。また、粘土層はカオリン粘土を一旦スラリー化し、模型土層内で圧密することによって作成した。粘土層の応力履歴及び実験後に測定した含水比から、その非排水強度は約 53kPa であると推定された。なお、実験で使用した土の諸特性の詳細は文献<sup>3)</sup>を参照されたい。

### 2.3 入力加速度

入力加速度の時刻歴を図-2 に示す。主要動部は最大加速度が約 210gal、卓越周波数が 1Hz の正弦波からなり、全加振時間は約 28 秒間である。全ての実験をこの加速度時刻歴で加振した。この入力地震動は、模型地盤を液状化させるのに十分強

く、かつ堤防耐震事業で想定している地震動レベルから大きく逸脱しないように定めた。

## 3. 実験結果

### 3.1 地盤の過剰間隙水圧と応答加速度

典型的な過剰間隙水圧および応答加速度記録として、モデル A-1 の代表的な 4 地点における過剰間隙水圧比と加速度の時刻歴を図-3 に示す。水平地盤部の江戸崎砂層 (No.2 地点) では加振開始後急激に水圧が上昇し、およそ 5.5 秒で過剰間隙水圧比が 1 に達すると共に加速度もこの時点を境に大きく減衰しており、地盤が液状化したことが分かる。また密な水平地盤部の下部砂層 (No.4 地点) では水圧比は 1 より小さく加速度の減衰も見られないことから液状化していないものと判断できる。一方、矢板で囲まれた締切内側では、有効上載圧が大きいこと及び初期せん断応力が作用していることから何れの深度においても完全な液状化には至らなかった。このように、全てのケース

で緩い砂層 (江戸崎砂層) の水平地盤部は液状化し、締切内側と密な下部砂層 (硅砂層) 及び粘土層は液状化に至らなかった。

### 3.2 変形メカニズムと沈下量

#### 3.2.1 モデル A、モデル B

密な下部砂層に矢板先端を根入れしたモデル A-2、及び矢板先端が緩い砂層中に留まっているモデル B-1、B-2 の加振後の変形状況を写真-1 に示す。写真中の縦横の格子線は、矢板と地盤の変形状況を観察できるようガラス面近くに設置した色砂である。モデル A-2 では下部タイロッドと下部砂層で支持された矢板が、締切内江戸崎砂層からの土圧が増加することにより樽状に膨らみ、結果として申請め土表面が約 0.5m 沈下したが、矢板自体の沈下量は非常に小さい。一方、フローティングタイプ 1 段タイのモデル B-1 では、江戸崎砂層内で矢板周辺地盤が液状化し、矢板が拘束を失ったために八の字に大きく開き、申請め土と共に矢板が大きく沈下した。申請め土表面は約 2.9m、矢板天端は 3.2m 沈下し、矢板下端は下部砂層表面まで達した。また、モデル B-2 では二段のタイ材に支持されているために矢板が八の字に大きく開くことはないものの、矢板と申請め土表面が大きく沈下した。

鋼矢板二重仮締切は、モデル A-2 のように申請め土だけが沈下した場合には、沈下した申請め土の上に土を投入することにより比較的容易に復旧できるが、モデル B のように矢板自体が大きく沈下すると復旧は容易ではない。また矢板が大きく変位すると矢板の継ぎ手が外れるなど構造体として不安定になることが予想される。従って、地盤の液状化を考慮した設計では矢板先端は非液状化層に根入れし、地盤が液状化した場合の矢板の沈下と八の字開きを防ぐことが必要であるものと考えられる。

#### 3.2.2 モデル C

層厚の大きな液状化層が地表面付近に存在する場合、堅固な支持層まで矢板を打設すると矢板長が長くなるが、液状化層中にしばしば存在する比較的薄い中間非液状化層を支持層として利用できれば、経済的に有利となる。そこで砂地盤中に存在する比較的薄い粘性土層を支持層として利用し得る可能性を検討するために、液状化層に挟まれる粘土層に矢板先端を 1.5m 根入れしたモデル C

について実験を行った。

モデル C の加振後の変形状況を写真-1(d) に示す。加振後の矢板の沈下量は約 0.1m 程度と小さなものであった。図-4 に示すように、矢板の自重が矢板と粘土の摩擦によって支持されるものと仮定し、摩擦力を杭の周辺摩擦で仮定されるように粘土の非排水せん断強度の 1/2 とすると、モデル C の矢板の鉛直支持力に対する安全率は  $F_s = 1.74$  となる。実験では図-4 のモデルで考慮していない要因、すなわち加振による揺すり込みにより矢板の沈下が生じたものと考えられるので、 $F_s = 1.74$  という計算結果は、実験で矢板の沈下が小さかったという実験結果と対応したものになっていると考えられる。以上より、液状化層中に存在する比較的薄い軟弱粘土層でも鋼矢板二重締切の沈下を防ぐのに十分な支持力を有する可能性があり、図-4 に示した単純な力学モデルにより矢板の沈下に関する照査を簡便に行うことが出来るものと考えられる。

以上に述べたモデル A、C の変形状況より、矢板先端が非液状化層に根入れされた二重締切は、上述した矢板の沈下に対する安定性と、図-5 に示すように矢板に作用する水平土圧に対して矢板とタイ材が安定であることが必要であることがわかった。図-5 の力学モデルは、液状化層における

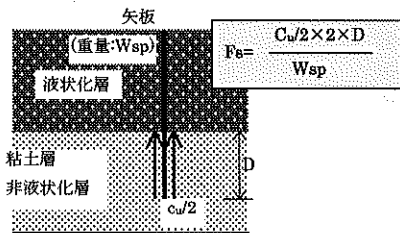


図-4 矢板の支持力照査モデル

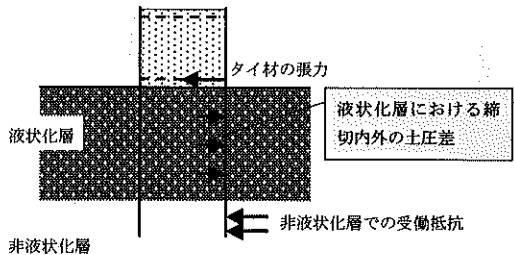


図-5 二重締切に作用する土圧とタイ材の張力

二重締切内外の土圧差を、タイ材と非液状化層の受働抵抗で支えるものであり、主に非液状化層の受働抵抗が不足する場合には矢板の八の字開き、タイ材や矢板の強度が不足する場合にはそれらの破損が想定される破壊パターンである。このモデルにおいて、液状化層での矢板に作用する土圧を評価できれば、安定性の評価が行える。そこで次節では、実験データを元に矢板に作用する土圧の簡便な評価法について検討する。

### 3.3 矢板とタイ材に作用する土圧の評価

模型矢板には小型土圧計とひずみゲージを取り

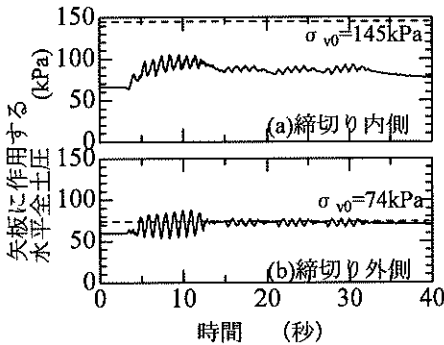
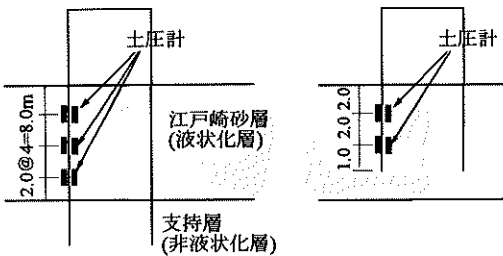


図-6 矢板に作用する全土圧 (モデル A-1、水平地盤面から深度 4.0m)



(a) モデル A-1, A-2, C (b) モデル B-1, B-2  
図-7 各モデルでの土圧測定位置

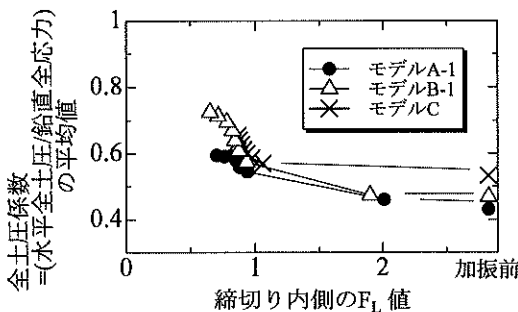


図-8 締切内側液状化層で矢板に作用する全水平全土圧と  $F_L$  の関係

付け、矢板に作用する水平全土圧と曲げひずみを測定した。土圧計の設置位置を図-7に示す。土圧計から得られたデータの一例として、モデル A-1 の水平地盤面から 4m の深さで計測した時刻歴を図-6に示す。図中の破線は鉛直全応力  $\sigma_{v0}$  である。締切の外側 (水平地盤側) では、前述したように地盤が液状化し、水平全土圧が鉛直全応力とほぼ等しくなっている。締切外側では、何れのモデル、何れの深度においても同様の結果が得られ、液状化層における締切外側の全土圧は鉛直全応力で近似できることが分かった。これに対し、締切内側では液状化状態までには達しておらず水平全土圧は締切外側よりも大きくなっていることが分かる。図-8 は締切内側の水平土圧漸増成分を締切内の液状化抵抗率  $F_L$  に対してプロットしたものである。ここで、土圧の漸増成分とは土圧時刻歴のトレンドであり、一波毎の平均値とした。この図の縦軸は各モデルでの土圧測定値 (3 深度) の平均値を鉛直全応力の平均値で正規化した土圧である。また、液状化抵抗率は、江戸崎砂の非排水繰返し三軸試験の結果と既往の研究成果<sup>4)</sup> から液状化強度曲線を図-9に示すようにバイリニアで近似し、これと累積損傷度理論から 1 波毎の  $F_L$  を求めた。加振前には正規化した土圧はおよそ 0.5 程度であり、加振により締切内の  $F_L$  が 1 以下となった時点から急増し始めている。図中には矢板先端を非液状化層に根入れた 3 ケースの実験結果を示してあるが、実験毎のばらつきは比較的小さく、正規化した土圧と  $F_L$  の間に強い相関関係が見られる。本報告に示した実験以外の、液状化層厚や加振レベルを変化させて行った実験でもほぼこれと

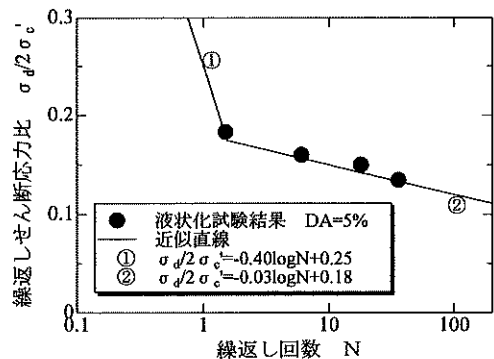


図-9 江戸崎砂の液状化試験結果と液状化強度曲線のバイオリニア近似



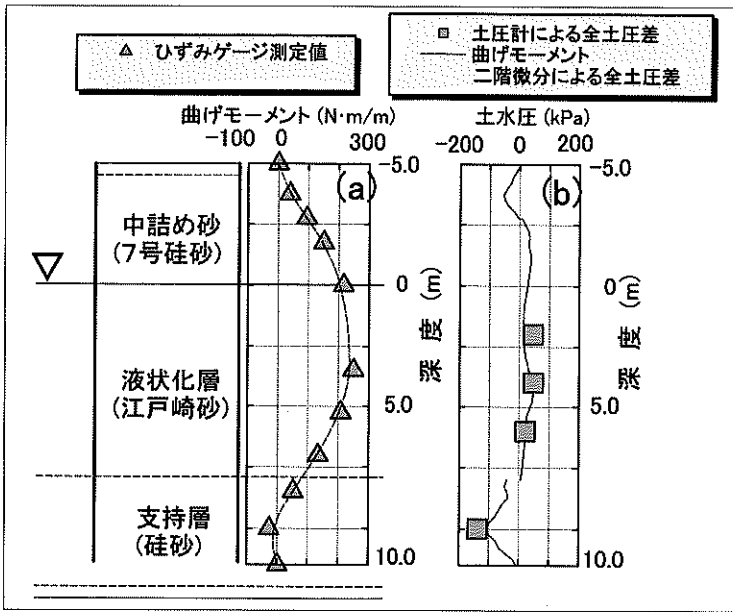


図-10 矢板曲げひずみから求めた土圧差と土圧計で測定した土圧差の比較 (モデル A-1)

同じ関係が得られた。

最後に、土圧計で測定した矢板両側の土圧差とひずみゲージ測定値から求めた矢板の曲げモーメント分布を深度方向に二階微分して求めた土圧を比較した一例を図-10に示す。曲げモーメントから計算される土圧は、土圧計で測定された土圧と良い一致を示しており、本実験で土圧が精度良く測定されていることが確認できる。

#### 4. おわりに

本研究では鋼矢板二重仮締切の地震時挙動を調べ、基礎地盤液状化を考慮した設計法構築のために必要な知見を得ることを目的として一連の動的遠心模型実験を行った。その結果以下の結論を得た。

すなわち、

- ①地盤が液状化する場合、矢板の沈下防止、及び矢板のハの字開きの防止、の2点において、矢板先端を非液状化層に根入れすることが有効である。
- ②液状化層において矢板が受ける土圧を詳細に計測したところ、締切内側の全土圧と締切内側の液状化抵抗率FLとがユニークな関係にあることがわかった。この土圧を用いれば、液状化時の二重締切の安定性を簡便なモデルで検討することが出来る。
- ③層厚が小さく軟弱な中間粘土層も矢板の支持層として利用できる可能性がある。本研究は「鋼矢板式二重仮締切設計指針

検討会(委員長：苗村正三・建設省土木研究所材料施工部長)」のもとで行われたものであり、この成果は「鋼矢板式二重仮締切設計マニュアル(国土開発技術研究センター)」に採り入れられた。

#### 参考文献

- 1) 建設省土木研究所動土質研究室：河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案), 土木研究所資料, 第 3513 号, 1997.
- 2) 国土開発技術研究センター：鋼矢板二重仮締切設計マニュアル, 2000.
- 3) 松尾修、岡村未対、田本修一：法先固化改良による盛土の耐震対策効果に関する動的遠心模型実験報告書, 土木研究所資料 第 3688 号, 2000.
- 4) 古賀泰之、松尾修、古関潤一、高橋晃浩、山根行弘：盛土のある地盤の液状化時の挙動に関する実験的検討, 土木研究所資料, 第 3264 号, 1994.

岡村未対\*



国土交通省土木研究所耐震技術研究センター動土質研究室主任研究員、工博  
Dr. Mitsu OKAMURA

松尾 修\*\*



同 動土質研究室長  
Osamu MATSUO