

矢板壁による側方流動抑止効果の検証と 外力評価に関する研究

加藤 一紀¹・濱田 政則²

¹正会員 早稲田大学創造理工学部社会環境工学科 (〒169-8555新宿区大久保3-4-1 55号館S-803)

E-mail:i.kato@aoni.waseda.jp

²フェロー会員 早稲田大学創造理工学部社会環境工学科 (〒169-8555新宿区大久保3-4-1 55号館S-803)

E-mail: hamada@waseda.jp

護岸移動に起因した液状化地盤の側方流動への対策として、遠心載荷場における既往の模型実験¹⁾により、既設護岸の背後に新たに矢板壁や鋼管杭を施工する方法が提案され、側方流動の抑止効果と、これらの対策工に作用する外力について基本的な考え方が示されている。しかしながら、作用する外力の評価については、液状化と流動の進展に伴う外力の時間的変動や、地表面の非液状化層から作用する外力に関して十分な解釈がなされていない。また重油タンク等の重量構造物が対策工に近接して存在する場合の側方流動抑止効果および対策工へ作用する外力については検討されていない。本研究の目的は、対策工背後の地盤上に重量構造物が存在する場合について遠心載荷場での模型実験を行い、一連の既往実験結果とも併せて矢板壁による流動抑止効果ならびに矢板壁へ作用する外力の特性を明らかにし、対策工を設計するための合理的な力学モデルを提案することにより、流動対策工の設計法構築のための知見を提供することにある。

Key Words : *liquefaction, ground displacement, sheet pile wall, countermeasures, centrifuge test*

1. まえがき

護岸背後地盤の側方流動を抑止する工法として、既設護岸背後の地盤に護岸線に並行して新たに矢板壁を連続的に打設する方法、背後地盤をモルタル系改良剤で静的に圧入し締め固める方法、既設護岸背後の地盤に鋼管杭を一定間隔で二列に打設する方法などが提案され、側方流動の抑止効果が遠心載荷場での模型実験により検討されている¹⁾。また流動対策としての矢板壁（以降、矢板対策壁と呼ぶ）に作用する外力が、矢板対策壁の上流側（陸側）と下流側（海側）の地表面沈下量の差と過剰間隙水圧の差に起因していることが示され、外力の評価モデルが提案されている¹⁾。

しかしながら実務設計に活用するためには解決すべき以下の課題が残されている。

- i) 矢板対策壁背後の地盤上に存在する重油タンク等の重量構造物による、矢板対策壁の流動抑止効果および矢板対策壁へ作用する外力への影響が検討されていない。
- ii) 既往の外力の評価モデル¹⁾では矢板対策壁に作用する外力の最大値は説明し得たが、液状化と流動の進展に伴う外力の時間的変動については十分な説明がなされ

ていない。

iii) 地表面の非液状化層と矢板対策壁間の相互作用力について検討がなされていない。

本研究の目的は、矢板対策壁背後の地盤上に重量構造物が存在する場合の、矢板対策壁による側方流動抑止効果を実験的に検討するとともに、一連の既往実験結果と併せて、矢板対策壁に作用する外力を評価し、設計のための合理的な力学モデルを提案することにある。

2. 背後地盤上の重量構造物が矢板対策壁の流動抑止効果および作用する外力に与える影響

(1) 遠心載荷場における模型実験

東京湾臨海部の石油コンビナート地区における既設の控工付き矢板式護岸（以降、既設矢板護岸と呼ぶ）、埋立地盤、および背後地盤上の重量構造物として重油タンクを想定した。重油タンクの直径は10m、タンク内容液（重油）の液深は7mで、タンクと既設矢板護岸との離間距離は25mとした。

図-1に遠心載荷場実験に用いた既設矢板護岸、地盤、

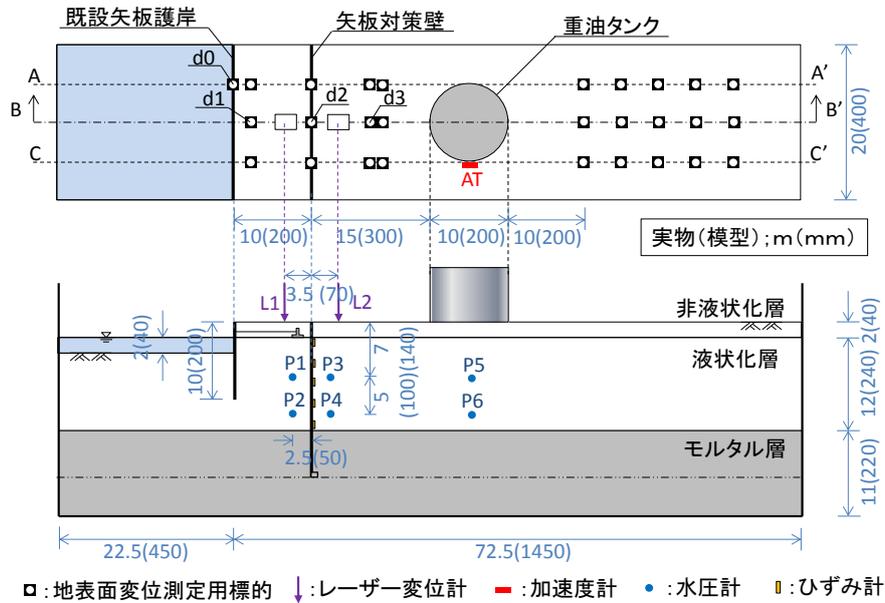


図-1 遠心载荷場における模型地盤の概要

表-1 実地盤と模型地盤の諸元

地盤種類	実地盤				模型地盤		
	構成		N値	目標相対密度 D _r (%)	構成		相対密度 D _r (%)
	土質	層厚(m)			材質	層厚(mm)	
非液化化地盤	埋土 (不飽和)	2	5~10	50~75	珪砂4号	40	80
液化化地盤	埋土(飽和) 砂質土	2 10	5 15	45 65	珪砂7号	240	55

表-2 既設矢板護岸および矢板対策壁の実物と模型の諸元

	実物		模型		曲げ剛性比 EI _m /EI _p	相似則 (模型) /(実物)	曲げ剛性の 相似比率 (曲げ剛性比) /(相似則)
	仕様	曲げ剛性EI _p (kN・mm ²)	仕様	曲げ剛性EI _m (kN・mm ²)			
既設矢板護岸	SP-Ⅲ型	3.36 × 10 ¹⁰	材料 鋼板 板厚(mm) 3.0	9.00 × 10 ³	1/(44.0) ⁴	1/(50) ⁴	1.67
矢板対策壁	SP-VII型	1.72 × 10 ¹¹	材料 鋼板 板厚(mm) 4.5	3.04 × 10 ⁴	1/(48.8) ⁴	1/(50) ⁴	1.10

矢板対策壁およびタンクの模型を示す。矢板対策壁は下部のモルタル層に根入れされている。矢板対策壁が施工されていない場合（以降、無対策と呼ぶ）の実験も併せて実施し、矢板対策壁を施工した場合と比較検討した。模型の縮尺は1/50で遠心加速度は50Gである。以降、本論文の数値は重力場換算した値を用いる。

表-1に実地盤と模型地盤の諸元を示す。実地盤の土質は地表面より埋土および砂質土で構成されており、以降地下水位以深（深度2~14m）を液化化層、地下水位以浅（深度0~2m）を非液化化層と呼ぶ。模型地盤は実地盤のN値より目標とする相対密度を定め作成している。模型地盤は非液化化層において実地盤の相対密度（目標相対密度）をやや上回っているものの、液化化層においては実地盤の相対密度と良好な一致を示している。

表-2に既設矢板護岸および矢板対策壁の実物と模型の諸元を示す。既設矢板護岸で曲げ剛性の相似比率が1.67と、模型の曲げ剛性が実物を上回る値を示しているが、既設矢板護岸および矢板対策壁の模型は実物の曲げ剛性を満足している。

タンク近傍の地表面加速度、既設矢板護岸背後の地盤ならびにタンク中心の水平変位と鉛直変位、矢板対策壁上下流側地盤の地表面鉛直変位と間隙水圧、および矢板対策壁の深度方向の曲げひずみが測定された。

図-2に入力加速度を示す。振幅約300cm/s²、周波数1.2 Hzの正弦波12秒間で、その後振幅を漸減した後、流動を持続させるため加速度振幅100cm/s²で約25秒間加振を継続した。加振方向は護岸線に対して直角方向である。

図-3(a)~(d)に地表面加速度、過剰間隙水圧、地表面

沈下量, および地表面水平変位の時刻歴を示す. 以降, 図中の計測器記号は図-1と対応する.

図-3(a)にタンク近傍の地表面加速度 (図-1 中 AT)

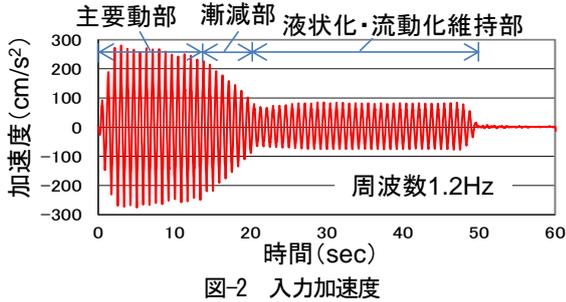
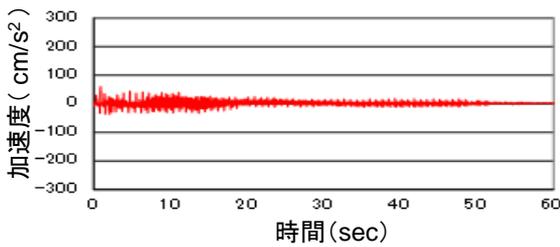
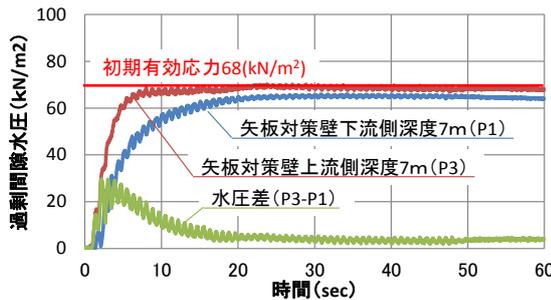


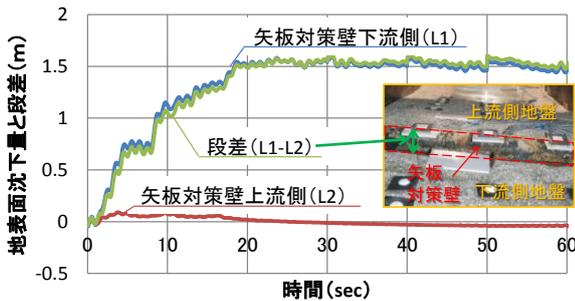
図-2 入力加速度



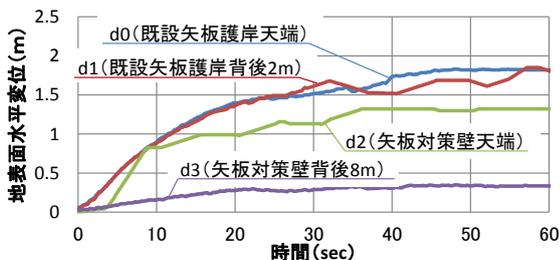
(a) 地表面加速度 (AT) の時刻歴



(b) 過剰間隙水圧の時刻歴



(c) 地表面沈下量の時刻歴



(d) 地表面水平変位の時刻歴

図-3 矢板対策壁を設置した場合の地盤応答

を示す. 入力加速度 (図-2) に比較して加速度の応答は見られない. これはタンク直下の地盤が, 加振開始直後に液状化状態に達しているためと考えられる.

図-3(b)に矢板対策壁の上下流側地盤の深度 7m での過剰間隙水圧の時刻歴を示す. 加振開始直後より水圧が急激に上昇し初期有効応力に達している. 矢板対策壁の下流側 (図中 P1) で上流側 (図中 P3) と比べて水圧が緩やかに上昇しており, 矢板対策壁上下流間において水圧差が見られる. これは既設矢板護岸が海側に移動することにより, 矢板対策壁との間の地盤のダイレイタンスにより矢板対策壁下流側の水圧上昇が抑制されているためと考えられる.

図-3(c)に矢板対策壁上下流側地盤の地表面沈下の時刻歴を示す. 矢板対策壁の下流側 (図中 L1) で沈下量が大きく, 上流側 (図中 L2) ではほとんど沈下が見られない. これは下流側では, 既設矢板護岸の移動に伴い地盤が流動する一方, 矢板対策壁によって上流側からの土砂の供給が抑止されるため地表面が大きく沈下している. また上流側では下流側への土砂の流動が矢板対策壁によって抑止されるため, 地表面でほとんど沈下が見られない. この結果として矢板対策壁の上下流側地盤で, 図中の写真に示すような段差が生じている.

図-3(d)に水平変位の時刻歴を示す. 既設矢板護岸 (図中 d0) が移動することに伴い, 背後地盤 (図中 d1) および矢板対策壁天端 (図中 d2) の水平変位が増大している. また矢板対策壁の背後地盤 (図中 d3) で水平変位が大きく減少している.

(2) 重量構造物による地盤変位および矢板対策壁の流動抑止効果に与える影響

図-4に既設矢板護岸とその背後地盤, およびタンク中心の加振終了後の水平変位 (以降, 最終水平変位と呼ぶ) を示す. 図中, 点線のベクトルは矢板対策壁を施工しない無対策の場合の最終水平変位を示し, 実線のベクトルは矢板対策壁を施工した場合の最終水平変位を示している.

矢板対策壁を施工した場合と, 施工しない無対策の場合において, 背後地盤上のタンクは周辺地盤とほぼ等しく水平変位している. また全ての測点において矢板対策壁を施工した場合の方が, 無対策の場合と比較して水平変位は小さい. これは矢板対策壁が, 既設矢板護岸とその背後地盤およびタンクの水平変位を抑制していることを示している.

矢板対策壁を施工した場合と, 無対策の場合において, 護岸線と直角方向にタンクを中心を通るB-B'線に沿った地盤変位と, タンク近傍を通るA-A'線およびC-C'線に沿った地盤変位はほぼ同等であり, タンクが存在が地盤の水平変位に与える影響は小さいことを示している.

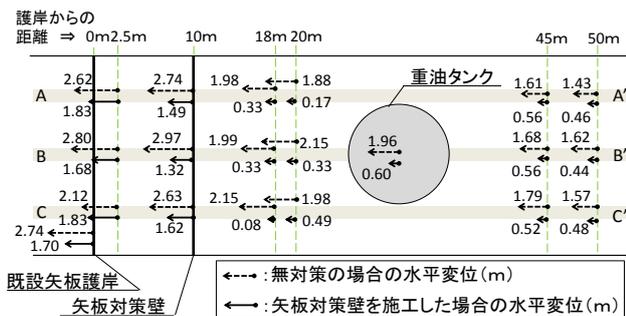
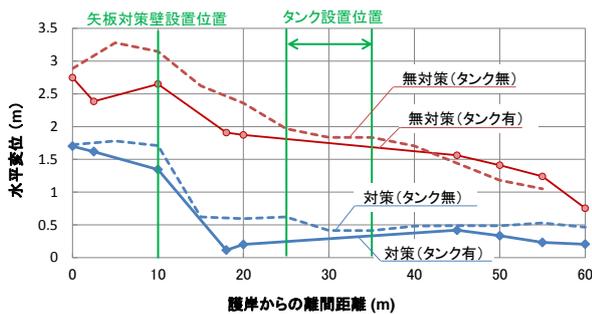
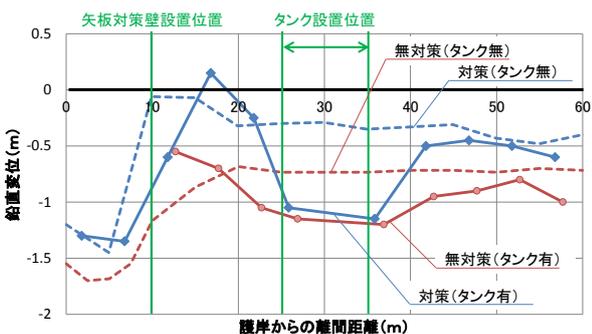


図-4 護岸背後地盤およびタンクの最終水平変位のベクトル図



(a) 最終水平変位の比較



(b) 最終鉛直変位の比較

図-5 矢板対策壁およびタンクの有無による地盤変位比較

図-5(a), (b)に、既往研究¹⁾による背後地盤上にタンクが存在しない場合の地盤の水平変位および鉛直変位を、タンクが存在する場合の地盤変位と比較して示す。図中の点線はタンクが無い場合、実線はタンクが存在する場合の地盤変位を示す。さらに無対策の場合は赤線、矢板対策壁を施工した場合(図中、対策)は青線で示す。

図-5(a)より、以下のことが示される。

i) 矢板対策壁を施工した場合の既設矢板護岸とその背後地盤の水平変位(図中、青の実線と点線)は、施工しない無対策の場合(図中、赤の実線と点線)と比較して大幅に減少している。これはタンクの有無によらず矢板対策壁によって既設矢板護岸とその背後地盤の水平変位が抑制されることを示している。

ii) 無対策の実験で、タンク無の場合(図中、赤の点線)とタンクが存在する場合(図中、赤の実線)を比較すると水平変位はほぼ等しく、また矢板対策壁を施工し

た場合(図中、青の実線と点線)についても同様にタンクの有無によって水平変位に差が見られない。これは背後地盤上のタンクの存在が、地盤の水平変位に対して大きく影響しないことを示している。

以上のことは背後地盤上のタンク等の重量構造物が地盤の水平変位に与える影響、および矢板対策壁による水平変位の抑制効果の度合いに与える影響は小さいことを示している。

図-5(b)より、以下のことが示される。

i) タンク無の場合において、矢板対策壁を施工した場合の既設矢板護岸背後の地盤の鉛直変位(図中、青の点線)が、矢板対策壁を施工しない無対策の場合(図中、赤の点線)と比較して抑制されている。

ii) タンク有の場合において、矢板対策壁を施工した場合のタンク直下(護岸背後25~35m地点)を除く領域で地盤の鉛直変位(図中、青の実線)が、矢板対策壁を施工しない無対策の場合(図中、赤の実線)と比較して抑制されている。

iii) タンクが存在する場合において、タンクが設置されている護岸背後25~35m地点で、矢板対策壁を施工した場合と、施工しない無対策の場合の鉛直変位(図中、赤と青の実線)が同程度である。この鉛直変位はタンクの沈下量を表しており、矢板対策壁によるタンクの沈下に対する抑制効果が見られないことを示している。

(3) 重量構造物が矢板対策壁へ作用する外力に与える影響

図-6にタンクが存在する場合としない場合における、矢板対策壁に生じる曲げモーメントの深度方向分布を示す。タンクが存在する場合の、タンク中心を通るB-B'線(図-1)と、タンク近傍を通るA-A'線(図-1)での矢板対策壁に作用する曲げモーメント分布に大きな差は見られない。また別途実施された既往研究¹⁾におけるタンクが存在しない場合の矢板対策壁に作用する曲げモーメント

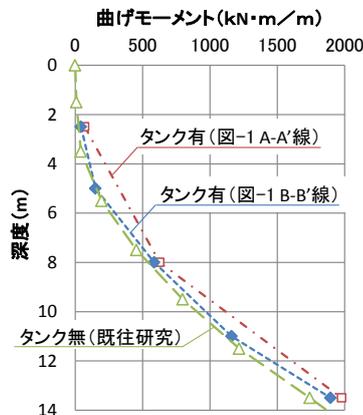


図-6 矢板対策壁に作用する曲げモーメントの深度方向分布

ト分布と、タンクが存在する場合の曲げモーメント分布を比較しても差は見られない。

このことは背後地盤上のタンク等の重量構造物が、矢板対策壁に作用する外力に与える影響が小さいことを示している。ただし、矢板対策壁と背後地盤上のタンク等の重量構造物との離間距離が本研究で検討した15mより近接する場合には、作用する外力について検討する必要がある。

3. 矢板対策壁に作用する外力評価

(1) 既往研究による外力の評価モデル

側方流動により地中構造物に作用する外力評価については、被災した構造物の破壊状況からの逆解析²⁾や、模型実験³⁾などによる研究成果が報告されている。しかしながら、設計指針^{4) 5)}によって外力の評価方法が異なっており、統一された見解は得られていない。

濱田・樋口¹⁾は、既設矢板護岸の背後に施工された矢板対策壁に作用する外力の要因を

- i) 図-7(a)に示すように矢板対策壁の上流側（陸側）および下流側（海側）の地表面沈下量の差（段差）。
- ii) 図-7(b)に示すように矢板対策壁の上流側および下流側の過剰間隙水圧の差。

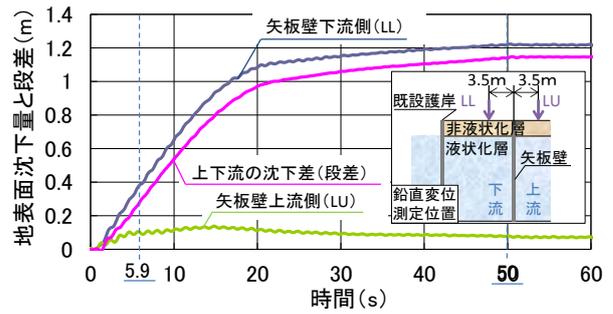
とし、図-8に示すような矢板対策壁上下流側からの土圧差と水圧差による外力の評価モデル（以降、既往モデルと呼ぶ）を提案している。既往モデルでは上部の非液状化層からは三角形分布の静止土圧、下部の液状化層からは残留有効応力による静止土圧と過剰間隙水圧による台形分布の外力が、それぞれ上下流側から作用するとしている。

この既往モデルによる矢板対策壁下端の曲げモーメントの時刻歴を実験値と比較して図-9に示す。水平土圧係数 k を0.3とした場合の曲げモーメントの最大値と実験による最大値はほぼ一致しているものの、最大値の発生時刻や時間的変動には実験値との間で差異が見られ、矢板対策壁に作用する外力を十分に説明しているとはいえない。このため、本研究では既往モデルによる曲げモーメントの時刻歴と実験値との差異に着目し、図-9に示す二つの時刻（5.9s, 50.0s）における液状化層および上部非液状化層からの外力について考察する。

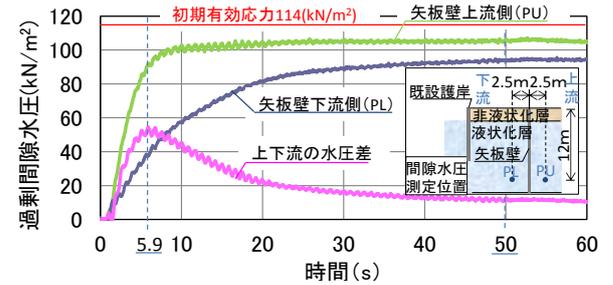
(2) 液状化層からの外力

実験で観測された矢板対策壁の曲げひずみより以下の二つの方法で外力分布を求め、既往モデルによる外力分布と比較する。

- i) 曲げひずみより深さ方向の曲げモーメント分布を求め、これを二階微分して分布荷重を算定する。



(a) 矢板対策壁の上下流側の地表面沈下量と段差



(b) 矢板対策壁の上下流側の過剰間隙水圧と水圧差

図-7 タンクが存在しない場合の矢板対策壁上下流の地表面沈下量と過剰間隙水圧の時刻歴比較¹⁾を加筆

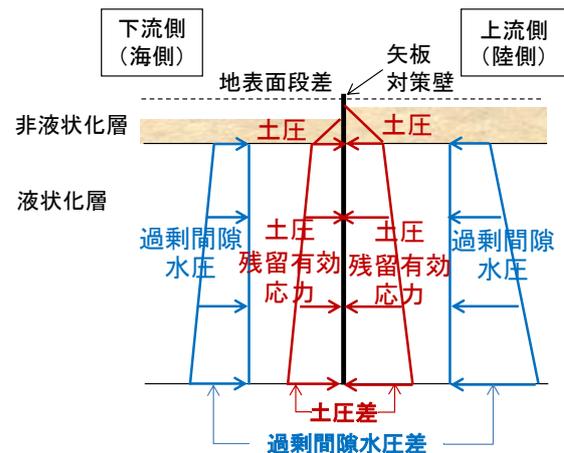


図-8 既往の外力の評価モデル

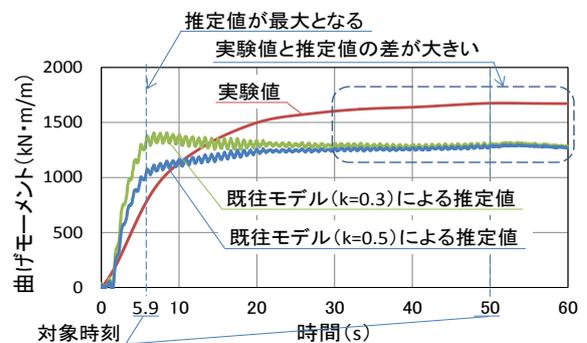
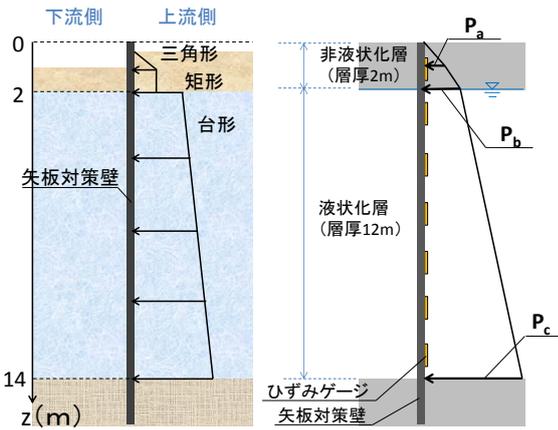
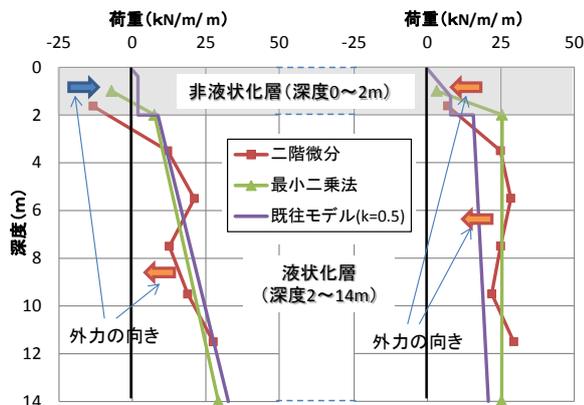


図-9 矢板対策壁に作用する曲げモーメントの実験値と既往モデルによる推定値の時刻歴比較¹⁾



(a) 既往モデルによる外力分布 (b) 仮定した外力分布

図-10 矢板対策壁に作用する外力分布



(a) 水圧差が最大となる5.9s (b) 段差が最大となる50.0s

図-11 対象時刻における外力分布の比較

ii) 図-10(a)に示すように既往モデルにおいて、上下流側から作用する外力の差による深度方向分布は、上部の非液状化層からは三角形分布と矩形分布、液状化層からは台形分布となる。これをもとに図-10(b)に示すような外力分布を仮定し、外力の変化点での荷重(図中 P_a , P_b , P_c)を観測された曲げモーメントを用いて最小二乗法により算定する。

以上の二方法による深さ方向の荷重分布を既往モデル、すなわち上下流側の地表面沈下量の差および過剰間隙水圧の差による外力分布と比較して図-11(a), (b)に示す。本論文では水平土圧係数 k を静止土圧とし0.5としている。ここで横軸は上流側から下流側に向かう外力を正としている。図示された結果は以下のことを示している。

i) 二階微分による荷重分布と最小二乗法による荷重分布は多少のばらつきがあるものの液状化層ではほぼ一致しており、二方法で得られた外力の深度方向分布の評価が妥当であることを示している。

ii) 既往モデルによる液状化層からの外力分布(図中、既往モデル($k=0.5$))は、時刻5.9sにおいて二方法による荷重分布と良好な一致を示している。一方、時刻50.0sで

は既往モデルによる荷重分布は、液状化層の上部において二方法による荷重分布より小さい。この差の要因の一つとして、矢板対策壁上下流側の水圧計が液状化層下部(図-7(b)に示すように地表面下12m)に設置されており、既往モデルは深さ方向の残留有効応力と過剰間隙水圧の割合を、この地点における過剰間隙水圧比を代表値として用い、一様に評価しているために差が生じていると考えられる。しかしながら液状化層下部において外力は概ね一致しており、既往モデルによる液状化層からの外力評価は妥当であると判断できる。

(3) 上部非液状化層からの外力

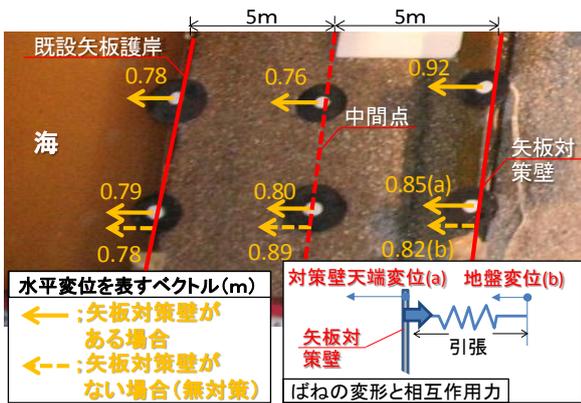
図-11より上部の非液状化層からの外力は既往モデルによる値と二方法による値では大きな差が認められる。時刻5.9sでは二方法による荷重は負(図-11(a))となっており、矢板対策壁には下流側から上流側に向かう外力が作用している。また時刻50.0sでは非液状化層からの荷重は正(図-11(b))であり、上流側から下流側に向かう外力が作用している。すなわち、時刻により上部の非液状化層からの外力の向きが反転している。一方、非液状化層からの外力を上下流の地表面沈下量の差による土圧の差とした既往モデル(図-8)の考え方では、常に上流側からの土圧が下流側よりも大きくなるため、外力は図-10(a)に示したように常に上流側から下流側に作用することになる。すなわち既往モデルでは、時刻5.9sにおける非液状化層から矢板対策壁に作用する下流側から上流側に向かう外力を説明できない。時刻5.9sと50.0sで非液状化層からの外力の向きが反転することは以下のように解釈できる。

図-12(a), (b)に示す実線のベクトルは矢板対策壁の天端、既設矢板護岸の天端およびこれらの中間地点(以降、中間点と呼ぶ)の地表面変位を示している。図示した結果から以下のことがわかる。

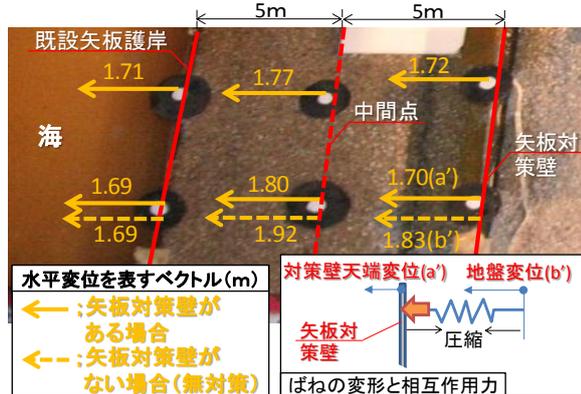
i) 時刻5.9sでは矢板対策壁天端の水平変位は0.85~0.92mであるのに対し、中間点の地表面変位は0.76~0.80mである。このことは矢板対策壁と中間点の間の地盤が圧縮状態にあることを示しており、この結果として下流側から上流側に向かう外力が矢板対策壁に作用している。

ii) 時刻50.0sでは矢板対策壁天端の変位は1.70~1.72mであるのに対し、中間点の地表面変位は1.77~1.80mで、わずかではあるが中間点の地表面変位が矢板対策壁天端の変位を上回っている。このことはこの領域の地盤が引張状態にあることを示しており、この結果として上流側から下流側に向かう外力が矢板対策壁に作用している。

図-12(a), (b)に示す点線のベクトルは、矢板対策壁を施工していない無対策の場合について別途実施された実験における地表面変位を示しており、既設矢板護岸の



(a) 時刻5.9s



(b) 時刻50.0s

図-12 矢板対策壁と既設矢板護岸および地盤の水平変位

天端変位が矢板対策壁が施工されている場合の変位と同一となる時刻における矢板対策壁施工位置での地表面変位と中間点での地表面変位を示している。非液状化層からの外力の向きについて上記の解釈に加え、図-12付図に示す矢板対策壁と地盤間の相互作用を地盤ばねで考えれば以下のように解釈することができる。

i) 時刻5.9sでは矢板対策壁天端変位 (0.85~0.92m) が、無対策の場合の矢板対策壁施工位置における地盤変位 (0.82m) よりも大きく、図-12(a)付図に示す相互作用を表すばねは引張状態にあり、この反力として矢板対策壁には下流側から上流側に向かう外力が作用する。ここで無対策の場合の矢板対策壁施工位置における地盤変位 (以降、地盤変位と呼ぶ) は、後述する応答変位法による解析での入力変位に相当する。

ii) 時刻50.0sでは矢板対策壁天端変位 (1.70~1.72m) が、地盤変位 (1.83m) よりも小さく、図-12(b)付図に示す相互作用を表すばねは圧縮状態にあり、この反力として矢板対策壁には上流側から下流側に向かう外力が作用する。

以上より、非液状化層から作用する外力を、地盤変位と矢板対策壁の相対変位に起因した地盤ばね力として評価する方法の妥当性が示された。

(4) 矢板対策壁に作用する外力の力学モデル

上記の考察結果より、液状化層からの外力は既往モデルの考え方で、上部非液状化層からの外力は地盤と矢板対策壁の相互作用で考えることが合理的である。図-13に本研究の解析で用いた力学モデルを示す。矢板対策壁を梁要素にモデル化し、下部のモルタル層は水平方向の変位を固定した回転ばねにモデル化する。液状化層からは上下流側間の地表面沈下量の差と過剰間隙水圧の差を考慮した外力 (図-8) , および上部の非液状化層からは地盤ばねを介して地盤変位が入力される。

上部の非液状化層は図-14に示すようなバイリニア型非線形性を有するばね要素に置換し、ばねを介して地表面変位を入力する。ばねに作用する外力の最大値は非液状化層の受働土圧とする。地盤ばね定数 K_H は、表-1で示した模型地盤の相対密度をMeyerhofの式よりN値に

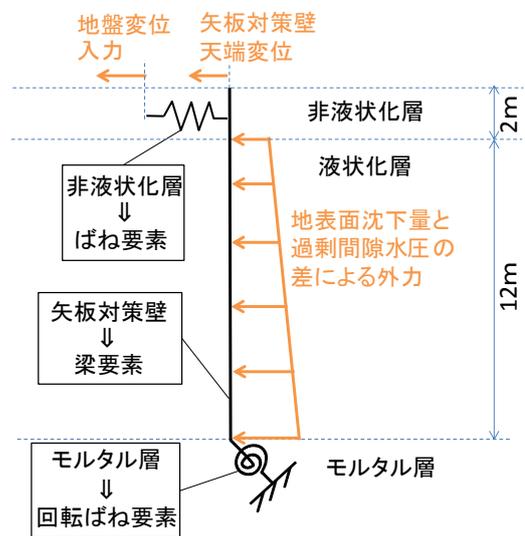


図-13 解析で用いた力学モデル

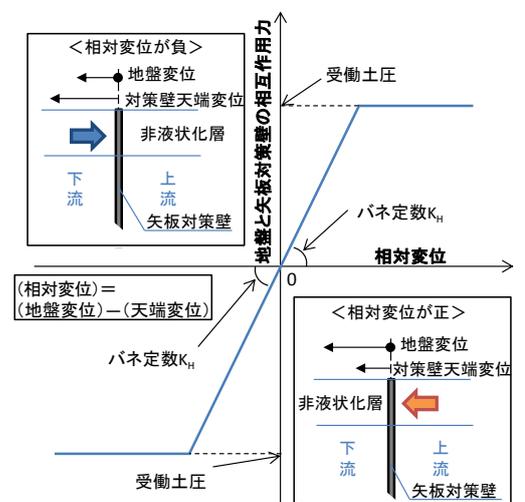


図-14 非液状化層の相対変位と相互作用力の関係

置換し、道路橋示方書による方法⁶⁾により算定する。

図-14に示す相互作用力は、地盤変位と矢板対策壁天端変位の差が正であれば上流側から下流側に向かう外力が作用し、負であれば下流側から上流側に向かう外力が作用する。

(5) 矢板対策壁の曲げモーメントおよび変位の解析値と実験値との比較（タンクが無い場合）

図-15に矢板対策壁下端の曲げモーメントの時刻歴を、実験値と上記の力学モデルによる解析値を比較して示す。実験では非液状化層厚を2.0mと設定したが、間隙水圧の上部非液状化層への浸透を考慮して非液状化層厚を1.0mとした場合についても解析した。いずれの場合も受働土圧係数は3.0としている。

図-15より、二通りの解析値の間に実験値があり、図-9に示した既往モデルによる解析値に比較して実験値を精度良く説明している。

時刻5.9sおよび50.0sにおける曲げモーメントの深度方向分布を、実験値と解析値を比較して図-16(a), (b)に示す。図示された結果から深度方向分布についても解析値は実験値と良好な一致を示している。

図-17に矢板対策壁の天端変位の時刻歴を、実験値と解析値を比較して示す。実験値は二通りの解析値の間にあり、図-13の力学モデルが、矢板対策壁の変形についても十分に説明し得ることが示された。

(6) 矢板対策壁の曲げモーメントおよび変位の解析値と実験値との比較（タンクが存在する場合）

図-18に背後地盤上にタンクが存在する場合の、矢板対策壁下端における曲げモーメントの時刻歴を、実験値と解析値を比較して示す。上記と同様に非液状化層厚を2.0, 1.0mとした場合の二通りを解析した。

非液状化層厚を初期層厚の2m相当とした場合の解析値は、実験による曲げモーメントよりも大きく、また非液状化層厚を1m相当とした場合の解析値についても加振開始初期において実験値をやや上回っている。二通りの解析値が実験値を上回っている要因として、上部の非液状化層から地盤ばねを介して入力する地盤変位を実際よりも大きく推定していることが考えられる。これは解析では前述のように矢板対策壁を施工しない無対策の場合（別途実施された実験）の矢板対策壁施工位置における地盤変位を、応答変位法による入力変位と仮定して用いており、このことが解析値と実験値で差異が生じる要因の一つであると考えられる。

時刻10.0sおよび60.0sにおける曲げモーメントの深度方向分布を、実験値と解析値を比較して図-19(a), (b)に示す。時刻10.0sにおいて二通りの解析値は実験値をやや上回っているものの、大きな差異は見られない。時刻

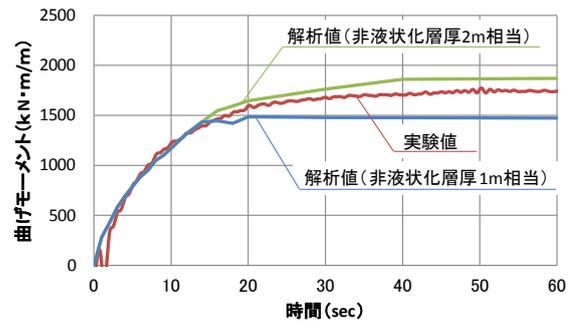


図-15 矢板対策壁の液状化層下部における曲げモーメントの実験値と解析値の時刻歴比較（タンク無）

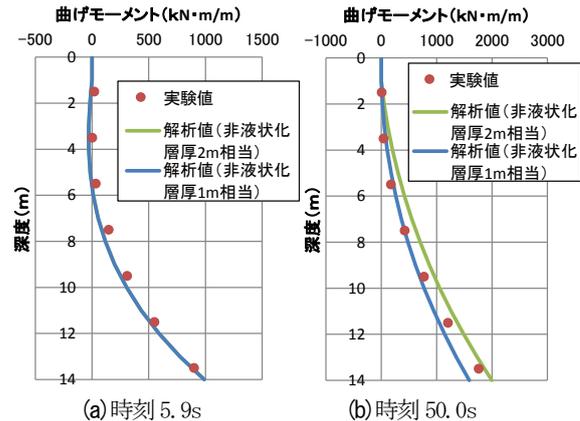


図-16 曲げモーメント分布の比較（タンク無）

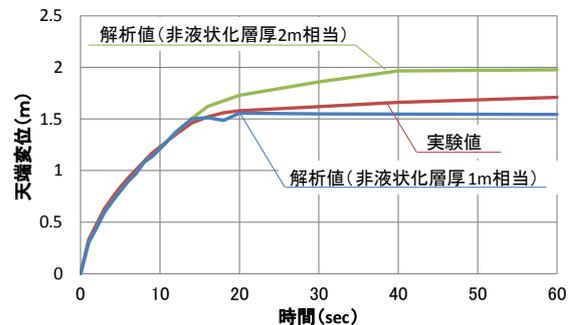


図-17 矢板対策壁の天端変位の実験値と解析値の時刻歴比較（タンク無）

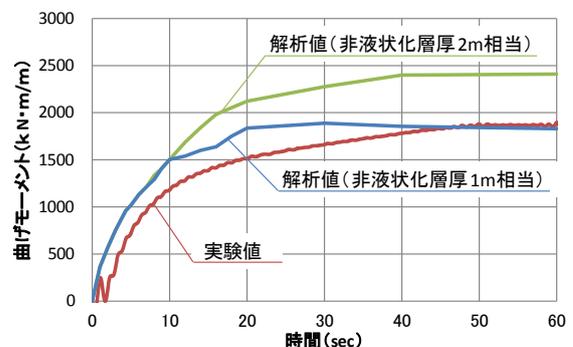


図-18 矢板対策壁の液状化層下部における曲げモーメントの実験値と解析値の時刻歴比較（タンク有）

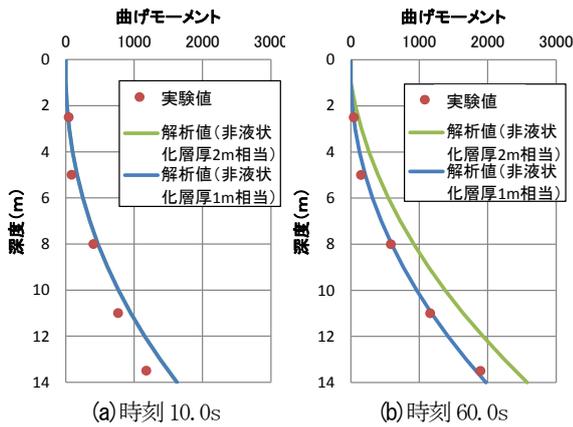


図-19 曲げモーメント分布の比較 (タンク有)

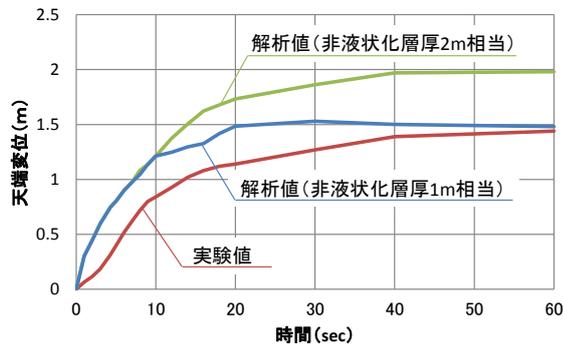


図-20 矢板対策壁の天端変位の実験値と解析値の時刻歴比較 (タンク有)

60.0sでは非液状化層厚1m相当とした場合の解析値と実験値が良好な一致を示している。これは間隙水圧の上部非液状化層への浸透を非液状化層厚を1.0mと仮定し、考慮することの妥当性を示している。

図-20に矢板対策壁の天端変位の時刻歴を、実験値と解析値を比較して示す。曲げモーメントの時刻歴と同様に時刻60sにおいて非液状化層厚1.0mとした場合の解析値と実験値は良好な一致を示しているものの、非液状化層厚を2.0、1.0mと仮定した場合の解析値がともに実験値を上回っている。実験値と解析値で差異が生じる要因の一つとして曲げモーメントの時刻歴と同様、矢板対策壁を施工しない場合の地盤変位を応答変位法による入力変位と仮定していることが考えられる。しかしながら、側方流動がメートルオーダーの現象⁷⁾であることを考慮すれば、実験値と解析値の差異は概ね許容し得る差であると考えられる。

以上より、背後地盤上にタンクが存在する場合においても、矢板対策壁に作用する外力および、矢板対策壁の変形は図-13で示した力学モデルで十分に説明し得ることが示された。

6. まとめ

護岸背後地盤の流動を抑止するための矢板対策壁について、背後地盤上にタンク等の重量構造物が存在する場合の、流動抑止効果および矢板対策壁に作用する外力について検討した。また背後地盤上の重量構造物の有無によらず、対策工に作用する外力および変形を評価するための合理的な力学モデルについて検討した。その結果、以下の知見が得られた。

- 背後地盤上にタンク等の重量構造物の有無によらず、矢板対策壁による既設矢板護岸背後の地盤の水平変位および鉛直変位の抑制効果が見られた。
- 矢板対策壁による背後地盤上のタンク等の重量構造物の鉛直変位の抑制効果は見られなかったが、水平変位については地盤と同様に抑制効果が見られた。
- 矢板対策壁背後の地盤上に存在するタンク等の重量構造物が、矢板対策壁に作用する外力に与える影響は見られなかった。
- 液状化地盤中の矢板対策壁に作用する曲げモーメントおよび天端変位は、上部の非液状化層から地盤ばねを介した地盤変位入力による外力と、下部の液状化層から作用する対策工上下流の地表面沈下量の差と過剰間隙水圧の差による分布荷重によって評価し得る。

参考文献

- 1) 濱田政則, 樋口俊一: 液状化地盤の流動抑制工法に関する実験的研究, 土木学会論文集 A1, Vol.66, pp.84-94, 2010.
- 2) 吉田望, 浜田政則: 地盤の液状化による基礎杭の被害の解析, 第8回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.55-60, 1990.
- 3) 佐藤博, 大保直人, 吉迫和生: 側方流動地盤内に存在する杭に作用する荷重評価に関する動的遠心模型実験, 第24回地震工学研究発表会論文集, pp.665-668, 1997.
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 2002.
- 5) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計, 1999.
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説IV下部構造編, pp.110-119, 1996.
- 7) Masanori Hamada and Kazue Wakamatsu, Liquefaction, Ground Deformation and their Caused Damage to Structures, The 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake- Investigation into Damage to Civil Engineering structures-, Japan Society of Civil Engineers, pp.45-91, 1996.

(201*. **. ** 受付)

EFFECTIVENESS VERIFICATION OF SHEET PILE WALL AGAINST LATERAL FLOW OF LIQUEFIED GROUND AND EXTERNAL FORCE ESTIMATION

Ikki KATO and Masanori HAMADA

Sheet pile wall as a countermeasure to prevent liquefaction-induced ground displacements behind existing quay walls was proposed and its effectiveness was verified by centrifuge-shaking model tests. The experimental results demonstrated that sheet pile wall can effectively reduce the displacements of liquefied ground so as to protect the infrastructure behind the wall; moreover, the infrastructure mostly had neither effect on the ground displacements nor external force acting on the wall. Furthermore, authors proposed a model to estimate two kinds of loads acting on the sheet pile wall, namely, displacement-induced load from upper non-liquefied layer and the two types of pressure differences from liquefied layer. One is earthpressure induced by the difference of vertical subsidence of the ground surface between the front and behind of the wall, the other is excess pore water pressure difference between both sides of the wall. Its validity was confirmed by the comparison between theoretical calculation and experimental result.