

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE

OF

THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No.1326 September 2016

杭式改良体による液状化地盤の側方流動抑制工法の開発点検に関する検討

森川 嘉之
高橋 英紀
津田 和夏希
高橋 直樹
戸村 豪治
東畑 郁生

国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所

National Institute of Maritime,
Port and Aviation Technology, Japan

目 次

要 旨	3
1. まえがき	4
2. 流動閉塞杭の概要	5
3. 杭式深層混合処理工法による側方流動抑制効果に関する実験的検討	6
3.1 相似則	6
3.2 実験ケース	7
3.3 模型実験方法	7
3.4 液状化地盤の流動特性に関する実験結果	10
3.5 杭の流動抑制効果に関する実験結果と考察	13
3.6 改良杭に作用する流動力に関する実験結果	21
4. 杭式深層混合処理工法による液状化流動抑制効果に関する流体解析	27
4.1 解析手法	27
4.2 解析条件	28
4.3 解析結果	28
5. 側方流動抑制のメカニズムに関する考察	29
5.1 側方流動抑制のメカニズムと杭配置の影響	29
5.2 粘性係数の影響	30
6. 施工性確認のための現地試験	31
6.1 試験概要	31
6.2 事前配合試験	31
6.3 施工性確認のための現地試験	35
6.4 水平載荷試験	40
7. まとめ	44
8. あとがき	45
謝辞	45
参考文献	45
付録 流動閉塞杭配置の構造設計手法と部材の構造細目	47

Development of countermeasure method using pile-type stabilization against lateral flow due to liquefaction

Yoshiyuki MORIKAWA*
Hidenori TAKAHASHI**
Wakaki TSUDA ***
Naoki TAKAHASHI****
Goji TOMURA*****
Ikuo TOWHATA*****

Synopsis

Liquefied ground loses its stiffness and strength, and it flows laterally in sloping areas and backfill areas behind collapsed quay walls. The characteristics of soil have to be changed in order to prevent the lateral flow of liquefied soil. However, their construction cost is high and impracticable when the target area spreads widely. The improvement method should be more feasible. The authors are investigating the most effective arrangement of DM piles to optimize cost-effectiveness. It is proposed to irregularly displace the DM piles to prevent lateral flow in various directions.

In the present study, centrifuge model tests and analyses were conducted to clarify the improved effect of the DM piles against the lateral flow and its arrangement in detail. In addition, the field tests were conducted to investigate integrity between DM piles and shallow mixing layer. The results of the model tests and numerical analyses showed that the improvement by the DM piles dramatically reduced the lateral displacement and that the average total flow velocity was small in the irregular arrangement case. The lateral load acting on the DM pile from liquefied ground, which is required for design strength of the DM pile, was investigated in the field tests. It verified the structural integrity of DM piles and shallow mixing layer.

Key Words: liquefaction, lateral flow, deep mixing method, centrifuge, fluid analysis

* Head of Soil Stabilization Group, Geotechnical Engineering Division
** Senior Researcher of Soil Dynamics Group, Geotechnical Engineering Division
*** Group Leader of Civil Engineering Division, Sumitomo Mitsui Construction Co., Ltd.
**** Senior Researcher, Technical Research Institute Sumitomo Mitsui Construction Co., Ltd.
***** Group Leader of Geotechnical Engineering Group, Technical Research Institute, Sumitomo Mitsui Construction Co., Ltd.
***** Visiting Professor, Kanto Gakuin University
3-1-1, Nagase, Yokosuka, Kanagawa 239-0826, Japan
Phone : +81-46-844-5055 Fax : +81-46-844-0618 E-mail : morikawa@pari.go.jp

杭式改良体による液状化地盤の側方流動抑制工法の開発

森川 嘉之*・高橋 英紀**・津田 和夏希***
高橋 直樹****・戸村 豪治*****・東畑 郁生*****

要 旨

過去の大規模地震の際に、液状化した地盤が側方に大きく流動する側方流動現象が発生し被害をもたらしている。液状化に伴う側方流動を防止する根本的な方法は、液状化の発生を抑制することである。しかし、対象範囲が広域に及ぶ場合には大きな費用が必要となるため、側方流動を抑制する合理的な対策が必要であると考えられる。そこで、筆者らは低改良率の杭式改良を用いて、未改良部の液状化は許容しつつも側方流動を抑制する対策に関する検討を行っている。また、杭式深層混合処理工法に適用可能な改良杭配置である流動閉塞杭を提案し、対策効果の最大化を目指して様々な検討を進めている。側方流動は慣性力と重力の作用によって生じるため、その流動方向は傾斜地などでは斜面下方に向かうことになる。一方、沿岸部における埋立地などでは側方流動の方向は必ずしも護岸法線方向とはならず、様々な方向に流動する場合がある。従来の配置方法である整列配置や千鳥配置では、いくつかの方向に未改良領域が連続しているため液状化した地盤がすり抜け流動できる。これに対して、流動閉塞杭ではどの方向から見ても改良杭が存在して地盤中で流動を阻害するため、様々な方向に流動する側方流動に対して対策効果が高まるものと考えられる。なお、杭式改良による工法の原理は、流動化する液状化地盤を完全にせき止めるのではなく、改良杭によって地盤の流動を阻害し、流動量を減らすことにある。

本資料では、先ず遠心模型実験により改良杭の配置形状の違いが側方流動抑制効果に与える影響と改良杭に作用する流動力について検討した。次に、液状化地盤を粘性流体でモデル化した有限要素法による流体解析を実施し、改良杭の側方流動抑制効果のメカニズム、ならびにその配置や粘性係数が流動特性に与える影響についても考察した。さらに、本工法の設計法構築を目的に、改良杭に作用する流動力に関しても整理を行い、構造設計法を提案した。最後に、本構造では杭頭部を表層改良と一体化することで杭頭部の回転を拘束し、水平力に対して抵抗する機構を採用している。そこで、施工性確認のための現地試験を実施し、表層改良と改良杭の一体性およびそれらの施工性についても検討した。

キーワード：液状化，側方流動，深層混合処理工法，遠心模型実験，流体解析

* 地盤研究領域 地盤改良研究グループ長

** 地盤研究領域 動土質研究グループ 主任研究官

*** 三井住友建設株式会社 土木本部土木設計部土木設計グループ長

**** 三井住友建設株式会社 技術本部技術研究所土質地盤グループ 主任研究員

***** 三井住友建設株式会社 技術本部技術研究所土質地盤グループ長

***** 関東学院大学 客員教授

1. まえがき

液状化によって地盤は剛性を失い、慣性力と重力の作用によって広範囲にわたって流動する。既往の大地震において、このような液状化に伴う側方流動（以後、側方流動と略す）が傾斜地や沿岸部埋立地の広い領域で生じた例が報告されている。例えば、1983年日本海中部地震では、能代市の地表面勾配1~2 %前後の緩やかな砂丘斜面に沿って生じた水平変位が最大5 mに達した¹⁾。また、1995年兵庫県南部地震では神戸市などの臨海埋立地が液状化して、護岸の水平移動に伴いその全域において海方向への大きな水平変位が発生した²⁾。側方流動が生じる範囲は数百メートル四方にわたるため³⁾、護岸のみならず広い範囲で各種構造物基礎や埋設管などが甚大な被害を受けた。我が国の臨海埋立地には、海中に土砂を投入して造成された緩い地盤が多く存在する。将来これらの地域を襲う可能性のある大規模地震に対して、側方流動から各種構造物基礎や埋設管などを守るために対策が必要とされている。しかしながら、広範囲にわたる地盤改良の施工には大きな費用がかかるため、対策が進んでいないのが現状である。このため、側方流動対策を比較的安価に行える工法が求められている。

側方流動を防止する根本的な方法は、液状化の発生を抑制することである。そのための対策工法としては、例えば砂杭による締め固め工法がある⁴⁾。この工法は比較的低コストであるが、振動や騒音を伴う施工であるとともに施工時に地盤変形を伴うため、既設構造物近傍での適用が難しい。これに対して、深層混合処理工法はこれらの締め固め工法の問題点は無く、ブロック式や格子式改良⁵⁾の対策効果は高い。しかし、改良率は50 %以上とするのが普通であり、大きな費用が必要となる。また、側方流動対策に関する研究事例として、矢板式護岸の背後に鋼管杭を打設する抑止杭工法による方法がある⁶⁾。遠心模型実験による検討の結果、杭間隔を杭径の4倍~6倍としても対策効果が得られることを示しているが、鋼管杭を使用するためコストが高いという問題がある。

そこで、筆者らは低改良率の杭式改良を用いて、未改良部の液状化は許容しつつも側方流動を抑制する対策に関する検討を行っている。また、杭式深層混合処理工法に適用可能な改良杭配置である流動閉塞杭を提案し、対策効果の最大化を目指して様々な検討を進めている⁷⁻⁹⁾。前述したように、側方流動は慣性力と重力の作用によって生じるため、その流動方向は傾斜地などでは斜面下方に向かうことになる。一方、沿岸部における埋立地などでは側方流動の方向は必ずしも護岸法線方向とはならず、

様々な方向に流動する場合がある。従来の配置方法である整列配置や千鳥配置では、いくつかの方向に未改良領域が連続しているため地盤がすり抜け流動できる。これに対して、流動閉塞杭ではどの方向から見ても改良杭が存在して地盤中で流動を阻害するため、様々な方向に流動する側方流動に対して対策効果が高まるものと考えられる。なお、杭式改良による工法の原理は、流動化する液状化地盤を完全にせき止めるのではなく、改良杭によって地盤の流動を阻害し、流動量を減らすことにある。本工法は低改良率による施工のため対策費用を小さくすることが可能となり、広範囲にわたる側方流動対策として適用可能である。さらに、効果の最大化を図るため、改良杭の杭頭は表層改良で固定し、下端は非液状化層に根入れさせる。これまでの検討から合理的に流動量を低減できる改良率としては20 %程度を想定している。

本工法に関する他機関による検討事例は無いが、液状化地盤中で改良杭が側方流動に抵抗する状況は、杭基礎構造物がそれを受ける状態と同様であり、それらに関する研究事例はある。例えば、液状化地盤中の鋼管杭やコンクリート杭については多くの研究事例¹⁰⁾⁻²⁰⁾がある。これらの中でBoulangerら¹³⁾とMadabhushiら¹⁹⁾は、既往の研究を含めて包括的に液状化地盤中の挙動に関して述べている。しかしながら、彼らの議論は主に杭の挙動や特性に関してのみであり、流動する地盤に関するものではない。したがって、杭が側方流動を抑制するメカニズムに関しては不明な点が多い。また、杭式改良の場合、流動中の土砂がある程度改良杭間をすり抜けていくことになるが、そのような場合に改良杭に作用する流動力についての定量的な研究は少ない。前述した研究例⁶⁾では抑止杭に作用する荷重を上下流の土圧の差として評価しているが、杭配置が少数列であるため広範囲に多数の杭列を配置する場合には流動力は異なったものになると考えられる。

本研究では、まず地表面を傾斜させて側方流動を生じさせる遠心模型実験を行い、改良杭の配置形状の違いが側方流動抑制効果に与える影響と改良杭に作用する流動力について検討した。次に、液状化地盤を粘性流体でモデル化した有限要素法による流体解析を実施し、改良杭の側方流動抑制効果のメカニズム、ならびにその配置や粘性係数が流動特性に与える影響についても考察した。さらに、本工法の設計法構築を目的に、改良杭に作用する流動力についても整理を行った。また、前述したように本構造では杭頭部を表層改良と一体化することで杭頭部の回転を拘束し、水平力に対して抵抗する機構を採用している。そこで、施工性確認のための現地試験を実施し、表層改良と改良杭の一体性およびそれらの施工性に

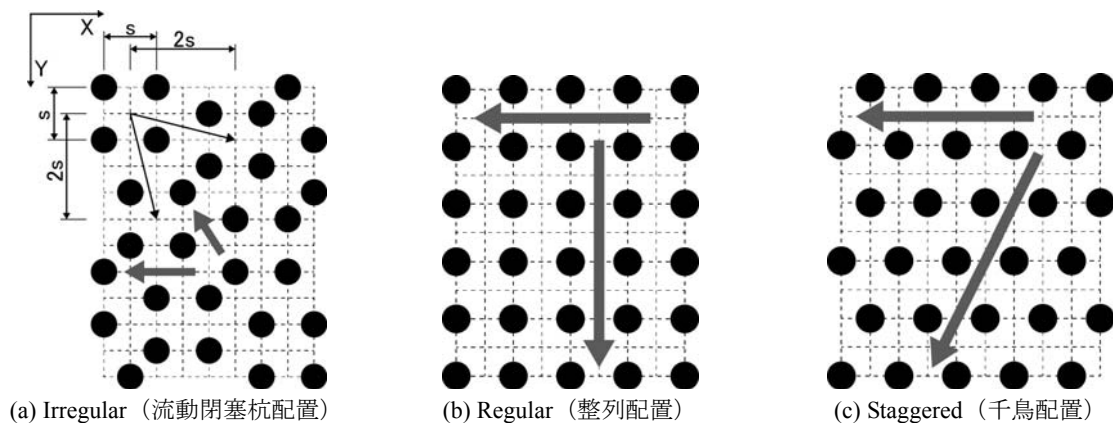


図-2.1 改良杭配置の比較

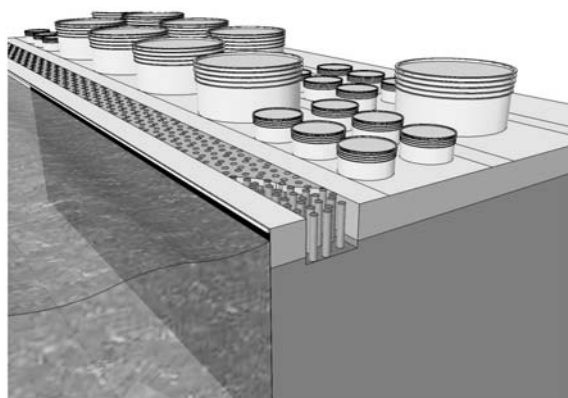


図-2.2 流動閉塞杭の適用イメージ

についても検討した。最後に、構造設計法の提案を行い、付録に示している。

なお、本稿は過去に発表した論文群^{(8),(9),(21)-(23))}を整理したものに、設計法および施工方法を加えたものである。

2. 流動閉塞杭の概要

図-2.1 (a)は筆者らが検討している流動閉塞杭での改良杭の配置方法を示したものである。本配置方法は、間隔 s で正方形に配置された改良杭 4 本を一つのグループとし、その中心を X 方向および Y 方向に $2s$ または $s/2$ の距離でずらしながら改良杭を配置するものである。図-2.1 の太矢印は改良杭間の未改良地盤がすり抜けを生じ得る方向を示している。従来の配置方法である整列配置(図-2.1 (b))や千鳥配置(図-2.1 (c))では、一定方向に未改良領域が連続しているため液状化地盤がすり抜け流動できる。これに対して、流動閉塞杭ではどの方向から見ても改良杭が存在して液状化地盤中で流動を阻害する。

構造物の杭基礎では、杭下部において水平抵抗を見込

むことができる地盤に十分根入れすることで回転を拘束し、水平力に対して抵抗する機構が一般的である。一方、流動閉塞杭は地盤改良により杭体を構築することを基本としているため、回転を拘束できるまで非液状化層への根入れを伸ばそうとすると施工が困難となる可能性があるとともに、経済的に不利となる。そこで、改良杭下端は非液状化層に杭径程度以上根入れするだけにとどめ、杭頭部を表層改良と一体化することで杭頭部の回転を拘束し、水平力に対して抵抗する機構を採用している。

流動閉塞杭の適用イメージを図-2.2 に示す。流動閉塞杭は、図に示すような護岸・岸壁背後地盤や、斜面傾斜地など、液状化によって地盤が流動する箇所に適用できる。これを考慮すると、想定される対象範囲は図-2.3 および表-2.1 のようにまとめられる。図-2.3 の斜線部が流動閉塞杭施工範囲であり、表-2.1 の番号に対応している。図に示すように、地盤が流動する箇所に流動閉塞杭を適用でき、その対象範囲での側方流動を抑制することができる。また、斜面での流動を対象とした今回の実験では、流動閉塞杭施工範囲のみならず、その上流側および下流側でも側方流動抑制効果が得られる実験結果となった。このことから、斜面へ流動閉塞杭を適用する場合、適用部周辺(上流側・下流側)での流動も低減できる可能性が高い。この効果を期待すると、施工範囲周辺の護岸や岸壁、構造物などが側方流動から受ける影響に対しても低減できることが考えられる。ただし、流動閉塞杭のみで施設自体の支持力不足や自沈を完全に抑えるまでの効果を期待できないため、別途、施設直下には要求性能に応じた液状化対策の検討が必要である。また、今回の模型実験では、試料容器の寸法の限界から、適用部周辺の外側に試料容器壁面があり、その影響を本稿では十分には検討していない。現場への適用時には、境界条件が複雑なことが多いため、数値解析や模型実験などを利用し

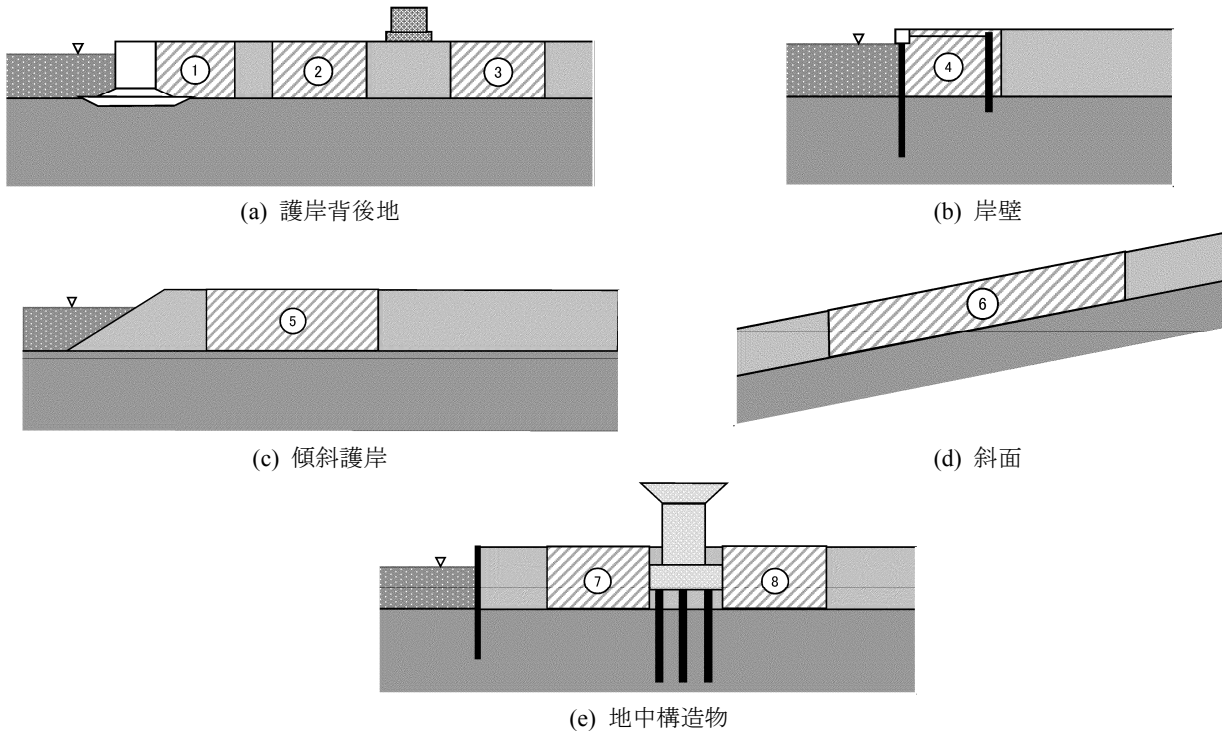


図-2.3 流動閉塞杭の適用対象

表-2.1 流動閉塞杭の適用性

番号	分野	適用部位
①	港湾・埋立地	護岸背後
②		施設下流
③		施設上流
④		岸壁背後
⑤		傾斜護岸
⑥	斜面	傾斜地
⑦	地中構造物	構造物下流
⑧		構造物上流

て、改良効果を十分に検討することが重要である。

3. 杭式深層混合処理工法による側方流動抑制効果に関する実験的検討

改良杭の側方流動抑制効果を確認するために、遠心模型実験装置 Mark II (最大加速度 113g, 最大積載量 = 2760kg)²⁴⁾を用いて実験的な検討を行った。

3.1 相似則

遠心模型実験における相似則の一覧を表-3.1に示す。遠心模型実験では応力に関する相似比が1であるため、土の非線形特性を再現することができる。しかしながら、液状化した地盤の相似比は明確ではない。

液状化した地盤はフルード則とレイノルズ則に従い、

粘性を有した流体のように流れる。ここでは、遠心模型実験におけるフルード数とレイノルズ数の相似比について整理する。

(1) フルード数

遠心力場における重力加速度、長さおよび速度の相似比は、それぞれ N 、 $1/N$ および1倍で表される。これより、式(1)で与えられるフルード数は実物と模型スケールで一致する。

$$F_r = \frac{U}{\sqrt{gL}} \quad (1)$$

式中の各パラメータは、

U : 代表速度 (m/s),

L : 代表長さ (m),

g : 重力加速度 (m/s^2),

である。

(2) レイノルズ数

高田・永井²⁵⁾, Sato et al.²⁶⁾, 濱田・若松²⁷⁾, Towhata et al.²⁸⁾, Nishimura et al.²⁹⁾, Hamada & Takahashi³⁰⁾およびHwang et al.³¹⁾は、液状化地盤は非塑性流体として挙動し、ひずみ速度とせん断応力の関係には非線形性があることを示した。さらに濱田・若松²⁷⁾は、粘性係数とひずみ速度の関係として式(2)を与えている。

表-3.1 遠心模型実験の相似則

物理量	実物	模型
密度, ρ	1	1
応力, σ	1	1
長さ, L	1	1/N
時間, t	1	1/N
加速度, α	1	N
速度, U	1	1
せん断ひずみ速度, $\dot{\gamma}$	1	N
液状化した土の粘性係数, μ	1	1/N
水の粘性係数, μ_w	1	1

$$\mu = (4.1 \sim 59.8) \dot{\gamma}^{-(0.6 \sim 1.1)}. \quad (2)$$

式中の各パラメータは、

μ : 粘性係数 (Pa・s),

$\dot{\gamma}$: せん断ひずみ速度 (1/s),

である。

式(2)から粘性係数はせん断ひずみ速度の逆数に比例することがわかる。したがって、液状化地盤の粘性係数の相似比は1/Nとなる。このため、遠心模型実験における動粘性係数の相似比が1/N、速度と長さの相似比はそれぞれ1と1/Nであることから、式(3)で表されるレイノルズ数は実物と模型スケールで一致する。

$$R_e = \frac{UL}{\nu}. \quad (3)$$

式中の各パラメータは、

U : 代表速度 (m/s),

L : 代表長さ (m),

ν : 動粘性係数 (m²/s),

である。

以上のことから、液状化に伴う側方流動を遠心模型実験でモデル化する場合、フルード数とレイノルズ数の相似則は同時に満足されることになる。したがって、本実験では液状化した土の重力に伴う流動と杭の周辺の流れが同時に再現されていると言える。

3.2 実験ケース

表-3.2に実験ケースを示す。UNは流体解析に用いる液状化地盤の粘性係数を評価するために実施したものである。S1シリーズは改良杭の配置形状や杭間隔の違いが側方流動抑制効果に与える影響について検討した基礎的

な実験であり、整列配置と千鳥配置を対象として実施した。S2シリーズは流動閉塞杭の側方流動抑制効果を整列配置と比較して検討したものである。S3シリーズは杭の配置形状のみならず杭頭の拘束条件の違いが側方流動抑制効果に与える影響について着目した実験である。また、S2とS3の両シリーズの実験では、杭模型に生じるひずみを計測して地盤流動中に杭に作用する流動力の発現特性についても考察した。

3.3 模型実験方法

(1) 模型地盤の作製方法と使用材料

模型地盤は所定の密度となるよう空中落下法によって作製した。非液状化層の目標相対密度は90%であり、用いた試料は相馬珪砂5号(平均粒径 $D_{50}=0.35$ mm, 均等係数 $U_c=1.6$)または飯豊珪砂7号(平均粒径 $D_{50}=0.174$ mm, 均等係数 $U_c=1.5$)である。一方、液状化層には相馬珪砂5号, またはこれに非塑性のシリカパウダー($D_{50}=0.05$ mm, 砂:シルト=22%:78%)を重量比で7:3となるように混ぜた混合試料を用いた。相馬珪砂5号を用いたときの目標相対密度は40%であり、混合試料を用いた際の目標相対密度は50%とした。

通常、遠心模型実験では透水を遅らせるために間隙流体に所定の粘性を有する溶液を用いることが多い^{32)~34)}。非液状化層および液状化層の両方に相馬珪砂5号を用いたS3シリーズでは、脱気水に水溶性セルロースエーテルを添加して所定の粘度とした溶液を間隙流体として用いた。しかしながら、粘性流体は流動性を低下させるという報告がある^{35)~36)}。そこで、地盤の流動性を高めるために他の実験ケースでは間隙流体に脱気水を用いた。なお、これらの実験ではTakahashi et al³⁷⁾の方法を参考にして前述した細粒分としてシリカパウダーを混ぜて透水性を下げ、水圧の消散を遅らせることとした。これにより透水性が低下し、透水試験の結果によるとその割合は1/24~1/30であった。

全ての実験において、模型地盤は30gの遠心力場で下端からの浸透により斜面頂部まで飽和させ、加振時の遠心加速度は50gとした。

(2) 実験模型と計測項目

図-3.1~図3.7は実験模型と計測器配置を示したものである。いずれの実験においても地盤内に間隙水圧計を設置し、模型地盤の水平変位は地表面と地盤内に配した色砂により計測した。また、S1シリーズ以外の実験では土槽側面から模型地盤の流動状況をハイスピードカメラで撮影した。

表-3.2 実験ケース

実験ケース	杭配置	杭直径 D (mm)	杭間隔 (mm)	杭の拘束条件		液状化層厚 (mm)	
				下部	上部		
UN	無し	-	-	-	-	100	
S1：改良杭の閉塞効果の確認	S1-R20D	整列	20	40 (2D)	固定	固定	182 - 347
	S1-R30D			60 (3D)			
	S1-R45D			90 (4.5D)			
	S1-UN1	無し	-	-	-	-	182 - 347
	S1-C30D1	千鳥	20	60 (3D)	固定	固定	
	S1-C45D			90 (4.5D)			
	S1-C20D	千鳥	20	40 (2D)	固定	固定	182 - 347
	S1-C30D2			60 (3D)			
S1-UN2	無し	-	-	-	-		
S2：流動閉塞杭の流動抑制効果の確認	S2-UN	無し	-	-	-	-	182 - 347
	S2-R20D-s	整列	15	30 (2D)	固定	自由	182 - 347
	S2-I20D-s	流動閉塞杭					
	S2-R20D-l	整列	15	30 (2D)	固定	自由	182 - 347
	S2-I20D-l	流動閉塞杭					
	S2-R25D	整列	15	38 (2.5D)	固定	自由	182 - 347
	S2-I25D	流動閉塞杭					
	S2-R30D	整列	15	45 (3D)	固定	自由	182 - 347
S2-I30D	流動閉塞杭						
S3：杭頭の拘束条件の違いが流動抑制効果に与える影響	S3-UN	無し	-	-	-	-	229 - 300
	S3-I15D-p	流動閉塞杭	40	60 (1.5D)	1D 根入	ピン	229 - 300
	S3-I15D-f	流動閉塞杭	40	60 (1.5D)	1D 根入	自由	229 - 300
	S3-I15D-fp	流動閉塞杭	40	60 (1.5D)	1D 根入	プレート固定	229 - 300
	S3-R15D-p	整列	40	60 (1.5D)	1D 根入	ピン	229 - 300

*実験ケース名の末尾の数字は、同一条件で実施した実験の区別を表す。
*ハッチングの有無は、同一の土槽を用いた実験の区別を表す。

a) UN：流体解析に用いる粘性係数の評価

UNの実験模型と計測器配置を図-3.1に示す。模型地盤は勾配1/10の非液状化層とその上の厚さ100 mmの液状化層の二層構造とした。液状化層には混合試料を用いた。

ハイスピードカメラで撮影した映像を二次元のDIC (Digital Image Correlation) ³⁸⁾で解析して側方流動中の地盤の変位と流速を求めた。DICは画像分析によるひずみ計測法の一つであり、画像の特徴ピクセル移動量からひずみ量を計算するデジタル画像相関法である。

b) S1シリーズ：改良杭の閉塞効果の確認

S1シリーズでは、図-3.2に示すように一度に三つの杭間隔の模型を加振できるように、土槽内に長さ400 mm、高さ350 mmで所定の杭間隔となるよう仕切りを設けたステンレス製の流路模型 (図-3.3) を設置した。

模型地盤は厚さ40 mmの非液状化層と混合砂を用いて作製した液状化層の二層構造とした。斜面中央部の地表面勾配は1/10であり、その上流および下流側には勾配が1/2.8の領域を設けた。これは駆動力を高めて側方流動を生じ易くするためである。

杭模型には外径20 mm、内径14 mmのステンレスパイ

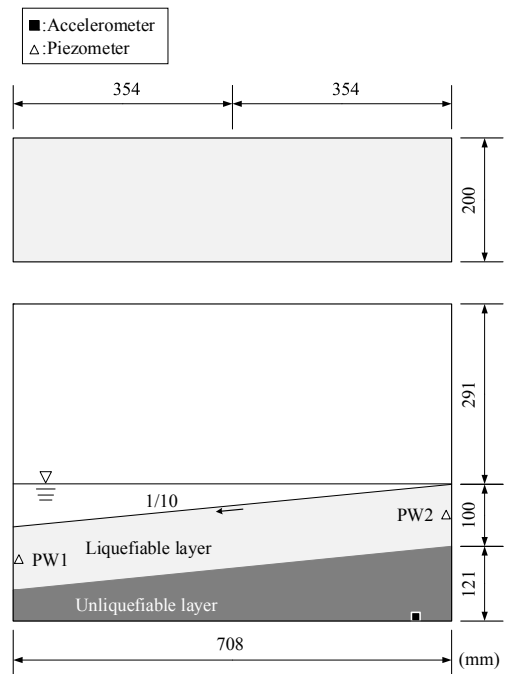


図-3.1 実験模型と計測器配置 (UN), ■：加速度計, △：間隙水圧計

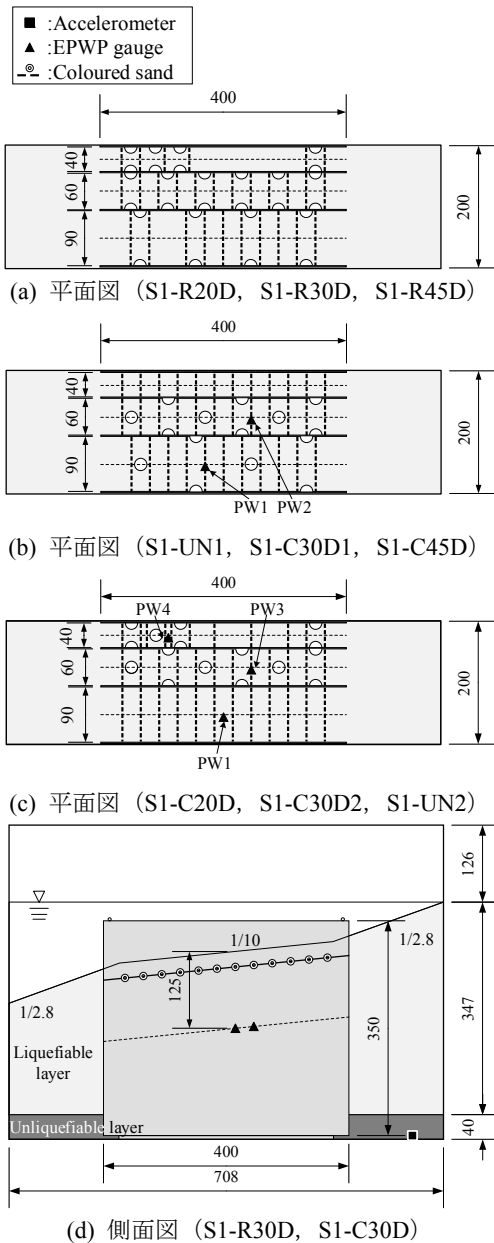


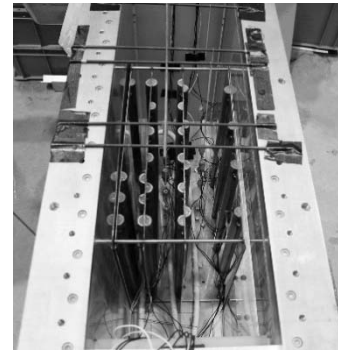
図-3.2 実験模型と計測器配置 (S1 シリーズ), ■ : 加速度計, ▲ : 間隙水圧計, --- (平面図) ◎ (側面図) : 色砂

プを用いた。杭模型の直径を実物に換算すると1 mとなる。杭模型は仕切り板や底板に溶接してあり、パイプの移動や変形が生じない完全固定条件となっている。

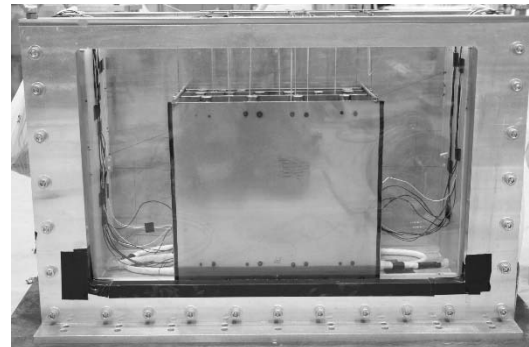
c) S2シリーズ：流動閉塞杭の流動抑制効果の確認

図-3.4に示すS2シリーズの実験には、一度に2つの模型を加振できるように幅200 mmの中間を厚さ2 mmのステンレス板で仕切った土槽を用いた。模型地盤はS1シリーズと同一である。

本シリーズでは、改良杭の配置形状の違いが流動抑制



(a) 上面



(b) 前面

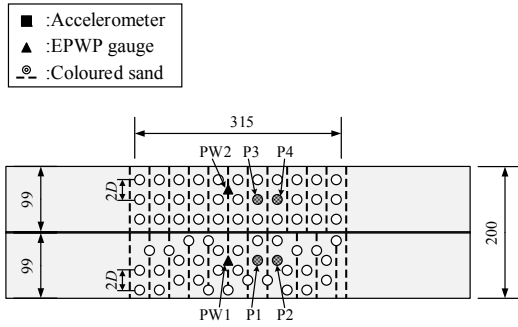
図-3.3 流路模型の例 (S1-R20D, S1-R30D, S1-R45D, 地盤製作前)

効果に与える影響を明確にすることに主眼を置いた。そこで、多くの杭を配置するよう検討した結果、杭模型には外径15 mm、内径13 mmのアルミパイプを用いることにした。パイプ内部には液状化層に用いた試料を充填しただけであり、密度の調整は行っていない。杭模型の下端は厚さ20 mmの亚克力板に埋め込むことにより固定条件とし、上端の境界条件は自由とした。図-3.4 (a)~(c)にP1~P4で示す杭模型の外周面に図-3.5に示すようにひずみゲージを貼り付けて曲げひずみを計測した。

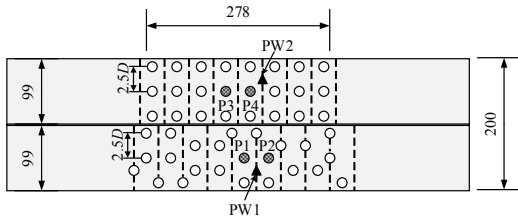
d) S3シリーズ：杭頭の拘束条件の違いが流動抑制効果に与える影響

前述したように、図-3.6に示すS3シリーズでは非液状化層および液状化層に相馬珪砂5号を用いた。地表面の勾配は斜面の全てで10%である。

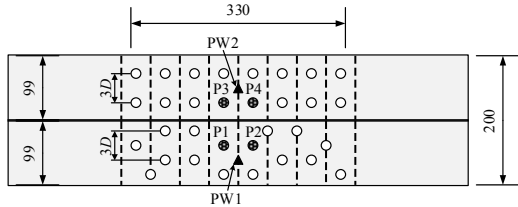
改良杭は実物で直径2 mのものを想定し、その模型には外径40 mm、内径28 mmの亚克力パイプを用いた。密度の調整はパイプ内部に丸鋼を配し、空隙にシリコンを充填することにより行った。杭模型は、先ず所定的位置に直径44 mmの穴を開けた厚さ5 mmの亚克力プレートを土槽底部に固定し、次にその穴の中心と杭模型の中心が一致するように設置した。プレートと杭模型周囲に隙間があるため、その下端は自由に回転することが可能



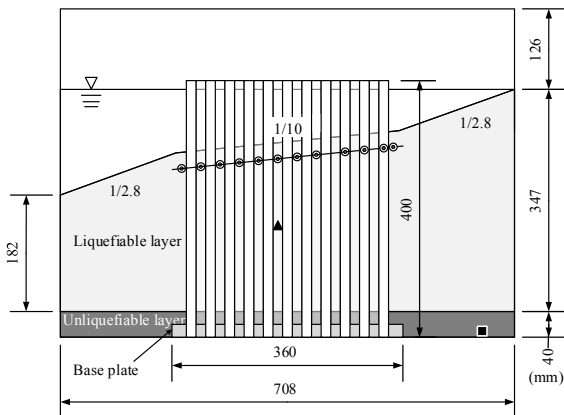
(a) 平面図 (S2-R20D-s, S2-I20D-s, S2-R20D-l, S2-I20D-l)



(b) 平面図 (S2-R25D, S2-I25D)



(c) 平面図 (S2-R30D, S2-I30D)



(d) 側面図 (S2-R20D-s, S2-I20D-s, S2-R20D-l, S2-I20D-l)

図-3.4 実験模型と計測器配置 (S2 シリーズ), ■ : 加速度計, ▲ : 間隙水圧計, --- (平面図) ◎ (側面図) : 色砂

であり, 最大2 mmまでの滑動を許容することができる. S3-I15D-p, S3-I15D-fpおよびS3-R15D-pでは図-3.6 (b)に示すよう杭模型の上端側に寸法が270 mm×198 mmで下端側プレートと同じ穴の空いたプレートを, 杭模型上端部から50 mm下がった位置に設置した. さらにS3-I15D-fpでは, このプレートと杭模型とを接着剤で固定した. 固定

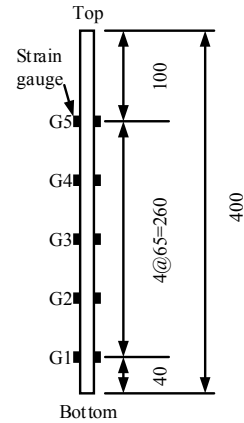


図-3.5 模型杭 (S2 シリーズ)

には一辺10 mmの立方体の一面を杭模型の曲率に合わせたアクリル製の駒を利用し, 杭頭の固定度を高めるように努めた.

図-3.6 (a)にP1とP2で示す杭模型の外周面には図-3.7に示すようにひずみゲージを貼り付けて曲げひずみを計測した.

(3) 入力波

入力波には図-3.8~図-3.11に示す周波数100 Hz (実物スケールで2 Hz) の正弦波を用いた. UN, S1シリーズおよびS2シリーズでは, 最大加速度の継続時間を0.5秒と1秒の二つとし, 前者についてはその後側方流動を持続させるために加速度の振幅を最大値の1/3にしてさらに0.5秒間加振を継続させた. なお, 計測機器の不具合により, 実験ケースS1-R20D, S1-R30D, S1-R45Dの時刻歴データは得ることができなかった. S3シリーズの加振時間は0.5秒である.

各実験における目標・実測最大加速度および継続時間を表-3.3に示す. 実測最大加速度は, アクチュエータの調子により表-3.3に示すように目標値に対して約-30%~+20%の値となった.

3.4 液状化地盤の流動特性に関する実験結果

図-3.12は, UN (無改良) におけるGL-1 m~GL-4 mまで1 m毎の流速の時刻歴を実物スケールで示したものである. ここで示す流速は, DICで求めた水平速度と鉛直速度から算出したものである.

図-3.1のPW1で計測した間隙水圧から求めた過剰間隙水圧比の時刻歴を図-3.13に示す. 有効拘束圧は, 液状化流動により生じる土被りの変化量を加振の前後で計測して補正した. 過剰間隙水圧比は加振後4秒でほぼ1.0に到達しており, 上層は液状化していることがわかる. 流速は

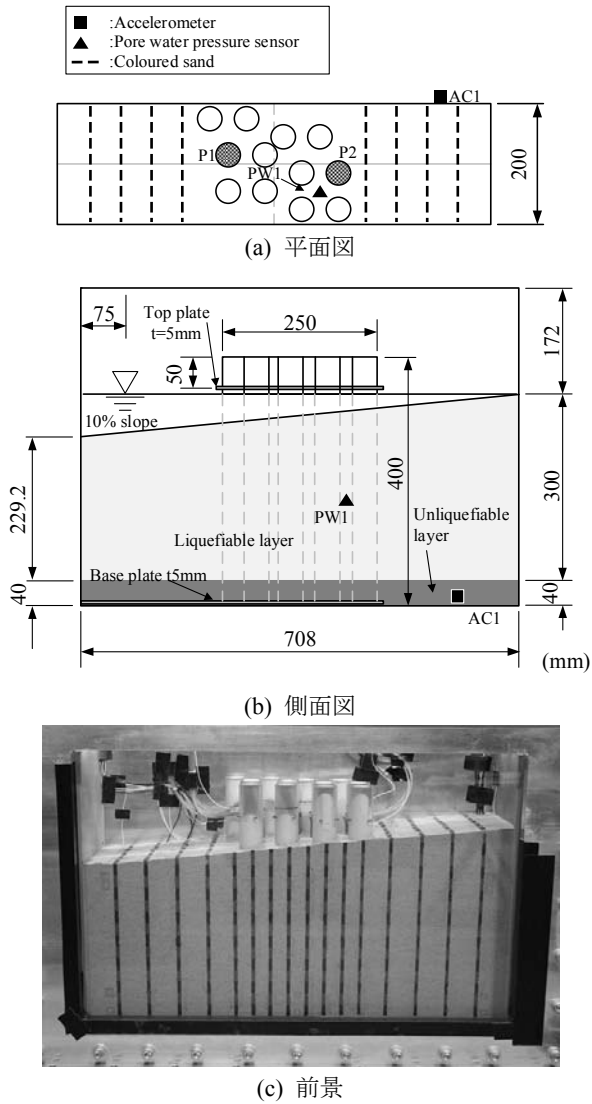


図-3.6 実験模型と計測器配置 (S3 シリーズ, S3-I15D-p, S3-I15D-fp) ■ : 加速度計, ▲ : 間隙水圧計, --- : 色砂

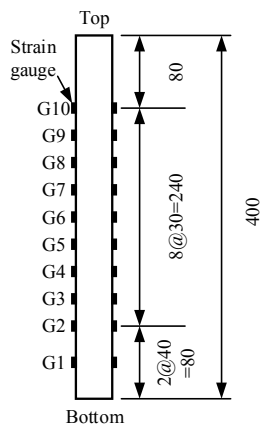


図-3.7 模型杭 (S3 シリーズ)

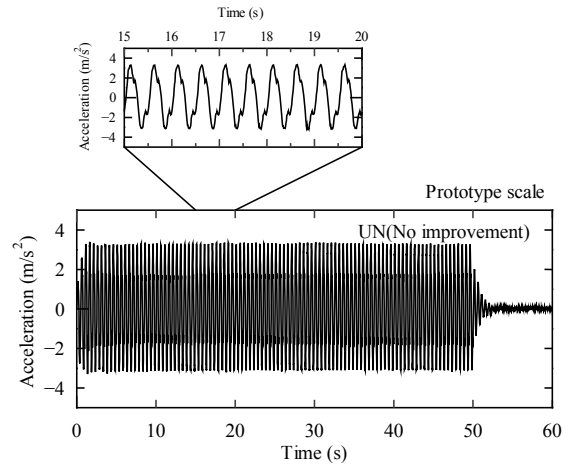
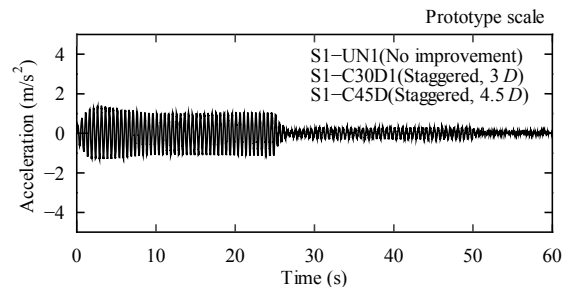
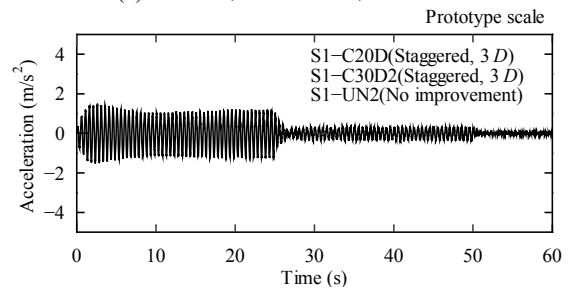


図-3.8 入力波 (UN), 縦軸 : 加速度, 横軸 : 時間



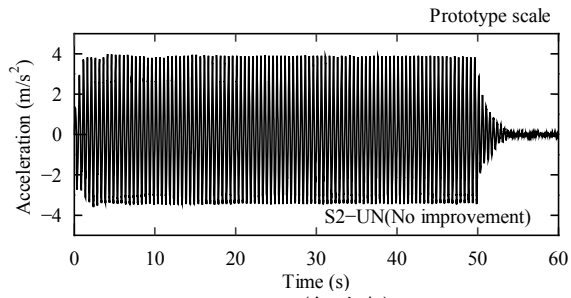
(a) S1-UN1, S1-C30D1, S1-C45D



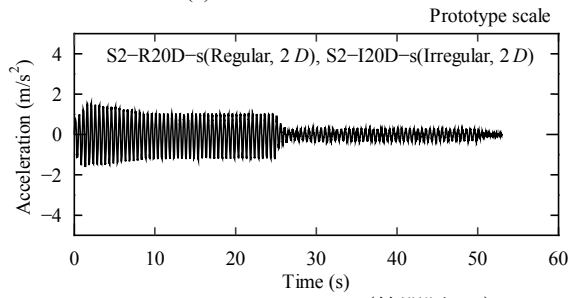
(b) S1-C20D, S1-C30D2, S1-UN2

図-3.9 入力波 (S1 シリーズ), 縦軸 : 加速度, 横軸 : 時間

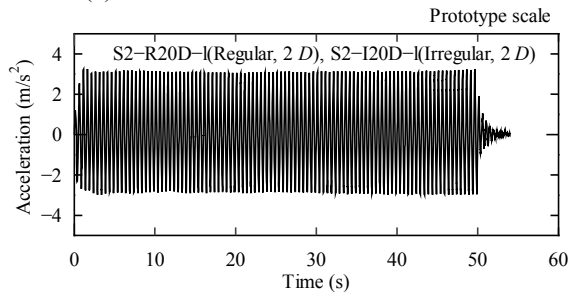
地盤が液状化に至った4秒でほぼ最大値に達している。この時点における地盤の勾配は1/10-1/10.5であり、初期勾配と同程度である。流速は粘性流体の挙動と同様、浅いほど大きくなっていることがわかる。GL-1 mの結果に着目すると、流速は0.6 m/sまで増大した後0.3 m/sまで減少し、しばらくその値が継続している。これは、地盤が流動して地表面勾配が小さくなったことにより自重に伴う流動力が減少したこと、ならびに底面や側壁の摩擦の影響に起因するものと推察される。液状化層の層厚は実物スケールで5 mであるが、GL-4 mの流速はほぼゼロであり、それ以深の流動はわずかであることがわかる。これより、



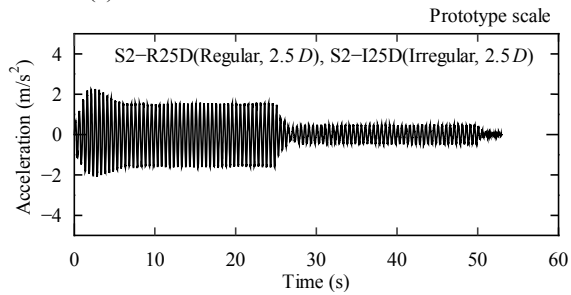
(a) S2-UN (無改良)



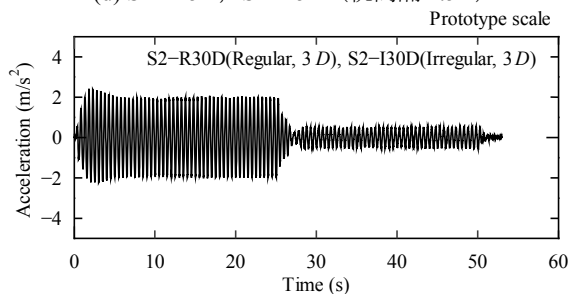
(b) S2-R20D-s, S2-I20D-s (杭間隔 2D)



(c) S2-R20D-l, S2-I20D-l (杭間隔 2D)

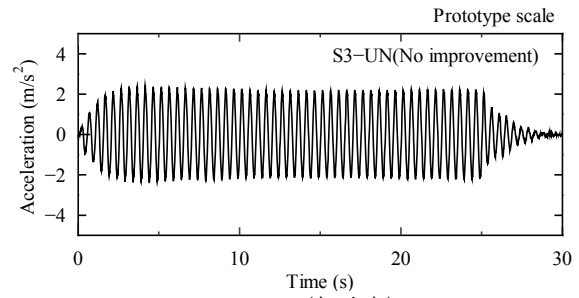


(d) S2-R25D, S2-I25D (杭間隔 2.5D)

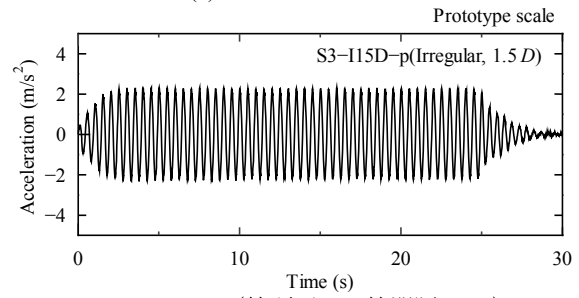


(e) S2-R30D, S2-I30D (杭間隔 3D)

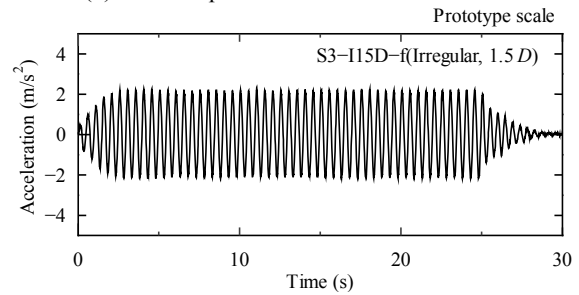
図-3.10 入力波 (S2 シリーズ), 縦軸: 加速度, 横軸: 時間



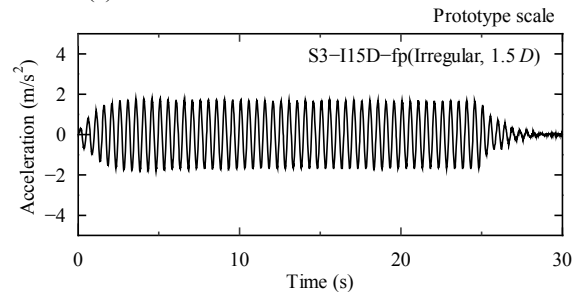
(a) S3-UN (無改良)



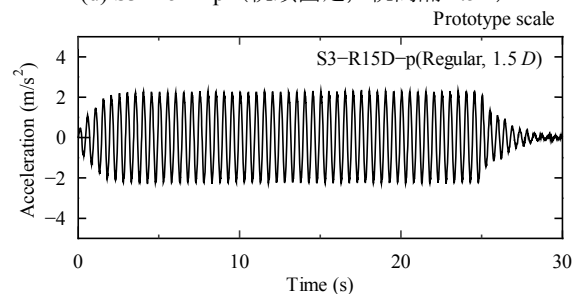
(b) S3-I15D-p (杭頭ピン, 杭間隔 1.5D)



(c) S3-I15D-f (杭頭自由, 杭間隔 1.5D)



(d) S3-I15D-fp (杭頭固定, 杭間隔 1.5D)



(e) S3-R15D-p (杭頭ピン, 杭間隔 1.5D)

図-3.11 入力波 (S3 シリーズ), 縦軸: 加速度, 横軸: 時間

表-3.3 入力波

実験ケース		最大加速度(m/s ²)		全体 (s)	前半 (s)	後半 (s)
		目標	実測			
UN		3.5 * 50	3.4 * 50	1	-	-
S1 : 改良杭の閉塞効果の確認	S1-R20D, S1-R30D, S1-R45D	2 * 50	-	-	0.5	0.5
	S1-UN1, S1-C30D1, S1-C45D	2 * 50	1.4 * 50	1	0.5	0.5
	S1-C20D, S1-C30D2, S1-UN2	2 * 50	1.5 * 50	1	0.5	0.5
S2 : 流動閉塞杭の流動抑制効果の確認	S2-UN	3.5 * 50	4.0 * 50	1	-	-
	S2-R20D-s, S2-I20D-s	2 * 50	1.6 * 50	1	0.5	0.5
	S2-R20D-l, S2-I20D-l	3.5 * 50	3.3 * 50	1	-	-
	S2-R25D, S2-I25D	2 * 50	2.3 * 50	1	0.5	0.5
	S2-R30D, S2-I30D	3.5 * 50	2.4 * 50	1	0.5	0.5
S3 : 杭頭の拘束条件の違いが流動抑制効果に与える影響	S3-UN	2 * 50	2.4 * 50	0.5	-	-
	S3-I15D-p	2 * 50	2.3 * 50	0.5	-	-
	S3-I15D-f	2 * 50	2.3 * 50	0.5	-	-
	S3-I15D-fp	2 * 50	1.9 * 50	0.5	-	-
	S3-R15D-p	2 * 50	2.3 * 50	0.5	-	-

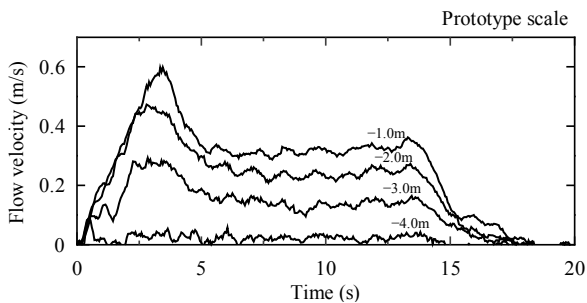


図-3.12 流速の時刻歴，縦軸：流速，横軸：時間

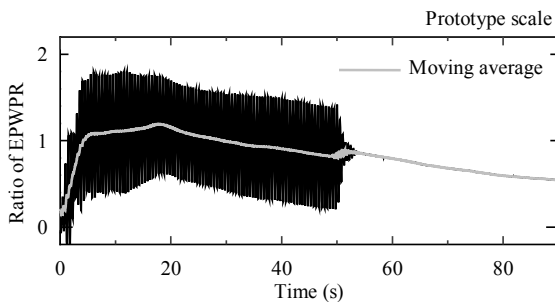


図-3.13 過剰間隙水圧比の時刻歴 (UN)，縦軸：過剰間隙水圧比，横軸：時間，灰色線：移動平均

後述する流体解析では、この深度をモデルの底面に設定した。なお、流速から算出される実物スケールでのせん断ひずみ速度は0.03-0.20 s⁻¹であった。

3.5 杭の流動抑制効果に関する実験結果と考察

(1) S1シリーズ：改良杭の閉塞効果の確認

a) 過剰間隙水圧の発生特性

図-3.14は、図-3.2に示す模型地盤中央付近に設置し

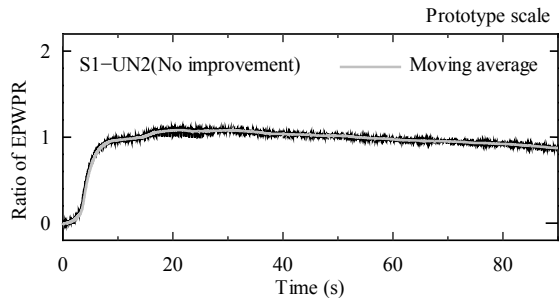
た間隙水圧計PW1 (S1-C45D, S1-UN2), PW2 (S1-C30D1), PW3 (S1-C30D2) またはPW4 (S1-C20D) で計測された間隙水圧から求めた過剰間隙水圧比の時刻歴を示したものである。図には、移動平均により平滑化した結果も併せて示している。なお、有効拘束圧は、実験後に間隙水圧計と地表面の沈下量を計測してこれらの沈下が加振中に生じたとして算出している。

過剰間隙水圧比の最大値は1.0に達していることから、全てのケースで模型地盤は液状化していることがわかる。したがって、本実験では液状化に伴う側方流動をモデル化していると言える。加速度振幅が最大値の1/3となる25~50秒間について、S1-UN2 (無改良) および S1-C45D (杭間隔 4.5D) の過剰間隙水圧比は1.0程度に保持されているが、杭間隔が小さくなるのに伴い過剰間隙水圧の消散が認められる。これは、杭により地盤のせん断変形が抑制されたことによるものと推察される。

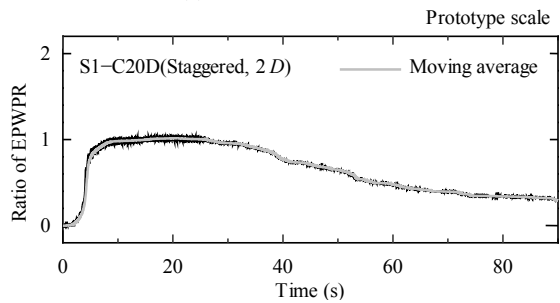
b) 模型地盤の流動特性

図-3.15は、地盤の変形状況をGL-1.25 m (実物スケール) に設置した色砂をトレースすることにより示したものであり、杭配置の違いが側方流動抑制効果に与える影響を比較しやすいように同じ杭間隔毎にまとめている。破線が加振前の位置を示し実線が加振後の状況であり、実物スケールで示している。

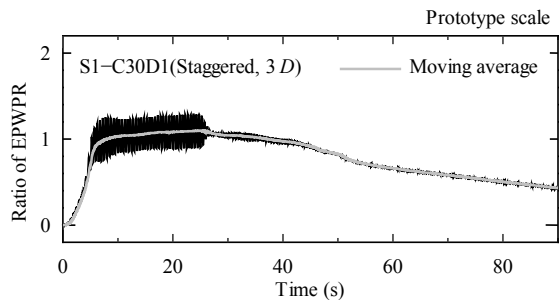
まず、図-3.15 (a)に示すS1-R20D (整列配置) とS1-C20D (千鳥配置) における流路模型左端から17.5 m付近の地盤の変形状況に着目すると、両者とも地盤は杭間を同程度すり抜けている。これより、S1-R20D (整列配置) の加速度はS1-C20D (千鳥配置) のそれと大差ないと判断し、以後結果の比較を行う。また、S1-UN1 (無改良) の結果をみると色砂は下流側にほぼ平行に移動していることから、壁面摩擦の影響は少ないと言える。



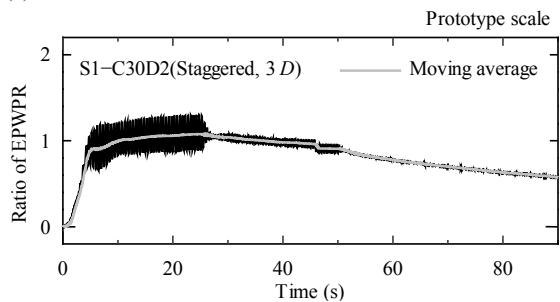
(a) S1-UN2 (無改良)



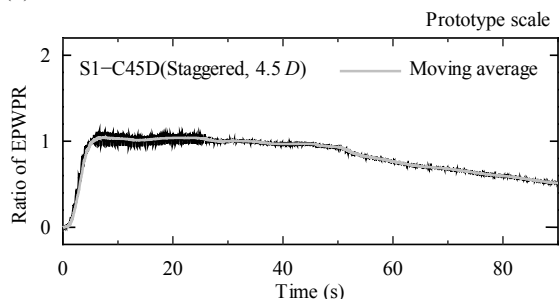
(b) S1-C20D (千鳥配置, Pile interval (杭間隔): 2D)



(c) S1-C30D1 (千鳥配置, Pile interval (杭間隔): 3D)

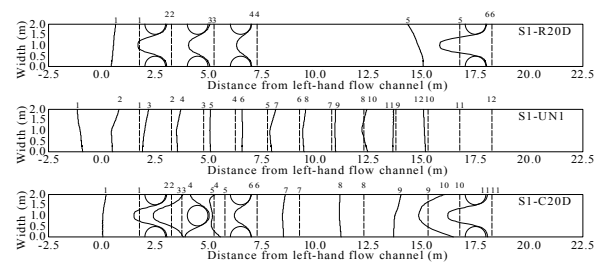


(d) S1-C30D2 (千鳥配置, Pile interval (杭間隔): 3D)

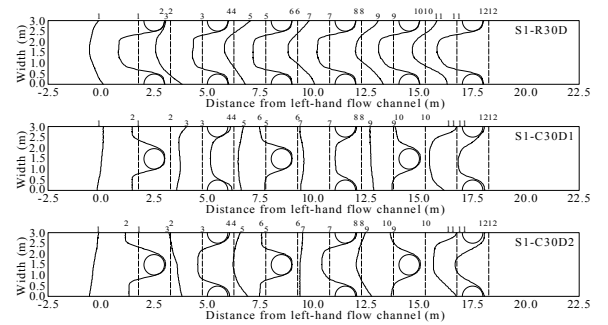


(e) S1-C45D (千鳥配置, Pile interval (杭間隔): 4.5D)

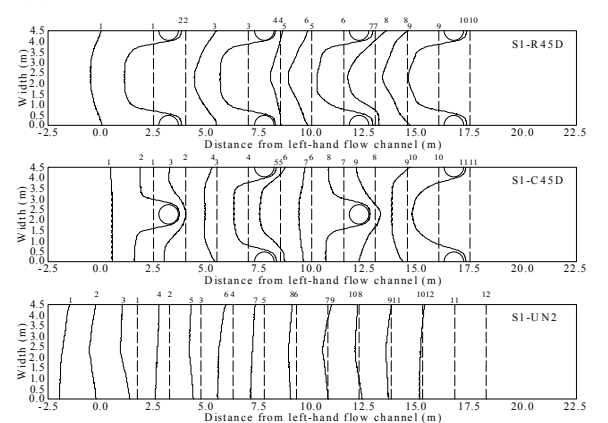
図-3.14 過剰間隙水圧比の時刻歴 (S1 シリーズ), 縦軸: 過剰間隙水圧比, 横軸: 時間, 灰色線: 移動平均



(a) S1-R20D, S1-UN1, S1-C20D (杭間隔: 2D)



(b) S1-R30D, S1-C30D1, S1-C30D2 (杭間隔: 3D)



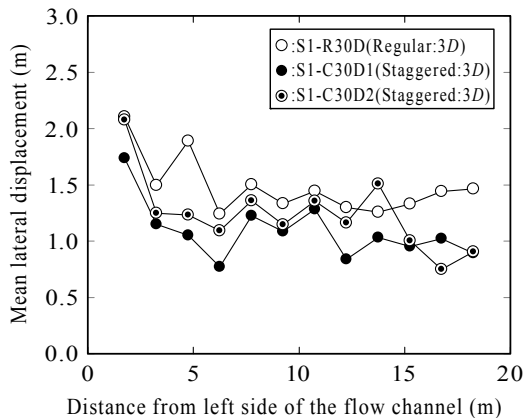
(c) S1-R45D, S1-C45D, S1-UN2 (杭間隔: 4.5D)

図-3.15 模型地盤の変形状況, 縦軸: 幅, 横軸: 流路模型左端からの距離, ---: 加振前, —: 加振後

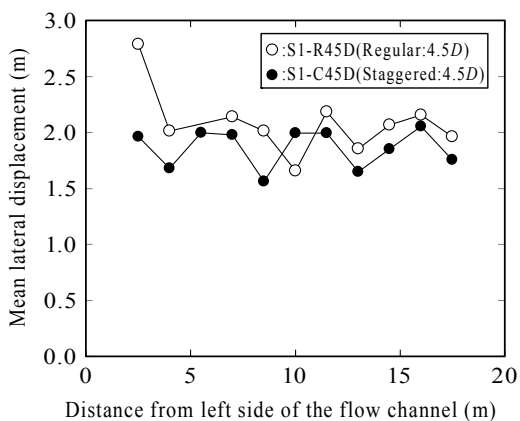
整列配置と千鳥配置の比較として、杭間隔3Dの地盤の変形状況を図-3.15 (b)に示す。整列配置では、地盤が一様に杭間をすり抜けているのに対し、千鳥配置では流路中央に配置された杭模型が流れを障害し、その上流側の杭間で地盤のすり抜けが抑制されていることがわかる。このようなすり抜けに対する対策効果は図-3.15 (c)に示す杭間隔4.5Dの場合でも認められるが、その効果は3Dの場合ほど明確ではない。

c) 側方流動量

図-3.16は、色砂の移動量から求めた平均側方流動量を示したものである。平均側方流動量は、図-3.15に示した加振前後の色砂で囲まれた面積を土槽幅で除して算出した。側方流動量は千鳥配置の方が整列配置よりも小さい



(a) Pile interval (杭間隔) : 3D



(b) Pile interval (杭間隔) : 4.5D

図-3.16 平均側方流動量, 縦軸: 平均側方流動量, 横軸: 流路模型左端からの距離

ことがわかる。ただし、杭間隔が広がるとその差が小さくなることが認められる。なお、図示していない無改良の平均側方流動量は3.0-3.5 m程度であった。

(2) S2シリーズ: 流動閉塞杭の流動抑制効果の確認

a) 過剰間隙水圧の発生特性

図-3.17は、図-3.4に示す模型地盤中央付近に設置した間隙水圧計PW1（無改良、流動閉塞杭）およびPW2（整列配置）で計測された間隙水圧から求めた過剰間隙水圧比の時刻歴を示したものである。図には、移動平均により平滑化した結果も併せて示している。なお、有効拘束圧は、実験後に間隙水圧計と地表面の沈下量を計測し、これらの沈下が加振中に生じたとして算出している。

無改良や杭間隔が広い場合に過剰間隙水圧の上昇が速くなる傾向が認められるが、その発生・消散の挙動には杭配置の違いによる明確な差異は認められない。過剰間隙水圧比の最大値はいずれも1.0に達していることから全てのケースで模型地盤は液状化していることがわかる。

これより、本実験では液状化に伴う側方流動をモデル化していることが確認できる。なお、S2-R20D-s, S2-I20D-s（杭間隔2D）、S2-R25D, S2-I25D（杭間隔2.5D）およびS2-R30D, S2-I30D（杭間隔3D）の過剰間隙水圧は、加速度振幅が1/3となる25~50秒間においても消散することなくほぼ最大値を保持している。そして、この間においても地盤の変形が生じていたことをハイスピードカメラで撮影した映像から確認している。

b) 模型地盤の流動特性

図-3.18は、模型地盤の流動状況をGL-1.25 m（実物スケール）に配置した色砂のトレースによって示したものである。破線が流動前、実線は流動後の位置をそれぞれ示している。S2-UN（無改良）の地盤の変状から、色砂は下流側にほぼ平行に移動していることから、壁面摩擦の影響は少ないと考えられる。杭間隔2Dの流動状況を見ると、S2-R20D-s（整列配置）では流動方向に連続して杭間ですり抜けが生じており、加速度振幅の大きいS2-R20D-l（整列配置）ではそれが顕著となっている。一方、S2-I20D-s（流動閉塞杭）では杭間のすり抜け量が抑制されており、S2-I20D-l（流動閉塞杭）では杭間をすり抜けるような挙動が認められるが、その程度は整列配置よりも相対的に小さい。これより、流動方向に対して流下に入らないように杭を配置して流れを阻害する流動閉塞杭は、流下に入るように杭を配置する整列配置よりも杭間のすり抜けを抑制する効果が高いことが確認できる。

杭間隔2.5Dおよび3Dにおける地盤の流動状況を見ると、整列配置では杭間隔2Dと同様に杭間のすり抜けが生じている。また、流動閉塞杭でも杭間隔が広いほど杭間のすり抜けが生じ易くなっていることがわかる。これは、打設間隔が広がると流下に入らないように配した杭による流動を阻害する効果が小さくなることに起因するものと考えられる。

c) 側方流動量

図-3.19は平均側方流動量の分布を実物スケールで示したものである。平均側方流動量は、図-3.18で示した加振前後の色砂で囲まれた面積を土槽幅で除して算出した。ここでは、下流端から10-25 mにおける結果について考察する。

S2-R20D-s, S2-I20D-s（杭間隔2D）の結果について、流動閉塞杭の平均側方流動量は0.16-0.41 m、整列配置のそれは0.27-0.58 mであり、それぞれ無改良の平均側方流動量約2.8 mに対して十分に小さな値であった。流動閉塞杭と整列配置を比較すると、同じ改良率であっても平均側方流動量は前者のほうが小さいことから、杭間のすり抜けを抑制する杭配置にすることが、側方流動量の低減に効果

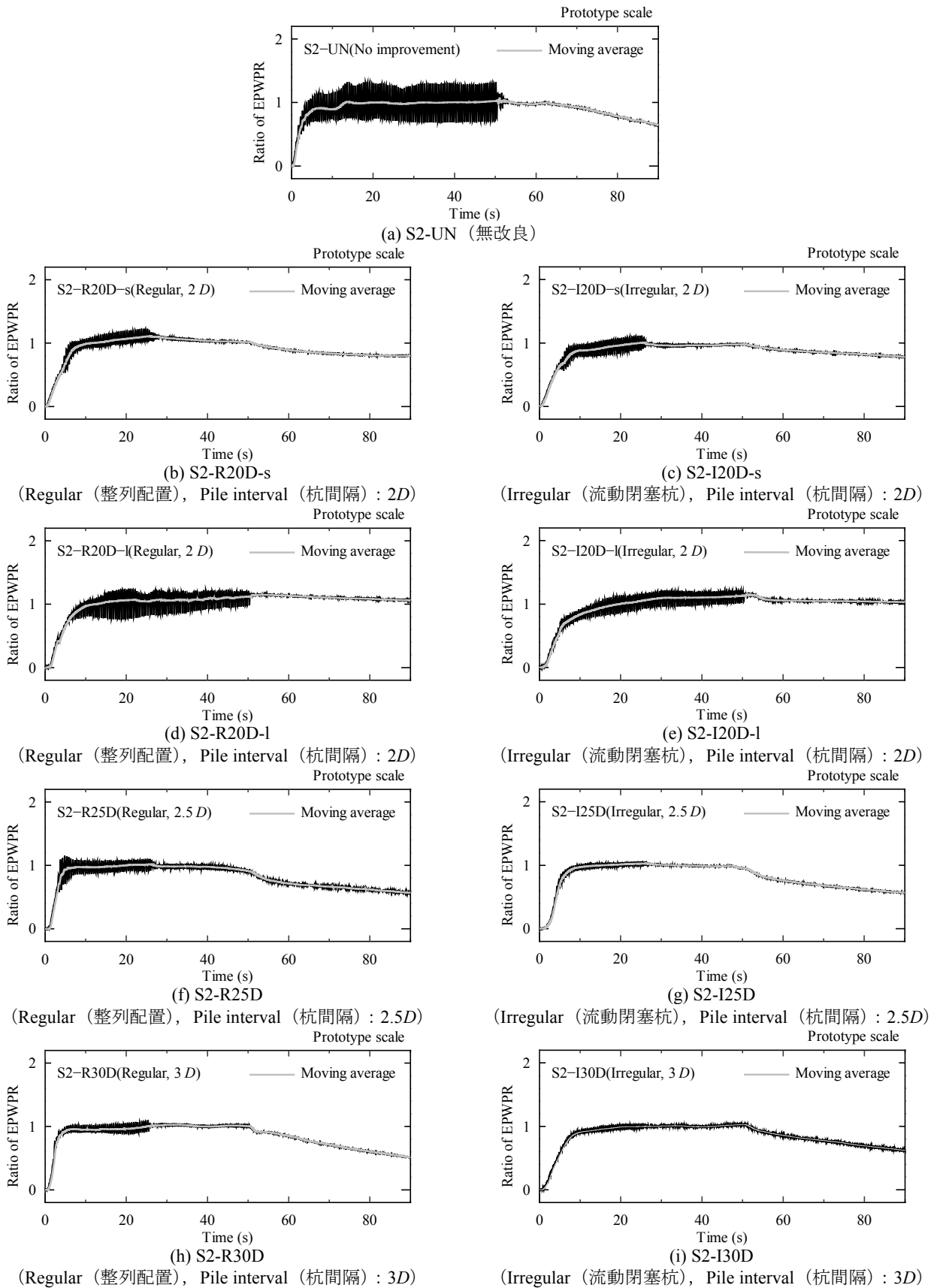


図-3.17 過剰間隙水圧比の時刻歴 (S2 シリーズ), 縦軸: 過剰間隙水圧比, 横軸: 時間, 灰色線: 移動平均

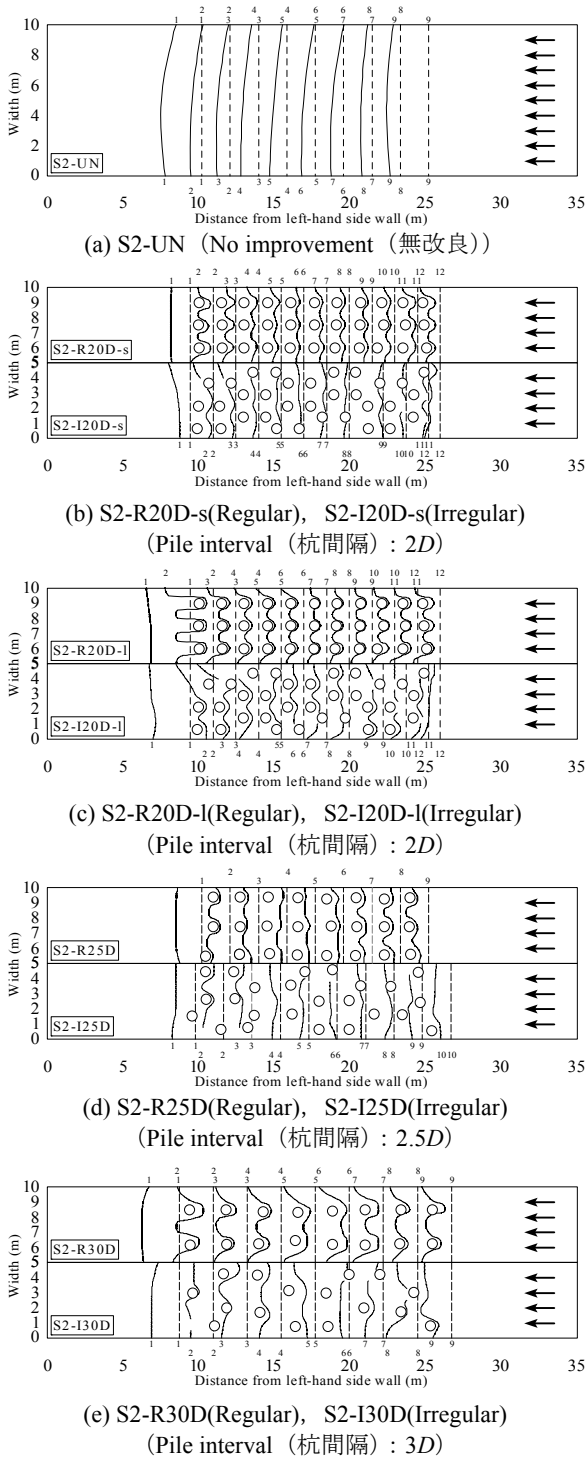


図-3.18 模型地盤の変形状況，縦軸：幅，横軸：流路模型左端からの距離，---：加振前，—：加振後

的であることがわかる。同じ杭間隔で入力加速度の大きいS2-R20D-l,S2-I20D-l (杭間隔2D) の平均側方流動量は，流動閉塞杭で0.44-1.10 m，整列配置で0.75-1.50 mであり，これらはS2-R20D-s,S2-I20D-s (杭間隔2D) よりも2~3倍程度大きな値となっている。下流端からの距離が同じ位

置で比較した場合，流動閉塞杭の平均側方流動量は，整列配置に対してS2-R20D-s,S2-I20D-s (杭間隔2D) で最大38%に，S2-R20D-l,S2-I20D-l (杭間隔2D) で最大75%に低減されている。

次に，S2-R25D,S2-I25D (杭間隔2.5D) およびS2-R30D,S2-I30D (杭間隔3D) の結果について，流動閉塞杭の平均側方流動量はS2-I25Dで0.32-0.73 m，S2-I30Dで0.51-1.35 mであった。一方，整列配置のそれはS2-R25Dで0.39-0.79 m，S2-R30Dで0.64-1.62 mであった。それぞれの側方流動量は杭間隔2DのS2-R20D-s,S2-I20D-sよりも大きく，流動閉塞杭と整列配置の差が小さくなっている。これは，前述したように打設間隔が広がると流動閉塞杭でも杭間のすり抜けが生じ易くなったことに起因するものと考えられる。

ここで，後述する流体解析結果との比較のため，杭間での流速に関して整理する。一例として，杭間隔2Dの図-3.18 (c)における杭間の流動量は整列配置で0.85-1.10 m，流動閉塞杭で0.80-0.95 mであった。これらを加振時間で除して求めた流速は，整列配置が19-22 mm/s，流動閉塞杭が18-19 mm/sとなった。これらの値を杭間の中央位置における速度とすると，実物スケールでのせん断ひずみ速度は0.048-0.059 1/sとなる。各実験の平均流速を表-3.4に示す。平均流速は，図-3.18に示した各色砂が移動した範囲の面積を色砂の長さで除して求めた平均側方流動量を加振時間で除して算出した。平均流速は流動閉塞杭のほうが整列配置よりも小さく，杭間隔が狭くなるのにしたがって平均流速が小さくなるのが明らかである。

(3) S3シリーズ：杭頭の拘束条件の違いが流動抑制効果に与える影響

a) 過剰間隙水圧の発生特性

図-3.20は，図-3.6に示すように改良範囲の上流側，模型地盤中央深度付近に設置した間隙水圧計PW1で計測された間隙水圧から求めた過剰間隙水圧比の時刻歴を示したものである。図には，移動平均により平滑化した結果も併せて示している。なお，有効拘束圧は，S2シリーズと同様に実験後に間隙水圧計と地表面の沈下量を計測してこれらの沈下を加振中に生じたとして算出している。

過剰間隙水圧比は，いずれの結果においても加振と共に急激に上昇し，その平均値の最大値は1.0に達している。したがって，これらの地盤は液状化に至っていることが確認できる。

b) 模型地盤の流動特性

まず，改良杭の配置形状が側方流動抑制効果に与える影響に着目し，UN (無改良)，杭模型上端がピン結合のS3-I15D-p (流動閉塞杭) およびS3-R15D-p (整列配置) に

表-3.4 平均流速 (S2 シリーズ)

実験ケース	杭配置	杭間隔 (mm)	平均流速 (mm/s)	流速の範囲 (mm/s)
S2-R20D-s	整列配置	30 (2D)	15	12 - 16
S2-I20D-s	流動閉塞杭		9	6 - 12
S2-R20D-l	整列配置	30 (2D)	16	15 - 19
S2-I20D-l	流動閉塞杭		13	9 - 19
S2-R25D	整列配置	38 (2.5D)	22	16 - 32
S2-I25D	流動閉塞杭		18	13 - 29
S2-R30D	整列配置	45 (3D)	43	26 - 60
S2-I30D	流動閉塞杭		36	20 - 52

おける側方流動量の結果に関して考察する。

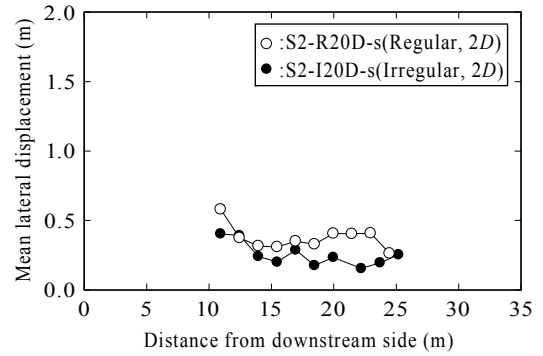
図-3.21は、土槽側面に配置した色砂をトレースして示した模型地盤の変形状況である。図-3.21 (a)に示すS3-UN (無改良) の変形状況から、液状化した模型地盤は遠心加速度の影響により斜面下方向に向かって移動していることがわかる。水平変位は地表面で最大となり、土層底部ではほとんど生じていない。加振後の地表面は、斜面の高い側が沈下し、斜面の低い側では隆起して水平に近い状態になっている。

図-3.21 (b)に示す流動閉塞杭S3-I15D-p (ピン結合) における模型地盤の変形状況について、加振後の地表面は改良範囲の背後および前方ともにほぼ水平になっている。一方、改良範囲の地表面勾配は加振前と同等に保たれていることが改良無改良の挙動とは異なる点である。改良範囲における深度方向の変形状況に着目すると、杭模型が壁面近傍に存在する水平位置0~+125 mm間の変位分布は斜面下方向に向かって直線的に傾斜しているのに対して、未改良部分が連続する0~-125 mm間のそれは深部で局所的に変形が大きく生じる形状となっている。

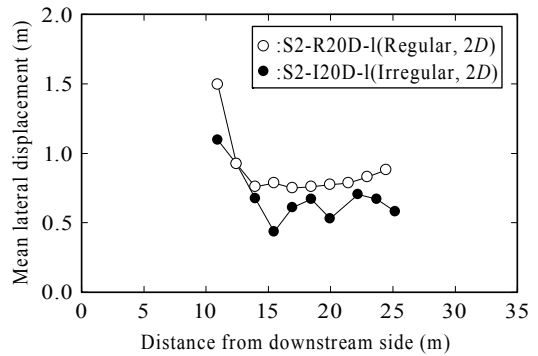
図-3.21 (c)に示す整列配置S3-R15D-p (ピン結合) について、地表面の変形状況は前述した流動閉塞杭のそれと同様である。改良範囲における地盤の変形状況に着目すると、局所的に深部で変位が大きく生じている箇所が認められる。これは、整列配置では土槽側面に沿って未改良部分が連続していることに起因するものと推察する。

次に、流動閉塞杭における改良杭上端の境界条件の違いが側方流動抑制効果に与える影響について明らかにすることを目的とし、S3-I15D-p (ピン結合)、S3-I15D-f (自由) およびS3-I15D-fp (プレート固定) の結果について詳述する。

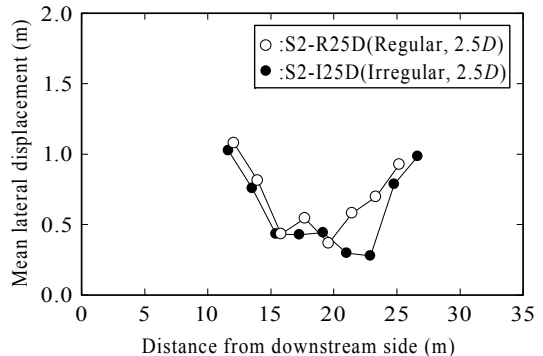
図-3.22は、S3-I15D-fおよびS3-I15D-fpにおける模型地盤の変形状況を図-3.21と同様に示したものである。図-3.22 (a)に示したS3-I15D-f (自由) での模型地盤の変形状況について、加振後の地表面はS3-I15D-pのそれと同様、



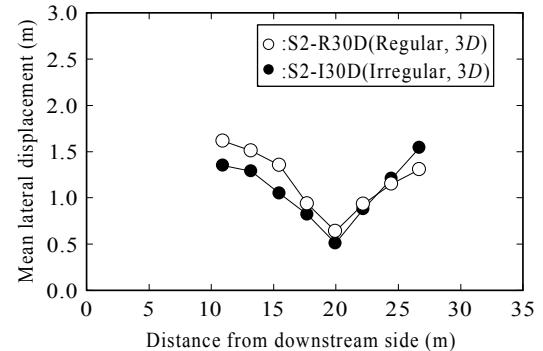
(a) S2-R20D-s, S2-I20D-s (Pile interval (杭間隔) : 2D)



(b) S2-20D-l, S2-I20D-l (Pile interval (杭間隔) : 2D)



(c) S2-R25D, S2-I25D (Pile interval (杭間隔) : 2.5D)



(d) S2-R30D, S2-I30D (Pile interval (杭間隔) : 3D)

図-3.19 平均側方流動量, 縦軸: 平均側方流動量, 横軸: 流路模型左端からの距離

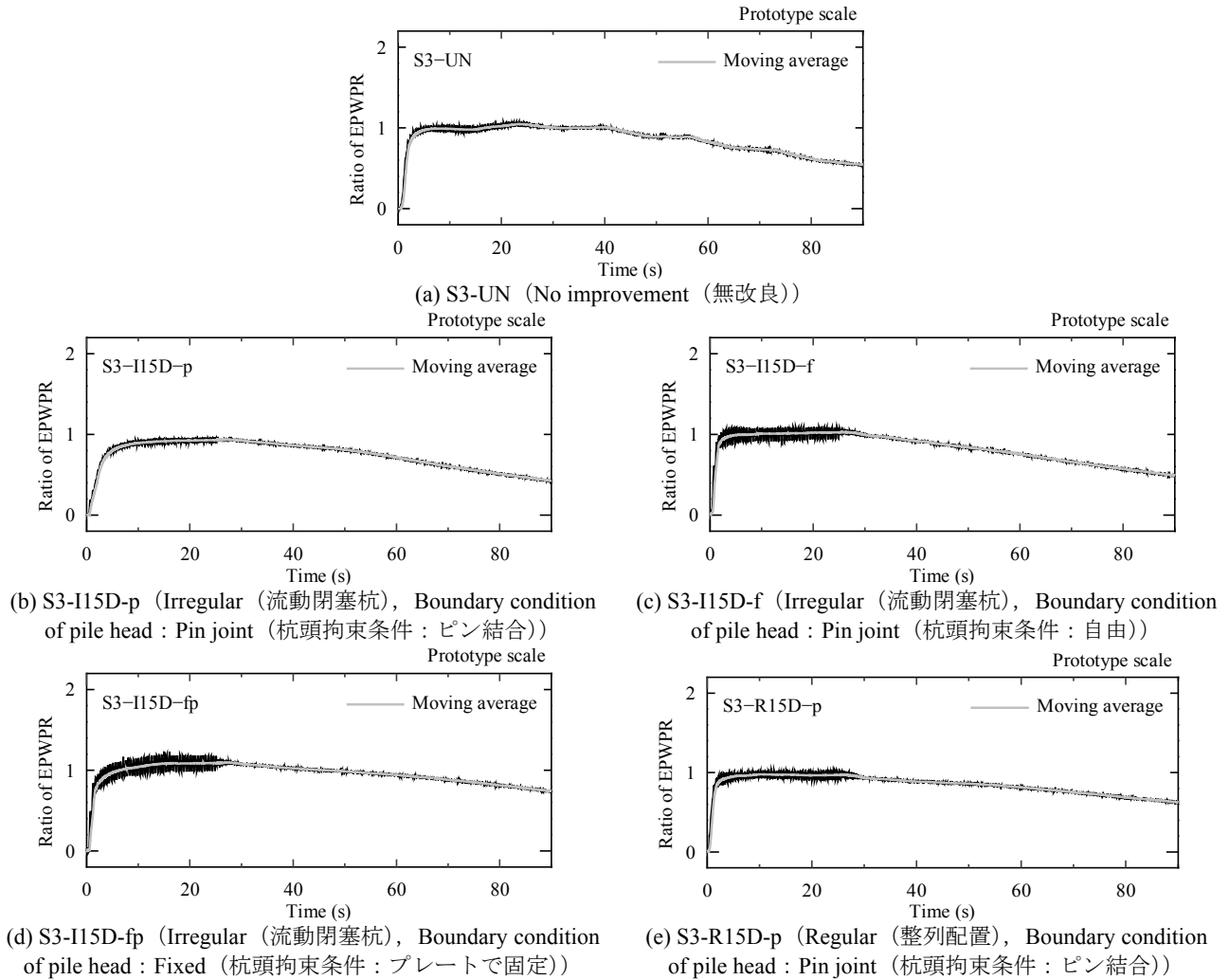


図-3.20 過剰間隙水圧比の時刻歴 (S3 シリーズ), 縦軸 : 過剰間隙水圧比, 横軸 : 時間, 灰色線 : 移動平均

改良範囲の勾配が加振前と同等に保たれ, その背後および前方ではともにほぼ水平になっている. 改良範囲における深度方向の変形状況も, S3-I15D-pのそれと類似しており, 両者には大きな違いが認められない. S3-I15D-fにおける実験後の模型の観察から, 一部を除き杭模型は加振前の相対的な位置関係を大きく変えず, S3-I15D-pと同様に流動方向に一樣に傾斜していることが確認された. このことについては, 加振時間や一方向加振であることが関係している可能性があり, 今後も検討が必要であるが, 流動閉塞杭が保持されたことが両者の地盤変形に明確な差異が認められなかった要因の一つと考える.

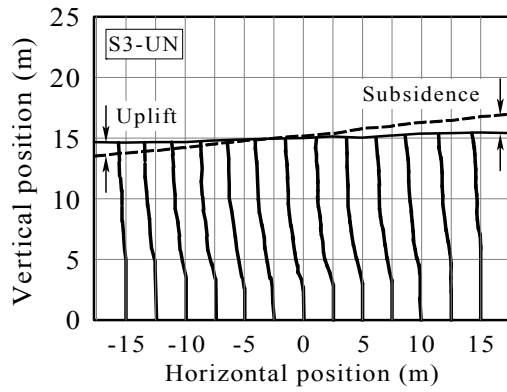
図-3.22 (b)に示すS3-I15D-fp (プレート固定) の模型地盤の変形状況をS3-I15D-fと比較すると, 改良範囲背後の地表面沈下量および改良範囲内の側方流動量がそれらよりも相対的に小さくなっていることがわかる.

c) 側方流動量

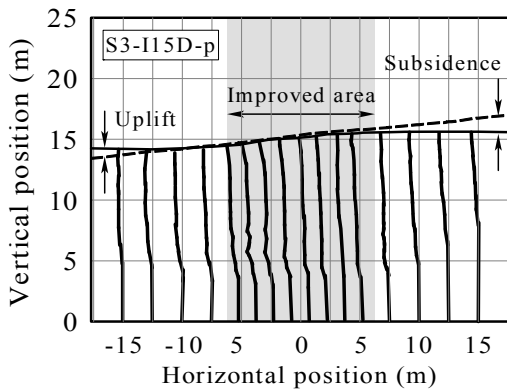
側方流動量を評価する一つの指標として, S3-UN (無改

良), S3-I15D-p (流動閉塞杭) およびS3-R15D-p (整列配置) における実地盤スケールでの地表面の水平変位を図-3.23に示す. ここで示した水平変位は, 図-3.21で示した色砂の地表面位置における水平方向の変位量であり, 以後側方流動量として扱う. S3-UN (無改良) の側方流動量は斜面の上下端部で小さく中央付近で最大となっている. 一方, S3-I15D-p (流動閉塞杭) およびS3-R15D-p (整列配置) の側方流動量は無改良のそれと比較していずれも小さく, それぞれに側方流動抑制効果が認められる. S3-I15D-p (流動閉塞杭) とS3-R15D-p (整列配置) の比較から, 側方流動量は前者のほうが後者よりも小さく, 特に水平位置0 m~+10 m間で明確な差が認められる. なお, 水平位置-2 m~-5 m間において流動閉塞杭の側方流動量が局所的に大きくなっているのは, 壁面側に連続した未改良部分が存在することに起因するものと考えられる.

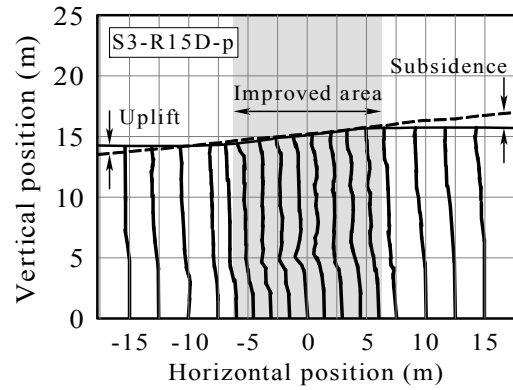
同様に, 流動閉塞杭のS3-I15D-p (ピン結合), S3-I15D-f (自由) およびS3-I15D-fp (プレート固定) における実地



(a) S3-UN (No improvement (無改良))

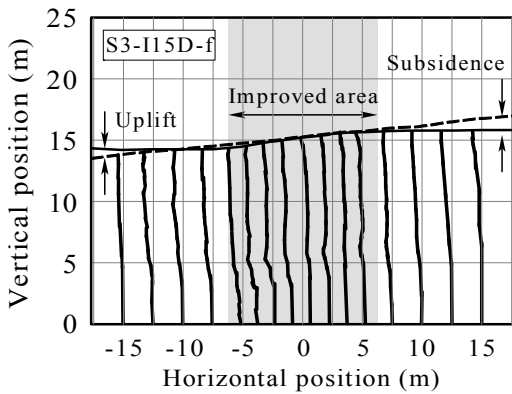


(b) S3-I15D-p (Irregular (流動閉塞杭), Boundary condition of pile head : Pin joint (杭頭拘束条件 : ピン結合))

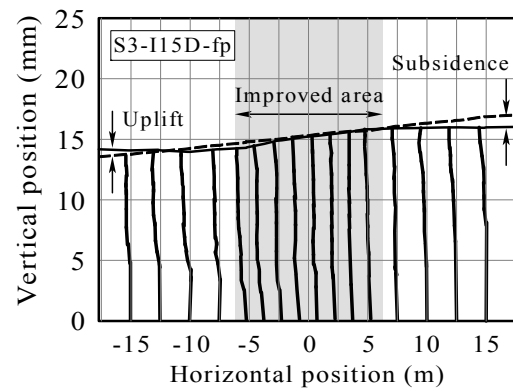


(c) S3-R15D-p (Regular (整列配置), Boundary condition of pile head : Pin joint (杭頭拘束条件 : ピン結合))

図-3.21 模型地盤の変形状況 (S3 シリーズ), 縦軸 : 土槽下端からの距離, 横軸 : 土槽中央からの距離, 両矢印 : 改良範囲



(a) S3-I15D-f (Irregular (流動閉塞杭), Boundary condition of pile head : Pin joint (杭頭拘束条件 : 自由))



(b) S3-I15D-fp (Irregular (流動閉塞杭), Boundary condition of pile head : Fixed (杭頭拘束条件 : プレートで固定))

図-3.22 模型地盤の変形状況 (S3 シリーズ), 縦軸 : 土槽下端からの距離, 横軸 : 土槽中央からの距離, 両矢印 : 改良範囲

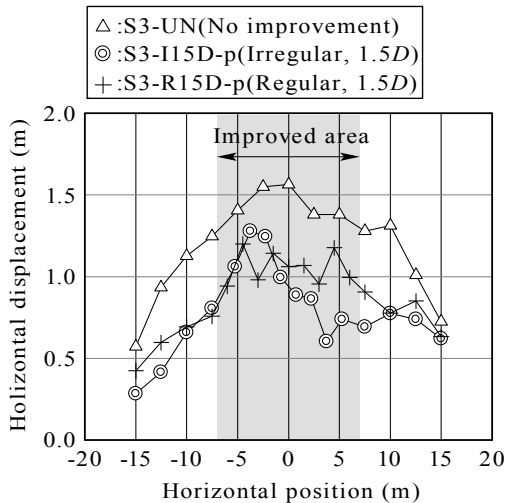


図-3.23 地表面の水平変位，縦軸：地表面の水平変位，横軸：土槽中央からの距離，両矢印：改良範囲

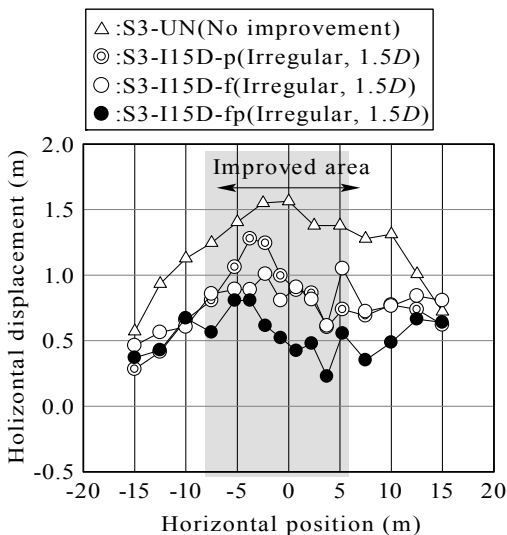


図-3.24 地表面の水平変位，縦軸：地表面の水平変位，横軸：土槽中央からの距離，両矢印：改良範囲

盤スケールに換算した側方流動量を図-3.24に示す。まず、S3-I15D-p（ピン結合）とS3-I15D-f（自由）の側方流動量を比較すると、局所的な大小の違いはあるが、両者の側方流動量には明確な差異が認められない。S3-I15D-fp（プレート固定）の水平変位はS3-I15D-p（ピン結合）やS3-I15D-f（自由）よりも小さく、側方流動量は最大で約50%程度に低減されており、その抑制効果は特に改良範囲とその背後側で高いことがわかる。これは、杭模型の上端を固定して杭頭の回転を抑制したため、流動閉塞杭が効果的に側方流動をせき止めたことによるものと考え

られる。

3.6 改良杭に作用する流動力に関する実験結果

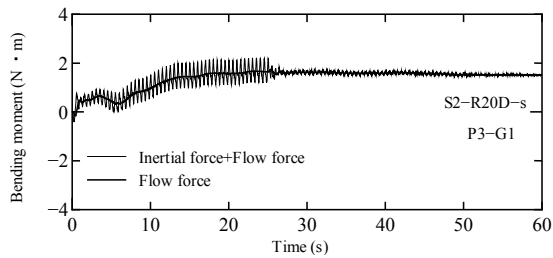
ここでは、S2シリーズおよびS3シリーズについて杭模型に作用する流動力について考察する。なお、以降断りのない限り、数値は模型スケールでの値とする。

図-3.25～図-3.32に各杭模型において最大曲げモーメントが計測された位置での曲げモーメントの時刻歴を示す。それぞれの図には、残留成分として1周期分のひずみの移動平均を用いることで平滑化した結果も示している。なお、曲げモーメントの符号は、上流側が引張になるときを正とし、時間は実地盤に換算している。残留成分のみに着目した場合、どのケースも杭模型に上流側引張の曲げモーメントが作用していることがわかる。

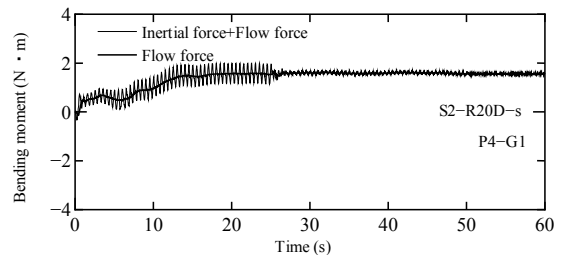
図-3.33に、振動成分と残留成分の両者を考慮した杭模型の曲げモーメント分布を示す。同図では、最大曲げモーメント発生時刻を含む1周期間の時刻のうち、後述する杭模型に作用する荷重が最大となる時刻に着目して曲げモーメント分布を示している。曲げモーメントはひずみから求めた値を3次の平滑化スプライン関数にて評価したもので、上流側が引張となる場合を正とした。S2シリーズでは杭模型下端を固定しているため、前述のS2-R20D-IおよびS2-I20D-I以外については杭下端にて最大曲げモーメントが発生している。一方、S2-R20D-IおよびS2-I20D-Iでは杭模型の慣性力が大きいため、杭体の中央付近で最大曲げモーメントが発生し、ひずみゲージの最上部取付位置よりも上部の杭模型の慣性力に起因して杭上部にも曲げモーメントが発生している。それに対して、S3シリーズでは杭模型下端は固定せず非液化状層に杭径分根入れしているのみであるが、下端において大きな曲げモーメントが発生しており、回転を拘束する効果が見られた。杭上部をプレートで固定したS3-I15D-fpでは、上部と下部とで曲げモーメントの符号が反転しており、上部で回転が拘束されたことを示している。

図-3.34に杭模型に作用する荷重分布を示す。荷重分布は曲げモーメント分布を微分して得られるせん断力分布を、再度3次の平滑化スプライン関数で評価した後に微分したもので、上流側から作用する場合を正とした。S3シリーズについては、無改良での実験後の観察から側方流動が発生したと考えられる深さを二点鎖線で示した。

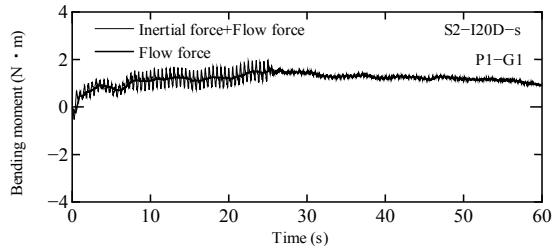
S2シリーズ、S3シリーズともに上部では上流側から深度方向に漸増する荷重が作用するが、下部ではその荷重が減少していることがわかる。これは、流動量の分布が土槽の境界条件の影響を受けたためと考えられる。すなわち、S2シリーズでは液化状層下端まで側方流動が生じ



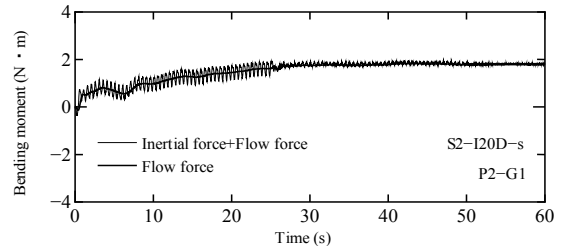
(a) S2-R20D-s, P3



(b) S2-R20D-s, P4

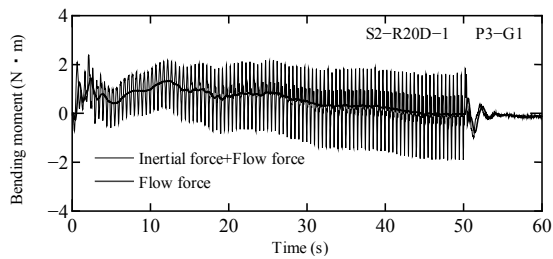


(c) S2-I20D-s, P1

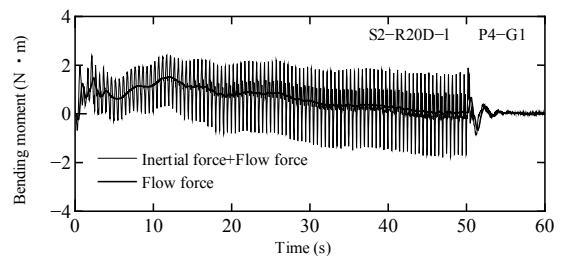


(d) S2-I20D-s, P2

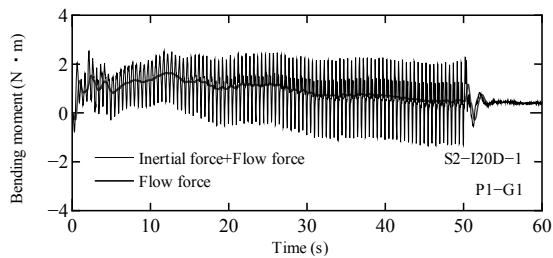
図-3.25 杭模型の曲げモーメントの時刻歴 (S2 シリーズ), 縦軸: 曲げモーメント, 横軸: 時間, 細線: 慣性力+流動力, 太線: 流動力



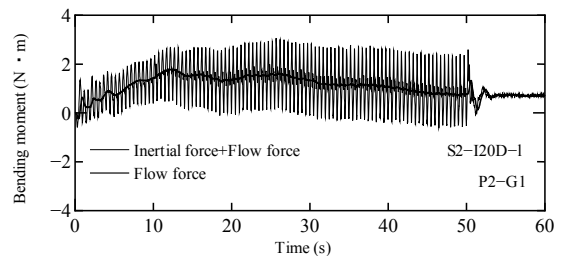
(a) S2-R20D-l, P3



(b) S2-R20D-l, P4



(c) S2-I20D-l, P1



(d) S2-I20D-l, P2

図-3.26 杭模型の曲げモーメントの時刻歴 (S2 シリーズ), 縦軸: 曲げモーメント, 横軸: 時間, 細線: 慣性力+流動力, 太線: 流動力

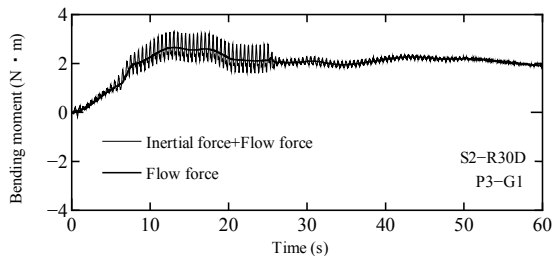
たが下方の流動量は上方のそれより小さかったため流動力が減少し, S3シリーズでは液状化層深部において側方流動が生じなかったため下方では逆向きの荷重が作用する結果となったものと思われる。

図-3.34には, 式(4)に示す杭模型に作用する流動力の提案式より算出される流動力分布も示した。

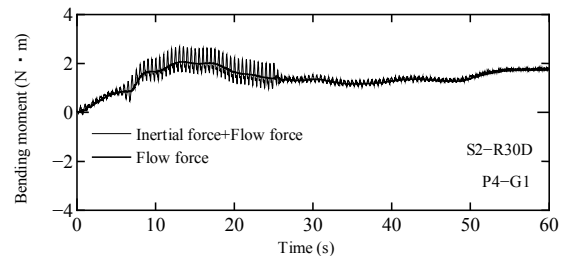
$$q_L = 0.3\gamma_L \cdot x \cdot \quad (4)$$

式中の各パラメータは,

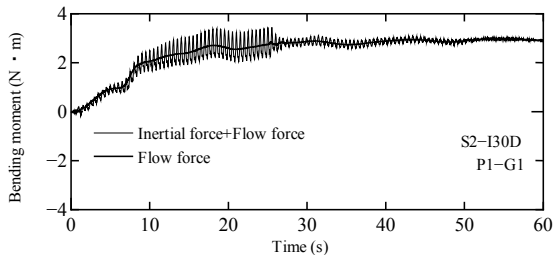
q_L : 液状化層中にある部材に作用する深さ x (m) の位置の単位面積当りの流動力 (kN/m²),



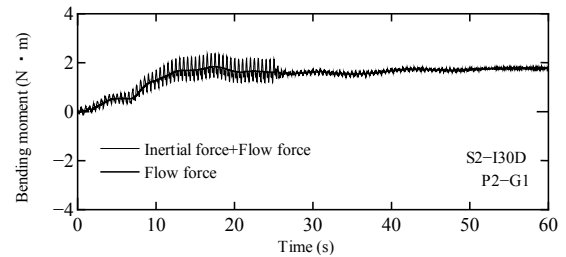
(a) S2-R30D, P3



(b) S2-R30D, P4

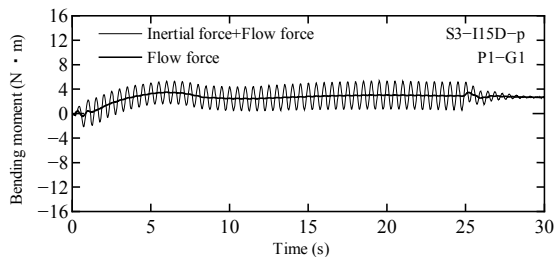


(c) S2-I30D, P1

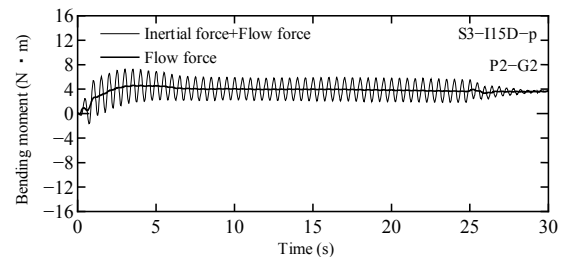


(d) S2-I30D, P2

図-3.27 杭模型の曲げモーメントの時刻歴 (S2 シリーズ), 縦軸: 曲げモーメント, 横軸: 時間, 細線: 慣性力+流動力, 太線: 流動力

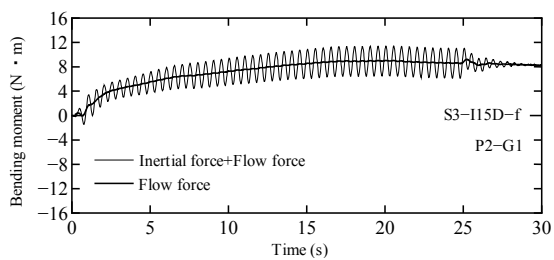


(a) S3-I15D-p, P1

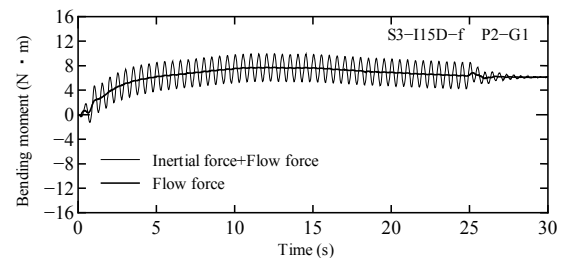


(b) S3-I15D-p, P2

図-3.28 杭模型の曲げモーメントの時刻歴 (S3 シリーズ), 縦軸: 曲げモーメント, 横軸: 時間, 細線: 慣性力+流動力, 太線: 流動力



(a) S3-I15D-f, P1



(b) S3-I15D-f, P2

図-3.29 杭模型の曲げモーメントの時刻歴 (S3 シリーズ), 縦軸: 曲げモーメント, 横軸: 時間, 細線: 慣性力+流動力, 太線: 流動力

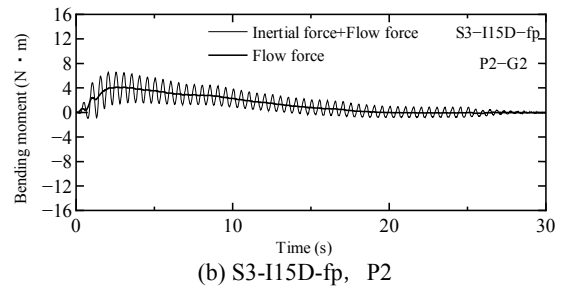
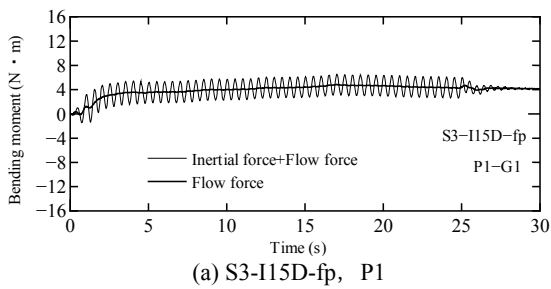


図-3.30 杭模型の曲げモーメントの時刻歴 (S3 シリーズ), 縦軸: 曲げモーメント, 横軸: 時間, 細線: 慣性力+流動力, 太線: 流動力

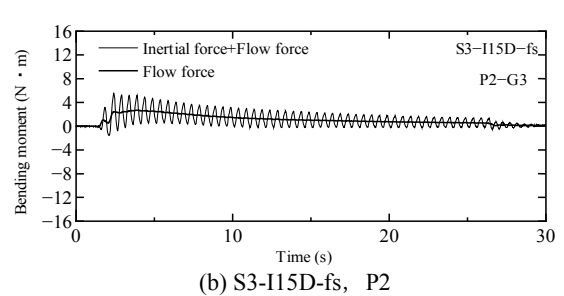
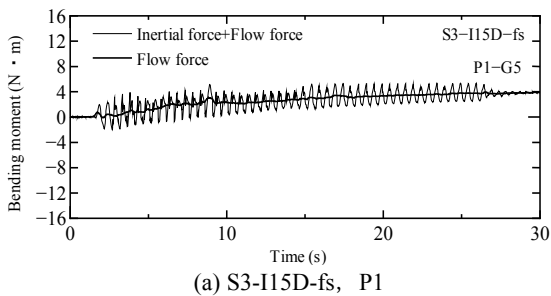


図-3.31 杭模型の曲げモーメントの時刻歴 (S3 シリーズ), 縦軸: 曲げモーメント, 横軸: 時間, 細線: 慣性力+流動力, 太線: 流動力

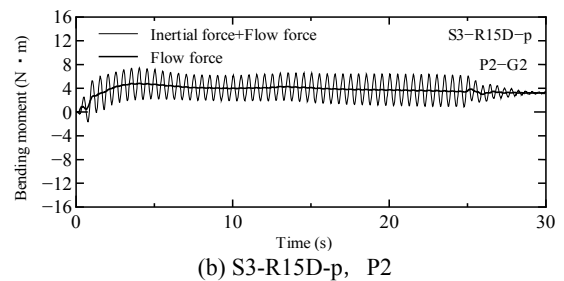
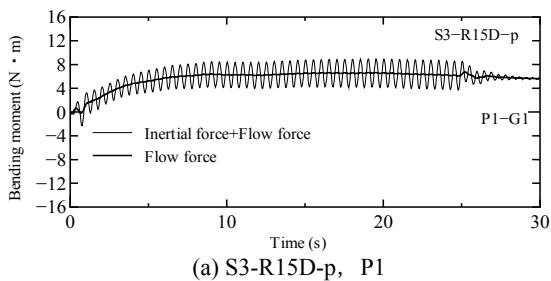


図-3.32 杭模型の曲げモーメントの時刻歴 (S3 シリーズ), 縦軸: 曲げモーメント, 横軸: 時間, 細線: 慣性力+流動力, 太線: 流動力

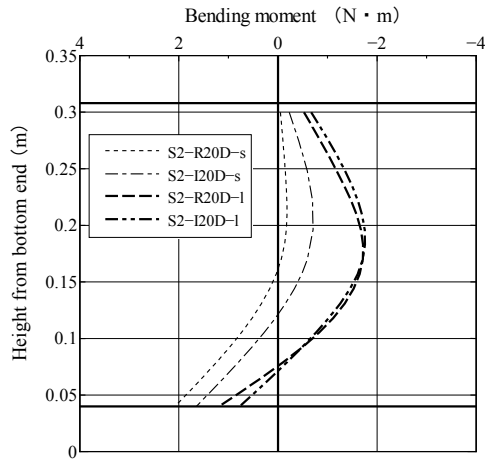
γ_L : 液状化層の平均単位体積重量 (kN/m^3),
 x : 地表面からの深さ (m),

である。

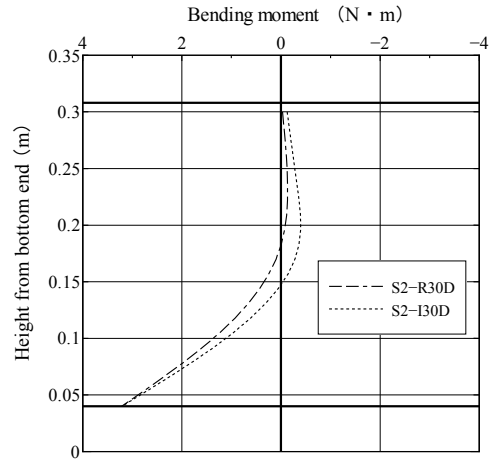
式(4)は、液状化層中の改良杭模型に全上載圧の30%の流動力が作用すると考えたものである。その際、流動力は各杭で均等に分担されるものとした。式(4)は、1995年に発生した兵庫県南部地震の際に橋梁基礎杭に生じた被害と整合するように逆解析により導かれた道路橋示方書V耐震設計編³⁹⁾に示される流動力式を参考に設定したものである。式(4)では流動力は三角形分布荷重となるが、

杭模型上部では実験値と式(4)での荷重分布形状は類似している。局部的に式(4)より大きな荷重が作用するケースもあるが、概ね同式以下の荷重となった。荷重分布形状が類似する上部においては、改良率が小さくなるほど実験値の式(4)に対する割合が小さくなる傾向が見られた。これは改良率が小さいほど杭模型間の地盤のすり抜けが大きくなり、改良杭に作用する荷重が低減されるためと思われる。

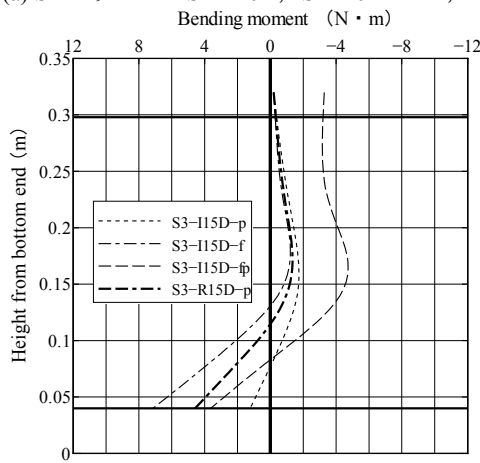
改良杭上部の拘束条件を変化させたS3シリーズの結果によると、S3-I15D-f→S3-I15D-p→S3-I15D-fpの順で拘束



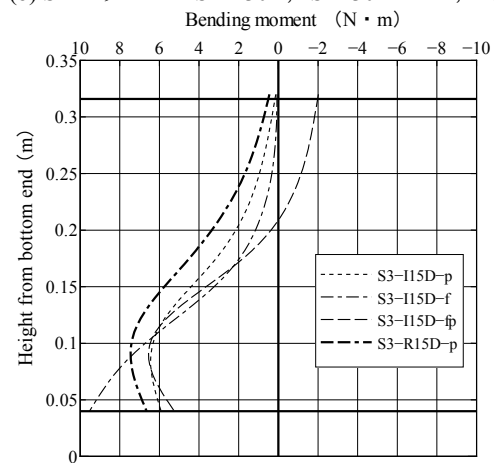
(a) S2 シリーズ S2-R20D, S2-I20D の P1, P3



(b) S2 シリーズ S2-R30D, S2-I30D の P1, P3



(c) S3 シリーズ P1 (Downstream side (下流))



(d) S3 シリーズ P2 (Upstream side (上流))

図-3.33 杭模型の曲げモーメント分布, 縦軸: 土槽下端からの距離, 横軸: 曲げモーメント

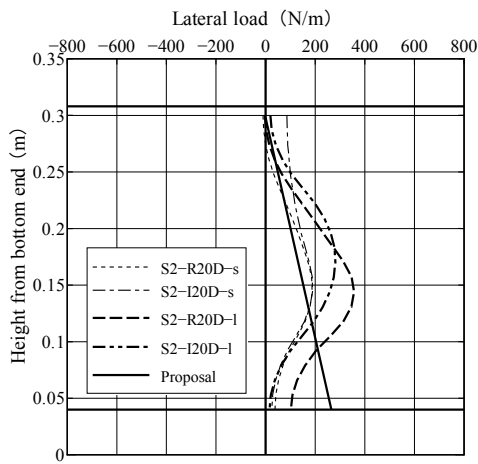
が大きくなるほど上流と下流との分布形状の差が大きくなった。これは、改良杭上部を繋ぐ版を介して、上流と下流の改良杭が荷重を伝達しあったためと考えられる。

図-3.35は入力波の加速度が異なるS2-R20D-sおよびS2-I20D-sとS2-R20D-lおよびS2-I20D-lの残留成分の荷重を比較したものである。それぞれの荷重分布には有意な差が見られず、残留成分は入力波の加速度振幅の影響を大きくは受けないといえそうである。

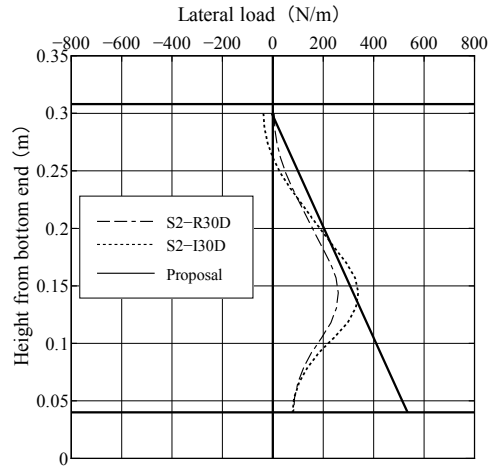
図-3.36は杭模型に作用する荷重を杭の上端から積分して求めた荷重の合力を示したものである。S3シリーズについては、側方流動が発生した深さを二点鎖線で示した。杭模型上部においては式(4)を上回るケースもあるが、流動を生じた深度での値は入力波の加速度が特に大きいS2-R20D-lおよびS2-I20D-lを除く全てのケースで式(4)以下となった。したがって、地震波の加速度が特に大きい場合を除いて、側方流動を生じると想定される土層全てに対して式(4)による流動力を見込むことで、改良杭の振

動成分および残留成分に対する構造設計が可能と考えられる。式(4)を適用した構造設計法の案を付録に示しておく。なお、地震波の加速度が特に大きい場合の改良杭の振動成分については、今後検討の余地がある。

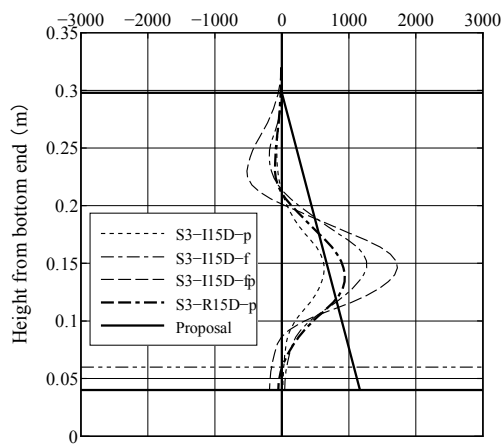
同一条件で流動閉塞杭と整列配置を比較したS2シリーズの結果によると、同じ改良率では杭模型の曲げモーメント分布および杭模型に作用する流動力に有意な差は見られなかった。流動経路が長くなる流動閉塞の側方流動量が小さくなることは観測されているが⁴⁰⁾、杭模型に作用する流動力の大小には液状化地盤の流速や粘性などの要因が複雑に関係しているため、本実験条件下では有意な差として表れなかった可能性が考えられる。そのメカニズムについては今後の検討課題である。



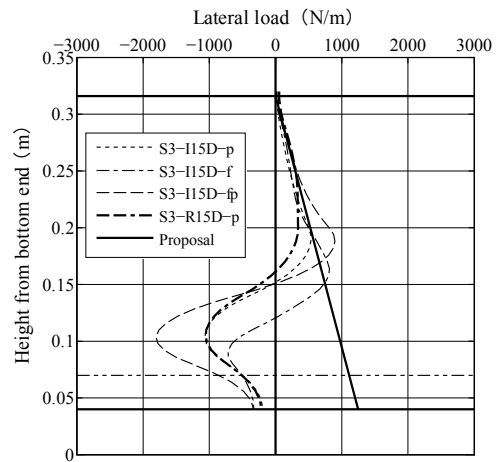
(a) S2 シリーズ S2-R20D, S2-I20D の P1, P3



(b) S2 シリーズ S2-R30D, S2-I30D の P1, P3



(c) S3 シリーズ P1 (Downstream side (下流))



(d) S3 シリーズ P2 (Upstream side (上流))

図-3.34 杭模型に作用する荷重の分布, 縦軸: 土槽下端からの距離, 横軸: 水平荷重

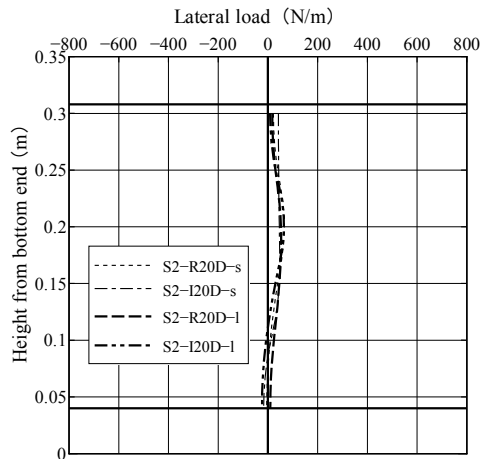
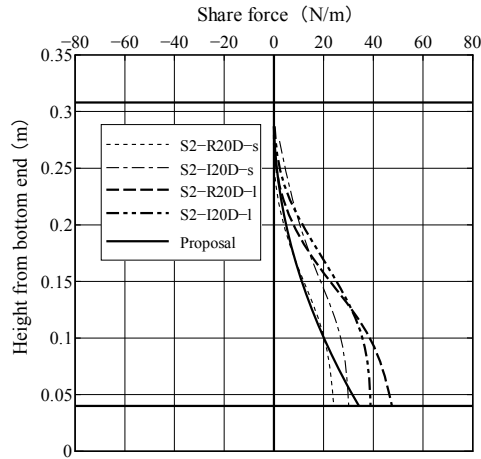
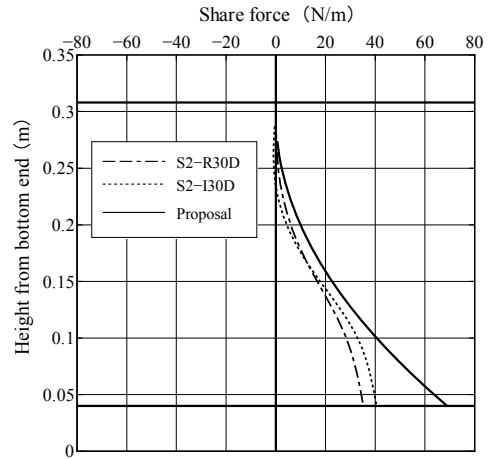


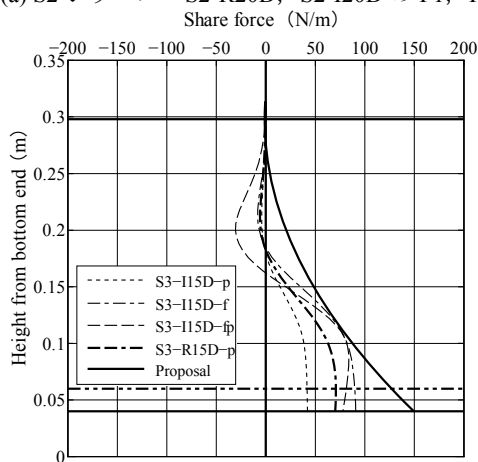
図-3.35 杭模型に作用する残留成分の荷重の分布 (S2 シリーズ S2-R20D, S2-I20D の P1, P3), 縦軸: 土槽下端からの距離, 横軸: 水平荷重



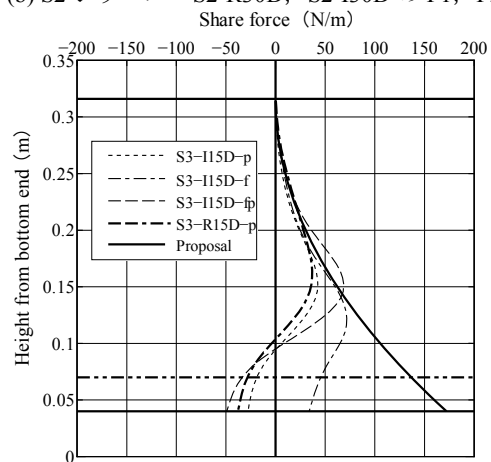
(a) S2 シリーズ S2-R20D, S2-I20D の P1, P3



(b) S2 シリーズ S2-R30D, S2-I30D の P1, P3



(c) S3 シリーズ P1 (Downstream side (下流))



(d) S3 シリーズ P2 (Upstream side (上流))

図-3.36 杭模型に作用するせん断力, 縦軸: 土槽下端からの距離, 横軸: 水平荷重

4. 杭式深層混合処理工法による液状化流動抑制効果に関する流体解析

液状化地盤の変状を評価する解析手法として、土と間隙水の連成を考慮した有効応力解析や土を粘性流体としてモデル化する流体解析がある。前者は、地盤の安定性や変形特性の評価にしばしば用いられるが、側方流動のような大変形に適用できるプログラムは少ない。後者は液状化して剛性を失い液体状となった土をモデル化することができるが、それに至る軟化過程や再圧密過程およびダイレイタンシーを考慮することはできない。しかしながら、流体解析は必要とされる入力定数が限られており、杭の配置がその間を流れる流体の挙動に与える影響を評価する場合には適した手法であると考えられる。そこで、本研究では有限要素法による流体解析を実施して改良杭の側方流動抑制効果のメカニズム、ならびにその配置や粘性係数が流動特性に与える影響について検討す

ることとした。

4.1 解析手法

改良杭が側方流動を抑制するという現象は、流体が杭の周囲を流れる挙動と同様のものであり、これに大きく影響するのはレイノルズ数である。本研究において、レイノルズ数は液状化地盤の粘性係数、流速および杭径または杭間隔で評価することができる。したがって、解析精度を高めるためにはこの液状化地盤の粘性係数を適切に評価することが重要となる。そこで、粘性係数は、液状化層厚が他の実験ケースよりも小さいことにより、せん断ひずみ速度が杭間をすり抜ける土のそれと同程度であった無改良の実験ケースUNの逆解析によって求めることとした。

液状化地盤を粘性流体としてモデル化する場合、その流体特性は非ニュートン流体として扱われる場合もある^{41)~43)}。しかしながら、その特性を決めるための物性値の

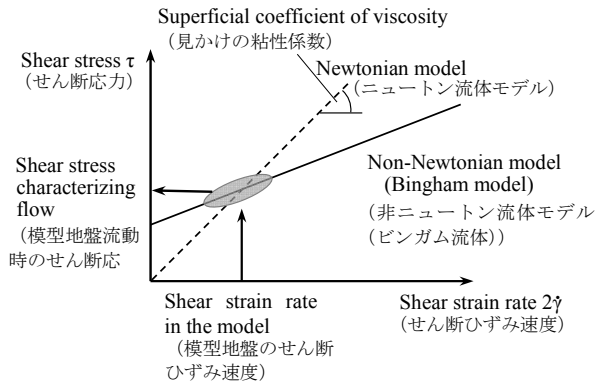


図-4.1 ニュートン流体および非ニュートン流体におけるせん断応力，縦軸：せん断応力，横軸：せん断ひずみ速度

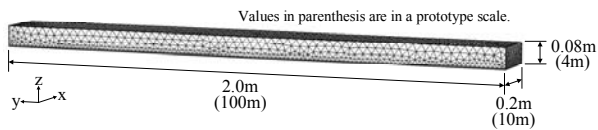


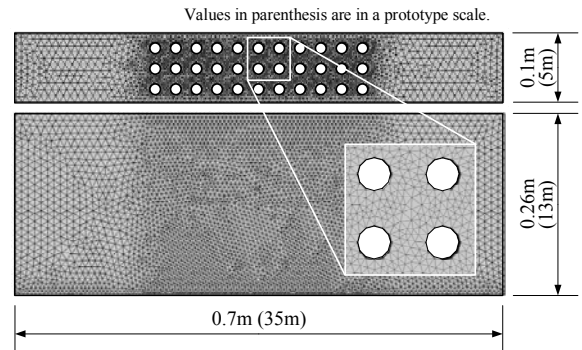
図-4.2 解析メッシュ（無改良）

設定は複雑である。そこで，本解析では簡単のため液状化地盤をニュートン流体としてモデル化することとした。ただし，図-4.1に示すように，模型地盤の側方流動におけるせん断ひずみ速度に対応した粘性係数を決定することにより，実験と解析の整合を図るようにした。解析には，汎用物理シミュレーションソフトウェアである COMSOL Multiphysics^{44),45)}を用いた。遠心模型実験のシミュレーションを行うにあたり，次のような単純化したモデルを用いた。すなわち，土槽の側壁による摩擦の影響や加振により生じる模型地盤の地表面の変形はモデル化せず，流量は流入端および流出端で一定とした。加振に伴う慣性力は平均的な流速に大きく影響を与えないと考え，これも考慮していない。なお，解析は模型スケールで実施した。

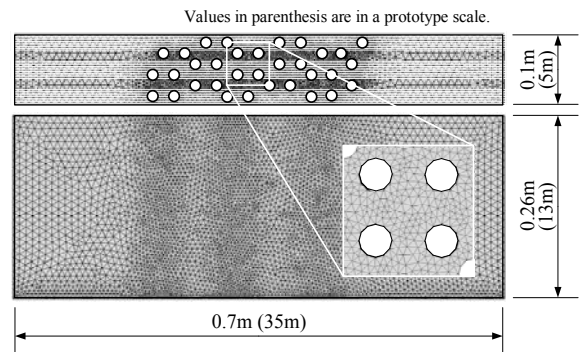
4.2 解析条件

(1) 無改良

図-4.2は無改良の解析メッシュを示したものである。3.4で述べたように，UNでは深度80 mm（実物スケール：GL-4 m）以深の地盤にはほとんど変位が認められなかったことから，解析モデルの層厚は80 mmとした。流体と底面の境界条件は固定とし，地表面の境界条件は滑りとした。無改良の場合，色砂は下流側へ平行に移動していたため，流体と側壁の境界条件は自由とした。流動力とし



(a) R20D (Regular (整列配置), Pile interval (杭間隔) : 2D)



(b) I20D (Irregular (流動閉塞杭), Pile interval (杭間隔) : 2D)

図-4.3 解析メッシュ（改良杭あり）

て遠心加速度50 gの1/10に相当する単位体積辺り5 gの体積力を与えた。これは地表面勾配が1/10であることに対応している。なお，初期の流速はゼロとした。解析は粘性係数を200, 500および1250 Pa·s（実物スケール：10, 25および63 kPa·s）と種々変えて行った。

(2) 対策有り

図-4.3に，杭間隔2Dの流動閉塞杭のメッシュを示す。解析モデルの層厚は，模型地盤の液状化層中央位置の層厚に合わせて260 mmとした。流体と杭表面の境界条件は自由とし，他の境界条件ならびに体積力は無改良のそれと同一である。

4.3 解析結果

(1) 無改良

図-4.4に地表面での流速の時刻歴を，図-4.5に模型地盤が液状化して流速が最大となった時点における流速の深度分布をそれぞれ遠心模型実験の結果と併せて示す。図-4.4に示した流速の観測位置は図-3.1に矢印で示す地盤中央である。時刻歴と深度分布の両方で解析結果と実験結果に一致が認められるのは粘性係数が500 Pa·s（実物スケール：25 kPa·s）の結果である。よって，この値が本遠心模型実験における液状化地盤の粘性係数であると考

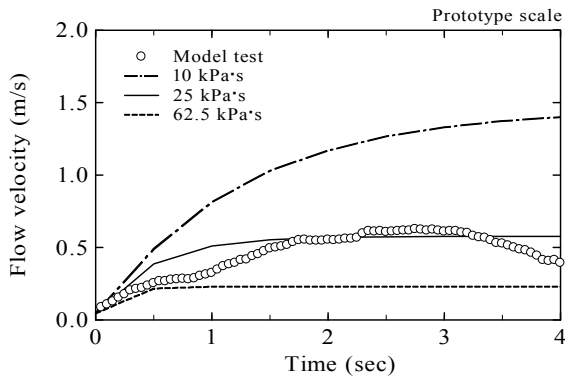


図-4.4 流速の時刻歴，縦軸：流速，横軸：時間，○：模型実験

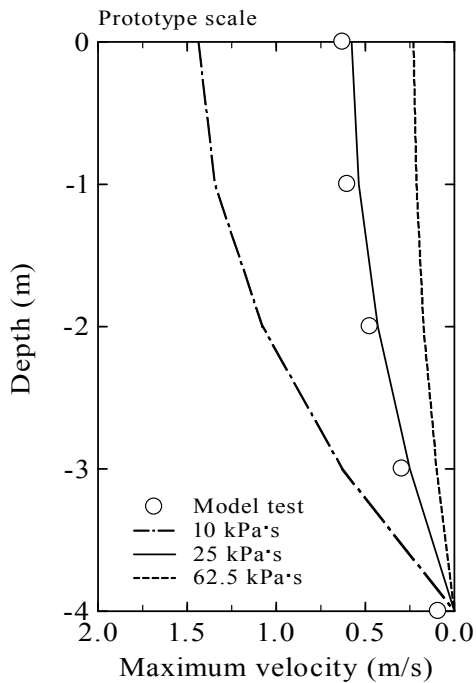


図-4.5 最大流速発生時の流速の深度分布，縦軸：深度，横軸：最大流速，○模型実験

えられる。これより、後述する対策有りの解析でもこの値を用いることとした。

なお、図-4.4に示す時刻歴の初期の時点に着目すると、遠心模型実験の流速と解析のそれとの一致は認められない。これは、遠心模型実験では地盤が液状化に至っていないこと、および慣性力が作用していることによる影響と推察される。

(2) 対策有り

図-4.6は、杭間隔 $2D$ におけるGL-1.25 m（模型スケ-

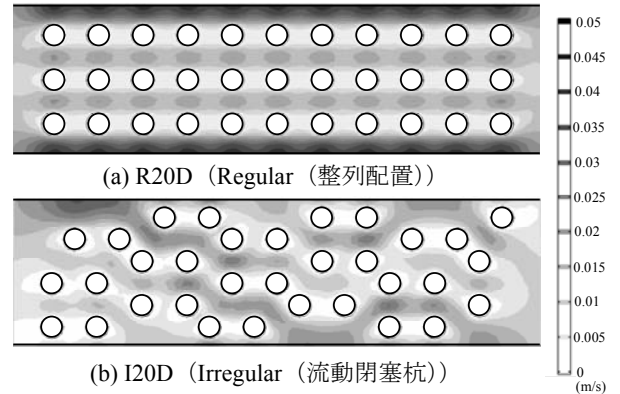


図-4.6 最大流速発生時の流速のコンター

ル：GL-25 mm）での流速分布のコンターを示したものである。流速の大きい場所と図-3.18(c)に示した側方流動量の大きい場所が良く整合していることがわかる。中央付近における杭間の流速は19-28 mm/sであり、これらは無改良の流速0.574 m/sの3.3-4.9%の値である。GL-1.25 m（模型スケール：GL-25 mm）での平均流速は、16および12 mm/s（杭間隔 $2D$ ）、22および23 mm/s（杭間隔 $2.5D$ ）、そして59および50 mm/s（杭間隔 $3D$ ）であった。これらは表-3.4に示した遠心模型実験の平均流速と同程度である。また、杭配置を整列配置から流動閉塞杭にすることにより流速が小さくなることが、解析結果からもわかる。以上のことから、本解析によって遠心模型実験における側方流動の流速とその分布を表せることが確認された。

5. 側方流動抑制のメカニズムに関する考察

ここでは、杭の配置形状による側方流動抑制のメカニズムに関して考察する。理解を深めるため、整列配置と流動閉塞杭に加えて、千鳥配置も検討の対象とした。なお、解析は二次元で行い、側方は繰り返し境界、杭の直径と杭間隔はそれぞれ15 mmおよび30 mmとし、流動力として単位体積あたり5 gの体積力を与えた。

5.1 側方流動抑制のメカニズムと杭配置の影響

粘性係数が $500 \text{ Pa}\cdot\text{s}$ （実物スケール： $25 \text{ kPa}\cdot\text{s}$ ）の場合の杭周辺の流速分布のコンターを図-5.1に示す。杭間の流れを明示するため、図はいくつかの杭を抽出して示している。図から明らかなように、杭がその周囲の流れを阻害してエネルギー損失により流速が低下している。図-5.2は、粘性係数を実物スケールで $25 \text{ kPa}\cdot\text{s}$ と $0.2 \text{ kPa}\cdot\text{s}$ としたときの流体解析から得られた流速分布を元に作成した概念図である。流速の大きい領域が杭間に見られ、そ

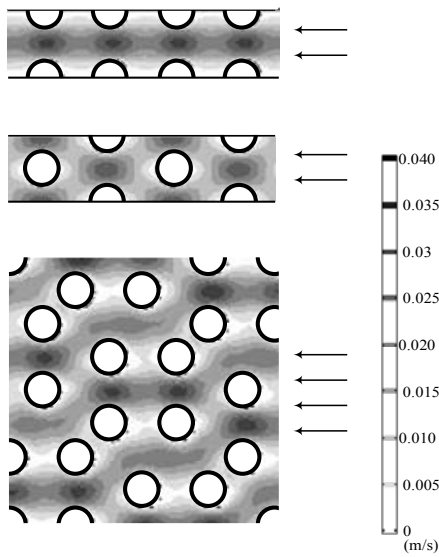


図-5.1 最大流速発生時の流速のコンター

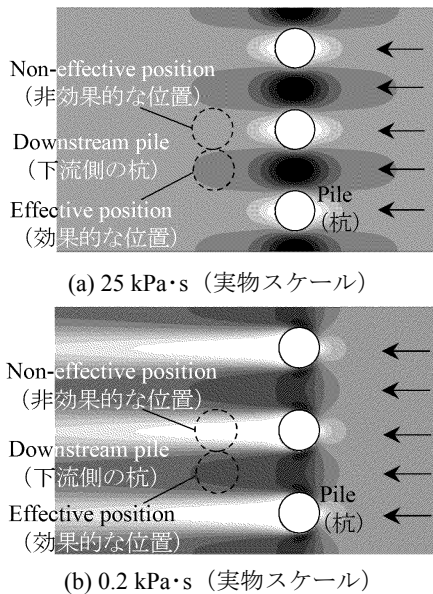


図-5.2 杭周辺の流速分布に関する概念図

れは粘性係数が小さいほど下流に広がっている。千鳥配置や流動閉塞杭の場合、流速の大きい領域が下流の杭に衝突してエネルギーを損失させるため流速が減少する。一方、整列配置の場合、流速の大きい領域は下流の杭に衝突せず、エネルギー損失が生じない。このような違いが、杭配置による流動特性の差の要因と考えられる。

5.2 粘性係数の影響

前項で、流速の大きい領域が下流の杭に衝突することで流速が減少することを示した。これは、粘性係数が小

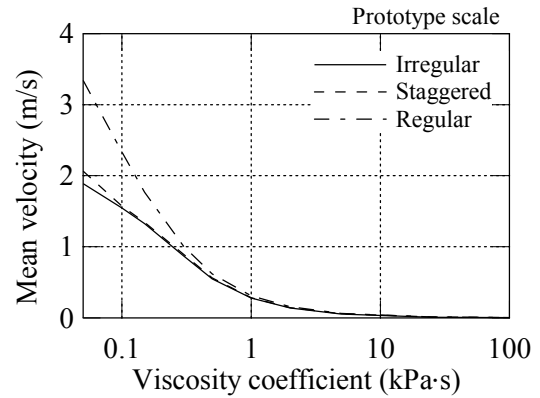


図-5.3 平均流速と粘性係数の関係、縦軸：平均流速、横軸：粘性係数、実線：流動閉塞杭、破線：千鳥配置、一点鎖線：整列配置

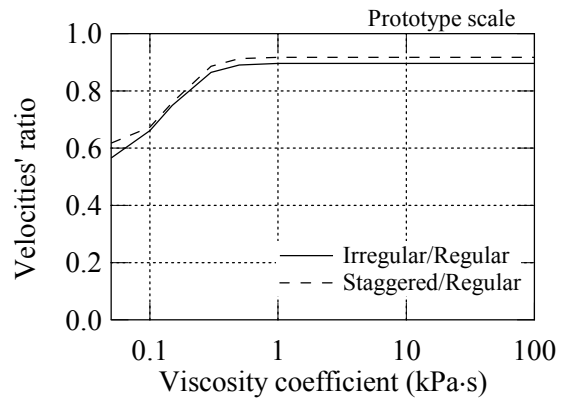


図-5.4 流速比と粘性係数の関係、縦軸：流速比、横軸：粘性係数、実線：流速比（流動閉塞杭/整列配置）、破線：流速比（千鳥配置/整列配置）

さくなりレイノルズ数が大きくなると、流動に対して杭の配列の影響が大きくなることを示している。液状化した地盤の粘性係数は、鋼球落下・引上げ、鋼管の側方牽引、回転粘度計および模型振動台実験等により計測されている。これらの測定結果は大友⁴⁶⁾によりまとめられており、その値は0.3~8183Pa·sの間に分布している。そこで、粘性係数を1-10000 Pa·s（実物スケール：0.05-500 kPa·s）に変えた流体解析を実施した。他の解析条件は前述したものと同一である。

図-5.3は粘性係数と平均流速の関係を示したものである。平均流速は粘性係数が小さくなるのに伴い増加している。また、千鳥配置と流動閉塞杭の平均流速が整列配置のそれよりも小さいことがわかる。図-5.4に粘性係数と平均流速比の関係を示す。平均流速比は、図-5.3で示した千鳥配置と流動閉塞杭の平均流速を整列配置のそれと除して求めた。千鳥配置と流動閉塞杭は粘性係数が小

さいほど整列配置よりも効果的であることがわかる。しかしながら、平均流速比が大きく減少するのは粘性係数が0.3 kPa・s (実物スケール) 程度であり、このときの流速は0.9-1.0 m/sであった。実際の側方流動を考慮するとこの流速は大きく、現実的な値とは言いがたい。したがって、実際の液状化地盤の粘性係数の範囲においては、平均流速比は約0.9と考えられる。すなわち、実際の側方流動に対して、流動閉塞杭の側方流動抑制効果は整列配置よりも約10%高いと言える。

6. 施工性確認のための現地試験

6.1 試験概要

流動閉塞杭の施工に際しては、最初に表層改良を行った後、改良地盤上から杭式深層混合処理によりセメント系固化材スラリーと原位置土を攪拌混合して改良杭の構築を行う。このように表層地盤改良と改良杭を組み合わせると一つの構造とした例はこれまでにあまり報告されておらず、施工性や結合部の品質に関して不明な点も多い。

そこで、表層改良地盤上からの杭式深層混合処理の施工性や、改良杭施工時の表層改良地盤の硬化状態による杭頭結合部の性能の違いについて確認し、さらに杭頭結合部の固定条件を考慮した設計法へ反映させることを目的として、実施工で想定している流動閉塞杭の施工性確認のための現地試験を実施した。

試験は、図-6.1に示すようにφ5 m×深さ2 mの模擬地盤中に、厚さ0.6 mの表層改良を表-6.1に示す3ケースで施工し、その後、深層混合処理機を用いて杭径φ6 m×深さ2 mの改良杭の施工を行った。養生期間経過後に改良杭周辺を掘削して一体となった表層改良と改良杭を取り出し、出来形を目視により確認するほか、品質確認試験を実施した。併せて、表-6.1の3ケースに準じた施工方法で、水平載荷試験用の試験体を作製し、養生期間経過後に水平

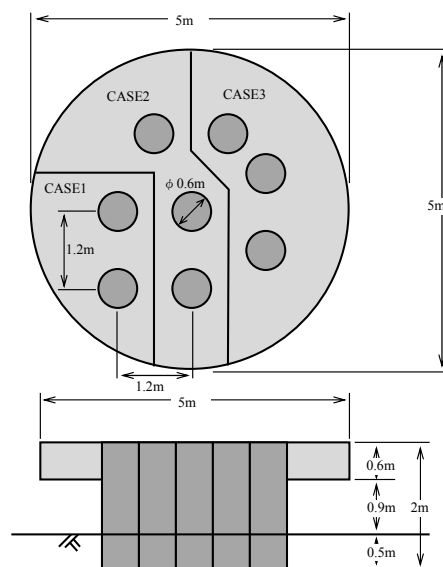


図-6.1 施工性確認試験の試験体配置図

表-6.2 使用材料

種類	材料名	備考
地盤材料	山砂	稲敷郡三浦村産, $w_n=17.2\%$ 細粒分まじり砂(SF)
固化材	高炉セメントB種	太平洋セメント(株)製
混和剤	ジオリター (ソイルセメント 用遅延剤)	主成分:オキシカルボン酸塩 (株)フローリック製

載荷試験を実施した。

6.2 事前配合試験

(1) 試験方法

施工性確認のための現地試験の表層改良および改良杭の設計強度はともに1000 kN/m²とした。対象地盤にセメントスラリーを添加して現場強度 (σ_{28}) が1000 kN/m²となる配合を決定し、さらに遅延剤添加による初期の硬化遅延性について確認するために事前に室内配合試験を実施した。施工性確認のための現地試験に使用した材料を表-6.2に、模擬地盤材料用の山砂の粒度分布および締固め特性を図-6.2、図-6.3にそれぞれ示す。

対象とする模擬地盤材料の性状から (現場/室内) 強度比を0.66とし、室内配合試験における28日材齢での一軸圧縮強度は1500 kN/m²を目標とした。改良土の性状は、改良杭についてはスラリー攪拌式深層混合処理工法を想定

表-6.1 施工性確認試験 試験ケース

試験ケース	概要	施工方法
CASE1	表層改良部硬化後に改良杭を施工	表層改良施工後に所定期間(28日)養生を行い、強度1000kN/m ² 発現後に改良杭の施工を実施する。
CASE2	表層改良部硬化前に改良杭を造成	表層改良施工時に遅延剤を添加して硬化を遅らせたうえで、2日後に改良杭の施工を実施する。
CASE3	表層改良と改良杭を同時に施工	表層改良を実施した後、概ね4時間以内に改良杭の施工を実施して、表層改良と改良杭の一体化を図る。

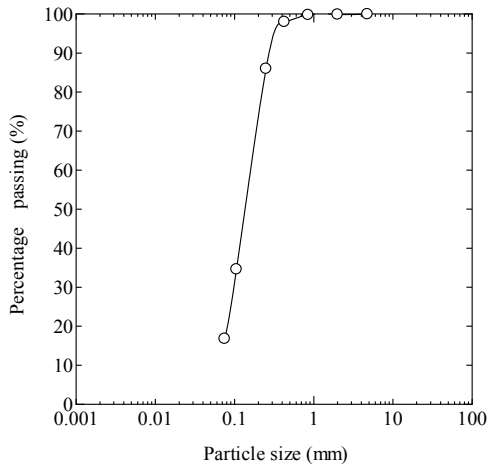


図-6.2 模擬地盤材料の粒径加積曲線，縦軸：通過質量百分率，横軸：粒径

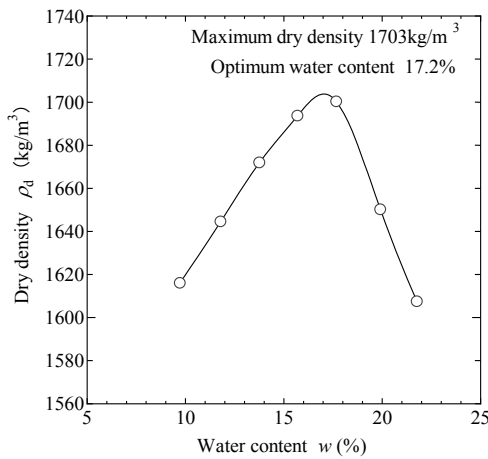


図-6.3 模擬地盤材料の締固め特性，縦軸：乾燥密度，横軸：含水比，最大乾燥密度：1703 kg/m³，最適含水比：17.2%

した性状とした。また，表層改良部の改良土の性状についても，試験体としての均一性を確保するために流動性を有する安定化処理土とし，両者とも練混ぜ時の性状を確認するためにテーブルフロー試験を実施した。

材齢毎の圧縮強度測定用の供試体はφ50 mm×高さ100 mmとし，「安定化処理土の締固めをしない供試体作製方法 (JGS : 0821)」に準じて作製した。さらに，表層改良を対象とした遅延剤の添加量による遅延効果について確認するため，練混ぜ直後からの改良土の貫入抵抗値の経時変化を1時間おきに測定した。表-6.3に配合ケース，表-6.4に試験項目と試験方法の一覧を示す。

(2) 試験結果

各配合における練混ぜ時のテーブルフロー試験結果，

表-6.3 配合ケース

ケース No.	C (kg/m ³)	W/C (%)	遅延剤		備考
			種類	(C×%)	
①	100	120	—	—	圧縮強度測定
②	100	150	—	—	
③	100	180	—	—	
④	130	120	—	—	
⑤	130	150	—	—	
⑥	130	180	—	—	
⑦	160	120	—	—	
⑧	160	150	—	—	
⑨	160	180	—	—	
⑩	100	120	ジオリター20	2	
⑪	100	120	ジオリター20	4	
⑫	100	120	ジオリター10	4	
⑬	100	120	ジオリター10	6	
⑭	130	120	ジオリター20	2	
⑮	130	120	ジオリター20	4	
⑯	130	120	ジオリター10	4	
⑰	130	120	ジオリター10	6	
⑱	160	180	ジオリター10	4	
⑲	160	180	ジオリター10	6	
⑳	160	180	ジオリター10	8	
㉑	160	180	—	—	コンクリートの凝結時間測定
㉒	160	180	ジオリター10	4	
㉓	160	180	ジオリター10	6	
㉔	160	180	ジオリター10	8	
㉕	160	200	—	—	
㉖	160	200	ジオリター10	4	
㉗	160	200	ジオリター10	6	
㉘	160	200	ジオリター10	8	
㉙	160	200	ジオリター10	8	

表-6.4 試験項目

試験項目	試験方法	試験時期
流動性	テーブルフロー (JIS R 5201)	練混ぜ直後
硬化時間	コンクリートの凝結時間試験方法 (JIS A 1147)	練混ぜ後3日間
圧縮強度	土の一軸圧縮試験 (JIS A 1216)	材齢 3,7,28 日

材齢28日での一軸圧縮試験結果をそれぞれ図-6.4，図-6.5に示す。また各配合の材齢と一軸圧縮強度の関係を図-6.6～図-6.8に示す。杭式深層混合処理では改良杭の品質確保および施工性の確保を目的として，攪拌混合直後の流動性の目安をテーブルフロー値で150 mm±20 mmとした。また，表層改良地盤では，施工性や改良地盤の均質性，さらに施工後の表面の平坦性を確保するために流動性をやや高くし，テーブルフロー値の目安を180 mm±20 mmとした。図-6.4，図-6.5に示した試験結果から，

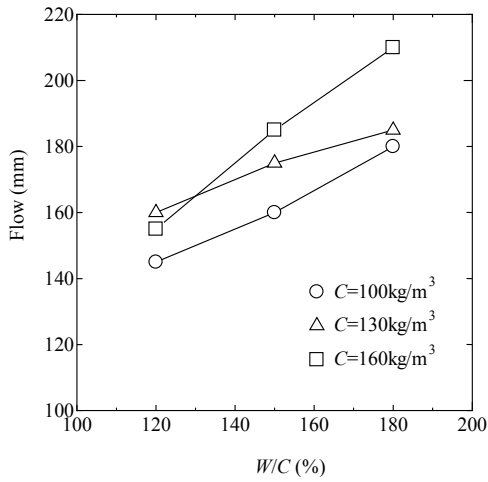


図-6.4 テーブルフロー試験結果，縦軸：テーブルフロー値，横軸：水セメント比

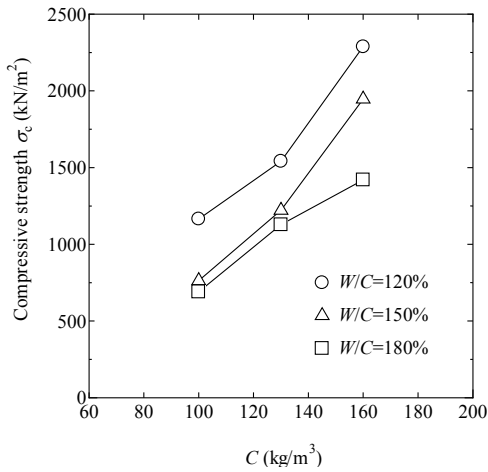


図-6.5 材齢 28 日の一軸圧縮強さ，縦軸：一軸圧縮強さ，横軸：セメント配合量

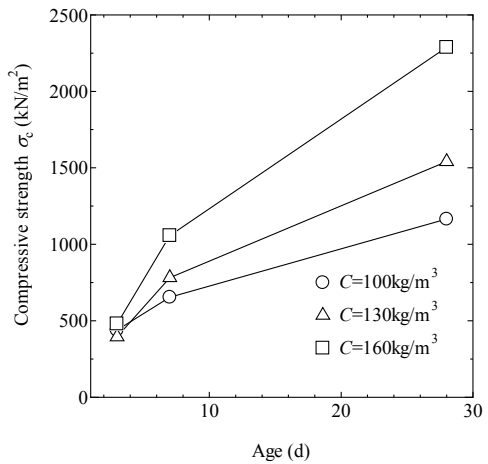


図-6.6 材齢と一軸圧縮強さ (W/C=120%)，縦軸：一軸圧縮強さ，横軸：材齢

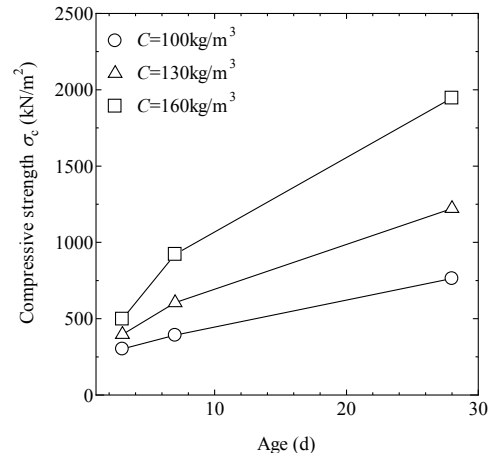


図-6.7 材齢と一軸圧縮強さ (W/C=150%)，縦軸：一軸圧縮強さ，横軸：材齢

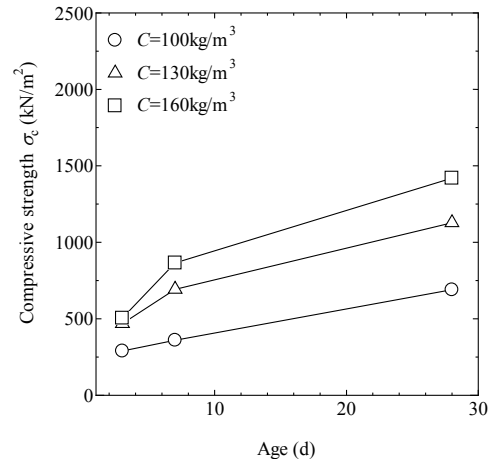


図-6.8 材齢と一軸圧縮強さ (W/C=180%)，縦軸：一軸圧縮強さ，横軸：材齢

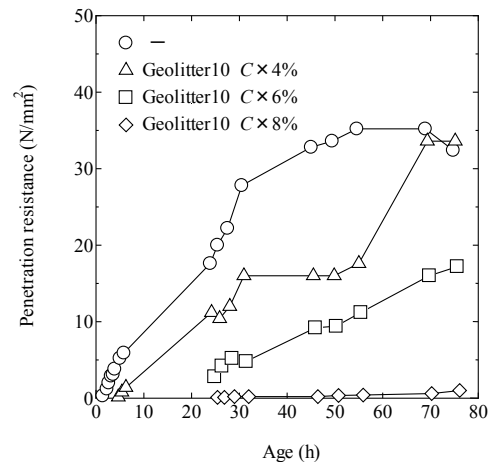


図-6.9 貫入抵抗値の経時変化 (C=160 kg/m³, W/C=180%)，縦軸：貫入抵抗値，横軸：材齢

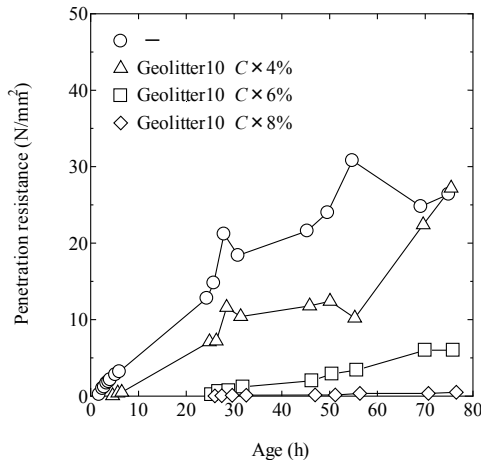


図-6.10 貫入抵抗値の経時変化 ($C=160 \text{ kg/cm}^3$, $W/C=200 \%$), 縦軸: 貫入抵抗値, 横軸: 材齢

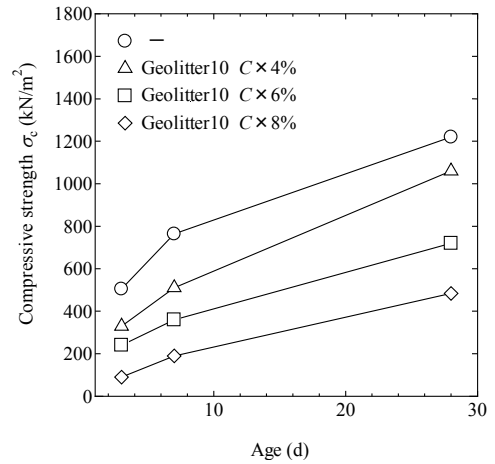


図-6.13 材齢と一軸圧縮強さ ($C=160 \text{ kg/m}^3$, $W/C=180 \%$), 縦軸: 一軸圧縮強さ, 横軸: 材齢

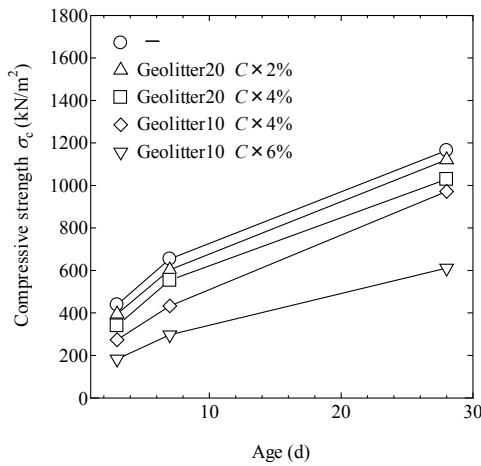


図-6.11 材齢と一軸圧縮強さ ($C=100 \text{ kg/cm}^3$, $W/C=120 \%$), 縦軸: 一軸圧縮強さ, 横軸: 材齢

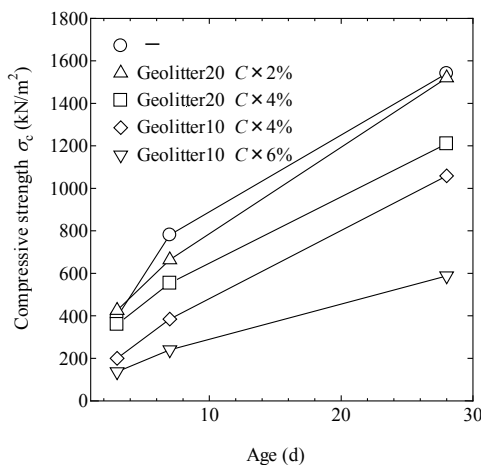


図-6.12 材齢と一軸圧縮強さ ($C=130 \text{ kg/cm}^3$, $W/C=120 \%$), 縦軸: 一軸圧縮強さ, 横軸: 材齢

上記のテーブルフロー管理値を満たした上で材齢28日の圧縮強度が 1500 kN/m^2 以上となる配合を決定し, 改良杭の固化材スラリーについては, 固化材添加量を 110 kg/m^3 , 水セメント比 W/C を 120% とした. また, 表層改良部の固化材スラリーは, 固化材添加量を 140 kg/m^3 , 水セメント比 W/C を 170% とした.

次に, 遅延剤の種類および添加量ごとの貫入抵抗値の経時変化を図-6.9, 図-6.10に, 材齢と一軸圧縮強度の関係を図-6.11~図-6.13にそれぞれ示す. 表層改良地盤において遅延剤を添加する目的は改良杭の施工時まで硬化を遅らせることであり, そのためには1日以上遅延効果が認められることが望ましいが, 図-6.9, 図-6.10に示した貫入抵抗値の経時変化をみるとセメント量に対する遅延剤添加量が4%程度までは初期の硬化遅延性があまり認められていない. 一方, 図-6.11~図-6.13に示した材齢と一軸圧縮強度の関係をみると, 遅延材の添加量を6%とした場合, 材齢28日以降の長期の強度発現性に影響を及ぼしていることがわかる.

このように, 遅延剤の添加量に対して強度発現性が敏感な性状を示すこと理由として, セメント添加量が少ないことが考えられた. すなわち, 本配合では改良材の目標強度が低くセメント添加量も少ないため, 添加した遅延剤が土粒子表面に吸着する割合が大きく, 遅延剤由来の生成化合物がセメント粒子表面に吸着して水和反応を抑制する効果が安定しないことが考えられる.

今回の試験では長期強度の発現性に影響を与えることは望ましくないため遅延剤の添加量は4%とし, 代わりに表層改良の施工から改良杭の施工までの期間を2日と短くすることにより, 表層改良地盤硬化後に改良杭の施工

表-6.5 表層改良および改良杭の材料，配合

項目	表層改良	改良杭
地盤材料	稲敷郡三浦村産山砂(細粒分まじり砂(SF))	
設計基準強度	1000 kN/m ² (室内目標強度 2000 kN/m ²)	
固化材の種類	高炉セメント B 種 太平洋セメント(株)製	
固化剤添加量	140 kg/m ³	110 kg/m ³
水・固化材比	W/C=170 %	W/C=120 %
遅延剤種類	ジオリター10 (株)フローリック製	—
遅延剤配合	CASE1:遅延剤無し CASE2,3:5.6 kg/m ³ (C×4%)	—

を行うケースとの比較を行うことにした。

また，表層改良と改良杭を同時に施工するケースにおいても，表層改良の施工開始から改良杭の施工完了まで数時間以上要することから，同様に遅延剤を4%添加することとした．表-6.5に決定したそれぞれの配合を示す。

6.3 施工性確認のための現地試験

(1) 施工方法

a) 模擬地盤

施工性確認のための現地試験の模擬地盤は，φ5 m×高さ2 mの鋼製型枠を用いて地上で作製した．使用した地盤材料の自然含水比は約20%で，最適含水比である17.2%よりやや高かったが，特に含水比調整は行わずに自然含水比の状態で使用した．先ず，型枠内部に底部から層厚0.2mずつランマおよびプレートコンパクターを用いて締固め，層ごとに「コアカッターによる土の密度試験(JGS:1613)」を行って，締固め度が概ね95%となるよう，全部で7層に分けて高さ1.4 mまで模擬地盤を作製した．模擬地盤の作製状況を図-6.14，図-6.15に示す。

b) 表層改良地盤

鋼製型枠の周囲に採石で重機用足場を造成した後，型枠内の上部0.6 mの箇所を図-6.1に示す三区画に分けて，それぞれCASE1～CASE3の施工エリアとした。

表層改良地盤の材料は，図-6.16に示した鋼製箱(ベッセル)に計量した模擬地盤材料と固化材スラリー，さらに，改良杭と表層改良地盤の界面を確認するためのコンクリート着色用顔料を投入し，バックホウを用いて練混ぜを行って作製した。

均一に練混ぜた材料を型枠内へ投入し，コンクリートバイブレーターを用いて振動締固めを行って全体が均一になるようにし，表面を均して厚さ0.6 mの表層改良地盤



図-6.14 模擬地盤作製状況(型枠組立)



図-6.15 模擬地盤作製状況(地盤作製)



図-6.16 模擬地盤材料，固化材スラリーおよび顔料の練混ぜ状況

を作製した．表層改良の施工状況を図-6.17に示す．表層改良地盤は各ケースで養生日数が異なるため，改良杭を施工する日に合わせてそれぞれ異なる日に作製した．各ケースの配合および改良杭施工時の養生日数を表-6.6に示す。



図-6.17 表層改良の施工状況

表-6.7 主要機械一覧

機械名	形式	数量
杭打機本体	GI-80C-HT-K II	1
攪拌ヘッド	ヘッド径 $\phi 600$	1
プラント	半自動プラント	1
グラウトポンプ	グラウトポンプ	1
水槽	3 m ³	1
発電機	60 kVA	1
バックホウ	0.45 m ³ 級	1
計測機	深度計, 流量計, トルク計	1

表-6.6 各ケースの配合および養生日数 (表層改良)

項目	CASE1	CASE2	CASE3
地盤材料	稲敷郡三浦村産山砂 (細粒分まじり砂(SF))		
設計基準強度	1000kN/m ²		
固化材の種類	高炉セメント B 種 太平洋セメント(株)製		
固化剤添加量	140 kg/m ³		
水・固化材比	W/C=170 %		
遅延剤添加量	—	ジオリター10 5.6kg/m ³ (C×4 %)	
養生日数	26 日	2 日	同時施工

c) 改良杭

表層改良地盤の作製から所定の養生日数経過後に、深層混合処理機を用いて杭径 $\phi 600$ mmの改良杭計8本の施工を行った。施工に使用した主要機械の仕様一覧を表-6.7に示す。また、深層混合処理機全体および攪拌ヘッドの写真を図-6.18、図-6.19に示す。

改良杭の施工では、最初に所定の杭芯に攪拌ヘッドの中心を合致させ、攪拌ロッドの垂直性を保ちながら掘削を行う。掘削速度は0.5 m/minとし、速度に合わせて所定の配合となるよう、全自動プラントで自動計量された固化材スラリーを攪拌ヘッド先端より吐出しながら攪拌混合を行った。

攪拌ヘッドが所定深度に達したら、先端部の上下反復攪拌（ダブルリング）を行って着底部の混合を行った後、再度混合攪拌を行いながら1.0 m/minの速度で引き抜き作業を行った。施工状況を図-6.20に示す。

杭最上部は表層地盤表面より0.3 m程度高くなるように仕上げ、改良杭打設翌日にバックホウにて表層改良地盤表面と同等の高さになるよう不陸整形を行って仕上げた。不陸整形後の状況を図-6.21に示す。



図-6.18 深層混合処理機



図-6.19 攪拌ヘッド($\phi 600$)



図-6.20 改良杭施工状況

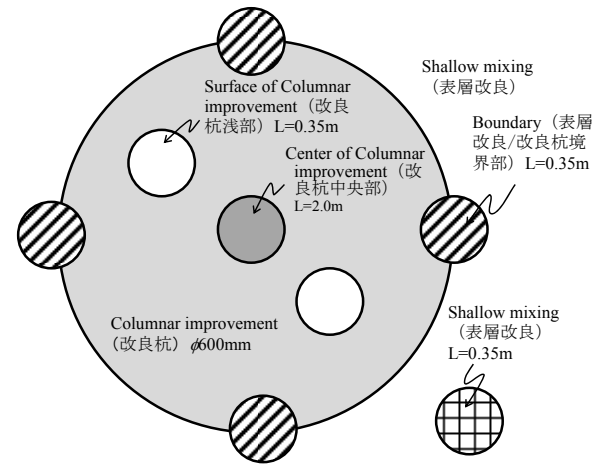


図-6.22 改良杭周辺の品質確認用コア (φ100mm) 採取位置



図-6.21 改良杭施工後不陸整正状況

(2) 品質確認試験方法

表層改良地盤の作製時には、各ケースとも品質確認用のテストピース(φ100 mm×200 mm)を採取し、7、28日材齢の他、CASE1、CASE2については改良杭施工時の材齢で強度確認のための一軸圧縮試験を実施した。

また、改良杭施工から約2ヶ月の養生期間経過後に、鋼製型枠を撤去し改良杭周辺の模擬地盤を掘削して表層改良地盤と改良杭を取り出し、出来形を目視により確認した。

その他、改良杭周辺のコア抜きボーリングを実施して、改良杭の高さ方向の強度の違いや、改良杭中の表層改良地盤塊の混入状況、改良杭と表層改良部の界面における付着状況などを確認した。図-6.22および表-6.8に品質確認用コアの採取位置と試験項目を示す。

(3) 試験結果と考察

a) 改良杭の施工性

表-6.9に改良杭打設時における表層改良地盤のテストピースの一軸圧縮試験結果を示す。図-6.23にCASE3の硬化した地盤での改良杭の施工状況を示すが、表層改良地

盤からの改良杭の施工性に関しては、どのケースにおいても施工速度の低下や表層改良地盤へのひび割れなどの影響については特に確認されなかった。

本試験では、φ600 mmの施工機械を用いて施工性確認のための現地試験を実施しているが、実施工においてはより大口径の改良杭となる。この場合、杭径の増加に伴って攪拌翼の必要トルクが増大するが、施工機械の大型化により杭径当たりの攪拌能力はより向上する。したがって、実施工においても硬化後の表層改良地盤に対する施工性に関しては特に問題ないと言える。しかしながら、表層改良の層厚や設計強度が大きくなるケースなど、改良杭の施工が困難な場合には遅延剤を用いて強度発現を遅らせることが望ましい。

また、表層改良地盤の硬化前に改良杭の施工を行う同時施工の条件では、施工機械を設置するための地盤の支持力を確保する必要はあるが、改良杭の施工自体には特に問題は確認されなかった。したがって、改良杭の施工性に関してはどのケースにおいても良好であることが確認できたものと考えられる。

養生期間経過後に図-6.24に示すように改良杭周辺を掘削して表層改良と改良杭を取り出した。取り出し後の状況を図-6.25に示すが、本施工方法により、表層改良と改良杭が一体となった良好な構造体の施工が可能であることが確認できた。

b) 改良杭の性状

改良杭の施工から72日養生後に地上より深さ2 mまでサンプリングした改良杭のコアの状況を図-6.26に示す。サンプリングコアを目視にて確認したところ、すべての

表-6.8 品質確認用コア試験項目

採取位置	コア長	個数	本数	目的	品質確認
改良杭 中央部	2.0 m	各ケース2本	6本	改良杭の高さ方向の 強度分布確認	一軸圧縮試験
改良杭 浅部	0.35 m	各ケース2本 2カ所ずつ	12本	改良杭浅部の 地盤塊混入状況確認	目視等
境界部	0.35 m	各ケース2本 4カ所ずつ	24本	境界部の界面の 状態を確認	目視等
表層 改良部	0.35 m	各ケース3本	9本	強度確認	一軸圧縮試験

表-6.9 改良杭施工時の表層改良地盤強度

	CASE1	CASE2	CASE3
養生日数	26日	2日	同時施工
圧縮強度	1,690 kN/m ²	320 kN/m ²	—



図-6.23 表層改良地盤掘削状況

杭で改良地盤塊の混入等は見られず、表層改良地盤から施工した場合でも、硬化の有無にかかわらず均質な改良杭の施工が行われていることが確認できた。

次に、所定の深度でコアを採取して一軸圧縮試験を実施した。採取コアの位置を図-6.27に示し、試験結果を図-6.28、図-6.29に示す。

図-6.28、図-6.29はそれぞれ、改良杭の深度方向の強度分布および湿潤密度分布を表しているが、特に改良杭上部の表層改良地盤中の強度や湿潤密度がかなり大きくなっており、設計強度の4倍程度の一軸圧縮強度となっている箇所も見られた。また、図-6.30に示すように供試体の一軸圧縮強度と湿潤密度には相関関係が見られ、全体的に改良杭は上部に行くほど一軸圧縮強度と湿潤密度が高くなる傾向が確認できた。

これは、表層改良地盤中に改良杭の施工を行った場合には単位地盤体積当たりの改良材添加量が多くなるためと考えられる。特に、表層改良地盤の硬化前に改良杭の



図-6.24 改良体（表層改良，改良杭）杭取出し状況



図-6.25 改良体（表層改良，改良杭）杭取出し後状況

施工を行ったCASE3では表層改良地盤より下部となる箇所でも改良杭の強度が大きくなる傾向を示しており、改良杭施工時にスラリー状の改良材とともに硬化前の表層改良地盤がある程度一緒に攪拌された状態で改良杭が構築されているものと考えられる。しかし、改良材添加量の割増し率やその影響範囲を予め考慮することは困難であることから、特に設計には反映せず安全側の傾向として見込むべきであると考えられる。

c) 杭頭結合部の性状

改良杭施工時の表層改良地盤の硬化状態による杭頭結合部の性能の違いについて確認するため、改良杭と表層

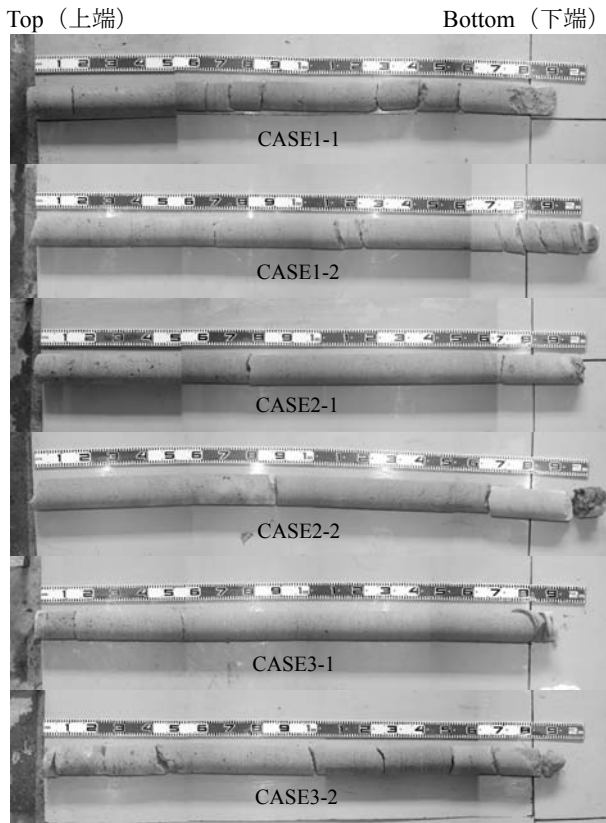


図-6.26 改良杭の深度方向サンプル

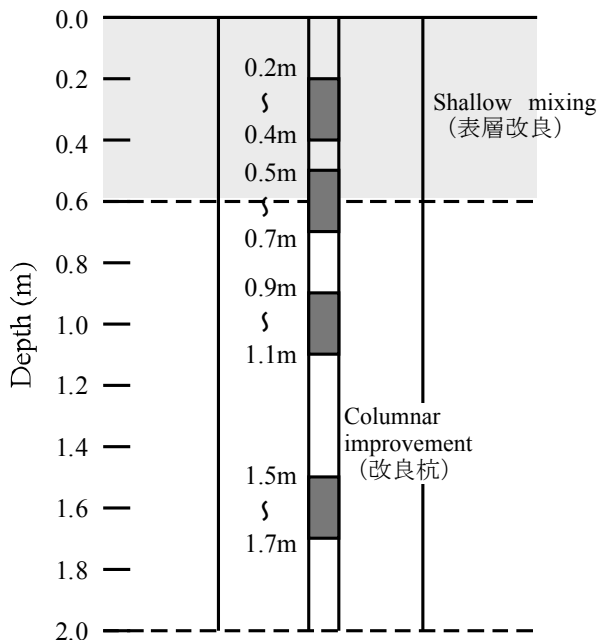


図-6.27 改良杭のサンプリング深さ

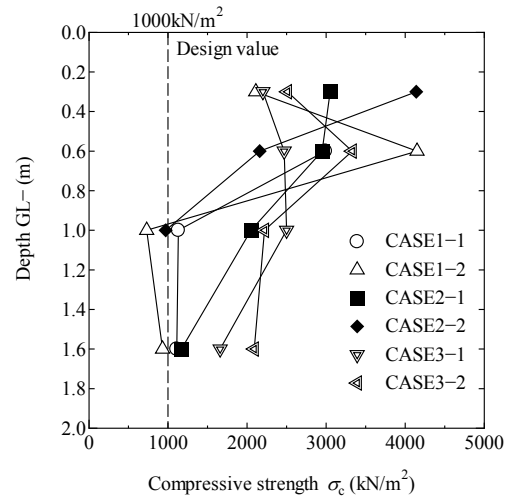


図-6.28 改良杭の深度方向の強度分布, 縦軸: 深度, 横軸: 一軸圧縮強さ

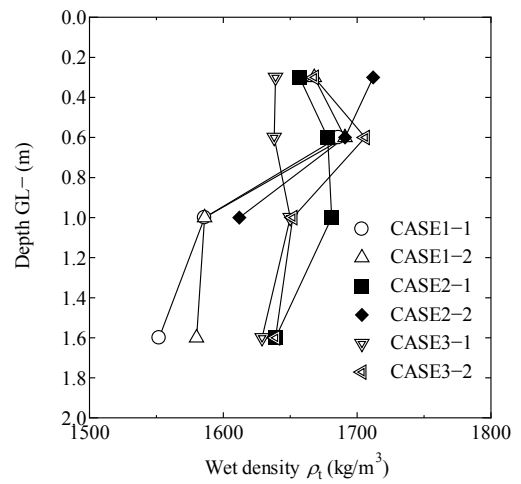


図-6.29 改良杭の深度方向の湿潤密度分布, 縦軸: 深度, 横軸: 湿潤密度

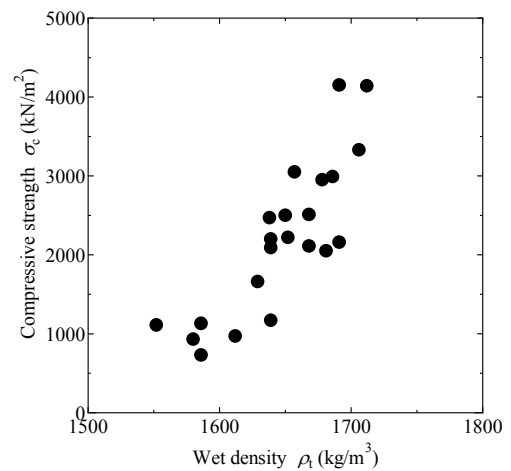


図-6.30 湿潤密度と一軸圧縮強さ, 縦軸: 一軸圧縮強さ, 横軸: 湿潤密度

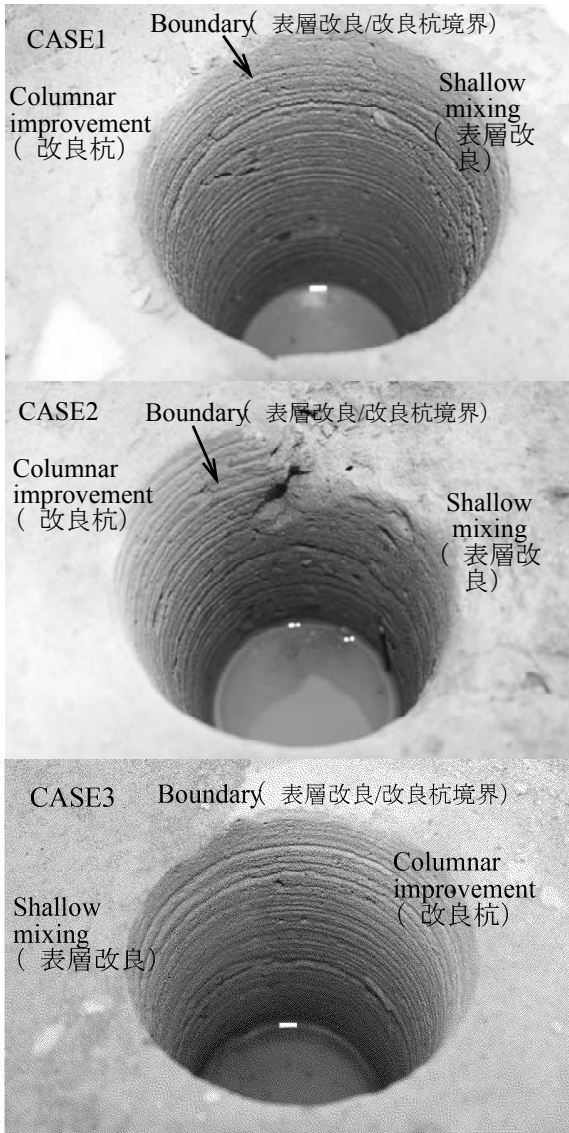


図-6.31 表層改良/改良杭境界部サンプリング孔

改良境界部のコアサンプリングを実施し、採取コアおよびサンプリング孔内部の目視確認を行った。

図-6.31に各ケースの境界部のサンプリング孔内部の状況を示すが、どのケースでも境界部の外観には差はみられず、CASE2、CASE3のみならず、表層改良地盤が硬化した後に改良杭を施工したCASE1の場合でも改良杭と表層改良地盤の境界部は一体化していることが確認できた。

6.4 水平載荷試験

(1) 目的

流動閉塞杭の側方流動抑制のメカニズムは、液状化地盤エネルギーの損失を生じさせ、側方流動量を減少させるというものである。しかし、改良杭自体が流動力によって

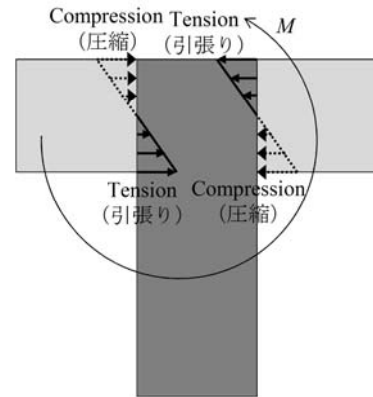


図-6.32 表層改良/改良杭境界部での応力状態

変位すると、その側方流動量が増加することになるため、改良杭自体の変位も側方流動抑制効果に影響を与えることになる。そのため、表層改良による改良杭の杭頭部の回転抑制効果が重要となる。

表層改良が改良杭の回転を拘束する際は、表層改良と改良杭との界面には、図-6.32に示すように圧縮応力および引張応力が発生する。界面が脆弱な場合には、表層改良内で改良杭の回転変形が生じ、改良杭の杭頭部が変位することで側方流動量が増加する可能性がある。表層改良を模擬した遠心模型実験では、表層改良と改良杭は固定されており、上述のような改良杭の回転変形が生じない条件としているが、実施工において回転変形が生じるのであれば、定量的に把握して側方流動抑制効果に考慮する必要がある。

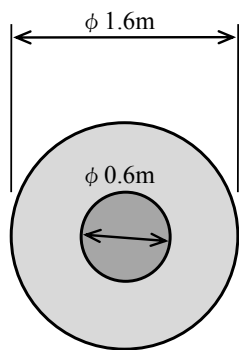
そこで、CASE1～CASE3に対応してそれぞれ作製した3体の試験体を用いて水平載荷試験を実施し、表層改良内での改良杭の回転変形が生じないと考えられる同時施工のCASE3と、改良杭を後施工するCASE1およびCASE2の回転変形性能を比較した。

(2) 試験方法

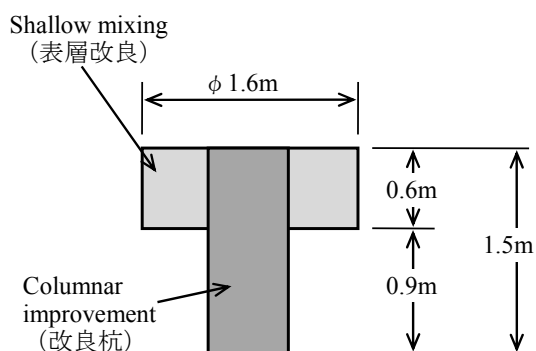
水平載荷試験用の試験体は、6.3の施工性確認のための現地試験の試験体と同時に作製し、表-6.1の3ケースに準じた施工方法で、それぞれ1体ずつ作製した。試験体の形状を図-6.33に示す。また、試験体の作製状況を図-6.34、図-6.35に示す。

その後、所定の養生期間経過後に、鋼製型枠ごと試験体の上下を逆に返し、図-6.36に示すように鋼製型枠と杭周辺の模擬地盤を取り除いて試験体を取り出して水平載荷試験を実施した。

試験では表層改良部を下にして周囲を固定し、改良杭上部から200 mmの位置に幅150 mmのベルトスリングを取り付けて杭頭を水平方向に引っ張り、荷重および変位



(a) 平面図



(b) 側面図

図-6.33 水平載荷試験体

の計測を行った。載荷は、ワイヤーと滑車を介したチェーンブロックを用いて人力で行い、6 mm/minの一定速度となるよう変位制御条件で実施した。

試験方法概要および試験体計測位置を図-6.37、図-6.38に、試験状況を図-6.39に示す。

(3) 試験結果と考察

図-6.40に各ケースの試験体の表層改良地盤施工時に採取したテストピースの一軸圧縮試験結果を示す。それぞれの試験体では表層改良地盤の施工時期および遅延剤添加の有無が異なるため、杭頭結合条件以外の試験体の強度をなるべく同一とするため、図-6.40を基に養生期間を長めにとり、CASE1の試験体作製から100日以上経過後に1体ずつ試験を実施した。

図-6.41に各ケースの試験体の破壊状況を示す。また、図-6.42に試験終了後の試験体から採取したコアの採取位置を、表-6.10に一軸圧縮強度を示す。全てのケースで表層改良との境で杭本体が破壊しており、施工方法によ



図-6.34 水平載荷試験体作製（改良杭施工前）



図-6.35 水平載荷試験体作製（改良杭施工）



図-6.36 水平載荷試験体作製（試験体取出し）

る破壊性状の違いは認められなかった。また、どのケースでも水平載荷試験後の境界部には破砕した箇所は無く、健全な状態を維持していた。

図-6.43に各ケースの荷重変位曲線を示す。最大水平耐力はどのケースでも20 kN程度で、実際の改良杭の強度を基に杭本体が曲げ破壊したものとして計算した耐力とほぼ等しい値となった。

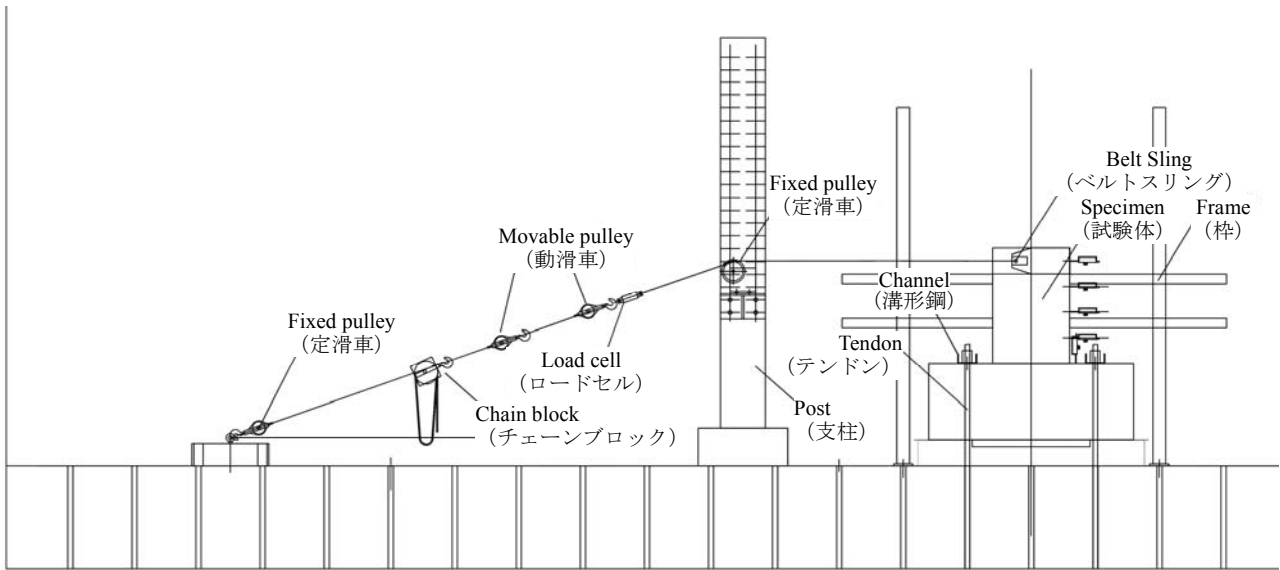


図-6.37 水平載荷試験概要図

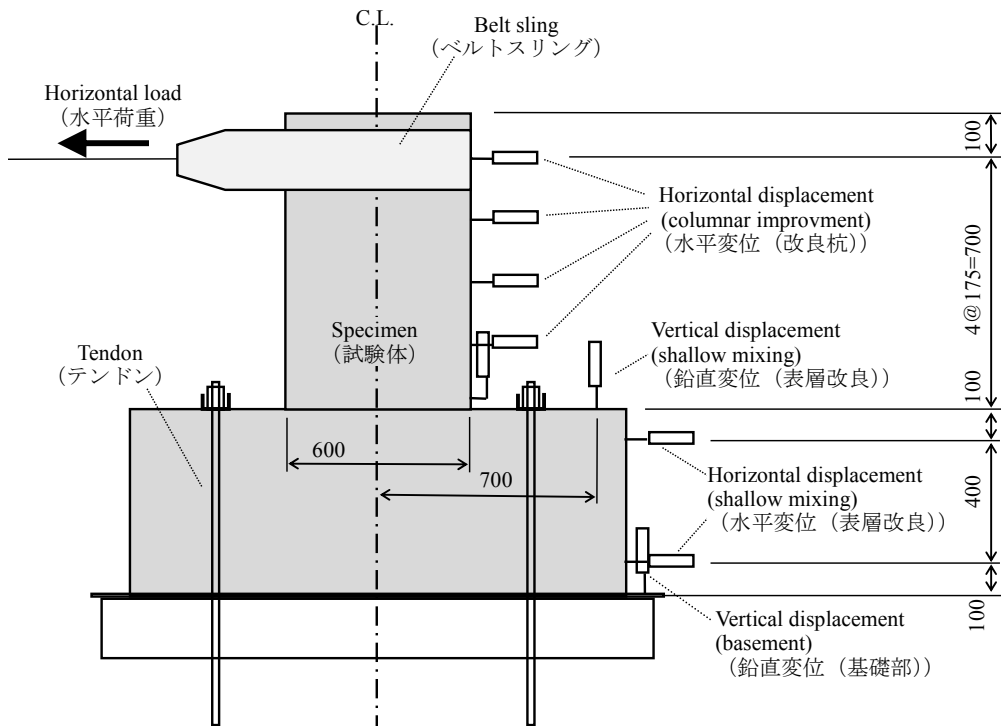


図-6.38 水平載荷試験計測位置図

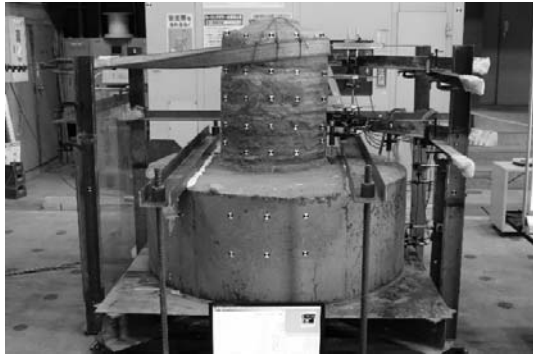


図-6.39 水平載荷試験状況

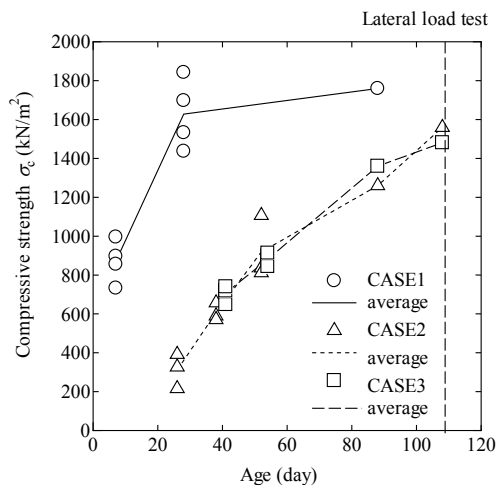


図-6.40 表層改良地盤強度, 縦軸: 一軸圧縮強さ, 横軸: 材齢, 実線: CASE1 の平均, 点線: CASE2 の平均, 破線: CASE3 の平均

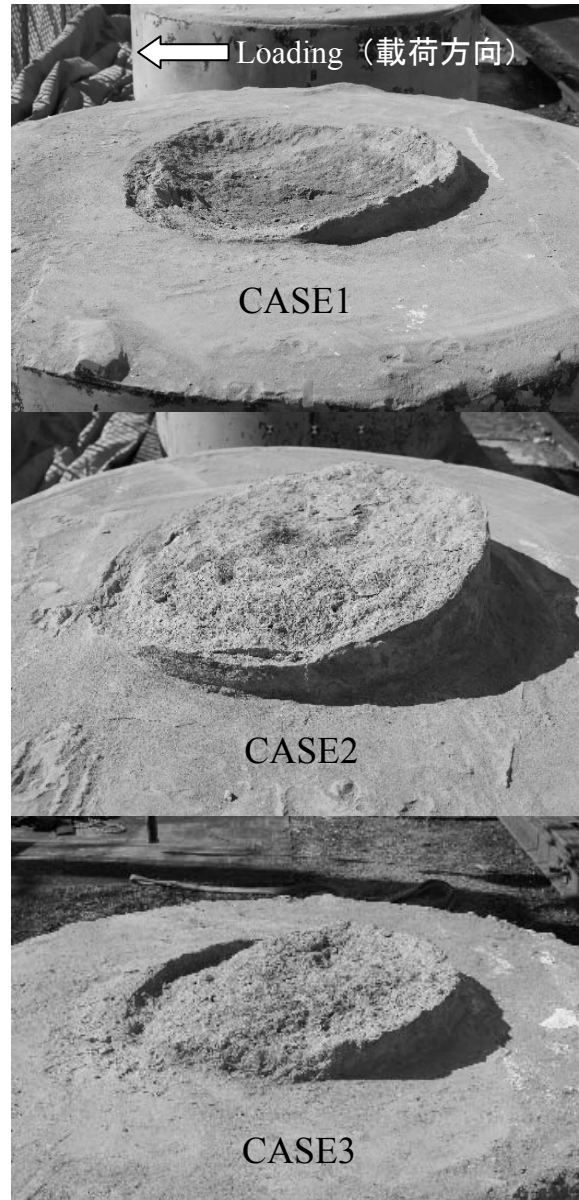


図-6.41 試験体破壊状況 (表層改良側)

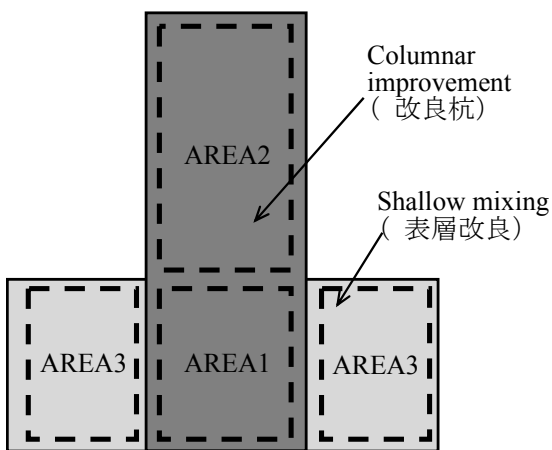


図-6.42 試験体コアの採取位置

表-6.10 試験体採取コアの圧縮強度(kN/m²)

	CASE1	CASE2	CASE3
AREA1 改良杭(表層改良中)	4600	3830	4070
AREA2 改良杭(地盤中)	2170	2140	3100
AREA3 表層改良	2080	3040	2130

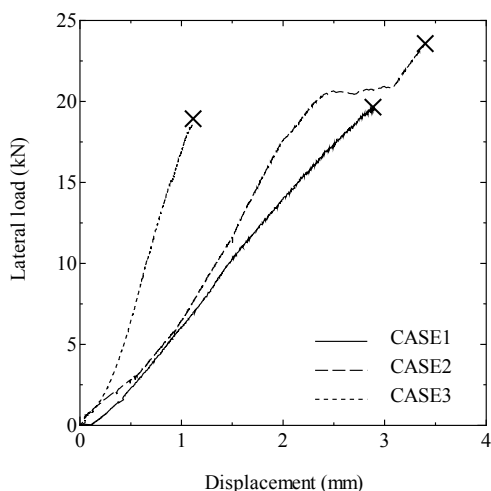


図-6.43 水平荷重－杭頭変位関係，縦軸：水平荷重，横軸：杭頭変位

杭の破壊直前における杭頭の最大変位はそれぞれ、CASE3が約1 mm、CASE1およびCASE2が約3 mmであった。この結果をみると、表層改良内での改良杭の回転変形はCASE3の同時施工条件の場合が最も小さくなるが、CASE1やCASE2のケースでも杭の最大変位は約3 mm程度と十分に小さい。

以上の結果より、同時施工条件の場合だけでなく、遅延剤を用いた場合やあるいは表層改良が完全に硬化した後に改良杭の施工を行った場合でも、杭の回転変形とそれに伴う側方流動量の増加はほとんど認められず、設計においても特に考慮する必要は無いものと考えられる。

7. まとめ

本研究では、遠心模型実験により改良杭の配置形状の違いが側方流動抑制効果に与える影響と改良杭に作用する流動力について検討した。また、有限要素法による流体解析を実施し、改良杭の側方流動抑制効果のメカニズム、ならびにその配置や粘性係数が流動特性に与える影響についても考察した。そして、本工法の設計法構築を目的に、改良杭に作用する流動力に関しても整理を行い設計法の提案を行った。さらに、施工性確認のための現地試験を実施し、表層改良と改良杭の一体性およびそれらの施工性についても検討した。その結果、得られた結論は以下のとおりである。

- 遠心模型実験結果から、杭により側方流動量は20 %以下に低減することを示した。その低減率は杭間隔を狭めることおよび流動閉塞杭配置にすることによりさらに小さくなることが明らかとなった。

- 無改良の流体解析の結果から、遠心模型実験の流速に整合する粘性係数は25 kPa・s (実物スケール) であった。その粘性係数を用いた対策有りの流体解析から得られた流速分布は、遠心模型実験における側方流動量の分布に整合していた。これより、流体解析は遠心模型実験における側方流動の流速とその分布を表せることを確認した。
- 流体解析の結果から、整列配置と流動閉塞杭配置の側方流動抑制効果の違いは、流速の大きい場所に杭を置くかどうかであることを示した。実際の液状化地盤の粘性係数の範囲において、流動閉塞杭配置の側方流動抑制効果は整列配置よりも10 %高いことが確認された。
- 側方流動抑制対策としての改良杭について、全上載圧の30 %の流動力が作用するものとした提案式により設計ができる可能性が得られた。
- 同じ改良率では、流動閉塞杭配置と整列配置とで、改良杭に作用する流動力に有意な差はなかった。
- 改良率が小さいほど、提案式の流動力に対する改良杭に作用する荷重の比率は小さくなった。
- 改良杭に作用する流動力は、地震動の加速度振幅の影響を大きくは受けなかった。
- 施工性確認のための現地試験の結果から、表層改良地盤上から改良杭の施工に関して、表層改良地盤の硬化の程度によらず施工速度の低下や表層改良地盤のひび割れ等は生じないことを確認した。
- 硬化後の表層改良地盤に対する施工性は特に問題ないが、表層改良の層厚や設計強度が大きくなるケースなど、改良杭の施工が困難な場合には遅延剤を用いて強度発現を遅らせることが望ましい。
- 改良杭は上部ほど一軸圧縮強さと湿潤密度が高くなる傾向が見られた。これは改良杭施工時に表層改良地盤材料が混合されることにより、単位地盤体積当たりの改良材添加量が多くなるためと考えられた。
- 水平載荷試験の結果から、全てのケースで表層改良地盤との境で杭本体が破壊しており、施工方法による破壊性状の違いは認められなかった。また、どのケースでも水平載荷試験後の境界部には破碎した箇所は無く、健全な状態を維持していた。
- 同時施工条件の場合だけでなく、遅延剤を用いた場合やあるいは表層改良が完全に硬化した後に改良杭の施工を行った場合でも、杭の回転変形とそれに伴う側方流動量の増加については設計では特に考慮する必要はないものと考えられた。

8. あとがき

本研究では、深層混合処理による杭式の改良体と表層改良地盤を組合せ、さらに改良杭の配置を工夫して側方流動抑制効果を高めた流動閉塞杭に関して、遠心模型実験と流体解析、ならびに施工性確認のための現地試験を実施してその有効性を検証するための検討を行った。

その結果、側方流動抑制効果のメカニズムを明確にし、また杭に作用する流動力の算定式を提案した。提案式による構造設計法の案を付録に示しておく。今後の検討によっては、より合理的な設計方法を提案できる可能性もある。

側方流動の低減量を定量的に評価するには至っていないため、今後は改良率や杭の配置形状に応じた側方流動の低減量を評価するための研究を進めていくことが重要である。

(2016年4月28日受付)

謝辞

本資料は、平成24年度から平成26年度にかけて実施された、(国研)港湾空港技術研究所と東京大学、三井住友建設(株)の共同研究「新たな改良杭配置(流動閉塞杭)による液状化対策工法の研究開発」の成果を取りまとめたものである。本共同研究においては、共同研究者のみならず、多くの関係各位のご助力を頂きました。深謝申し上げます。

参考文献

- 1) 濱田政則, 安田進, 磯山龍二, 恵本克利: 液状化による地盤の永久変位と地震被害に関する研究, 土木学会論文集, 第376号/III-6, 1986, pp.221-229.
- 2) Hamada, M., Isoyama, R. and Wakamatsu, K.: The 1995 Hyogoken-nanbu (Kobe) earthquake liquefaction ground displacement and soil condition in Hanshin Area, 地震予知総合研究振興会, 1995.
- 3) 安田進, 石原研而, 原田健二: 液状化にともなう護岸背後地盤の流動範囲に影響を与える要因, 第2回土木学会阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, 1997, pp.113-120.
- 4) 地盤工学会液状化対策工法編集委員会: 液状化対策工法, 2004, pp.233-253.
- 5) 高橋英紀, 山脇秀仁, 北詰昌樹, 石橋伸司: 深層混合処理工法による液状化抑制効果の検討及び改良深度を縮減した新しい格子配置の提案, 港湾空港技術研究所報告, Vol. 45, No. 2, 2006, pp.135-167.
- 6) 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 (構造・地震工学), Vol.66, No.1, 2010, pp.84-94.
- 7) Takahashi, N., Derakhshani, A., Rasouli, R., Towhata, I. and Yamada, S.: Shaking model tests on mitigation of liquefaction-induced ground flow by new configuration of embedded columns, *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris*, 2013, pp.1623-1626.
- 8) Morikawa, Y., Takahashi, N., Tsuda, W., Towhata, I., Takahashi, H., Sassa, S., and Kohama, E.: Dynamic centrifuge test on the reduction of lateral flow of liquefied ground by column type stabilization, *Proceedings of International Conference on Piling & Deep Foundations, Stockholm*, 2014, pp.703-712.
- 9) Takahashi, H., Takahashi, N., Morikawa, Y., Towhata, I. and Takano, D.: Efficacy of pile-type improvement against lateral flow of liquefied ground, *Geotechnique*, DOI: <http://dx.doi.org/10.1680/jgeot.14.P238>, 2016.
- 10) Brown, D.A., Morrison, C., and Reese, L.C.: Lateral load behavior of pile group in sand, *Journal of Geotechnical and Environmental Engineering, ASCE* 114, No. 11, 1988, pp.1261-1276.
- 11) Haigh, S. K.: *Effects of earthquake-induced liquefaction on pile foundations in sloping ground*, Ph.D. dissertation, Cambridge University, 2002.
- 12) Abdoun, T., Dobry, R., O'Rourke, T.D., and Goh, S.H.: Pile response to lateral spreads: Centrifuge modeling, *Journal of Geotechnical and Environmental Engineering, ASCE* 129, No. 10, 2003, pp.869-878.
- 13) Boulanger, R.W., Kutter, B.L., Brandenberg, S.J., Singh, P., and Chang, D.: Pile foundations in liquefied and laterally spreading ground during earthquakes: Centrifuge experiments and analyses, *Final Report No. UCD/CGM-03/01, Center for Geotechnical Modeling Department of Civil & Environmental Engineering University of California Davis, California*, 2003, 205p.
- 14) Tobita, T., Iai, S., and Rollins, K.M.: Group pile behavior under lateral loading in centrifuge model tests, *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics* 4, No. 4, 2004, pp.1-11.
- 15) Rollins, K.M., Gerber, T.M., Lane, D.J., and Ashford, S.A.: Lateral resistance of a full-scale pile group in liquefied sand, *Journal of Geotechnical and*

- Environmental Engineering* 131, No. 1, 2005, pp.115-125.
- 16) Rollins, K.M., Lane, D.J., and Gerber, T.M. : Measured and computed lateral response of a pile group in sand, *Journal of Geotechnical and Environmental Engineering* 131, No. 1, 2005, pp.103-114.
- 17) 玉手聡, 東畑郁生, 本多剛: 地盤流動による港湾岸壁及び河川堤防の被害軽減技術に関する実験的研究, NIIS-RR-2004, 2005, pp.53-70.
- 18) Hwang, J., Kim, C., Chung, C., and Kim, M. : Viscous fluid characteristics of liquefied soils and behavior of piles subjected to flow of liquefied soils, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 26, 2006, pp.313-323.
- 19) Madabhushi, G., Knappett, J., and Haigh, S. : *Design of pile foundations in liquefiable soils*, Imperial College Press, 2009.
- 20) Motamed, R. & Towhata, I. : Shaking table model tests on pile groups behind quay walls subjected to lateral spreading, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 136, No. 3, 2010, pp.477-489.
- 21) 高橋 直樹, 津田 和夏希, 森川 嘉之, 高橋 英紀, 高野 大樹, 東畑 郁生: 液状化による側方流動対策としての深層混合処理工法における効果的な杭配置, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.70 ,No.2, 2014, pp.I_900-I_905.
- 22) 高橋 直樹, 高橋 英紀, 森川 嘉之, 東畑 郁生, 高野 大樹, 津田 和夏希: 杭式改良による液状化側方流動量の抑制効果に関する遠心模型実験と流体解析, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.71 ,No.2, 2015, pp.I_1119-I_1124.
- 23) 津田 和夏希, 森川 嘉之, 高橋 英紀, 高橋 直樹, 東畑 郁生: 側方流動する液状化地盤中の改良杭に作用する流動力についての実験的研究, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.71 ,No.2, 2015, pp.I_1113-I_1118.
- 24) 北詰昌樹: 新遠心装置の開発と研究への適用, 港湾技研資料, No.812, 1995, pp.1-35.
- 25) 高田至郎, 永井淳一: 液状化地盤の動的剛性および減衰特性, 建設工学研究所報告29, 1987, pp.53-72.
- 26) Sato, H., Hamada, M., and Doi, M. : An experimental study of effects of laterally flowing ground on in-ground structures, *Proceedings of 5th Japan-US Workshop on Earthquake Resistance Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Soil Liquefaction*, Technical Report NCEER-94-0026, 1994, pp.405-414.
- 27) 濱田政則, 若松加寿江: 液状化による地盤の水平変位の研究, 土木学会論文集, 第596号/III-43, pp.189-208, 1998.
- 28) Towhata, I., Vargas-Monge, W., Orense, R.P., and Yao, M. : Shaking table tests on subgrade reaction of pipe embedded in sandy liquefied subsoil, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 18, No. 5, 1999, pp.347-361.
- 29) Nishimura, S., Towhata, I., and Honda, T. : Laboratory shear tests on viscous nature of liquefied sand, *Soils and Foundations* 42, No. 4, 2002, pp.89-98.
- 30) Hamada, M. & Takahashi, Y. : An experimental study on the fluid properties of liquefied sand during its flow, *Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver*, Paper No. 641, 2004, pp.1-13.
- 31) Hwang, J., Kim, C., Chung, C., and Kim, M. : Viscous fluid characteristics of liquefied soils and behavior of piles subjected to flow of liquefied soils, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 26, 2006, pp.313-323.
- 32) Arulanandan, K., & Scott, R.F. : Project VELACS - control test results, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE 119, No. 8, 1993, pp.1276-1292.
- 33) Fiegel, G.L. & Kutter, B.L. : Liquefaction-induced lateral spreading of mildly sloping ground, *Journal of Geotechnical engineering*, ASCE 120, No. 12,1994, pp.2236-2243.
- 34) Elgamal, A.W., Zeghal, M., Taboada, V., and Dobry, R. : Analysis of site liquefaction and lateral spreading using centrifuge testing records, *Soils and Foundations* 36, No. 2, 1996, pp.111-121.
- 35) Arulanandan, K., Yogachandran, C., Muraleetharan, K.K., Kutter, B.L., and Chang, G.S. : Seismically induced flow slide on centrifuge, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE 114, No. 12, 1988, pp.1442-1449.
- 36) Rauch, A.F. : *EPOLLS: An empirical method for predicting surface displacements due to liquefaction-induced lateral spreading in Earthquakes*, Ph.D dissertation, Virginia polytechnic institute and state university (Virginia Tech), 1997.
- 37) Takahashi, H., Sassa, S. and Morikawa, Y.: Centrifuge modelling of earthquake-induced submarine landslide and its gravity flow transition, *Proceedings of the 8th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics, Perth*, 2014, pp.1009-1015.
- 38) Hall, S.A. : A methodology for 7D warping and deformation monitoring using time-lapse seismic data. *Geophysics* 71, No. 4, 2006, O21-O31.

- 39) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V耐震設計編），平成24年3月。
- 40) 津田和夏希，高橋直樹，須川智久，森川嘉之，高橋英紀，東畑郁生：杭式深層混合処理工法の液状化に伴う側方流動対策効果に関する遠心模型実験 その2：配置形状が対策効果に与える影響について，第49回地盤工学研究発表会，2014，pp.1267-1268。
- 41) Uzuoka, R., Yashima, A., Kawakami, T., and Konrad, J.M. : Fluid dynamics based prediction of liquefaction induced lateral spreading, *Computers and Geotechnics* 22, 1998, pp.242-282.
- 42) Hadush, S., Yashima, A., and Uzuoka, R. : Importance of viscous fluid characteristics in liquefaction induced lateral spreading analysis, *Computers and Geotechnics* 27, 2000, pp.199-224.
- 43) Montassar, S. & Buhan, P.D. : Numerical prediction of liquefied ground characteristics from back-analysis of lateral spreading centrifuge experiments, *Computers and Geotechnics* 52, 2013, pp.7-15.
- 44) Zimmerman, W.B.J. : *Multiphysics modeling with finite element methods*, World Scientific, 2006.
- 45) Pryor, R.W. : *Multiphysics Modeling Using COMSOL 4: A First Principle Approach*, Mercury Learning & Information, 2012.
- 46) 大友敬三：地中構造物に及ぼす地盤側方流動の荷重特性評価，土木学会論文集，第591号/I-43，1998，pp.283-297。

付録 流動閉塞杭配置の構造設計手法と部材の構造細目

付.1 構造の要求性能

流動閉塞杭は深層混合処理工法による地盤改良体の杭部材と浅層混合処理工法による地盤改良体の平板部材が一体化した構造である。そのため、破壊形態は脆性的であり、一定の流動力が作用する状態において部材に部分的な破壊が生じた場合には、連鎖的な破壊を生じる可能性があることから、流動力に対して破壊が生じないことを要求性能とする。

付.2 部材の構造細目

(1) 改良強度

改良強度に特段の制限はないが、改良強度が大きくなると改良体の引張強度の設計基準強度に対する比が小さくなる傾向があるため、大きな改良強度を設定する場合

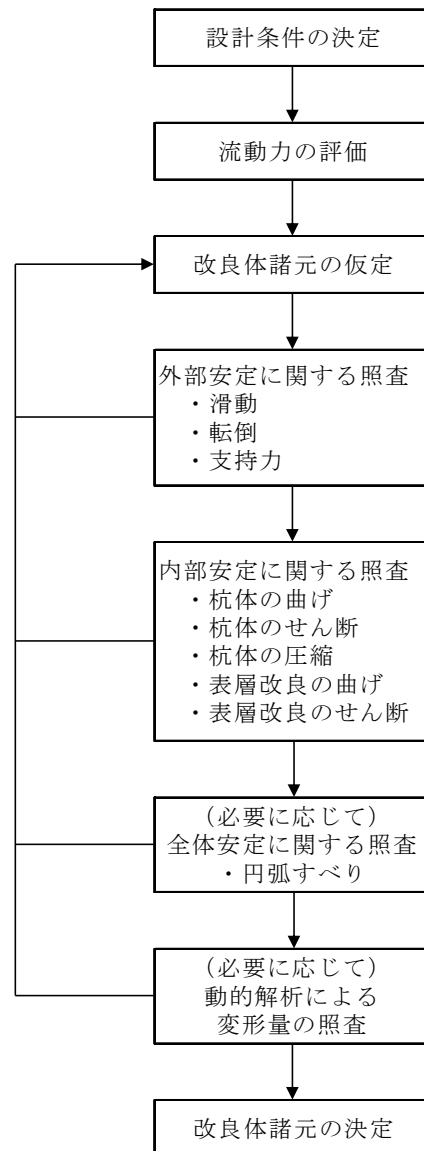


図-付.1 流動閉塞流動閉塞杭の照査フロー

は部材の設計において引張強度を適切に設定する必要がある。なお、流動閉塞杭の杭部材は地盤改良体に限定されるものではなく、無筋コンクリート、鉄筋コンクリート、鋼材などの別の材料を用いてもよい。そのような場合も、強度設定を適切に行う必要がある。

(2) 改良率

図-3.19に示したとおり、改良杭間隔が $2D$ 以下（改良率で20%以上）となると流動閉塞配置の方が整列配置より側方流動抑制効果が大きくなる。そこで、改良杭の改良率は20%程度以上とする。改良率を大きくすると改良杭同士が干渉するようになるため、改良杭同士が干渉しない範囲で改良率を設定するものとする。

なお、表層改良は改良率の計算には含まないものとする。

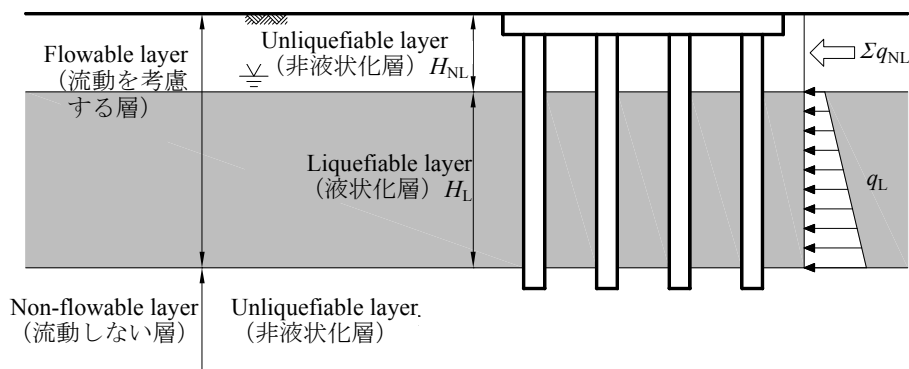


図-付.2 流動力の算定モデル

(3) 改良杭径

実験結果では、改良杭径の大小により側方流動抑制効果に大きな違いが見られなかったことから、改良杭径には特に制限は設けないものとする。改良杭の設計においては曲げモーメントに対する照査が支配的となる場合が多く、そのような場合は杭径を大きくする方が断面性能的に有利であるが、地下の埋設物や施工条件によっては杭径に制限を受ける場合もあるため、現地状況に応じて適切に設定するものとする。

(4) 表層改良厚

表層改良は改良杭頭部の回転を拘束することで、改良杭の転倒を防止し側方への変位を抑制する機能を有する。また、全ての杭の杭頭変位が等しくなるため、各杭に作用する荷重を平準化する機能も見込まれる。表層改良が破壊しなければ上記の機能が発揮されると考えられるため、表層改良の設計においては厚さの制限は特に設けず、以下に示す設計方法により構造が成立する厚さを設定すればよいものとする。

(5) 改良杭の根入れ

流動力に対する滑動抵抗を確保するために、改良杭の下端を非液化化層に根入れする必要がある。したがって、滑動に対する検討において必要根入れ長を計算することとするが、最小根入れ長は杭径程度とする。

(6) 改良範囲

流動に沿う方向の改良範囲は、改良杭4本のグループを2グループ分配置しなければ流動を阻害する配置が成立しない。その範囲は改良杭径の約8倍に当たることから、流動に沿う方向の最小改良範囲は改良杭径の8倍とする。

付.3 構造設計の考え方

(1) 設計手順

流動閉塞杭の改良杭および表層改良の設計は、図-付.1のフローにしたがって実施する。

(2) 荷重の評価

液化化層中の改良杭および表層改良には、全上載圧の30%の流動力が作用するものとする。ただし、3.6に示したとおり、地震波の加速度が特に大きい場合には、上記式を上回る荷重が作用することも考えられ、このような場合の慣性力については今後検討の余地がある。

図-付.2に示す状態で流動化が生じた場合においては、流動化の影響を考慮する範囲内の液化化層中に位置する部材に、式(付.1)による単位面積当りの流動力を作用させる。同式は式(4)に非液化化層の存在を加味したものである。流動化の影響を考慮する範囲内の非液化化層中に位置する部材には、図-付.2に示すΣq_{NL}の流動力を作用させるが、その算出方法については別途検討が必要である。なお、流動化の影響を考慮する必要のある範囲内の土層の水平抵抗は考慮しない。

$$q_L = 0.3\gamma_L \cdot (x - H_{NL}) \cdot (H_{NL} < x \leq H_{NL} + H_L) \quad (\text{付.1})$$

式中の各パラメータは、

q_L : 液化化層中にある部材に作用する深さx (m) の位置の単位面積当りの流動力 (kN/m²),

q_{NL} : 非液化化層中にある部材に作用する深さx (m) の位置の単位面積当りの流動力 (kN/m²),

γ_L : 液化化層の平均単位体積重量 (kN/m³),

x : 地表面からの深さ (m),

H_{NL} : 非液化化層厚 (m),

H_L : 液化化層厚 (m),

である。

(3) 外部安定に対する照査

a) 滑動の検討

流動閉塞杭の滑動に対する抵抗要素は、改良杭底面と地盤との間のせん断抵抗および非液化化層への根入れ部分の受働抵抗とする。流動閉塞杭の滑動に対する抵抗の

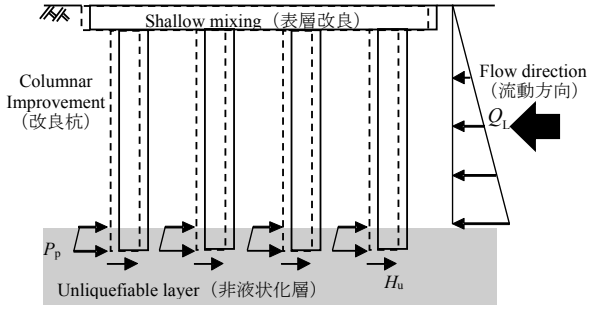


図-付.3 流動閉塞杭のすべり抵抗概念図

概念図を図-付.3に示す。滑動の検討は、奥行き1 m当りの改良体に作用する流動力と滑動抵抗力との比較により、式(付.2)にて行う。

$$F_s = \frac{H_u + P_p}{Q_L} \quad (\text{付.2})$$

$$H_u = c_B \cdot A_p + V \cdot \tan \phi_B \quad (\text{付.3})$$

$$P_p = p_p \cdot n_p \cdot D_p \cdot D \quad (\text{付.4})$$

$$Q_L = \sum q_{NL} + \sum q_L \quad (\text{付.5})$$

式中の各パラメータは下記の通りである。

F_s : 滑動に対する安全率で1.0以上とする,

H_u : 改良杭底面と地盤との間のせん断抵抗力 (kN/m),

P_p : 改良杭の非液化化層への根入れ部の受働抵抗力 (kN/m),

Q_L : 改良体に作用する流動力 (kN/m),

c_B : 着底層の粘着力 (kN/m²),

A_p : 奥行き1 m当りの改良杭の断面積 (m²/m),

$$A_p = a_p \cdot L_p \quad (\text{付.6})$$

a_p : 改良率,

L_p : 流動方向の改良範囲の長さ (m),

V : 改良杭底面に作用する鉛直力 (kN/m)。ただし浮力を差引いた値とする,

ϕ_B : 着底層の内部摩擦角 (°),

p_p : 深さ x における受働土圧強度 (kN/m²),

$$p_p = K_p \cdot \gamma \cdot x \quad (\text{付.7})$$

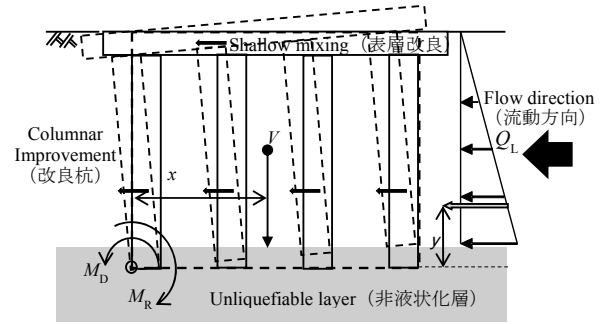


図-付.4 流動閉塞杭の転倒概念図

K_p : クーロン土圧による受働土圧係数,

$$K_p = \frac{\cos^2 \phi}{\cos\left(\frac{\phi}{3}\right) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(4\phi/3) \cdot \sin \phi}{\cos(\phi/3)}}\right)^2} \quad (\text{付.8})$$

ϕ : 非液化化層の土のせん断抵抗角 (°),

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)。ただし、地下水位以下は水中重量とする,

x : 地表面からの深さ (m),

n_p : 奥行き1 m当りの改良杭本数 (本/m),

$$n_p = a_p \cdot \frac{L_p}{A_{p0}} \quad (\text{付.9})$$

A_{p0} : 改良杭1本当りの断面積 (m²),

D_p : 改良杭径 (m),

D : 改良杭の非液化化層への根入れ長 (m),

q_{NL} : 非液化化層中にある部材に作用する深さ x (m)の位置の単位面積当りの流動力 (kN/m²),

q_L : 液状化層中にある部材に作用する深さ x (m)の位置の単位面積当りの流動力 (kN/m²),

b) 転倒の検討

流動閉塞杭の転倒の概念図を図-付.4に示す。転倒の検討は、奥行き1 m当りの改良杭群前趾回りのモーメントの比較により、式(付.10)にて行う。

$$F_s = \frac{M_R}{M_D} \quad (\text{付.10})$$

$$M_R = (w_1 + w_2) \cdot d \quad (\text{付.11})$$

$$M_D = Q_L \cdot y \quad (\text{付.12})$$

式中の各パラメータは下記の通りである。

F_s : 転倒に対する安全率で、1.1以上とする、

M_R : 抵抗モーメント (kN・m/m) ,

M_D : 転倒モーメント (kN・m/m) ,

w_1 : 表層改良の重量 (kN/m) ,

$$w_1 = \gamma_i \cdot t \cdot L_j \cdot \quad (\text{付.13})$$

γ_i : 改良体の単位体積重量 (kN/m³) . ただし、地下

水位以下は水中重量とする、

t : 表層改良厚 (m) ,

L_j : 流動方向の目地間隔 (m) ,

w_2 : 改良杭の重量 (kN/m) ,

$$w_2 = \gamma_i \cdot a_p \cdot L_j \cdot (H_L + D) \cdot \quad (\text{付.14})$$

a_p : 改良率、

H_L : 液状化層厚 (m) ,

D : 改良杭の非液状化層への根入れ長 (m) ,

d : 改良杭群前趾から改良杭重心までの水平距離 (m) ,

$$d \approx \frac{L_j}{2} \cdot \quad (\text{付.15})$$

Q_L : 改良体に作用する流動力 (kN/m) ,

y : 流動力合力の作用位置 (m) ,

c) 支持力の検討

流動閉塞杭の支持力検討の概念図を図-付.5に示す。支持力の検討は、奥行き1m当りについての、改良杭群前趾の地盤反力度と許容鉛直支持力度との比較により、式(付.16)にて行う。許容鉛直支持力は港湾の施設の技術上の基準(平成19年7月)¹⁾に示される浅い基礎の式により算出する。

$$F_s = \frac{q_d}{q_{\max}} \cdot \quad (\text{付.16})$$

$$q_{\max} = \frac{1}{a_p} \cdot \left(\frac{V}{L_p} + \frac{M_D}{Z} \right) \cdot \quad (\text{付.17})$$

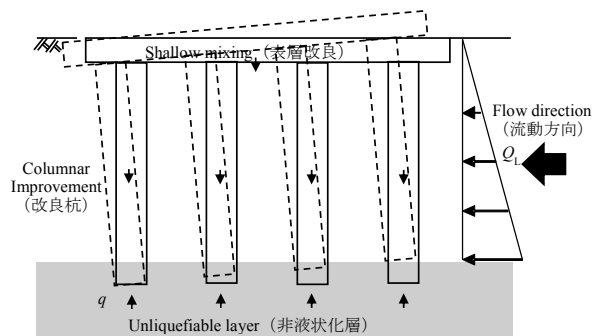


図-付.5 流動閉塞杭の支持力概念図

式中の各パラメータは下記の通りである。

F_s : 支持力に対する安全率で、1.5以上とする、

q_d : 水中部分の浮力を勘案した基礎支持力の設計用値 (kN/m²) ,

<砂質土の場合>

$$q_d = \gamma_R \cdot \left\{ \beta_F \cdot \rho_{1dg} \cdot \frac{B}{2} \cdot N_{\gamma d} + \rho_{2dg} \cdot D_0 \cdot (N_{qd} - 1) \right\} + \rho_{2dg} \cdot D_0 \quad (\text{付.18})$$

<粘性土の場合>

$$q_d = \gamma_R \cdot N_{c0d} \cdot \left(1 + n \cdot \frac{B}{L_F} \right) \cdot c_{0d} + \rho_{2dg} \cdot D_0 \cdot \quad (\text{付.19})$$

q_{\max} : 改良杭先端の最大地盤反力度 (kN/m²)、

γ_R : 部分係数 (=0.4)、

β_F : 改良杭の形状係数 (円形=0.6)、

ρ_{1dg} : 改良杭の底面から下の地盤の土の単位体積重量の設計用値 (水面下では、水中単位体積重量) (kN/m³)、

B : 改良杭の幅 (m)、

$N_{\gamma d}$: 支持力係数の設計用値 (図-付.6)、

N_{qd} : 支持力係数の設計用値 (図-付.6)、

ρ_{2dg} : 改良杭の底面から上の地盤の土の単位体積重量の設計用値 (水面下では、水中単位体積重量) (kN/m³)、

D_0 : 改良杭の液状化層および非液状化層への根入れの合計 (m)、

N_{c0d} : 帯状基礎に対する支持力係数の設計値、

n : 改良杭の形状係数 (均質地盤=0.2)、

L_F : 改良杭の長さ (m)、

c_{0d} : 基礎の底面における粘性土の非排水せん断強度の設計用値 (kN/m²)、

a_p : 改良率、

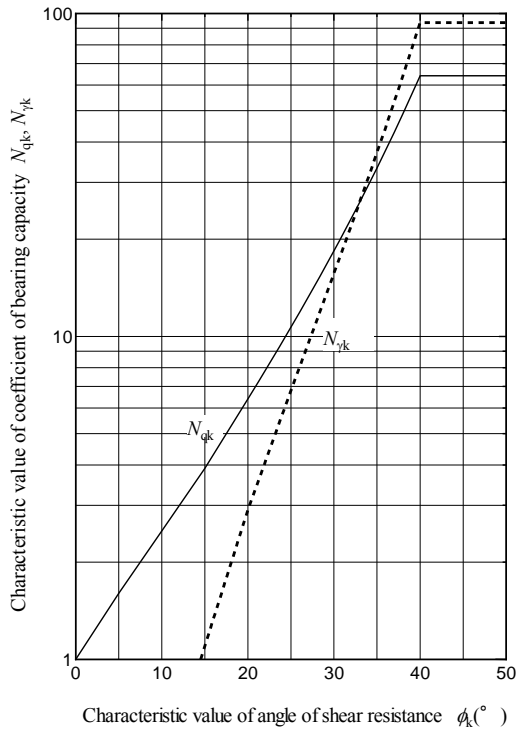


図-付.6 支持力係数 $N_{\gamma k}$ および N_{qk} とせん断抵抗角 ϕ_k の関係、縦軸：支持力係数の特性値、横軸：せん断抵抗角の特性値

V : 改良杭底面に作用する鉛直力 (kN/m) . ただし浮力を差引いた値とする,

$$V = w_1 + w_2 \cdot \quad (\text{付.20})$$

w_1 : 表層改良の重量 (浮力を差引いた値) (kN/m),

w_2 : 改良杭の重量 (浮力を差引いた値) (kN/m),

L_p : 流動方向の改良範囲の長さ (m),

M_D : 転倒モーメント (kN・m/m),

Z : 最前列杭位置における改良範囲の断面係数 (m^3/m),

$$Z = \frac{I}{\left(\frac{L_p}{2} - \frac{s}{2}\right)} \cdot \quad (\text{付.21})$$

I : 改良範囲の断面2次モーメント (m^4/m),

$$I = \frac{L_p^3}{12} \cdot \quad (\text{付.22})$$

s : 改良杭の間隔 (m),

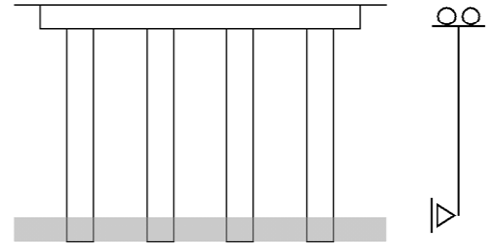


図-付.7 杭体の曲げの照査時の固定条件

$$s = \sqrt{\frac{A_{po}}{a_p}} \cdot \quad (\text{付.23})$$

A_{po} : 改良杭1本当りの断面積 (m^2),

(4) 内部安定に関する照査

a) 杭体の曲げの照査

改良杭頂部は表層改良と一体化され、基部は非液状化層に根入れされる。そこで、杭体の曲げモーメント算定時の固定条件は、頂部は表層改良下端で回転固定されたローラー、基部は非液状化層上端でピン固定と考えるものとする(図-付.7)。曲げモーメントに対する照査は、発生する最大曲げ引張応力度と許容引張応力度の比較により、式(付.24)にて行う。改良体の引張強度は、港湾の施設の技術上の基準(平成19年7月)¹⁾に準じて圧縮強度の15%と設定した。なお、本工法の改良体の対象土層は砂質土層のため、引張強度200 kN/m²以下の制限は設けないこととした。

$$\sigma \leq \sigma_{ta} \cdot \quad (\text{付.24})$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_p} - \sigma_N \cdot \quad (\text{付.25})$$

$$\sigma_{ta} = f_t = 0.15 f_{cd} \cdot \quad (\text{付.26})$$

式中の各パラメータは下記の通りである。

σ : 曲げ引張応力度 (kN/m²),

σ_{ta} : 許容引張応力度 (kN/m²),

M_{\max} : 改良杭1本当りの最大曲げモーメント (kN・m),

Z_p : 改良杭の断面係数 (m^3),

$$Z_p = \frac{\pi D_p^3}{32} \cdot \quad (\text{付.27})$$

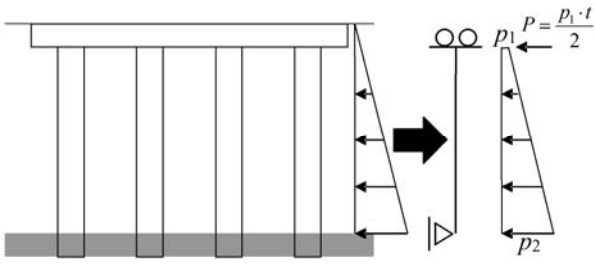


図-付.8 表層改良の曲げモーメント分布

D_p : 改良杭径 (m),

σ_N : 軸力による圧縮応力度 (kN/m^2),

$$\sigma_N = \gamma_i \cdot \frac{t}{a_p} \quad (\text{付.28})$$

γ_i : 改良体の単位体積重量. ただし, 地下水位以下は水中重量とする (kN/m^3),

t : 表層改良厚 (m),

a_p : 改良率,

f_t : 改良体の設計引張強度 (kN/m^2),

f_{cd} : 改良体の設計圧縮強度の設計用値 (kN/m^2),

$$f_{cd} = q_{ucd} = \gamma_{quc} \cdot q_{uck} \quad (\text{付.29})$$

q_{ucd} : 設計基準強度の設計用値 (kN/m^2),

γ_{quc} : 設計基準強度の部分係数 (=0.67),

q_{uck} : 設計基準強度の特性値 (kN/m^2),

なお, 地表面に非液化化層がなく, 表層改良頂部から三角形分布の流動力が作用する場合, 最大曲げモーメントは以下の式より算出できる (図-付.8).

$$M_{\max} = \frac{p_1 \cdot t}{2} \cdot (H_L - t) + p_1 \cdot \frac{(H_L - t)^2}{2} + (p_2 - p_1) \cdot \frac{(H_L - t)^2}{6} \quad (\text{付.30})$$

式中の各パラメータは下記の通りである.

p_1 : 表層改良下面における杭1本当りに作用する流動力 (kN/m),

$$p_1 = 0.3 \cdot \gamma_L \cdot \frac{t}{n_p} \quad (\text{付.31})$$

p_2 : 液化化層下面における杭1本当りに作用する流動力 (kN/m),

$$p_2 = 0.3 \cdot \gamma_L \cdot \frac{H_L}{n_p} \quad (\text{付.32})$$

γ_L : 液化化層の平均単位体積重量 (kN/m^3),

H_L : 液化化層厚 (m),

n_p : 奥行き1m当りの改良杭本数 (本/m),

$$n_p = a_p \cdot \frac{L_p}{A_{po}} \quad (\text{付.33})$$

L_p : 流動方向の改良範囲の長さ (m),

A_{po} : 改良杭1本当りの断面積 (m^2),

b) 杭体のせん断照査

杭体のせん断力算定時の固定条件は, 曲げモーメントと同様に, 頂部は表層改良下端で回転固定されたローラー, 基部は非液化化層上端でピン固定と考えるものとする. せん断力に対する照査は, 発生するせん断応力度と許容せん断応力度の比較により, 式 (付.34) にて行う.

$$\tau \leq \tau_a \quad (\text{付.34})$$

$$\tau = \kappa \cdot \frac{Q_{\max}}{A_{po}} \quad (\text{付.35})$$

$$\tau_a = f_{shd} = \frac{1}{2} f_{cd} \quad (\text{付.36})$$

式中の各パラメータは下記の通りである.

τ : せん断応力度 (kN/m^2),

κ : 形状係数 (円形=4/3),

Q_{\max} : 最大せん断力 (kN),

A_{po} : 改良杭1本当りの断面積 (m^2),

τ_a : 許容せん断応力度 (kN/m^2),

f_{shd} : 改良体の設計せん断強度の設計用値 (kN/m^2),

f_{cd} : 改良体の設計圧縮強度の設計用値 (kN/m^2),

$$f_{cd} = q_{ucd} = \gamma_{quc} \cdot q_{uck} \quad (\text{付.37})$$

q_{ucd} : 設計基準強度の設計用値 (kN/m^2),

γ_{quc} : 設計基準強度の部分係数 (=0.67),

q_{uck} : 設計基準強度の特性値 (kN/m²),

なお, 地表面に非液状化層がなく, 表層改良頂部から三角形分布の流動力が作用する場合, 発生せん断力 Q_{max} は以下の式より算出できる.

$$Q_{max} = p_1 \cdot \frac{H_L - t}{2}. \quad (\text{付.38})$$

式中の各パラメータは下記の通りである.

p_1 : 表層改良下面における改良杭1本当りに作用する流動力 (kN/m),

H_L : 液状化層厚 (m),

t : 表層改良厚 (m),

c) 杭体の圧縮の照査

杭の圧縮耐力は, 支持力の照査における最大地盤反力度と改良体の設計圧縮強度との比較により, 式 (付.39) にて行う.

$$q_{max} \leq f_{cd}. \quad (\text{付.39})$$

式中の各パラメータは下記の通りである.

q_{max} : 改良杭先端の最大地盤反力度 (kN/m²),

f_{cd} : 改良体の設計圧縮強度の設計用値 (kN/m²),

$$f_{cd} = q_{ucd} = \gamma_{quc} \cdot q_{uck}. \quad (\text{付.40})$$

q_{ucd} : 設計基準強度の設計用値 (kN/m²),

γ_{quc} : 設計基準強度の部分係数 (=0.67),

q_{uck} : 設計基準強度の特性値 (kN/m²),

d) 表層改良体の曲げ照査

表層改良体には杭体の曲げモーメントが伝達されるものとし, 改良杭1本当りの曲げモーメントを改良杭間隔分の幅の表層改良体で負担するものとする. 表層改良の曲げモーメント分布は図-付.9のようになり, 端部で最大となる. 曲げモーメントに対する照査は, 発生する最大曲げ引張応力度と許容引張応力度の比較より, 式 (付.41) にて行う.

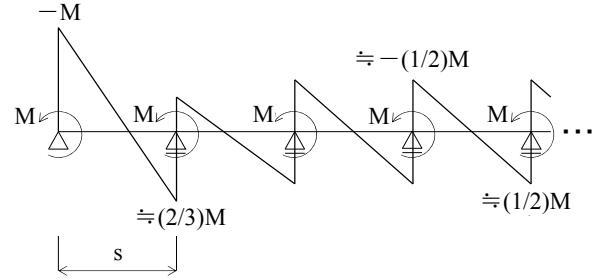


図-付.9 表層改良の曲げモーメント分布

$$\sigma \leq \sigma_{ta}. \quad (\text{付.41})$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_t}. \quad (\text{付.42})$$

$$\sigma_{ta} = f_t = 0.15 f_{cd}. \quad (\text{付.43})$$

式中の各パラメータは下記の通りである.

σ : 曲げ引張応力度 (kN/m²),

σ_{ta} : 許容引張応力度 (kN/m²),

M_{max} : 改良杭1本当りの最大曲げモーメント (kN・m),

Z_t : 表層改良体の断面係数 (m³),

$$Z_t = \frac{s \cdot t^2}{6}. \quad (\text{付.44})$$

t : 表層改良厚 (m),

s : 改良杭間隔 (m),

$$s = \sqrt{\frac{A_{po}}{a_p}}. \quad (\text{付.45})$$

A_{po} : 改良杭1本当りの断面積 (m²),

a_p : 改良率,

f_t : 改良体の設計引張強度 (kN/m²),

f_{cd} : 改良体の設計圧縮強度の設計用値 (kN/m²),

$$f_{cd} = q_{ucd} = \gamma_{quc} \cdot q_{uck}. \quad (\text{付.46})$$

q_{ucd} : 設計基準強度の設計用値 (kN/m²),

γ_{quc} : 設計基準強度の部分係数 (=0.67),

q_{uck} : 設計基準強度の特性値 (kN/m²),

e) 表層改良体のせん断照査

表層改良体には、改良杭からのモーメント伝達に伴い発生するせん断力および改良杭の軸力伝達に伴うせん断力が作用するものとし、改良杭1本当りのせん断力を改良杭間隔分の幅の表層改良体で負担するものとする。表層改良体のせん断照査は、発生する最大せん断応力と許容せん断応力度の比較より、式(付.47)にて行う。

$$\tau \leq \tau_a \quad (\text{付.47})$$

$$\tau = \frac{Q_{\max}}{A} \quad (\text{付.48})$$

$$\tau_a = f_{shd} = \frac{1}{2} f_{cd} \quad (\text{付.49})$$

式中の各パラメータは下記の通りである。

τ : せん断応力度 (kN/m²),

τ_a : 許容せん断応力度 (kN/m²),

Q_{\max} : 最大せん断力 (kN),

$$Q_{\max} = \left(M_{\max} + \frac{2}{3} M_{\max} \right) / s + N_{\max} \quad (\text{付.50})$$

$$= \frac{5M_{\max}}{3s} + N_{\max}$$

M_{\max} : 改良杭1本当りの最大曲げモーメント (kN・m),

N_{\max} : 改良杭1本当りの最大軸力 (kN),

$$N_{\max} = q_{\max} \cdot A_{po} \quad (\text{付.51})$$

q_{\max} : 改良杭先端の最大地盤反力度 (kN/m²),

A_{po} : 改良杭1本当りの断面積 (m²),

A : 表層改良層の断面積 (m²),

$$A = s \cdot t \quad (\text{付.52})$$

s : 改良杭の間隔 (m),

$$s = \sqrt{\frac{A_{po}}{a_p}} \quad (\text{付.53})$$

a_p : 改良率,

t : 表層改良厚 (m),

f_{shd} : 改良体の設計せん断強度の設計用値 (kN/m²),

f_{cd} : 改良体の設計圧縮強度の設計用値 (kN/m²),

$$f_{cd} = q_{ucd} = \gamma_{quc} \cdot q_{uck} \quad (\text{付.54})$$

q_{ucd} : 設計基準強度の設計用値 (kN/m²),

γ_{quc} : 設計基準強度の部分係数 (=0.67),

q_{uck} : 設計基準強度の特性値 (kN/m²),

参考文献

- 1) 沿岸技術研究センター：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007年版

港湾空港技術研究所資料 No.1326

2016.9

編集兼発行人 国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所

発行所 港湾空港技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 株式会社シーケン

Copyright © (2016) by MPAT

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of MPAT

この資料は、海上・港湾・航空技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は海上・港湾・航空技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。