

第3セッション
(15:55～17:40)

司会 伊東 孝
(豊田工業高等専門学校)

MRI による土の不飽和浸透特性把握の試み

荒木功平¹, 藤森弘晃², 舛谷敬一¹, 熊谷博司³, 坂本肇³, 大西洋³

1 山梨大学・大学院総合研究部・karaki@yamanashi.ac.jp

2 山梨大学・大学院医学工学総合教育部

3 山梨大学・医学部附属病院放射線部

概 要

平成 25 年台風 26 号による伊豆大島土砂災害, 平成 26 年 8 月豪雨による広島市の土砂災害など, 源頭部斜面崩壊の誘因として地盤のパイピング等が指摘されている。脅威化する自然現象と共生していくためには, 住民の地盤災害への理解や防災意識の向上が必要不可欠である。地盤工学への住民の関心を高めるためには, 直観的に理解可能な実験的・視覚的手法が強く求められる。本試みでは, 第一段階として, 小型で金属類を用いない水平浸透試験装置を開発し, 病院等の MRI (核磁気共鳴画像法) 装置で水平浸透挙動を簡単に可視化できるようにした。加えて, 豊浦標準砂とガラスビーズの水平浸透挙動を比較すると, 不飽和浸透特性に大きな違いが生じていることが把握できた。このことは, 不飽和浸透挙動に, 材料の親水性・撥水性が大きく影響することを示している。今後, パイピングの発達過程等の可視化などへの展開が期待され, 将来的な普及・波及が見込まれる。

キーワード: 不飽和浸透, MRI, 可視化, 親水性・撥水性

1. はじめに

近年の代表的な降水に伴う地盤災害として, 平成 25 年台風 26 号による伊豆大島土砂災害, 平成 26 年 8 月豪雨による広島市の土砂災害などが挙げられる。

平成 25 年 10 月 15 日から 16 日にかけての台風 26 号の通過により, 伊豆大島 (東京都大島町) では未曾有の豪雨に見舞われた。観測史上最大の 24 時間降水量 824mm を記録し, 10 月 16 日午前 2 時から 3 時頃にかけて, 元町地区上流域の大金沢を中心とした溪流において, 流木を伴った土砂流出が発生するなど甚大な土砂災害が生じた結果, 死者・行方不明者 40 名の人的被害がもたらされた^{1) 2)}。

平成 26 年 8 月豪雨災害では, 台風 12 号, 11 号および前線と暖湿流などにより日本の広範囲で被害が生じた。中でも広島市安佐北区可部, 安佐南区八木などでは 8 月 20 日午前 3 時 20 分から 40 分にかけて短時間の局地的な降水の影響で住宅地後背の斜面が崩壊し, 同時多発的に大規模な土石流が発生し, 74 名の死者を出すなど甚大な被害をもたらした。広島県災害対策本部のまとめ (8 月 22 日時点) によれば, 広島市一帯で少なくとも土砂崩れ 170 か所, 道路や橋梁への被害 290 か所が確認され, 広島県全体では, 両区を主として, 133 軒が全壊したのをはじめ 330 棟の家屋が損壊し, 4,100 棟以上が浸水被害を受けたと報告されている。

源頭部斜面崩壊の誘因として地盤のパイピング等が指

摘されている³⁾。脅威化する自然現象と共生していくためには, 地盤災害への住民の防災意識を高める必要がある。そのためには, わかりにくい地盤内挙動を直観的に理解可能にする視覚的手法が強く求められる。

近年, 高性能な電子計算機の普及により, 有限要素法や粒子法, それらを組み合わせた解析技術などで急速な進歩がみられている。パイピングやクラックなどの発達過程の解析に大きな期待が寄せられている。ここで, これら解析技術において, まずは簡易的な室内実験の再現が信頼性の確保に求められる。それにより妥当性が確認され, 自然斜面や大規模な土構造物に適用・実用されるようになる。

しかしながら, 室内実験であっても地盤内挙動を直接みることは難しい。一般に解析結果の妥当性は, 地盤の観測点における最終状態と比較することでなされている。

このような背景から, 地盤内挙動を観測点における最終状態だけでなく, 面的に途中過程を簡単に可視化する技術が確立されれば非常に有用性が高いと考えられる。

本試みでは, 平成 25 年台風 26 号による伊豆大島土砂災害, 平成 26 年 8 月豪雨による広島市の土砂災害でみられたパイピング現象に関する一考察を述べる。そして, 将来的にパイピング等の浸透破壊現象の可視化に向けて, 山梨大学医学部附属病院の MRI (核磁気共鳴画像法) 装置で水平浸透試験装置を利用できるように改良している。また, 可視化の検討結果, 不飽和土の浸透挙動 (時間～距離～水分量変化関係) について考察を述べている。

2. 近年の災害と地盤浸透に関する一考察

平成 25 年台風 26 号による伊豆大島土砂災害、平成 26 年 8 月豪雨による広島市の土砂災害など、源頭部斜面崩壊の誘因として地盤のパイピング等が指摘されている。

写真-1(a), (b)は 2013 年 11 月 9 日に伊豆大島(元町)で撮影したパイピング(土中水の浸透力を受けて土粒子が動き、地盤内にパイプ状の水みちができること⁴⁾)とみられる痕跡((a)遠景, (b)拡大)を示している。



(a) 遠景 (b) 拡大
写真-1 パイピングの痕跡(東京都大島町元町)
(撮影日: 2013 年 11 月 9 日)

写真-1 から、滑落崖上部の植生のある地表との境界付近において、空洞がみられる。伊豆大島災害ではこのような空洞が幾つもみられた。パイピングの痕跡と考えられる。調査当時、湧水等は確認できず、崖錐は乾いた火山砂が主であった。一因として、不飽和状態から雨水の浸透に伴い、飽和度が上昇していく過程でパイピングが発達したことが考えられる。

写真-2(a), (b)は 2014 年 11 月 3 日に土石流危険溪流太田川支川 7 2 (広島市安佐南区八木 6 丁目)にて撮影したパイピングとみられる痕跡((a)遠景, (b)拡大)を示している。



(a) 遠景 (b) 拡大
写真-2 パイピングの痕跡(広島市安佐南区八木)
(撮影日: 2014 年 11 月 3 日)

本地点では採土円筒を用いて乱れの少ない試料を採取した。その結果、飽和度が約 83%であり、シルト分・粘土分が質量百分率で 80%以上を占める砂礫混じり細粒土であることがわかっていく。

降水に伴う不飽和地盤の飽和度上昇、すなわち浸透過程を土質特性と関連付け、パイピング等の発達メカニズムを明らかにしていくことは重要とおもわれる。

3. MRI による不飽和浸透特性把握の試み

3.1 概要

近年、高性能な電子計算機の普及により、有限要素法や粒子法、それらを組み合わせた解析技術などで急速な進歩がみられている。パイピングやクラックなどの発達過程の解析に大きな期待が寄せられる。ここで、これら解析技術において、まずは簡易的な室内実験の再現が信頼性の確保に求められる。それにより妥当性が確認され、自然斜面や大規模な土構造物に適用・実用されるようになる。

しかしながら、室内実験であっても地盤内挙動を直接みることは難しい。一般に解析結果の妥当性は、地盤の観測点における最終状態と比較することでなされている。

このような背景から、地盤内挙動を観測点における最終状態だけでなく、面的に途中過程を簡単に可視化する技術が確立できれば非常に有用性が高いと考えられる。

本章では山梨大学医学部附属病院のMR I (核磁気共鳴画像法) 装置で利用できる水平浸透試験装置を開発し、不飽和土の浸透挙動(時間~距離~水分量変化関係)の可視化を試みる。

3.2 水平浸透試験装置の概要

不飽和透水係数は比水分容量と水分拡散係数の積で表されるが、水平浸透試験装置はボルツマン変換法を用いて水分拡散係数を求める際に用いられる⁴⁾。

写真-3 に水平浸透試験装置、図-1 にその概略図を示す。円筒リング(厚さ 10mm, 内径 30mm) 50 個のリングセルと定水位給水装置から成る(連結セルの下には撓まないようにゴム板等を設置する。セルの結合部は防水用にシリコングリースを塗布する)。給水開始後、浸透前線が所定の位置(本試験では 200mm とした)まできたら給水を止め、時間を計測する。その後直ちに、試験装置を解体し、セル毎に試料を採取し、炉乾燥させることで、給水開始位置から各セルまでの距離と含水比変化関係を把握する。



写真-3 水平浸透試験装置概観

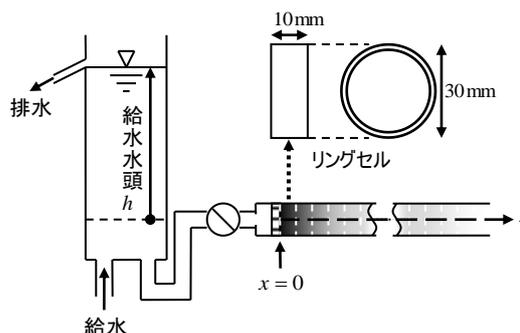


図-1 水平浸透試験装置模式図

不飽和土の試験装置の多くが、多くの時間・経費、高度な知識を必要とする中、本試験自体は数十分から数時間程度（材料に依存する）、炉乾燥まで含めても二日程度である。しかし、実験途中の浸透過程を把握するには、給水時間を変えて数回実験を行う必要があり、時間と手間が肥大化する。また、セル毎に蒸発皿を用意する必要があり、炉乾燥装置の容量などの制限を受ける。

図-2 に乾燥豊浦標準砂を用いた際の含水比 w ～浸透距離関係（以下、水平浸透曲線と称す）を示す。また、近似した折れ線（0～135mm と 135mm～195mm について、最小二乗法で得られた近似直線）を示す。セル毎の乾燥密度の算出は課題となっている。バラツキを多分に有すると考えられたい（乾燥密度 $1.6\text{mg}/\text{mm}^3$ 程度と考えられたい）。目視で浸透線の先端が 200mm に到達するまでの時間 t は 827 秒であった。

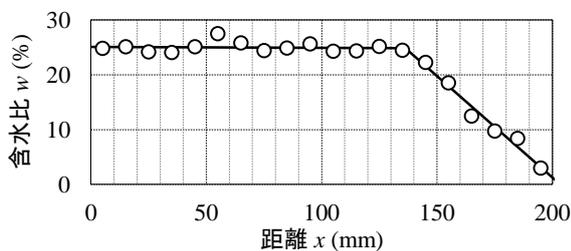


図-2 水平浸透試験結果の例（豊浦標準砂）

3.3 MRI 用水平浸透試験装置の検討

不飽和水平浸透挙動を可視化し、画像解析等により、時間～水分量～距離関係を把握できれば非常に有用である。

本節では、山梨大学医学部附属病院のMR I（核磁気共鳴画像法）装置で、不飽和水平浸透挙動（時間～距離～水分量変化関係）の可視化ができるように改良を試みている。

写真-4 に示すように、写真-3 の水平浸透試験装置をMRI用に改良した。具体的には給水部をマリオットタンクに置き換えることで小型化した。また、金属製部品が使用できないので、連結セルの固定は安価な虫ゴムを使用した。



写真-4 MRI 用水平浸透試験装置概観

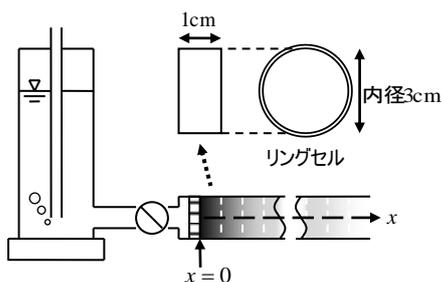


図-3 水平浸透試験装置模式図

写真-4 をみると、連結セルの撓みが解消されていることがわかる（写真-3 を参照）。二方バルブについては、高額（1～2万円程度）になるが樹脂製バルブを用いることによりMRIで撮影できるようにした。

3.4 MRI による不飽和浸透特性把握の試み

写真-5(a), (b)は山梨大学医学部附属病院のMR I 装置の概況を示している。人が診療を受ける際と同様に、水平浸透試験装置を診療ベッドに載せて撮影を検討した。万一に備え、土や水が飛散しないように厚手のポリ袋を装置に被せている。実験は二方バルブを開いた時刻を開始時刻とした。撮影はMRI装置の設置室扉を閉めてから行う。



(a) 診療ベッドへの設置状況 (b) 撮影時
写真-5 MRI による水平浸透可視化実験の概況

図-4 は 80 秒後の撮影結果を示している。左端が給水側である。水分が多いほど白く表示される。用いた試料は乾燥豊浦標準砂である（乾燥密度 $1.6\text{mg}/\text{mm}^3$ 程度と考えられたい）が、MRI用に磁石で砂鉄分（質量比で全体の約 0.4%）を除いている。連結セルの下には、外形 50.7mm（内径 47.4mm、高さ 14.1mm）のシャーレを設置し、含水比 w を 25%、20%、15%、10%、5% と変化させた試料（豊浦標準砂）を詰めている。図-4 をみると、含水比 w が 10% を下回るとほとんど映らなくなる様子がわかる。

図-4 をみると、給水開始から 80 秒後では進行方向に対し、ほぼ直交して浸透が進んでいることがわかる。

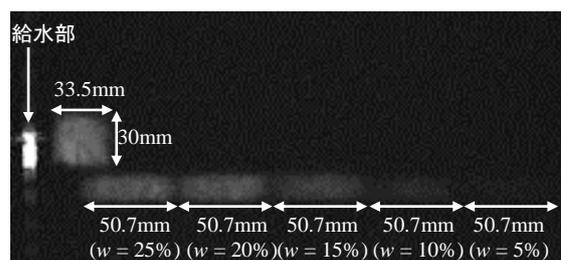


図-4 縦断面（豊浦標準砂、80秒後）

図-5 は 620 秒後の撮影結果を示している。図-5 から時間の経過により、下側ほど浸透が進んでいることがわかる。30mm 程度の高低差でも重力の影響を受けることがわかる。

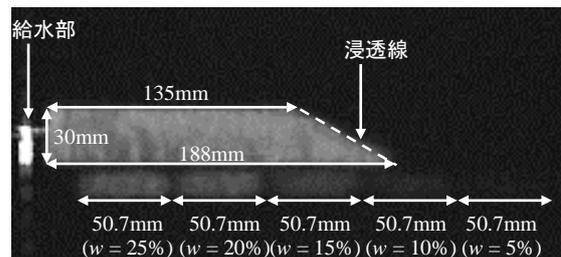


図-5 縦断面（豊浦標準砂、620秒後）

図-2において約135mmの位置で含水比～浸透距離関係が大きく変わったことは、図-5からわかるように連結セル内の上下で浸透の進み方が異なっていることが一因と考えられる。また、浸透線より左側は白く映るが右側は映らない。このことは、浸透線で大きく含水比が異なることを示している。

図-6は931秒後の撮影結果を示している。図-6から下側ほど浸透が進んでいることがわかり、浸透線が湾曲している様子がわかる。また約210mmの位置に丸く黒い部分が見られた。空気のトラップと考えられる。

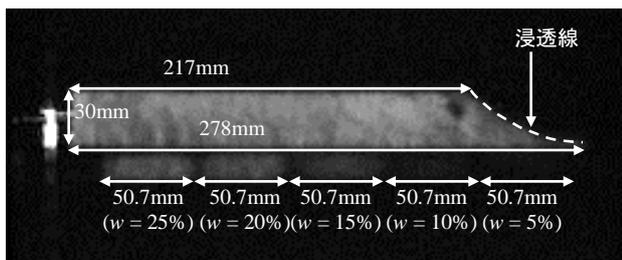


図-6 縦断面（豊浦標準砂，931秒後）

図-7(a)～(d)は667秒後～852秒後の約190mmの位置における横断面を示している。図-7から、リングセルの外側から左上部に向かって浸透していることがわかる。特に図-7(c)，(d)のように、内部に空気のトラップと考えられる丸く黒い部分があらわれている。また、時間と共に小さくなっていることがわかる。

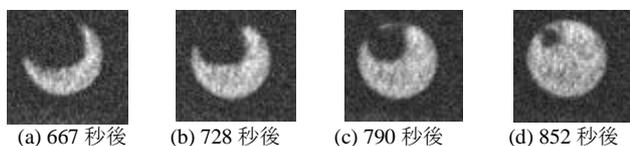


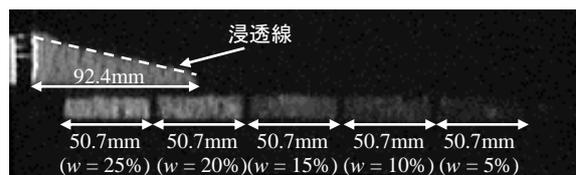
図-7 横断面（豊浦標準砂， $x =$ 約190mm）

図-8(a)，(b)は乾燥ガラスビーズ（粒径0.2mm，土粒子密度 $2.497\text{mg}/\text{mm}^3$ ）を用いた場合の617秒後と1918秒後の縦断面を示している。ただし、乾燥ガラスビーズが撥水性を示し、浸透しにくかったため、本実験では水頭を10mm与えている。図-8(a)，(b)から、浸透線の勾配は図-8(a)より図-8(b)の方が緩いことがわかる。時間の経過とともに浸透線の勾配が緩くなるとおもわれる。また、図-5と図-8(a)を比較すると、浸透時間は概ね近いにも関わらず、浸透距離に大きな違いが見られていることがわかる。豊浦標準砂の50%通過粒径が概ね0.2mmであることを考えれば、この浸透特性の違いは粒径よりも材料の親水性・撥水性の影響

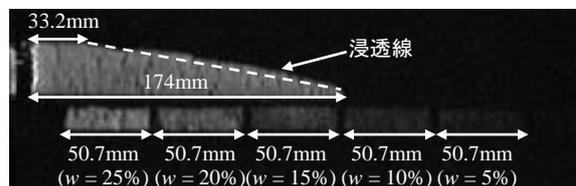
参 考 文 献

- 1) 国土交通省気象庁：災害をもたらした気象事例，<http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/data/bosai/report/index.html>，(2015年3月11日閲覧)
- 2) 国土交通省気象庁：災害をもたらした気象事例（平成元年～本年），http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/data/bosai/report/index_1989.html，(2015年3月11日閲覧)
- 3) 荒木功平・川越清樹・山中稔・ハザリカヘマンタ・原

響と考えられる。



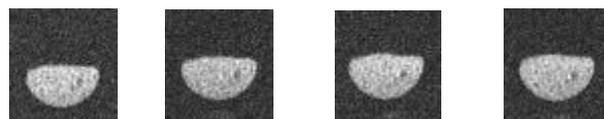
(a) 617 秒後



(b) 1918 秒後

図-8 縦断面（ガラスビーズ）

図-9(a)～(d)は667秒後～852秒後の約130mmの位置における横断面を示している。図-9から、約4分間での浸透の進捗がほとんどみられないことがわかる。また、図-7に示した豊浦標準砂の浸透過程と違い、リングセルの外側から浸透する様子はみられなかった。このことから、浸透過程、特に空気のトラップについて、材料の親水性・撥水性が影響するとおもわれる。



(a) 1673 秒後 (b) 1736 秒後 (c) 1798 秒後 (d) 1860 秒後

図-9 横断面（ガラスビーズ， $x =$ 約130mm）

4. おわりに

本試みでは、水平浸透試験装置を病院等のMRI（核磁気共鳴画像法）装置で可視化できるように改良した。豊浦標準砂とガラスビーズの水平浸透挙動を比較すると、不飽和浸透特性に大きな違いが生じていることが把握できた。このことは、不飽和浸透挙動に、材料の親水性・撥水性が大きく影響することを示している。今後、パイピング等の浸透破壊現象の可視化などへの展開を目指したい。

謝辞

本研究の一部は、国土交通省平成26年度河川砂防技術研究開発公募地域課題分野（砂防）により実施されました。ここに深甚の謝意を表します。

粒度分布形状と内水圧変動に着目した管渠周辺の陥没挙動

Subsidence Behavior around sewage pipe focusing on curvature of grain size and internal water pressure

新井拓弥¹, 前田健一², 佐藤弘瑛¹, 田坂晃一³

- 1 名古屋工業大学大学院・工学研究科・社会工学専攻
- 2 名古屋工業大学大学院教授・工学研究科・社会工学専攻・E-mail:maeda.kenichi@nitech.ac.jp
- 3 名古屋工業大学・工学部・都市社会工学科

概 要

都市部では多くのインフラが更新期を迎え、陥没発生件数が増加傾向にある。そこで、本研究では都市部における陥没現象の主な原因である管渠周辺の地盤の陥没現象のメカニズムの解明に向けてモデル実験と画像解析を行った。その結果、粒度分布形状によって空洞の規模が異なることが分かった。模擬管渠周りでは粗粒化領域が形成されることで、地盤内の透水係数が上昇し、水の流出量が増加することが分かった。管渠に内水圧が载荷されると、水の流出の瞬間に土粒子が流出し、流出量が増加する傾向にある。画像解析の結果、管渠の直上で移動量が多いことが分かった。これは粗粒化領域の形成により、2号粒子の骨格が崩れることにより、下方に移動したためと考えられる。

キーワード：内部浸食，管渠，粒度分布形状，内水圧

1. はじめに

近年、世界各地で地盤の陥没災害が発生しており、特に都市部ではインフラストラクチャーの劣化に伴う大更新時代を迎え、その発生件数は増加傾向にある。そこで、図1のような陥没発生の危険性を踏まえた対処の優先度の決定や対処技術の選定など、維持管理の効率向上が強く望まれている。陥没発生箇所の現地調査からは、周辺地盤内においてゆるみ領域の形成と粒度分布が狭まること（細粒分の流出）が確認されている¹⁾²⁾。以上を踏まえ、本研究では都市部における陥没現象の主な原因である管渠周辺の陥没現象に焦点を当て、検討を行った。模擬管渠を設置した土槽内³⁾に、降雨浸透や地下水の流入を想定して透水力を作用させ、土砂の流出から空洞の発生、進展の後に陥没に至るプロセスを検討する。

2. 土粒子流出による模擬管渠周辺の土槽実験

2.1 実験概要

表1 実験名と各実験条件

実験名	外力条件	試料	相対密度
外水位一定実験	外水位一定	豊浦砂	80%
		珪砂 7号:2号=6:4	
		珪砂 7号:2号=4:6	
内水圧実験	外水位一定 +内水圧	珪砂 7号:2号=6:4	-
		珪砂 7号:2号=4:6	

表1に今回行った実験名と各実験条件を示す。今回、地下水位が一定である場合を想定した外水位一定実験と内水圧が载荷された場合を想定した内水圧実験を行った。外水位一定実験の外力条件は、一定の水位を作用させた外水位一定に対し、内水圧実験は外水位一定に加えて土槽の模擬管渠から内水圧を载荷させた。試料は豊浦砂と珪砂7号2号を混合したものをを用いた。また、内水圧による空洞進展を把握するために、内水圧実験は外水位一定実験を行った後に連続して行った。そのため、外水位一定実験では、相対密度80%で作成しているが、内水圧実験での相対密度は土粒子の流出により、80%よりも低いと考えられる。

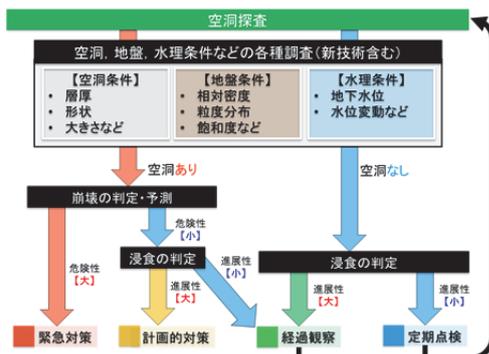


図1 予防保全型の空洞対策フロー図

2.1.1 外水位一定実験

図 2 に外水位一定実験の土槽概略図を示す。供試体は、塩ビ製土槽内の幅 500mm×高さ 770mm×奥行 250mm に作成する。模擬管渠は、空洞の主要な発生原因である下水道の取付管を想定し、 $\phi 140\text{mm} \times 380\text{mm}$ の円管を地表面から土被り 500mm の位置に設置している。また、模擬管渠への流出は、 $\phi 5\text{mm}$ の孔から可能となっている。土粒子の流出を発生させる外力は、降雨による雨水の管渠への流入や地下水の流入を想定して、土槽両端のポーラスコーンで仕切られたタンクより流入させ、土槽裏面の孔から水をオーバーフローさせることでタンク内の水位を一定に保っている。今回の実験では、模擬管渠の中心より 370mm の水頭が作用するよう調整した。図 3 に本実験の粒度分布を示す。本実験では、粒度分布形状の異なる試料として、豊浦砂と階段粒度を用いた。階段粒度の試料は、珪砂 7号と 2号を重量比 6:4 (以下 S6:4 と称す) と 4:6 (S4:6) で混合したものを用いた。模擬管渠の切欠 $\phi 5\text{mm}$ に対しては、いずれの試料も全ての土粒子が流出可能である。また、各供試体は相対密度 80% に調整している。水面の変化を調べるために、S6:4, S4:6 の実験の際に、土槽の底面に 4 個の間隙水圧計 P306A (SSK 社製) を図 2 に示す位置に設置した。また、地盤の変状の様子を捉えるため、地盤内に着色した色砂を管上から 100mm 間隔で敷いた。色砂の粒度分布は各実験ケースの粒度分布と同じものを用いた。

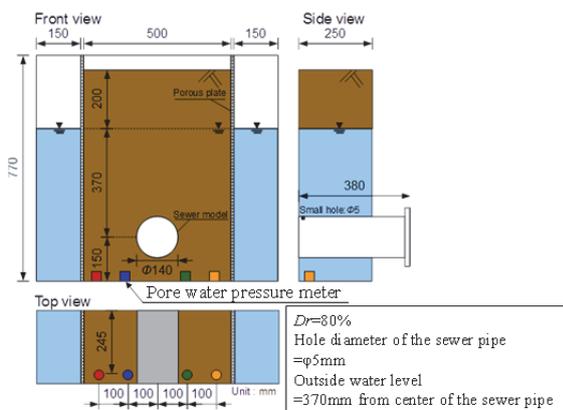


図 2 外水位一定実験の土槽概略図

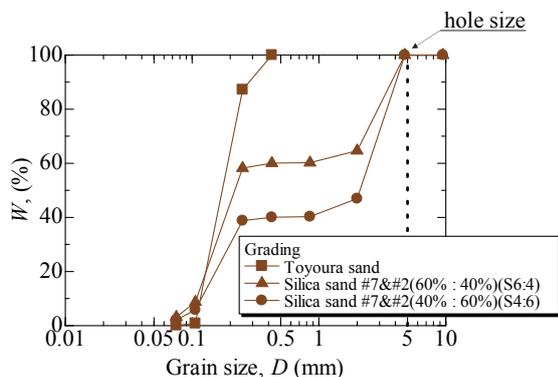


図 3 実験に用いた試料の粒度分布

2.1.2 内水圧実験

近年、集中豪雨が増加傾向にあり、2014 年には 1 時間降水量 50mm 以上の雨が 237 回発生している⁴⁾。つまり、管渠へ大量の水が流れ込む機会が増えている。そのため、管渠内が満水になり、破損部から内水圧が载荷された際を想定した内水圧実験を行った。図 4 に内水圧実験の土槽概略図を示す。実験に用いた試料は S6:4, S4:6 で、空洞がある状態を想定し、その空洞がどのように進展するかを把握するため、外水位一定実験を行った後に続けて実験を行った。実験手順として模擬管渠の裏蓋を閉じ、土槽外部の水槽から模擬管渠へ注水し、管渠中心から 710mm 相当の水頭を作用させる。その後、管渠内が満水になったと同時に 5 分間土槽内に内水圧を作用させる。5 分後に裏蓋を外し、内水圧を除荷する。除荷した時間を 0 分とし、所定の間隔で水と土の流出量を測定した。以上の手順を 1 サイクルとし、合計 5 サイクル行った。

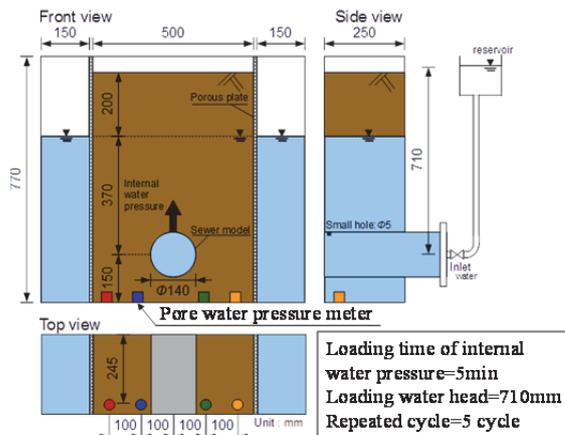


図 4 内水圧実験の土槽概略図

2.2 調査項目

表 2 各実験の調査項目

実験名	試料	流出量計測	貫入強度実験	画像解析	ふるい分け試験
外水位一定実験	豊浦砂	○	-	-	-
	珪砂 7号:2号 =6:4	○	-	-	-
	珪砂 7号:2号 =4:6	○	-	○	-
内水圧実験	珪砂 7号:2号 =6:4	○	○	-	○
	珪砂 7号:2号 =4:6	○	-	-	○

表 2 に各実験の調査項目を示す。次項に各調査項目の概要を示す。

2.2.1 貫入強度試験

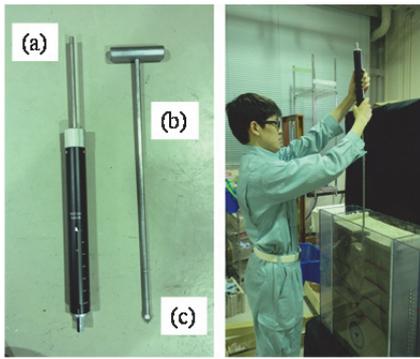


図 5 土検棒貫入の様子

((a)テンションゲージ (b)ロッド (c)コーン)

S6:4 の実験終了後に地盤内のゆるみを把握するため、貫入強度実験を行った。使用した機器として、独立行政法人土木研究所材料地盤研究グループ地質チームが発案した土層強度検査棒（以下、土検棒と称す）を使用した。土検棒は先端コーンつきの細いロッドを押し込むことにより、土層強度や土層深を簡易に測定できる機器である。貫入強度実験の手順として、基準点から所定の深で先端にコーンを付けたロッドを刺す。刺した後にロッドをテンションゲージで押し、ロッドが 1cm 下がった時点でテンションゲージを押すのをやめ、押した荷重を読み取り、その値から貫入強度を算出した。これを中央部と右端で行った。貫入強度 q (kN/m²) は次式で算出する。

$$q = \frac{Q}{1000 \times A} \quad (1)$$

ここに、

$$Q = W + mg \quad (2)$$

Q は先端コーンの貫入力 (N)、 A は先端コーンの底面積 1.76×10^{-4} (m²)、 W は荷重計の読み値 (N)、 m は先端コーンとロッドの合計質量 (kg)、 g は標準重力加速度 (m/s²) である。また、土検棒の荷重計の読み値と、ロームやシラス地域でのスウェーデン式サウンディングによる換算 N 値には、ばらつきはあるが以下のような関係があると実験結果として得られている⁵⁾。

$$N = \frac{W}{33.17} \quad (3)$$

しかし、この式を用いて N 値を算出すると、危険側となる可能性があることや、データ数が少ないことから、同研究所では安全側に見積もり、以下の式を採用している。

$$N = \frac{W}{60} \quad (4)$$

(4) 式を用いて簡易的に換算 N 値を算出することで、地盤内のゆるみを定量的に評価した。

2.2.2 PTV 画像解析

土粒子の流出により、模擬管渠周りで 2 号粒子の下方への移動が想定されるため、S4:6 の実験動画に対して

PTV 画像解析を行った。PTV 法は単一粒子を追跡する画像解析法で、実験開始前から開始後の粒子の移動量と座標データを取得し、移動前の粒子の座標に移動量の度合いを色付けした。

2.2.3 ふるい分け試験

地盤内の粒度分布変化を把握するために、S6:4、S4:6 の内水圧実験終了後に、各領域の試料を採取しふるい分け試験を行った。

3. 実験結果・考察

3.1 外水位一定実験

3.1.1 管渠周辺の地盤変形挙動

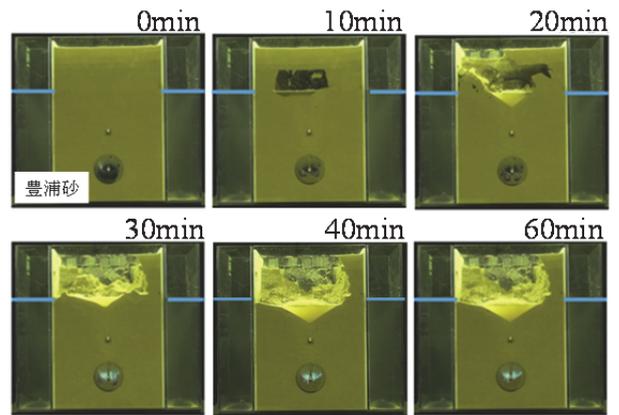


図 6 外水位一定実験における空洞進展の様子(豊浦砂)

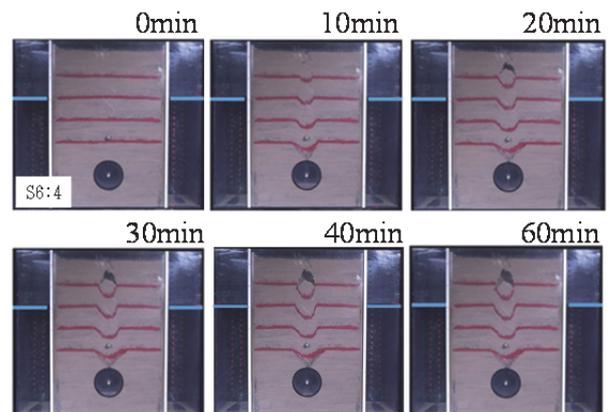


図 7 外水位一定実験における空洞進展の様子(S6:4)

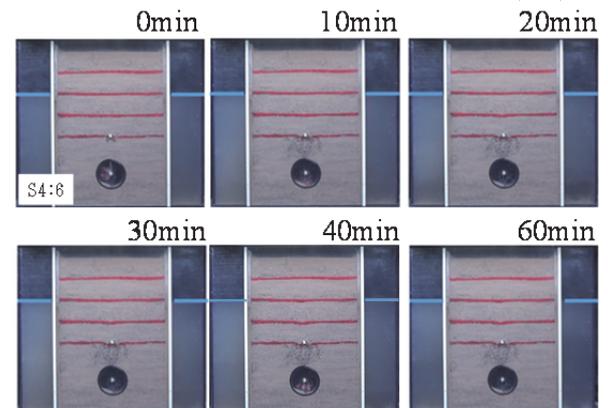


図 8 外水位一定実験における空洞進展の様子(S4:6)

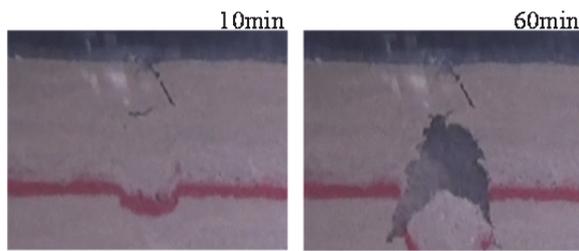


図 9 S6:4 における地表面付近の空洞の様子

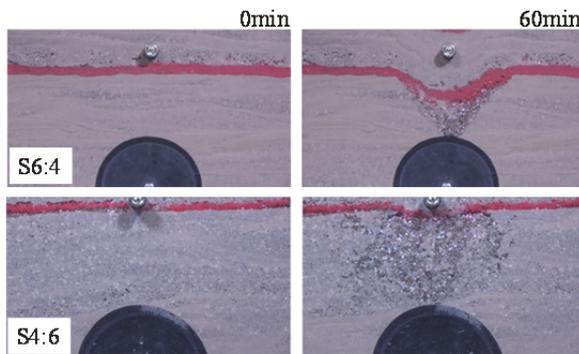


図 10 模擬管渠周辺の粗粒化の進展の様子

図 6, 7, 8 に外水位一定実験における空洞進展の様子を、図 9 に S6:4 における地表面付近の陥没の様子を、図 10 に模擬管渠周辺の粗粒化の進展の様子を示す。図 6 より、豊浦砂では 10 分後に水面付近で大きな空洞が発生し、20 分後には地表面の左半分が陥没した。60 分後の時点で地下水面以上の粒子は全て流出した。図 7, 9 より、S6:4 では 10 分後には地表面まで亀裂が進展し、20 分後には、水面から 150mm 付近で空洞が発生した。その後、空洞の規模は時間と共に大きくなったが地表面が陥没することはなかった。これは、不飽和土による架橋領域が形成されることで、地盤の耐力が発揮されたためと考えられる。また、色砂の変状の様子より、地表面に近い領域は、高さ方向への変状が大きく幅方向の変状は小さいが、模擬管路に近い領域は、高さ方向の変状が小さく幅方向の変状は大きいことが分かった。図 8 より、S4:6 では終始地表面に変化は見られなかった。図 10 より、S6:4, S4:6 では、模擬管渠周りに細かい土粒子が抜けた粗粒化領域が形成された。また、このように土粒子の流出によって、ゆるみや強度低下が発生することが既往の研究で報告されている⁶⁾。つまり、この模擬管渠周りにおいても、同様にゆるみや強度低下が発生していると考えられる。このことから、粒度分布によって空洞の規模や地盤内の変状に違いがあることが分かった。

3.1.2 土粒子と水の流出量

図 11 に土粒子と水の累積流出量の経時変化を、図 12 に土粒子濃度の経時変化を示す。図 11 より、豊浦砂では水の流出量及び土粒子の流出量は時間のべき関数となっているが、S6:4, S4:6 では時間と共に流出量が減少している。また、豊浦砂では、土粒子の流出量の方が水

の流出量よりも多いが、S6:4, S4:6 では土の流出量よりも水の流出量の方が多くなっている。図 12 より、豊浦砂の粒子濃度は約 60%付近で一定であるが、S6:4, S4:6 は、時間と共に粒子濃度が減少しており、最終的にはほぼゼロになった。また、図 11 は両対数グラフより、両試料とも単位時間あたりの水の流出量は増加している。つまり、地盤内の透水係数が増加しており、水の流出量は増加しているが、土粒子の流出量は減少していることが分かった。これは、まず土粒子の流出により、粗粒化領域が形成されることで、局所的に透水係数が増加する。その結果、供試体全体の透水係数が増加することで水の流出量が増加したと考えられる。一方、土粒子の流出による細かい土粒子の移動が発生し、2号粒子間で目詰まりが発生する。その結果、局所的に透水係数が下がり、時間とともに土粒子の流出が減少したと考えられる。この目詰まりと粗粒化領域による影響で、土粒子濃度が継続して減少していったと言える。また、粒子が抜けることで、透水係数が減少するという挙動は、次元透水実験でも確認されている⁷⁾。

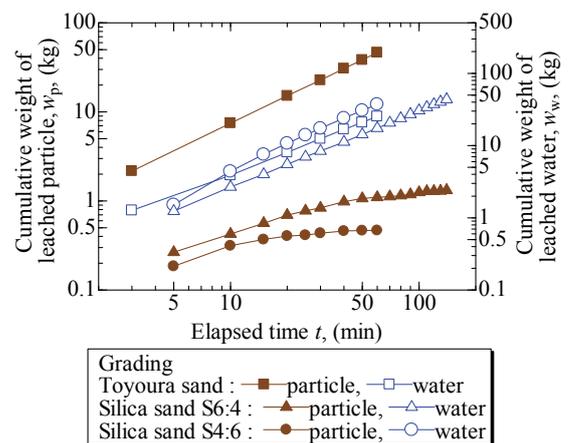


図 11 土粒子と水の流出量の経時変化

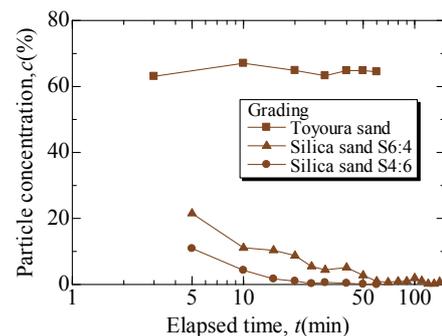


図 12 土粒子濃度の経時変化

3.1.3 間隙水圧による地盤内の水面変化

図 13, 14 に間隙水圧による水面の経時変化を示す。両試料とも初期状態と比べて、時間と共に約 5cm ほど水面が低下している。また、土槽中央部にかけて水面が低下している傾向にある。これは前項で示した土槽中央粗粒化領域の形成により、局所的に透水係数が増加したため、水面が低下したと考えられる。

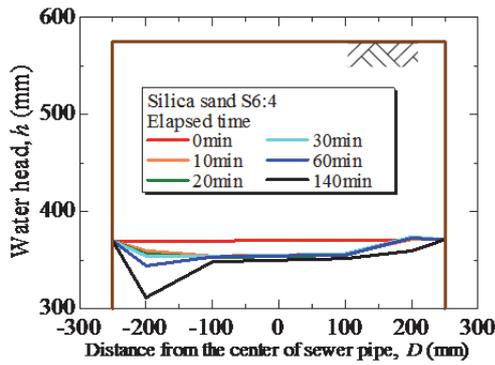


図 13 間隙水圧による地盤内の水面の経時変化(S6:4)

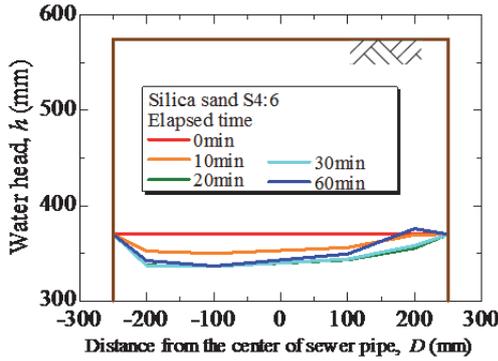


図 14 間隙水圧による地盤内の水面の経時変化(S4:6)

3.1.3 S4:6における硅砂2号の移動量

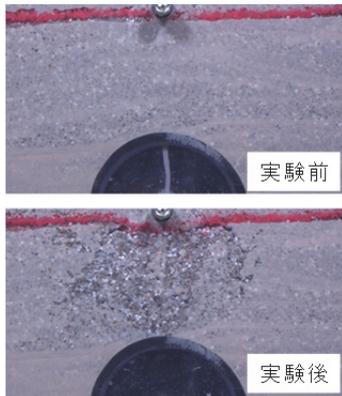


図 15 S4:6における模擬管渠周辺の粗粒化様子

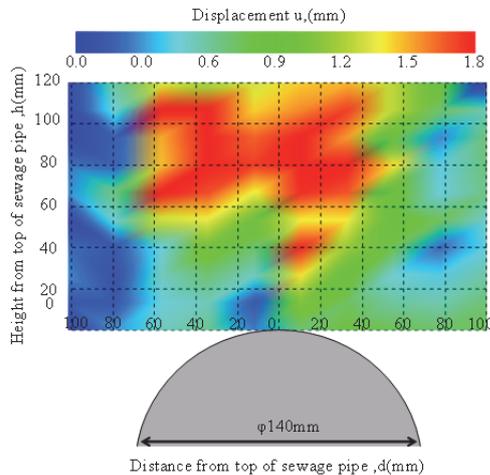


図 16 PTV 画像解析による硅砂2号の変位分布

図 15 に S4:6 における模擬管渠周辺の粗粒化様子を、図 16 に画像解析による粗粒化領域の進展の度合いを示す。図 15 に示すように、実験前から実験後までの動画を一定間隔でキャプチャーし、移動量を算出したものが図 16 である。図 15 より 2 号粒子が、模擬管渠の管上 60~120mm の領域で多く移動しており、その中でも模擬管渠の孔の直上の動きが活発であることが分かった。

そこで、2 号粒子だけで骨格を形成していると仮定し、骨格間隙比での評価を試みる⁸⁾。骨格間隙比 e_s は次式で求められる。

$$e_s = \frac{V_w + V_{s7}}{V_{s2}} \quad (1)$$

(1) 式の右辺を変形させると、

$$e_s = \frac{e + f'_{c7}}{1 - f'_{c7}} \quad (2)$$

f'_{c7} は土粒子全体における 7 号粒子の含有率である。相対密度 80% での間隙比 $e=0.496$ より、(2) 式を用いて骨格間隙比を算出すると、 $e_s=(0.496+0.4)/(1-0.4)=1.49$ である。つまり、実験開始前の骨格間隙比が 1.49 であり、2 号粒子だけでは骨格として形成していないと考えられる。つまり、模擬管渠周りの 7 号粒子の流出に伴い 2 号粒子が崩れるように下方に移動したと考えられる。

3.2 内水圧実験

3.2.1 管渠周辺の地盤変形挙動

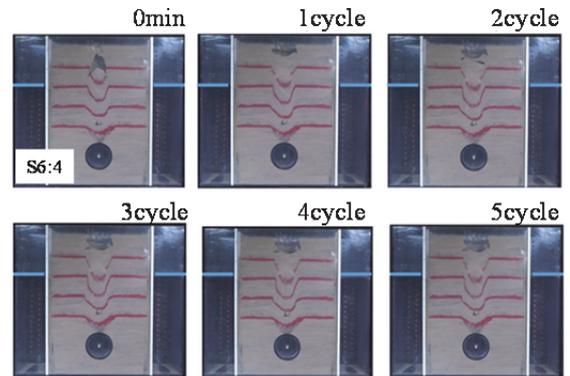


図 17 内水圧実験における各サイクル終了後の空洞進展の様子(S6:4)

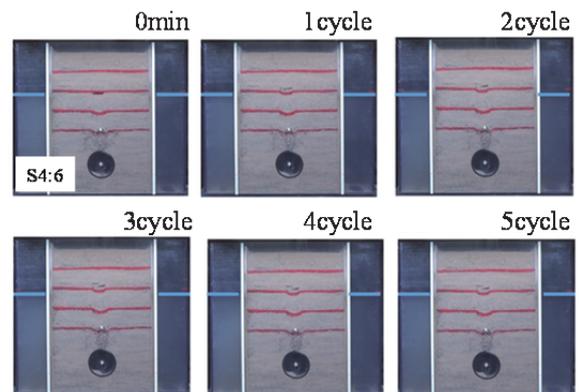


図 18 内水圧実験における各サイクル終了後の空洞進展の様子(S4:6)

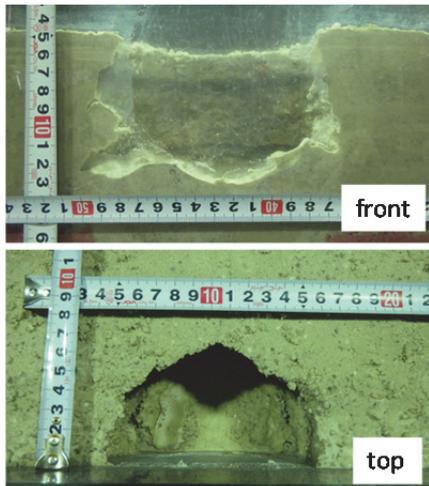


図 19 S6:4における内水圧実験終了後の陥没の規模

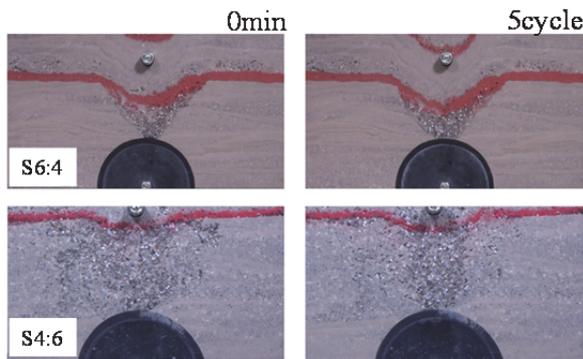


図 20 模擬管渠周辺の粗粒化の進展の様子

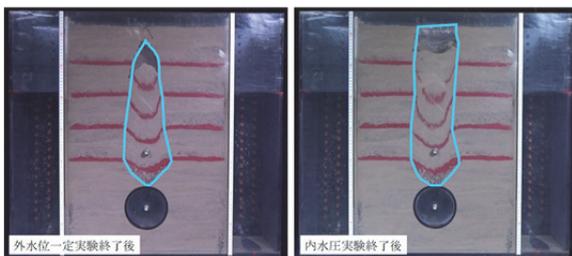


図 21 S6:4における各実験後の色砂の移動が顕著であった領域

図 17, 18 に内水圧実験における各サイクル終了後の空洞進展の様子を、図 19 に S6:4 における内水圧実験終了後の陥没の規模を示す。図 17 より、S6:4 では 1 サイクル終了後に空洞の位置が上部へ移動し、地表面まで達し陥没に至った。その後、空洞の規模が進展することはほとんどなかった。また色砂の変状を見ると、高さ方向の変状は地表面に近い領域ほど大きかったが、幅方向の変状は管渠周りから地表面まで、どの領域も等しかった。サイクルを重ねるごとに地表面に近い領域ほど大きく移動していることが分かった。図 18 より、S4:6 は地表面付近にあった空洞が、3cm ほど上方に移動したが、その後大きな変状は見られず、地表面が陥没することがなかった。図 19 より、内水圧実験終了後に陥没規模を測

定したところ、幅 12cm、奥行 7cm、深さ 8cm の陥没孔が見られた。また、陥没孔の底面には細かい土粒子が溜まっていることが確認された。これは内水圧载荷により上方に移動した細かい土粒子が、除荷された際に陥没孔底面の間隙から抜けなかったためと考えられる。

図 20 に模擬管渠周辺の粗粒化の進展の様子を、図 21 に S6:4 における各実験後の色砂の移動が顕著であった領域を示す。図 20 より、両試料とも粗粒化領域の進展は見られず、色砂が下方に移動するだけであった。図 21 より、外水位一定実験の土粒子の移動範囲は、模擬管渠に近いほど広く、地表面に近づくにつれて狭くなるが、内水圧実験は模擬管渠から地表面まで同じ幅で変状し、なおかつ、外水位一定試験の移動範囲より広がることが分かった。つまり、内水圧が载荷されると土粒子の移動範囲が広がり、空洞の進展が顕著であるため、内水圧による地盤の損傷は大きいと考えられる。

3.2.2 土粒子と水の流出量

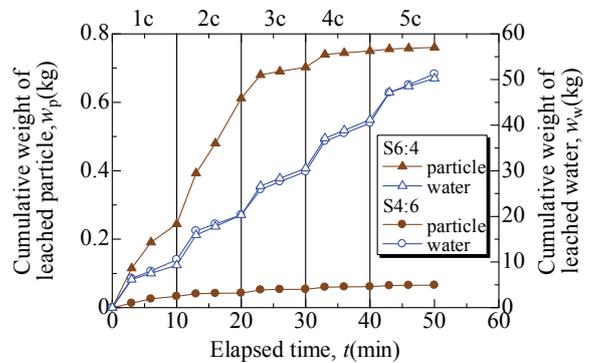


図 22 土粒子と水の累積流出量の経時変化(S6:4)

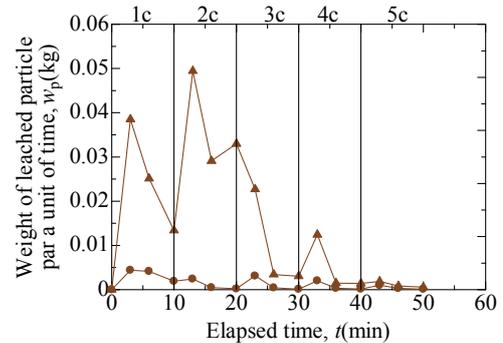


図 23 単位時間当たりの土粒子流出量の経時変化(S4:6)

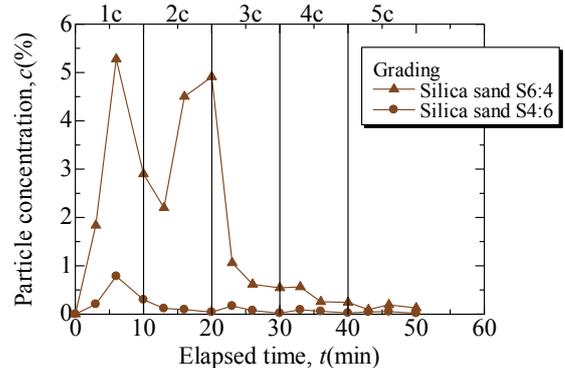


図 24 土粒子濃度の経時変化

図 22 に土粒子と水の累積流出量の経時変化を、図 23 に単位時間当たりの土粒子流出量の経時変化を、図 24 に土粒子濃度の経時変化を示す。図 22 より、S6:4 は S4:6 の約 10 倍の土粒子流出量があり、水流出量はほとんど差は見られなかった。つまり、粒度分布形状によって、同じ透水量でも土粒子の流出量が違うことが分かった。図 23 より、両試料とも全てのサイクルにおいて土粒子の流出量は初期が最大になっており、その後は減少傾向にある。図 24 より、S6:4 は濃度が大きく変動し、時間と共に濃度がゼロに近づいていくのに対し、S4:6 は初期状態から土粒子がほぼ流出せず、終始濃度はゼロ付近の値であった。

3.2.3 間隙水圧と流出量の関係

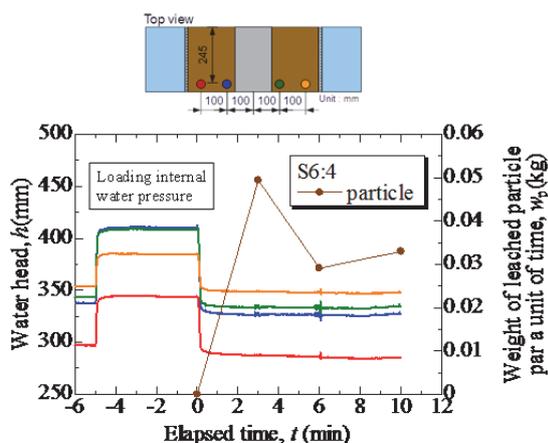


図 25 2 サイクル目における水面と流出量の単位時間当たりの流出量の経時変化(S6:4)

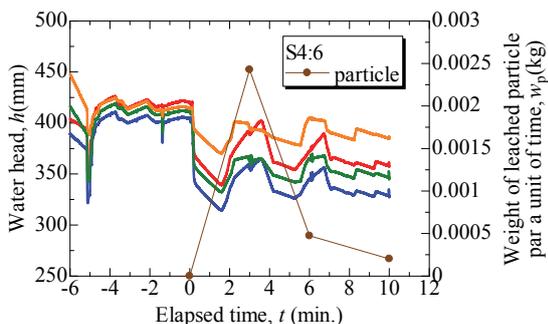


図 26 2 サイクル目における水面と流出量の単位時間当たりの流出量の経時変化(S4:6)

図 25, 26 に 2 サイクル目における水面と流出量の単位時間当たりの流出量の経時変化を示す。図 25, 26 より、S4:6 は S6:4 と比べて波形が安定していない。これは S4:6 の実験段階では土槽の裏面に水位を一定にさせる孔が開いておらず、人力で一定にさせており、水面のばらつきが出てしまったためと考えられる。また、両試料とも内水圧を载荷させた瞬間に急激に水圧が上がり、除荷した瞬間に急激に下がっている。そして定常状

態にはなるが、内水圧を载荷させる前よりも水位が約 20mm ほど下がることが分かった。この水位低下は他サイクルでも同様に見られた。また、両試料とも 3 分での流出量が一番多く、時間と共に流出量が減少する傾向にある。これは模擬管渠方向への水の流れが、内水圧により模擬管渠直上を中心に一時的に逆向きに流れることによって、2 号粒子間で発生していた目詰まりが解消され、内水圧の除荷と同時に模擬管渠方向への流れに変わったため、流出が急激に増加したと考えられる。

3.2.4 S6:4 における貫入強度実験

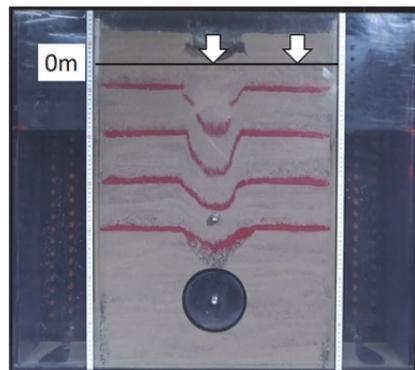


図 27 土検棒貫入位置

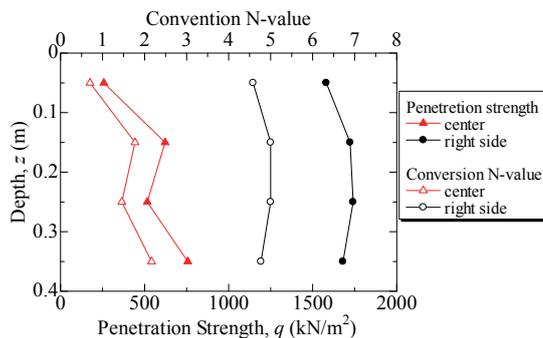


図 28 貫入強度、換算 N 値と深度の関係

図 27 に土検棒の貫入位置を、図 28 に貫入強度、換算 N 値と深度の関係を示す。図 27 に示す通り、地表面から深さ約 80mm の地点を 0m とし、貫入強度を算出した。図 28 より、中央部は右端部と比べて大きく強度が下がっており、深度 0.05m では中央部は右端部の約 6 分の 1 の強度であった。また換算 N 値としては約 1 であり、非常にゆるい状態である。つまり、内水圧が载荷されると模擬管渠周りだけではなく地盤全体がゆるむことが分かった。また、S6:4 の場合だと地表面からレーダー探査をすると、地表面から 80mm までしか空洞が存在せず、比較的小さい規模であると想定してしまうが、実際には空洞の下部はとてもゆるんでおり、空洞の危険度を過少評価してしまう可能性がある。そのため、ゆるんだ領域を事前に特定し、予防保全していくことが大事であると言える。

3.2.5 地盤内部の粒度分布の変化

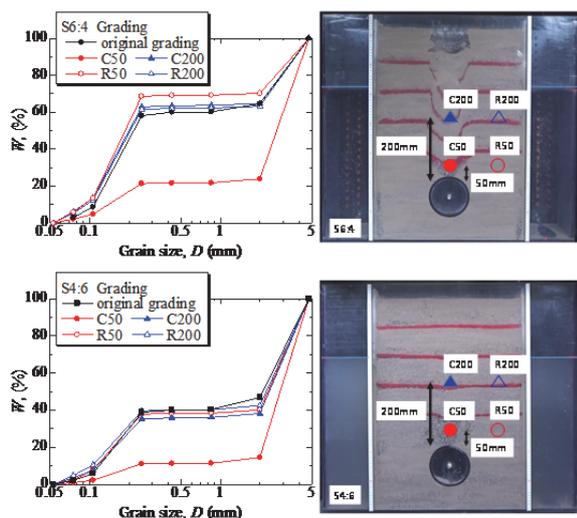


図 29 ふり分け試験結果(上) S6:4 (下) S4:6

図 29 にふるい分け試験結果を示す。図 29 より、両試料とも C50 の位置において大きく粒度の変化し、下に凸型の分布形状になった。また、S6:4 の C200 の位置の粒度分布は元の粒度分布と大きな差は見られなかった。これは、内水圧の載荷と除荷により、細かい土粒子の移動はあるが、移動収支がほぼ同じなため、元粒度との差が見られなかったと考えられる。また、S6:4 における 0.250mm 以下の粒径の割合は S4:6 と比べて 10%ほど多かった。つまり、粒度分布形状によって粗粒化の程度が異なることが分かった。

4. 結言

本稿では都市部における陥没災害の主因となっている管渠周りの空洞発生と進展メカニズムについて、土槽実験によって検討を行った。また、その後地盤内の変状の特性を把握するために、画像解析や貫入強度実験などを実施し、変状の様子の定量的な評価を試みた。以降に得られた知見をまとめる。

- 1) 外水位一定実験より、粒度分布形状によって空洞発生、進展の挙動が異なることが分かった。また、階段粒度の珪砂では、時間と共に土粒子の流出量が減少し、水の流出量は増加した。これは、2号粒子間の目詰まりと、粗粒化領域の形成による地盤全体の透水係数の増加によるものだと考えられる。
- 2) PTV 画像解析より、粗粒化領域では、模擬管渠の直上の 60~120mm の点で移動量が多くなっていることが分かった。これは、2号粒子だけでは骨格を形成できず7号粒子の流出に伴い2号粒子も移動したと考えられる。
- 3) 内水位実験より、一定の外水位に加えて、内水圧が載荷されると土粒子の移動範囲が広がり、より地盤がゆるんでしまうため、内水圧による地盤の損傷は大きいと考えられる。

4) 貫入強度実験より、土槽中央部と右端では貫入強度が約6倍違う点が見られ、土槽中央部の換算N値は約1~2となり、とてもゆるんだ状態になっていることが分かった。つまり、小さい空洞が発生していても、その空洞の下部はとてもゆるんでおり、空洞の危険性を過小評価してしまう可能性が高いと言える。

5) ふり分け試験より、模擬管渠の直上では元粒度から大きく変化し、細かい粒子の流出が顕著であった。また、模擬管渠の直上以外の土槽中央部では粒度分布と元粒度に大きな差は見られなかった。これは、細かい土粒子の移動が頻繁にあるが、移動の収支が同じなため、大きな差は見られなかったためと考えられる。

謝辞

この研究で用いた装置の一部は日本学術振興会科学研究費補助金基盤研究(B) 23360203 および特別研究員奨励費(25・7199)の助成を受けたものであり、深謝の意を表します。

参考文献

- 1) Wood, D. M. and Maeda, K.: Changing grading of soil: effect on critical states, *Acta Geotechnica*, 3 (1), pp.3-14, 2008.
- 2) Wood, D. M., Maeda, K. and Nukudani, E.: Modelling mechanical consequences of erosion, *Geotechnique*, 60(6), pp.447-457, 2010.
- 3) 桑野玲子, 佐藤真理, 瀬良良子: 地盤陥没未然防止のための地盤内空洞・ゆるみの探知に向けた基礎的検討, *地盤工学ジャーナル*, Vol.5, No.2, pp.219-229, 2010.
- 4) 国土交通省気象庁
<http://www.jma.go.jp/jma/kishou/info/heavyraintrend.html>
- 5) 温谷恵美, 前田健一, D. M. WOOD, 近藤明彦: 細粒分流出に起因する粒度変化を伴う粒状体の変形・破壊解析, 第44回地盤工学研究発表会, pp.1763-1764, 2009
- 6) 独立行政法人土木研究所: 土層強度検査棒による斜面の土層調査マニュアル(案), 2010.7.
- 7) 山田高弘, 前田健一, 近藤明彦: 粒状体の内部浸食の安定性に及ぼす粒度形状の影響と代表粒径を用いた評価の試み, 第48回地盤工学研究発表会, pp.1967-1968, 2013.
- 8) 兵動太一, 赤木寛一: 等価骨格間隙比に基づく薬液固結砂の力学特性評価の試み, *地盤工学ジャーナル*, Vol.8, No.1, 109-118

基礎地盤の透水性に起因する堤体の進行性破壊

Progressive failure of river embankment due to the high permeability of foundation ground

崔 瑛¹, 小高猛司², 李 圭太³

- 1 名城大学 理工学部 社会基盤デザイン工学科・cuiying@meijo-u.ac.jp
- 2 名城大学 理工学部 社会基盤デザイン工学科・kodaka@meijo-u.ac.jp
- 3 株式会社建設技術研究所 大阪本社 水工部

概要

平成 24 年の九州北部豪雨における矢部川堤防の決壊に始まり, 平成 25 年にも子吉川と梯川の堤防が立て続けに法すべりを起こすなど, この数年間に高い透水性を有する基礎地盤に起因すると考えられる堤防被災が目立つ。本論文では, 高い透水性を有する基礎地盤の存在に着目し, 透水性が大きく異なる 2 層の基礎地盤を有する堤防の浸透模型実験を行い, 基盤漏水が堤体決壊に結びつくメカニズムについて検討を行った。その結果, 高い透水性基礎地盤の上に, 低い透水性の地盤が存在する場合, 法尻付近に大きな上向き動水勾配が発生し, 基礎地盤が液状化(有効応力を喪失した状態)することによって, 基礎地盤を巻き込むすべり破壊や基礎地盤への堤体陥没を生じさせ, 決壊に至るような堤体変状が発生する可能性があることが分かった。

キーワード: 堤防, 進行性破壊, 透水性地盤, パイピング, 越水なき破堤

1. はじめに

平成 24 年 7 月の九州北部豪雨によって, 矢部川堤防(右岸 7.3km)においてパイピングをきっかけとした破堤が発生し, 「越水なき破堤」として絶大なインパクトを与えた。この被災事例では, 図 1 (a)に示すように, 基礎地盤に粘性土の堤体の下に堤外地と直接連通している高透水性の砂層が, しかもその先が行き止まりの状態が存在したという特殊事情が明らかになりつつある¹⁾。また, 平成 25 年 7 月に立て続けに発生した子吉川堤防の法すべりの被災²⁾, 梯川堤防の法崩れの被災³⁾も, 透水性基礎地盤(図 1)の基盤漏水の影響が少なからずあると考えられる。

本論文では, 高い透水性を有する基礎地盤の存在に着目し, 透水性が大きく異なる 2 層の基礎地盤を有する堤防の浸透模型実験を行い, 透水性基礎地盤の基盤漏水が堤体決

壊に結びつくメカニズムについて検討した。なお, 本実験の境界条件は, 既往の先進的な研究⁴⁾⁵⁾を参考にしている。

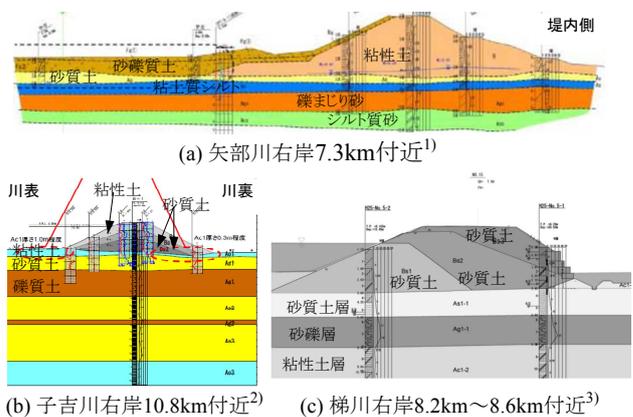


図 1 被災箇所の地層構造

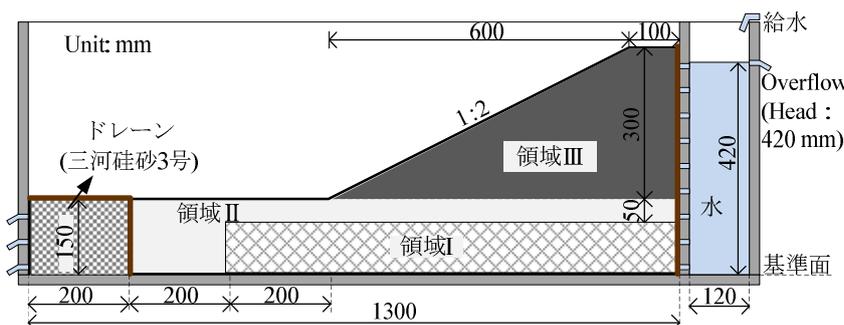
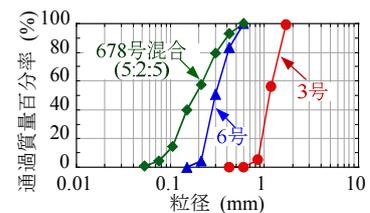


図 2 浸透模型実験装置の概要



	領域 I	領域 II	領域 III
Case_1	6号	6号	6号
Case_2	3号	6号	6号
Case_3	3号	6号	678号混合

*三河珪砂

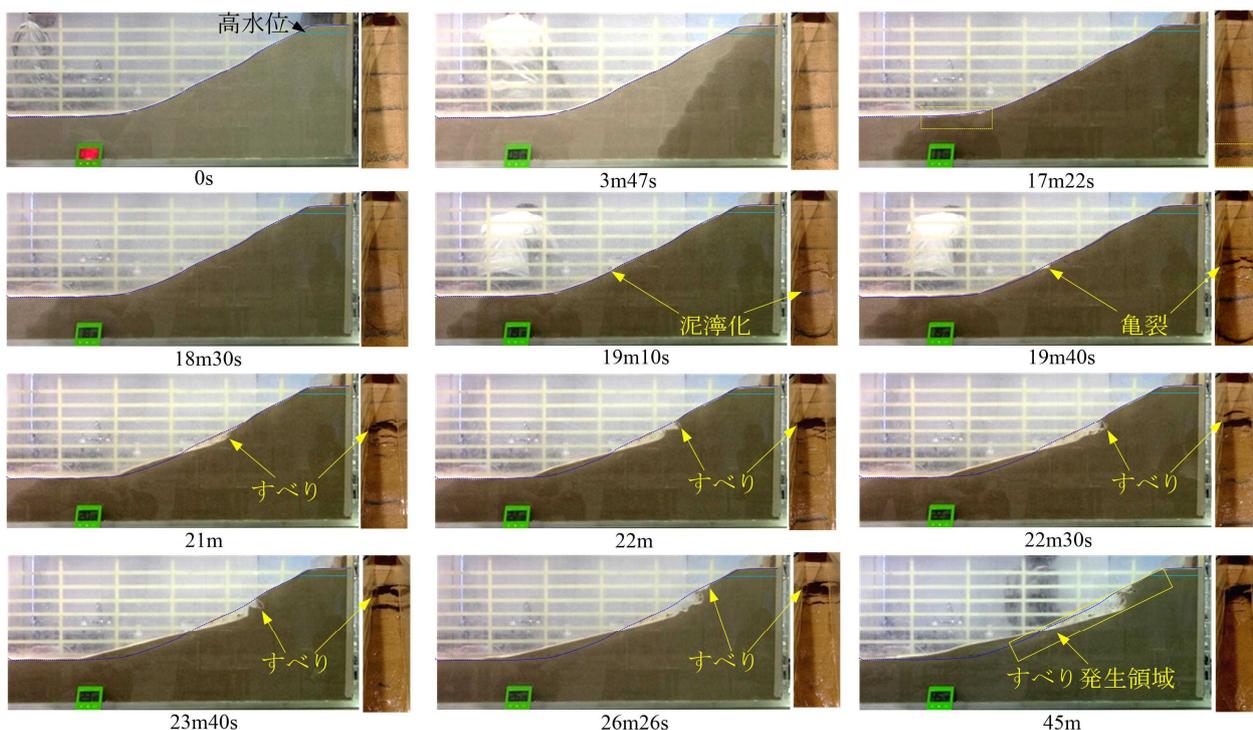


写真 1 Case_1 における浸透破壊過程

2. 模型実験の概要

図 2 に浸透模型実験装置の概要を示す。実験装置の外寸は、幅 1500mm、高さ 500mm、奥行 160mm であり、通水孔を有する仕切板によって土槽（内寸：1300mm×480mm×120mm）と水槽（内寸：120mm×480mm×120mm）に分けられている。本実験では、高い透水性基礎地盤に起因して、法尻付近の基礎地盤に発生すると予想される比較的大きな動水勾配の影響を検討するため、図 2 に示すように、模型地盤を領域 I, II, III に分け、それぞれの領域における地盤材料を変化させた計 3 ケースについて検討した。Case_1 は基礎地盤および堤体地盤に、三河珪砂 6 号のみを用いたケース、Case_2 は、Case_1 から基礎地盤の領域 I を透水性の高い地盤に置き換えたケース、Case_3 は Case_2 からさらに堤体地盤を透水性の低い材料に変えたケースである。透水性の高い地盤材料には三河珪砂 3 号、透水性の低い地盤材料には三河珪砂 6, 7, 8 号を 5:2:5 の重量比で混合したものを使用した。それぞれの地盤材料の粒度分布を図 2 に示す。

地盤試料はいずれも 4% に含水比調整した後、間隙比 1.0（三河珪砂 3 号のみ 0.9）になるように、一層 20mm ずつ締め固めて模型地盤を作製した。この際、より均一な模型地盤を作製するため、各層をさらに横方向に 200mm ずつ区切り、それぞれのブロックに所定の土試料を投入した。堤防模型作製後、水槽部の水位を 420mm で一定に保持して、実験装置の正面および上部からビデオ撮影を行いながら堤防の浸透破壊の様子を観察した。なお、本実験では堤体地盤に変化が見られなくなったとき、もしくは越流が発生し、破堤したと判断した時点を実験終了とする。

3. 浸透破壊過程

3.1 Case_1 における浸透破壊過程

写真 1~3 に各ケースにおける、浸透開始から破壊までの一連の様子を示す。堤防を囲む点線は堤防の原型を示し、天端付近の実線は給水水槽の高水位の位置を示す。写真 1 に併記した矢印は、すべり破壊の発生位置を示している。

Case_1 では、堤体および基礎地盤が均一な材料であることを反映し、ほぼ直線状の浸潤線が徐々に法尻に向かって進行して行く。実験開始後 17 分程度で法尻付近において水の浸出が見られ、そのおよそ 2 分後に法尻で泥濘化とも呼べる極めて浅いすべりが発生する。また、実験開始後 19 分 40 秒後には、泥濘化した地盤近くの法面上部でき裂が見られ、21 分後にはそのき裂を境界に小さいすべり破壊が発生した。これは、法尻周辺地盤が泥濘化に伴って強度が低下することにより、その上部法面地盤のすべりに対する抵抗力が減少したためであると考えられる。その後、このような小さいすべり破壊は、天端に向かって次々と発生し、それに伴って法面が継続的に緩勾配化する様子が見られた。しかし、継続的なすべり破壊は堤防高の 2/3 程度の位置で停止し、破堤には至らなかった。

以上から、Case_1 では法尻地盤の泥濘化を発端として、「すべり破壊→泥濘化→緩勾配化」の過程を繰り返す、進行性破壊の様子が見られた。一方、Case_1 で発生したすべりは非常に浅く、法面の崩壊は表層部分のみに留まっている（写真 1：45 分後）。その理由として、堤体地盤が比較的高い透水性の良い砂質土であったため、浸潤線が法面まで到達し、法面が飽和することにより、次々と泥濘化とそれに伴うすべり破壊が生じたと考えられる。

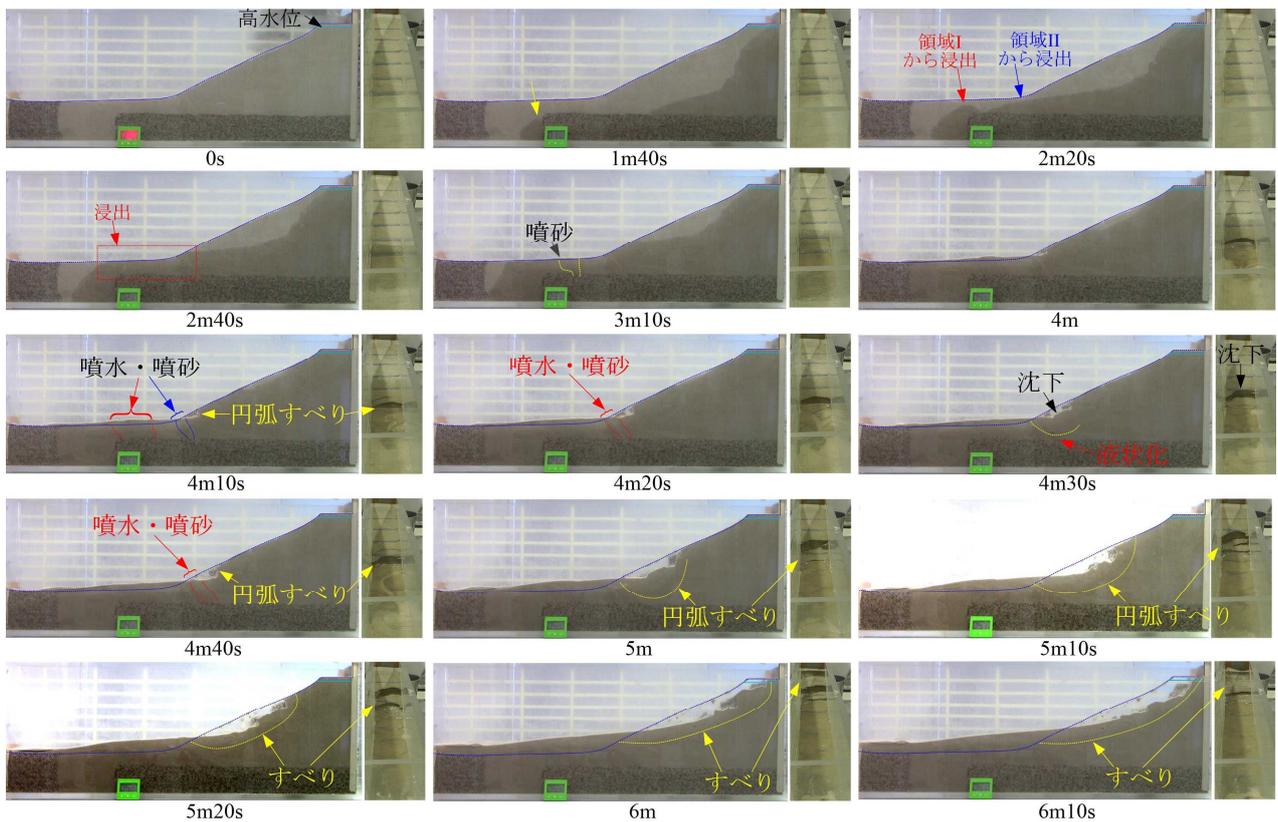


写真 2 Case_2 における浸透破壊過程

3.2 Case_2 における浸透破壊過程

Case_2 では、基礎地盤領域 I の透水性が他領域より高いことを反映し、領域 I および領域 II 周辺地盤においては、水が非常に速い速度で排水口に向かって浸透して行き、2 分 20 秒後には、領域 I および領域 II からの浸透水がそれぞれ地表面に到達している。

実験開始約 3 分後には法尻から少し離れた位置で砂が噴き出すポイリング現象が確認され、(3 分 10 秒: 図中点線で囲んだ部分) その領域は徐々に排水口方向に広まって行く。4 分 10 秒後には、法尻付近の領域 II の広い領域でもポイリング(液状化)が発生し、法尻部分では基礎地盤を巻き込む明瞭な円弧すべりが発生する。これは、法尻付近での液状化の発生により、法尻下部地盤の支持力が急激に減少したためであると考えられる。その後、円弧すべりにより明確なすべり境界(すべり線)が見られるが、それに囲まれたすべり土塊は徐々に斜め下にすべり落ち、領域 II まで滑り込む現象が見られる(4 分 30 秒)。これも、すべり線以下の地盤における液状化の発生による支持力の低下に起因するものと考えられる。さらにその約 30 秒後にも、基礎地盤の液状化に起因すると考えられる比較的深い円弧すべりが発生している(5 分: 矢印で示した部分)。なお、この過程では、堤体のすべり崩壊に伴い、基礎地盤の広い領域で堤体内部に向かってポイリング(液状化)が進行して行くことが観察できた。これは、円弧すべりの発生による緩勾配化により、領域 I から地盤表層までの距離が短くなることによって、法面下の領域 II の基礎地盤の動水勾配が増大するためであると考えられる。基礎地盤を巻

き込む大きなすべり崩壊も、その基礎地盤の液状化に起因している。

その後(5 分 10 秒以後)も、比較的大きな円弧すべりが断続的に天端に向かって伝播する進行性破壊が確認できるが、これらは基礎地盤の液状化を伴っていない。さらに、5 分 20 秒後からは、基礎地盤まで滑り込むようなすべりは発生せず、法面の表層のみですべり崩壊が次々と発生して行き、天端ぎりぎりまで変形が続く。

これらの現象をまとめると、Case_2 における堤防の破壊形態は二種類に分けることができる。一つは、実験開始後 3 分 10 秒から 5 分までの基礎地盤の液状化を伴う円弧すべりで、二つ目は、5 分 20 秒以後の泥濁化による表層すべりである。本ケースでは、基礎地盤領域 I に高透水性地盤を設けることによって、同領域に高い水頭が作用し、局所的に動水勾配が大きくなるため基礎地盤領域 II にポイリングが発生し、一部表層まで貫通する水みちも確認できた。法先の支持力が低下したため、法面は基礎地盤に滑り込むような、大きい円弧すべりを引き起こす。また、円弧すべりの発生に伴う緩勾配化により、堤体地盤が次々と限界動水勾配に達するためポイリングの領域が広まって行き、それに伴う円弧すべりも引き続き発生する。しかし、法面上部では堤体への浸透のみによる、法面の泥濁化を伴う表層すべりが発生している。

以上から、非常に透水性が高い基礎地盤が存在する場合は、局所的に動水勾配が上昇し、基礎地盤のポイリングの発生に伴い法面全体のすべり崩壊に発展する恐れがあると言える。

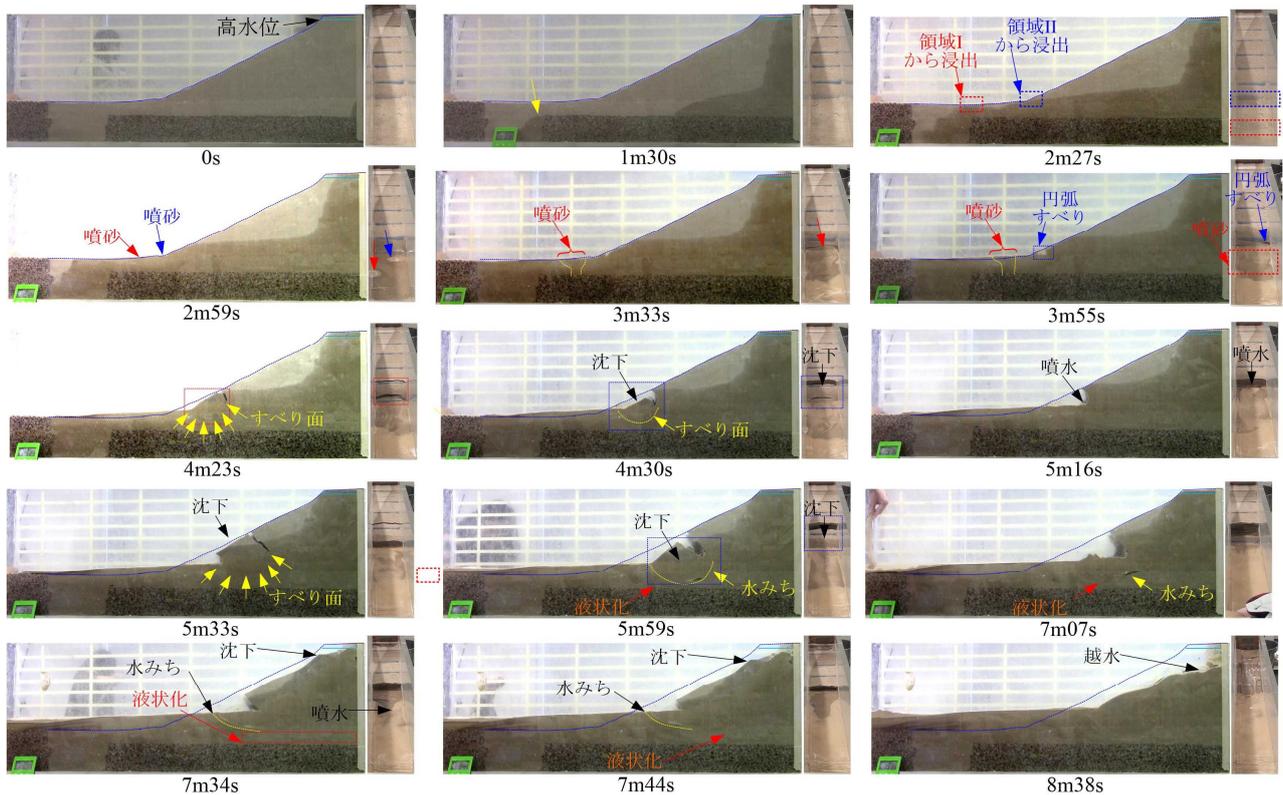


写真 3 Case_3 における浸透破壊過程

3.3 Case_3 における浸透破壊過程

Case_3 では、領域 I, II では Case_2 とほぼ同じ浸透過程が見られるが、堤体（領域 II）材料の浸透性が低いため、基礎地盤から水が浸出した際、堤体の大部分はまだ浸透が進んでいない。実験開始約 3 分後に Case_2 とほぼ同じ位置で噴砂が発生し、法尻付近の領域 I が液状化し、Case_2 と同様に法尻で小さな円弧すべりが確認できた（3 分 55 秒：点線で囲んだ部分）。4 分 30 秒で堤体に亀裂が生じ、ブロック状に土塊が破壊しつつ、基礎地盤に沈み込んだ。5 分 33 秒にはさらに法面上部で大きな亀裂が発生し、堤体から離脱した大きなブロックが液状化した基礎地盤領域 II に沈み、それに伴いブロック下側に沿って流れる水みちが確認された。7 分過ぎには天端を含む大きなすべりが発生し、7 分 44 秒にはブロックの下部に領域 II から法尻を結ぶような長い水みちが確認され、その水みちにより囲まれた崩壊土塊は一気に基礎地盤領域 II に沈みこむ。これにより天端が大きく沈下し、堤防は越流により崩壊した。すなわち、Case_3 では液状化して支持力を喪失した基礎地盤に、すべり土塊が沈み込むことによって順次泥滓化し、それがさらに堤体内部まで基礎地盤の液状化を伝播させ、決壊に至るような堤体変状に進展する。

Case_3 では Case_2 と共通して、大きな動水勾配の集中によって基礎地盤がボイリング（液状化）することにより、堤体に基礎地盤を巻き込むすべり破壊が発生しているが、Case_3 で発生したすべり土塊の規模は非常に大きく、最終的には天端まで巻き込むような大きいすべり崩壊が発生している。これは、Case_3 における堤体材料は透水性が低

く、不飽和状態ではサクシオンによる粘性が高いため、浸潤によってすぐに泥滓化は起こらず、基礎地盤のボイリングに伴う不安定化によって亀裂を伴うブロック状の崩壊が発生するためであると考えられる。

4. まとめ

非常に高い透水性の基礎地盤の上に、比較的透水性の低い地盤が存在することにより、法尻付近に大きな上向き動水勾配が発生し、基礎地盤が液状化（有効応力を喪失した状態）する。それによって、法尻付近の崩壊が始まり、その小崩壊をトリガーとして、基礎地盤を巻き込むすべり破壊や基礎地盤の堤体陥没が生じ、やがて堤防決壊に至らしめようとする堤体変状が発生する可能性が本模型実験によって示された。今回の実験では、高い透水性基礎地盤を行き止まり状態で配置したが、今後はそればかりではなく、基礎地盤上部の被覆土層の条件も検討し、上記の堤防変状に結びつく実地盤での境界条件の一般性を明らかにする。

参考文献

- 1) 矢部川堤防調査委員会報告書, 2013.
- 2) 第2回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム災害報告特別セッション配付資料, 2014.
- 3) 大角ら: 梯川古府地先漏水対策について, 平成26年度北陸地方整備局事業研究発表会, 2014.
- 4) 齊藤ら: 透水性基盤のパイピングとすべりに着目した河川堤防の安定性, 第2回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム, 2014.
- 5) 倉田ら: 透水性基礎地盤に起因する河川堤防の進行性破壊に関する模型実験, 河川技術論文集, 第21巻, pp.361-366. 2015.

既設群杭基礎の地盤部分改良工法の耐震補強効果に関する研究

Research on seismic enhancement effect of partial-ground-improvement method for existed group-pile foundation

西遥輝¹, 岡良亮², Kheradi Hamayoon¹, 張鋒³

¹名古屋工業大学・大学院・創成シミュレーション工学専攻

²株式会社大林組

³名古屋工業大学・大学院・工学研究科・E-mail: cho.ho@nitech.ac.jp

概 要

本研究では、先端支持杭の耐震対策として杭基礎周辺地盤をセメント等で部分的に改良する工法の耐震補強効果を 1G 場振動台実験装置を用いたモデル実験と数値解析により検討した。さらに 3 次元弾塑性動的 FEM 解析を用いて実スケール場において数値実験を行い、種々の地盤改良仕様について工法の改良効果の違いを検討した。その結果、無補強のケースにおいて杭頭部で大きな曲げモーメントを生じたが、改良したケースにおいては同箇所の曲げモーメントが抑制され、耐震補強効果が確認された。また、地層境においても無補強のケースでは大きな曲げモーメントを生じていたが、地層境周辺を改良することで同箇所の曲げモーメントが抑制され、特に液状化地盤において明確な補強効果が確認された。

キーワード：群杭基礎，耐震補強，有限要素解析

1. はじめに

杭基礎の損傷は構造物の性能を著しく低下させるだけでなく、復旧や調査にも多大なコストや労力を要するため、我が国においても 1995 年に起きた兵庫県南部地震以降、杭基礎構造物の効果的な耐震補強方法の確立が望まれている。特に既設杭基礎構造物の耐震補強は用地や構造体そのものの制約条件が厳しいため、施工が比較的容易であり効果的な耐震補強方法の確立は困難を極めている。

このような背景の中、本研究では既設杭基礎構造物を対象とした耐震補強対策について、杭基礎周辺の部分的な地盤改良に着目した。この耐震補強対策は、杭基礎周辺地盤をセメント等で部分的に改良し、改良体により杭基礎を拘束・補強する工法である¹⁾。特徴として、従来の補強工法に比べ、増し杭やフーチングの拡幅を必要としないため、施工条件や経済性の面で有利であるという点などが挙げられる。本稿では、種々の地盤改良の仕様について、杭基礎の耐震補強効果を実構造物の 1/50 スケールを想定した 1G 場における振動台実験を行うことにより検証した。さらに実験と同様の条件下で 3 次元動的 FEM 解析も実施した後、実スケールまで拡張した数値実験を実施し、上部構造・杭基礎・地盤一体系の耐震評価を行った。既往の研究では、改良深度の検討²⁾³⁾や実験における再現性の確認⁴⁾についての研究が行われている。

2. 振動台実験による群杭基礎耐震補強効果の検討

2.1 実験概要

本実験は 1G 場振動台実験装置、せん断土槽およびモデル構造物を用いて行った。振動台実験装置は空圧式加振装置であり、主な性能は、最大空圧：1.0MPa、最大振幅：0.05m、最大加振重量：18kN、最大加振加速度：9.8m/sec²である。せん断土槽は、加振方向 1.2m、奥行方向 1.0m、高さ 0.8m で構成されており、実地盤での挙動に近づけるため一層 0.03m×25 層からなる格子枠にゴム板を固定させている。実験で用いる構造物は、実構造物に相似則を適用した上部構造物と杭基礎構造物からなる 1/50 スケールのモデル構造物となっている(表 1 および図 1)。ここで、杭下端部はウレタンブッシュ構造とし回転を許す構造となっている。

表 1 構造物モデル

項目	実物寸法	模型寸法	相似比
杭径 (m)	1.00	0.02	50
杭の厚み (m)	0.014	0.001	14
杭長 (m)	25.00	0.50	50
杭間隔 (m)	3.00	0.05	50
杭の曲げ剛性 (N・m ²)	1.11E+09	1.89E+02	5.87E+05
上部工の質量 (kg)	750000.00	6.00	125000
橋脚長 (m)	7.50	0.15	50
フーチング幅 (m)	9.00	0.18	50
フーチング厚さ (m)	2.50	0.05	50

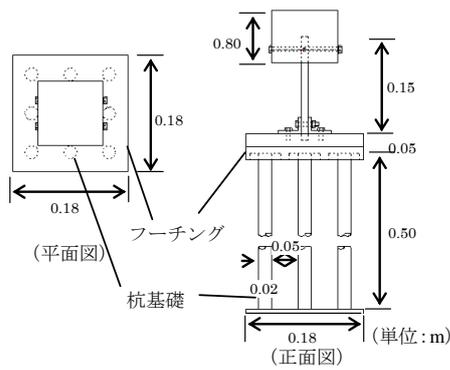


図1 構造物模型

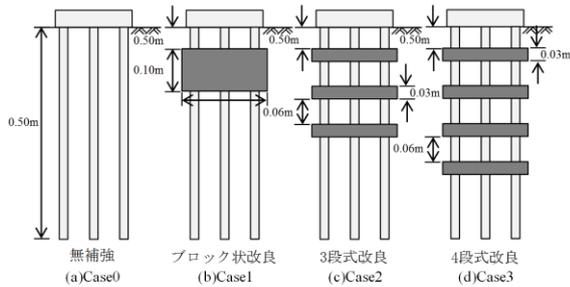


図2 実験ケース

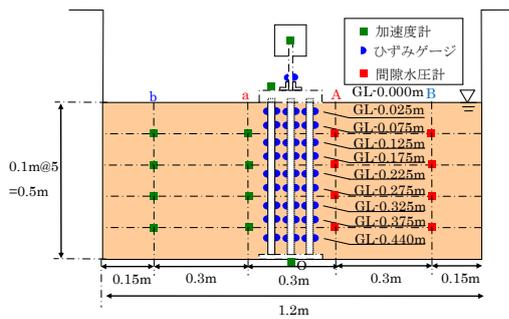


図3 計測機器設置箇所

表2 計測機器設置一覧

項目	設置位置	
ひずみゲージ	中心杭	9 深度×3 箇所
	橋脚	1 箇所
加速度計	振動台	1 箇所
	地盤	4 深度×2 箇所
	フーチング	1 箇所
間隙水圧計	上部構造物	1 箇所
	地盤	4 深度×2 箇所

2.2 実験条件

入力加速度は 2m/sec^2 程度で周波数 4Hz の振動を 10 秒間とした。モデル地盤には豊浦標準砂を用いた。乾燥地盤は空中落下法、飽和地盤は水中落下法でそれぞれ作製し、相対密度はそれぞれ 79.8%、24.2% とした。

地盤改良による部分固化には一軸圧縮試験を行った結果、豊浦標準砂と藤森粘土を 8:2 の割合で混合し、さらにセメントを重量比で 3% 混合したものを用いた。なお、改良体の一軸圧縮強度は 600kN/m^2 であった。実験パターンは図 2 に示すように、無補強(Case0)、ブロック状改良(Case1)、薄層 3 段式改良(Case2)、薄層 4 段式改良(Case3) の計 4 ケースについて実験を行い、比較検討を行った。

実験における計測データとして加速度、間隙水圧、およ

び杭のひずみを測定した。測定機器の設置位置を表 2 および図 3 に示す。計測したひずみのデータより曲げモーメント、軸力、杭変位を計算した。

2.3 実験結果および考察

無補強(Case0)における乾燥地盤および飽和地盤の入力加速度をそれぞれ図 4 に示す。なお、入力加速度は全てのケースにおいてほぼ同程度であった。

図 5 および図 6 にそれぞれ乾燥地盤および飽和地盤における L, C, R 各杭のうち最大曲げモーメントが計測された時刻における曲げモーメント分布を示す。無補強(Case0)のケースにおいて乾燥地盤および飽和地盤において杭頭部で曲げモーメントが最大となる一方で、改良したケースでは両地盤において杭頭部の曲げモーメントが抑えられている。また、乾燥地盤において図 5(c)Case2 より、同程度の改良土量であっても改良範囲を広げることで、その範囲において改良効果を与えることが確認された。

また図 6 より飽和地盤において、改良体を多段にすることで曲げモーメントが抑えられる領域は広がるが、改良体下端部付近では大きな曲げモーメントが生じていることが分かる。これは、液状化によって深い場所においても地盤の剛性が小さく、改良体により拘束されている下端部で振動台からの加速度の影響を受けたためであると考えられる。

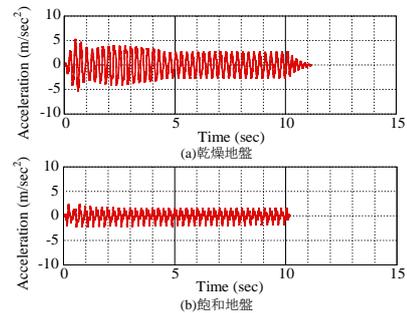


図4 入力加速度

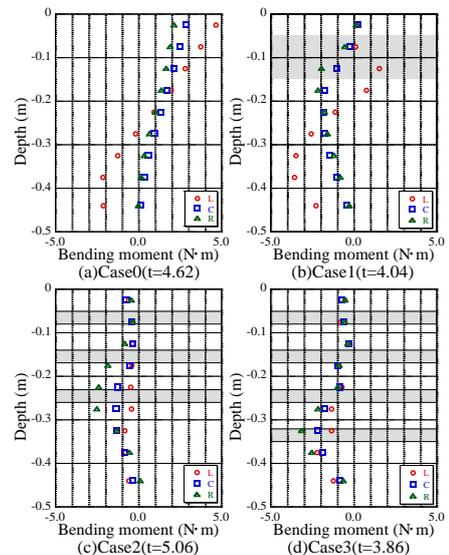


図5 最大値発生時の曲げモーメント深度分布(乾燥)

表 3 地盤材料パラメータ

Compression index λ	0.05
Swelling index κ	0.0064
Stress ratio at critical State R_f	3.3
Void ratio N ($p'=98\text{kPa}$ on N.C.L)	0.87
Poisson's ratio ν	0.3
Degradation parameter of overconsolidation state m	0.01
Degradation parameter of structure a	0.5
Evolution parameter of anisotropy b_r	1.5
Initial degree of structure R	0.99
Initial degree of overconsolidation $1/R_0$ (dry, saturation)	7.5,3.0
Initial anisotropy ξ_0	0

3.2 解析結果

図 8 に乾燥条件における杭頭部(GL-0.025m)および Case1 において改良体下端部にあたる箇所(GL-0.175m)の C 杭曲げモーメント時刻歴の実験結果と解析結果を示す。なお、左の杭を L 杭, 中央の杭を C 杭, 右の杭を R 杭としている。図 8 より無補強の Case0 では杭頭部で大きな曲げモーメントが発生していることがわかる。一方, Case1 の改良ケースでは杭頭部で曲げモーメントが抑制されている。これは, 改良体により杭変形が抑えられたためである。また, 図 8 よりこれらの傾向は実験と解析で同様の結果となっていることがわかる。図 9 に乾燥条件で, 解析において曲げモーメントが最大を計測した時刻における曲げモーメント分布の実験結果と解析結果の比較を示す。図 9 より実験と解析の比較をみると, 杭頭部において曲げモーメントが抑えられ, 改良体の下端部において曲げモーメントが増大するという同様の傾向が確認された。また, 改良を多段にしたケースでは, 改良効果も深度方向に広がった。

図 10 に飽和条件 Case0 の地点 A(R 杭より 8cm の地点)における過剰間隙水圧比時刻歴の実験と解析の比較を示す。実験結果では加振開始直後に間隙水圧が急上昇したが, 解析結果では比較的緩やかに間隙水圧が上昇しており, 実験結果と解析結果では地盤の剛性低下の速さに違いがみられた。図 11 に飽和条件における杭頭部(GL-0.025m)および Case1 において改良体下端部にあたる箇所(GL-0.175m)の C 杭曲げモーメント時刻歴の実験結果と解析結果を示す。間隙水圧上昇速さの違いにより加振開始直後には実験と解析の結果に違いが見られるが, それ以降両者の結果は概ね一致している。図 12 に飽和条件で解析において曲げモーメントが最大を計測した時刻における曲げモーメント分布の実験結果と解析結果の比較を示す。実験結果および解析結果ともに, 無補強 Case0 では杭頭部で曲げモーメントが最大となり, 改良したケースでは改良体下端部で最大の曲げモーメントを生じるという同様の傾向が確認された。

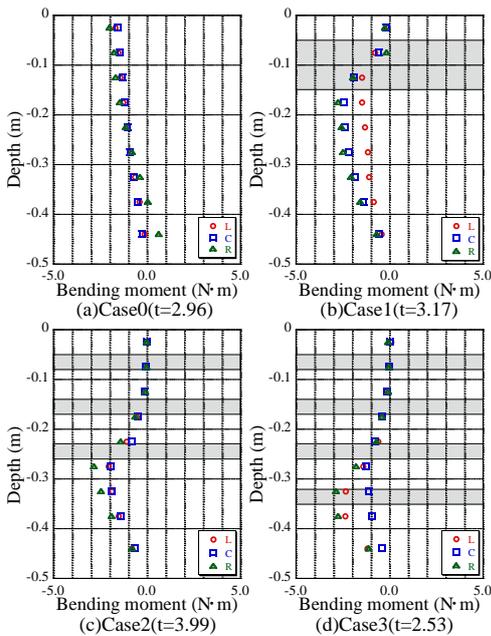


図 6 最大値発生時の曲げモーメント深度分布(飽和)

3. 1G 振動台実験のシミュレーション

3.1 解析条件

解析には土・水連成を考慮した弾塑性有限要素解析コード DBLEAVE⁵⁾を用いた。図 7 に 3次元解析メッシュ(節点数 24648, 要素数 21735)を示す。この解析メッシュは奥行方向の対称性を考慮して手前面を半断面とした。地盤は実験と同様に均一な豊浦標準砂とし, 力学特性については回転硬化型弾塑性構成式 Cyclic mobility model⁶⁾を用いて表現した。地盤材料パラメータは表 3 に示す。杭模型は実験で用いたアルミパイプを AFD モデル⁷⁾および, ハイブリッド要素⁸⁾を用いてモデル化した。上部構造物を模擬した重りは 3kg の質点とした。また, セメントを混合して作製した改良体は一軸圧縮試験の結果から弾性係数 $E=1.0E5\text{kPa}$ の弾性体とした。解析ケースは実験と同様の図 2 に示すような計 4 ケースに対してそれぞれ乾燥条件と飽和条件のケースとした。Case1 を基本の改良パターンとして, Case2, 3 は改良体を多段に配置した。また, 解析における加振は, 実験において実際に振動台上で計測された図 4 の加速度を入力加速度としてメッシュの底面から与えた。

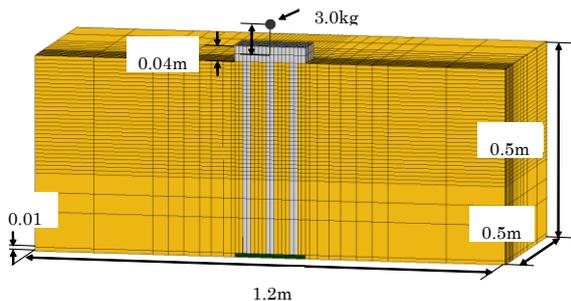
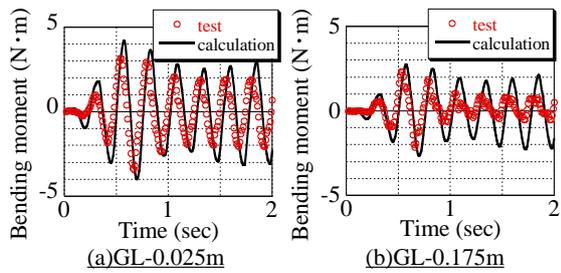
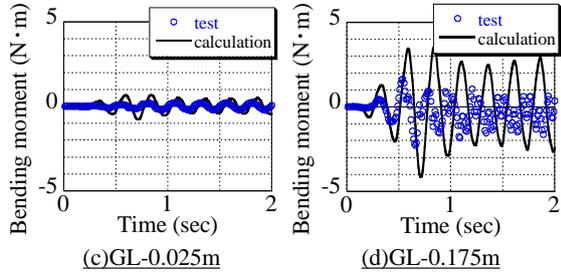


図 7 3次元解析メッシュ

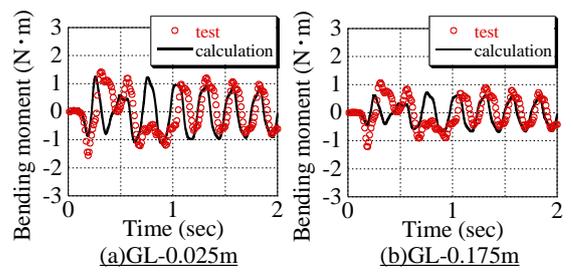


Case0 (無補強, C杭)

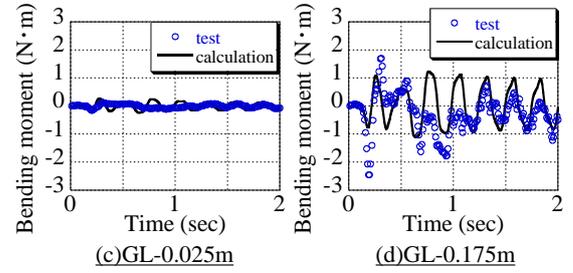


Case1 (ブロック状改良, C杭)

図 8 Case1, 2のC杭曲げモーメント時刻歴(乾燥)

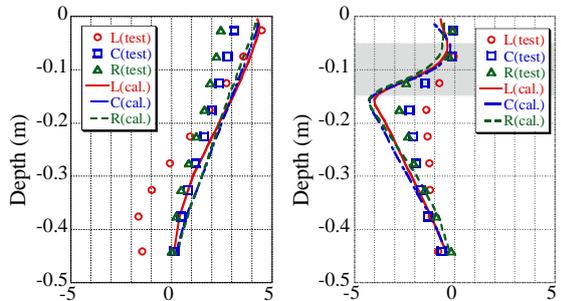


Case0 (無補強, C杭)

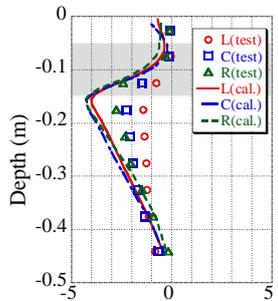


Case1 (ブロック状改良, C杭)

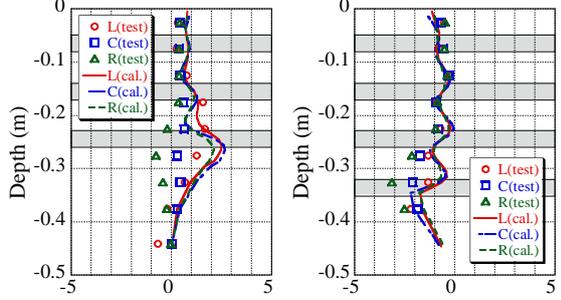
図 11 Case1, 2のC杭曲げモーメント時刻歴(飽和)



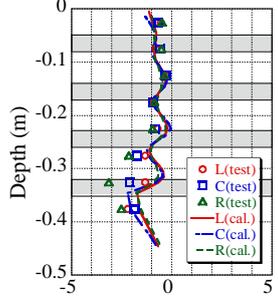
(a)Case0(t=0.71sec)



(b)Case1(t=0.71sec)

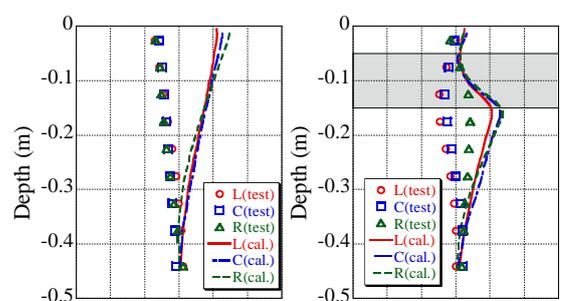


(c)Case2(t=1.25sec)

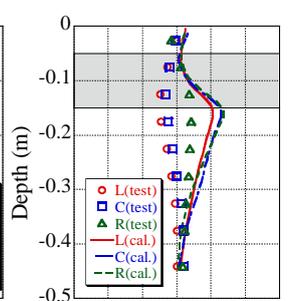


(d)Case3(t=0.70sec)

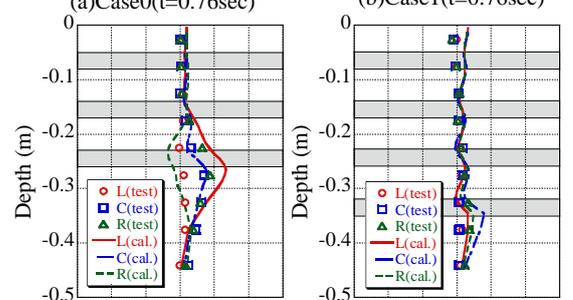
図 9 曲げモーメント分布実験・解析の比較(乾燥)



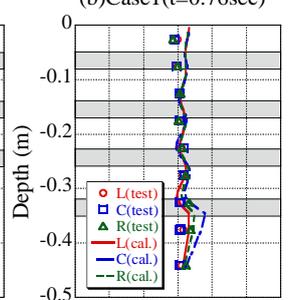
(a)Case0(t=0.76sec)



(b)Case1(t=0.76sec)



(c)Case2(t=3.85sec)



(d)Case3(t=0.76sec)

図 12 曲げモーメント分布実験・解析の比較(飽和)

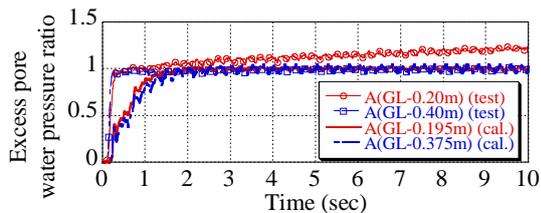


図 10 過剰間隙水圧比の時刻歴の実験・解析比較(Case0)

4. 実スケール地盤における数値実験

4.1 解析条件

数値実験は DBLEAVE を用いた 3次元動的弾塑性 FEM 解析を用いて行った。図 13 に解析メッシュ(節点数 15612, 要素数 13680)を示す。また, 解析は奥行方向の対称性を考慮して半断面として計算を行った。上部構造物は 600t(実桁重量の半分)の質点としてモデル化した。また, 杭先端は支持層に 1.5m 貫入させた。力学特性については, 地盤

に Cyclic mobility model を適用し、コンクリート杭には AFD モデルおよび、ハイブリッド要素を用いた。各パラメータを表 4～表 6 に示し、杭の配置図を図 14 に示す。また、改良体は弾性係数 $E=1.0E5kPa$ の弾性体とした。解析ケースは図 15 に示すような計 4 ケースに対してそれぞれ乾燥条件と飽和条件のケースとした。補強パターンは Case1 を基本の改良パターンとして、Case2, 3 は Case1 と同じ改良土量で成層地盤の層境を考慮して多段に改良体を配置した。地震動は図 16 の加速度を用いた。

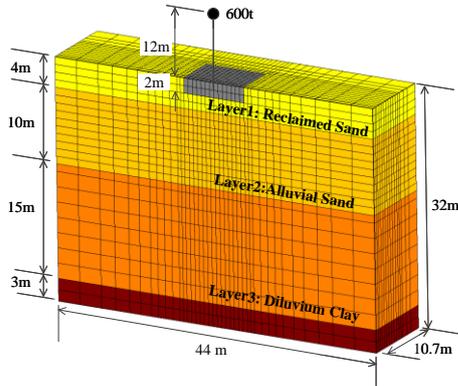


図 13 解析メッシュ

表 4 地盤材料パラメータ

Soil	R_f	ν	N	λ	κ	m	m^*	b_r
Layer 1	3.3	0.30	0.87	0.05	0.0064	0.01	0.50	1.5
Layer 2	3.3	0.30	0.87	0.05	0.0064	0.01	0.50	1.5
Layer 3	3.3	0.40	0.88	0.083	0.0035	1.1	0.020	0.50

表 5 状態変数の初期値

Soil	OCR	R_0^*	ξ_0	γ (kN/m ³)	k (m/sec)
Layer 1	2.0	0.75	0.00	18	1.0×10^{-4}
Layer 2	5.0, 8.0, 15	0.75	0.00	17	1.0×10^{-4}
Layer 3	2.0	0.75	0.00	17	1.0×10^{-4}

表 6 杭部材の諸元

Compressive strength of concrete:	$\sigma_c=3.8E04$ kPa
Tensile strength of concrete:	$\sigma_t=3.0E03$ kPa
Young's modulus of concrete:	$E_c=3.0E07$ kPa
Yielding strength of steel:	$\sigma_{yo}=3.4E05$ kPa
Young's modulus of steel:	$E_s=2.1E08$ kPa
Arrangement of the reinforcement:	
main: $\phi 29 \times 28$, hoop: $\phi 16 @ 300$, OB (overburden of RC): 15cm	

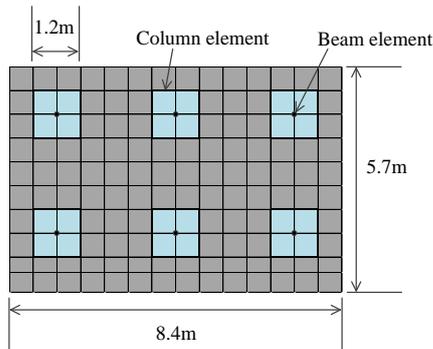


図 14 杭配置図

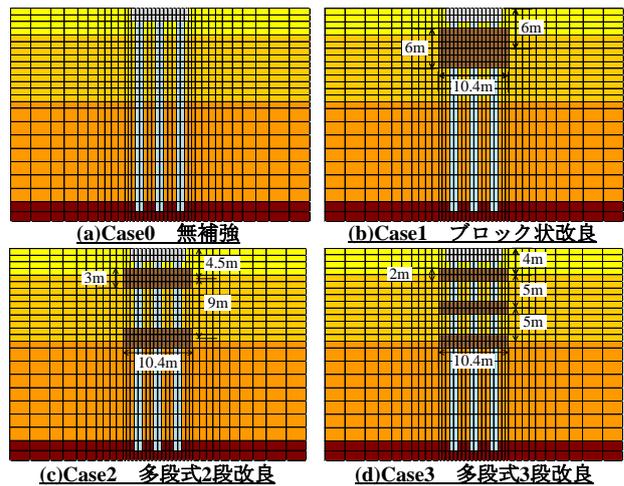


図 15 解析ケース

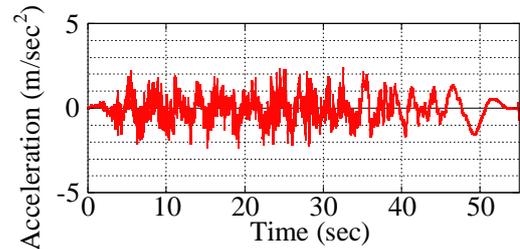


図 16 入力地震動

4.2 解析結果

図 17 に乾燥条件において最大値を計測した時刻における曲げモーメントの深度分布を示す。全ケースにおいて 36 秒付近で曲げモーメントが最大値を計測しているが、これは 36 秒付近で比較的大きな加速度が生じているためであると考えられる。Case0 の無補強ケースに着目すると、杭頭部で最大の曲げモーメント ($M=2.73MN \cdot m$) が発生しており、地層境 (GL-14m) 付近においても大きな値を示している。これは、それぞれフーチングと杭の剛結による作用と地盤の剛性差によるものであると考えられる。Case1 のブロック状改良では、改良体による杭の変形抑制効果により杭頭部の曲げモーメントが抑制されているが、一方で、地層境における曲げモーメントが Case0 より大きな値となった。Case2, 3 に着目すると Case0, 1 と比較して地層境における曲げモーメントが低減している。このことから多層地盤の層境に改良体を配置することで、効果的に耐震補強効果が得られることがわかった。図 20 により最大曲げモーメントを各ケースで比較すると、どの改良ケースにおいても、Case0 無補強ケースと比較して曲げモーメントの低減が確認された。

図 18 に飽和条件において最大値を計測した時刻における曲げモーメントの深度分布を示す。4 ケース中 3 ケースにおいて 50 秒付近で曲げモーメントが最大値を計測しているが、これは、50 秒付近で比較的大きな長周期の加速度が生じており、共振に近い状態となったためだと考えられる。また、図 19 に最大の曲げモーメントを計測した時刻付近である 36 秒、および 50 秒の過剰間隙水圧比の分布を示す。どちらの場合も上層の砂層の過剰間隙水圧比が 1.0 に達しており液化化していることがわかる。また、下部の粘土層

も液状化には至っていないものの、有効応力が減少していることがわかる。図 18 の Case0 に着目すると、杭頭部および地層境(GL-14m)付近で大きな曲げモーメントが生じていることがわかる。また、乾燥条件の場合と比較して曲げモーメント最大値が大きくなっているが、これは地盤の液状化により地盤の抵抗が小さくなり、杭が変形しやすくなったためだと考えられる。Case1 のブロック状改良では、改良体による杭の変形抑制効果により杭頭部の曲げモーメントが抑制されているが、一方で、改良体を配置していない地層境では比較的大きな曲げモーメントが発生した。Case2, 3 に着目すると Case0, 1 と比較して地層境における曲げモーメントが低減しており、地層境に改良体を配置することで、耐震補強効果が得られた。図 20 により最大曲げモーメントを比較すると、改良体を多段に配置したケースでより大きな耐震補強効果を確認した。

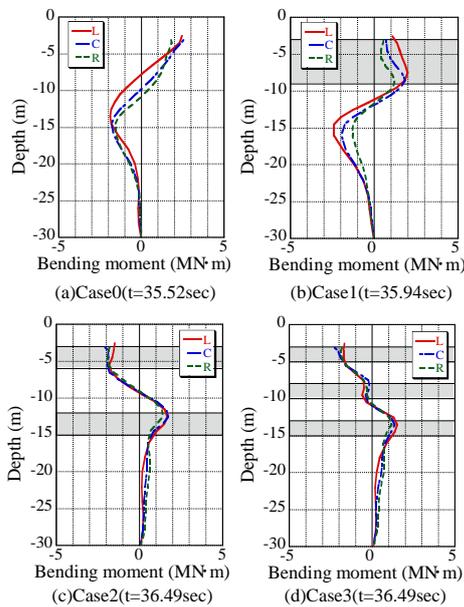


図 17 曲げモーメント分布(乾燥)

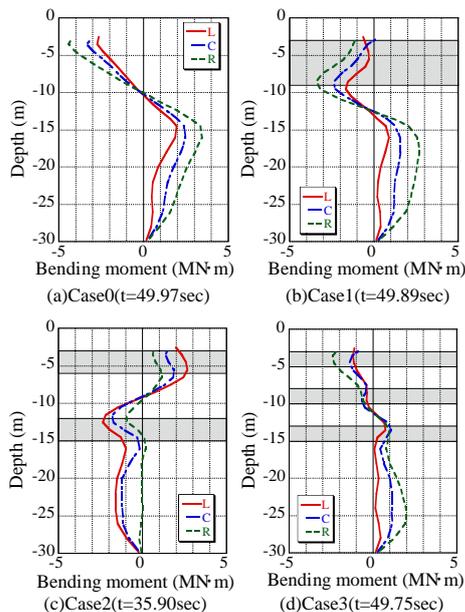


図 18 曲げモーメント分布(飽和)

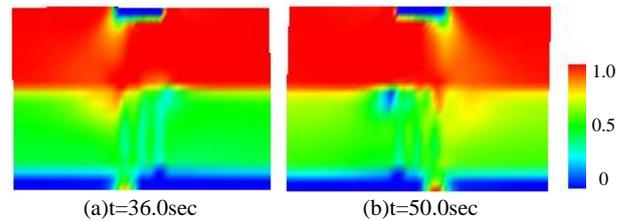


図 19 過剰間隙水圧分布(Case0)

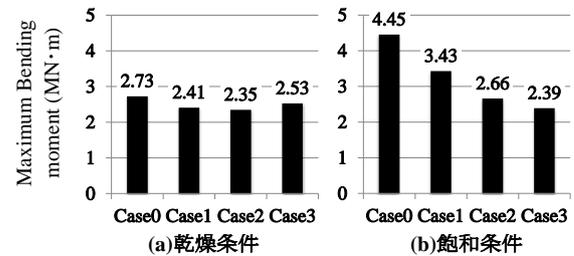


図 20 最大曲げモーメントの比較

5. まとめ

本稿では、地盤の部分改良による杭基礎の耐震補強工法に着目して、1G 振動台実験を用いたモデル実験および 3 次元動的 FEM 解析による 1G 場振動台実験のシミュレーション解析を行った上で、FEM 解析を実物スケールまで拡張して数値実験を実施した。その結果、液状化地盤において同工法による杭の曲げモーメント低減効果が確認された。また、改良を多段にすることで曲げモーメント低減効果が大きくなることも確認した。

参考文献

- Adachi, Y. (2009): A study on damage mechanism of pile foundations at earthquake and the development of earthquake resistant reinforcement method, Doctoral dissertation, Toyohashi University of Technology.
- 中村圭佑・陳英芝・包小華・近藤祥光・張鋒：既設群杭基礎における地盤の部分固化工法の数値実験—その 1, 第 45 回地盤工学研究発表会発表講演集, 1167-1168.
- 近藤祥光・陳英芝・包小華・中村圭佑・張鋒：既設群杭基礎における地盤の部分固化工法の数値実験—その 2, 第 45 回地盤工学研究発表会発表講演集, 1169-1170.
- 岡良亮・小島崇裕・Kheradi H・張鋒：1G 場振動台実験機を用いた杭基礎耐震補強効果の検証実験の再現性, 平成 25 年度土木学会中部支部研究発表会, III-19.
- Ye, B., Ye, G. L., Zhang, F. and Yashima, A. : Experiment and numerical simulation of repeated liquefaction-consolidation of sand, Soils and Foundations, Vol.47, No.3, pp.547-558, 2007.
- Zhang, F., Ye, B., Noda, T., Nakano, M. and Nakai, K. (2007) : Explanation of cyclic mobility of soils: Approach by stress-induced anisotropy, Soils and Foundations, Vol.47, No.4, 635-648.
- Zhang, F. and Kimura, M. : Numerical prediction of the dynamic behavior s of an RC group-pile foundation, Soils and Foundations, Vol.42, No.3, pp.72-92, 2002.
- Zhang, F., Kimura, M., Nakai, T. and Hoshikawa, T. : Mechanical Behavior of Pile Foundations Subjected to Cyclic Lateral Loading Up to the Ultimate State, Soils and Foundations, Vol. 40, No. 5, pp.1-17, 2000.

擁壁のための杭基礎の許容変位を考慮したたわみ挙動解析 (Deflection analysis of pile foundation for retaining wall regarding acceptable displacement)

岩越恭平¹，三浦均也²，栗田和博³，松田達也²

- 1 豊橋技術科学大学 大学院工学研究科 建築・都市システム学専攻 k133508@edu.tut.ac.jp
 2 豊橋技術科学大学 建築・都市システム学系 地盤防災講座
 3 株式会社サインファースト

概 要

擁壁は、主要部材の材料や形状、力学的なメカニズムなどにより様々に細分化されており、用途や場所によって使い分けられる。一般的によく採用される形式は重力式擁壁や片持ばり式擁壁などであるが、周辺環境によっては施工法や経済性において問題点がある。代表的な基礎構造の一つに杭基礎があげられるが、水平荷重を受ける杭のたわみ挙動を解析する際に広く用いられるのが Chang の公式である。Chang の公式はこれまで多くの設計で実績を残しているが、条件によっては必要以上に杭長が長くなる傾向があり、また杭の剛性を大きくするほど杭長が長くなるという不合理な点も有する。それらの問題点を解消するために重複反射法を用いた杭基礎の設計法が既往の研究で提案された。本研究では、杭基礎の設計法を擁壁に応用するための基礎的研究として、擁壁における許容杭頭変位、および対応した地盤反力係数の低減方法、杭断面と杭長の妥当な決定方法を検討する。

キーワード：擁壁，杭基礎，許容杭頭変位

1. はじめに

起伏が多い山岳部や、都市部の住宅地や道路周辺におけるまで、種々の土木構造物の建設に関連して擁壁は日常的によく見かける。擁壁は、主要部材の材料や形状、力学的なメカニズムなどにより様々に細分化されており、用途や場所によって使い分けられる。

一般的によく採用される形式は重力式擁壁や片持ばり式擁壁などである。道路土工一擁壁工指針によると、支持地盤や背後の盛土と一体となって挙動する直接基礎が望ましいとされている。しかし、擁壁を支持する地盤が軟弱地盤である場合、地盤の支持力は十分に期待できない。その場合、良質な支持層が現れるまで地盤を掘削し、良質な置き換え土やコンクリート底版（フーチング）を設けて、その上に擁壁を設置する。上記の方法は比較的容易であり経済的に有利になりうるが、しかし以下のような問題点も挙げられる。

- ① 地盤掘削による斜面崩壊
- ② 施工による交通規制
- ③ 工期の長期化
- ④ 地下構造物などの障害

代表的な基礎構造の一つに杭基礎があげられるが、他の工法に比べて地盤条件・周辺環境条件の影響を受けやすい。

水平荷重を受ける杭のたわみ挙動を解析する際に広く用いられるのが Chang の公式である。Chang の公式はこれまで多くの設計で実績を残しており、実際に多数の杭の設計において使用されてきた。しかし、Chang の公式は条件によっては必要以上に杭長が長くなる傾向がある。これは、地盤を均質、そして杭の長さを半無限大と仮定し、計算を簡略化しているからである。杭を必要以上に長くすることは不経済であり、設計においてあまり適さない。

これらの問題点を解消するために重複反射法を用いた杭基礎の設計法が既往の研究¹⁾された。重複反射法を用いることで多層地盤における水平荷重を受ける有限鉛直杭のたわみ挙動解析法を誘導することができる。

そこで本研究では、重複反射法を用いた杭基礎の設計法を擁壁に応用し、重力式基礎がもつ施工面や経済面の問題点を解消するために杭基礎を用いた擁壁の設計法を提案する。通常重力式基礎では大量なコンクリートを使用するため、工期が長いなどの根本的な問題がある。本研究で用いる擁壁はプレキャストパネル化して薄型とし、土圧を杭で支持することによって、盛り土の拡幅や傾斜地での利用等において優位性が期待できる。看板や交通標識などが考慮する風荷重は交番して作用するため、設計では通常許容応力度 F を用いる。擁壁では、土圧は長期荷重であるため設計では長期許容応力度 $F/1.5$ を用いる。

看板や交通標識の設計において許容杭頭変位は検討すべき項目の一つであるが、一般の擁壁では杭頭の許容変位量は規定しないものとされている²⁾。そこで、擁壁における許容杭頭変位の設定方法、および対応した地盤反力係数の低減方法、杭断面と杭長の妥当な決定方法を検討する。

2. 重複反射法を用いたたわみ挙動解析法

2.1 重複反射理論の適用

本研究では、地震波のS波が基盤とその上部地表層との境界面や地表面で反射と透過を繰り返す現象を利用した、鉛直下方から入射する任意波動から地盤振動を解く重複反射理論を採用する。よって重複反射法とは、地盤を水平成層構造としてモデル化し、その中を層境界で重複的に反射を繰り返しながら、鉛直方向に一次的に伝播する地震動を波動方程式に基づいて解析する。

地盤を層状地盤に、また有限長杭と考慮するため、地盤の層構造に合わせて杭を各要素に分割し、要素数に合わせた境界条件から四次のマトリックス方程式を誘導し、数値的にたわみ解析を行う。杭断面と杭長を使用して杭のたわみ量を計算するため、杭と地盤の相互作用を考慮し、かつ地盤条件・周辺環境に最適な杭断面と杭長を決定できる。

2.2 重複反射法と Chang の公式の比較

どちらの設計方法も水平荷重を受ける杭は弾性床上の梁理論を適用している。地盤を連続したバネに置き換えることによって、荷重に対する抵抗力は杭のたわみに比例する。また、杭のたわみ挙動方程式は以下ようになる。

$$-EI \frac{d^4 \delta}{dz^4} = p = kD\delta \quad (2.1)$$

ここで、杭材料のヤング率 E 、断面 2 次モーメント I 、杭のたわみ δ 、地表面からの深さ z 、杭の長さあたりの土圧 p 、地盤反力係数 k 、杭の外径 D とする。上記の微分方程式を解くと、杭のたわみ δ の一般解は以下の式であらわされる。

$$\delta(z) = e^{-\beta z} (a \cos \beta z + b \sin \beta z) + e^{\beta z} (c \cos \beta z + d \sin \beta z) \quad (2.2)$$

ここで

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kD}{4EI}} \quad (2.3)$$

であり、 β は杭の特性値と呼ばれる。また、たわみ角 θ 、曲げモーメント M 、せん断力 Q は以下ようになる。

$$\theta = -\frac{d\delta}{dz}, \quad M = EI \frac{d^2 \delta}{dz^2}, \quad Q = EI \frac{d^3 \delta}{dz^3} \quad (2.4)$$

【Chang の公式】

Chang の公式は杭を無限長と仮定しており、その時の杭先端のたわみとたわみ角は 0 とする。上記の仮定により式(2.2)は簡略化され、2つの未定定数のみが残り、境界条件によって容易に杭のたわみ δ の式が求まる。また、Chang の公式は以下のような性質がある。

- ・地盤調査結果を平均化し、一様地盤モデルとする

- ・杭のたわみ量は杭断面の関数
 - ・杭の剛性を大きくするほど、杭長は長く計算される
- 【重複反射法】

重複反射法は地盤を層状に、かつ有限長杭と設定し、その時の杭先端の曲げモーメントとせん断力は 0 とする。また、地盤層境界においてたわみ、たわみ角、せん断力、曲げモーメントは連続である。式(2.4)に式(2.2)を代入し整理すると、杭のたわみ挙動を表すマトリックス方程式が得られる。杭頭の載荷条件から杭の各断面における挙動を力学的に解いていくことが可能である。重複反射法にみられる特徴は以下のようなものがある。

- ・地盤調査結果に基づいた地盤モデルを設定
- ・たわみ量は杭断面と杭長の関数
- ・杭の剛性を小さくするほど、杭長は短く計算される

3. 地盤反力の変位依存性を考慮した重複反射法の拡張

地盤は様々な要素が絡み合い複雑である。特に軟弱地盤などは抵抗力が劣るため、強いせん断力が作用することで地盤構造が崩壊し、即座に破壊にまで至る。地盤は微小なひずみの領域から非線形性を示すため、解析する際には見過ごしてはならない特性である。

看板や交通標識の杭基礎の設計では、上部工において自

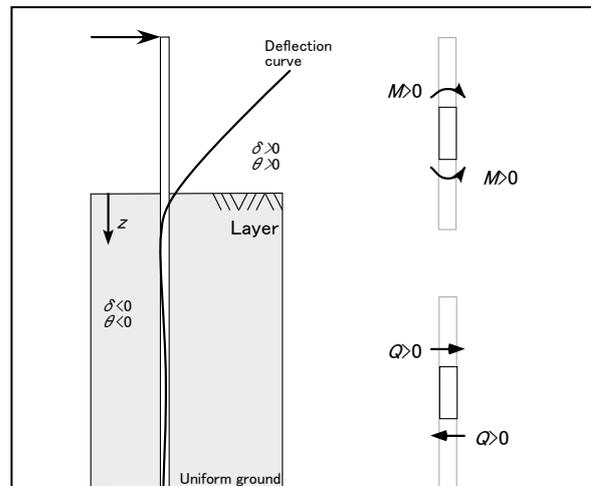


図1 一様地盤・無限長杭

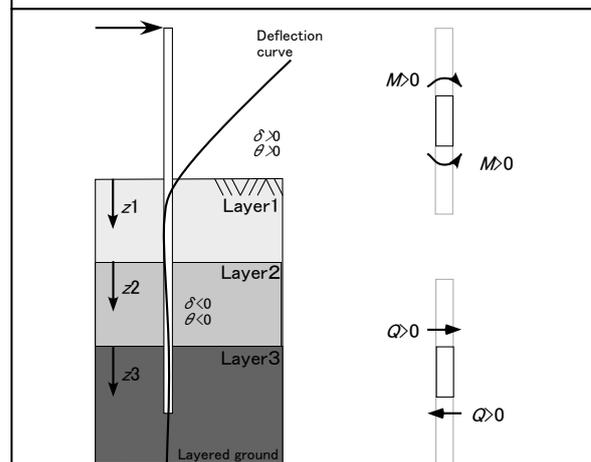


図2 層状地盤・有限長杭

重よりも板面が受ける風荷重である交番荷重を対象にしている。基礎の設計においては鉛直荷重の支持力よりも、水平荷重および回転モーメントに抵抗できるように設計される³⁾。そのため、地盤に顕著な塑性変形を生じない基準として、杭頭変位の許容値は1cmと規定されている²⁾。

しかし、擁壁が設計対象としている荷重は土圧や上載荷重など、一方向のみに作用する長期荷重である。また、擁壁の杭基礎の設計において一般の擁壁では、橋梁基礎のように上部構造から定まる許容変位量を規定する必要がないとして、杭頭における許容変位量を規定されていない⁴⁾。そこで本研究では、看板や交通標識の設計に定められている許容杭頭変位量よりも大きく設定し、設計範囲を拡大する。また、許容変位の拡張に伴って地盤反力係数も更改する必要がある。

3.1 地盤反力係数の変位依存性

杭頭に水平力を受けた時の杭頭の変位と、変位によって生じる水平地盤反力の関係を図3に表す。 δ_0 は杭頭変位の許容値である。杭と地盤の相互作用は杭頭の微小な変位から、弾塑性的で非線形性をもつ。杭頭変位と地盤反力の関係を以下に示す。

$$p/D = k\delta \Rightarrow p/D = k_0\sqrt{\delta_0} \cdot \sqrt{\delta} \quad (2.5)$$

$$\therefore k = \frac{k_0}{\sqrt{\delta/\delta_0}}$$

ここで、 p は杭の長さあたりの土圧、 D は杭径、 k は地盤反力係数、 δ は杭頭の変位、 k_0 は許容変位の時の地盤反力係数であり、以下の式で表す。

$$k_0 = \alpha \cdot E_0 \cdot D^{-3/4} \quad (2.6)$$

$$\alpha = 0.2, E_0 = 28N \text{ (from SPT test)}$$

ここで、 α を評価法によって決まる定数、 E_0 を変形係数、 N を標準貫入試験から得られたN値とする(道路橋示方書)。

式(2.5)より、変位の増加に対して地盤反力は非線形的に増加することがわかる。図4は杭の変位の増加に伴い地盤反力係数が減少している様子(変位依存性)を示している。図より、杭頭変位が1mmまでは地盤反力係数は一定であるが、それを超えると地盤反力係数は非線形な挙動を示している。杭頭変位の数式解の誘導は不可能であるため、数値解析における反復計算を行う必要がある。また、図5には上記のように杭と地盤の相互作用を弾性内に収める微小な変位を示しており、ここでは1mmと設定しており²⁾、それ以下では線形、それ以上では非線形として解析を行う。

$$k = \sqrt{10}k_0 \quad (\delta \leq 1\text{mm})$$

$$k = \frac{k_0}{\sqrt{\delta/\delta_0}} \quad (\delta > 1\text{mm}) \quad (2.7)$$

3.2 割線法による定式化とその解法

割線法とは非線形方程式を解く方法の一つである。挙動途中の曲線部分を無視して、最初の地点と任意の許容変位の時の地盤反力とを直線で結び、そのときにできた傾きをその許容変位に対する基準の地盤反力係数とみなす。

杭に作用する水平荷重が大きければ杭頭変位も増大するため、土圧などの大きな荷重が作用する場合、上記に示した許容変位1cm内に収めることは困難である。

図6に示すように、許容変位を大きくすると地盤反力係数は小さくなる。したがってある許容変位を設定し解析を行った結果、許容変位を超えるときは許容変位を再設定し解析を行い、許容変位内に収まるまで繰り返す必要がある。

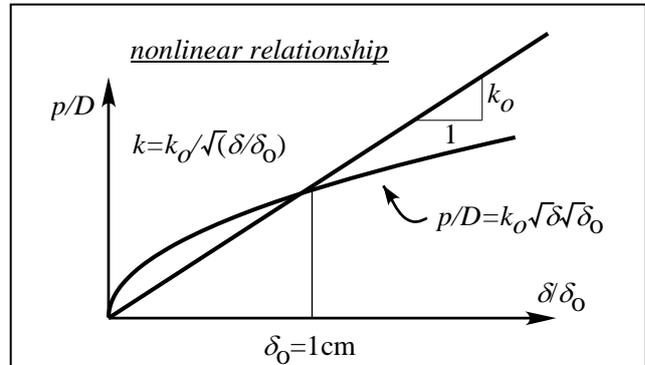


図3 地盤の変位—反力関係

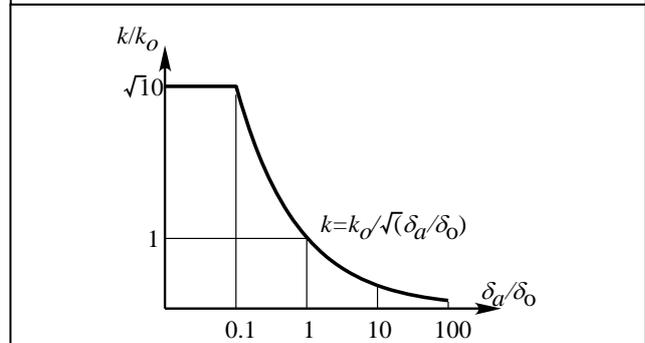


図4 地盤反力係数の変位依存性

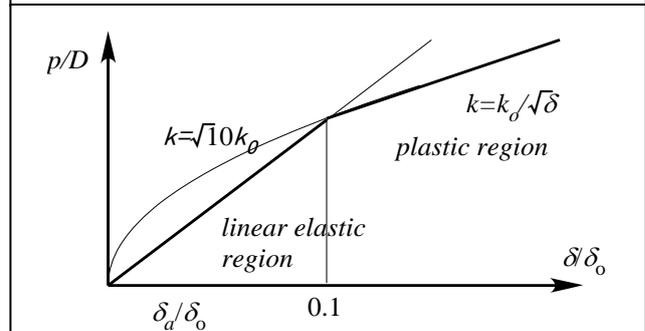


図5 微小変形における線形挙動

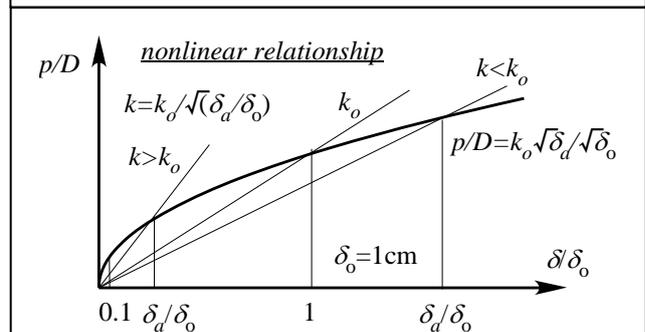


図6 割線法による地盤反力係数の決定

4. 擁壁の設計概説

研究室では看板や交通標識において、Chang の公式によってかわる重複反射法を用いた杭基礎の設計法を提案した。本研究では重複反射法を用いた杭基礎の設計法を擁壁に応用し、杭基礎の擁壁における新たな杭挙動解析法を提案する。この試みは前例が無く、よってまずは基礎となるもっとも単純、かつ理想的な条件を想定する。

本研究では水平荷重がかかる杭の水平抵抗を、弾性法を使用して評価している（図 7）。弾性床土上の梁として解析する方法であり、水平地盤反力係数と杭の変位を乗じて地盤反力を算定する。杭の変位が最大となるのは杭頭であり、また、地盤を弾性として扱うため水平地盤反力係数は地中のどこをとっても一定である。ゆえに杭頭で地盤反力が最大となる。ときに、杭に作用する受働土圧は三角形分布であり、深さが深くなるほど土圧は作用する。よって、杭頭付近で地盤反力が受働土圧よりも大きくなるという不合理が生じる。

また、解析における各条件は以下に示す。

【擁壁条件】

本研究で扱う擁壁の形式は取り扱いやすいように、直立で背面に摩擦が生じないパネル式擁壁とする（図 8）。擁壁高は 1~5m の 1m 毎に変化させ、荷重の変化による杭のたわみ挙動を検討する。

【杭基礎条件】

杭は角形鋼管で鋼材の規格を STK400 とする。杭の肉厚を 20mm、杭外径を 300~500mm の範囲で変化させる。杭断面の各定数の計算方法は、同研究室の柴田の論文を参考とする。杭の配置間隔を 2m とし、お互い均等に土圧を支持するものとする。

【地盤条件】

地盤は地層構造ではなく単層地盤とし、地盤の剛性は N 値で与えられるものとする。擁壁の背面に水平な裏込土をかかえており、乗載荷重は考慮しない。地下水位は十分に低いとして水圧は作用せず、裏込土のみによって一様な水平荷重が擁壁に作用する。裏込土の主な地盤定数を表 1 に

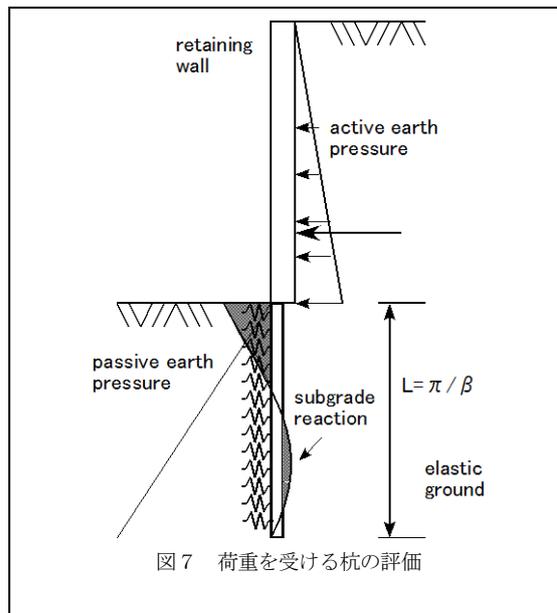


図 7 荷重を受ける杭の評価

示す。また、土圧はランキンの公式より算定する。

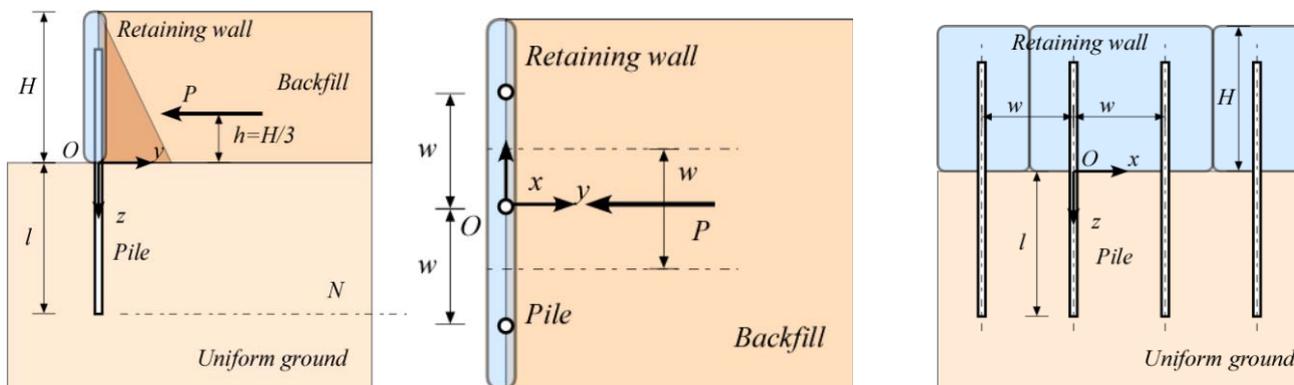
表 1 裏込土の地盤定数

密度	1900kg/m ³	地盤構造	均質地盤
内部摩擦角	30°	壁面摩擦角	0
粘着力	0		

5. 擁壁の試設計とその比較

本研究は 4 章に既述した条件を用いて、許容杭頭変位 1cm とした時、擁壁高さや杭の形式を変更し、杭頭変位が設定した許容値に達しないかを検討した。また、許容杭頭変位を拡大した時、杭のたわみ挙動を解析した。そして、それらの条件を満たすことのできる杭長を算出した。

5.1 許容値として、基準変位 1cm を用いた時の検討 看板や交通標識の設計に用いられる許容杭頭変位 1cm



(1) 側面図

(2) 平面図

(3) 正面図

図 8 想定するパネル擁壁

を本研究で考えるパネル擁壁へ応用した。図 9.1 は壁高を 1~5m まで変化させて、杭の外径を 400mm、杭の肉厚を 20mm、N 値を 5 とした時の縦軸が杭長、横軸が杭頭変位を表す。図より壁高が 1~3m のときは、杭頭変位を基準変位 1cm 以内に収められる杭長を算出できた。しかし壁高がそれ以上高くなると、杭長を 10m まで伸ばしても杭頭変位を 1cm 以内に収めることができない。杭長を長くしても基準許容杭頭変位以下にならないときは設計不能を表す。

壁高を 5m、杭の外径を 400mm、杭の肉厚を 20mm、と設定し N 値を 3, 5, 10 と変化させたときの杭長—杭頭変位の関係を図 9.2 に、壁高を 5m、杭の肉厚を 20mm、N 値を 5 と設定し、杭の外径を 300~500mm まで変化させたときの杭長—杭頭変位の関係を図 9.3 に示す。本研究で考える一番大きな N 値、杭の外径に設定しても杭頭変位を 1cm に収めることができない。図より許容変位以内に収めるためには、実際に考えるとあまり考えられない N 値や杭の外径にしなければならないことがわかる。

表 2 は N 値、杭の肉厚は一定で壁高と外径を変化させ解析を行い、必要杭長とその時の曲げモーメントに関連する圧縮応力の許容応力に対する比を表す。これより杭の外

径を大きくするほど必要杭長の決定や、杭長を短く設計できることがわかる。しかし杭長は決定できたが、応力比が図示するように、部材の本来持つ力がまったく使用されていないことがわかる。このような設計では一方の条件がまだ十分余裕があるため、実際の現場ではあまり経済的でない。

このように基準変位 1cm を許容変位として擁壁の設計に用いることは難しいことがわかる。看板や交通標識の場合は標準許容変位 1cm を採用することで、交番する短期的な風荷重に対して地盤の塑性変形の蓄積を抑止する合理的な設計をする必要がある。一方、擁壁の場合には荷重が大きいが一方向の長期荷重であるので、許容応力を低下させた上で許容変位を広げることによって合理的な設計が可能であると考えられる。

5.2 許容杭頭変位の拡大

基準となる許容杭頭変位をパラメータとして変化させ、解析を行った。図 10 は壁高を 5m、杭の肉厚を 20mm、N 値を 5、杭の外径を 400mm と設定し、許容杭頭変位は 1cm~8cm までをパラメトリックに変化させたときの必要杭長と杭頭変位を表す。4cm まで拡大してようやく杭頭変位

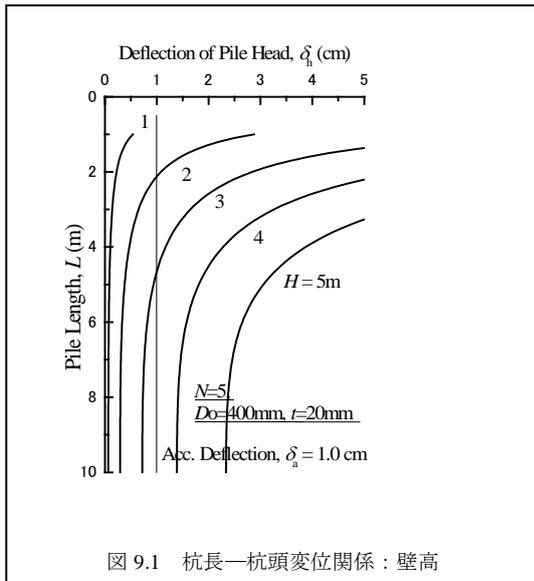


図 9.1 杭長—杭頭変位関係：壁高

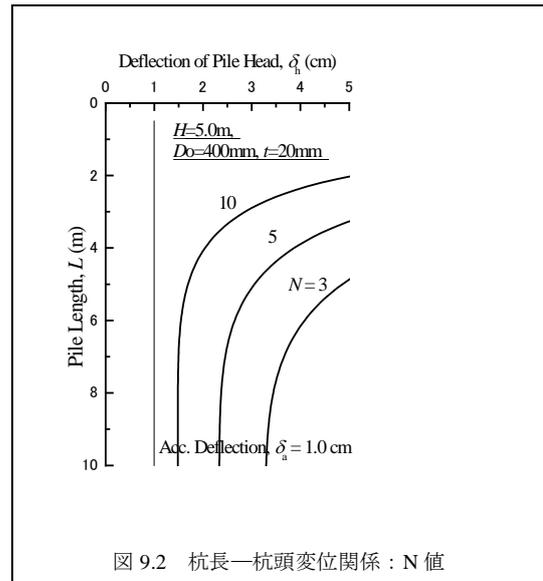


図 9.2 杭長—杭頭変位関係：N 値

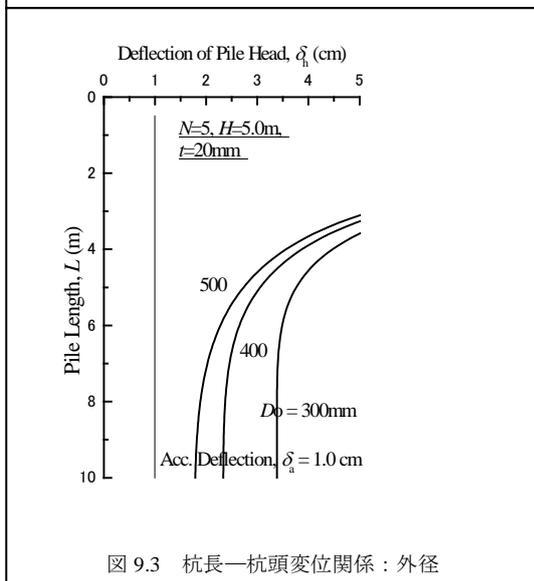


図 9.3 杭長—杭頭変位関係：外径

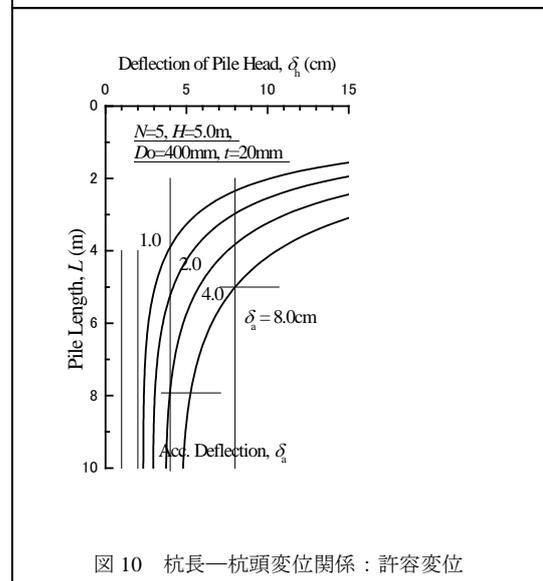


図 10 杭長—杭頭変位関係：許容変位

表2 許容変位 1cm_N=5

外径 Do (mm) = 300 / 400 / 500 ; 肉厚 t (mm) = 20 ; N = 5

許容杭頭変位 $\delta a = 1.0\text{cm}$

壁高 H(m)	必要杭長 L (m)			曲げ圧縮応力動員率 $\sigma / \sigma a$		
5	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
4	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
3	0.00	4.66	4.28	0.000	0.154	0.092
2	2.26	2.13	2.04	0.079	0.040	0.025
1	0.68	0.65	0.62	0.009	0.004	0.003

表3 許容変位 8cm_N=5

外径 Do (mm) = 300 / 400 / 500 ; 肉厚 t (mm) = 20 ; N = 5

許容杭頭変位 $\delta a = 8.0\text{cm}$

壁高 H(m)	必要杭長 L (m)			曲げ圧縮応力動員率 $\sigma / \sigma a$		
5	5.81	5.00	4.70	1.205	0.616	0.373
4	3.53	3.30	3.16	0.585	0.301	0.183
3	2.11	2.00	1.93	0.235	0.121	0.074
2	1.06	1.01	0.98	0.066	0.034	0.021
1	0.35	0.33	0.32	0.008	0.004	0.003

を許容値内に収めることできた。さらに許容値を拡大することで必要杭長を十分に短く算出できた。図のように許容杭頭変位を拡大するほど所定の杭長に対する杭頭変位が大きくなっているのは、第3章に既述したように割線法を用いた地盤反力—杭頭変位の関係を用いているからである。許容変位を大きくすると地盤反力係数が小さくなり、地盤の抵抗力も低減される。これによって、所定の杭頭変位を保つための杭長は許容変位の増大に伴って増えることにもなるが、それでも杭の有限長を考慮した解析によって適切な長さにすることが可能になる。

許容杭頭変位が大きくなるにつれて、必要杭長が求まり設計の範囲が広がった。しかし、杭頭において許容変位を大きく許すと、擁壁天端部のたわみがさらに大きくなり、それによって設計時よりも早々に破壊につながる損傷が与えられる可能性があるため、施工時には考えるたわみを考慮した設計が必要となる。

表3はN値を5、杭の肉厚を20mm、許容杭頭変位を8cmとし、壁高と外径を変化させた時の必要杭長と応力比を表す。図示のように赤く表示している部分が、杭長を求めることができたが、応力比をみると許容値を超えていることがわかる。本研究で扱うプレストレス化されたパネル擁壁は、あらかじめパネル一枚当たり杭の本数が決まっているため、杭の杭頭の変位ばかりにとらわれず曲げに対する応力も両方考慮しなければならない。

6. まとめ

本研究は、重複反射法を用いた杭基礎の設計法を擁壁の設計に応用し、重力式基礎がもつ施工面や経済面の問題点を解消するために杭基礎を用いた擁壁の設計法を提案する。擁壁における重複反射法を用いた杭基礎の設計は前例がないため、基礎となるもっとも単純、かつ理想的な条件を想定する。まずは看板や交通標識の設計に用いられる許容杭頭変位1cmを擁壁にも応用し、擁壁の設計においても明確な基準となるか検討した。そして、許容杭頭変位を拡大、およびそれに対応した地盤反力係数の低減することで、擁壁の必要杭長を検討した。そして、杭断面と杭長の妥当な決定方法を検討した。以上のことをまとめると

- ・ 許容杭頭変位として基準値1cmを用いた擁壁の試設計では、壁高が3mを超える場合、杭断面寸法を50mmとしても適切な杭長を決定することが困難である。
- ・ 許容杭頭変位をパラメータとした試設計においては、種々の壁高、地盤条件において設計が合理的に行えることが分かった。
- ・ 許容杭頭変位を拡大すると同時に、割線法を用いることでそれに対応して低減された地盤反力係数を表現することができ、妥当な方法である。
- ・ 杭頭変位を許容値内に収めることができて、曲げモーメントに関連する圧縮応力の許容応力に対する比が規定を満たさないケースがあるため、両方を考慮した設計が必要である
- ・ 所定の杭断面と地盤条件に対しては、杭頭変位（許容杭頭変位）と必要杭長の関係を求めるアルゴリズムを検討し、図示することができた。これにより設計を妥当に行えることが分かった。

参考文献

- 1) 三浦均也, 松田達也, 羽柴慶太, KEODUANGCHITH Somchith : 風荷重を受ける看板・交通標識を支持する杭基礎の重複反射法を用いた設計法, 第23回調査・設計・施工技術報告会, 地盤工学会中部支部, 2014
- 2) 日本建築学会 : 建築基礎構造設計指針, pp.262-296, 2001,
- 3) 日本道路協会 : 道路標識設置基準・同解説, 1987
- 4) 日本道路協会 : 道路土工—擁壁工指針, pp.115-118, 1999

砂質地盤中のサクションアンカーの把駐力特性に関する遠心模型実験

Centrifuge Model Tests on Holding Capacity of Suction Anchors in Sandy Seabed

北 勝利

東海大学・海洋学部環境社会学科・kita@scc.u-tokai.ac.jp

概 要

サクションアンカーは洋上浮体構造物の係留基礎として、他のアンカーと比較して大水深における施工性や設置精度の点で有利である。本研究では日本近海における適用を念頭に、砂質地盤におけるサクションアンカーの把駐力特性について遠心模型実験を通じた検討を行っている。実験より把駐特性に及ぼす係留策の牽引角度および連結点位置の影響について整理した結果、牽引索をアンカー側面に連結した場合には牽引仰角が小さくなるに従い把駐力が増大するのに対し、アンカー天板中心上方に連結(天上連結)した場合には牽引仰角が小さくなると把駐力が減少した。また天上連結で鉛直引抜きの場合において、付随して実施したミニチュアコーン貫入試験より求めた摩擦角およびアンカー下端と側面における水圧測定結果を用いた把駐抵抗の評価を行い、実測値と概ね一致する結果を得た。

キーワード：サクションアンカー，把駐力，砂質地盤，浮体構造物，係留

1. はじめに

近年の地球温暖化に対する意識向上や震災による原発被災などを受け、再生可能エネルギーの導入推進気運が増している。再生可能エネルギーの中で洋上風力発電は、建設や送電などコストや技術上の課題が残されているものの、洋上での風況の安定性や安全面、騒音等環境面での周辺地域への影響低減の点で有力な選択肢の一つと考えられる。洋上風力発電については、土木学会風力発電設備の動的解析と構造設計小委員会¹⁾において着床式および浮体式構造の適用性について検討され、水深 60m 程度以上では経済性の点で浮体式構造が優位となり、動的特性や構造安定性に関する検討が実施されているが、浮体の係留基礎に関する詳細検討は不足している。

サクションアンカーは、海外の大水深域で資源掘削プラットフォーム等に利用されている係留基礎形式である²⁾。日本では同様の設置原理に基づくサクション基礎が沿岸構造物基礎として実用されている³⁾が、浮体係留基礎としては利用されていない。杭やドラッグ式など他の係留基礎と比較して、大水深域での施工性や設置精度、地盤工学的設計枠組の適用性の点で優れている。海外の既往研究は大水深域での粘土地盤への適用に関するものが多いのに対し、日本近海での洋上風力発電の適地利用を考える場合、日本沿岸水深約 500m 以浅で広く分布している砂質・泥質地盤⁴⁾での適用性について検討する必要がある。砂泥質地盤と粘土質地盤ではアンカーの沈設や引抜き過程における水圧の発生状況や作用に違いが生じる。

これまでに著者は、砂質地盤におけるサクションアンカーの把駐力特性について、遠心模型実験による検討を行ってきた⁵⁾。これらの結果を踏まえ本文では、把駐力特性に及ぼす係留策の牽引方向やアンカーへの連結位置等の影響について整理するとともに、既往の把駐力評価法による計算結果と比較する。

2. 実験概要

アンカー引抜き実験の概要を図-1 に示す⁵⁾。気乾状態の 8 号珪砂(平均粒径 $D_{50}=0.095\text{mm}$ 、土粒子密度 2637kg/m^3 、最大間隙比 1.291、最小間隙比 0.763)を、剛な矩形断面土槽(内寸幅 510mm、奥行 200mm、深さ 350mm)内のセルローズ水溶液(粘度 $12\sim 13\text{mPa}\cdot\text{s}$)中に落下させた後、脱気および 10G 遠心力場において自重圧密することによりゆる詰め状態の飽和水平模型地盤を作成した。実験では、動的遠心模型実験における粘性スケーリングを参考に、間隙圧消散を遅延させるために増粘剤水溶液を間隙流体として用いた。変水位透水試験の結果、相対密度 33%における粘度 11mPa のメトローズ水溶液の浸透係数は 0.0006 cm/s であった。

形成模型地盤の強度再現性等を把握するため、ミニチュアコーン貫入試験(直径 10mm、貫入速度 1.1mm/s)を実施後、アンカー模型を鉛直ガイドロッドに取り付けた状態で、10G 遠心力場において自重およびアンカー天板部から負圧を用いてアンカー内部水を吸出すことにより、模型地盤中にアンカーを沈設した。アンカーからガイドロッドを取

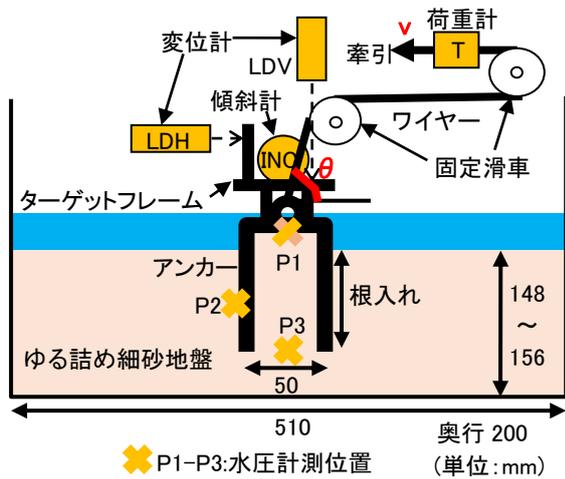


図1 引抜き実験概要(ワイヤーを天板中心上方に連結した場合)

り外し計測器材を設置した後、滑車を介してワイヤー(係留索)を牽引装置に連結し、10G 遠心力場において定速度で牽引した。引抜き実験における計測項目は、ワイヤー張力(図1中T)、アンカー内外3点での水圧(P1,P2,P3)、ワイヤー牽引量、アンカー上部ターゲットフレームの水平(LDH)および鉛直変位(LDV)と傾斜角(INC)の8項目である。

アンカー模型を図2に示す⁹⁾。胴体部は外径50mm肉厚1.2mmのステンレス製円筒で、下端から天板上面までの高さは87mmまたは115mmである。アンカー内部は金属メッシュにより上下に分かれている。上室には天板からアンカー内部水を吸引する際に砂粒子を捕捉するためのスポンジが挿入される。アンカー背面には中段(アンカー高さ87mmの場合下端より36mm、高さ115mmの場合下端より50mm)位置まで、内側面には下端位置まで細パイプが貼付されている。これら2本の細パイプの上端は、プラスチックチューブを介して水圧センサに接続される。天板には吸水口と水圧センサが設置されている。牽引用ワイヤーは、Uボルトを介して天板中心上方19mm位置または側面前方(アンカー高さ87mmのみ、下端より46mm上方、側壁面より10mm前方)でアンカー模型に連結されている。

実験ケース一覧を表1に示す。ケース1-1~3-3では高さ87mmのアンカーを、4-1~4-4では高さ115mmのアンカーをそれぞれ使用している。ケース1-1~1-3はワイヤーを天板中心上方に連結(以降、天上連結と呼ぶ)し、鉛直上方

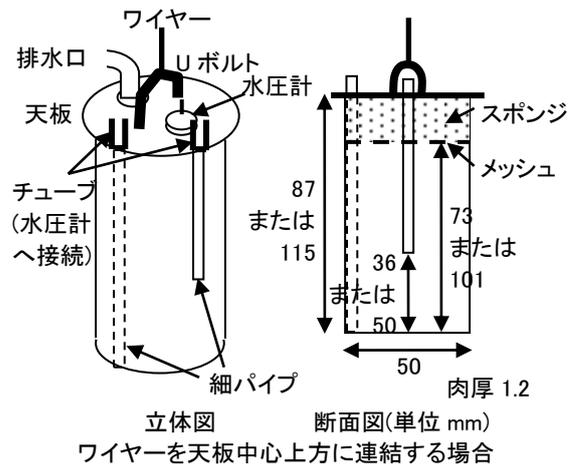


図2 アンカー模型

引抜きで牽引速度を変化させている。ケース2-1~2-3では天上連結で斜め上方に牽引している。ケース3-1~3-3ではワイヤーを側面に連結し、斜め上方に牽引している。ケース4-1~4-4では天上連結で鉛直または斜め上方に急速牽引した。

3. 実験結果と検討

10G 遠心力場において実施したミニチュアコーン貫入試験結果を図3に示す。貫入抵抗は先端部ではなく上部で計測しており、周面摩擦を含めた抵抗値となる。同図より地盤強度の再現性は概ね良好と考えられる。

表1 実験ケース一覧

ケース	1-1	1-2	1-3	2-1	2-2	2-3	2-4	3-1	3-2	3-3	3-4	4-1	4-2	4-3	4-4	
アンカー	短(高さ87mm)								長(高さ115mm)							
地盤層厚(mm)	150	148	151	155	155	155	155	150	156	156	150	150	148	148	152	
相対密度(%)	25	35	30	31	23	16	20	27	22	24	37	17	19	24	24	
根入れ(mm)	87	74	72	86	85	85	74	76	74	75	70	113	112	109	101	
ワイヤー連結	天上連結								側面連結				天上連結			
牽引仰角(度)	90	90	90	58	58	39	38	76	75	51	40	90	90	59	57	
牽引速度(mm/s)	1.9	0.71	0.32	1.9	0.52	1.9	0.54	1.9	0.56	1.9	1.9	2.0	1.9	2.0	1.9	
最大張力(N)	77	64	65	74	56	58	51	91	67	101	102	72	93	79	82	

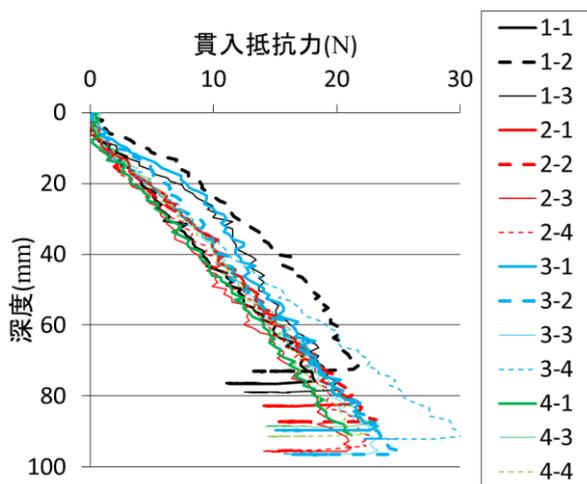


図3 ミニチュアコーン貫入試験結果

次に短アンカーを用いた実験ケース 1-1, 1-3, 2-3, 3-4 について把駐力特性を比較する⁵⁾。ケース 1-1 におけるワイヤー張力及び水圧とアンカー変位の関係を図 4 に、他ケースにおける張力～変位関係を図 5 に示す。天上連結し鉛直上方に急速牽引したケース 1-1 の張力～変位関係(図 4(a))に注目すると、変位がほぼ 0 の状態で張力が急増した後、鉛直変位 1.9 mm でピーク張力 77 N に到達する。その後張力は変位とともに微減するが、変位 15 mm 程度より急減し、20 mm 以降約 40 N で概ね安定する。一方水圧変動(同図(b))に着目すると、アンカー上端内部(P1)では牽引直後に -6 kPa まで負圧が生じた後変位とともに負圧が発達、変位 10 mm でピーク(-11 kPa)に達した後消散してゆく。負圧消散と張力急減の位相は概ね合致している。なお P2, P3 の水圧変動は、それぞれの計測位置の鉛直移動に伴う静水圧成分変化を含む値である。天上連結で鉛直上方に緩速牽引したケース 1-3 における張力～変位関係を図 5(a)に示す。ピーク張力到達後、変位増大とともに張力が漸減し、急速牽引ケースで見られたピーク後変位 15 mm 程度までの把駐抵抗の維持傾向は見られない。即ち砂質地盤においても、急速牽引時の負圧発達により、把駐抵抗のピーク値増大のみでなく、ピーク後もある程度持続して牽引抵抗の減少抑制の効果が認められる。天上連結で仰角 39 度で斜め上方に急速牽引したケース 2-3 での張力～変位関係を図 5 (b)に示す。鉛直引抜きのケース 1-1 と比較して把駐力(ワイヤー張力の最大値)が約 58N と小さく、把駐力発現時の変位が大きくなっている。側面連結で斜め 40 度上方に急速牽引したケース 3-4 における張力～変位関係を図 5(c)に示す。天上連結のケース(同図(b))と比較して大きな把駐力が発揮されている。

ワイヤー張力最大値(把駐力) T_{max} と初期牽引仰角 θ より計算した、各実験ケースにおける水平および鉛直方向の把駐力成分を図 6 に示す。図中凡例の「天上」は天板中心上部に、「側面」はアンカー側面前方に係留策(ワイヤー)を連結した実験ケースであることを示している。また×印はアンカー高さ 115mm の実験結果を表している(その他はアンカー高さ 87mm)。図中の円弧は把駐力の等値線を表し

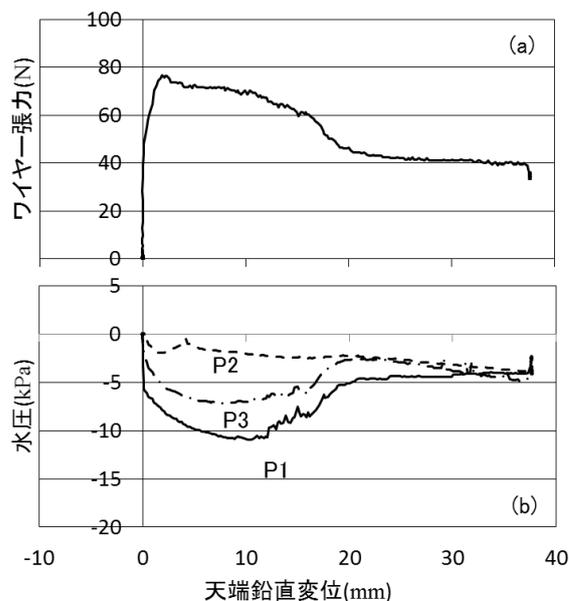


図4 実験結果(ケース 1-1)

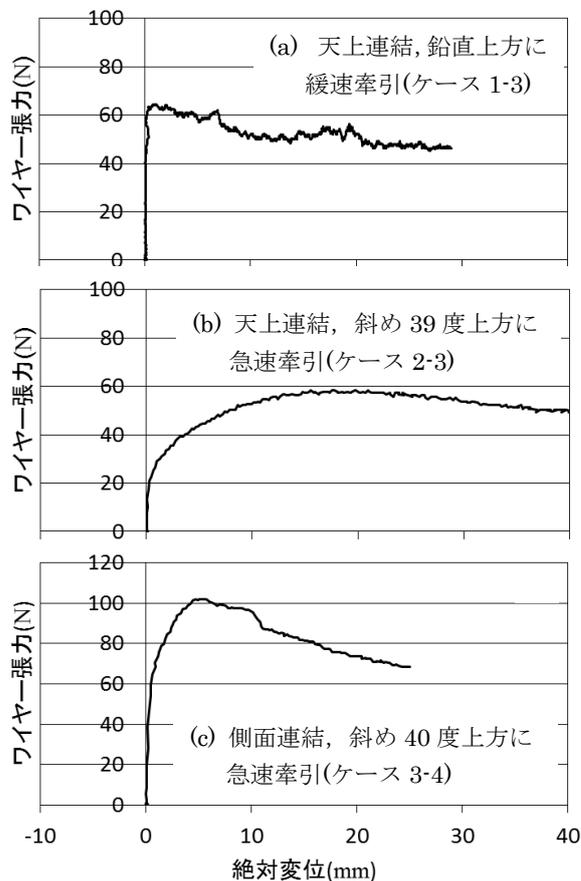


図5 実験結果

ている。天上連結では、急速牽引・緩速牽引ともに牽引仰角が小さくなると把駐力が減少する傾向にあるのに対し、側面連結(急速牽引)では牽引仰角が小さくなるに従って把駐力が大きくなり、完全排水に近い条件で実施された Kim らの実験⁶⁾と同様の傾向を得た⁵⁾。

Deng and Carter らは、密な砂地盤を対象に完全排水条件におけるアンカー-地盤系挙動の有限要素解析によるパラメトリックスタディ結果を整理し、簡便な把駐力評価法

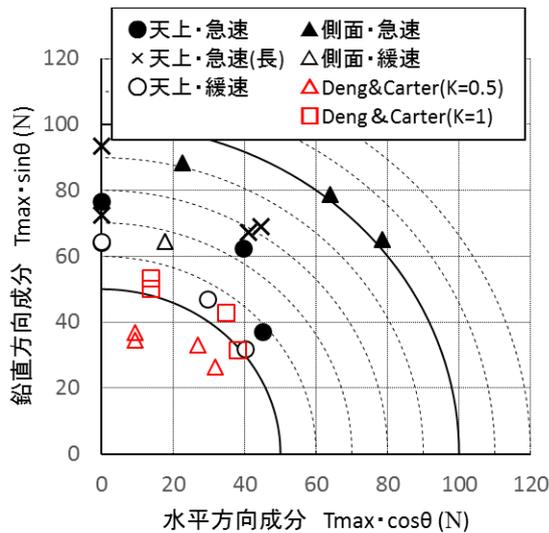


図6 牽引方向と把駐力の関係

を提案した⁷⁾。側面連結ケース 3-1~3-4 を対象に、土圧係数 K を 0.5 または 1 として Deng and Carter 法より計算した把駐抵抗を図 6 中赤△印および赤□印で示す。計算ではダイラタンシー角を 0 とし、内部摩擦角についてはミニチュアコーン引抜き時地盤抵抗より簡易的に周面摩擦力を求め全貫入抵抗から差し引いて得た先端抵抗を基に、Lunne and Christoffersen 式⁸⁾を用いて評価した。牽引仰角が同じ場合、 $K=1$ の計算結果は側面連結・緩速牽引ケースの実験結果に近い把駐力値となっている。一方側面連結・急速牽引の実験結果と比較した場合、同仰角での Deng and Carter 法による把駐力値は 1/2~1/3 となっている。

次に天上連結されたアンカーの鉛直上方引抜きケース (1-1~1-3, 4-1, 4-2) について、前野ら⁹⁾に従いアンカーと内部土塊が一体で移動する破壊モード(図 7)を仮定し、次式で把駐力 Q を評価した。

$$Q = Q_F + Q_B + W$$

ここに、 Q_F はアンカー外周摩擦抵抗、 Q_B は負圧によるアンカー先端部引抜き抵抗で、次式により計算する。 W はアンカーと内部土塊の合計水中重量である。

$$Q_F = \pi D \int_0^H K \{ \gamma' z - \Delta u \} \tan \phi_s dz$$

$$= \pi DK \tan \phi_s \times \frac{\gamma' H^2}{2} - \pi DK \tan \phi_s \left(\frac{H \Delta u_1}{2} + \frac{H_2 \Delta u_2}{2} \right)$$

$$Q_B = -\Delta u_2 A = -\frac{\pi D^2}{4} \Delta u_2$$

ここに、 D はアンカー外径、 H はアンカー根入れ、 K は土圧係数、 ϕ_s は壁面摩擦角、 γ' は土の有効単位体積重量、 Δu_1 Δu_2 はそれぞれアンカー側面と先端部での水圧の静水圧からの差分である。壁面摩擦角はミニチュアコーン貫入試験より求めた内部摩擦角の 2/3 とし、 Δu_1 Δu_2 には、ワイヤー張力最大時の P2, P3 での測定値を用いた。把駐力実測値と比較した結果を図 8 に示す。急速牽引、緩速牽引に関わらず実測値と評価値は概ね合致している。

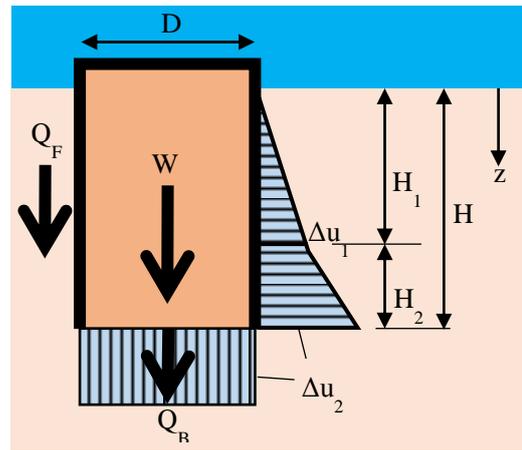


図7 鉛直引抜き抵抗評価における破壊モード

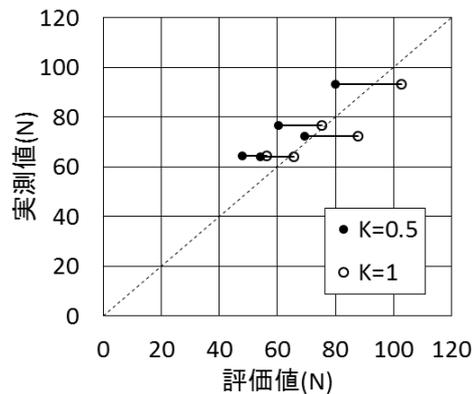


図8 把駐力の評価値と実測値の関係

参考文献

- 1) 土木学会構造工学委員会・風力発電設備の動的解析と構造設計小委員会：洋上風力発電技術の現状と将来展望，土木学会 平成 22 年度全国大会研究討論会 研-08 資料，30PP，2010.
- 2) Andersen, K.H., Murff, J.D., Randolph, M.F., Clukey, C.T., Erbrich, C.T., Jostad, H.P., Hansen, B., Aubeny, C., Sharma, P. and Supachawarote, C.: Suction Anchors for Deepwater Application, Proc. 1st International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, pp.3-30, 2005.
- 3) 財団法人沿岸開発技術研究センター：サクシオン基礎構造物技術マニュアル，270PP，2003..
- 4) 独立行政法人新エネルギー・産業技術総合開発機構：平成19年度洋上風力発電実証研究 F/S に係る先行調査報告書，pp.21-22, 2008.
- 5) 北 勝利：砂質地盤におけるサクシオンアンカーの把駐特性に関する遠心模型実験，土木学会論文集 B3(海洋開発)，Vol.70, No.2, I_852-857, 2014.
- 6) Kim, K.O., Kim, Y. S., Cho, Y., Bang, S. and Jones, K. : Centrifuge Model Tests on Suction Piles in Sand Under Inclined Loading, Proc. 19th International Offshore and Polar Engineering Conference, pp.191-196, 2009.
- 7) Deng, W. and Carter, J. P. : Inclined Uplift Capacity of Suction Caissons in Sand, Proc. Offshore Technology Conference, OTC12196, pp.1-12, 2000.
- 8) Lunne, T. and Christoffersen, H. P. : Interpretation of Cone Penetrometer for Offshore Sands, Proc. Offshore Technology Conference, OTC4464, pp.181-192, 1983.
- 9) 前野賀彦，石川元康，熊谷裕児，村川博：係留アンカーの把駐力特性の検討，海洋開発論文集，Vol.15, pp.255-260, 1999.