

午後の部 I
(1 3 : 2 0 ~ 1 4 : 2 0)

特 別 講 演

「性能設計と信頼性設計法」

本城 勇介 先生

(岐阜大学教授)

司 会 野田 利弘

(名古屋大学)

午後の部Ⅱ
(1 4 : 3 0 ~ 1 5 : 4 0)

司 会 Md. Shahin Hossain
(名古屋工業大学)

静岡市清水区における常時微動による表層地盤震動特性評価の試み Estimation of soil profiles in Shimizu, Shizuoka based on microtremor observation

北 勝利¹

¹ 東海大学・海洋学部海洋建設工学科・kita@scc.u-tokai.ac.jp

概 要

静岡市清水区市街地の公園などにおいて、表層地盤震動特性の評価を目的として、1点3成分、および辺長3~20mの正三角形頂点位置に上下動微動計を設置したアレイ配置による常時微動観測を実施した。1点3成分観測結果より水平動/上下動振幅比(H/V)スペクトルの卓越周期を、またアレイ観測結果より空間自己相関法を用いてレイリー波速度の分散関係を求め、これらを最適化の対象として遺伝的アルゴリズムを用いた表層部のS波速度構造の推定を試みた。本報告では、巴川低地および秋葉山微高地域の観測地点9箇所を対象として、表層地盤震動特性分布性状の概観的评价を行った。

キーワード：常時微動、表層地盤震動特性、S波速度、分散関係、H/Vスペクトル

1. はじめに

静岡市は想定東海地震の震源域北東部直上に位置し、市街域では震度6以上の強震動の発生が予測されている¹⁾。

同市清水区市街地の表層地質分布²⁾を図1に示す。平野部は北の庵原山地と南の有度丘陵(日本平)に挟まれ、感潮河川の巴川が中央部を大きく湾曲しながら通り清水港に流れ込む。清水平野は巴川の三角州として発達したが、河口から3~4km上流位置において北に秋葉山、南に入江岡の両微高地(図中赤破線)に挟まれ、約8000年前以降の海水準上昇に伴い、狭窄部より上流側において静穏な内湾性環境下で泥質の軟弱な地層が厚く堆積し、巴川低地が形成された³⁾。同地区の地盤震動特性については、これまで常時微動観測や重力探査に基づく基盤構造の推定が行われている⁴⁾。一方表層地盤構造について、山口ら⁵⁾はボーリングデータを基に静岡清水平野における地盤層序について東京地域の軟弱地盤構造との対応を検討し、洪積世中期以降の堆積層を巴川層と命名した。また杉山・下川⁶⁾は、巴川流域の沖積層を主として砂礫層よりなる下部層と泥層が主体となる上部層に大きく二分できるとした。

著者らは、これまで清水区市街地域における常時微動観測結果を基に表層地盤震動特性の評価を試みている。既報⁷⁾では、H/Vスペクトルの卓越周期および表層30mの平均S波速度との高い相関が指摘されている波長40mに対応するレイリー波速度の場所的分布性状が既往ボーリングデータに基づく地盤特性値分布と概ね整合すること(図2)、および硬質地盤(図

1中地点10)で観測したH/Vスペクトルの卓越周期とレイリー波速度の分散関係を最適化対象とした地盤層構造の推定結果について報告した。本報では、他観測地点における層構造推定結果とともに、清水区市街地における表層地盤震動特性分布性状の概観的検討を試みた。

2. 観測方法と解析方法

2.1 観測方法

本研究における観測地点位置を図1に示す。観測は静岡

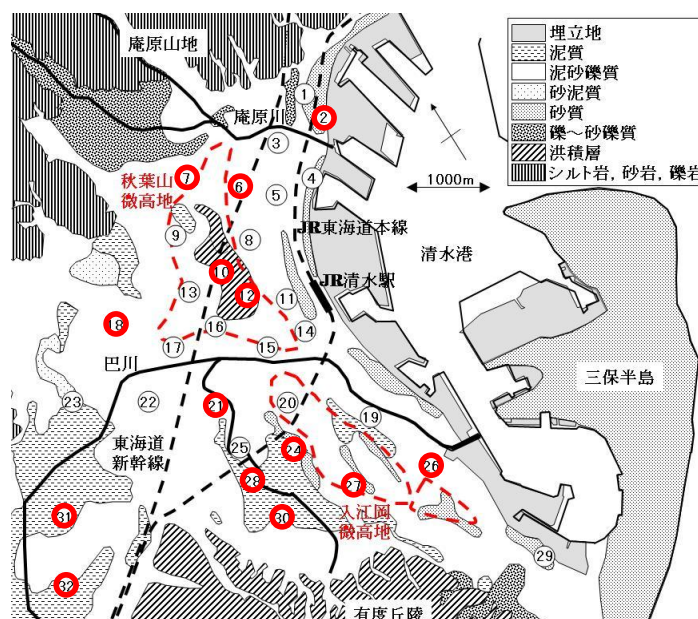


図1 清水平野部の表層地質と観測地点

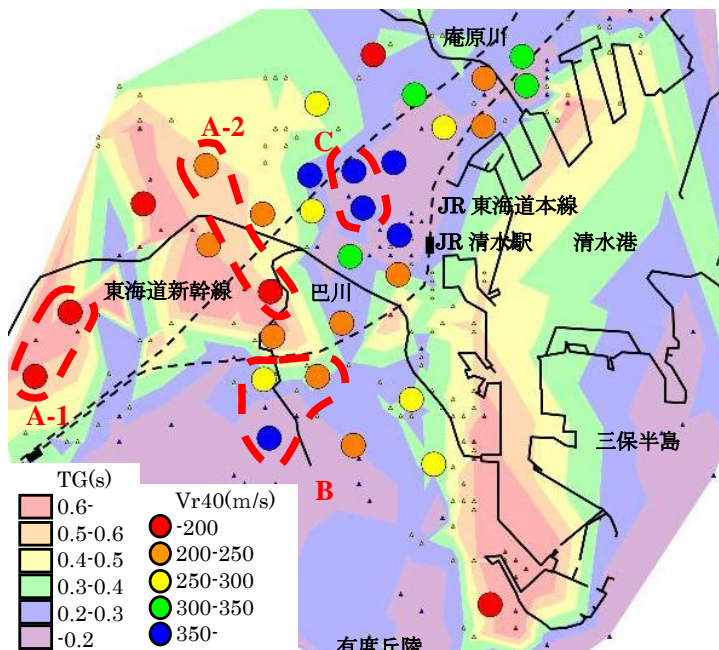


図2 波長 40m のレイリー波速度 V_{r40} と既往ボーリングデータに基づく地盤の特性値 TG の場所的分布

市清水区市街地の公園など計 32 地点において、交通振動の影響が比較的軽微と考えられる深夜 23 時～5 時の時間帯に実施した。観測では 1 点 3 成分(互いに直交する水平 2 方向+鉛直方向)同時観測、および辺長(センサ間隔)3m または 10m の正三角形の頂点位置に上下動微動計を配置したアレイ観測を実施した。図 1 中赤丸囲みの 14 地点については、センサ間隔 20m の上下動アレイ観測も行った。

観測には固有周期 1 秒の動電型速度計(勝島製作所製 PMK-110H および V)を用いた。微動計からの電気信号は増幅器(勝島製作所製 PUD-1)で増幅およびローパスフィルタリング処理(カットオフ周波数 30Hz)の後、16 ビット分解能の PC カード型 A/D 変換器(キースリー製 KPCMCI-16AI-C)でデジタル信号に変換の後、パーソナルコンピュータに収録した。サンプリング周波数 200Hz で 180 秒間の計測を交通振動状況に応じて 2～6 回繰り返す、交通振動の影響が比較的軽微な 20.48 秒長区間を 5～8 区間選出、スペクトル解析に供した。

1 点 3 成分同時観測データより水平動/上下動の振幅比(H/V)スペクトルを算出し、大町らの方法⁸⁾に基づき卓越周期を決定した。一方上下動アレイ観測結果より、空間自己相関法に基づき 3 組の 2 頂点間のコヒーレンスの平均値を用いてレイリー波の分散関係を計算した⁹⁾。図 1 中地点 32 における観測結果より得られた H/V スペクトルとレイリー波分散関係を図 3 に例示する。

2.2 遺伝的アルゴリズムによる層構造推定

地盤震動特性の詳細な評価を目的として、H/V スペクトルやレイリー波分散関係などを対象とした S 波速度構造の推定が行われている^{10)～12)}。ここでは、3～20m の 3 種のセンサ間隔で上下動アレイ観測を実施した 14 地点中 9 地点における観測結果に対し、遺伝的アルゴリズム¹⁰⁾を用い

た地盤構造の評価を試みた。

観測で得られた H/V スペクトルの卓越周期とレイリー波分散関係を最適化の対象として、次式の適応度関数を採用した。

$$F = \frac{w_s}{\left\{ \frac{T_{0m} - T_{0h}}{T_{0m}} \right\}^2} + \frac{w_d}{\frac{1}{N_d} \sum_{i=1}^{N_d} \left\{ \frac{V_{rm}(T_i) - V_{rh}(T_i)}{V_{rm}(T_i)} \right\}^2}$$

ここに、 T_{0m} : 観測結果に基づく H/V スペクトルの卓越周期、 T_{0h} : ハスケル法によるレイリー波楕円率(水平/上下動振幅比)が極大となる周期、 N_d : レイリー波速度の誤差評価周期個数、 $V_{rm}(T_i)$: 観測結果に基づく周期 T_i におけるレイリー波速度、 $V_{rh}(T_i)$: ハスケル法による周期 T_i におけるレイリー波速度、である。 $V_{rm}(T_i)$ については、観測より得られた分散関係に対し連続な区分直線(図 3 中緑線)で回帰近似した値を用いている。 w_s および w_d は卓越周期とレイリー波速度に対する重みであり、本報告ではそれぞれ 0.3、0.7 とした。

遺伝的アルゴリズムでは 2 進法コーディング、ルーレット選択、一様交叉を採用し、個体数 50、遺伝子長 5bit、交叉率 0.7、突然変異率 0.03 とし 100 世代までの計算を 20 回試行した。

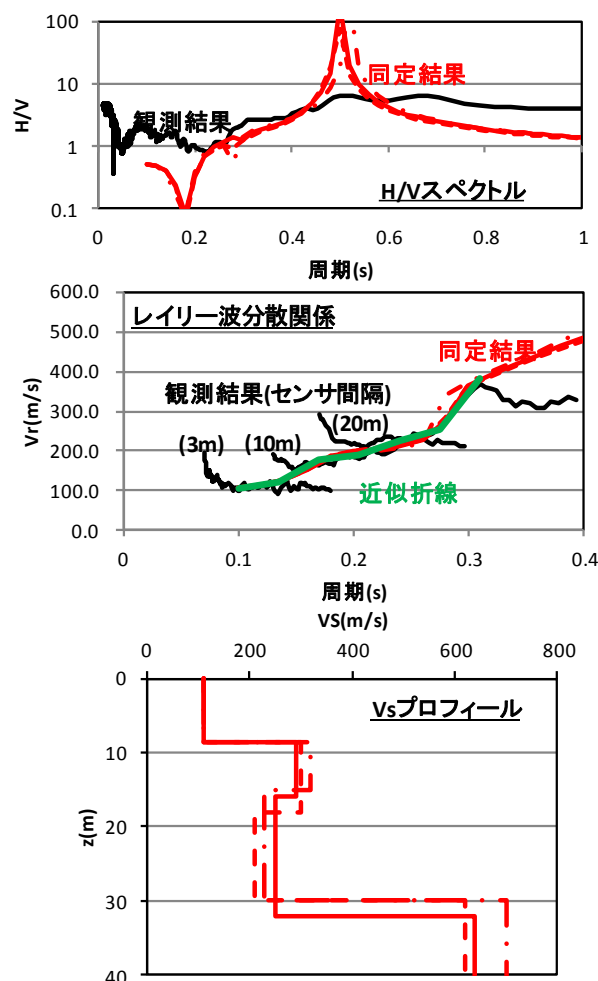


図3 観測結果と同定結果(A-1, 地点 32)

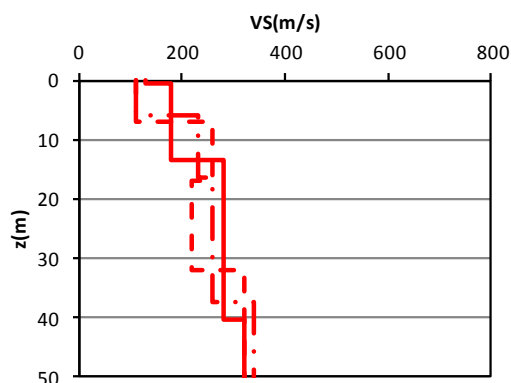


図4 Vs プロフィール同定結果(A-1, 地点 31)

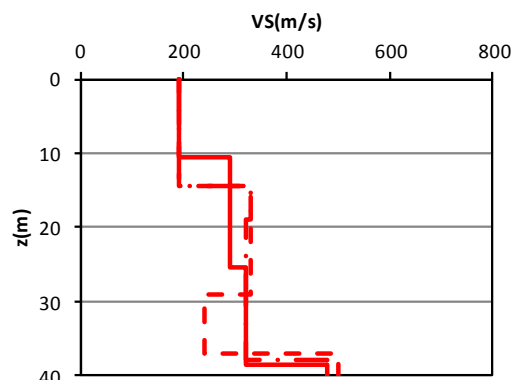


図5 Vs プロフィール同定結果(A-2, 地点 18)

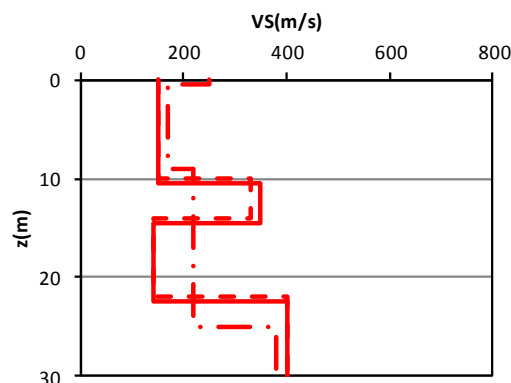


図6 Vs プロフィール同定結果(A-2, 地点 21)

山口ら⁵⁾、杉山・下川⁶⁾を参考に、地盤表層を軟弱層上・下部と基盤層との中間層を想定した3層構造とし、基盤層を加えた4層地盤を仮定した。基盤を含む全ての層で密度を 2000kg/m^3 、P波速度を 1500m/s とした。同定解析におけるS波速度分解能は上部2層で 10m/s 、第3層で 20m/s (ケースにより 10m/s)、基盤層で 20m/s 、層厚分解能については上部2層で 0.5m 、第3層で 1m とした。

3. 解析結果

本文では、巴川沿岸の地点 18, 21, 31, 32(図2中赤太破線 A-1 と A-2, 地点番号については図1参照)、入江岡微高地域より内陸側で A-1, A-2 に比べ有度丘陵側の地点 24, 28, 30(図2中 B), および秋葉山微高地域で洪積表層の地点 10, 12(図2中 C)の3区域における層構造推定結果について報告する。

地点 32(区域 A-1)における H/V スペクトルと分散関係

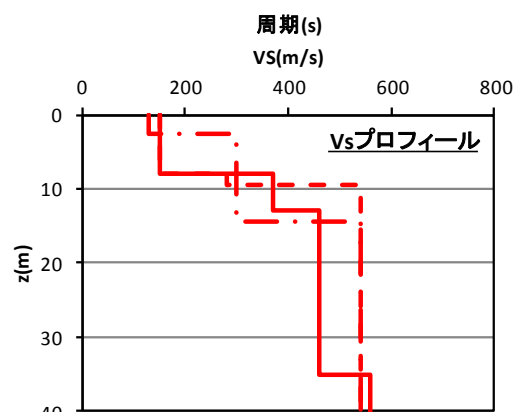
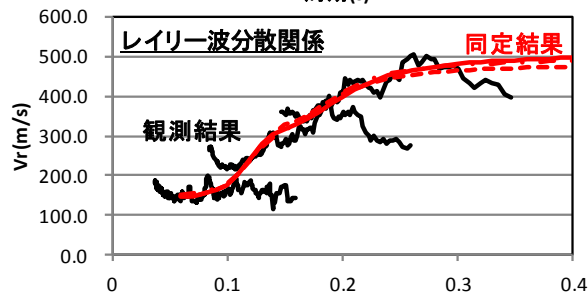
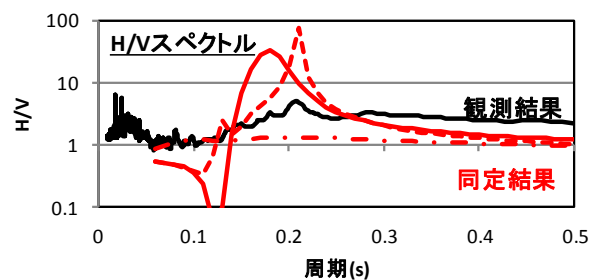


図7 観測結果と同定結果(B, 地点 28)

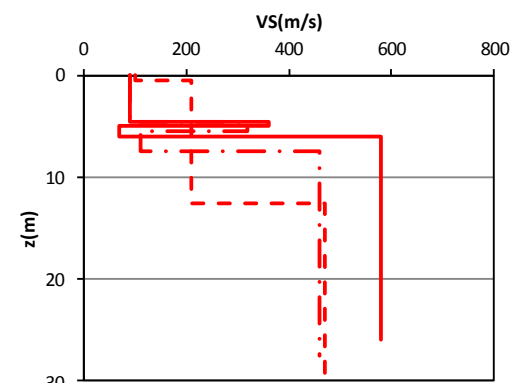


図8 Vs プロフィール同定結果(B, 地点 24)

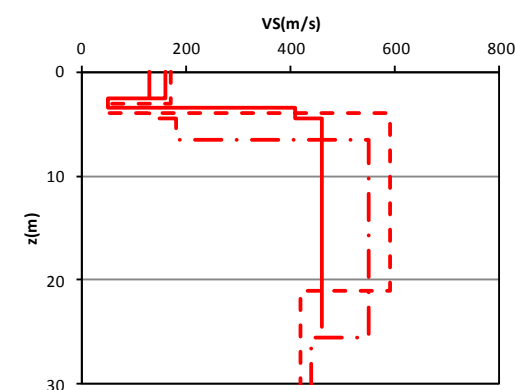


図9 Vs プロフィール同定結果(B, 地点 30)

を図3に示す。同図中の黒線は観測結果を、赤線は適応度値の高い3試行についての同定結果を用いた計算結果を示している。同図にはこれら3試行で同定されたS波速度(V_s)の深度分布も示している。同定された地盤プロフィールによると、本地点では地表面より $z=8.5\text{m}$ までの第1層では V_s は 110m/s と低い値となっている。第2層では $6\sim 10\text{m}$ 厚で V_s 値は $290\sim 310\text{m/s}$ と一旦増大するが、第3層では $210\sim 250\text{m/s}$ と減少する。また第3層以浅の表層厚は 30m 程度と推定されている。同じくA-1区域の地点31での観測結果について同定された V_s プロフィールを図4に示す。最上層のS波速度は $110\sim 130\text{m/s}$ と低く、表層厚は $30\sim 40\text{m}$ 程度であるが、 V_s 値は深度とともに概ね漸増し、表層と基盤層で V_s のコントラストが小さい結果となっている。次に、巴川沿岸で同じく軟弱地盤上に位置すると推定される区域A-2の2地点(18, 21)について、同定結果を図5, 図6に示す。これらの地点では地表付近における $V_s=150\sim 190\text{m/s}$ と推定され、巴川上流側に位置するA-1区域の2点に比べ大きくなっている。また地点21では基盤深度が $21\sim 25\text{m}$ と他点と比べ浅くなっている。

有度丘陵と入江岡微高地域の間に位置する区域Bについて、地点28における推定結果を図7に示す。最表層のS波速度は $130\sim 150\text{m/s}$ と区域Aの各地点と概ね一致しているが、深度 $z=10\sim 15\text{m}$ で $V_s\geq 400\text{m/s}$ の硬質層が現れている。地点24および30における推定結果を図8, 図9に示す。最表層のS波速度は $90\sim 170\text{m/s}$ と、区域Aにおける値と概ね整合する。地点30は有度丘陵に近く、深度 $3\sim 7\text{m}$ において $V_s\geq 400\text{m/s}$ の高速層が現れている。

区域Cの2地点は表層地質が洪積層であり、既往ボーリングデータに基づく地盤特性値や波長 40m に対するレイリー波速度 V_{r40} からも硬質地盤であることが推定されている。地点10における推定結果を図10に示す。最表層のS波速度は $200\sim 240\text{m/s}$ と区域A, Bと比較して大きく、深度 10m 程度で高速層が出現している。地点12におけるS波速度のプロフィール同定結果を図11に示す。地表面より $V_s=350\sim 400\text{m/s}$ の硬質層が現れる推定結果となっている。

参考文献

- 1) 静岡県: 第3次被害想定報告書, 静岡県地震防災センターウェブサイト, <http://www.e-quakes.pref.shizuoka.jp/>.
- 2) 静岡県地震対策課: 静岡県地震対策地質条件図3(静岡-御前崎), 1994.
- 3) 大崎博之, 坂本雄一, 金子純二, 根元謙次: デジタル資料による清水平野周辺の微地形と表層地質, 東海大学海洋研究所研究報告, 第22号, pp.15~28, 2001.
- 4) 新井洋, 野津厚: 微動の移動1点観測から推定した静岡市清水の3次元基盤構造, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-, pp.95~96, 2006.
- 5) 山口貴雄, 石沢康夫, 海野健次: 静岡・清水平野の軟弱層の層序, 静岡地学, 第48号, pp.1~7, 1983.
- 6) 杉山雄一, 下川浩一: VII.2 沖積層, 清水地域の地質, 地域地質研究報告, 地質調査所, 第89号, pp.59~61, 1990.
- 7) 北勝利: 静岡市清水区における常時微動観測, 第21回中部地盤工学シンポジウム論文集, 地盤工学海中部支部, pp.53~56, 2009.
- 8) 大町達夫・紺野克昭・遠藤達哉・年縄巧: 常時微動の水平動と上下動のスペクトル比を用いる地盤周期推定方法の改良と適用, 土木学会論文集, No.489/I-27, pp.251~260, 1994.
- 9) 紺野克昭: 地下構造推定に用いる2点間および3点間空間自己相関法に関する理論的検討, 土木学会論文集, No.654/I-52, pp.367~375, 2000.
- 10) 山中浩明・石田寛: 遺伝的アルゴリズムによる位相速度の逆解析, 日本建築学会構造系論文集, 第468号, pp.9-17, 1995.
- 11) 新井洋: 微動のH/Vスペクトルと地盤構造の関係, 第3回地震防災シンポジウム講演概要集, 物理探査学会地震防災研究会, pp.65~74, 2008.
- 12) 山中浩明: 微動と他種観測のデータの同時逆解析の試み, 第3回地震防災シンポジウム講演概要集, 物理探査学会地震防災研究会, pp.89~96, 2008.

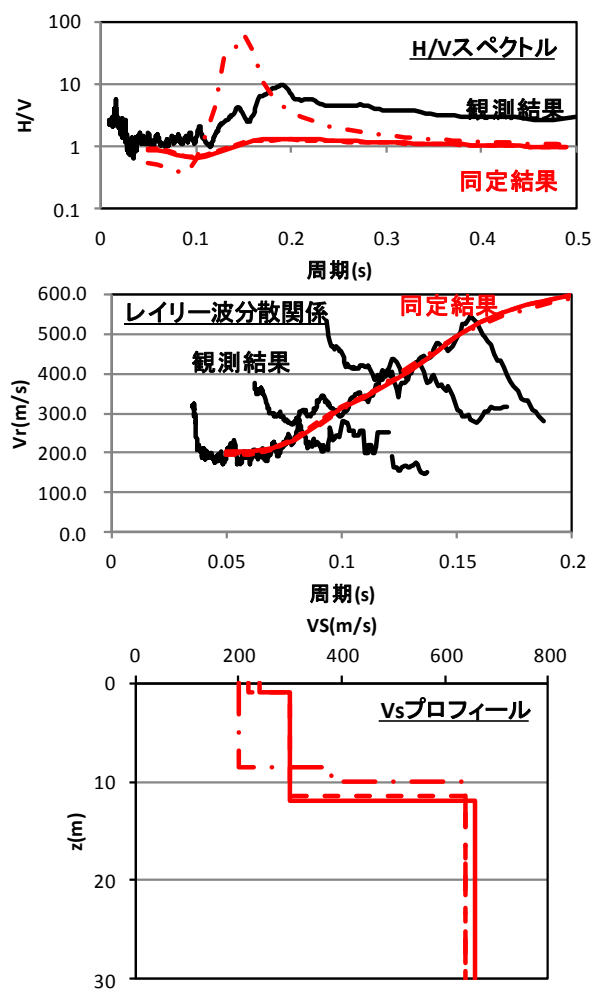


図10 観測結果と同定結果(C, 地点10)

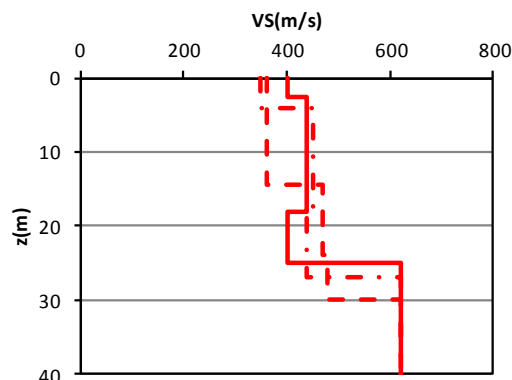


図11 V_s プロフィール同定結果(C, 地点12)

地震後に発生する道路盛土の崩壊メカニズムに関する土の骨格構造概念に基づく解釈

Interpretation of the mechanism of large-scale land failure after earthquake
based on action of the soil skeleton structure酒井崇之¹，中野正樹¹，野田利弘¹¹ 名古屋大学工学研究科社会基盤工学専攻・t-sakai@soil.civil.nagoya-u.ac.jp

概 要

2007年に発生した能登半島地震が発生し、様々なインフラが大きな被災を受けた。能登有料道路は、特に傾斜地盤に築造した盛土に被害が集中し、水平地盤上の盛土への影響はそれほど大きくなかった。本研究の目的は、水～土連成有限変形解析プログラム *GEOASIA* により、傾斜地盤上および水平地盤上盛土の地震中から地震後にかけての変形挙動を表現し、両者の違いを考察し、傾斜地盤上盛土の地震後遅れ破壊のメカニズムを明らかにすることである。以下に得られた結論を述べる。(1)盛土材である強風化凝灰岩は、最適含水比よりも含水比が高くなると、一軸圧縮強度が著しく低下し、現場含水比の一軸圧縮強度は最適含水比のそれに比べ、1/3に低下する。(2)解析により、傾斜地盤上の盛土は、地震後円弧すべり状に崩壊し、実現象を再現した。地震後の遅れ破壊は、地震中に盛土内に負の水圧が発生し、地震後、吸水軟化することが原因であり、吸水中は塑性膨張を伴う構造の高位化や正規圧密土化が起きている。(3)水平地盤上盛土は、解析でも崩壊は起こらなかった。その要因は、地震中に正の過剰水圧が発生し、地震後に水圧消散とともに圧密沈下が起こったためである。

キーワード：盛土，動的解析，地震応答，水～土連成有限変形解析，遅れ破壊

1. はじめに

2007年3月25日、石川県輪島市西南沖40kmの日本海でマグニチュード6.9の地震が発生し、七尾市、穴水市、輪島市で深度6強を観測した。いわゆる能登半島地震である。地震により、地盤の液状化や斜面崩壊(写真1)、橋梁崩壊、インフラやライフラインの被害、宅地・建物被害などが起こったが、本研究では特に被害が大きかった能登有料道路の盛土の崩壊に注目する。盛土



写真-1 能登有料道路の斜面崩壊

の大規模崩壊は11箇所が発生し、大規模盛土崩壊箇所の共通点として、谷地形になっており水の供給が多かったこと、傾斜した地盤に造られていたこと、崩壊した土砂が泥土化し法尻から数十メートル先まで流れ出ていることなどが挙げられる¹⁾。また現場近くの住民の話では、地震後に遅れて大崩壊が起こったとのことである。

地震後の遅れ破壊は、2009年8月11日に駿河湾沖を震源とするマグニチュード6.5の地震により、東名高速道路牧の原SA付近で起きた盛土崩壊でも観測されており、そのメカニズムの解明は今後の盛土耐震強化においても重要な情報となる。

能登半島地震による盛土崩壊に関する研究は、河邑ら²⁾や松本ら^{3),4)}などが行っている。これらの研究においても、盛土崩壊の再現解析を行っているが、滑り面の発生や崩壊モードの比較に注目しており、盛土の変形までは再現していない。また、再現解析では滑り崩壊は地震中に起きていることを前提としている。

そこで本研究の目的は、水～土連成有限変形解析プログラム *GEOASIA*⁵⁾(All Soils All States All Round Geo-Analysis Integration)により、傾斜地盤上および水平地盤上盛土の地震中から地震後にかけての変形挙動を表現し、両者の違いを考察し、傾斜地盤上盛土の地震後遅れ破壊のメカニズムを明らかにすることである。

本研究では、まず盛土材である強風化凝灰岩(以下能登試料)に対し、各種室内力学試験を行い、弾塑性構成モデル Super/subloading Yield Surfaces Cam-clay model⁶⁾(以後 SYS Cam-clay model)により力学挙動を再現し、盛土材の力学特性を把握する。そして、SYS Cam-clay model を搭載

した水～土連成の動的/静的有限変形解析プログラム GEOASIA を用いて地震応答解析を行い、能登半島地震で起こった能登有料道路の被害、特に傾斜地盤上の盛土の地震後に遅れて崩壊したメカニズムを SYS cam-clay model を用いて骨格構造概念に基づいて解釈する。

2. 盛土材の物理特性・力学特性

2.1 はじめに

本章では、盛土材の地質学的特徴を簡潔に述べ、盛土材の物性を把握するために、数多くある崩壊現場の中でも越の原 IC 付近にある崩壊現場にて採取した試料に対し、各種室内試験を行った。採取した試料の多くは崩壊した盛土より採取したため、不攪乱試料に対しては標準圧密試験のみであり、力学試験は主に突き固めて作製した供試体や、再構成試料に対して行っている。

2.2 盛土材の地質学的特徴

「能登有料道路 復旧工法 検討委員会」⁷⁾によれば、能登半島の大部分を構成する地層は、新生代新第三紀に形成されている。能登半島縦貫有料道路周辺に分布する地層は、概ね新第三紀中新世前期の穴水累層であり、横田 IC 南側の一部では中新世後期の泥岩層が分布する。既往調査結果等から、道路沿いに分布する穴水累層は、主として凝灰角礫岩であり、能登赤土と称され、堆積時の高温酸化とその後の風化・変質作用の進行により赤褐色を呈している（以降、能登試料と呼ぶ）。場所によっては安山岩質角礫自体まで風化・変質が及び、脆弱となり、掘削して乱すと軟泥化しやすい。能登半島有料道路盛土材料は、概ね道路周辺の凝灰角礫岩を掘削して用いる。

2.3 能登試料の物理特性

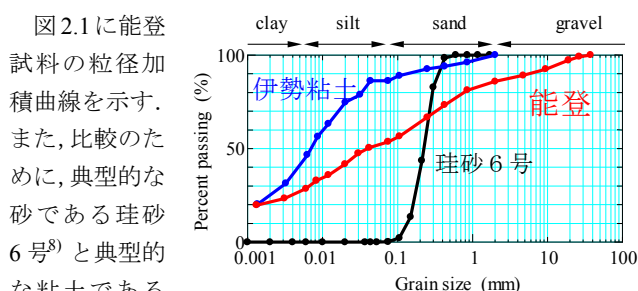


図 2.1 粒径加積曲線

図 2.1 に能登試料の粒径加積曲線を示す。また、比較のために、典型的な砂である珪砂 6 号⁸⁾と典型的な粘土である伊勢粘土⁹⁾の曲線も併せて示す。能登試料は礫から粘土まで幅広い粒径分布であるが、岩砕として粒径を保っている場合が多く、締固めなどにより容易に破碎、泥濁化する。そのため細粒分含有率が約 30% にもなる。土粒子密度 ρ_s は 2.73g/cm^3 、液性限界 w_L は 60.5%、塑性限界 w_P は 42.3% である。

2.4 能登試料の締固め特性

盛土は締固めて作製するため、締固め特性の把握は非常

に重要である。以後、各種力学試験に、2mm ふり通過試料を使用するため、原粒度との違いを調べる必要がある。そこで、原粒度の試料（無分級）と、2mm ふり通過試料に対して締固め試験を行った。なお、試験は A-a 法を採用している。図 2.2 に能登試料の締固め曲線を示す。ふり分けをしたにも拘わらず、両者の締固め曲線はほぼ一致した。これは、能登試料の細粒分が多いため、礫分は締固め特性に影響を及ぼさないことが予想される。最大乾燥密度 $\rho_{d\max}$ は 1.40g/cm^3 であり、最適含水比 w_{opt} は 26.6% である。崩壊現場の盛土の状態を調べたところ、乾燥密度は 1.22g/cm^3 で、含水比は 40% であった。含水比は最適含水比よりも約 15% 大きい。締固め度は 87% であり、盛土の施工基準である 85% は満たしている。

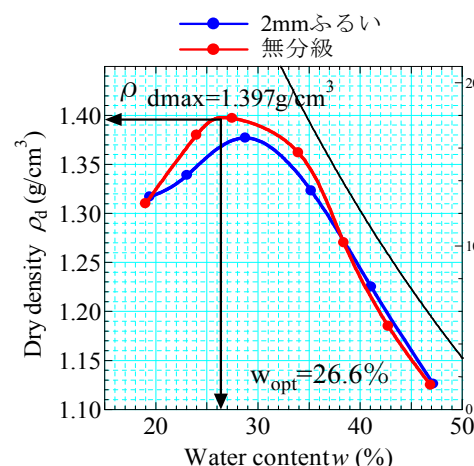


図 2.2 無分級 2mm ふり通過試料の締固め特性

一軸圧縮試験や三軸圧縮試験で用いる供試体は、直径 5cm、高さ 10cm のモールドを用い、突き固めて作製する（以下小モールド法）。A-a 法とはランマーやモールドが異なるため、今回は締固めエネルギーが同じになるように突き固め回数を変えて小モールド法における締固め試験を実施し、モールド寸法と締固め方法の違いが締固め曲線に及ぼす影響を調べた。図 2.3 に A-a 法と小モールド法の締固め曲線を示す。エネルギーに違いがないように試験を実施したのにも拘わらず、締固め曲線に違いがみられる。これはランマー寸法、モールド寸法などの寸法効果、締固め方法の違いが締固め曲線に影響を及ぼすことを示しており注意が必要である。しかし含水比 30% 以上の締固め曲線はほぼ一致していることから、含水比 30% 以上の試料に対しては、小モールド法での寸法効果はほとんどないと考えて良い。

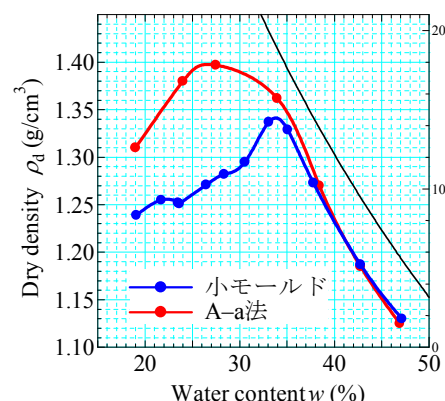


図 2.3 締固め方法の違いの比較

図2.4に各含水比における一軸圧縮試験を示す。図中には A-a 法における締固め曲線も示している。最適含水比よりも乾燥側では、含水比の減少に伴い、強度が増加している。一方で

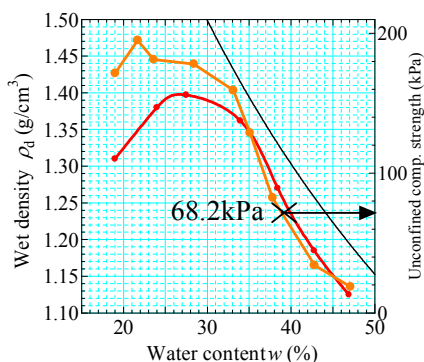


図 2.4 各含水比における一軸圧縮強さ

最適含水比よりも湿潤側では含水比の増加に伴い、急激に一軸圧縮強度が減少しており、現場の含水比(約 40%)では、一軸圧縮強度は約 70kPa で、ピーク時の約 3 分の 1 になる。現場含水比が最適含水比よりもかなり高い場合、また最適含水比よりも高い含水比において、一軸圧縮強度が激減する材料を盛土材として用いる場合には、注意が必要であることを示唆している。

2.5 能登試料の力学特性

2.5.1 標準圧密試験

図2.5に標準圧密試験

結果を示す。試験に用いた試料は、2 層×12 回で突固めて作製した試料(突き固め試料)と盛土からブロックサンプリングにより直接採取した不攪乱試料である。突き固め試料は現場盛土を想定しており、不攪乱試料と同じような

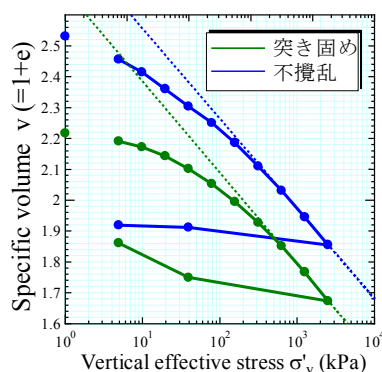


図 2.5 標準圧密試験結果

圧縮線を描くと予想したが、同じ鉛直有効応力に対し、低い比体積を示した。不攪乱試料は現地でブロックサンプリング、および標準圧密試験で用いる試料のトリミングが困難であり、多くの誤差が含まれていると思われるものの、突き固め試料で用いた材料が崩壊土砂を使ったため、現場盛土よりも乱されていることは十分に予想される。また、もう一つの特徴として、鉛直有効応力が増加しても、両圧縮線は漸近していないことが挙げられる。

図 2.6 には各載荷段階における透水係数を示す。圧縮するに伴い、透水性が低くなっていることがわかる。不攪

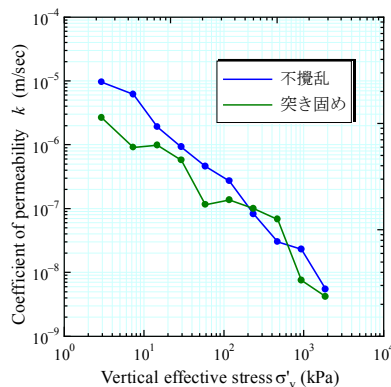


図 2.6 透水係数

乱試料の結果より、盛土の透水係数は鉛直応力を考慮して、 $k = 1 \times 10^{-6} \sim 10^{-7}$ m/sec 程度と設定する。

2.5.2 三軸圧縮試験

盛土材料の破壊に至るまでのせん断挙動を把握するため、圧密非排水三軸圧縮試験を実施した。用いた試料は再構成試料である。本来なら不攪乱試料も用いるべきであるが、三軸供試体成形が困難であることから、本研究では、再構成試料と突き固め試験の 2 種類を用いている。

再構成試料とは、液性限界の 2 倍の含水比に調整し、一度完全にスラリー状態にした後、平均有効応力 $p' = 196.2 \text{ kPa}$ で予備圧密を行い作製した試料である。この試料をトリミング法で直径 3.5cm、高さ 8cm にして、98.1kPa と、294.3kPa の有効拘束圧で約 24 時間等方圧密を行い、圧密終了後、有効拘束圧を一定にして、軸ひずみ速度 0.015mm/min で軸ひずみ 20% まで非排水せん断試験を行った。

図 2.7 に実験結果を示す。有効応力パスに着目すると、せん断ひずみが 2% 程度までは、平均有効応力の減少に伴う軸差応力の増加が見られるが、それ以降は平均

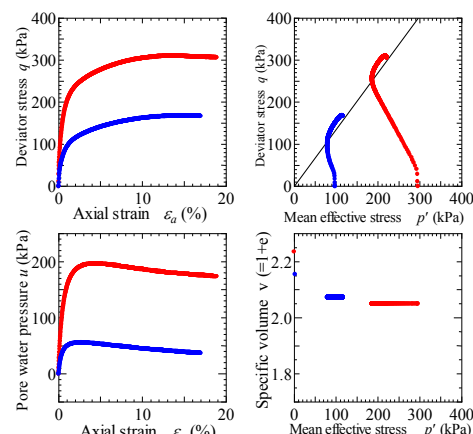


図 2.7 再構成試料の非排水三軸試験結果

有効応力の増加に伴う軸差応力の増加に転じている。せん断後半の軸差応力と平均有効応力の増加過程は、拘束圧が 98.1kPa の試験結果の方が顕著にみられる。

図 2.8 に小モードで突き固めた試料(突き固め試料)に対して行った非排水三軸試験結果を示す。供試体の含水比を現場の状態に調整して作製することで、現場の状態を想定している。なお、試験方法は先

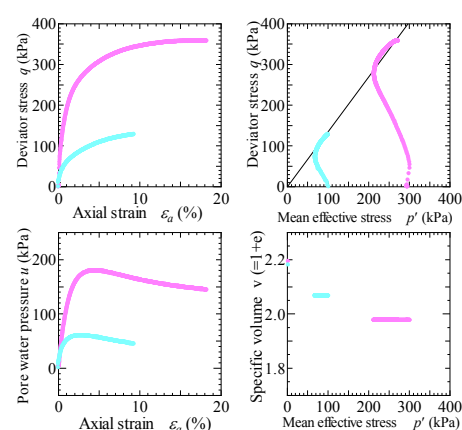


図 2.8 突き固めて作製した試料の非排水三軸試験結果

に示した再構成試料と同様である。再構成試料と似ている挙動が見られるが、突き固めて作製した供試体はせん断ひずみが 5% 程度まで平均有効応力の減少に伴う軸差応力の増加が見られ、剛性は再構成試料に比べて低い。

図 2.9 に再構成試料に対して行った等方圧密試験の結果を示す。こちらもトリミング法で直径 3.5cm, 高さ 8cm にして試験を行った。圧縮線はほぼ直線を示しており, その傾きは 0.115 である。

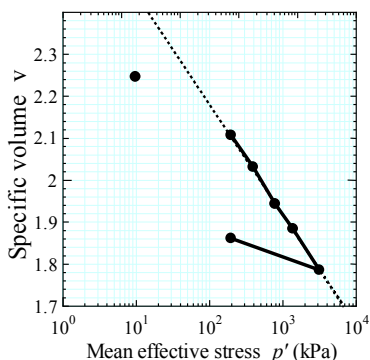


図 2.9 再構成試料の等方圧密試験

3. SYS Cam-clay model による力学特性の解釈

3.1 はじめに

本章では, 2 章で行った力学試験を, 土の骨格構造概念により解釈するとともに, 4 章での盛土—地盤系構造物の地震応答解析を行う際の, 土の材料定数を設定する。

まず 2 章で得られた各種力学試験を一樣変形場における弾塑性構成モデル SYS Cam-clay model の応答によって再現する。SYS Cam-clay model は土の骨格構造の働きを示すために, 構造, 過圧密, 異方性の概念を導入し, 塑性変形の進展に伴って骨格構造の状態変化を記述できる弾塑性モデルである。室内試験で得られた力学挙動を再現することで, 材料定数, 初期値のパラメータを同定し, 構造劣化, 過圧密解消, 異方性発達の特性を調べる。材料定数のうち, 弾塑性パラメータは土の状態に依存せず, 土に固有のパラメータである。したがって, 繰り返し試料の再現によって同定するが, 繰り返しでの三軸供試体の作製が困難であるため, 再構成試料の再現により同定する。再構成試料にも構造が多少なりとも残っており, 過圧密も 1.0 ではないことがほとんどである。よって, 適切に初期値, 発展則パラメータを与え, 再現可能なパラメータを同定する。さらに突き固め試料, 不攪乱試料の力学試験結果の再現により, 設定した材料定数の妥当性を確認する。

3.2 再構成試料の力学特性の再現

再構成試料の圧縮特性 (図 2.9) と, せん断特性 (図 2.7) をともに再現するような弾塑性パラメータ, 発展側パラメータ, および初期値を設定する。

図 3.1 に再構成試料の等方圧密試験の再現結果を示す。初期値について, 圧密前の比体積 $v_0 = 2.246$ に対する平均有効応力 $p'_0 = 9.81 \text{ kPa}$ と仮定して設定した。また応力比 $\eta_0 = 0.0$, 異方性 $\xi_0 = 0.0$ と仮定している。

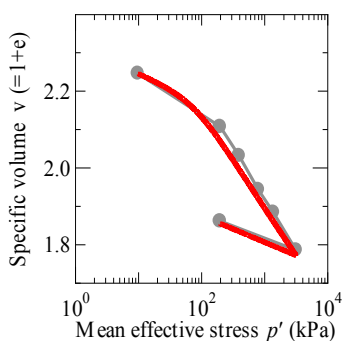


図 3.1 等方圧密試験の再現

図 3.2 に再構成試料の等方圧密過程から非排水せん断過程の再現結果を示す。ここでも等方圧密前の比体積に対する平均有効応力平均有効応力 $p'_0 = 9.81 \text{ kPa}$ と仮定して初期値を設定した。

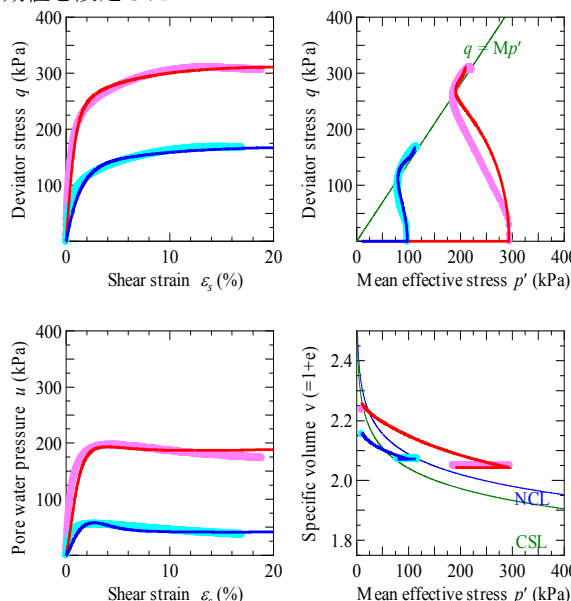


図 3.2 再構成試料の三軸圧縮試験の再現結果

SYS Cam-clay model による構成式応答は, 再構成試料の圧縮特性, せん断特性を十分に再現していることがわかる。以上より決定した材料定数を表 3.1 に, 初期値を表 3.2 に示す。得られた材料定数は, 構造劣化しにくく過圧密が解消しやすい特徴を持つ粘土に比較的似ている。

表 3.1 材料定数

<弾塑性パラメータ>		<発展則パラメータ>	
圧縮指数 $\tilde{\lambda}$	0.098	正規圧密土化指数 m	1.7
膨潤指数 $\tilde{\kappa}$	0.030	構造劣化指数 a	0.3
限界状態定数 M	1.400	b	1.0
NCL の切片 N	2.090	c	1.0
ボアソン比 ν	0.3	c_s	0.1
		回転硬化指数 b_r	0.3
		回転硬化限界定数 m_b	0.5

表 3.2 再構成試料の初期値

初期値	等方圧密試験	非排水三軸試験 (拘束圧 294.3kPa)	非排水三軸試験 (拘束圧 98.1kPa)
有効拘束圧 p'_0 (kPa)	9.81	9.81	9.81
過圧密比 $1/R_0$	8.38	9.07	14.8
構造の程度 $1/R^*_0$	3.0	4.00	1.50
比体積 v_0	2.25	2.26	2.16
応力比 η_0	0.0	0.0	0.0
異方性の程度 ξ_0	0.0	0.0	0.0

3.3 突き固め試料と不攪乱試料の再現

表 3.1 の材料定数を用いて, 突き固め試料の力学試験の再現を行う。図 3.3 は, 突き固めて作製した試料における非排水三軸試験結果の再現を示している。材料の初期値を標準圧密試験と併せて表 3.3 に示す。突き固めにより, 試料が容易に乱され, 作製した試料は構造の程度が小さくなっている。能登試料は凝灰角礫岩からなり, 締固めには適さない材料であると言われている。しかし初期値を設定することにより, 突き固め試料のせん断特性は再現される。

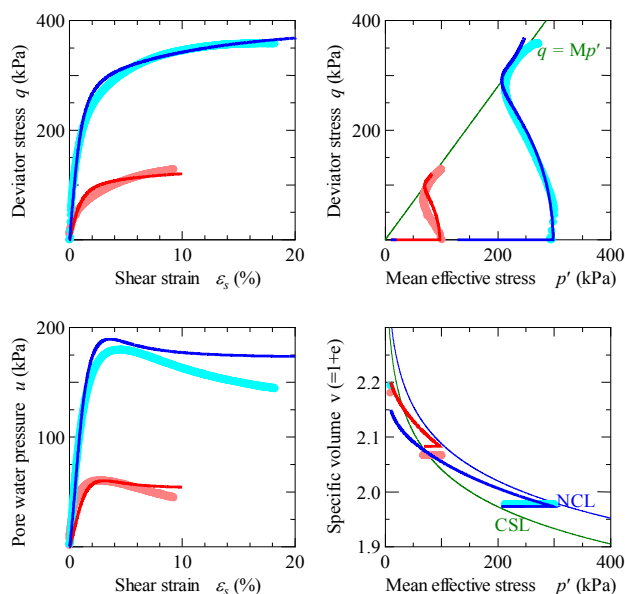


表 3.3 突固め・不攪乱試料の初期値

初期値	非排水三軸試験 (拘束圧 294.3kPa)	非排水三軸試験 (拘束圧 98.1kPa)	標準圧密試験
有効拘束圧 p'_0 (kPa)	9.81	9.81	1.0
過圧密比 $1/R_0$	12.0	6.57	5.65
構造の程度 $1/R^*_0$	1.05	1.20	5.00
比体積 v_0	2.15	2.20	2.53
応力比 η_0	0.0	0.0	0.0
異方性の程度 ζ_0	0.0	0.0	0.05

突き固め試料が、現場の盛土状態を表していないことは、図2.5の不攪乱試料との標準圧密試験結果との比較で明らかである。そこで、不攪乱試料の標準圧密試験結果を、表3.1の材料定数を用いて再現することを試みた。図3.4は不攪乱の標準圧密試験の再現結果を示す。平均有効応力と比体積は実験結果より決定している。初期状態として $p'_0 = 1.0\text{kPa}$ 、 $v_0 = 2.53$ を設定した。再現結果を見ると、計算結果は実験結果を比

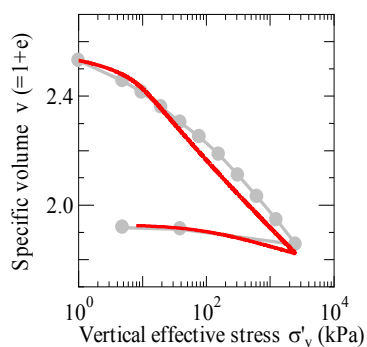


図 3.4 標準圧密試験の再現結果

較的によく表現している。すなわち、再構成試料と締固め試料の力学挙動を再現する材料定数で、不攪乱試料の一次元圧縮挙動も表現できている。詳しく見ると、計算結果の方が実験結果よりも「下側」に位置し、構造の程度を低く見積もっている。若干の違いはあるものの、本章で得られた材料定数を用いて、盛土・地盤系構造物の計算を次章で行う。

4. 傾斜地盤上盛土および水平地盤上盛土の地震中・地震後の変形解析

4.1 はじめに

1章で示したように、能登半島地震による道路盛土の災害の特徴は、傾斜地盤上の盛土が地震後に円弧すべり状の大崩壊を示し、一方水平地盤上の盛土は崩壊していないことである。そこで、本章では3章において決定した盛土の材料定数を用い、水平地盤と傾斜地盤の2種類の盛土形状に対し、水～土連成有限変形解析プログラム *GEOASIA* を用いて、2007年能登半島地震の地震応答解析を行う。そして地震中および地震後の変形挙動を示すとともに、代表的な土要素の力学挙動に注目し、土の骨格構造の作用に基づき、両者の変形挙動の違いを解釈する。

4.2 解析条件

(1) 解析断面と境界条件

図4.1に水平地盤上、傾斜地盤上の盛土解析に用いた有限要素メッシュ図(盛土構築後)をそれぞれ示す。メッシュ図はそれぞれ、試料を採取した崩壊箇所の盛土・地盤をある程度再現している。基礎地盤は水平地盤では縦20m横500mであり、傾斜地盤では横1000mの地盤の中央に傾斜角15度の斜面が高低差91mで存在している。水理境界は両端、下端は非排水条件で、地表面のみ排水条件とした。なお、盛土、地盤ともに完全飽和状態となっている。地震時には、傾斜地盤・水平地盤ともに周期境界を設け両端に等変位境界を入力し、また地震波の全反射を防ぐために、地盤の下端の水平方向に粘性境界を設けている。また、盛土は地盤に比べてメッシュを細かく切った。傾斜地盤上の

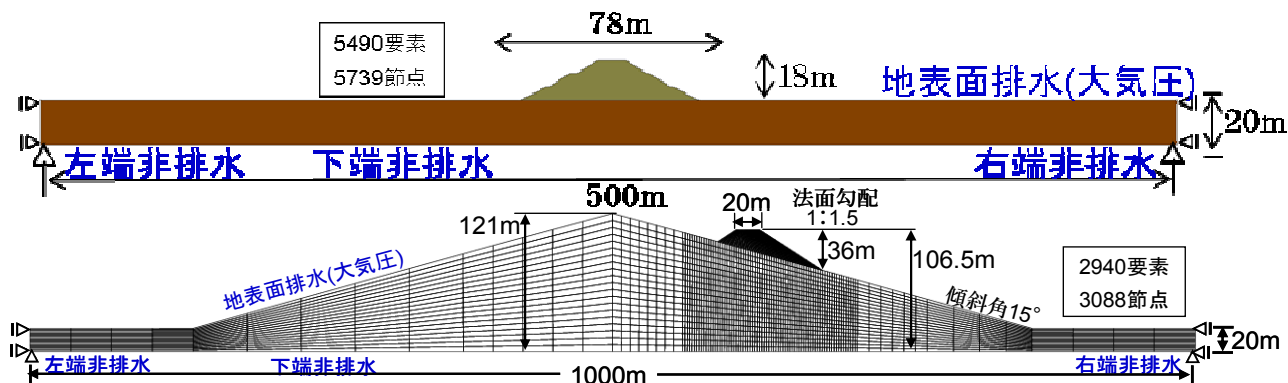


図 4.1 解析全断面図

盛土は天端幅 20m, 法面勾配 1:1.5, 盛土高 36m の盛土を構築する。盛土の施工過程は、地盤の所定の位置に水～土二相系の弾塑性体として有限要素を追加し、圧密が終了するまで計算することで同定した。ここでは実際の盛土とは異なり、一回で全ての盛土要素を基礎地盤上に立ち上げ、過剰間隙水圧が十分に消散するよう 20 年間の圧密放置を行っている。水平地盤上の盛土は天端幅 12m, 盛土高 18m, 法面勾配は一段目では 1:1.8, 二段目, 三段目は 1:1.5 である。また、傾斜地盤とは異なり、高さ 1m の要素を 18 回追加することにより段階載荷を表現した。この時、盛土作製の速さは実際の施工速度である 0.33m/day となるようにし、また、圧密による盛土の沈下を考慮して、所定の天端高になるように調整した。解析は盛土が進行方向に等断面で構成されているものとして、平面ひずみ条件で全断面を用いて計算を行った。

(2) 盛土および地盤の材料定数と初期値

解析に用いた材料定数は、3 章で得られた表 3.1 を用いた。初期値は表 4.1 に示す。盛土は現地発生土を利用していると仮定し、盛土と地盤の材料定数は同じとし、初期値を変えている。盛土の初期値は、現地 RI 試験で得られた含水比を参考に比体積の値を決め、構造の値や透水係数は不攪乱試料に対する標準圧密試験より決定した値を用いた。地盤の初期値は、実現象として、崩壊は盛土部のみで起きたことから、地盤の比体積や構造を小さくして、固い地盤を想定した。地盤も盛土も比体積と構造の程度は各層内で一様均質とし、土被り圧に応じて過圧密比を分布させた。なお、盛土、地盤ともに飽和状態での計算となるため、盛土表面(境界)での水理条件として表面水位が一致するように設定している。つまり盛土には常に水が供給されている状態を想定している。

表 4.1 解析で用いた初期値

	構造 の程度	比体積	初期 応力比	初期 異方性	透水係数 [m/sec]
地盤	1.2	1.60	0.54	0.54	1.00d-9
盛土(傾斜)	7.5	2.14	0.54	0.54	1.00d-5
盛土(水平)	7.5	2.26	0.54	0.54	1.00d-5

(3) 入力地震波の設定

入力地震波には能登地震において観測された地震波を用いた。図 4.2 に地震波を計測した観測点と崩壊箇所の位置関係を示す。今回用いた地震波は崩壊箇所に最も近い穴水観測点で得られた地震波である。

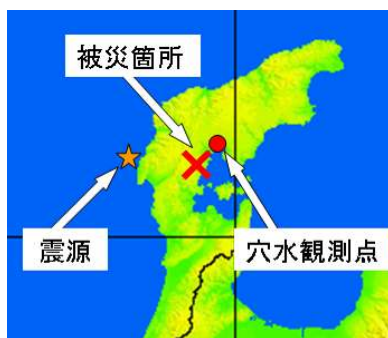


図 4.2 各箇所の位置関係

地震波を

図 4.3 に示す。

最大加速度が 8.96m/s^2 と非常に規模の大きい地震波であることがわ

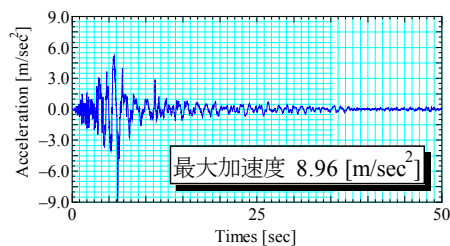


図 4.3 観測地震波

かる。計算を行う際、地震波は基盤面に入力するのだが、観測は地表で行われているために、観測地震波をそのまま入力することはできない。そこで、図 4.3 の地震波の振幅のみを変化させ、それを仮の入力地震波として応答解析を行い、盛土法尻で得られる応答地表地震波が応答最大加速度をはじめ図 4.3 の地震波に最も類似した入力地震波を選定した。最も類似した応答地震波を図 4.4 に示す。この時の入力地震波は地表地震波の振幅の 0.5 倍となり、正式な入力地震波とした。以下のこの地震波を穴水地震波と呼ぶこととする。

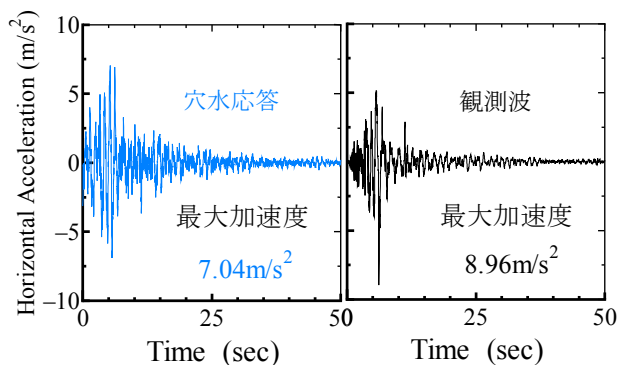


図 4.4 応答加速度

4.3 水平地盤・盛土の解析結果

まず、被害の少なかった水平地盤上の盛土の地震応答解析を示す。図 4.5 は地震直前、地震直後、地震後 20 年経過時点での、せん断ひずみ、平均有効応力、過圧密、比体積の分布である。地震直前では、法尻付近に高いせん断ひずみが発生し、比体積が大きく、過圧密もほとんど解消している。比体積分布に着目すると、盛土の中央部に近くなるほど比体積が小さくなっており、盛土の構築過程や圧密過程が再現できていることがわかる。

地震中においては、盛土堤内において、平均有効応力の減少、つまり正の過剰間隙水圧が発生している。正の過剰間隙水圧は、地震後の消散に伴い、比体積がごくわずかに減少している。また、地震中にうすく円弧状にせん断ひずみが発生しているが、地震後にそれが進展することなく、地震後は安定した挙動を示した。地震後、盛土は圧密により安定化に向かったと考えられる。水平地盤上の盛土は地震により崩壊しないことを再現した。

盛土築造から地震中、地震後にかけての盛土の安定化挙動を土の要素挙動で考察する。今回は盛土堤内の一要素(図 4.5○印)に着目した。○印における力学挙動を図 4.6 に示す。図中の黒線は盛土構築中、青線は地震中、赤線は地

震後の力学挙動をそれぞれ示す。まず盛土構築中の挙動に着目すると、盛土の構築に伴い軸差応力や平均有効応力が上昇し、比体積が減少する。地震中の挙動はほぼ非排水状態で軸差応力の増減が繰り返され、正の過剰間隙水圧が発生し、平均有効応力が減少、過圧密も蓄積している。構造の程度には特に変化は見られなかった。地震後には正の過剰間隙水圧が消散し、平均有効応力が回復すると共に比体積が減少、つまり圧密が起きている。地震により正の過剰間隙水圧が発生し、土の有効拘束圧が減少したが、破壊には至らず、むしろその後の圧密により盛土が安定したために、水平地盤上の盛土は破壊に至らなかった。

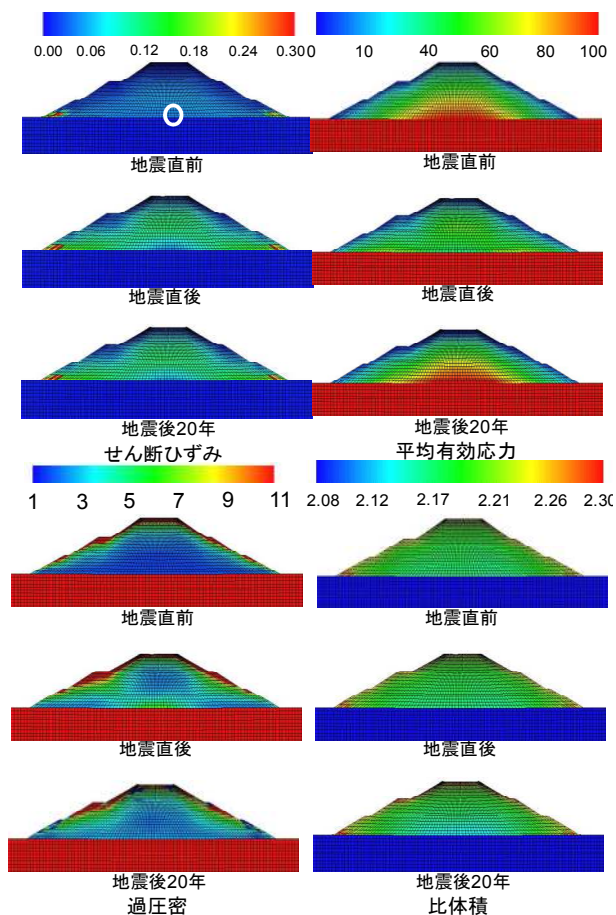


図 4.5 水平地盤解析結果

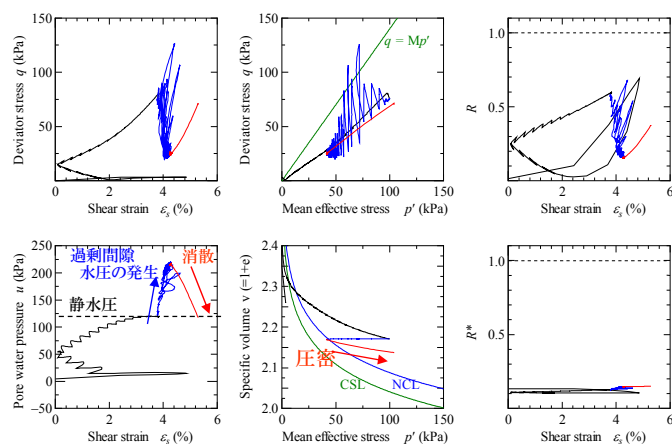


図 4.6 水平地盤力学挙動

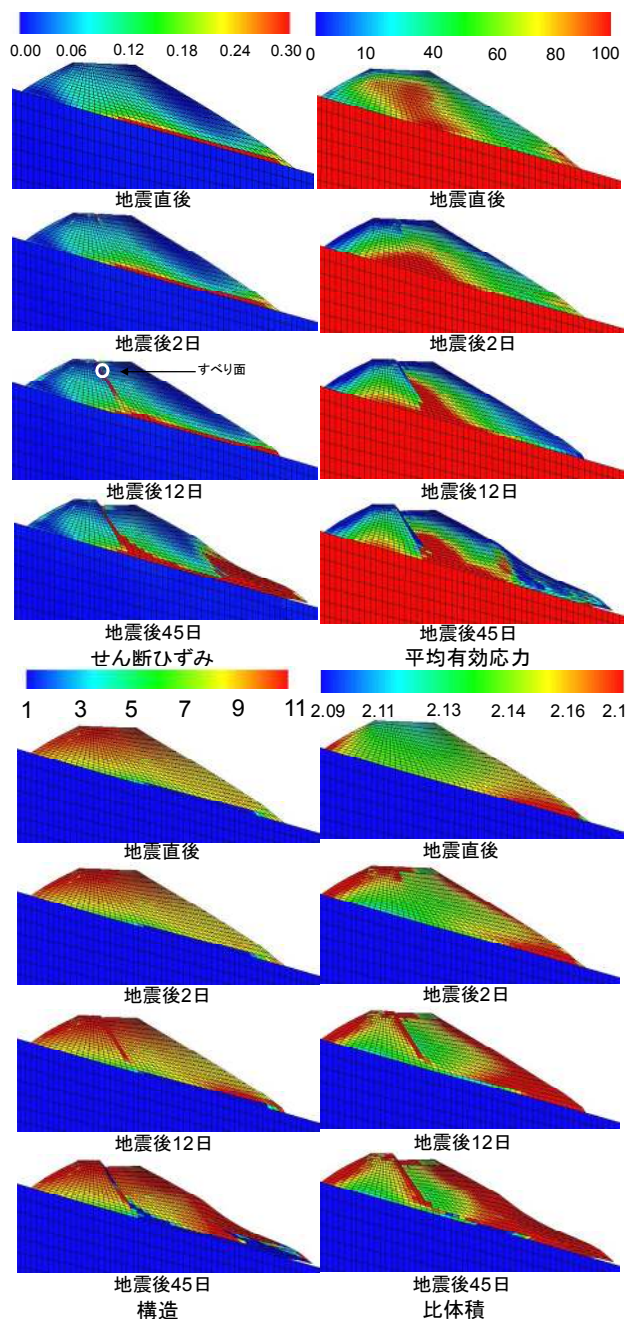


図 4.7 傾斜地盤解析結果

4.4 傾斜地盤・盛土の解析結果

次に地震後に大規模な円弧すべり状の崩壊が起こった傾斜地盤上の盛土の地震応答解析を示す。図 4.7 は地震直後から地震後 45 日までのせん断ひずみ、平均有効応力、構造、比体積の分布の経時変化である。ここには載せていないが地震直前は大きなせん断ひずみが出ていない。しかし、水平地盤とは異なり、段階的な盛土構築は複雑であるため、計算しておらず、別途盛土を構築し、傾斜地盤に貼り付け、圧密計算を行っている。

図 4.7 のせん断ひずみ分布において、地震直後に盛土法尻付近から中央部までの地盤と盛土の境界でせん断ひずみが卓越し、地震後 2 日で盛土天端中央付近から大きなせん断ひずみが発生した。地震 12 日後には円弧すべり状に

せん断ひずみの局所化が起こり、その後、さらにせん断ひずみが進展して、法尻付近も全体的に大きくせん断ひずみが集中する。平均有効応力分布に着目すると、地震中に平均有効応力の増加が見られる。これにより、地震中にせん断を受けてもひずみが進展せずに地震中の崩壊には至らなかった。この平均有効応力の上昇は、後述する土の要素挙動から、負の過剰間隙水圧が生じているためであり、したがって、地震後に負の過剰間隙水圧が消散し、盛土が吸水膨張を起こし、それが原因となり地震後約2日ですべり面が発生する。すべり面においては、構造の高位化や、比体積の増加が見られる。実際の崩壊のスケッチを図4.8に示すが、図4.7はよく再現している。

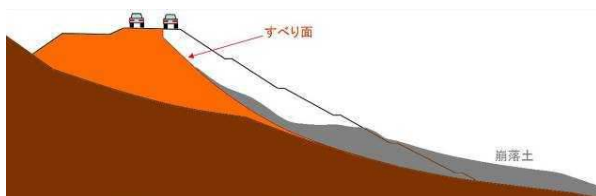


図4.8 実際の盛土崩壊図

盛土築造から地震中、地震後にかけての盛土の崩壊挙動を、土の要素挙動で考察する。図4.9に盛土上部のすべり面における力学挙動を示す。緑点で示している点が地震入力前の状態である。黒線が地震中の挙動で青線と赤線が地震後の挙動を示している。地震中に発生した負の過剰間隙水圧により、平均有効応力が上昇し、地震後に周りから水が供給され、膨張が起こり、その後せん断ひずみが進展、それに伴い再び水圧が減少し、その後軸差応力がピークを迎え、吸水膨張を伴う軟化が起こり、せん断ひずみが一気に進行する。この時点ですべり面が発生したと思われる。吸水膨張時には弾性的にも塑性的にも膨張しており、構造の高位化や、過圧密の解消を一気に起こしている。有効応力パスは原点に向かって動き、崩壊が進行する。

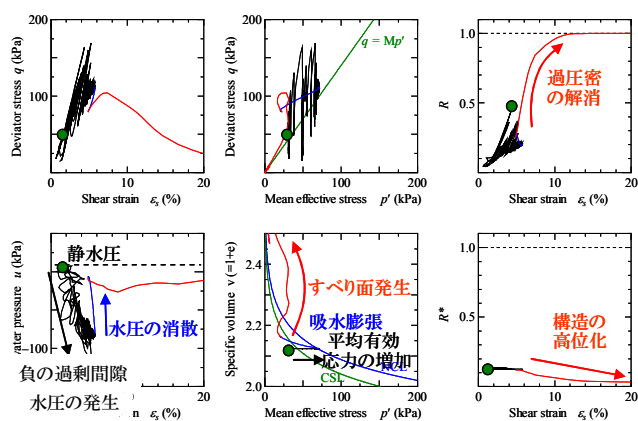


図4.9 滑り面における力学挙動

5. まとめ

2007年能登半島地震による水平地盤上盛土および傾斜地盤上盛土の変形挙動を考察し、傾斜地盤上盛土の地震後遅れ破壊のメカニズムを明らかにするために、室内試験に

よる盛土材料の特性を把握し、水～土連成有限変形解析プログラム *GEOASIA* により水平地盤上盛土および傾斜地盤上盛土の地震中から地震後にかけての変形挙動を再現した。以下に主な結論を述べる。

- (1) 盛土材である強風化凝灰岩は、最適含水比よりも含水比が高くなると、一軸圧縮強度が著しく低下し、現場含水比の一軸圧縮強度は最適含水比のそれに比べ、1/3に低下する。なお、崩壊現場の盛土の状態は最適含水比よりも15%も高かった。
- (2) 再構成試料、突き固め試料および不攪乱試料ともに初期値を適切に設定することにより同じ材料定数で力学挙動を再現することができた。
- (3) 解析により、傾斜地盤上の盛土は、地震後円弧すべり状に崩壊し、実現象を再現した。地震後の遅れ破壊は、地震中に盛土内に負の水圧が発生し、地震後、吸水軟化することが原因であり、吸水中は塑性膨張を伴う構造の高位化や正規圧密土化が起きている。
- (4) 水平地盤上盛土は、解析でも崩壊は起こらなかった。その要因は、地震中に正の過剰水圧が発生し、地震後に水圧消散とともに圧密沈下が進行したためである。

参考文献

- 1) 地盤工学会北陸支部ら：2007年能登半島地震被害調査報告書，pp.20-21，48-49，2007
- 2) 白石直也，河邑眞：能登半島地震における道路盛土被害と地山構造との関連についての動的解析による基礎的検討，平成21年度土木学会中部支部研究発表会，pp.273-274，2010
- 3) 笹欽一ら，能登半島地震による能登有料道路縦—6盛土破壊の事後解析（その3：動的応答解析），第43回地盤工学研究発表会，2008，pp.1733-1734
- 4) 池村太伸ら，2007年能登半島地震における能登有料道路挙動の解析（その3：動的応答解析），第44回地盤工学研究発表会，2009，pp.1533-1534
- 5) Asaoka, A. and Noda, T.(2007):All Soils All States All Round Geo-analysis Integration, International Workshop on Constitutive Modelling - Development, Implementation, Evaluation, and Application, Hong Kong, China, pp.11-27.
- 6) Asaoka et al.(2002): An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, S & F, 42(5), pp.47-57.
- 7) 能登有料道路復旧工法検討委員会(2008)：平成19年3月25日能登半島地震「能登有料道路復旧工法検討委員会」-土工部会-報告書,平成19年度発表公演集,地盤工学会，第42回，pp.1719-1720.
- 8) Nakano, M., Nakai, K., Noda, T. and Asaoka, A. (2005) : Simulation of shear and one-dimensional compression behavior of naturally deposited clays by Super/subloading Yield Surface Cam-clay model, Soils and Foundations, Vol.45, No.1, 141-151.
- 9) 小林孝英ら，砂と粘土の混合中間土の構造劣化，過圧密解消特性，第41回地盤工学研究発表会，2006年，pp.369-370

谷埋め造成地における盛土地盤の非線形性が地震動の増幅パターンに及ぼす影響 Amplification pattern of Seismic Motion in Filling Valley on Irregular Base-formation

大橋 正¹, 杉戸 真太²

1 基礎地盤コンサルタンツ株式会社

2 岐阜大学 流域圏科学研究センター

概 要

傾斜した基盤を有する谷埋め盛土における谷軸直角方向の応答加速度などの地震動の増幅は、これまでに谷形状(W/D)、谷直角方向断面の両端傾斜角(θ)や周波数特性により、最大値やその発生位置が異なることが示されている。本検討では谷埋め造成地などの谷直角方向断面における、谷埋め盛土地盤材料のせん断弾性定数や減衰定数のひずみ依存性などの非線形性の影響が、応答加速度の最大値の発生場所などの地震動増幅パターンに及ぼす影響について評価したので報告する。検討の結果、谷埋め盛土地盤では、盛土地盤材料のせん断弾性定数や減衰定数の変化により地震動(応答加速度)が谷端部に集中する傾向が認められた。地盤のせん断弾性定数や減衰定数の変化の程度は、想定される地震動の規模により異なるが、より大規模な地震(入力加速度が大きい)ほど地盤の減衰効果が顕著となり傾斜基盤から谷中央部までに屈折波の伝搬が減衰し、端部での直達波と屈折波の重なりによる応答が相対的に大きくなることが示された。これら一連の評価により、谷埋め盛り土造成地などで地震時の応答が大きくなる位置(被害が出る位置)をある程度の範囲で特定できる可能性を示しているものと考えられた。

キーワード：谷埋め盛土，地震動の増幅，盛土地盤の非線形性，不整形地盤

1. はじめに

近年発生した地震における宅地造成地や道路盛土などの谷埋め盛土地盤(傾斜のある谷筋の造成盛土地盤)での被害は、周辺の切土部分と比較して地震時の応答加速度の増幅が著しく大きくなることから、被害程度も大きくなると云われている¹⁾。これら谷埋め造成地盤では図-1に示すように盆状の傾斜基盤である場合が多く、地震時応答特性のうち不整形基盤(基盤の傾斜)による影響があると考えられる。

図-2に示すように傾斜した基盤を有する谷埋め盛土での谷軸直角方向の地震動の増幅は、谷上幅を W 、谷深さを D とした場合の谷形状係数(W/D)、谷直角方向断面の両端傾斜角(θ)、基盤と谷埋め盛土地盤とのインピーダンスコントラスト(IP)や入力地震動の周波数特性と地盤の卓越周波数との比などにより、盛土地表面の応答加速度の最大値やその発生位置が異なることが示されている^{2),3)}。また、谷埋め盛土の地震時応答特性としては、谷を谷軸方向と谷直角方向に分けて考えた場合、谷直角断面方向において谷中央部に向かって加速度応答が卓越するなどの傾向がこれまでに報告されている^{2),3),4)}。

本検討では谷埋め盛土における谷直角方向断面の谷形状について、谷上面幅(W)よりも波動の屈折などで直接応答の発生位置に対して影響が大きいと想定されること

から谷底面幅($W1$)と谷深さ(D)の関係によって地震動増幅の程度や最大値が発生する位置の変化など、いわゆる増幅パターン(応答加速度の最大値の発生範囲の傾向)に及ぼす影響を評価した。さらに、加速度応答の最大値の発

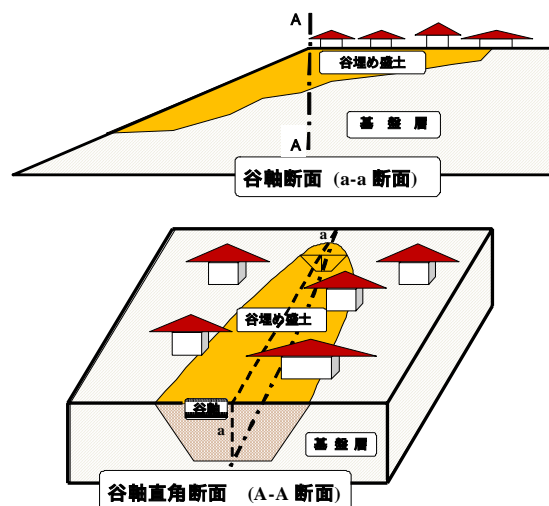


図-1 谷埋め盛土の検討断面の模式図

生パターンが谷埋め盛土地盤材料の非線形性によってどのように変化するかと、盛土造成地盤の地震時の被害範囲を想定するための基礎データを得ることに着目した。

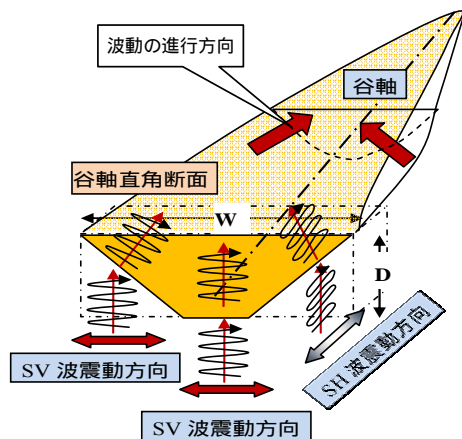


図-2 谷軸直角断面地震波震動方向イメージ

2. 傾斜基盤上盛土の地震動増幅メカニズムの解釈

2.1 片側基盤傾斜解析モデル

谷埋め盛土（両側基盤傾斜）の応答の変化をみるため、まず単純化したモデルにより波動の伝播を考えることとして、図-3 に示すように片側基盤傾斜モデルを検討の対象

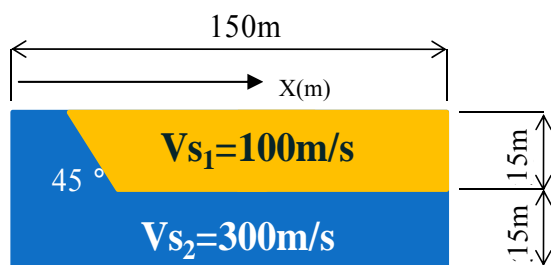


図-3 片側傾斜基盤解析モデル

とした⁴⁾。ここで、片側基盤傾斜とは、谷軸直角断面の谷幅が無限に広がった広幅の谷を想定したものである。

片側基盤傾斜モデルにおける応答加速度の大きくなる位置をモデル端部からの距離 X (m) で表し、両側基盤傾斜の谷埋め盛土はこの片側基盤傾斜モデルの対象断面であると考えて、谷埋め盛土の加速度応答の発生パターンを解釈することにする。解析は、2次元有限要素解析（Advanced-FLUSH）⁷⁾による谷埋め盛土造成地のモデルとし、境界条件として側方にはエネルギー伝達境界を設定し、底面に粘性境界を設定した。地盤物性としてはインピーダンスコントラスト（IP）を0.3程度とし、盛土地盤と基盤のせん断弾性波速度を $V_{s1}=100\text{m/s}$ 、 $V_{s2}=300\text{m/s}$ 、密度を $\rho_1=17.6\text{kN/m}^3$ 、 $\rho_2=21.6\text{kN/m}^3$ としている。入力地震動は鉛直SV波とSH波を考え2Hz正弦波半波長の入射振幅100gal（E）としている。減衰定数は一律2%を仮定した。

2.2 盛土地盤が線形とした場合の解析結果

波動の幾何学的影響を見るため、盛土地盤の非線形性（せん断弾性定数と減衰定数のひずみ依存性）を考慮しない場合の片側基盤傾斜モデルにおける波動伝播を見てみ

る。図-4 は中央の図が解析モデルを表し、その中に代表例としてSH波の波動伝播のイメージを矢印で示し、基盤層上面から地表面への加速度波形のピークポイントの到達時間の数値と応答加速度（ A_{max} ）の数値を示している。上図にはSH波、SV波の水平加速度成分、およびSV波の鉛直加速度成分について、地表面のモデル端部からの各点距離毎のプロットを示している。図-4 下図にはモデル端部から0m、36m、48m、及び59m地点の地表面のSH波、SV波の水平加速度、およびSV波の鉛直加速度波形を示している。例えば、SH波に着目すると、モデル右側のフリーフィールドでは、ピークポイントは、 $V_{s2}=300\text{m/s}$ の基盤層を底面から $V_{s1}=100\text{m/s}$ の盛土層境界まで進行し、 $V_{s1}=100\text{m/s}$ の盛土層をGL-15m（ $t_0=0.0$ 秒）から地表面まで $t_1=0.15$ 秒で到達する。地表面最大加速度は430gal程度となっている。モデル左側の露出基盤地表面では、同様にモデル底面からの波

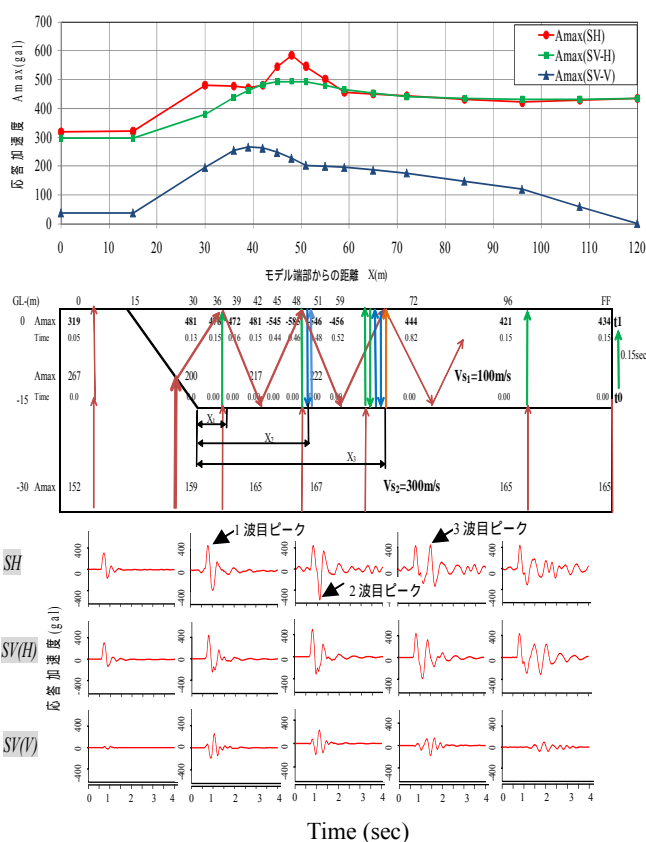


図-4 片側傾斜基盤による加速度

重ね合わせ説明図

動の最大値の発生ピークポイントはGL-15mから0.05secで第1波が到達している。図-4 上図中の X (m) の表示は、モデル左端からの距離であるが、 $X=36\text{m}$ 付近の基盤が片側傾斜から水平成層に移行する範囲では、GL-15mからの地表面への加速度波形のピークが到達する時間は、右側フリーフィールドと同じく $t_1=0.15$ 秒付近であるが、最大加速度は水平成層（フリーフィールド）と比べて10%程度増幅の478galとなっている。これは、水平成層地盤（フリーフィールド）と同じ鉛直下方から伝播してきた直達波と片側傾斜層から進行してくる屈折波との重ね合わせによるものと考えられる。さらに、 $X=48\text{m}$ 付近では最大加速度は水平成層地盤（フリーフィールド）の最大値と比較して

35%程度大きい 585gal の増幅となっている。そして、 $X=48\text{m}$ 付近での最大加速度波形のピークの到達時間は最初に地表面にピークの第1波が到達してから約 0.3 秒が経過した 0.46 秒後となっている。これは、GL-15m の境界の下方から伝播した直達波が 0.15sec で第1波として地表面に到達し、そこで全反射（同位相）し、反射波は 0.3sec で GL-15m の境界での再反射（位相逆転）の後、約 0.45sec で元と逆位相の第2波として到達し、片側傾斜から同様に反射・進行してきた屈折波と重なり大きな増幅となったものと想定された。さらに $X=60\text{m}$ 付近で反射を重ねた第3波が到達しているが、鉛直直達波と側方からの屈折波は減衰し水平成層地盤（フリーフィールド）での最大値とほぼ同じレベルの 450gal 程度となったものと想定される。ただし、水平成層地盤での最大値到達時間 0.15 秒と比べて加速度波形のピークの第3波到達時間は 0.82 秒となり、大きく時間遅れを伴っている。本検討では盛土層の減衰定数は 2% の一定値として設定しており、ひずみ依存性は考慮していないため、減衰はさらに顕著となる可能性もある。以上の検討結果により、傾斜した基盤を有する盛土における地震動（応答加速度）の増幅は、下方から伝播する鉛直直達波と片側傾斜基盤から進行する屈折波との重ね合わせ効果によるところが大きいことが分かった。

2.3 盛土地盤の非線形性を考慮した場合の解析結果

片側傾斜基盤上の盛土の地震時応答は、盛土材料のせん断弾性定数と減衰定数のひずみに対して線形の場合には下方からの鉛直直達波と側方基盤傾斜からの屈折波が重なり、応答が増大することが分かった。また、応答の増大の範囲は、鉛直直達波と屈折波の盛土内の重複反射による第1波だけでなく、第2波、3波の重ね合わせにより大きな増幅の範囲が盛土中央部に拡大する可能性も指摘された。ここでは、盛土材料の非線形性が加速度応答に与える影響を検討した⁵⁾。地盤モデルは図-3 に示した断面および地盤物性であるが、盛土材料の非線形性（せん断弾性定数と減衰定数のひずみ依存性）は、 $V_{s1}=100\text{m/s}$ 程度を検討に用いていることから、図-5 に示す佐々木らが求めた沖積粘性土の G/G_0 曲線を用いた。地盤の非線形性の影響を評価するため、入射加速度(E)を 25, 50, 100 および 200gal として小ひずみから大ひずみまでの影響を評価する。また、入射波は 1Hz 及び 2Hz 正弦波半波長として周波数の影響も評価した。

図-6 上図は入射波 1Hz の場合のモデル端部からの露出基盤振幅(2E)に対する増幅率をプロットしたものであり、下図は 2Hz のプロットである。両図ともに入射加速度振幅が 50gal までの比較的ひずみレベルの小さな範囲までは屈折波の影響がモデル右側までの広範囲に表れているが、入射波振幅が 100gal 以上では減衰効果が効いて谷右側の重ね合わせ効果は少ない。図-5 の図中の矢印は入射波 1Hz および 2Hz における盛土地盤のせん断弾性定数と減衰定数のひずみ依存カーブにおける有効せん断ひずみ γ_{eff} （最大せん断ひずみの 65% を仮定）の範囲を示している。入射

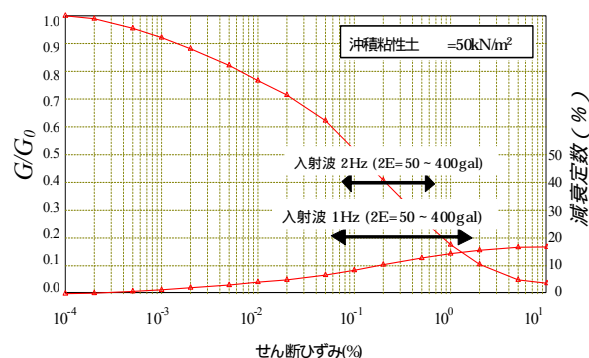


図-5 検討に用いた G/G_0 - γ 曲線

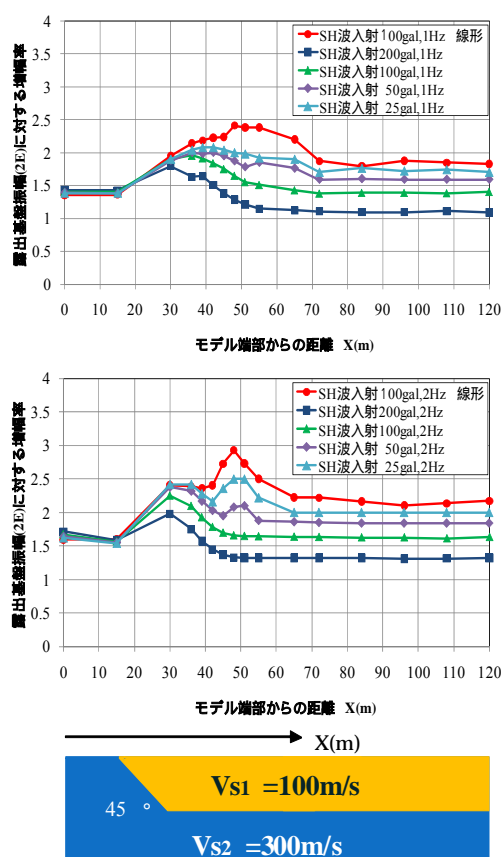


図-6 片側傾斜基盤解析モデル

波 25 ~ 200gal (2E=50 ~ 400gal) の場合、有効せん断ひずみ γ_{eff} は 0.06% ~ 1.52% の範囲を示し、 G/G_0 は初期値から 10 数% ~ 60% の低下となり、減衰定数は数% ~ 10 数% の上昇となる。1Hz 入射波の場合の方が 2Hz 入射に比較して有効せん断ひずみが大きく、基盤とのインピーダンスコントラストが大きくなる（波動インピーダンス比は小さくなる）。したがって、2Hz 入射の場合よりも 1Hz 入射のケースでは、片側傾斜基盤からの屈折波は Snell の法則によって、屈折角が大きくモデル右側に向かって進行する。但し、有効せん断ひずみが大きいため、減衰定数も 10 数% と大きくなるため、振幅の減衰も大きく、増幅率も小さい。

3. 谷埋め盛土での地震動増幅パターンの検討

3.1 谷埋め盛土（両側基盤傾斜）解析モデル

片側基盤傾斜による単純化モデルによって波動の重ね合わせ効果が確認されたが、これら第1波、第2波、および第3波の到達で盛土地表面加速度の最大値の位置と傾斜基盤の谷底の端部からの距離を X_1 、 X_2 および X_3 と設定してみる。この X_1 、 X_2 および X_3 を谷底幅 $W1$ の中央からの距離として本章の谷埋め盛土の地震動増幅パターン検討における3種類の谷軸直角方向断面モデル形状として検討することとする。

図-7は谷埋め盛土（両側基盤傾斜）の形状の違いによる地震時応答のパターンを確認するための代表的2次元解析モデルである。片側基盤傾斜モデル（対象断面）に対して全断面モデルとなるものである。解析は、片側基盤傾斜モデルと同様に2次元有限要素解析（Advanced FLUSH）⁷⁾を用いている。境界条件として側方にはエネルギー伝達

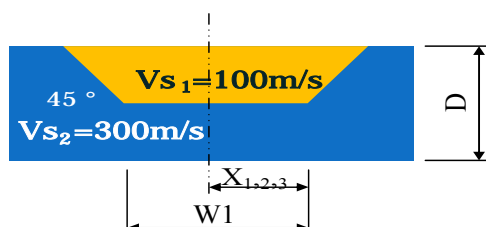


図-7 谷埋め盛土谷軸直角方向断面解析モデル

境界を設定し、底面に粘性境界を設定した。地盤物性としてはインピーダンス比を0.2程度とし、盛土地盤と基盤のせん断弾性波速度を $V_{s1}=100\text{m/s}$ 、 $V_{s2}=300\text{m/s}$ 、密度を $\rho_1=17.6\text{kN/m}^3$ 、 $\rho_2=21.6\text{kN/m}^3$ としている。入力地震動は鉛直SH波を考え2Hz正弦波半波長の入射振幅100gal（E）としている。

3.2 盛土地盤の非線形性を考慮した解析結果

(1) 周波数の違いによる応答パターンの変化

盛土材料の非線形性（せん断弾性定数と減衰定数のひずみ依存性）を考慮した場合に両側傾斜地盤からの屈折波と直達波との重ね合わせによる応答の増幅や最大値の発生位置がどのように変化するかを検討した。解析条件は入射波を1Hz及び2Hzとし、盛土地盤の非線形特性は図-5の $G/G_0, h \sim$ 曲線を用いた。図-8は谷底面幅 $W1$ と谷深さ D の比を $W1/D=1$ 、 $W1/D=3$ 、および $W1/D=6$ とした場合の基盤からの応答加速度の増幅率の違いを示している。ここでの増幅率は、入射振幅(E)が全反射する露出基盤入力振幅としてEの2倍の200galに対する地表面加速度の最大振幅と定義する。図-8の X_1 、 X_2 および X_3 は、図-4で示した第1波、第2波、および第3波到達地点付近で盛土地表面加速度の増大位置から基盤傾斜の谷底の端部までの距離を表している。図-8では、谷底幅 $W1$ をそれぞれ X_1 、 X_2 および X_3 の2倍に設定している。すなわち $X_1=0.5D$ 、 $X_2=1.5D$ 、 $X_3=3D$ 程度が図-4から求められている。そこで、 $W1/D=1$ ($W1=2X_1$) のケースは、図-4の第1波目で応答が

大きくなる位置付近を中央とした谷埋め盛土（両側基盤傾斜）形状とした。 $W1/D=3$ ($W1=2X_2$) は同じく2波目の位置であり、 $W1/D=6$ ($W1=2X_3$) は3波目の位置である。図-8の $W1/D=6$ (広幅) の場合、1Hz、2Hzともに地表面加速度の最大値は両側傾斜基盤が平坦部に移行する周辺で両側ともにピークが見られる（二つ山）。これは、第1波の重ね合わせがあるものの、それ以降は減衰効果が大きく中央部ではほぼ水平成層状況での応答と同様である。

1Hz入射波の応答は、2Hzの場合と比較して谷中央部に加速度の最大値の発生位置が変化している。一方、 $W1/D=1$ (狭幅) の場合、1Hz、2Hzともに地表面加速度の最大値は谷中央部にピークが見られる。 $W1/D=3$ (中幅) では、2Hz入射の場合ピークは両側の2つ山となり、1Hzの場合には最大値は谷中央部にピークが見られる。

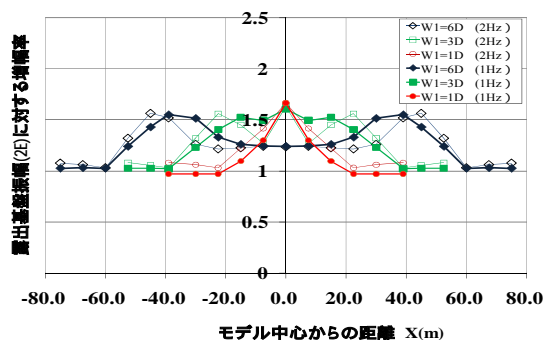


図-8 $W1/D$ による加速度増幅の発生パターンの違い（非線形）

(2) 入力レベルの違いによる応答パターンの変化

図-9は谷底面幅 $W1$ と谷深さ D の比を $W1/D=1$ (下図) および $W1/D=6$ (上図) とし、入力加速度レベルを50, 100, 200, および400galとした場合の、盛土地盤の非線形性の影響による増幅の発生パターンの違いを評価したものである。入射波の周波数は1Hz正弦波半波長である。上図の広幅モデルの場合には入力加速度レベルの違いによる二つ山の応答傾向の違いはないが、加速度レベルが大きくなるに従って両側傾斜付近での二つ山の傾向が明瞭となる。減衰の影響で増幅率は小さくなる傾向を示し、また側方基盤からの屈折波の減衰が入力加速度レベルの増加に伴って大きくなるため、谷中央部での加速度増幅率は減少していくものと考えられる。一方、下図の狭幅モデルでは入力加速度が200gal程度までは谷中央部に応答が集中しているが、外力が400galとなりレベル2相当になると発生パターンは二つ山となり谷中央部の応答は著しく減衰し、波動の重ね合わせは基盤傾斜部周辺のみで顕著となることが分かった。

(3) 盛土地盤の非線形性による加速度発生パターン

水平成層地盤(フリーフィールド)の増幅率より大きな部分が谷埋め盛土の両側基盤傾斜による応答値の増幅の影響と考えられることから、図-10に示すように増幅の傾向を3パターンに分類してみた。図-8の谷底面幅が狭い場合($W_1/D=1$)には鉛直下方からの直達波と傾斜基盤から進行してきた屈折波の波動の重ね合わせで谷中央部に応答値のピークがみられる。また、谷底面幅が広い場合(図-8および図-9上図)では、波動の重ね合わせによるピークは

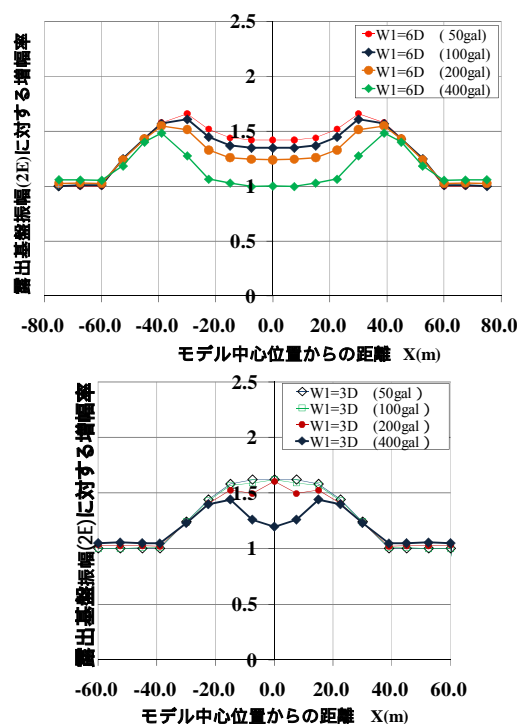


図-9 入力加速度の違いによる増幅発生パターンの違い(非線形)

谷端の一部分に限られ、谷中央部では傾斜基盤からの屈折波は減衰し、大きな重ね合わせは少ない。谷底面幅が中程度(図-8および図-9下図)では、入力周波数が小さな場合(2Hzから1Hzへ波長が長くなる場合)と外力が大きくなる場合には、地盤の非線形性の影響による減衰効果で中央部での干渉が消滅する場合と鉛直下方からの直達波と傾斜基盤からの屈折波がともに増幅し、さらに重ね合わせが幅広く生じる谷形状であることが想定された。

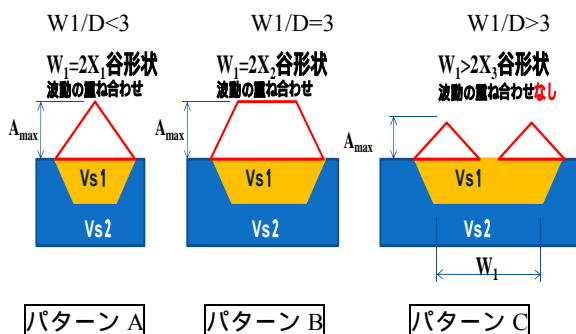


図-10 盛土形状による加速度増幅の発生パターン

4. 実地震における加速度増幅パターンと被害

4.1 能登半島地震の概要

2007年3月25日9:42に石川県能登半島沖を震源とするマグニチュード $M=6.9$ の地震が発生した。震源深さは11kmであり、輪島市、七尾市、穴水町などで震度6強を観測した。この地震により、輪島市門前町等での多くの家屋倒壊や能登有料道路で複数の大規模盛土崩壊が発生し、交通が遮断された。

4.2 能登半島有料道路の被害パターン

石川県道路公社能登有料道路では、本地震で11か所の大規模盛土崩壊が発生した⁵⁾。図-14は、道路建設前の昭和40年代の地形図であるが、図中の2つ赤丸は本研究で対象とする七尾市中島町豊田の谷底低地末端部の近接する谷埋め



写真-1 谷埋め盛土崩壊地区(その1)



写真-2 谷埋め盛土崩壊地区(その2)

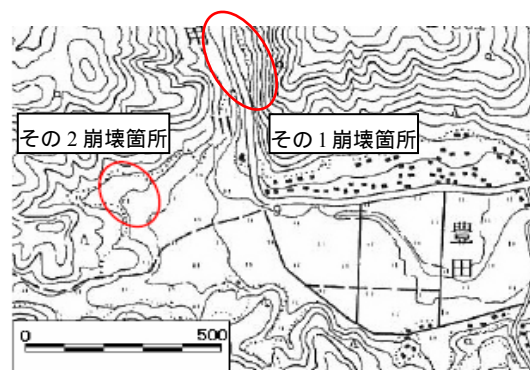


図-14 能登半島道路検討対象崩壊地の旧地形状況
(国土地理院発行 1/25000 地形図「中島」に加筆)

盛土の2か所崩壊箇所であり、谷形状により被害パターンが異なる例である。その1崩壊箇所は、谷幅約225m、谷埋め盛土厚は最大で15m ($W/D=10$, $\gamma=1.2$ および 1.3) であり谷の両端部と中央部で複数のブロックに分割して崩壊が

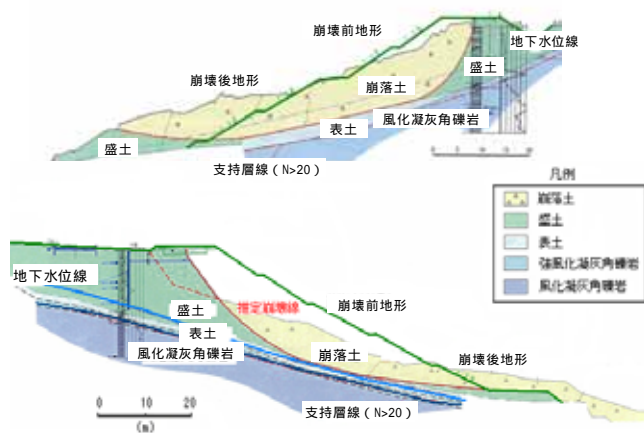


図-12 対象谷埋め盛土の崩壊形態 8)に加筆
(上図その1崩壊, 下図その2崩壊)

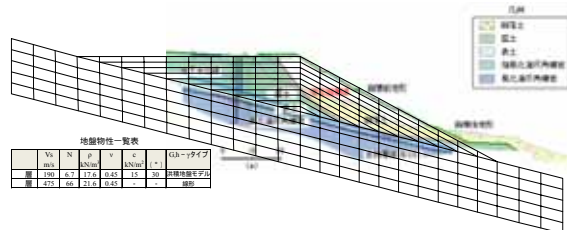


図-19 2次元解析モデル例 (その1崩壊地点) 文献5)に加筆

発生した地点である。その2の崩壊箇所は谷幅約60m、谷埋め盛土厚は最大で15~20m ($W/D=1$) であり、谷幅60mにわたって一気に崩壊が生じた地点である。被災後のボーリングデータによると、周辺は安山岩質凝灰岩を基盤として、盛土は礫混じり粘性土で構成されており、平均N値はその1地区、その2地区でそれぞれ5および7である⁸⁾。図-12は、石川県道路公社からの提供データを地盤工学会がまとめたその1崩壊地点およびその2崩壊地点の地層断面図資料⁸⁾であり、崩壊の形態、盛土・基盤構成、元地形などが示されている。

4.3 検証解析入力地震動

能登半島地震ではK-NETおよびKiK-netで強震記録が観測⁹⁾されている。本崩壊地近傍では11地点で地表及び地中での強震記録が得られている。本検討に用いる入力地震動は、久世¹⁰⁾が推定したアスペリティー分布を基に算定した。具体的には、11か所の能登半島地震の強震観測記録KiK-net (地中) を観測地点のボーリングデータから作成した地盤モデルにより、周波数依存型地盤震動解析法FDEL¹¹⁾を用いて工学的基盤 ($V_s=500\text{m/s}$) 相当に変換し震源インバージョンに用いている。さらに、推定した2007

年能登半島地震の断層モデルによるアスペリティー分布、地震モーメント M_0 及び断層の破壊伝達速度 V_r を用いて、杉戸らが開発した地震動予測法EMPR¹²⁾により波形合成を行った。図-14に合成された対象地点での露出基盤加速度波形を示す。検証解析の入力は露出基盤入射波の2倍の $A_{max}=130\text{gal}$ を用いることとした。

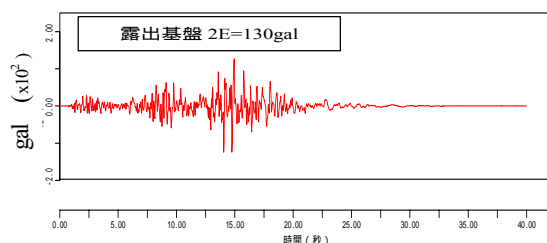


図-14 検証解析入力波形
(露出基盤 $2E=130\text{gal}$)

4.4 検証解析及び解析結果

(1) 地震動の増幅パターン

図-13に2次元有限要素解析による代表谷埋め盛土モデルとして、その1崩壊地点の谷方向のモデル (谷軸断面) を示す。境界条件として側方にはエネルギー伝達境界を設定し、底面には粘性境界を設定した。地盤物性は谷埋め盛土地盤 (第1層) と基盤 (第2層) のせん断弾性波速度を $V_{s1}=190\text{m/s}$, $V_{s2}=475\text{m/s}$ とし、 $\rho_1=17.6\text{kN/m}^3$, $\rho_2=21.6\text{kN/m}^3$ としている。その2崩壊地点のモデルも同じ地盤構成と物性を用いている。盛土地盤の非線形性は洪積粘性土地盤における $G_h \sim \gamma$ タイプを適用している。谷直角モデルとしては、現地での崩壊状況の確認や測量結果から斜面上部の天端付近の横断面を考え、その1崩壊地点では $W/D=10$ ($W=225\text{m}$, $D=15\text{m}$)、穴水側基盤傾斜を $\theta=1:3$ 、金沢側を $\theta=1:2$ とし、その2崩壊地点では $W/D=2$ ($W=60\text{m}$, $D=15\text{m}$)、 $\theta=1:1$ とした。

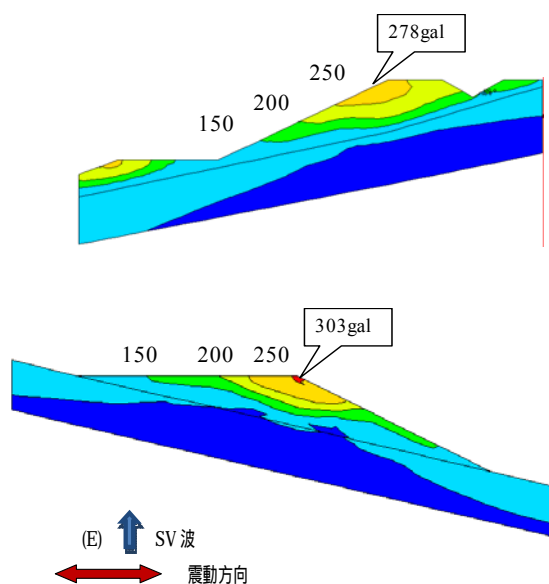


図-15 谷軸断面の加速度最大応答コンター図
(上図: その1崩壊地点、下図: その2崩壊地点)

図-15にその1地点およびその2地点での谷軸断面の加速度応答のコンター図を示す。最大地表面加速度はその1崩壊地区で278gal, その2崩壊地区で303galの応答加速度である。図-16は谷軸直角断面での地表面加速度応答値の入力振幅(2E=130gal)に対する増幅率を谷軸直角方向にプロットしたものである。その1崩壊地区では傾斜基盤端部付近で応答が大きくなり, 中央部ではほぼ水平成層と仮定した応答値と同じとなる二つ山応答である。増幅率は2.2~2.3倍程度であり, 水平成層地盤における応答に対する割増係

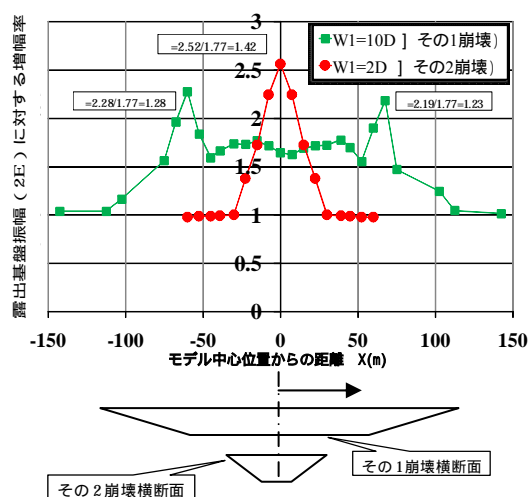


図-21 崩壊地点での加速度増幅率の比較

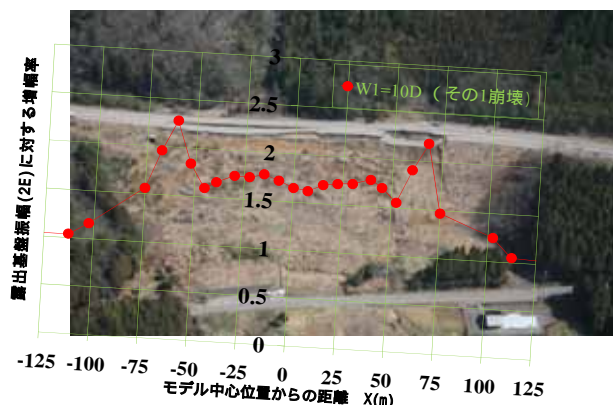


写真-3 地震動増幅と崩壊のパターン比較
(その1 崩壊 W1/D=10)

数を³⁾とすると $\beta = 1.24 \sim 1.28$ 程度である。その2崩壊地点では, 増幅率は2.4倍であり, 1Hz正弦波半波長でのケーススタディの結果と同様に谷埋め盛土中央部で応答が大きくなり, 水平成層と比較した割増係数 β は1.4倍程度の応答が表れている。地震動から崩壊の形態を見てみると, 写真-3に示すように, その1崩壊は両側の基盤傾斜付近で深い崩壊と中央部付近の崩壊の3ブロックに崩壊が分かれている。まず地震動の大きな両側傾斜付近の崩壊が発生し, その後中央部が引き続き崩壊に至った可能性が考えられ

る。一方, その2崩壊(写真-4)は, 谷中央部に大きな地震動が発生し, 谷全体に一気に崩壊に至ったものと想定される。

(2) 安定解析条件および結果

谷埋め盛土の疑似的に3次元外力を考慮した安定性評価の一つの手法として, 大橋・杉戸ら³⁾の方法が示されており, 今回もこの手法により被害の程度(安定度)を評価した。すなわち, まず谷軸断面で2次元SV波応答計算により最大応答値と平均応答値(加速度)を求める。次に, 代表的な谷軸横断方向で2次元SH波応答倍率を求める。谷軸断面のSV波の震動方向と谷横断方向のSH波の震動方向は同方向であり, 谷崩壊方向と一致するとの考え方である。谷埋め盛土の強度定数は既往調査資料^{3), 8)}と, 現地盛土材料の締め固め試験結果から90%締め固め度($\rho_d=90\%$)を想定し, 三軸CU試験(不飽和)を実施して, $c=15\text{kN/m}^2$, $\phi=30^\circ$ を求めている。地下水位はその1崩壊地点では地震後の地盤調査結果から谷上部とのり尻を結ぶラインに想定されており, その2崩壊地点では基盤上面とされている。安定計算条件は先に実施したケーススタディと同様に, 2次元分割法(円弧すべり面法(Fellenius法))を用いている。

対象谷埋め盛土の崩壊状況を検討するにあたって, 谷軸方向地震力(谷方向モデル)に加えて, 谷軸直角方向の基盤傾斜による幾何学的増幅割増係数 β は, 図-16よりその1崩壊地点で $\beta=1.24 \sim 1.28$ が得られており, その2崩壊地点で



写真-4 地震動増幅と崩壊のパターン比較
(その2 崩壊 W1/D=2)

は $\beta=1.41$ が得られているため, 地震力 Kh は斜面頂部の応答値から以下のように求めた。

$$Kh1(\text{中央}) = \alpha \cdot A_{\max_{SV}}/g \cdot \beta = 0.7 \cdot (278/980) \cdot 1.00 = 0.20 \quad (\text{その1地点 中央部}) \quad \text{式-1}$$

$$Kh1(\text{両端}) = 0.7 \cdot (278/980) \cdot (1.24 \sim 1.28) = 0.24 \sim 0.28 \quad (\text{その1地点 端部}) \quad \text{式-2}$$

$$Kh2(\text{中央}) = \alpha \cdot A_{\max_{SV}}/g \cdot \beta = 0.7 \cdot (303/980) \cdot 1.42 = 0.31 \quad (\text{その2崩壊地点 全幅}) \quad \text{式-3}$$

表-3 地震動のパターン変化と実現象との安全率の対比

	W/D (谷形状)	K_h (設計外力)	F_s (安全率)	実現象	地震動 パターン
その1崩壊 (端部)	10	0.24 ~ 0.28	0.93 ~ 0.98	端部で崩壊	C
その1崩壊 (中央部)	10	0.2	1.03	端部崩壊の後崩壊	C
その2崩壊	2	0.31	0.95	急激な崩壊	A

ここに,

$A_{max(SV)}$ は、谷方向モデルでの斜面応答加速度であり、 β は谷軸直角方向の増幅割増係数、 α は等価加速度として、加速度の最大値に対する盛土深さ方向の加速度の平均の割合である。

表-1に2次元分割法(簡便法(円弧すべり面法のFellenius法))による谷軸直角方向の傾斜基盤の影響を考慮した安定計算結果を示す。表-1はその1崩壊地点とその2崩壊地点における谷形状 W/D 、式-1~3で求めた設計外力 K_h 、安定計算による滑り安全率 F_s 、実崩壊現象と図-10で示した地震動パターン分類を示す。その1崩壊では端部で設計外力は0.24~0.28で安全率が1以下となり、中央部で外力0.20で安全率が1を若干上回っている。地震動はパターンAの二つ山地震動となっている。したがって、崩壊は、まず地震動の大きな両側傾斜付近の崩壊が発生し、その後中央部が引き続き崩壊に至った可能性が考えられる。一方、その2崩壊では、谷中央部に設計外力として0.31の大きな地震動が発生し、パターンCの中央に外力が集中し、安全率も0.95となり、谷全体に一気に崩壊に至ったものと想定される。

5. 結論

地震動の直角断面の形状の違いによる地震時の応答値の違いのパターンについて評価した。結論として以下の知見が得られた。

- 1) 傾斜した基盤を有する盛土における応答加速度の増幅は、下方から伝播する鉛直直達波と片側傾斜基盤から進行する屈折波との重ね合わせ効果により励起されるところで大きくなるということが分かった。
- 2) 谷埋め盛土の地震動の増幅は、鉛直直達波の重複反射の第1波、2波、3波と両端基盤傾斜からの屈折波の重ね合わせで谷中央部に向かって加速度の増幅が認められた。第2波以降での重ね合わせ地点でより大きな増幅となる場合もあることが分かった。
- 3) 谷埋め盛土地盤では、盛土地盤材料のせん断弾性定数や減衰定数の変化により地震動(応答加速度)が谷端部に集中する傾向が認められた。
- 4) 地盤のせん断弾性定数や減衰定数の変化の程度は想定される地震動の規模により異なるが、より大規模な地震(入力加速度が大きい)ほど地盤の減衰効果が顕著となり傾斜基盤から谷中央部までに屈折波の

伝搬が減衰し、端部での直達波と屈折波の重なりによる応答が相対的に大きくなることが示された。

- 5) 能登半島地震での近傍の2か所の谷幅の違う谷埋め盛土被害の被害パターンの比較を行ったが、谷幅が広い場合では、谷直角方向の両側基盤傾斜端部付近で2つ山の地震応答(パターンA)となり、崩壊も両端部の崩壊ブロックと中央の崩壊ブロックと分類できた。また、谷幅の狭い崩壊地点ではパターンCの谷中央での地震動の集中により、一気に谷全体が崩壊に至って様子が認められた。

以上より、谷形状(W/D)により発生する地震動のパターンに3種類があることが判明し、被害もこのパターンで説明できそうである。今後は、その他の構造物に関しても谷埋め盛土の谷直角方向の形状と地震動の発生パターンと被害パターンの関係を定量的に評価していくことを考えている。

参考文献

- 1) 国土交通省：大規模盛土造成地の変動予測調査ガイドラインの解説，2008。
- 2) 大橋正，森本巖他：傾斜基盤上造成地における地盤の振動特性，第19回土質工学研究発表会，pp.621-622，1984。
- 3) 大橋正，杉戸真太，古本吉倫：谷埋め盛土の谷直角方向地震動増幅特性が斜面安定に及ぼす影響，土木学会地震工学論文集 第30巻，地震動4,2009。
- 4) 古本吉倫，杉戸真太，八嶋厚：周波数依存型等価線形化法による不整形地盤の震動特性について，土木学会地震工学論文集，Vol.27，No.201(CD-ROM)，2003。
- 5) 今村年成，室野剛隆，畠中仁，棚村史朗，室谷耕輔：土の非線形を考慮した不整形地盤における波動伝播特性に関する一考察，土木学会第26回地震工学研究発表会講演論文集，pp.501-504，2001。
- 6) 川西智浩，室野剛隆，青木一二三，山崎貴之：地盤の不整形性が軌道面の折れ角に及ぼす影響，土木学会地震工学論文集，Vol.28，(CD-ROM)，2005。
- 7) 地盤ソフト工房：ADVANSF/Win プログラム解説書，2004。
- 8) 地盤工学会：2007年能登半島地震 道路災害データ集，pp.12-18，2008。
- 9) 防災科学技術研究所：近地地震動記録による能登半島地震の震源インバージョン(暫定版)，2007/3/28，<http://www.hinet.bosai.go.jp/topics/noto070325/>
- 10) Kuse,M., Sugito,M. and Nojima,N.: Prompt Estimation of Strong Ground Motion Near Focal Region Based on Fault Inversion from Acceleration Records, 14th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.03-01-0052, 2008。
- 11) 杉戸真太，合田尚義，増田民夫：周波数特性を考慮した等価ひずみによる地震動解析法に関する一考察，土木学会論文集，No.493/I-27，pp.49-58，1994。
- 12) Sugito,M., Furumoto,Y. and Sugiyama,T.: Strong Motion Prediction on Rock Surface by Superposed Evolutionary Spectra, 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.2111(CD-ROM)，2000。

軟弱地盤上に設置した鋼板組立柱の地震時安定性評価

Seismic stability assessment of a steel plate built-up column sited on soft ground

中井健太郎¹，野田利弘¹，濁川直寛¹，清水亮太¹，
高稲敏浩²，太田真立³，森栄爾³，古田裕之³

1 名古屋大学大学院・工学研究科社会基盤工学専攻・nakai@civil.nagoya-u.ac.jp

2 ㈱浅沼組・技術研究所土木研究グループ

3 東邦ガス㈱・供給防災部

概 要

本報では、仮想的に液状化危険度の非常に高い海上埋立地盤上に軽量の鋼板組立柱が設置されたときの地震時安定性評価を、簡易的に二次元平面ひずみ条件下で数値解析的に検証した。用いた解析プログラムは、土の骨格構造とその働きの差異によって砂から粘土、両者が混在した中間土を同じ理論的枠組みの中で記述する弾塑性構成式（SYS カムクレイモデル）を搭載した水～土骨格連成有限変形解析で、静的も動的も区別なく扱う事ができる。その結果、①地表付近において液状化の危険性の高い軟弱砂質地盤では、液状化に起因する地盤流動が原因となって上部構造物が不安定となること、②簡単な傾倒防止対策としては、構造物下部に敷設板を設置して、地盤との設置面積を広げることが有効であること、を数値解析によって示した。

キーワード：液状化，地盤と構造物の相互作用，水～土連成有限変形計算，地震応答解析，地震安定評価

1. はじめに

東邦ガス㈱では、都市ガスの安定供給のため、自営の無線回線を利用して、都市ガスパイプラインの圧力や流量を遠隔で監視制御している。また、大規模地震時には供給区域内に約 190 基設置した地震計データの入手や、被害が大きい地域へのガス供給停止も遠隔操作にて行う。このため、無線回線には高い信頼性が必要となる。無線回線は、建物の屋上や山上等に設置される中継用無線鉄塔と監視制御を行うガス供給設備に設置される鋼板組立柱（以下、パンザマスト）によって構成される。東邦ガス㈱ではこれまで、無線回線の信頼性の更なる向上のため、無線設備の耐震診断や無線回線の複線化等を実施してきた。今回は、地震によって液状化が発生した場合のパンザマストへの影響について評価を実施した。

本報では、仮想的に液状化危険度の非常に高い海上埋立人工地盤上に、パンザマストが設置されたときの地震時安定性評価を、簡易的に二次元平面ひずみ条件下で数値解析的に検証した。用いた解析プログラムは、土の骨格構造とその働きの差異によって砂から粘土、両者が混在した中間土を同じ理論的枠組みの中で記述する弾塑性構成式（SYS カムクレイモデル¹⁾）を搭載した水～土骨格連成有限変形解析^{2),3)}で、静的も動的も区別なく扱う事ができる点が特徴である。

2. 解析対象地盤のモデル化

仮想的にパンザマストを設置した地盤は、過去に名古屋大学で研究対象とした、地震発生時の液状化危険度が高い海上埋立人工地盤である⁴⁾。解析に用いた有限要素メッシュ図を図-1 に示す。非常に強固な第三紀泥岩層の上に、洪積砂層が 10m、沖積砂層が 5m、さらに埋立砂層が 12m、水平成層に堆積した地盤であり、ほとんどが砂質土で構成されている。埋立砂層と沖積砂層は、原位置試験から密度が小さく、 N 値も 0～5 程度と軟弱であることがわかっており、液状化の危険性が高いと考えられている。

解析に用いた弾塑性性状の一覧を表-1 に示す。これらは、実際の海上埋立人工地盤から採取した不攪乱試料の力学試験結果を、SYS カムクレイモデルで再現することによって決定している。図-2 には、第三紀泥岩層の標準圧密試験

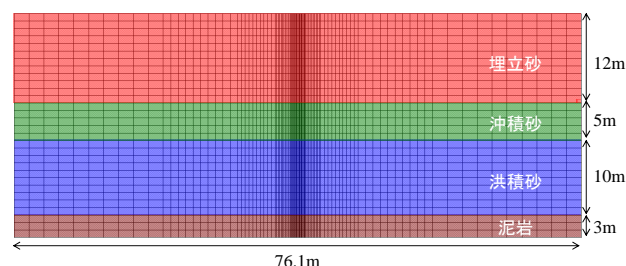


図 1 解析に用いた有限要素メッシュ

表 1 解析に用いた弾塑性性状の一覧

	泥岩	洪積砂	沖積砂	埋立砂
弾塑性パラメータ				
限界状態定数 M	0.60	1.10	1.10	1.10
NCL の切片 N	2.10	1.989	1.989	1.989
圧縮指数 λ	0.17	0.05	0.05	0.05
膨潤指数 λ^*	0.003	0.0002	0.0002	0.0002
ポアソン比 ν	0.3	0.3	0.3	0.3
発展則パラメータ				
構造劣化の塑性尺度 (IREV)	4	4	4	4
$-D_v^p$ と $ D_v^p $ の割合 c_s	1.0	1.0	1.0	1.0
構造劣化指数 a ($b=c=1.0$)	0.01	5.0	5.0	5.0
正規圧密土化指数 m	10.0	0.12	0.12	0.12
回転硬化指数 br	0.001	3.0	3.0	3.0
回転硬化限界面 m_b	1.0	0.9	0.9	0.9
物性				
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.707	2.675	2.675	2.675
透水係数 k (cm/s)	1.0×10^{-7}	4.0×10^{-3}	4.0×10^{-3}	4.0×10^{-3}
初期値				
初期比体積 v_0	1.70	1.798	1.935	1.914
初期応力比 η_0	0.545	0.545	0.0	0.0
初期構造の程度 $1/R'_0$	50.0	1.4	1.4	1.4
初期過圧密比 $1/R_0$	2.8×10^2	3.7×10^1	3.9×10^0	8.6×10^0
	$\sim 3.0 \times 10^2$	$\sim 5.8 \times 10^1$	$\sim 5.2 \times 10^0$	$\sim 1.8 \times 10^1$
初期異方性の程度 ϵ_0	0.0	0.545	0.7	0.7

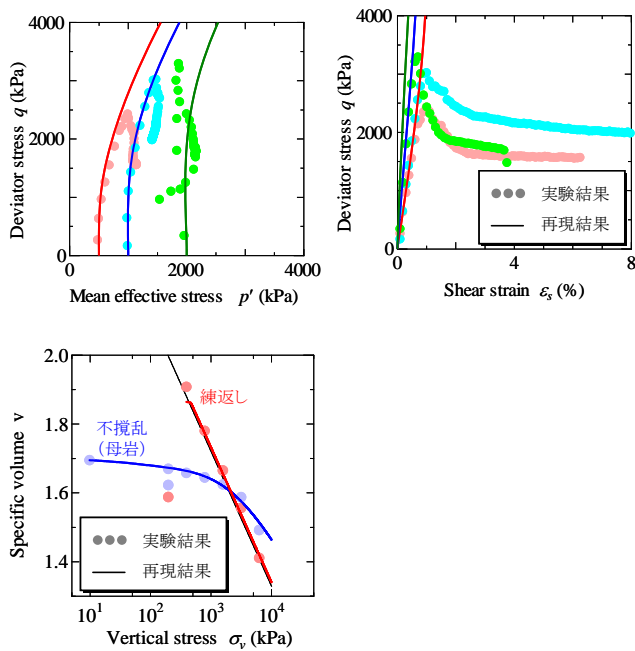


図 2 第三紀泥岩層の実験結果と再現結果

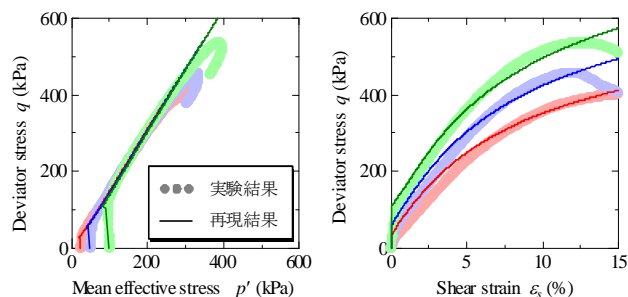


図 3 埋立砂層の実験結果と再現結果

および非排水三軸圧縮試験結果を、図 3 には、埋立砂層の非排水三軸圧縮試験結果を、再現結果とともに示すが、再現結果は実験結果をよく再現できている。ただし、泥岩層の三軸圧縮試験結果において、せん断途中で急激に軸差応力が低下しているが、これはせん断途中で供試体に亀裂が入り、脆性破壊したためである。このような挙動は要素特性として捉えることが適切でないので、破壊に至るまでの挙動を再現した。以上のように、SYS カムクレイモデルを用いることによって、同じ土材料であれば、圧密挙動からせん断挙動までの広範な力学挙動を一組の材料定数と初期値群で再現することが可能である。なお、沖積砂層と洪積砂層では不攪乱試料のサンプリングが行われなかったため力学試験結果は得られなかったが、物理特性の照査から埋立砂層と同じ材料定数と判断した。そこで、原位置で測定された湿潤密度を参考に、初期状態のみを変えて再現した。各層で比体積と構造の程度は均一と仮定し、土被り圧に応じて過圧密比を分布させている。

図 1 に示すように、解析領域は幅 76.1m、高さ 30m で、地表面は水圧が常にゼロの排水境界（大気圧境界）、地盤の側面と底面は非排水境界とした。地盤下端節点は底面粘性境界 ($V_s=600\text{m/sec}$) を設け、地盤両側端要素には側方境界要素単純せん断変形境界⁵⁾を設けた。地震動は、地盤底面の全有限要素節点の水平方向に、図 4 に示す、東海・東南海・南海 3 連動型地震波⁶⁾を入力した。最大加速度が 300gal、卓越周期が 0.2~0.4s であり、主要動継続時間は約 100 秒と非常に長い。

3. パンザマスト未設置時の地震応答解析

各層中央部における、地震中～地震後の要素挙動を図 5 に示す。基盤層（泥岩）ではほとんど変形が生じないものの、その上部に堆積する砂層はいずれも、地震中に有効応力がゼロ付近まで減少して液状化に向かっていている様子が伺える。比較的密度の大きい洪積砂層であっても、地震永

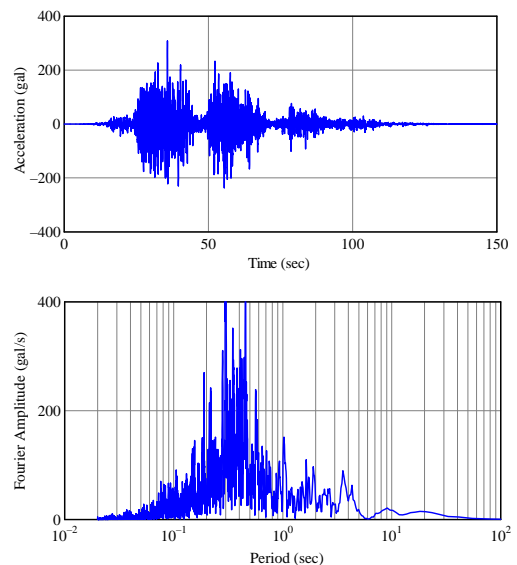


図 4 入力地震波

続時間が長いと、有効応力がほぼゼロとなってしまう。地震後は有効応力の回復に伴って比体積が減少し、圧密沈下する。

続いて、図6に層別沈下量を示す。地震終了直後から沈下しはじめ、約1日かけて地表面で約40cmの沈下をしめ

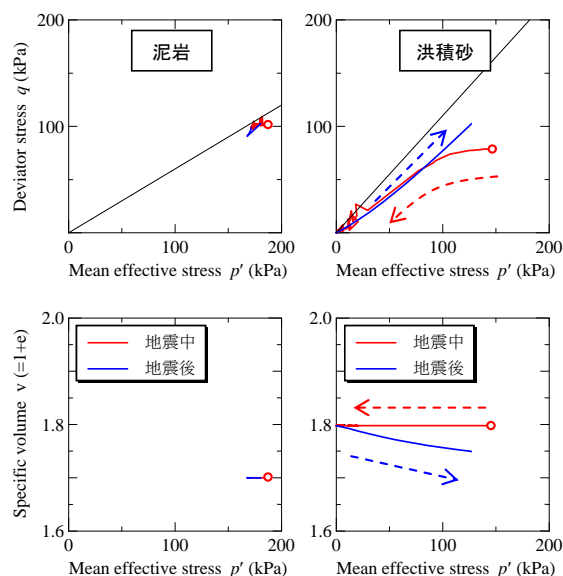


図5 各層中央部における要素挙動

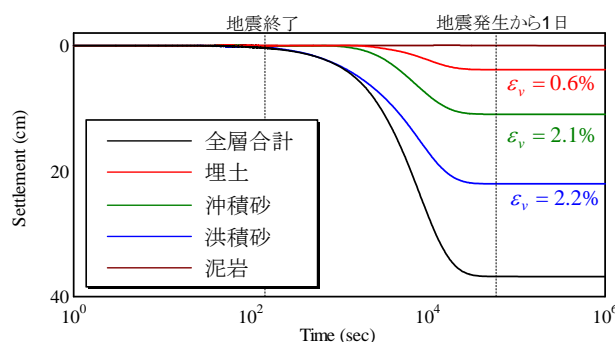


図6 各層の層別沈下量

す。各層での体積ひずみ量を計算すると、深度が深くて拘束圧の大きい洪積砂層および冲積砂層では2%程度となっている。石原ら⁷⁾によると、液状化した砂層は液状化層厚の3~5%程度沈下すると報告している。今回の解析では、周辺構造物や上載荷重のない水平地盤における沈下量であるため、上記よりも若干小さめだが、おおよそ報告値に近い沈下量となっている。

4. パンザマスト設置時の地震応答解析

パンザマストは、直径0.3m、高さ15m程度の比較的軽量の鋼製中空円筒柱である。地中の根巻コンクリート部および柱部は、実物の構造物を参考に、等価な重量と剛性を有する一相系弾性体でモデル化した。実際のパンザマストは、地震時の転倒対策として2~3mの根巻深さを有する。今回の解析では、実物のパンザマストの根巻深さに相当する2mと、実物とは異なるが仮想的に根巻深さを短くした1mの2ケースを想定した。

図7には根巻深さが2mの時の、地震発生から30年後（圧密沈下収束後）のせん断ひずみ分布（パンザマスト周辺の拡大図）を示す。パンザマスト周辺でせん断ひずみが卓越するものの、地震後もずっと安定を保っている。続い

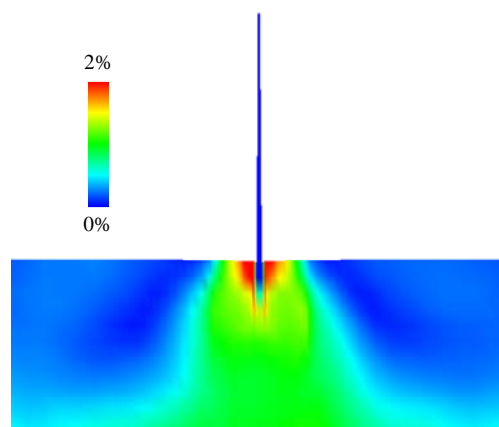


図7 根巻き深さ2mの時のせん断ひずみ分布
(地震発生から30年後；圧密沈下終了後)

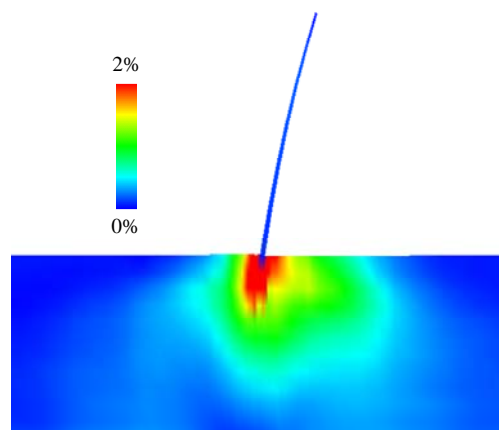


図8 根巻き深さ1m（仮想条件）の時のせん断ひずみ分布
(地震発生から100秒後)

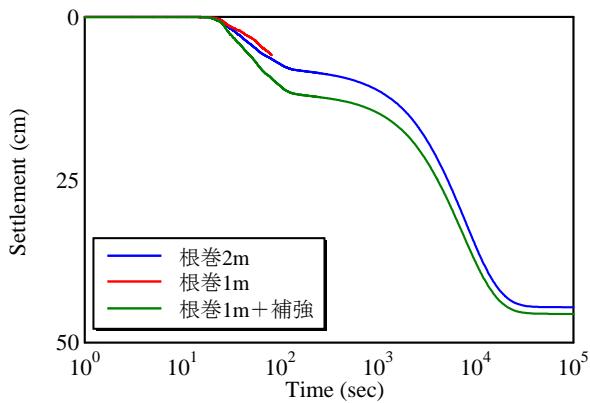


図 9 パンザマスト先端における沈下量

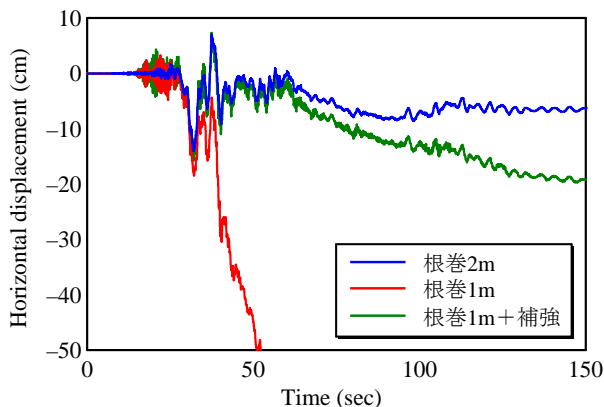


図 10 パンザマスト先端における水平変位量

て、図 8 には根巻深さが 1m の時の、地震発生から 100 秒後のせん断ひずみ分布を示す。根巻深さが浅いと、地震中にパンザマストが傾倒してしまうようすがわかる。図 9 と図 10 には、パンザマスト先端における変状（沈下量および水平変位量）を示す。根巻深さが 2m の時、柱は左右に最大 10cm 程度揺れながらも安定を保つが、根巻深さが 1m の時には、主要動付近（地震発生から 40 秒経過後）から急速に傾倒し始める。沈下量を見ると、地震中に約 10cm 沈下した後、地震後の圧密沈下によってさらに 30cm 程度沈下している。3. でも述べたように、解析対象地盤は地震中に液状化を示し、地盤は支持力を失ってしまう。根巻深さが 1m と浅い場合には、液状化層の流動に伴って上部構造物は不安定となってしまったと考えられる。

5. 傾倒防止対策の一検討

簡単な傾倒防止対策として、柱底部にコンクリートによる補強（舗装）を行った。補強部分は厚さ 0.1m、幅 0.9m とし、解析では補強部分は柱と一体化している。図 11 は、図 8 で示したパンザマストが地震中に傾倒した根巻深さ 1m のケースに対して、補強を施した場合のせん断ひずみ分布（地震発生から 30 年後）を示す。また、図 9 および図 10 中にも、補強を施した場合の解析結果を併記している。最終的な水平変位量が約 20cm と根巻深さ 2m の場合と比較すると若干傾いているが、補強によって傾倒を防

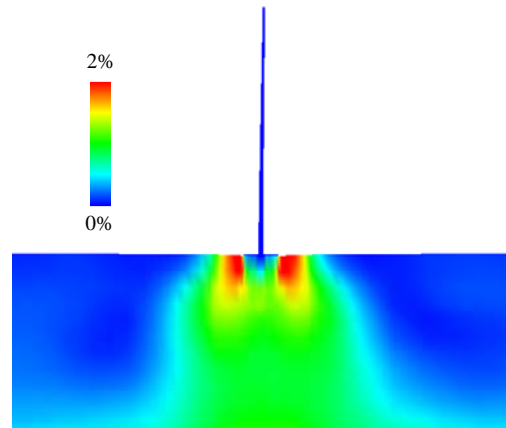


図 11 根巻き深さ 1m に敷設板を設置したときのせん断ひずみ分布（地震発生から 30 年後；圧密沈下終了後）

ぐことができることがわかる。図 7 と比較すると、パンザマスト下部におけるせん断ひずみ分布が広範囲に拡大していることがわかる。補強によって地面と構造物との設置面積が大きくなり、荷重分散させた効果だと考えられる。

6. おわりに

本報では、パンザマストに対し、地震によって液状化が発生した場合の影響について数値解析的に評価した。その結果、通常使用する 2m 以上の根巻き深さを有するパンザマストは、液状化危険度の非常に高い地盤においても、地震中～地震後にかけて安定を保つことがわかった。一方、仮想的に根巻き深さを 1m にしたところ、液状化に起因する地盤流動が原因となって、上部構造物が不安定となることもわかった。なお、比較的簡単な傾倒防止対策としては、構造物下部に薄い補強を施して地盤と構造物との設置面積を拡大し、荷重分散させることが有効であることを数値解析によって示した。

参 考 文 献

- 1) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, Vol.42, No.5, pp.47-57, 2002.
- 2) Asaoka, A. and Noda, T.: All soils all states all round geo-analysis integration, *International Workshop on Constitutive Modelling - Development, Implementation, Evaluation, and Application*, pp.11-27, 2007.
- 3) Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M.: Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *Soils and Foundations*, Vol.48, No.6, 771-790, 2008.
- 4) 中井健太郎, 野田利弘, 中野正樹, 浅岡顕: 軟弱層を含む海上埋立人工地盤の地震応答解析, 第21回中部地盤工学シンポジウム, pp.71-74, 2009.
- 5) 吉見吉昭, 福武毅芳: 地盤液状化の物理と評価・対策技術, 技報堂出版, 2005.
- 6) 内閣府 中央防災会議, 東海東南海南海地震公開データ
- 7) Ishihara, K. and Nagase, H.: Liquefaction-induced compaction and settlement of sand during earthquake, *Soils & Foundations*, Vol.28, No.1, pp.65-76, 1988.

津波襲来時における海底地盤の変形に起因した防波堤の不安定化

Unstabilization of breakwater that originates in transformation of marine soil when tsunami raids

今瀬達也¹，前田健一²，三宅達夫³，鶴ヶ崎和博³，澤田豊³，角田紘子³

1 名古屋工業大学大学院・工学研究科・cig18505@stn.nitech.ac.jp

2 名古屋工業大学・都市社会工学科

3 東洋建設 鳴尾研究所

概 要

過去に発生した津波による海岸構造物の被害について，構造物直下および周辺地盤の変形が被害の一要因であると考えられる。よって，これらの相互作用に着目した被害予測は極めて重要であり，海岸構造物の設計・管理を行う上でも大きな役割を果たす。そこで本研究では，地盤の変形メカニズムに着目した津波実験装置および数値解析手法の開発に取り組んでいる。実験では，遠心力载荷装置を用いた実験手法を開発し，実験を実施した結果，津波襲来時に地盤が不安定な状態になることが分かった。数値解析では，SPH法を用いた流体－構造物－地盤の連成解析の確立を目指しており，現在までに benchmark test である Dam break Problem に着手し，流体挙動を精度よく再現できることを確認した。さらに，海岸構造物を含む津波流動場のモデル化において，構造物に作用する津波の越流現象や波圧の再現が可能であることが分かった。

キーワード：津波防災，遠心模型実験，Smoothed Particle Hydrodynamics Method，数値波動水路

1. はじめに

過去幾多に渡り発生する津波は，多くの人命を奪い，物的損害を発生させてきた。我が国においても，被害が甚大であり，被害を最小限に抑える津波対策は急務である。過去に発生した被害報告を見ると，海岸域における防波堤や岸壁の被害が著しく，その被災により津波の威力が抑制されず，沿岸域を遡上した津波で家屋などの被害が生じたケースなどが記されている。そのため，過去には津波力に対する海岸構造物の安全性に着目した，流体と構造物の相互作用に関する水理実験が多く行われてきた。

しかし，1993年の北海道南西地震で生じた津波被害の報告¹⁾では，防波堤などの海岸構造物の被害は，防波堤直下の捨石マウンドや地盤が津波力の作用により不安定な状態に至ったことに起因すると指摘している。そこで，本研究では破壊メカニズムの解明を目的とし，津波襲来時における海底地盤等の変形に着目した防波堤の安定性評価について遠心模型実験による実験的現象解明と Smoothed particle Hydrodynamics Method（以下，SPH法と称す。）による数値解析的現象解明を東洋建設（株）鳴尾研究所と共同研究で試みた。また，遠心実験と SPH法による流体挙動の妥当性を検証する目的と地盤内の動水勾配変動を把握する目的として，本研究では差分解法である数値波動水路（沿岸開発センター開発）²⁾を用いた。

2. 遠心模型実験

2.1 実験概要

本研究において用いる実験装置は，東洋建設（株）鳴尾研究所が所有するドラム型遠心力载荷装置³⁾である。実験装置の諸元を表1に示す。本装置は，ビーム型遠心力载荷装置と比べて実験領域が広域であることから，津波などの流体現象が再現可能である。さらに実験領域内に海岸構造物を模擬した相似模型を設置することで，流体力に伴う構造物の被害予測の検討が可能となる。

本実験では，実験領域を図1に示すように貯水エリアと模型エリアの2つに分け，その境にシャッター式ゲート板を設けている。実験開始前はゲート板を隔てて両エリアに水位差をつける。そして，装置を所要の遠心加速度に達するまで回転数を上げ，幾何学的・力学的相似則を満足させた遠心場を再現したのちに，ゲートを急開することで段波津波を発生させて海岸構造物の変形特性を観察している。

表1 実験装置の諸元³⁾

最大加速度	440G (600rpm)	
容器寸法	模型	実物換算(最大加速度時)
直径	2.2 m	3041 m
幅	0.3 m	132 m
水深	0.3 m	132 m (内, 地盤 32 m)
最大搭載荷重	3.7 ton	1628g-ton

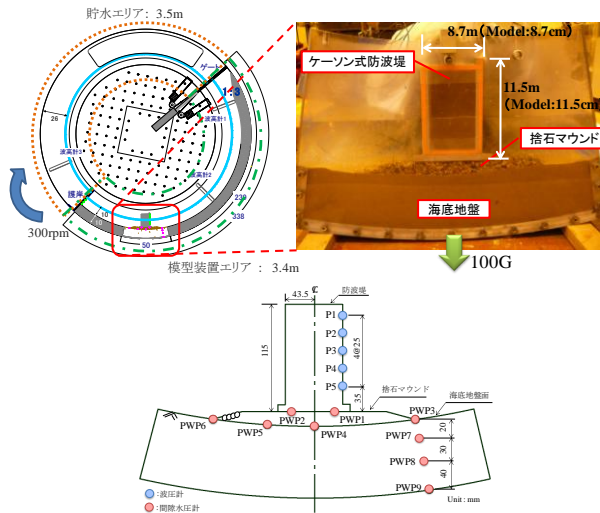


図1 実験装置の概略図と計測機器の配置

実験模型について説明する。実験に用いる材料は、海底地盤に豊浦標準砂、捨石マウンドに礫材、防波堤にはアルミで制作した模型を用いている。海底地盤においては、遠心場における透水時間の相似則を満足させるため粘性流体で飽和させており、相対密度 $Dr=40\%$ となるように仕上っている。実験時の計測は装置内に波高計の設置、防波堤に圧力計を設置することで津波力の計測を行っている。また、地盤内に間隙水圧計を設置し、地盤の状態変化について調べている。さらに、小型高速度カメラを用いて実験時の様子を撮影し観察している⁴⁾。

2.2 実験結果

本稿では、重力場換算において初期水位差 2m の段波津波を発生させた実験ケースについて示す。

2.2.1 流体力の検証

実験で観測した波高の経時変化を図 2 に示す。CH1 はシャッターゲート付近、CH2 は実験エリア中央に設置した計測器を示しており、数値波動水路との比較を行っている。

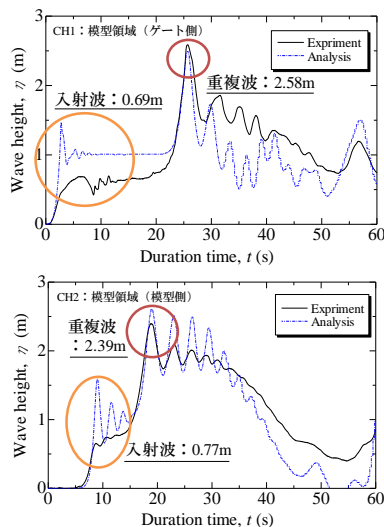


図2 津波の波高変化（上：CH1，下：CH2）

CH1 では、入射波について解析結果の方が波高が高く、初期に急激な上昇がみられる。実験で見られないのは、Dam break をする際に、瞬時にゲートがなくなる解析とは異なり、実験ではゲート板の開く速度に依存した水柱の崩壊が起きるためであると考ええる。重複波については、ほぼ同等の波高が同時刻に到達している。CH2 では、CH1 と同様の結果が得られる。しかし、実験結果と解析結果の波の周期はほぼ一致していることが分かる。

次に、防波堤に作用する波圧について比較する。図 3 に示す結果は、実験時に防波堤に設置した波圧計の値と数値波動水路によって求めた値について比較したものである。

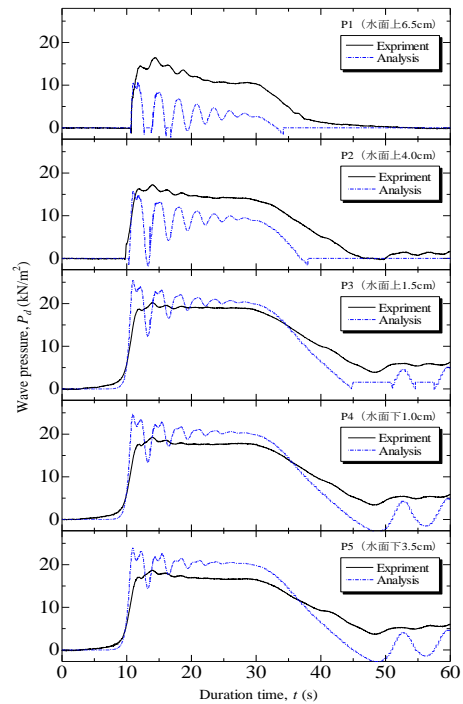


図3 防波堤に作用する波圧の経時変化

静水面（初期水面）付近より以深において、実験値は解析値とほぼ同等か若干低い値を示しており、初期の急激な上昇はみられない。また、それより高い位置の圧力変動においては実験値の方が高い値になっている。これらの要因として、先述した水柱の崩壊の違いにより水塊の移動量や移動時間が若干異なったためと考える。

実験結果をもとに、従来から指標とされている谷本ら⁵⁾による波圧算定式：式（1）と比較した。

・最大作用波圧

（指標式）

$$P_p = 2.4 \rho g a_i \quad (1)$$

（実験結果より得られた算定式）

$$P_p = 2.8 \rho g a_i \quad (2)$$

ここで、 ρ ：流体密度、 g ：重力加速度、 a_i ：平均入射波高である。ただし、実験時の平均入射波高は波高計データより、0.71[m]としている。この結果、実験結果が指標式の 1～2 割増程度であり、従来の知見とほぼ同等であることがわかった。

2.2.2 流体力に対する防波堤の安定性検証

図4に津波襲来時の海岸構造物周辺の経時変化について示す。

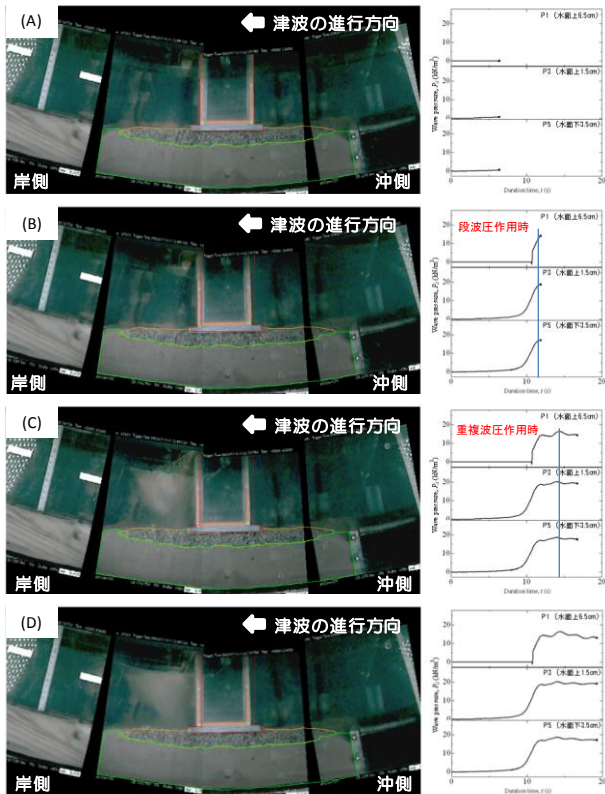


図4 津波襲来時における海岸構造物の変形(A)-(D)

防波堤に作用した波圧変化と海岸構造物の変形挙動を比較すると、波圧が作用した時点から最大段波圧が作用するまでに防波堤の滑動が確認された(図4(A)-(B))。さらに、滑動と同時に防波堤直下から後方においてマウンドおよび海底地盤にせん断変形が発生していることを確認した。その後、最大重複波圧が作用する際、マウンドおよび海底地盤の噴石・填砂が生じた(図4(C)-(D))。そこで、現行の設計指針に従い、海岸構造物に対して、滑動・転倒・支持力に対する安全率を算出し検討した。本節では、防波堤に対する滑動・転倒について検討した⁶⁾。

・滑動に対する検討

$$f_d(W_d - P_{B_d} - P_{U_d}) \geq P_{H_d} \quad (3)$$

・転倒に対する検討

$$a_1 W_d - a_2 P_{B_d} - a_3 P_{U_d} \geq a_4 P_{H_d} \quad (4)$$

ここに、 f_d ：壁底面と基礎の摩擦係数、 W_d ：堤体の重量[kN/m]、 P_{B_d} ：浮力[kN/m]、 P_{U_d} ：揚圧力[kN/m]、 P_{H_d} ：水平波力[kN/m]、 $a_1 \sim a_4$ ：各作用の_arm長[m]を示す。

安全率を算出した結果、滑動に対する安全率が0.6程度および転倒に対する安全率が0.7程度と、通常基準とされている滑動及び転倒に対する安全率1.2を大きく下回っている。大変形は生じなかったものの、安全率からも、構造物が不安定な状態にあることがわかった。

2.2.3 地盤の安定性検証

まず、段波圧によって生じたせん断変形について支持力の安全率を算出した。地盤の変形挙動を把握するため、粒子画像速度測定法(PIV: Particle Image Velocimetry)を用いて速度ベクトルを算定した。その後、算出された速度をもとにせん断ひずみに変換し(図5)、ひずみ分布をもとに、すべり線を決定した。

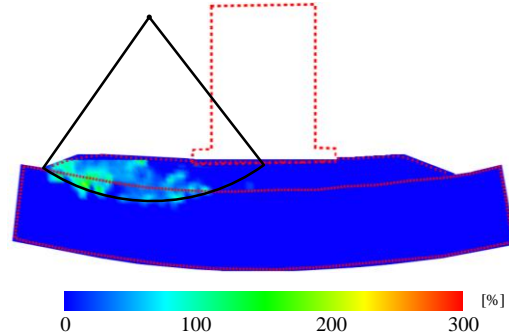


図5 せん断ひずみ分布

安全率の算出には、次式に示す簡易ビショップ式による円弧すべり解析を行った。

$$F_f = \frac{\sum \left\{ [c_d S + (W'_d + q_d) \tan \phi_d] \frac{\sec \theta}{1 + \tan \theta \tan \phi_d} \right\}}{\sum \{ (W_d + q_d) \sin \theta + a P_{H_d} / R \}} \quad (5)$$

ここに、 c_d ：見かけの粘着力[kN/m²]、 S ：分割片の幅[m]、 W'_d ：単位長さ当たりの分割片の有効重量[kN/m]、 q_d ：分割片上部からの鉛直荷重[kN/m]、 ϕ_d ：内部摩擦角[°]、 θ ：分割片底面が水平面となす角度[°]、 W_d ：単位長さ当たりの分割片の全重量[kN/m]、 a ： P_{H_d} の作用位置の円弧滑りの滑り円中心からの距離[m]、 P_{H_d} ：円弧滑りの滑り円内の土塊への水平作用力[kN/m]、 R ：円弧滑り円の半径[m]である。本計算においては、見かけの粘着力はないものとしている。

安全率を算出した結果0.88となり、通常考えられている安全率1.0を下回り、地盤が不安定であることがわかった。ここで、通常の円弧すべりではすべり線上にひずみが卓越すると考えられているが、今回はすべり土塊内においても、速度差が生じており、ひずみが発生している。よって、今後は土塊内部におけるせん断変形についても考える必要がある。

次に、重複波圧が作用した際に生じた地盤の填砂および捨石マウンド噴石について考察する。地盤内に設置した間

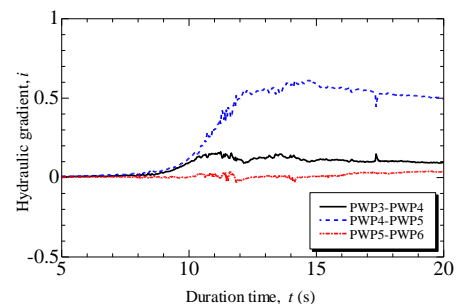


図6 地盤表層における動水勾配の経時変化

隙水圧計により計測した圧力をもとに、地盤内の動水勾配の変化について算出した。図6に動水勾配の経時変化を示す。地盤表層では最大重複波圧が作用した際、PWP4～PWP5間の動水勾配が0.7付近まで上昇していることがわかる。この結果について、鉛直下向き1次元流れ限界動水勾配と比較を行った。

$$i_{cr} = \frac{G_s - 1}{1 + e} \quad (6)$$

ここに、 G_s ：土の比重（=2.65）、 e ：間隙比（=0.8538）である。このとき限界動水勾配 $i_{cr} = 0.893$ となり、実験値が限界動水勾配に近いことから、地盤が不安定な状態であるといえる。その状態下において、流速の早い流体がマウンド内を通過することにより、表層地盤の填砂および捨石マウンドの噴石が発生したものと考える。

3. 差分解法による検証

3.1 解析手法の概要

本研究で用いる差分解法の数値波動水路とは、従来の2次元造波水路の模型実験に変わりうる解析手法とされており、海域施設の耐波設計への適用を目的として設立された「数値波動水路の耐波設計への適用性に関する研究会」で開発された。海岸工学分野では流体挙動を検証するためによく用いられており、信頼精度が高いと考える。

本手法は、2次元非圧縮流体粘性流体を対象とした連続式とNavier-Stokes方程式が採用されている²⁾。

・連続式

$$\frac{\partial \gamma_x u}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_z w}{\partial z} = S_p \quad (7)$$

・運動方程式

$$\lambda_v \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x u u}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_z w u}{\partial z} = -\frac{\gamma_v}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_x \nu_e \left(2 \frac{\partial u}{\partial x} \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \gamma_z \nu_e \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \right\} - D_x u + S_u - R_x \quad (8)$$

$$\lambda_v \frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x u w}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_z w w}{\partial z} = -\frac{\gamma_v}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_x \nu_e \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \gamma_z \nu_e \left(2 \frac{\partial w}{\partial z} \right) \right\} - D_z w + S_w - R_z - \gamma_w g \quad (9)$$

ここに、 t ：時間、 u 、 w ：水平、垂直方向の流速成分、 ρ ：密度、 p ：圧力、 ν_e ：分子動粘性係数と渦動粘性係数の和、 g ：重力加速度、 γ_v ：空隙率、 γ_x 、 γ_z ：水平、鉛直方向の面積透過率である。数値解法では、スタガード格子を採用し、空間方向の離散には2次精度中心差分による解法、時間方向の離散にはEuler法を基とし、連続の式と運動方程式の連成にSMAC（Simplified Marker and Cell）法が用いられている。また、自由表面解析モデルとしてVOF（Volume of Fluid）法が用いられている。さらに、数値計算上の安定性の問題から、時間刻み幅はCFL条件を満足させている。以下、詳細については参考文献2)を参照されたい。

3.2 海底地盤の不安定化検証

3.2.1 海底地盤の設定

数値波動水路では、捨石マウンドなどの透水性構造物をポーラス・メディア法テーブルという機能を用いて設定している。通常海岸域における検証をする場合、地盤までは再現することはしない。しかし、本研究では海底地盤についても透水性構造物で模擬することとし、ポーラス・メディア法テーブルを用いて地盤を形成し、津波が襲来した際の地盤の応答について検討した。特に本稿では、海底地盤の動水勾配の変動について着目する。

ポーラス・メディア法テーブルを用いて構造物を設定する際に、水の割合、慣性力係数、抵抗係数の3つのパラメータを設定する必要がある。水の割合については、遠心実験と合わせるため、相対密度 $Dr = 40\%$ の豊浦砂（間隙比 $e = 0.8538$ ）を用いて $wG_s = eS_r$ より0.3とした。ただし、飽和度 $S_r = 1$ 、土粒子の単位体積重量 $G_s = 2.656$ としている。また、慣性力係数および抵抗係数に関しては、もとなる値がなく、パラメータの設定において不明確であることから、数値波動水路を用いて疑似的な透水試験を模擬して行い、地盤として適応できる透水係数となるよう図7に示すフローチャートの手順でパラメータを設定した。

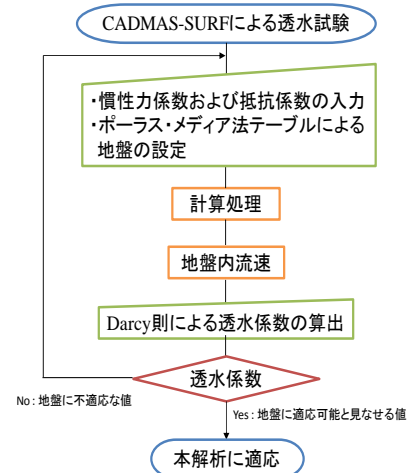


図7 透水係数算出に関するフローチャート

透水試験の結果、慣性力係数 2500.0、抵抗係数 100000.0 のとき、透水係数 7.0×10^{-2} [cm/s] となり、本解析ではこの値を海底地盤のパラメータとして用いることにした。また、このときのレイノルズ数は $Re = 0.2427$ であり、層流領域にあることから、透水係数はDarcy則に従うものと考えて算出している。ただし、レイノルズ数を算定する際に用いた値は、流速が $v = 0.0513$ [m/s]、水の粘性係数が $\eta = 1.004 \times 10^{-6}$ [m²/s]、材料の代表径が $D = 4.75$ [mm]（粗砂）とである。

3.2.2 解析モデル

図8に、海岸構造物を含む津波流動場のモデル化を示す。メッシュ間隔は地盤域ではx方向に0.1[m]、z方向に0.1[m]で設定し、それ以外ではx方向に1.0[m]、z方向に1.0[m]で設定している。防波堤は、不透水性構造物で設け、捨石

マウンドと地盤は透水性構造物を設けている。ただし、地盤は前節で求めた値を用い、捨石マウンドにおいては、水の割合 0.48、慣性力係数 1.2、抵抗係数 1.0 としている。

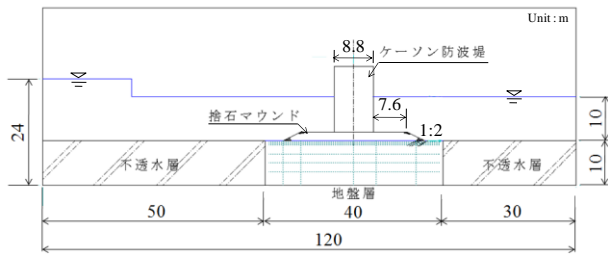


図8 海岸構造物を含む津波流動場のモデル化

3.2.3 解析結果

図9に、津波が襲来した際に生じた地盤の動水勾配の経時変化について示す。

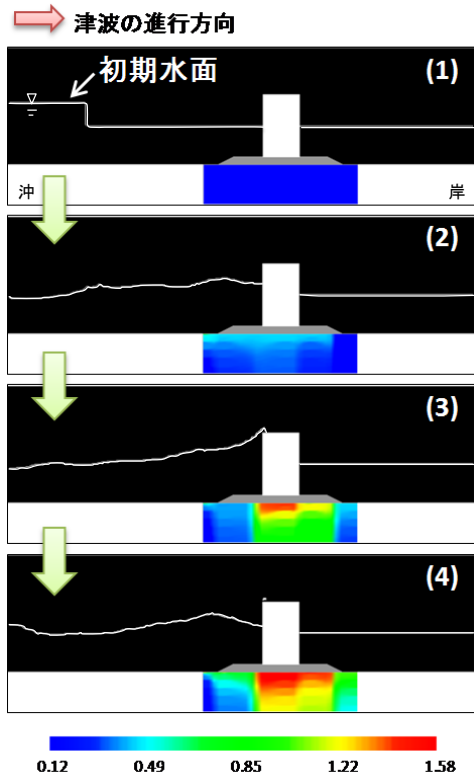


図9 津波襲来時における動水勾配の変化

解析の結果、津波が防波堤付近まで襲来した際（図9－(2)）、海底地盤表層部において全体的に値が上がっている。その後、津波が防波堤に作用した際（図9－(3)）、防波堤直下より後方において動水勾配の急激な上昇がみられ、表層付近においては局所的に値が高くなる箇所がある。また、波が引く際においても（図9－(4)）、地盤表面が広域に渡り、動水勾配が高くなることがわかった。特に、防波堤直下から後方（岸側）においては依然、動水勾配が高い状態が続いている。よって、津波力が防波堤に作用し、後退する一連の状態において、地盤の表層付近では地盤が常に不安定な状態にあるといえる。これは、先述した遠心実験でも同様のことが言え、定性的に近い結果を得ている。

4. SPH法を用いた解析手法の開発

4.1 SPH法による物理量の算定

SPH法は、Lucy⁷⁾やMonaghan⁸⁾により宇宙物理の分野で開発された手法である。特徴として、個別要素法（以下、DEMと称す。）のように粒子個々に着目して運動方程式を解くのではなく、図10に示すように実粒子の集合体（半径 h とした円形）である連続体素片に着目して計算を行う。

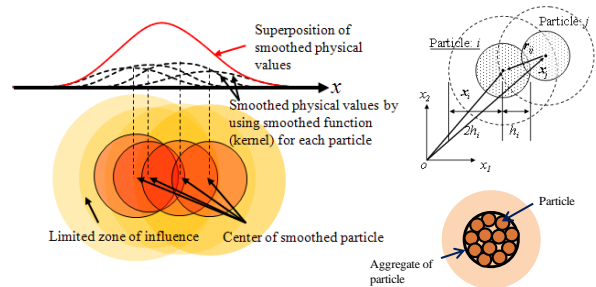


図10 SPH法による平均化関数を用いた物理量の表現

解析領域は粒子素片の重なり合いによって表現され、粒子素片に対して運動方程式を時間差分で解く。そのため、大領域を対象とした粒子数が多くなる系の解析において、DEMより比較的容易に計算が可能である。さらに、粒子素片はLagrange的に扱うため、粒子素片同士の剥離、亀裂、流動などの破壊モードや多相系の混合問題、相互作用問題といったDiscreteな挙動を表現することが可能である。また、粒子素片の運動は、周囲の粒子素片から受ける応力勾配により支配される。応力－ひずみ関係については、有限要素法などの連続体解析と同様、状態方程式や構成式を導入することで導かれる。よって、本手法はDiscreteな解析手法と連続体解析の両特徴を持ち合わせた解析手法である⁹⁾。

4.1.1 Kernel近似

SPH法では着目する相を複数の粒子素片が集合し、重なり合うことで近似的な場を表現している。つまり、位置ベクトルで表わされる任意の点 \mathbf{x} における物理量 $f(\mathbf{x})$ の空間平均値 $\langle f(\mathbf{x}) \rangle$ は、影響範囲内にある粒子素片 \mathbf{x}' の物理量 $f(\mathbf{x}')$ を平均化関数（Smoothing Function）によって内挿することで以下のように表現する^{9)・10)}。

$$\langle f(\mathbf{x}) \rangle = \int f(\mathbf{x}') W(\mathbf{x} - \mathbf{x}', h) d\mathbf{x}' \quad (10)$$

また、平均化関数 W は、次の性質を有する必要がある。

- 1) 正規化されている

$$\int W(\mathbf{x}, h) d\mathbf{x} = 1 \quad (11)$$

- 2) 平均化関数の極限がデルタ関数である

$$\lim_{h \rightarrow 0} W(\mathbf{x} - \mathbf{x}', h) = \delta(\mathbf{x} - \mathbf{x}') \quad (12)$$

- 3) コンパクト化が可能である

$$W(\mathbf{x}, h) = 0 \quad \text{for } |\mathbf{x}| \geq h \quad (13)$$

ここで、任意の点 \mathbf{x} における密度を $\rho(\mathbf{x})$ とすると、式(10)は以下のように書き換えられる。

$$\langle f(\mathbf{x}) \rangle = \int \frac{f(\mathbf{x}')}{\rho(\mathbf{x}')} W(\mathbf{x} - \mathbf{x}', h) \rho(\mathbf{x}') d\mathbf{x}' \quad (14)$$

さらに、この関数の空間微分について次式のように書き記すことができる。

$$\nabla \langle f(\mathbf{x}) \rangle = \int \frac{f(\mathbf{x}')}{\rho(\mathbf{x}')} \nabla W(\mathbf{x} - \mathbf{x}', h) \rho(\mathbf{x}') d\mathbf{x}' \quad (15)$$

ここで、 ∇ : 微分演算子 **gradient** である。

次に、式 (14) および式 (15) について有限個の粒子素片に離散化することを考えると、次式のように近似することができる。

$$f_i = \langle f_i \rangle = \sum_{j=1}^N m_j \frac{f_j}{\rho_j} W_{ij}(\mathbf{x}_i - \mathbf{x}_j, h) \quad (16)$$

$$\nabla f_i = \nabla \langle f_i \rangle = \sum_{j=1}^N m_j \frac{f_j}{\rho_j} \nabla W_{ij}(\mathbf{x}_i - \mathbf{x}_j, h) \quad (17)$$

ここに、中心に存在する素片粒子 i の位置、質量、密度を \mathbf{x}_i , m_i , ρ_i とする。

4.1.2 平均化関数

先述したように、SPH 法では平均化関数を用いて、影響範囲内にある粒子素片の物理量から対象とする中心位置の評価点として内挿する。そのため、近似精度は平均化関数の精度に大きく起因する。現在までに Gauss 分布を始めとして多数の関数が提案されている¹⁰⁾。本研究においては、関数が滑らかでかつ影響範囲が大きくなることを考慮して、次の 3 次 B-Spline 関数を用いた。

$$W_{ij} = \alpha_s \times \begin{cases} \frac{2}{3} - S^2 + \frac{1}{2} S^3 & (0 \leq S < 1) \\ \frac{1}{6} (2 - S)^3 & (1 \leq S < 2) \\ 0 & (2 \leq S) \end{cases} \quad (18)$$

ここに、 $S = |\mathbf{x}_i - \mathbf{x}_j| / h_{ij}$ である。また、 α は平均化関数の性質を満たすように決定される係数で、1, 2, 3 次元でそれぞれ $1/h$, $15/7\pi h^2$, $3/2\pi h^3$ となる。

4.2 連続の式および運動方程式の SPH 表記

4.2.1 連続の式

SPH 法は Lagrange 的計算アルゴリズムであるため、系に存在する粒子素片の質量の総和が増減しない限り、系の連続条件が満たされることとなる。ここでは、粒子素片の密度算定式について記述する。

粒子素片 i の密度 ρ_i として、式 (16) の f_i を ρ_i に置き換えるとすぐに計算できる。

$$\rho_i = \sum_{j=1}^N m_j \frac{\rho_j}{\rho_i} W_{ij}(\mathbf{x}_i - \mathbf{x}_j, h) = \sum_{j=1}^N m_j W_{ij}(\mathbf{x}_i - \mathbf{x}_j, h) \quad (19)$$

密度や状態方程式が大きく異なる物質の境界付近や自由境界付近においては、算定される密度に大きな誤差が生じる。そこで、次式のように同一物質のみ (例えば物質 a) で密度算定を行うことで、以上の問題を解決することが可能となる⁹⁾。

$$\rho_{i \in \text{Material } a} = \frac{\sum_{j \in \text{Material } a} m_j W_{ij}}{\sum_{j \in \text{Material } a} \left(\frac{m_j}{\rho_j} \right) W_{ij}} \quad \text{for Material } a \quad (20)$$

また、提案されている連続の式の微分形について、次式に示す¹⁰⁾。

$$\frac{d\rho_i}{dt} = \sum_{j=1}^N m_j (v_i - v_j) \cdot \nabla_i W_{ij}(\mathbf{x}_i - \mathbf{x}_j, h) \quad (21)$$

ここに、 ∇_i は粒子素片 i の座標に関する微分演算子である。

4.2.1 運動方程式

Lagrange 的解法による運動方程式は、応力テンソル $\boldsymbol{\sigma}$ 、体積力ベクトル \mathbf{f} を用いて、一般に以下のように記す。

$$\frac{d\mathbf{v}}{dt} = -\frac{1}{\rho} \nabla \cdot \boldsymbol{\sigma} + \mathbf{f} \quad (22)$$

ここで、 $\boldsymbol{\sigma}$ の等方圧縮応力成分、偏差応力成分をそれぞれ p , τ とすると、

$$\boldsymbol{\sigma} = p\mathbf{I} + \tau \quad (23)$$

となる。ただし、 \mathbf{I} : 単位行列である。

式 (22) について SPH 法表記すると以下ようになる。

$$\frac{d\mathbf{v}_i}{dt} = -\sum_{j=1}^N m_j \left(\frac{\boldsymbol{\sigma}_j}{\rho_j^2} + \frac{\boldsymbol{\sigma}_i}{\rho_i^2} \right) \cdot \nabla W_{ij} + \mathbf{f}_i \quad (24)$$

また、流体の粘性項および固体の人工粘性をそれぞれ Morris と Monaghan-Gingold の方法を用いると式 (25)、式 (26) のように表示することができる。

$$\frac{d\mathbf{v}_i}{dt} = -\sum_{j=1}^N m_j \left(\frac{p_j}{\rho_j^2} + \frac{p_i}{\rho_i^2} \right) \nabla W_{ij} + \sum_{j=1}^N \frac{m_j (\mu_i + \mu_j) h_{ij}}{\rho_i \rho_j} \left(\frac{1}{r_{ij}} \frac{\partial W_{ij}}{\partial r_{ij}} \right) + \mathbf{f}_{i,j} \quad (25)$$

$$\frac{d\mathbf{v}_i}{dt} = -\sum_{j=1}^N m_j \left(\frac{\boldsymbol{\sigma}_j}{\rho_j^2} + \frac{\boldsymbol{\sigma}_i}{\rho_i^2} + \Pi_{ij} \mathbf{I} \right) \cdot \nabla W_{ij} + \mathbf{f}_i \quad (26)$$

ここに、 μ : 粘性係数、 $r_{ij} = |\mathbf{x}_i - \mathbf{x}_j|$ である。また、 Π_{ij} : 人工粘性として与える。

4.3 土固体相と流体相の相互作用

本研究では、SPH 法において相変化を表現するため、土からなる固体相と、水および空気の流体からなる流体相を個々のレイヤ上で計算し、それらを重ね合わせることで二相または三相系の連成解析を可能としている (図 11)。重ね合わせをする際、両者間に間隙率 n と透水 (透気) 係数 k を考慮した以下の物体力 \mathbf{f} を作用させる。この物体力は、両相の速度差により生じる摩擦力に起因する力と考え、Biot の方法¹¹⁾にならって次のように定義する。

$$\mathbf{f}^s = n \frac{\rho_f g}{k} (\mathbf{v}^f - \mathbf{v}^s), \quad \mathbf{f}^f = n \frac{\rho_s g}{k} (\mathbf{v}^f - \mathbf{v}^s) \quad (27)$$

ここで、 \mathbf{v}^s , \mathbf{v}^f は固体相および流体相上の粒子素片の流速ベクトル、 ρ^f は流体の密度である。

また、作用反作用の関係から、

$$\mathbf{f}^s = -\mathbf{f}^f \quad (28)$$

が成立する。

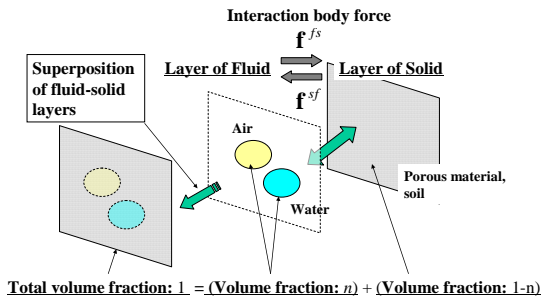


図11 固体相と流体相の重ね合わせと相互作用

4.4 解析結果

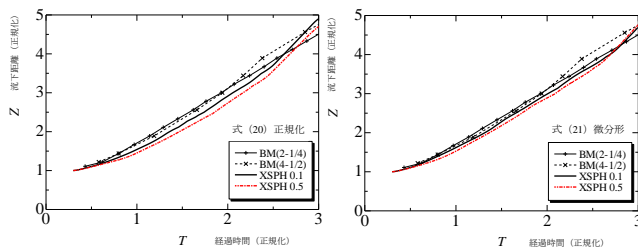
4.4.1 2D-Dam break 問題による流体挙動の検証

SPH 法における 2 次元の解析精度を検証する。本研究では、流体挙動の妥当性を検証する目的で、Benchmark Test である Dam break 問題を取り上げ、実験結果による指標¹²⁾と比較を行った。比較に際して、密度算定式を正規化により算出する式 (20) と連続の式の微分形である式 (21) を用いて計算した。運動方程式は Morris 粘性による式 (25) で統一している。さらに、SPH 法では流体の疑似的圧縮性を非圧縮流体に適用しているため、下記に示す人工圧縮率 (XSPH) を導入することで速度修正を行っており、補正パラメータによる挙動の違いについても検討した。

$$v_i = v_i' - \varepsilon_{XSPH} \sum_{j=1}^N m_j (v_i' - v_j') W_{ij} \quad (29)$$

ここで、 v , v' は修正後と修正前の速度、 ε_{XSPH} は補正パラメータである。通常、流体では ε_{XSPH} を 0.5 とされている。本稿では、0.1 と 0.5 のパラメータを用い、挙動の違いについて検証した。

図 12 に、実験および解析による Dam break 時の先端粒子の位置変化について比較を示す。

図12 Benchmark Test における実験と解析の比較
(左：正規化，右：連続の式の微分形)

図中の凡例 BM は実験による結果である。比較の結果、密度算定式は連続の式の微分形がより実験結果と近い結果を得ている。また、XSPH に関しては、パラメータによる大きな違いはあまり見ることができないが、0.1 の方が実験結果に近いことがわかった。

4.4.2 海岸構造物に作用する津波流の再現と検証

Benchmark Test の結果より、本節では、密度算定式に連続の式の微分形を用い、XSPH を 0.1 として、図 13 に示す海岸構造物を模擬した解析領域を設けて、防波堤および捨石マウンドに津波力を作用させた。本ケースでは素片半径

0.2[m]、初期水位差 3[m]、捨石マウンドの透水係数 $k=1.0 \times 10^1[\text{cm/s}]$ と設定している。ただし、防波堤および捨石マウンドは位置を不動として、変形しないものとしている。また、流動場の定性かつ定量的評価を行うため、先述した数値波動水路と比較検証を行った。数値波動水路においては、格子間隔を水平、垂直方向ともに 0.1[m] 間隔で設定している。

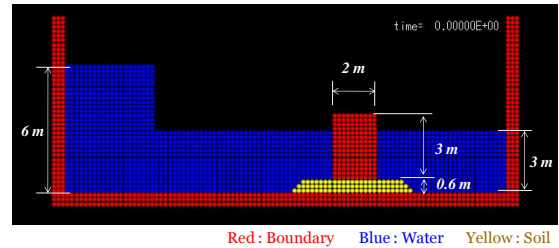


図13 SPH 法による海岸構造物を含む津波流動場の再現

図 14 に流体挙動の経時変化を示す。数値波動水路と比較した結果、水柱が崩壊する様子から防波堤を越波する現象まで忠実に再現できている。また、差分解析では表現できないような流体の渦流れやマウンド内を通過する流体挙動が可視化できている。

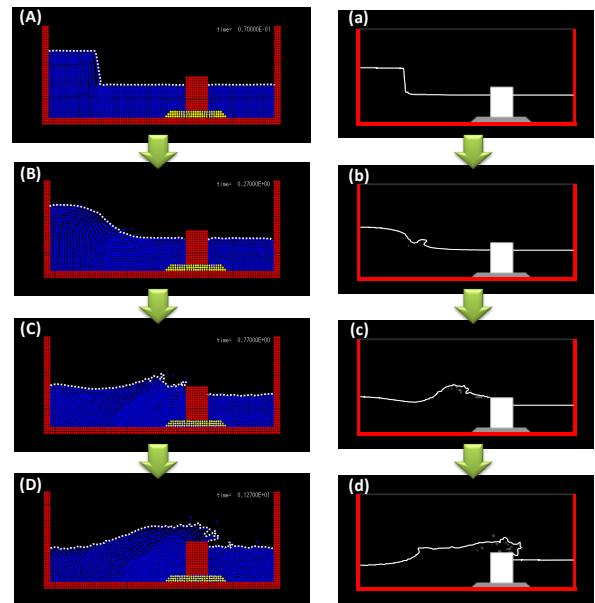
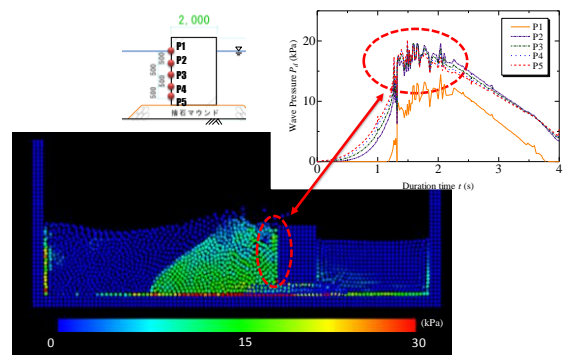


図14 SPH 法 (A-D) と数値波動水路 (a-d) の流体挙動比較

図15 防波堤に作用する波圧評価
(図：SPH 法，グラフ：数値波動水路)

さらに、定量的評価として、防波堤に作用する波圧について比較を行った結果（図 15）、防波堤に作用する波圧については、両解析手法とも約 15～20[kPa]の値を示している。よって、SPH 法において定性的かつ定量的に、流体挙動が再現できていることがわかった。

4.4.3 剛体運動モデルを導入した防波堤の挙動

前節で不動であった防波堤に対して、剛体運動モデル^{13)・14)}を導入したコンクリート粒子で防波堤を形成し、流体力を作用させた。ただし、解析領域および解析条件は、4.4.2と同様であり、捨石マウンドの透水係数についてのみ $k=1.0 \times 10^1$ [cm/s]と $k=1.0 \times 10^{-2}$ [cm/s]を用い、防波堤の挙動変化について考察した。図 16（左）に捨石マウンドの透水係数 $k=1.0 \times 10^1$ [cm/s]について、（右）に透水係数 $k=1.0 \times 10^{-2}$ [cm/s]についての防波堤の挙動を示す。図内の実線格子は 1m ピッチで、点線は補助線として 0.5m ごとに挿入している。

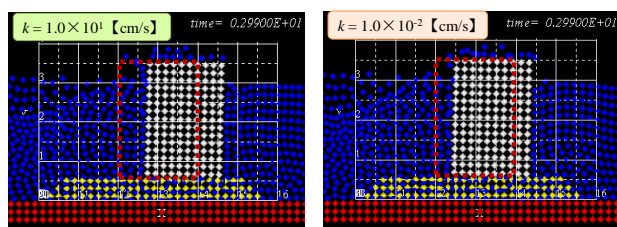


図16 津波力を受ける防波堤の変動
(左: $k=1.0 \times 10^1$ [cm/s], 右: $k=1.0 \times 10^{-2}$ [cm/s])

解析の結果、透水係数 $k=1.0 \times 10^1$ [cm/s]の場合は約 0.7[m]の変動、透水係数 $k=1.0 \times 10^{-2}$ [cm/s]の場合は約 0.4[m]の変動となった。変動量の違いについて、防波堤に作用する水圧分布を調べたところ、透水係数の高い方が防波堤直下の圧力値が大きかった。このことから、マウンド内の透水係数が高いと防波堤に作用する揚圧力が高くなり、防波堤の変動量が大きくなると考える。

5. 結言

〈遠心実験〉

- ・段波圧が作用した際、防波堤の滑動・転倒に対する安全率は 1.2 を下回っており、実験時に防波堤の変動を確認した。しかし、大変形には至っていない。
- ・防波堤に段波圧が作用する際、地盤直下および後方（岸側）において、捨石マウンドおよび海底地盤の浅域で円弧状に変形しており、支持力に対する安全率は 1.0 を下回っていた。ひずみ分布を調べた結果、すべり線以外にもひずみが発生しており、円弧すべりとは異なる変形を示すことがわかった。
- ・重複波圧作用以降、捨石マウンドおよび海底地盤の噴出が確認された。このときの地盤表層の動水勾配は約 0.7 に近い値となり、地盤が流体力により不安定な状態になることが分かった。

〈数値波動水路〉

- ・地盤内の動水勾配の変化について考察した結果、防波堤

直下から後方（岸側）の表層地盤において動水勾配が高くなることがわかった。これは、遠心実験と比較して定性的に一致している。

〈SPH 法〉

- ・Benchmark Test である Dam break 問題において流体挙動を評価した結果、密度算定式において連続の式の微分形が、実験結果とより近い結果を示した。
- ・海岸構造物を含む津波流動場を再現し、流体挙動について数値波動水路と比較したところ、水柱の崩壊の様子や防波堤を越波する現象など定性的に評価できている。また、防波堤に作用する波圧を考察したところ、ほぼ同等の値を示しており、定量的にも一致していることがわかった。
- ・剛体運動モデルを導入した防波堤の挙動を、捨石マウンドの透水係数を変えて考察したところ、透水係数が高い方が、防波堤に作用する揚圧力が大きくなり、防波堤の変動を大きくさせることがわかった。

6. 謝辞

この研究は、日本学術振興会科学研究費補助金基盤研究(B)20360210 および基盤研究(B)21360222 の助成を受けており、ここに感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 稲富隆昌 他: 1993 年北海道南西沖地震による港湾施設被害報告 港技研資料, No.791, pp.38-64, 1994.
- 2) (財) 沿岸開発技術研究センター: 数値波動水路の研究・開発沿岸技術ライブラリー, No.12, 2001.
- 3) M. Miyake and T. Yanagihata: Heap shape of Materials Dumped from Hopper Barges by Drum Centrifuge, Proceedings of the Ninth International offshore and Polar Engineering, Vol.1, pp.745-748, 1999.
- 4) 三宅達夫 他: 津波を受けるケーソン式防波堤の安定性に関する遠心模型実験, 第44回地盤工学研究発表会, 2009.
- 5) 谷本勝利, 鶴谷広一, 中野晋: 1983年日本海中部地震津波における津波力と埋立護岸の被害原因の検討, 海岸工学研究発表会論文集, pp.257-261, 1984.
- 6) (社) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説(上)・(下), 2007
- 7) Lucy, L.B.: A numerical approach to the testing of the fission hypothesis, Astronomical Journal, 82, pp.1013-1024, 1977
- 8) Gingold, R. A. and Monaghan, J. J.: Smoothed Particle Hydrodynamics: Theory and application to non-spherical stars, Monthly Notices of the Royal Astronomical Society, 181, pp. 375-389
- 9) 前田健一, 坂井守: Smoothed Particle Hydrodynamics 法による粒状地盤の浸透破壊解析手法の開発, 応用力学論文集, Vol.7, pp.775-586, 2004.
- 10) G. R. Liu and M. B. Liu: Smoothed Particle Hydrodynamics: a meshfree method, World Scientific, 2003.
- 11) Biot, M A.: General theory of three-dimensional consolidation, Journal of Applied Physics, Vol.12, pp.152-164, 1941
- 12) J. C. Martin and W. J. Moyce: Part V. An Experimental Study of the Collapse of Liquid Columns on a Rigid Horizontal Plane, Mathematical and Physical Science, Vol.224, No.882, pp.312-324, 1952.
- 13) 越塚誠一: 計算力学レクチャーシリーズ5 粒子法, 丸善, pp.63-66, 2005.
- 14) 陸田秀美, 土井康明: 砕波による衝撃圧の直接推定と構造物の動的解析, 土木学会論文集 B, Vol.62, No.3, pp.224-237, 2006.

午後の部Ⅲ
(1 5 : 5 0 ~ 1 7 : 1 5)

司 会 棚橋 秀行
(大同大学)

既設群杭基礎における地盤の部分固化工法の数値実験

Numerical experiment on seismic behavior of group-pile foundation with partial ground solidification under dynamic loading

近藤祥光¹, 陳英芝², 包小華¹, 中村圭佑¹, 張鋒³

1 名古屋工業大学大学院・工学研究科・創成シミュレーション工学専攻

2 韓国建設技術研究院・基礎施設研究本部・地盤研究室

3 名古屋工業大学大学院・工学研究科・創成シミュレーション工学専攻 E-mail : cho.ho@nitech.ac.jp

概 要

既設群杭基礎の耐震補強手法として、杭基礎周辺地盤の部分固化工法があるが、その補強効果を定量的に評価する方法はまだ確立されていない。そこで本研究では 9 本からなる群杭基礎を用いて、地盤の部分固化工法を対象とした静的解析による数値実験を行い、最も効果的かつ経済的な改良パターンを選定し、その改良パターンについて動的数値実験を行った。静的解析では、改良体厚さ $H=6\text{m}$ 、改良体深度 $D=4.5\text{m}$ 、改良体幅 $L=9\text{m}$ の改良パターンが最適であった。動的解析では、改良地盤付近では沈下の抑制効果が見られたが離れた地点ではその効果はほとんど見られなかった。また、杭の曲げモーメントにおいては顕著な抑制効果が見られた。本研究より、数値実験によって変位を抑制する最適な改良パターンを選定することが可能であること、動的载荷においても沈下と曲げモーメントに対する抑制効果が大きいことがわかった。

キーワード：群杭基礎、部分固化工法、有限要素解析

1. はじめに

地震による杭基礎の被害は構造物全体の被害に繋がるため、基礎の耐震性を向上させることが重要である。杭基礎周辺地盤に固化材を部分的に注入する工法は、工期短縮、低コスト化、工事の小規模化が可能で、都市部での施工に適している。しかし、その補強効果を定量的に評価する方法はまだ確立されていない。そこで本研究では、9 本からなる群杭基礎を用いた静的単調载荷条件下での数値実験を行い、最も効果的かつ経済的な改良パターンを選定した。その後、選定された改良パターンを対象に動的数値実験を行い、その補強効果を検証した。解析には、土の密度効果、構造及び応力誘導異方性を統一的に説明できる移動硬化型弾塑性構成モデル Cyclic mobility model¹⁾と杭の軸力変動による影響を考慮できる AFD モデル²⁾に基づく土・水連成解析プログラム DBLEABES³⁾により、東海・東南海地震の想定地震波を用いて動的数値解析を行い、乾燥地盤を対象とした全応力解析と飽和地盤を対象とした有効応力解析により補強効果を検証した。

2.1 試験の概要

本試験は、実構造物に大きな水平変位が生じた際に各杭における終局挙動を把握するために実施された実物大基礎による繰返し水平载荷試験である。試験を行った場所は若齢埋立地であり、表層を構成する埋立層は約 13m の層厚を有し、最大礫径が 30cm 程度の巨礫を含む砂礫層である。試験杭は杭径 1.2m、杭長 30.4m である。図 1 に载荷試験の概要を示す。3 基の群杭フーチングのうち試験杭以外の 2 基を反力杭として、最大 20.5MN まで 9 サイクルの繰返し载荷を実施した。

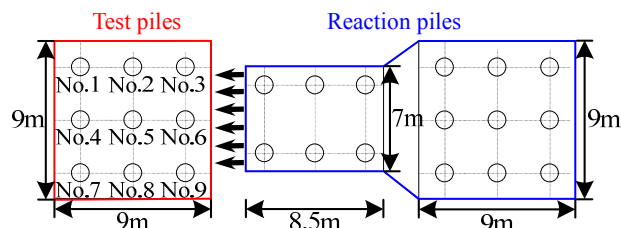


図 1 载荷試験の概要

2. 実物大 9 本群杭基礎水平载荷試験の再現解析

本研究で用いた解析手法の有用性を検証するため、群杭基礎における実物大水平载荷試験を対象に再現解析を行った。

2.2 再現解析

解析メッシュは地盤の調査結果を基に6層に分け、図2のような要素数4688、節点数5652の半断面の3Dメッシュを用いた。有効応力解析では、地下水位をGL-1.5mと仮定して排水境界を設けた。载荷については、実験と同様にフーチングの右側面における地表面から高さ0.9mに位置する全節点をx, y, z方向に等変位境界を設け剛体とし、真ん中の一点に実験と同様の荷重を载荷した。

地盤材料パラメータはB層, A_{s1}層, A_{c1}層については弾塑性体(Cyclic mobility model)とし、支持層であるD_c層については弾性体としてモデル化した。表1, 2に各種物理試験結果を基に決定した地盤材料パラメータと初期値を示す。杭にはAFDモデルを用いた。また、ハイブリッド要素としてモデル化し、杭全体の剛性をコラム要素に1割、ビーム要素に9割を適用した(Kimura and Zhang⁴⁾)。表3に杭の諸元を示す。

図3に実物大実験結果及び全応力と有効応力解析から得られたフーチングにおける水平荷重-水平変位関係を示す。全応力解析は実験の傾向は捉えているものの、繰返し回数が増えるに連れ実験結果を大きく下回る結果となった。一方、有効応力解析では除荷から再载荷の際に実験値に比べ変位の減少が大きいため残留変位が過少評価されているが、全体としては実験の結果をよく再現している。また、全応力解析では見られない、载荷荷重が一定の際にも水平変位が生じる擬似的クリープ変位も再現できた。

図4に杭の配置を示し、図5に杭の曲げモーメントの実験値と有効応力解析のみの結果を比較したものを示す。グラフには埋立層の境界(深さ13m)を示している。地中部に発生する曲げモーメントの最大値はどちらの結果においても前方杭>中杭>後方杭の順になっている。これは前方杭では圧縮軸力の増加により曲げ応力が増大し、逆に後方杭では引っ張り軸力の増加により曲げ応力が相対的に低下するものと考えられ、AFDモデルを用いることにより、部材に発生する断面力を精度良く再現できることを示している。

以上の結果より、本研究で用いる解析手法は実験の結果を精度よく再現していることが検証された。

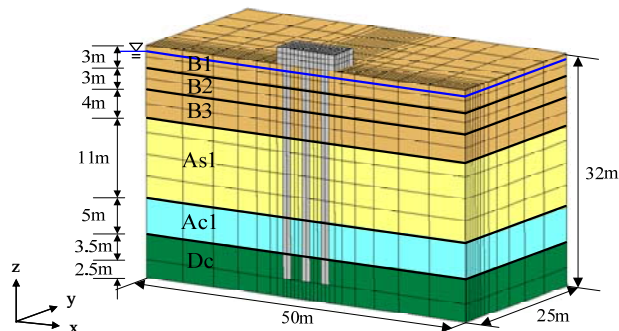


図2 解析メッシュ

表1 地盤材料パラメータ

	B1~B3	A _{s1}	A _{c1}
Compression index λ	0.055	0.23	0.23
Swelling index κ	0.001	0.046	0.046
Stress ratio at critical state R_f	3.9	3.69	4.0
Void ratio N	0.9	0.8	0.7
Poisson's ratio ν	0.3	0.3	0.38
Parameter of overconsolidation m	0.25	0.65	1.5
Parameter of structure a	0.6	1.3	0.5
Parameter of anisotropy b_r	0.5	0.5	0.5

表2 地盤材料の初期値

	B1	B2	B3	A _{s1}	A _{c1}
Initial structure R_0^*	0.2	0.2	0.2	0.55	0.5
Initial overconsolidation $1/R_0$	5.0	5.0	5.0	10.0	2.0
Initial anisotropy ζ_0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Density λ (t/m)	1.97	1.97	1.97	1.80	1.70
Permeability k (cm/s)	0.66	0.036	0.11	0.02	10 ⁻⁶

表3 杭の諸元

Physical properties of RC	
Compressive strength of concrete σ_c	3.8×10 ⁴ kPa
Young's modulus of concrete E_c	2.5×10 ⁷ kPa
Young's modulus of steel E_s	2.1×10 ⁸ kPa
Yield stress of steel σ_y	3.8×10 ⁵ kPa
Arrangement of the reinforcement	
D29-24 (upper part : 14.5 m from the surface of the ground)	
D22-12 (lower part:15.9 m)	
Overburden of the reinforcement : 15 cm	

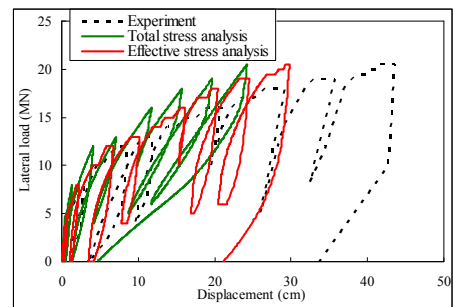


図3 载荷荷重-水平変位関係

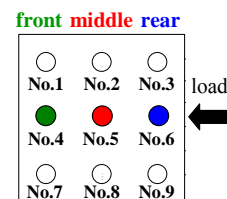
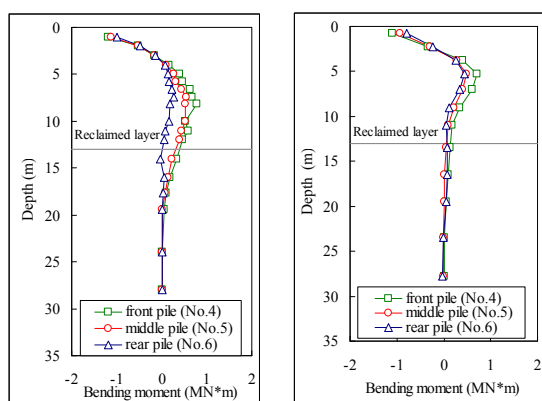


図4 杭配置



(a) 実験結果

(b) 有効応力解析結果

図5 杭の曲げモーメントの比較

3. 地盤の部分固化工法による杭基礎耐震補強方法の数値実験（静的単調載荷）

3.1 解析条件

杭基礎周辺地盤の部分固化工法による最適な改良パターンを選定するため、静的単調載荷の下で数値実験を行った。図6に部分固化工法の概要を示す。数値実験は、図のように杭周辺地盤を補強する改良体の厚さ H 、幅 L 、改良体中心位置(深度) D を変化させて様々な数値解析を行い、それらの結果を比較することにより補強効果を検証した。

解析メッシュは地盤を均一な豊浦砂とし、図7に示すような要素数5890、節点数7560の半断面の3Dメッシュを作成した。杭頭は回転のみ固定とし、フーチングおよび支持層は弾性体(弾性係数:100MPa)としてモデル化した。杭は杭径1.0m、杭長33.0mの鋼管杭(SKK490)とし、その先端部は支持層である D_c 層に2m根入れしている。また、地下水位はGL-1.5mと仮定した。載荷についてはフーチングの右側面における地表面から高さ1.0mに位置する全節点を x 、 y 、 z 方向に等変位境界を設け剛体として、真ん中の一点に水平方向に最大荷重50MNまで1時間かけて単調載荷した。地盤の初期応力については、杭の影響を考慮しない成層地盤の初期応力分布より求めた。

地盤材料パラメータはCyclic mobility modelを用い、過去に実施された豊浦砂の排水三軸圧縮試験に基づいて行った要素シミュレーションより決定した。試験は初期間隙比 $e_0=0.67$ の中密な砂を用いて平均主応力一定条件($p'=196\text{kPa}$)の下で行われた。図8(a)より、豊浦砂の要素シミュレーションの結果が試験結果をよく再現していることがわかる。これにより決定した豊浦砂の材料パラメータを表4、5に示す。図8(b)は、改良体の要素シミュレーションの結果を示し、改良体はCyclic mobility modelを用いてピーク強度1.0MPaの人工軟岩を想定し物性を決定した。決定した改良体の材料パラメータを表6、7に示す。杭についてはAFDモデルを用いてハイブリッド要素としてモデル化した。用いた杭のパラメータを表8に示す。

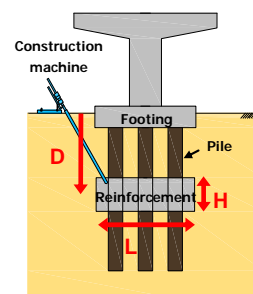


図6 部分固化工法の概要

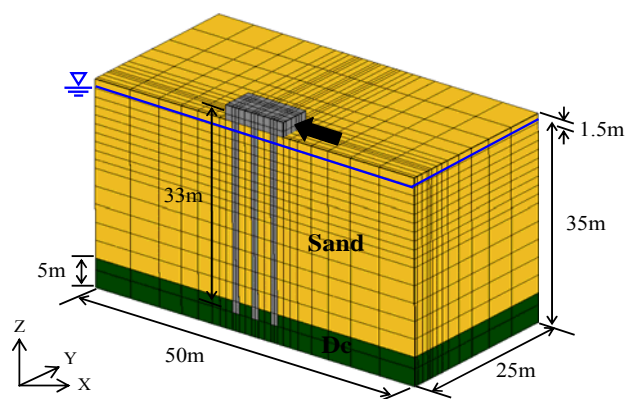
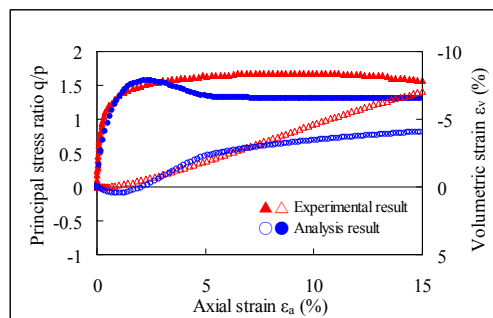
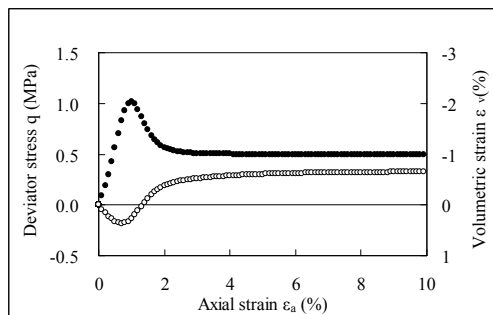


図7 静的解析メッシュ



(a) 豊浦砂



(b) セメント補強体

図8 要素シミュレーション結果

表4 豊浦砂の材料パラメータ

Compression index λ	0.07
Swelling index κ	0.0045
Critical state parameter M	3.2
Void ratio N ($p'=98\text{kPa}$ on N.C.L.)	1.1
Poisson's ratio ν	0.2
Degradation parameter of overconsolidation state m	30
Degradation parameter of structure a	2
Evolution parameter of anisotropy br	500

表 5 豊浦砂の状態変数の初期値

Initial void ratio e_0	0.69
Initial mean effective stress p' (kPa)	196
Initial degree of structure R_0^*	0.99
Initial degree of overconsolidation $1/R_0$	30
Initial anisotropy ξ_0	0

表 6 改良体の材料パラメータ

Compression index λ	0.013
Swelling index κ	0.005
Critical state parameter M	5.9
Void ratio N ($p'=98\text{kPa}$ on N.C.L)	1.05
Poisson's ratio ν	0.15
Degradation parameter of overconsolidation state m	0.1
Degradation parameter of structure a	0.1
Evolution parameter of anisotropy br	0.1

表 7 改良体の状態変数の初期値

Initial void ratio e_0	0.91
Initial mean effective stress p' (kPa)	100
Initial degree of structure R_0^*	0.9
Initial degree of overconsolidation $1/R_0$	30
Initial anisotropy ξ_0	0

表 8 杭のパラメータ

Material (Steel pipe)	SKK 490
Thickness (mm)	14
Outer diameter (mm)	1000
Pile length (mm)	32000

3.2 解析結果

解析結果は、載荷試験終了後のフーチングにおける水平変位の結果より検討した。その際、無補強時の変位を基準とした補強率 $R_d(\%)$ 、補強効率 $R_e(\text{m/m}^3)$ という指標を作り、その値について考察する。以下にこれらの指標を示す。

$$R_d = (H_0 - H_R) / H_0 \quad (1)$$

$$R_e = (H_0 - H_R) / V$$

ここで、 H_0 は無補強時の水平変位、 H_R は補強時の水平変位、 V は補強に用いられた改良体の体積を示す。

3.2.1 改良体厚さ H の影響

改良条件は、改良体中心位置(深度) $D=4.5\text{m}$ と改良体幅 $L=9\text{m}$ を固定とし、改良体厚さ H を $3\text{m}\sim 15\text{m}$ に変化させて検討した。図 9 に、それぞれの高さ H に対する補強率 $R_d(\%)$ 及び補強効率 $R_e(\text{m/m}^3)$ の結果を示す。改良厚が厚くなる程、補強率は高くなることが確認できた。しかし、補強効率は改良厚が 9m までは増加するが、それ以降は改良体厚さ(改良体体積)が大きくなる程、減少する結果となり、適切な改良体厚さを決めることが重要であると考えられる。

3.2.2 改良体中心位置(深度) D の影響

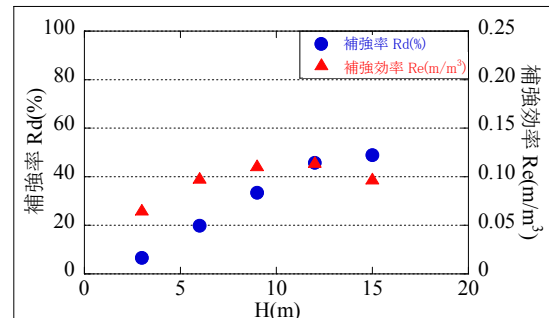
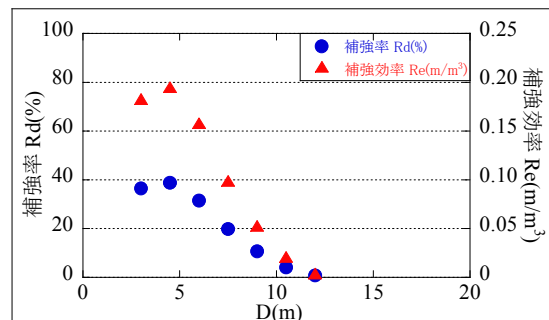
改良条件は、改良体体積(厚さ $H=6\text{m}$ 、幅 $L=9\text{m}$)を固定とし、改良体の中心位置(深度) D を $3\text{m}\sim 12\text{m}$ に変化させて検討した。図 10 に解析結果を示す。補強率、補強効率共に

深さ 4.5m までは増加するものの、それ以降は減少し、 $D=12\text{m}$ ではほぼ 0 となり改良の効果がないことがわかる。ここで、図 11 のように、無補強時の解析結果から得られた杭の曲げモーメント分布を見ると、最大曲げモーメントが深度 8.25m 付近で生じている。これは最も効果が高い $D=4.5\text{m}$ の場合、改良体の底面の深さが 7.5m であり、最大曲げモーメントが生じる深さより浅い杭の上部を固化した方がより高い補強効果が得られると考えられる。

3.2.3 改良体幅 L の影響

改良条件は、改良体厚さ $H=6\text{m}$ と改良体位置(深度) $D=4.5\text{m}$ を固定とし、改良体幅 L を $7\text{m}\sim 18\text{m}$ に変化させて検討した。改良体は正方形断面とし、横幅と同様に奥行方向にも改良領域を広げた。図 12 に解析結果を示す。改良幅が広くなる程、補強率は顕著に増加し、フーチングに生じる水平変位は大幅に減少する。しかし、改良体厚さ H を変化した際と同様に、改良体幅(改良体体積)が大きくなる程、補強効率は減少する結果となった。

以上により、杭基礎周辺地盤を部分固化する際には数値実験により多様なパターンの解析を行うことで補強率と補強効率の高い改良パターンを決めることが重要であると考えられる。本研究では、補強率と補強効率共に高い改良条件として、厚さ $H=6\text{m}$ 、中心位置 $D=4.5\text{m}$ 、幅 $L=9\text{m}$ を最適な改良パターンであると考ええる。この改良条件での杭基礎周辺での載荷終了時のせん断ひずみ分布を図 13 に示す。(a)には無補強時、(b)には改良時の結果を示す。改良時は、フーチング周辺地盤に生じるせん断ひずみが無補強時に比べ大幅に減少していることがわかる。

図 9 補強率及び補強効率(H の影響)図 10 補強率及び補強効率(D の影響)

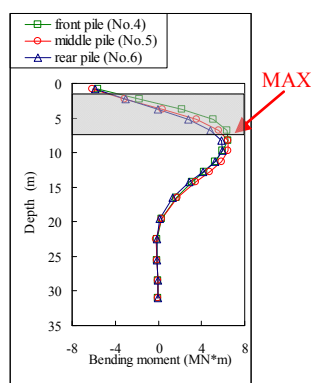


図 11 無補強時の杭の曲げモーメント分布

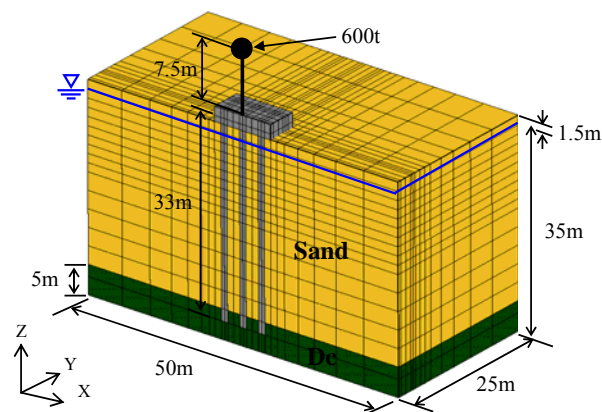


図 14 動的解析メッシュ

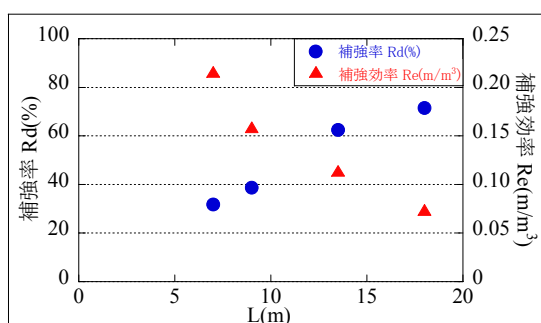


図 12 補強率及び補強効率(Lの影響)

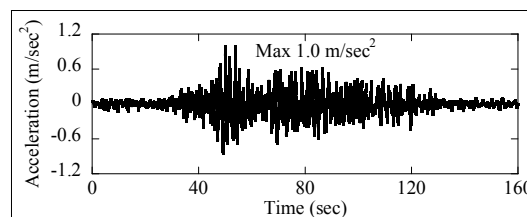


図 15 入力地震動

改良体の材料パラメータは、第3章の数値実験の際と同様のパラメータを用いた。

4.2 解析結果

図16には履歴を表す節点及び要素の位置を示す(赤丸1~2:計測節点, 青い四角1~2:計測要素)。図17には有効応力解析から得られた節点の鉛直変位の時刻歴を示す。なお、地震発生から地震終了約5時間後まで、地盤内部で上昇した過剰間隙水圧が時間の経過と共に消散する圧密解析も行ったため、時間軸は対数軸とした。無補強時と改良時を比較すると、杭基礎の近辺 node1 において鉛直変位が10cm程抑制されており、改良体の効果が見られる。また、杭基礎から離れた node2 においては、地震加震中では鉛直変位が少ないが、圧密過程においては地盤が大きく沈下することがわかり、改良体の変位抑制効果は見られなかった。

図18には有効応力解析から得られた地盤要素の過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。(a)は無補強時、(b)は改良時の結果を示す。なお、過剰間隙水圧比 (u/σ'_{v0}) は過剰間隙水圧 (u) を初期鉛直有効応力 (σ'_{v0}) で除した値で、1.0に達した際を液状化と判断する。図中の白丸は地震終了時を示す。

図17, 18の node1 と element2 より、過剰間隙水圧が消散し、地盤が圧密すると同時に地盤沈下が生じた事がわかる。また、改良体内部の element1 では改良したことにより間隙水圧の発生を抑制し、液状化に至っていないことがわかる。これに対して、改良体より外側に位置した element2 では改良により node1 の鉛直変位は抑制されているが、間隙水圧にはほぼ変化は見られなかった。また、どの節点においても1000秒後(約17分後)には圧密がほぼ終了していることがわかる。

図19に有効応力解析から得られた杭の曲げモーメントの深度分布を示す。ただし、最も大きな曲げモーメントが

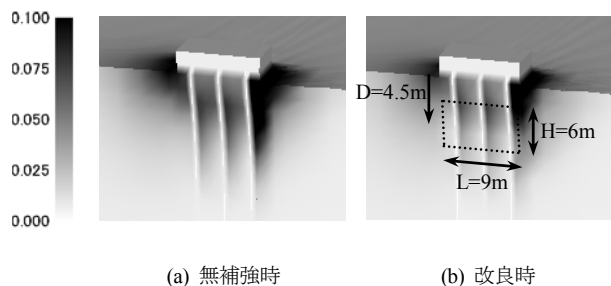


図 13 セン断ひずみ分布図

4. 地盤の部分固化工法による杭基礎耐震補強方法の数値実験(動的載荷)

4.1 解析条件

解析メッシュは図14に示すように、第3章の静的荷重条件下での数値実験の際と同様のメッシュを用いた。ただし、上部荷重を考慮するため、橋脚は7.5mのビーム要素としてモデル化し、上部工は橋脚上端に節点質量(600t)を与えた。動的載荷は、名古屋港における想定東海・東南海地震の地震波を地盤底面から与えた。解析で用いた入力地震動を図15に示す。

解析は、乾燥地盤を対象とした全応力解析と飽和地盤を対象とした有効応力解析を行い、それぞれについて無補強時と改良体により杭上部の地盤を補強したケースの解析を行った。改良体の範囲は第3章で決定した最適な改良パターンである改良体厚さ $H=6m$ 、改良体位置(深度) $D=4.5m$ 、改良体幅 $L=9m$ について検討した。また、地盤材料、杭、

発生する橋脚の下端において、最大曲げモーメントが計測された時刻での中央の杭の曲げモーメントを示す。(a)は杭の位置及び凡例、(b)は無補強時、(c)は改良時の解析結果を示す。図中に示す値は中央中列杭における曲げモーメントの最大・最小値を示す。これより、最大・最小曲げモーメントの値が顕著に抑制されており、曲げモーメントの結果からも改良体の効果を確認することができた。

最後に、全応力と有効応力解析の結果を比較する。図20に無補強時における解析終了時の30cm沈下した等鉛直変位分布を示す。全応力解析結果では地盤全体が一樣に沈下しているのに対して、有効応力解析結果では地盤と構造物の相互作用により杭基礎周辺の地盤が大きく沈下しており、杭から離れるほど地盤沈下が少ないことがわかる。

図 16 計測節点及び要素

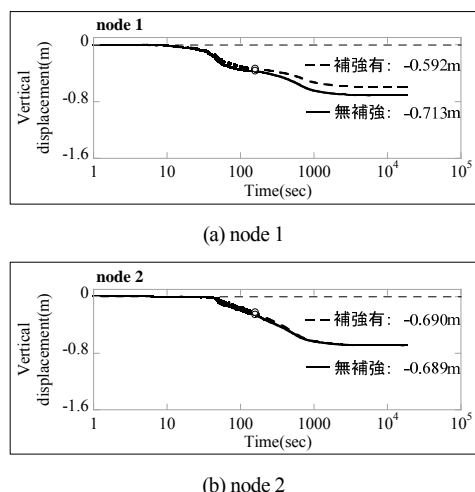


図 17 鉛直変位時刻歴

5. まとめ

土・水連成解析プログラム「DBLEABES」を用いて鋼管杭の9本群杭基礎を対象とし、地盤の部分固化工法による群杭基礎耐震補強効果を検証する数値実験を行った。静的解析では、最も効果的で経済的な改良パターンを選定するため、改良体厚さ H 、改良体中心位置(深度) D 、改良体幅 L を変化させて数値解析を行った。その結果、改良体厚さについては6m、改良体中心位置(深度)については4.5m、改良体幅については9mの場合で最適であった。また、動的解析では静的解析で選定した改良パターンについて、想定東海・東南海地震動を用いて解析を行った。その結果、改良体付近では沈下が抑制されるが、離れた地盤では沈下の抑制効果はほとんど見られなかった。杭の曲げモーメントに着目すると、地盤が改良されたことにより顕著な抑制

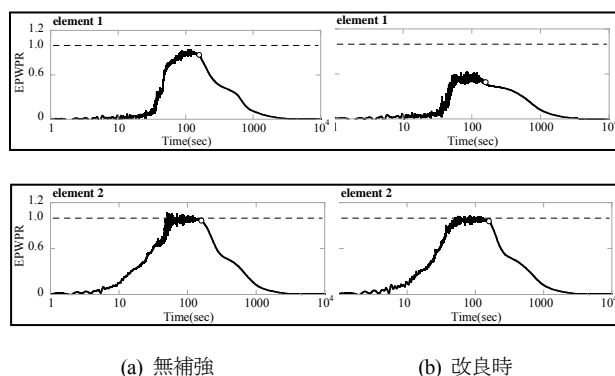


図 18 過剰間隙水圧比時刻歴

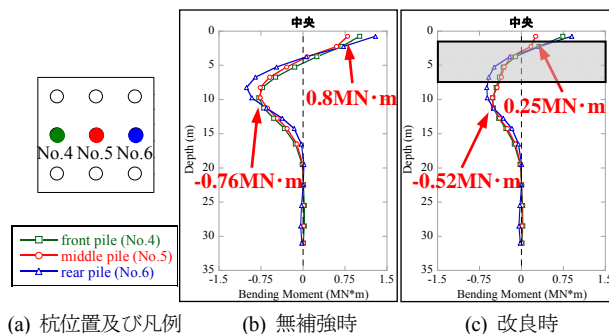


図 19 杭の曲げモーメント分布

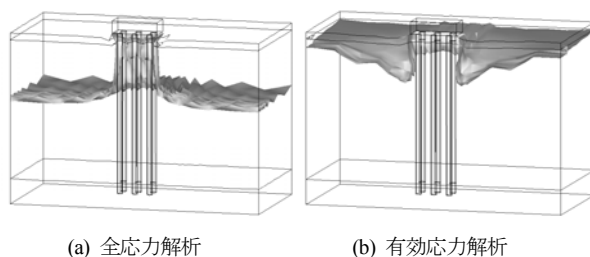


図 20 圧密終了時の鉛直等変位分布(無補強)

効果が見られた。これにより、本研究で行った数値実験によって変位を抑制する最適な改良パターンを選定することが可能であることと、動的载荷においても沈下と曲げモーメントに対する抑制効果が大きいことがわかった。

参考文献

- 1) Zhang, F., Ye, B., Noda, T., Nakano, M. and Nakai, K. (2007): Explanation of Cyclic Mobility of Soils: Approach by Stress-Induced Anisotropy, S&F, Vol.47, No.4, 635-648.
- 2) Zhang, F. and Kimura, M. (2002): Numerical prediction of the dynamic behaviors of an RC group-pile foundation, S&F, Vol.42, No.3, 77-92.
- 3) Ye, B. (2007): Experiment and Numerical Simulation of Repeated Liquefaction -Consolidation of Sand, Doctoral Dissertation, Gifu University.
- 4) Kimura, M. and Zhang, F., 2000. Seismic evaluation of pile foundations with three different methods based on three-dimensional elasto-plastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol. 40, No.5, 113-132.

3次元解析を用いた砂圧入式静的締固めの周辺構造物に及ぼす影響検討

3-D analysis on influences of ground compaction with injection of liquefied sand

on circumferential structure

河村精一¹，竹内秀克²，野田利弘³，浅岡 顕⁴

1 中部電力(株)・土木建築部火力土建グループ・Koumura.Seiichi@chuden.co.jp

2 (株)不動産テトラ・中部支店研究室

3 名古屋大学・大学院工学研究科・社会基盤工学専攻

4 (財)地震予知総合研究振興会

概 要

「砂圧入式静的締固め工法」は、地盤中に流動化砂を圧入・押し広げることにより、周辺地盤に強制的にせん断を与え、締固め効果を期待する工法である。工法の性格上、地盤に変位や応力を与えることに伴い、近接の既設構造物に影響を及ぼすことが想定される。この影響の程度を予測するためには、土要素の圧縮だけでなくダイレイタンスに起因するせん断挙動もより精度よく評価する必要がある。そこで本研究では、自然粘土～中間土～砂を一貫して説明することが可能な弾塑性構成式(SYS カムクレイモデル)を搭載した水～土連成有限変形地盤解析コード **GEOASIA** を用い、3次元条件で砂杭の造成過程のモデル化し解析を実施した。結果、砂圧入式静的締固め施工時の、周辺砂地盤の地表面および地中発生変位の距離に伴う減衰(距離減衰)や、近接構造物に与える地盤反力(側圧)分布の圧入(砂杭打設)位置からの距離に応じた特性等を把握できることがわかった。

キーワード：3次元解析，締固め砂杭，変形，側圧

1. はじめに

「砂圧入式静的締固め工法」は、地盤中に流動化砂を圧入・押し広げにより周辺地盤に強制的にせん断を与え、周辺地盤の締固め効果を期待する工法である¹⁾。工法の性格上、地盤に変位や応力を与えることに伴い、近接の既設構造物に影響を及ぼすことが予測される。この影響の程度を把握するためには、つまり砂圧入による締固め効果と圧入部からの距離に伴う変位の減衰現象を評価するためには、土要素を弾性体として仮定するのではなく、土要素の圧縮だけでなくダイレイタンスに起因するせん断挙動も、より精度よく表現できる弾塑性体として評価するのが再現性は高い。また、本工法による地盤変位は土質材料や土質状態、すなわち土質特性(粒度組成やN値など)の影響を強く受けることが予想されるため、この数値解析による評価・検討にあたっては、広範な土質に対応可能な解析コードを使用することが望ましい。また、砂杭の造成過程から構造物に対する変位・応力の影響を考慮するためには、3次元条件で検討することが必要となってくる。

そこで本検討では、砂圧入式静的締固めによる周辺地盤

への影響を調べるために、自然粘土～中間土～砂を一貫して説明することが可能な弾塑性構成式(SYS カムクレイモデル²⁾³⁾)を搭載した水～土連成有限変形地盤解析コード **GEOASIA**⁴⁾⁵⁾を用い、3次元条件で解析を実施した。

具体的には、典型的な砂地盤として既往の研究を参考にしつつ、典型的な砂の材料定数を用いて、3次元解析により、砂圧入式静的締固め施工時の周辺地盤に与える変位の影響を調べた。続いて近接構造物に与える影響を調べるため、圧入(砂杭打設)位置からの距離に応じた地盤反力(側圧)分布を調べた。

2. 地盤条件

2.1 地盤の材料定数・初期状態

本検討では、典型的なゆるい砂地盤として、現場で採取された砂の各室内試験から得られた材料定数を用いた⁶⁾⁷⁾。表1は材料定数および地盤の初期状態について一覧を示す。初期状態は間隙比 e が全深度で0.7となる地盤を基本ケースとした。また、地盤内の初期土性分布として、比体積、構造の程度 $1/R^*$ および側圧係数(すなわち応力比)が

表 1 地盤の材料定数

砂質土層	
<弾塑性パラメータ>	
圧縮指数 $\tilde{\lambda}$	0.045
膨潤指数 $\tilde{\kappa}$	0.012
限界状態定数 M	1.30
正規圧密線の切片 N	1.685
($p'=98\text{kPa}$ での練返し土の正規圧密線上の比体積)	
ポアソン比 ν	0.3
透水係数 k (cm/sec)	3.0×10^{-2}
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.65
<発展則パラメータ>	
構造低位化指数 a,b,c	0.73,1.0,1.0
塑性せん断 c_s	1.0
正規圧密土化指数 m	0.6
回転硬化指数 b_r	0.5
回転硬化限界定数 m_b	0.50
<初期値>	(中密) (ゆるい)
間隙比 e	0.70 0.80
構造の程度 $1/R^*$	7.0 25.0
過圧密比 $1/R_0$	5.6~423 1.1~100
異方性の程度 K_β	0.80 0.80
応力比 K_0	0.80 0.80

深さ方向に一様と仮定し、重力を考慮して土被り圧に応じた過圧密比 OCR (=1/R) を分布させた⁸⁾。なお、「構造が発達した状態」とは「鋭敏な状態」を指し、SYS カムクレイモデルでは、その程度は正規圧密状態における正規圧密線の外側への「嵩張りの程度」として定量化され、構造が高位なほど 1/R* が大きい値で与えられる。

2.2 SYS カムクレイモデルによる再現結果

図 1 は非排水単調せん断試験に対する SYS カムクレイモデルの再現結果で、表 1 の砂層の材料定数(初期間隙比 $e=0.7$)を用いて計算している。初期状態は等方状態とし、平均有効応力 p' を 80kPa とした場合の計算結果を示している。なお、ここではせん断開始前の構造の程度 R^* および間隙比 e を表 1 の値として同一に設定し、過圧密比を p' に応じて与えることでその他の初期値を決定している。左上図は軸差応力(せん断応力) q ~ 平均有効応力 p' 関係(有効応力パス)、中上図は q ~ 軸ひずみ ε_s 関係、左下図は比体積 v (=1+間隙比 e) ~ p' 関係、中下図は過剰間隙水圧 $u \sim \varepsilon_s$ 、右上図は ε_s ~ 構造の程度 R^* 関係および右下図は ε_s ~ 過圧密比の逆数 R 関係を示す。なお、平均有効応力 p' とせん断応力 q は、Cauchy 有効応力テンソル(引張を正) \mathbf{T}' 、偏差応力テンソル \mathbf{S} 、等方テンソル \mathbf{I} を用いて $p' = -\text{tr} \mathbf{T}' / 3$ 、 $q = \sqrt{3/2} \mathbf{S} \cdot \mathbf{S}$ で定義される。

有効応力パスを見ると、間隙比 $e=0.7$ は、せん断開始から限界状態線 ($q=Mp'$) に達した後、若干軟化しその後硬化する挙動を示す。これより、若干密(中密)な状態であると言える。

併せて、比較のために間隙比 $e=0.8$ の初期状態も表 1 に示す。SYS カムクレイモデルの再現結果に関する図は省略するが、単調せん断により有効応力がほぼゼロに到達する静的液状化を呈するようなゆるい状態である。

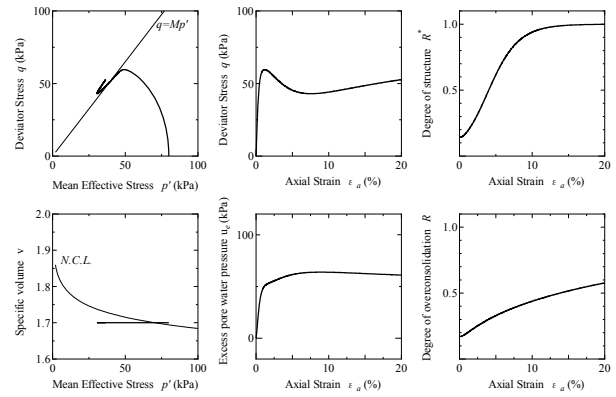


図 1 構成式による非排水単調せん断試験の再現結果

3. 3次元解析による周辺変位

3.1 計算条件

はじめに、砂圧入式静的締固め砂杭の施工(拡張)過程をシミュレートするためのモデル化(理想化/仮定)について説明する。

野田ら⁶⁾や Nakano et al.⁹⁾は、サンドコンパクションバイル工法や静的締固め砂杭工法の締固め効果の確認を目的に、2次元軸対称モデルを用いて解析を実施している。2次元軸対称モデルでは、最も簡単な条件として隣り合う砂杭の同時施工を仮定し、円筒形状地盤(土槽)の中央部に砂杭を1本打設した場合をモデル化している。本研究では、締固め効果の確認も行うが、併せて周囲に与える影響についての評価を主目的とする。そのため、3次元によるモデル化が必要となる。

図 2 は本研究で用いた解析対象とする領域の模式図を示す。ここでは砂杭を1列同時施工した場合を想定し、その1本の1/4断面を3次元にてモデル化した。図 3 は解析に用いた有限要素メッシュおよび境界条件を示す。なお、以後図 3 中の x 方向のメッシュ長さを壁幅、y 方向の長さを壁厚と記す。壁厚は、本ケースでは砂杭口 2.0m ピッチ(改良率 as=9.6%) 相当の 1m とした。水理境界は砂杭拡張部を排水条件、地表面は大気圧とし、その他は非排水境界としている。

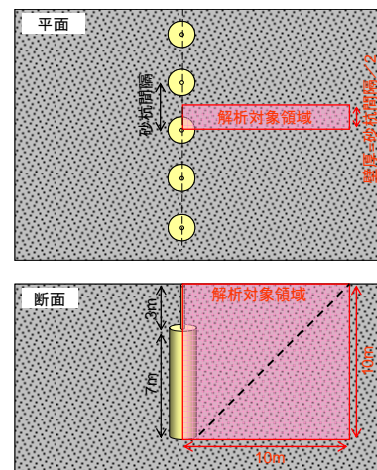


図2 解析対象領域模式図

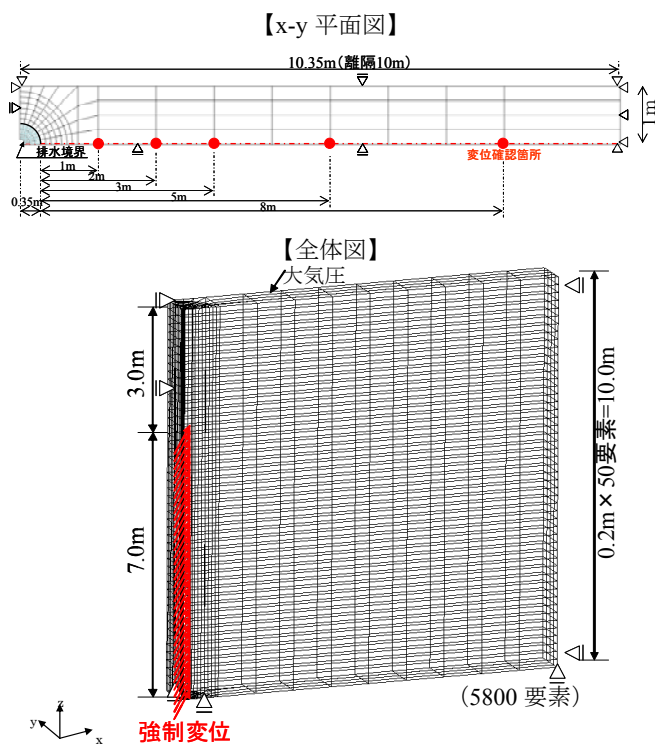


図3 有限要素メッシュおよび境界条件

砂杭拡張のモデル化に関しては、野田ら⁶⁾に倣う。つまり、砂杭部を排水境界として考慮し、拡張を地盤深部から順次与える強制水平変位で表現する(図 4)。ただし、通常の静的締め固め砂杭工法はケーシング径が $\phi 40\text{cm}$ であることに對し、砂圧入式静的締め固め工法はロッド径が $\phi 15\text{cm}$ である。ここでは $\phi 15\text{cm}$ (半径 7.5cm)から砂杭 $\phi 70\text{cm}$ (半径 35cm)を造成する過程をシミュレーションした。実施工のスピードを参考に変位速度 5.5cm/min で半径 7.5cm から 35cm までの 27.5cm 拡張する。GL-10m から GL-3m までの長さ 7m の拡張シミュレーションを実施した。砂杭 1 本を造成するのに必要な時間は 40 分になる。

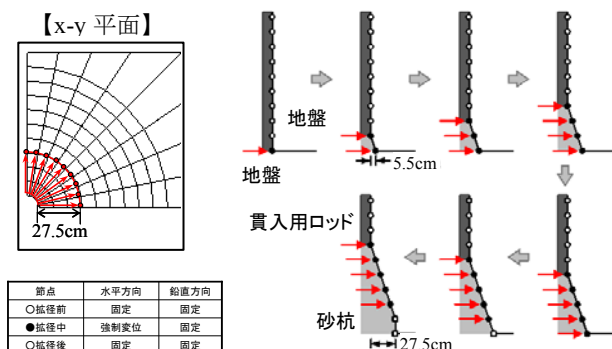


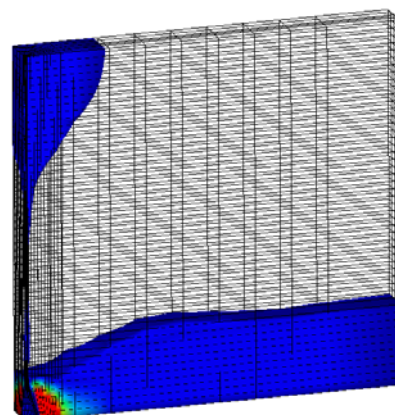
図4 強制変位による砂杭拡張のモデル化手法

なお、本解析に先立ち、2次元軸対称モデルと3次元解析による等価な境界条件(1/4円筒モデル)で両解析を実施した。結果はよい一致を示し、3次元解析の妥当性を確認した。

3.2 解析結果

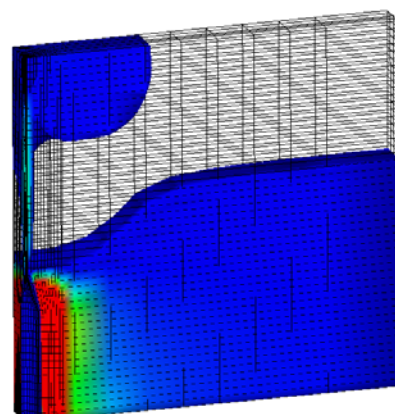
(a) 拡張初期

GL-10m の節点に 27.5cm 強制変位を与えた時点



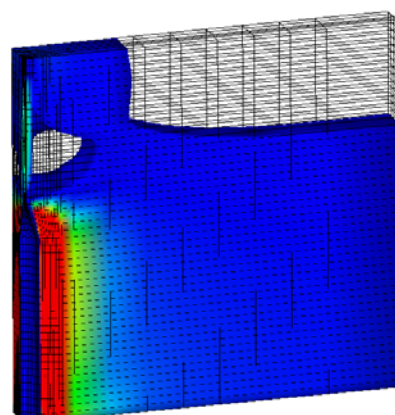
(b) 拡張中

GL-7m の節点に 27.5cm 強制変位を与えた時点

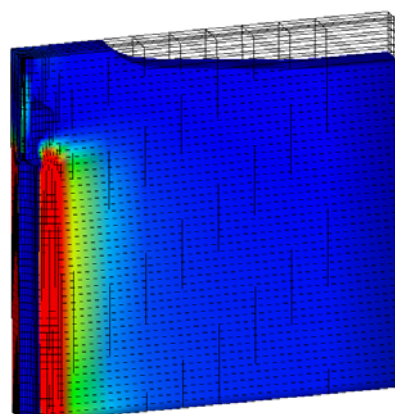


(c) 拡張中

GL-5m の節点に 27.5cm 強制変位を与えた時点



(d) 拡張終了時



-0.01 -0.07 (圧縮)

図5 間隙比変化分布 (初期間隙比 $e=0.7$)

図5は間隙比変化分布の推移を示す。間隙比が0.01以上上圧縮した場合に色示している。拡張部周辺が大きく圧縮して締め固まっていることがわかる。また10m離隔部も若干ながら圧縮しておりせん断による影響が現れている。このように砂杭施工により周辺地盤が締め固め効果により体積圧縮する様子を表現できる。これは、周辺砂要素をSYSカムクレイモデルによる2相系弾塑性体で表現しているためである。弾性解析では表現できない。

図6は図3に赤破線で示した部分の砂杭施工終了時における地盤地表面の鉛直変位～砂杭からの離隔距離の関係を示す。地表面の鉛直変位量は、砂杭近傍は若干地表面が下がり、離隔1m程度までは変位が上方に発生する。離隔1m以上は砂杭からの離隔距離が大きくなるにつれて変位が減衰している。一方、図7は地中(GL-3m)の同様な図を示す。ここでは砂杭近傍ほど大きな値を示している。砂杭位置近傍では鉛直変位量7cmが発生し、距離に応じて減衰する。GL-3mの鉛直変位に対し、地表面鉛直変位は減少していることがわかる。今回、地表面まで間隙比一様な地盤を想定しており、土被り部(GL-0m～3m)も弾塑性体の飽和土としていることから、変位を体積圧縮により吸収していることによる。これも周辺砂要素をSYSカムクレイモデルによる2相系弾塑性体としたために表現できる事象である。土被り部の状態によって地表面変位も影響されることが推測される。

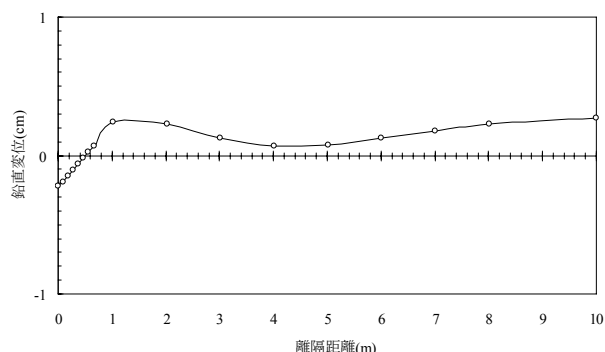


図6 地表面鉛直変位分布（初期間隙比 $e=0.7$ ）

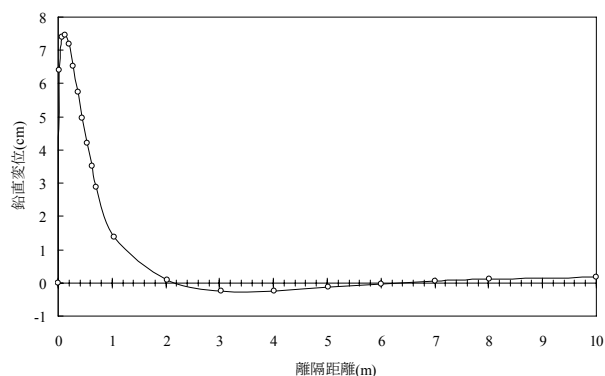


図7 地中(GL-3m)鉛直変位分布（初期間隙比 $e=0.7$ ）

さらに比較のため、間隙比 $e=0.8$ とゆるく設定した地盤

に対し、同様のシミュレーションをした場合の結果を示す。図8は地表面の鉛直変位～砂杭からの離隔距離の関係、図9は地中(GL-3m)の鉛直変位～砂杭からの離隔距離の関係を示す。これより、地中の発生変位も間隙比 $e=0.7$ の結果に対し小さくなっており、さらに地表面は沈下していることがみてとれる。このように、周辺地盤の変位は地盤の状態に大きく影響されることがわかる。

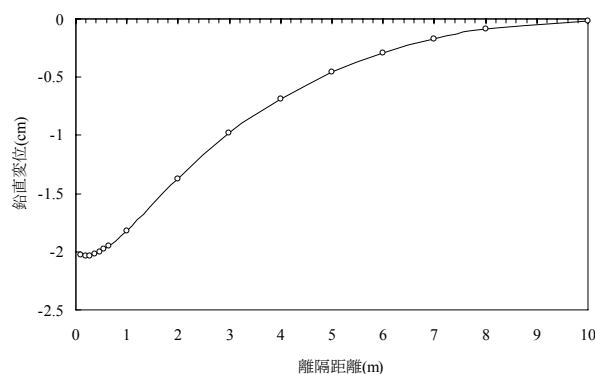


図8 地表面鉛直変位分布（初期間隙比 $e=0.8$ ）

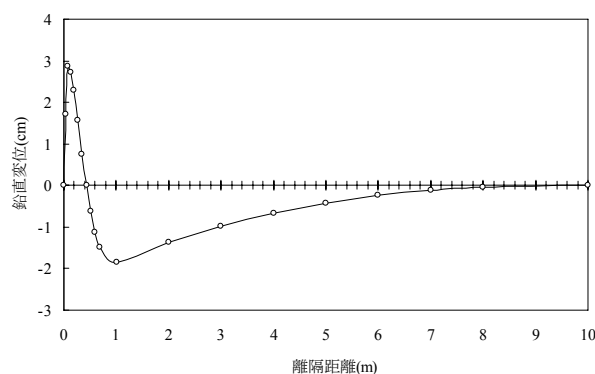
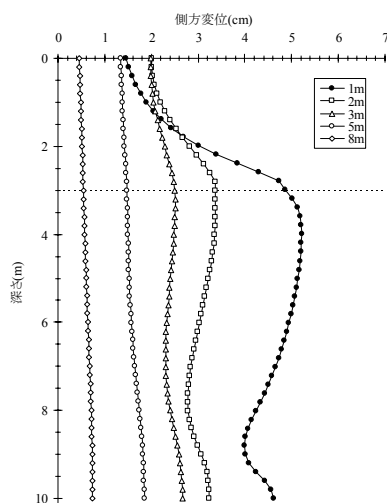


図9 地中(GL-3m)鉛直変位分布（初期間隙比 $e=0.8$ ）

次に、図10は図3に示す地点の砂杭施工終了時点における側方変位の地中分布を示す（初期間隙比 $e=0.7$ ）。砂杭直近では拡張量（27.5cm）発生するが、砂杭からの離隔距離が大きくなるにつれて側方変位の値は減衰することがわかる。なお、この側方変位に関しても鉛直変位同様、地盤の条件や改良仕様（改良率、杭長）、施工過程により影響される。

図 10 地中(GL-3m)側方変位分布 (初期間隙比 $e=0.7$)

4. 砂圧入式静的締固めに伴う近接構造物に発生する側圧

本章では、砂圧入式静的締固め工が周辺構造物に与える影響として作用する側圧を調べる。この際、本来であれば、ターゲットとなる構造物を含めてのモデル化が必要となるが、本検討では節点の境界条件を固定にすることで構造物を模擬する。また、変位と同様、砂圧入式静的締固め工施工位置からの離隔距離との関係を調べる。

4.1 解析条件

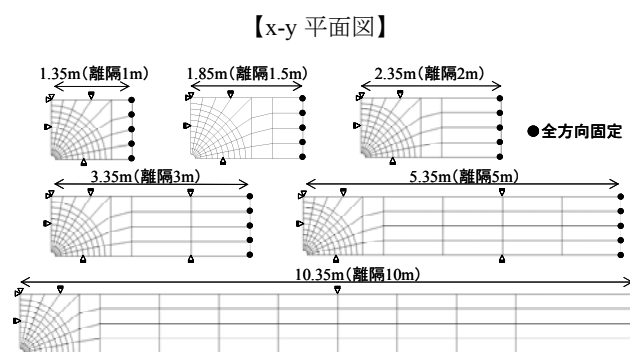
施工位置（圧入／拡張位置）からの距離減衰を把握するために、地盤反力計測位置（離隔距離）をパラメータとした解析を実施した。図 11 は解析に用いた有限要素メッシュ図を示す。砂杭位置より 1m, 1.5m, 2m, 3m, 5m, 10m の離隔距離を有する 6 ケースの有限要素メッシュを用意し、砂杭部から x 方向に離れた節点（図 11 中全体図の赤色部の面に存在する節点）について全方向固定境界（変位を拘束）とした。その他の解析条件は 3 章と同様である。砂杭拡張の深度も同じく GL-10m より GL-3m までの $L=7\text{m}$ の施工過程をシミュレートして地盤反力（側圧）を求めた。

4.2 解析結果

図 12 には、各ケースの構造物を想定した離隔部（全方向固定境界部分）における側圧分布を示す。なお、節点の反力は同時点同深度においても平面的な位置の違いにより値は異なる。したがって、ここでは同深度にある節点の x 方向の等価節点力を合計し、それを、当該節点を含む有限要素全面積で除することで平均化し側圧を求めた。また同図は、施工深度 1m 毎に、その施工深度における離隔部の側圧をプロットしたものである。図 13 は、拡張部の拡張反力を示す。これは、所定の強制変位を与える際に必要となる力である。これも、拡張部にある節点の水平方向の等価節点力の合力を、側圧同様、面積で平均化して求めた。

また同図も施工深度 1m 毎にその施工部分での拡張反力をプロットしたものである。図 12、図 13 とも砂杭位置から構造物想定位置までの離隔距離ごとに整理している。図 12 から、変位と同様、離隔距離が大きくなるにつれ側圧は減少し、特に離隔位置 1m から 1.5m との間の低減量が大きいことがわかる。ただし、図 11 のように、有限要素メッシュが解析ケース毎に異なるため、拡張反力自体に差異があることに注意する。本地盤（初期間隙比 $e=0.7$ ）の場合、離隔部の地盤反力（側圧）は、拡張反力の概ね 10% 程度となっていることがわかる。

また実務で想定して、この解析結果を見た場合、特に離隔距離 1m の拡張反力は施工時に必要な油圧ポンプの能力値（6～7MPa 程度）に近い値を示している。これは、近接構造物離隔部の境界条件を固定にしているために大きな反力を必要としたことも一因に挙げられる。つまり、近接構造物を考慮した解析や設計を行う際は、構造物と地盤の境界のモデル化が重要なことがわかる。併せて、砂圧入式静的締固め施工により、構造物に及ぼす側圧の影響も地盤の種類・状態や改良仕様（改良率・杭長）および砂杭の施工順序など、周囲や施工の状況に大きく作用されることが想定される。



【全体図（離隔 1m の場合）】

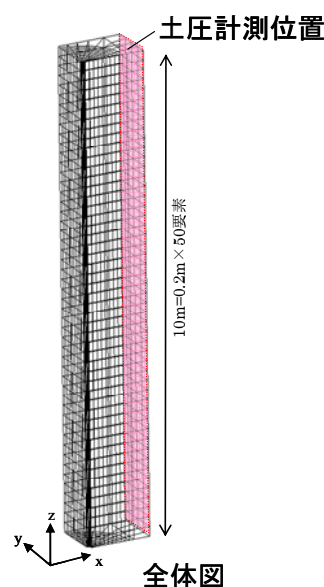


図 11 有限要素メッシュ

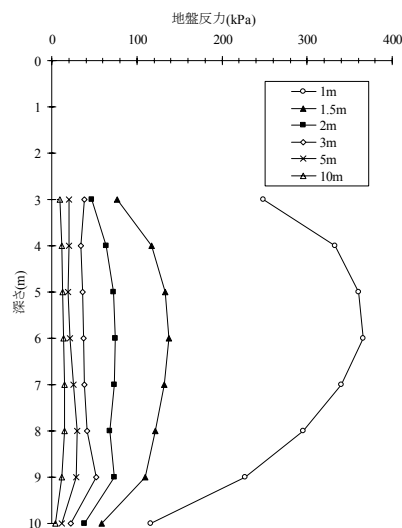


図 12 構造物想定位置の地盤反力（側圧）分布

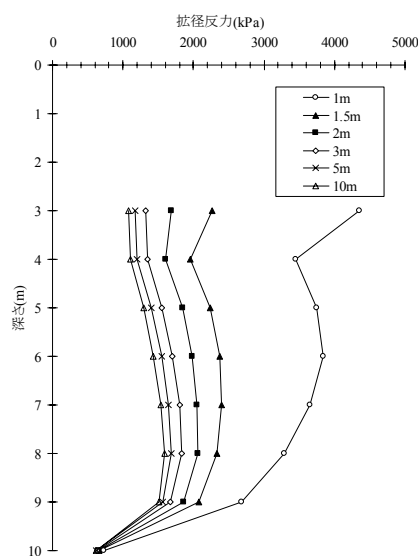


図 13 砂杭拉径位置の拉径反力分布

5. 全体のまとめ

砂圧入式静的締固めによる周辺地盤および近接構造物に及ぼす影響を、水～土連成有限変形地盤解析コード **GEOASIA** を用いて、3次元条件で検討した。なお、解析で想定した地盤の土質材料は典型的な砂で、初期状態は中密程度を想定した。以下に得られた知見を示す。

- 1) 地盤解析コード **GEOASIA** を用いた3次元解析による砂圧入式静的締固め施工の周辺影響予測の手法を開発した。
- 2) 周辺地盤の変位に及ぼす影響については、本手法により地表面および地中発生変位の距離に伴う減

衰（距離減衰）特性を把握した。中密な地盤では、地表面および地中を押し広げるモードで変位が発生し、距離減衰特性を有する。

- 3) 近接構造物が地盤から受ける側圧に及ぼす影響については、離隔距離が増えると側圧は低減され、中密な地盤では、概ね拉径反力の10%程度の側圧まで低減する。
- 4) 近接構造物を考慮した解析（および設計）を実施する際には、構造物と地盤の境界のモデル化が重要であると考えられる。

「締固め」を原理とした地盤改良工法の周辺地盤・構造物に及ぼす影響については、事前に定量的に予測することが非常に困難であり、これまでは実績や逆解析な手法に頼る場合がほとんどである。その意味で本手法による検討は、施工過程を忠実に再現し、周辺影響を把握でき有用であると考えられる。ただし、砂圧入式静的締固めによる周辺地盤および近接構造物への影響の程度は、地盤の初期状態だけでなく、対象とする土質材料や周辺状況、さらに改良仕様や施工順序にも大きく左右されることが予想される。実績との対比検証や、影響因子との定量的な関連付けにより、本手法のさらなる高度化を図りたい。

参 考 文 献

- 1) 今井優輝, 大林 淳, 福島信吾, 伊藤竹史: 砂圧入式静的締固め工法(SAVE-SP 工法)の改良効果と適用事例, 第54回地盤工学シンポジウム論文集, pp.579-584, 2009.
- 2) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, *Soils and Foundations*, 40(2), pp.99-110, 2000.
- 3) Asaoka A., Noda T., Yamada E., Kaneda K. and Nakano M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanics of soils, *Soils and Foundations*, 42(5), pp.47-57, 2002.
- 4) Asaoka, A. and Noda, T.: All soils all states all round geo-analysis integration, International Workshop on Constitutive Modelling - Development, Implementation, Evaluation, and Application, Hong Kong, China, pp.11-27, 2007.
- 5) Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M.: Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *Soils and Foundations*, 48(6), pp.771-790, 2008
- 6) 野田利弘, 中野正樹, 水野和憲, 竹内秀克: 砂杭造成によるゆるい砂質地盤の締固め効果に関する水～土連成解析, 地盤工学論文報告集(*Soils and Foundations*) 41(4), pp.113-123, 2001.
- 7) 山田英司, 浅岡顕, 野田利弘, 森川修行: 砂杭造成による砂質地盤の締固めの水～土連成解析, 第37回地盤工学研究発表会, pp.513-514, 2002.
- 8) Noda, T., Takeuchi, H., Nakai, K. and Asaoka, A.: Co-seismic and post-seismic behavior of an alternately layered sand-clay ground and embankment system accompanied by soil disturbance, *Soils and Foundations*, 49(5), pp.739-756, 2009.
- 9) Nakano, M., Yamada, E. and Noda, T.: Ground Improvement Reclaimed Land by Compaction through Cavity Expansion of Sand Piles, *Soils and Foundations*, 48 (5), pp.653-672, 2008.

軟弱地盤に対する拡孔式アンカーの現地実験 Field test result of Under-reamed anchor in Soft ground

伏屋 行雄¹, 岩崎 玄之²

1 日特建設・名古屋支店・yukio.fuseya@nittoc.co.jp

2 日特建設・名古屋支店・haruyuki.iwasaki@nittoc.co.jp

概 要

本論文では平均 N 値 6 のシルト混砂層, 同 9 の粘土層に対し, $\phi 800\text{mm}$, 定着長 1.5m の拡孔式アンカーの適正を明らかにしている. 本施工に先立ち実施した引抜き試験の荷重-変位量曲線から, 砂質土においては, アンカー体周面の摩擦抵抗力の縁切れが発生する場合はあるが, 支圧抵抗力によりアンカー機能は正常に保たれることが証明された. このため拡孔式アンカーでは, 摩擦抵抗力を考慮しなくても, 支圧抵抗力だけで十分なアンカー効果を期待できると考える. 今回の現地実験により, 拡孔式アンカーの有効性が証明され, 緩いシルト混砂層, 粘土層に対しての仮設アンカー工法による山留め工の可能性が広がったと考える.

キーワード: 拡孔式アンカー, 引抜き試験, 支圧抵抗力, 摩擦抵抗力, 極限引抜き力

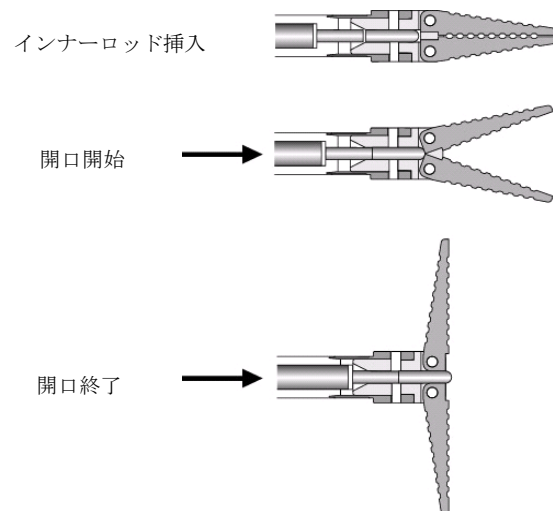
1. 結論

都市部で実施される大規模掘削工事では, 山留め工法としてグラウンドアンカー工法を採用する事例が多い. しかし N 値の小さい軟弱地盤に対しての施工事例は少ない^{1),2)}. その主な原因は以下の 2 点である.

- ①アンカー定着長部を軟弱層に設けた場合, 拘束力の不足のため, 低張力でアンカーに引き抜けが発生し, アンカー機能を発揮できない.
- ②地盤のクリープ変形量が大きく, 時間の経過に伴うアンカー機能の低下が著しい.

上記の問題を克服するため, 現在定着長部を拡孔し, アンカー体の周面摩擦抵抗力に加え, 支圧抵抗力によりアンカー機能を発揮する拡孔式グラウンドアンカー工法(以下拡孔式アンカー)が開発されている. 現在 3 種類の工法が試行されている. しかしこれらの工法は, 確実な定着長部の拡孔造成が難しく, 出来型および造成したアンカーの機能に問題点も多く, 完成された工法とは言い難いのが現状である. さらに拡孔式アンカー工法を軟弱地盤に適用するには, 引抜き抵抗力の発生力学機構の点で不明な点が残されている. そのため, 施工に先立ち現地実験を実施し, 拡孔式アンカー機能の把握が必要となる^{3),4),5),6)}.

今回筆者らは機械的に定着長部を拡孔し, 要求性能を満足することの可能な拡孔式アンカー工法を導入し, 国道の拡幅工事に伴う山留め工事を実施した. さらに本施工に先立ち, アンカーの引き抜き試験を実施し, 拡孔式アンカーの定着機構について新しい知見を得ることができた.



図, 1 拡孔のシステム



写真, 1 拡孔ビットの詳細

2. 拡孔式アンカーの詳細

2.1 工法の特徴

今回採用した拡孔式アンカー工法は、拡孔専用ビットを、小型オイルポンプにより、地中で機械的に開口する方式を採用している。油圧の伝達は、ドリルパイプ内に挿入したインナーロッドにて行う⁷⁾。拡孔ビットの開口状況の確認は、ドリルパイプ内に挿入したインナーロッドの貫入量で行ない、50mmの貫入で完全にビットが開口する。図.1 にビット開口のシステムを、写真.1 に拡孔専用ビットの状況を示す。拡孔専用ビットは現在φ600mm、800mm、1200mmの3種類を用意し、必要なアンカー力に応じて使用している。

本工法は確実にビットの開口が行えるため、その後の定着長部の拡孔精度は極めて高い。さらにビットの開口状況の確認が定量的に行えるため、施工中の管理が容易である。このため、ビットの開口不良による定着長部の出来型不足、それに伴うアンカー機能の不足等の事故の心配は無い。また掘り出し試験においても良好な出来型が確認されており、良好なアンカー効果も証明されている。写真.2 に掘り出しにより確認した拡孔部の状況を示す。

現在さらに拡孔径の大型化、被圧水以下での施工等に対応するための改良、改善が進められている。

2.2 拡孔式アンカーの施工手順

拡孔アンカーの施工手順を図.2 に示す。次の①～⑤の順で施工される。

- ① 軸部の削孔は回転力のみで行いアンカー体上端まで実施する。ドリルパイプ径はφ135mmである。

①軸部削孔

②ビット開口、拡径

③注入

④テンドン挿入

⑤ ドリルパイプ抜管

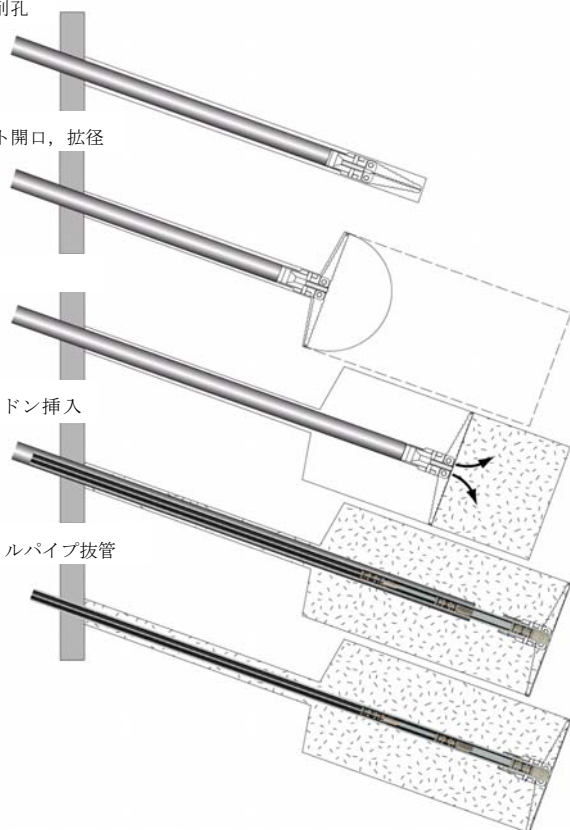


図.2 拡孔式アンカーの施工手順

- ② 拡孔用ビット開口およびアンカー体の拡孔は軸部の削孔終了後、ドリルパイプ内にインナーロッドを挿入、小型油圧ポンプでインナーロッドを加圧、拡孔ビットを開口の順で行なう。ビット開口後インナーロッドを回収し、アンカー体部の拡孔削孔を行なう。所定のアンカー体部の拡孔終了後、孔内を洗浄し、削孔スライムを除去する。さらにドリルパイプをアンカー体上端まで引上げ、アンカー体の出来型を確認する。
- ③ 注入作業は、ドリルパイプを孔底まで下げ、置換注入方式によりアンカー体部を孔底から注入する。注入中には拡孔ビットを回転し、拡孔部に均等にグラウトを充填させる。注入量の管理は流量計にて行い、アンカー体の拡孔部体積の1.2倍を目安として注入する。
- ④ テンドン挿入作業は、アンカー体先端で拡孔ビットを外した後、インナーロッドを引き上げ、テンドンを挿入する。
- ⑤ ドリルパイプ抜管作業の終了後グラウトの強度発現を確認する。その後テンドンにプレストレスを与え、定着する。

3 地質状況および現地状況

3.1 地質状況

拡孔式アンカー引抜き実験の施工現場は、愛知県安城市の国道23号線藤井IC地点である。本地域は濃尾平野の東側に位置しており、当地域周辺は過去、陸水である東海湖時代～海進時代を経て現在の陸域となり、さまざまな地質環境を経、現在に至っている⁸⁾。このためGL-13m付近までは非常に軟弱なシルト質砂質土、粘性土が互層状に厚く堆積している。これらの軟弱層の平均N値は砂質土で6～20、粘性土で6～10程度である。全般に粘性土が優勢な地層構成となっている。

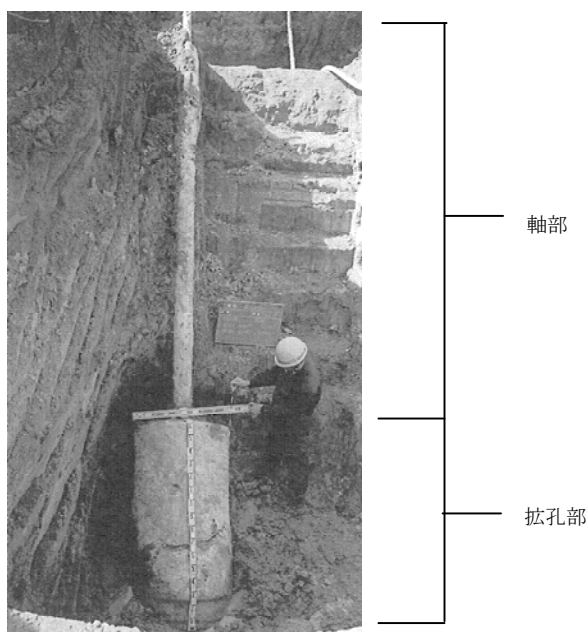
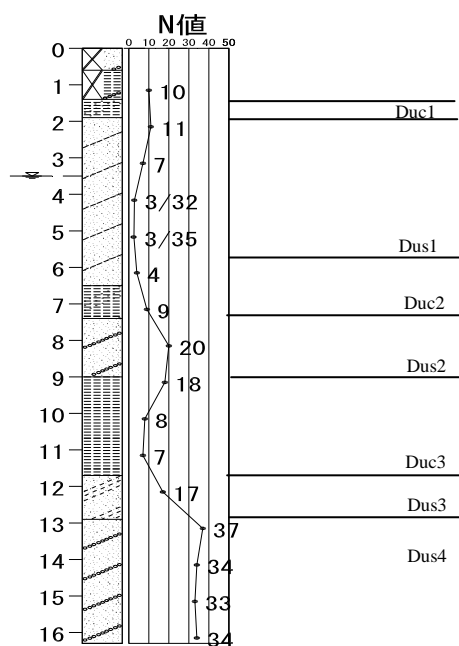


写真.2 造成された拡孔部の状況

表,1 各層の定数

区分	記号	平均 N 値	層厚 (m)	単位体 積重量 (kN/m ³)	粘着 力 (kN/m ²)	内部摩 擦角 (度)
シルト	Duc1	10	1.0	18.9	60	0
シルト混 砂	Dus1	6	2.5	17.0	0	31
粘土	Duc2	9	2.0	18.5	57	0
シルト混 砂	Dus2	20	1.0	19.0	0	34
粘土	Duc3	7	3.5	17.5	64	0



図,3 現地の地質状況

さらに GL-13m 以深では、N 値 30 以上の締まった砂層が出現する。本層は、当初設計で従来型アンカーの定着層とされていた。

図,3 に本地域周辺の模式柱状図を、表,1 に各層の土質定数を示す。

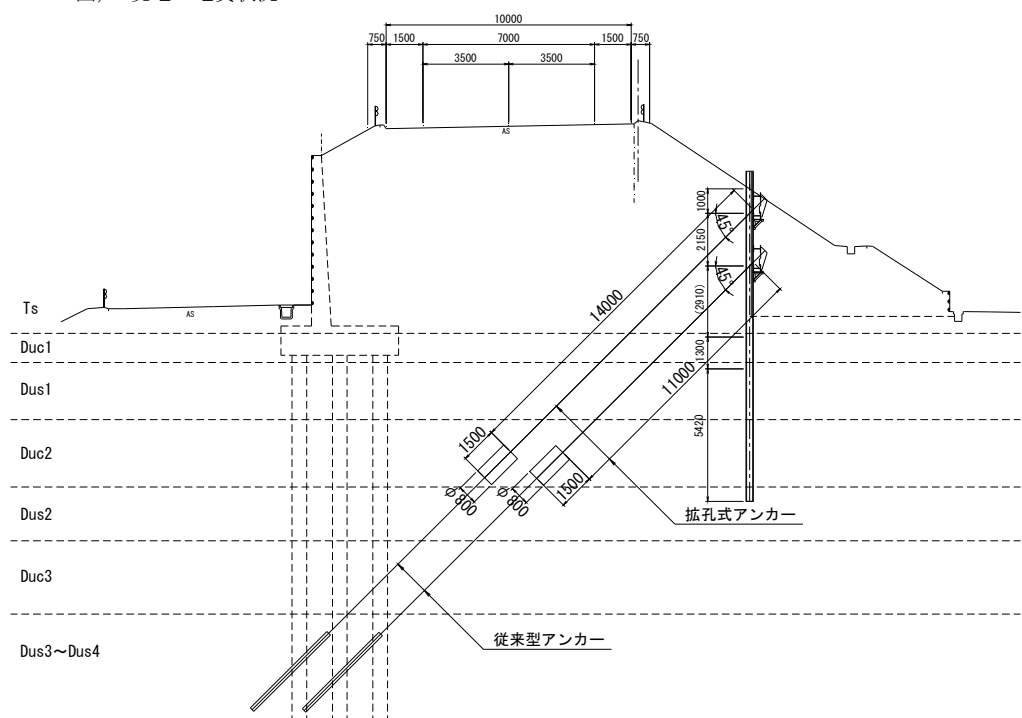
3.2 現地状況

国道 23 号線は岡崎市、名古屋市、四日市市を結ぶ幹線国道であり、近年の交通量の増加に伴い、四車線化工事が進められている。現国道は、緩い堆積物上に高さ 8～9m の盛土を行い、盛土上に造成されている。

図,4 に現地の代表断面を示す。施工地点は、当初深部の硬質地盤に定着長部を設ける従来型の摩擦形式アンカー工法による山留め工が計画されていた。しかしアンカー



写真, 3 土留め工完成後の状況



図,4 代表断面

設置面の対岸に基礎杭を伴った土留め壁が存在することが判明した。このため、従来型の摩擦形式アンカーでは、基礎杭と干渉するため、基礎杭手前の軟弱層に定着長部を設置する拡孔式アンカーを採用した。以上により定着長部の土質は、平均 N 値 6 のシルト質砂層(Dus1)、および平均 N 値 9 の粘土層(Duc2)の軟弱層となる。これらの軟弱層では地山の拘束力が低く、極限引き抜き力の推定では、必要アンカー力を満足させるためには、水平間隔を 1.5m まで近づけなければならないこととなった。このため、隣接するアンカーの拡孔部どうしの離隔は 0.7m しか確保できず、近接アンカーとなり、群効果によるアンカー機能の減衰の発生する懸念が生じた。この事態を回避するため、定着長部の設置深度に差を設け、アンカー体の離隔が確実に 2.0m 以上となるように工夫した。

以上より拡孔式アンカーの施工数量は土留め段数 2 段で総計 78 本、施工延長は 901m となった。

また本施工に先たち、試験アンカーによる引抜き実験を実施し、アンカー機能の検証を行った。

表,2 試験アンカーの諸元

	No,1 孔	No,2 孔	No,3 孔	No,4 孔
アンカータイプ	5-4	5-4	5-4	5-4
自由長 (m)	6.5	10.0	8.0	11.5
定着長 (m)	1.5	1.5	1.5	1.5
全長 (m)	8.0	11.5	9.5	13.0
有効土被り (m)	8.0	11.0	8.0	11.0
軸部削孔径 (mm)	135	135	135	135
拡孔径 (mm)	800	800	800	800
設計アンカー力(kN)	380.4	316.6	380.4	316.6
定着長部土質	Dus1	Dus1	Dus1	Duc2

4 拡孔式アンカーの引抜き試験

4.1 引抜き試験の内容

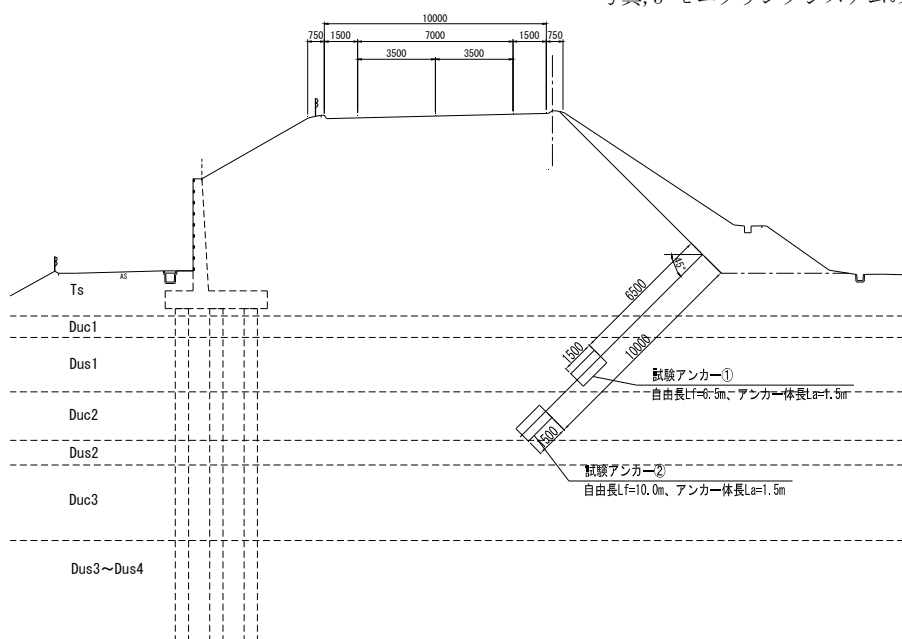
試験アンカーの設置断面を図,5 に、試験用テンドンの諸元を表,2 に示す。さらに写真,4 に試験状況を、写真,5 に計測に使用したモニタリングシステムを示す。



写真,4 引抜き試験状況



写真,5 モニタリングシステムの詳細



図,5 試験アンカー設置断面図

表, 3 各サイクルでの試験最大荷重

サイクル	初期荷重	1	2	3	4	5
最大荷重(kN)	60	115	230	340	460	571

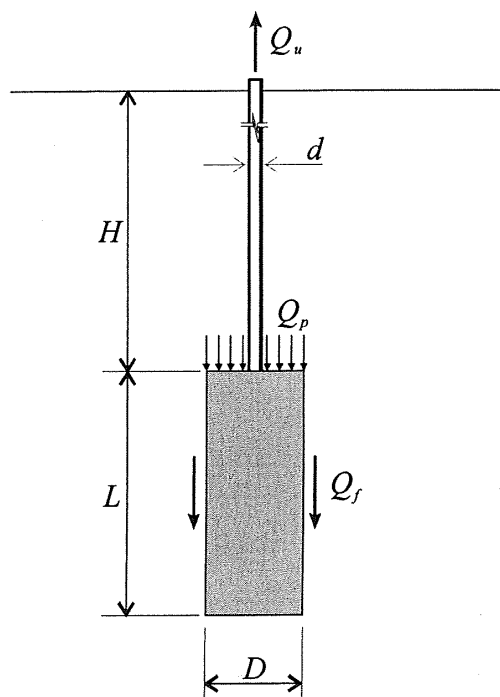
試験アンカーは本施工アンカーと同一方向とし、定着長部が確実に本施工アンカーの定着長部と一致するように設置した。設置位置はDus1層、Duc2層とした。試験本数はDus1層で3本、Duc2層にて1本、合計4本とした。

引抜き試験でのアンカー機能の判定手法は、載荷時のアンカー頭部変位量の計測により行った。そのさい頭部変位量は、反力装置から独立した梁に固定した変位計で直接計測した。また各試験荷重の載荷には、センターホールジャッキを使用した。さらに計測データの集積には自動モニタリングシステムであるLicosを用い、計測頻度2秒毎の精密計測を実施した。また各載荷段階の最大試験荷重は表,3に示す通り決定した。

4.2 極限引抜き抵抗力の推定法

拡孔式アンカーの周面摩擦抵抗力と支圧抵抗力の関係の概念図を図,7に示す。拡孔式アンカーでは、極限引抜き力は、アンカー体周辺に作用する周面摩擦抵抗力と、拡孔されたアンカー体の肩部に作用する支圧抵抗力の和として算出される⁹⁾。しかし両抵抗力が同時に作用する可能性は低く、どちらかを低減させて考える必要がある。

今回の推定では、支圧抵抗力には、Terzaghiの支持力式¹⁰⁾を用い、摩擦抵抗力の推定には、従来型摩擦アンカーの場合と同じ手法を用いた。そのさいDus1層は、細粒分が多いため、粘性土と仮定し、粘着力を考慮し、内部摩擦角を既往資料の50%まで低減した。



図, 7 拡孔式アンカーの概念図

極限引抜き抵抗力 Q_u は、次式で示される。

$$Q_u = Q_p + Q_f + Q_{fd} + W \quad \text{----- (1)}$$

ここで Q_p : 支圧抵抗力, Q_f : 周面摩擦抵抗力, Q_{fd} : 軸部の摩擦抵抗力, W : アンカー体自重である。

(1) 式のうち Q_{fd} , W は無視できる程度の大きさであり, Q_p と Q_f は以下の通り算出される。

$$Q_p = (\alpha \cdot C \cdot N_c + \beta \cdot \gamma \cdot D \cdot N_r + 1/2 \cdot \gamma \cdot L_f \cdot N_q) \cdot A_p$$

$$Q_f = (\pi \cdot D \cdot L) \cdot \tau \cdot L$$

よって Q_u は(2) 式で表される

$$Q_u = (\alpha \cdot C \cdot N_c + \beta \cdot \gamma \cdot D \cdot N_r + 1/2 \cdot \gamma \cdot L_f \cdot N_q) \cdot A_p + (\pi \cdot D \cdot L) \cdot \tau \cdot L \quad \text{----- (2)}$$

ここで D : アンカー体径(800mm), d : 軸部径(135mm), L_f : アンカー体設置深度(4.5m, 7.0m), L : アンカー体長(1.5m), τ : 極限周面摩擦抵抗力 (1.0C), γ : 単位体積重量(Dus1層 17kN/m³, Duc2層 18.5 kN/m³), C : 粘着力(Dus1層 50kN/m², Duc2層 57 kN/m³) A_p : 断面積 (0.502 m²) α : 係数(1.3) N_c , N_r , N_q : 諸定数(表, 4)

各試験アンカー、および在来式アンカーの極限引抜き力、支圧抵抗力、摩擦抵抗力の算定結果を表,5に示す。従来式アンカーでは、支圧抵抗力は作用せず、引き抜き抵抗力は全て摩擦抵抗力に起因するものと考えた。

極限抵抗力は、シルト質砂層に比べ、粘土層がやや大きくなると予想された。また支圧抵抗力は、アンカー体の土被りにより差はあるが、摩擦抵抗の2.2~2.6倍と推定された。

表,4 諸定数 N_c , N_r , N_q 一覧

ϕ	N_c	N_r	N_q
0	5.3	0.0	3.0
5	5.3	0.0	3.4
10	5.3	0.0	3.9
15	6.5	1.2	4.7
20	7.9	2.0	5.9
25	9.9	3.3	7.6
28	11.4	4.4	9.1
32	20.9	10.6	16.1
36	42.2	30.5	33.6
40	95.7	114.0	83.2

表, 5 極限引抜き力、支圧抵抗力、摩擦抵抗力の算定結果

	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	従来式	
対象土質	Dus1	Dus1	Dus1	Duc2	Dus1	Duc2
土被り (m)	8.0	11.0	8.0	11.0	—	—
支圧抵抗力 (kN)	415	455	415	504	—	—
摩擦抵抗力 (kN)	188	188	188	188	31	36
極限引抜き力 (kN)	603	643	603	692	31	36

5 実験結果と考察

5-1 荷重－変位量曲線

各孔の荷重－変位量曲線を図,6 に示す．各孔とも設計アンカー力に対しては十分なアンカー機能を発揮していたが，事前に想定した極限引抜き力を下回る結果となった．各孔の状況は以下の通りである．

1) No.1 孔 (Dus1)

第3～第4サイクルへの昇圧中 432.5 , 460.3 , 474.4kN, において瞬間的な荷重の降下, アンカー頭部変位量の急増が発生した．その後 460kN にて載荷荷重は一定となったが, 変位量の増加が続き, アンカーに引き抜け発生の可能性があると考えられた．このため一度初期荷重まで降圧した後, 再度第4サイクルまでの昇圧を行ったところ, 変位量の増加は収束傾向が認められた．さらに第5サイクルまでの昇圧を試みたところ 546.3kN にて急激な荷重の降下, 変位量の増加が発生した．第5サイクルでは, 571kN までの昇圧は可能であったが, 変位量の増加が著しく, アンカーに引抜けが発生していると判断した．

また荷重－変位量曲線の傾きから判断すると, 第3サイクルまでの変位量の傾きと第4サイクルでの変位量の傾きはほぼ同一傾斜であり, 弾性的な挙動を示している．このため極限引抜き力は, 第4サイクルの最大荷重である 460kN と考えた．この荷重は, 事前の推定値である 603kN の 76%であった．

2) No.2 孔 (Dus1)

第3サイクル最大荷重 (340kN) 保持中に荷重の急激な降下, 変位量の急増が確認された．この現象は数秒で収束し, 荷重は降下前の状態に復旧する．さらに試験を継続し, 最大荷重 (571kN) の載荷も可能であり, 変位量の増加は認められなかった．荷重－変位量曲線も弾性的挙動を示し, このためアンカー機能は健全であると判断した．

以上より本試験アンカーの極限引抜き力は試験最大荷重である 571kN と考える．この荷重は, 事前の推定値である 643kN の 89%であった．

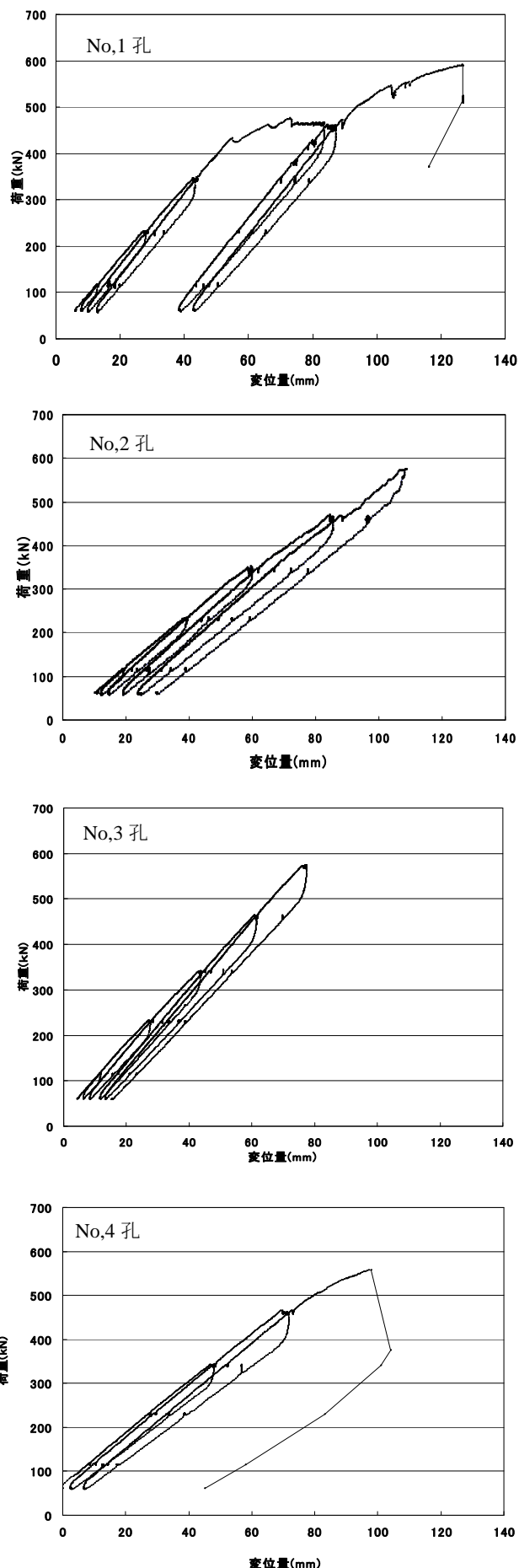
3) No.3 孔 (Dus1)

荷重の急激な降下は認められず荷重－変位量曲線は弾性的挙動を示した．また塑性変位量も 11.13mm と小さく, 本試験アンカーのアンカー機能は極めて高いと考える．

以上より本試験アンカーの極限引抜き力は試験最大荷重である 571kN と考える．この荷重は, 事前の推定値である 603kN の 95%であった．

4) No.4 孔 (Duc2)

第5サイクル昇圧時, 最大荷重に到達せず 557.9kN にて荷重の急激な降下と頭部変位量の急増が始まった．このため初期荷重まで降圧し, 試験を終了した．塑性変位



図,6 各孔の荷重－変位量曲線

量も急増しており、アンカーに引抜けが発生したと判定した。以上より極限引抜き力は荷重の急激な降下と頭部変位量の急増が始まった 557.9kN と考える。この荷重は、事前の推定値である 692kN の 81% であった。

また第 4 サイクル荷重保持中に、No.1,2 孔と同様な短時間の荷重の急激な降下、変位量の急増が確認された。

極限引抜き力は全孔事前の予想値を下回った。この原因は、摩擦抵抗力と支圧抵抗力が同時に作用しないことに起因すると考える。このため Terzaghi の支持力式を用い極限引抜き力を算定する場合、摩擦抵抗力を考慮せず、

5-2 摩擦抵抗力の縁切について

No.1, 2, 4 孔において昇圧中、荷重保持中に載荷荷重の急激な低下、および頭部変位量の急増が同時に発生した。この載荷荷重の減少は 20 秒以内で収束し、急激な低下発生前の状態に復旧する。各孔での詳細は、以下の通りである。

1) No.1 孔 340～460kN 昇圧時

載荷荷重の急激な低下は 432.5, 460.3, 474.4, および 546.3kN の 4 回にわたり発生した。その際の荷重－変位量曲線の詳細を図 7 に示す。荷重低下量は 5～25kN, 変位増加量は 0.2～2.3mm 程度であり、継続時間は 30 秒以下である。載荷荷重の低下は、極めて短時間に発生、収束しており、さらにアンカー機能も短時間に回復し、アンカーに引抜けは発生していない。

以上より載荷荷重の急激な低下は、アンカー体周面での摩擦抵抗力の縁切れによるものと考えられる。またアンカー機能の回復も短時間で発生しており、摩擦抵抗力の縁切れ発生直後に、支圧抵抗力の発現が始まり、アンカー機能が保たれているものと考えられる。

また最初に確認された荷重の急激な低下時 (432.5kN) での周辺摩擦抵抗力 (τ 値) を算出すると、 $\tau=0.114\text{MN/m}^2$ となる。この値は N 値と土質から推定した砂質土 (N=10) での値とほぼ一致している。

2) No.2 孔 340kN 荷重保持時

同孔での荷重－変位量曲線を図 8 に示す。荷重の急激な低下は、340kN 荷重保持中に頻繁に発生している。継続時間は No.1 孔と同様に、20 秒以下の場合が多い。また載荷荷重の低下も、極めて短時間に発生している。さらにアンカー機能も短時間に回復し、アンカーに引き抜けは発生していない。

この原因は、No.1 孔と同様に、摩擦抵抗力の縁切れであり、縁切れ発生後直ちに支圧抵抗力の発現が始まるためと考える。

3) No.4 孔 340kN 荷重保持時

第 5 サイクル (571kN) への昇圧中、465.93kN 載荷時に

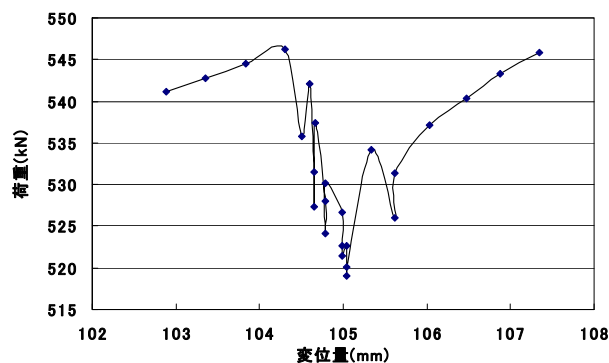


図 7 No. 1 孔での荷重低下時の詳細

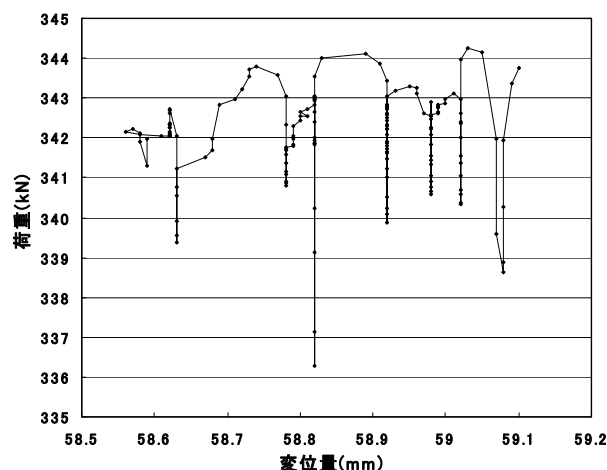


図 8 No. 2 孔での荷重低下時の詳細

No.1,2 孔と同様な荷重の急激な降下、変位量の急増が確認された。継続時間は 10 秒間ときわめて短時間であり、荷重の低下量は 6.64kN, 変位量の増加は 0.16mm と少量であった。このためアンカー機能は正常であると判定した。荷重の急激な降下の原因は、摩擦抵抗力の縁切れであり、その後の支圧抵抗力の発現により、アンカー機能は維持されている。

以上の荷重－変位量曲線の計測値から判断すると、支圧効果を発揮する拡孔式アンカーにおいては、載荷中に摩擦抵抗力の縁切れによる荷重の急激な低下、および変位量の増加が発生する事例がある。この事例により、拡孔式アンカーでは摩擦抵抗力と支圧抵抗力が同時に作用しないことが証明された。またこの場合、摩擦抵抗力の低下が発生した後ほぼ同時に支圧抵抗力が発現し、アンカー機能を維持するものと考えられる。

6. まとめ

今回の現地試験で明らかとなった点を要約すると、以下の通りである。

- 1) 定着長部を拡孔した $\phi 800\text{mm}$, 定着長 1.5m の拡孔式アンカーは平均 N 値 6 のシルト質砂層、および平均 N 値 9 の粘土層に対し、十分なアンカー機能を発揮できる。

- 2) 拡孔長を 1.5m とした場合の極限引抜き力は平均 N 値 6 のシルト質砂層にて 460~571kN, 平均 N 値 9 の粘土層にて 557.9kN と推定される。これらの実測値は、想定値の 76%~95%であった。
- 3) 拡孔式アンカーでは、摩擦抵抗力と支圧抵抗力が同時に作用することは無く、拡孔式アンカーの極限引抜き力を推定する場合、摩擦抵抗力を考えず、支圧抵抗力だけで考えるべきである。
- 4) 拡孔式アンカーでは、載荷中に摩擦抵抗力の縁切れが発生する場合があるが、その場合でも直後に支圧抵抗力が発現し、健全なアンカー機能が保たれる。
- 5) 拡孔式アンカーは、軟弱層に対する山留め架工として極めて有効であり、従来型の摩擦形式アンカーでは施工不能であった地盤に対しても十分なアンカー機能を発揮できる。

謝辞

本報告をまとめるにあたり、現場実験サイトの提供と、貴重なご助言を頂きました国土交通省名四国道事務所・西三河出張所、山旺建設株式会社、丸洋建設株式会社の関係各位に御礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 玉野富雄:現場計測に基づくアースアンカーを用いた鋼矢板土留めの事例研究, 土木学会論文集, 第 332 号, 127-136, 1893
- 2) M.Murakami,YukiY.,TamanoT.:Performace and analysis of anchored sheet pile wall in soft ciay. *Proceedings of the 6th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*,1341-1346,1988
- 3) Hus,S.T.and Liao,H.J.:Uplift behavior of cylindrical anchors in sand. *Canadian Journal of Geotechnic*,35(1), 70-80,1998
- 4)Das,B.M.,ShinE.C.,Dass,R.N.and OmarM.T.:Suction force below plate anchors in soft clay. *Marine Georesources and Geotechnology*, Vol.12,71-81,1994
- 5) 玉野富雄, 植下協, 結城庸介, 村上仁, 福井聡: 打設状態がアースアンカーの引抜き抵抗力に及ぼす影響, 土と基礎, 30(4),13-18,1982
- 6) 金岡正信, 玉野富雄, Nguyen,H.Q.: 摩擦形式加圧アンカーの引抜き抵抗力に関する模型実験, 地盤工学会論文報告集, 43(3),117-129,2002
- 7) 日特建設株式会社: スプリッツアンカー設計・積算資料, 2003
- 8) 社) 土質工学会中部支部: 最新名古屋地盤図, 15-20, 1988
- 9) 社) 地盤工学会: グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説, 112-114, 2000
- 10) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, 119-124, 1990

グラウンドアンカーによる山留め支保メカニズムに関する 2 次元モデル実験 (2-dimensional model tests on reinforcing mechanism of braced wall by ground anchors)

加藤盛大¹, 菊本統², 中井照夫³, Hossain Md. Shahin⁴, 上谷泰高⁵

1 名古屋工業大学大学院 社会工学専攻 博士前期課程 1 年

2 名古屋工業大学 都市社会工学科 助教 (E-mail: kikumoto@nitech.ac.jp)

3 名古屋工業大学 都市社会工学科 教授

4 名古屋工業大学 都市社会工学科 准教授

5 鹿島建設株式会社

概 要

地中のアンカー体から反力を得るグラウンドアンカー式山留め掘削工法は、切梁工法に比べて広く任意の断面で掘削できるためしばしば用いられているが、アンカーによる山留め壁の支保機構は必ずしも解明されていない。本研究では、グラウンドアンカー式山留め掘削工法を模擬した 2 次元モデル実験装置を開発し、アンカーの初期緊張力、長さ、角度をパラメトリックに変化させた実験を実施した。その結果、十分な支保効果を得るためには適切な初期緊張力と十分な長さのグラウンドアンカー設置することが肝要であることがわかった。また、下段アンカーの引張力の推移に留意することで山留め壁の安定性に配慮した施工を実現できることが示された。

キーワード：山留め掘削，グラウンドアンカー，模型実験

1. はじめに

地中のアンカー体の引抜抵抗を反力とするグラウンドアンカー式山留め掘削工法は、切梁工法に比べて広く深い断面の掘削が可能であり、掘削法面の形状を任意に設定できることや優れた施工性からしばしば適用されている。しかし、グラウンドアンカーと地盤および山留め壁の相互作用メカニズムやグラウンドアンカーによる山留め壁の補強効果は必ずしも明らかになっていない。

従来、グラウンドアンカーを用いた場合の山留め壁に作用する土圧の設定と山留めの応力・変形計算は切梁式山留め設計法と同様に、弾塑性法や経験的な手法を用いている場合が多い。また、アンカー式山留めではアンカーに緊張力を導入することが原則であるが、緊張力の導入による山留め壁の背面側への変位と土圧の増加を適切に評価する手法は確立されていない⁴⁾。そこで本研究は、アンカーの長さや緊張力など種々の影響要因をパラメトリックに変化させたグラウンドアンカー式山留め掘削の 2 次元模型実験を実施し、効率的な山留め支保効果が得られるグラウンドアンカーの適用方法とその支保メカニズムの検討を行い、現行設計法の合理化を目指すものである。

2. 2 次元模型実験の概要

2.1 アンカー式山留め掘削のモデル化

実験装置の概略図を図 1 に示す。模型寸法は現場スケールの約 1/100 を想定している。地盤材料には直径 1.6 mm と 3.0 mm のアルミ棒を重量比 3 : 2 で混合したアルミ棒積層体(単位体積重量 $\gamma = 20.4 \text{ kN/m}^3$)を用いた。山留め壁(長さ 300 mm, 奥行き 60 mm, 厚さ 0.5 mm)とアンカー体(奥行き 50 mm 横幅 50 mm, 厚さ 5 mm)はアルミ板で作成し、山留め壁の剛性は $EI = 0.88 \text{ N}\cdot\text{m}^2/\text{cm}$, $EA = 4.22 \cdot 10^2 \text{ kN/cm}$ である。また、アンカー体はアルミ棒積層体と単位体積重量がほぼ等しくなるように重量を調整してあり、周面には 10 mm 間隔でアルミ棒(径 1.6 mm)を貼り付けることで地盤との摩擦を表現した(図 2 (a)参照)。アンカー頭部は、図 2 (c)に示すようにシャフト部とヘッド部で構成されており、ヘッド部の蝶ナットでロッドの緊張力を制御した。また、ヘッド部はシャフト軸回りに自由に回転する機構となっており、水平面からのアンカーの傾角 θ を任意に設定できる。アンカーロッドは、アンカー体とアンカー頭部をモデル地盤の両側面からピアノ線(径 0.3 mm, $EA = 1.41 \cdot 10^3 \text{ kN/cm}$)で接続してモデル化した(図 1 upper side 参照)。ピアノ線の中央部には、2 軸のひずみゲージを接着したアルミ薄板(長さ 70 mm, 幅 6 mm, 厚さ 0.2 mm)を挿入しており(図 2 (b)参照)、計測したひずみに別途実施

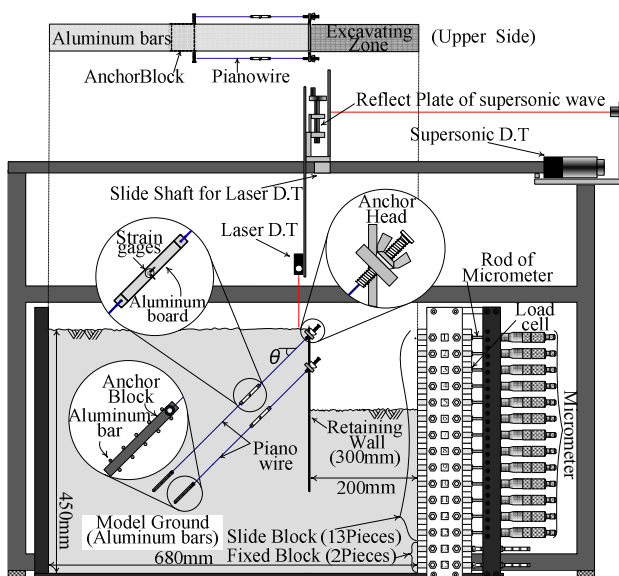
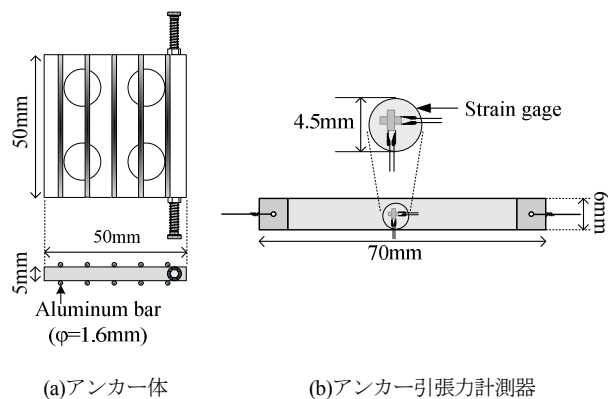
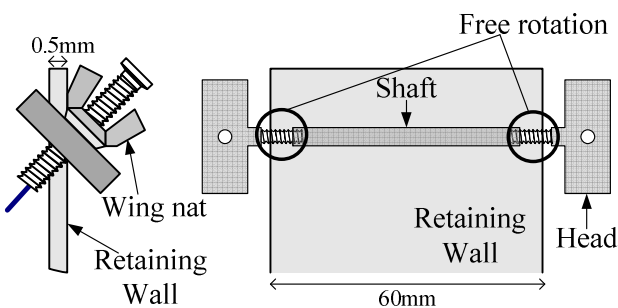


図 1 2次元モデル実験装置



(a)アンカー体

(b)アンカー引張力計測器



(c)アンカー頭部

図 2 実験に用いた各部材

した張力試験により求めた較正係数を乗ずることでアンカーロッドの引張力を算出した。

実験は、山留め壁とアンカー体はあらかじめ地中に設置した状態で掘削を開始する。掘削過程は地表面からアルミ棒を 15 mm ずつ取り除くことで模擬し、地盤の崩壊によって実験の続行が不可能となる掘削深度まで行った（今回行った実験パターンではいずれも掘削深度 $d=210\text{mm}$ で崩壊）。アンカーは 2 段設置し、上、下段のアンカーはそれぞれ掘削深度が 30 mm, 90 mm 到達時に地表面から深さ

表 1 実験パターン

	初期緊張力 T (N)	アンカー長 L (mm)	アンカー傾角 θ (°)
Case1	$T_{U0}=0.31, T_{L0}=0.92$	$L_U=300, L_L=250$	45°
Case2	$T_{U0}=0.31, T_{L0}=0.92$	$L_U=150, L_L=125$	45°
Case3	$T_{U0}=0.31, T_{L0}=1.84$	$L_U=300, L_L=250$	45°
Case4	$T_{U0}=0.25, T_{L0}=0.74$	$L_U=300, L_L=250$	30°

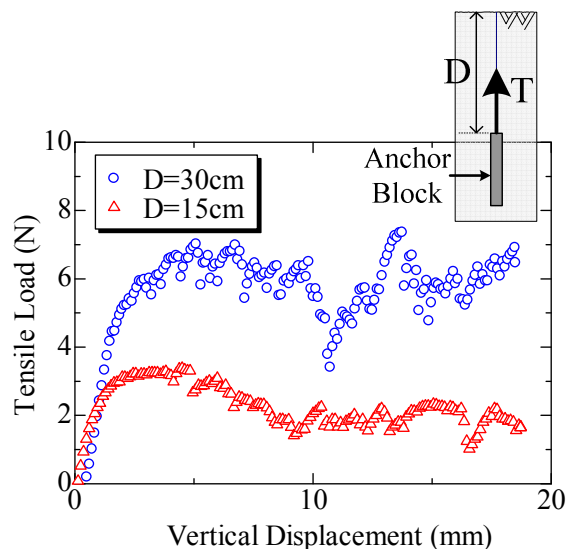


図 3 引抜き試験結果

15 mm, 75 mm の位置に設置した。山留め壁の変位は 30 mm 掘削毎に地盤側面から撮影したデジタル画像より求め、地表面の沈下形状はレーザー変位計と超音波変位計を組み合わせた変位形状計測装置により計測した。

実験パターンを表 1 に示す。 θ はアンカー傾角であり、上段アンカーの初期緊張力を $T_{U0}(\text{N})$ 、長さを $L_U(\text{mm})$ 、下段アンカーの初期緊張力を $T_{L0}(\text{N})$ 、長さを $L_L(\text{mm})$ とした。実験は計 4 パターン実施し、アンカーの初期緊張力と長さ、角度による差異について検討した。なお、傾角 30° でアンカーを設置する Case 4 では、山留め壁に与える初期水平力（すなわち緊張力の水平成分）が Case 1 および 2 と等しくなるようにアンカー初期緊張力を設定している。

2.2 アンカー引抜き試験

グラウンドアンカーによる山留め掘削モデル実験を行うにあたり、モデル化したアンカー体の模型地盤に対する引抜耐力を調べるために、引抜き試験を行った。引抜き試験はモデル地盤中にアンカー体を設置し、鉛直上向きに等速で強制変位を与えた。アンカー体の土被りは、 $D=15, 30\text{cm}$ の場合について行い、得られた引抜き荷重と鉛直変位の関係を図 3 に示す。図より、アンカー引抜き力は鉛直変位に伴って増加してやがて極限值に達し、漸減する傾向を示す。また、極限引抜き力は土被りが深いほど大きい。このような傾向は、アンカープレートとタイロッドを精緻

にモデル化した Hoshiya and Mandal によるアンカー引抜き試験³⁾でも同様に確認されていることから、本検討ではアンカー体の引抜き特性が適切にモデル化されているものとする。

3. 結果と考察

3.1 アンカー引張力の推移

図 4 に各ケースにおける掘削深度とアンカーの引張力の関係を示す。縦軸にアンカーの引張力、横軸に掘削深度をプロットした。図から、掘削深度 30 および 90mm で上段および下段アンカーに所定の初期緊張力が導入され、掘削の進行に伴って刻々と変化する様子を把握できる。なお、各図にはそれぞれ 2 回実施した実験の結果を示しているが、いずれのケースでも実験の再現性は十分といえる。

図より、アンカー傾角 $\theta=45^\circ$ とした Case1~Case3 では、上段アンカーの引張力は下段アンカー設置まであまり変化しないものの、掘削深度 90mm で下段アンカーの初期緊張力を導入すると明確に減少することがわかる。特に、下段アンカーの初期緊張力が大きい Case3 では上段アンカーの引張力の減少が顕著である。一方、アンカー傾角が小さい Case4 では、上段アンカーの引張力はほとんど変化していないが、これは下段アンカーの初期緊張力が小さいことが理由と考える。

下段アンカーの引張力は、いずれのケースにおいても設置直後には掘削の進行に伴って僅かに減少するものの、その後は引張力が増加に転じ、崩壊時に最大値となることがわかる。最大引張力に着目すると、アンカー傾角 $\theta=45^\circ$ のケースでは下段アンカー長が 300mm の Case1,3 の最大値はほぼ等しく、アンカー長が 150mm の Case2 の 2 倍程度である。また、引張力が増加に転じる掘削深度はケースによって異なり、初期緊張力の大きい Case3 では崩壊直前の $d=180\text{mm}$ から引張力が増加する。なお、アンカー長が短い Case 2 で十分な引抜き抵抗が得られないのは、アンカー体の設置位置が浅く、アンカー体への拘束応力が小さいことが原因と考える。以上の結果から、周辺地盤の安定性を決定付ける極限引抜き荷重はアンカー長さや角度に依存し、初期緊張力とはほぼ無関係であるといえる。さらに、下段アンカーの引張力はアンカーの初期緊張力や設置角度、長さによって異なる推移をするものの、いずれのケースでも崩壊直前には増加するため、アンカー引張力の推移に留意した山留め施工管理は有効であると結論付けることができる。

3.2 山留め壁体の変位

図 5 に山留め壁体の変位分布を示す。縦軸に地表面からの距離、横軸に壁体の変位量をプロットした。

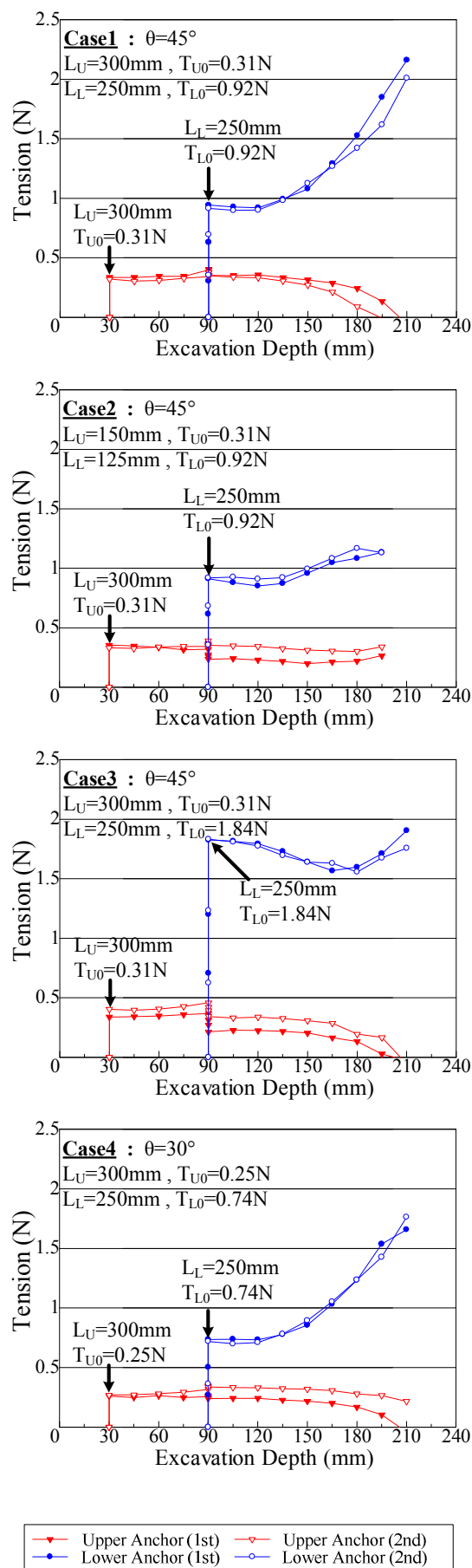


図 4 アンカー引張力の推移

図より、いずれのケースにおいても掘削深度 $d=150\text{mm}$ まで壁体の変位に明確な変化は見られないものの、その後更なる掘削($d \geq 180\text{mm}$)に伴って特に地表面からの深さ 150mm 辺りから壁体ははらみ出すように変位を生じることがわかる。ただし、崩壊直前の掘削深度 $d=180\text{mm}$ における変位モードはアンカー長によって異なり、アンカー長の長い Case1,3,4 では山留め壁頭部での変位は抑制される。一方、アンカー長の短い Case2 では山留め壁全体にわたる変位が増加することがわかる。これは先に示したアンカー引張力の推移の違いと同様に、アンカー長が十分ではなかったため明確な効果が得られなかったためと考えられる。また初期緊張力について Case1 と Case3 を比較すると、下段アンカーの初期緊張力の大きい Case3 では、山留め壁頭部の変位量が Case1 より僅かに小さいものの、明確な違いは確認できない。一方、アンカー傾角に着目すると、Case4 では $d=180\text{mm}$ 以深の掘削で山留めの変位が顕著となる傾向は他のケースと同様であるものの、山留め壁頭部の変位は崩壊直前までほとんど生じないことがわかる。以上のことから、掘削に伴って山留め壁体は中央付近からはらみ出すように変位するが、変位量や頭部の変位量の推移はアンカー長や角度によって異なる。したがってこの場合であれば、掘削深度 $d=150\text{mm}$ 以前に 3 段目のアンカーを設置することで壁体変位は抑制できることがわかる。この結果より、初期緊張力の影響は小さい。本実験で得られた結果からは、壁体の変位抑制という観点では、十分な長さのアンカーを傾角 30 度で設置したケースが効果的といえる。

3.3 地表面の沈下量

図 6 に各掘削深度における地表面の最大沈下量の推移を、図 7 に掘削に伴う地表面の沈下形状を表す。図 6 は地表面沈下量の最大値と掘削深度の関係を、図 7 は鉛直下向きを正とした地表面の変位量と山留め壁体からの水平距離の関係をプロットしている。

図 6 より、いずれのケースにおいても掘削初期にはほとんど変位を生じないが、ある掘削深度の閾値を超えた辺りから最大沈下量が増大する傾向にある。アンカー長の短い Case2 では $d=150\text{mm}$ あたりから最大沈下量が明確に増加し始め、それ以降は同一掘削深度における沈下量が他のケースよりも顕著に大きく、山留め周辺地盤はより浅い掘削深度で崩壊することがわかる。

図 7 に示した地表面沈下形状では、いずれのケースにおいても山留め壁近傍ほど沈下量が大きくなることがわかる。ただし、Case2 では他のケースよりもより広い範囲で沈下を生じていることから、アンカーが短く明確な支保効果を期待できないケースでは山留め壁の変位を抑制することができず、山留め背面の地盤でも広範囲にわたって沈下を生じることがわかる。一方、Case1 と Case3 における地表面沈下特性には明確な違いは認められず、下段

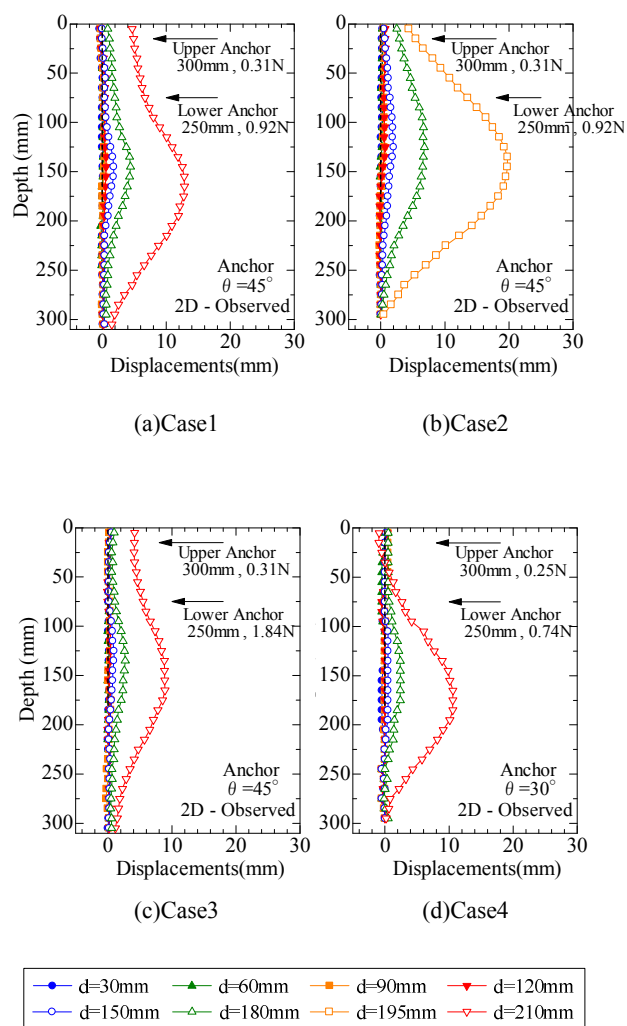


図 5 山留め壁体の変位分布

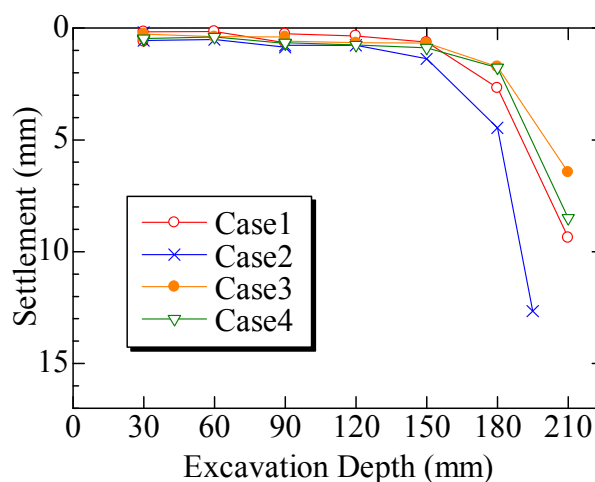


図 6 最大沈下量の推移

アンカーの初期緊張力は地表面の沈下形状にもあまり影響しないことがわかる。アンカー傾角を 30 度とした Case4 では、崩壊直前の掘削深度 $d=210\text{mm}$ における地表面沈下が Case1,3 に比べて局所的に生じることがわかる。

本節で示した結果より、アンカー長さや設置角度によって山留め壁周辺の地表面沈下特性は異なるが、アンカーの初期緊張力による影響は小さいといえる。本実験で得られた結果からは、傾角 30 度で十分な長さのアンカーを設置することで地表面沈下量や沈下を生じる範囲を抑制することができるといえる。

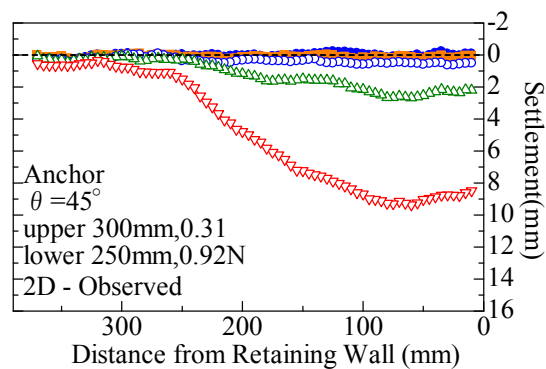
3.4 アンカーの引張力和山留め壁および周辺地盤の変形・破壊挙動との関係

上段アンカーの引張力は初期緊張力導入後、下段アンカー一設置まであまり変化しないが、下段アンカーの初期緊張力の導入に伴って減少する。このとき、下段アンカーの初期緊張力が大きいほど、上段アンカーの引張力の減少量は大きい。下段アンカー設置後も上段アンカーの引張力に顕著な増加は認められないため、適切な掘削深度で適切な緊張力を導入した下段アンカーを設置すれば上段アンカーの安定性は保持されるといえる。

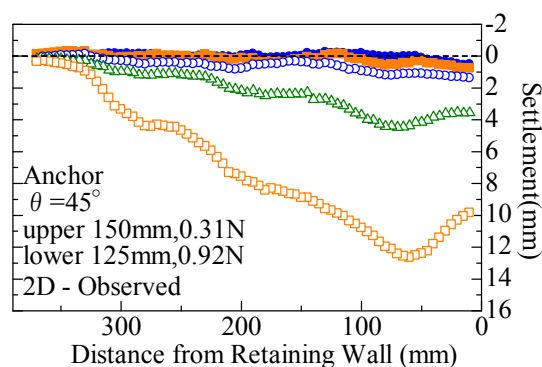
一方、下段アンカーの引張力の推移は山留め壁体の変位や地表面沈下と密接な関係がある。先に示した図 4 と図 6 からは、初期緊張力を導入したアンカー式山留め壁は、アンカーの初期緊張力や長さ、傾角による違いはあるものの、掘削深度の閾値（本実験では掘削深度 $d=150\text{mm}$ ）に達した以後、下段アンカーの引張力が増加し、それに呼応して山留め壁がはらみ出し、地表面沈下量が増大する。さらに深く掘削が進行すると、やがてアンカー引張力が増加して極限引抜き荷重に達し、山留め周辺地盤の崩壊に至ることから、下段アンカーの引張力は施工時における重要な観測項目といえる。つまり、設定した長さ、傾角のアンカーについて極限引抜き荷重を予め算定し、施工時にアンカーの引張力をモニタリングすることで、山留め周辺地盤の安定性を逐次把握することができる。本実験では、山留め壁体および周辺地盤の変形・破壊挙動を観察することを目的として、上下二段のアンカーを用いた山留め掘削について検討を行ったが、下段アンカーの引張力を観測して適切な掘削深度で三段目のアンカーを設置すれば、より深い掘削も実現できると考えられる。なお、アンカーの長さや傾角が同じケースでは、アンカーの初期緊張力による明確な違いは確認されなかったことから、山留めと周辺地盤の変位を抑制するためにはある程度の初期緊張力を導入すれば十分であり、過度に緊張力を与える必要はないといえる。

3.5 効果的なグラウンドアンカー設置方法について

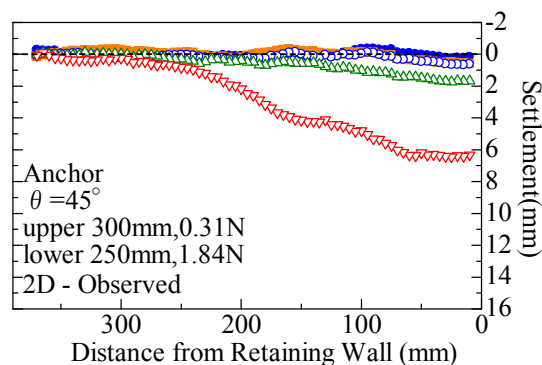
山留め周辺の地盤が崩壊する際のアンカーの引張力、すなわち極限引抜き荷重はアンカー長に大きく依存する。ア



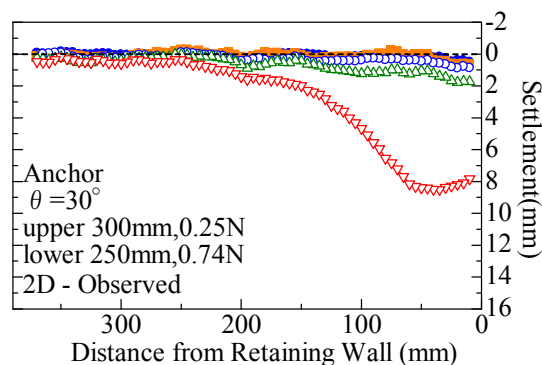
(a)Case1



(b)Case2



(c)Case3



(d)Case4

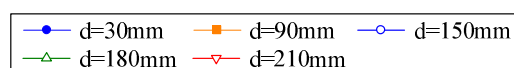


図 7 地表面の沈下形状

ンカーが短く、アンカー体定着部の外側の地盤にすべり面が形成される場合には、アンカー体の十分な引抜き抵抗を期待できず、山留め壁および周辺地盤の変位は抑制できない。

アンカー傾角の違いは、掘削に伴う沈下量の推移にはあまり影響を及ぼさないものの、傾角 $\theta=30^\circ$ で設置したアンカーは崩壊直前まで山留め壁頭部の水平変位を抑制し、 $\theta=45^\circ$ のケースよりも地表面沈下の影響範囲を抑えることがわかった。図 8 と図 9 は掘削に伴うアンカー引張力の水平成分と鉛直成分の推移を示しているが、これらの図より、下段アンカーの引張力が増加して極限引抜き荷重に達したときの緊張力の水平成分がほぼ等しい値を示すのに対し、緊張力の鉛直成分は傾角 30° のケースにおいて小さくなる。したがって、アンカーの引張力によって背面地盤に作用する力がアンカー傾角によって異なるため地盤の変形モードが異なり、壁体頭部の変位および地表面の沈下形状に違いが生じたと考えられる。

以上のようなことから、グラウンドアンカーはアンカー体が想定すべり面の外側の地盤に定着するような適切な長ささと緊張力で設置し、十分な引抜き抵抗力を発揮させることが重要といえる。

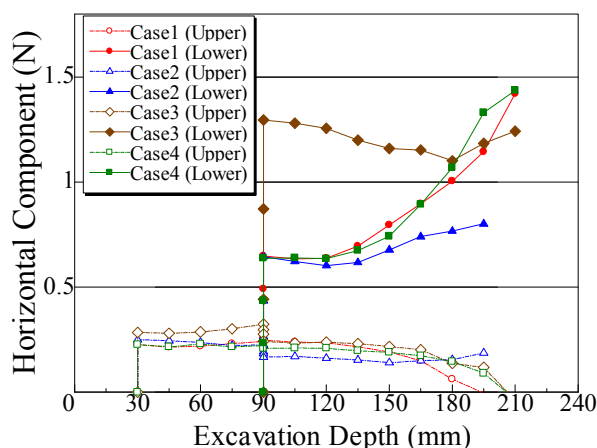


図 8 山留め壁に作用する水平分力の推移

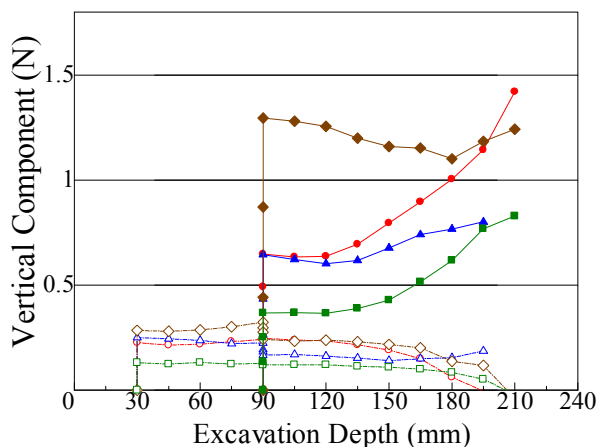


図 9 山留め壁作用する鉛直分力の推移

4. 結論

本研究では、グラウンドアンカーを用いた山留め支保メカニズムについてアンカーの初期緊張力、長さ、傾角を変化させて 2 次元模型実験を行った。本実験の結果から、グラウンドアンカー式山留め掘削の設計・施工にあたって、適切な傾角および十分な長さのアンカーを設置することで山留め壁の十分な支保効果を得ることが出来ることがわかった。また、アンカーの引張力と山留め壁体の変位および地表面の沈下量の関係から、掘削に伴う下段アンカーの引張力の推移に留意することが重要であり、その発揮される引張力は初期緊張力の大小によらないことがわかった。ただし、実現場ではアンカーに大きな引張力が持続的に作用すると軟弱地盤や背面地盤の性状によってはクリープ変形を生じることも予想されるが、本研究では砂質地山を想定したモデル化を行っていることに注意されたい。

今後は今回検討を行ったケースに加え、さらに異なるアンカー傾角やアンカーの本数をパラメトリックに変化させた場合の実験を行い、アンカー式山留めの支持特性や合理的な適用法について検討を行う予定である。

参 考 文 献

- 1) Nakai, T., Kawano, H., Murata, K., Banno, M. and Hashimoto, T. (1999) Model tests and numerical simulation of braced excavation in sandy ground: influences of construction history, wall friction, wall stiffness, strut position and strut stiffness, *Soils and Foundations*, 39(3), pp.1-12.
- 2) Nakai, T., Farias, M. M., Bastos, D. and Sato, Y. (2007) Simulation of conventional and inverted braced excavations using subloading t_{ij} model, *Soils and Foundations*, 47(3), pp.597-612.
- 3) Hoshiya, M. and Mandal, J. N. (1984) Some studies on anchor plates in sand, *Soils and Foundations*, 24(1), pp.9-16.
- 4) 社団法人地盤工学会, グラウンドアンカーの調査・設計から施工まで, 報光社, pp.158-217, 1997

小土被りトンネル掘削時サイドパイル工の効果的な設置位置に関する解析的検討 Analytical study on the determination of installation position of foot reinforcement side pile during shallow overburden tunnel excavation

崔 瑛¹, 岸田 潔², 木村 亮³

1 名城大学・理工学部・cuiying@meijo-u.ac.jp

2 京都大学・工学研究科

3 京都大学・産官学連携センター

概 要

NATM を用いて未固結地山に小土被りトンネルを掘削する際,地盤沈下の抑制は最も重要な課題である。現場では,地盤沈下対策としてサイドパイル工が採用され,地盤沈下抑制効果を発揮するという事例が報告されているが,そのメカニズムと適切な設計方法などについては不明確な部分が多い。本研究では,実トンネルの掘削過程をモデル化した数値解析を行い,サイドパイル工の地盤沈下抑制効果について検討を行う。さらに,サイドパイルの設置パターンおよび設置高さがその効果に及ぼす影響について調べた。解析結果により,サイドパイルを設置することにより,地盤およびトンネルの沈下を抑制することができる。また,ベンチカット工法でトンネルを掘削する際は,上半に設置するサイドパイルのみが地盤沈下抑制効果を発揮し,さらに設置位置が低いほどその効果が高いという結果が得られた。

キーワード: サイドパイル, トンネル掘削, 地表面沈下, 小土被り, 未固結地山

1. はじめに

未固結地山での小土被りトンネルの施工は,従来開削工法が主流であったが,近年では,施工・計測技術の向上を背景に,周辺環境への影響度が小さいこと,経済的であることなどの理由により,NATM の採用例が増えている。しかしながら,NATM は切羽の自立や地山の耐力を前提として開発された工法であるため,未固結地山での小土被りトンネル掘削に適用する際には,地盤およびトンネルの沈下の抑制が重要な課題となる。

東北新幹線の八戸～七戸のトンネル工事区間では,地形的な制約や線形的な制約により,NATM を用いて未固結地山において小土被りトンネルの掘削が行われた。沈下の抑制が重要な課題となるこれらの現場では,地盤とトンネル

が同等に沈下するとともに下がり現象が報告された。現場では,トンネルと地表面が同等に沈下することに着目し,「トンネル脚部の沈下を抑制すれば地表面の沈下も収まるだろう」との考えから,サイドパイル工が採用されている^{1),2)}。

図-1¹⁾に,K トンネルでのサイドパイルの実施工例を示す。この工法は,脚部補強工の一種であり,鋼製支保工建込み直後にトンネル内側からパイルを地山に水平方向に圧入打撃する方法で設置する。図-2²⁾に,K トンネルで計測された,サイドパイル工を設置した場合と設置しない場合のトンネル掘削時の内空変位,トンネル天端と脚部の沈下の経時変化を示す。サイドパイルの設置により,天端沈下,脚部沈下,内空変位が減少したことが確認できる。

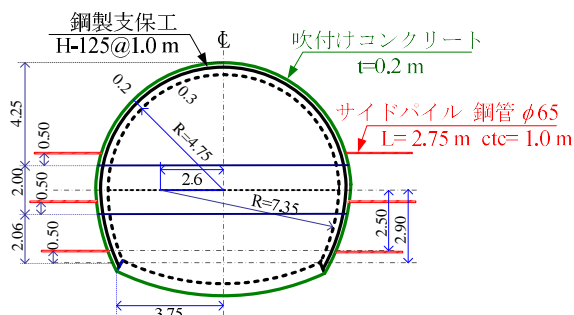


図-1 サイドパイル工の適用例 (K トンネル)¹⁾に加筆修正

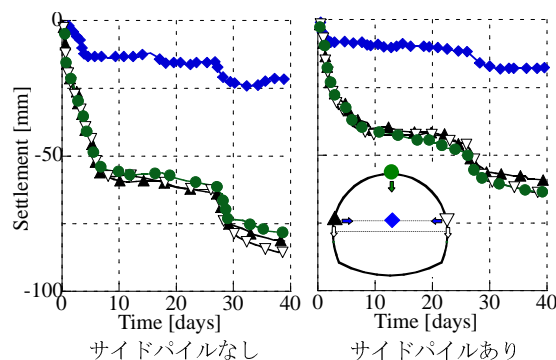


図-2 トンネル沈下・内空変位経時変化²⁾
(K トンネル掘削現場での測定結果)

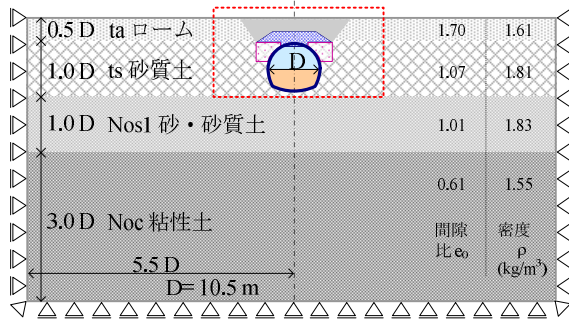


図-3 解析領域および境界条件

このように、サイドパイル工は実際にいくつかの現場で使用されており、効果があるとの報告がなされている¹⁾⁻²⁾。また、これらサイドパイル工の沈下抑制効果およびその作用メカニズムに関しては、いくつかの研究がなされている。

北川ら³⁾は、逆T字型の断面を持つ覆工模型でトンネルの脚部をモデル化し、サイドパイル工地表面沈下抑制効果について検討を行った。また、崔ら⁴⁾は、その模型実験に改良を加え、L字型の断面を持つ覆工模型でトンネルの脚部をモデル化し、3次元降下床模型実験および模型実験を対象とする数値解析を行い、サイドパイル工地盤沈下抑制効果について検討した。その結果、サイドパイルは降下床の下降により発生するすべり線を交差すると、せん断補強効果および荷重再配分効果を発揮し、地盤沈下を抑制できるという結論を示している。

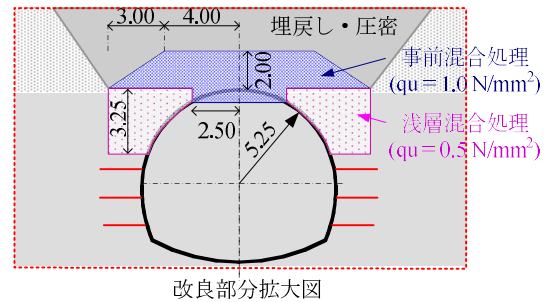
上に示すように、室内試験においては、サイドパイル工の効果とその作用メカニズムについていくつかの成果が得られている。しかしながら、実現現場での応力状態は模型実験と大きく異なるため、模型実験結果のみでサイドパイル工の効果を評価するのは不十分である。また、サイドパイル工の適切な設置位置に対する議論は未だなされていない。Kトンネルでは試行錯誤的に、上半掘削時に左右一本ずつ、下半に左右二本ずつ設置しているが、必ずしもすべてのサイドパイルが効果を発揮するとは限らず、各々のサイドパイルの効果についても検討する必要がある。

以上の背景を踏まえ、本稿ではまず、実際の施工現場を対象とし、トンネル掘削過程に対してシミュレーションを行い、実現現場でのサイドパイル工の地盤沈下抑制効果について調べる。さらに、サイドパイルの設置位置とその組合せを変化させたケースに対して数値解析を行い、設置位置の組合せと設置高さがサイドパイル工の地盤沈下抑制効果に及ぼす影響について検討を行う。

2. 数値解析の概要

2.1 解析対象

図-3に解析領域、地質条件および境界条件を示す。地質定数は、Kトンネル周辺地盤の室内土質試験結果に基づいている¹⁾。トンネルの上部領域は、実現現場で土被りが最小約0.2D～最大約1D(平均約0.6D)であることを参考として、0.5Dとした。



改良部分拡大図

本解析では、Ye et al.⁵⁾により開発された弾塑性有限要素解析コード DBLEAVES を用いて2次元弾塑性有限要素解析を行った。

2.2 地盤モデル

地盤の力学特性は、Nakai & Hinokio⁶⁾により開発された *subloading t_{ij} model* を用いて弾塑性体としてモデル化した。

この構成モデルは、中間主応力・密度・拘束応力が材料の強度・変形特性に及ぼす影響、および正負のダイレイタンシー特性を考慮することができる。表-1に、本解析で用いた各地層の地盤定数を示す。現場での試験データは密度と間隙比のみであり、他は文献^{6), 7)}を参考して決定した。

表-1 地盤材料および材料定数

種類 定数	ta	ts	NosI	Noc	埋戻し 圧密
γ (kN/m ³)	15.768	17.689	17.954	15.190	15.768
間隙比 e_0	1.704	1.071	1.012	0.613	0.852
破壊時主応力比 M_f	2.550	2.550	3.888	3.888	4.668
ポアソン比	0.360	0.360	0.290	0.290	0.261
静止土圧係数 k_0	0.562	0.562	0.409	0.409	0.353
stress-dilatancy	1.5	2.0	2.0	1.5	1.5
A (parameter)	500	500	500	500	500
圧密指数	0.137	0.070	0.070	0.082	0.094
膨潤指数	0.030	0.005	0.005	0.018	0.021
OCR	3	3	3	3	3

* , は参考文献6)の中、砂質土は豊浦砂砂, 粘性土は藤森粘土の値を引用した。

2.3 サイドパイルのモデル化

本解析では、サイドパイルの挙動を簡便に計算し、かつサイドパイルの体積を適切に表現するために、Zhangら⁸⁾により提案されたハイブリット要素を用いてサイドパイルをモデル化した。ハイブリット要素は、ビーム要素の周囲に弾性ソリッド要素を配置したものである。弾性ソリット要素には、鋼管の曲げ剛性の1割を分配しており、これによってサイドパイルの体積による影響を考慮することができる。

2.4 改良体のモデル化

対象現場は図-3に示すように、土被り部分がローム層、

トンネル左右部分地盤が砂質土層で、いずれもN値が10以下の軟質層であり、さらに小土被りであった。そこで現場では、トンネル掘削前に表-2²⁾に示すように浅層混合処理および事前混合処理など地山改良を行った後、NATM工法を用いてトンネル掘削が行われている。

表-2 地山改良スペック²⁾

工法	改良目標強度 (N/mm ²)	固化材添加量 (kg/m ³)
浅層混合処理	0.5	50 (粘性土)
		90 (砂質土)
事前混合処理	1.0	50 (山砂)

改良地盤は、弾性体としてモデル化した。ヤング率 E は、一軸圧縮強さ q_u より式(1)、(2)を用いて計算した⁹⁾。

$$N = \frac{q_u \times 8}{100} \quad (1)$$

$$E = 2800 \times N \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (2)$$

ここで、 E ：地盤のヤング率 (kN/m²)

q_u ：地盤の一軸圧縮強さ (kN/m²)

地山を改良する際、固化材の添加量は表-2²⁾に示すように、改良による重さの増加量は50 kg/m³で、周辺地盤の単位体積密度約1,800 kg/m³に比べると、その重さは約2.78%しか増加していない。そこで、本解析では簡単のため改良前後地盤の単位体積が変化しないと仮定し、解析を行う。

2.5 鋼製支保工と吹付けコンクリートのモデル化¹⁰⁾

本解析では便宜上、吹付けコンクリートと鋼製支保工を一体化させて合成はり(弾性Beam)としてモデル化した。この際、式(3)、(4)を用いて合成はりの等価弾性係数および等価断面二次モーメントを求めた。

$$\text{合成梁の等価弾性係数} \quad E_e = \frac{E_c \cdot A_c + E_s A_s}{A} \quad (3)$$

$$\text{合成梁の等価二次モーメント} \quad I_e = \frac{E_c \cdot I_c + E_s \cdot I_s}{E_e} \quad (4)$$

ここで、 E_c と E_s はそれぞれ吹付けコンクリートおよび鋼製支保工の弾性係数、 A_c と A_s はそれぞれ吹付けコンクリートおよび鋼製支保工の断面積、 I_c と I_s はそれぞれ吹付けコンクリートおよび鋼製支保工の断面二次モーメントであり、図-2に示すKトンネルの断面により計算した。 A は、断面の総面積である。鋼製支保工の弾性係数は 2.1×10^8 kN/m²、吹付けコンクリートの弾性係数は 4.0×10^6 kN/m²である。

2.6 トンネル掘削過程の模擬

トンネルのような線形構造物は、二次元の平面ひずみ状態で表現することが可能である¹⁰⁾。ただし、トンネル掘削

解析においては、切羽近傍の三次元挙動を表現する必要がある。その対応策として、切羽の進行を考慮して掘削相当外力を段階的に開放することで、模擬的に三次元効果を表現する手法がとられる¹²⁾。本解析では、実現場での施工過程を表現するため、トンネル内空変位の現場計測値に解析結果を一致させるように、上半および下半の応力解放率 a 、 b を決定した。

表-3 解析ステージ

解析ステージ	施工過程	イメージ	工期 (days)
STAGE1	初期状態 (初期応力解析)		
STAGE2	上半掘削相当外力		
STAGE3	上半切羽到達 先行沈下		4
STAGE4	上半支保工 吹付けコンクリート 上半掘削完了		22
STAGE5	下半掘削相当外力		
STAGE6	下半切羽到達 先行沈下		2
STAGE7	下半支保工 吹付けコンクリート トンネル掘削完了		10

表-3に示す手順および表-1のパラメータを用いて、まず内空変位を実現場でのトンネル内空変位に一致するような応力解放率 a および b について試行錯誤的に検討した。

図-4に、 $a = 40\%$ 、 $b = 15\%$ の条件で計算した内空変位および地表面、天端、脚部沈下の経時変化を現場実測値と併せて示す。図より、解析値は現場データとほぼ同じ値を

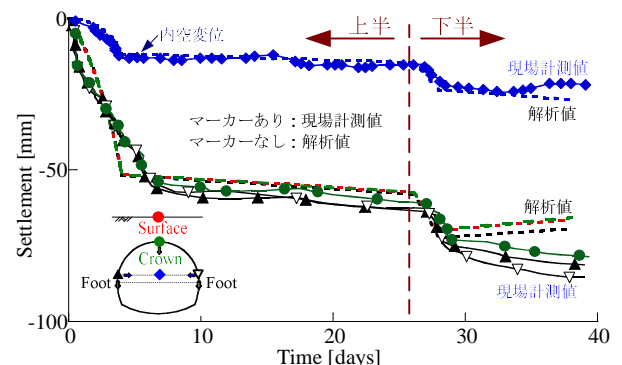


図-4 内空変位および各沈下量の経時変化
(現場計測値と解析値)

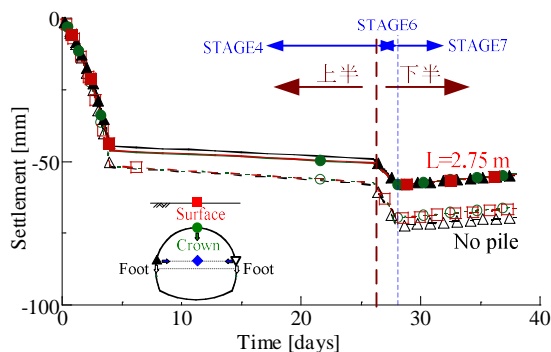


図-5 サイドパイルの有無が沈下量の推移に及ぼす影響

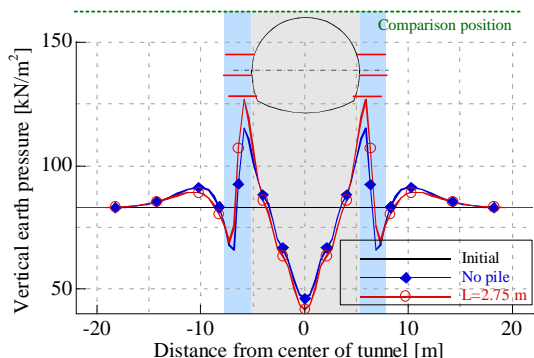


図-6 サイドパイルの有無が鉛直土圧分布に及ぼす影響

示し、トンネル掘削過程を正確に表現することができている。これにより、地盤定数および応力解放率の設定は適切であると考えられる。

以上より本研究では、上半掘削では 40% 応力を開放させ、支保工と吹付けコンクリートを施工した後、22日後応力を 100 % まで開放させる。さらに、下半掘削においては 15 % 応力を開放し、支保工および吹付けコンクリート施工後に 100 % まで開放させるという手順で数値解析を行う。

3. 実トンネルでのサイドパイル工の効果

3.1 地盤の挙動

図-5に、サイドパイルを設置しない場合と長さ2.75 mのサイドパイルを設置した場合の沈下量の経時変化を示す。図より、サイドパイルを設置することにより、トンネル天端・脚部および地表面沈下がいずれも約20 %程度減少する。各施工段階での効果は、上半掘削完了(STAGE4)で約15 %、下半掘削開始から下半支保工設置前まで(STAGE6)で約4 %、下半支保工設置後から掘削完了まで(STAGE7)で約1 %であり、STAGE 4, 6でその効果が顕著に現われる。なお、STAGE 4, STAGE 6はいずれも下半にサイドパイルを設置する前の施工段階である。

図-6に、トンネル掘削完了後、トンネル天端に沿った水平線上(図中の点線部分)に作用する鉛直土圧分布を示す。サイドパイルを設置することにより、トンネル上部地盤に作用する鉛直土圧が小さくなり、サイドパイル設置部分の上部地盤に作用する鉛直土圧は大きくなる。これは、サイ

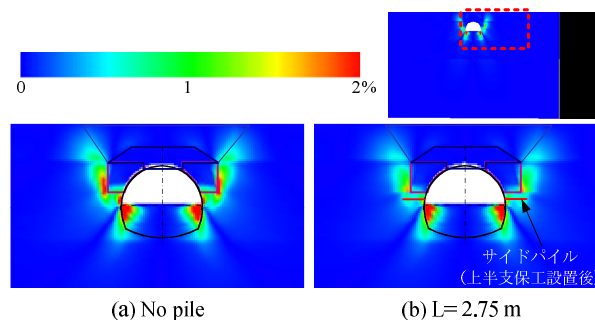


図-7 せん断ひずみ分布 (STAGE 4)

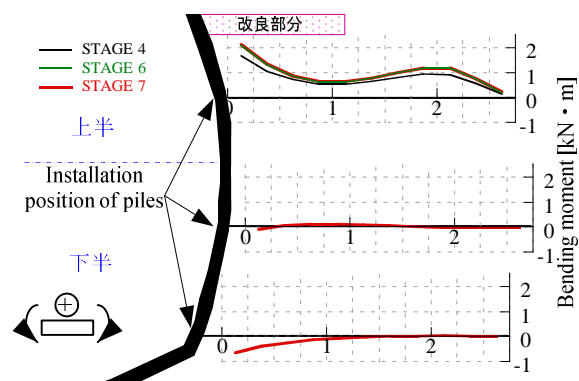


図-8 サイドパイルに生じる曲げモーメント(L=2.75 m)

ドパイルの設置により、荷重がトンネル周辺地盤に再配分されたことを示している。この傾向は、著者ら⁴⁾が既往の研究で行った模型実験およびその数値解析で得られた荷重再配分効果と同じである。

図-7に、上半掘削時に生じるせん断ひずみ分布を示す。サイドパイルを設置しない場合、トンネル脚部および改良地盤のコーナー部分に大きいせん断ひずみが発生し、斜め上に地表面に向かって発達する。サイドパイルを設置すると、改良地盤のコーナー部分に生じるせん断ひずみが大きく減少するが、これは、改良部分のコーナーから発達したせん断ひずみが、サイドパイルにより遮断されたためであると考えられる。すなわち、サイドパイルはすべり線を交差することでせん断補強効果を発揮し、地表面およびトンネルの沈下を抑制することができると考えられており、これも著者らが行った模型実験及びその解析⁴⁾と同じ傾向を示す。

3.2 サイドパイルに作用する部材力

図-8は、各ステージでのパイル全長に生じる曲げモーメント分布を示す。図より、上半部分に設置したサイドパイルは、上部が引張られるような傾向を示し、片持ち梁のような挙動をすることが確認できる。上半に設置したサイドパイルに着目すると、トンネル掘削に伴い曲げモーメントは増加するが、その変化は僅かであり、STAGE6とSTAGE7ではほぼ同じ値を示す。下半に設置したサイドパイルには、下部が引張られるような曲げモーメントが僅かしか生じない。この結果により、下半に設置するサイドパイルは、トンネルおよび地表面に対する沈下抑制効果を発揮しないと考えられ、その必要性について検討する必要がある。

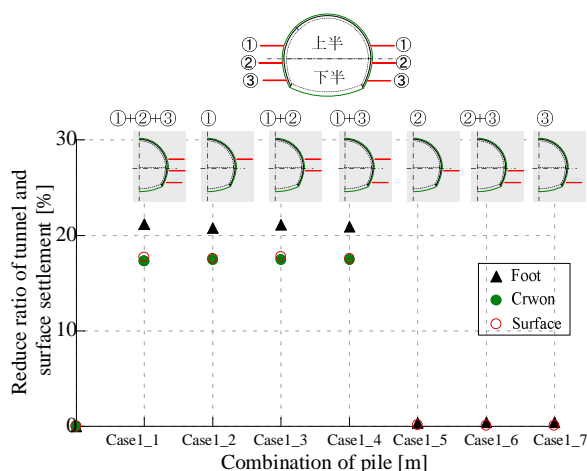
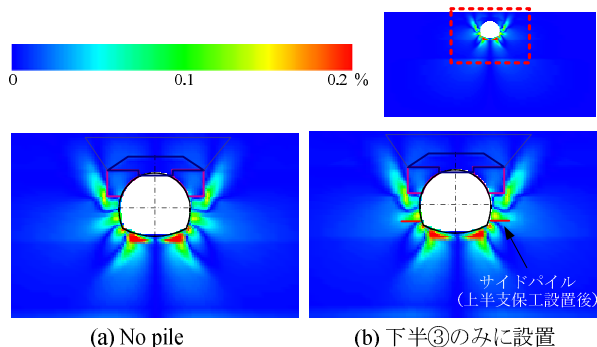


図-9 サイドパイルの組合せによる各沈下量の差異

図-10 サイドパイルが地盤のせん断ひずみ分布に及ぼす影響
(STAGE 7: 下半支保工立設置後～掘削完了)

4. サイドパイルの設置位置の影響

4.1 施工パターンの影響

本研究で検討対象とする建設現場では、上半に左右各1本、下半に左右各2本で、合計6本のサイドパイルを設置したが、必ずしも全てのパイルが必要であるとは限らない。ここでは、パイルを上半と下半に3段全部設置した場合、上半のみもしくは下半のみに設置した場合など、サイドパイルの設置位置の組合せを変化させた計7ケースに対して検討を行った。

図-9に、各ケースでのサイドパイル工の沈下抑制効果を示す。横軸は、サイドパイルの設置位置の組合せを示し、同図にそのイメージを併記している。縦軸は、パイルを設置しないケースに対する各沈下量(トンネル掘削完了時)の減少率である。図より、上半にサイドパイルを設置した場合は、下半の設置状況に関係なく、地表面およびトンネルの沈下が大きく抑制され、Case1_1~Case1_4ではほぼ同じ減少率が見られる。これに対して、下半のみにサイドパイルを設置した諸ケースでは、効果がほとんど見られない。

下部に設置するサイドパイルとは、下半の支保工立て込み直後に挿入する。下半に設置するサイドパイルの効果を検証するため、図-10に、STAGE 7で生じるせん断ひずみの分布を示す。図-10 (a)は、サイドパイルを設置しないケース、図-10 (b)は、下半のみに左右一本ずつ設置したケースの解析結果である。図より、サイドパ

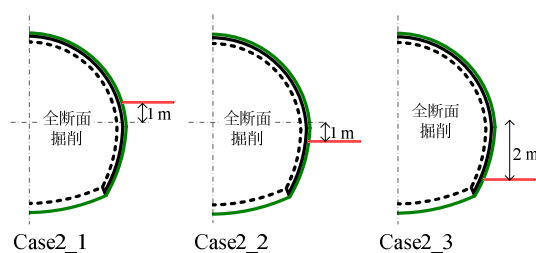


図-11 サイドパイルの高さの影響に関する検討ケース

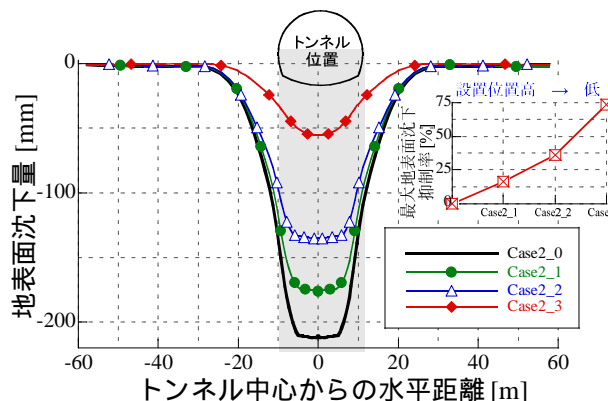


図-12 サイドパイルの設置高さが地表面沈下に及ぼす影響

ルを設置しないケースでも下半掘削により生じるせん断ひずみは微小なもので、STAGE 4では最大約5%のせん断ひずみが発生することに対して、STAGE 7では、約0.2%しか生じない。また、サイドパイル設置有無両ケースでは大きい差が見られず、これはSTAGE 7で生じるせん断ひずみは非常に小さいためであると考えられる。

図-4、図-5に示すトンネルと地表面の沈下量の推移により、大部分の沈下は、上半部分の掘削過程STAGE 4と下半掘削過程で下半支保工立て込み前までの掘削過程STAGE 6で生じる現象が見られる。

以上により、下半部分の支保工を立て込み後に発生する地盤沈下はわずかなものであるため、サイドパイルの設置有無はより明確な変化は見まれないと考えられる。すなわち、本研究で実施した解析では下半に設置するサイドパイルは、沈下抑制にほとんど寄与しないと判断できる。

4.2 設置高さの影響

ここでは、図-11に示す諸ケースのようにサイドパイルを左右1本ずつ設置する場合、施工高さがその地盤沈下抑制効果に及ぼす影響について調べる。簡単のため、ここでは全断面工法でトンネルを掘削する場合を想定する。すなわち、まず全断面の応力を40%開放させ、支保工と吹付けコンクリートを施工した後、応力を100%まで開放させる。

図-12に、各ケースでの地表面沈下形状を示し、同図に最大地表面沈下量の抑制率を併記する。トンネル掘削による最大地表面沈下量はトンネル中央の直上地盤で生じ、その抑制率はパイルを設置しないケースに対する減少率で表す。図より、サイドパイルの設置位置が低いほど大きい地表面沈下抑制効果が得られる結果が見られる。

図-13に、トンネル掘削により周辺地盤に発生するせん断ひずみ分布を示す。図より、トンネル掘削により、大き

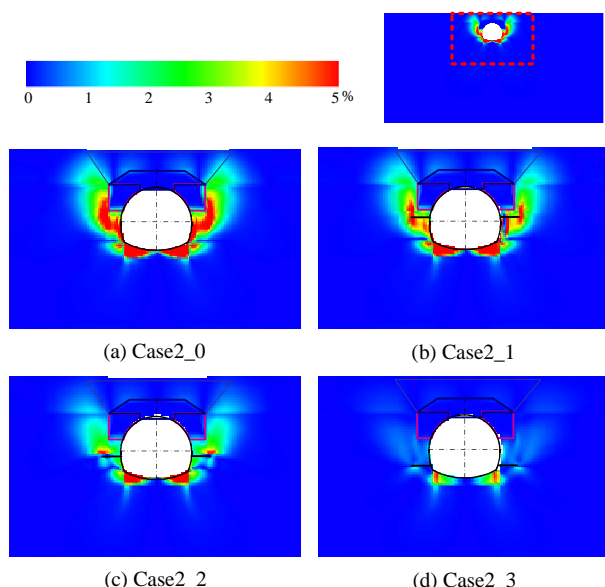


図-13 サイドパイルの高さの影響に関する検討ケース

いせん断ひずみが脚部から斜め上に向けて発生する。サイドパイルを設置すると、大きいせん断ひずみはパイルにより遮断され、その大きさおよび発生領域とともに減少する。これは、上で説明したせん断補強効果である。さらに同図より、サイドパイルの設置位置が低いほど、すなわちすべり線の発生位置から近いほどその効果が高い。これは、サイドパイルを低く設置するほど、大きいせん断ひずみをその発生位置である脚部から近い位置で遮断し、トンネル掘削による影響領域を小さくしたためである。

以上により、サイドパイルはすべり線の発生位置から近いほど、大きい地盤沈下抑制効果を発揮する。本解析で、すべり線は脚部から発達した。ここでは、簡単のため、全断面工法でトンネル掘削する場合に対して検討を行ったが、ベンチカット工法で掘削する場合も、同じ原理が適用できると考えられる。例えば、3段ベンチ工法でトンネルを掘削する場合は、サイドパイルを上半脚部から近い位置に設置するほどその効果が高い。

5. まとめ

本研究では、実トンネルを対象として数値解析を実施し、実現場でのサイドパイル工の地盤沈下抑制効果と、その施工パターンと設置位置の影響について検討した。

解析結果と過去の研究成果により、サイドパイルは図-14に示すようにせん断補強効果、荷重再配分効果、内圧効果を発揮し、地盤とトンネルの沈下を防ぐことが確認された。本解析で対象としたトンネルは、トンネル上半掘削時、トンネル脚部周辺および改良体のコーナー周辺部分地盤に図-14に示すような2本のすべり線が生じる。

サイドパイルは、改良体コーナーより発生するすべり線を交差することにより、主要なせん断ひずみの発生を阻止し、地盤沈下を抑制する。また、トンネル覆工からすべり線までの距離より長くなり、すべり線を交差すると、荷重

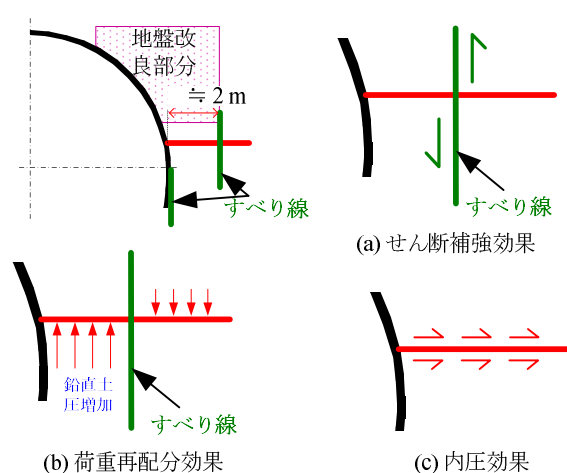


図-14 サイドパイルの地盤沈下抑制メカニズム

再配分効果を発揮し、トンネルおよび上部地盤の荷重をトンネル周辺地盤に分散させ、トンネルと上部地盤のさらなる沈下を防ぐ。さらに、サイドパイルは内圧効果を発揮し、周辺地盤を補強することで、トンネルと周辺地盤を一体化させ、トンネルと周辺地盤の沈下を抑制できる。

サイドパイルは、脚部から近い位置に設置するほどその地盤沈下抑制効果が高くなる。ベンチカット工法でトンネルを掘削する際には、上半に設置するほうが一番大きい地盤沈下抑制効果が得られ、下半に設置するサイドパイルはほぼ効果を発揮しない。すなわち、サイドパイルの設置位置を選定する際には、できるだけ上半脚部に近い位置に設置することが効果的であると考えられる。

参考文献

- 1) 社団法人日本トンネル技術協会：東北新幹線における未固結小土被りトンネルの設計施工対策評価報告書（別冊），P5, 2008.
- 2) 北川 隆，磯谷 篤実，奥津 一俊，川口 隆徳：地山改良とサイドパイルで小土かぶり土砂地山を掘削—東北新幹線 牛鍵トンネル，トンネルと地下，Vol.35, No.4, pp.255-262, 2004.
- 3) 北川 隆，後藤 光理，田村 武，木村 亮，岸田 潔，崔 瑛，野城 一栄：サイドパイルによるトンネル沈下抑制効果に関する実験的研究，土木学会論文集 F, Vol.65, No.1, pp.73-83, 2009.
- 4) 崔 瑛，岸田 潔，木村 亮：小土被りトンネル掘削時におけるトンネル脚部および地表面沈下対策工に関する実験的検討，地盤工学ジャーナル，Vol.3, No.3, pp.261-272, 2008.
- 5) B. Ye, G. L. Ye, F. Zhang and A. Yashima : Experiment and numerical simulation of repeated liquefaction-consolidation of sand, *Soils and Foundations*, Vol.47, No.3, 547-558, 2007.
- 6) Nakai, T. and Hinokio, M. : A Simple elastoplastic model for normally and over consolidated soils with unified material parameters, *Soils and Foundations*, Vol. 44, No.2, pp. 53-70, 2004.
- 7) Iizuka, A. and Ohta, H. : A Determination Procedure of Input Parameters in Elasto-Viscoplastic Finite Element Analysis, *Soils and Foundations*, Vol. 27, No.3, pp. 71-87, 1987.
- 8) 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.
- 9) 社団法人セメント協会：セメント固化材による地盤改良マニュアル，P73, 2007.
- 10) 土木学会：トンネルライブラリー第16号 山岳トンネルにおける模型実験と数値解析の実務，PP. 150-173, 2006.

背面地盤に鉛直荷重を受けるジオシンセティックス補強土擁壁の変形・破壊機構 に関する 2 次元モデル実験と解析

(Deformation and failure mechanism of geosynthetic-reinforced retaining wall
due to vertical loading on backfill soil – 2D model tests & numerical simulation)

岩田敏和¹，石井健嗣²，中井照夫³，H.M.Shahin⁴，菊本統⁵

1 名古屋工業大学大学院・社会工学専攻・修士課程 1 年

2 名古屋工業大学大学院・創成シミュレーション工学専攻・修士課程 2 年

3 名古屋工業大学・都市社会工学科・教授

4 名古屋工業大学・都市社会工学科・准教授

5 名古屋工業大学・都市社会工学科・助教 (kikumoto@nitech.ac.jp)

概 要

ジオシンセティックス補強土工法は優れた経済性及び施工性から近年数多く採用されている。しかし、その補強メカニズムは完全には解明されていない。本研究では、鉛直荷重を受ける垂直補強土擁壁について 2 次元モデル実験と数値解析を実施し、ジオシンセティックスによる補強メカニズムを基礎的な立場から検討した。補強材の敷設間隔・長さ及び鉛直荷重の載荷位置を変化させた実験および数値解析の検討結果より、十分な補強効果を期待するためには、補強土地盤の内的・外的安定性が共に確保されることが肝要であることが分かった。また、地盤の応力・ひずみ特性や地盤－補強材間の摩擦特性を適切に考慮した非線形の数値解析は実験結果の傾向をよく捉えていることから、補強土地盤の変形・破壊挙動を予測する有効な手法となる可能性が示された。

キーワード：補強土，支持力，ジオシンセティックス

1. はじめに

ジオグリッドやジオテキスタイルに代表されるジオシンセティックスを用いた補強土工法は、地盤変位の抑制や構造物への作用土圧の低減、基礎の支持力増加を目的として、擁壁や盛土、自然斜面に頻繁に適用されている。しかしながら、地盤－補強材－構造物の力学的相互作用は複雑であり、設計・施工法の更なる合理化のためには補強メカニズムに関して、基礎的な立場から種々の補強要因を考慮した検討が欠かせない。

そこで本研究では、背面地盤に鉛直荷重を受ける垂直補強土擁壁の安定問題を例に、補強土工法の補強メカニズムを検討する。本工法に関する現設計法(円弧すべり法などに代表される剛体の極限釣り合い法¹⁾)は、大変形時の補強地盤内に生じるすべり面に対する釣り合い式を提案している。その中では補強材は単なる引張り材としての扱いであり、補強土地盤が大変形に至るまでに補強材が地盤に及ぼす拘束圧の増加やそれによる地盤の強度増加、補強材自体の摩擦力による補強領域の一体化効果等が考慮できていない。また、これまでも補強土擁壁近傍での支持力特性に関しては、擁壁の剛性や鉛直荷重の載荷位置に着目し

た実験²⁾や繰返し載荷の影響を考慮した実験³⁾が実施されているが、その多くは擁壁と裏込め地盤の応答に着目したものであり、基礎地盤も含めた地盤全体の変形・破壊は考慮していない。これらに対して本研究では補強材の力学的特性を考慮して、基礎地盤も含めた擁壁周辺の地盤全体をモデル化した 2 次元モデル実験と非線形有限要素解析を実施し、補強土工法の補強メカニズムについて考察を行うとともに、補強材の長さや敷設間隔、鉛直荷重の載荷位置を変化させたパラメトリックスタディを通して効果的な補強方法を提案することを目的としている。

2. モデル実験と数値解析の概要

2.1 補強土擁壁の 2 次元モデル実験の概要

鉛直荷重を受ける補強土擁壁に関するモデル実験は、著者らが開発した 2 次元モデル実験装置を用いて実施した。実験装置の概略図を図 1 に示す。模型寸法は現場の約 1/50 を想定し、擁壁高さ $H = 240 \text{ mm}$ 、直接基礎幅 $B = 120 \text{ mm}$ 、根入れ深さ $D = 30 \text{ mm}$ とした。地盤材料には直径 1.6 mm と 3.0 mm のアルミ棒を重量比 3 : 2 の割合で混合したアルミ棒積層体(単位体積重量 $\gamma = 20.4 \text{ kN/m}^3$)を用いた。図 2

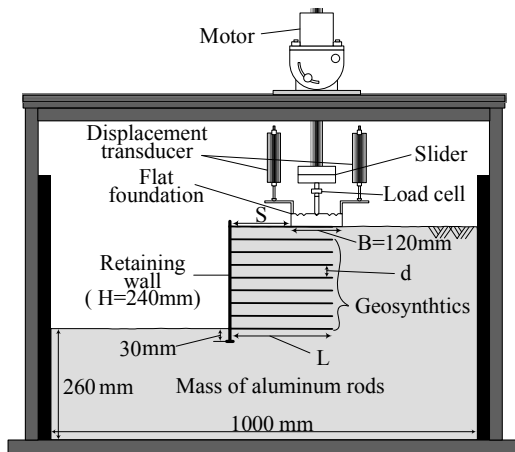


図1 2次元モデル試験機

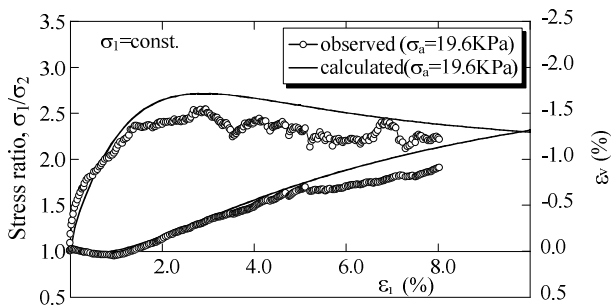


図2 アルミ棒積層体の二軸せん断試験と解析の比較

に示すアルミ棒積層体の二軸せん断試験の実験結果⁴⁾より、アルミ棒積層体は中密～密な砂に近い応力ひずみ特性を示すことが分かる。

擁壁と直接基礎にはアルミ製で剛な性質のものをを用いた。擁壁には補強材を設置するため所定の位置にスリットを設けており、補強材を剛接した。補強材は引張りに抵抗し、曲げ剛性を持たないトレーシングペーパーに10mm間隔でアルミ棒を貼り付けて作成した。別途実施した摩擦試験によりアルミ棒積層体との摩擦角は20°である。

擁壁背面地盤の地表面に直接基礎を設置し、直接基礎の接地面にサンドペーパーを貼り付けることで地盤との摩擦を考慮した。基礎ー地盤間の摩擦角は15°である。実験では、水平スライダーにより基礎の水平変位を許しつつ、試験機上部のモーターから直接基礎の中心部に鉛直载荷を行った。基礎に作用する鉛直荷重および基礎の変位(水平、鉛直方向)をそれぞれ载荷ロードに取り付けたロードセル、水平変位計、基礎の両端に設置した接触式変位計により測定した。また、所定の沈下量ごとに地盤側面からデジタル写真を撮影し、画像解析ソフト(PIV)を用いて地盤内のひずみ分布を求めた。

2.2 数値解析の概要

地盤材料の弾塑性モデルに基づく非線形有限要素解析コードFEMtij-2Dによりモデル実験のシミュレーションを行った。解析メッシュの一例を図3に示す。解析は微小変形理論に基づく弾塑性有限要素解析を平面ひずみ条件下

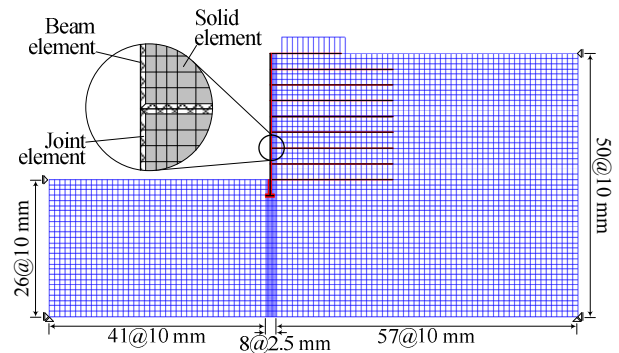


図3 解析メッシュの一例

表1 地盤の材料パラメータ

λ	0.008	
κ	0.004	
$N=e_{NC}$	0.3	same parameters as Cam-clay model
at $p = 98$ & $q = 0$ kPa		
$R_{cs} = (\sigma_1/\sigma_3)_{cs}$	1.8	
v_e	0.2	
β	1.2	shape of yield surface (same as original Cam-clay at $\beta=1$)
a	1300	influence of density and confining pressure

で実施した。地盤要素は4節点のアイソパラメトリック要素で表した。補強材は曲げとせん断を表現するために弾性beam要素で表し、引張試験より剛性を $EI = 1.34 \times 10^{-7}$ N m, $EA = 1.31 \times 10^3$ Nとした。直接基礎は弾性体、擁壁は弾性beam要素として、共に変形が生じない程の高い剛性を与えた。擁壁、直接基礎および補強材と地盤間の摩擦は弾塑性joint要素⁵⁾で表し、別途実施した摩擦試験より摩擦角はそれぞれ8°、15°、20°とした。

解析では、まず拘束圧 $p = 9.8 \times 10^{-6}$ kPaでの間隙比 $e = 0.328$ と仮定して、領域下端から260mmまでの地盤を自重圧密させる。続いて、モデル試験と同様に補強材の設置→地盤の自重圧密→転圧の手順を繰り返して補強土擁壁を作成する。この際、擁壁の節点は水平、鉛直方向共に変位固定条件とした。このようにして算出した初期状態から、直接基礎の中心に鉛直変位を与えてモデル試験のシミュレーションを行った。解析領域のスケールや境界条件はモデル実験と同一で、底面は完全固定、側面は水平変位のみ固定した。

地盤材料の応力ひずみ関係は、等方硬化型のsubloading t_{ij} model⁶⁾で記述する。このモデルは中間主応力が土の強度・変形特性に及ぼす影響やひずみ増分方向の応力経路依存性、密度と拘束圧の影響を適切に考慮できる。アルミ棒積層体の構成パラメータを表1に示す。aは密度と拘束圧の影響、 β は降伏面の形状に関するパラメータであり、残りはCam-clay modelと共通のパラメータである。これらの構成パラメータは一般的な土の要素試験によって簡単に定めることができる。図2には、実線でアルミ棒積層体の二軸試験⁶⁾のシミュレーション結果を示してある。

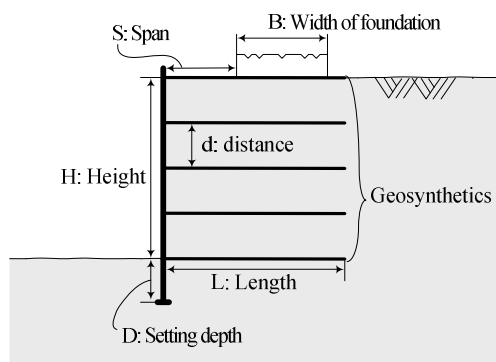


図4 実験および解析パラメータの説明

		L/H					
		7/12	1				
		S/H					
		1/12	1/12	1/4	5/12	3/4	1
H/p	1/12	●	●	—	—	—	—
	1/8	●	●	●	●	●	●
	1/6	●	●	—	—	—	—
	1/4	—	●	—	—	—	—
	1/3	—	●	—	—	—	—

図より、subloading t_{ij} model は実測値に見られるひずみ硬化・軟化特性や正負のダイレイタンスシーをよく捉えていることが分かる。

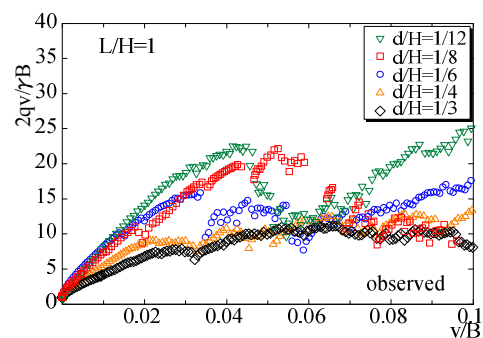
2.3 検討パターン

実験と解析の諸元を図4に示す。擁壁の高さ $H = 240$ mm、擁壁の根入れ深さ $D = 30$ mm、直接基礎の幅 $B = 120$ mm を固定条件とし、計 12 ケースについて実験と解析を行った。一連の検討では補強材長さ L ($L = H, 7/12H$) と敷設間隔 d ($d = 1/12H, 1/8H, 1/6H, 1/4H, 1/3H$)、擁壁と直接基礎との水平離隔 S ($S = 1/12H, 1/4H, 5/12H, 3/4H, H$) を変化させた。実験・解析の検討パターンを表2に示す。

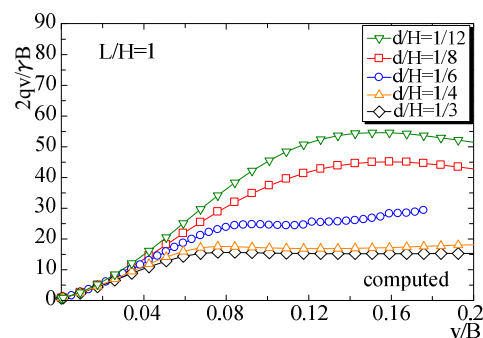
3. 結果と考察

3.1 補強材の敷設間隔による差異

補強材長さ $L/H = 1$ 、擁壁と直接基礎との水平離隔 $S/H = 1/12$ の場合について、補強材の敷設間隔 d/H を変化させて実施した支持力試験での鉛直荷重—鉛直変位の関係を図5に示す。(a)、(b)はそれぞれ実験値と解析値を示しており、両図の縦軸は直接基礎に作用する鉛直荷重 q_v を $\gamma B/2$ で、横軸は基礎の鉛直変位 v を B で除して無次元化した値で評価している。なお、解析結果は支持力が実験値に比べて大きくなるため両図の軸のスケールは変えている。実験結果より、 $d/H = 1/4$ 以上の場合に比べて、 $d/H = 1/8$ 以下の場合では、荷重—沈下曲線の初期勾配や極限支持力が明らかに大きくなり、明確な補強効果が期待できる。一方で、 $d/H = 1/4$ 以上の場合では、明確な極限支持力は確認できず、補強効果は期待できない。すなわち、補強材による基礎の極限支持力増加や沈下抑制などの明確な補強効果を得るた



(a) 実験値



(b) 解析値

図5 基礎の荷重-変位関係(補強材の敷設間隔による差異)

めには、適切な間隔(本実験では $d/H = 1/8$ 以下)で補強材を敷設する必要があると言える。同様の結果は解析結果からも理解することができる。なお、本数値解析は、補強材の敷設間隔が小さい場合での基礎の極限支持力を過大に評価しているものの、敷設間隔の減少に伴う支持力の増加、敷設間隔の影響をよく表現していることが分かる。

次に、極限支持力に達した鉛直変位量付近(実験 $v/B = 0.04$ 、解析 $v/B = 0.13$)でのせん断ひずみの分布を図6に示す。図ではせん断ひずみの大小を色の濃淡で表現している。(a)、(b)はそれぞれ実験値と解析値を示しており、補強材の敷設間隔による差異について考察を行う。実験値より、 $d/H = 1/4$ 以上の場合、直接基礎の右端部にせん断変形が集中しており、直接基礎が右肩下がりの不同沈下を生じ、補強領域内部の地盤にせん断変形を生じていることが分かる。一方、補強材の敷設間隔が小さい $d/H = 1/12$ の場合では、補強材を設置した補強領域内部ではほとんど変形を生じないものの、補強材の右端部やその外側の領域にせん断帯が形成されていることが分かる。

以上の結果より、補強材の敷設間隔が大きな場合では、補強領域内部でせん断破壊が卓越して、内的安定性が失われるので明確な補強効果が期待できない。一方、適切な間隔で補強材を敷設すれば明確な補強効果が得られ、補強領域内部の内的安定性が確保されるため、直接基礎の支持力の増加が期待できる。ただし、載荷量を増加すると最終的には補強領域の外側にせん断帯が形成されて外的安定性が失われ、破壊に至る。解析値を実験値と比較すると、本数値解析は補強材の敷設間隔による違いを含めて、鉛直荷

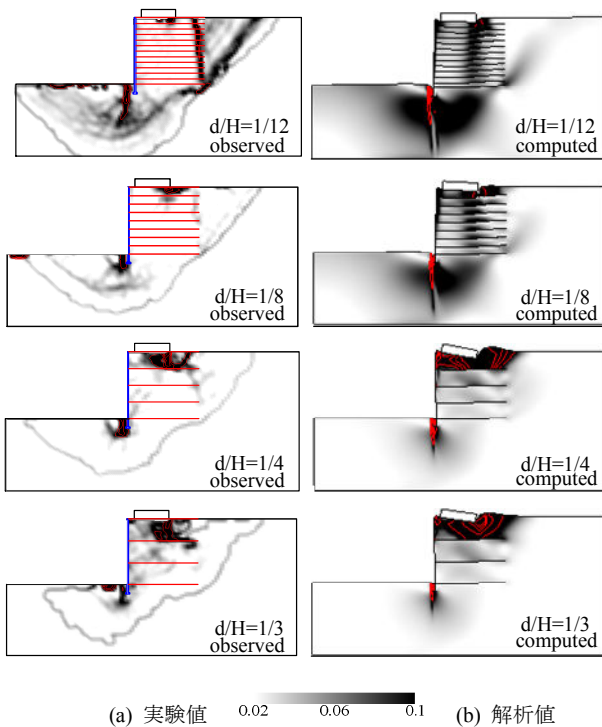


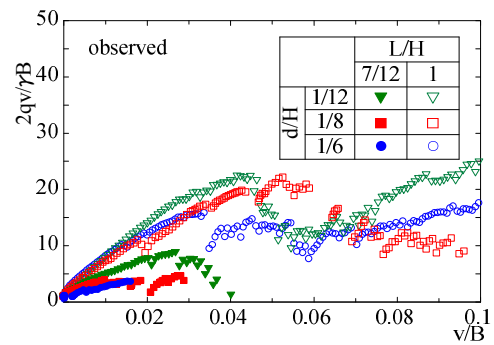
図6 セン断ひずみの分布（補強材の敷設間隔による差異）

重を受ける補強土擁壁地盤の変形メカニズムをよく表現していることが分かる。

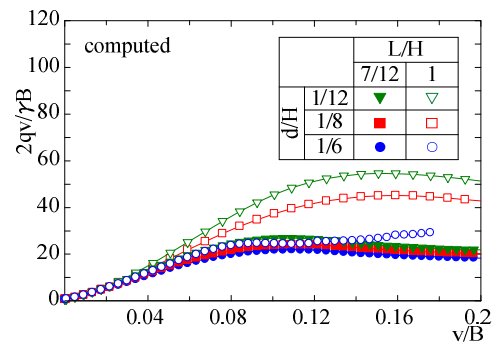
3.2 補強材の長さによる差異

前節では補強土擁壁の内的安定性を得るためには、補強材を適切な間隔で敷設することが大切であることを述べた。ここでは、前節で補強土擁壁の内的安定性と補強効果が確認された補強材の敷設間隔 $d/H = 1/12, 1/8, 1/6$ について、補強材の長さ L/H を変化させた考察を行う。 $L/H = 7/12, 1$ の場合について、直接基礎の鉛直荷重－鉛直変位の関係を図7に示す。(a), (b)はそれぞれ実験値と解析値を示している。実験値より、補強材の敷設間隔によらず、 $L/H = 1$ の場合に比べて $L/H = 7/12$ の場合では、荷重－沈下曲線の初期勾配や極限支持力は明確に低下することが分かる。このような傾向は実験で特に顕著であり、 $L/H = 7/12$ の場合では、敷設間隔によらず基礎の鉛直変位量 $v/B = 0.04$ 程度に達するまでに補強土擁壁周辺の地盤が崩壊し、実験の継続が不可能になった。以上の結果より、補強材敷設間隔が小さい場合でも、補強材長さが十分でなければ補強効果は期待できないといえる。なお、本数値解析は実測値の定量的な予測に課題を残すものの、実験で確認された補強材の敷設間隔や長さによる差異をよく捉えている。

次に、補強材長さの影響に関して、敷設間隔 $d/H = 1/8$ のときの補強材長さ $L/H = 1, 7/12$ における地盤内でのせん断ひずみの分布をそれぞれ図8, 9に示す。各図は基礎の沈下量の増加に伴うせん断ひずみの進展(実験 $v/B = 0.01, 0.02$, 解析 $v/B = 0.04, 0.07$)を示している。図8の実験値より、 $L/H = 1$ の場合における補強領域内部の地盤に着目すると、基礎の右端部に局所的なせん断変形を生じ



(a) 実験値



(b) 解析値

図7 鉛直荷重－鉛直変位関係（補強材の長さによる差異）

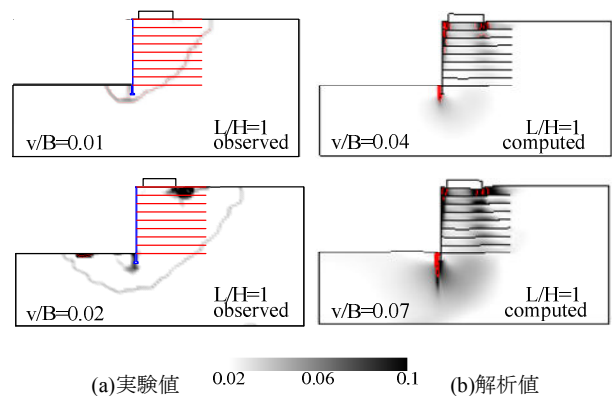


図8 セン断ひずみの分布 ($L/H=1$)

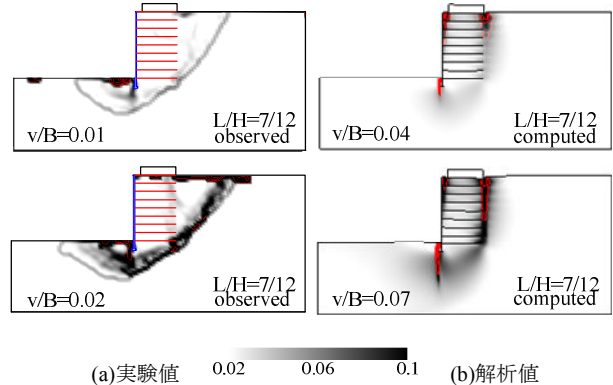


図9 セン断ひずみの分布 ($L/H=7/12$)

るが、基礎の沈下量が増加してもせん断帯へと発達することではなく、補強領域の内的安定性は確保されていると考え

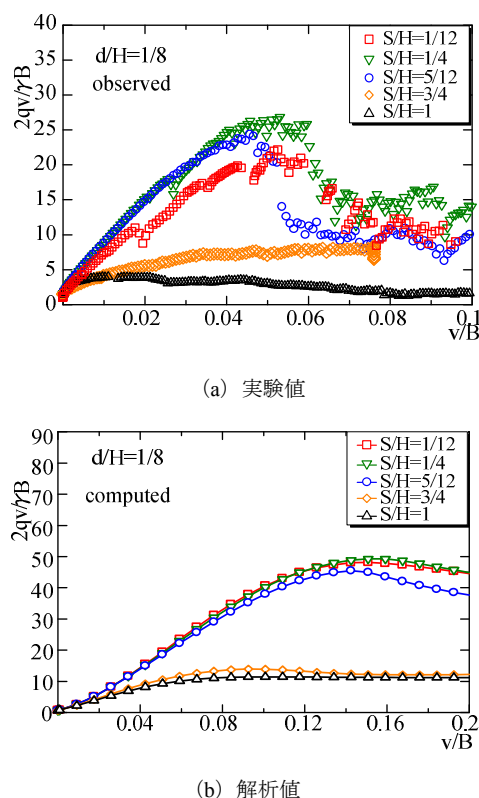
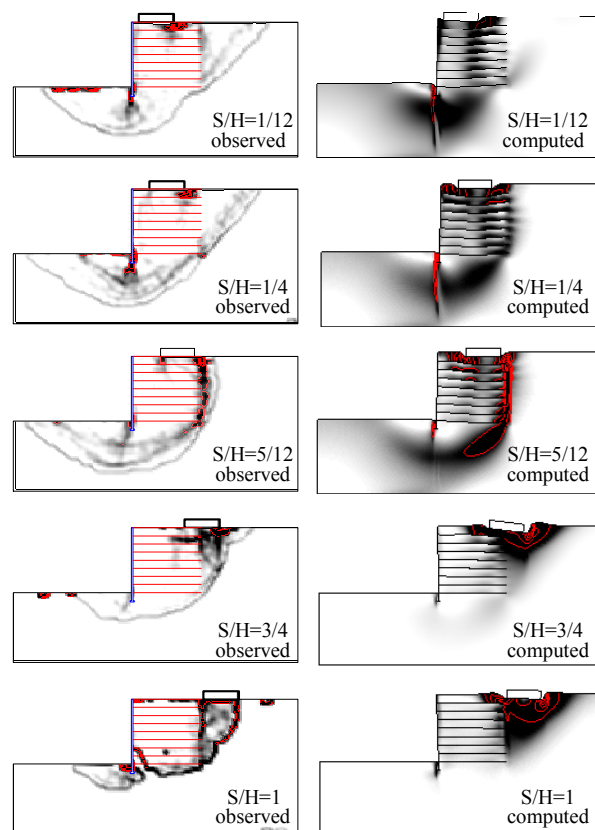


図 10 鉛直荷重 - 鉛直変位関係 (载荷位置による差異)



(a)実験値 0.02 0.06 0.1 (b)解析値

図 11 せん断ひずみの分布 (载荷位置による差異)

られる。一方、補強領域外部の地盤に着目すると、 $L/H = 7/12$ の場合では、補強領域のすぐ外側にせん断帯が形成されており、基礎の沈下量 $v/B = 0.02$ では補強土擁壁を含む土塊が円弧すべりを生じていることが分かる。 $L/H = 1$ の場合では、基礎の沈下量 $v/B = 0.01$ の時に形成されたせん断帯の領域に補強材が敷設されていることで補強土擁壁のその後の変形を抑制している。なお、解析値では、 $L/H = 7/12$ の場合におけるすべり線の形状が実験値と異なるものの、実験値と同様に補強材の長さが十分でなければ補強領域の外部にせん断帯が形成されていることは示されている。

以上の結果から、補強領域内部の安定性を確保するためには補強材は適切な間隔で敷設する必要があるが、補強領域の内的安定性が確保されていても補強領域外部の地盤が崩壊して外的安定性が損なわれる可能性もあるため、十分な補強材長を確保する必要がある。

3.3 鉛直荷重の载荷位置による差異

これまでの一連の検討から、鉛直荷重を受ける補強土擁壁の安定問題は補強領域の内的安定性とその外側の地盤の外的安定性の両面から議論する必要があるが、両者を満足するためには適切な補強材の敷設間隔およびその長さを設定する必要があることが示された。ここでは前節にて明確な補強効果が確認された補強材の長さ $L/H = 1$ 、敷設間隔 $d/H = 1/8$ において、擁壁と基礎との水平離隔 S/H を変化させて、鉛直荷重の载荷位置の違いが補強土擁壁の補強効果に及ぼす影響に関する考察を行う。擁壁と基礎との水

平離隔 $S/H = 1/12, 1/4, 5/12, 3/4, 1$ の計 5 パターンについて直接基礎の鉛直荷重 - 鉛直変位の関係を図 10 に示す。(a), (b)はそれぞれ実験値と解析値である。実験値より、 $S/H = 5/12$ 以下の場合では、 $S/H = 3/4$ 以上の場合に比べて荷重 - 沈下曲線の初期勾配や極限支持力が明らかに大きく、補強効果が得られている。一方、基礎直下に補強材が敷設されていない $S/H = 3/4$ 以上の場合では、あまり補強効果が得られず、 $S/H = 5/12$ 以下の場合と比較して極限支持力は約 1/5 に低下している。以上の結果より、基礎の極限支持力増加や沈下抑制などの明確な補強効果を得るためには、鉛直荷重の载荷位置まで補強材を設置する必要がある。なお、本数値解析は実験値の定量的な予測に課題を残すものの、実験で確認された载荷位置が補強効果に及ぼす影響の差異をよく捉えている。

次に、極限支持力に達した鉛直変位量付近(実験 $v/B = 0.04$ 、解析 $v/B = 0.13$)での地盤内のせん断ひずみの分布図を図 11 に示す。(a), (b)はそれぞれ実験値と解析値である。図より、補強領域直上に载荷する $S/H = 5/12$ 以下の場合では、すべり面が背面地盤から基礎地盤に至る広い領域で形成されており、補強土擁壁の安定性が確保されている。一方、 $S/H = 3/4$ 以上の場合では、直下に補強材が敷設されていない基礎の右端部にせん断変形が集中し、すべり面は浅く狭い領域で発達するため、補強土擁壁の安定性が損なわれている。また、数値解析の結果は擁壁と基礎の水平離隔

表3 影響要因のまとめ

		L/H					
		7/12	1				
		S/H					
		1/12	1/12	1/4	5/12	3/4	1
H/p	1/12	△	○	—	—	—	—
	1/8	△	○	○	○	△	△
	1/6	△	○	—	—	—	—
	1/4	—	▽	—	—	—	—
	1/3	—	▽	—	—	—	—

○：内的安定性・外的安定性を共に確保

△：内的安定性を確保

▽：外的安定性を確保

によるすべり面の形状の差異を適切に予測している。

以上の結果より、補強土擁壁地盤の補強効果を期待するためには、鉛直荷重の載荷位置直下まで補強されていることが必要であり、その場合には補強領域の外的安定性は確保されることが分かった。ただし、これまでの一連の検討から、明確な補強効果を得るためには、補強領域直上に鉛直荷重が載荷される場合においても、補強土擁壁の内的・外的安定性を満足するように適切な補強材長さ、敷設間隔を設定する必要があることは言うまでもない。

4. まとめ

本研究では、鉛直荷重を受ける補強土擁壁の応力・変形挙動について、2次元モデル実験と数値解析による検討を行った。補強土擁壁の補強要因として補強材の長さ・敷設間隔・鉛直荷重の載荷位置のパラメトリックスタディを実施して、補強材による補強メカニズムと効果的な補強方法についての考察を行った。本研究より、補強土擁壁が明確な補強効果を発揮するためには補強土擁壁の内的安定性と外的安定性が十分に確保される必要があることがわかった。表3に本研究で実施した一連の検討パターンについて、補強土擁壁の内的・外的安定性との関連性をまとめた。表では、補強土擁壁の内的安定性、外的安定性が確保された場合をそれぞれ△と▽で、双方が確保された場合を○で表現した。また、各節より導かれた結論は以下のようにまとめられる。

- 鉛直荷重を受ける補強土擁壁の安定性を確保するためには、補強材の設置に関して、
 - 補強領域の内的安定性が確保されるように一定間隔以下の間隔で補強材を敷設すること。
 - すべり面が形成される領域まで補強材を敷設して外的安定性を確保すること。
 - 鉛直荷重の載荷位置直下まで補強材を敷設すること。を満足する必要がある。
- 補強材の敷設間隔が大きいと擁壁背面の補強領域内にせん断破壊が卓越して内的安定性が損なわれるため、基礎の支持力増加や沈下抑制などの補強材の効果は期待できない。
- 補強材の長さが十分でなければ、補強材が未到達な箇所にせん断帯が形成されて外的安定性が失われるため、

効果的な補強効果は得られない。

- 補強土擁壁の補強効果を期待する上では、鉛直荷重の載荷位置まで補強材を設置することが必要であり、その場合、補強領域は外的に安定する。ただし、明確な補強効果を得るには、補強領域の内的安定性も満足する必要があるため、補強材は適切な長さ、敷設間隔以下で敷設することが必要である。
- 本数値解析は、模型実験の定量的評価には課題を残すものの、補強材の長さ、敷設間隔、鉛直荷重の載荷位置による違いが補強効果に及ぼす影響を適切に予測しており、鉛直荷重を受ける補強土擁壁の変形・破壊挙動を予測する有効なツールとなり得る。

謝辞

日頃、有意義な議論を頂いている本学張鋒教授に謝意を表します。

参考文献

- 福岡正巳ほか編：ジオテキスタイル、土質基礎工学ライブラリー141-145
- Tatsuoka, F., Tateyama, M., and Murata, O. (1989) Earth retaining wall with a short geotextile and rigid facing, *Proc. of the 12th Int. Conf. on Soil Mech. And Foundation Eng.*, 1311-13149
- Alexiew, D. (2008) Ultimate bearing capacity tests on an experimental geogrid-reinforced vertical bridge abutment without stiffening facing, *New Horizons in Earth Reinforcement*, 507-511
- Nakai, T., Shahin, H. M., Watanabe, A. and Yonaha, S. capacity problems – model tests and numerical simulations, *Proc. of the 17th Int. Conf. on Soil Mech. and Geotech. Eng.*, (accepted).
- Nakai, T. (1985): Finite element computations for active and passive earth pressure problems of retaining wall, *Soils & Foundations*, 25(3), 98-112.
- Nakai, T. and M. (2004): A Simple Elastoplastic Model for normally and over consolidated soil with unified material parameters, *Soils & Foundations*, 44(2), 53-70.

社団法人 **地盤工学会中部支部**

〒460-0008 名古屋市中区栄二丁目 9 番地 26 号

ポーク名古屋ビル 8 階

TEL 052-222-3747 ・ FAX 052-222-3773