第2セッション (13:10~14:40)

司 会 檜尾 正也(名古屋工業大学)

水位変動履歴を考慮した埋設管周りのゆるみ形成における内部浸食の影響 Influence of Internal erosion account for loose area around sewage pipe focusing on hydraulic loading history

近藤明彦¹,前田健一²,新井拓弥¹,佐藤弘瑛³

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

概 要

都市部における陥没災害の主因となっている埋設管周りの空洞発生と進展メカニズムについて,模擬管路 を設置した土槽実験と一次元透水を模擬した流出実験によって検討を行った。小型土槽を用いて模擬管路 周辺の空洞形成プロセスを検討したところ,用いた単一粒度,二粒径混合粒度の両試料で空洞が発生した が,単一粒度でのみ陥没に至った。二粒径混合粒度では,空洞下部に細粒分流出によるゆるみ(粗粒化) 領域とこの領域に起因する透水力の低下も発生していた。本稿ではこのゆるみ領域に着目し,透水実験に おいて既往の粒度分布形状による流出挙動を踏まえ,透水力の履歴が流出挙動に与える影響を検討した。 結果として,急速載荷の影響は1日程度で解消するが,段階的な載荷と除荷による流出量増加の影響は1 週間継続した。また,粒状体内の粒子移動量を測定することで,運動特性として各粒径の移動量頻度分布 から粗粒化の不均一性を示した。

キーワード:内部浸食,透水力,水位変動履歴,粗粒化

1. はじめに

近年、世界各地で地盤の陥没災害が発生しており、特に 都市部ではインフラストラクチャーの劣化に伴う大更新 時代を迎え、その発生件数は増加傾向にある。陥没発生箇 所の現地調査からは、周辺地盤内においてゆるみ領域の形 成と粒度分布が狭まること(細粒分の流出)が確認されて いる^{1),2)}。陥没発生の傾向としては、埋設管路だけでなく 水位変動を受ける護岸でも発生数が多く、また、豪雨によ る発生数の増加も報告されている。加えて,この透水力に よって粒状体中の細粒分が流出する現象は,地盤工学分野 では内部浸食,海岸工学分野では吸出し,石油資源開発分 野では出砂というように様々な分野で共通した問題であ る。しかし,陥没災害に有効な対策はもとより,細粒分の 流出に起因する空洞の発生・進展メカニズムなど未解明な 部分が数多く残されている。

以上を踏まえ、本研究では都市部における陥没現象の主 な原因である埋設管周辺の陥没現象に焦点を当て、既往の 内部浸食に関する報告を踏まえて検討を行った。具体的に は、模擬管路を設置した土槽内³⁾に、降雨浸透や地下水の 流入を想定して透水力を作用させ、土砂の流出から空洞の 発生、進展の後に陥没に至るプロセスを検討する。特に、 空洞の発生による地盤の不均一化によって水面が変化し、 地盤への透水力の変化が考えられる点に着目している。 また, 土槽実験でみられた内部浸食と空洞発生メカニズ ムの解明に向けては, 現象として透水力やその方向の時間 的な変化といった複合的な発生が考えられる。そのため, 基本的な粒状体に一次元浸透を模して流体力を作用させ る検討を行った。着目点としては, 既往の報告における粒 度分布, 透水力による流出挙動評価に加え, 透水力の作用 履歴が流出現象に与える影響と細粒分の運動特性を考慮 した粗粒化現象を定量的に検討した。



図1 管路周辺の陥没モデル実験概略図

図 1 に模擬管路を用いた陥没モデル実験機の概略図を 示す。試料は,塩ビ製土槽内の幅 500mm×高さ 770mm×奥 行 250mmの領域に充填する。模擬管路は,空洞の主要な 発生原因である下水道の取付管を想定し,¢140mm×380mm の円管を地表面から土被り 500mmの位置に設置している。 また,模擬管路への流出は,先端から 5mmの位置にある ¢5mmの孔から流出が可能となっている。加えて,土槽中 には模擬管路の切欠上方 100mm と 200mmの位置に計 10 個の間隙水圧計 P306A (SSK 社製)を水平方向 100mm 間 隔で設置し,水面変化を計測している。

粒子流出を発生させる外力は、降雨による雨水の管路への流入や地下水の流入を想定して、土槽両端のポーラスコ ーンで仕切られたタンクにより、装置外部の給水槽と同一 な水頭が作用するよう調節している。今回の実験では、模 擬管路の切欠より 300mm の水頭が作用するよう調整した。

実験試料には、図2に示す単一粒度と二粒径混合粒度を 用いた。単一粒度の試料には最大粒形 D_{max} =0.425mm, 平 均粒径 D₅₀=0.17mm の豊浦砂を用い、二粒径混合分布の試 料は、硅砂2号と7号を重量比6:4 で混合したものを用い た。最大粒径は D_{max} =4.9mm, 平均粒径 D₅₀=0.25mm とな っている。模擬管路の切欠 ø5mm に対しては、いずれの試 料も全ての粒子が流出可能である。また、両試料は相対密 度 80%に調整している。



図 2 管路周辺の陥没モデル実験に用いた単一粒形と二粒径混合試 料の粒度分布

2.2 粒度形状による模擬管路周辺の空洞発生とその進展の比較

図 3 に管路周辺の陥没モデル実験における粒子と水の 累積流出量の経時変化を,図 4 に模擬管路周辺の空洞進 展の様子を示す。以降では、2つの図を併せて比較する。

単一粒度では実験開始 10min で,地下水面からその上方 100mmの位置に空洞が発生し,経過時間 20min で供試体 表面まで空洞が進展し陥没が発生した。その後も流出は継 続し,陥没孔周辺の崩壊を経て,経過時間 60minの時点で 地下水面以上の粒子は全て流出した。その流出量は時間経 過と両対数軸上で直線関係がみられることから,常に一定 の速度で流出が発生していたと考えられる。

二粒径混合粒度では、実験開始 20min まで時間経過に対 して比例した流出がみられ、地下水面の高さに空洞が発生 して進展した。しかし、その後は単位時間あたりの流出量 は減少し、実験終了時まで空洞規模に進展は見られなかっ た。流出量を比較すると、単一粒度と比較して、水の流出 量が土粒子より多く、土粒子の流出量は1オーダー程度低 くなっており、管路切欠周辺で試料中の粗粒分が目詰りを 発生させたと考えられる。これは、空洞下部には粗粒分の みで構成されるゆるみ領域の形成からも確認できる。また、 この粗粒化した領域は、模擬管路直上から徐々に進展し、 空洞両端を結ぶ線上に卓越して発達している。



図 3 管路周辺の陥没モデル実験における粒子と水の累積流出量の 経時変化



図 4 単一粒度と二粒径混合粒度における模擬管路周辺の空洞進展(上段:単一粒度,下段:二粒径混合粒度)

ここで、本稿では粒度の違いによる空洞の進展機構に関 する問題を、空洞の進展と粗粒化に分けて検討する。ここ では特に、空洞進展には粒子の継続的な流出が必要と考え、 粗粒化領域に着目して検討を行う。

粗粒化領域を検討するにあたって、粒子の流出を発生さ せる透水力の観点から検討する。図 4 において、単一粒 径で見られる空洞内部の水面は、二粒径混合粒度では見ら れておらず、地下水面の変化、つまり作用する水頭の変化 が考えられる。これを踏まえ、図 5 に実験中の間隙水圧 の経時変化を示す。両試料も実験開始直後に間隙水圧が低 下し、その後、単一粒径では中央部で増加、側方で若干の 低下を示す。中央部の間隙水圧の増加は、流出による水圧 計の下方への移動が原因と考えられる。二粒径混合粒度は、 全体的に間隙水圧の低下が発生し、特に中央付近で最大 3000Pa の低下がみられる.これは、図 4 の空洞進展の様 子から、細粒分の流出による粗粒化によって間隙水圧計が 空気中に露出したためと考えらえる。

以上のことから,管路周辺の目詰りと粗粒化領域の存在 によって地下水面は低下することで,土粒子への透水力が 低下するため流出量が減少したと考えられる。次章では, これを基に粒子の目詰りと粗粒化に着目して検討を行う。 特に,地下水面低下による流出挙動への影響の評価につい ては,透水力による履歴を考慮して検討を行う。



図 5 管路周辺の陥没モデル実験における間隙水圧の減少:(a)単一 粒径,(b)二粒径混合分布

3. 水位変動履歴を考慮した粒度分布形状に起因す る粒状体の流出挙動

3.1 実験概要



図 7 動水勾配の作用履歴:(a)透水力単調載荷実験,(b)長期一定透 水力載荷実験

実験は定水位一次元鉛直下向き浸透を模し,供試体下部 より流出量を計測する。流出粒子については供試体底面に 設置した多孔質フィルター盤によって 0.300mm 以下の粒 子が通過できる。試料には粒度分布による幾何学的な影響 を顕著にするため、球形ガラスビーズ (*p*_s=2.50g/cm3) を 用い,突き固めにより相対密度 80%の密な状態にした。図 6 に、実験装置概略図と使用した粒度分布を示す。これら の粒度分布は Kenny らの間隙くびれ径^{4),5),6)}をもとに、流 出しにくいとされる直線分布 (st)、流出に対し不安定とさ れる分布 (sp)、st よりも細粒分が多い安定とされる分布 (cv)、フラクタル分布 (fractal: FD=1.40) となっている。

動水勾配の変化については,図 7 に示す動水勾配の変 化を与えた透水力単調載荷実験と長期一定透水力載荷実 験の2種類を基本として実施した。透水力単調載荷実験は, 動水勾配 i=0.3,0.5,0.7,1.0,2.0,3.0,5.0,7.5,10.0 について,20 分間隔で単調増加させた。長期一定透水力載荷実験では, 所定の動水勾配の履歴を与えたのち,動水勾配 i=5.0 で 10080min(一週間)の流出挙動を検討する。動水勾配履歴 の詳細については各項にて逐次説明する。



図 8 に様々な粒度分布形状における透水力単調載荷実 験の累積粒子流出量の経時変化を示す。ここで,流出量は, 粒度分布中の D_f=0.300mm 以下の流出可能量に対する割合 と定義している。累積粒子流出量はいずれの粒度でも動水 勾配の増加に伴って両対数軸上でべき関数的に粒子流出 量の増加がみられる。粒度形状については、st, cv1 の分布 が最も低く、次いで中間粒径が増加していく場合(cv2,cv3)、 減少する場合(sp1, sp2, sp3)の順に流出量が増加している。 また、sp2, sp3 の流出挙動に着目すると、動水勾配が 2.0, 5.0 の時点で、これまでの流出量の 2 倍程度流出をしている。

図 9 に様々な粒度分布形状における透水力単調載荷実 験の透水係数の経時変化を示す。動水勾配の増加に伴って, いずれの粒度でも透水係数は低下している。低下割合では, 細粒分含有率が高い cv5, cv6 で 90%と最も低下し,細粒分 含有率の低い分布で 50%程度に低下している。また, 20 分の動水勾配保持期間の間でも,減少傾向が見られる。

図 10 に既報⁷の粒度形状に起因する間隙構造としての 間隙径と連続性から、内部浸食に対する安定性判定図を示 す。各粒径が均等に含まれる粒度は内部浸食しにくく安定 で、粗粒分の多い粒径は内部浸食によって流出し続け不安 定である。細粒分が多い分布では内部浸食は発生しないが、 流出境界の間隙径では大量の流出に至る。 3.3 透水力の単調除荷による流出挙動



図 11 透水力単調除荷実験における流出挙動:(a)累積流出量経時変化,(b)透水係数の経時変化,(c)動水勾配ごとの流出量

図 11 に,前項において粒度分布とその流出挙動が特徴 的であった st, cv4, sp2 の 3 つの粒度分布における透水力 単調除荷実験の流出挙動を示す。図中には、透水力単調載 荷時の結果も併記している。図 11(a)に示す単調除荷の累 積流出量では,最大動水勾配において総流出量の 80%前後 が流出し,最終的な流出量は st, sp2 の粒度分布では同程 度, cv4 では 50%に減少している。

次に図 11(b)に示す透水係数の経時変化については,除 荷の進行に伴い,いずれの粒度でも上昇するが,単調載荷 実験時の動水勾配と比較すると,st,cv4 は全ての動水勾 配で高いが,sp2 は逆にいずれも低くなっている。

図 11(c)には、透水係数と同様に各動水勾配あたりの流 出量でまとめなおしている。図より、動水勾配が1.0以下 の範囲に着目すると、単調除荷では初期に50倍以上の透 水力が加えられていても単調載荷時とほぼ同量の流出量 が発生している。これは、流出量は動水勾配の変化直後に 最も発生することを踏まえると、動水勾配の変化自体が一 定割合の流出を発生させると考えられる。



図 12 長期一定透水力載荷実験前に与える動水勾配履歴

本項では, 流出量の最も多い粒度分布形状 sp2 について, 動水勾配履歴が長期的流出挙動に与える影響を検討する。 図 12 に長期一定透水力載荷実験の直前に与える 5 種の履 歴を示す。単純載荷(●):履歴なし,単調載荷(■),急速 載荷(▲):*i*=0.3 で 120min 間の透水後に *i*=5.0 に上昇,単調 除荷(□):*i*=9.7,9.5,9.3,9.0,8.0,7.0 の順に 20 分間隔で単調減 少,急速除荷(△):*i*=10.0 で 120min 間の透水後に *i*=5.0 に 減少とした。ここでは,単調載荷を基本として検討する。

図13に、図12の動水勾配履歴が与えられた供試体の流 出挙動を、累積流出量、単位時間当たりの流出量(流出速 度)と透水係数の経時変化について示す。なお、図中の時 間軸は図11における t=120min 以降の履歴中を含まず,一 定透水力下での流出量のみを示している。

図 13(a)より,一定動水勾配下でも流出は継続して発生 し,単調除荷を除くケースで1440min(1日)経過後から 流出量が減少している。最終的な流出量は単調載荷の流出 量に対して,単調除荷は4.7倍と最も流出し,次いで単調 載荷1/3倍,急速載荷1/4倍,単純載荷1/5倍であった。

次に図 13(b)に示す単位時間あたりの流出量について, 時間軸を対数でとり,載荷初期の挙動に着目して検討する。 図中の経過時間 10 分までの値に着目すると,大きく 2 つ のグループに分けられる。単純載荷と急速載荷の初期流出 速度が高いグループと,単調載荷,単調除荷,急速除荷の 低いグループである。これらは時間経過に伴って,初期流 出速度が高いグループはべき関数的に流出速度が低下す るのに対し,単調載荷,単調除荷については流出速度が低 下しにくい状態を保持している。また,急速除荷の流出速 度は下限値をとり,1200min 経過後に初期流出速度が高い グループも同様の流出速度となる。

図 13(c)に示す透水係数の経時変化も、単位時間あたり の流出挙動と同様のグループがみられる。初期の流出速度 が高い単純載荷と急速載荷のグループは初期透水係数も 高いが、時間経過に伴って低下し、急速除荷と同様の透水 係数に収束する。単調載荷、単調除荷は初期の透水係数は 低く、時間経過に伴って一定割合で低下し続ける。

図 13(d)に実験終了時の流出量と動水勾配履歴の増分と の関係を示す。図中には、赤プロットで履歴を与えている 間の流出量を含めた累積流出量を示す。図より、履歴作用 中の流出量を踏まえた累積流出量は,単純載荷,急速載荷, 急速除荷でほぼ同量が流出している。

以上より,急速な載荷による流出挙動は,その載荷直後 に最も影響が現れるが,時間経過に伴い1日程度で解消す る。段階的に透水力が作用した場合は,流出が発生しやす い状態が保持される。流出が継続しつつも透水係数が下が り続けることを踏まえると,目詰りにより透水係数が全体 的に低下する中で,供試体内部で不均一に粗粒化が進行し ていると考えられる。



図13 透水力履歴に起因する長期一定透水力載荷実験の流出挙動 (a)累積流出量経時変化,(b)単位時間あたりの流出量,(c)透水 係数経時変化,(d)履歴を考慮した動水勾配増分と流出量関係





図 15 粒度形状に起因する長期間一定動水勾配下における累積流出 量の経時変化

本章では、供試体内の粒子運動特性とこれに起因する粗 粒化を検討する。検討対象とする実験条件としては、長期 一定透水力載荷実験において、保持動水勾配と粒度分布を それぞれ変化させたケースを対象としている。

図 14 に保持動水勾配を i= 0.5, 1.0, 5.0 と変化させた粒度 形状 sp2 の累積流出量の経時変化を示す.長期計測開始か ら 1440min 経過後(1日後)までは、単位時間当たりの流 出量が最も多く、その後保持動水勾配が低いほど緩やかに 流出が継続される.図 15 に粒度分布 sp2, st, cv4 の累積粒 子流出量を示す。累積粒子流出量の傾向は、いずれの粒度 でも時間経過に伴い低下し、単調載荷試験と同様に sp2, cv4, st の順に流出量が多い。

図 16 に実験前後の供試体側面写真を示す。図より壁面 付近の粒子の移動によって着色層が薄く滲んでいる様子 が確認出来る。粒子の移動量は、この供試体を深さ方向に 1mm 間隔でサンプリングし、着色粒子数を数え上げるこ とで移動量を検討した。また、図 17 に供試体の実験前後 における粒度分布の変化を示す。0.300mm 以下の流出可能 粒子の含有率に着目すると、実験後に供試体下部では含有 率が低下し、上部と中部では増加していた。よって、供試 体内でも不均一に目詰りが発生しているといえる。







図 17 長期一定透水力載荷実験前後の粒度分布の変化 (sp2, *i*=5.0, 1week)

4.2 粒子運動特性としての移動量の頻度分布



図 18 供試体下部における粒子移動量の頻度分布 (sp2, i=5.0, 1week)

図18に長期一定透水力載荷実験において粒度形状sp2, 保持動水勾配i=5.0における粒径別の粒子移動量の頻度分 布を示す。粒子移動量については,供試体作成時の着色層 下端を移動量0の基準としている。また図中には,供試体 内の位置毎の傾向を観察するために, (a)180-199mm, (b)90-109mm, (c)0-19mmの3つの高さを抽出している。(c) の供試体高さ0-19mmにおいては、サンプル取得時の不手 際により調査区間に対して最大移動距離の12.2mmまでの 調査となっている。

まず全体に共通する傾向として、粒子移動の頻度は移動 距離に対して対数正規分布に従うよう減少している。粒径 毎の粒子移動量に着目すると、粒子移動は0.212mm以下の 粒子に集中しており、0.600mm以上の粒子には移動がほと んどみられない。これらの粒径の多くは約90%以上が供試 体作成時の設置位置に残留しており、最長でも1.5mm程度 の移動量であった。細粒分の移動距離に関しては、約50% が作成時の設置位置に残留しており、最長で12.5mm程度 がある程度の割合で移動している。供試体内の位置毎にみ ると、供試体の下方ほど多くの粒子がより長い距離を移動 している。特に図18(c)の0.075-0.106mm、0.106-150mmの粒 子は、80%以上の粒子が設置位置より下方に移動している。 また、0.600-0.850mmの粒径については約15%の粒子が下 部へ移動しており、他の高さより5%前後の移動頻度の上 昇が確認出来る。



図19に長期一定透水力載荷実験における保持動水勾配 i=1.0と5.0の違いによる平均粒子移動量を比較する。粒径 別に平均移動量を見ると,透水力の減少によって粒子移動 量は50%程度低下している。また,保持動水勾配i=5.0では, 移動量と粒径の間に指数関数的な関係がみられたが,i=1.0 では0.600mm以上の粒子移動量はより低下している.供試 体の位置別に比較すると,0-19mmの移動量が最も低くな っている。 図20に長期一定透水力載荷実験における粒度形状st, cv4 による平均粒子移動量と粒径の関係を検討する。粒径に対 する粒子移動量の関係をみると,若干の増減はあるがsp2 と同様に指数関数的な減少を示している。ただし,その移 動量はcv4の供試体高さ90-109mm,粒径0.075-106mmを除 いて1.0を下回っている。つまり,間隙中を通過しながら 移動する内部浸食現象は発生していないといえる.ここで, 図15の粒度形状別の累積流出量では,sp2の流出量に対し てcv4は40.2%, stは6.2%であった。内部での粒子移動量に 約10倍以上の差があることを踏まえると,流出量に対し定 性的な傾向は一致するが,cv4の流出量が顕著に多いとい える。この理由として,計測した流出量は,供試体下部の 境界からの観測値であり,st,cv4の粒度形状では流出境界 からの流出が支配的であったと考えられる。



4.3 粒度の収支を基にした内部浸食



内部浸食現象を考える上では,粒子の移動量やその割合 だけでなく,結果的にその粒子移動の収支によって発生す る粗粒化や目詰りの進行度合いを検討することが重要と 考えられる.そこで、図18に示す粒子移動量の頻度分布と 各層の粒度分布を基に、各層あたりの粒径別の流出入割合 とその収支を算出し図21に示す.内部浸食現象について考 えるため、本項では粒度形状sp2についてのみ考察する. 図には、供試体内の位置毎の傾向を観察するために、 (a)199mm、(b)109mm、(c)19mmの3つの高さを抽出してい る.(c)の供試体高さ19mmにおける流出入挙動に着目する と、粒径0.075-0.106mmの粒子は初期混合量の90%が流下 方向へ移動すると共に、上流側より60%の流入がみられた. よって、その収支として30%の粒子が流出し、粒度の粗粒 化が進行していた.粒径0.600-0.850mmの粒子は15%程度 の流出がみられたが、収支は3%の流出であった.

粒径毎に流出入の収支をみると、粒径0.212mm以下の粒 子ではいずれの高さでも10-20%程度の流出がみられ、粒径 0.600mm以上の粒子では最大10%の流出入となっている. 供試体高さ毎では、流出入割合が供試体の下方向ほど大き くなっているが、収支の傾向に大幅な違いは見られない.



力載荷実験, 粒度形状 sp2, 保持動水勾配 *i=*5.0)

図22は図21における粒子混合量の収支を供試体高さ毎 に算出した結果を示す.また,間隙水圧計より算出した供 試体の局所的動水勾配も示す.図より,供試体の高さ方向 に対して 0.600mm 以上の粒子では最大 20%程度の収支の 差が発生している.これに対して,0.212mm 以下の粒子で は供試体の 130mm 以上の上方と,40mm 以下の下方で最 大 65%の流出が発生している.また,マクロな動水勾配に 対して局所的動水勾配の高低を対比すると,定性的な一致 がみられる.これは,粗粒化が進行した領域において透水 係数が上昇するため,Darcy 則に基づいて局所的な動水勾 配が低下したと考えられる.

5. 結言

本稿では、都市部における陥没災害の主因となっている 埋設管周りの空洞発生と進展メカニズムについて、模擬管 路を設置した土槽実験と一次元透水を模擬した流出実験 によって検討を行った。以降に得られた知見をまとめる。 試料に単一粒度、二粒径混合粒度を用いた結果、両試料で空洞が発生したが、単一粒度でのみ陥没に至った。二粒径混合試料では、埋設管路周辺に粗粒化した領域がみられ、地下水面の低下が確認された。つまり、管路の切欠における粗粒分の目詰りと透水力の低下が同時に発生したため流出量が減少し、陥没に至らなかったと考えられる。
 水位変動に対する流出挙動として、一次元透水実験によって検討を行った。動水勾配の単調載荷と単調除荷で比較すると、単調載荷時の半分から同量の流出が発生していた。流出は動水勾配の変化直後に集中していたため、透水力の変化自体が一定の流出を発生させると考えられる。

3) 2 時間の動水勾配変動履歴がその後の一定透水力下で の流出挙動に与える影響を透水実験により検討した。単位 時間あたりの流出量で比較すると,急速な載荷または除荷 による流出挙動は,その変動直後に最も影響が現れるが, 流出量への影響は時間経過に伴い1日程度で解消してい た。段階的に透水力が作用した場合は,単位時間あたりの 流出量が保持され,履歴のない試料より1週間で3-5倍の 流出が発生していた。また,流出が継続しつつも透水係数 が低下し続けるため,目詰りにより透水係数が全体的な低 下と,供試体内部での不均一な粗粒化が示唆される。

4) 粗粒化について、着色粒子を供試体内に挿入し、粒子移動量と供試体内の位置ごとの流出入割合とその収支から検討した。粒子の移動は、0.600mm以上の粗粒分には見られず、0.212mm以下の細粒分の移動が殆どで、移動距離が長くなるほど、指数関数的に移動頻度が減少していた。流出入割合とその収支については、内部浸食が発生しやすい粒度の細粒分で、初期混合量の90%が流下方向へ移動すると共に、上流側より60%の流入がみられた.つまり、収支として30%の粒子が流出し、粗粒化が進行していた.また、供試体高さごと粒度の収支から、粗粒化は不均一に進行し、局所的な動水勾配と定性的な一致を示した。

謝辞

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

参考文献

- Wood, D. M. and Maeda, K.: Changing grading of soil: effect on critical states, *Acta Geotechnica*, 3 (1), pp.3-14, 2008.
- Wood, D. M., Maeda, K. and Nukudani, E.: Modelling mechanical consequences of erosion, *Geotechnique*, 60(6), pp.447-457, 2010.
- 3) 桑野玲子,佐藤真理,瀬良良子:地盤陥没未然防止のための地盤 内空洞・ゆるみの探知に向けた基礎的検討,地盤工学ジャーナル, Vol.5, No.2, pp.219-229, 2010.
- 4) Kenny, T. C. and Lau, D. : Internal stability of granular filters, *Canadian Geotech. J.*, Vol.22, pp.215-225, 1985.
- 5) 杉井俊夫,山田公夫,名倉晋:限界流速からみた浸透破壊の発生 と進行,地盤工学会誌,57-9, pp.26-29, 2009.
- Uno, T., Kamiya, K. and Tanaka. K. : The distribution of sand void diameter by air intrusion method and moisture characteristic curve method, *J. of JSCE(III)*, No.469, pp.25-34, 1993.
- 7) 近藤明彦,前田健一,山田高弘;土の粒度形状と間隙構造に着目 した出砂に対する安定性,第5回メタンハイドレード総合シンポ ジウム論文集,pp.28-35,2013.

応力波に着目した敷砂緩衝材の緩衝性能に及ぼす外力条件の影響 External force condition affects shock absorbing performance of sand cushion with stress wave

内藤直人¹,前田健一²,山口悟³,牛渡裕二⁴,鈴木健太郎⁴,川瀬良司⁴

- 1 名古屋工業大学大学院・工学研究科・cjl18507@stn.nitech.ac.jp
- 2 名古屋工業大学・都市社会工学科
- 3 (独) 土木研究所寒地土木研究所
- 4 (株)構研エンジニアリング

概 要

我が国では,近年の気象変動による豪雨の増加に伴う落石規模の拡大や構造物自体の劣化によって,落石 対策工の安全余裕度の低下が深刻な問題である。また,斜面表層の土砂流出によって落石が併発する事例 も報告されており,落石対策工の多様な超過外力に対する性能評価法の確立が急務である。本研究では, ロックシェッド上に設置される高緩衝性能を有する敷砂緩衝材に着目し,個別要素法を用いて敷砂の緩衝 メカニズムに関する数値解析を実施した。一般に,落石外力はエネルギーで議論されることが多いが,こ こでは,緩衝性能を適切に評価し合理的に維持管理・設計することを目的に,落石の質量と衝突速度のそ れぞれが敷砂の緩衝性能に及ぼす影響を調べた。その結果,等エネルギー条件において,質量と速度の内 訳の違いが,応力伝播速度や衝撃力継続時間に及ぼす影響を明らかにした。従来は衝撃力の最大値のみで 議論されていた敷砂緩衝材の関する衝撃力の問題を,応力の波動性と力の継続時間を考慮して整理した。

キーワード: 落石, 敷砂緩衝材, 衝撃力, 応力波

1. はじめに

我が国では、土木構造物を含む社会インフラの多くは老 朽化が進み、その長寿命化が重要課題の一つである。これ は落石防護工においても例外ではなく、劣化などにより構 造物自体の安全性の低下が懸念されている。また、斜面の 経年劣化に伴う落石規模の拡大や気象変動による豪雨の 増加に伴う斜面表層の土砂流出により落石が併発する事 例も報告されている。これらの外力条件の変化は、供用期 間中に設計荷重が増大するとことで落石防護工としての 安全余裕度を低下させるため大きな問題であり、既存防護 工の性能評価とその対策方法の提案が急務となっている。

落石防護工の一つにロックシェッドがある。ロックシェ ッドの屋根部分である頂版上には,落石が発生した場合に 構造物の直接的な損傷を抑制する敷砂などの緩衝材が設 置される。敷砂緩衝材は,落石衝撃力の緩衝効果に優れる だけでなく,低コストで設置・維持管理ができ,腐食や劣 化が発生し難いため材料としての安定性に優れている。

現在,落石防護工を設計する際の衝撃力(最大値)は落 石対策便覧¹⁾に準拠して算出される((1)式)。

$$P_{\max} = 2.108 \cdot (m \cdot g)^{2/3} \cdot \lambda^{2/5} \cdot H^{3/5}$$
(1)

ここで, P_{max} ,m,g, λ ,Hはそれぞれ,落石の衝撃力(kN), 落石質量(t),重力加速度(m/s^2),被衝突体のラーメの定 数(kN/m),落下高さ(m)である。しかし,既往の研究 から,落体質量や落下高さ(衝突速度)の増大に伴って入 力エネルギーEが増大すると,たとえ敷砂緩衝材が同一で あっても,ラーメ定数 λ を固定した値で衝撃力 P_{max} を精度 良く算定できないことが知られている²)。

また,落石の敷砂への衝突問題は,数ms~数十msの載 荷時間でありながら大変形・飛散を伴うため非常に複雑な 現象である。岸らの研究³⁾で実施された大型衝撃実験より, 模擬落石である重錘が受ける衝撃力波形には2つのピー クが存在することなど,未解明の問題も少なくない。岸ら は,衝撃力波形を敷砂内部の応力伝播挙動と関連付けて理 論的解釈がなされているが,内部の応力波を実測した例は なく,現象解明には至っていない。

そこで,本論文では,超過外力に対する敷砂緩衝材の緩 衝性能に及ぼす外力条件(落体の質量と落下高さ)の影響 について過去の研究⁴⁾⁵⁾を参考に二次元個別要素法⁶⁾ (Discrete Element Method,以下 DEM と略す)を用いて数 値解析実施し,応力波に着目した検討から敷砂緩衝材の衝 撃力伝達挙動の解明を試みた。



図 - 1 解析モデルの概要

表 - 1 DEM 解析に用いた敷砂モデルの基本的パラメータ

パラメータ	記号(単位)	基本設定値
	<i>D</i> (m)	
粒子直径	最大粒径 Dmax	0.040
	最大粒径 D _{min}	0.020
	平均粒径 D50	0.030
粒子の密度	$ ho_{ m s}$ (kg/m 3)	2650
接触面法線方向ばね定数	<i>k</i> _n (N/m)	2.0×10 ⁷
接触面接線方向ばね定数	<i>k</i> _s (N/m)	5.0×10 ⁶
接触面法線方向減衰定数	$h_{ m n}$	1.0
接触面接線方向減衰定数	$h_{ m s}$	1.0
粒子間摩擦角	ϕ_{μ} (deg.)	25

2. DEM による衝撃力解析の概要

2.1 解析条件

二次元 DEM を用いて,落体が鉛直下向きに敷砂緩衝材 に自由落下する様子を解析した。図-1に解析モデルの概 要を示す(x-y軸は図中に示す)。本論文で用いた敷砂モ デルの解析パラメータを,表-1に示す。解析パラメータ の決定方法は,既報^{7,8)}に従っている。ばねには線形ばね⁹⁾ を用いた。本論文における敷砂の土粒子モデル⁸⁾は,図-1 右上の拡大図に示す非円形粒子を採用している。

敷砂幅 W は落体径 D^fの4 倍程度確保すれば側方境界の 影響はほぼ無視できるという結果⁷⁾を参考にし,W=5.0m を基準幅とした。道路のロックシェッドに作用する落石条 件を模擬し,直径 D^fは 1.0m を基本値とした。

落石を模擬した落体モデルの形状は,現在,系統的な検討が行われている実験^{1),10}に用いられている重錘と同一形状とした。

2.2 衝擊力算出方法

本論文では,落体に作用する接触力の総和を落体衝撃力 とし,底面境界粒子に伝達する接触力の総和を伝達衝撃力 とした。伝達衝撃力はロックシェッドなどのRC構造物に 入力される重要な作用力(入力衝撃力)である¹¹⁾。

粒子単位の応力には,粒子の領域(体積もしくは面積) に作用する体積平均応力^{7),12),13)}の考え方を用いた。体積平



均応力とは,ある粒子に作用する接触力をその粒子の領域 において発散定理を用いて算出する応力である。これによ り,着目する領域(粒子)表面に作用する力の情報のみで 内部応力の体積平均を算出できる。

3. 敷砂内部の応力伝播メカニズム

3.1 応力伝播速度に及ぼす外力条件の影響

落体直径 D^f=1.0m,相対層厚 T/D^f=0.7,層幅 W=5.0m の 条件で落体質量と衝突速度(落下高さ)を変化させた解析 を実施し,応力波伝播速度を算出した。ここで,応力波伝 播時間を,落体が敷砂に接触した時刻から伝達衝撃力が 1kN 以上になるまでの時間と定義し(図 - 2(a)),伝播時間 で初期層厚を除した値を応力波伝播速度と定義する。

衝突速度 $V_{0}=1 \sim 64$ m/s の条件でそれぞれ衝突速度を変 化させた解析結果より,敷砂内部の応力波伝播速度は,衝 突速度の増加に伴い対数的に増加する(図-3)。

落体質量 M^f=500~5000kg の条件でそれぞれ落体質量を 変化させた解析結果より,敷砂内部の応力波伝播速度は, 落体質量の変化によらずほぼ一定値となる(図-4)。



図 - 5 異なる層厚に対する一定速度単調載荷



図-6 層厚と応力波伝播時間の関係

3.2 一定速度単調載荷解析による応力伝播特性の把握 T/D^f=0.5,0.9,2.0の3種類の層厚に対してD^f=1.0mの 四角形落体による V₀=16.0m/s の一定速度単調載荷解析を 実施した。落体が受ける衝撃力-貫入量(時間)関係を 図-5に示す。実線が落体衝撃力,破線が伝達衝撃力であ る。図中において,赤色で塗りつぶした部分はそれぞれの 層厚での応力波伝播時間を示す。層厚が厚くなるに従って 応力波伝播時間は指数的に増加しており(図-6),伝播距 離が長いほど応力波伝播速度は減少する性質を持つと言 える。

図 - 5 より, いずれの層厚においても波形性状は概ねー 致している。そこで, T/D^f=0.9 を例に考察する。落体衝撃 力は衝突直後に急激に立ち上がり,一定値に落ち着く。そ の後, t=18ms から再び落体衝撃力は急増する。この時刻 での貫入量は S=0.3m である。落体衝撃力再急増の原因が 反射波の影響であれば,落体衝突後に底面で跳ね返り再び 落体に到達(図 - 2(b))するまでの応力の伝播距離は1.5m となる。ここで,応力が底面から落体に反射するときの伝 播速度が,衝突直後から底面に伝達するまでの速度と等し いと仮定すると,図 - 7 より落体に反射波が到達するまで の時間は約18ms であると概算できる。t=18ms とは,落体 衝撃力が再び急増する時刻と一致しており,T/D^f=0.5,2.0 time at which the mass is removed, t_0 (ms) 4.0 7.6 11.0 14.8 18.6 60.0



図 - 7 落体衝撃力継続時間と伝達衝撃力の最大値の関係

のケースについても同様の傾向があることから,落体衝撃 力の再急増の原因は,底面からの反射波である可能性が極 めて高いと言える。

また, t=18ms 付近において破線で示す伝達衝撃力が落体衝撃力の2倍程度になることが確認できる。

3.3 衝撃力継続時間と伝達衝撃力の関係

前節で,落体衝撃力よりも伝達衝撃力の方が大きくなる 例を示した。ここでは,衝撃力継続時間と伝達衝撃力の最 大値の関係を明確にするために,貫入途中に落体を除去す る解析を実施した。検討対象は,落石径と敷砂層厚の一般 的な比率でもある,T/D^f=0.9 層厚の解析ケースとした。落 体が受ける衝撃力-貫入量(時間)関係を図-7 に示す。 実線が落体衝撃力,破線が伝達衝撃力を表す。結果より, 落体衝撃力の最大値が等しくても,ピーク後の継続時間が 短ければ伝達衝撃力は落体衝撃力より最大値が小さくな り,ピーク後の継続時間が長ければ伝達衝撃力は落体衝撃 力の2倍程度の最大値となり得ることを明らかにした。

4. 衝撃力波形に及ぼす外力条件の影響

4.1 衝撃力波形に及ぼす落体質量の影響

落下高さが H=40m[28m/s]のとき,落体の質量を M^f=0.5, 1,2,5,10t と5段階に変化させた解析を実施した。敷砂 の緩衝性能にとって落体径が大きくなる意味には,次の二 通りが考えられる。一つ目は,敷砂層厚に対して相対的に 落体径(接触面積)が大きくなること。二つ目は,敷砂衝 突時の接触面積は落体径の増加に比例しないことに起因 する,接触面積当たりの質量(見かけの密度)の増加があ る。この二つの要因が,緩衝性能に及ぼす影響を明らかに することで,例えばアスペクト比の大きい直方体形状の落 石に対する敷砂の性能評価をも可能にすると考えられる。 そこで,本論文では,落体径を D^f=1m で一定にして落体 の質量を変化(落体密度を変化)させたときの最大衝撃力 の変化について検討した。敷砂条件は W/D^f=5, T/D^f=0.9m とした。なお,敷砂衝突時の落体速度 28m/s は,落石対策 便覧¹⁾に記載されている終端速度である。



図 - 8,9 には,落体衝撃力と伝達衝撃力に及ぼす落体 質量の影響を示す。質量増加に伴い落体衝撃力及び伝達衝 撃力は増加し,衝撃力継続時間は長くなる。衝突速度が変 化しなくても衝撃力が大きくなる理由として落体速度の 減少率が関係していると考えられる。図 - 10 は,直径 D^f=1mの重錘形状の落体モデルを T/D^f=0.7 の敷砂緩衝材 に一定速度単調載荷した結果¹⁴⁾である。これによると,貫 入率 S/Tが大きい領域では比較的低速度でも大きな落体衝 撃力が発生する。図 - 8,9 に対応する落体速度の経時変 化が図 - 11 になる。質量増加に伴い,貫入しても落体の 速度が維持されやすく,貫入率が大きくなるため,衝突速 度が一定でも落体が受ける衝撃力が大きくなるものと考 えられる。

図 - 12 は、最大衝撃力に及ぼす落体質量の影響を示す。 落体衝撃力と伝達衝撃力の最大値の大小関係は、2t 以上の 質量では伝達衝撃力の方が大きく、1t ではほぼ等しく、0.5t では伝達衝撃力の方が小さい。これは、質量が小さい場合、 衝突時の速度をほとんど保つことができないためだと考 えられる(図 - 13)。図 - 13 は、T/D^f=2.0で,D^f=1.0m,





 $\widehat{\underline{S}}_{12000}^{14000}$ falling height, H: 40mweight of falling mass, M^f : chang L 10000 10t •-- transmitted Max. impact force, 8000 5 6000 4000 2000 0^L 0 1000 2000 3000 4000 Input energy, E (kJ)





図 - 13 落体衝撃力の後続波が応力伝播に及ぼす影響



M^f=2.0tの重錘形落体を10mから自由落下させた場合と落体衝撃力の最大値発生後に落体を除去した場合の応力伝播状況である。自由落下の場合は,先端の応力(赤破線内)が衝突初期の応力状態を維持するように伝播する。それに対して,落体除去した場合は,先端の応力が消散しながら



図 - 15 落体衝撃力に及ぼす落下高さの影響



図 - 16 伝達衝撃力に及ぼす落下高さの影響



図 - 17 落体の貫入速度に及ぼす落下高さの影響



図 - 18 底面応力分布に及ぼす落下高さの影響

伝播する。よって,質量が小さい場合は載荷速度が急激に 低下することで敷砂底面まで衝撃力が十分に伝達できな かったことによるものと考えられる。

図 - 14 は,質量を変化させたケースの伝達衝撃力が最 大時の底面の応力分布である。落体質量の増加に伴って底 面の応力分布は,落体直下では鋭角な三角形形状に近づく とともに,分布幅も広くなる傾向にある。



図 - 19 等エネルギー条件下の解析ケース;実線:等エネ ルギー線, :重い載荷, :速い載荷

4.2 衝撃力波形に及ぼす衝突速度の影響

落体の落下高さを *H*=2.5,10,20,40,80,100m と 5 段階変化させた解析結果を示す。落石対策便覧の「資料編 5.落石防護工の被害の実態」に記載されている落石質量 の大半が 2t 未満であることより落体質量は 5 ケースとも *M*^f=2t で統一した。

図 - 15,16 には,落体衝撃力と伝達衝撃力に及ぼす衝 突速度の影響を示す。速度増加に伴い衝撃力の継続時間は 短くなり,衝撃力の最大値は大きくなる。

図 - 15,16 に対応する落体速度の経時変化が図 - 17 で ある。衝突速度増加に伴い,衝突初期と落体静止直前にお ける落体速度の減少勾配が大きくなる。落下高さが 40m の条件では,落体速度が0になる直前に再び減少勾配が大 きくなる傾向が顕著であり,これは落体衝撃力波形の2山 目に対応する現象である。敷砂緩衝材のように薄層の地盤 では,底面からの反射波の影響も受けることで図 - 15,16 における衝撃力の継続時間が短くなると考えられる。

図 - 17 には,衝突速度を変化させた場合の最大衝撃力 の推移を示す。落体衝撃力と伝達衝撃力の最大値の大小関 係は,衝突速度の大きさに関わらず伝達衝撃力の方が大き くなる。

図 - 18 は,衝突速度を変化させたケースの伝達衝撃力 が最大時の底面の応力分布である。衝突速度の増加に伴っ て最大伝達応力は増加する。また,最大伝達応力は,ほぼ 落体直径の幅に均等に分布する。

4.3 等入力エネルギー条件下における各種衝撃応答の 最大値に及ぼす落体質量と落下高さの影響

落石の衝撃力は,一般的に入力エネルギーの大きさで議 論されることが多い。しかし,入力エネルギーには,落体 質量と落下高さ(衝突速度)の2つの成分があり,前節ま でで検討したように,質量や衝突速度の変化による衝撃特 性の変化に与える影響機構は異なる。そこで,本節では, 各種衝撃応答に及ぼす落体質量と衝突速度の影響を調べ るため,等入力エネルギー条件のもとで,質量と速度が異 なるケースを検討した(図 - 19)。図中の実線で示す等入 力エネルギー線上に位置するそれぞれ2つの解析ケース を,ひとつは,もう片方に比べて質量が大きく速度が小さ いケース(重い載荷:),もうひとつは,速度が大きく



図 - 22 応力波伝播速度に及ぼす質量と速度の影響

質量が小さいケース(速い載荷:)に分類し,比較検討 を行った。

図 - 20 は,落体衝撃力と伝達衝撃力の最大値に及ぼす 重い載荷と速い載荷の推移を示す。落体衝撃力と伝達衝撃 力の最大値は,速い載荷の方が1~2割程度大きい。伝達 衝撃力に関して,速い載荷と重い載荷で最大衝撃力が同等 となるエネルギーの解析ケースでは,速度差及び質量差が 小さいため衝撃力の差に影響が小さいものと推測される。

図 - 21 は,入力エネルギーが 1920kJ の同じ条件で,速 い載荷(2t・100m)と重い載荷(10t・20m)の底面応力分 布を示す。速い載荷の方が,最大応力は1割程度大きく, 落体径程度に幅広く伝達する。

図 - 22 には,等入力エネルギー条件における速い載荷 と重い載荷の応力波伝播速度を示す。速い載荷の方が応力 伝播速度は大きい。これは,図-3と図-4からもわかる ように,応力伝播速度は,落体質量ではなく衝突速度に依 存するためであると考えられる。

図 - 23(a)(b)には,速い載荷(2t・100m)と重い載荷(10t・ 20m)の応力伝播状況を示す。両図からも,速い載荷の方 が応力波の伝播速度が速い様子が分かる。また,伝達衝撃







図 - 24 等入力エネルギー下(*E*=1920kJ)の質量・速度が 異なる場合において落体を貫入途中で除去した 時の衝撃力波形と貫入量波形

力の最大時には、速い載荷は落体径程度の幅に強い応力が 分布しているのに対し、重い載荷は落体径よりさらに狭い 範囲に強い応力が集中していることが分かる。

続いて,速い載荷(2t・100m)と重い載荷(10t・20m) の衝撃力伝達挙動の違いを考察する。上記2ケースについ て,敷砂貫入途中に落体を除去する解析¹⁴⁾を実施すること により,どこまでの貫入過程が伝達衝撃力の最大値に影響 しているかを調べた。図-24(a)(b)は,横軸に時間,縦軸 に衝撃力と貫入量とした。灰色の破線・一点鎖線・点線は それぞれ自由落下した時の落体衝撃力・伝達衝撃力・貫入



図 - 25 衝撃力継続時間に及ぼす質量と速度の影響



図 - 26 力積に及ぼす質量と速度の影響



図 - 27 入力運動量と力積の関係に及ぼす質量と速度の 影響

量で,青色・赤色・黒色の実線はそれぞれ任意の時刻で落 体を除去した時の落体衝撃力・伝達衝撃力・貫入量である。 速い載荷の場合,伝達衝撃力は落体が*S*=350mm(*t*=11.2ms) まで貫入することで最大値を発現する。この時,伝達衝撃 力の最大時に底面に伝達している応力は,最短でも落体か ら 550mmの層厚を伝播して底面に到達すると考えられる。 重い載荷の場合,伝達衝撃力は落体が*S*=530mm(*t*=35.2ms) まで貫入することで最大値を発現する。この時,伝達衝撃 力の最大時に底面に伝達している応力は,最短でも落体か ら 370mmの層厚を伝播して底面に到達すると考えられる。 よって,重い載荷より速い載荷の方が,1.5 倍程度厚い層 厚を伝播して最大伝達衝撃力を発現することが明らかに なった。そのため,重い載荷より速い載荷の方が,底面に 伝達する最大応力付近の高い応力が落体径程度に幅広く 伝播するものと考えられる。 4.4 等入力エネルギー条件下における各種衝撃応答の 継続時間に及ぼす落体質量と衝突速度の影響 緩衝材の下部構造物に与える影響については時間的な 効果も検討する必要がある。そこで本節では,質量と衝突 速度が力積に与える影響について再考した。4.1,4.2節に 示した解析ケースの衝撃力継続時間と力積を比較し考察

する。力積は,衝撃力の波形が立ち上がってから,衝撃力 が再び0になるまでの時間の衝撃力波形の面積に相当す るものとした。

図 - 25 は,衝撃力継続時間に及ぼす落体質量と衝突速 度の影響を示す。衝突速度を固定し質量のみ増加させると, 衝撃力継続時間は長くなる。これは,図 - 11 から読み取 れるように,質量増加によって深い貫入量でも大きい速度 を維持するため落体が静止するまでに時間を要するもの と考えられる。一方で,質量を固定して衝突速度のみ増加 させると,衝撃力継続時間は短くなる。これは,図 - 17 から読み取れるように,衝突初期に落体が受ける衝撃力が 大きいため落体速度が急減するためと考えられる。

図 - 26 は,横軸入力エネルギーと縦軸力積の関係を 示す。衝突速度を固定し質量を増加させると,力積はほぼ 線形に増加する。一方で,質量を固定して衝突速度のみを 大きくすると,力積は対数的に増加する。また,等入力エ ネルギーE=1920kJの条件では,重い載荷(10t・20m)の 方が速い載荷(2t・100m)に比べて,力積が5割程度大き な値になる。この理由として,図 - 27(横軸入力運動量, 縦軸力積)に示すように,力積は入力運動量とほぼ線形な 関係を持つことが挙げられる。力積には,衝突速度と質量 の大きさがほぼ同等に効いているため,等入力エネルギー の条件で考える場合,重い載荷の方が,力積が増加すると 言える。

5. まとめ

落石対策工の性能評価・設計を支援する一方法として, 個別要素法を用いて,超過外力に対する緩衝性能を応力の 波動性と力の継続時間に着目して検討した。

- 応力波伝播速度は、落体質量には依存せず衝突速度の 増加に伴い対数的に増加し、応力の伝播距離が長くな ると伝播速度は小さくなることが分かった。
- 2) 落体が敷砂緩衝材へ衝突した際に生じる落体・伝達衝 撃力波形を理解するには、緩衝材底面境界で生じる反 射波挙動と衝撃力の継続時間の重要性を明確にした。
- 3) 落体質量及び衝突速度を増加させると、従来の物理公式通り、衝撃力の最大値が増加する傾向が得られた。 落体質量のみを増加させた場合に衝撃力が大きくなる原因は、一定速度単調載解析結果の衝撃力・貫入量 関係より、深い貫入率では低速度でも強い衝撃力が生 じるためであると考えられる。
- 4) 等入力エネルギー条件において、伝達衝撃力の最大時 に底面へ伝達する最大応力の分布域は、重い載荷では 落体径より集中することに対し、速い載荷では落体径

程度の幅に広く分布することが分かった。これは,速 い載荷の方が,伝達衝撃力が最大値に至るまでに必要 な貫入量が小さく,重い載荷に比べて厚い層厚を伝播 するためであると考えられる。

5) 等入力エネルギー条件において、衝撃力の最大値は速い載荷の方が1~2割程度大きくなるが、力積は重い 載荷の方が5割程度大きくなることを示した。緩衝材の下部構造物に与える影響を考える際には、瞬間的な 力だけでなく、時間的な作用を考えて力積についても 考慮する必要性を示した。

今後は,敷砂内部の応力・ひずみ挙動と緩衝性能の関係 についてさらに詳細な検討を進め,粒状体としての敷砂の 衝撃緩衝メカニズムを明らかにすることで,DEM 解析に よる敷砂緩衝材の性能評価を目指す。

謝辞

本研究に用いた装置の一部は,日本学術振興会科学研究 費補助金基盤研究(B)26289152 及び特別研究員奨励費 (26・7908)の助成を受けたものです。ここに記して感謝の 意を表します。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会:落石対策便覧,2000.
- 山口悟,今野久志,西弘明,小室雅人,岸徳光:敷砂緩衝 材の緩衝特性に関する大型重錘落下衝撃実験,構造工学論 文集, Vol.59A, pp.967-976,2013.
- 3) 岸徳光,中野修,松岡健一,西弘明:野外実験による敷砂の緩衝性能,構造工学論文集,Vol.39A,pp.1587-1597,1993.
- 吉田 博, 桝谷 浩, 今井 和昭:個別要素法による敷砂上への落石の衝突特性に関する解析, 土木学会論文集, Vol.392/I-9, pp.297-306, 1988.
- 5) 桝谷浩,中田吉彦,梶川康男:個別要素法の衝撃問題へ

の適用に関する一考察,構造工学論文集, Vol.38A, pp.1477-1487, 1992.

- Cundall, P. A. and O. D. L. Strack. : A Discrete Models for Granular Assemblies , Geotechnique , Vol.29 , No.1 , pp.47-65 , 1979 .
- 7) 羽柴寛文,前田健一,刈田圭一,牛渡裕二,川瀬良司:粒 子特性の異なる堆積層の落石エネルギー緩衝効果特性に関 する二次元個別要素法解析,第10回構造物の衝撃問題に関 するシンポジウム論文集,pp.229-234,2010.
- 羽柴寛文,前田健一,内藤直人,山口 悟,牛渡裕二,鈴木 健太郎,川瀬良司:落石特性の異なる水平堆積層内の衝撃 力伝達挙動に関する二次元個別要素法解析,土木学会論文 集 A2(応用力学), Vol.68, No.2, pp.443-454, 2012.
- 9) 伯野元彦:破壊のシミュレーション,森北出版,2004.
- 10) 羽柴寛文,前田健一,刈田圭一,牛渡裕二,川瀬良司:粒 子特性の異なる堆積層の落石エネルギー緩衝効果特性に関 する二次元個別要素法解析,第10回構造物の衝撃問題に関 するシンポジウム論文集,pp.229-234,2010.
- 山口悟,岸徳光,西弘明,今野久志:敷砂および砕石緩衝 材を用いた大型 RC スラブの重錘落下実験,構造物の衝撃 問題に関するシンポジウム論文集,pp.189-194,2010.
- 12) 平林大輝,福間雅俊,前田健一:粒子構造に着目した粒状体の斜面上の流れ挙動,応用力学論文集,Vol.11,pp.535-546, 2008.
- Oda, M. and Iwashita, K. : An Introduction Mechanics of Granular Materials, A.A.BALKEMA, 1999.
- 14) 内藤直人,前田健一,山口悟,牛渡裕二,鈴木健太郎,川 瀬良司:落体の貫入挙動に着目した敷砂の衝撃緩衝メカニ ズム,土木学会論文集 A2(応用力学),Vol.16,I_361-I_370, 2013.

有効応力解析における入力地震動の多方向性の影響について

Effects of multi-directional seismic input in effective stress analysis

濁川直寬¹,桐山貴俊¹,福武毅芳¹

1 清水建設株式会社・技術研究所・n.nigorikawa@shimz.co.jp

概 要

入力地震動の多方向性が解析結果に及ぼす影響を検討するために、千葉県浦安市南東部の埋立て地盤を三 次元にモデル化し、一方向加震と二方向同時加震の有効応力解析を実施した。さらに、この解析結果を基 に地震後に発生する沈下量を推定し、表層部の液状化と下部の粘土層で生じる沈下量の関係を検討した。 その結果、水平加速度オービットに強軸方向の見られない地震動で液状化解析を実施する際は、入力地震 動の多方向性が解析結果に大きな影響を及ぼすことを示した。地震後の沈下量については、表層部が液状 化しなかった場合、下部の粘土層でひずみが卓越し、その結果として地震後に粘土層で生じる沈下が助長 されることを解析的に示した.

キーワード:有効応力解析,二方向同時加震,地震後の沈下

1. はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震(以 下,3.11 地震と呼称)では関東地方においても液状化が発 生し、住宅や公共インフラに多大な被害をもたらした. そ の中でも千葉県浦安市で発生した液状化被害は甚大であ り、この被害のメカニズムを説明するために、本地域を対 象として様々な地震応答解析が実施されてきた.しかしな がら、その多くは地盤を近似的に二次元にモデル化した解 析事例であった. 3.11 地震の特徴として地震動の継続時間 の長さが注目されているが、入力地震動の多方向性の影響 もあったと考えられる.既往の研究によれば、多方向せん 断の場合,一方向せん断よりもダイレイタンシーが多く発 生¹⁾し, 液状化強度が小さくなる^{2) 3)}ことが指摘されてい る、このようなことから、地震による地盤変状のより精緻 な評価を行うには、一方向成分のみに着目した二次元解析 だけではなく,入力地震動の多方向性を考慮した三次元解 析が望ましい.

そこで、本研究では千葉県浦安市南東部の埋立て地盤を 対象に三次元 FEM モデルを作成し、一方向加震と二方向 同時加震の解析結果の比較から、入力地震動の多方向性の 影響を検討した.さらに、二方向同時加震の解析結果を基 に地震後に発生する沈下量を推定し、表層部の液状化と下 部の粘土層で生じる沈下量の関係について考察した.

2. 解析条件

2.1 構成式のパラメータ設定

計算に用いた構成式は、応力~ひずみ関係として三次元 に拡張した Ramberg-Osgood モデル(以下, R-O モデル) ⁴⁾を使用し、ひずみ~ダイレイタンシー関係としておわん モデルを使用した^{5) 6)}.ここで、三次元条件下の変形にお いて、せん断ひずみは各成分(y_{xy} や ε_x - ε_y など)に加えて、 次式に示す合せん断ひずみ Γ と、累積せん断ひずみ G*を

$$\Gamma = \sqrt{\gamma_{zx}^2 + \gamma_{zy}^2 + \gamma_{xy}^2 + (\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2}$$
(1)

 $G^{*} = \sum \Delta G^{*}$ $= \sqrt{\Delta \gamma_{zx}^{2} + \Delta \gamma_{zy}^{2} + \Delta \gamma_{zy}^{2} + \Delta (\varepsilon_{z} - \varepsilon_{y})^{2} + \Delta (\varepsilon_{y} - \varepsilon_{z})^{2} + \Delta (\varepsilon_{z} - \varepsilon_{x})^{2}} \qquad (2)$ $\boxplus \forall \lambda \gtrsim 5^{5} 6^{6}.$

解析に用いたパラメータは、千葉県浦安市の南東部の埋 立て地内で採取された乱れの少ない試料を対象とした要 素試験結果⁷⁾を、上記の構成式で再現することで同定した。 パラメータの一覧を表-1 に示す.既往の地震被害調査⁸⁾ によると、浦安市内の埋立て地盤であっても液状化を免れ た箇所は散見されており、試料の採取地点の周辺において 液状化被害は見られなかったと報告されている.そこで、 この要素試験結果に基づいて決めたパラメータを、埋立て 地内で液状化しなかった地盤の代表的なパラメータ:Para 1 とした.また、本解析では、Para 1 の埋土層(以下、F

		埋土(F)		砂 (As)		粘土			
		Para-1	Para-2	Para-1	Para-2	(Ac1)	(Ac2)	(Ac3)	
G ₀ kPa		37883		55736		37263	35547	40941	
R-O パラメータ	γ _{0.5}	-	0.001470		0.000636		0.003500		
	h _{max}	-	0.21		0.21		0.20		
	Α	-	-1.0		-1.0		-0.6		
	С	-	5.0		8.0		12.0		
おわん	D	-	60		50		40		
パラメータ	$C_c/(1+e_0)$	-	0.0330	0.0070	0.0201	0.0070		0.0302	
	$C_s/(1+e_0)$	-	0.0300	0.0060	0.0200	0.0060		0.0300	
	X_{t}	-	0.22	0.11	0.24	0.15		0.22	

表-1 解析に用いたパラメータ

 層),砂層(以下,As層)の液状化強度を便宜的に小さく することで,液状化被害が見られた地点のパラメータ:
 Para 2 とした.なお,粘土層(以下,Ac層)のパラメータ は,Para 1, Para 2 共に同じ値である.

図-1 に、繰返し非排水三軸試験より得られた液状化強 度曲線 (y_{D4} が 5%に至るときのせん断応力比と繰返し回数 の関係)と構成式による計算結果を示す.ここで、X_lは繰 返しせん断を多数回与えても液状化には至らない、せん断 応力比(液状化強度)の下限値⁵⁾である.図-1から読み取 れる液状化強度の下限値X_lを、既往の液状化試験結果⁹⁾ と比較すると、採取試料は、「やや密、または密な地盤」 に相当する.前述したように、Para 1 は実験結果にフィッ ティングさせることで、浦安地区で液状化しなかった地点 でのパラメータを再現している.また、Para 2 は既往の浦 安地区を対象とした液状化解析事例⁹⁾に倣ってパラメータ を設定した.具体的には、Para 2 の Cs/(1+e₀)とX_lの値が Para 1 の値と比べて小さくなっている.それに伴い、液状



化強度曲線は Para 1 のものより下方に位置している.

2.2 地盤モデル

解析に用いた地盤モデルは三次元モデルであり, 要素試 験シミュレーションを実施した試料の採取地点のボーリ ングデータ^つに基づいて作成した. 解析に用いた地盤 FEM モデルを図-2 に, 地盤定数を表-2 に示す. 基盤は剛基盤 とし,境界条件は底面を固定,側方を鉛直固定,水平自由 とした. 地層構成の特徴は,比較的 N 値が大きい表層の 下に 45m もの軟弱な粘土層が堆積している点である. な お,粘土層は深度方向に N 値のばらつきが認められたた め,物性を Ac1, Ac2, および Ac3 の 3 つに分けて設定し

表-2 地層構成と地盤定数

深さ GL-[m]	層厚 [m]	土質 区分	$\frac{\gamma_t}{[kN/m^3]}$	V_s [m/s ²]	N値
9.0	9.0	埋土(F)	16.5	150	18.5
19.0	10.0	砂 (As)	18.9	170	24.7
36.0	17.0	粘土 (Ac1)	15.2		2.5
51.0	15.0	粘土 (Ac2)	14.5	155	0.5
64.0	13.0	粘土 (Ac3)	16.7		2.8
74.0	10.0	基盤 (Ds)	19.6	400	50.0



た.

2.3 入力地震動

図-3 に入力地震動の加速度波形とそのフーリエ振幅ス ペクトルを示す.入力地震動は、東京都港湾局品川地震観 測所(GL-34m)で得られた本震と余震の加速度記録¹⁰⁾で ある。3.11 地震では、本震発生から 29 分後に最大余震 (M=7.7)が観測された.本解析では、本震から最大余震 の間に過剰間隙水圧の消散はほとんど生じなかった仮定 し、本震と余震を繋げて E+F 波として入力した.

図-4 は、入力地震動の水平加速度波形のオービットで ある.最大振幅は、本震でNS成分 55Gal, EW 成分 66Gal, 余震でNS成分 24Gal, EW 成分 24Gal であり、本震、余 震共に振幅卓越方向(強軸方向)は見られない.このよう



図-3 入力地震動の波形とフーリエ振幅スペクトル



図-4 入力地震動の水平加速度波形のオービット

な地震動を解析で取り扱う場合,一方向のみの入力では過 剰間隙水圧や変形を過小評価する可能性がある.そこで本 解析では,入力波のNS成分とEW成分を同時入力した場 合と,EW成分のみを入力した場合について検討した.

3. 解析結果

3.1 入力地震動の多方向性の影響

本節では、液状化地点の地盤物性を想定した Para 2 を用 いて、入力地震動の多方向性が地盤応答に及ぼす影響を検 討した. 図-5 に、一方向加震と二方向同時加震の解析に おける水平変位、応答加速度、合せん断ひずみ、過剰間隙 水圧の最大値の深度方向分布を示す.二方向同時加震の結 果を見ると、As層に加えてF層でも液状化が生じており、 それに伴って地表面付近で大きなせん断ひずみと応答加 速度が確認された.一方向加震では、液状化は As 層の上







図-6 地盤応答の時刻歴



部に留まり,F層の液状化は見られなかったのに対し,二 方向同時加震では表層部(F層,As層)のほぼ全域が液状 化する結果が示された.

二方向同時加震の解析における入力加速度,地表面加速度,および各層の中間深度における過剰間隙水圧比の時刻 歴を図-6 に示す.なお,同図の右側は,最大加速度が確認された前後の時刻(100~150秒)の応答を拡大したものである.地表面加速度の時刻歴を見ると,振幅は加震から120秒以降で急激に小さくなり,波は長周期化している.これは,地盤が液状化した際に見られる挙動のひとつである.また,110~120秒の間には,応答加速度に鋭いピークとスパイク状の波形が現れており,F層とAs層の過剰間隙水圧比の波形からは,有効応力が周期的に回復するサイクリックモビリティ挙動が見てとれる.

図-7は、F層とAs層の中間深度における要素挙動である.F層の応力~ひずみ関係を見ると、一方向加震では剛 性低下はほとんど見られず線形性を保っているのに対し、 二方向同時加震では繰返しせん断に伴って剛性は低下し、 非線形応答を示している.また、有効応力の減少の程度も 後者の方が大きい.As層の応力~ひずみ関係を見ると、 一方向加震では徐々に剛性が低下しているのに対して、二 方向同時加震ではある回数の繰返しせん断を境に急激な 剛性低下が見られた.

以上の結果より,今回のような強軸方向の見られない地 震動で液状化の検討を実施する際は,二方向加震が解析結 果に大きな影響を及ぼすことを念頭に置く必要がある.

3.2 液状化強度の違いによる地盤応答の差異

本節では,液状化強度の違いによる応答の差異を示し, 表層部の液状化が地震応答に与える影響を検討した.なお, 入力は二方向同時加震とした.図-8 にそれぞれの最大応 答値の深度方向分布を示す.注目すべきは、非液状化地点 を想定した解析結果において Ac 層内での水平変位、せん 断ひずみ、および過剰間隙水圧比が、液状化地点のものと



図-8 最大応答値の深度方向分布

比べて明らかに大きくなっている点である.これは表層部 が液状化しなかったことで,相対的に弱いAc層で軟化が 進行し,過剰間隙水圧が上昇したと解釈できる.

3.3 液状化が地震後の沈下に及ぼす影響

既往の研究^{11) 12) 13)}では,繰返しせん断後の排水による 体積ひずみは,せん断過程で経験した最大せん断と有意な 関係にあることが要素試験結果に基づいて示されている. また,この関係性は,地震後の地盤沈下の推定にもしばし ば利用されている.しかしながら,今回の浦安市の事例は, 比較的小さな地震加速度が長時間続き,小さなせん断応力 が多数回作用したことによって液状化が発生したものと 推測される.このような場合,最大せん断ひずみを用いて 沈下量を算定することは,沈下量を過小評価する恐れがあ る.そこで本解析では,最大せん断ひずみではなく,せん 断ひずみの累積値(累積せん断ひずみ *G**)を用いて沈下



図-9 解析による沈下量の深度方向分布

量の推定を試みた.なお,累積せん断ひずみを用いて算定 した圧縮量と,繰返し非排水せん断後の圧密沈下量が対応 することは,要素試験の再現計算⁷において検証済みであ る.

図-9に、3.1節で示した解析結果から算定した沈下量の 深度方向分布を示す.まず,非液状化地点の沈下量を見る と,累積沈下量160mmのうち,表層(F層とAs層)50mm, Ac層110mmと示された.一方,液状化地点の沈下量は, 累積沈下量300mmのうち,表層280mm,Ac層20mmで あり,液状化した表層の沈下量が全体の9割以上を占める に至った.Ac層の沈下量を比較すると,非液状化地点に おける沈下量は液状化地点と比べて大きな値を示してい る.すなわち,今回のような地層構成の地盤では,表層が 液状化するか否かによって地震後に生じる粘土層の圧密 沈下量が大きく異なることが示された.

3.4 沈下量の解析値と実測値の比較

3.3節で算定した地震後の沈下量の妥当性を検討するた めに、解析値と実測値の比較を行った.実測値とは、JR 京葉線新浦安駅から浦安市シンボルロードに沿って測線 を設定し、地震発生後から2年間に渡り継続的に地表面沈 下量を計測した成果⁹⁾¹²⁾である.測線に沿った沈下量の実 測値を図-10 に示す. 同図の上側は, 地震発生から 1~2 週間経過時点での測線に沿った沈下の分布である⁹.なお, この時点では Ac 層の圧密沈下はほとんど進行していない と仮定し、この実測値を表層(F層とAs層)で生じた液 状化による即時沈下量として取り扱う.また,同図の下側 は、即時的な沈下を除いた地震後の地表面沈下量であり¹²⁾、 この実測値は粘土層で生じた圧密沈下量に相当する. 図中 の液状化範囲は、地震被害調査結果 8)を参考にしている. 液状化範囲における沈下量の実測値は,表層 50~450mm, Ac 層 5~20mm (2013 年 4 月時点) であった. また, 非液 状化地点での実測値は、表層 0~100mm, Ac 層 20~70mm であり、いずれの実測値も解析値と概ね一致する結果とな



図-10 測線に沿った地震後の沈下量の実測値

った.

4. まとめ

千葉県浦安市の南東部の埋立て地内における液状化地 点,非液状化地点を対象とし,2011 年東北地方太平洋沖 地震の本震と余震を連続入力した三次元有効応力解析を 行った.本解析では,入力地震動の多方向性が解析結果に 及ぼす影響を検討するため,一方向加震と二方向同時加震 の解析を実施した.さらに,解析結果に基づいて地震後の 沈下量を推定し,実測値との比較を行った.その結果,以 下のことが明らかになった.

- 今回のような強軸方向の見られない地震波で解析を実施する場合、二方向同時加震が解析結果に及ぼす影響は大きいことを示した。
- 2) 今回のような地層構成の地盤において表層部が液状化しなかった場合、下部の粘土層でひずみが卓越し、地震後の粘土層の沈下が助長されることを解析的に示した。
- 3) 地震後の沈下量の解析値と実測値は、概ね良い整合性 を示した.

本報は、地盤工学会東日本大震災対応調査研究委員会 「地盤変状メカニズム研究委員会(委員長:浅岡顕)」に おける研究成果に基づくものである.

参考文献

- 福武毅芳,松岡元:任意方向単純せん断におけるダイレイ タンシーの統一的解釈,土木学会論文集,No. 412/Ⅲ-12, pp. 240-248, 1978.
- Ishinara, K. and Yamazaki, F. : Cyclic simple shear tests on saturated sand in multi-directional loading, Soils and Foundations, Vol. 20, No. 1, pp. 45-59, 1980.
- 福武毅芳,松岡元,伊藤学,三田村裕和:任意方向繰返しせん断時の砂の非排水応力・ひずみ関係と液状化強度の解析, 第40回土木学会年次講演会Ⅲ,pp.419-420,1985.
- Nishimura, S. and Towhata, I. : A three-dimensional stress-strain model of sand undergoing cyclic rotation of principal stress axes, Soils and Foundations, Vol. 44, No. 2, pp. 103-116, 2004.
- 5) 福武毅芳:土の多方向繰返しせん断特性を考慮した地盤・ 構造物系の三次元液状化解析,名古屋工業大学博士論文, 1997.
- 6) 福武毅芳,馬渕倉一,吉田望,社本康広:砂や薬注改良体の 初期サイクリックモビリティ後のシミュレーション,第 43 回地盤工学研究発表会,pp. 437-438, 2008.
- 地盤工学会:地盤材料の構成式ワークショップ(第3回)当
 日配布資料,2014.
- 国土交通省関東地方整備局,地盤工学会:東北地方太平洋 沖地震による関東地方の地盤液状化現象の実態解明(報告 書),2011.
- 9) Fukutake, K. and Jang , J. : STUDIES ON SOIL LIQUEFACTION AND SETTLEMENT IN THE URAYASU

DISTRICT USING EFFECTIVE STRESS ANALYSES FOR THE 2011 OFF THE PACIFIC COAST OF TOHOKU EARTHQUAKE, Journal of JSCE, Special Topic - 2011 Great East Japan Earthquake, Division A (Invited paper), pp.307-321, 2013.

- 東京都港湾局:港湾局地震観測所で観測した地震動について、http://www.kouwan.metro.tokyo.jp/business/keiyaku/kisojoh o/jishindou.html, 2014.
- 11) Shamoto, Y, and Zhang, J.-M : Evaluation of Seismic Settlement Potential of Saturated Sandy Ground Based on Concept of Relative Compression, Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, Vol. 2, pp. 57-68, 1998.
- Ishihara, K. and Yoshimine, M. : Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 1, pp. 173-188, 1992.
- Shamoto, Y., Sato, M and Zhang, J.-M : Simplified estimation of earthquake-induced settlements in saturated sand deposits, Soils and Foundations, Vol. 36, No. 1, pp. 39-50, 1996.
- 14) Nigorikawa, N. and Asaka, Y. : LONG-TERM SETTLEMENT OF HOLOCENE CLAY GROUND AFTER THE 2011 GREAT EAST JAPAN EARTHQUAKE, 10CUEE Conference Proceedings, pp. 371-378, 2013.

巨大地震における名古屋港ポートアイランドの地震中・地震後の変状に関する数値解析 Numerical analysis about co-seismic and post-seismic behavior of Nagoya Port Island for Huge earthquake

酒井崇之¹,野田利弘²,中野正樹³,浅岡顕⁴

- 1 名古屋大学・減災連携研究センター・t-sakai@civil.nagoya-u.ac.jp
- 2 名古屋大学・減災連携研究センター
- 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

名古屋港ポートアイランド(以下 PI)には、名古屋港の機能維持のため、毎年多くの浚渫土が埋立されてい る。今後切迫今後切迫する南海トラフ地震によって、PIの護岸が被害を受けると、浚渫土が港内に流出す る恐れがある。このことは、名古屋港の機能低下に留まらず、震災救援や復興・復旧支援の遅れに直結す るため、PIの耐震性評価および耐震性の向上は喫緊の課題である。本報では、PIを計算機上で再現し、最 大クラスの南海トラフ地震が発生した時に地震中~地震後にPIに生じる被害を把握することを目的とする。 さらに、今後も浚渫土のPIへの埋立を継続した場合、地震被害がどのように拡大してしまうのかを予測す る。解析結果より、現状のままであれば、地震による PI での変状はある程度発生するものの、浚渫土が港 湾へ流出するまでの被害にはならないが、現状から 4m の嵩上げを行ってしまうと、地震によって大きな 変形が発生し、湾内に浚渫土が流入する危険性が高いことを示した。

キーワード:地震応答解析,軟弱地盤,埋立地盤

1. はじめに

名古屋港は土砂が堆積しやすい浅水深の港であるため, 港の機能維持のために、毎年約130万m³の土砂を浚渫し ている。この浚渫土の唯一の処分場として、1975年から 名古屋港ポートアイランド(以下, PI)の建設が始まった。 現在までに第3PIまでの建設が終了し、その埋立総面積は 約 220ha であり、名古屋ドームが 50 個入るほどの広さを 有する(図1参照)。ただし、PIの浚渫土の受け入れ容量 はすでに限界に達しており, 埋立地盤上に仮の築堤を建設 することで浚渫土の受け入れ容量を増加させてきている。 例えば第 1PI の場合,計画段階の埋立天端高さは海抜 6m であったが、これまでに仮築堤を3回繰り返した結果、浚 渫土の埋立天端高さは海抜約 16m にまで達しており、今 後更なる埋立も検討されている。しかしながら、PIはあく まで浚渫土の仮置き場としての機能を想定して建設され ており, 仮築堤は構造物としての最低限必要な強度を有す る設計で建設されている。そのため、巨大地震発生時には 護岸や仮築堤の損傷とともに,高く埋め立てられた浚渫土 が大量に港湾へ流出して航路を埋めてしまうことが危惧 される。 航路を埋めることは、 名古屋港の機能低下に留ま らず,震災救援や復興・復旧支援の遅れに直結するため,

PIの耐震性評価および耐震性の向上は喫緊の課題である。



図1 PIの航空写真(名古屋港管理組合より提供)

本報では、実際の施工履歴を考慮しながら現在の PI を 計算機上で再現し、最大クラスの南海トラフ地震が発生し た時の地震中~地震後に生じる被害を把握することを目 的とする。さらに、今後も制限を設けずに浚渫土の PI へ の埋立を継続した場合、地震被害がどのように拡大してし まうのかを予測する。なお、本稿で用いた解析コードは、 砂から中間土、粘土までを同じ理論的枠組で記述する弾塑 性構成式 (SYS Cam-clay model¹⁾)を搭載した水~土骨格 連成有限変形解析コード GEOASIA²⁾である。

2. 名古屋港 PI のモデル化と弾塑性性状の把握

2.1 はじめに

本章ではPIの精緻な弾塑性モデル化を行う。そのため, 現地で採取された不撹乱試料に対して各種力学試験を実施するとともに,SYS Cam-clay model で力学挙動を再現 することで弾塑性パラメータを同定した。また,PIでは海 抜 16m まで埋立を行っているため,施工中に基礎地盤の 状態は複雑に変化していることが予想される。そこで本研 究では,図2に示すような基礎地盤上に有限要素メッシュ を追加する方法で PI の施工履歴を忠実に再現し,現在の PI の地盤状態を再現・把握した。浚渫土砂は,水~土二相 系の弾塑性有限要素を一層ごとに追加し,コンクリート護 岸は一相系弾性体有限要素を追加した。





図 3 第 1PI 概要図

2.2 地層構成および材料定数の決定

図3は解析対象とした第1PIの地層断面図である。第1PI

は昭和49年に建設を開始し,埋立天端高16mに達するま でに要した期間は約30年間である。PIの基礎地盤は,粘 性土が卓越しており,N値30程度の密な砂質土が介在し ている。基礎地盤上に捨石式護岸を構築した後,仮築堤を 建設しながら,浚渫土で26mの埋立および埋立を行って いる。図4にAc層およびBc層の粒径加積曲線を示す。 採取地点によってばらつきがあるものの,埋立に使用した 浚渫土および基礎地盤粘性土はすべて同一の材料とし,そ の状態の違いからBc,AcU1~AcU3およびAcLに分類し た。



材料定数(弾塑性パラメータ,発展則パラメータ)は SYS Cam-clay model を用いて,同一材料の複数の試験結果 を一組の材料定数群で再現できるように,骨格構造の初期 値とともに試行錯誤的に決定した。この時,施工過程にお ける圧密や原位置からの(理想的な)サンプリング過程も 模擬することで,単に室内試験結果の再現を行うだけでな く,PI 建設前の自然堆積時の状態量も推定している。Ac 層,Bc 層の再現結果を図 5 に,弾塑性性状の一覧を表-1 に示す。As 層は密度が大きく強固だが,粘性土はいずれ も液性指数がほぼ1と軟弱であり,構造高位な状態にある

	表1 計算で用いた材料定数および初期値										
層の名前	AcU1	AcU2	AcU3	AcL	As	Bc	捨石	築堤			
弾塑性パラメータ											
圧縮指数	0.18	0.18	0.18	0.18	0.05	0.18	0.105	0.18			
膨潤指数	0.019	0.019	0.019	0.019	0.0002	0.019	0.0005	0.019			
限界状態定数	1.60	1.60	1.60	1.60	1.10	1.60	1.70	1.60			
NCL の切片(98.1kPa)	2.22	2.22	2.22	2.22	1.95	2.22	1.895	2.22			
ポアソン比	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30			
			発展則パ	ラメータ							
正規圧密土化指数	3.00	3.00	3.00	3.00	0.12	3.00	0.12	3.00			
	0.30	0.30	0.30	0.30	5.00	0.30	2.00	0.30			
構造劣化	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			
指数	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			
	0.40	0.40	0.40	0.40	1.00	0.40	1.00	0.40			
回転硬化指数	0.001	0.001	0.001	0.001	3.00	0.001	1.00	0.001			
回転硬化限界定数	1.00	1.00	1.00	1.00	0.90	1.00	0.001	1.00			
			その他の棒	才料定数							
土粒子密度(g/cm ³)	2.71	2.71	2.71	2.71	2.69	2.67	2.593	2.67			
透水係数(cm/s)	2.0×10^{-7}	2.0×10^{-7}	2.0×10^{-7}	2.0×10^{-7}	1.0×10^{-4}	2.0×10^{-7}	1.0×10^{-3}	1.0×10^{-7}			
初期值											
初期比体積	2.50	2.40	2.30	2.20	1.84	2.80	1.593	2.64			
初期構造の程度	9.00	7.00	5.00	4.00	2.00	20.0	1.00	200			
初期応力比	0.00	0.00	0.00	0.00	0.23	0.00	0.00	0.00			
初期異方性	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.00	0.00	0.00			

としてモデル化された。各層の中で表層の Bc がもっとも 構造高位で,深部ほど構造の程度は小さい。なお,比体積 と構造の程度は各層内で均質とし,土被り圧に応じて過圧 密比を分布させた³⁾。コンクリートは、実物を参考にヤン グ率 E=2.35×10⁷kPa, ポアソン比 0.2, 密度 2.7g/cm³とし た。また、護岸直下の AcU 層は圧密促進の観点からサン ドドレーン改良されている。本解析においては、サンドド レーンの改良効果は地盤の透水性の向上のみと考え,透水 係数のみを100倍にしてモデル化している。

表1の初期値は PIの建設前の自然堆積時の地盤の状態 を示している。この初期値を用いて PI の建設過程を再現 した際に、PI 建設後の状態を再現できているかを調べるた めに, PI 建設後に採取された不撹乱試料に対して行った室 内試験結果を表1の初期値および材料定数を用いて再現 できるか確認した。本研究では、一軸圧縮強度および、建 設後の自然堆積地盤の比体積(密度)が再現できるかを確認 した。図6に初期地盤から室内試験実施までのフロー図を 示す。図6に示すようなフローをSYS Cam-clay model で 再現する。つまり、①PI建設で発生した上載荷重による圧 密を模擬した一次元圧縮をして、 ②サンプリング過程を考 慮した非排水除荷計算をし、③一軸圧縮試験を模擬した非 排水せん断を行う。これら①~③の過程を SYS Cam-clay modelで計算をした。

計算結果を図7に示す。図の紫色が初期状態を示し、図 の青色が PI 建設後を想定した計算で得られた値である。 図8にBc層の比体積,一軸圧縮強度分布,図9にAc層 の比体積,一軸圧縮強度分布を示す。黒点が実験結果,紫 点は初期状態,青点は計算で得られた値である。Bc 層は 便宜上深さに応じて層分けしている。図 7~9 より,比体 積,一軸圧縮強度ともによく再現できていることがわかり, 計算で用いる初期値は妥当な値であるとした。



図8 計算値と実験値の比較(埋立地盤)

Unconfined compression srength q_u (kPa)

-10

25

Specific volume v



図9 計算値と実験値の比較(自然堆積地盤)

2.3 境界条件および入力地震動について

現状の PI 建設後(地震入力前)の解析全断面を図10に 示す。水理境界については、水面より上の地表面は水圧を 常にゼロ(大気圧条件)、水面より下の地表面は静水圧分 の水圧が作用した排水境界とし、地盤の両端と底面は非排 水境界とした。また、地盤は全て飽和地盤と仮定している。 コンクリートは非排水境界とした。図11に入力地震動を 示す。当該地域で想定されている最大クラスの南海トラフ 地震であり、最大加速度が約500galと大きく継続時間が 長い地震動である。地震時は地盤下端節点に底面粘性境界 ⁴⁾(Vs=300m/sec)を設定し、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。

3. 現状の名古屋港 PI に南海トラフ巨大地震が発生 した時の耐震性評価

3.1 施工中に発生する PI の変形

図 12 に埋立開始から 100 年後のせん断ひずみ分布を, 図 13,14 に水平変位量と沈下量を示す。変状を計測した点 1 (埋立部天端),点2(護岸),点3(捨石マウンド法尻) の位置は図 12 に示すとおりである。浚渫土の埋立によっ て,Bc層で 10%程度のせん断ひずみが発生するが,いず れの地点においても沈下量・水平変位量ともに小さく,埋 立中~埋立後にかけて安定している。図 15 に PI 建設前お よび後の構造の程度の分布を示す。PI 建設によって,護岸 直下の AcU1層や As層の構造が若干低位化しているもの の,新たに埋め立てた浚渫土を含めてほぼ全域が構造高位 な状態にあることがわかる。







図10 埋立前後の解析全断面図



3.2 南海トラフ地震発生時の PI の変形

本節では PI 建設開始から 41 年後の平成 27 年に,南海 トラフ地震が発生した際の地震時挙動を調べた。

図 16 に地震直後, 地震発生から 4 年後のせん断ひずみ 分布を, 図 17, 18 に PI 上各地点における沈下量と水平変 位量を示す。沈下量,水平変位量のほとんどは地震中に生 じており,地震後の変状はあまり大きくない。埋立天端(点 1)は2mの沈下とともに20mの海側への側方流動を生じ る。それに押し出されるようにして,護岸(点2)では2m の沈下とともに10mの側方変位を生じるが,図16を見て もわかるように,浚渫土が護岸を乗り越えるまでには至ら ず,湾内へ土砂は流入しない。図17に構造の程度の分布 を示す。地震動によって,大きなせん断ひずみが発生した 埋立部では著しい構造低位化が生じている。



図19 地震時の構造分布

図 20 に当該箇所の要素挙動を示す。浚渫土は繰返し載 荷に伴って有効応力とともに剛性が大きく低下しており, このことが地震中の大きなせん断ひずみを発生させた。捨 石マウンド法尻(点3)で2m程度の膨張を示しているが, 図 16 からもわかるように,捨石マウンド全体が地盤内部 で円弧状すべり面を形成しながら変形しているためであ る。現状では大きな変形には至っていないが,耐震対策と しては,埋立地盤やマウンド法尻周辺を強化することが被 害低減に効果的であることを示唆している。



図20 埋立浚渫土の要素挙動

4. 嵩上げを行った名古屋港 PI に南海トラフ巨大地 震が発生した時の耐震性評価

4.1 嵩上げ時に PI に発生する変状

名古屋港で発生する大量の浚渫土の有効利活用法が未 だ明確でないため、今後も仮置き場として、浚渫土を PI へ埋め立てすることも検討され続けている。本章では、現 状の PI から埋立を継続し、さらに 4m 嵩上げした時の地震 時挙動を調べた。図 21 に埋立開始から 100 年後のせん断 ひずみ分布を、図 22,23 に沈下量と水平変位量を示す。図 13,14 と比較しても明らかなように、4m の埋土嵩上げが あったとしても、建設中および建設後の平時の安定性に問 題はないことがわかる。



0.00 0.10 0.20 0.30 0.40 0.50

図 21 埋立 100 年後のせん断ひずみ分布



4.2 嵩上げを行った PIの南海トラフ地震発生時の変形

図 24 に地震直前,地震直後,地震発生から4日後の せん断ひずみ分布を,図 25,26 に PI 上各地点における 沈下量と水平変位量を示す。埋立部天端(点1)の水平 変位量は 35m にもなり非常に大きい。また、捨石マウ ンド法尻(点3)では約6mの膨張を示している。図24 からわかるように,捨石マウンド下部において円弧上の 滑り面が発生して護岸に被害が発生している。護岸の機 能低下に伴なって,嵩上げされた浚渫土は護岸部を乗り 越えてしまっており、湾内への流出が危惧される。図 27 に構造の程度の分布を示す。図 19 と比較すると明ら かなように、護岸直下の AcU 層で著しい局所的な構造 低位化が見られる。図28に当該箇所の要素挙動を示す。 護岸直下のような偏荷重を受ける場所においては,嵩上 げによって上載荷重が増加したこともあり,粘性土であ っても有効応力および剛性が大きく低下し、このことが 地震中の大きなせん断変形を発生させた。







図28 自然堆積地盤の要素挙動

5. まとめ

名古屋港では,絶えず浚渫土が発生するため,名古屋 港機能維持のために浚渫土がPIに仮置きされ続けてい る。PIの埋立高さは現状で海抜16mにまで達しており、 南海トラフ巨大地震発生時には浚渫土が大量に港湾へ 流出し, 航路を埋めてしまうことが危惧されている。本 報では、当該地域で想定されている最大クラスの南海ト ラフ地震が発生した時のPIの耐震性評価を行った。その 結果, ①PIは軟弱な粘性土の卓越した基礎地盤上に建設 されていること、②地震動によって浚渫土は大きな側方 流動を示すが,現状の埋立高さであれば,護岸を乗り越 えて港湾へ流出するまでには至らないこと, ③現状から 4mの嵩上げを行った後に南海トラフ地震が発生すると, 上載荷重の増加が起因となって軟弱な基礎粘土地盤が 乱され, 護岸部の変状が大きくなるとともに浚渫土が港 湾へ流出する危険性が高いこと,を数値解析的に示し, 現状以上の嵩上げはPIの耐震上危険であることを指摘 した。つまり, 浚渫土の有効な利活用を推進してこれ以 上の嵩上げを行わないと同時にPIの天端高を少しでも 低くすることが、地震被害を低減する上で重要である。 本解析結果を踏まえて中部地方整備局では, 浚渫土埋立 高さに制限を設けるとともに, 護岸の耐震性の向上のた め,護岸前面に抑え盛土をする等の耐震対策を行う計画 があることが公表している⁹。

本報告は,科学研究費補助金(基盤研究(S):課題番 号21226012,基盤研究(A):25249064)に関する研究で ある。また,本研究を実施するにあたり,国土交通省中 部地方整備局 名古屋港湾事務所にご支援・ご協力いた だいた。ここに謝意を表する。

参考文献

- Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M. (2002): An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, Soils and Foundations, Vol.42, No.6, pp.47-57.
- Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M.(2008): Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-slay model, Soils and Foundations, Vol.48, No. 6, pp. 771-790.
- Noda, T., Asaoka, A., Nakano, M., Yamada, E. and Tashiro, M.: Progressive consolidation settlement of naturally deposited clayey soil under embankment loading, Soils and Foundations, Vol.45, No.5,39-51,2005
- William, B., Joyner and Albert T. and F. CHEN. (1975): Calculation of nonlinear ground response in earthquakes, Bulletin of the Seismological Society of America. Vol.65, No.5, pp. 1315-1336.
- 5) 吉見吉昭, 福武毅芳(2005): 地盤液状化の物理と評価・対策技術, 技報堂出版.
- 6) 名古屋港地震・津波対策検討会議(第6回),資料-2-3, http://www.pa.cbr.mlit.go.jp/NAGOYA/topics/140311/index_files/data 04_3.pdf

1G 場振動台実験および数値解析を用いた地盤改良による杭基礎耐震補強効果に関する検証

Verification of seismic strengthening effect on group-pile foundation by partial-ground

improve method with 1G shaking table test and numerical experiment

岡良亮¹, Kheradi Hamayoon², 小島崇裕³, 張鋒⁴

- 1 名古屋工業大学・大学院・創成シミュレーション工学専攻・r.oka.389@nitech.jp
- 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
- 3 国土交通省
- 4 名古屋工業大学・大学院・創成シミュレーション工学専攻・cho.ho@nitech.ac.jp

概 要

本研究では、既設杭基礎構造物を対象とした耐震補強方法として、杭基礎周辺の地盤を部分的に改良す る工法に着目し、種々の改良仕様について、実験的、解析的検証を行った。1/50 スケールを想定した 1G 場振動台実験では乾燥および飽和条件の地盤を対象として種々の改良仕様における杭基礎構造物の耐震補 強効果を検証し、さらに、同条件下での3次元動的弾塑性 FEM 解析 (DBLEAVES)も実施し各々の結果を 比較した。実験と解析により、種々の改良仕様における曲げモーメント分布の違いを確認した。乾燥条件 においては、実験と解析で同様の傾向が確認され、杭の曲げモーメント抑制による改良効果が確認された。 一方で飽和条件では、過剰間隙水圧の上昇過程において実験と解析で相違点が確認されたが、定性的な傾 向を確認した。

キーワード:群杭基礎,耐震補強,振動台実験

1. はじめに

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

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

2. 振動台実験による耐震補強の検証

2.1 模型概要

加振実験に用いた振動台実験装置は空圧式加振装置と Laminate せん断土槽によって構成されている。空圧式加振 装置の主な性能は、最大空圧 1.0MPa,最大振幅 0.05m,最 大加振重量 18kN,最大加振加速度 9.8m/sec²である。せん 断土槽は幅 1.2m,奥行 1.0m,高さ 0.8m で,25 層の格子 枠から構成されており,格子枠がベアリングによって連結 されているため、実地盤に近いせん断変形を再現し易くな っている。振動台実験装置を Fig.1 に示す。

構造物模型は上部構造物,橋脚,フーチング,9本群杭 基礎から構成されており,上部構造物の重量および構造物 の各寸法はBuckinghamのπ定理⁵⁾を用いた s=1/50の相似則 を適用して決定した。構造物模型の諸元をTable1,および Fig.2 に示す。杭基礎模型にはアルミニウムパイプを用い た。また,杭下端の影響を小さくするため,杭下端部をウ レタンブッシュ構造とすることにより杭を完全には拘束 しない構造とした。

模型地盤には豊浦標準砂を用い, 乾燥条件および飽和条件の異なる条件でそれぞれ実験を行った。相対密度 D_r は乾燥条件では $D_r=80\%程度$, 飽和地盤では $D_r=24\%程度$ となった。

固化改良体には豊浦標準砂と藤ノ森粘土の混合土に固 化材(高炉セメントB種),および水を混ぜて作製した。 その際,混合土の比率,及び固化材添加率を変えた一軸圧 縮試験を行い,一軸圧縮強度や変形係数のばらつきが少な い配合条件を選定した。一軸圧縮強度 qu は qu=600kPa 程度 となった。

計測機器はひずみゲージを奥行方向中央 3 本の杭にそ れぞれ9深度で配置した。加速度計,間隙水圧計はそれぞ れ地盤中に2地点4深度,計8箇所に設置した。計測機器 の配置箇所をFig.3に示す。



Fig.1 振動台実験装置

Table1 構造物模型諸元

項目		実物寸法	模型寸法	相似比
杭径	(m)	1.00	0.02	50
杭の厚み	(m)	0.014	0.001	14
杭長	(m)	25.00	0.50	50
杭間隔	(m)	3.00	0.06	50
杭の曲げ剛性	$(N \cdot m^2)$	1.11E+09	1.89E+02	5.87E+06
上部工の質量	(t)	750	0.006	125000
橋脚長	(m)	7.50	0.15	50
フーチング幅	(m)	9.00	0.18	50
フーチング厚さ	(m)	2.50	0.05	50



Fig.2 構造物模型



2.2 実験条件 改良仕様け過ま

改良仕様は過去の研究²⁾などを元に決定した。実施した 実験の改良仕様を Fig.4 に示す。改良ケースは以下示す 4 ケースである。

- a) Case0: 未改良のケース。
- b) Case1: 杭周辺をブロック状に改良したケース。
- c) Case2: Case1 と同程度の改良土量で、改良位置を分散 させたケース。
- d) Case3: Case2 と同じ改良体厚さで、改良体を4段に配置したケース。

入力加速度の時刻歴波形を Fig.5 に示す。地盤条件によって入力加速度に差異はあるが,入力加速度は概ね再現性のある結果となった。







Fig.5 入力加速度

2.3 実験結果

実験結果は主に杭基礎模型に貼付けたひずみゲージに よって測定されたひずみより算定した曲げモーメントに 着目して考察した。

2.3.1 乾燥条件

Fig.6 に Case0 の入力加速度,および a 地点 GL-0.10m に おける応答加速度の時刻歴を示す。これより,加振開始5 秒以前は地盤内の加速度が増幅されているが,それ以降は 地盤内の応答加速度が増幅されていないことが確認でき る。振動台実験装置の特性上,加振開始直後に入力加速度 が大きくなるが,そのため地盤の非線形性により地盤の固 有振動数が見かけ上小さくなり,加振振動数が共振振動数 に近づいた。これにより,加振開始直後は地盤の加速度が 増幅されたと考えられる。

Fig7に Case0 および Case1 の曲げモーメント時刻歴を示 す。Fig.7 より曲げモーメントは加振開始直後に大きくな り、以降は減少していく傾向を確認できる。これは、加振 開始直後には地盤のせん断変形が大きいが、締固めにより 地盤の剛性が増加したためだと考えられる。Case0(未改 良)に着目すると、杭頭部で大きな曲げモーメントを生じ ている。一方で、ブロック状に改良した Case1 では、改良 体下端部(GL-0.175m)で比較的大きな曲げモーメントを生 じているものの、杭頭部では改良体の変位抑制効果により 曲げモーメントが大幅に抑えられている。また、Fig.7 よ り押込側に当たる杭で曲げモーメントが大きくなってお り、軸力変動による影響が確認された。

Fig.8 に最大曲げモーメントを計測した時刻における各 ケースの曲げモーメント深度分布を示す。最大曲げモーメ ントは入力加速度の大きくなる加振開始直後に計測され た。CaseO に着目すると、フーチングによる杭の拘束によ り杭頭部で最大の曲げモーメントを生じている。また、押 込側の杭(Left 杭)では杭下端部付近でも比較的大きな曲 げモーメントが生じているが、これは支持板からの反力に より杭の回転が拘束されためだと考えられる。一方,引抜 き側の杭(Right 杭)では、杭下端部で引張抵抗がないた め,比較的回転が自由となっており,曲げモーメントは小 さくなった。CaseO(未改良)と他の改良ケースを比較す ると, 改良したケースでは杭頭部の曲げモーメントが抑え られており、なおかつ、最大曲げモーメントの値が抑えら れている。また, 改良深度が大きくなるに伴い, 曲げモー メントも深い位置まで抑制されている。一方, 改良したケ ースでは, 改良体と地盤の剛性差により, 改良体下端付近 で最大の曲げモーメントを生じている。







Fig.8 曲げモーメント深度分布

2.3.2 飽和条件

Fig.10, 11 に Case3 の過剰間隙水圧および有効応力減少 比の時刻歴を示す。なお、過剰間隙水圧の時刻歴はどのケ ースともほぼ同様の挙動を示した。実験では、加振開始直 後に過剰間隙水圧が急上昇して地盤全体が液状化に至っ ていることが確認できる。

Fig.12 に Case0 および Case1 の曲げモーメント時刻歴を 示す。Fig.12 より曲げモーメントは加振開始直後に大きな 値を示しており, それ以降は一定の振幅で振動しているこ とが確認される。これは,加振開始直後には地盤の急激な 剛性低下が伴うものの, それ以降は地盤の剛性がほぼ0に 保たれているためであると考えられる。杭頭部の曲げモー メントに着目すると, Case0 では比較的大きな曲げモーメ ントを生じているが, Case1 では改良体による杭変位の拘 束により曲げモーメントが抑えられている。一方で Case1 の改良体下端部では加振開始直後に大きな曲げモーメン

トを生じている。

Fig.13 に最大曲げモーメントを計測した時刻における 各ケースの曲げモーメント深度分布を示す。なお,最大曲 げモーメントは,加振開始直後の過剰間隙水圧が急上昇す る時刻付近で計測された。Fig.13(a)より, Case0 では杭頭 部で曲げモーメントが最大となる分布となっているが,杭 周辺地盤を改良したケースでは,杭頭部の曲げモーメント が抑えられ,改良体下端部で曲げモーメントが最大となっ ている。また,改良深度が大きくなるに従い,曲げモーメ ントも深い位置まで抑制されている。しかしながら,曲げ モーメントの最大値に着目すると, Case0 と比較して杭周 辺地盤を改良したケースで,より曲げモーメントが増大す る結果となった。このことより,液状化地盤に本補強方法 を適用する際には,液状化地盤の分布や地盤改良深度には 留意する必要があると考えられる。





Fig.13 曲げモーメント深度分布

3. 3 次元動的弾塑性 FEM 解析による実験の検証

3次元動的弾塑性 FEM による実験の解析を実施し, FEM プログラムの杭基礎の加振実験への適用性を再確認し, 解 析面から杭基礎周辺の地盤改良による耐震効果を検証し た。

3.1 解析条件

本研究では、砂地盤の要素特性に基づく境界値問題の数 値解析として、土・水連成解析プログラム DBLEAVES⁶⁹ を用いた 3 次元動的弾塑性 FEM 解析を行った。地盤のモ デルには応力誘導異方性・密度・構造を統一的に考慮でき る回転硬化型弾塑性モデル Cyclic mobility model⁷⁰を適用し, 杭のモデルには杭の軸力変動による影響を考慮できる AFD モデル⁸⁰を適用した。また、杭はビーム要素と周辺の ソリッド要素から構成されるハイブリッド要素⁹⁰としてモ デル化し、コラム要素(周辺のソリッド要素)に1割,ビ ーム要素に9割の曲げ剛性を割り振った。

解析メッシュは対称性を考慮して半断面の 3D メッシュ (幅 1.2m×奥行 0.5m×地盤高 0.5m)とした。解析メッシ ュを Fig.14 に示す。地盤材料は実験と同様に豊浦標準砂と し,材料パラメータは要素シミュレーションを行い決定し た (Table2)。

入力加振加速度は実験において測定された Fig.5 の加速 度を解析メッシュの底面から与えた。解析ケースは実験同 様に,改良仕様の異なる計4ケースを各々乾燥および飽和 条件に分けた計8ケースで行った。



Fig.14 FEM 解析メッシュ

Table2 地盤材料パラメータ (豊浦標準砂)

Parameter of Soil material		Value
Compression index	λ	0.05
Swelling index	к	0.0064
Stress ratio at critical state	М	1.3
Void ratio (p'=98kPa on N.C.L)	N	0.87
Poisson's ratio	ν	0.3
Degradation parameter of over consolidation state	m	0.01
Degradation parameter of structure	а	0.5
Evolution parameter of anisotropy	br	1.5
wet unit weight	γt	15.47
(under water)	γ_{sat}	18.50
Permeability	k	5.7E-4
Initial degree of structure	R_0^*	0.99
Initial degree of over consolidation ratio (OCR)	1/R ₀	7.5, 3.0
Initial anisotropy	Ľ.	0

3.2 解析結果

3.2.1 乾燥条件

Fig.15 に Case0 の入力加速度,および a 地点 GL-0.10m における応答加速度の時刻歴を示す。入力加速度と地盤内の加速度にはわずかな位相差が存在している。

Fig.16に Case0 および Case1 の曲げモーメント時刻歴を 示す。Fig.16より,曲げモーメントは入力加速度の大きさ に比例して大きくなっている。Case0(未改良)に着目す ると,杭頭部で最大の曲げモーメントを生じている。一方 で,ブロック状に改良した Case1 では,改良体下端部 (GL-0.175m)で比較的大きな曲げモーメントを生じている ものの,杭頭部では改良体の変位抑制効果により曲げモー メントが大幅に抑えられている。また,図より押込側に当 たる杭で曲げモーメントが大きくなっており,軸力変動に よる影響が確認された。

Fig.17 に解析において最大曲げモーメントが発生した 時刻における各ケースの曲げモーメント深度分布を示す。 Case0 に着目すると、フーチングによる杭の拘束により杭 頭部で最大の曲げモーメントを生じている。Case0(未改 良)と他の改良ケースを比較すると、改良したケースでは 杭頭部の曲げモーメントが抑えられており、なおかつ、最 大曲げモーメントの値が抑えられている。また、改良深度 が大きくなるに従い、曲げモーメントも深い位置まで抑制 されている。一方、改良したケースでは、改良体と地盤の 剛性差により、改良体下端付近で最大の曲げモーメントを 生じている。



Fig.17 曲げモーメント深度分布

3.2.2 飽和条件

Fig.19,20に Case0 の過剰間隙水圧および有効応力減少 比の時刻歴を示す。なお、過剰間隙水圧の時刻歴はどのケ ースもほぼ同様の履歴を示した。有効応力減少比は加振開 始から約2秒後に1.0に達しており、液状化に至っている。

Fig.21 に Case0 および Case1 の曲げモーメント時刻歴を 示す。Fig.21 より,加振開始直後の曲げモーメントの値が 小さくなる傾向が確認された。これは,過剰間隙水圧が加 振開始直後から比較的緩やかに上昇していくため、加振開 始直後には地盤の剛性が高く、杭の変位も小さくなった。 一方、地盤が液状化に至った後は曲げモーメントはほぼ一 定となっている。杭頭部の曲げモーメントに着目すると Case0では比較的大きな曲げモーメントを生じているが、 Case1では改良体による杭変位の拘束により曲げモーメン トが抑えられている。一方でCase1の改良体下端部では加 振開始直後に大きな曲げモーメントを生じている。

Fig.22 に最大曲げモーメントを計測した時刻における 各ケースの曲げモーメント深度分布を示す。Fig.20 より, CaseO では杭頭部で曲げモーメントが最大となる分布とな っているが,杭周辺地盤を改良したケースでは,杭頭部の 曲げモーメントが抑えられ,改良体下端部で曲げモーメン トが最大となっていることが見て取れる。また,改良深度 が大きくなるに従い,曲げモーメントも深い位置まで抑制 されている。しかしながら,曲げモーメントの最大値に着 目すると, Case3 では CaseO と比較して曲げモーメントが 抑制されているが,それ以外の改良ケースでは大きな改良 効果が確認されなかった。



Fig.20 有効応力減少比



3.3 実験と解析の比較

加振実験と同条件での FEM 解析を実施した結果得られ たデータを比較,考察する。

3.3.1 乾燥条件

Fig.23 に Case0 および Case1 における Center 杭の曲げモ ーメント時刻歴を示す。Case0 に着目すると、GL-0.025m および GL-0.175m いずれの箇所においても,解析は加振開 始直後の曲げモーメントの挙動をよく表現できていると いえる。また、Case1 では杭頭部(GL-0.025m)で曲げモーメ ントが抑えられ,改良体と地盤の境界に当たる GL-0.175m では最大の曲げモーメントを生じるという実験と解析両 方で同様の傾向が確認された。一方で、いずれのケースに おいても実験では曲げモーメントが減少していく傾向が 見られたが、解析ではその挙動が確認されておらず、その 原因は今後の研究で解明していく必要性がある。 Fig.24 に実験において最大曲げモーメントを計測した 時刻における曲げモーメントの深度分布を示す。最大曲げ モーメントが生じた時刻においては、実験、解析ともに同 様の傾向を示す曲げモーメント分布となっていることが 確認でされた。



3.3.2 飽和条件

Fig.25,26に実験と解析における過剰間隙水圧および有 効応力減少比の時刻歴を示す。実験では過剰間隙水圧が加 振開始直後に急激に上昇し,約0.1秒後には有効応力減少 比が1.0に達して液状化している。一方で,解析において は実験と比較して緩やかに過剰間隙水圧が上昇しており, 約2秒後に有効応力減少比が1.0に達している。

Fig.27 に実験と解析における Case0 および Case1 の Center 杭の曲げモーメント時刻歴を示す。Fig.27 より,加 振開始から約 2 秒後までは実験と解析で曲げモーメント の履歴が一致しないが,それ以降は一致しているケースも 確認できた。これは,加振開始直後には実験と解析で過剰 間隙水圧の挙動が一致しておらず,それぞれで地盤の剛性 が異なったためであると考えられる。Case1 に着目すると 杭頭部(GL-0.025m)で曲げモーメントが抑えられ,改良体 と地盤の境界(GL-0.175m)では最大の曲げモーメントを生 じるという傾向が実験と解析の両方で確認された。

Fig.28 に実験において最大曲げモーメントを計測した 時刻における曲げモーメントの深度分布を示す。実験と解 析の結果を比較すると,曲げモーメントの大きさにはかな りの差が生じているが,最大曲げモーメントの発生位置に おいてはほぼ一致していることが確認された。

4. まとめ

本研究では、杭基礎周辺地盤を部分固化する工法におい て、改良体が及ぼす影響を上部構造・杭基礎・地盤一体系 で耐震評価を行った。重力場における振動台実験と同条件 による解析で明らかになった点を以下にまとめる。

・改良体により杭頭部で曲げモーメントが抑えられ,杭下 端部において曲げモーメントが増大する傾向が実験と解 析の両方で確認された。

・乾燥条件では実験結果と解析結果ともに同様の傾向を示し,杭の曲げモーメント抑制による改良体の耐震補強効果 を確認した。

・飽和条件では液状化地盤における改良体の杭への影響を 定性的に把握することができた。



Fig.26 有効応力減少比



Fig.27 曲げモーメント時刻歴



Fig.28 曲げモーメント深度分布

参考文献

- Adachi, Y. (2009): A study on damage mechanism of pile foundations at earthquake and the development of earthquake resistant reinforcement method, Doctoral dissertation, Toyohashi University of Technology.
- 中村圭佑・陳英芝・包小華・近藤祥光・張鋒: 既設群杭基 礎における地盤の部分固化工法の数値実験-その1, 第45回地盤工学研究発表会発表講演集,1167-1168.
- 3) 近藤祥光・陳英芝・包小華・中村圭佑・張鋒: 既設群杭基礎における地盤の部分固化工法の数値実験-その2,第45回地盤工学研究発表会発表講演集,1169-1170.
- 岡良亮・小島崇裕・Kheradi H.・張鋒:1G 場振動台実験 機を用いた杭基礎耐震補強効果の検証実験の再現性, 平成25年度土木学会中部支部研究発表会,III-19.
- Buckingham, E. (1914): On physically similar systems, Phys. Rev. No. 4.
- Ye, B. (2007): Experiment and Numerical Simulation of Repeated Liquefaction -Consolidation of Sand, Doctoral Dissertation, Gifu University.
- Zhang et al. (2007): Explanation of cyclic mobility of soils: approach by stress-induced anisotropy, Soils and Foundations, 47(4), 547-558.
- Zhang F. and Kimura M. (2002): Numerical prediction of the dynamic behaviors of an RC GROUP-PILE foundation, Soils and Foundations, Vol.42, No.3, 77-92.
- Kimura, M. and Zhang, F. (2000) : Seismic evaluations of pile foundations with three different methods based on three-dimensional elastic-plastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol.40, No.5, 113-1326.

地盤の非線形性を考慮した建物浮き上がりの地震応答解析

Earthquake response analysis of structure uplift behavior considering soil non-linearity

金田一広¹, 中村尚弘², 鹿島孝³

- 1 株式会社・竹中工務店・技術研究所 kaneda.kazuhiro@takenaka.co.jp
- 2 株式会社・竹中工務店・技術研究所 nakamura.naohiro@takenaka.co.jp
- 3 株式会社・竹中工務店・設計本部 kashima.kou@takenaka.co.jp

概 要

国交省では浮き上がりの生じる建物について検討している。ここでは建物が浮き上がり着地した場合の 地盤の挙動について動的解析を実施した。建物と地盤には Joint 要素を配置し、地盤と建物間の力が0とな った場合は地盤と建物の剥離を許す。地盤は線形弾性体と弾塑性体(SYSカムクレイモデル)の2つを 用いている。線形弾性体では浮き上がり、着地を繰り返しても地盤の変状は変わらないのに対し、弾塑性 体は変形は応力経路に依存するため接地率や最大せん断ひずみが異なることを示した。また、弾塑性体に 関しては骨格構造の影響についても検討した。

キーワード:浮き上がり、地震応答解析、弾性、弾塑性

1. はじめに

2011 年東北地方太平洋地震以降、設計地震動の見直し や巨大地震に対しての構造物の耐震性について多く検討 されてきている。国土交通省では、地盤の加速度が大きく なった場合、建物の慣性力によって建物が浮き上がること を懸念して、浮き上がりの検討を進めている¹⁾。一連の研 究の中で地盤に関連することとしては、基礎浮き上がりに 対する基礎地盤の支持力や基礎接地による地盤振動が検 討項目となる。本研究は建物基礎が浮き上がるような場合 の地盤の変状に着目して、地盤を弾性体と弾塑性体として 数値解析により違いを検討した。解析する地盤・建屋系モ デルは、直接基礎で10階建ての建物を想定する。

2. 解析条件

図1に解析メッシュを示す。直接基礎で10階建て(29.3m) を想定する。平面ひずみ条件で、地盤モデルの側面は時間 領域エネルギー伝達境界²⁾,底面は粘性境界とする。エネ ルギー伝達境界は地盤が線形の場合に使われることが多 いが、地盤が弾塑性体の場合は等価なせん断剛性を仮定し て線形の場合と同様に解析を行っている。建物と地盤の間 に,Joint 要素を配置し浮上りを評価する。すなわち、建物 と地盤の間の節点間力が0となった場合は剥離(浮き上が り)を許し、建物と地盤が再び接触した場合は節点間力が 発生する。基礎厚は考慮していない。

弾性体の地盤は「建物と地盤の動的相互作用を考慮した 応答解析と耐震設計」(日本建築学会,2006)³⁾の「3.2.3 代 表的な地盤モデルによる計算例」の地盤モデルを参考に設定した。図2に示すような「建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計(日本建築学会2006)」にある動的変形特性を用いてShakeによる等価線形解析を実施し、0~-3m, -3m~-7m, -7m~-14m、-14m以深の各層で等価剛性平均及び等価減衰平均を求めたものを表1に示す。これらの値を用いて弾性解析を実施している。図3には深度とVsの関係を示す。



表1 弾性地盤の物性

1	地盤-2										
深度 (m)	深さ (m)	ρ (t/m³)	Vs (m/s)	Vp (m∕s)	v	Gγ	等価剛性 (kPa)	等価減衰	等価剛性 平均 (kPa)	等価減衰 平均	
0											
-1		1.8	340	720	0.357	砂質土	205383.4	0.0200	200118.6	0.0200	
-2		1.8	340	720	0.357	砂質土	200046.3	0.0200	200118.6	0.0200	
-3	-3	1.8	340	720	0.357	砂質土	194926.0	0.0200	200118.6	0.0200	
-4		1.7	280	720	0.411	粘性土	123291.9	0.0200	120263.2	0.0210	
-5		1.7	280	720	0.411	粘性土	121361.1	0.0200	120263.2	0.0210	
-6		1.7	280	720	0.411	粘性土	119138.4	0.0210	120263.2	0.0210	
-7	-7	1.7	280	720	0.411	粘性土	117261.2	0.0230	120263.2	0.0210	
-8		1.9	380	1980	0.481	砂質土	241600.1	0.0260	230229.2	0.0340	
-9		1.9	380	1980	0.481	砂質土	237740.4	0.0280	230229.2	0.0340	
-10		1.9	380	1980	0.481	砂質土	234289.0	0.0310	230229.2	0.0340	
-11		1.9	380	1980	0.481	砂質土	230338.8	0.0340	230229.2	0.0340	
-12		1.9	380	1980	0.481	砂質土	226164.5	0.0370	230229.2	0.0340	
-13		1.9	380	1980	0.481	砂質土	222378.8	0.0400	230229.2	0.0340	
-14	-14	1.9	380	1980	0.481	砂質土	219093.0	0.0420	230229.2	0.0340	
-15		2.1	510	1980	0.464		546210.0	0	546210.0	0	
-16		2.1	510	1980	0.464		546210.0	0	546210.0	0	
-17		2.1	510	1980	0.464		546210.0	0	546210.0	0	
-18		2.1	510	1980	0.464		546210.0	0	546210.0	0	
-19		2.1	510	1980	0.464		546210.0	0	546210.0	0	
-20		2.1	510	1980	0.464		546210.0	0	546210.0	0	
-21		2.1	510	1980	0.464		546210.0	0	546210.0	0	
-22		2.1	510	1980	0.464		546210.0	0	546210.0	0	
-23		2.1	510	1980	0.464		546210.0	0	546210.0	0	
-24		2.1	510	1980	0.464		546210.0	0	546210.0	0	
-25		2.1	510	1980	0.464		546210.0	0	546210.0	0	
-26		2.1	510	1980	0.464		546210.0	0	546210.0	0	
-27		2.1	510	1980	0.464		546210.0	0	546210.0	0	
-28		2.1	510	1980	0.464		546210.0	0	546210.0	0	
-29		2.1	510	1980	0.464		546210.0	0	546210.0	0	
-20		2.1	510	1000	0.464		546210.0	0	546210.0	0	



図2動的変形特性(HDモデル)



図3 深度とVsの関係

一方、弾塑性モデル(SYS カムクレイモデル⁴)に関して は、地盤 1~3 に関しては表 1 の初期剛性と図 2 の動的変形 特性が合うようにパラメータを設定した。地盤 4 は弾性体 とした。設定したパラメータを表 2 に示す。地盤 1 に関し てはさらに 2 つのパラメータを変化させて感度分析を実 施した。地盤 1-1 は構造の影響を、地盤 1-2 は弾塑性パラ メータλ、κを大きくして塑性変形の影響を調べた。図 4 には地盤 1,2,3 に関して動的変形試験を再現した動的変形 特性を示す。剛性の低下について Fitting をしているが減衰 に関しては数値解析の方が大きく出ている。これに関して は今後検討する必要があると考えている。図 5 には地盤の 初期状態を示す。Joint 要素の初期応力は弾性解析では一様 分布としている。一方、弾塑性解析では、地盤の初期応力 状態と同じ値を Joint 要素の初期応力としている。図 6 に 示す入力地震波は、告示スペクトルに基づき、「JMA 神戸 (1995 年兵庫県南部地震・JMA 神戸 NS 位相)」の極稀レ ベルを用いて地表面で定義された地震波を基盤レベルに 引き下げて入力している。引下げ時の地盤は等価線形物性 を使用した。解放工学的基盤波(2E)として入力する。ま

表2 弾塑性パラメータ

た、本解析では主要動の20秒のみとした。

<弾塑性パラメータ>					
	地盤1	地盤1-2	地盤1-3	地盤2	地盤3
圧縮指数 λ	0.001	0.001	0.002	0.001	0.001
膨潤指数 κ	0.00045	0.00045	0.001	0.00075	0.00035
限界状態定数 M	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83
NCL intercept N (at p '=98 kPa)	1.766	1.766	1.766	1.766	1.766
ポアソン比 v	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
<発展則パラメータ>					
正規圧密粘土化指数 m	0.1	0.1	0.1	0.0003	0.7
構造劣化指数 a	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2
構造劣化指数 b,c	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
回転硬化指数 b _r	10.2	10.2	10.2	0.2	10.2
回転硬化限界指数 m_b	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
<初期条件>					
初期異方性 ζ ₀	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
静止土圧係数 K ₀	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
構造の程度 R*	1.0	0.2	1.0	1.0	1.0
間隙比 e	0.7638	0.7638	0.76	0.7643	0.7632
土粒子密度 ρ (g/cm ³)	2.65	2.65	2.65	2.65	2.65





地盤 3

図 4 動的変形特性(σ_m=50kPa)





図 6 入力加速度

解析は竹中工務店所有の動的解析プログラム MuDIAN⁵⁾ を用いて実施した。これは微小変形に基づく 2 相系有限要 素プログラム(U-U formulation)である。本解析では 1 相系 としている。

3. 解析結果

解析結果の比較を行う。比較は、弾性体と弾性体のパラ メータに合わせた地盤 1、弾塑性体である地盤 1 と地盤 1-1,1-2 の 2 つに分けて示す。

3.1 接地率の比較

図7に弾性体と弾塑性体(地盤1)の接地率の時刻歴を 示す。弾性体は浮き上がり、着地を繰り返し接地率が変化 するが着地時及び解析終了時は1となり基礎が地盤全体 に接地した状態になる。一方、弾塑性体では解析中に塑性 変形が発生したため基礎両端位置で基礎と地盤の離間が 生じ、10秒以降解析終了まで接地率が0.6以下となってい る。図8には弾塑性体(地盤1,地盤1-1,地盤-2)の接地率 の時刻歴を示す。構造がある地盤1-1は接地率が小さく、 地盤1に比べ初期剛性を小さくした地盤1-2 は接地率が 1.0に近くなる傾向になる。



3.2 回転角の比較

図9に弾性体と弾塑性体(地盤1)の回転角、図9に 弾塑性体(地盤1,地盤1-1,地盤-2)の時刻歴を示す。弾性 体や弾塑性体の違いによる回転角の影響は少しは違いが あるものの、比較的大きく回転している部分に関してはあ まり大きな影響は見られなかった。



図10回転角の時刻歴(弾塑性体)

3.3 平均主応力、相当応力および最大せん断ひずみの 比較

図11に図1に示すAおよびB要素の弾性体と弾塑性体(地盤1)の平均主応力、相当応力およびせん断ひずみの時刻歴を示す。このAおよびB要素は浮き上がり時に最大応力が発生する地点である。平均主応力は引張を正としている。地表面に近いA要素では弾性体より弾塑性体の方が発生する応力が小さくなっている。一方、最大せん断ひずみを見ると弾塑性体の方が大きく、弾性体は残留ひずみがないのに対して弾塑性体は残留ひずみが発生している。図12には弾塑性体(地盤1.地盤1-1,地盤1-2)の平均主応力、相当応力およびせん断ひずみの時刻歴を示す。地盤1-1は構造の影響で過圧密比も大きくなり平均主応力、相当応力とも他の地盤より大きくなっている。地盤1-2は地盤1に比べ発生する応力が小さくなっている。最大せん断ひずみは平均主応力、相当応力の傾向とは逆に、地盤1-2、地盤1、地盤1-2の順で大きくなった。



平均主応力の時刻歴







3.4 過圧密比の逆数 R と構造の程度 R*の比較

図 13 に弾塑性体の過圧密比の逆数 R の時刻歴を示す。 最大でも 0.85 程度なので正規圧密状態にはなっていない。 浮き上がり、接地を繰り返すと徐々に過圧密の解消が進ん でいる。図 14 に地盤 1-1 の構造の程度 R*の時刻歴を示す。 A、B 要素とも構造の劣化が進むが、地表面から少し深い B の要素の方が遅れて構造の劣化が進む。



図 15 に A 要素の R と全体の接地率の時刻歴を合わせて 示す。また 11 秒から 13 秒までの拡大図を示す。11.4 秒付 近では過圧密の解消とともに接地率も上がるが、12.7 秒付 近では接地率は上がるが過圧密の解消は発生しない。図 17 の変形図から 11 秒では右端の基礎で地盤をささえ、11.4 秒あたりで基礎が接地する。図 15 の拡大図も、接地率が 上昇している。その後、11.7 秒では今度は左端の基礎で地 盤を支持し始める。時刻歴を描いている R は左端の地表面 の基礎先端の要素であることから、過圧密の解消は基礎が 接地して、その後に逆方向の基礎が浮き上がろうとしてい るときに発生することが分かる。しかし、その後逆方向の 基礎が浮き上がろうとするときは地盤に除荷がかかり、*R* が小さくなっていく。また、12 秒付近では今度は基礎右 端で地盤を支持し、左側の基礎が浮き上がっている状態で あるが、*R*の解消は見られない。次に、図16にA要素の *R**と全体の接地率の時刻歴を合わせて示す。構造の劣化は 基礎の浮き上がり方向に関わらず着地後に進んでいるこ とが分かる。



3.5 変形図と平均主応力、せん断ひずみ R,および R*の 様子

図 17 は地盤 1.図 18 は地盤 1-1.図 19 は地盤 1-2 の平均主 応力(引張正)、せん断ひずみ、R および R*(地盤 1-1 のみ) のコンター図を示す。変形は実寸の 50 倍で描いている。 平均有効応力に関しては基礎が浮き上がった場合、支えて いる基礎直下の地盤の応力が高くなり、基礎が接地すると ともにその直下地盤の平均主応力が増加する。地盤 1,1-1,1-2 で値は多少差はあるがほとんど同じ傾向にある。 せん断ひずみに関しては浮き上がり、着地を繰り返すと基 礎端面直下の地盤のせん断ひずみが卓越していく。構造の ある地盤1-1は基礎端面直下から外側の方へせん断ひずみ が高くなっている。Rに関しては 3.4 で記述したような挙 動になっている。地盤 1-1 の R*に関しては、基礎が浮き上 がり端部の基礎で支えている直下の地盤で構造の劣化が 進み、さらに、基礎が着地することで基礎直下の地盤の構 造の劣化が進む。最終的には基礎直下地盤の構造はほぼ 1.0 となり構造が残されていない状態になった。また、弾 塑性地盤であるため、応力経路によって変形が異なるため、 20 秒後には基礎端部周辺地盤に塑性変形が発生し、いわ ゆる「ゆすりこみ沈下」のような変形が見られた。ここで は示さないが、弾性地盤はそのような変形は見られなかっ た。

4. まとめ

仮想的な弾性地盤と弾塑性地盤を用いて、地震時におけ る基礎浮き上がりに関する地盤応答について検討した。

接地率に関しては、弾性体は浮き上がり、着地を繰り返 し接地率が変化するが着地時及び解析終了時は1となる。 一方、弾塑性体では解析中に塑性変形が発生し基礎両端位 置で基礎と地盤の離間が生じるため、着地時には1とはな らず、解析終了まで接地率が0.6以下となった。最大せん 断ひずみに関しては、弾塑性体の方が大きく、弾性体は残 留ひずみがないのに対して弾塑性体は残留ひずみが発生 している。

弾塑性体に関して、過圧密比の逆数 R と構造の程度 R* の影響を調べた。浮き上がり、接地を繰り返すと徐々に過 圧密の解消が進んでいる。過圧密の解消は基礎が接地して、 その後に逆方向の基礎が浮き上がろうとしているときに 発生する。しかし、その後逆方向の基礎が浮き上がろうと するときは地盤に除荷がかかり、R が小さくなっていく。 R*はコンター図より基礎が浮き上がり端部の基礎で支え ている直下の地盤で構造の劣化が進み、さらに、基礎が着 地することで基礎直下の地盤の構造の劣化が進む。最終的 には基礎直下地盤の構造はほぼ 1.0 となり構造が残されて いない状態になった。また最終の変形図は基礎端部周辺地 盤に塑性変形が発生し、いわゆる「ゆすりこみ沈下」のよ うな変形が見られた。

これらの検討は仮想的な地盤であり、今後実地盤との対応、2相系の影響、さらに伝達境界の影響等を検討する必要があると考えている。

5. 謝辞

本論文は、国土交通省平成24年度建築基準整備促進事業(10地震力の入力と応答に関する基準の合理化に関する検討)の一環として実施した内容に加筆したものです。 関係各位に厚くお礼申し上げます。







参考文献

- 中村尚弘ほか:浮き上がりを生ずる中高層 RC 連層耐震壁架構の 保有水平耐力計算に関する検討.日本建築学会発表梗概集,2013
- 2) 中村尚弘: 非線形エネルギー伝達境界を用いた地盤-建物連成系 の地震応答解析,日本建築学会構造系論文集 No. 253, 2010.07
- 3) 建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計:日本 建築学会,2006,丸善
- 4) Asaoka, A. et al: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanics of soils, Soils and Foundations, Vol. 42, No. 5, 2002

特別講演その2(14:50~15:50)

「大深度地下使用の鉄道新線計画について」

関戸 淳二 氏

(東海旅客鉄道株式会社)