第3セッション (15:10~17:15)

維持管理・環境・その他

司 会 檜尾 正也(名古屋大学)

無導坑方式・早期閉合による超近接双設トンネルの施工時挙動評価 BEHAVIORAL EVALUATION OF EXTREMELY CLOSE TWIN TUNNELS WITHOUT A PRE-ADVANCED TUNNEL CONSTRUCTED BY EARLY INVERT CLOSURE

稻垣太浩¹, 中堀千嘉子², 矢野一郎³, 牛田和仁³, 髙本絢也³, 奥野哲夫⁴

- 1 中日本高速道路株式会社・E-mail:m.inagaki.aa@c-nexco.co.jp
- 2 中日本高速道路株式会社
- 3 清水建設株式会社·北陸支店
- 4 清水建設株式会社・技術研究所

概 要

舞鶴若狭自動車道・鳥浜トンネル(延長149m)は、先進坑・後進坑の全線で切羽後方5~10mで吹付けコ ンクリートと鋼インバート支保工によるインバートの早期閉合を行い、地山の緩みを極力抑制し、中間地 山部分(中央壁部)の地山改良等の補強工を実施せずに無導坑方式で超近接双設トンネルを掘削した。本 論文では、まず後進坑通過時の先進坑の内空・壁面変位を計測した結果から同トンネルの変形挙動を示す と共にその特性について考察する。次に、掘削と早期閉合の施工過程を適切にモデル化した3次元弾塑性 逐次掘削解析に基づき、超近接双設トンネルの計測結果と比較検討することでそのメカニズムに考察を加 える。特に先進坑・後進坑掘削後の全長にわたる壁面沈下の計測値と3次元弾塑性逐次掘削解析による同 値を比較検討し、先進坑単独掘削時の壁面沈下と後進坑掘削による先進ならびに後進の両トンネル壁面沈 下への影響に一定の特徴が認められることを示す。これらの特徴のメカニズムの解釈も踏まえ、施工法と しての早期閉合の有効性を述べる。

キーワード:超近接双設トンネル、早期閉合、無導坑方式、3次元弾塑性解析

1. はじめに

舞鶴若狭自動車道(小浜~敦賀)のうち,福井県若狭町 内の鳥浜トンネル(延長 149m)は、先進坑・後進坑の全 線で切羽後方5~10mで吹付けコンクリートと鋼インバー ト支保工によりインバート部を構築し、早期にトンネル断 面を閉合する(以下、「早期閉合」と称する)ことで、地 山の緩みを極力抑制し、中間地山部分(以下、「中央壁」 と称する)の地山改良等の補強工を実施せずに無導坑方式 で超近接双設トンネルを掘削した。本文では、後進坑通過 時の先進坑の内空・壁面変位を計測した結果から、超近接 双設トンネルの変形挙動を示すとともに、3次元弾塑性解 析結果も参考に超近接双設トンネルの施工法として早期 閉合の有効性を述べる。

2. トンネル概要

軟弱地盤地帯に挟まれた鳥浜トンネルは,両坑口部には 超軟弱で圧縮性が高い有機質土が厚く堆積した軟弱地盤 上に盛土が構築されている。特に西抗口側は工程上の理由 からトンネル掘削を早期に開始する必要があり軟弱地盤 対策として、バーチカルドレーンを深さ34m打設した後, 真空圧密工法を併用して急速盛土した。建設時の沈下量は, すでに11mを超えている。このような地質・立地条件か らトンネルの上下線の離隔を標準的なトンネル中心間隔 3D(30m)とすると、事業用地と軟弱地盤対策工の範囲が 広大となり事業費は膨大となることが計画時から予測さ れた。そこでトンネル離隔を縮小する案が検討され、地山 状況を吟味した上で、トンネルの中心間隔を13mとした (図-1)。中央壁の幅は、表-1に示すように支保パター ンに応じて1.5m~2.19mとなる。

従来, 超近接双設トンネルいわゆるめがねトンネルでは, 支保脚部の地山の地耐力と切羽の自立性から 3 導坑方式 または,中央導坑方式を採用して支保工脚部と中央壁を補 強してきた。近年,切羽の安定化技術の進歩によって無導 坑方式が採用されつつある。鳥浜トンネルも当初設計では, 上半先進工法で中央壁を薬液注入(セメント系 qu = 3.5N/mm²)により補強する計画であった。無導坑方式では, 地山を緩ませないこと,切羽の安定が大前提となる。そこ で早期閉合が可能な全断面工法の方がその有効性が高い と判断し¹⁾,鳥浜トンネル施工検討委員会(西村和夫委員 長)で再検討した。その結果,先進坑・後進坑の全線で早 期閉合することで地山の緩みを極力抑制し,図-1に示す ように先進坑の一次支保構造を後進坑より剛な構造とし て,後進坑掘削時の増加荷重を先進坑に受け持たせ,中央 壁は無補強とする設計へ変更した^{1),2)}。掘削工法も,上半 先進工法から機械掘削による補助ベンチ付き全断面工法 とした。

3. 地質概要

図-2に示すように, 鳥浜トンネルは標高 55 ~59m のやせ尾根に対して計画高 13m 付近を 掘削幅 (D)約11m で通過し,両坑口部の山腹 斜面は 35~40°前後の急傾斜を呈する。トン ネルを構成する基盤岩は中生代・前期~中期ジ ュラ紀の丹波テレーンに属する混在岩で,砂岩 基質中に頁岩をレンズ状に混入し,褶曲に伴っ て層理面は不規則で変化に富み,部分的に破砕 帯を介在する。トンネル中央部の地山等級は D Iに相当する。

図-3 に施工した際の切羽評価点と施工時 に実施した点載荷試験による一軸圧縮強さの 値を示した。上り東坑口付近には破砕帯があり 地山は悪く一軸圧縮強さと切羽評価ともに低 い。

4. 設計

これまでの双設トンネルでは、中央壁をコン クリート構造に置換えや,注入による地盤改良 といった補強工が主体の設計であった。さらに 荷重条件が厳しい場合には覆工の耐力にも依 存した設計によってトンネルの安定を確保し てきた。一方早期閉合では、ロックボルト、 吹 付けコンクリート,鋼アーチ支保工といった従 来の支保部材を用いて早期に断面閉合するた め地山の緩みを抑制でき,高い剛性の支保構造 が可能となる。他の事例からも確実なトンネル 安定が実現できることがわかった²⁾。そこで鳥 浜トンネルでは早期閉合による双設トンネル の設計方針として,「一次支保構造で余裕をも ってトンネル安定を確保する。覆工には、力学 的機能は付加しない。」通常の山岳トンネルと 同じ設計方針とした。

次に具体的な設計では、双設の影響に対して 単一トンネルより大きな土圧が作用するため、 先進坑と、後進坑ともに標準支保パターン設計 の1ランクアップのトンネル構造(一次支保・覆 工)の部材断面で断面閉合することとした。これ により部材断面は表-2に示すように先進坑・後進坑とも に吹付けコンクリート厚さは、DIパターンで 20cm (DIII パターンで 25cm)、また、鋼アーチ支保工はDIパターン



支保パターン	中心間距離(m)	中央壁部幅(m)
DⅢa	13. 2	1.5
DII	13. 16	1. 76
DI	13. 29	2. 19



図-3 施工時の切羽評価点と一軸圧縮強度(点載荷試験)

で15cm (DⅢパターンで20cm) となった。なお,インバ ート部は,上・下半と同じ支保部材断面とした(図-1)。 さらに双設トンネルでは,後進坑掘削の影響により先進 坑の中央壁側に応力集中等が発生する。その影響を考慮す るため、後述の3次元弾塑性解析とは別に、早期閉合の施 エステップを再現した2次元非線形弾性解析を実施した。 その解析結果から吹付けコンクリートの強度 σ₂₈ に関し て後進坑18N/mm²のところ先進坑は36N/mm²へ、鋼アー チ支保工に関しても後進坑NH材(SS400)に対して先進 坑はHH材(SS590)とし、先進坑は後進抗に比べ剛な構 造となった。

5. 計測位置および掘削方法

主計測断面は、図-2 に示すように下り線 TD45 (STA511+22)で土かぶり28mのDIパターンの地点であ る。内空・壁面変位は図-4に示す位置で計測した。主計 測断面の掘削は、図-5に示すように先進坑側で上半切羽 から7m後方で、後進坑側では上半切羽から5m後方で吹 付けコンクリート、鋼インバート支保工によるインバート の早期閉合を実施した。掘削は、下り線の西坑口(起点側) から開始して貫通後、再び西坑口へ移り上り線を施工した。 300kW 級のロードヘッダにより約50m/月で掘進した。覆 工は、後進坑掘削の影響を避けるため、後進坑掘削完了 した両トンネル貫通後に施工した。

6. 計測結果^{3), 4), 5)}

6.1 トンネル壁面変位

図-6に先進坑・後進坑の各掘削後の天端沈下を示した。 解析結果は後述することとし、ここでは計測結果について 述べる。後進坑は先進坑の影響をうけ応力再配分された地 山部分を掘削するため、先進坑を単一で掘削した時より大 きな変位が生じている。後進掘削後の先進坑は後進坑の掘 削時の影響を受けて後進抗よりさらに大きな変位が生じ ている。全線にわたってほぼ同様な変位をしている。なお、 最も変位が大きい先進坑のTD85付近は、後進坑の天端で 小崩壊がありその影響が先進坑に生じたものである。

図-7は、先進坑と後進坑の壁面変位ベクトル分布図で ある。先進坑掘削時、先進坑の水平変位は内空側に 5mm 以下, 沈下は最大 10mm 程度であった。後進坑掘削時の先 進坑の水平変位では天端~中央壁側壁で、6~9mm 程度の 後進坑側に引張られる挙動が認められた。一方, 沈下は、 中央壁側の測点 3, 5 が-22.8mm, 22.4mm と大きく, 天 端の測点 1 (-16.9mm) より大きな値を示した。また、後 進坑でも、中央壁側壁面で約-8mm 沈下した。

図-8 は後進坑上半切羽(以下「後進切羽」と称する) 通過時の先進坑内空変位である。後進坑掘削影響は,後進 切羽が先進坑の計測位置に到達した時(後進切羽距離 0m) から挙動が始まり,後進切羽距離 5mの位置で後進坑をイ ンバート閉合すると収束傾向を示した。最終の内空変位量 は±10mm以内の値で安定した。

図-9は後進切羽通過時の先進坑壁面鉛直変位(壁面沈下)である。天端と後進坑側の3点(測点1,3,5)沈下は、後進切羽が約1D手前(後進切羽距離-10m)から始ま

表-2 文保部材一覧表				
支保部材		先進坑	後進坑	
吹付け コンクリート	DI	$\sigma_{\rm c}$ =36N/mm² t=200mm	$\sigma_{\rm c}$ =18N/mm² t=200mm	
	DⅢ	$\sigma_{\rm c}$ =36N/mm² t=250mm	$\sigma_{\rm c}$ =18N/mm² t=250mm	
鋼アーチ	DI	HH154 × 151	NH150 × 150	
支保工	DⅢ	HH201 × 200	NH200 × 200	



図-4 内空変位計測断面の計測位置









り,後進坑インバート閉 合をしても継続し後進切 羽が30~40m程度離れる と緩やかに収束に向かっ ている。一方,反対側壁 面の測点2,4では後進坑 掘削による変位増分はほ とんど認められない。こ れらのことから,特に先 進坑の中央壁側は,後進 坑掘削施工過程の影響を



3 次元的に受けて沈下するものと考えられる。す なわち,後進坑掘削による双設の影響により中央 壁部の荷重が高まることで先進坑側の壁面沈下が 生じ,それに続く後進坑の早期閉合によって剛な 支保構造が早期に形成されるとトンネル自体の変 形は抑えられ安定する。一方,荷重は剛な支保構 造を介して基礎地盤に伝わり,初期応力を超えた 地盤に沈下が発生してトンネル全体が中央壁部側 に傾くように変形したものと考えられる。

6.2 吹付けコンクリートと鋼アーチ支保工応 力計

吹付けコンクリート応力分布図を図-10 に示 す。先進坑では後進坑掘削後に,天端〜中央壁反 対側(T1,T2,T4)で2~3 N/mm²の増加が認め られるが,中央壁側の肩部(T3)とSL部(T5) では圧縮応力の増加は顕著ではない。インバート 部でも基本的に圧縮応力が発生している。後進坑 上半部の吹付けコンクリート応力は,1~6N/mm² で後進坑掘削後の先進坑と同程度の圧縮応力が発 生している。

次に,鋼アーチ支保工応力計により計測された 軸力および曲げモーメント分布図を図-11,図-12に示す。また,図-13に後進切羽通過過程の先 進坑中央壁側脚部測点5(図-4,7参照)の壁面 沈下と,同中央壁側の脚部 S7,インバート部 S9

(図-12参照)の鋼アーチ支保工曲げモーメント を後進坑上半切羽との距離の関係で示す。図-11 から後進坑掘削後に,先進坑の天端~SL部(S1 ~S5)までの上半アーチ部で圧縮応力が均等に増 加している。また後進坑の上半部でも先進坑と同 程度の軸力が発生している。インバート部では大 きな軸力は発生していないが,図-12より先進坑 の隅角部周辺,特に中央壁側のインバート部 S9 で内空側へ大きな曲げモーメントが発生している。 これは,図-13に示すように中央壁側脚部測点5

の壁面沈下の増加に伴い,インバート部 S9 の曲げモーメ ントも増加する関係があることから,後進坑掘削時の中央 壁部の卓越した沈下の影響と考えられる。また,インバー ト中央壁側脚部の吹付けコンクリートに応力の発生やク





ラック等も見られなかったことから,閉合部材として,曲 げ耐力を持つ鋼インバート支保工が有効であったと言え る。ただし,鋼インバート支保工の曲げモーメントの発生 を軽減すべく隅角部の形状を見直す余地はあると考える。

また先進坑中央壁側 SL 部では、後進坑掘削時に吹付け コンクリートと鋼アーチ支保工の圧縮性軸力が卓越する ことなく,先進坑・後進坑の上半アーチ部で均等に圧縮応 力が増加した(図-11,図-12)。これは後進坑掘削時に 中央壁部側のみに荷重が集中することなく, 上半アーチ部 で均等に荷重分担していることを示している。つまり,双 設トンネルを包含する形でグランドアーチが形成され、中 央壁部に応力集中が生じなかったと考えられる。これは先 進坑と後進坑との早期閉合の効果により地山の緩み域が 抑えられたことにより、 グランドアーチの形成に必要な地 山強度と土かぶりを確保することができたと考えられる。

7. 数值解析

7.1 解析方法

解析検討では早期閉合により施工された超近接双設ト ンネル掘削時の基本的な変形特性を把握する目的から、先 進坑、中央壁部、後進坑の各物性の違いや早期閉合の施工 過程を適切に考慮した3次元弾塑性解析を用いることで, 構造物―地盤の相互作用による変形挙動の評価を目指し た。特に、応力解放率を用いた2次元解析では、早期閉合 による3次元的挙動を適切に評価することは困難と考え て3次元解析とした。その解析モデルを図-14 に示す。 解析領域は高さ80m×横100m×奥行き(トンネル軸方向) 100m で, 土かぶりはトンネル SL から 50m で一定とし, 岩盤物性は表-3のCL 級の均一な弾塑性材料

(Mohr-Coulomb 破壊規準に従う弾完全塑性材料)とした。 なお、表-3 は現場ボーリング孔の孔内水平載荷試験から 評価された値である。掘削は全線 100m にわたり,掘進長 1m で先進坑・後進坑とも上半切羽 3m 後方で下半を掘削 し、上半切羽 7m 後方で早期閉合を繰り返す掘削過程でモ デル化した。実施工に合わせて掘削直後に吹付けコンクリ ート(設計強度:先進坑 36MPa 後進坑 18MPa, 厚さ:20cm), 鋼アーチ支保工(先進坑 HH-154,後進坑 NH-150)の施工 をモデル化し、吹付けコンクリートは弾塑性材料(弾完全 塑性),鋼アーチ支保工は弾性係数,断面諸量を実際の値 に一致させた棒要素(弾性材料)でモデル化した。

7.2 解析結果

施工過程を再現した解析を実施し、図-14 のトンネル 軸方向 50m 位置(中央断面位置)に図-4 と同じ計測断面 を設け, 切羽進行に伴う各種変位を算出した。後進坑が先 進坑の計測断面横を通過する時点の後進切羽周辺の掘削 形状と変位分布を図-15に示す。

図-16~17 に後進坑掘削時の先進坑の計測断面位置で の各測点(1~5)・測線(A~D)の変位量を、計測値と解 析値を比較して示す。先進坑掘削後の後進坑掘削の影響を 調べる目的から,全て後進坑の上半切羽到達前-20m 位置 での各変位を初期値とし、その後の変位増分を示している。 なお、計測値は早期閉合を上半切羽から5m後方で実施し た(後進坑のみ)計測断面 TD45(図-2 参照)であり,



図-13 鋼アーチ支保工曲げモーメントと壁面沈下の関係



		衣-3	石盛物性		
岩盤	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	変形係数 E (kN/m²)	ポアソン 比 <i>v</i>	粘着力 C (kN/m²)	内部 摩擦角 <i>ゆ</i> (deg)
CL 級	22. 0	101,000	0.35	200	34



図-15 後進坑掘削時の切羽周辺状況(解析モデル)

解析で設定した7m後方とわずかながら異なる。

両者の比較により, 全般的に解析結果は計測結果と類似 した挙動を示す。壁面鉛直変位(図-16)では、測点 1, 3,5 は解析値と計測値は共に切羽通過時(後進坑上半切 羽と計測断面の距離 0) 以前から沈下が増加し始め、切羽 が 40m 程度離れた時点で 12~15mm 程度の沈下となり良 い一致を示す。内空変位(図-17)は、測線 B, C, D が 後進切羽通過時付近で伸長方向に動き,数mm~7mm 程度 伸びる。一方,測線Aは 数 mm 程度短縮方向に変 化するが,いずれも切羽 が 7~10m 程度離れると 収束傾向を示す。

図-18には、比較のた め早期閉合を行わない場 合の先進坑壁面鉛直変位 と内空変位を3次元弾塑 性解析から求めて示す。 この図も上半切羽到達前 -20m 位置での各変位を 初期値としてその後の変 位増分を示している。早 期閉合を行わない場合は, 先進坑貫通後にインバー ト掘削, 鋼製インバート 支保工およびインバート 部の吹付けコンクリート 施工をトンネル軸方向 10m ピッチで繰り返し実 施し, それに続く後進坑 掘削も同様の施工手順で 行うものとした。この早 期閉合を行った結果図ー 16,17と比較すると、各 変位量は早期閉合を行わ ない場合に増加しており, 壁面鉛直変位では天端測 点1 では後進切羽から 40m 程度離れた時点で



図-18 早期閉合を行わない場合の先進坑鉛直変位と内空変位 (解析結果)

20mm を超える。また,内空変位では同時点で測線 C が 10mm を超える変位量を示す。このことからも早期閉合の 有効性が理解できる。

図-19は、早期閉合を行った場合のトンネル軸方向 50m 位置(中央断面位置)での先進坑掘削後と後進坑掘削後の 塑性域を示している。後進坑掘削後には中央壁側のインバ ート基礎部に塑性化した要素が集中している。この塑性域 が沈下の主要因と考えられる。今後の設計において、どの 程度の沈下を許容できるか、また、中央壁側脚部の地耐力 とインバートの発生応力との関係から地山基礎部の補強 の要否の判断等が課題と考えられる。

7.3 メカニズムの考察と地山挙動の評価

以上の解析結果を基に、先進坑および後進坑の各掘削完 了後の天端沈下を示したものが前述の図-6である。計測 結果は、各起点坑口からのトンネル距離毎に計測した値を 示しているが、解析結果は土被り一定の均質モデルで解析 を行っていることから坑口からのトンネル距離に大きな 意味はないため、トンネル軸方向距離 50m 位置の各掘削 後の同値を一律示している。また、計測結果と解析結果と

 (a) 先進坑掘削後の塑性域
 (b) 後進坑掘削後の塑性域



も掘削直後に計測器を設置してからの天端沈下の増分を 示している。

この結果から,計測値と解析値の天端沈下の値は異なる が,両者とも,①先進坑掘削後の先進坑,②後進坑掘削後 の後進坑,③後進坑掘削後の先進坑,の順に各沈下量が 徐々に大きくなっていく傾向が認められる。この挙動の原 因を考察する。初期応力状態において先進坑掘削により先 進坑周辺の緩み域が発生するが,これは単独坑による緩み 域に押さえられる。先進坑掘削による後進坑掘削位置の初 期応力は応力再配分により当初の初期応力より増加し,同



図-20 吹付けコンクリート応力の計測結果との解析結果の比較

一物性値においても高まった応力範囲を後進坑が掘削されることにより、後進坑周辺の緩み域が当初の先進坑周辺よりも大きくなる可能性がある。また同時に、後進坑掘削に伴い、その応力再配分により既に掘削されている先進坑周辺の応力も高め、緩み域がさらに拡大することで沈下が増加する可能性がある。このような相互作用により各掘削後の沈下量の発生の違いが生じているものと考えられる。以上の結果は、図-19の解析結果にも示したように、塑性域の広がりを緩み域と評価すれば、①先進坑の掘削による先進坑の緩み域範囲、②後進坑掘削後の後進坑周辺の緩み域の範囲、③後進坑掘削後の先進坑の緩み域の範囲が、この順番で徐々に大きくなっていることとも対応する。

次に図-20に、支保工のうち図-10の先進坑 T3 位置の 吹付けコンクリートの応力変化を後進坑の上半切羽と計 測断面までの距離の関係で示す。計測結果と解析結果は必 ずしも一致した結果となっていないが、両者の先進坑の吹 付けコンクリート応力は、後進坑が通過する際に圧縮応力 の増加が一旦抑えられる傾向が生じる。計測値と解析値が 異なる理由は、解析では吹付けコンクリートの施工後の強 度発現などの物性変化等を考慮していない点が挙げられ るが、ここでは先進坑の吹付けコンクリートの圧縮応力が 後進坑の通過の際に増加傾向が一時的に抑えられる挙動 について考察する。

図-21 には、(a)後進坑到達前、(b)後進坑到達時、(c)後 進坑通過後、の早期閉合区間の支保機構(支保メカニズム) を3次元的な挙動を考慮して模式的に示しており、(a)~ (c)の各図は、先進坑掘削後の後進坑掘進過程を平面図、断 面図(横断面 1-1')、側面図(縦断面 2-2')の3つで表示 している。図-21 は周辺岩盤が健全(弾性)で,掘削に よって緩み域(塑性域)が生じない場合を示している。(a) 後進坑到達前では、先進坑の肩部計測点 M (吹付けコンク リート応力計測点) は後進坑の掘削の影響を受け始めてい るものの先進坑は概ね横断面 1-1'を主とする2次元断面 内の応力分布で特徴付けられ、先進坑の肩部計測点 M で は単独坑と同様に地山の荷重を支持している。一方、後進 坑では、早期閉合区間(後進坑切羽と早期閉合を行うまで の区間)に対応する A 領域は、上載荷重を左右・前後で 3次元的に支持している点が特徴と言える。すなわち、ま ず左右に緩み域がなく中央壁部分も健全であり(先進坑の



図-21 早期閉合区間の支保機構(塑性域なし)

支保も健全である)、切羽前方の岩盤も健全であるため、 左右と前方の支保機能は確保される。また、後方に関して は、早期閉合を行うと掘削後のトンネル支保剛性が高まる ことから支保機能が発揮される。以上より左右・前後の支 保機能が確保される。この状況を縦断面 2-2'の A 領域の 上方にアーチ状の矢印(小さなグランドアーチ)で模式的 に示しており、A 領域は左右・前後方向から3次元的に支 持される。

この状態から後進坑が先進坑の計測位置に近づくと、M 点では後進坑側の荷重分担分だけ断面力が増加するため、 後進坑切羽の接近により断面力の増加傾向を示す。しかし、 (b)後進坑到達時になると A 領域は左右・前後でドーム状 に荷重を支持していることから、2次元状態で必要な荷重 支持力よりも少ない支持力で A 領域の荷重を支持でき、M 点で増加傾向であった断面力は A 領域が通過する過程で 増加傾向の支持力が一旦抑えられる。

その後、(c)後進坑通過後になると、A 領域が先進坑の計 測点 M から遠退くことで、横断面 1-1'の 2 次元断面内で 先進坑と後進坑の両断面の上方の荷重を 2 次元的に支持 する状態に移り、計測点 M での断面力は(b)より高まった 状態で収束するものと考えられる。図-20 の吹付けコン クリートの挙動は基本的にこのような現象に追随したも のと考える。なお、(b)後進坑到達時や(c)後進坑通過後で は、中央壁部分が健全であれば、中央壁が直接荷重を支持 する機構と、先進坑ならびに後進坑の両支保工(吹付けコ ンクリートおよび鋼アーチ支保工)が支持する機構が共に 機能するものと考えられる。この状況を(b)後進坑到達時 と(c)後進坑通過後の横断面 1-1'に矢印で模式的に示す。

これに対して、図-22 は中央壁で緩み域が生じる場合 の後進坑到達時の状況を示している。この場合は先の図-21 に比べ中央壁部分の上載荷重の分担率が低下すると共 に、地山支保機能としてグランドアーチの形成の大きさに 応じてトンネル支保部材の荷重分担率が変化する。そのた め、後進坑到達時および後進坑通過後の M 点の断面力は 塑性域の発生領域に依存して変化すると考えられる。

以上のように後進坑通過過程では,周辺地山の塑性域拡 大に応じて地山の支保機能とトンネル支保部材の組合せ による3次元的な支保機能が形成され,それに応じて支保 部材の断面力は変化するものと考えられる。

8. おわりに

鳥浜トンネルでは、インバートの早期閉合により、中央 壁部の地山改良等の補強工を実施せずに無導坑方式で D 級地山のめがねトンネルを掘削した。その計測結果から以 下の知見が得られた。

めがねトンネルの中央壁部(中間地山)に地山改良等の 補助工法を採用することなく施工できたことは,早期閉合 の効果として評価できる。

めがねトンネルでは中央壁側で沈下が卓越するために インバート閉合部材として曲げ耐力を持つ鋼製ストラッ ト支保工が有効である。

早期閉合の実施によりトンネル自体の変形は微小な値 に抑制されたが,双設の影響によりトンネル全体が中央壁



(後進坑到達時)

側に傾くような沈下が卓越する。

ある程度の土かぶりを有するトンネルでは, 双設トンネ ルを包含する形状でグランドアーチが形成されることに より, 先進坑・後進坑の上半アーチ部で均等に荷重を分担 することができる。また, 塑性域の発生に応じて地山の支 保機能 (グランドアーチ)とトンネル支保部材の組合せに よる3次元的な支保機能が形成される。

鳥浜トンネルは、めがねトンネルと早期閉合の採用によ り事業費・事業用地の削減と補助工法を使用せず安全に、 通常のトンネル工法と変わらない効率的な施工ができた。 その意味で同様の採用例が増える可能性があるため、早期 閉合によるめがねトンネの設計・施工システムの確立を期 待したい。また、同設計では、めがねトンネルに特化した 理論^のを駆使するより、すでに地盤力学で一般化した弾塑 性構成モデル等に基づき構造物-地盤の相互作用を考慮 した解析をもとに実務設計へ展開する方がよいと考える。 最後に、これまで早期閉合によるめがねトンネルの設計・ 施工に挑戦されてきた諸先輩に敬意を表し感謝を申し上 げたい。

参考文献

- 1) 今田徹:山岳トンネル設計の考え方, pp150-151, 2000.
- 試験研究所技術資料第350号:トンネルの標準設計に関する 研究報告書,日本道路公団試験所,1986.
- 3) 稲垣太浩・川北眞嗣・津野康則・矢野一郎・牛田和仁・奥野 哲夫・淡路動太:早期閉合で施工された超近接双設トンネル の変形挙動,第47回地盤工学研究発表会,No.640, pp.1273 ~1274, 2012.
- 4) 高本綯也・矢野一郎・淡路動太・中堀千嘉子・稲垣太浩・津 野康則:早期閉合で施工した超近接双設トンネルの一般部D I区間での双設影響(その1),土木学会第67回年次学術講 演会,VI-040, 2012.
- 5) 川北眞嗣・津野康則・矢野一郎・奥野哲夫・淡路動太:早期 閉合で施工した無導坑式超近接双設トンネルの挙動特性、トンネル工学報告集、Vol.22, 2012.(投稿中)
- Chin-Bing Ling, "On the Stress Analysis in a Plate Containing Two Cicular Holes", Journal of Applied Physics, Vol.19, Jan., 1948.

動的繰返し荷重による堆積軟岩の帯磁率異方性発達の実験検証 Experimental study on development of AMS in soft sedimentary rock subjected to cyclic loading

栗本悠平¹,小枝幸真¹,張鋒²,阪口秀³,氏家恒太郎⁴,山本由弦³

- 1 名古屋工業大学・大学院・創成シミュレーション工学専攻
- 2 名古屋工業大学・高度防災工学センター・E-mail: cho.ho@nitech.ac.jp

3 海洋研究開発機構

4 筑波大学・生命環境科学研究科・地球進化科学専攻

概 要

地盤材料の力学挙動について、せん断を中心に議論されることがほとんどであるが、せん断だけでは解釈 できない現象も報告されており、室内試験による更なる基礎的な研究が求められる。また、圧密沈下や圧 密降伏応力を求める場合は一方向の静的載荷(圧密試験や三軸試験)が主流であり、液状化試験以外にお いては一方向の動的繰返し載荷による地盤材料の力学挙動を調べる研究は極めて稀である。本稿では、実 地盤における K₀状態(供試体の半径方向に変位が生じないような応力状態)での動的繰返し載荷を可能と した K₀動的繰返し載荷装置の概要と、房総半島で採取したシルト岩を用いた静的載荷試験(定ひずみ圧密 試験)、および K₀状態での動的繰返し載荷試験の結果を報告する。また、試験後に静的載荷と K₀動的繰返 し載荷を受けた供試体の帯磁率異方性を測定した結果、堆積軟岩に動的繰返し荷重を作用させると初期異 方性(堆積・圧密過程により発達)が更に発達する傾向を確認した。

キーワード:動的繰返し載荷,帯磁率異方性,堆積軟岩

1. はじめに

我が国の地盤は四つのプレート境界上に位置し、その地 層条件から度重なる巨大地震の来襲に見舞われている。一 般的に地震活動はプレート運動に伴う岩石破壊が影響し ており、プレートが沈み込む際に発生する堆積物などの変 形・破壊過程の解明が求められている。

プレート境界である南海トラフでは近い将来,高い確率 で巨大地震が発生すると予測されており,日・米・欧が参 加する国際深海掘削計画(Integrated Ocean Drilling Program)第190次航海による深海掘削が実施されている。

Fig.1 に示す掘削地点の中でも、Site1173 と Site1174 はフィ リピン海プレート(海洋プレート)がユーラシアプレート

(大陸プレート)の下に沈み込む直前と直後の地点である ことから,海洋型地震発生地帯の形成メカニズムを解明す る上で重要な地点であると考えられている。

これまでの海洋掘削調査により、プレート境界に相当す る巨大水平断層(デコルマ)ではある深度で低間隙な構造 体(高密度状態)が確認されており、一方で将来的にプレ ート境界になると考えられるデコルマ相当層準(プロトデ コルマ)では、高間隙な構造体(低密度状態)が確認され ている。これは、プロトデコルマでは粒子間セメンテーションが存在するものの、デコルマへ変化する過程でこの粒子間セメンテーションが崩壊し、低間隙化することを意味している。また、採取された試料を観察すると、Fig.2 に示すようにデコルマは数 mm~数 cm 程度の角礫によって形成されており、その角礫内部においてはランダムファブリックを維持していることが確認されている¹⁾。これは、デコルマ内部においてはせん断の形跡が認められないことを意味する。

著者らは、上述した従来の認識とは矛盾するデコルマの 特異性(せん断変形に起因すると考えられてきたセメンテ ーションの崩壊とせん断変形を否定するランダムファブ リックの保持)に着目し、デコルマ内部ではせん断変形が 支配的でなく、ランダムファブリックを保持したままセメ ンテーションを崩壊させるのは「地震による疎密波等の動 的外力」という従来の認識とは大きく異なる大胆な仮説を 立てた。この仮説を検証するために、プロトデコルマとデ コルマの原位置応力状態を再現し、せん断荷重だけでなく 高周波・高圧で動的繰返し荷重も載荷できる二種類(等方 載荷仕様と K₀載荷仕様)の試験装置を(独)海洋研究開 発機構(JAMSTEC)と共同で開発した。 これらの試験装置を用いて、地球深部探査船「ちきゅう」 号により採集されたプロトデコルマ・デコルマ試料に種々 の荷重を与え、載荷による両試料の内部構造の変化を世界 で初めて評価し、デコルマ形成のメカニズム解明を試みる。

本稿では、実地盤に近い応力状態を再現した K₀動的繰 返し載荷装置を用いて、未固結シルト岩を対象に静的荷重 と動的荷重(地震による疎密波を想定)を載荷させ、載荷 後における供試体の巨視的・微視的挙動について述べる。





2. 試験概要

2012 年に名古屋工業大学に導入された K₀状態での動的 繰返し載荷を可能とした K₀動的繰返し載荷装置の概要と, 房総半島で採取したシルト岩を用いた動的繰返し載荷試 験について説明する。なお,等方動的繰返し載荷が可能な 試験装置の概要,および試験結果については西村らの別報 ²⁾³⁾を参照にされたい。

2.1 Ko動的繰返し載荷試験

*K*₀動的繰返し載荷試験とは, 試料に *K*₀状態での動的繰 返し荷重を作用させる試験である。Fig.3 に *K*₀動的繰返し 載荷装置の概要図を示す。本試験装置は, 圧密リングによ り *K*₀状態における動的繰返し載荷が可能である。さらに, 圧密リングと供試体側面間に発生する摩擦力の影響を無 くすために, 供試体と圧密リングの側面間にグリースを挟 んだ二枚のテフロンシートを設置し, 厳密な *K*₀状態を再 現している。また, 供試体の上下に設置されたポーラスス トーンにより, 供試体の上下端からの排水が可能である。 さらに, 圧密時においては段階的な載荷(段階圧密試験) のみならず, 一定のひずみ速度による載荷(定ひずみ)が 可能であり、予備圧密と動的繰返し載荷を連続的に実施することが可能である。Table1 に K_0 動的繰返し載荷装置の性能を示す。



(a) 動的繰返し載荷装置全体図



(b) K₀動的繰返し載荷装置詳細図
 Fig.3 K₀動的繰返し載荷装置

Table1 Ko動的繰返し載荷装置の性能

	Unit	Value
Vertical load	kN	50
Vertical displacement	mm	5
Pore water pressure	MPa	1
Displacement volume	ml	5
Load amplitude	kN	25
Frequency	Hz	5
Rate of loading	mm/min	$0.0001 \sim 0.1$

2.2 試験条件

試験に用いたシルト岩は、房総半島に露出した被覆層 (約 300 万年前に海溝斜面に堆積)から採取されたもので あり、試料採取後に Fig.4 に示すように直径 50mm×高さ 20mm に整形を行った。Table2 に K_0 動的繰返し載荷試験に 用いたシルト岩の物性値を示す。圧密降伏応力 p_c を求め るための定ひずみ圧密試験(ひずみ速度 0.002%/min)は飽 和・排水条件下で、 K_0 動的繰返し載荷試験は不飽和・非排 水条件下(設定拘束圧までは上端排水)で実施した。動的 繰返し載荷試験に不飽和試料を用いた理由は、作用させる 荷重を確実に有効応力として与える(間隙水圧を発生させ ない)ためである。Fig.5 に定ひずみ圧密試験から得た $e-\log \sigma_v$ 関係を示す。Fig.5 より、シルト岩の圧密降伏応力 は $p_c=10~15$ MPaであることを確認したため、この結果を もとに K_0 動的繰返し載荷試験の試験条件を設定した。 Table3 に K_0 動的繰返し載荷試験の試験条件を示す。

Fig.4 シルト岩(左: 房総半島に露出した被覆層,右: 整形後)

Table2 シルト岩物性値

	Unit	Value
Soil particle density ρ_s	g/cm ³	2.66
Dry unit weight γ_d	kN/m ³	14.8
Void ratio e	-	0.76
Moisture content ω	%	27.4
Degree of saturation S _r	%	96.4



Fig.5 e-log ov 関係

Table3	試験条件

Case	Vertical stress (MPa)	Stress amplitude (MPa)	Frequency (Hz)	Number of vibration	
А	10	3	5	100	
В	15	3	0.5	100	
С	15	3	5	100	
D	15	6	5	100	

2.3 带磁率異方性

帯磁率とは、外部から与えた磁場に対して獲得した磁場 強度であり、外部から与える磁場方向により帯磁率が異な る性質を帯磁率異方性(AMS: Anisotropy of Magnetic Susceptibility)⁴⁾という。帯磁率異方性は、岩石に含まれる 磁性鉱物粒子の形状や寸法、配列などにより生じると考え られ、堆積過程や様々な応力履歴を受けた地盤材料の内部 組織の議論などに応用される。AMS 測定で用いられる代 表パラメータを以下に示す。

$$F = \frac{K_{\text{int}}}{K_{\text{min}}} \tag{1}$$

$$L = \frac{K_{\text{max}}}{K_{\text{int}}} \tag{2}$$

式(1), (2)の K_{max}, K_{int}, K_{min}は, 多方向から帯磁率を求 めることにより得た最大帯磁率方向 K_{max}, 中間帯磁率方向 K_{int} 、最小帯磁率方向 K_{min} (K_{max} , K_{int} , K_{min} は互いに直交) である。これらを用いて帯磁率の異方性度合いをF, L で 表す。F, L 以外にも異方性を表す数多くのパラメータが 存在するが、本稿では帯磁率異方性を議論する上で代表的 なF, Lを採用している。F, Lの大きさは、Fig.6 に示す 近似楕円体の形状を表し、Fが大きいほど扁平型、Lが大 きいほど伸長型となる。近似楕円体の形状が扁平型の場合 は面構造、伸長型の場合は線構造が発達していると考えら れる。



Fig.6 近似楕円体の形状(左:扁平型,右:伸長型)

3. 試験結果

3.1 K₀動的繰返し載荷試験結果

Fig.7 に Case C の拘束圧〜振動回数関係を示す。Fig.7 より,新しく開発された K_0 動的繰返し載荷装置は精度良く実験できる状況にあることが確認できる。

Fig.8(a)~(c)に K_0 動的繰返し載荷試験における変位~振 動回数関係を示す。Fig.8 における縦軸の Displacement (mm)は振動開始直前の変位を0mm としたときの変位の値 であり,圧縮側を正としている。Fig.8(a)より,拘束圧が大 きいと振動中の変形量が小さく,振動後の塑性変形量(残 留変位)も小さくなっていることが確認できる。また, Fig.8(b)より,応力振幅が大きいと振動中の変形量は大き く,振動後の塑性変形量も大きいことが確認できる。さら に、Fig.8(c)より,振動数が少ないと充分に応力振幅分の荷 重が供試体に伝わると考えられるため,振動荷重による塑 性変形量が大きく発生することが確認できる。これは地盤 材料の粘性による速度効果の影響であると考えられる。





3.2 帯磁率異方性測定結果

Fig.9にK₀動的繰返し載荷試験後の試料における帯磁率 異方性(AMS)測定の結果を示す。Fig.9より,K₀状態に おいて静的載荷(最大 21MPa,軸ひずみ 10%程度)では 面構造の顕著な発達は確認されないが,動的載荷では面構 造が発達(L,F軸の45度線から離れるほど帯磁率異方性 が強い)していることが確認できる。すなわち,帯磁率異 方性の発達には静的載荷よりも,動的繰返し載荷による影 響の方が大きいと考えられる。また,同じ応力振幅の条件 下で,拘束圧が小さいと面構造が発達していることを確認 できる。振動数に関しては,振動数の違いによる明確な面 構造の発達の違いは確認されない。さらに,応力振幅に関 しては応力振幅が小さいと面構造が発達している傾向を 確認できる。ただし,供試体によっては静的載荷を受けた 供試体と比較して面構造の発達が顕著に見られない結果 (本稿には掲載していないが)も得られたため,今後追加

実験を実施し、検証していく必要がある。



Fig.9 帯磁率異方性(AMS)測定結果

4. まとめ

未固結シルト岩を用いた予備試験より, 岩石に動的繰返 し荷重を作用させると、初期に有する堆積・圧密過程によ る異方性がより発達する傾向が確認され,静的載荷に比べ 動的繰返し載荷が岩石の異方的力学挙動に与える影響は 大きいことが示唆された。さらに、荷重条件(拘束圧・応 力振幅・振動数) が帯磁率異方性の発達に与える影響も確 認された。よって、本稿で提案した仮説を検証する目的で 開発された試験装置,および試験方法により,デコルマの 形成メカニズムを解明する糸口を見つける可能性は充分 にある。一方, プレート境界付近で採取した試料を用いた 種々の実験,例えば,岩石の帯磁率異方性に影響する動的 繰返し荷重の拘束圧・応力振幅・振動数の定性的・定量的 評価などはまだ行っていない。そこで今後は、個々の供試 体に対する初期の帯磁率異方性 (AMS) 測定を実施した上 で, 拘束圧・応力振幅・振動数の影響を検証する。そして, 既に IODP の承認を得て入手している貴重な試料に静的荷 重や動的繰返し荷重を与え, 岩石内部組織の異方性の発達 に寄与する要因,およびセメンテーション崩壊のメカニズ ムやデコルマ形成メカニズムの解明を試みる。

参考文献

- K. Ujiie, T. Hisamitsu and A. Taira: Deformation and fluid pressure variation during initiation and evolution of the plate boundary decollement zone in the Nankai accretionary prism, JOURNAL OF GEOPHYSICAL RESEARCH, VOL. 108, NO. B8, 2398, doi:10.1029/2002JB002314, 2003.
- 2) 西村友宏,栗本悠平,張鋒,阪口秀,氏家恒太郎,山本由 弦:動的繰返し等方荷重による地盤材料の異方性発達の実 験検証,第24回中部地盤工学シンポジウム,名古屋市,地 盤工学会中部支部,2012.
- 3) 西村友宏,栗本悠平,張鋒,阪口秀,氏家恒太郎,山本由 弦:動的繰返し等方荷重による地盤材料の異方性発達の実 験検証,第13回岩の力学国内シンポジウム,那覇市,岩の 力学連合会,2013.
- Mutsumi Nakai: Anisotropy of magnetic susceptibility, Earth Science (Chikyu Kagaku) vol.54, pp.279-280, 2000.

ジオシンセティックスを用いた構造物基礎の補強効果 Reinforcing effect of geosynthetics on building foundation

增田彩希¹, Hossain Md. Shahin², 竹田智哉³, 中井照夫⁴

- 1 名古屋工業大学大学院・工学研究科・mail address: cjk18561@stn.nitech.ac.jp
- 2 名古屋工業大学大学院・工学研究科・准教授
- 3 東京工業大学大学院
- 4 (株) 地域 地盤 環境研究所

概 要

我が国は比較的軟弱地盤が多く,構造物等の建造に伴い地耐力の確保を目的とした支持力補強が必要な場 合がある。支持力補強の中でも構造物の基礎直下に繊維補強材(ジオシンセティック)を敷設する補強方 法は,簡易であり且つ一般的な工法の一つである。この工法の効果は実務でも実証されており,これまで に補強材端部構造(補強材固定治具の形状や固定方法等)の違いが沈下挙動に及ぼす影響や,必要な補強 材長さについての検討が行なわれてきた^{1),2)}。そこで,本稿では種々のモデル実験により最も補強効果の得 られた補強仕様のもと,補強材設置深度が補強効果に及ぼす影響について検証を行う。また,中心鉛直載 荷のみならず,偏心鉛直載荷においても補強効果の検討を行い,それぞれの荷重条件について,2次元の モデル実験と有限要素解析を行い,実験・解析の両面から支持力補強メカニズムを明らかにする。

キーワード:支持力、ジオシンセティックス、補強材

1. はじめに

我が国は軟弱地盤が広く分布しており,構造物等を建 造する場合には軟弱地盤を避けることは難しい。また, 軟弱地盤上に構造物等を建造する場合,地耐力を確保す るために支持力の補強が必要である。一般的に支持力の 補強工法としてはセメント等による「地盤改良」や「良 質土への置き換え」がよく用いられている。しかし、こ れらは施工費の増大や施工条件上での制約を受けやす いという問題点が挙げられる。そこで本研究では、種々 の支持力補強工法の中から最も施工費が安価であり,施 工も容易であると考えられる「ジオシンセティックスを 用いた支持力補強工法」に着目した。ジオシンセティッ クスを用いた補強工法とは、図 1に示すように繊維材等 から構成される補強材を基礎直下に敷設することによ り、地盤の支持力増大を期待する工法である。これまで アルミ棒積層体を用いた2次元でのモデル実験,および 地盤材料や補強材の物性を考慮した数値解析により,補 強材端部構造の違いや補強材の長さ(範囲)が補強効果 に及ぼす影響についての検討が行なわれてきた^{1),2)}。し かし、補強材の適切な設置深度などに関しては未だに合 理的な解釈がなされておらず,現時点ではその補強メカ ニズムや補強効果を定量的に評価することは難しい。そ こで、本稿ではこれまでに効果の得られた補強仕様(補

強材形状,補強材長さ)のもと,補強材設置深度が補強 効果に及ぼす影響について検討を行う。ここで,実際に 建造される構造物には一様な荷重(中心への荷重)のみ が作用することは少なく,荷重作用位置の偏心や傾斜を 伴った荷重を考慮する必要がある。そのため,本研究で は直接基礎中心に載荷を行う中心鉛直載荷(回転が生じ ない),及び直接基礎中心から載荷位置をずらした偏心 鉛直載荷(回転が生じる)の2種類の荷重条件において, それぞれの荷重条件下での2次元でのアルミ棒積層体を 地盤材料としたモデル実験と対応する有限要素解析を 行い,支持力補強メカニズムについて検討を行う。



図1 ジオシンセティックスによる支持力補強

2. 2次元模型実験、および数値解析

2.1 2次元モデル実験の概要

本研究で用いた2次元モデル試験機を図2に示す。試 験はアルミ棒積層体を地盤材料としたモデル地盤に直 接基礎の模型(アルミニウム製)を設置し,モーターを 用いた載荷ロッドによりひずみ速度一定の変位制御方 式により載荷を行った。ここで,載荷ロッドの先端には, (a)に示すように水平方向への可動が可能なスライダー と支持力測定用のロードセルを設置した。また,基礎の 沈下量,及び回転角度は基礎の両端に設置した鉛直変位 計を用いて算出した。

ここで,試験に用いた模型は縮尺 1/100 程度を想定し ており,(b)に示すようにモデル地盤は幅 1000mm,高さ 500mm,奥行 50mm のアルミ棒積層体を用いた。モデル 地盤の材料には,長さ 50mm で直径 1.6mm と 3.0mm の 2 種類のアルミ棒を重量比 3:2 で混合したものを用いた。 アルミ棒積層体の単位体積重量は γ=20.4kN/m³(中密な 砂地盤に相当)である。



(a) 実験機概略図



(b) 実験状況図図 2 2次元モデル試験機

本研究で用いたモデル基礎(直接基礎),及び補強材の概略図を図3,図4に示す。モデル基礎には幅 B=120mm,高さ35mm,奥行50mmの剛なアルミブロックを用いた。また、モデル基礎の底面にサンドペーパーを貼り付けることでモデル地盤とアルミニウム積層体地盤との摩擦を考慮した。また、補強材の形状はこれまでの研究成果²⁾をもとに最も効果の得られた補強仕様 (補強材端部有り,表面摩擦有り)で統一した。補強材 には曲げ剛性のないトレーシングペーパーを採用し,補 強材両面に直径 1.6mm のアルミ棒を 10mm 感覚で貼り 付けることで補強材表面の摩擦性を考慮した。補強材の 幅Lはこれまでの研究成果を参考に,基礎幅 B の 1.2 倍

(L=144mm) に統一した。奥行きはモデル地盤と同様に 50mm とした。また,補強材端部(固定材)には厚さ2mm, 長さ15mm, 奥行50mmのアルミニウム板を用いた。補 強材端部の形状はこれまでの研究成果をもとに,トレー シングペーパーの上側に5mm,下側に10mm アルミ板 が突き出す形状で統一した。





図 4 補強材 (モデル)

2.2 数値解析の概要

本研究の数値解析には地盤材料の弾塑性構成モデル (subloading t_{ij} model)に基づく非線形有限要素解析コー ド「FEM tij-2D」を用いて、2次元モデル実験と同様の スケールにおいて平面ひずみ条件下で解析を実施した。 モデル地盤は4節点のアイソパラメトリック要素で表現 した。境界条件はモデル実験と同様に、底面は完全固定 境界、側面は水平変位のみ固定境界とした。補強材と補 強材端部(固定材)はそれぞれ弾性ビーム要素で表現し, これらの物性値もモデル実験と同様の値を用いた。また、 地盤と直接基礎の摩擦(δ =15°)、及び地盤と補強材との 間の摩擦(δ =20°)を考慮するため、それぞれの境界に は弾塑性ジョイント要素³⁾を用いた。ここで、直接基礎 は基礎自体の変形が生じないように、剛性の大きな弾性 体で表現した。

図 5 に本研究で用いたアルミ棒積層体の二軸圧縮試 験結果,及び数値解析に用いた等方硬化型弾塑性構成モ デル subloading t_{ij} model⁴⁾における要素シミュレーション 結果(応力~ひずみ関係)を示す。ここで,二軸圧縮試 験は軸方向応力を最大主応力とし,軸方向応力を増加し た場合,及び側方向応力を減少した場合について実験を 行った。実験結果,及び要素シミュレーション結果から, 解析に用いる弾塑性構成モデルは地盤材料の変形・強度 特性を精度よく表現できていると言える。

表 1 に数値解析に使用したアルミ棒積層体のパラメ ータを示す。





表 1 アルミ棒積層体の材料パラメータ

λ	0.008	compression index		
ĸ	0.004	swelling index		
e _{NC}	0.3	reference void ratio on normally consolidation line at $p = 98$ kPa & $q = 0$ kPa	Same parameters	
R _{cs}	1.8	critical state stress ratio $R_{cs} = (\sigma_1 / \sigma_3)_{cs(comp.)}$	as Cam clay model	
ν_e	0.2	Poisson's ratio		
β	1.2	shape of yield surface (same as original Cam clay at $\beta = 1$)		
а	1300	influence of confining press	ure	

2.3 試験条件

今回行った試験条件を表2に示す。本試験では補強材 仕様は統一し,補強材の設置深度がD/B=0.00,0.05,0.10, 0.20,0.40(D:設置深さ,B:基礎幅)の5ケースでの 実験を行った。なお,荷重の載荷条件は上述したように 中心鉛直載荷,及び偏心鉛直載荷時の2ケースとするた め,10ケース(5深度×2載荷)の検討を行った。

表 2 に試験条件を示す。解析についても実験と同様の ケースで行った。

表 2 試験条件	
----------	--

Pattern (Length of reinforcement L/B=1.2)					
	Depth of reinforcement D/B				
	<i>D/B</i> =0.00	<i>D/B</i> =0.05	<i>D/B</i> =0.10	D/B=0.20	<i>D/B</i> =0.4 0
Concentric	0	0	0	0	0
Loading	0	U	0)	Ŭ
Eccentric	\sim	0	0	0	0
Loading				0	

3. 結果と考察

3.1 中心鉛直載荷

1) 鉛直変位に対する補強効果

図 6に中心鉛直載荷条件での実験結果,及び解析結果 (荷重~変位関係)を示す。なお、「no reinforcement」 は補強材を設置しないケース(以下,無補強)を意味す る。ここで、グラフの縦軸は単位面積あたりの鉛直荷重 $q_v \epsilon y \cdot B/2$ ($y: \tau \nu z$ 棒積層体の単位体積重量,B: 基礎幅)で除した無次元量、横軸は鉛直変位 $v \epsilon z$ 礎幅Bで除した無次元量で表している。

図 6(a)に示す実験結果より,補強材の設置深度が D/B=0.05,0.10,0.20のケースでは無補強に比べ支持力 が増大しており,設置深度によらずほぼ同程度の補強効 果が得られた。一方で,補強材の設置深度が D/B =0.00 (地表面),及び D/B =0.40のケースでは補強効果が得ら れず,無補強と同程度の挙動を示した。すなわち,補強 材を地表面に設置した場合は補強材が機能しないため 補強効果が得られず,また,補強材の設置深度がある一 定以上深くなると(実験では D/B =0.40以深),補強効果 が得られない結果となった。これは,補強材の設置深度 が地表面以下で,かつある程度浅い場合は,載荷荷重の 影響により補強材に緊張力が発生するためだと考えら れる。以上のことから,補強材の設置は地表面より深く, かつ基礎による載荷荷重の影響を受ける範囲内に設置 することで補強材の効果を発揮しやすいと考えられる。

次に図 6(b)に示す解析結果より,解析結果は支持力を やや過大評価しているものの,実験結果と同様に補強材 の設置深度が D/B =0.05,0.10,0.20 のケースでは支持力 が増大し,補強効果が得られている。また,設置深度が 他のケースよりも深い D/B =0.40 のケースでは他のケー スと比べてあまり補強効果が得られていないことから, 実験結果と同様の傾向を示しているといえる。したがっ て実験値と解析値は良い対応関係にある。

2) 偏差ひずみ分布

図 7に実験,及び解析結果から得られた全てのケース におけるピーク時での偏差ひずみ分布を示す。実験・解 析結果ともに、図 6 に示す補強効果の得られた D/B =0.05,0.10,0.20のケースについては、補強効果が得ら れなかった無補強や D/B =0.40のケースと比べて偏差ひ ずみが発生する領域(図中で色の濃い部分)が広く、広 範囲にひずみが分散し、影響範囲が広くなっていること がわかる。ここで、補強効果が得られなかった無補強や D/B=0.40のケースでは、偏差ひずみが基礎周辺に集中し ており、ひずみが局所的となっている。

以上のことから,載荷荷重の影響を受ける範囲内に補 強材を設置することにより,本来は基礎周辺に発生する ひずみを地盤内に広く分散させることが可能となり,そ れにより補強効果が得られたと考えられる。また,実験 結果と解析結果は良い対応関係にある。







(b) 解析結果図 6 荷重~変位関係(中心鉛直載荷)



3.2 偏心鉛直載荷

1) 鉛直変位に対する補強効果

図 8 に偏心鉛直載荷条件での実験結果,及び解析結果 (荷重~変位関係)を示す。ここで,荷重の偏心比は e/B=1/4(基礎幅 B=120mm)とした。また,中心鉛直載 荷の時と同様に,縦軸は鉛直荷重の無次元量,横軸は鉛 直変位の無次元量で表している。なお,図 6,及び図 7 に示す中心鉛直載荷試験において補強効果が全く得ら れなかった D/B=0.00(補強材を地表面に設置したケー ス)については検討を省略する。

図 8(a)に示す実験結果より、補強材の設置深度が D/B =0.05, 0.10, 0.20 のケースでは支持力が増大しており, 設置深度によらずほぼ同程度の補強効果が得られた。し かし、D/B =0.20 のケースにおいて、偏心鉛直載荷では 図 6(a)に示す中心鉛直載荷とは異なり、v/B≦0.02 では 若干補強効果が小さい傾向にあった。また、設置深度が D/B =0.40 のケースでは補強効果が得られなかった。こ れらの結果は中心鉛直載荷と同様の傾向であり, 偏心鉛 直載荷時においても中心鉛直載荷と同様に,補強材を基 礎による載荷荷重の影響を受ける範囲内に設置するこ とで支持力の補強効果を得ることができると考えらえ る。また、図 8(b)に示す解析結果より、解析結果は実験 結果と比較して支持力をやや過大評価しているものの, 挙動はほぼ一致しており良い対応関係にある。しかし, 偏心鉛直載荷の解析結果においては、図 8(a)に示す実験 結果と同様に設置深度が D/B =0.20 の場合に補強効果が やや小さい傾向にある。

2) 回転に対する補強効果

図 9 に偏心鉛直載荷条件における直接基礎の回転量 と荷重の関係を示す。偏心鉛直載荷時においては基礎に 均等な荷重がかからないため不等沈下が生じるので,基 礎の回転量を軽減することはとても重要なことである。 図 9(a)に示す実験結果より、無補強と比較して補強材の 設置深度が D/B =0.05, 0.10, 0.20 のケースでは、同じ荷 重に対する基礎の回転量が小さく,回転に対する補強効 果が大きいことがわかる。しかし、ここでも荷重~変位 関係と同様に D/B =0.20 では他の 2 ケースと比較して回 転の抑制効果が小さい。また,設置深度が D/B =0.40 の ケースでは無補強とほぼ同じ挙動を示している。したが って, D/B=0.05, 0.10, 0.20のケースでは基礎の回転を 抑制する補強効果が得られているが(D/B=0.20 は効果 小), D/B=0.40 のケースにおいては補強効果が得られな い結果となり,支持力の補強効果と同様の傾向となった。 また、図 9(b)の解析結果より、解析結果は実験結果と同 様に支持力の補強効果が得られたケースでは、回転に対 する補強効果が得られた。また,実験結果(支持力,回 転量)と同様に、D/B =0.20 のケースは回転抑制効果も 小さい。

3) 偏差ひずみ分布

図 10 に実験,及び解析結果から得られた全てのケースにおけるピーク時での偏差ひずみ分布を示す。図 8 に示す補強効果が得られた D/B =0.05,0.10,0.20 のケースについては,補強効果が得られなかった無補強や D/B =0.40 のケースと比べ,偏差ひずみが発生する領域(図中で色の濃い部分)が広く,広範囲にひずみが分散し,影響範囲が広くなっていることがわかる。しかし,補強効果が比較的小さかった D/B =0.20 のケースの場合は,

D/B =0.05, 0.10 のケースと比較して, 偏差ひずみが集中 しているため地盤変位も大きくなり, 補強効果が若干減 少したと考えられる。ここで, 補強効果が得られなかっ た無補強や D/B=0.40 のケースでは, 偏差ひずみが基礎 周辺に集中しており, ひずみが局所的となっていること がわかる。

以上のことから,偏心鉛直載荷(図10)の場合も中 心鉛直載荷(図7)と同様に,載荷荷重の影響を受ける 範囲内に補強材を設置することにより,本来は基礎周辺 に発生するひずみを広く分散させることが可能となり, それにより補強効果が得られたと考えられる。また,実 験結果と解析結果は良い対応関係にある。



図 8 荷重~変位関係(偏心鉛直載荷)



図 10 偏差ひずみ分布(偏心鉛直載荷)

4. まとめ

本稿ではジオシンセティックス(補強材)を用いた支 持力補強工法について、2次元モデル実験とその再現解 析によって補強効果を検証した。知見を以下に示す。

中心鉛直載荷

- D/B =0.00, 0.40 のケースでは、補強効果が得られ ず、無補強のケースと同様の挙動を示した。
- D/B =0.05, 0.10, 0.20 のケースでは、補強効果が 得られた。
- 無補強や補強効果のない D/B =0.40 のケースでは、 偏差ひずみが生じる領域は基礎周辺に限られる。
 補強効果のある D/B =0.05, 0.10, 0.20 は偏差ひず みが広く深く分散する。
- 支持力・偏差ひずみ分布ともに解析値は実験値を よく捉えており、良い対応関係にある。

偏心鉛直載荷

- 無補強, D/B=0.40 は支持力補強効果が無い。
 D/B=0.05, 0.10, 0.20 は支持力が増大する。
- 2) 無補強, D/B=0.40 は基礎の回転抑制効果もない。 D/B=0.05, 0.10, 0.20 は回転抑制効果がある。
- 無補強, D/B=0.40 は偏差ひずみが生じる領域は基礎周辺に限られる。
 D/B=0.05, 0.10, 0.20 は偏差ひずみが地盤内に広く 深く分散する。
- 中心載荷と異なり、D/B=0.20 ではD/B=0.05,0.10
 と比較して補強効果が少なく、偏差ひずみも一部 に集中している。

以上の結果から、中心・偏心鉛直載荷のいずれにおい ても補強材の設置深度が $0.05 \leq D/B \leq 0.40$ であれば、設 置深度によらず同程度の補強効果が得られるが(偏心鉛 直載荷時 D/B = 0.20 以深で効果減小)、 $D/B \geq 0.40$ では効 果が減少した。このことから、載荷荷重の影響を受ける 範囲内に補強材を設置することが重要であるといえる。 また、支持力の補強効果が得られたケースにおいては、 偏心載荷時における基礎の回転抑制効果も得られ、不等 沈下抑制にも効果的であるといえる。さらには偏差ひず み分布についても、支持力の補強効果や回転の抑制効果 が得られたケース (D/B = 0.05, 0.10, 0.20) については 局所的に大きな偏差ひずみが発生せず、広くひずみが分 散する結果となった。

5. 謝辞

本研究に対し貴重な意見をいただいた日建ウッドシ ステムズ三尾享氏に感謝致します。

参考文献

1)Nakai et al.(2009): Proc. Of 17th ICSMGE, Alexandria, 1,917-920 2)中井ら ジオシンセティックによる効果的な支持力増加方法 (2012.7) 第 47 回地盤工学研究発表会,1025-1026.

3) Nakai (1985) Finite element computations for active and passive earth pressure problems of retaining wall, S&F ,25(3),98-112.

4) Nakai & Hinokio (2004) A Simple Elastoplastic Model For normally and over consolidated soil with unified material parameters, S&F ,44(2), 53-70. 土を用いた落石対策インフラの長寿命化に関する個別要素法解析 Extension Life of Rock Fall Protection Works Using Soil Related 2D-DEM

内藤直人¹,前田健一²,山口悟³,牛渡裕二⁴,鈴木健太郎⁵,川瀬良司⁶,今瀬達也⁷

- 1 名古屋工業大学大学院・工学研究科・博士前期課程・社会工学専攻
- 2 名古屋工業大学大学院教授・工学研究科・cjk18541@stn.nitech.ac.jp
- 3 土木研究所・寒地土木研究所・寒地構造チーム
- 4 構研エンジニアリング・防災施設部技師長
- 5 構研エンジニアリング・防災施設部
- 6 構研エンジニアリング常務取締役
- 7 名古屋工業大学大学院・工学研究科・博士後期課程・社会工学専攻

概 要

社会インフラの大更新時代に差し掛かった我が国では,老朽化した構造物の長寿命化が重要課題である。 我が国で多発する落石の対策工も例外ではない。既設構造物の長寿命化には,補修・補強・改善の3つが 考えられる。補強には,防護工の直接的な損傷を防ぐ敷砂やソイルセメントを用いた緩衝システムがある。 改善では,斜面にある崖錐堆積物による落石のエネルギー減衰を適切に評価し,終端速度の再検討などが 考えられる。しかし,落石対策工の合理的な維持管理を行うためには緩衝効果を適切に把握する必要があ る。そこで,本研究では,土を用いた緩衝材の緩衝メカニズムを解明することを目的に二次元 DEM 解析を 実施した。緩衝材内部の応力伝播挙動に着目することで,敷砂緩衝材のように第一ピークや第二ピークが 生じる複雑な衝撃力波形を詳細に理解することができ,ソイルセメントのように激しく離散化する衝突現 象の解釈に役立つことを示した。

キーワード:落石,敷砂緩衝材,ソイルセメント,応力伝播,個別要素法

1. はじめに

我が国において,高度経済成長期を中心に整備されてき た土木構造物の多くは老朽化が進み,既設構造物の長寿命 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 が懸念されるが,我が国で多発する落石の対策工の場合に は,斜面の経年劣化に伴う落石規模の拡大等により,供用 期間中に設計荷重が増大するという,落石防護工としての 安全余裕度の低下が大きな問題となっている。このため, 戦略的な維持管理方法の提案が急務となっている。

既存の防護工の長寿命化には,補修・補強・改善の3つ が考えられる。一つ目に,補修では,構造物自体の劣化部 分を修復することで要求性能を満たす,最も基本的な対策 方法である。二つ目に,補強では,防護工の直接的な損傷 を防ぐ緩衝システムの設置により要求性能を上回るよう 管理することが考えられる。例として,ロックシェッドに は,屋根である頂版上に設置する敷砂緩衝材¹⁾や敷砂・RC 版・EPS という三層緩衝構造が実用化されており,落石防 護擁壁には,擁壁背面に設置されるソイルセメント・ジオ グリッド・EPS という新たな三層緩衝構造²⁾⁻⁴⁾が提案され ている。三つ目に,改善では,今まで設計に考慮されるこ とが少なかった斜面に存在する土塊を防災施設の一部に 見込むことで落石外力を見直すこが考えられる。落石発生 危険箇所の斜面には崖錐堆積物などが存在している場合 が多く,土による落石エネルギー吸収効果を適切に評価す ることによって,防護工到達時の落石速度を精度よく予測 して要求性能を設定し直すことができると考えられる。

敷砂緩衝材や崖錐堆積物,ソイルセメントといった落石 衝撃力・エネルギーを低減する土を用いた緩衝システムは, いずれも現地の土を緩衝材として用いるため低コストで 設置ができ,落石衝撃力の緩衝効果に優れるだけでなく, 腐食や劣化などが発生しないことから材料としての安定 性に優れている。これらの観点から,土を積極的に防災施 設に取り入れることで,既存の防護工の合理的な長寿命化 が図れると考える。

しかし,現在の落石防護工の設計は許容応力度設計法に より行われており,終局限界を踏まえた性能照査型設計に 移行するためには,敷砂緩衝材やソイルセメントの緩衝効 果を適切に評価する必要がある。



図1 補強・改善策として考えられる土の防災施設への適用例

本研究では,落石対策工の適切な維持管理の一助となる よう二次元の個別要素法⁵⁾(Discrete Element Method,以下 DEM と略す)を用いて敷砂緩衝材およびソイルセメント の落石衝突に関する数値解析^{6),7)}を行った。著者らは,落 体の受ける衝撃力(落体衝撃力)と緩衝材を介して構造物 に伝達する衝撃力(伝達衝撃力)について,解析結果と大 型敷砂緩衝材衝撃実験結果を比較し,二次元 DEM 解析が 定量的に衝撃力を表現可能であることを示した^{8),9}。

敷砂緩衝材は,過去の実験的研究から,敷砂厚を厚くす ると伝達衝撃力が低減することがわかっている。また,敷 砂厚 T と落体径 D^fの比(相対層厚 T/D^f)が1程度では, 伝達衝撃力は落体衝撃力の2倍程度を示し,相対層厚が小 さくなると伝達衝撃力は落体衝撃力との比が1倍程度に なることが明らかになっている¹⁰。しかし,なぜ相対層厚 が1程度だと両衝撃力の比が2倍程度になり,相対層厚が 1より小さくなると両衝撃力の比が1倍程度と小さくなる のか,という問題の解決には至っていない。

ソイルセメントを用いた落石防護擁壁用の三層緩衝構 造は,現在,牛渡ら²⁾⁻⁴⁾によって研究開発されているが, 落石がソイルセメントに衝突した際のひび割れから破壊 に至るまでの緩衝メカニズムは解っておらず,合理的な設 計を可能とするためにそのメカニズム解明が求められて いる。

そこで,本研究では,敷砂層厚及び落体質量を変化させ たときの荷重-貫入量関係に着目した衝撃力伝達挙動に関 する整理と,伝達衝撃力と落体衝撃力の関係をより明確に するための実験ではできない数値解析的検討を行った。ま た,ソイルセメントのモデル化を行い,ひび割れから破壊 までの挙動を観察することでソイルセメントの緩衝効果 発揮メカニズムについて考察した。

2. 敷砂緩衝材の衝撃力伝達挙動

2.1 敷砂緩衝材の数値解析概要

本論文では,二次元 DEM 解析を用いて,落体が鉛直下 向きに敷砂緩衝材に落下する様子を解析した。本論文で実 施する解析ケース一覧を表1に示す。自由落下解析では, 相対層厚,落体質量が荷重-貫入量関係に及ぼす影響につ いて考察する。さらに,自由落下後に落体を消滅させる解 析では,敷砂貫入途中の任意の時刻で落体を消滅させるこ とで,落石衝撃力波形と伝達衝撃力波形の関係について考察する。

表1 解析ケース一覧				
載荷方法	横项目	枢層	爾芬-------------------------------------	落梅量
自由落下	相層	0.25 ~ 1.50	14.0m/s	2.0t
自由落下	落构量	0.70	14.0m/s	0.05t ~ 5.0t
自由落下後 落体肖威	落构量	0.70	14.0m/s	2.0t , 5.0t



図 2 DEM 解析モデル

表 2 DEM 解析に用いた敷砂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 D _{max}	0.040
	最大粒径 D _{min}	0.020
	平均粒径 D50	0.030
粒子の密度	$ ho_{s}$ (kg/m 3)	2650
接触面法線方向ばね定数	k_n (N/m)	2.0×10^{7}
接触面接線方向ばね定数	k_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

解析パラメータの決定法は,既報¹¹⁾に従っている。用いた敷砂の解析パラメータとして図2,表2に示す値を基本設定値としている。ばねは線形ばね¹²⁾を用いている。本論文における敷砂の土粒子モデル¹³⁾は,非円形粒子を採用している。DEMにおける粒子モデルでは,円形粒子は転がり摩擦のような回転抵抗を全く持たないが,非円形粒子では凸凹の引っ掛かりが生じるため回転抵抗が働く。そのた

め,本研究では,3つの円形粒子を三角形配置し,それぞれの直径を50%オーバーラップした状態で剛結して相対 変位がゼロとなるように設定した,非円形粒子モデルとし ている。粒度は最大粒径 D_{max} と最小粒径 D_{min}の間で一様 な発生確率で発生させたものとした。粒度分布の形状によっても衝撃力の伝播特性は異なると考えられるが,簡単の ため一様分布とした。

敷砂幅 W は既報より落体径の 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¹¹⁾を参考にし, W=5.0m を基準幅とした。また,道路沿いのロックシェッ ドに作用する落石条件を参考とし,直径 D^fは 1.0m,落体 質量は M^f=2.0t,落下高さ H=10.0m を基本値とした。

落体形状は、系統的な検討が行われている実験^{10),16}と比較しやすいよう重錘形状とした。重錘モデルは、円形粒子を重錘形状に配置し剛結することで常に相対位置が変化しない設定にすることで重錘をモデル化した。重錘表面における粒子間摩擦角 ϕ^{f}_{μ} は、敷砂粒子の基本設定値と同様とした。落体質量は、指定した質量になるように落体を構成する要素の密度を調整した^{14),15)}。また、ばね定数 k^{f}_{n} と k^{f}_{s} は敷砂の基本設定値を用いた。

図 2 に,解析領域の概要を示す(x 軸, y 軸は図中に示 す)。落体に作用する衝撃力を落体衝撃力とし,落体の加 速度に質量を乗じることで算出した。底面粒子に伝達する 力の和を伝達衝撃力とした。

粒子単位の応力は,粒子個々に作用する接触力を粒子の 領域において発散定理を用い体積平均化することで求め ることができる。これらの算出によって,力を受けた粒子 が柱状に繋がって見える応力鎖の観察と敷砂底面に作用 する応力分布の観察などが可能になる。本論文では,直応 力 $\sigma_{xx} \ge \sigma_{yy} \ge$,その平均値である平均直応力 $\sigma_m = (\sigma_{xx} + \sigma_{yy})/2$ に着目することで,敷砂内部をどのように衝撃力が伝播す るのかを観察する。

2.2 落体の敷砂衝突時における衝撃力波形の概要

図3には,敷砂への落下衝撃解析の典型的結果として, 相対層厚(落体径D^fに対する層厚Tの比)T/D^f=0.7,落 体質量M^f=2.0t,落下高さH=10.0mの解析結果を示す。落 体に作用する落体衝撃力と敷砂底面に伝わった衝撃力の 総和である伝達衝撃力の時刻歴と落体の貫入歴の例を示 している。

図 3(a)の時刻歴より,落体衝撃力(青色プロット)は落 体が敷砂に衝突すると同時(t=0)に立ち上がり,t=8ms付近で第一ピーク F_f^{1st} をむかえ,落体衝撃力が減少し始め る頃に衝撃力は敷砂底面に達し伝達衝撃力(赤色プロッ ト)が発生する。伝達衝撃力は,t=20ms付近で最大値 F_t に達し,その後,落体衝撃力はt=20msから再び増加し t=28msで第二ピーク F_f^{2nd} をむかえる。このとき,応力の 伝達波が底面で反射し再び落体に作用することが解析的 に明らかになっており,落体衝撃力の第二ピーク F_f^{2nd} は 応力の反射波の影響があると考えられる¹¹⁾。 続いて,図3(b)の貫入歴より,落体衝撃力の第二ピーク $F_{\rm f}^{2nd}$ は落体の鉛直下向きの速度がなくなる直前の最大貫 入量 $S_{\rm max}$ 付近で発生していることがわかる。また,図 3(a)(b)の下段グラフを見ると,落体の衝撃力が第一ピーク $F_{\rm f}^{1st}$ および第二ピーク $F_{\rm f}^{2nd}$ をむかえるタイミングで落体 の速度変化が顕著になっていることがわかる。

衝撃力波形を理解し整理するためには,応力波が底面で 反射し再び落体に作用するといった応力の波動性を考慮 しつつ,落体の速度および貫入量と衝撃力波形の関係を整 理する必要があると考える。





2.3 敷砂の層厚が衝撃力の発達に及ぼす影響

落石対策便覧¹⁷⁾では,相対層厚*T/D*^fが小さいほど衝撃 力が上昇する程度を割増し係数で考慮している。ただし, これは落体が受ける衝撃力の最大値に対するもので,衝撃 力の発達過程及び伝達衝撃力に関しては明記されていな い。そこで,本節では,層厚が敷砂の緩衝効果に及ぼす影 響について荷重-貫入量関係のグラフを用いて考察した。

図4は, T/D^f=0.25,0.50,0.70,0.90,1.50の5ケースの貫入量の変化に対する衝撃応答波形(色は相対層厚 T/D^fの違い)を示す。T/D^f=0.70の四角形プロットは,図 3(b)の落体自由落下時のプロットと同様のものである。落 体条件は,重錘形の直径1.0m,質量2.0tの落体を落下高 さ*H*=10.0mからの自由落下させる条件に統一した。

まず,図4上段の落体衝撃力について, $T/D^{f}=0.70, 0.90$, 1.50のケースの落体衝撃力は,S=0.08m付近の第一ピーク $F_{\rm f}^{1st}$ で最大値を示し,S=0.08m以降では,なだらかに低下 し,最大貫入量付近で衝撃力が再び増加し第二ピーク $F_{\rm f}^{2nd}$ に達する。 $T/D^{\rm f}=0.50$ は, $T/D^{\rm f}=0.70, 0.90$,1.50と同様に S=0.08m付近で第一ピーク $F_{\rm f}^{1st}$ をむかえる。しかし, $T/D^{\rm f}$ =0.50では,落体衝撃力が再び増加した後,第二ピーク $F_{\rm f}^{2nd}$ が最大値となる。 $T/D^{\rm f}=0.25$ では,S=0.08mではピークを むかえず,最大貫入量付近で初めてピーク $F_{\rm f}$ に達し最大 値となる。





層厚により落体衝撃力波形は異なるが,衝撃力の立ち上 がり部分(黒色破線の楕円で囲った領域)は,層厚によら ず類似した傾向を示すことが分かった。これは,図5に示 す,落体衝撃力がピークの時の敷砂内部の応力状態の比較 図からも,図4上段の落体衝撃力が第一ピークの時の敷砂 内部の応力状態は,異なる層厚でも同様の傾向となり,落 体は貫入の初期段階では,敷砂底面の境界の影響を受けず, 敷砂表層の貫入抵抗に依存するためと考えられる。また, T/D^f=0.50~1.50 のいずれのケースにおいても第二ピーク は最大貫入量付近で生じており,層厚が薄くなるにつれて 第二ピークが生じるタイミングが早くなることがわかる。

ここで,第一ピーク F_{f}^{1st} と第二ピーク F_{f}^{2nd} の関係を整 理する。図4上段の図中に記した灰色の横線は第一ピーク の値を示し,敷砂の緩衝特性を第二ピークとの大小関係で 分類すると, T/D^{f} =0.70,0.90,1.50のケースは,第一ピー クで最大値をとるが ($F_{f}^{1st} > F_{f}^{2nd}$),層厚が薄い T/D^{f} =0.50 では,第二ピークで最大値をむかえる ($F_{f}^{1st} < F_{f}^{2nd}$)。ま た, T/D^{f} =0.25 のピーク F_{f} は,層厚が薄くなったために T/D^{f} 0.50 でいう第二ピークがより早いタイミングで立 ち上がったものと推察でき, $F_{f}^{1st} < F_{f}^{2nd}$ であると考えるこ とができる。



図 5 落体衝撃力がピークの時の敷砂内部の応力 状態 (_{σ_m}) の比較: (左列) T/D^f=0.5; (右列) T/D^f=1.5



図 6 最大衝撃力に及ぼす相対層厚の影響(落体が受ける 最大衝撃力: $T/D^{f}=0.25$ のとき F_{f} , $T/D^{f}=0.5$ のとき F_{f}^{2nd} , $T/D^{f}=0.70$ のとき F_{f}^{1st} , $T/D^{f}=0.90$ のとき F_{f}^{1st} , $T/D^{f}=1.50$ のとき F_{f}^{1st})

また,最大衝撃力をプロットした図 6 より, T/D ^f=0.70 以上で落体衝撃力はほぼ収束しており(わずかに増加して いるが、この範囲の増加分は 50kN 未満であり、落体直下 に少し大きめの粒子が偏ることなどによるばらつきの範 囲内であると考える),第一ピークは層厚の影響を受けな い敷砂表層の貫入抵抗力であると推察できるため一定値 に落ち着くと考えられる。一方で,伝達衝撃力は緩やかに 減少し続けていることが確認された。落体衝撃力が第一ピ ークに至るまでの過程は、先に述べたように層厚によらず 同様の現象である。図5の第二ピーク時の応力状態から層 厚が厚ければ底面までの衝撃力伝達距離が長く,表層で発 生した応力が周囲に分散することで応力が低下しながら (赤色から緑色や青色に遷移しながら)底面に伝達する様 子が観察できる。これが, T/D f 0.7 の層厚で, 伝達衝撃 力の最大値が低下することに対して落体衝撃力の最大値 は収束する理由であると考えられる。

さらに,図7に示す底面の伝達応力分布に及ぼす相対層 厚の影響より,伝達衝撃力が最大値に達したときの敷砂底 面にかかる応力分布を比較すると,T/D^f=0.50以下のケー スで応力集中が確認され,F_f^{1st} < F_f^{2nd}となる相対層厚が薄 い場合には,敷砂底面への伝達応力の分布が広がらず,緩



図7 底面の伝達応力分布に及ぼす相対層厚の影響

以上より,相対層厚が T/D^f=0.25,0.50の薄いとき,底面へ伝達する伝達衝撃力は,落体直下に集中し,大きな値を示すことが確認された。また,T/D^f=0.25,0.50の2ケースは,どちらも F_f ^{1st} < F_f ^{2nd}となることから,伝達衝撃力の大きさや底面伝達応力の集中度合いといった衝撃力伝達挙動の違いは,図4の落体衝撃力波形として,各種の衝撃力波形に表れているといえる。

2.4 落体の質量が衝撃力の発達に及ぼす影響



図8 質量の違いが貫入量に対する落体衝撃力・落体貫入 速度・伝達衝撃力に及ぼす影響

図 8 は,落体の質量が M^f=0.05t,0.50t,1.0t,2.0t,5.0t の 5 ケースの各種衝撃応答波形を示す(色は落体質量 M^f の違い)。本解析では,落体の大きさは変化させず,落体 の密度を変えることで質量を変化させた。なお,落体の衝 突速度は基本条件の V=14.0m/s である。

M^f=2.0tのケース(橙色プロット)を中心に見ると,図 8 中段の落体速度は,質量を軽くすれば衝突後の速度の減 少傾向が速くなり,重くすると速度の減少傾向が遅くなる。 図8上段の落体衝撃力は質量の増加に伴い第一ピークF_f^{1st} が増加する。質量を重くすることは任意の貫入量における 貫入速度が上昇することを意味するので,敷砂の荷重・貫 入量関係の載荷速度依存性からも,質量の増加は貫入速度 の増加を招き,貫入速度の増加は落体衝撃力の増加につな がると考えられる。

続いて, M^{f} =5.0tのケース(赤色プロット)について見 ると, $F_{f}^{1st} < F_{f}^{2nd}$ であることがわかる。 M^{f} =2.0t以下のケ ースは, $F_{f}^{1st} > F_{f}^{2nd}$ である。質量によって第一ピーク F_{f}^{1st} と第二ピーク F_{f}^{2nd} の大小関係が異なる理由は, M^{f} =5。0t のように重い落体の場合,貫入が進んでも速い速度が維持 されるために第二ピーク F_{f}^{2nd} の値が大きくなるためと考 えられる。したがって,落石の想定規模が大きく,非常に 重い落石が想定される場合には,敷砂厚に対する相対的な 貫入量が大きくなり,最大貫入量付近で落体衝撃力の第二 ピークが生じ,最大値となると考えられる。

2.5 敷砂の衝撃緩衝メカニズムと落体衝撃力波形の関係 2.3 節,2.4 節では荷重・貫入量関係に着目し,衝撃力 発生のメカニズムについて検討しながら敷砂の緩衝効果 について考察を行った。2.3 節の敷砂層厚と2.4 節の落体 質量の変化に伴う落体衝撃力の変化は,荷重・貫入量関係 の波形性状が変化するため,敷砂への落体の貫入挙動が異 なっているといえる。



図9 貫入量に対する落体衝撃力と貫入速度の関係性

そこで,図9を用いて敷砂の緩衝効果と落体衝撃力の関係について整理する。図9の上段は荷重・貫入量関係,下段は落体貫入速度・貫入量関係の模式図である。なお,以下の考察は紫色の実践による解析ケースを基本条件とす

る。このケースは, $F_f^{1st} > F_f^{2nd}$ で,敷砂表層への貫入抵抗 力と考えられる第一ピークが最大値となっており,敷砂の 緩衝効果が十分に発揮できるケースといえる。

層厚が薄いと桃色実線のケースに近づくように第二ピ ークの発現が早くなり $F_f^{1st} < F_f^{2nd}$ となる。さらに薄い条件 では赤色実線のように第一ピークと第二ピークの境目が なくなり,落体は非常に強い衝撃力を受ける。

また、質量が重いと紫色の実線から水色の実線に近づき、 落体速度が減少しづらく $F_f^{1st} < F_f^{2nd}$ 関係となる。極端に質 量が重くなると青色実線のようになり、第二ピークが第一 ピークを大きく上回り,敷砂を薄くした時と同様に落体衝 撃力が増加する。

このように落体衝撃力の第一ピークと第二ピークの大 小関係を整理することは、なぜ落体衝撃力と伝達衝撃力の 比が 1~2 倍程度まで変化し得るのか,といった問題の解 決に役立ち,敷砂の緩衝性能の正しく理解するために重要 な検討項目であると考える。

2.6 落体衝撃力波形と伝達衝撃力波形の関係



図 10 接触時間と各種衝撃力波形の関係性(M^f=2.0t): (a) 自由落下時の衝撃力波形:(b)落体を貫入途中で消 した時の衝撃力波形(t₀=3.4ms,t₀=7.2ms,t₀=10.8ms, $t_0 = 14.6 \text{ms}$)

落体の貫入過程と敷砂底面の伝達衝撃力の発達(応力 鎖)の関係について,数値解析の特徴を活かした検討を行 う。検討方法は,落体を自由落下させた後に,任意の時刻 で落体を消すことで,それ以降,敷砂へ力が伝わらず,底 面からの応力の反射波が再び落体に反射しないようにす るものである。これにより,落体の接触時と貫入深さにお

いて、どこまでの貫入過程が伝達衝撃力の発現にどれだけ 影響を与えているのかを確認することができる。解析ケー スは,落体衝撃力の第一ピークと第二ピークの大小関係が 異なる,落体質量 $M^{f}=2$ 。0t($F_{f}^{1st} > F_{f}^{2nd}$)と $M^{f}=5$ 。0t(F_{f} ^{1st} < F_f^{2nd})の2ケースについて,落下高さ10。0mから自 由落下させた時の落石衝撃力波形と伝達衝撃力波形の関 係について以下,考察する。

図 10 には,落体質量 M^f=2。0t のケースの解析結果を 接触時間と各種衝撃応答波形の関係について示す。図10 (a)は,自由落下時の衝撃力波形を示しており,落体衝撃 力波形の第一ピークが最大値となるケースである。図10 (b)には,落体を貫入途中で消した消滅させた時の衝撃力 波形を示している。(a),(b)について,例えば,落体をto =3.4ms まで接触させ,その後消滅させた場合には,落体 衝撃力は自由落下時の80%程度まで立ち上がるが,伝達 衝撃力は自由落下時の最大値の 20%程度しか発現しない。 続いて,落体消滅の時刻を落体衝撃力の最大値となる to =7.2msとした場合でも、伝達衝撃力は80%にも満たない。 落体が t₀=14.6ms まで貫入し続けた場合,伝達衝撃力は最 大値の 97%まで達した。伝達衝撃力の最大値は,落体衝 撃力が最大値に至るまでの波形だけでなく,第一ピーク のポストピーク領域までの貫入過程の影響も大きいと言 える。



Duration time, t (ms)



図 11 接触時間と各種衝撃力波形の関係性(M^f=5.0t): (a) 自由落下時の衝撃力波形:(b)落体を貫入途中で消 した時の衝撃力波形(t₀=6.8ms,t₀=16.2ms,t₀=21.6ms, $t_0=27.4$ ms)

続いて,落体質量 M^f=5.0tのケースの解析結果について, 図 11 は図 10 と同様のグラフ構成になっている。(a), (b)

第25回 中部地盤工学シンポジウム

について,落体衝撃力が第一ピークをむかえる t₀=6.8ms まで載荷させると伝達衝撃力は自由落下時の 40%程度ま で発現し,落体衝撃力の低下過程まで載荷させ t₀=16.2ms で消滅させると伝達衝撃力は自由落下時の 80%を超える。 これより,伝達衝撃力の波形には落体衝撃力の低下過程の 寄与が大きいことが確認できる。その後,t₀=21.6ms で落 体を消滅させると 90%程度発現し,落体衝撃力の最大値 (第二ピーク)t₀=27.4ms まで接触させ続けると伝達衝撃 力は最大値の 99%まで達する結果となった。落体質量が 5.0t と重い場合には,落体衝撃力の第二ピークまでの貫入 が伝達衝撃力の最大値の発生に関係することがわかった。

3. ソイルセメント内の応力伝播とひび割れの進展

3.1 ソイルセメントへの重錘落下衝撃模型実験概要

ソイルセメントへの重錘落下衝撃実験に使用した実験 装置の概要を図 12 に示す。実験では,鋼製底盤に面一で 設置されたロードセルで底面での伝達衝撃応力を計測,鋼 製底盤を支持する 9 個のロードセルの合計値を伝達衝撃 力とした。重錘は,載荷部直径は200mm,質量400kgで, 重錘衝撃力は,重錘先端に組み込まれているロードセルで 計測し,レーザー式変位計を用いて重錘貫入量を算出した。 ソイルセメントの一軸圧縮強度は0.83~1.11MPaである。



3.2 ソイルセメントのモデル化の概要

DEM 解析モデル¹⁸⁾には,曲げ剛性を有するボンド要素 を用いた(図13)。ボンド要素の直径 D_b ,曲げ剛性 I_b ,ば ね係数 k_b ,ボンド強度 s_b を設定する(接触面法線・接線方 向で同じ)。簡単のため,ボンドのばねは線形としソイル セメント試験体の弾性係数を参考に決定している。ボンド 中には,接触面法線方向の接触力 f_c^n による引張り垂直応 力 f_c^n/D_b と曲げモーメント M_b による最大垂直応力(M_b/I_b) $D_b/2$ の和であるボンド応力の最大値_{bmax}が引張強度 s_b に 達すると、ボンド要素が破断する。ボンド強度 s_b の設定は、 DEM による一軸圧縮試験を行い、実際の材料の強度と解 析強度 q_u が整合するように決めた。本論文では、 s_b =3.0× 10^8 Pa を基本値としている。粒子直径以外の粒子の解析パ ラメータは敷砂緩衝材の値と同様で、本解析における粒子 径は D_{max} =0.0100m、 D_{min} =0.0050m、 D_{50} =0.0075m を使用し た。パラメータの決定方法の詳細は既報¹¹⁾に詳しい。

3.3 実験結果と解析結果の比較

衝突速度 4.00m/s におけるソイルセメント試験体(1m 四 方,厚さ0.3m)と二次元試験体(幅1m,厚さ0.3m)の数 値解析の結果を図4に示す。

図 14 (a)から,落体衝撃力波形の立ち上がり部分は実験 結果と一致している。しかし,最大値は,解析値の方が実 験値より少し小さくなる。解析結果の衝撃力継続時間は実 験結果の2倍程の長さである。

図 14 (b)から,伝達衝撃力波形は,立ち上がり部分が実 験結果と概ね一致しており,最大値も実験値とほぼ等しい ことが分かる。しかし,落体衝撃力と同様に,伝達衝撃力 の衝撃力継続時間は実験結果よりも2倍程度長い。また, 第2,第3の波形が,実験では見られるものの解析では明 瞭には見られない。

図 14 (c)より, 重錘貫入量は, 貫入初期のプレピークで は実験値とほぼ一致しているが,解析の方が早く最大貫入 量に達し,その後,リバウンド傾向に転じていることが分 かる。これらの理由には,本解析が二次元であること,ボ ンド要素のバネ,強度モデルが単純化しすぎていることが 考えられ,今後の検討課題とする。



図 14 実験結果と解析結果の各種応答波形:(a)落体衝撃 力;(b)伝達衝撃力;(c)落体貫入量

3.4 ソイルセメント内部の応力分布とひび割れの関係 図 15 では、ひび割れの進展とボンド応力の分布の変化 を比較する。まず、重錘衝突直後の t=1~5ms では、重錘 直下から放射状に伝播する強い圧縮応力(黒色)が確認され、それに直交するように、同心円状に強い引張応力(赤 色)が発生することが分かる(t=2ms では顕著である)。 また,この放射状の圧縮応力と同心円状の引張応力から 45。傾いた方向に最大せん断応力が発生すると考えられ る。そのため,重錘両端では応力が集中し,鉛直にひび割 れが生じるが,t=5~10ms では,せん断によって重錘直下 から逆三角形状を作るようにひび割れが進行する。t=10ms 以降も,逆三角形の延長線上にひび割れが進行し,×の字 のようにひび割れが進展する。また,t=15ms において試 験体底面付近で強い引張力が発生していることが確認さ れた。



図 15 ソイルセメントの損傷,破壊過程とボンドの働き

4. まとめ

本研究では,土を用いた落石対策工の合理的な維持管理 を支援する一方法として,二次元 DEM を用いて,落体衝 突による緩衝材の応力伝播挙動について考察した。

- < 敷砂緩衝材 >
- 相対層厚が薄い,もしくは落体質量が重いことで底面の伝達応力分布が落体直下に集中するようになるケースでは,落体衝撃力の第二ピーク値が第一ピーク値を上回ることがわかった。衝撃力の伝達挙動の違いは落体衝撃力波形に表れていると考えられる。
- ・ 落体の敷砂貫入過程と伝達衝撃力波形の関係について 検討した結果,落体の衝撃力がピーク値に達し,その 荷重が遅れて底面に伝達することがわかった。
- 荷重の伝達に遅れが発生するため、ポストピーク領域の落体衝撃力も連続的に底面に伝達される。底面に作用する伝達衝撃力の最大値は、落体の衝撃力ピーク値のみに依存するものではないと考えられる。
- <ソイルセメント>
- ・ 落体衝撃力波形,伝達衝撃力波形,重錘貫入量波形の 立ち上がり部分は,実験結果とほぼ一致しており,衝

撃力の最大値は概ね実験値を再現できることが分かっ た。

落体衝突時に,落体直下から放射状の圧縮応力が伝播し,それに直交するように同心円状の引張応力が発生することが分かった。耐衝撃性能を向上させるには,同心円状の引張力に対する補強が効果的であると言える。

以上のように,緩衝材内部の応力伝播挙動を観察するこ とで,敷砂緩衝材のように第一ピークや第二ピークが生じ る複雑な衝撃力波形を詳細に理解することができ,ソイル セメントのように激しく離散化する衝突現象の解釈にも 役立つことを示した。今後は,より詳細な応力伝播の検討 を進めることで緩衝効果の適切な評価が行うでき,落石対 策工の合理的な維持管理が可能となると考える。

参考文献

- 山口悟,西弘明,今野久志:既送落石覆道の現況調査について,国 土交通省北海道開発局第55回(平成23年度)北海道開発技術研究 発表会
- 2) 岡田伸之,岸徳光,牛渡裕二,川瀬良司:ソイルセメントとEPS ブロックを組み合わせた緩衝工に関する静荷重および衝撃荷重載荷実験,コンクリート工学年次論文集,Vol.34,No.2,pp.721-726,2012.7.
- 3) 牛渡裕二,岸徳光,保木和弘,前田健一:ソイルセメントを有する 三層緩衝構造を設置した1/2スケール落石防護擁壁模型に関する重 錘衝突実験,コンクリート工学年次論文集,Vol.34,No.2,pp.727-732, 2012.7.
- 4) 山口悟,岸徳光,栗橋祐介,牛渡裕二:ソイルセメントに関する重 錘落下衝撃実験,コンクリート工学年次論文集,Vol.34,No.2, pp.733-738,2012.7.
- Cundall, P. A. and O. D. L. Strack. : A Discrete Models for Granular Assemblies , Geotechnique, Vol.29, No.1, pp.47-65, 1979.
- 6) 桃谷浩,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.
- 7) 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.392/1-9, pp.297-306, 1988.
- 8) 刈田圭一,前田健一,羽柴寛文,牛渡裕二,山口 悟. 個別要素法を 用いた水平堆積層における落石による衝撃力の伝播挙動解析,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.195-200,2010.
- 9) 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ボジウム論文集。 pp.229-234,2010.
- 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.1181-1193, 2013,3.
- 11) 前田健一, 羽柴寛文, 刈田圭一, 牛渡裕二, 川瀬良司: 二次元個別要 素法を用いた落石による水平堆積層の衝撃力伝達挙動, 土木学会論 文集 A2(応用力学), Vol. 67, No. 2, pp.355-364, 2011.
- 12) 伯野 元彦:破壊のシミュレーション,森北出版,2004.
- 13) 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.
- Wood, D. M. and Maeda, K.: Changing grading of soil: effect on critical states, Acta Geotechnica, Vol.3, pp.3-14, 2008.
- Maeda, K., Sakai, H., Kondo, A., Yamaguchi, T., Fukuma, M. and Nukudani, E.: Stress-chain based micromechanics of sand with grain shape effect, Granular Matter, Vol. 12,pp.499-505, 2010.
- 16) 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.
- 17) 日本道路協会:落石対策便覧,2000.
- 18) 原木大輔,香月智,藤掛一典:個別要素法のコンクリート破片飛散 シミュレーションへの応用,土木学会論文集 A2(応用力学),Vol.9, pp.667-678,2006.9.

未利用木質破砕材を活用した新しい舗装の特徴とその評価

Features and evaluations of new woody pavements of unused wood crush materials

吉村優治¹, 裁康将², 伊藤啓介³, 臼井秀行⁴, 遠藤一美⁵, 宗宮正和⁶, 角田惇⁷, 河村邦基⁸

- 1 岐阜工業高等専門学校・環境都市工学科・yuji@gifu-nct.ac.jp
- 2 岐阜工業高等専門学校・建設工学専攻1年
- 3 岐阜工業高等専門学校・卒業生(丸栄コンクリート工業株式会社)
- 4 岐阜工業高等専門学校・卒業生(豊橋技術科学大学4年)
- 5 株式会社遠藤造林
- 6 西濃建設株式会社
- 7 株式会社エスウッド
- 8 元・三井住建道路株式会社

概 要

わが国では森林は手入れされないまま放置され,荒廃した状態にあり,森林本来がもつ機能(土砂災害防止,水源涵養,生態系保全,二酸化炭素吸収など)を十分に発揮できていない.それを改善するためには, 間伐などの森林整備を行う必要があり,さらには林地残材や間伐により発生した資源を有効利用する方法 を確立させることが必要とされている.筆者らはこれまでに,林地残材や間伐材などの未利用木質破砕材 を舗装として利用する方法を検討してきた.本論文は,非加熱・無溶剤タイプの水性アスファルトを使用 した簡便でシンプルな木質舗装の特徴、施工後のモニタリング結果に基づく評価についてまとめたもので ある.

キーワード:森林整備,林地残材,間伐材,木質舗装

1. はじめに

わが国では森林は手入れされないまま放置され, 荒廃し た状態にあり, 森林の本来もつ機能(土砂災害防止, 水源 涵養, 生態系保全, 二酸化炭素吸収など)を十分に発揮で きていない. それを改善するためには, 間伐などの森林整 備を行う必要があり, さらには, 林地残材や間伐により発 生した資源を, 有効活用する方法を確立させることが必要 とされている.

本研究では、林地残材や間伐材などの未利用木質破砕 材を舗装として利用する方法を検討してきた.本報では、 開発した木質舗装(以後、未利用木質破砕材舗装という) の概要について説明し、試験施工として行った未利用木質 破砕材舗装の評価について紹介する.

2. 未利用木質破砕材舗装について

2.1 特徴

未利用木質破砕材舗装の特徴を以下に示す.

約3時間で固まる.

- アスファルト舗装を施工する際に発生する臭いが 発生しない。
- ・常温で施工可能である.
- 2.2 構成材料

未利用木質破砕材舗装の構成材料は,未利用木質破砕材, 水性アスファルト,粉末添加剤,液体添加剤の4つである.

2.3 配合設計¹⁾

未利用木質破砕材は水分を多く含むことが出来るため, 未利用木質破砕材舗装の配合設計を行う際に基準となる 未利用木質破砕材の含水比 w は 45%とした.

表 2-1 に含水比 45%の未利用木質破砕材 10kg あたりの 配合量を示す.

表2-1 未利用木質破砕材(w=45%) 10kg 当たりの配合量

		材料名	質量(kg)		
	未利)	用木質破砕材(w=45%)	10		
Г	混	水性アスファルト	10		
	和	混和剤(粉末)	2		
	材	混和剤(液体)	2		

2.4 施工手順²⁾

未利用木質破砕材舗装の施工手順を以下に示す.

(1) 未利用木質破砕材に水性アスファルトを投入し, 撹拌 する.

- (2) (1)に事前に混合しておいた 2 つの添加剤を投入し, 撹 拌する.
- (3) 撹拌,混合した材料を路盤の上に設定した舗装厚の約 2倍の厚さに敷きならす.
- (4) 養生シートまたは合板などを敷き、転圧を行う.

(5) 施工完了.

2.5 施工実績

現在,未利用木質破砕材舗装は以下のように設置されて いる.

- (1) ながら川ふれあいの森(平成22年8月施工,約100m²)
- (2) 羽島市運動公園(平成 23 年 7 月施工,約 240m²)
- (3) 岐阜高専中庭(試験フィールド)(平成23年7月施工, 約28m²)

2.6 施工目的

- (1) ながら川ふれあいの森では、路盤の厚さが違っても施 工可能であるか確かめるために、舗装下の路盤の厚さ が異なる 2 種類の未利用木質破砕材舗装を設置され た. (図 2-1 参照)
- (2) 羽島市運動公園では、未利用木質破砕材舗装が一般に 広く使われているアスファルト舗装の上にそのまま 施工可能かどうか確かめるために、舗装下の条件が路 盤のものと、アスファルト舗装の2種類が設置された. (図2-2参照)
- (3) 岐阜高専中庭では、未利用木質破砕材舗装下の条件が どのような場合でも施工可能か確かめるために、5種 類の舗装下の条件で設置された.また、一般的な舗装 との比較のためアスファルト舗装と従来の木質樹脂 舗装も設置されている.(図2-3参照)

2.7 モニタリング計器設置状況¹⁾

各施工場所でのモニタリング計器は、赤い丸印が熱電対で、青い三角印が水分計となっている.(図2-1~3参照)



図2-1 ふれあいの森 断面図

3. 未利用木質破砕材舗装の評価について

未利用木質破砕材舗装の性能を評価するために,水準測 量,簡易支持力測定試験,体感評価(アンケート調査), サーモグラフィを用いた表面温度計測,モニタリング計測 (熱電対,水分計)を行った.



3.1 沈下量

図 3-1 は、施工後、最も時間が経過しているながら川 ふれあいの森における測点を示したものであり、図 3-2 はその測点における水準測量の結果を示したものである.







図 3-2 をみると、施工から 3 年が経過しても、ほとん ど標高が変わっていないことがわかる.

このことから,未利用木質破砕材舗装は風による剥離や, 人の歩行などでの沈下の心配はないといえる.

3.2 強度

図 3-3 は,試験フィールドにおける簡易支持力測定試験((株)マルイ製キャスポル使用)の結果を示したものである.

図 3-3 をみると,未利用木質破砕材舗装(測点③~⑦) は一般的なアスファルト舗装(測点②)に比べて約1/4の 強度を持っており,従来の木質舗装(測点①)やウレタン ゴム(タータン:緑色の線)と同程度の強度を持っている ことがわかる.

次に,時間の経過での強度の劣化を確認するために,施 工後最も時間が経過している,ながら川ふれあいの森での 簡易支持力測定試験の結果を図3-4に示す.

図 3-4 をみると、季節(舗装の表面温度)によって強度に変化が見られたため、それを確認するために舗装の表面温度と CBR 値の関係を図 3-5 に示した.

図 3-5 をみると、表面温度によって CBR 値が変化して いることがわかる.

さらに、図 3-6 には実証フィールドで計測された、未 利用木質破砕材舗装の CBR 値と表面温度の関係を示した

(2011.7/26~2012.2/15). なお, 2011.12/27 と 2012.2/15 の CBR の測定値は降雨直後で舗装中に水を大量に含んでい ために, その影響を考慮する必要がある.試験フィール ドにて散水試験を行い,計測値を較正した.図3-6の結果から,未利用木質舗装のCBR 値は,経年変化(劣化) によるものではなく,舗装表面の温度変化によるものとい える.

これらのことをふまえ,図 3-7 にながら川ふれあいの森 での簡易支持力測定試験から得られた冬季における晴れ の日のCBR 値を示した(測点については図3-1を参照).

図 3-7 をみると、未利用木質破砕材舗装は、施工後3 年目でもほとんど強度に変化がないことがわかる. このことから、未利用木質破砕材舗装は施工後3年目でも 一定の強度を保つといえる.







図3-4 簡易支持力測定試験結果(ながら川ふれあいの森)







3.3 アンケート調査

高専祭(2012年10月27,28日)で14歳~75歳までの一般 93人,中学生(糸貫中学校)への授業(2012年10月17,31日) で243人,高専生(岐阜高専環境都市工学第1学年)への授 業(2012年1月15日)で41人,合計377人に試験フィ ールドの各種舗装を歩き比べてもらい「どの舗装が一番歩 きやすかったですか?」というアンケート調査を行った. さらに,未利用木質破砕材舗装を選んだ人については,そ の理由も調査した.アンケート調査を集計した結果を図3 -8,図3-9に示す.

図 3-8, 図 3-9 をみると,未利用木質破砕材舗装は 52% が一番歩きやすいと回答し,その理由として,やわらかい と感じた人が 65%を占めている.

このことから,未利用木質破砕材舗装はアスファルト舗 装や従来の木質樹脂舗装,木質チップに比べ歩きやすいと いえる.

3.4 水分量

図 3-10 は水分計による水分量の計測から,2012 年 8 月の試験フィールドの路床上含水比を示したものである (測点については図 2-3 を参照).

図3-6をみると、アスファルト舗装(B:アスファルト) や従来の木質樹脂舗装(A:樹脂舗装)に比べ未利用木質破 砕材舗装(D:未利用木質破砕材舗装)の変動が大きいこと がわかる.

このことから,未利用木質破砕材舗装は降雨をただちに 浸透させているといえ,アスファルト舗装や従来の木質樹 脂舗装に比べ透水性が高いといえる.



(a) 総票数の割合



図3-8 どの舗装が一番歩きやすかったですか?







図3-9 未利用木質破砕材舗装を選んだ理由



図3-10 路床上含水比 (2012.8)

3.5 温度

図 3-11 (a), (b) は 2012 年 8 月 25 日の 10:00 に試験 フィールドで撮影されたサーモグラフィを用いた表面温 度計測の画像であり,図(c) はそれを数値化したもので ある.ただし,表面温度は日照条件の違いにより大きく差 が生じるため,図(b) をみるとわかるようにA:の樹脂舗 装が日陰になっていることから,考察からは除外している.

図 3-7 をみてわかるように,夏季に未利用木質破砕材 舗装の表面温度はアスファルト舗装と同程度かそれ以上 になるといえる.

この表面温度をふまえ、断熱性を確かめるために、図3-12 に試験フィールドの熱電対による地中 3cm 温度の2012 年 8 月 24~8 月 26 日の 3 日間の結果を示した(測点については図3-1 bを参照).

図3-12をみると、木質舗装(No.2:樹脂舗装,No.12:未利 用木質破砕材舗装)の地中 3cm 温度はアスファルト舗装 (No.5:アスファルト)より低くなっていることがわかる.

C.木質チップ



(a) サーモグラフィ画像 (b) 写真(試験フィールド)



(c) 表面温度 図3-11 夏季 試験フィールドでのサーモグラフィを用いた表度 計度計測(2012.8/25撮影)



図3-12 夏季 試験フィールドでの地中3cm 温度(2012.8/24~8/26)

夏季と同様に, 試験フィールドでの評価を冬季についても 行った結果を図3-13, 図3-14に示す.

図 3-13 は、2013 年 1 月 23 日の 12:00 に試験フィール ドで撮影されたサーモグラフィを用いた表面温度計測の 結果であり、図 3-14 は、試験フィールドの熱電対による 地中 3cm 温度の 2013 年 1 月 4~1 月 6 日の 3 日間の結果 である.

図 3-13 をみてわかるように、冬季に未利用木質破砕材 舗装を含む木質舗装の表面温度は、アスファルト舗装より 高くなるといえる. さらに、図 3-14 をみると木質舗装 (No.2:樹脂舗装, No.12:未利用木質破砕材舗装)の地中 3cm 温度は、アスファルト舗装(No.5:アスファルト)よ り高くなっていることがわかる.

これらのことから,未利用木質破砕材舗装は夏季には熱 を地中に伝えにくく,冬季には地中の熱を逃がしにくいと いう性能があるといえる.





(a) サーモグラフィ画像

(b) 写真(試験フィールド)



図3-13 冬季 試験フィールドでのサーモグラフィを用いた表面

温度計測(2013.1/23撮影)



図3-14 冬季 試験フィールドでの地中3cm 温度(2013.1/4~1/6)

4. おわりに

森林の本来もつ機能(土砂災害防止,水源涵養,生態系 保全,二酸化炭素吸収など)を十分に発揮させるために, 間伐などの森林整備を行う必要があるが,それにより発生 した間伐材などの資源を有効活用する方法は,大きいもの や形の良いものに限られており,ほとんどは焼却処分や林 地残材として山に放置されている.したがって,この未利 用木質破砕材(林地残材や間伐により発生した資源)を有 効活用する方法を確立すれば,森林整備が進み,森林の機 能を十分に発揮させることができる.

本研究では、未利用木質破砕材を有効活用する方法とし て、非加熱・無溶剤タイプの水性アスファルトを用いた木 質舗装を施工し、評価を行った.

その結果,未利用木質破砕材舗装は一般の歩道や公園, 病院,福祉センター,林間などに設置する遊歩道への利用 において十分な性能を発揮でき、未利用木質破砕材の新た な利用方法になると考えられる.さらには、断熱効果があ るために夏季には温暖化防止、冬季には凍上抑制の手段と しても利用できる可能性がある.

ただし、今後もモニタリング調査を継続することで、舗 装の劣化状況を把握する必要がある.

参考文 献

- 宗宮正和・吉村優治・河村邦基・角田惇:「ぎふ証明材(林地残 材)を活用した新しい木質舗装技術の開発」成果概要、平成23年度 岐阜県・地域材利用開発プロジェクト支援加速化事業成果概要, 2012.2/20.
- 2) 吉村優治・裁康将・遠藤一美・宗宮正和・河村邦基・角田惇:未 利用木質破砕材を活用した新しい木質舗装技術の開発とその施 工,第 22 回調査・設計・施工技術報告会,,地盤工学会中部支部・ 中部建設業協会・建設コンサルタンツ協会中部支部,2013.6.

サクションアンカーの把駐特性に関する遠心模型実験

Centrifugal Experiments on Holding Capacity of Suction Anchors

北 勝利1

1 東海大学・海洋学部・kita@scc.u-tokai.ac.jp

概 要

サクションアンカーは、浮体式海洋構造物の係留基礎として杭や平板式アンカーに比べ大水深域での施工 性や設置精度の点で有利であり、洋上風力発電や海底資源開発基地への適用が期待される。本報告では、 テンションレグプラットフォームなど緊張係留を念頭に、鉛直および高仰角の斜め上方引き抜き荷重に対 するゆる詰め細砂地盤中のサクションアンカーの把駐抵抗やアンカー内の水圧発現挙動に及ぼす係留索引 き抜き速度の影響について、10g 遠心力場模型実験による検討を試みた。実験より、鉛直上方牽引では牽 引速度増大に伴い最大把駐抵抗が大きくなる効果とピーク後の把駐抵抗低減の抑制効果が見られた、斜め 上方引き抜きの場合と比較して鉛直上方引き抜きでは小さな変位で引き抜き抵抗がピークに至った、など の結果を得た。

キーワード:サクションアンカー,把駐力,緊張係留,細砂地盤,遠心模型実験

1. はじめに

サクションアンカーは、大水深域における浮体構造物の 係留基礎として、海外における海底油ガス田掘削プラット フォームにおいて多くの採用実績がある¹²²。杭やドラッ グ式アンカーと比較して大水深域での施工性や設置精度 などの点で有利であり、洋上風力発電基地などにおける浮 体構造物の係留基礎として有望と考えられる。海外では粘 土地盤への適用事例が豊富であるのに対し、日本近海にお ける利用にあたり、砂~シルト質地盤での把駐挙動³につ いて検討する必要がある。

本報告では、テンションレグプラットフォームなど鉛直 または高仰角の緊張係留を念頭に、ゆる詰め砂質地盤中の サクションアンカーの把駐挙動に及ぼす係留索引き抜き 速度の影響について、10g遠心力場における単調引き抜き 試験により検討する。

2. 実験方法

内寸で幅 510mm、奥行 200mm、深さ 350mm の矩形土槽 内にメトロース水溶液(粘性係数 12~13mPa・s)を入れ脱気 後、土槽上端位置より気乾状態の 8 号硅砂(土粒子密度 2.64g/cm³、平均粒径 D₅₀=0.095mm、最大間隙比 1.29、最小 間隙比 0.74)を落下させ、さらに脱気後 10g 遠心力場で 30 分間自重圧密することで、層厚 148~155mm、相対密度 23 ~35%のゆる詰め水平地盤を作成した。次にアンカー模型 をアンカー天板の排水口を開口した状態で鉛直ガイドロ



ッドに沿って 10g 遠心力場において地盤中に自沈させた 後、アンカー内部水を排水口より負圧を用いて吸水するこ とにより、アンカーを沈設した。排水口を閉塞しアンカー をガイドロッドから外した後、アンカー天板に連結したワ イヤーを、滑車を介して電動アクチュエータにより鉛直ま たは斜め上方に定速度で牽引した。引き抜き段階での実験 概要を図1に示す。

実験で用いたアンカー模型の概略図を図2に示す。高さ 87mm、外径50mm,肉厚1.2mmの下端開口円筒で、天板 にはワイヤー連結のためのUボルト、排水口、水圧セン サが設置されている。また円筒部内面には下端位置(図1 中P3の位置)まで、外面後側には下端から36mm位置(図1 中P2の位置)まで細パイプが接着されている。これらのパ



イプ上端はチューブを介して水圧センサに連結されてい る(図2立体図参照)。アンカー内部は金属メッシュを境に 2室に分かれており、上室には負圧による吸水時における 土粒子フィルタリング用途のスポンジを挿入している。引 き抜き実験時には、アンカー上方に容量式傾斜計を固定し たフレームを設置し、アンカー傾斜角を計測するとともに、 水平および鉛直変位計測のためのレーザー式変位計のタ ーゲットとして用いた。ただし、鉛直上方引き抜き実験で は、水平変位および傾斜角は計測していない。

実験ケース一覧を表1に示す。ケース1-1~1-3では鉛直 上方に、ケース 2-1、2-2 では初期仰角 58 度の斜め上方に ワイヤーを牽引している。実験では、急速な間隙圧消散の 抑制を目的として動的遠心実験における粘性スケーリン グを参考に、高粘性のメトロース水溶液(粘性係数 12~ 13mPa・s)を間隙流体として用いている。

衣1 夫缺クース一見									
ケース	1-1	1-2	1-3	2-1	2-2				
地盤厚(mm)	150	148	151	155	155				
相対密度(%)	25	35	30	31	23				
根入(mm)	87	74	72	86	85				
牽引速度 (mm/s)	1.9	0.71	0.32	1.9	0.52				
牽引方向	鉛直上方			斜め上方					

層厚及び相対密度はアンカー沈設前の値

自重圧密後に 10g 遠心力場で実施した簡易コーン貫入 試験(底部直径 10mm)における、貫入抵抗力(周面摩擦抵抗 を含む)の深度分布を図3に示す。ケース1-2のみ貫入抵抗 がやや大きくなっているものの、概ね再現性があるものと 考えられる。

3. 実験結果

鉛直上方に急速牽引したケース 1-1 における、アンカー 鉛直変位とワイヤー張力の関係を図 4(a)に示す。張力約 50Nまでアンカー変位はほぼ0で、その後張力の増大と共 に変位も進行し、変位 1.7mmで張力の最大値 77N に至る。



図3 コーン貫入抵抗の深度分布



図4 実験結果(ケース1-1)

変位 10mm までは張力 70N 以上を維持するが、その後張 力は変位と共に漸減し、変位 20mm 以降牽引停止まで約 60N で概ね一定となっている。同ケースにおける、アンカ ー天端直下内部(P1)、アンカー外側面で下端から 36mm 上 側(P2)、アンカー下端位置(P3)での水圧とアンカー変位の 関係を図 4(b)に示す。各水圧はアンカー引き抜き直前時か らの変動値で表しており、引き抜きに伴いセンサ深度が減 少することから変位とともに負圧は発達することとなる。 アンカー天端位置では、牽引開始直後に--6kPaの負圧が発 生した後、変位の増大と共に徐々に負圧が発達し、10mm でピーク値(-11kPa)に至る。変位が 10mm から大きくなる に従い負圧が消散し、20mm以降はその傾向が緩慢となる。 この負圧消散過程はワイヤー張力の低下過程と良く対応 している。アンカー下端においても天端直下と同様の水圧 挙動を示しているが、負圧ピーク時の変位が小さく、変位 20mm 以降では変位にほぼ比例して負圧が進展している。 アンカー外側(P2)では引き抜き初期に負圧ピークに達し



図5 実験結果(ケース1-2)

た後一旦消散し、その後アンカー変位に比例して負圧が発 達している。

ワイヤー牽引速度が遅いケース 1-2 および 1-3 における 実験結果を図-5 および図-6 に示す。ケース 1-2 の牽引速度 はケース 1-1 の約 2.5 分の 1 である。ケース 1-2 での最大 ワイヤー張力は 64N で、ケース 1-1 に対して 20%低い値 となっている。ピーク発現後、アンカー鉛直変位が 15mm 程度まで張力の低減傾向は緩慢だが、その後変位 20mm ま で張力の低下が加速し、20mm 以上の変位域では約 40N で 一定となっている。天端直下(P1)およびアンカー下端(P3) での負圧のピーク値はそれぞれ-9kPa と-5kPa で、牽引速度



図7 実験結果(ケース 2-1)



図6 実験結果(ケース1-3)

の速いケース 1-1 と比較して絶対値が小さくなっている。 牽引速度がケース 1-1 の約 6 分の 1 であるケース 1-3 につ いては、ワイヤー張力のピーク値は 64N でケース 1-2 と同 等であるが、ケース 1-1、1-2 に比べ小さな変位域で張力ピ ークに至り、変位と共にピーク後の張力が速やかに低減し ている。即ちケース 1-1 と 1-2 の比較では、牽引速度によ る最大把駐抵抗の影響が見られたのに対し、ケース 1-2 と 1-3 の比較では、牽引速度により把駐抵抗のピーク後の「靱 性」に違いが生じる結果となっている。またケース 1-3 に おける水圧の負圧ピーク値に注目すると、天端直下で -7kPa、アンカー下端で-3kPa と、ケース 1-2 よりさらに絶





図8 実験結果(ケース 2-2)

対値が小さくなっている。

次に、斜め上方急速引き抜きのケース 2-1 における、ワ イヤー張力とワイヤー連結点における絶対変位の関係を 図 7(a)に示す。牽引初期ではワイヤー張力 30N 強まで変位 はほとんど発生しないが、30Nを越えて徐々に変位が増大 し、絶対変位 10mm において張力の最大値 74N に達した 後、張力は変位の増大に伴い漸減する。鉛直上方引き抜き のケース 1-1 と比較して、最大把駐抵抗発現時の牽引量が 大きくなっている。同図(b)の天端直下(P1)およびアンカー 下端(側面位置, P3)における水圧挙動に着目すると、ワイ ヤー張力ピーク時とほぼ同じ変位量で負圧のピークを迎 えている。鉛直引き抜きの場合と異なり、負圧ピーク到達 後の消散は緩慢である。連結点での絶対変位とアンカー天 端中央での水平鉛直変位およびアンカー傾斜角の関係を 同図(c)に示す。初期の牽引仰角 58 度に対し、鉛直変位よ り水平変位が大きくなっている。また傾斜角が絶対変位に ほぼ比例して変化している。牽引方向が高仰角でアンカー 上面に連結点がある本ケースでは、水平方向地盤反力に比 べ負圧効果で引き抜き抵抗が大きいこともあり、回転運動 とともに水平変位が大きくなると考えられる。水平および 鉛直変位と傾斜角の計測結果より計算した、牽引前、最大 張力の半分(Tmax/2)到達時、張力最大(Tmax))時および計測 終了時の4時点におけるアンカー姿勢と連結点位置を同 図(d)に示す。

斜め上方緩速牽引ケース 2-2 の実験結果を図 8 に示す。 ワイヤー張力と連結点絶対変位の関係より、最大張力が 56N とケース 2-1 と比較して 24%小さく、張力ピーク時の 変位量も小さくなっている。水圧応答(同図(b))においては、



ケース 2-1 に比べ牽引初期に負圧ピークが急速に発達して いることがわかる。また急速牽引のケースと比較して、各 点のピーク時負圧の絶対値は小さくなっている。天端中央 変位挙動(同図(c))に着目すると、変位量 17mm 程度までは 水平変位と鉛直変位はほぼ等しく、ケース 2-1 と比較する と鉛直変位が相対的に大きくなっているが、これより大き な変位域では水平変位が卓越してくる。

4. おわりに

細砂地盤中のサクションアンカーの鉛直および斜め上 方牽引時の挙動特性について、10g 遠心力場模型実験によ る検討を行った結果、以下の知見を得た。

- 一鉛直上方牽引では、牽引速度増大に伴い最大把駐抵抗が 大きくなる効果と、ピーク後の把駐抵抗減少抑制の効果 が見られた。
- 一斜め上方牽引の場合、鉛直上方牽引と比較して大きな変 位領域で把駐抵抗のピークに到達した。

参考文献

- Andersen, K.H., Murff,J.D., Randolph, M.F., Clukey, C.T., Erbrich, C.T., Jostad, H.P., Hansen,B., Aubeny, C., Sharma, P. and Supachawarote, C.: Suction Anchors for Deepwater Application, Proc. 1st International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, pp.3-30, 2005.
- 財団法人沿岸開発技術研究センター: サクション基礎構造物技 術マニュアル, 2003, 270pp.
- Iskander, M., El-Gharbawy, S. and Olson, R.: Performance of Suction Caissons in Sand and Clay, Canadian Geotechnical Journal, Vol.39, pp.576-584, 2002.

特別講演その3

「徳山水力発電所建設工事の 技術課題と対応」

浦上 博行 氏

(中部電力㈱)