深層混合処理とジオテキスタイル併用工法による 軟弱地盤上盛土の現地動的繰返し載荷試験

日本鉄道建設公団
複合技術研究所
(財)鉄道総合技術研究所

村上 明, 青木一二三, 米澤豊司
矢崎澄雄
舘山 勝, 小島謙一

軟弱地盤上に鉄道盛土を構築するにあたって、開業後の沈下を極力抑制するために深層混合処理工法とジオテキスタイルとを併用して盛土を施工している。その際、改良杭の間隔や上載荷重の条件とジオテキスタイルに生じるひずみの関係、未改良部との不同沈下の抑制効果など、静的および動的荷重状態での挙動を把握する必要があるが生じた。そこで筆者らは現地において各種計測計器を設置し、列車走行を模擬した軌道繰返し衝撃試験機による動的載荷試験を実施し、併せて解析等を行い、合理的な設計方法を提案しようとするものであり、本論文は、このうち現地動的繰返し載荷試験結果について述べるものである。

キーワード：鉄道盛土，補強材（ジオグリッド），地盤改良，動的載荷試験

Dynamic loading test of embankment using deep mixing method together with geogrid on poor ground

A.Murakami, H.Aoki and T.Yonezawa : Japan Railway Construction Public Corporation

S.Yazaki : Integrated Geotechnology Institute

M.Tateyama and K.Kojima : Railway Technical Research Institute

For construct of railway embankment on poor ground, we used deep mixing method together with geogrid to decrease settlement of ground. Then, we need to understand the behavior of the embankment constructed by this method using deep mixing method and geogrid, caused by static load and dynamic load. So, we did dynamic loading test using two full-scale embankments on site. We will propose a rational method of design for embankment using deep mixing method together with geogrid, by analyzing these two tests. This paper introduces the result of one of these tests.

Keywords: Railway embankment, Geogrid, deep mixing method, dynamic loading test

深層混合処理とジオテキスタイル併用工法による 軟弱地盤上盛土の現地動的繰返し載荷試験

日本鉄道建設公団

村上 明, 青木一二三, 米澤豊司

複合技術研究所

矢崎澄雄

(財)鉄道総合技術研究所

館山 勝, 小島謙一

1. はじめに

東北新幹線盛岡～八戸間の建設区間のうち、八戸電留線路盤区間は軟弱な有機質土層 ($N=1$, $\gamma=11$ kN/m^3 , $w=260\%$) を支持地盤とする盛土区間であり、比較的低い盛土が高さに変化する条件で設置される。

鉄道盛土の構築に当たっては、支持地盤が軟弱な場合には、開業後の盛土・列車荷重による塑性沈下量を極力減少させることが重要であり、その対策として軟弱層の置換や杭網工法、深層混合処理工法などによる対策を行うのが一般的である。当該現場においては、その対策として、深層混合処理工法とジオテキスタイルを併用した工法（ここでは、コラムネット工法と称す）を採用した。

鉄道において、コラムネット工法の適用・設計に当たっては、「攪拌混合基礎（機械攪拌方式）設計・施工の手引き（昭和62年7月1日 鉄道総合技術研究所）」¹⁾（以降、「現行指針」と略称する）を基本として行っており、当該現場においてもこれを基本として設計し適用の検討を行った。

しかし、「現行指針」に準拠して当該現場の設計を行った場合には、パンチングの問題から盛土高さにより改良杭の配置間隔や改良径が変化する設計となるため、地盤改良の施工が複雑になるなどの課題が生じた。このため、当該現場のコラムネット工法の適用に際しては、「現行指針」には一部抵触する箇所があるものの、より合理的・経済的な構造となるよう設計を行うこととし、この効果・妥当性を現地試験により確認することとした。さらに、現行指針における設計上の仮定が、必ずしも合理的とはなっていないことも考えられることから、現地試験のシミュレーション解析を行い、かつ、その解析モデルを基にパラメータスタディーを行うことで、設計手法の仮定や妥当性の確認を行うこととした。

これら一連の検討は図1に示すフローに沿って実施しており、本論文では、このうち現地動的繰返し載荷試験結果について述べるものである。

図1 検討フロー

2. コラムネット工法の概要

コラムネット工法は、鉄道に限らず道路盛土などでも適用^{2),3)}されているが、その考え方・構造の概要などは基本的には同様で、木杭敷網工法の原理を基本としている。

鉄道では前述の「現行指針」を基本として設計されるが、その構造・設計の基本条件は表1、図2のとおりである。特に当該現場のような低盛土の場合の重要な前提条件としては表1②の項目であり、「現行指針」の中では「盛土内にパンチング現象が生じないように改良体ピッチは盛土高さ以上としてはならない。」と記されている。

これは、鉄道では道路と比べ列車荷重の影響が大きく、列車荷重により盛土にパンチングが生じると過大な不同沈下が発生することが懸念されることから、このような制約（改良杭ピッチ D ＜盛土高さ H ）が付加されたものである。しかし、これによった場合、盛土高さが例えば1.0mの場合には、改良率を高めるか、非常に小さい径の地盤改良杭を採用するか、もしくは現地盤面を掘り下げることが必要となり、非合理かつ不経済となる。

当該現場においても、計画盛土高さは1.5～3.2m程度と低盛土であることから、「現行指針」に準拠した場合には特に盛土高が低い場合に非常に不経済な配置となる。そこで、当該現場では「 $D < H$ 」の条件には抵触するものの、図3に示すようにパンチングに対してはジオテキスタイルをより強化した状態で配置することでパンチングに対処する設計として経済化を図った仕様とした。

図2 現行指針の構造仕様

表1 現行指針の基本条件

①	改良杭	φ 500mm～1000mmの円形
②	改良杭ピッチ	ピッチ D (m) < 盛土高さ H (m)
③	改良率	$10\% \leq a_p \leq 25\%$
④	補強材	補強不織布またはジオグリッドを盛土下面に1層配置
⑤	不織布	2～3層
⑥	荷重分散角	盛土内 30° 不織布の敷設範囲 45°

図3 当該現場で適用したコラムネットの構造仕様

図4 ジオグリッドの敷設位置による違い

「現行指針」では、ジオテキスタイルの基本配置は図2に示すように、改良杭頭レベルにジオグリッドを1層配置し、不織布を2～3層盛土内に配置することで、盛土の剛性を高め、アーチアクション効果を更に高めるように配慮されている。これに対して当該現場では、図3に示すように引張抵抗力の大きい $Ta \geq 60 \text{ kN/m}$ のジオグリッドを盛土内に2層配置し、かつ下層のジオグリッドの上面に不織布を重ねることで、盛土材の抜けだしを防止すると共にパンチングに抵抗させる構造とした。更に、杭頭レベルにジオグリッドを配置した場合には、図4に示すように転圧時の盛土の沈下によってジオグリッドがせん断破損することが懸念されたことから、盛土1層目から配置することとしたものである。

また、攪拌混合杭の仕様は、改良率20%，設計基準強度 100 kN/m^2 であり，採用した地盤改良工法は経済性を重視して2軸施工機としている点が、従来の構造仕様と異なる。

3. 現地試験の概要

(1) 試験の目的および試験ケース

当該現場に適用したコラムネット工法の構造仕様および設計の考え方は、一部「現行指針」に抵触している。このことから、当該現場のコラムネット工法の構造仕様および設計の妥当性、および効果を確認することを目的として現地起振実験を実施することにした。この目的を達成するために、以下の点に着目した試験を行った。

- ①盛土高さと改良杭ピッチの違いによる全体挙動の把握
- ②ジオテキスタイルの配置方法の違いによる効果

以上から、実験ケースは表2に示すとおりとし、「現行指針」に該当する「 $D < H$ 」となる断面と、「 $D \geq H$ 」となる断面の2ケースに対して実験を実施した。このうちケース2については、現在試験を実施している段階であることから、本論文では既に終了したケース1についての試験結果について報告する。

表2 試験ケース

試験ケース	条件	試験盛土高さ
ケース 1	$H \geq D$ となる高さ ($H=3.0 \text{ m}$ 以上)	3.206 m
ケース 2	$H < D$ となる高さ ($H=2.5 \text{ m}$ 以下)	1.960 m

図5 試験盛土の概略

(2) 試験盛土の概要

試験盛土の形状、各計測器の設置状況の概略を図5に示す。盛土・路盤材料および締固め管理値は、本線盛土と同様として表3に示すとおりとした。起振機による繰返し載荷を行う位置は、改良杭線路方向4列、横断方向4列の16本の中央部に載荷版および起振機を設置して、計測は中央部の4本の改良杭の範囲を対象とした。ケース1の試験盛土の構築状況を図6に示す。盛土構築は、盛土1層の仕上がり厚さ30cmとして、盛土構築過程において、表4に示す各種計測器を順次設置した。盛土および路盤を約30日で構築し、その後、載荷版、起振機を設置、繰返し載荷試験を実施した。

表3 盛土・路盤材料および締固め管理値

項目	材料	管理値
盛土	山砂	締固め密度比： $D \geq 90\%$ $\rho_d \geq 1.75 \text{ t/m}^3$ K_{30} 値 $\geq 70 \text{ MN/m}^3$
強化路盤	粒度調整碎石 (M-40)	締固め密度比： $D \geq 95\%$ $\rho_d \geq 2.15 \text{ t/m}^3$ K_{30} 値 $\geq 110 \text{ MN/m}^3$

図6 試験盛土の構築行程

(3) 載荷条件の設定

列車走行荷重に相当する繰返し荷重の設定は、新幹線走行を想定して、P16荷重（軸距2.5 m）が $V=200 \text{ km/h}$ で走行した場合の路盤圧力 (30 kN/m^2) として模擬した。

実験で使用した起振機の性能を表5に示す。

この起振機は、自重60kN、荷重 $\pm 60 \text{ kN}$ （最大荷重120kN、最小荷重0kN）である。載荷条件は、起振機的能力と載荷版の大きさを勘案して、実際の軌道荷重や列車荷重による路盤圧力と同等となるよう設定した。

まず、載荷版の形状寸法は、線路横断方向の幅をまくらぎ幅（2.4m）に路盤面までの分散幅（0.3m）を加えて2.7mとして、線路方向については、最大起振荷重120 kNの時に列車による路盤圧力 30 kN/m^2 が得られる幅（1.48m）とした。また、載荷版はバラストなどの軌道荷重を模擬したものであるため、軌道荷重 10 kN/m^2 となるようにコンクリート版の厚さを0.4mとして作製した。表6に載荷試験の荷重条件を示す。

表4 計測項目と主な目的

計測項目	計測器	計測の主な目的
鉛直土圧	土圧計	改良杭、杭間地盤の荷重分担率
沈下量	沈下板	地表面不同沈下の確認 沈下抑制効果の確認
補強材ひずみ	ひずみゲージ	補強効果の確認
改良体ひずみ	ひずみゲージ	杭の応力、応力分布の算出
加速度	加速度計	地表面動的変位、地中応答加速度

表5 起振装置の性能概略

形式	起振機EX-2000DC型
最大起振力	$\pm 60 \text{ kN}$ (8.7Hz以上において)
加振力波形	正弦波
加振周波数	0.5～30Hz
自重	60 kN(本体30 kN, ウェイト30 kN)

表6 載荷試験の荷重条件

起振荷重	$60 \text{ kN} \pm 60 \text{ kN}$
載荷面積	$2.7 \times 1.48 = 4.0 \text{ m}^2$
路盤圧力	30 kN/m^2
載荷周波数	22 Hz (200 km/hに相当)
載荷回数	200万回

4. 計測結果

(1) 土圧の計測結果

図7に盛土構築に伴う土圧計の出力状況を示す。なお、土圧計の計測位置は図8に示すとおりである。図7から、地盤面レベルでの杭頭部(計測点No. 2)と杭間地盤部(計測点No. 4)

での盛土構築に伴う土圧の増加傾向は、盛土高さ $H=1.0\text{m}$ 程度までは両位置ともほぼ同様の傾向であり、計算上の盛土の有効上載圧 σ'_v ($\sigma'_v = \{\gamma_t \cdot h_w + \gamma'(z - h_w)\} / 10$ 、ここに γ_t : 盛土材料の湿潤単位体積重量、 h_w : 着目点での水位、 γ' : 水中単位体積重量、 z : 着目点までの高さ) とほぼ一致していることがわかる。

しかし、盛土高さが $H=1.0\text{m}$ よりも高くなると、杭頭部の土圧が急激に増加し、杭間地盤部の土圧の増加量が減少する傾向となっており、剛性の高い杭頭部分に盛土荷重が応力集中していることが確認できる。また、路盤下面レベルの土圧は、計測位置にかかわらずほぼ有効上載圧と同じ出力状況であることがわかる。

図9に、盛土構築開始時から繰返し載荷終了後までの土圧の推移状況、および繰返し載荷中の動土圧振幅波形(代表として、載荷回数50, 100, 150, 200万回付近)を示す。同図から、載荷前後の盛土荷重による土圧はほとんど変化しておらず、安定な状態である。また、繰返し載荷による動土圧両振幅は、載荷版直下の上部(No. 3)で最も大きく 40kPa 程度であるのに対し、地盤面では 10kPa 程度と荷重分散により小さくなって

図7 盛土構築に伴う土圧の推移

図8 土圧計測位置

図9 盛土構築、繰返し載荷に伴う土圧の推移

図10 土圧分担の分布

いる。図10に、地盤面レベルにおける杭頭部と杭間地盤部の分担土圧の分布状況を示す。図では、盛土荷重による土圧と繰返し载荷による動土圧両振幅のそれぞれを分けて示してある。盛土荷重による土圧の分担は、杭頭で70kPa程度に対し杭間地盤部では40kPa程度となっている。これに対して、繰返し荷重では杭頭部分のほうが若干大きいものの、ほぼ同程度で10kPa程度であり、ジオグリッドの効果によって列車荷重を均一に支持していることがうかがえる。

(2) 沈下量、鉛直変位

図11に、盛土構築に伴う各計測位置での沈下状況を示す。同図から、各計測位置での沈下量はほぼ同程度であり、地盤改良を行った層全体がほぼ均等に沈下しており、改良地盤層（複合地盤）での沈下はほとんど発生していないことがわかる。したがって、図中の沈下量は改良地盤層よりも下層での沈下であると考えられる。このことから、盛土下面において盛土支持地盤の不同沈下はなく、改良率20%の低改良率においてもコラムネット構造は効果を十分に発揮していると判断される。これは、盛土内

図11 沈下計設置位置および盛土構築に伴う沈下量の増加

図12 加速度計設置位置および鉛直動変位両振幅の分布

に配置した2層のジオグリッドによる盛土の吊り上げ効果が発揮されたものと考えられる。

繰返し載荷に伴う鉛直動変位両振幅の分布を図12に示す。鉛直動変位両振幅は加速度計の出力を2回積分して求めたもので、同図から載荷版での値が0.8mm程度と最も大きく、深くなるに従い小さな振幅となる傾向にある。地盤面レベルの杭頭部(No. 3)と杭間地盤部(No. 6)の鉛直動変位両振幅の比較では、杭頭部で0.1mm程度に対して杭間地盤部では0.2mm程度であり、剛性の高い杭頭部のほうが小さな振幅となっている。前述の繰返し載荷による地盤面レベルでの動土圧両振幅分布は、杭頭部分、杭間地盤部分ともほぼ同程度であったことから、鉛直動変位両振幅の大きさの違いは、改良杭の剛性と杭間地盤の剛性の違いによる影響と考えられるが、その差は小さい。これは、ジオグリッドで吊り上げている分、盛土内に配置したジオグリッドにより鉛直動変位両振幅は軽減されていると考えられ、ジオグリッドが配置されていない場合には改良杭と地盤の剛性比程度の振幅差が生じることも予測される。

(3) 改良杭のひずみ

図13に、盛土構築に伴う改良体の静的ひずみ分布を示す。改良杭のひずみは、盛土構築高さHが増加するに伴い増加する傾向にあるが、その分布は杭先端ではほぼ0であり、改良杭の周面摩擦で盛土荷重を支持していることがうかがえる。また、盛土完成時(H=3.2 m)には、深さ0.5~2.0においてひずみ分布形状が逆勾配となり、多少ネガティブフリクションが働いているようにも思える。

図14に、繰返し載荷に伴う改良杭の動ひずみ両振幅および繰返し載荷前後の静的なひずみ分布を示す。改良杭の動ひずみ両振幅は、杭全長にわたってほぼ同程度の振幅値を示しているが、その値は盛土荷重により発生した静的なひずみに比べ非常に小さいことがわかる。また、載荷後のひずみは載荷前よりも若干増加していることがわかる。

図13 盛土構築に伴うひずみ分布

図14 載荷前後のひずみ及びひずみ両振幅

(4) 盛土構築に伴う補強材のひずみ

図16、図17に盛土構築に伴う補強材（ジオグリッド）のひずみの出力状況を示す。補強材のひずみは図15に示すように線路横断方向（X方向）、線路方向（Y方向）の2方向を補強材2層それぞれ9点ずつ計測している。ここでは、代表としてY方向の上層、下層補強材のそれぞれについて示した。

図15、図16から、下層の補強材のひずみは補強材設置後第1層目盛土の撤出し、敷均し、転圧作業の際に大きな引張ひずみが発生し、上層の補強材設置後、第3層目盛土の転圧作業の際には引張ひずみが緩和されるような傾向となっているが、この際には上層の補強材には大きな引張ひずみが発生していることがわかる。第4層目盛土以降は盛土の構築に伴う補強材ひずみの増減は少なくほぼ一定値で推移する傾向となっている。補強材のひずみについては、敷設時の補強材のひずみや、盛土の撤き出し、転圧の方向などが計測値に大きく影響するため、定量的な評価や、改良杭頭、杭間地盤部での平面位置におけるひずみの分布の差異などについてまで傾向は読み取ることは困難である。

図18に繰返し載荷による補強材の動ひずみ両振幅を、図19に繰返し載荷前後のひずみの増分を。図18から、動ひずみ両振幅はどの計測点においても100 μ 程度以下であり、盛土構築により発生する静的なひずみ（1000 μ 程度）に比べ1/10以下と小さいことがわかる。また、図19から載荷後のひずみの増分は圧縮側にひずみが緩和される傾向にあるが、

図15 ひずみ測定位置

図16 上層補強材のひずみ

図17 下層補強材のひずみ

図18 繰返し載荷によるひずみ両振幅

図19 繰返し載荷前後のひずみの増分

その値は30 μ 程度以下と非常に小さいことがわかる。

以上のことから、補強材のひずみは補強材設置後第1層目の盛土の転圧時に最も大きな引張ひずみが発生し、設計時にはこの時点での補強材引張力の評価が重要になると考えられる。本試験ケースでは、転圧時の最大の引張ひずみは1000 μ 程度であり、破断ひずみ（8%程度）に対して非常に小さい。しかし、この程度の出力であってもしっかりコラムネットの構造としてはその効果が確認されたと考えられる。今後は、沈下などに伴う長期的な計測値の状況についても着目したいと考えている。

5. 効果の評価

以上の計測結果から、本試験ケース（改良杭ピッチ $D \leq$ 盛土高さ H ）の条件においては、①盛土のアーチアクションが十分に発揮され、高剛性の改良杭に盛土荷重が集中していた可能性が高いこと、②改良地盤は複合地盤として機能しており、不同沈下は認められなかったこと、③補強材には盛土の転圧時に大きな引張ひずみが発生するが、破断ひずみと比べて非常に小さいこと、が確認され、コラムネット構造としてその機能が十分に発揮されたと考えられる。

6. おわりに

本検討においては、低盛土の場合との比較が重要となる。

このため、今後、現在実施している低盛土の試験結果を整理・検討するとともに、シミュレーション解析と併せて、当該現場で適用したコラムネット構造の評価を行う予定である。また、改良杭ピッチ、盛土高さ、改良杭径など、数種の条件による解析をパラメトリックに実施し、その結果をもとに更に合理的な設計手法を検討する予定である。

<参考文献>

- 1) 鉄道総合技術研究所、攪拌混合基礎（機械攪拌方式）設計・施工の手引き、S62.7.1
- 2) 建設省土木研究所、ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル、1992.
- 3) 土質工学会、ジオテキスタイル、土質工学会編土質基礎工学ライブラリー、pp289～297, H6.11