

既設線省力化軌道に適した路盤改良工法に
関する研究

2021年3月

伊藤 壱 記

目次

第1章 序論	1
1.1 本研究の背景	1
1.2 鉄道路盤および路床の設計・性能の変遷	4
1.3 新設線における路盤の設計の概念	7
1.3.1 軌道の種類	8
1.3.2 新設線における土構造物の性能ランク	10
1.3.3 路盤の照査指標の選定方法	10
1.3.4 新設線に用いる路盤の種類および選定	10
1.3.5 路床の照査指標の選定	11
1.3.6 路盤の種類に対する路床条件の選定	11
1.4 既設バラスト軌道における路盤改良の適用	13
1.4.1 路盤改良の設計方法の考え方	15
1.4.2 路盤改良厚の検討方法	16
1.5 本論文の構成	19
第2章 短時間で施工可能な路盤改良の施工方法の検討	20
2.1 開発した施工方法のコンセプト	20
2.2 グラウト充填路盤改良工法（あと充填方式）の概要	22
2.3 路盤改良材の強度特性	24
2.3.1 グラウト材に添加する遅延剤量とゲルタイムの関係	24
2.3.2 路盤改良材の一軸圧縮強度	26
2.4 実物大バラスト軌道模型に対する繰返し載荷試験	29
2.4.1 載荷試験装置	29
2.4.2 繰返し載荷試験の概要	29
2.4.3 FEM解析による実物大模型の粘性土路盤の検討	30
2.4.4 実物大バラスト軌道模型の構築	31
2.4.5 繰返し載荷試験の条件	35
2.4.6 測定方法	36
2.4.7 繰返し載荷試験の結果	37
2.5 営業線バラスト軌道における試験施工	41
2.5.1 路盤改良厚の検討	41
2.5.2 路盤改良の施工	44
2.6 第2章の結論	49
第3章 既設線省力化軌道用の路盤改良工法における設計方法の検討	50

3.1	提案した設計方法のコンセプト	50
3.2	既設線省力化軌道に適用したグラウト充填路盤改良工法（あと充填方式）の施工方法	52
3.3	実物大載荷試験による路盤改良を適用した既設線省力化軌道の変形特性の評価	54
3.3.1	実物大軌道模型の寸法の検討	54
3.3.2	軟弱路床の設定	56
3.3.3	実物大軌道模型の構築	57
3.3.4	載荷試験の結果	61
3.3.5	FEM 解析の妥当性の検証	63
3.4	粘土層における塑性沈下特性の評価	64
3.4.1	繰返し三軸圧縮試験の条件	64
3.4.2	繰返し三軸圧縮試験の結果	64
3.4.3	実物大載荷試験との比較	65
3.4.4	路床に作用する任意の鉛直応力状態におけるひずみの推定式の選定方法	66
3.4.5	沈下量の推定方法	67
3.5	地下水位と沈下特性の関係	71
3.5.1	検討概要	71
3.5.2	粘土層内部の含水比と沈下量の関係	72
3.5.3	含水比とひずみの関係	73
3.6	てん充道床の曲げ疲労強度の評価	74
3.6.1	てん充道床の曲げ強度特性	74
3.6.2	てん充道床の曲げ疲労強度特性	78
3.7	第3章の結論	80
第4章	営業線における既設線省力化軌道用路盤改良の試験施工	81
4.1	試験施工の概要	81
4.2	原地盤剛性の調査	84
4.3	繰返し三軸試験による路床土の沈下特性の評価	86
4.4	FEM 解析による路床およびてん充道床に作用する応答値の算出	88
4.4.1	路床の弾性係数の設定	88
4.4.2	FEM 解析モデルの条件	90
4.4.3	解析結果	91
4.5	路盤改良厚の設計	93
4.5.1	軌道沈下量の照査	93
4.5.2	てん充道床の曲げ疲労破壊の照査	94
4.5.3	路盤改良厚の選定	97

4.6	試験施工	98
4.6.1	開発した施工方法の評価	98
4.6.2	路盤改良効果の評価	102
4.7	第4章の結論	104
第5章	本研究のまとめ	105
5.1	結論	105
5.2	今後の課題	107
	参考文献	108

第1章 序章

1.1 本研究の背景

鉄道の一般的な軌道である土構造物上のバラスト軌道（図 1.1.1）は、直径 20mm から 60 mm 程度の碎石（以下、バラスト）でまくらぎを支持する構造である。また、列車の繰返し通過によってバラストの集合部材であるバラスト道床が塑性沈下するため、定期的な保守が必要とされている。鉄道路盤（以下、路盤）は、図 1.1.1 に示すように、軌道（レール、まくらぎおよび道床）の下に使用され、軌道上を走行する列車の荷重を支持するものである。路床は、路盤を支持するものであり、列車荷重の影響の大きい路盤表面から深さ 3m の範囲のうち路盤を除いた部分を示す。

路盤の機能は、軌道を十分強固に支持すること、軌道に対して適切な支持剛性を有すること、路床の軟弱化を防ぐこと、路床に荷重を分散伝達すること、排水勾配を設けることにより雨水等をすみやかに排除すること、バラストの路盤土への貫入を防ぐこと等がある。路床の機能は、軌道および路盤を安全に支持し、路床部における有害となる塑性沈下を防ぎ、安定した列車走行と良好な保守性を確保するとともに、軌道および路盤に凍上等による変状を発生させない等がある。

現在、敷設されているバラスト軌道の路盤には、路盤に対する設計標準が整備されていない 1968 年以前に敷設された路盤と、路盤に対する設計の考え方が整備された 1968 年以降に敷設された路盤に分けられる。1968 年以前に敷設された路盤の特徴は、設計や施工の指針が示されておらず、経験に基づく施工がほとんどであり、特に路盤として剛性の高い層を設けていないことが多く、軌道が地盤や盛土等に直接敷設されている場合が多い。このような条件下の路盤は、路盤としての十分な性能を有していない箇所が多く、路盤の支持剛性が高くないことから列車の繰返し通過によるバラスト道床の変形が大きく、現在でも軌道保守が頻繁に行われている¹⁾。

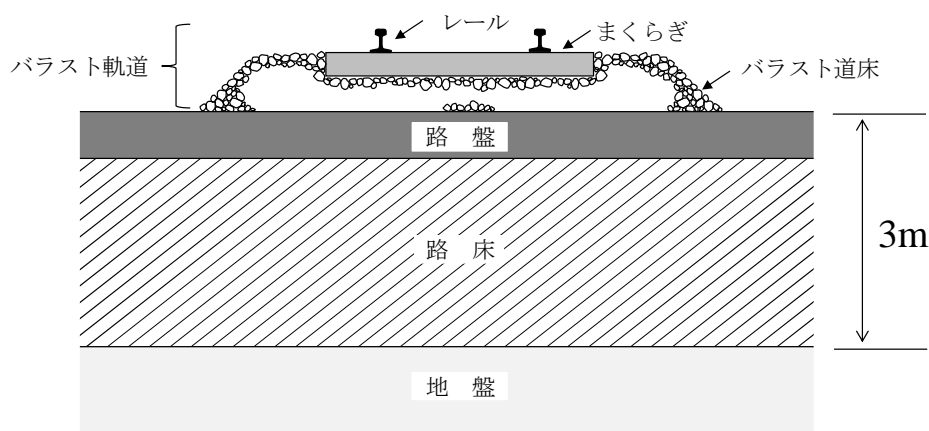


図 1.1.1 土構造物上のバラスト軌道の構造

そこで、バラスト軌道における軌道保守の省力化を図るため、1999年にバラストの間隙にセメント系グラウト材をてん充することで道床部をプレパックドコンクリート化（以下、てん充道床）する軌道（以下、既設線省力化軌道）（図1.1.2）が開発²⁾された。既設省力化軌道の開発においては、剛性が高いてん充道床により、既設の路盤への応力が低減するため、軌道沈下の抑制が期待されたが、設計標準が整備されていない1968年以前に敷設された路盤上における試験敷設の結果、路盤剛性に起因する軌道への変状が生じたことから、既設線省力化軌道を敷設する場合、路盤改良により路盤の地盤反力係数 K_{30} 値が 70MN/m^3 以上（以下、 K_{30} 値）を確保する必要があることが明らかとなった³⁾。

その一方で、国鉄民営化以降、首都圏における輸送量（列車本数）が増加すると共に、軌道保守量が増大し、さらに軌道保守は夜間に行われるため保守作業で生じる騒音問題と相まって、軌道保守の省力化の優先度が高まった。これらの背景により、首都圏の既設の在来線（バラスト軌道）を中心に、1999年から既設線省力化軌道の敷設工事が開始された。

首都圏の路盤は、設計標準が整備されていない1968年以前に敷設された路盤であり、かつ首都圏域では関東ローム等の粘性土が広く分布している。そのため、首都圏における路盤条件は、既設線省力化軌道の敷設に適さないことから、路盤改良を行う必要があった。しかしながら、既設線省力化軌道を対象とするバラスト軌道の路盤は、列車の高密度な運行によって塑性沈下が収束し、軌道を支持する路盤として十分な剛性を有しているという思想の下、基本的には路盤改良を行わずに、既設線省力化軌道が敷設された実情があった。

既設線省力化軌道を敷設して数年、一部の既設線省力化軌道では、路盤の軟弱化や雨水の排水不良等と相まって、補修が必要となる場合があり、バラスト軌道と比べると保守費が高くなることもある⁴⁾。これまでの敷設や補修等の経験から既設線省力化軌道を新たに敷設する場合には排水設備の設置の検討が必須とされており、排水設備を設けることにより排水不良による既設線省力化軌道の損傷が少なくなったとの報告がなされている⁵⁾。また、既往の研究⁶⁾によると、現在敷設されている既設線省力化軌道の損傷の多くは、 K_{30} 値が 30MN/m^3 程度の路盤上に敷設された箇所であるとの報告がなされている。このように、既設線省力化軌道を敷設する際に路盤剛性を評価し、路盤改良の実施を判断することはなかった。なお、

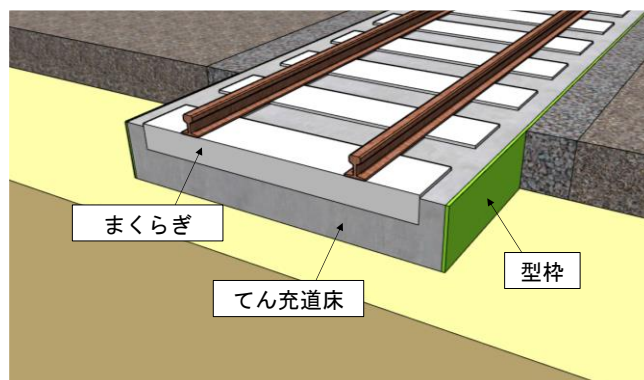


図 1.1.2 既設線省力化軌道の構造

既設線省力化軌道に沈下が生じると、**図 1.1.3** に示すように主にレールとまくらぎの間にレールレベルを整正するために硬質ゴム製の調整板を挿入しており、この板で対応できない沈下が生じた場合には既設線省力化軌道を再構築している現状がある。

このように、軟弱な路盤上に敷設した既設線省力化軌道の実情がある中で、路盤改良が実施されていない理由がある。その理由の一つとして、既設線省力化軌道の施工は、夜間の作業間合い（終電から始発の間）で行うことから、従来の締め固めを必要とする路盤置換工法やセメント安定処理工法では、十分な施工延長を確保することが困難であり、施工延長あたりの施工費が高くなることが挙げられる。

本研究では、既設線省力化軌道を軟弱路盤上に敷設する場合を対象として、既設線省力化軌道の施工と同時に路盤改良を行うことができ、かつ従来の路盤改良工法よりも施工効率が良い路盤改良工法を開発することとした。**図 1.1.4** に示すとおり、既設線省力化軌道に路盤改良を適用することで、路床に生じる鉛直応力を低減できるため路床の塑性沈下を抑制できるとともに、てん充道床下面に生じる曲げ応力が低減できるため路盤改良を適用しない場合と比べて、てん充道床の疲労破壊のリスクが低減することが期待される。そこで、路盤改良層厚を決定する設計手法は、路床の塑性沈下量およびてん充道床に疲労破壊に着目して提案することとした。



図 1.1.3 既設線省力化軌道におけるレールレベルの整正

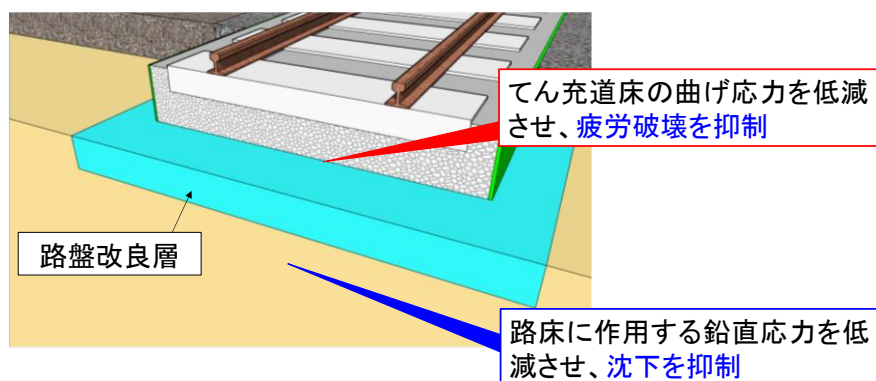


図 1.1.4 路盤改良を適用した既設線省力化軌道のイメージ

1.2 鉄道路盤および路床の設計・性能の変遷

路盤は、1968年に「土構造物の設計施工指針（案）⁷⁾」が制定され、バラスト軌道を支持する構造として設計や施工に関する指針が初めて示された。その後、1978年に制定された「建造物設計標準解説（土構造物）⁸⁾」において路盤の性能が飛躍的に向上した。路床については、図 1.1.1 に示す路床の範囲が、切土や素地などの自然地盤の場合と、盛土の場合がある。路床が盛土の場合については、土質材料の分類、締固め密度比および平板載荷試験から得られる K 値により規定されている。盛土材料には主に良質な礫質土や砂質土が用いられ、規定された締固め密度比以上で締固めることとされている。また、路床の剛性として表面位置における平板載荷試験や小型 FWD 試験から求め K_{30} 値により規定されている。

路盤および路床の性能が規定されている設計標準については、改訂の際に随時見直しが行われてきた。以下に、路盤と路床に関する設計標準の制定年およびその内容の概略を示す。

1968年に制定された「土構造物の設計施工指針（案）⁷⁾」では、路盤厚さを 300mm とし、路盤材料の選定条件について定めている。

1978年に制定された「建造物設計標準解説（土構造物）⁸⁾」では、自然土を用いた土路盤のほか、さらに重要度が高い線区に対しては道路舗装のアスファルト舗装を参考に考案された強化路盤（アスファルト混合物層と粒度調整砕石から構成される）の設計概念が取り入れられた。路盤表面に剛性の高いアスファルト舗装を適用することで、バラスト道床の貫入および雨水等の路床への侵入を防ぐ役割が期待された。路床においては、路床表面に必要な K_{30} 値（ K_{75} 値から K_{30} 値へ換算した値）を定めており、満足できない場合については、原地盤の地下水位を下げる対策や路床改良の施工状況が考慮されて、軌道横断方向における路盤工全幅にわたり厚さ 50cm の路床改良を行うこととされた（主に、切取および素地の地山の場合）。なお、路床改良の厚さについては、CBR 値を基に決定された。

国鉄民営化後の 1992年に制定された「鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物⁹⁾」では、「建造物設計標準解説（土構造物）⁸⁾」が全面的に改訂され、路盤・路床の設計方法が見直

された。

1999年に制定された「鉄道構造物等設計標準・同解説 省力化軌道用土構造物¹⁰⁾」では、軌道スラブやまくらぎをアスファルト路盤上に直接敷設するための省力化軌道に用いられるアスファルト路盤および土構造物上のスラブ軌道用としてコンクリート路盤が導入された。アスファルト路盤の設計には、アスファルト混合物層の疲労破壊の概念を設計に取入れた方法が示された。一方、コンクリート路盤では、限界状態設計法によりコンクリート路盤を構成する鉄筋コンクリート版の設計を行う方法が示された。省力化軌道に用いられるアスファルト路盤及びコンクリート路盤を支持する路床については、「鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物⁹⁾」に定めているバラスト軌道の路床条件よりも厳しく定めた。規定された路床の剛性が満足できない場合には、路床表面に必要な K_{30} 値(K_{75} 値から K_{30} 値へ換算した値)を満足する深さまで路床改良を行うこととなった。なお、路床表面における剛性は満足するが路床の範囲において N 値が4以下の軟弱な層が存在する場合は、列車の走行安定性の確保および保守コストの削減の観点より、これまでの経験を踏まえて塑性沈下が生じる可能性があると判断され、路床改良を行うこととなった。コンクリート路盤については、北陸新幹線(高崎―軽井沢間)での試験敷設および静的・動的載荷試験により土構造物上におけるスラブ軌道の性能が実証され、土構造物上のスラブ軌道が本格的に採用されることとなった¹¹⁾。

2007年に制定された「鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物¹²⁾」では、性能規定化による設計法が導入され、1992年に制定された「鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物⁹⁾」と1999年に制定された「鉄道構造物等設計標準・同解説 省力化軌道用土構造物¹⁰⁾」を統合する形で改訂された。それまでアスファルト路盤については、敷設する軌道の種類(省力化軌道またはバラスト軌道)により異なる設計標準が用いられていたが、同標準において設計概念を統一し、アスファルト路盤に関する設計を一元化した^{12), 13)}。この設計標準において各路盤の名称が、省力化軌道に用いられるアスファルト路盤を省力化軌道用アスファルト路盤、強化路盤を有道床軌道用アスファルト路盤に変更された。なお、有道床軌道とはバラスト軌道のことである。

2012年に制定された「鉄道構造物等設計標準・同解説 軌道構造¹⁴⁾」では、レールやまくらぎ等の軌道部材、バラスト軌道、直結系軌道(省力化軌道と同義である)等の設計を性能規定化し、「鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物¹²⁾」に定めた路盤の選定方法を包含した設計方法をまとめた。

表 1.2.1 に「鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物⁹⁾」から「鉄道構造物等設計標準・同解説 軌道構造¹²⁾」までの各路盤の名称の対応を、表 1.2.2 に路盤と路床に関する設計標準の制定年を示す。

表 1.1.1 設計標準に表記されている各路盤の名称

軌道の種類	設計標準			
	鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物 ⁹⁾	鉄道構造物等設計標準・同解説 省力化軌道用土構造物 ¹⁰⁾	鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物 ¹²⁾	鉄道構造物等設計標準・同解説 軌道構造 ¹⁴⁾
直結系軌道 (省力化軌道 ¹¹⁾)	—	コンクリート路盤	コンクリート路盤	コンクリート路盤
	—	アスファルト路盤	省力化軌道用アスファルト路盤	直結系軌道用のアスファルト路盤
バラスト軌道 (有道床軌道 ¹³⁾)	強化路盤	—	有道床軌道用アスファルト路盤	バラスト軌道用のアスファルト路盤
	土路盤	—	碎石路盤	碎石路盤

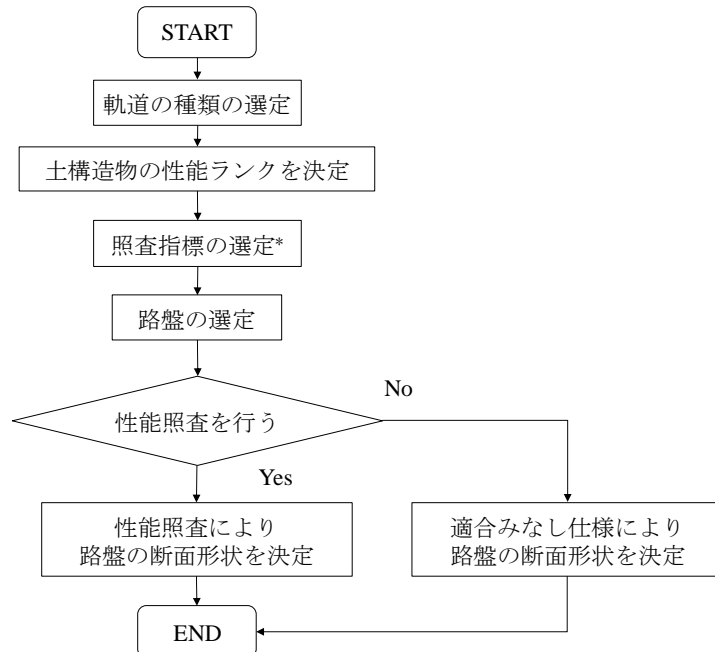
注：「鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物⁷⁾」に表記されている軌道の名称

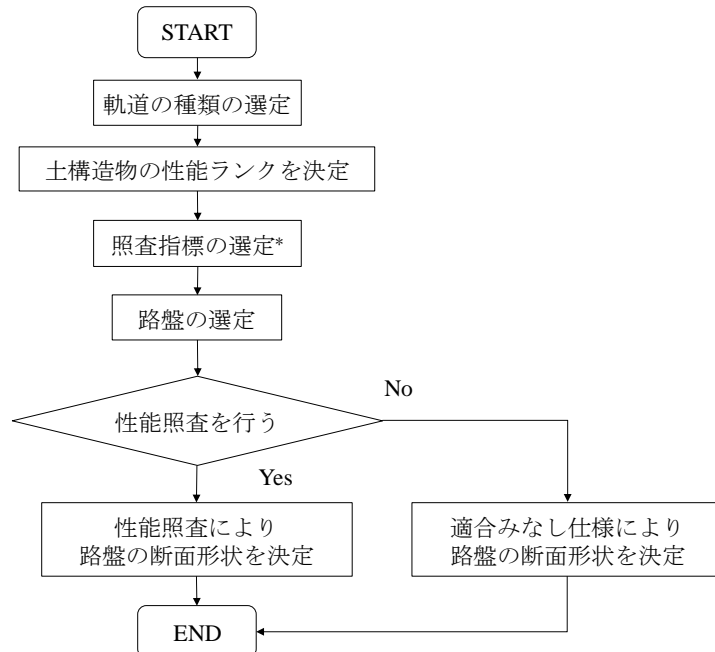
表 1.2.2 路盤の設計標準に関する制定年

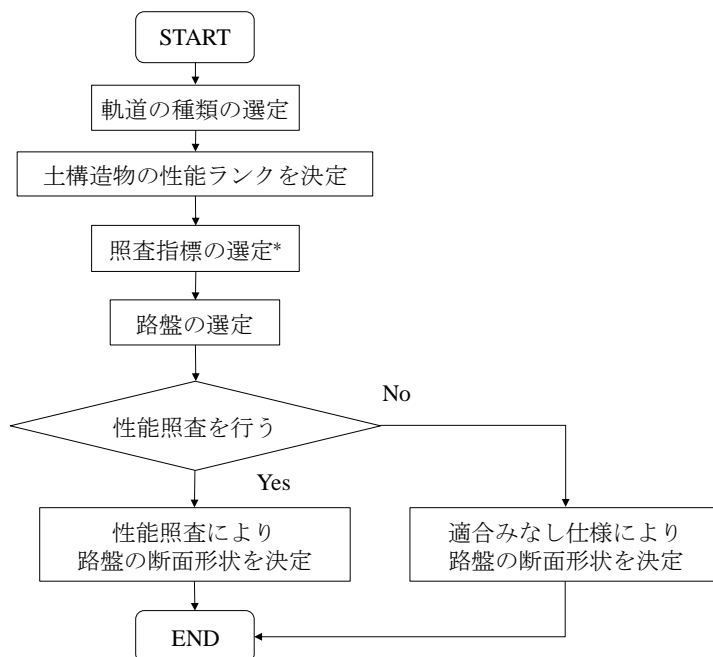
制定年	要 項
1968 以前	設計に関する規程が整備されていない時代
1968	「土構造物の設計施工指針（案） ⁷⁾ 」の制定
1978	「建造物設計標準（土構造物） ⁸⁾ 」の制定
1987	国鉄民営化
1992	「鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物 ⁹⁾ 」の制定
1999	「鉄道構造物等設計標準・同解説 省力化軌道用土構造物 ¹⁰⁾ 」の制定
2007	「鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物 ¹²⁾ 」の制定
2012	「鉄道構造物等設計標準・同解説 軌道構造 ¹⁴⁾ 」の制定

1.3 新設線における路盤の設計の概念

本研究で開発する既設線省力化軌道用の路盤改良工法は、現在の新設線における路盤の設計の基本概念である性能照査による設計法（以下、性能照査型設計法）の適用を基本とすることとした。本節において、新設線における路盤の設計概念を述べる。

現行の設計標準に従って性能照査による設計を行う場合は、適切な路盤種類を選定し、要求性能を設定した上で、各種の照査指標について、設計応答値が限界に達しないことを照査する。性能照査型設計の手順としては、設計断面や形状、使用材料などの設計条件を仮定し、それぞれの要求性能（安全性、使用性、復旧性等）に対して性能項目および照査指標を定め、解析等から得られた設計応答値と力学試験等から得られた設計限界値を比較することにより照査を行なっている。なお、代表的な条件に対しては、標準的な断面形状が示されており、性能照査を省略した形で設計を行うことができる（以下、適合みなし仕様による設計）。 1.3.1 に路盤の設計フローを示す。

路床の設計については、路盤の種類を考慮して路床の要求性能を設定し、路床条件を定めるものとしている。性能照査による設計を行う場合には、照査指標および限界値を適切に設定し、各照査指標に対する応答値が限界値に達しないことを照査することとしている。また、規定されている路床の範囲において、路床の要求性能を満足できない場合には、路床改良を行うこととしている。 1.3.2 に路床の地盤処理選定フローチャート（寒冷地以外）を示す。なお、路床が凍上を起こす可能性がある寒冷地においては、凍上の検討および凍上対策を行うこととしている。



*：適合みなし仕様による設計を行う場合には省略できる。

図 1.3.1 新設線における路盤の設計フロー

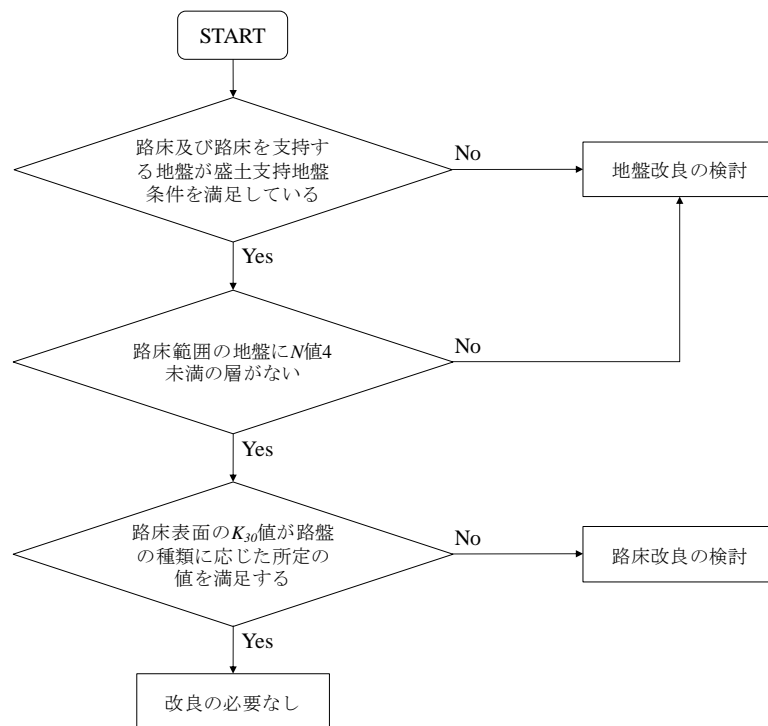


図 1.3.2 路床の地盤処理選定フローチャート（寒冷地以外）

1.3.1 軌道の種類

土構造物に用いられる軌道には、バラスト軌道と直結系軌道がある。バラスト軌道は、最も一般的な軌道構造であり、まくらぎをバラスト道床で支持する構造である。バラスト軌道（図 1.3.3 (a)）の特徴としては、軌道が沈下した際に、マルチプルタイタンパーやタイタンパー等を用いて、沈下した範囲のまくらぎ下面にバラストを押し込む（鉄道では、つき固めと呼ぶ）ことにより、比較的容易にレールレベルを整正する補修が行うことができ、定期的な保守作業を前提としている（図 1.3.4）。

一方、直結系軌道は、軌道スラブやまくらぎを路盤で直接支持する構造であり、一般的に軌道の変形に対する調整余裕が少なく、バラスト軌道のように容易に補修することができないものの、バラスト軌道と比較して軌道の変形が小さいため、保守作業に要するコストを低減させることができる。なお、直結系軌道には、コンクリート路盤上の A 形軌道スラブを用いたスラブ軌道（図 1.3.3 (b)、以下、スラブ軌道）、アスファルト路盤上の RA 形軌道スラブを用いたスラブ軌道（図 1.3.3 (c)、以下、RA 形スラブ軌道）、まくらぎ直結軌道等がある。本研究が対象としている既設線省力化軌道は、保守作業の観点から直結系軌道に分類される。

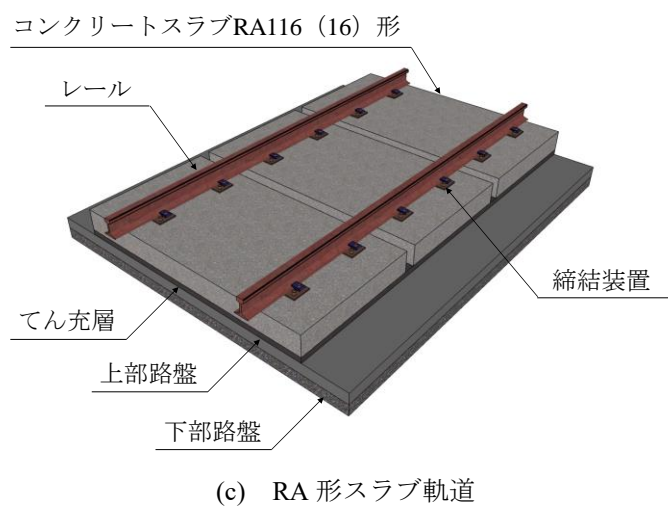
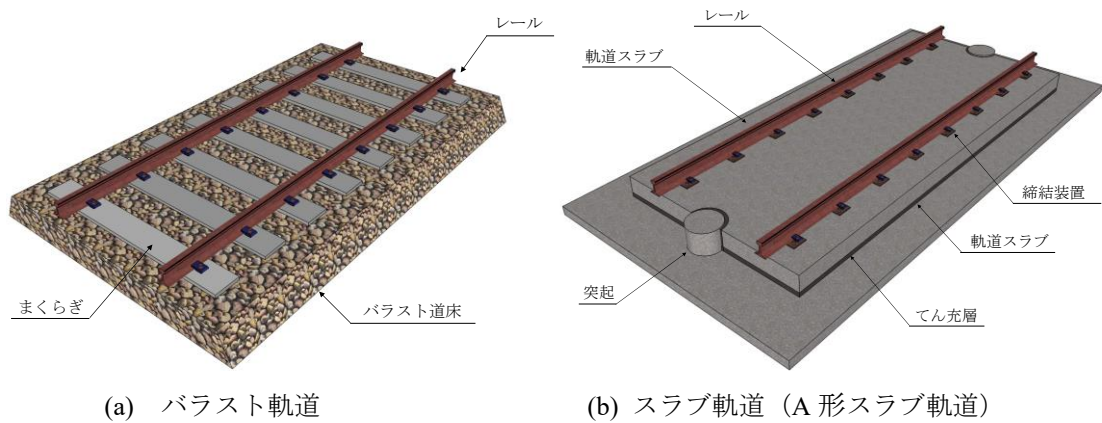


図 1.3.3 軌道の種類

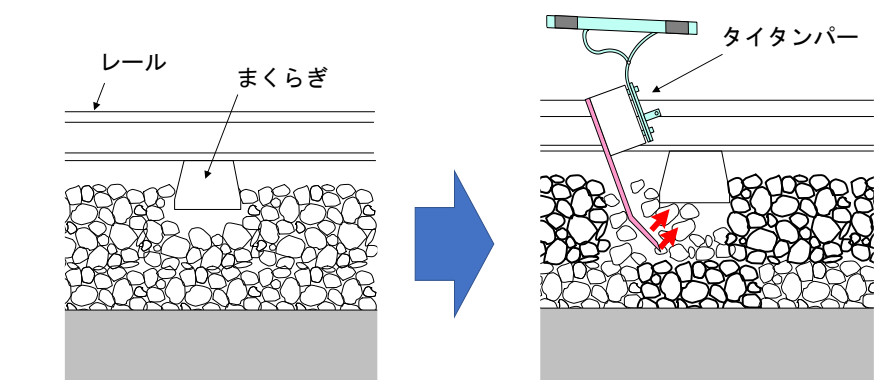


図 1.3.4 バラスト軌道の補修の概要

1.3.2 新設線における土構造物の性能ランク

鉄道における路盤および路床を含む土構造物の設計では、土構造物全体系に対する要求性能を3水準に区分し、性能ランクI～IIIと定義している。表1.3.1に土構造物の性能ランクに対する要求性能の水準、適用および路盤構成の例を示す。

このように、現在では要求性に併せて適用される路盤が設定されている一方で、設計標準が整備されていない1968年以前に敷設された鉄道では、このような性能ランクが定められていないため、盛土では性能ランクに応じて性能を満足するため補強が行われているが、既設線における路盤・路床においては行われていない現状がある。

表 1.3.1 土構造物の性能ランクと要求性能の水準、適用および路盤構成の例

	性能ランクI	性能ランクII	性能ランクIII
要求性能の水準	常時においては極めて小さな変形であり、極めて稀な偶発作用に対しても過大な変形が生じない程度の性能を有する土構造物。	常時においては通常の保守で対応出来る程度の変形は生じるが、極めて稀な偶発作用に対しても壊滅的な破壊には至らない程度の性能を有する土構造物。	常時においての変形は許容するが、比較的しばしば生じる作用に対して破壊しない程度の性能を有する土構造物。
適用の例	例) 直結系軌道を支持する土構造物。	例) 重要度の高い線区のパラスト軌道を支持する土構造物。	例) 一般的な線区のパラスト軌道を支持する土構造物。
路盤構成例	コンクリート路盤 直結系軌道用アスファルト路盤	パラスト軌道用アスファルト路盤	砕石路盤

1.3.3 路盤の照査指標の選定方法

新設線に用いる路盤の照査指標の選定では、表1.3.2に示す一般的な場合の土構造物の性能ランクと性能項目、照査指標、作用の組合せの選定例を参考に、要求性能に応じて性能項目や照査指標を定め、応答値との対比によって照査することとしている。

表 1.3.2 性能ランクと路盤の照査指標の選定例

要求性能	性能項目	照査指標	作用	土構造物の性能ランク		
				I	II	III
安全性	列車走行 破壊	動的変形* 疲労によるひび割れ	変動作用 (列車)	◎	◎	○
			変動作用 (列車)	◎	◎	—
使用性	乗り心地	動的変形*	変動作用 (列車)	○	○	△
	軌道保守の作業性	累積変形量, 動的変形	変動作用 (列車)	○	○	○
	振動・騒音	振動レベル, 騒音レベル	変動作用 (列車)	○	△	△
	耐凍上性	凍結深さ, 土質分類	凍結	△	△	△

(凡例) ◎: 必ず必要, ○: できれば必要, △: 必要に応じて考慮, —: 一般的には不要

*: 「鉄道構造物等設計標準・同解説 変位制限¹⁵⁾」による照査項目

1.3.4 新設線に用いる路盤の種類および選定

現在の設計標準に示されている新設線に用いる路盤の種類には、コンクリート路盤、直結系軌道用アスファルト路盤、パラスト軌道用アスファルト路盤、砕石路盤の計4種類がある。これら4種類の路盤に対して、性能ランクおよび軌道の種類に応じて適切な種類を選定することとなる。表1.3.3に軌道および路盤の種類と土構造物の性能ランクの組合せを示す。

本研究が対象とする既設線省力化軌道は、基はバラスト軌道であることから、そもそも現行の設計標準に適していない路盤条件で運用されていることとなる。また、「1.1 本研究の背景」で述べたとおり、現在敷設されている既設線省力化軌道の多くは、設計標準が整備されていない1968年以前に敷設された路盤上に敷設されていることから、既設線省力化軌道にとっては非常に厳しい路盤条件であることが、現行の設計標準から言える。

表 1.3.3 軌道および路盤の種類と土構造物の性能ランクの組合せ

軌道の種類		路盤の種類	土構造物の性能ランク		
			I	II	III
直結系軌道	スラブ軌道	コンクリート路盤	◎	—	—
	RA形スラブ軌道, アスファルト路盤直結軌道	直結系軌道用アスファルト路盤	◎	—	—
バラスト軌道		バラスト軌道用アスファルト路盤	○	◎	—
		碎石路盤	△	○	◎

(凡例) ◎：推奨される，○：適用できる，△：適用してもよい，—：一般には適用しない

1.3.5 路床の照査指標の選定

路床の照査指標の選定では、表 1.3.4 に示す土構造物の性能ランクと性能項目、照査指標、作用の組合せの選定例を参考に、要求性能に応じて性能項目や照査指標を定め、応答値が限界値に達していないことを照査する。例えば、乗り心地や走行安定性等の照査については、路床、路盤および軌道の構造によって性能が定まるものであることから、実務においては路盤の設計で照査することとなる。

表 1.3.4 性能ランクと路床の照査指標の選定例

要求性能	性能項目	照査指標	作用	土構造物の性能ランク		
				I	II	III
安全性	路床の安定	圧密沈下量	自重，車両荷重	◎	◎	○
		液状化の判定*1	L1地震動	◎	○	△
	列車走行	動的変形*2	列車荷重	○	△	△
使用性	乗り心地	動的変形*2	列車荷重	○	△	—
	軌道保守の作業性	累積変形量，動的変形*2	列車荷重	◎	△	—
		圧密沈下速度	自重，車両荷重	◎	○	○
	振動・騒音	振動レベル，騒音レベル	列車荷重	△	△	—
	耐凍上性	凍結深さ，土質分類	凍結	△	△	△
復旧性	路床の安定	液状化の判定*1	L2地震動	○	△	—

(凡例) ◎：必ず考慮，○：できれば考慮，△：必要に応じて考慮，—：一般的には不要

*1：「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計¹⁷⁾」による照査項目

*2：「鉄道構造物等設計標準・同解説 変位制限¹⁶⁾」による照査項目

1.3.6 路盤の種類に対する路床条件の選定

路床は、路盤から伝達した列車荷重を支持する部材である。路床の設計は、直径75cmの円形等分布荷重を基本としているため、考え方としては直径75cmの載荷板を用いた平板載荷試験によるK₇₅が基本となるが、路床の施工管理には、直径30cmの載荷板を用いた平板載荷試験により路床表面のK₃₀を測定し、式1.3.1を用いて路床表面のK₇₅値をK₃₀値に換算し、その値により管理している。表1.3.5に路床に必要なK₃₀値を示す。同表より、路床

表面の K_{30} 値は、直結系軌道用の路盤で 110MN/m^3 以上、バラスト軌道用の路盤で 70MN/m^3 以上としている。これは、路床に沈下が生じた場合、バラスト軌道よりも直結系軌道の方が軌道補修に費用がかかるため、新設時には路床に有害な沈下が生じない条件を規定している。

本研究が対象とする路床は、「1.3.3 路盤の照査指標の選定方法」と同様に、基はバラスト軌道であり、そもそも既設線省力化軌道にとって厳しい条件であることがわかる。

$$K_{30} = 2.2K_{75} \quad (1.1)$$

ここに、

K_{30} : 直径 0.3m の載荷板による地盤反力係数 (MN/m^3)

K_{75} : 直径 0.75m の載荷板による地盤反力係数 (MN/m^3)

表 1.3.5 路床に必要な K_{30} 値

路盤の種類	直結系軌道用の路盤	バラスト軌道用の路盤
K_{30} 値	110MN/m^3 以上	70MN/m^3 以上

1.4 既設バラスト軌道における路盤改良の適用

バラスト軌道の補修は、主にタイタンパーを用いたつき固めが行われており、頻繁に補修が必要となる箇所の道床状態は、列車の繰返し通過に伴うバラストの破碎や細粒化、さらに道床内部に粘性土の路盤土等が混入することで、バラストの基準粒度から大きく外れていることが多い(図1.4.1)。バラスト道床に路盤土が混入するような箇所では、土構造物に対する設計および施工指針の示された1968年以前に敷設された土構造物の路盤で比較的多くみられる^{1), 7)}。このような箇所では、バラスト軌道の沈下が生じやすいことから、新しいバラストに交換(以下、道床交換)する必要があるが、路盤条件が特に悪い箇所ではさらに路盤改良を適用する必要がある。

路盤改良は、一般的に軟弱な路盤土をセメント安定処理土などの強度の高い材料に置き換える工法が用いられており、含水比調整した改良材料を振動ランマ等で十分な締固めを行う必要があることから、夜間の短時間では十分な延長を施工することが困難であることが多い。さらに、路盤改良の施工では、道床交換よりも、掘削した路盤土の搬出および路盤改良材の運搬が必要となるため、道床交換よりもコストが約2倍程度かかるため、多くの鉄道事業社では、道床交換を行っても路盤改良を実施していない現状がある。

そこで、著者らは、バラストの間隙に急硬性のグラウト材を充填することにより、締め固めを必要とせず、短時間で路盤改良が行うことができる工法(グラウト充填路盤改良工法)を開発した¹⁷⁾。開発した路盤改良工法は、環境負荷低減とコスト低減を主目的に路盤改良体の骨材に発生バラストを再利用した方式(発生バラスト方式)および施工時間の短縮を主目的に新品バラストを用いた方式(新バラスト方式)を提案した(図1.4.2, 図1.4.3)。

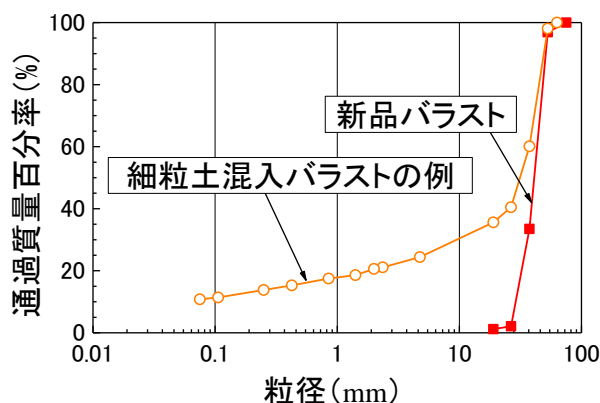


図1.4.1 新品バラストと細粒土混入バラストの粒度分布



図1.4.2 グラウト充填路盤改良工法（新品バラスト方式）のグラウト充填状況



図1.4.3 グラウト充填路盤改良工法（発生バラスト方式）のグラウト充填状況

1.4.1 路盤改良の設計方法の考え方

バラスト軌道の路盤改良の設計は、現行の設計標準に示されているバラスト軌道の新設の際の最低限の路盤スペックとして示されている、砕石路盤（クラッシュラン 300 mm+路床 K_{30} 値 = 70 MN/m³）と同程度の剛性となる路盤改良厚を選定するものである。なお、路床の K_{30} 値が 70 MN/m³ 以下の場合では路床を改良する必要があるが、実務上夜間の短い間合いでは路床改良が行えないため、剛性の高い路盤改良層を表層に構築することで、列車通過時に生じる路盤表面の動的な変位（以下、動的変位）を抑制している。

既往の研究¹⁾より、図 1.4.4 に示すとおり、路盤表面の動的変位とバラスト軌道の沈下進みに相関関係があることから、路盤改良を適用することで路盤表面の変位を抑制することにより一定の軌道変位の抑制効果が得られるものと考えられる。そのため、バラスト軌道の路盤改良厚を決定する設計手法には、列車荷重作用時の砕石路盤表面に生じる変位と路盤改良層表面に生じる変位を同程度にする思想が用いられている（図 1.4.5）。

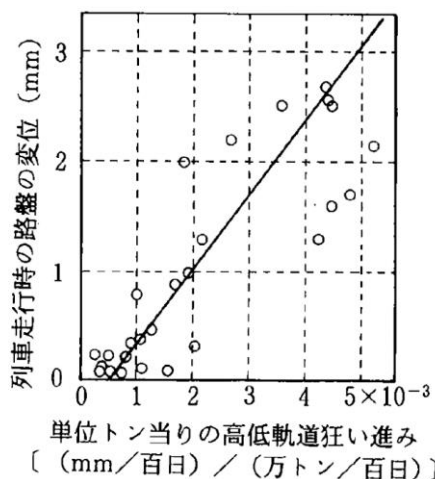


図 1.4.4 軌道狂い（変位）進みと列車通過時の路盤の変位の関係¹⁾

列車荷重作用時の路盤表面の変位
 路盤改良を適用する箇所 ≡ 【目標】 砕石路盤

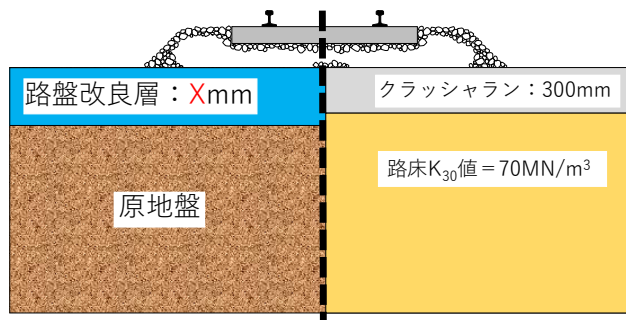


図 1.4.5 バラスト軌道における路盤改良の設計概念

1.4.2 路盤改良厚の検討方法

バラスト軌道の路盤改良厚は，簡易動的コーン貫入試験から評価した原地盤の剛性を基に，多層弾性解析（GAMES）¹⁸⁾により，砕石路盤と同程度の列車荷重作用時の路盤表面の変位となるように選定する．

原地盤モデルに用いる物性値は，簡易動的コーン貫入試験結果を基に式(1.2)から式(1.10)により設定する．はじめに，簡易動的コーン貫入試験結果の深さ方向の打撃回数 N_d から，礫質土系の場合は式(1.2)および(1.3)，砂質土系の場合は式(1.4)および(1.5)，粘性土系の場合は式(1.6)および(1.7)を用いて換算 N 値を求める¹⁹⁾．次に，換算 N 値は標準貫入試験の N 値と同程度と仮定して，求めた換算 N 値から，式(1.8)を用いて地盤反力係数 K_{30} 値を推定し，式(1.9)および式(1.10)により深さ 100 mm 毎の弾性係数 E_4 および E_5 を推定する¹⁰⁾．ここでは，一様な土質で構成されている地盤の場合，列車荷重の作用により表面近くでは大きなひずみが生じ，深くなるにつれてひずみが小さくなる．例えば，列車荷重作用時の路床内のひずみは，深さ 3 m までひずみレベルが 10^{-4} 程度，3 m 以深についてはひずみレベル 10^{-5} 程度となる．地盤の弾性係数はひずみレベルに依存することから，一般的にはひずみレベルが小さい場合には弾性係数を大きく設定することとなる．そのため，文献 1) に基づき，深さ 3 m までの路床のひずみレベル 10^{-4} 程度に相当する弾性係数 E_4 ，3 m 以深の路床のひずみレベル 10^{-5} 程度に相当する弾性係数 E_5 と設定する．

礫質土系の場合

$$N_d \leq 4 \quad \text{換算 N 値} = 0.5 \times N_d \quad (1.2)$$

$$N_d > 4 \quad \text{換算 N 値} = 0.7 + 0.34 \times N_d \quad (1.3)$$

砂質土系の場合

$$N_d \leq 4 \quad \text{換算 N 値} = 0.66 \times N_d \quad (1.4)$$

$$N_d > 4 \quad \text{換算 N 値} = 1.1 + 0.30 \times N_d \quad (1.5)$$

粘性土系の場合

$$N_d \leq 4 \quad \text{換算 N 値} = 0.75 \times N_d \quad (1.6)$$

$$N_d > 4 \quad \text{換算 N 値} = 1.7 + 0.34 \times N_d \quad (1.7)$$

K_{30} 値の推定式

$$K_{30} \text{ 値} = 2.2 \times (2.5 \times N) / 0.4948 \quad (1.8)$$

$$E_4 = 0.609 \times K_{30} \text{ 値} \quad (1.9)$$

$$E_5 = 1.218 \times K_{30} \text{ 値} \quad (1.10)$$

解析条件は、図 1.4.6 に示したとおり、上記の弾性係数を算出した原地盤モデル上に ϕ 1000 mm の等分布荷重を 2 つ並列に設け、それぞれに対して 40 kN (計 80 kN) を作用させた。これにより、レールによる分散を考慮した荷重 (本解析では、軸重 160 kN \times 荷重分散率 0.5=80 kN としている) が載荷直下のまくらぎ (長さ 2 m) に作用して路盤に伝達する状況を模擬している。なお、解析ソフト上、作成する解析モデルには深さ方向に無限に広がる層として設定される。

路盤改良厚は、図 1.4.7 に示した原地盤モデルに対し、実際の路盤改良層の構築では原地盤の掘削深さがそのまま改良厚になる。路盤改良後の路盤剛性を「鉄道構造物設計標準・同解説 (土構造物)⁹⁾」に記載されている砕石路盤 (クラッシュラン 300 mm+路床 K_{30} 値=70 MN/m³) と同等以上となるように検討する。図 1.4.8 に路盤改良厚の選定のイメージを示す。

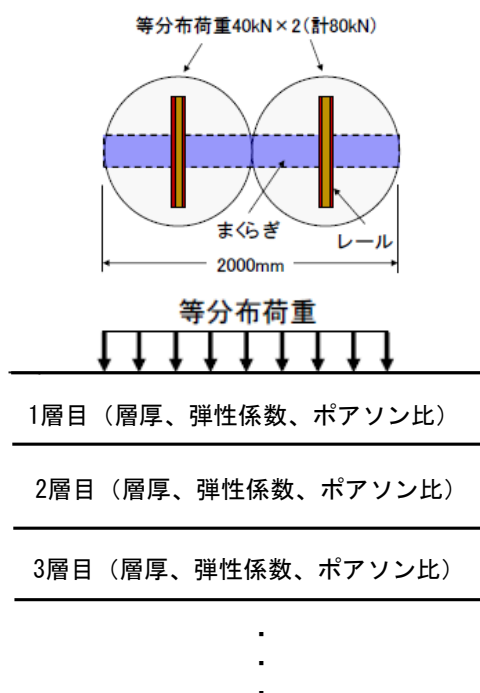


図 1.4.6 GAMES 解析の荷条件

路盤改良厚毎に解析モデルを作成する。

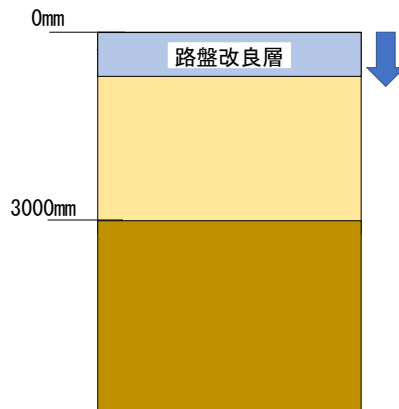


図 1.4.7 路盤改良を適用した解析モデルの作成イメージ

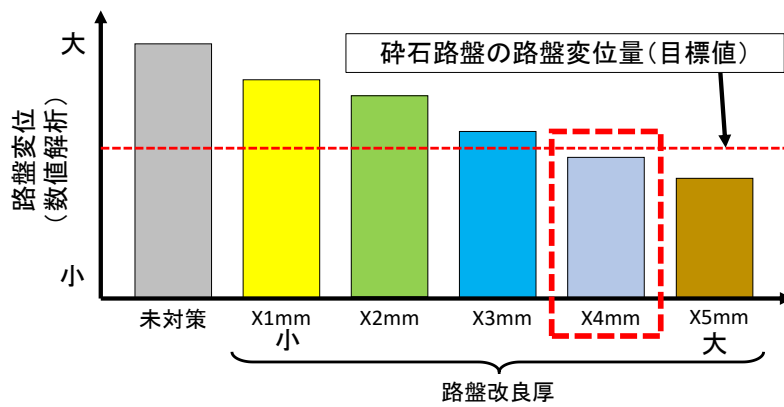


図 1.4.8 路盤改良厚の選定イメージ

1.5 本論文の構成

本論文は、全5章で構成され、各章の概要は下記のとおりである。

第1章では、現行の鉄道路盤および路床の設計の変遷、新設線における路盤の設計の概念を紹介し、バラスト軌道における路盤改良方法を述べ、既設線省力化軌道用の路盤改良工法に関する研究の概略を示すとともに、研究の目的を明記した。

第2章では、バラスト道床の隙間にセメント系グラウト材を充填して構築する既設線省力化軌道において、グラウト材の充填前は一時的にバラスト軌道の状態があるため、バラスト軌道を対象として、既設線省力化軌道用の路盤改良工法における「施工方法」を開発した。本研究で開発した「施工方法」は、既開発の路盤改良材の骨材に新バラストを用いたグラウト充填路盤改良工法と同様の路盤改良層を構築するが、路盤改良層の構築をまず路盤部を新バラストに置換えた上にバラスト軌道を復旧し、後日新バラストに置換えた路盤部にグラウト材を充填することで各作業の効率化を図った。実物大のバラスト軌道模型を用いた繰返し載荷試験により、開発した路盤改良の効果を確認した。さらに、営業線における試験施工において、本路盤改良工法の施工性および改良効果を検証した。

第3章では、既設線省力化軌道用の路盤改良工法における「設計手法」の提案を行った。既設線省力化軌道に路盤改良を適用することで、軌道沈下を抑制するとともに、列車荷重作用時に既設線省力化軌道に生じる応力が低減することから、疲労破壊を寿命の延伸が期待される。実物大の既設線省力化軌道模型を用いた繰返し載荷試験および繰返し三軸試験により、軌道の変形特性を評価し、沈下量の推定方法について論じた。また、既設線省力化軌道を構成するバラスト道床の曲げ試験および曲げ疲労試験により、曲げ疲労特性を評価した。

第4章では、2章および3章で検討した「施工方法」および「設計手法」を基に、営業線において既設線省力化軌道の施工と同時に路盤改良を適用した試験施工を行った。原地盤剛性の調査、路盤改良厚の設計方法、営業線における施工状況および改良効果を記述した。

第5章では、本研究で得られた結論をまとめた。また、今後の課題についても言及した。

第2章 短時間で施工可能な路盤改良の施工方法の検討

2.1 開発した施工方法のコンセプト

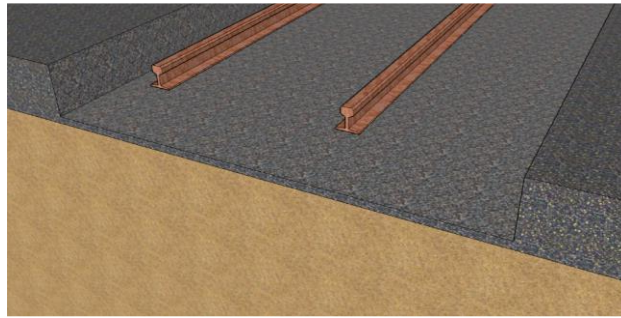
路盤改良は、一般的に軟弱な路盤・路床土を粒度調整砕石やクラッシュランなどの良質な材料や、セメント安定処理土（粒度調整砕石やクラッシュランなどにセメントを添加した材料）などの強度の高い材料に置き換える工法（以下、置換工法）が用いられており、これらの改良材料は含水比を調整し、振動ランマ等で十分な締め固めを行う必要がある。そのため、鉄道の路盤改良では、終電から始発までの夜間の短い時間で行う必要があることから、十分な延長を施工することが困難であることが多い。そこで、著者らは路盤改良材の骨材にバラストを用い、そのバラストの間隙に急硬性のグラウト材を充填することにより、締め固めを必要とせず、短時間で均一の剛性を有する路盤改良層を敷設可能な工法（グラウト充填路盤改良工法）を開発した。開発した路盤改良工法は、環境負荷低減とコスト低減を主目的に路盤改良層の骨材に発生バラストを再利用した方式（発生バラスト方式）および施工時間の短縮を主目的に新品バラストを用いた方式（新バラスト方式）を提案した。なお、本論文においては、グラウト充填路盤改良工法（発生バラスト方式）および（新バラスト方式）を総称して、グラウト充填路盤改良工法（同時施工）と呼ぶこととした。

この路盤改良工法を既設線省力化軌道へ適用した場合を想定すると、既設線省力化軌道の敷設手順（図 2.1.1）より、既設のバラスト軌道を撤去してから、てん充道床を構築する作業があるため、通常の路盤改良を行うよりも軌道を復旧する作業に時間を有することが考えられる。

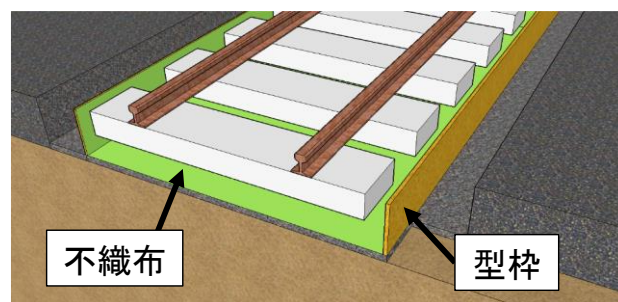
そこで、本研究では、既開発のグラウト充填路盤改良をベースに、短時間の作業間合いで敷設可能な路盤改良の施工方法の開発を行うこととした。開発にあたっては、バラスト道床の隙間にセメント系グラウト材を充填して構築する既設線省力化軌道において、グラウト材の充填前は一時的にバラスト軌道の状態があるため、バラスト軌道を対象とすることとした。なお、本施工方法は、バラスト軌道において夜間の貨物列車の通過等によってさらに短い施工時間しか確保できない箇所でも、かつグラウト充填路盤改良工法（同時施工）を適用しても、十分な施工延長の確保が困難で施工費が高くなる場合においても対応できるように開発を進めることとした。

本研究で検討対象とする路盤条件は、バラスト軌道および既設線省力化軌道で問題となっている排水性が悪く、かつ軌道を支持する剛性が小さい粘性土の路盤とした。

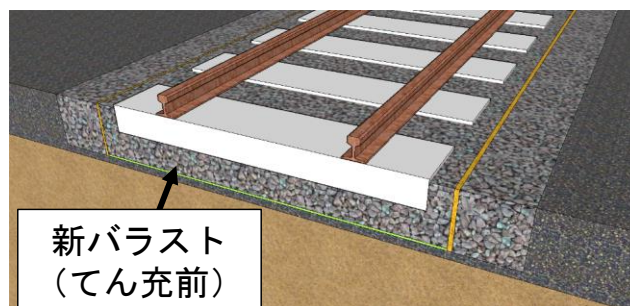
本章は、要素試験により路盤材の強度特性を把握し、実物大バラスト軌道模型に対する繰返し載荷試験より路盤改良効果を評価した。さらに営業線のバラスト軌道において、開発した路盤改良の施工方法を適用し、その施工性および改良効果を検証した。



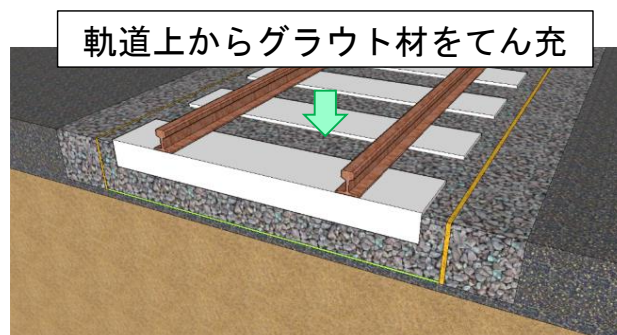
(a) 既設のまくらぎ，バラスト道床の撤去



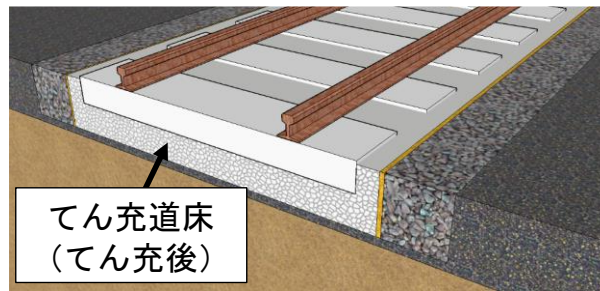
(b) 既設線省力化軌道を敷設するための型枠，不織布，まくらぎを設置



(c) 一旦バラスト軌道として復旧（1ヶ月程度）



(d) 軌道上からグラウト材をてん充



(e) 完成

図 2.1.1 既設線省力化軌道の敷設手順

2.2 グラウト充填路盤改良工法（あと充填方式）の概要

本工法は、グラウト充填路盤改良工法（新バラスト方式）と同様の路盤改良層を構築するが、路盤改良を二段階（路盤材を新バラストに置換える作業とグラウト充填作業）に分けて施工する方法とした（グラウト充填路盤改良工法（あと充填方式））（図 2.2.1）。

以下に、本工法のバラスト軌道に適用した場合の敷設手順を示す。

手順 1：まくらぎおよび道床の撤去と同時に、路盤土の掘削を行う（図 2.2.1 (a)）。

手順 2：掘削した路盤土の代わりに、新品バラストを敷き詰め、タンピングランマを用いて簡易な締め固めを行う（図 2.2.1 (b)）。

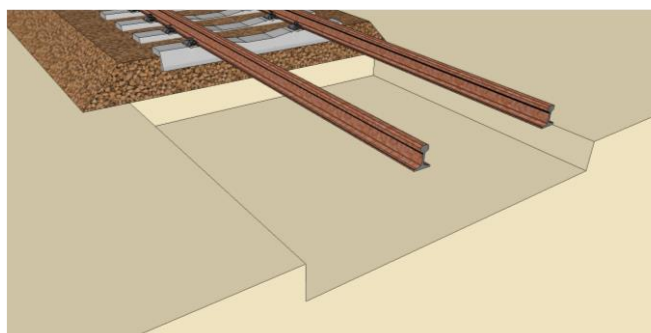
手順 3：後日、路盤部にグラウト材を充填するための充填管を設置する（図 2.2.1 (c)）。なお、充填管は、既設線省力化軌道の施工手順を踏まえてまくらぎ端部から外側に 150mm 離れた位置に設置した。

手順 4：道床部の新品バラストを投入して、バラスト軌道を復旧する（図 2.2.1 (c)）。なお、この軌道状態で列車を走行させることができる。

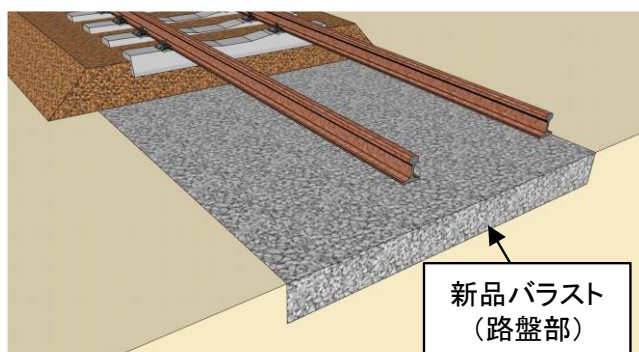
手順 5：後日、任意のタイミングで、充填管よりグラウト材を充填して路盤改良層を構築する（図 2.2.1 (d)）。

本工法で用いた路盤改良材は、既開発のグラウト充填路盤改良工法（新バラスト方式）に用いた路盤改良材と基本的には同じであるが、本工法は充填管からグラウト材を自然流下により路盤部に充填するため、グラウト材が十分にバラスト内に浸透するよう、ゲルタイムを 1 分から 5 分程度に遅延させたものを用いることとした。

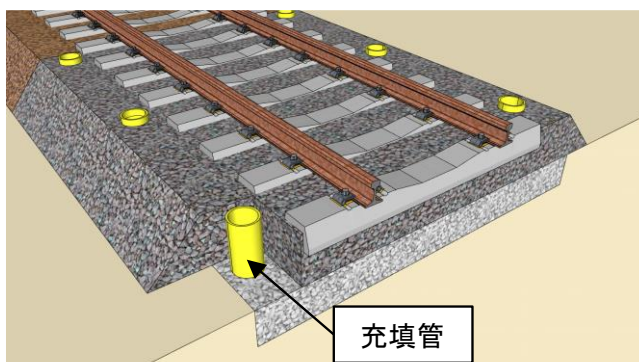
あと充填方式は、路盤置換え作業とグラウト充填作業を分けることで、発生バラスト方式や新バラスト方式が非効率な短時間の作業間合いしか確保できない箇所を対象としている。なお、グラウト充填前の状態は、噴泥防止を目的とした道床厚増加工法¹⁹⁾と似ているが、その後のグラウト充填により路盤改良層の構築を前提としており、路盤剛性の増加によって軌道沈下を抑制するものである。



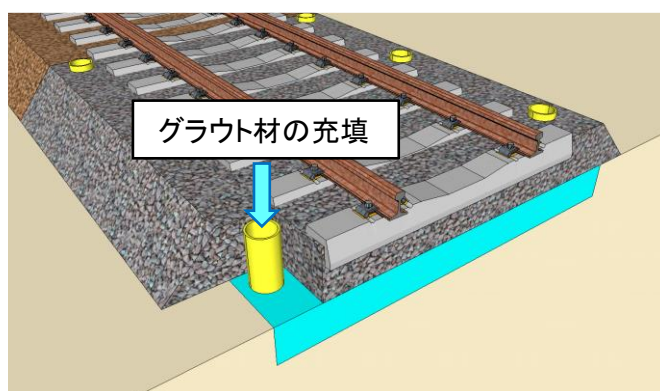
(a)まくらぎ，道床の撤去および路盤の掘削



(b)路盤改良層への新品バラストの敷き詰め



(c)充填管の設置および軌道復旧



(d) グラウト材の充填

図 2.2.1 グラウト充填路盤改良工法（あと充填方式）の施工イメージ

2.3 路盤改良材の強度特性

2.3.1 グラウト材に添加する遅延剤量とゲルタイムの関係

遅延剤の添加量を検討するため、表 2.3.1 に示す標準配合のグラウト材に対して、表 2.3.2 に示す通り各添加量におけるゲルタイムの測定を行った。グラウト材の検討量は 8L および 20L とした。ゲルタイムは、カップ倒立法により測定した (図 2.3.1)。

試験結果を図 2.3.2 に示す。同図より、近似曲線からゲルタイム 5 分における遅延剤量はグラウト材 8L あたり 22g 程度であることがわかるが、ばらつきを考慮するとゲルタイムが 5 分以下になる可能性が考えられる。試験結果が最短のゲルタイムが 5 分以上となる遅延剤の添加量は case4 であった。

次に、遅延剤を添加したグラウト材の一軸圧縮強度を確認するため、表 2.3.3 に示す試験条件で一軸圧縮試験を行った。供試体の寸法は $\phi 50\text{mm} \times h100\text{mm}$ であり、載荷速度は 0.1%/min とした。

図 2.3.3 に一軸圧縮試験の状況を示す。図 2.3.4 に遅延剤の添加量と一軸圧縮強度の関係を示す。同図より、養生 1 日目の一軸圧縮強度は、遅延剤量 0g で 555kPa、遅延剤量 20g/8L で 496kPa、遅延剤量 30g/8L で 431kPa、遅延剤量 40g/8L で 288kPa あり、遅延剤の添加量が増えるとともに小さくなった。また、養生 7 日の一軸圧縮強度は、遅延剤量 0g で 789kPa、遅延剤量 20g/8L で 774kPa、遅延剤量 30g/8L で 732kPa、遅延剤量 40g/8L で 543kPa あり、遅延剤の添加量がグラウト材 8L あたり 30g 以下までは僅かに小さくなったものの、遅延剤の添加量がグラウト材 8L あたり 30g 以上では一軸圧縮強度が顕著に小さくなった。

以上の検討より、ゲルタイム 5 分を確保する遅延材の量は、グラウト材 8L あたり 30g 以下 (グラウト材 400L あたり 1500g 以下) とすることとした。

表 2.3.1 グラウト材の標準配合 (80ℓ あたり)

A液(40ℓ)			B液(40ℓ)		
高炉セメント B種	サンコーハード AQ-1 促進剤	混練水	サンコーハード AQ-1 硬化剤	混練水	遅延剤
25kg	2.4kg	30.8kg	4.8kg	39.2kg	-

表 2.3.2 試験条件一覧表

試験ケース	遅延剤の添加量 (g/8L)	試験数	
		グラウト材8Lで検討	グラウト材20Lで検討
Case1	0	5	2
Case2	4	1	0
Case3	20	2	0
Case4	30	3	2
Case5	40	1	0



図 2.3.1 カップ倒立法の状況

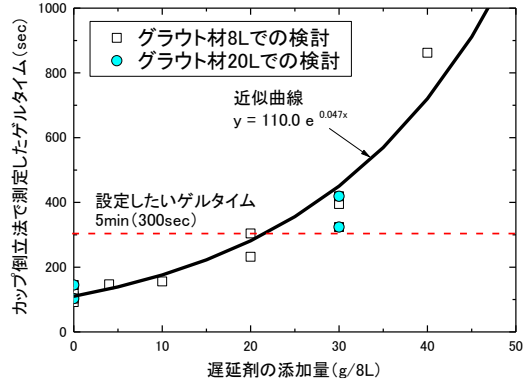


図 2.3.2 ゲルタイムと遅延剤の添加量の関係

表 2.3.3 一軸圧縮試験の条件

試験ケース	遅延剤の添加量 g/8L	養生条件	供試体数	カップ倒立法で測定した ゲルタイム(平均値)
Case1	0	1日、7日	養生1日:各ケース3本 養生7日:各ケース3本	115秒
Case2	20			268秒
Case3	30			379秒
Case4	40			862秒

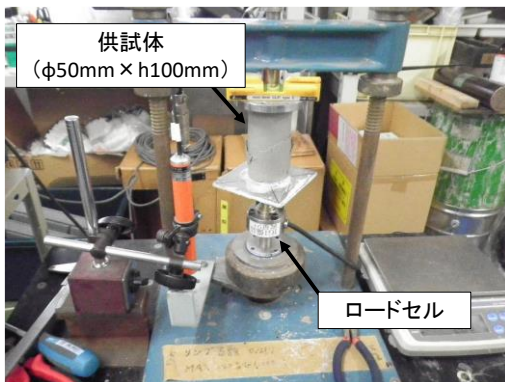


図 2.3.3 一軸圧縮試験の状況

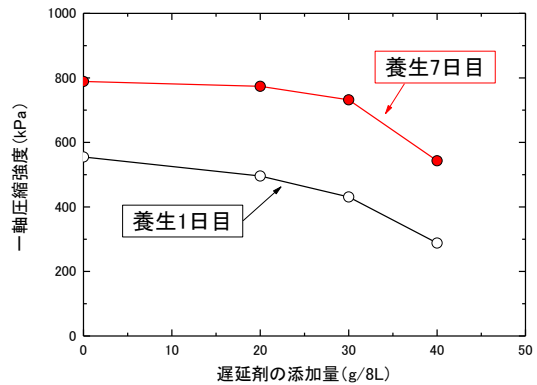


図 2.3.4 一軸圧縮強度と遅延剤の添加量の関係

2.3.2 路盤改良材の一軸圧縮強度

路盤改良材の強度特性を確認するため、骨材となるバラストの最大粒径を考慮して供試体寸法 ϕ 300 mm×h 600 mm の一軸圧縮試験を実施した。本試験では、一軸圧縮強さおよび割線変形係数を求めた。割線変形係数は、列車荷重が作用した際の平均まくらぎ下面圧力は概ね 100 kPa 程度である¹⁾ことから、一軸圧縮応力 100 kPa における値を評価することとした。

使用したグラウト材は、二液式のセメント系固化剤で、A 液（セメント+促進剤+混練水）と B 液（硬化剤+混練水+遅延材）を体積比 1：1 で混合することにより、前項の検討を基にゲルタイムを 5 分程度に調整したものである。表 2.3.4 にグラウト材の配合を示す。

供試体は、 ϕ 300 mm×h 600 mm のモールドに新バラストを単位体積重量 1.6 g/cm³ となるように敷詰めした後、グラウト材を充填して作製した。新品バラストの粒度分布を図 2.3.5 に示す。

一軸圧縮試験では、供試体側面に局所変位計（LDT²⁰⁾）を設置し、載荷速度を 0.1%/min とした。供試体の材齢は 1 日および 7 日とした。供試体の上面は石膏を用いてキャッピング処理を行った。図 2.3.6 に一軸圧縮試験の状況を示す。一軸圧縮試験の結果、一軸圧縮強さは材齢 1 日で 220kPa、材齢 7 日で 629kPa であり（図 2.3.7）、一軸圧縮応力 100 kPa における割線変形係数 E_{sec} は材齢 1 日で 304N/mm²、材齢 7 日で 1359N/mm² であった（図 2.3.8）。なお、図 2.3.7 および図 2.3.8 に比較対象として文献 17) のグラウト充填路盤改良工法（新バラスト方式）の結果を併記した。本工法で用いた路盤改良材の一軸圧縮強さは、グラウト充填路盤改良工法（新バラスト方式）に用いた路盤改良材と比べて、初期材齢では遅延剤の影響により小さくなったものの、材齢 7 日では大きくなった。材齢 7 日の強度が大きくなった理由として、本試験と文献 17) の試験における供試体の養生温度等の違いによる影響が考えられる。後述する 2.4 に示す解析に用いた路盤改良材の弾性係数（割線変形係数 E_{sec} ）は、材料のばらつきおよび路盤改良厚を安全側で設計することを踏まえて、グラウト充填路盤改良工法（新バラスト方式）に用いた路盤改良材と同じ 1000N/mm² とした。

表 2.3.4 グラウト材の配合（80 リットル）

A液(40ℓ)			B液(40ℓ)		
高炉セメントB種	促進剤	混練水	硬化剤	混練水	遅延剤
25kg	2.4kg	30.8kg	4.8kg	39.2kg	0.15kg

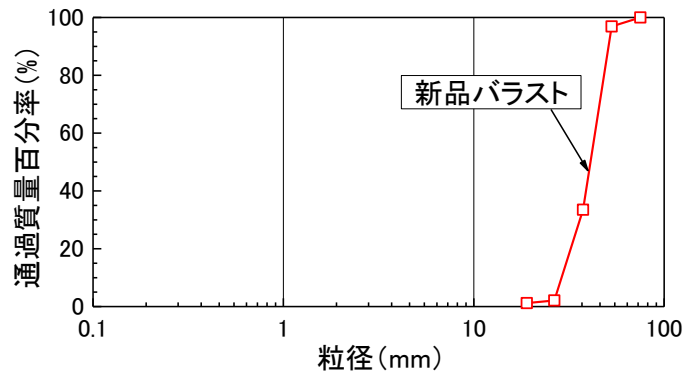


図 2.3.5 新バラストの粒度分布



図 2.3.6 一軸圧縮試験の状況

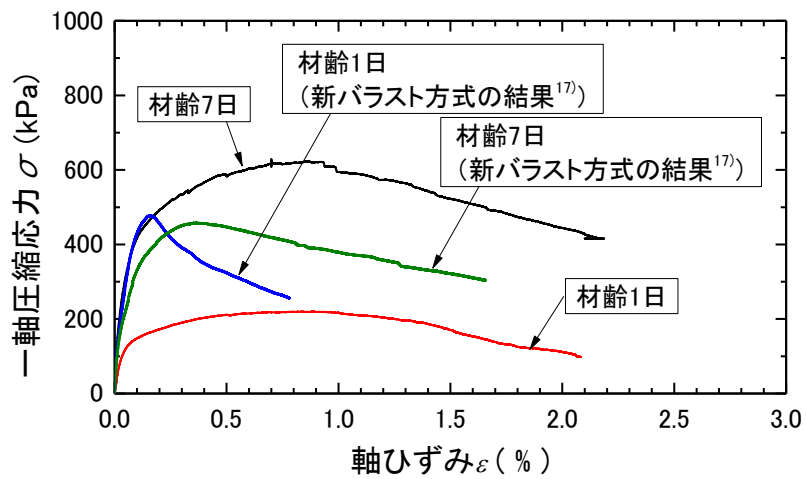


図 2.3.7 一軸圧縮応力-軸ひずみ

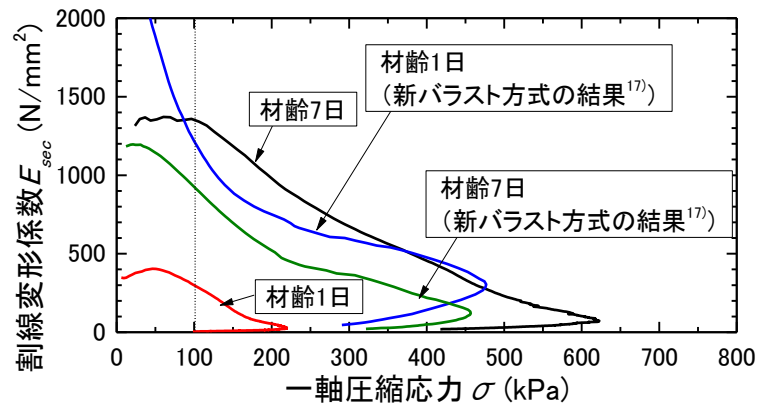


図 2.3.8 割線変形係数 E_{sec} —一軸圧縮応力

2.4 実物大バラスト軌道模型に対する繰返し载荷試験

2.4.1 载荷試験装置

本試験では、鉄道総合技術研究所が保有する総合路盤試験装置（図 2.4.1）を用い、実物大バラスト軌道模型に対して列車荷重相当の定点繰返し载荷を行った。本試験装置の主な仕様は、油圧サーボ制御のアクチュエータ 2 基を備えており、アクチュエータ 1 本あたり静的载荷で最大 300kN、動的载荷（繰返し载荷）で最大 250kN、最大载荷周波数 40Hz の繰返し载荷試験が可能である。また、幅 3500 mm×長さ 7000 mm×深さ 2500 mm の試験土槽が 4 つあり、試験条件に併せて路盤および路床を構築することが可能である。本試験装置を用いることで、軌道、路盤および路床を含む総合的な変形特性を評価することができる。



図 2.4.1 総合路盤試験装置の外観

2.4.2 繰返し载荷試験の概要

実物大载荷試験では、表 2.4.1 に示す 3 種類の試験ケースにおいて、繰返し载荷を実施した。試験ケースは、case1 未改良、case2 グラウト充填前、case3 グラウト充填後である。本試験では、路盤改良効果を確認するとともに、既往の研究²¹⁾ではバラスト層が厚い方がまくらぎの沈下が大きくなる傾向があったことから、グラウト材の充填前における沈下特性についても確認した。

本研究では路盤改良が必要な地盤反力係数 (K_{30} 値) が 40MN/m^3 から 50MN/m^3 程度の軟弱路盤を検討対象としており、試験で想定する粘性土路盤は路盤表面における K_{30} 値が 50MN/m^3 で一様な剛性の地盤（以下、一様地盤）と同等の路盤変形量となるように、有限要素法による静的線形弾性解析（以下、FEM 解析）を用いて試験の層構成を設定した。

また、本試験条件と概ね同じ条件で繰返し载荷試験を行った文献²²⁾の「粘性土路盤」の結果を引用して試験結果の深度化を図った。引用した「粘性土路盤」は、 K_{30} 値 = 50MN/m^3

で一樣な剛性の地盤上に敷設したまくらぎ 1 本のバラスト軌道模型であり、道床条件は「新品バラスト」であることから、本試験条件の case1 未改良（道床状態は細粒土混入バラスト）に対して「道床交換」を適用した条件に相当する。引用した「粘性土路盤」の試験結果を case4 と呼ぶ。

表 2.4.1 試験ケース

case	略称	道床状態	路盤条件	備考
1	未改良	細粒土混入バラスト	粘性土路盤	—
2	グラウト充填前	新品バラスト	新品バラストの路盤 + 粘性土路盤	—
3	グラウト充填後		グラウト路盤 + 粘性土路盤	試験後 case2 の軌道模型を使用
4	道床交換		粘性土路盤	文献 22) を引用

2.4.3 FEM 解析による実物大模型の粘性土路盤の検討

図 2.4.2 に FEM 解析のモデル、表 2.4.2 に解析で用いた物性値を示す。解析で用いた弾性係数は、既往の研究¹⁷⁾を参考に設定した。载荷条件は、後述する繰返し载荷試験の荷重振幅と同様にまくらぎ 1 本に対して 80 kN とした。実物大軌道模型で構築する粘性土路盤として設定した層構成は、上から粘性土層を 100 mm、粒度調整碎石層を 300 mm、EPS 層を 250 mm および礫質砂層を 1850 mm とした。

解析結果を図 2.4.3 に示す。同図より、位置 0mm における路盤変位は、 K_{30} 値 = 50 MN/m³ が 1.24 mm、実物大軌道模型が 1.27 mm であり、 K_{30} 値 = 50 MN/m³ で一樣な剛性の地盤上に敷設したまくらぎ 1 本のバラスト軌道と本実物大軌道模型は概ね同程度の路盤変位が得られることを確認した。

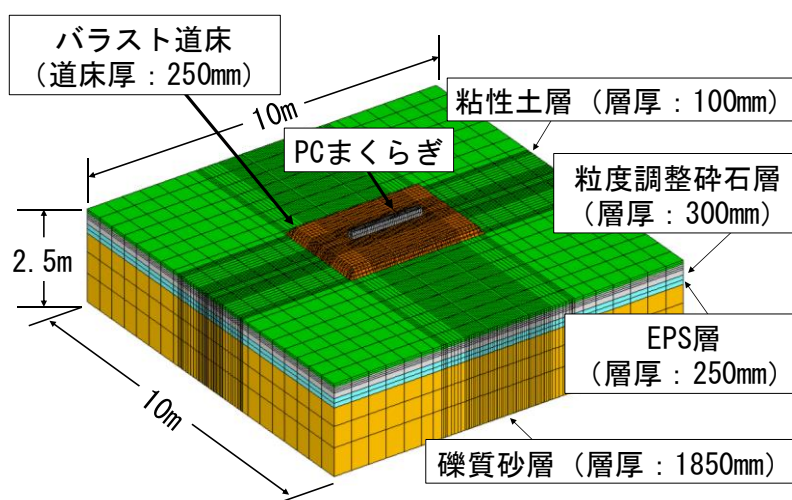


図 2.4.2 FEM 解析のモデル

表 2.4.2 解析に用いた物性値

部材	弾性係数(N/mm ²)	ポアソン比
PCまくらぎ	35000	0.17
バラスト	100	0.3
粘性土	24.36	0.3
粒度調整碎石層	180	0.3
EPS	5	0.1
礫質砂	67	0.3
一様地盤 (K ₃₀ 値=50MN/m ³)	30.45	0.3

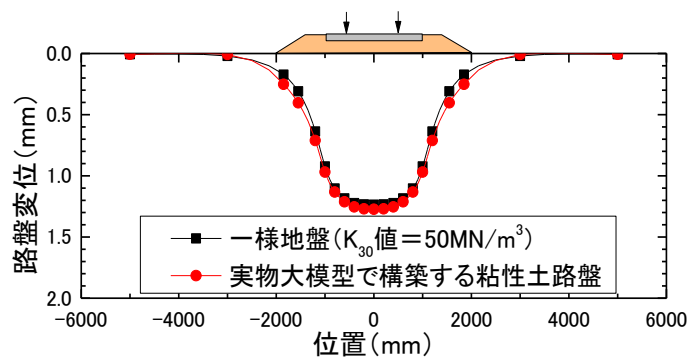


図 2.4.3 解析結果

2.4.4 実物大バラスト軌道模型の構築

前項 2.4.3 の検討結果を踏まえて、実物大バラスト軌道模型を構築した。図 2.4.4 に case1 および case2・case3 の実物大バラスト軌道模型の寸法を示す。試験で用いた土槽は幅 3500 mm×長さ 7000 mm×深さ 2500 mm であり、底部から高さ 1850 mm まで礫質砂を締め固め、その上に EPS (D-20) ブロックを設置して、さらにその上に粒度調整碎石層を 300 mm 締め固めた。

粘性土層は、圧密された信楽粘土のブロック (L 400 mm×W 200 mm×H 150 mm) を層厚 100 mm となるように整形し、並べて構築した。ブロックの性状は含水比 W_n 28.8%、飽和度 S_r 99.6%、塑性指数 I_p 22.8、圧縮指数 C_c 0.179 である。

試験で用いた細粒土混入バラストは、新品バラスト：クラッシュラン (C-30)：カオリンを乾燥重量比 6：3：1 の割合で混合して作製した。図 2.4.5 に作製した細粒土混入バラストの粒度分布を示す。

case1 (未改良) は、粘性土路盤上でかつ道床状態が悪い条件を模擬した。細粒土混入バラスト道床は、締め固め試験結果 (ρ_{dmax} 2.185 g/cm³, w_{opt} 7.8 %) を踏まえ、含水比 7.0 % で締め固め度 95 % に締め固めた。case2 (グラウト充填前) は、グラウト充填前の路盤条件を模擬して、粘性土路盤上の新品バラストの層厚 300 mm とした。新品バラストの締め固め密度は、乾燥密度 1.6 t/m³ とした。case3 (グラウト充填後) では、試験後の case2 の軌道模型に対し

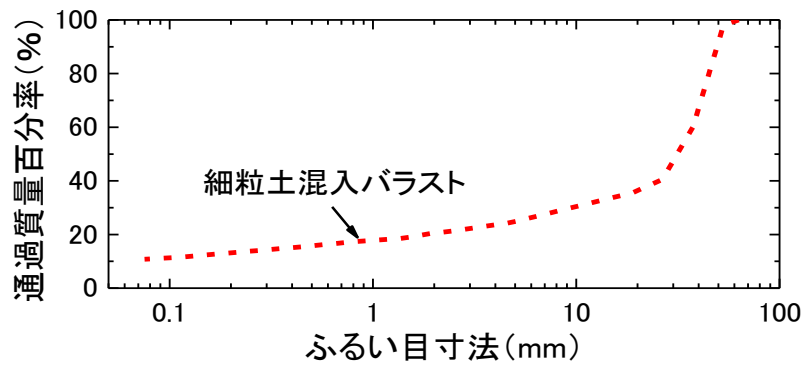


図 2.4.5 細粒土混入バラストの粒度分布



(a)粘性土路盤の構築枠の設置



(b)遮水シート敷設



(c)粘性土路盤の敷設



(d)粘性土層の転圧



(e) 細粒土混入バラスト道床の構築①



(f) 細粒土混入バラスト道床の作製②



(g) 路盤改良部（新品バラスト）の締固め状況



(h) 新品バラスト道床の構築



(i) グラウト材の作製状況



(j) グラウト充填の状況



(k) グラウト充填後の路盤改良層表面の状況

図 2.4.5 実物大バラスト軌道模型の一連の構築状況

2.4.5 繰返し載荷試験の条件

載荷条件は、載荷周波数 5 Hz、最大荷重 85 kN、最小荷重 5 kN（荷重振幅 80 kN）で載荷回数 100 万回の繰返し載荷を行った。載荷荷重は、ロングレール軌道を軸重 160 kN の車両が速度 80 km/h で走行した際に生じる速度衝撃率¹²⁾ 1.24 を乗じた軸重に対し、レールの曲げ剛性によるまくらぎ 1 本が受け持つ列車荷重の分担率 0.4 を乗じた条件である。なお、まくらぎ 1 本が受け持つ列車荷重の分担率は、レールの曲げ剛性によってまくらぎ 5 本で列車荷重を支持する場合、中央のまくらぎが 0.4、両隣のまくらぎが 0.2、さらにその隣のまくらぎが 0.1 と仮定した。また、降雨による滞水の影響を検討するため、文献 17) を参考に載荷 30 万回時に 150 L、45 万回時、75 万回時及び 85 万回時に 75 L をバラスト軌道上に散水した。なお、case2 では、試験後にグラウト充填を行うことから、充填不良を防ぐため散水は行わない条件とした。case3 は、グラウト材の充填 7 日後から繰返し載荷試験を行った。

2.4.6 測定方法

本試験は、まくらぎ両端部および粘性土路盤表面での変形量を測定するため、**図 2.4.5**に示す位置に変位計（CDP-50mm，株式会社東京測器研究所製）を設置した。変位計の主な仕様は**表 2.4.3**に示すとおりである。

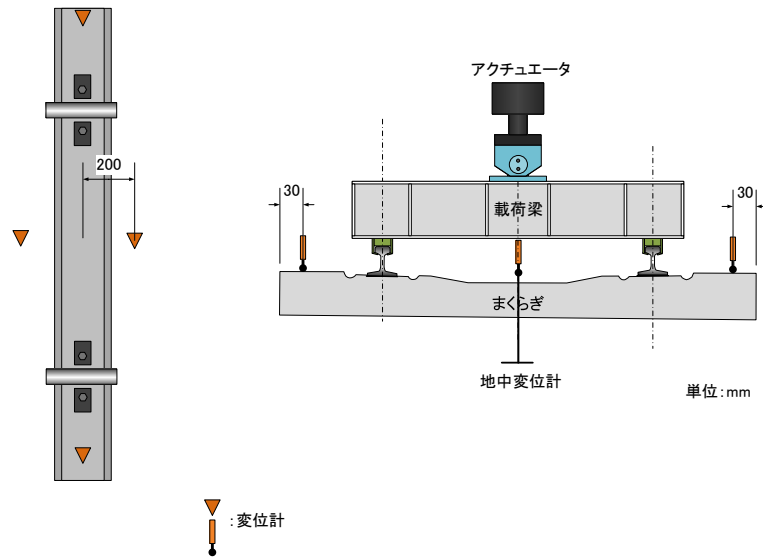


図 2.4.5 変位計の設置位置 (case1～case3 共通)

表 2.4.3 変位計の主な仕様

項目	用途・型式・仕様	外観																																										
接触式 変位計	型式：CDP-50 メーカー：東京測器研究所 定格出力：5.0mV/V 使用箇所：まくらぎ変位、粘土層変位 極性：沈下 (+)	<table border="1"> <thead> <tr> <th>型名</th> <th>A</th> <th>B</th> <th>C</th> <th>D</th> <th>E</th> <th>質量 (g)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>CDP-5</td> <td>99</td> <td>20.5</td> <td>20</td> <td>5</td> <td>10</td> <td>90</td> </tr> <tr> <td>CDP-10</td> <td>99</td> <td>20.5</td> <td>24</td> <td>5</td> <td>10</td> <td>90</td> </tr> <tr> <td>CDP-25</td> <td>114</td> <td>20.5</td> <td>40</td> <td>5</td> <td>10</td> <td>100</td> </tr> <tr> <td>CDP-50</td> <td>154</td> <td>33.5</td> <td>65</td> <td>5</td> <td>10</td> <td>270</td> </tr> <tr> <td>CDP-100</td> <td>274</td> <td>41</td> <td>118</td> <td>6</td> <td>12</td> <td>580</td> </tr> </tbody> </table>	型名	A	B	C	D	E	質量 (g)	CDP-5	99	20.5	20	5	10	90	CDP-10	99	20.5	24	5	10	90	CDP-25	114	20.5	40	5	10	100	CDP-50	154	33.5	65	5	10	270	CDP-100	274	41	118	6	12	580
型名	A	B	C	D	E	質量 (g)																																						
CDP-5	99	20.5	20	5	10	90																																						
CDP-10	99	20.5	24	5	10	90																																						
CDP-25	114	20.5	40	5	10	100																																						
CDP-50	154	33.5	65	5	10	270																																						
CDP-100	274	41	118	6	12	580																																						

2.4.7 繰返し荷試験の結果

図 2.4.6 にまくらぎ残留変位を示す。同図より、散水前の荷 30 万回では、case1 が 28.7 mm、csae2 が 13.9 mm、case3 が 2.1 mm であった。荷 100 万回のまくらぎ残留変位は、case1 が 61.6 mm、csae2 が 16.4 mm、case3 が 5.6 mm であった。

case1 と case3 の比較より、case1 は case3 よりもまくらぎ残留変位が大きく、特に荷 30 万回時の散水以降、まくらぎ残留変位の増加が大きくなった。その後の荷 45 万回、75 万回及び 85 万回時の散水では、まくらぎ残留変位の増加傾向に変化は見られなかった。case1 の細粒土混入バラストは新品バラストと比べて細粒分を多く含んでいるものの、150 L の散水で道床が保水する水分量を超えたため、その後の散水ではそれ以上のまくらぎの支持力低下は小さかったものと考えられる。

case2 と case3 の比較より、まくらぎ残留変位は路盤部の新品バラストの空隙にグラウト材を充填することにより荷 100 万回で約 75 %低減した。また、本試験では初期沈下がおさまった荷回数 50 万回から 100 万回の軌道沈下進みは、本試験結果では概ね同等であったものの、後述する路盤変位振幅が低減していることから既往の研究¹⁾を踏まえると、軌道沈下進みの抑制も期待できるものと考えられる。なお、case3 は試験後の case2 の軌道模型を用いており、case2 の荷重履歴分が含まれている状態で試験しているため、既往の検討における 55 %低減²⁾よりもまくらぎ残留変位の低減効果を大きく評価している可能性が考えられる。case1 に対して、路盤改良した case2 および case3 の荷 100 万回のまくらぎ残留変位で比較すると、case2 で約 73 %、case3 で約 91 %低減した。

図 2.4.7 に粘性土表面の残留変位を示す。同図より、散水前の荷 30 万回では、case1 が 1.2 mm、csae2 が 2.5 mm、case3 が 0.2 mm であった。荷 100 万回では、csae2 が 3.1 mm、case3 が 0.7 mm であり、case1 についてはまくらぎ変位量が大きくなったため、粘性土路盤表面に設置した治具がまくらぎの沈下に伴って傾斜してしまい、正確に測定できなかった。荷 30 万回で評価すると、case1 よりも case2 の方が道床および路盤の状態が良いが、路盤変位が大きい結果となった。これについては、case1 では荷 30 万回以前も路盤表面に設置した治具がまくらぎ側に傾斜し、治具の先端に取り付けた変位計のターゲット (50 mm×50 mm のプレート) が傾斜とともに変位計を押し上げたことにより、case2 よりも変位が小さくなったものと考えられる。case2 と case3 の比較より、グラウト材を充填することで、荷 100 万回の粘性土路盤の残留変位は約 77 %低減した。

図 2.4.8 にまくらぎ変位振幅を示す。同図より、散水前の荷 30 万回では、case1 が 1.81 mm、csae2 が 1.33 mm、case3 が 0.73 mm であった。弾性変位は case1 よりも case2 の方が小さくなった。また、FEM 解析で確認したところ、路盤表面の弾性変位は case1 よりも case2 の方が小さかった。荷 100 万回では、case1 が 2.09 mm、csae2 が 1.35 mm、case3 が 0.75 mm であった。case1 と case3 の比較より、路盤改良を行うことで散水によるまくらぎ変位振幅の変化は小さくなった。また、case3 でグラウト材を充填することにより、荷 100 万回のまくらぎ変位振幅は case2 よりも約 44 %低減した。

図 2.4.9 に粘性土表面の変位振幅を示す。同図より、散水前の荷重 30 万回では、case1 が 1.18 mm、case2 が 0.95 mm、case3 が 0.65 mm であった。また、荷重 100 万回では、case1 が 1.37 mm、case2 が 0.94 mm、case3 が 0.65 mm であった。case1 は、路盤表面に設置した治具が沈下に伴って傾斜したものの、路盤の変位振幅は妥当と考えられる値が計測されていたが、参考値としたい。case2 および case3 とともに、散水による路盤変位振幅の変化は極めて小さかった。グラウト材を充填することで、荷重 100 万回の粘性土路盤の変位振幅は約 31 % 低減した。

また、case4 道床交換を踏まえて本試験結果を考察する。荷重 100 万回時における case4 のまくらぎ残留変位は、22.7mm であった。道床バラストを新品にすることで、case1 のまくらぎ残留変位 (61.6 mm) と比較して、荷重 100 万回で約 63%の低減が期待できることがわかった。図 2.4.10 に本検討で得られた荷重 100 万回時におけるまくらぎ残留変位の低減率を示す。

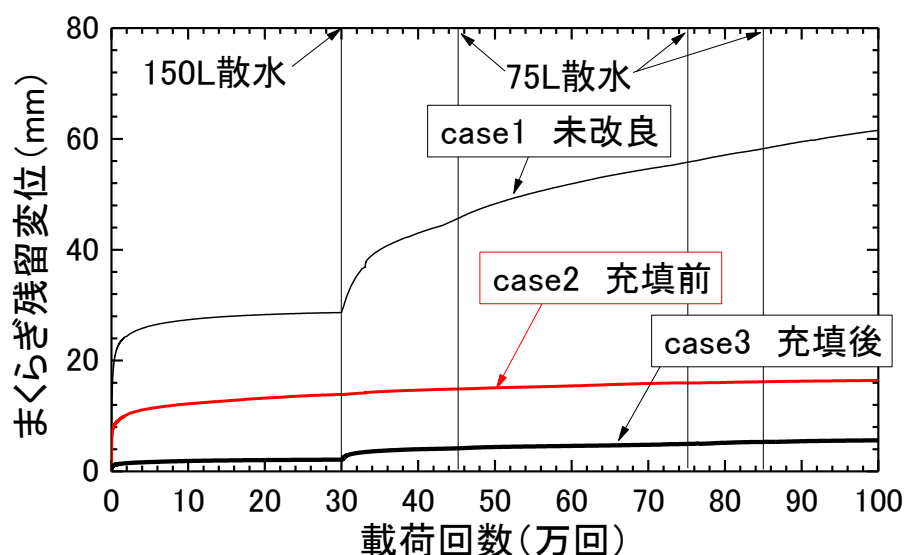


図 2.4.6 まくらぎ残留変位と荷重回数の関係

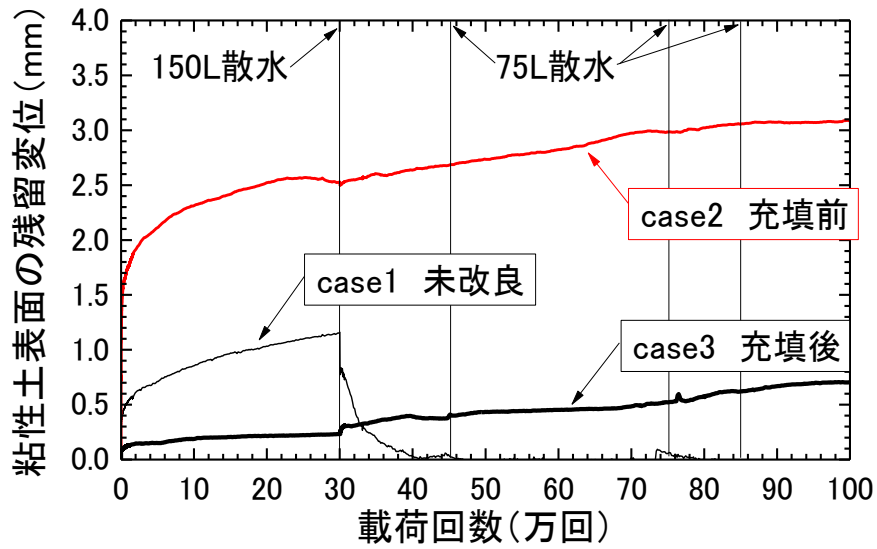


図 2.4.7 粘性土表面の残留変位と載荷回数の関係

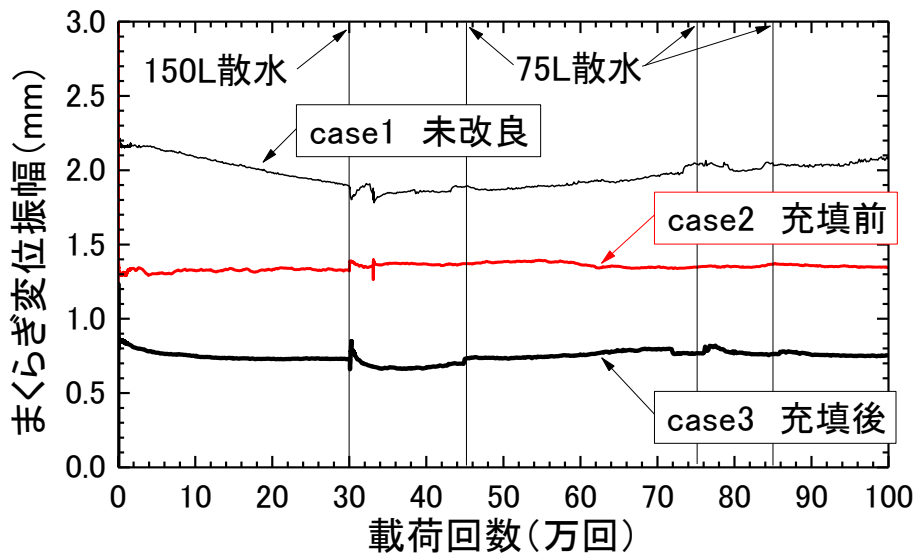


図 2.4.8 まくらぎ変位振幅と載荷回数(万回)の関係

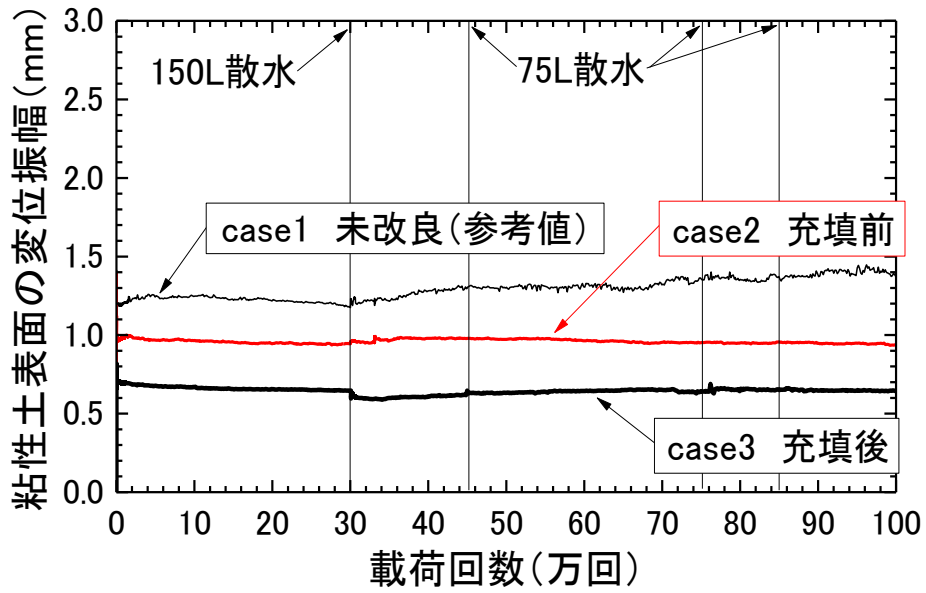


図 2.4.9 粘性土表面の変位振幅と载荷回数との関係

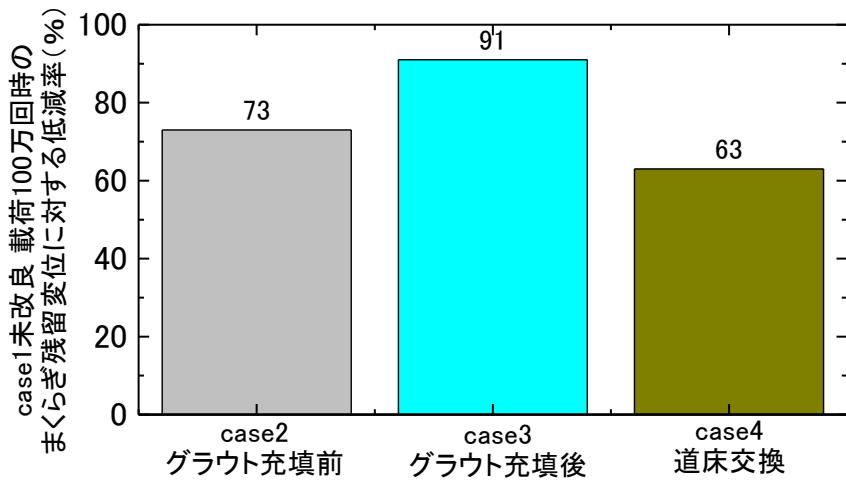


図 2.4.10 载荷 100 万回時のまくらぎ残留変位の低減効果

2.5 営業線バラスト軌道における試験施工

前節 2.4 の検討結果より，グラウト充填路盤改良工法（あと充填方式）の改良効果を有することを確認したことから，営業線バラスト軌道において試験施工を行った．試験施工は，グラウト充填路盤改良工法（あと充填方式）の施工性を確認するとともに，比較のためグラウト充填路盤改良工法（新バラスト方式）も併せて実施した．

施工箇所は，道床厚 250 mm，曲線半径 3000 m，カント 25 mm の曲線である．図 2.5.1 に各路盤改良工法の施工範囲を示す．なお，充填管は前節 2.4 の実物大軌道模型のグラウト材の充填実績を踏まえて，軌道長手方向に 2m～3m 毎に設置することとした．

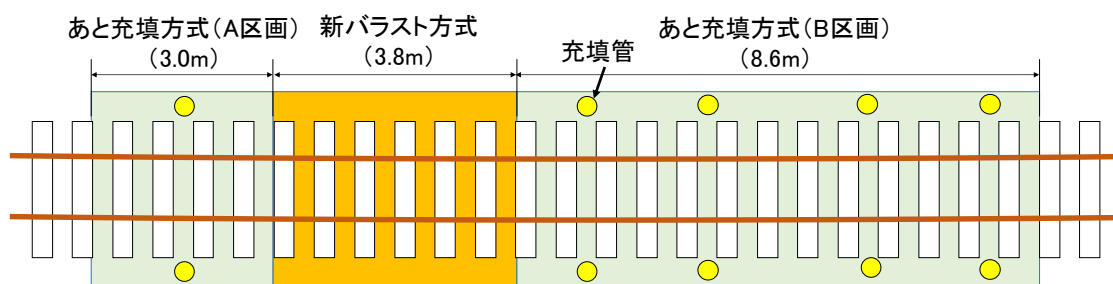


図 2.5.1 各路盤改良工法の施工範囲

2.5.1 路盤改良厚の検討

路盤改良厚の検討は，1.4 項で述べたバラスト軌道における路盤改良工法の手順に従って，簡易動的コーン貫入試験から評価した原地盤の剛性を基に多層弾性解析（GAMES）により行った．図 2.5.2 に簡易動的コーン貫入試験の結果を示す．深さ 300 mm まで礫質土系の地盤で，300 mm 以深が粘性土系の地盤であった．また，深さ 2600 mm 以深で硬い層が存在したため貫入試験はそこまでとした．

原地盤モデルに用いる物性値は，簡易動的コーン貫入試験結果を基に式 (1.1) から式 (1.9) により設定した．解析条件は，図 2.5.3 (a) に示す通り， ϕ 1000 mm の等分布荷重を 2 つ並列に設け，それぞれに対して 40 kN（計 80 kN）を作用させた．

原地盤の解析モデルは，図 2.5.3 (b) に示す通り，簡易動的コーン貫入試験結果を基に 4 層構成とした．なお，図 2.5.3 (b) において，各層の剛性は換算 N 値から推定した K_{30} 値で表記した（例えば，N 値 4 は K_{30} 値 44 MN/m³ 程度に相当する．）．1 層目は深さ 300 mm までの礫質土系の材料であった層の K_{30} 値を平均し，層厚を 300 mm とした．2 層目は深さ 300 mm 以深から 2200 mm までの打撃回数 10 以下の粘性土系の材料であった層の K_{30} 値を平均し，層厚を 1900 mm とした．3 層目は深さ 2200 mm から 2600 mm の層の K_{30} 値を平均した．なお，深さ 2600 mm の層が以深続くものと仮定し，層厚を 800 mm とした．4 層目の K_{30} 値は 3 層目を参考に設定し，解析ソフト上，深さ方向に無限に広がる層として設定される．

改良厚は，図 2.5.3 (b) に示した原地盤モデルに対し，実際の路盤改良層の構築では原地盤の掘削深さがそのまま改良厚になることから，図 2.5.3 (b) の h1 の厚さ 300mm に対して，

路盤改良厚を変化させた。例えば、改良厚 100mm の場合では h_1 の層厚が 200mm となり、また改良厚 200mm の場合では h_1 の層厚が 100mm となる。路盤改良後の路盤剛性を「鉄道構造物設計標準・同解説（土構造物）¹²⁾」に記載されている砕石路盤（クラッシュラン 300 mm+路床 K_{30} 値=70 MN/m³）と同等以上となるように検討した。多層弾性解析で用いた物性値を表 2.5.1 に示す。各弾性係数は、グラウト路盤改良は「2.3 路盤改良材の強度特性」の一軸圧縮強度の値を参考に、 K_{30} 値=70 MN/m³ の路床は式 (1.8) および式 (1.9) から求めた。また、クラッシュランの CBR 値は、粒度調整砕石の CBR 値の 2/3 である²³⁾ ことから、表 2.5.1 に示した粒度調整砕石の弾性係数の 2/3 の値を用いた。

図 2.5.4 に示す解析結果より、路盤改良層厚 300 mm とすることで、砕石路盤と同程度の路盤変位となることを確認した。したがって、本施工箇所におけるグラウト充填路盤改良工法（あと充填方式）およびグラウト充填路盤改良工法（新バラスト方式）の改良厚は 300 mm とした。

本研究では、実際の原地盤は図 2.5.2 に示したように深さ方向に剛性が異なるため、図 2.5.3(b) に示したように原地盤を多層構造体として表現した。多層弾性解析により、列車荷重が作用した際の表面変位（路盤変位）が同等となるように、原地盤を一様地盤と仮定した場合の K_{30} 値は、48.4 MN/m³ であった。

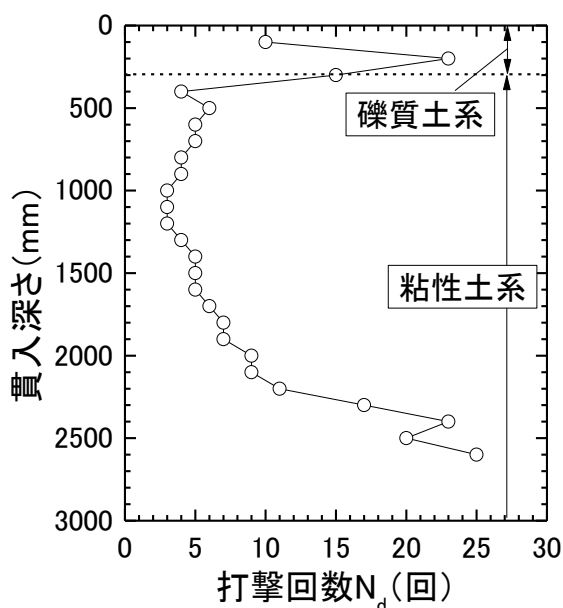
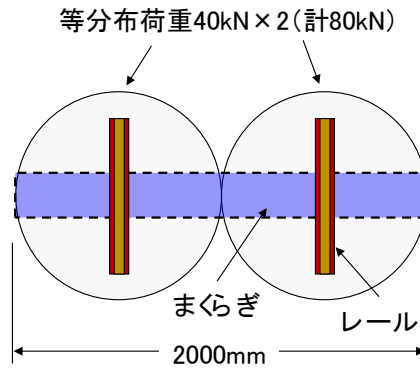
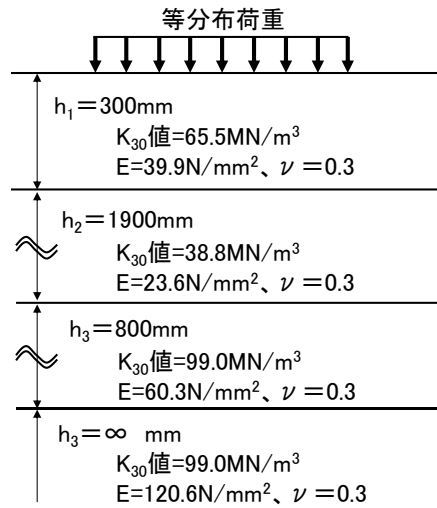


図 2.5.2 簡易動的コーン貫入試験の結果



(a) 载荷重件



(b) 原地盤の解析モデル

図 2.5.3 多層弾性解析の条件および解析モデル

表 2.5.1 多層弾性解析で用いた物性値

部材	弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン比
グラウト改良路盤	1000	0.3
クラッシュラン	120	0.3
設計標準の路床 (K ₃₀ 値 = 70MN/m ³)	深さ0m-3m 42.63 深さ3m-10m 85.26	0.3

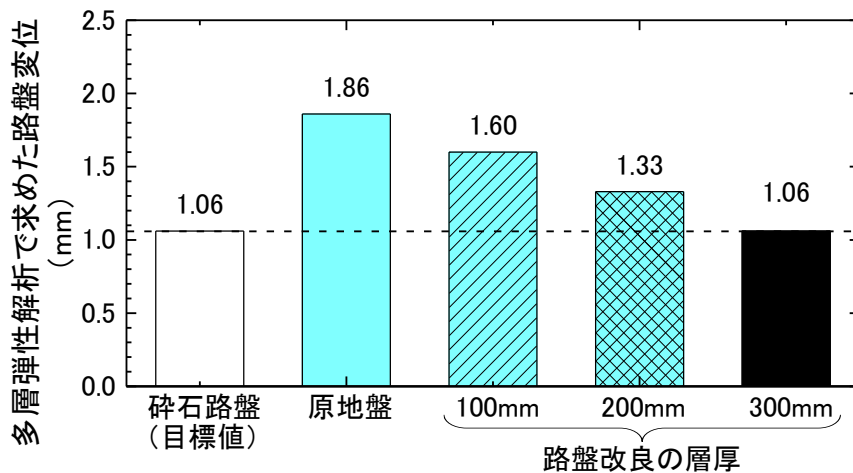


図 2.5.4 解析結果

2.5.2 路盤改良の施工

各施工の作業時間は、0時00分から0時50分および1時10分から4時05分における計3時45分である。あと充填方式は、はじめての試験施工であったため、施工時間を十分に確保して行った。なお、0時50分から1時10分の間に列車が通過するため、作業を一時中断する必要があった。

グラウト充填路盤改良工法（あと充填方式）の施工は、はじめに、路盤置換え作業をあと充填方式 A 区画（3.0 m）で1晩、あと充填方式 B 区画（8.6 m）で2晩行った。次に、グラウト充填作業は、あと充填方式 A 区画（3.0 m）では16日後、あと充填方式 B 区画（8.6 m）では11日後に各1晩で行った。施工状況を図 2.5.5 および図 2.5.6 に示す。

あと充填方式 B 区画（8.6 m）におけるグラウト充填作業は、実掘削範囲から算出した計画充填量が約 2900 L に対して、実績充填量が約 3000 L であった。計画量よりも 3% 程度多く充填されたものの、路盤の掘削精度を考慮すると概ね計画通りであったものと考えられる。また、充填時間は充填装置 1 セット（充填性能：約 50 L/min）で、充填と同時にグラウト材の作製を行っていたため、今回は約 1.5 時間程度要したが、これについては充填装置の数を増やすことで短縮可能であると考えられる。グラウト充填路盤改良工法（新バラスト方式）の施工は、施工延長 3.8 m を1晩で行った。

本試験施工では施工時間を十分に確保している中で、新バラスト方式区画とあと充填方式 B 区画の一晩あたりの施工延長を考慮すると、あと充填方式の総施工時間は新バラスト方式よりも短縮可能であることが確認できた。なお、あと充填方式の路盤置換え作業における施工延長 4.3 m の正味の施工時間は 2.5 時間であった。

本試験施工の実績より1時間あたりの施工効率を比較すると、新バラスト方式が 1 m、あと充填方式（路盤置換え作業）が 1.7 m である。例えば、作業間合いが2時間における4日間の累積延長を比較する。なお、グラウト充填作業ではグラウト充填装置を2セット用意して1日作業とする。累積施工延長は、新バラスト方式が 8 m、あと充填方式が 10.2 m とな

り、あと充填方式の施工延長は新バラスト方式の1.3倍となる。また、同じ条件における施工延長10mに必要な施工日数では、新バラスト方式が5日間、あと充填方式が4日間となり、あと充填方式を適用することで新バラスト方式よりも施工日数が1日短縮となる。

図2.5.7に路盤改良前と施工4ヶ月後の高低変位の比較を示す。高低変位は、レール上に10mの弦を張った場合の、中央位置における弦とレールとの距離（正矢）である。本試験施工は、もともと軌道状態がそれほど悪化していない区間で実施したため、明瞭な改善効果は現れなかったが、全体として高低変位の振幅が小さくなっており、標準偏差では改良前で4.4から改良4ヶ月後で3.3と改善したことが確認できた。

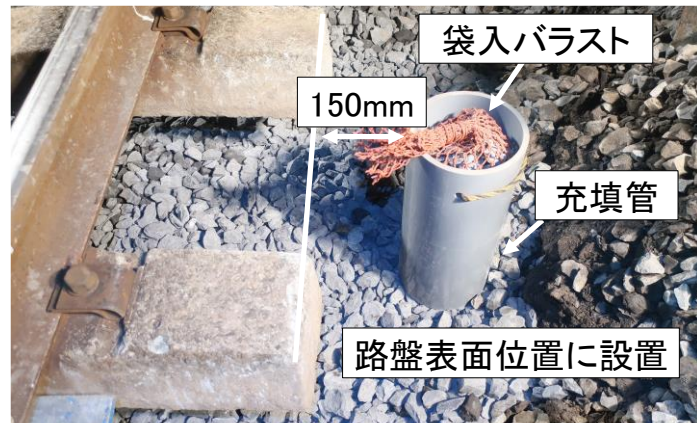
施工1ヶ月後に、あと充填方式（B区画）の路盤改良層表面を観察したところ所定の道床厚（250mm）が確保されており、良好に施工されていることを確認した（図2.5.8）。したがって、グラウト材の計画充填量と実績充填量を確認することで施工管理できると考えられる。



(a) まくらぎ、道床および路床の掘削



(b) 新品バラストの敷き詰め



(c) 充填感の設置



(d) 復旧したバラスト軌道
図 2.5.5 路盤置換え作業



(a) 充填管内の状況



(b) グラウト材の充填作業の状況①



(c) グラウト材の充填作業の状況②



(d) グラウト材の充填作業の状況③



(e) 充填後の充填管内の状況
 図 2.5.6 グラウト充填作業

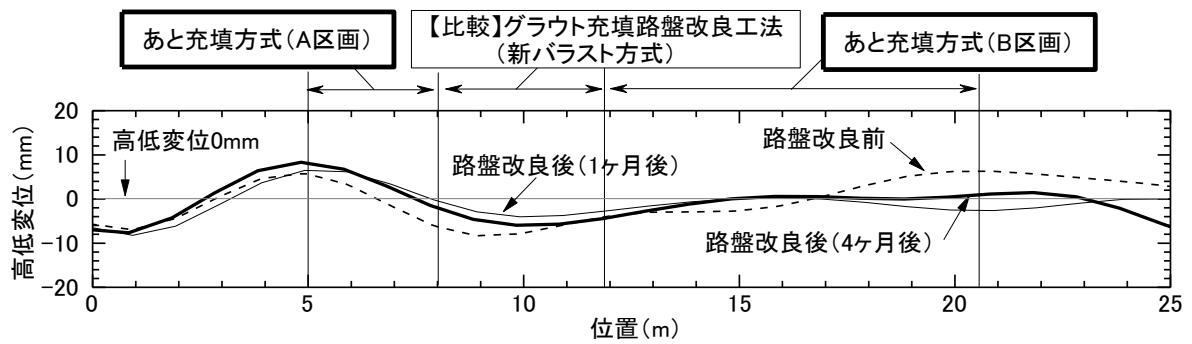


図 2.5.7 路盤改良前後の高低変位の比較

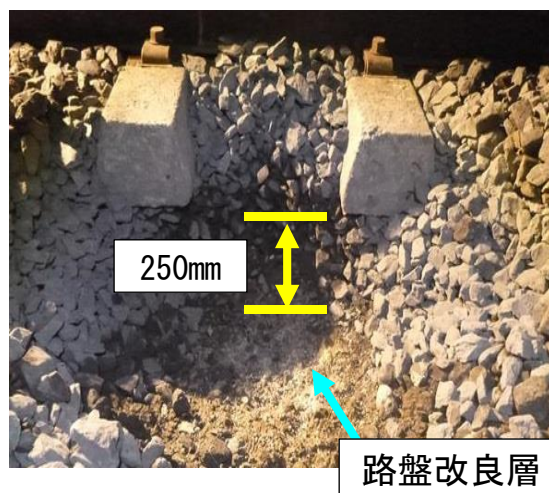


図 2.5.8 充填後の路盤改良層

2.6 第2章の結論

本研究では、路盤改良材の一軸圧縮試験、実物大載荷試験および現地試験施工を行った結果、以下に示す知見が得られた。

- ・グラウト材に添加する遅延材量は、グラウト材 8L あたり 30g でゲルタイム 5 分となった。また、グラウト材 8L あたり遅延材を 30g 以上添加すると、グラウト材の一軸圧縮強度が顕著に低下したことから、本グラウト材に添加する遅延材量は 30g 以下で調整する必要があることがわかった。
- ・あと充填方式で用いた路盤改良材の一軸圧縮強さは、初期材齢（材齢 1 日）では遅延剤の影響により、既開発の新バラスト方式で用いた路盤改良材より小さかったが、材齢 7 日では養生温度の違いの影響が含まれると考えられるものの、あと充填方式で用いた路盤改良材の一軸圧縮強さの方が大きくなった。
- ・実物大載荷試験の結果より、道床状態および路盤状態を改良することで、載荷 100 万回のまくらぎ残留変位は路盤部のグラウト材の充填前で約 73 %低減、グラウト材の充填後で約 91 %低減、道床交換で約 63%低減した。また、グラウト材を充填前と充填後を比較すると、載荷 100 万回における粘性土路盤の残留変位が約 77 %，変位振幅が約 31 %低減した。
- ・グラウト材の充填前では、路盤部の新品バラスト層を含めると所定の道床よりも厚くなることで沈下の増加が懸念されたが、未改良よりも沈下量が小さくなることがわかった。また、道床交換と概ね同程度のまくらぎ残留変位の低減効果であることがわかった。
- ・現地試験施工の結果より、問題なく施工できることを確認した。また、あと充填方式は、グラウト材の計画充填量と実績充填量により施工管理できることを確認した。
- ・施工時間が 2 から 3 時間程度の短い箇所においては、新バラスト方式よりもグラウト充填を後日行うあと充填方式の方が効率的に施工が行えると考えられる。

第3章 既設線省力化軌道用の路盤改良工法における設計手法の検討

3.1 提案した設計手法の概要

2章において、既設線省力化軌道を軟弱路盤上に施工する場合を対象として、既設線省力化軌道の施工と同時に路盤改良を行うことができる、グラウト充填路盤改良工法（あと充填方）を開発した。この工法は、路盤改良を2段階（路盤置換え作業とグラウト充填作業）に分けて施工することで、各作業の効率化が図れ、従来の締め固めを必要とする路盤改良工法よりも1日あたり施工延長の延伸が期待できる。

既設線省力化軌道に路盤改良を適用することで、路床に生じる鉛直応力を低減できるため、塑性沈下を抑制できるとともに、てん充道床下面に生じる曲げ応力が低減できるため、路盤改良を適用しない場合と比べて、てん充道床の疲労破壊のリスクが低減することが期待される。本研究で提案した路盤改良の設計手法は、設計供用年数で目標とする塑性沈下量以下、かつてん充道床に疲労破壊が生じない路盤改良厚を選定するものである。

3章では、既設線省力化軌道の路盤改良の設計手法の提案を行うにあたり、設計供用年数における塑性沈下量を検討するため、実物大軌道模型を用いた繰返し載荷試験により路盤改良後の変形特性を評価し、実物大軌道模型に用いた路床土の繰返し三軸圧縮試験により、路盤改良を適用した場合の既設線省力化軌道の塑性沈下量の推定手法を検討した。さらに、てん充道床の曲げ試験および曲げ疲労試験より、曲げ疲労破壊特性を確認した。

図3.1.1に目標とする沈下量から路盤改良厚を選定するイメージ、図3.1.2にてん充道床の曲げ疲労破壊特性から路盤改良厚を選定するイメージを示す。提案する設計手法は、設定した供用年数における路床の沈下量およびてん充道床の曲げ疲労破壊の両方を満足する路盤改良厚を選定することとなる。

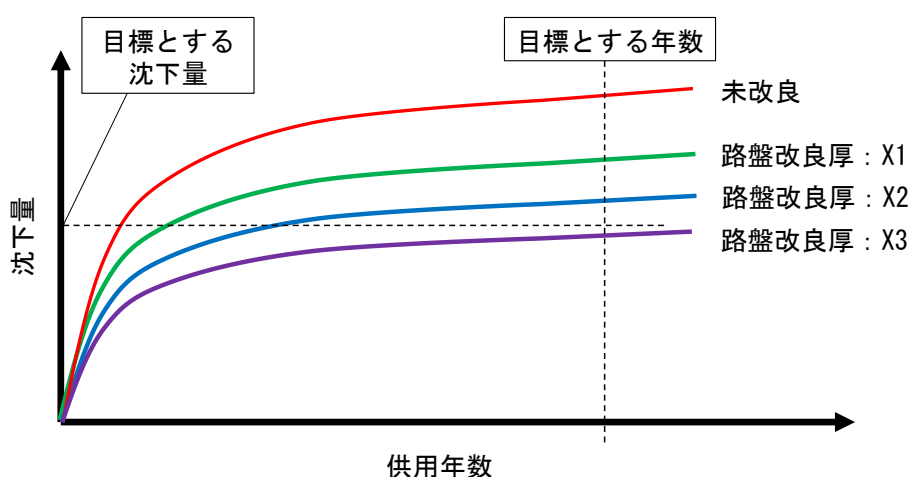


図3.1.1 沈下量から路盤改良厚を選定するイメージ

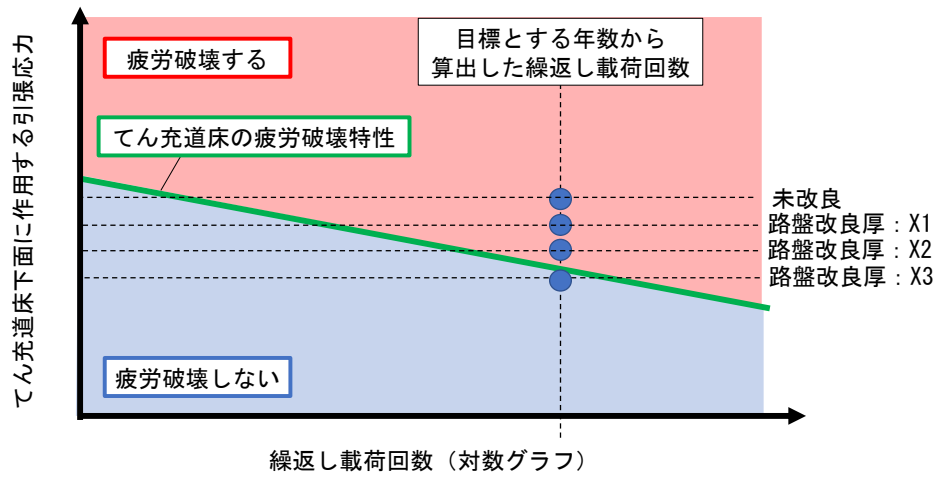


図 3.1.2 てん充道床の疲労破壊特性から路盤改良厚を選定するイメージ

3.2 既設線省力化軌道に適用したグラウト充填路盤改良工法（あと充填方式）の施工方法

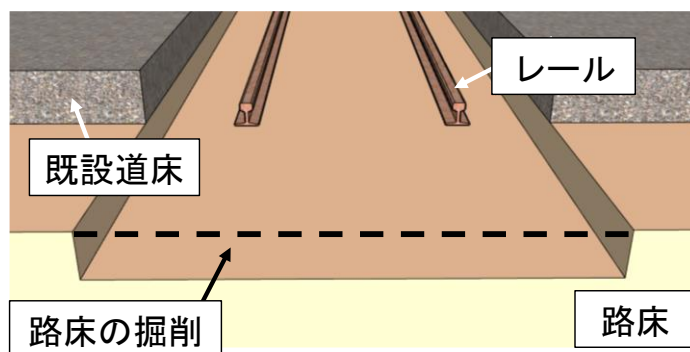
既設線省力化軌道に適用したグラウト充填路盤改良工法（あと充填方式）の敷設手順を以下に示す。

手順1：まくらぎおよび道床を撤去し、路床土の掘削を行う(図 3.2.1(a))。なお、レールは破線していない。

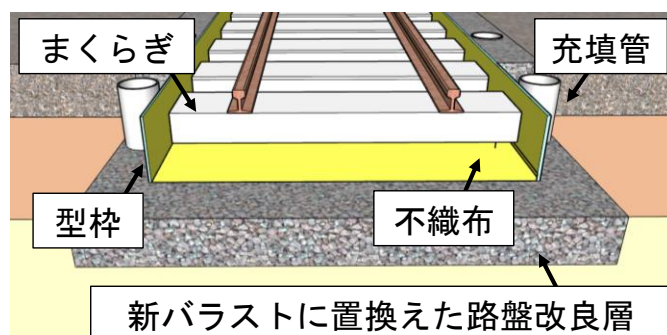
手順2：掘削した路床土の代わりに、新品バラストを敷き詰め、タンピングランマを用いて念入りに締め固めを行う。

手順3：新品バラストを敷き詰めた路盤上に、既設線省力化軌道の構築に用いる型枠および不織布を設置してまくらぎをレールに締結する。その際に、後日、路盤部にグラウト材を充填するための充填管を型枠の外側に設置する(図 3.2.1 (b))。道床部に新品バラストを投入して、一旦バラスト軌道の状態で復旧する。なお、この軌道状態で列車走行させることができる(図 3.2.1 (c))。

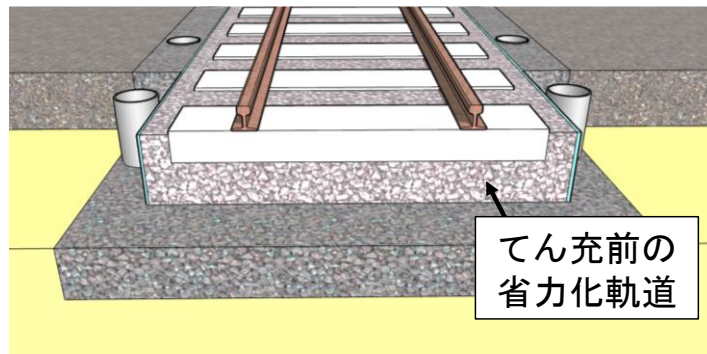
手順4：任意のタイミングで、充填管よりグラウト材を充填して路盤改良層を構築する。路盤改良層の充填後に、てん充道床部の充填を行う(図 3.2.1 (d))。なお、充填管は充填後に撤去する。



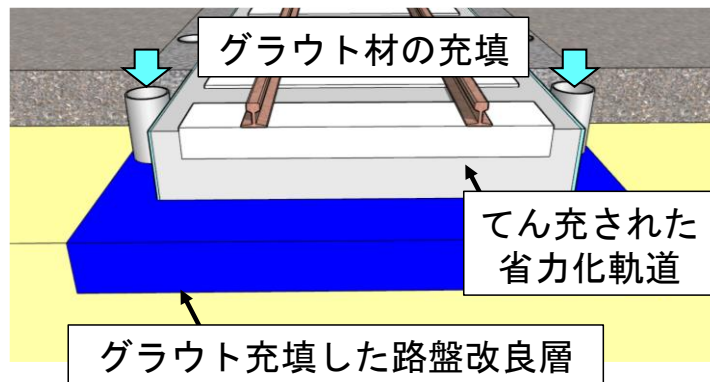
(a) まくらぎ、道床および路床土の撤去



(b) 新バラスト、充填管、既設線省力化軌道の構築に用いる型枠および不織布の設置



(c) バラスト軌道の状態で一旦復旧



(d) 充填管からグラウト材を充填して完成させる

図 3.2.1 グラウト充填路盤改良工法（あと充填方式）の施工イメージ

3.3 実物大載荷試験による路盤改良を適用した既設線省力化軌道の変形特性の評価

3.3.1 実物大軌道模型の寸法の検討

実物大軌道模型は、 K_{30} 値が 40MN/m^3 の軟弱な路床上に、改良厚 200mm のグラウト充填路盤改良工法（あと充填方式）を適用したまくらぎ 1 本の既設線省力化軌道の条件を想定した。実物大軌道模型で模擬した軟弱な路床は、塑性沈下および弾性変形が生じる上層と、弾性変形は生じるが塑性沈下は生じない下層の 2 層構造とした。これらの層構造は、後述するレール方向の荷重の影響範囲を想定した FEM 解析を用いて、 K_{30} 値が 40MN/m^3 の条件において路床の表面に生じる鉛直応力が、実際の列車荷重下の路床に生じる鉛直応力と同等になるように設定した。

上層（層厚 400mm ）は K_{30} 値が 40MN/m^3 の粘土層とし、下層は既往の研究²²⁾を参考に、 K_{30} 値が 40MN/m^3 の路床表面に生じる鉛直変位と同程度なるように、粒度調整砕石を層厚 200mm とした。その下は層厚 250mm の EPS (D20)、さらにその下は層厚 1850mm の礫質砂とした。本模型では軟弱な路床を上層と下層で模擬しているが、粘性土層厚が厚い場合の状況を模擬できておらず、塑性沈下が生じる範囲を上層の層厚 400mm と限定することで、塑性沈下量の推定方法を検討した。

実物大軌道模型のてん充填道床および路盤改良層のレール方向の寸法は、**図 3.3.1** に示す深さ 3m までの範囲を K_{30} 値が 40MN/m^3 の路床、 3m 以深を K_{30} 値が 40MN/m^3 の一様地盤、路盤改良層およびてん充填道床で構成した軌道の FEM 解析モデル（以下、軌道全体モデル）において列車荷重作用時の路盤改良層直下の路床表面に生じる鉛直応力と、**図 3.3.2** に示す実物大軌道模型の FEM 解析モデル（以下、実物大軌道模型モデル）の路盤改良層直下の粘土層（層厚 400mm ）表面に生じる応力が同等となるように決定した。なお、弾性的な応答を評価するため、粘土層も弾性体とした。**表 3.3.1** に解析で用いた物性値を示す。検討するレール方向のてん充填道床および路盤改良層の幅の組合せは、**表 3.3.2** に示す通りとした。軌道横断方向の幅は全ケースにおいて、てん充填道床を 2300mm 、路盤改良層を 3000mm とした。なお、てん充填道床のレール方向の幅は、てん充填道床を構築する型枠を路盤改良層上に設置する必要があったため、路盤改良層よりも 50mm 短くすることとした。

荷重条件は、軌道全体モデルでは、速度衝撃荷重を考慮して、ロングレール軌道を軸重 160kN の車両が速度 80km/h で走行した際に生じる速度衝撃率 1.24 を乗じて求めた軸重 200kN とした¹²⁾。まくらぎ間隔 750mm の軌道全体モデルを用いてまくらぎ 1 本が受け持つ列車荷重の分担率を確認したところ、レールの曲げ剛性によってまくらぎ 5 本で列車荷重を支持しており、中央のまくらぎが 0.474 、両隣のまくらぎが 0.227 、さらにその隣のまくらぎが 0.036 であった。したがって、実物大軌道模型モデルでは、速度衝撃率を考慮した軸重 200kN の分担率 0.5 となる 100kN をまくらぎ 1 本に与えることとした。

図 3.3.3 に軌道全体モデルおよび実物大軌道模型モデルの解析結果を示す。なお、解析結果は、各モデルともに載荷点のまくらぎ直下である。軌道横断方向 0mm における鉛直応力は、軌道全体モデルで 13kPa 、実物大軌道模型モデルのケース 1 で 19kPa 、ケース 2 で 16kPa 、

ケース 3 で 15kPa となった。また、鉛直応力が最も大きいてん充道床端部の軌道横断方向 1150mm においては、軌道全体モデルで 19kPa、ケース 1 で 21kPa、ケース 2 で 19kPa、ケース 3 で 17kPa となった。

本解析結果より、ケース 2 では、鉛直応力が最も大きいてん充道床端部の軌道横断方向 1150mm において軌道全体モデルと同程度となったが軌道中心においては、3kPa 程度大きかった。軌道中心の鉛直応力は、若干過大評価にはなるが、鉛直応力の最大値を合わせることで、実物大軌道模型のてん充道床および路盤改良層のレール方向の幅を 1200mm および 1250mm とすることとした。

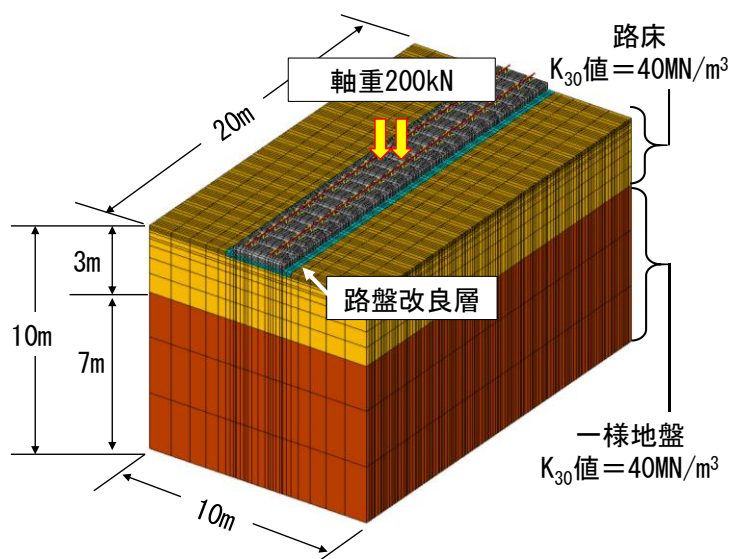


図 3.3.1 軌道全体モデル

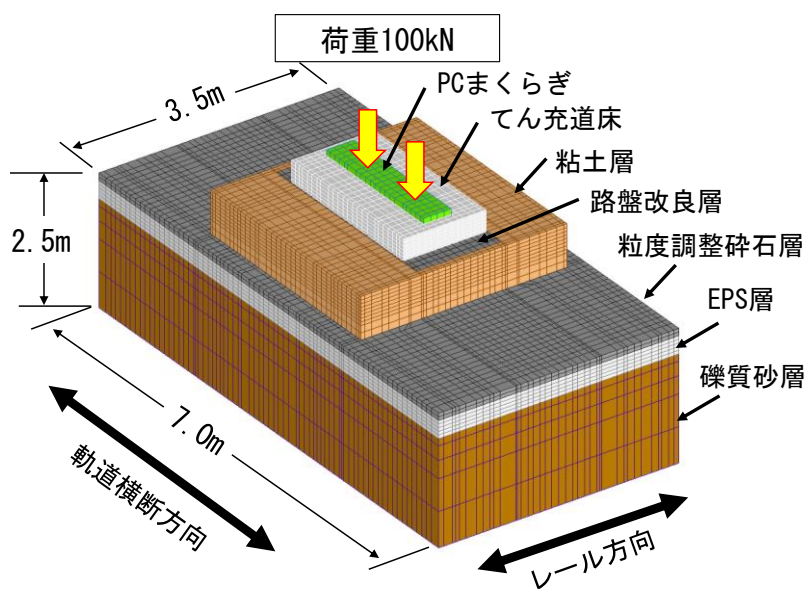


図 3.3.2 実物大軌道模型モデル

表 3.3.1 解析に用いた物性値

部材	弾性係数(N/mm ²)	ポアソン比
PCまくらぎ	35000	0.17
てん充道床	12000	0.2
路盤改良層	1000	0.3
粘土層	24.4	0.3
粒度調整碎石層	180	0.3
EPS	9	0.1
礫質砂	70	0.3
路床(K ₃₀ 値=40MN/m ³)	深さ0-3m 24.4	0.3
一様地盤(K ₃₀ 値=40MN/m ³)	深さ3-10m 48.8	0.3

表 3.3.2 検討したてん充道床および路盤改良層のレール方向の幅の組合せ

ケース	てん充道床	路盤改良層
1	1000mm	1050mm
2	1200mm	1250mm
3	1400mm	1450mm

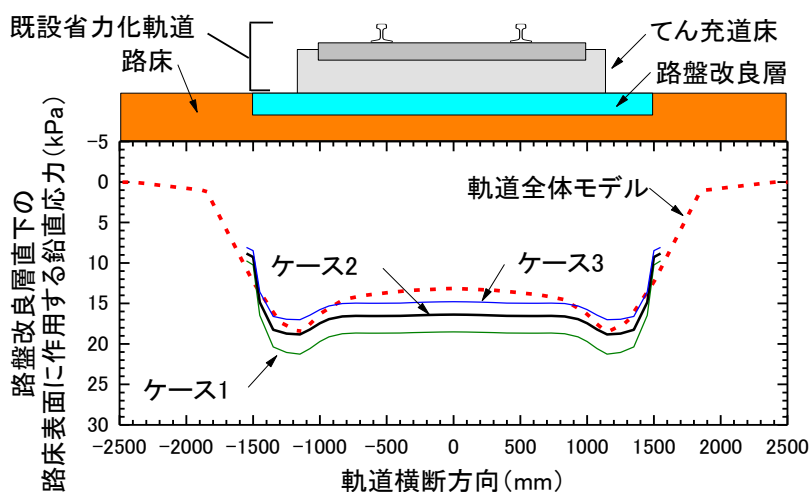


図 3.3.3 解析結果

3.3.2 軟弱路床の設定

本試験では、軟弱路床を想定して、荒木田粘土を用いて粘土層を構築した。図 3.3.4 に荒木田粘土の粒度分布を示す。荒木田粘土の締固め試験結果は、最大乾燥密度 1.603g/cm³、最適含水比 21%、最大乾燥密度および最適含水比状態での飽和度は 84.5%である。なお、飽和度 100%の含水比は、25.0%である。路床剛性 K₃₀ 値を 40MN/m³ と設定するため、荒木田粘土の締固め試験後の供試体 (φ100mm×160mm) を用いて、簡易動的コーン貫入試験を貫入深さ 10cm まで実施し、含水比とそのときの換算 N 値および換算 N 値から推定した K₃₀ 値との関係を整理した (図 3.3.5)。なお、換算 N 値は標準貫入試験の N 値と同程度と仮定して、求めた換算 N 値から、式 (1.7) を用いて地盤反力係数 K₃₀ 値を推定した¹²⁾。同図より、含水比 23.5%で K₃₀ 値が 40MN/m³ 程度となる見込みが得られた。

$$K_{30} \text{ 値} = 2.2 \times (2.5 \times N) / 0.4948 \quad (1.7)$$

実物大軌道模型の粘土層を構築する際のばらつきおよび前述の締固め試験の供試体が小さいことを踏まえて、構築時の目標とする含水比を 23.0%，乾燥密度を 1.6 g/cm³ とすることとした。含水比 23%における乾燥密度は 1.592g/cm³ である。なお、粘土層の構築は、荒木田粘土の湿潤重量、含水比および体積により密度管理した。

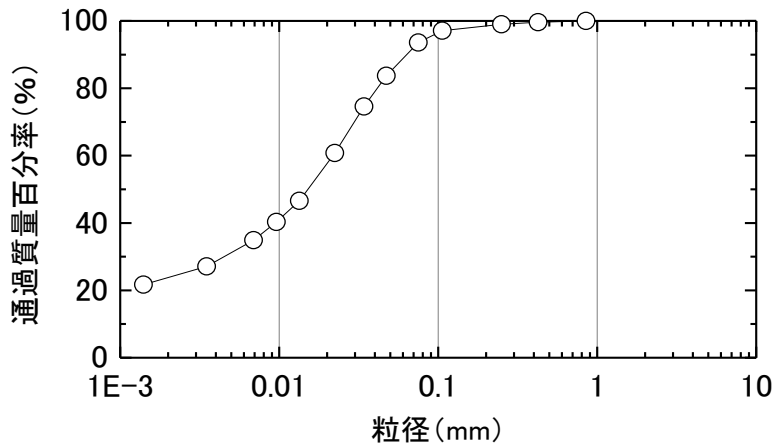


図 3.3.4 試験に用いた荒木田粘土の粒度分布

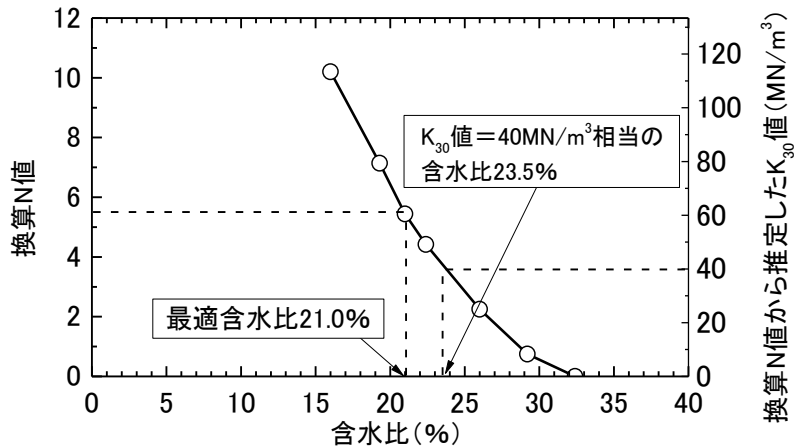


図 3.3.5 試験に用いた荒木田粘土の含水比と換算 N 値および K₃₀ 値の関係

3.3.3 実物大軌道模型の構築

実物大軌道模型の寸法を図 3.3.6 に示す。試験で用いた土槽は幅 3500mm×長さ 7000mm×深さ 2500mm であり、底部から高さ 1850mm まで礫質砂を締め固め、その上に EPS (D-20) ブロックを設置して、さらにその上に粒度調整碎石層を 300mm 締め固めた。その後、粘土

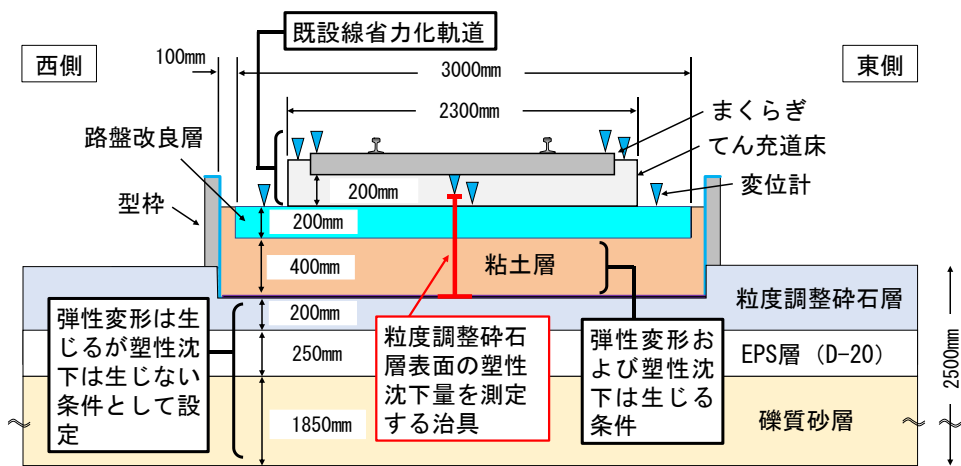
層を構築する範囲の粒度調整碎石層を 100mm 掘削し、その上に粘土層を 400mm 構築した。粘土層は荒木田粘土を用いて、含水比 23.0%および締め固め時の乾燥密度 $1.6\text{g}/\text{cm}^3$ を目標に 100mm 毎の層厚で締め固めた。小型 FWD（載荷板 $\phi 10\text{cm}$ ）で測定した粘土層表面の K_{30} 値は $41\text{MN}/\text{m}^3$ であった。

粘土層上に、前述 3.3.2 の FEM 解析で求めた寸法で路盤改良層および既設線省力化軌道を構築した。また、路盤改良層は、3.2 の施工手順を踏まえた手順で構築した。

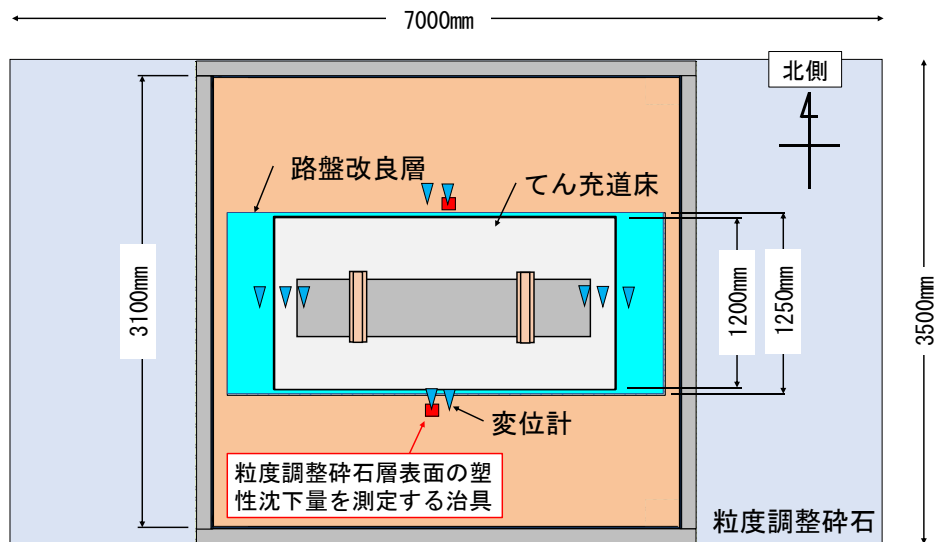
路盤改良層の範囲（幅 1250mm×長さ 3000mm×深さ 200mm）に骨材となる新品バラストを密度 $1.6\text{g}/\text{cm}^3$ となるように締め固めた。はじめに、後に路盤改良を行う新品バラスト層の上にまくらぎ一本のバラスト軌道（幅 1200mm×長さ 2300mm×道床厚 200mm）を構築した。本軌道模型は不織布で囲った中にバラスト軌道を構築することから、不織布はバラスト道床と路盤改良部の新品バラスト層表面の間にあり、不織布とバラストの密着が不十分な場合には沈下が生じる可能性が考えられる。そのため、本試験では予備載荷（載荷周波数 5Hz、荷重振幅 100kN）により、不織布とバラストの密着性を向上させることとし、バラスト道床の初期沈下が収束することで、不織布とバラストの密着性が向上したと判断した。2 章の載荷試験は、まくらぎ一本のバラスト軌道模型に対する同様の載荷試験を実施しており、まくらぎの初期沈下が収束した載荷回数 1 万回であったことを参考に予備載荷の回数を設定した。載荷波形は正弦波で、以降の試験においても同様の正弦波とした。載荷周波数 5Hz は、台車間距離 6.2m の列車が時速 100km/h 程度で走行した場合を想定した。なお、繰返し載荷 1 回は、2 軸台車の通過 1 回を想定している。予備載荷後、タイタンパによる軌道整備を行った。

路盤改良層および既設線省力化軌道のグラウト材注入では、まず路盤改良範囲に表 3.3.3 に示した路盤改良層用のグラウト材をまくらぎ端部に設置した充填管から充填し、次にバラスト道床に表 3.3.4 に示したてん充道床用のグラウト材を充填した。なお、表 3.3.3 中の促進剤の主成分は水酸化カルシウムで、硬化剤と合わさることでセメントの凝結硬化現象と類似の効果があるエトリンガイドの生成を促進するものである。また、調整剤を添加することでグラウト材のゲルタイムを 1 分から 5 分に延伸した。図 3.3.7 に実物大軌道模型の一連の構築状況を示す。

実際の既設線省力化軌道では、てん充道床にグラウト材を充填してから 2 時間後に列車が通過する。本研究ではグラウト充填後に十分な強度が発現する材齢 7 日以降の既設線省力化軌道の変形特性を評価することとし、グラウトを充填してから 7 日後に繰返し載荷試験を行った。なお、本研究では材齢 7 日以内の変形特性の評価は対象としていないものの、これまでの施工実績より、グラウト充填後 7 日以内で補修が必要な損傷は生じていない。材齢 7 日の圧縮強度は、路盤改良層が 0.63MPa 、てん充道床が 7.12MPa である。載荷直前の粘土層の含水比は 23.4%であった。なお、路盤改良層も材齢 7 日とした。



(a) 断面図



(b) 平面図

図 3.3.6 実物大軌道模型の寸法

表 3.3.3 路盤改良層用のグラウト材

A液(40L作製)			B液(40L作製)		
高炉セメント B種	促進剤	混練水	硬化剤	混練水	調整剤
25kg	2.4kg	30.8kg	4.8kg	39.2kg	0.3kg

表 3.3.4 てん充填道床用のグラウト材

40L作製			
ファルコン SB-Q	混練水	減水剤	調整剤
47.5kg	23.8kg	0.13kg	0.05kg



(a) 遮水シートおよび不織布の設置



(b) 粘土層の構築



(c) グラウト材の充填管の設置



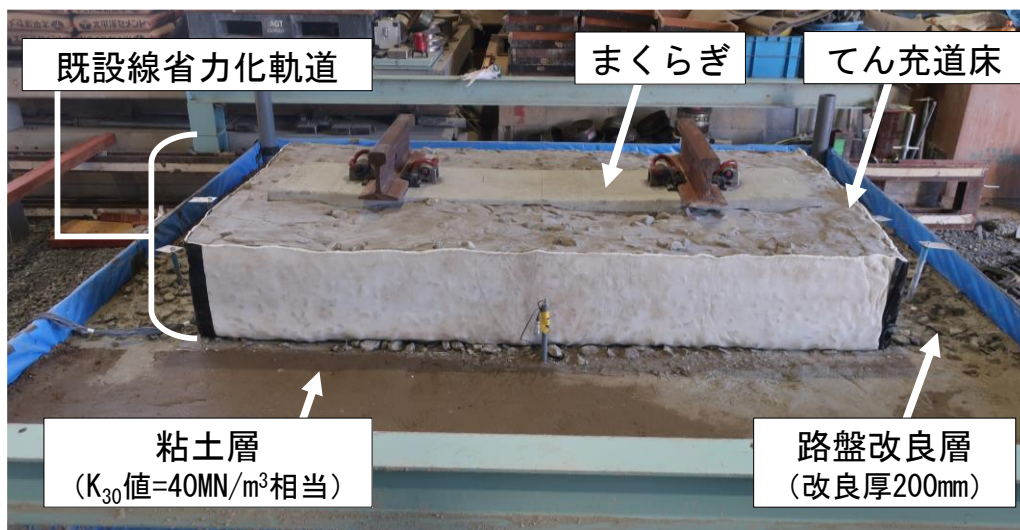
(d) 予備載荷後の軌道整備



(e) 路盤部へのグラウト材の充填



(f) 道床部へのグラウト材の充填



(g) 構築した実物大軌道模型

図 3.3.7 構築した実物大軌道模型

3.3.4 載荷試験の結果

載荷条件は、最小荷重 10kN～最大荷重 110kN（荷重の全振幅 100kN）、載荷周波数 5Hz、載荷回数 100 万回とした。実物大軌道模型の鉛直方向の変位は、図 3.3.6 に示した変位計で測定した。試験装置は総合路盤試験装置を用いた。最小荷重は試験装置の性能上、安定した繰返し載荷が可能で、試験結果に対する影響を極力小さくするため 10kN とした。

図 3.3.8 にまくらぎの載荷時および除荷時における変位と載荷回数の関係を示す。100 万回時の載荷時では西側が 2.3mm、東側が 2.0mm、除荷時では西側が 1.3mm、東側が 1.2mm であり、変位の全振幅（以下、変位振幅）は西側が 1.0mm、東側が 0.8mm であった。

図 3.3.9 にてん充道床天端の載荷時および除荷時における変位と載荷回数の関係を示す。100 万回時の載荷時では西側が 2.3mm、東側が 1.9mm、除荷時では西側が 1.3mm、東側が 1.1mm であり、変位振幅は西側が 1.0mm、東側が 0.8mm であった。まくらぎとてん充道床はグラウト材により固着しているため、概ね同程度の変形量となった。

図 3.3.10 にてん充道床側面の路盤改良層の上面付近における載荷時および除荷時における変位と載荷回数の関係を示す。100 万回時の載荷時では西側が 1.0mm、東側が 1.0mm、除荷時では西側が 0.5mm、東側が 0.5mm であり、変位振幅は西側が 0.5mm、東側が 0.5mm であった。これは、てん充道床側面付近で測定したことから、載荷により、路盤改良層にてん充道床が貫入するような塑性変形が生じたため、路盤改良層の端部の変位がてん充道床の変位と比較して 1mm 程度小さくなったものと考えられる。

図 3.3.11 に軌道中心位置の粘土層下面における載荷時および除荷時の変位と載荷回数の関係を示す。100 万回時の載荷時では北側が 0.8mm、南側が 0.8mm、除荷時では北側が 0.3mm、

南側が 0.2mm であり，変位振幅は北側が 0.5mm，南側が 0.6mm であった．本試験における粘土層以深の層は，繰返し荷重に対して弾性変形は生じるが，塑性沈下が生じない条件として設定したものの，結果的には 100 万回荷重で 0.3mm 程度の塑性沈下が生じた．

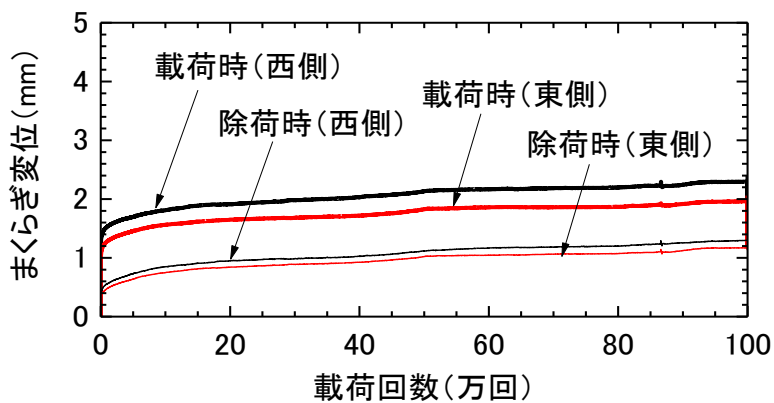


図 3.3.8 まくらぎ変位と荷重回数

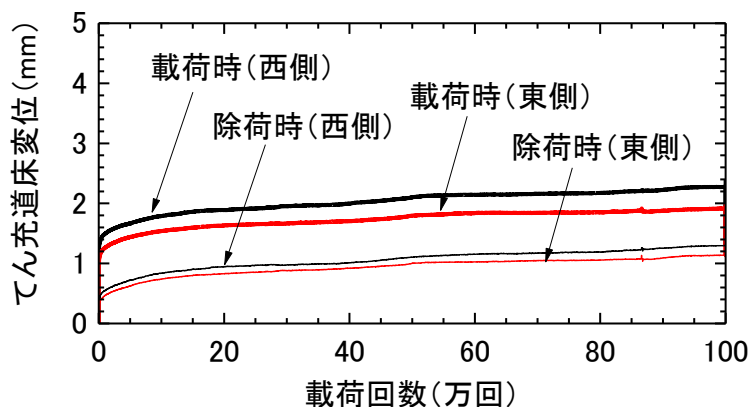


図 3.3.9 てん充道床変位と荷重回数

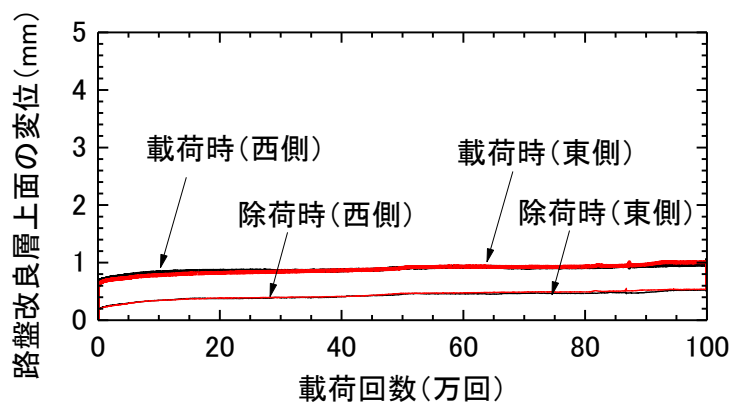


図 3.3.10 路盤改良層上面の変位と荷重回数

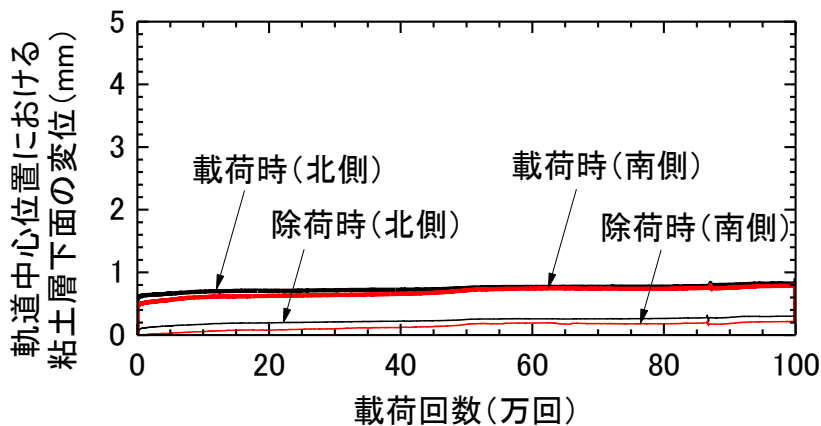


図 3.3.11 軌道中心位置における粘土層下面の変位と载荷回数

3.3.5 FEM 解析の妥当性の検証

FEM 解析モデルの妥当性を検証するため、前項 3.3.4 で述べた FEM 解析から得られた変位と 100 万回载荷時の各測定箇所の変位振幅を比較した。なお、試験結果の変位振幅は载荷初期から载荷 100 万回までほぼ一定であったことから、ここでは载荷 100 万回時の変位振幅を代表例として用いることとした。

図 3.3.12 に試験結果と解析結果の変位を示す。同図より、てん充道床側面付近における路盤改良層表面の変位は、試験結果よりも解析結果の方がやや大きくなった。これは、FEM 解析では路盤改良層が弾性体の板構造として変形したのに対し、载荷試験では路盤改良層にてん充道床が貫入する塑性変形が生じたことにより、除荷時の変位が貫入した分小さくなったことで変位振幅が小さくなった可能性が考えられる。その一方で、まくらぎおよびてん充道床の変位は概ね同程度となった。本検証より、路床に生じる鉛直応力を FEM 解析により把握できる見通しが得られた。

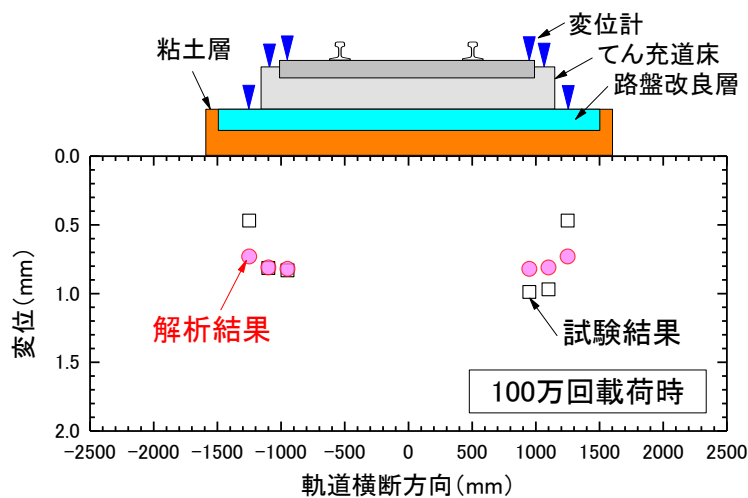


図 3.3.12 試験結果と解析結果の比較

3.4 粘土層における塑性沈下特性の評価

3.4.1 繰返し三軸圧縮試験の条件

粘土層に作用する鉛直応力から粘土層の沈下特性を推定できるようにするため、粘土層の構築に使用した粘性土の繰返し三軸圧縮試験を実施して、実物大載荷試験結果の検証を行った。なお、本実物大載荷試験は不飽和状態であるが、粘性土は載荷周波数が高いほど外部に排水されないと考えられるため、試験条件としては圧密非排水条件（CU）とした。

粘性土の供試体は、含水比調整した試料を5層に分けてモールド（φ50mm×h100mm）内で締め固めて作製した。供試体の含水比は、実物大軌道模型で構築した粘土層の含水比である23.0%（不飽和状態）とした。また、供試体の乾燥密度は、粘土層の構築時の目標とした締固め密度である1.6g/cm³とした。

試験条件は図3.4.1に示した載荷荷重15kPa、20kPa、25kPa、30kPaの計4ステップとし、拘束圧は路盤改良層直下に作用する既設線省力化軌道および路盤改良層の自重から求めた鉛直応力13kPaを基に15kPaと設定した。なお、本載荷条件とすることで、同一の供試体で評価するため試験結果のばらつきは小さくなる考えられる。また実際の既設線省力化軌道ではバラスト軌道の状態で1ヶ月程度運用してから充道床を構築するため、路床に作用する鉛直応力は高い状態から低い状態に移行することから、前のステップの荷重履歴があるものの、実際の現象よりも厳しい条件で評価することになると考えられる。各載荷ステップの載荷回数は1万回とし、載荷周波数は1Hzとした。

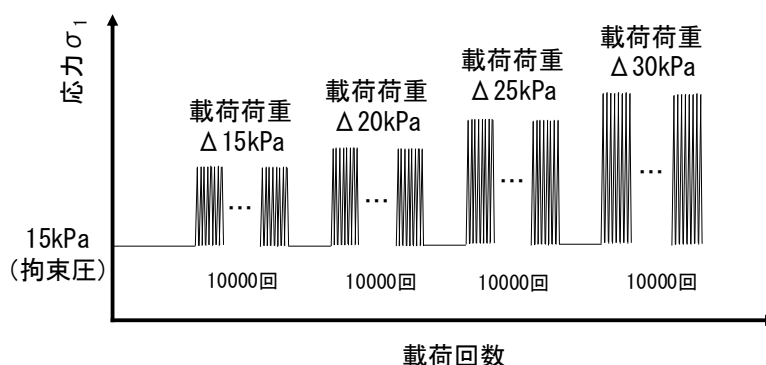


図 3.4.1 繰返し三軸圧縮試験条件の概要

3.4.2 繰返し三軸圧縮試験の結果

各載荷ステップにおける載荷回数と鉛直ひずみの関係を図3.4.2に示す。載荷1万回における載荷時の鉛直ひずみは、載荷荷重15kPaで0.3%、載荷荷重20kPaで0.7%、載荷荷重25kPaで1.0%、載荷荷重30kPaで1.3%であった。一方、除荷時の鉛直ひずみは、載荷荷重15kPaで0.2%、載荷荷重20kPaで0.5%、載荷荷重25kPaで0.8%、載荷荷重30kPaで1.1%であった。

本試験で用いた粘土層は、載荷荷重に対して載荷時および除荷時の鉛直ひずみは増加し

たことから、路盤改良により路床に作用する鉛直応力を低減することによって、既設線省力化軌道の塑性沈下を抑制できることが期待される。

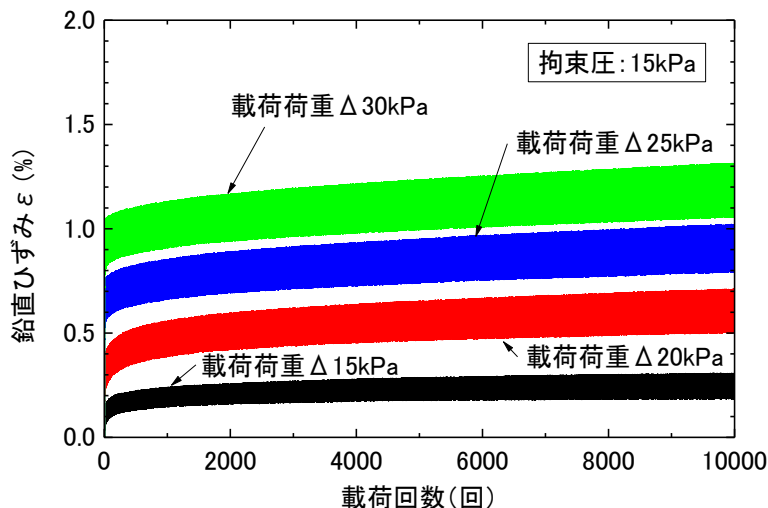


図 3.4.2 各載荷荷重における載荷回数とひずみの関係

3.4.3 実物大載荷試験との比較

実物大載荷試験と比較するにあたり、図 3.3.3 に示した FEM 解析結果より、粘土層表面の鉛直応力は 16kPa、下面での鉛直応力は 15kPa であったことから、載荷荷重 15kPa の繰返し三軸圧縮試験の結果を適用することとした。繰返し三軸圧縮試験の結果は、図 3.4.3 に示すとおり、載荷荷重 15kPa のケースにおける最大ひずみ（載荷時）および最小ひずみ（除荷時）の増加傾向を推定式により求め、各ひずみの推定式を延長することで実物大載荷試験の結果と比較することとし、各ひずみの推定式を基に粘土層厚 400mm に対する変位量を算出した。実物大載荷試験では、粘土層の変位を直接測定することができなかつたため、既設線省力化軌道および路盤改良層の塑性変形はほぼ生じないものと考え、載荷時および除荷時における東西のまくらぎ変位の平均に対し、粘土層下面における塑性沈下量を除いた値を用いた。

図 3.4.4 に実物大載荷試験のまくらぎ変位とひずみの推定式から算出した変位の比較を示す。載荷 100 万回時の変位は、実物大載荷試験の載荷時で 2.13mm、除荷時で 0.98mm であり、推定式の載荷時で 2.03mm、除荷時で 1.41mm であった。除荷時の変位は、推定式の方が実物大載荷試験よりも 30%程度大きかったものの、載荷時の変位は、実物大載荷試験と推定式は概ね同程度であった。実物大載荷試験の除荷時の変位が推定式の変位と乖離した理由として、粘土層の異方性が影響して除荷時における水平方向の拘束状態が、等方で拘束圧を設定した繰返し三軸試験の拘束状態と異なった可能性が考えられる。

多くの鉄道事業者は、列車に搭載した検測装置により、列車の走行とともに軌道状態を検測し、列車の走行安全性を評価している。すなわち、列車荷重が作用した際の軌道の歪みを

評価していることとなる。本検討では、除荷時における実物大載荷試験結果と推定式の変位量よりも、列車荷重を想定した載荷時の方が一致したことから、実務上で本推定手法が適用できる可能性は高いと考えられる。したがって、本検討より、既設線省力化軌道の沈下量の評価に、繰返し三軸圧縮試験の結果から求めたひずみの推定式を適用できる見通しが得られた。

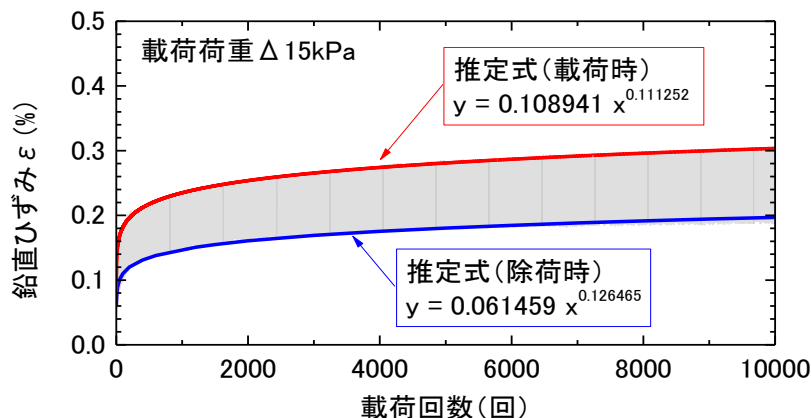


図 3.4.3 載荷時および除荷時の推定式の概要

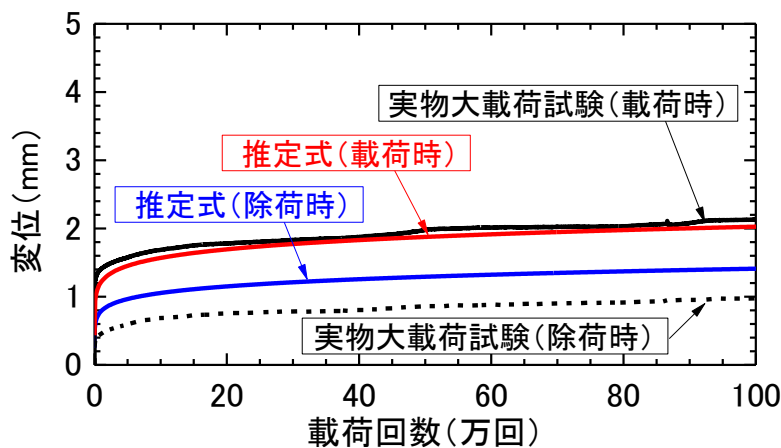


図 3.4.4 実物大載荷試験と推定式の変位の比較

3.4.4 路床に作用する任意の鉛直応力状態におけるひずみの推定式の選定方法

適切な路盤改良厚を選定するにあたり、実務上任意の路床に作用する鉛直応力から鉛直ひずみの推定式を選定する必要がある。そこで、ステップ載荷を行った繰返し三軸圧縮試験の結果から任意の鉛直ひずみの推定式の選定方法を前項 3.4.2 の繰返し三軸圧縮試験の結果 (図 3.4.2) を用いて検討した。

まず、図 3.4.3 に示したとおり、荷重条件 15kPa と同様に、20kPa、25kPa および 30kPa における推定式を求める。なお、前項 3.4.3 の比較結果より、載荷時の変位量が概ね一致した

ことから、ここでは載荷時のひずみを用いて検討した。次に、各載荷条件における推定式 $Y=aX^b$ から、任意の各荷重条件（路床に作用する鉛直応力）における「a」および「b」の係数を同定した推定式を作成する（図 3.4.5 および図 3.4.6）。この方法により、ステップ載荷を行った繰返し三軸圧縮試験の結果から任意の荷重条件におけるひずみの推定式を選定することが可能となる。

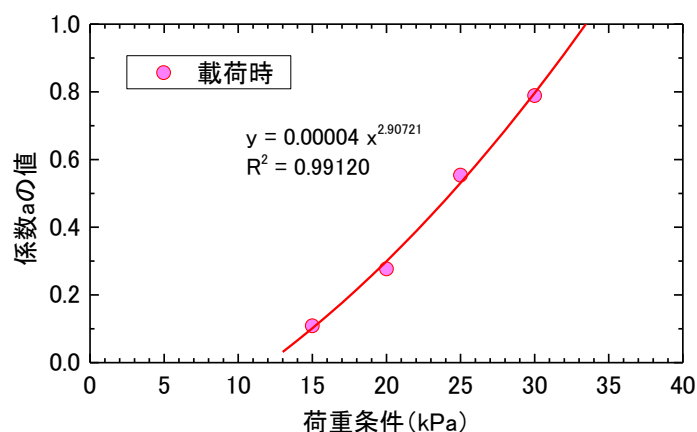


図 3.4.5 係数 a の値と荷重条件の関係

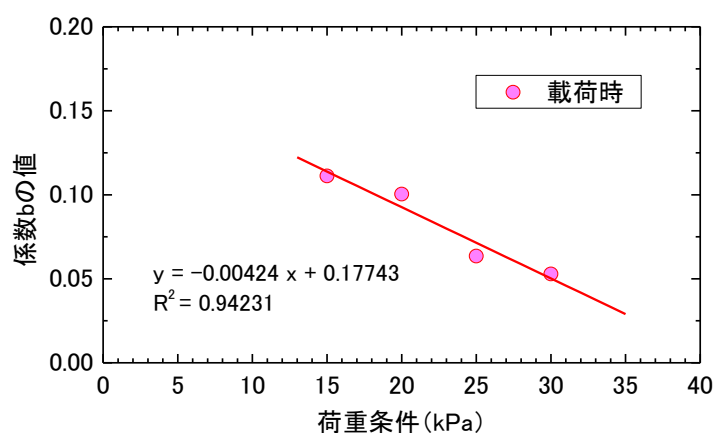


図 3.4.6 係数 b の値と荷重条件の関係

3.4.5 沈下量の推定方法

前節で得られた知見を基に、既設線省力化軌道に路盤改良を適用した場合の路盤改良効果を評価した。なお、供用期間中における既設線省力化軌道の変位量の算出には、下記の列車条件を設定することとした。

- 1日の列車本数：250本
- 1編成の車両数：10両編成
- 1車両の軸数：4軸

- 1日の車軸通過回数：10000回/日（250×10×4）
- 1年間の車軸通過回数：365万回/年

本評価で設定した原地盤は、路盤表面から深さ1500mmまで K_{30} 値が 40MN/m^3 の軟弱な層（以下、軟弱層）が存在し、深さ1500mm以深で K_{30} 値が 110MN/m^3 の高い剛性となる路床を有する条件として、路盤表面から深さ1500mmまでの軟弱層の塑性変形により沈下が生じると仮定した。

軟弱層の沈下特性は、3.4.2の繰返し三軸圧縮試験の結果を用いることとし、図3.4.5および図3.4.6に示す荷重条件15kPa、20kPa、25kPaおよび30kPaの推定式 $Y=aX^b$ から求めた、「a」および「b」の係数と荷重条件（路床に作用する鉛直応力）の関係からより、列車荷重作用時（載荷時）の変位量を推定した。

本評価で用いる解析モデルを図3.4.7に示し、表3.3.5に示した物性値を用いて解析した。列車荷重は、3.3.1節の軌道全体モデルと同じく軸重200kNとした。解析は、路盤改良を適用しない場合、路盤改良厚150mm、200mmおよび250mmの計4ケース実施した。なお、路盤改良層は、軟弱層（層厚1500mm）を掘削して構築するため、例えば、路盤改良厚150mmの場合では軟弱層の層厚は1350mmとなる。

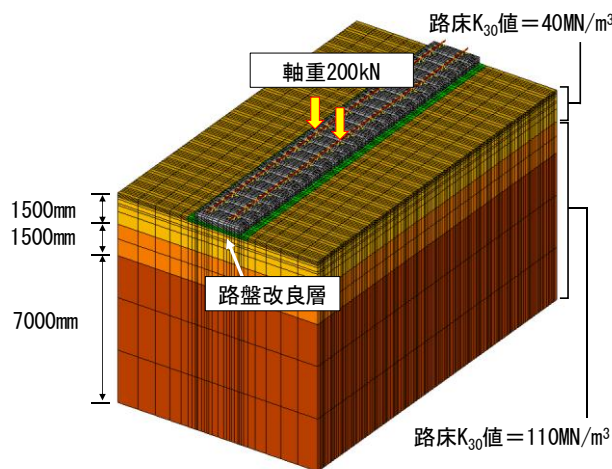


図 3.4.7 解析モデル

表 3.3.5 解析で用いた物性値

部材	弾性係数(N/mm ²)	ポアソン比
PCまくらぎ	35000	0.17
てん充道床	12000	0.2
路盤改良層	1000	0.3
路床 K_{30} 値=40MN/m ³	深さ0-1.5m 24.4	0.3
路床 K_{30} 値=110MN/m ³	深さ1.5-3m 67 深さ3-10m 134	0.3

解析で得られた路床に作用する鉛直応力を図 3.4.8 に示す。なお、路床に作用する鉛直応力は、図 3.3.3 に示したとおり、てん充道床の隅角部付近で大きい値を示すことから、本評価では、路盤改良を適用しないケースではてん充道床幅（2300mm）、路盤改良を適用したケースでは路盤改良幅（3000mm）で生じた鉛直応力の平均値を用いることとした。路床に作用する鉛直応力は、路盤改良を適用しないケースで 22.16kPa、路盤改良厚 150mm で 17.15kPa、200mm で 16.04kPa、250mm で 15.22kPa であった。

図 3.4.9 に軌道中心における深さ方向の路床に作用する鉛直応力を示す。同図より、例えば、路盤改良厚 150mm のケースでは、路盤改良層下の位置（深さ 150mm）で 15.90kPa、深さ 1500mm で 13.32kPa となり、改良層直下に対する路床の鉛直応力は深さ 1500mm において 16.2%減少した。このように、各ケースの深さ 1500mm における鉛直応力の低減率は、路盤改良なし（路盤面に対し）で 16.1%、路盤改良厚 200mm で 15.7%、250mm で 15.6%となった。各ケースにおける鉛直応力の低減率は比較的小さく概ね同程度であったことから、本評価では、軟弱層の変位量を推定する際に用いる鉛直応力は、深さ方向に均一に作用するものと仮定することとした。

上記の解析結果を基に、列車条件および任意の各荷重条件（路床に作用する鉛直応力）におけるひずみの推定式から、既設線省力化軌道の変位量を求めた。図 3.4.10 に各解析ケースにおいて供用期間に生じる既設線省力化軌道の変位の比較を示す。同図より、例えば、供用 30 年後における変位は、路盤改良なしで 27.8mm、路盤改良厚 150mm で 17.1mm、200mm で 13.8mm、250mm で 11.1mm であった。これより、路盤改良を適用することで、供用 30 年後における既設線省力化軌道の変位は、路盤改良厚 150mm で 38%程度、200mm で 50%程度、250mm で 60%低減する結果となった。

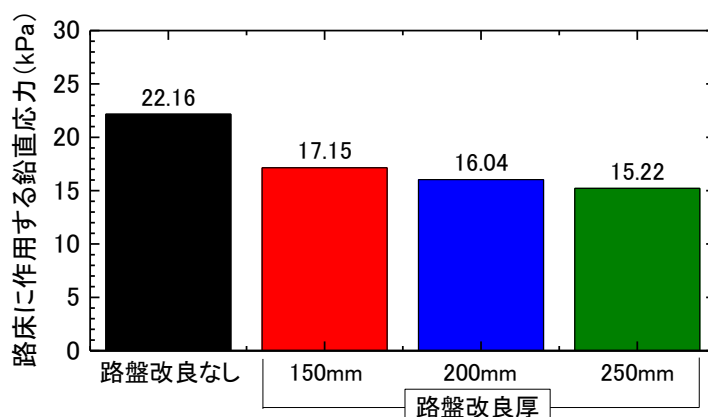


図 3.4.9 各ケースの路床に作用する鉛直応力

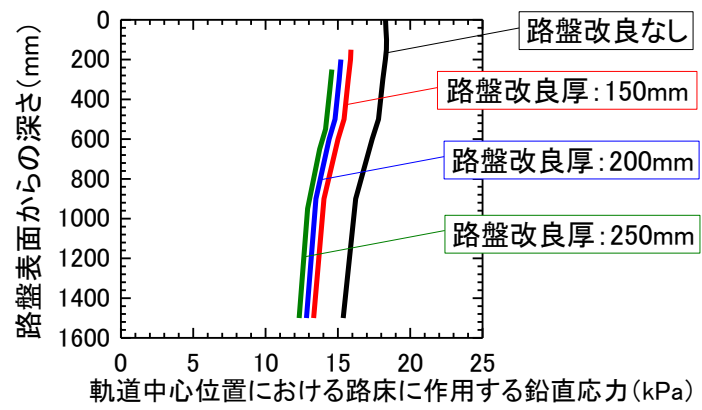


図 3.4.9 深さ方向の路床に作用する鉛直応力

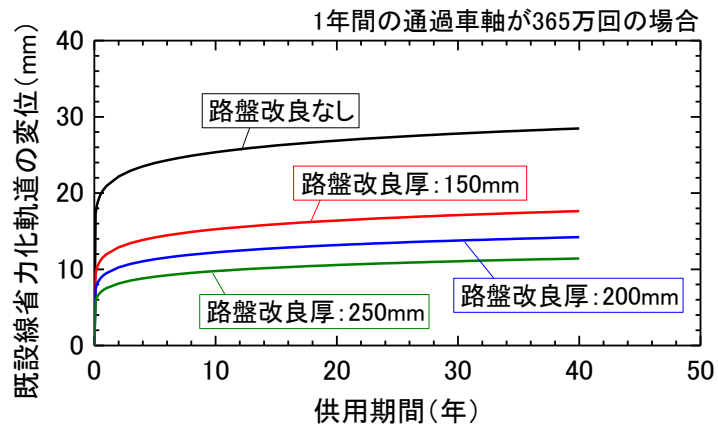


図 3.4.10 各条件における供用期間中に生じる既設線省力化軌道の変位の比較

3.5 地下水位と沈下特性の関係

3.5.1 検討概要

地下水位と沈下特性の関係を評価するため、実物大軌道模型の粘土層の含水比を増加させて地下水位の上昇を模擬した状態で載荷試験を行った。表 3.5.1 および図 3.5.1 に試験ケースを示す。各試験ケースの載荷回数は、限られた試験期間の中で設定したため、試験ケースによって異なる。case1 は、3.3 で示した載荷試験であり、他の試験ケースの載荷条件も case1 と同じ、最小荷重 10kN～最大荷重 110kN（荷重の全振幅 100kN）、載荷周波数 5Hz である。

想定した地下水位の高さは、路盤面からの深さ-500mm、-300mm、-200mm および-0mm（路盤表面位置）とし、路盤面から深さ-500mm および-300mm では図 3.5.2 に示す注水管から、深さ-200mm および-0mm では注水管および注水孔から注水した。注水量は、想定した深度の範囲における粘土層の飽和度が 100%となるように算定した。

表 3.5.1 試験ケースの一覧

試験ケース	路盤表面位置からの地下水位の高さ	載荷回数
Case1	なし	100万回
Case2-1	-500mm	40万回
Case2-2	-300mm	30万回
Case2-3	-200mm	30万回
Case2-4	0mm	60万回

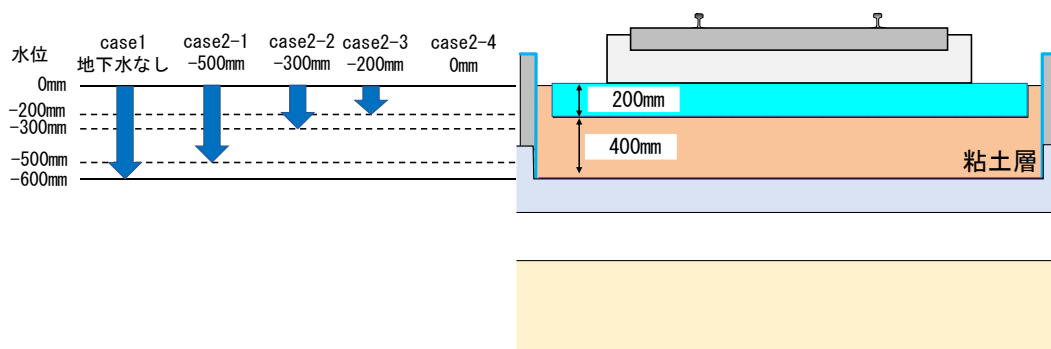


図 3.5.1 各試験ケースで想定した地下水位の高さ

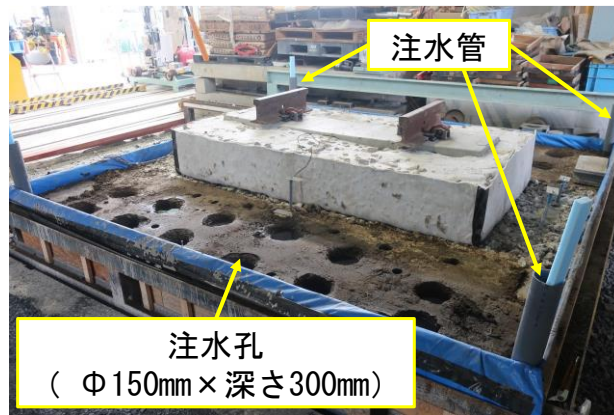


図 3.5.2 に注水管および注水孔

3.5.2 粘土層内部の含水比と沈下量の関係

表 3.5.2 に各試験ケースの含水比測定結果を示す。同表より、case1 載荷前の平均含水比は、23.4%（飽和度 94.2%）であり、もともと含水比が高い状態であったため、case2 以降における注水による含水比の増加は微小であった。最終的に、case2-4 載荷後では含水比 24.2%（飽和度 97.4%）であった。

図 3.5.3 に各試験ケースにおけるまくらぎ変位の関係を示す。同図より、case2-1, case2-2, case2-3 の平均含水比は、case1 の平均含水比 23.4%よりも若干低かったものの、まくらぎ変位量は微増した。また、case2-4 の平均含水比は 24.2%と試験ケース中に最も高くなった。粘土層内の含水比測定の精度やばらつきがあると考えられるものの、地下水位が高くなるとまくらぎ変位量は増加する傾向を示した。

表 3.5.2 含水比測定の結果

採取深さ (mm)	層構成	含水比 (%)				
		Case1	Case2-1	Case2-2	Case2-3	Case2-4
		載荷前	載荷前	載荷前	載荷前	載荷後
0~100	路盤改良層 (200mm)	21.6	20.7	20.9	21.7	23.9
100~200		23.8	22.2	22.2	23.2	25.7
200~300	粘性土層 (400mm)	26.0	21.8	23.1	23.5	24.2
300~400		25.8	24.1	22.7	24.0	23.2
400~500		21.5	20.6	22.0	20.4	25.3
500~600		22.0	23.0	22.2	23.2	23.2
平均含水比		23.4	22.1	22.2	22.7	24.2
設定した地下水位より 上の含水比の平均値		23.4	21.9	22.1	22.4	—
設定した地下水位より 下の含水比の平均値		—	23.0	22.3	22.8	24.2

路盤面：深度 0mm，青網掛け：想定した地下水位

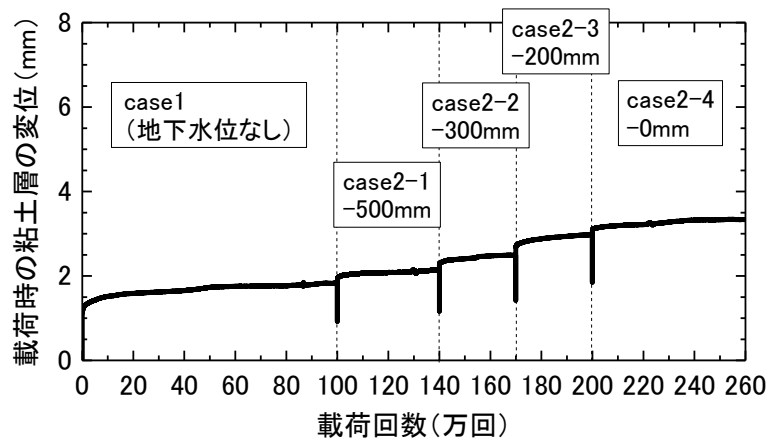


図 3.5.3 各試験ケースにおける載荷時の粘土層の変位

3.5.3 含水比とひずみの関係

地下水が高い場合における路床の沈下特性を検討するため、3.4で示した粘性土の繰返し三軸圧縮試験と同様の方法により、含水比25%（飽和度100%）における粘土層の構築に用いた荒木田粘土の変形特性を評価した。

図3.5.4に載荷ステップ15kPaにおける含水比23%および25%の最大ひずみを示す。同図より、含水比25%の方が含水比23%よりも1.6倍程度最大ひずみは大きい結果となった。

以上の検討より、地下水位が高い場合には、排水設備設置の検討が必須であるが、季節によって地下水位が変化する箇所では、現地路床土の飽和度100%の状態で行う繰返し三軸圧縮試験により、常時地下水位が高い状態と仮定した場合の沈下量により検討を行うことが良いと考えられる。

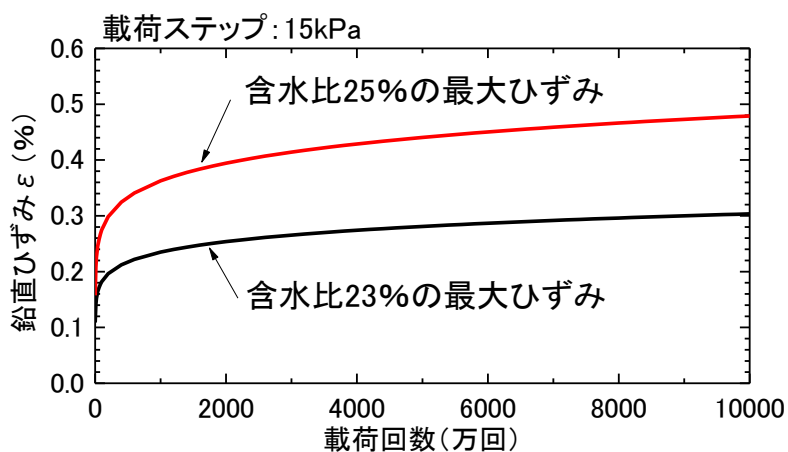


図 3.5.4 載荷ステップ 15kPa における含水比 23%と含水比 25%の最大ひずみの比較

3.6 てん充道床の曲げ疲労強度の評価

既設線省力化軌道を構成するてん充道床は、一般的にプレパックドコンクリートに該当する。これまでの既往の研究²⁴⁾より、プレパックドコンクリートには普通骨材を用いたコンクリートの曲げ疲労破壊式を適用できることから、コンクリートの曲げ疲労強度の評価方法を準拠して行うこととした。既設線省力化軌道は、グラウト材を充填してから約2時間程度から列車が通過するが、本検討では長期における曲げ疲労強度を評価するため、一般的に行われている材齢28日で行うこととした。

本検討では、材齢28日におけるてん充道床の疲労破壊の耐久性を評価するため、てん充道床の曲げ試験および曲げ疲労試験を行った。

3.6.1 てん充道床の曲げ強度特性

(a) 曲げ試験

曲げ試験で用いる供試体の寸法は、てん充道床厚200mmであることから、高さ200mm×幅200mm×長さ800mmとした(図3.6.1)。供試体は、型枠にバラストを実物大軌道模型と同様に密度 1.6g/cm^3 で敷詰め、表3.3.4に示したグラウト材を充填して3本作製した。養生は、気中で28日間行った。曲げ試験の荷重条件を図3.6.2に示す。

曲げ試験は2回行い、その最大荷重の平均値を曲げ破壊荷重とした。荷重条件は、荷重スピード 25kN/min の荷重制御方式とした。曲げ試験の結果を表3.5.1に示す。同表より、最大荷重の平均値から求めた破壊荷重 P_b は 15.67kN であり、曲げ強度は 1.2MPa であった。図3.6.3に曲げ試験の破壊状況を示す。同図より、荷重点間にてひび割れが生じていることを確認した。

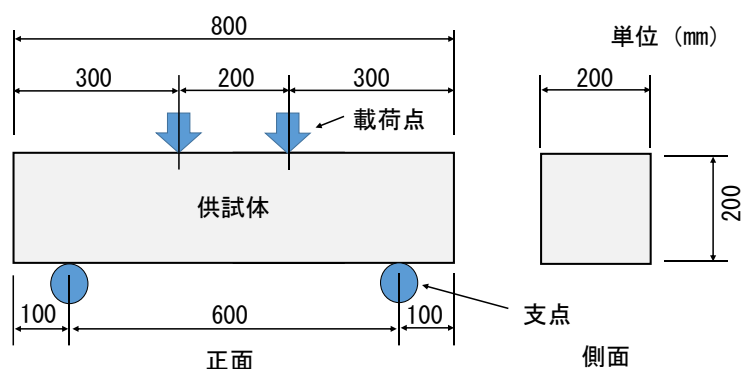
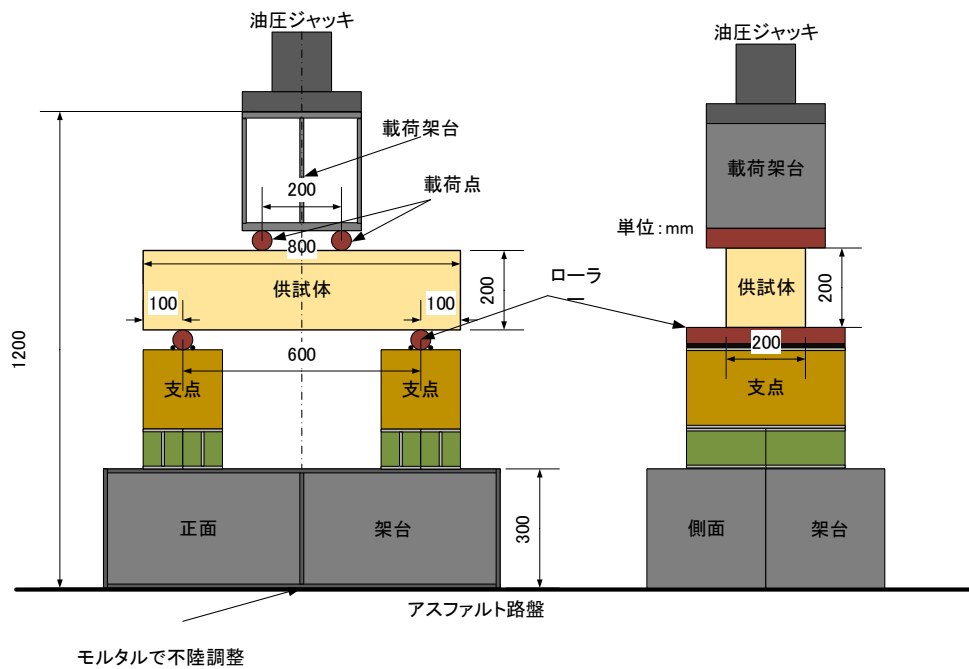


図3.6.1 供試体の寸法



(a) 荷況



(b) 荷台の概要

図 3.6.2 曲げ試験の荷況条件

表 3.6.1 曲げ試験の結果

供試体No.	最大荷重 kN	破壊荷重 kN
1	14.61	15.67
2	16.73	



(a) 供試体 No.1



(b) 供試体 No.2

図 3.6.3 曲げ試験供試体の破壊状況

(b) 曲げ疲労試験

曲げ疲労試験で用いる供試体は、前述した曲げ試験と同じ寸法、作製方法および養生条件で作製した。試験条件は表 3.6.2 に示すとおり、目標とする破壊応力比が 0.9, 0.75 および 0.65 となるように荷重振幅 P を設定した。コンクリート製の供試体に対して衝撃を加えない状態におけるひずみ速度 $10^{-1}/\text{sec}$ 以下となる繰返し载荷試験は、静的試験に準じて行うことができるとの既往の知見²⁵⁾を踏まえ、限られた期間で供試体が破壊する回数を把握するために試験装置の性能を考慮して荷重周波数は 20Hz とした。なお、本荷重条件におけるひずみ速度は $10^{-3}/\text{sec}$ レベルである。最小荷重は、全ての試験ケースにおいて、安定した繰返し载荷が可能で、試験結果に対する影響が極力小さくなるよう、1.0kN とした。本試験では、供試体寸法を実際のまくらぎ下のてん充道床厚さと同じとし、試験数は各ケース 1 本とした。本試験の供試体は、表 3.6.1 に示した結果を踏まえると、曲げ強度で 7%程度のばらつきがあると考えられ、これらが疲労強度に影響を与える可能性がある。

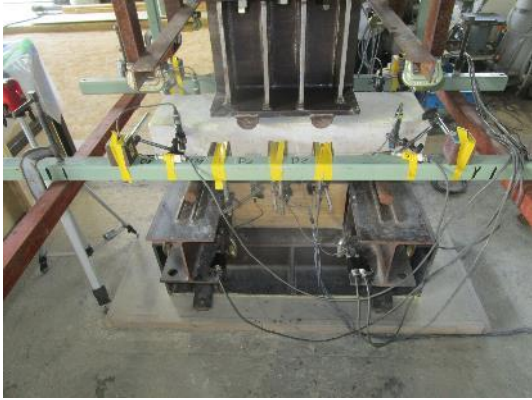
曲げ疲労試験の結果を表 3.6.3 に示す。同表より、供試体 No.1 (破壊荷重比 0.90) では破壊した繰返し载荷回数が 280 回、供試体 No.2 (破壊荷重比 0.75) では 526,200 回、供試体 No.3 (破壊荷重比 0.65) では 12,200 回であった。供試体 No.2 よりも破壊荷重比が小さい供試体 No.3 の方が破壊回数は小さくなった。その理由として、試験数が各 1 本のため供試体のばらつきの影響が含まれている可能性も考えられる。図 3.6.4 に曲げ疲労試験の破壊状況を示す。

表 3.6.2 曲げ疲労試験の条件

供試体 No.	破壊荷重比 P/Pb	最小荷重 P_{min} (kN)	最大荷重 P_{max} (kN)	载荷周波数 (Hz)
1	0.90	1.0	15.0	20
2	0.75	1.0	13.0	
3	0.65	1.0	11.0	

表 3.6.2 曲げ疲労試験の結果

供試体 No.	破壊荷重比	破壊繰返し载荷回数
1	0.90	280
2	0.75	526,200
3	0.65	122,000



(a) 荷重前の供試体



(b) 供試体 No.1



(c) 供試体 No.2



(d) 供試体 No.3

図 3.6.4 曲げ疲労試験供試体の破壊状況

3.6.2 てん充道床の曲げ疲労強度特性

前項 3.5.1 の曲げ疲労試験より求めた破壊した繰返し荷重回数および荷重振幅を基に、「鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造²⁶⁾」に示されているコンクリートの疲労破壊の推定式との関係性を比較した。疲労破壊の推定式は式 (3.1) より求め、曲げ強度の算出は式 (3.2) より求めた。

図 3.6.5 に曲げ試験および曲げ疲労試験の結果と疲労破壊の推定式から得られた破壊回数と荷重振幅の関係を示す。同図より、曲げ疲労試験の結果は、疲労破壊の推定式と概ね一致した。従って、てん充道床の疲労破壊特性は、コンクリートの疲労破壊の推定式を適用できることを確認した。

$$f_{\text{crd}} = k_{\text{cr}} \cdot f_{\text{k}} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{\text{min}}}{f_{\text{k}}}\right) \cdot \left(1 - \frac{\log N}{K}\right) / \gamma_{\text{c}} \quad \text{式 (3.1)}$$

ここに,

f_{crd} : コンクリートの疲労強度

f_k : コンクリートの強度特性 (曲げ試験の結果から f_b を設定)

K : 17

k_{cr} : 1.0 (曲げ引張りの場合)

σ_{min} : 最小応力 (0 と設定)

N : 疲労寿命(回)

γ_c : コンクリートの材料係数 (設計では 1.3 だが, 強度予想では 1.0 と設定)

$$f_b = \frac{P_b \cdot L}{Bh^2} \quad \text{式 (3.2)}$$

ここに,

f_b : コンクリートの曲げ強度

P_b : コンクリートの破壊荷重 (曲げ試験の結果から設定)

L : 支点間距離

B : 供試体の幅

h : 供試体の高さ

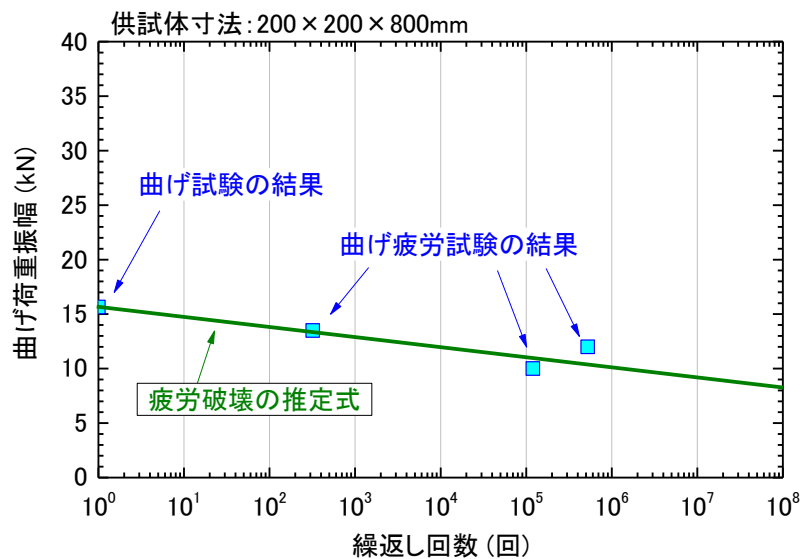


図 3.6.5 曲げ荷重振幅と繰返し回数の関係

3.7 第3章の結論

本章では、実物大載荷試験、路床土の繰返し三軸試験およびてん充道床の曲げ疲労試験を行った結果、以下に示す知見が得られた。

- ・ 載荷 100 万回時の実物大載荷試験の結果と FEM 解析を比較した結果、てん充道床側面付近での路盤改良層の変位は試験結果よりも解析結果の方がやや大きくなったものの、概ね既設線省力化軌道の変位を再現できた。これにより、路盤改良を適用した既設線省力化軌道の弾性的な応答を評価できると考えられる。
- ・ 繰返し三軸圧縮試験結果から求めたひずみの推定式を用いて、実物大載荷試験の変位と比較した結果、除荷時の変位は、推定式の方が実物大載荷試験よりも 30%程度大きかったものの、載荷時の変位においては、実物大載荷試験と推定式は概ね同程度であった。
- ・ 載荷荷重を段階的に上げた繰返し三軸圧縮試験結果から、各載荷荷重におけるひずみの推定式 $Y=aX^b$ を構成する係数 a および係数 b について、それぞれの係数の値と載荷荷重の関係から求めた近似式を用いることで、任意の載荷荷重におけるひずみの推定式を求められることがわかった。
- ・ 地下水位が高い場合には排水設備設置の検討が必須であるが、季節によって地下水位が変化する箇所では、現地路床土の飽和度 100%の状態で行う繰返し三軸圧縮試験により、常時地下水位が高い状態と仮定して安全側で設計を行う必要がある。
- ・ 曲げ疲労試験により、てん充道床の疲労破壊特性を評価した結果、てん充道床の疲労破壊特性の推定に、コンクリートの疲労破壊の推定式を適用できることを確認した。

第4章 営業線における既設線省力化軌道用路盤改良の試験施工

4.1 試験施工の概要

本研究で開発した路盤改良工法の改良効果を検証するため、営業線の既設線省力化軌道において試験施工を実施した。本試験施工は、既設線省力化軌道が既に敷設されている営業線において、敷設されている既設線省力化軌道を撤去し、既設線省力化軌道の再構築と併せて、開発したグラウト充填路盤改良工法（あと充填方式）を敷設した。

既設線省力化軌道に路盤改良を敷設するにあたり、まず事前調査として原地盤剛性の測定および繰返し三軸試験から現地路床材の沈下特性を評価した。次に、事前調査から得られた結果を基に路盤改良厚を設計した。路盤改良厚の設計では、3章で得られた知見を基に、路床土の塑性沈下およびてん充道床の疲労破壊が設計供用期間を満足する条件とすることとした。設計条件を以下に示す。

- ・期待する路盤改良の効果：供用20年で軌道沈下量16mm以内
- ・路盤改良箇所における年間通トン数：3900万トン
- ・列車速度：90km/h
- ・列車条件
 - 旅客列車：静止輪重110kN
 - 貨物列車：静止輪重165kN
 - 列車本数：旅客列車293本/日、貨物列車2.6本/日（1週間に18本より算出）
（旅客列車：10両編成221本/日、15両編成72本/日）

4章では、営業線における試験施工により、2章および3章で検討した既設線省力化軌道用の路盤改良における「施工方法」および「設計手法」を検証した。

本試験施工は、図4.1.1に示す既設線省力化軌道用の路盤改良の敷設手順に従って実施した。各実施項目に関する詳細説明を以下に示す。

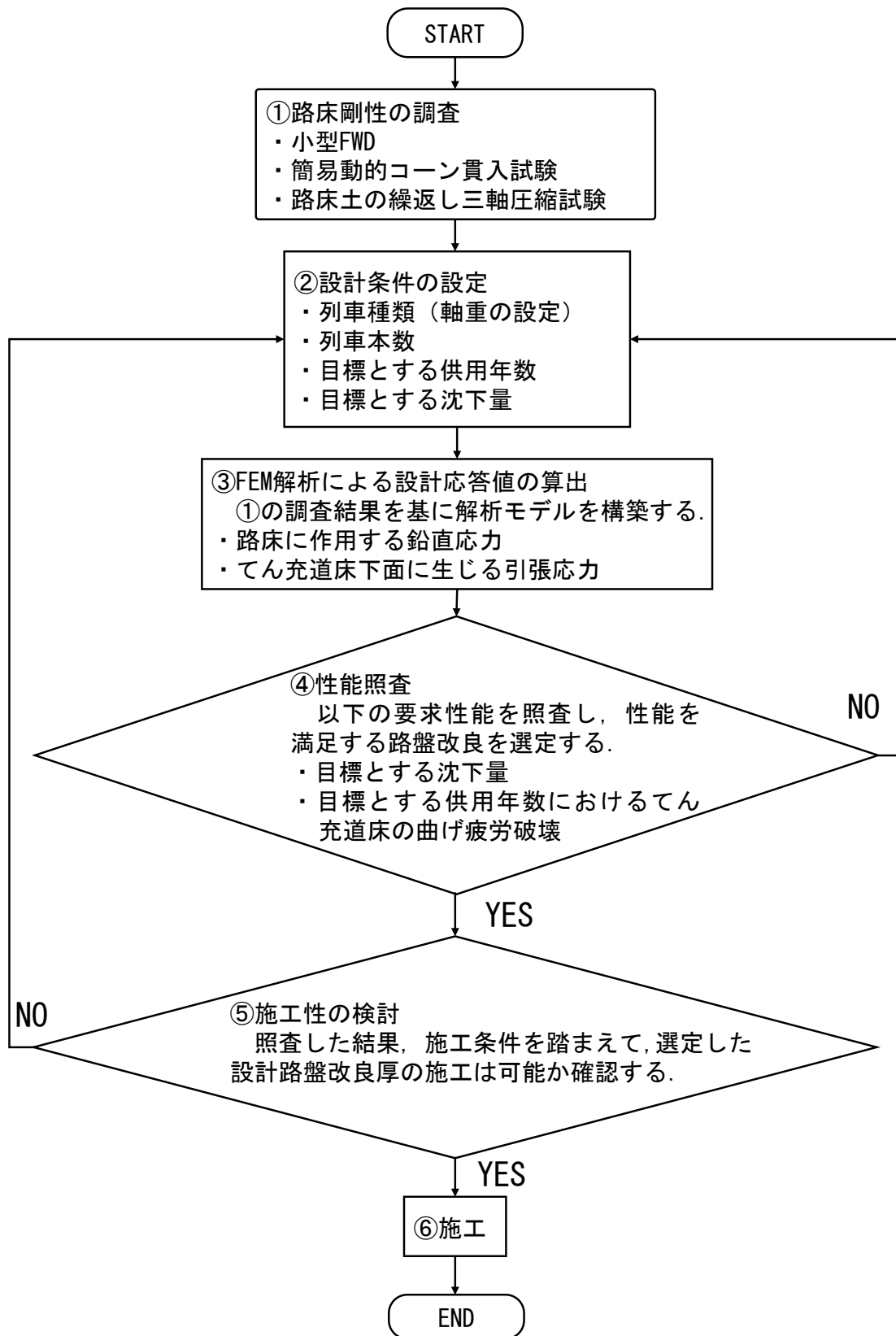


図 4.1.1 既設線省力化軌道用の路盤改良の敷設手順

① 路床剛性の調査

路盤改良を実施予定箇所の路床剛性を調査する。調査では、小型 FWD および簡易動的コーン貫入試験および路床土のサンプリングを行う。小型 FWD および簡易動的コーン貫入試験より、路床剛性を求める。また、サンプリングした路床土の繰返し三軸圧縮試験を行い、任意の載荷荷重におけるひずみの推定式を求める。併せて、路床の掘削時に地下水位の状況を確認し、地下水位が路盤表面から深さ 500mm 以内に存在する場合には排水設備を設ける。

② 設計条件の設定

列車条件として、通過列車の種類（軸重の設定）、一日の列車本数を設定する。路盤改良後に期待する効果として、目標とする供用年数および沈下量を設定する。

③ FEM 解析による設計応答値の算出

①路床剛性の調査結果を基に、解析モデルを作成し、設計応答値である路盤改良を適用した場合の路床に作用する鉛直応力およびてん充道床下面に生じる引張応力を求める。

④ 性能照査

③の FEM 解析で求めた設計応答値を用いて、②で設定した目標とする供用年数を満足するのかわかる。照査の結果、沈下量およびてん充道床の疲労破壊ともに満足する路盤改良厚を設計路盤改良厚として選定する。なお、沈下量およびてん充道床の疲労破壊ともに満足しない場合は、②の設計条件である路盤改良に期待する効果を見直す。

⑤ 施工性の検討

実際の施工条件を踏まえて、②の設計条件を選定した設計路盤改良厚が施工可能であるか確認する。施工できない場合は、②の設計条件である路盤改良に期待する効果を見直す。

⑥ 施工

決定した改良厚の路盤改良層を敷設するため、既設線省力化軌道の敷設工事と同時にグラウト充填路盤改良工法（あと充填方式）を適用する。

4.2 原地盤剛性の調査

試験施工箇所の詳細な場所は非公開とするが、施工箇所は隅田川周辺の平地よりも高台に位置し、東西の尾根に挟まれた沢筋であり、当該箇所は関東ローム層上に敷設された線路である。

原地盤剛性の調査では上下線間において、簡易動的コーン貫入試験、小型 FWD 試験および路床土の繰返し三軸試験用供試体のサンプリングを実施した。本調査は、道床尻付近の路盤表面にバラストの貫入層を確認したため、軌陸バックホウを用いてバラストの貫入層がない深さまで掘削し、路盤表面から深さ 220mm および 470mm の位置から簡易動的コーン貫入試験および路床土のサンプリングを実施した（図 4.2.1 および図 4.2.2）。なお、路盤表面から深さ 470mm の路床状態を確認し、地下水の滲み出しや含水比が高い路床土は確認されなかった。小型 FWD 試験は路盤表面から 220mm のみ実施した。

路盤表面から深さ 220mm および 470mm で実施した簡易動的コーン貫入試験の結果（路盤表面から深さ 220mm：試験①，路盤表面から深さ 470mm：試験②）を図 4.2.3 に示す。同図より、試験①と試験②の結果は、概ね一致したことから、試験②の結果を用いて深さ方向の地盤反力係数 K_{30} 値を評価することとした。路盤表面から 2500mm まで N 値 2 程度の層が存在し、2600mm 以深は N 値 4 以上であった。このように路床の範囲において N 値 4 以下の層がある条件で省力化軌道を新設する場合には、路床改良が必要と判断される。なお、試験①の 2600mm 以深の結果は、2600mm 試験時にロッド先端が礫にあたったと考えられ、それ以上貫入しなかったため、簡易動的コーン貫入試験方法に則り試験を中断した。小型 FWD 試験の結果は、 K_{30} 値が 54MN/m^3 であり、簡易動的コーン貫入試験結果と比較すると大きかった。

試験②の結果から求めた換算 N 値を基に、式 (1.7)¹²⁾ を用いて K_{30} 値を推定した（図 4.2.5）。同図より、深さ 2500mm までの軟弱層の K_{30} 値は 20MN/m^3 前後であり、2500mm 以深の K_{30} 値は最大で 100MN/m^3 程度、平均で 60MN/m^3 程度であった。

採取した路床土に対して土質試験を実施した結果、自然含水比 w_n 47.7%、飽和度 S_r 78.8%、塑性指数 I_p 32.4 であり、塑性指数が比較的高いことから、雨水による含水比の上昇で強度低下する可能性が懸念される。その一方で、調査時期が 2020 年 6 月上旬で、梅雨の時期であることから、一年を通して必ずしも飽和度が低い状態ではないことが考えられる。

$$K_{30} \text{ 値} = 2.2 \times (2.5 \times \text{換算 N 値}) \div 0.4948 \quad (1.7)$$

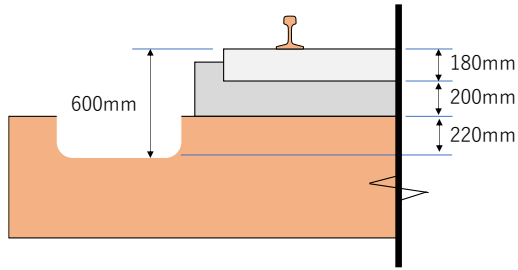


図 4.2.1 路盤表面から 220mm の調査

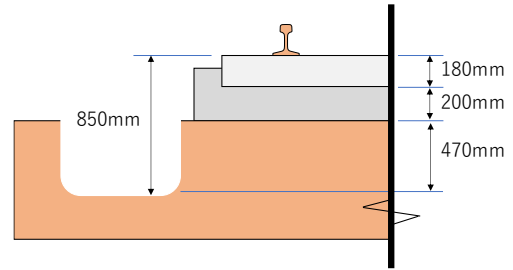


図 4.2.2 路盤表面から 470mm の調査

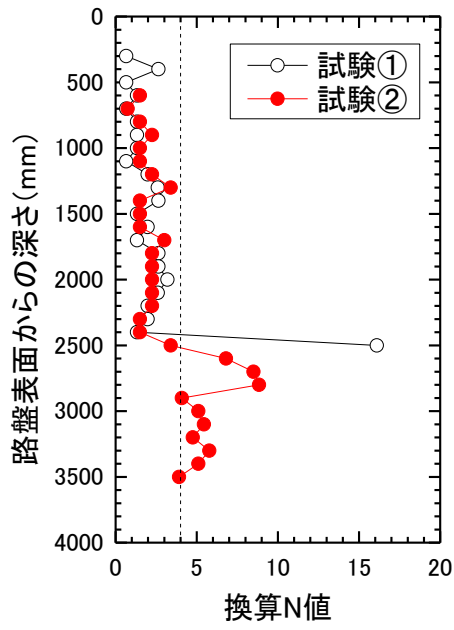


図 4.2.5 換算 N 値

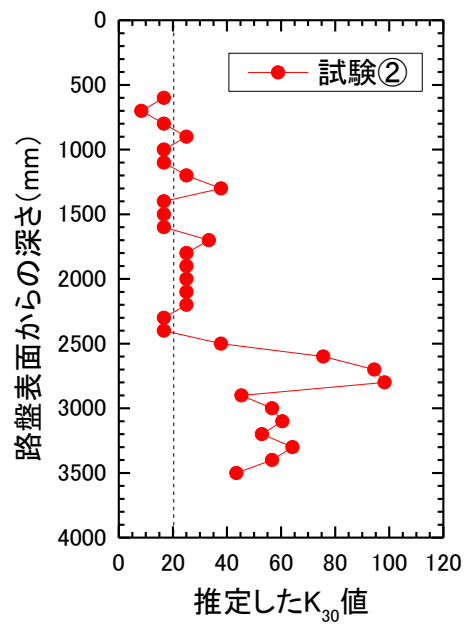


図 4.2.6 推定した K_{30} 値

4.3 繰返し三軸試験による路床土の沈下特性の評価

調査時に採取した不攪乱試料を用いて自然含水比 $w_n 47.7\%$ にて繰返し三軸試験 (CU) を実施した。試験条件は路床土に作用する鉛直応力 (載荷荷重) を想定して 15kPa, 20kPa, 25kPa の計 3 ステップとし, 拘束圧は 3.4 節を参考に, 実際に既設線省力化軌道の直下における路床に作用する鉛直応力を考慮して 15kPa と設定した。各載荷ステップの載荷回数は 5 万回とし, 載荷周波数は 1Hz とした。

鉛直応力 15kPa の試験結果を図 4.3.1 に, 20kPa を図 4.3.2 に, 25kPa を図 4.3.3 に示す。3 章で検討した最大ひずみにおける推定式を適用し, 各鉛直応力の推定式を求めた。同図より, 鉛直応力 15kPa は載荷 1500 回付近において, 載荷応力の制御が若干不安定となり鉛直ひずみが一時的に増加した。また, 鉛直応力 25kPa では, 載荷 600 回で載荷応力の制御が不安定となり鉛直ひずみが増加したため, 載荷応力 25kPa においては載荷 600 回までのデータを用いて最大の鉛直ひずみにおける推定式を求めた。図 4.3.3 に試験施工箇所における路床土の最大ひずみ時の推定式を示す。

各鉛直応力の推定式 $Y=aX^b$ から, 任意の路床に作用する鉛直応力における「a」および「b」の係数の関係を, 図 4.3.4 および図 4.3.5 に示す。

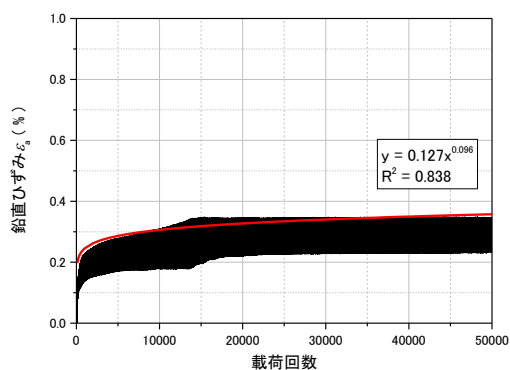


図 4.3.1 鉛直応力 15kPa

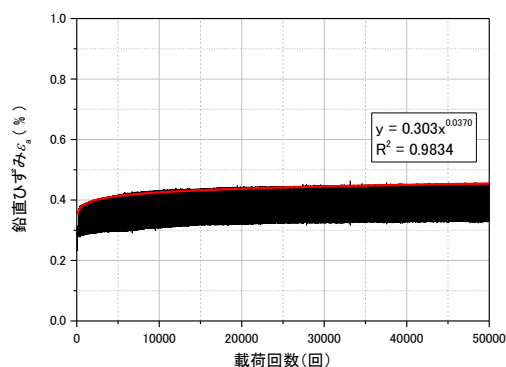


図 4.3.2 鉛直応力 20kPa

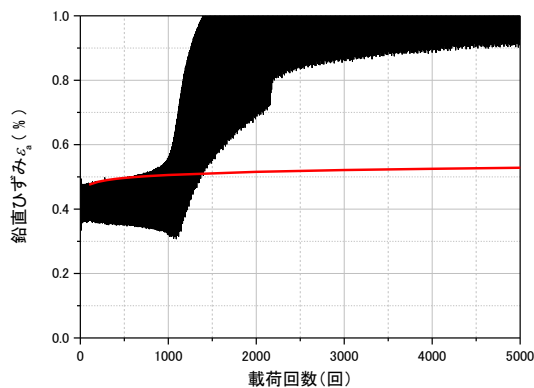


図 4.3.3 鉛直応力 25kPa

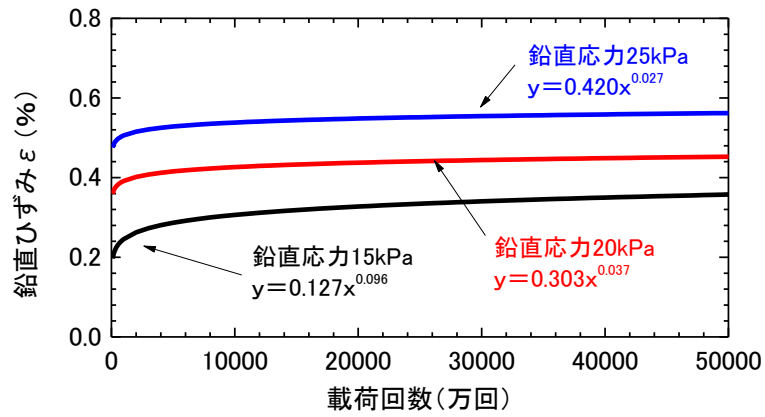


図 4.3.4 各鉛直応力における推定した最大ひずみ

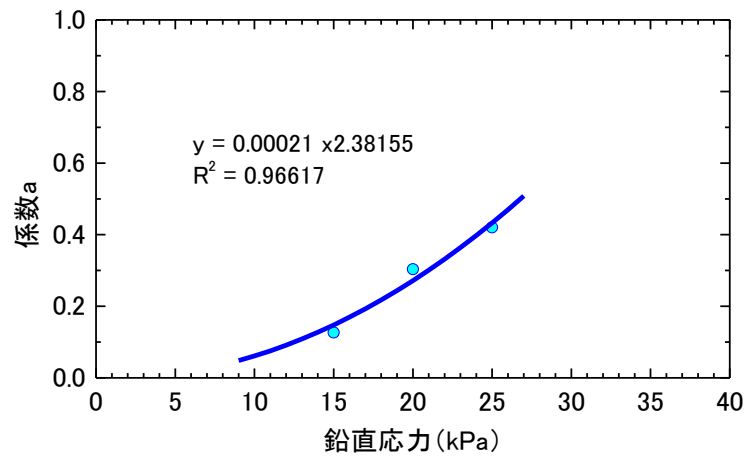


図 4.3.5 係数 a の値と鉛直応力の関係

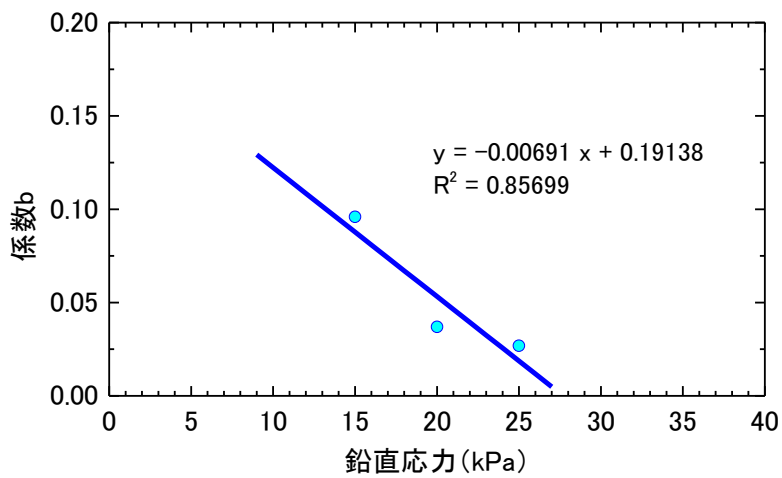


図 4.3.6 係数 b の値と鉛直応力の関係

4.4 FEM 解析による路床およびん充道床に作用する応答値の算出

FEM 解析により，列車荷重が作用した際，路床に生じる鉛直応力およびん充道床下面に生じる曲げ応力を算出した．本解析では，実際の载荷条件に近づけるため，2 軸重を载荷させた解析を行った．

4.4.1 路床の弾性係数の設定

本解析モデルでは，現地調査で得られた深さ方向の路床の K_{30} 値を基に路床の弾性係数を設定した．設定した路床の弾性係数は，深さ 100 mm 毎の層に弾性係数 E_4 および E_5 を式 (1.8) および (1.9) より推定した¹²⁾．表 4.4.1 に，推定した弾性係数および解析モデルの層構成を示す．

解析モデルでは，深さ 600mm～2500mm までの軟弱な層を一様な層と仮定し，弾性係数はその範囲の平均値である 13.5N/mm^2 を用いることとした．また，深さ 100mm～500mm にかけて原地盤剛性を測定するために掘削したことから，深さ 600mm～2500mm までの軟弱な層が路盤表面まで続いていると仮定して軟弱な層と同じ弾性係数を用いることとした．深さ 2600mm～3000mm にかけて比較的剛性が高い層を 1 つの層と定義し，弾性係数はその範囲の平均値である 47.8N/mm^2 を用いることとした．深さ 3100mm から 3500mm にかけて概ね同程度の剛性であったことから，3500mm 以深つづくものと仮定し，弾性係数はその範囲の平均値である 67.8N/mm^2 を用いることとした．

本試験施工では，貨物列車が通過することから，3 章の実物大载荷試験で用いたてん充道床のグラウト材よりも水セメント比が小さく，一軸圧縮強度および曲げ強度が大きいグラウト材を用いることとした．使用するてん充道床用のグラウト材は，過去に実施した試験結果を参考に弾性係数を設定することとした．レールおよびまくらぎの弾性係数は，「鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物¹²⁾」を参考に設定した．軌道パッドは，実際に用いられている 60MN/m とした．本解析で用いた物性値を表 4.4.2 に示す．

$$E_4 = 0.609 \times K_{30} \text{ 値} \quad (1.8)$$

$$E_5 = 1.218 \times K_{30} \text{ 値} \quad (1.9)$$

表 4.4.1 推定した弾性係数および解析モデルの層構成

路盤表面からの深さ(mm)	K ₃₀ 値(MN/m ³)	弾性係数(N/mm ²)	現地盤の解析モデル
100			【1層目】 E ₄ =13.5N/mm ²
200			
300			
400			
500			
600	16.7	10.2	【2層目】 E ₄ =13.5N/mm ²
700	8.3	5.1	
800	16.7	10.2	
900	25.0	15.2	
1000	16.7	10.2	
1100	16.7	10.2	
1200	25.0	15.2	
1300	37.8	23.0	
1400	16.7	10.2	
1500	16.7	10.2	
1600	16.7	10.2	
1700	33.3	20.3	
1800	25.0	15.2	
1900	25.0	15.2	
2000	25.0	15.2	
2100	25.0	15.2	
2200	25.0	15.2	
2300	16.7	10.2	
2400	16.7	10.2	
2500	37.8	23.0	
2600	75.6	46.0	【3層目】 E ₄ =47.8N/mm ²
2700	94.5	57.5	
2800	98.3	59.8	
2900	45.4	27.6	
3000	56.7	69.0	【4層目】 E ₅ =67.8N/mm ²
3100	60.5	73.7	
3200	52.9	64.4	
3300	64.2	78.3	
3400	56.7	69.0	
3500	43.5	52.9	

表 4.4.2 解析で用いた物性値

部材	弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン比	備考
レール	210000	0.3	
軌道パッド	—	—	バネ要素 60MN/m
PC まくらぎ	35000	0.17	
てん充道床	15000	0.3	貨物線用のグラウト材を使用
路盤改良層	1000	0.3	
原地盤：1、2層目	13.5	0.3	
原地盤：3層目	47.8	0.3	
原地盤：4層目	67.8	0.3	

4.4.2 FEM 解析モデルの条件

荷重条件は、貨物列車の最大軸重 165kN を参考に、軸重 170kN を図 4.4.1 に示すようにモデル中央に 2 軸載荷した。軸距は、旅客列車および貨物列車が通るため、図 4.4.1 に示したとおり、路床およびてん充道床に生じる応答値が大きくなると考えられる旅客列車の 2100mm とした。本解析は静的線形弾性解析であることから、得られた結果に対して実列車荷重や速度衝撃荷率を作用させた値により照査を行うこととした。

路盤改良厚は、表 4.4.3 に示す 200mm, 250mm, 300mm, 350mm の条件で検討した。併せて、路盤改良を適用していないケース（路盤改良厚 0mm）も実施した。

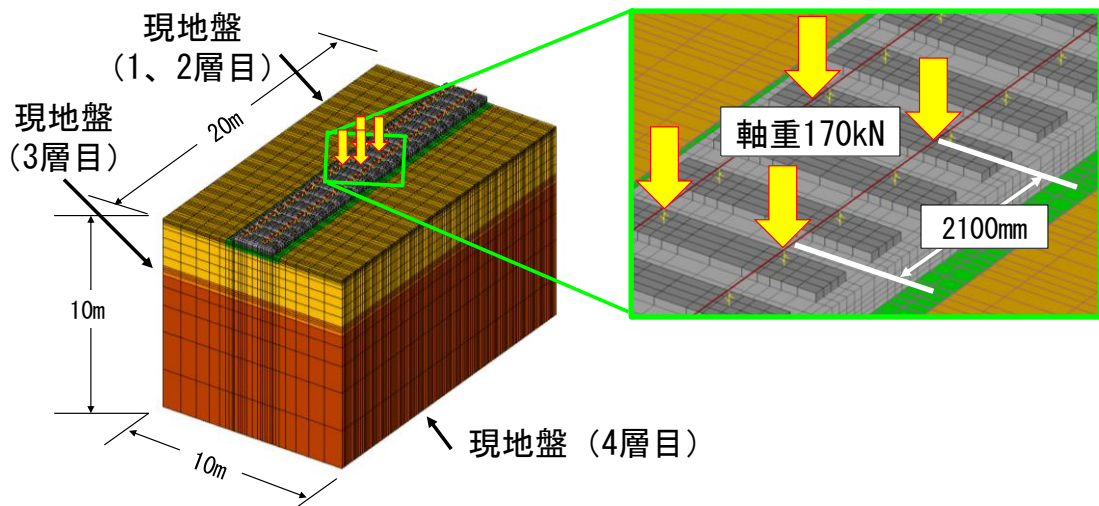


図 4.4.1 解析モデル

表 4.4.3 解析のケース

解析ケース	路盤改良厚
ケース 1	0mm (路盤改良なし)
ケース 2	200mm
ケース 3	250mm
ケース 4	300mm
ケース 5	350mm

4.4.3 解析結果

(a) 路床の鉛直応力の算出

路盤改良厚と路床表面に生じる鉛直応力の平均値の関係を図 4.4.2 に示す。同図より、路床表面に作用する鉛直応力の平均値は改良厚の増加とともに低減し、改良厚 350mm を適用することで路床に作用する鉛直応力が約 39%低減した。また、試験施工箇所において、路盤表面から深さ 2500mm まで N 値が 2 程度の軟弱な層が存在し、この範囲の層が列車の繰返し通過に伴う塑性沈下が生じることとなる。そこで、生じる沈下量を精度良く評価するため、深さ方向の鉛直応力の分布を把握することとした。図 4.4.3 にケース 1 の軌道中心位置における深さ方向の鉛直応力の分布を示す。同図より、鉛直応力は、深さ 0mm が 23.7kPa に対して、深さ 2500mm が 16.2kPa であり、鉛直応力が 29%程度低減した。このことから、路床のひずみの推定式から求める沈下量は、深さ 500mm 間隔毎に生じる鉛直応力から累積して算出することとした。

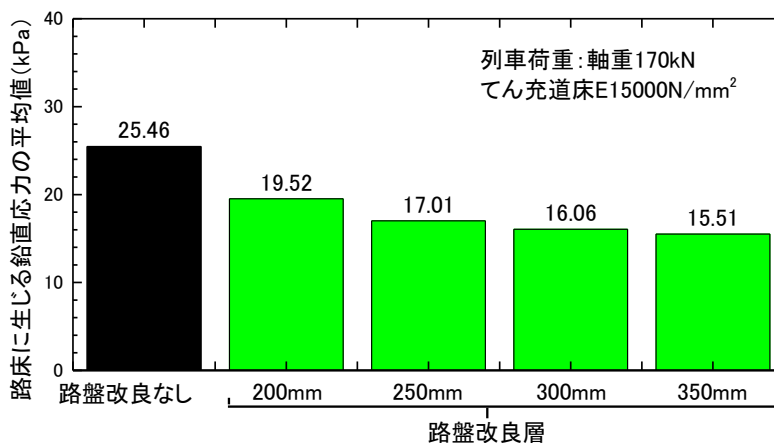


図 4.4.2 路盤改良厚と路床表面に生じる鉛直応力の関係

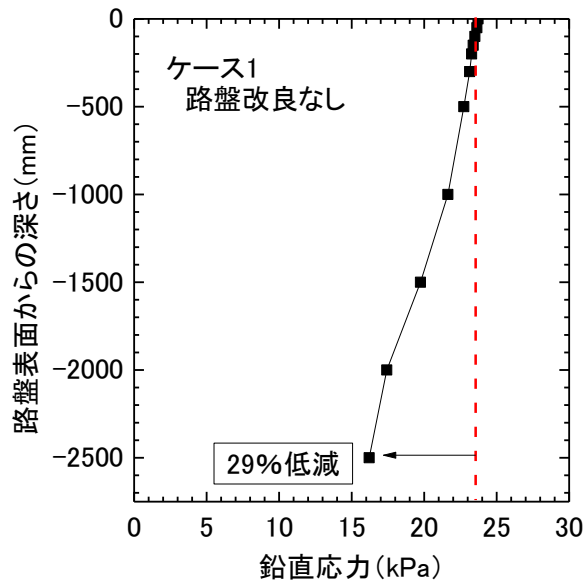


図 4.4.3 ケース 1（路盤改良なし）における深さ方向の鉛直応力の分布

(b) てん充道床の曲げ応力の算出

路盤改良厚とてん充道床下面に生じる曲げ応力の関係を図 4.4.4 に示す。同図より、路床に作用するてん充道床下面に生じる曲げ応力は改良厚の増加とともに低減した。また、改良厚 350mm を適用することで、てん充道床下面に生じる曲げ応力が約 48%低減した。

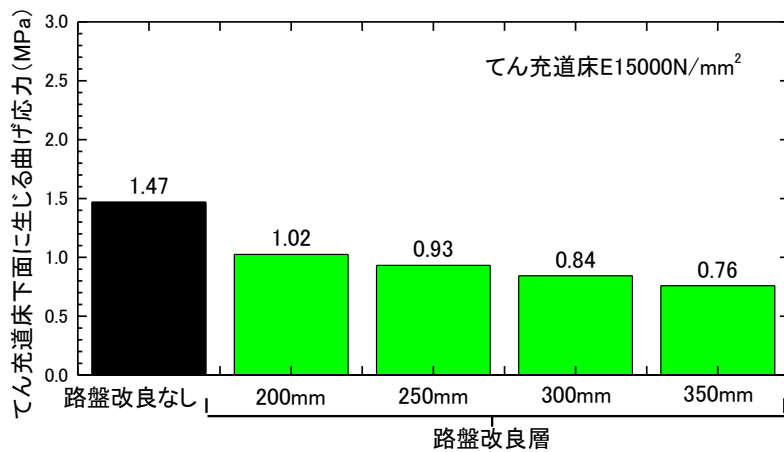


図 4.4.4 路盤改良厚とてん充道床に生じる曲げ応力の関係

4.5 路盤改良厚の設計

既設線省力化軌道用の路盤改良厚の設計は、2章および3章で得られた知見を基に、目標とする設計供用期間における路床の沈下およびん充道床の曲げ疲労破壊の照査を行った。本照査は、供用年数20年で既設線省力化軌道の沈下16mm以内およびん充道床に疲労破壊が生じないことを目標とする。

4.5.1 軌道沈下量の照査

FEM解析で得られた路床に作用する鉛直応力に対し、実列車荷重における鉛直応力を算出した。当該線は、旅客列車と貨物列車が通過するため、それぞれの実列車荷重を用いて、貨物列車の列車本数が旅客列車と比べると少ないことから、旅客列車で生じる沈下量に貨物列車で生じる沈下量を加えることとした。なお、貨物列車の沈下量を加える際、初期沈下量が重複するため、貨物列車1軸目の初期沈下量を除いた沈下量を加えることとした。

現地路床土の繰返し三軸圧縮試験結果から得られた図4.3.4および図4.3.5より、算出した各路盤改良厚における鉛直応力を基に、ひずみの推定式に用いる係数aおよび係数bを設定した。供用期間における1日の载荷回数は、実際に試験施工箇所を通過する各列車本数から算出し、本解析では2軸での1回の载荷とすることとした。また、路床の深さ方向の鉛直応力の低減を考慮して、深さ500mm間隔における路床の鉛直応力に対する路床の変位を算出し、累積した変位にて照査することとした。

図4.5.1に改良厚0mm（路盤改良なし）、200mm、250mm、300mm、350mmにおける既設線省力化軌道の変位と供用年数の関係を示す。同図より、供用20年の変位は、改良0mmで23.97mm、改良200mmで20.69mm、改良250mmで18.30mm、改良300mmで16.94mm、改良350mmで15.94mmとなった。

供用20年における既設線省力化軌道の沈下量を図4.5.2に示す。同図より、16mm以下となる路盤改良厚は350mm以上必要であることがわかった。なお、適切に排水処理がなされて、雨水等による路盤表面における滞水がなく、かつ路床土の噴泥が生じないことが前提である。

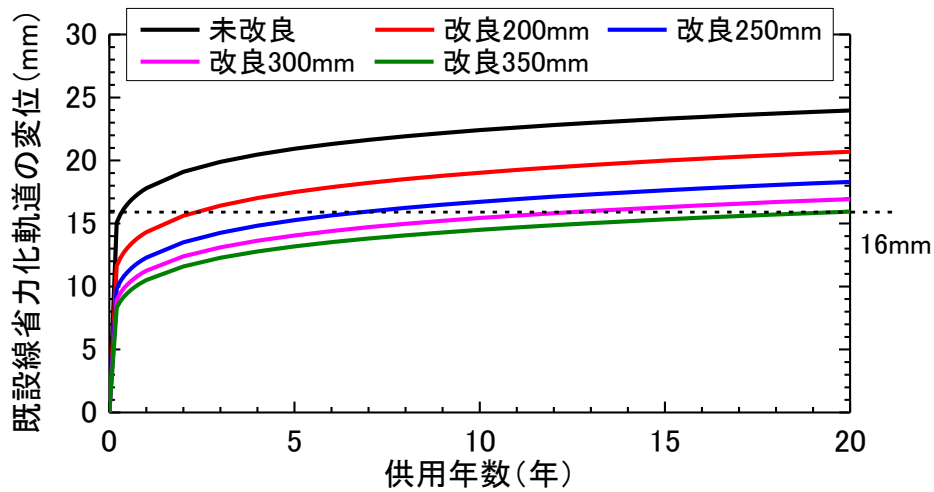


図 4.5.1 既設線省力化軌道の変位と供用年数の関係

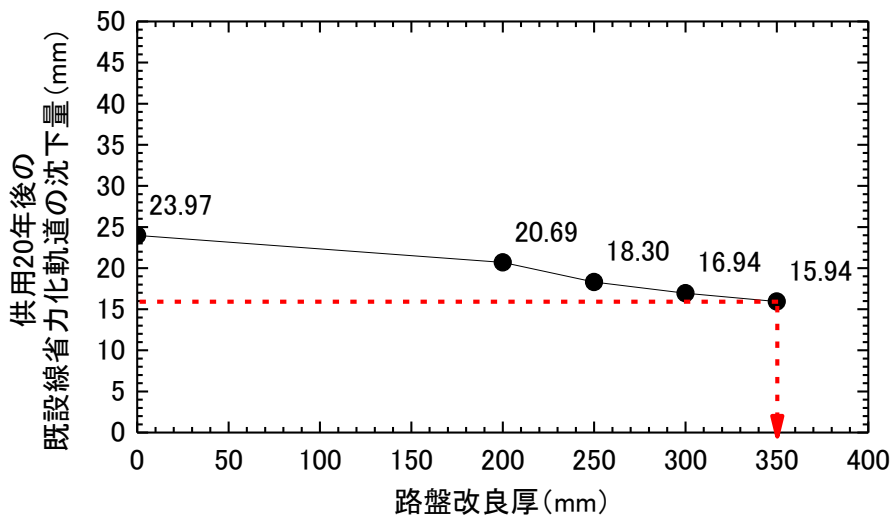


図 4.5.2 供用 20 年後における既設線省力化軌道の沈下量と路盤改良厚さの関係

4.5.2 てん充道床の曲げ疲労破壊の照査

本試験施工では、貨物線用のグラウト材の配合を用いることから、過去に実施した試験結果（曲げ強度 2.34N/mm^2 ）を参考に、曲げ疲労破壊を推定した（図 4.5.3）。疲労破壊の推定式は式 (3.1) より求め、曲げ強度の算出は式 (3.2) から求めた。なお、繰返し曲げ試験の供試体寸法は、JIS A 1106 に基づき $200 \times 200 \times 800\text{mm}$ （支点間距離 600mm ）とし、供試体の高さをてん充道床の厚さと等しくすることで曲げ寸法効果の影響が生じないようにした。

推定した貨物線用のグラウト材を用いたてん充道床の物性値を基に、曲げ疲労破壊の照

査を行った。照査に用いた列車条件は、貨物列車のみの条件では充分道床の疲労破壊に関して過大評価となるため、実際に則した条件で行うこととした。施工箇所は、旅客列車と貨物列車が両方通過することから、「鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物²⁶⁾」に記載されている総等価繰返し回数を参考に疲労破壊回数の算出を行った。総等価繰返し回数の算出に必要な実列荷重および1日の列車本数は実際に通過する本数を設定した。

照査で用いた係数は、「鉄道構造物等設計標準・同解説 軌道構造¹⁵⁾」を参考に、変動輪重係数は90km/hに相当する速度衝撃率1.27を用い、輪重の作用係数を1、構造解析係数を1、コンクリートの材料係数を1.3、軌道部材係数を1.1、軌道構造係数を1.1とした。

照査結果を表4.5.1に示す。同表より、照査結果が1以下となる路盤改良厚さは350mmとなった。

鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物より、

$$f_{\text{crd}} = k_{\text{cr}} \cdot f_{\text{k}} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{\text{min}}}{f_{\text{k}}}\right) \cdot \left(1 - \frac{\log N}{K}\right) / \gamma_{\text{c}} \quad \text{式 (3.1)}$$

ここに、

f_{crd} : コンクリートの疲労強度

f_{k} : コンクリートの強度特性 (曲げ試験の結果から f_{b} を設定)

K : 17

k_{cr} : 1.0 (曲げ引張りの場合)

σ_{min} : 最小応力 (0 と設定)

N : 疲労寿命(回)

γ_{c} : コンクリートの材料係数 (設計では1.3, 強度予想では1.0 と設定)

$$f_{\text{b}} = \frac{P \cdot L}{B h^2} \quad \text{式 (3.2)}$$

ここに、

f_{b} : コンクリートの曲げ強度

P_{b} : コンクリートの破壊荷重 (曲げ試験の結果から設定)

L : 支点間距離

B : 供試体の幅

h : 供試体の高さ

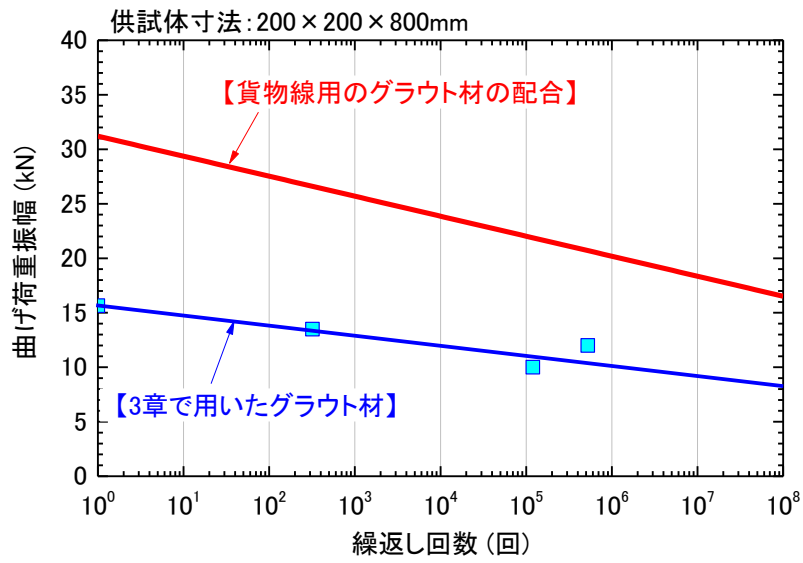


図 4.5.3 曲げ荷重振幅と繰返し回数の関係

表 4.5.1 曲げ疲労破壊に関する照査

	単位	case1	case2	case3	case4	case5
路盤改良厚	mm	0	200	250	300	350
静的輪重	kN	85	85	85	85	85
静的輪重による主応力	N/mm ²	1.468	1.025	0.932	0.843	0.759
変動輪重係数 (90km/h相当の荷重衝撃率)		1.27	1.27	1.27	1.27	1.27
輪重の特性値	kN	107.95	107.95	107.95	107.95	107.95
作用係数		1	1	1	1	1
設計作用	kN	107.95	107.95	107.95	107.95	107.95
応答値(主応力)	N/mm ²	1.864	1.302	1.184	1.071	0.964
構造解析係数		1	1	1	1	1
設計応答値	N/mm ²	1.864	1.302	1.184	1.071	0.964
設計耐用年数	年	20	20	20	20	20
総等価繰返し回数の算定(疲労寿命)	回	626610	626610	626610	626610	626610
旅客列車の実列車荷重(軸重) SA	kN	110	110	110	110	110
貨物列車の実列車荷重(軸重) SB	kN	165	165	165	165	165
設計荷重(E-17)(軸重) SC	kN	170	170	170	170	170
SAとSCの最大変動断面力比		0.647	0.647	0.647	0.647	0.647
SBとSCの最大変動断面力比		0.971	0.971	0.971	0.971	0.971
1編成あたりの旅客列車の等価繰返し回数	回/1編成	22	22	22	22	22
車両数 (旅客列車:293本 内訳:10両編成75.4%、15両編成24.6%)	両	11.2	11.2	11.2	11.2	11.2
軸数	軸	4	4	4	4	4
等価繰返し(2軸で1回の載荷)	回	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
1日あたりの旅客列車の本数	本	293	293	293	293	293
1編成あたりの貨物列車の等価繰返し回数	回/1編成	51	51	51	51	51
車両数 (機関車1両+貨車24両)	両	25	25	25	25	25
軸数 (機関車6軸+貨車4軸×24両)	軸	102	102	102	102	102
等価繰返し(2軸で1回の載荷)	回	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
1日あたりの貨物列車の本数 (1週間で3日間の運転、各日6本)	本	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6
S-N線図の勾配		0.06	0.06	0.06	0.06	0.06
総等価繰返し回数による曲げ疲労強度の特性値	N/mm ²	1.539	1.539	1.539	1.539	1.539
材料係数		1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
設計曲げ強度	N/mm ²	1.184	1.184	1.184	1.184	1.184
軌道部材係数		1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
設計限界値	N/mm ²	1.076	1.076	1.076	1.076	1.076
軌道構造係数		1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
照査結果		1.91	1.33	1.21	1.09	0.99

4.5.3 路盤改良厚の選定

各照査を行った結果、軌道の沈下量およびん充道床の曲げ疲労破壊ともに満足する路盤改良厚は350mmとなった。したがって、本試験施工の箇所においては、路盤改良厚350mmを適用することが良いと考えられる。

4.6 試験施工

4.6.1 開発した施工方法の評価

開発した本工法の効果と施工性を確認するため、営業線において試験施工を行った。なお、本施工では、すでに敷設されている省力化軌道を撤去してから、新しく敷設する省力化軌道と同時に路盤改良層を敷設した。図 4.6.1 に試験施工の概略図を示す。

前節 4.5 の路盤改良厚の設計より、省力化軌道を敷設してから 20 年間は補修を必要としない健全な状態を維持できるように、路盤改良の厚さを 350mm に決定した。図 4.6.2 に試験施工の計画断面を示す。

施工状況を図 4.6.3 に示す。作業間合いは 0 時 30 分～4 時 30 分の 4 時間で、路盤材の置換え作業は一晩あたりの施工延長を 4.65m である（計 4 日間、試験施工の総延長は 18.6m）。一方、グラウト充填作業は一晩あたりの施工延長を 9.3m とした（計 2 日間）。

路盤材の置換え作業では、バラスト軌道の状態における路盤部の沈下を極力小さくするため、改良範囲に敷き詰めた新バラストを路盤改良厚の 1/2（175mm）ごとにタンピングランマで念入りに締め固めた。なお、路床土の掘削においては、軌道上を走行できるバックホウ（軌陸バックホウと呼ぶ）を用いているため、掘削の精度により実際の路盤改良厚は設計値 350mm に対して、上下線ともに 400mm 程度となった。

グラウト充填作業では、施工延長 9.3m に対する充填時間は、充填装置 1 セット（充填性能は、約 400L/min）で 2 日間とも 1 時間程度であった。上り線（1 日目）のグラウト材の充填実績は、路盤改良範囲（延長 9.3m×幅 3.0m×改良厚 0.4m）の 40%が空隙のため、計画充填量は 4460L となる。実充填量は 4800L（1 セット 400L×11 セット）であり、実充填量に対して計画充填量は 107%であった。一方、下り線（2 日目）のグラウト材の充填実績は、路盤改良範囲（延長 9.3m×幅 3.48m×改良厚 0.4m）の 40%が空隙のため、計画充填量は 5180L となる。実充填量は 5600L（1 セット 400L×14 セット）であり、実充填量に対して計画充填量は 108%であった。2 章の試験施工より、計画充填量と実充填量から充填状況の評価できることから、本試験施工の充填作業においても問題なく充填できたと考えられる。

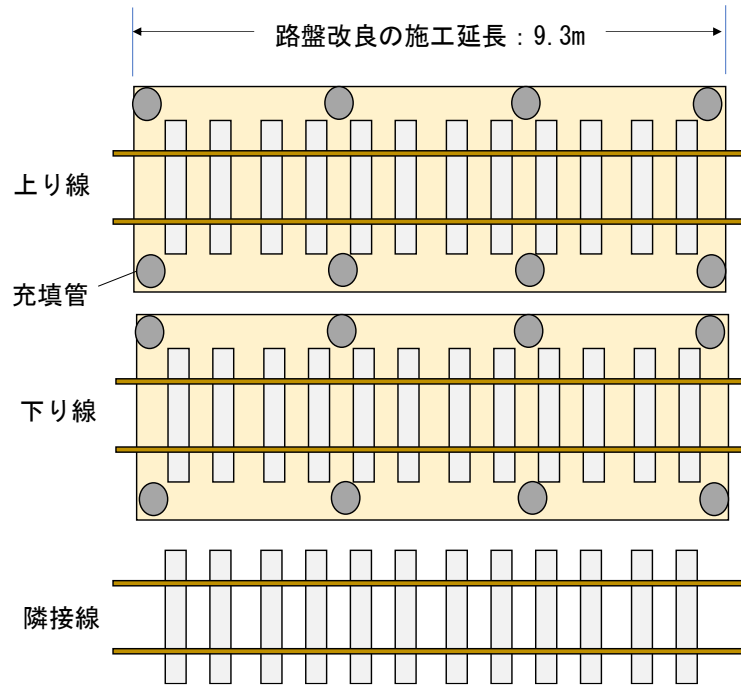


図 4.6.1 試験施工箇所の略図

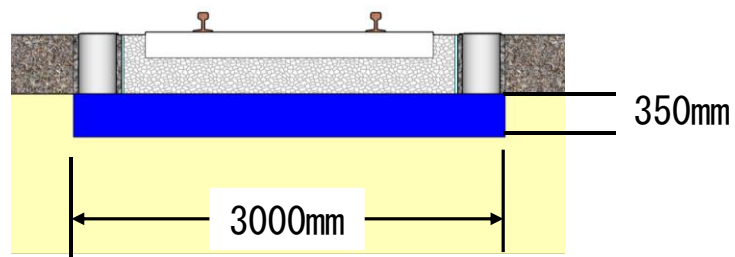


図 4.6.2 試験施工の計画断面



(a) 既設線省力化軌道の撤去および路床土の掘削



(b) タンピングランマによる敷詰めた新バラストの締固め状況



(c) 新バラスト上に省力化軌道を構築する型枠の設置



(d) 一旦、バラスト軌道を構築する



(d) グラウト材の充填作業①



(e) グラウト材の充填作業②



(f) 施工後の状況

図 4.6.3 施工状況

4.6.2 路盤改良効果の評価

図 4.6.4 および図 4.6.5 に下り線および上り線の高低変位の経時変化を示す。図 4.6.4 の下り線の高低変位進みは、省力化軌道の路盤改良前(2019.11-2020.8の間)が 0.025mm/日、路盤置換え後のバラスト軌道の状態(路盤充填前の 6 日間)が 0.052mm/日、路盤充填後のバラスト軌道の状態(路盤充填後の 6 日間)が 0.027mm/日であった。路盤充填による路盤剛性の向上と列車の繰返し通過によるバラスト道床の安定が相まって高低変位進みは 48%程度低減した。さらに、路盤充填後からてん充填道床充填までの高低変位進みの平均値(路盤充填後から 54 日間)は 0.005mm/日となった。

路盤改良後の省力化軌道(2021.1.9)の高低変位が-4.9mm、充填 2 ヶ月後で-5.0mm であり、高低変位進みは 0.002mm/日程度と検証期間が短いものの、高低変位進みが路盤改良前よりも 1/10 以下に改善した。

図 4.6.5 の上り線の高低変位進みは、省力化軌道の路盤改良前が 0.010mm/日(2020.4-2020.9の間)であった。路盤置換え後のバラスト軌道の状態(路盤充填前から 9 日間)が 0.061mm/日、路盤充填後のバラスト軌道の状態(路盤充填後から 9 日間)が 0.045mm/日であり、路盤充填によって高低変位進みは 26%程度の低減した。さらに、路盤充填後からてん充填道床充填までの高低変位進みの平均値(路盤充填後から 55 日間)は 0.007mm/日となった。

路盤改良後の省力化軌道(2021.1.9)の高低変位が-3.7mm、充填 2 ヶ月後で-3.8mm であり、下り線と同様に高低変位進みは 0.002mm/日程度と検証期間が短いものの、高低変位進みが補修前よりも 1/5 以下に改善した。上り線の路盤改良前の省力化軌道の高低変位進みは、元々下り線よりも小さかったことから、下り線の方が路盤改良後の改善率としては高い結果となった。

設計時に推定した沈下量は、供用開始直後に 8mm 程度の初期沈下が生じるが、実際の道床部の充填直後の高低変位には変化が見られなかった。設計時の初期沈下は、道床部の充填前(バラスト軌道状態)で生じた可能性が考えられる。また、設計時に推定した供用開始 1 年から 20 年の沈下進みは約 0.001mm/日であり、実際の上下線の高低変位進みのオーダーとして概ね近い値であった。

上下線ともに高低変位進みの検証期間が短いため、今後も経過観察を行う必要がある。

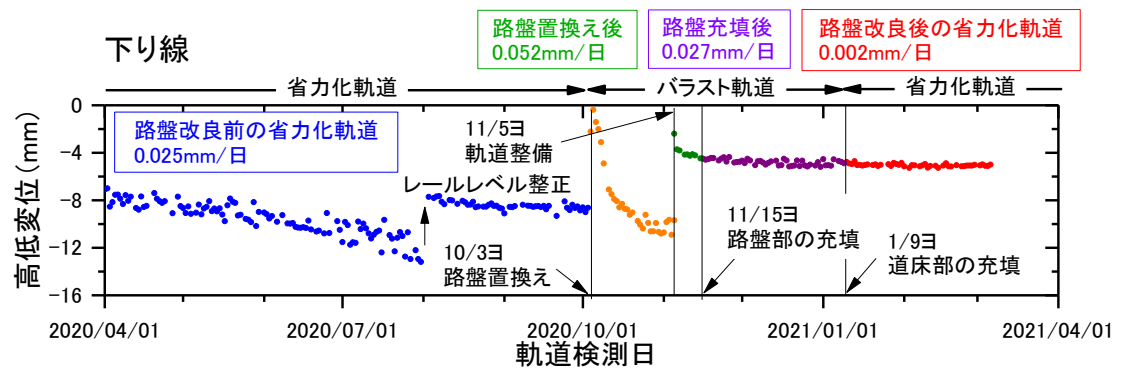


図 4.6.4 下り線の高低変位

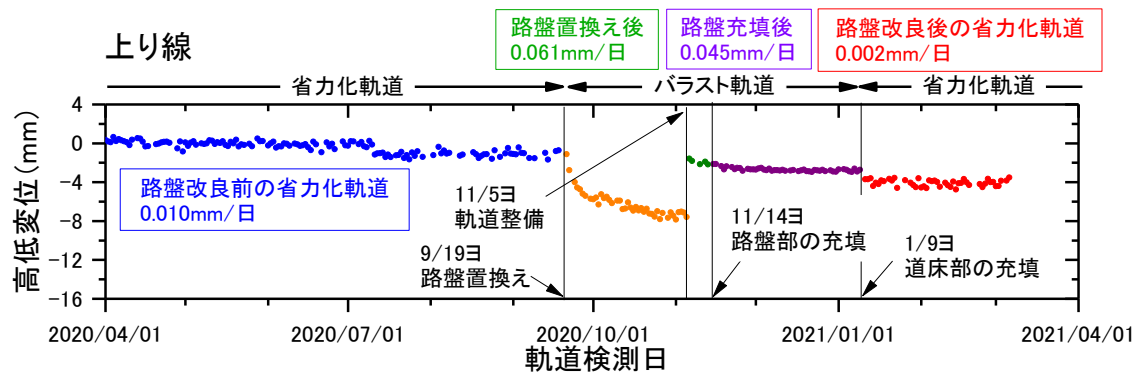


図 4.6.5 上り線の高低変位

4.7 第4章の結論

本章では2章および3章で開発した既設線省力化軌道用の路盤改良における「施工方法」および「設計手法」を検証するため、営業線での試験施工を行った。試験施工により施工状況および改良効果を確認した結果、以下に示す知見が得られた。

- 試験施工における路盤改良に期待する効果（設計条件）は、供用20年で軌道沈下量を16mm以内で、かつてん充道床に曲げ疲労破壊が生じない条件とした。また、原地盤剛性の調査より、路盤表面から深さ2.5mまで K_{30} 値が20MN/m³程度の軟弱な層が存在することを確認し、この層が沈下を生じると仮定して路盤改良厚の設計を行った。
- 現地路床土の繰返し三軸圧縮試験結果から求めたひずみの推定式およびコンクリートの疲労破壊の推定式を用いて、沈下量および曲げ疲労破壊の両方の設計条件を満足する改良厚は350mmとなった。
- 試験施工より、問題なく既設線省力化軌道と同時に施工が可能であることを確認した。グラウト充填作業より、計画充填量に対して実充填量は上り線で107%、下り線で108%であり、上下線ともに十分に充填できたものと考えられる。充填時間は50分程度であった。
- 路盤充填前後のバラスト軌道の状態の高低変位進みは、上り線で26%程度、下り線で48%程度低減した。
- 路盤改良前後の省力化軌道の状態の高低変位進みは、上り線で1/5以下、下り線で1/10以下に改善した。

第5章 本研究のまとめ

5.1 結論

以下に、本研究で得られた結論を示す。

(1) 路盤改良の【施工方法】の開発について

- ・ 既開発のグラウト充填路盤改良工法をベースに、路盤改良部を一旦新バラストに置換えてからバラスト軌道を復旧（置換え作業）し、後日、まくらぎ端部に設置した充填管からグラウト材を充填（充填作業）して路盤改良層を構築するグラウト充填路盤改良工法（あと充填方式）を開発した。
- ・ 本工法におけるグラウト充填前の状態は、路盤部の新品バラスト層を含めると所定の道床よりも厚くなることで沈下の増加が懸念されたが、道床に細粒土が混入した未改良の状態よりも沈下量が小さく、道床交換と概ね同程度であることがわかった。

(2) 路盤改良の【設計手法】の提案について

- ・ 実物大載荷試験により、FEM 解析と路床土の繰返し三軸圧縮試験を組合せることで実物大載荷試験の沈下量を推定できることがわかった。また、てん充道床の曲げ疲労試験により、コンクリートの疲労破壊式を適用できることがわかった。
- ・ 路床土の沈下量の照査は、FEM 解析より路盤改良を適用した際の路床に作用する鉛直応力を把握し、現地路床土を用いた繰返し三軸圧縮試験により沈下量を推定し、設計条件を満足する沈下量となる路盤改良厚さを決定するものである。
- ・ てん充道床の曲げ疲労破壊の照査は、FEM 解析より路盤改良を適用した際のでん充道床下面に作用する曲げ応力を把握し、コンクリートの疲労破壊式を適用して、設計供用期間を満足する路盤改良厚さを決定するものである。
- ・ 上記の路床土の沈下量およびてん充道床の曲げ疲労破壊を照査し、両方の照査結果を満足する路盤改良厚を決定する設計手法を提案した。

(3) 試験施工による本工法の検証について

- ・ 設計方法の検証では、現地路床土の繰返し三軸圧縮試験結果から求めたひずみの推定式およびコンクリートの疲労破壊の推定式を用いて、沈下量および曲げ疲労破壊の両方の設計条件を満足する改良厚を求めた。その結果、改良厚は350mmとなった。
- ・ 試験施工より、問題なく既設線省力化軌道と同時に施工が可能であることを確認した。グラウト充填作業より、計画充填量に対して実充填量は上り線で107%、下り線で108%であり、上下線ともに十分に充填できた。グラウト充填作業の時間は、50分程度であった。
- ・ 路盤改良効果は、バラスト軌道における路盤充填による高低変位進みは上り線で4%、

下り線で 48%程度低減した。上り線の高低変位進みの低減率については、バラスト道床部での沈下が下り線よりも生じたことが考えられる。また、てん充道床の充填後の高低変位は供用 2 ヶ月後で上下線ともに僅か 0.1mm の増加であり、高低変位進みは補修前よりも上り線で 1/5 程度、下り線で 1/10 程度改善した。

5.2 今後の課題

今後の課題を以下に述べる。

① 沈下量の評価に用いるひずみの推定式の一般化

路盤改良厚を設計する際に用いる路床のひずみの推定式は、現地路床土をサンプリングし、その路床土の繰返し三軸圧縮試験を行うことを基本としている。これは、地域によって路床（土質）の圧密状態や含水状態などが異なるため、一概に路床土を一般化することが困難なためである。本研究では、前述の理由と研究期間の制約上、路床土のひずみの推定式を一般化するまでには至らなかった。

実務上、路床土が変わる毎に繰返し三軸圧縮試験を実施する必要があるため、ひずみの推定式の一般化が求められる。これを解決するためには、多くの種類の路床土の繰返し三軸圧縮試験を実施し、試験データを蓄積する必要があると考えられる。併せて、繰返し三軸圧縮試験以外の試験方法による簡易な手法を検討することも念頭に入れる必要があると考えられる。

② 季節により地下水位が変動する箇所における沈下量の評価

本研究において、FEM 解析と路床土の繰返し三軸圧縮試験を組合せた手法により既設線省力化軌道の沈下量を評価できることがわかった。その一方で、地下水位が高い路床では、一年を通して地下水位が変動することが考えられる。一般的に含水比が高くなると路床土の支持剛性が低下する傾向があるため、地下水位が変動する箇所への本工法の適用性について今後の課題が残されていると考えられる。

現時点では、地下水位が変動する箇所で本工法を適用する場合には、地下水位が高い状態を再現するため、採取した路床土の飽和度を 100% の状態で繰返し三軸圧縮試験を行うことで、常時地下水位高い状態と仮定して安全側で設計を行うことが良いと考えられる。

参考文献

- 1) 関根悦夫, 村本勝己: 営業線路盤の支持力特性に関する研究, 鉄道総研報告, Vol.9, No.7, pp19-24, 1995.7.
- 2) 北条重幸: 第二期 TC 型省力化軌道工事の取組み, 新線路, Vol.57, No.7, pp.8-11, 鉄道現業社, 2003.
- 3) 関根悦夫, 須長誠, 村本勝己: 省力化軌道敷設のための路盤, JREA, Vol.36, No.7, pp.21859-21861, 日本鉄道技術協会, 1993.
- 4) 堀雄一郎, 萩尾泰弘, 岩田誠, 有馬重治: インターバル式圧力注入による軌道の沈下修繕工法の開発, 土木学会第 65 回年次学術講演会, 2010.9
- 5) 萩尾泰弘, 久保村公一, 関口晃弘: TC 型省力化軌道における排水不良箇所対策の実施について, 土木学会第 63 回年次学術講演会, 2008.9
- 6) Akitoshi OMODAKA, Takao KUMAKURA & Toshiyuki KONISHI : Influence of road condition and soil consistency on track irregularity advance, Railway Engineering-2017.
- 7) 日本国有鉄道編: 土構造物の設計施工指針 (案), 1968.
- 8) 日本国有鉄道編: 建造物設計標準解説 (土構造物), 1978.
- 9) 財団法人鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物, 1992.
- 10) 財団法人鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 省力化軌道用土構造物, 1999.
- 11) 安藤勝敏, 須永誠, 三浦重, 関根悦夫, 鬼頭誠, 青木一二三: 土路盤上スラブ軌道用路盤の実用性能に関する検討, 土木学会論文集, No.536/IV-31, pp.87-98, 1996.
- 12) 財団法人鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物, 2007.
- 13) 桃谷尚嗣, 安藤勝敏, 橋本修治, 阿部忠行, 江本学, 渡辺忠明: アスファルト路盤直結軌道の開発, 土木学会舗装工学論文集, 第 4 巻, pp.77-86, 1999.
- 14) 桃谷尚嗣, 関根悦夫: 鉄道用アスファルト路盤の性能評価照査型設計方法に関する研究, 土木学会論文集 E, Vol.63, No.4, pp.608-619, 2007.
- 15) 公益財団法人鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 軌道構造, 2012.
- 16) 財団法人鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 変位制限, 2006.
- 17) 伊藤壺記, 桃谷尚嗣, 中村貴久, 村本勝己: 発生バラストを再利用した鉄道路盤の改良工法に関する研究, 土木学会論文集 E1 (舗装工学), Vol.68, No.3, I_79-I_87, 2012.
- 18) 舗装工学委員会編: 多層弾性理論による舗装構造解析入門, 土木学会, 2005.
- 19) 日本国有鉄道編: 土構造物の設計施工指針 (案), 1967.12
- 20) Goto S., Tatsuoka F., Shibuya S., Kim Y.S. and Sato T.(1991):A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory, Soils and Foundations, Vol.31, No.1, pp.169-180.
- 21) 関根悦夫, 石川達也, 河野昭子: 道床バラストの繰返し塑性変形に及ぼす道床厚さの影響, 鉄道総研報告 Vol.19, No.2, pp.17-22, 2005.2
- 22) 中村貴久, 桃谷尚嗣, 伊藤壺記, 村本勝己: 鉄道営業線における発生バラストを活用した路盤改良工法に関する研究, 土木学会論文集 E1 (舗装工学), Vol.71, No.3, I_201-I_209, 2015.
- 23) (社) 日本道路協会: 舗装設計便覧, pp.114-117, 2006.2

- 24) 高橋貴蔵, 桃谷尚嗣, 伊藤壱記, 瀧上翔太, 長沼光: プレパックドコンクリート道床の新幹線への適用に関する検討, 土木学会論文集 E1 (舗装工学), Vol.71, No.3, I_193-I_200, 2015.
- 25) 伊藤千浩, 白井孝治: コンクリート構造物の挙動, コンクリート工学, Vol.37, No.7, pp.3-9, 1997.7.
- 26) (財) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造, 2004.1

謝 辞

本論文をまとめるにあたり、多くの方々にご指導、ご助言を賜りました。心より感謝申し上げます。指導教員および主査を引き受けて下さった長岡技術科学大学の高橋修教授には、研究の計画段階からの御指導、御助言を頂き、またコロナ禍で大学に十分に通えない際に、電話やメールで研究の進捗報告などに懇切丁寧に御対応して頂き深く感謝いたします。また、副査を引き受けて下さった岩崎英治教授、下村匠教授、宮下剛准教授、福元豊准教授におかれましては、御多忙の中、お時間を頂き、貴重な御指導、御助言を頂きまして深く感謝いたします。

北武コンサルタント株式会社の関根悦夫氏（元鉄道総合技術研究所 軌道・路盤研究室長）には励ましの御言葉を頂き、鉄道総合技術研究所事業推進部長の村本勝己氏（元軌道技術研究部長）にはバラスト軌道の補修方法および既設線省力化軌道の補修方法について御指導、御助言を頂きました。軌道技術研究部長の片岡宏夫氏には、励ましの御言葉を頂くとともに、研究のまとめ方に関する御指導、御助言を頂きました。

軌道・路盤研究室長の桃谷尚嗣氏には、実験の方法、FEM 解析の方法、報告書・論文の書き方、路盤改良の設計の考え方など、懇切丁寧に御指導、御助言を頂きました。また、博士入学時の推薦書の作成および研究・実験を進める上で多大なる力添えを頂きました。軌道・路盤研究室の高橋貴蔵氏には、プレパックドコンクリートの強度特性および円充道床の曲げ疲労特性について御指導、御助言を頂きました。中村貴久氏には、実物大模型試験および繰返し三軸圧縮試験結果について多大な御指導、御助言を頂きました。木次谷一平氏には、実物大模型試験にて多大な御協力を頂きました。岡崎新氏および景山隆弘氏には、現地での路床土の採取に御協力を頂きました。

東日本旅客鉄道株式会社テクニカルセンター魚地眞道氏、福澤樹氏、神津大輔氏（現高崎支社設備部保線課）、仁藤雄基氏（現上野保線技術センター）には、施工方法についての御助言および営業線の試験施工について多大な御協力を頂いた。

複合技術研究所の森誠二氏には、実物大模型試験において多大な御協力を頂きました。木口峰夫氏には、繰返し三軸圧縮試験において多大なる御協力を頂きました。

本論文は多くの方々の御指導、御助言、御支援、御協力を頂き完成させることができました。改めて関係者の皆様に深く感謝いたします。また、論文が完成するまで支えてくれた家族に感謝いたします。

最後に、博士課程最終年度の2020年度は、2019年の年末から中国武漢で広まった新型コロナウイルス感染症（COVID-19）が世界中に広がり、世界規模のパンデミックとなった年となりました。日本においても新型コロナウイルスの感染防止を目的に、2020年4月に戦後初の緊急事態宣言が発出され、今まで経験したことのない状況下で実験・業務等を遂行しなければなりません。2021年2月時点においてもまだ収束の兆しが見られない状況です。新型コロナウイルス感染症（COVID-19）の一刻の早い収束を願っております。