

高速鉄道の土構造物区間におけるバラスト軌道の
保守多投入箇所の原因の解明および
その対策に関する研究

2019年3月

川崎 祐 征

論文要旨

高速鉄道の土構造物区間におけるバラスト軌道の保守多投入箇所の 成因の解明およびその対策に関する研究

A study on elucidation of causing frequent maintenance locations in a ballasted track and its countermeasures for a soil structure section of high-speed railway

川崎 祐征

世界初の高速鉄道として1964年10月に営業運転を開始した東海道新幹線は、盛土や切土の土構造物が線路延長約515kmのうち約53%を占めており、また軌道構造はほぼ全線にわたってバラスト軌道が採用されている。

東海道新幹線建設時、路盤を含む土構造物の建設にあたっては、路盤噴泥の防止や列車通過時の動的沈下量を許容値以下とすることなどを目的として、使用可能な盛土材料の条件や路床の地盤反力係数、土構造物の施工管理方法などが定められた。しかし、東海道新幹線開業後から約半年を経過した1965年4月頃より掛川地区において路盤噴泥が発生し始め、2年後の1967年5月には路盤噴泥の発生延長が約100kmと急激に増加し、軌道保守は困難を極めた。この状況を受けて各種の路盤噴泥防止工法が施工された結果、50Tレールから60kgレールへの重軌条化やレール頭頂面凹凸管理の強化などの効果と相まって土構造物区間における路盤噴泥の発生は皆無となり、それに伴ってむら直し（人力による軌道の上下方向の不整（高低狂い）の修正作業）の年間施工量は開業直後と比べて大幅に減少するに至った。しかしながら、近年は全列車270km/h化や列車本数の増加などの影響によってむら直しの年間施工量は漸増の傾向にあり、また労働者人口が減少傾向にあるなかでむら直しに必要な作業員を将来にわたって確保し続けることは困難な状況である。したがって、東海道新幹線の走行安全性や良好な乗り心地を確保し続けるためには軌道状態の更なる改善、すなわち高低狂いの発生・進行を抑制してむら直しの施工量の削減を図る必要がある。

前述のとおり、東海道新幹線の土構造物区間においては路盤噴泥の発生は皆無となったが、それでもなお高低狂いが発生・進行しやすく、むら直しの年間施工回数が他と比較して多い箇所（保守多投入箇所）が存在する。保守多投入箇所はレール継目部（溶接継目含む）のようにレール頭頂面に短波長の凹凸が存在する箇所、あるいはスラブ軌道とバラスト軌道の接続箇所や橋台裏盛土のように軌道構造や土木構造物の変化箇所において発生する 경우가多く、このような箇所における保守多投入箇所を対象とした研究は数多く行われている。しかし、軌道構造や土木構造物が区間途中で変化せず、またレール継目部も存在しない土構造物区間においても保守多投入箇所は数多く存在する。このような土構造物区間における保守多投入箇所の発生原因については路盤噴泥と関連づけられることが一般的

であるが、前述のとおり現在の東海道新幹線では路盤噴泥の発生は皆無であり、路盤噴泥に関する既往の知見では東海道新幹線の土構造物区間における保守多投入箇所での発生原因を十分には説明できない状況にある。

そこで本研究では、東海道新幹線の土構造物区間における保守多投入箇所の発生原因を究明するとともにその対策を確立することを目的として、車両と軌道の動的相互作用に関する数値シミュレーション、東海道新幹線の土構造物区間における地盤および路盤調査、および東海道新幹線の道床バラストおよび路盤状態を模擬した模型地盤を用いた試験によって保守多投入箇所の成因の解明を試みるとともに、推定された成因に基づき策定した保守多投入箇所対策工の営業線での試験施工を実施した。

車両と軌道の動的相互作用に関する数値シミュレーションでは、構造物境界ではなくても土構造物区間内では路盤剛性が場所によって大きく異なる場合があると想定し、土構造物の区間途中における路盤剛性の変化の大きさが車両走行時の軌道の動的応答に与える影響について数値シミュレーションを実施した。その結果、路盤剛性が小さい区間から大きい区間に向かって走行する場合の道床バラストの沈下進みは路盤剛性の小さい区間および路盤剛性の大きい区間の1本目のまくらぎにおいて速くなること、路盤剛性が大きい区間から小さい区間に向かって走行する場合の道床バラストの沈下進みは路盤剛性の小さい区間においてのみ速くなることが明らかとなった。また、路盤剛性の変化箇所付近における道床バラストの沈下に対しては小さい方の路盤剛性の大きさが影響していることが明らかとなった。さらに、車両の走行速度が遅い場合には路盤剛性に大きな差があっても路盤剛性変化箇所付近の道床バラストの沈下進みは遅い傾向にあるが、車両の走行速度が速い場合には路盤剛性の差が小さくても道床バラストの沈下進みは速くなる傾向にあることが明らかとなった。以上をまとめると、列車の進行方向に対する路盤剛性の大小の変化の違いによって傾向は若干異なるものの、同一の土構造物区間内で路盤剛性が区間途中で変化する箇所においては、路盤剛性の小さい区間の道床バラストの沈下進みは路盤剛性の大きい区間よりも速くなる傾向にあり、路盤剛性の変化箇所付近における高低狂いの発生・成長を抑制するためには路盤剛性の小さい区間の路盤剛性を大きくすることが重要であると考えられる。

東海道新幹線の土構造物区間における地盤および路盤調査では、前述の数値シミュレーションにおいて想定したような土構造物の区間途中における路盤剛性の変化が実際に存在するかどうか、また路盤剛性の変化以外に土構造物区間における保守多投入箇所の成因が存在するかどうかを調べるため、粘性土（関東ローム）で構築された同一の盛土区間内に保守多投入箇所と健全箇所（高低狂いが進行しないあるいは進行が緩やかな箇所）が混在している区間において地盤および路盤調査を実施し、保守多投入箇所と健全箇所の調査結果を比較することにより保守多投入箇所の成因の推定を試みた。地盤調査では調査ボーリング、標準貫入試験、密度検層および弾性波トモグラフィを、路盤調査では道床バラストおよび路盤状態観察、小型FWD試験、簡易動的コーン貫入試験および粒度試験を実施した。その結果、保守多投入箇所と健全箇所のあいだに土構造物の土質や物性値、道床バラストの粒度分布に顕著な違いは認められなかったが、保守多投入箇所は健全箇所と比較

して道床バラスト層の厚さが薄いことまたは軌道内に雨水が滞留していることによって軌道の支持剛性が低下している状態にあり、このことが保守多投入箇所の原因であると推定された。また、路盤状態に関する追加調査の結果、保守多投入箇所は健全箇所と比較して道床バラスト層の厚さが薄い、排水勾配が確保されていない、または軌道内が滞水あるいは水分を多く含んでいる状態であり、先に実施した路盤調査の結果と顕著な差異は認められなかった。以上より、東海道新幹線の土構造物区間における保守多投入箇所の発生原因は、保守多投入箇所では健全箇所と比較して道床バラスト層の厚さが薄いこと、または軌道内が滞水あるいは水分を多く含んでいることによって軌道の支持剛性が低下しているためであると考えられ、シミュレーションで想定したように同一の土構造物内で路盤剛性が区間途中で変化していることが明らかとなった。

模型地盤を用いた試験では、東海道新幹線の粘性土路盤区間における保守多投入箇所の原因を検証することを目的に、東海道新幹線の道床バラストおよび路盤状態を模擬した模型地盤に対して繰返し載荷試験を実施し、道床バラスト層の厚さや含水状態がバラスト軌道の沈下と与える影響について検討を行った。具体的には模型地盤を実物の1/5サイズとし、現地調査結果をもとにバラスト、細粒化バラスト、碎石混じりロームの3層構成とした模型地盤に対して繰返し載荷試験を実施して検討を行った。その結果、粘性土路盤を模擬した碎石混じりローム層の表層の飽和度が上昇するとまくらぎの沈下進みが速くなることが明らかとなった。また、道床厚（バラストと細粒化バラストの層厚の合計）が薄い場合は、路盤表層に作用する圧力が大きいことで路盤表層が飽和することによって繰返し載荷により路盤表層が軟弱化するため、散水後のまくらぎ沈下進みが速い傾向にあることが明らかとなった。また、道床厚が厚い場合は、路盤表層に作用する圧力が小さいことで路盤表層が飽和しても軟弱化しにくいいため、散水後のまくらぎ沈下進みは遅い傾向にあることが明らかとなった。

対策工の試験施工では、保守多投入箇所の原因を踏まえ、まくらぎ下60cmまでの道床バラストおよび粘性土路盤を取り除き、その上に粒度調整碎石およびクラッシュランによる厚さ20cmのサブバラスト層を構築し、道床バラストの層厚を40cmとする対策工を策定し、営業線での試験施工を実施した。サブバラスト層は、道床バラストの路盤への貫入および粘性土の道床バラスト層への上昇を防ぐフィルター材の役割を果たすことを目的として設けたものである。また、サブバラストの層厚も含めた道床バラストの層厚は60cmであり、現在の基準である道床バラストの層厚30cmよりも厚くすることで粘性土路盤表層の路盤圧力を低減し、路盤表層が飽和しても軟弱化しにくいことで軌道の支持剛性の低下を防ぐ構造としている。試験施工の結果、施工から約2か月経過後からは軌道状態が概ね良好に推移している区間が存在しており、対策工の有効性が確認された。しかし、サブバラスト層の転圧不足と思われる施工直後の軌道沈下の急進および施工箇所と未施工箇所の施工境界付近での軌道状態が改善されないといった課題が明らかとなり、対策工の施工方法の改良が今後の課題である。

以上のとおり、本研究では数値シミュレーション、地盤および路盤調査および模型実験によって保守多投入箇所の原因を解明するとともに、保守多投入箇所の原因を踏まえて策

定した対策工の有効性を明らかにした。また，本研究の成果は東海道新幹線のような高速鉄道のみならず在来鉄道においても適用可能であり，在来鉄道も含めてバラスト軌道における保守多投入箇所の解消に向けて本研究をさらに深度化していきたい。

目次

第 1 章 序論	1
1.1 本研究の背景	1
1.2 東海道新幹線の土構造物区間における保守多投入箇所が発生例	2
1.3 既往の研究	5
1.3.1 路盤噴泥に関する既往の研究	5
1.3.2 道床噴泥に関する既往の研究	10
1.4 本研究の目的と論文の構成	11
第 1 章の参考文献	13
第 2 章 東海道新幹線の路盤構造	17
2.1 東海道新幹線建設時の路盤構造	17
2.2 東海道新幹線開業後に施工された路盤噴泥対策工	18
2.2.1 クロロプレン・アスファルト層設置工	19
2.2.2 排水溝設置工	20
2.2.3 路盤面被覆工	20
2.2.4 路盤排水シート工	21
2.3 現在の設計標準における路盤構造との比較	22
2.4 本章のまとめ	25
第 2 章の参考文献	27
第 3 章 路盤剛性変化箇所における軌道の動的応答解析	29
3.1 シミュレーションモデルの概要	29
3.2 モデルの諸元および解析ケース	31
3.2.1 軌道モデルおよび車両モデルの諸元	31
3.2.2 路盤剛性を考慮した道床バラスト第 3 層－路盤間のばね係数および減衰係数	32
3.2.3 解析ケース	33
3.3 速度 75m/s の場合のシミュレーション結果	33
3.3.1 軟らかい路盤から硬い路盤へ走行する場合	33
3.3.2 硬い路盤から軟らかい路盤へ走行する場合	37
3.3.3 路盤剛性の組合せと軌道の動的応答の関係	40
3.4 路盤剛性変化箇所の軌道の動的応答に対する速度の影響	41
3.5 本章のまとめ	43
第 3 章の参考文献	45

第 4 章 保守多投入箇所地盤および路盤調査	47
4.1 地盤調査	47
4.1.1 調査箇所	47
4.1.2 調査項目および調査方法	48
4.1.3 調査結果および考察	50
(1) 調査ボーリングおよび標準貫入試験	50
(2) 密度検層	53
(3) 弾性波トモグラフィ	53
4.1.4 地盤調査結果のまとめ	56
4.2 路盤調査	57
4.2.1 調査箇所	57
4.2.2 調査項目および調査方法	58
4.2.3 調査結果および考察	60
(1) 道床バラストおよび路盤状態観察	60
(2) 小型 FWD 試験	67
(3) 簡易動的コーン貫入試験	69
(4) 粒度試験	73
4.2.4 路盤調査結果のまとめ	75
4.3 路盤状態の追加調査	76
4.3.1 追加調査箇所	76
4.3.2 調査項目および調査方法	79
4.3.3 調査結果および考察	79
(1) 道床バラストおよび路盤状態観察	79
(2) 小型 FWD 試験	85
(3) 簡易動的コーン貫入試験	88
(4) 粒度試験	91
4.3.4 路盤状態の追加調査結果のまとめ	93
4.4 本章のまとめ	94
第 4 章の参考文献	95
第 5 章 保守多投入箇所成因に関する模型試験	97
5.1 試験装置の概要	97
5.2 試験に用いた地盤材料	99
5.2.1 バラスト	99
5.2.2 細粒化バラスト	99
5.2.3 碎石混じりローム	99
5.3 模型地盤の構成および作製方法	101
5.4 試験ケースおよび試験方法	102

5.5 各試験ケースのまくらぎおよび模型地盤の挙動.....	104
5.5.1 Case80-60-60 における挙動.....	104
5.5.2 Case60-60-60 における挙動.....	104
5.5.3 Case40-60-60 における挙動.....	105
5.5.4 Case20-60-60 における挙動.....	105
5.5.5 Case0-60-60 における挙動.....	106
5.6 道床厚や飽和度がまくらぎ沈下に与える影響.....	112
5.6.1 载荷回数とまくらぎ変位の関係.....	112
5.6.2 繰返し载荷によるまくらぎの沈下進み.....	113
5.6.3 道床厚と碎石混じりローム表面の鉛直応力増分の関係.....	114
5.6.4 推定飽和度と沈下進み係数の関係.....	114
5.7 本章のまとめ.....	116
第5章の参考文献.....	117
第6章 保守多投入箇所対策工の策定および本線試験施工.....	119
6.1 保守多投入箇所対策工の策定.....	119
6.2 対策工の本線試験施工.....	121
6.2.1 試験施工の概要.....	121
6.2.2 施工後の軌道状態の推移.....	124
6.3 対策工に関する今後の課題.....	127
6.4 本章のまとめ.....	128
第6章の参考文献.....	130
第7章 結論.....	131
7.1 本研究の結論.....	131
7.2 今後の課題.....	132
第7章の参考文献.....	135
付録A 車両／軌道の相互作用シミュレーションについて.....	137
A.1 シミュレーションモデルの概要.....	137
A.2 車両の運動方程式.....	139
A.3 軌道の運動方程式.....	142
A.4 車輪－レール間の接触力.....	146
A.5 運動方程式の統合.....	146
付録B N 値から K_{30} 値および弾性係数 E を推定する方法.....	149
謝 辞.....	151

第 1 章 序論

1.1 本研究の背景

世界初の高速鉄道として1964年10月に営業運転を開始した東海道新幹線は、盛土や切土の土構造物が線路延長約515kmのうち約53%を占めており¹⁾、また軌道構造はほぼ全線にわたってバラスト軌道が採用されている²⁾。

鉄道において土構造物が土木技術として扱われるようになってきたのは東海道新幹線建設時からである^{3),4)}。東海道新幹線建設時、路盤を含む土構造物の建設にあたっては、路盤噴泥の防止や列車通過時の動的沈下量を許容値以下とすることなどを目的として、使用可能な盛土材料の条件や路床の地盤反力係数、土構造物の施工管理方法などが定められた⁵⁾。しかし、東海道新幹線開業後から約半年を経過した1965年4月頃より泥岩からなる土構造物が多い掛川地区において路盤噴泥が発生し始め、2年後の1967年5月には路盤噴泥の発生延長が約100kmと急激に増加し⁶⁾、軌道保守は困難を極めた。この状況を受けて各種の路盤噴泥防止工法が検討された結果、路盤上面を遮水シートによって被覆する工法（以下「路盤面被覆工」という）が標準構造として採用され⁷⁾、泥土によって汚損した道床バラストの交換工事にあわせて順次施工された。また、路盤面被覆工が施工された後に路盤噴泥が再発した箇所などには、砂を不織布で挟んだ層を路盤上面に設ける工法⁸⁾（以下「路盤排水シート工」という）が施工された。その結果、50Tレールから60kgレールへの重軌条化やレール頭頂面凹凸管理の強化などの効果と相まって土構造物区間における路盤噴泥の発生は皆無となり、それに伴ってむら直し（人力による軌道の上下方向の不整（高低狂い）の整正作業）の年間施工量は開業直後と比べて大幅に減少するに至った。しかしながら、近年は全列車270km/h化や列車本数の増加などの影響によってむら直しの年間施工量は漸増の傾向にあり⁹⁾、また労働者人口が減少傾向にあるなかでむら直しに必要な作業員を将来にわたって確保し続けることは困難な状況である。さらに、東海道新幹線では2015年3月から一部の列車で285km/h運転が開始され、2019年度末（2020年3月末）には全列車285km/h化が予定されており¹⁰⁾、むら直しの年間施工量は今後さらに増加すると予想される。したがって、東海道新幹線の走行安全性や良好な乗り心地を確保し続けるためには軌道状態の更なる改善、すなわち高低狂いの発生・進行を抑制してむら直しの施工量の削減を図る必要がある。

前述のとおり、東海道新幹線の土構造物区間においては路盤噴泥の発生は皆無となったが、それでもなお高低狂いが発生・進行しやすく、むら直しの年間施工回数が他と比較して多い箇所（以下「保守多投入箇所」という）が存在する。保守多投入箇所はレール継目部（溶接継目含む）のようにレール頭頂面に短波長の凹凸が存在する箇所、あるいはスラブ軌道とバラスト軌道の接続箇所や橋台裏盛土のように軌道構造や土木構造物の変化箇所において発生する 경우가多く、このような箇所における保守多投入箇所を対象とした研究は数多く行われている（例えば文献11)-17)など）。しかし、軌道構造や土木構造物が区間途中で変化せず、またレール継目部も存在しない土構造物区間においても保守多投入箇所は

数多く存在する。このような土構造物区間における保守多投入箇所が発生原因については路盤噴泥と関連づけられることが一般的であるが、前述のとおり現在の東海道新幹線では路盤噴泥の発生は皆無であり、路盤噴泥に関する既往の知見¹⁸⁾では東海道新幹線の土構造物区間における保守多投入箇所の発生原因を十分には説明できない状況にある。

このような状況において、現在の東海道新幹線の土構造物区間における保守多投入箇所の発生原因を解明するとともにその対策工を策定することは高速鉄道の走行安全性や乗り心地の維持・向上および軌道保守量の削減を図るうえで非常に重要であると考えられる。

1.2 東海道新幹線の土構造物区間における保守多投入箇所の発生例

東海道新幹線の土構造物区間のバラスト軌道における保守多投入箇所の発生状況の例として、新横浜－小田原間のある500m区間における2001年4月1日から2017年3月31日までの16年間のむら直しの作業実績を図1-1および図1-2に示す。なお、各図の横軸はある位置を起点として新横浜から小田原に向かっての距離を、縦軸は作業年月日を、黒色の横線はむら直しの作業実績を示す。また、むら直し以外の作業のうち道床バラストの掘削を伴う作

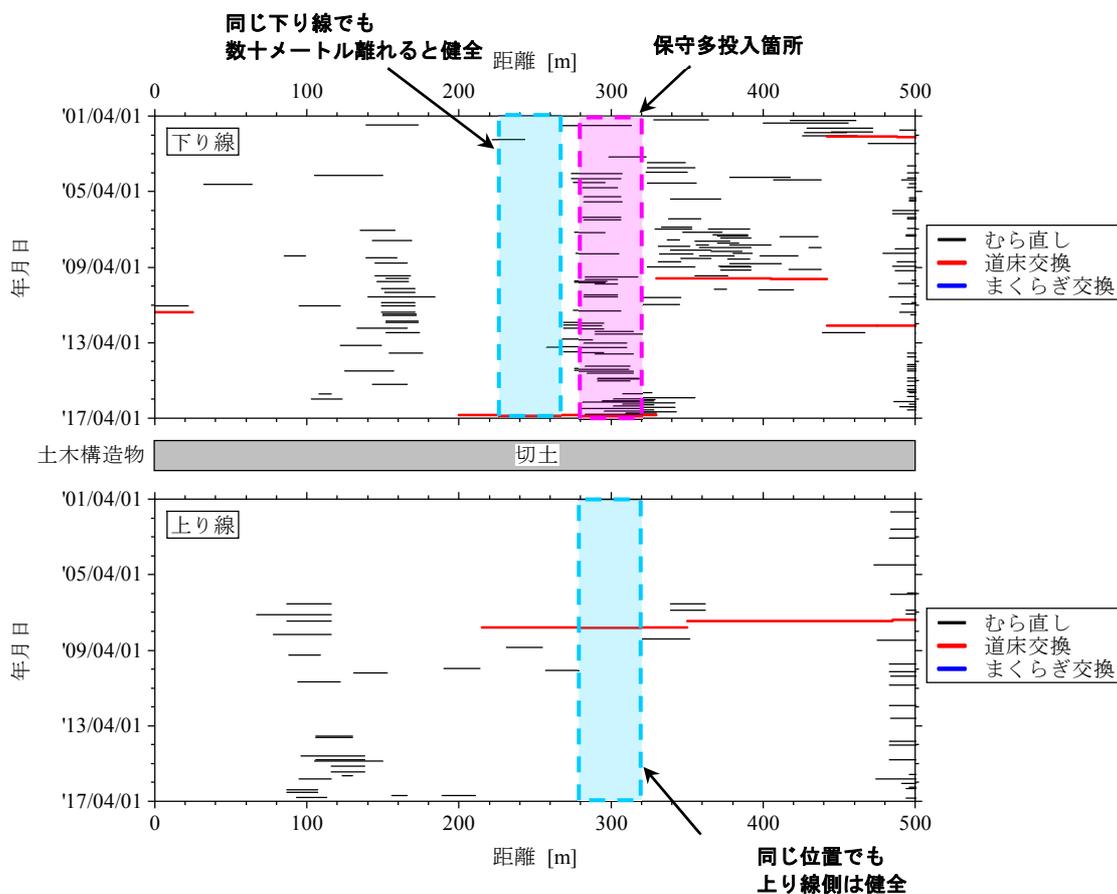


図1-1 東海道新幹線の土路盤区間におけるむら直しの作業実績（その1）

業のうち、道床交換（まくらぎ下30cmの深さまでの道床バラストを新品に交換する作業）の作業実績を赤色の横線で、まくらぎ交換の作業実績を青色の横線で示すとともに、当該区間の土木構造物の種類もあわせて示す。

図1-1に示す区間の土木構造物は全区間にわたって原地盤が関東ロームの切土であり、また区間途中で接着絶縁継目など軌道構造の変化箇所も存在しない。しかし、むら直しの作業履歴を見ると、下り線側では300m位置付近においてむら直しが短い周期で何度も施工されている一方、上り線の同じ300m位置付近ではむら直しは16年間にわたって1回も施工されておらず、上下線で軌道状態が大きく異なる。また、同じ下り線の250m位置付近ではむら直しは16年間で2回しか施工されておらず、数十メートル離れただけで軌道状態が大きく異なる。

図1-2に示す区間の土木構造物は主に関東ロームで構築された盛土であるが、区間途中でコンクリート製の架道橋が4箇所存在しており、土木構造物が区間途中で変化する区間である。軌道構造については架道橋も含めて全区間バラスト軌道であり、下り線の70m位置付近および上り線の60m位置付近に接着絶縁継目が存在する。むら直しの作業履歴を見ると、100m位置付近では上下線ともむら直しが何度も施工されているが、この位置は土木構

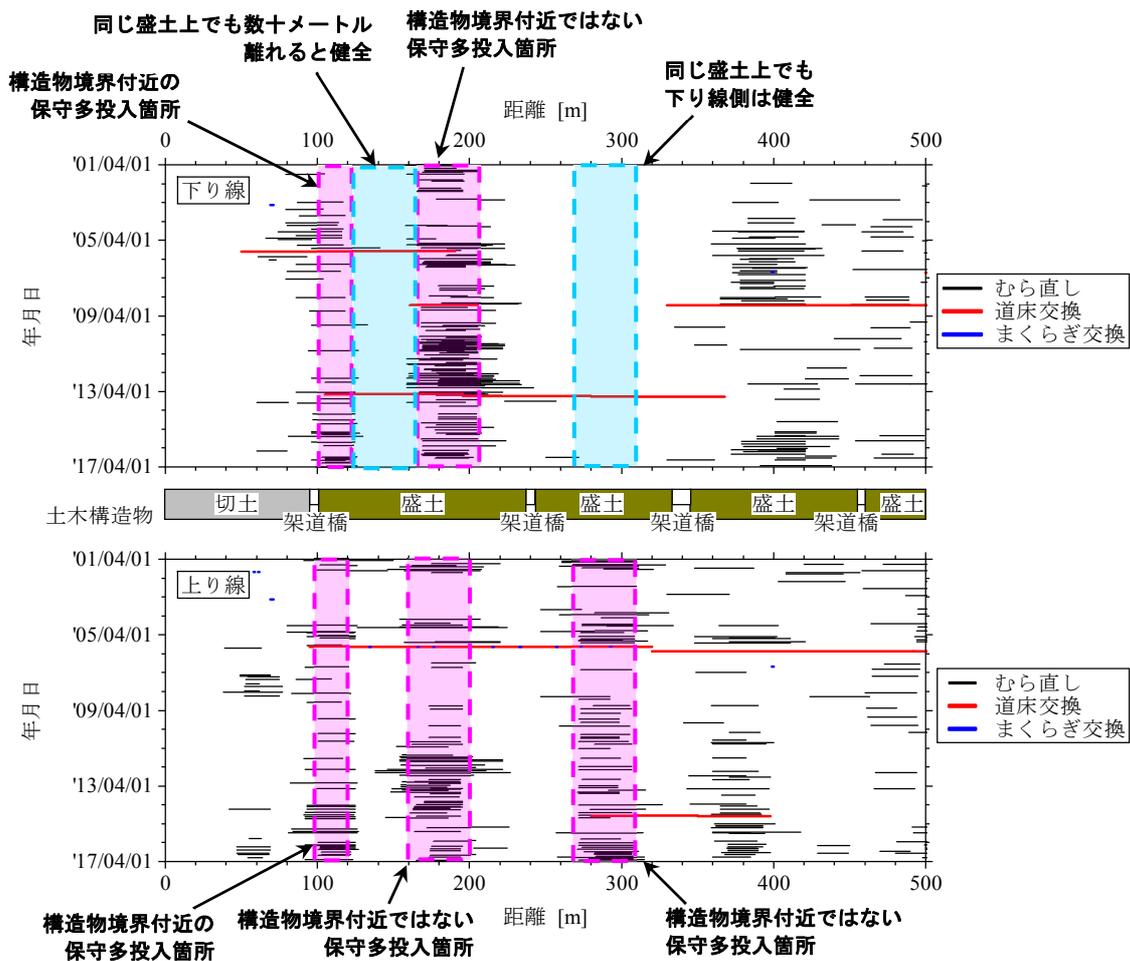


図1-2 東海道新幹線の土路盤区間におけるむら直しの作業実績（その2）

造物の境界付近であり、架道橋から盛土へと土木構造物が区間途中で変化する影響によって軌道状態が安定していないものと考えられる。しかし、180m位置付近の盛土では、土木構造物の境界付近ではないものの上下線ともむら直しが何度も施工される保守多投入箇所であり、軌道状態が安定していない状況である。また、280m位置付近では、同じ盛土上でも下り線ではむら直しが16年間で1回も施工されていない一方、上り線ではむら直しが何度も施工されており、上下線で軌道状態が大きく異なっていることがわかる。さらに、これらの箇所では道床交換が施工されても軌道状態が改善されず、道床交換の施工直後あるいは施工からしばらく経過した後にはむら直しが何度も施工されている状況もみられる。

東海道新幹線の土構造物区間における保守多投入箇所の例を図1-3に示す。保守多投入箇所では道床バラストは稜角が摩損して丸みを帯びおり、また道床バラストが摩損して粉末化したものによって軌道表面が全体にわたって白色化しており、道床噴泥の様相を呈していることがわかる。しかし、軌道内には泥土となった路盤土が軌道表面に噴出している様子は見られず、路盤噴泥が発生している状況は認められない。一方、図1-3の写真奥に写る隣接線では、同じ土構造物上でありかつ溶接継目（図1-3左上のレールに白色の縦線が2本引かれている箇所）が存在するものの道床バラストが摩損して軌道表面が白色化している様子は認められず、高低狂いが進行することなく良好な軌道状態を維持している。

道床噴泥とは、細粒化・粉末化した道床バラストが泥土となって軌道表面に噴出する現象である。路盤噴泥と道床噴泥の違いについて、伊能¹⁹⁾は以下のように説明している。

「線路に泥土が噴出する現象を噴泥と呼んでいる。噴泥は大別して、道床噴泥と路盤噴泥とに分けられるが、前者は、列車荷重により細粒化・粉末化した道床バラストを、後者は路盤土を、噴泥土の供給源としている。いずれの場合も、列車荷重及び雨水や地下水と土の相互作用によって、泥土が形成され、さらに道床全



図1-3 東海道新幹線の土路盤区間における保守多投入箇所の例

体へと噴出してゆくものである。」

また、佐藤²⁰⁾は道床噴泥箇所について以下のように説明している。

「道床噴泥箇所では（中略）降雨時には道床の細粒が泥化し、角のとれた道床がはじき出されてまくらぎが半分位裸になるとともに（中略）列車進行方向に泥が白く飛散する。それが日照の日が続くと（中略）固結することもある。」

しかし、実務上においては、道床バラストの稜角が摩損して粉末化したものが生成されている箇所は、泥土の噴出や飛散がみられなくても道床噴泥箇所とされている。よって、本論文中においてもこのような箇所は道床噴泥が発生しているものと見做すこととする。

一般的に、道床噴泥は軌道構造や土木構造物の不連続箇所やレール継目部において保守多投入箇所となっている場合に多く見られる現象である。また、東海道新幹線では開業後しばらく経過してから高架橋区間において道床噴泥が多発し、その発生原因を解明するとともに対策工を実施してきた^{11),12)}。しかし、現在の東海道新幹線では軌道構造や土木構造物が区間途中で変化せず、またレール継目部も存在しない土構造物区間において、図1-3に示したような道床噴泥の様相を呈している保守多投入箇所が多く存在している。よって、東海道新幹線の土構造物区間において保守多投入箇所の発生原因を解明するとともにその対策工を策定するためには、なぜ現在の東海道新幹線の土構造物区間では路盤噴泥ではなく道床噴泥の様相を呈した保守多投入箇所が発生しているのかを究明することが鍵となると考えられる。

1.3 既往の研究

前述のとおり、東海道新幹線では土構造物区間においては開業直後に路盤噴泥が、高架橋区間においては開業後しばらく経過してから道床噴泥が多発し、その対策に多大な労力を費やしてきた。そこで本節では、路盤噴泥および道床噴泥に関する既往の研究について述べる。

1.3.1 路盤噴泥に関する既往の研究

路盤噴泥に関する戦前の研究として堀越²¹⁾による研究がある。この研究では、粘土質路盤における路盤噴泥防止のための対策として、(1)排水側溝または排水管の設置あるいはその機能促進、(2)在来路盤への砂層の敷込み、(3)在来路盤への玉石層または割栗石層の敷込み、(4)コンクリートまたは鉄筋コンクリート路盤の構築、の4つの対策の設計法について述べている。

戦後の日本において路盤噴泥に関する研究が本格的に始まったのは1949年からであり、特に戦後の経済復興に伴って列車本数の増加や速度向上が実施されていく中で路盤噴泥が増加し、1955年には全国主要線区の路盤噴泥調査が実施された²²⁾。

西亀ら²³⁾は、1955年度に全国的に実施した不良路盤の実態調査に基づき、路盤噴泥を起こさないと考えられる土質条件は以下の3条件を同時に満足する場合であることを示した。

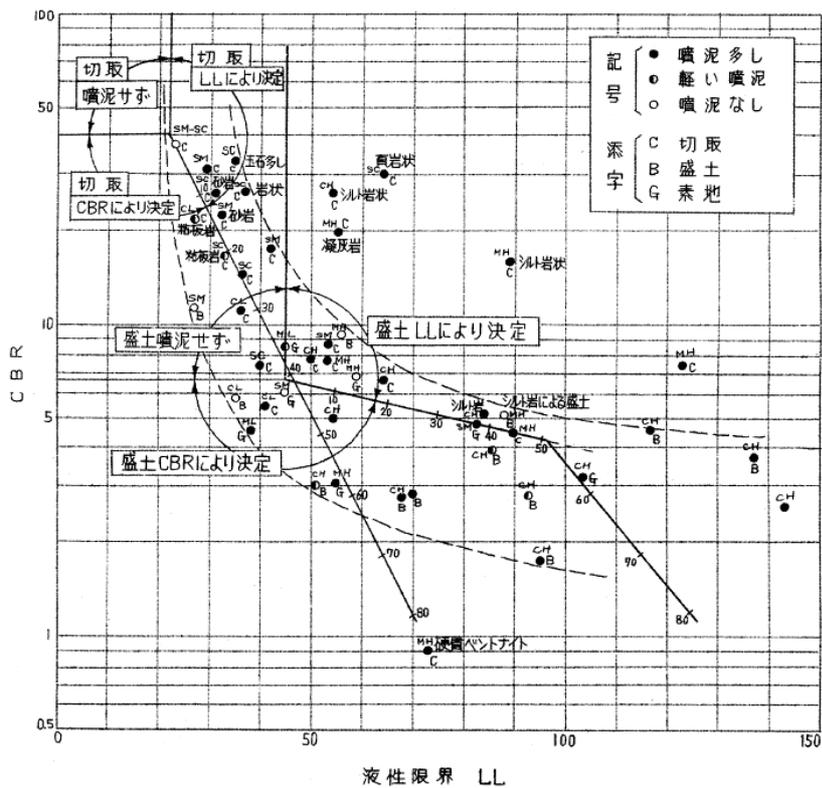


図1-4 保護層厚決定図²⁴⁾

- i) 粒径0.4mm以下の通過百分率が70%以下
- ii) 粒径0.075mm以下の通過百分率と0.4mm以下の通過百分率の比が0.65以下
- iii) 液性限界が35%以下かつ塑性指数が9以下

また、齊藤²⁴⁾は西亀ら²³⁾の調査結果を整理して、路盤土の液性限界と道床バラスト貫入深さの関係および路盤土の現場CBRと道床バラスト貫入深さの関係から、貫入深さを保護土層の厚さと等しいとおいて図1-4に示す保護土層の層厚決定図を作成した。この図を用いることにより、路盤土のCBRと液性限界が分かれば路盤噴泥発生箇所の路盤を良質な材料で置き換える場合の置き換え厚さを求めることおよび建設時における路盤土の適正な厚さを求めることが可能となった。

これらの成果をもとに東海道新幹線の土構造物の建設基準が策定されたが、沿線に分布する土は上記の条件を満たすものが少なく、また経済性の理由から上記の条件から大幅に緩和された建設基準となった。そのため、東海道新幹線開業直後から路盤噴泥が多発することとなり、その対策に多大な労力を費やすこととなった。なお、東海道新幹線建設時の路盤構造および開業後の東海道新幹線における路盤噴泥対策については第2章で述べる。

東海道新幹線の土構造物の建設基準の検証などを目的として、都ら^{25),26)}は土質材料の異なる5種類の試験盛土路盤を構築し、試験盛土路盤に対して散水繰返し載荷実験を1959年から1960年にかけて実施した。その結果、切込砂利を用いたサブバラスト（道床バラストと路盤の間に敷き込む補助道床）が盛土の沈下および路盤噴泥の発生を抑制する効果のあ

ることが確認されたが、サブバラストの破壊によって軌道沈下が誘発されることも確認された。しかし、この研究成果は西亀ら²³⁾や齊藤²⁴⁾の成果と同様に東海道新幹線の土構造物の建設基準に十分に反映されることはなかった。なお、これらとほぼ同時期にサブバラストによる軌道の沈下抑制効果に関する研究が岡部²⁷⁾により行われている。

鉄道における安全かつ経済的な土構造物の調査、設計および施工に関する一貫した指針を作成するべく1962年に土構造物の標準示方書の作成に関する研究委員会が組織され、委員会による研究成果は1968年に日本国有鉄道の「土構造物の設計施工指針(案)」²⁸⁾として制定された。この指針(案)では、路盤材料および路盤の締固め度が厳しく規制されるとともに、路盤の厚さは路盤表面から300mmを標準とすることが定められた。なお、この指針(案)で規定された路盤材料を用いれば路盤噴泥はほとんど抑制できるため、本指針(案)の制定以降は「サブバラスト」および「保護土層」という名称は用いられなくなった。

「土構造物の設計施工指針(案)」をさらに発展させ、1978年に制定された「建造物設計標準 土構造物」²⁹⁾では、良質な自然土またはクラッシュラン等を用いた「土路盤」とアスファルト舗装または水硬性粒度調整高炉スラグ碎石を用いた「強化路盤」の2種類が路盤構造として規定された。これにより、新設線においては道床バラストの路盤への貫入や路盤噴泥はほとんど起こらない路盤構造となった。その後、運輸省(現国土交通省)監修のもとに鉄道総合技術研究所より「鉄道構造物等設計標準・同解説(土構造物)」³⁰⁾が1992年に刊行され、さらに2007年には省力化軌道用土構造物の内容も盛り込まれた改訂版³¹⁾が刊行され、現在はこの設計標準に基づき路盤を含む土構造物が設計されている。

路盤を含む土構造物の設計標準が確立されていく一方、東海道新幹線および1968年以前に建設された在来鉄道を対象とした路盤噴泥の発生メカニズムの解明および対策工に関する研究についても引き続き取り組まれてきた。

都ら³²⁾は、路盤噴泥対策を目的として合成樹脂フィルムや化学的安定処理による路盤の防護について室内試験および現場での試験施工を実施し、路盤噴泥対策として一定の効果を得た。井元³³⁾および今村³⁴⁾は、執筆当時に推定されていた路盤噴泥の発生機構および種々の路盤噴泥対策工について概説している。小野ら³⁵⁾は、路盤噴泥の基本的な発生機構を知るために道床バラストの粘土層への貫入に関する載荷試験を実施し、粘土の含水比がある限界値を超えると沈下の進行が急に大きくなること、沈下の傾向が繰返し載荷回数の平方根に比例すること、また沈下の進行が道床バラストの粒径に関連していることを明らかにした。伊東ら^{36),37)}は、1976年に東北本線を対象として実施した路盤実態調査の結果を「東北本線路盤図」としてまとめるとともに、路盤噴泥発生箇所と未発生箇所を対比させることにより路盤土質、荷重条件および排水状態が路盤噴泥の発生に与える影響を分析した。山田ら³⁸⁾は、路盤噴泥の発生機構の解明を目的として道床バラストの粘土層への貫入過程について列車荷重を模擬した繰返し載荷試験を実施し、静的載荷では道床バラストは貫入しないが繰返し載荷では著しく貫入すること、道床バラストの貫入には粘土層の飽和度が大きく関係していることなどを明らかにした。

路盤噴泥に関する研究の集大成とも言えるものが伊能¹⁸⁾による研究であり、大規模な現場調査および模型実験により路盤噴泥の発生過程を把握して路盤噴泥の発生機構を明らか

にすること、および各種の噴泥要因を考慮して総合的な見地から効果的な対策工を提案することを目的として研究が行われた。その結果、路盤噴泥の発生過程は図1-5に示す段階をたどることが明らかとなった。

第1段階:繰返し载荷によって道床バラストが路盤に貫入するとともに路盤表面が凹状に沈下し、そのため地表面の滞水によってウォーターポケットが形成される。

第2段階:バラストと路盤の接触部において飽和した路盤土はリモルディング(練り返し)によってその構成・配列が乱され、路盤土の細粒分と水が結合して泥土が生成される。また、繰返し载荷によって路盤土の過剰間隙水圧が徐々に増加して有効応力が減少することにより、路盤土は軟弱化し支持力を減ずる。

第3段階:繰返し载荷によって道床バラストがさらに路盤に貫入するとともに泥土が道床バラスト中を上昇し、道床バラストの目詰まりが生じる。泥土はさらに道床バラスト表面へと上昇し、やがて道床バラスト全域に広がる。

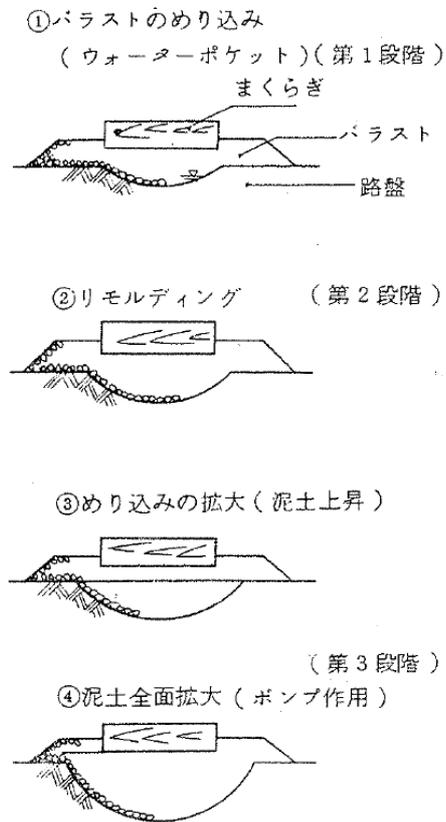
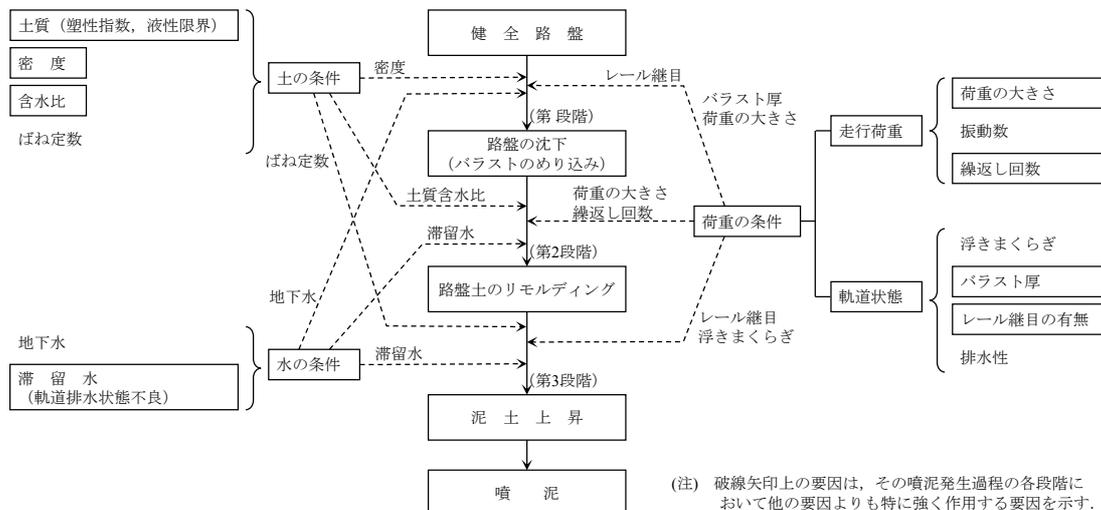
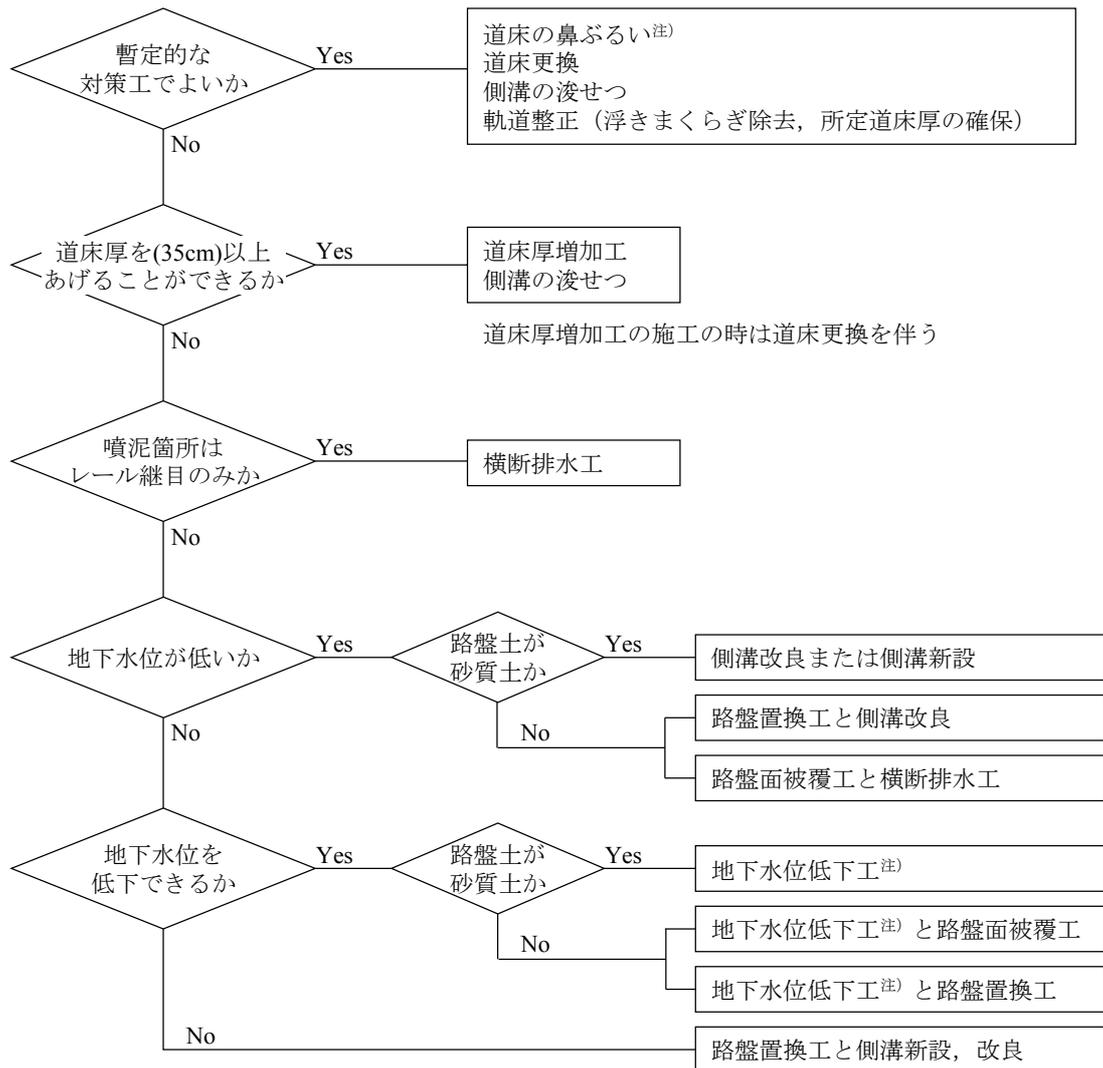


図1-5 路盤噴泥の発生過程¹⁸⁾



(注) 破線矢印上の要因は、その噴泥発生過程の各段階において他の要因よりも特に強く作用する要因を示す。

図1-6 路盤噴泥発生過程と発生要因の関係¹⁸⁾



注) 鼻ぶるいとは、まくらぎ外側の道床バラストをふるい分けすることをいう。
地下水位低下工とは深い側溝または強制排水をいう。

図1-7 路盤噴泥対策工選定手順¹⁸⁾

また、路盤噴泥の発生過程と発生要因の関係が図1-6のように、路盤噴泥対策工の選定手順が図1-7のようにまとめられた。図1-7に示す路盤噴泥対策工の選定手順は当時の日本国有鉄道において正式に制定され、国鉄分割民営化の後も「営業線における軌道・路盤の補修・改良方法の手引き」³⁹⁾において現在まで引き継がれている。

伊能¹⁸⁾による研究の後には、路盤噴泥対策工の改良および路盤強化に関する研究が主となった。代表的なものとして、伊東ら⁸⁾による路盤面被覆工の改良、関根ら^{40), 41)}による立体補強材（ジオセル）を用いた路盤強化工法および安定処理による路盤強化工法、山田ら⁴²⁾による石炭灰を用いた路盤補修策、藤澤⁴³⁾による攪拌混合工法（JST工法）を用いた路盤改良工法、可知⁴⁴⁾による土のうを用いた路盤補強工法、中村ら^{45), 46)}によるグラウト充填路盤改

良工法およびポリマー安定処理工法などがある。

路盤噴泥に関する既往の研究によって東海道新幹線における路盤噴泥の発生は皆無となった。しかし、1.2節で述べたように現在の東海道新幹線の土路盤区間においては道床噴泥の様相を呈した保守多投入箇所が発生しており、路盤噴泥に関する既往の研究では東海道新幹線の土構造物区間における保守多投入箇所の発生原因についての十分な説明は困難である。

1.3.2 道床噴泥に関する既往の研究

東海道新幹線における道床噴泥に関する既往の研究としては主に以下の研究がある。

高谷⁴⁷⁾は、1969年頃から東海道新幹線において高架橋上のレール溶接部を中心とした所に道床バラストの細粒化による道床噴泥が多発するようになったことを受けて、道床噴泥の原因究明および対策に関する試験を実施した。その結果、(1)軌道の防振構造化、(2)石質基準の向上、(3)雨水の完全遮断、の3点が対策の方向性として示された。

佐藤¹¹⁾は、東海道新幹線において実施された試験電車による速度向上試験において著大輪重が発生した場所を分析した結果、その大部分は高架橋上であり、レール溶接部などのレール頭頂面の凹凸が大きい箇所または道床噴泥箇所(図1-8)あるいはその競合箇所であることを明らかにした。

片山ら¹²⁾は、高架橋上の道床噴泥箇所において道床バラストが細粒化・固結するメカニズムに関する各種試験を行った。その結果、(1)道床バラストの粗粒を埋没させるのに十分な量の道床バラストの破砕片が存在し、(2)これらを結合する結合材としての石粉(粒径0.074mm以下)が存在し、(3)これらが水を含んだ状態で圧密・乾燥によって脱水して高密度化する、ことが固結が成立する条件であることを明らかにするとともに、固結した道床

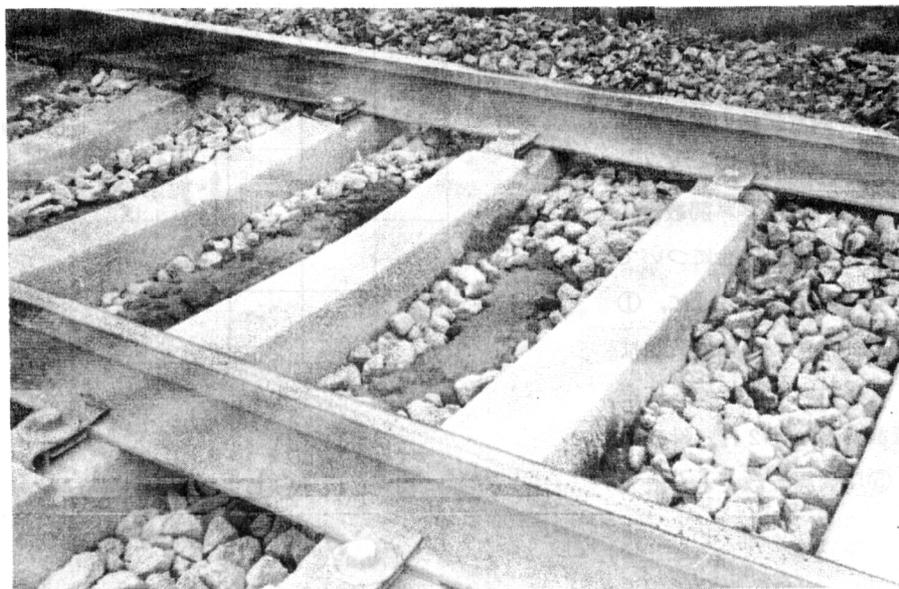


図1-8 高架橋上における道床噴泥¹¹⁾

バラストは水とわずかな力を加えることによって容易に解体・分離できることを明らかにした。

ただし、これらの研究はいずれも東海道新幹線の高架橋区間における道床噴泥を対象としたものであり、1.2節で述べたような土構造物区間の保守多投入箇所のみられる道床噴泥箇所を対象としたものではない。

1.4 本研究の目的と論文の構成

本研究は、東海道新幹線の土構造物区間における保守多投入箇所の発生原因を究明するとともにその対策を確立することを目的としている。

東海道新幹線の土構造物区間における保守多投入箇所の発生原因については、「建設時に良質な盛土材料を使用しなかったことで軟弱な路盤が多い」とか「原地盤が軟弱であることが原因である」とか「石質の悪い道床バラストを使用していることが原因である」などと言われることが多い。しかし、1.2節で示したように、同一の土構造物区間においてむら直しの年間施工回数が多い保守多投入箇所がある一方で、保守多投入箇所から数十メートルしか離れていないにもかかわらず高低狂いが進行しないあるいは進行が緩やかで、年1回の大型保線機械による定期的な軌道整備だけで良好な軌道状態を維持している箇所(以下「健全箇所」という)が存在しており、盛土材料や道床バラストの石質、原地盤の特性などの理由だけでは同一の土構造物区間にあって軌道状態が大きく異なる箇所が存在している原因を十分には説明できない。

そこで本研究では、

「同一の土構造物区間であっても、数十メートル離れると原地盤や路床の土質や物性値、あるいは路盤の構造や物性値などが大きく異なっていることにより、土木構造物の変化箇所と同様のメカニズムにより保守多投入箇所が発生しているのではないか」

との仮説を立て、数値シミュレーション、現場調査および模型実験により発生メカニズムの推定および対策工の策定を試みることにした。

本論文の構成は以下のとおりである。

第1章では、現在の東海道新幹線の土構造物区間における保守多投入箇所の発生例を説明するとともに、路盤噴泥および道床噴泥に関する既往の研究を踏まえながら本研究の目的および本論文の構成を示す。

第2章では、東海道新幹線の建設時の路盤構造および開業後の路盤噴泥対策について概説するとともに、東海道新幹線の路盤構造に関する問題点を整理する。

第3章では、区間途中で路盤剛性が変化する土構造物区間を車両が走行した場合の軌道の動的応答に関する数値シミュレーションを実施し、シミュレーション結果をもとに路盤剛性が保守多投入箇所の発生に与える影響について考察する。

第4章では、保守多投入箇所と健全箇所が近接している土構造物区間を対象として地盤

調査および路盤調査を実施し、保守多投入箇所と健全箇所の調査結果を比較することにより保守多投入箇所の発生原因の推定を試みる。

第5章では、現地での地盤調査および路盤調査をもとに保守多投入箇所の道床バラストおよび路盤の状態を模擬した模型地盤に対する繰返し載荷試験を実施し、現場調査によって推定した東海道新幹線における保守多投入箇所の成因を検証する。

第6章では、数値シミュレーション、現場調査および模型実験の結果をもとに東海道新幹線の土構造物区間における保守多投入箇所対策工を策定するとともに、本線上での試験施工および施工後の軌道状態の推移について述べる。

第7章では、本研究により得られた成果をまとめるとともに今後の課題について整理し、本研究の結論とする。

第1章の参考文献

- 1) 松原健太郎：新幹線の軌道 改訂・追補版, p.3, 日本鉄道施設協会, 1969.
- 2) 文献1), p.25.
- 3) 関根悦夫：鉄道路盤の支持特性と路盤強化に関する研究, 長岡技術科学大学学位論文, pp.1-2, 1996.
- 4) 須長誠：鉄道における土構造物の研究の現状と今後の課題, 鉄道総研報告, Vol.12, No.4, 1998.
- 5) 日本国有鉄道：東海道新幹線工事誌土木編, pp.111-116, 1965.
- 6) 福田武治：バラストクリーナによる路盤改良工法, 鉄道線路, Vol.17, No.5, 1969.
- 7) 深澤義朗, 小林茂樹：新幹線の保線, pp.325-331, 日本鉄道施設協会, 1980.
- 8) 伊東孝之, 御船直人, 関口吉男, 板井幸市, 杉本政彦：路盤面被覆工の設計・施工に関する研究, 鉄道技術研究報告, No.1319, 1986.
- 9) 大竹敏雄：高速鉄道における輪重変動抑制を目的とした短波長領域の軌道狂い管理手法の研究, 神戸大学学位論文, pp.14-15, 2015.
- 10) JR東海ニュースリリース：N700Aの追加投入について（2015年10月22日）, JR東海ホームページ, http://jr-central.co.jp/news/release/_pdf/000028233.pdf（2018.10.2閲覧）
- 11) 佐藤吉彦：東海道新幹線において951形式試験電車に発生した著大輪重の原因とその対策, 鉄道技術研究報告, No.824, 1972.
- 12) 片山守彦, 高木喜内：東海道新幹線高架橋上における道床固結の特性とその処理方法, 鉄道技術研究報告, No.1358, 1987.
- 13) 古賀徹志, 三浦重：レール支持ばね係数急変部における車両走行特性解析, 鉄道技術研究所速報, No.A-87-212, 1987.
- 14) 名村明, 松尾浩一郎, 三浦重：支持弾性遷移区間の軌道の挙動解析, 鉄道総研報告, Vol.11, No.2, 1997.
- 15) 小野重亮, 石田誠, 内田雅夫：軌道動的応答解析による軌道狂い進みシミュレーション, 鉄道総研報告, Vol.15, No.4, 2001.
- 16) 桃谷尚嗣, 高橋貴蔵, 中村貴久, 関根悦夫：構造物境界部の路盤強化による軌道沈下抑制効果, 日本鉄道施設協会誌, Vol.46, No.2, 2008.
- 17) 相田真人, 紅露一寛, 阿部和久：まくらぎの浮きを考慮した軌道振動・道床沈下連成解析, 土木学会鉄道工学シンポジウム論文集, No.19, pp.127-134, 2015.
- 18) 伊能忠敏：鉄道路盤の噴泥現象の解明とその防止対策, 鉄道技術研究報告, No.1252, 1983.
- 19) 文献18), p.3.
- 20) 文献11), pp.16-17.
- 21) 堀越一三：湿潤地ニ於ル粘土質路盤ノ防護ニ就テ, 鉄道大臣官房研究所業務研究資料, Vol.22, No.8, 1934.
- 22) 伊能忠敏：これからの路盤構造改良の考え方, 鉄道土木, Vol.20, No.10, 1978.

- 23) 西亀達夫, 室町忠彦, 本間寛, 北方常治: 不良路盤の実態調査 (昭和30年度), 鉄道業務研究資料, Vol.13, No.22・23, 1956.
- 24) 斉藤迪孝: 盛土施工に関する最近の資料から, 鉄道技術研究所速報, No.59-191, 1959.
- 25) 都淳一, 岩橋洋一, 今村治雄, 三沢融, 谷島良雄: 種類の土で構築した盛土路盤上の軌道の散水繰返し載荷実験, 鉄道技術研究報告, No.286, 1962.
- 26) 都淳一, 岩橋洋一, 今村治雄, 三沢融, 鈴木豊: サブバラストを用いた盛土路盤の軌道の散水繰返し載荷実験, 鉄道技術研究報告, No.287, 1962.
- 27) 岡部二郎: バラスト支持力の実験的研究, 鉄道線路, Vol.9, No.8-10, 1961.
- 28) 本田修一: 土構造物の設計施工指針 (案) 解説 (その1~その4), 鉄道線路, Vol.16, No.6-7, 9-10, 1968.
- 29) 日本国有鉄道 編: 建造物設計標準解説 土構造物, 日本鉄道施設協会, 1978.
- 30) 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, 丸善, 1992.
- 31) 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, 丸善, 2007.
- 32) 都淳一, 竹下貞雄, 小谷大紀, 赤羽政亮: 軟弱路盤対策, 鉄道技術研究報告, No.426, 1964.
- 33) 井元美晴: 新幹線における噴泥防止の研究, 鉄道線路, Vol.14, No.1, 1966.
- 34) 今村治雄: 最近の路盤噴泥対策, 鉄道路木, Vol.10, No.3, 1968.
- 35) 小野一良, 伊藤義男: 軟弱路盤における道床砂利の圧入過程, 鉄道線路, Vol.21, No.2, 1973.
- 36) 伊東孝之, 岩崎高明, 野口達雄: 噴泥の実態とその対策(1), 鉄道技術研究報告, No.1062, 1977.
- 37) 伊東孝之, 岩崎高明, 野口達雄, 大脇康孝: 噴泥の実態とその対策(2), 鉄道技術研究報告, No.1077, 1978.
- 38) 山田幹雄, 小野一良: 鉄道線路における噴泥発生機構の基礎的研究, 土木学会論文報告集, No.325, pp.107-118, 1982.
- 39) 鉄道総合技術研究所: 営業線における軌道・路盤の補修・改良方法の手引き, 鉄道総合技術研究所, 2017.
- 40) 関根悦夫, 村本勝己: 補強材を用いた路盤の強化, 鉄道総研報告, Vol.6, No.12, 1992.
- 41) 関根悦夫, 村本勝己: 安定処理した路盤の力学特性に関する研究, 鉄道総研報告, Vol.7, No.10, 1993.
- 42) 山田幹雄, 山崎和彦, 佐野博昭, 伊能忠敏: 石炭灰を用いた路盤補修策による噴泥防止効果に関する研究, 土木学会論文集, No.486/VI-22, pp.105-114, 1994.
- 43) 藤澤政和: 盛土路盤改良施工方法の検討, 日本鉄道施設協会誌, Vol.41, No.4, 2003.
- 44) 可知隆: 「土のう」を使用した軌道沈下抑制工法, 日本鉄道施設協会誌, Vol.43, No.12, 2005.
- 45) 中村貴久, 桃谷尚嗣, 伊藤壱記, 村本勝己: 発生バラストを活用した既設線路盤改良工法の開発, 鉄道総研報告, Vol.27, No.4, 2013.
- 46) 中村貴久, 村本勝己, 藪中嘉彦, 野村清順, 三田地利之: 細粒土混入率が高いバラス

ト軌道におけるポリマーを用いた補修方法の開発，第21回鉄道技術連合シンポジウム
論文集，S2-4-4, 2014.

47) 高谷時哉：東海道新幹線における道床細粒化，鉄道線路，Vol.19, No.4, 1971.

第 2 章 東海道新幹線の路盤構造

第1章で述べたように、東海道新幹線建設時には路盤噴泥の防止などを目的として土構造物に関する建設基準が定められたが、開業後間もなく路盤噴泥が多発し、その再発防止のため様々な対策工が検討されてきて現在に至っている。そこで本章では、東海道新幹線建設時の路盤構造および開業後に施工された主な路盤噴泥対策工について概説するとともに、東海道新幹線の路盤構造が有する問題点について整理する。

2.1 東海道新幹線建設時の路盤構造

東海道新幹線建設時の路盤および路床の基本的な構造は図2-1に示すとおりである¹⁾。この構造のねらいは、

- (a) 噴泥防止
- (b) 道床バラストのめり込みを少なくする
- (c) 盛土完成後の盛土の圧縮による沈下を少なくする
- (d) 列車通過時の動的沈下を許容限度内にする

などであり、経済的にも可能な限度と考えたものである。

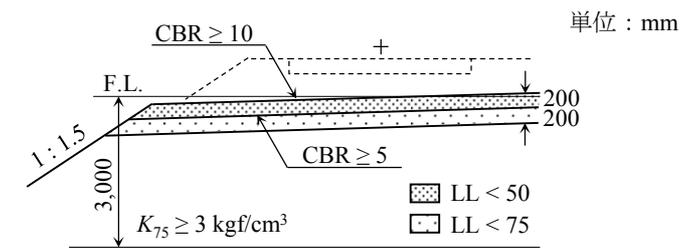
(a)および(b)について、西亀ら²⁾によって行われた路盤の実態調査によると、路盤噴泥を起こさないと考えられる土質の範囲は以下の3条件を同時に満足するものとされた。

- i) 粒径0.4 mm以下の通過百分率が70 %以下
- ii) 粒径0.075 mm以下の通過百分率と0.4mm以下の通過百分率の比が0.65以下
- iii) 液性限界(LL)が35%以下かつ塑性指数が9以下

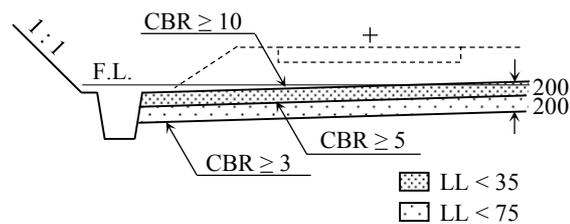
しかし、建設基準を決めるにあたっては、沿線に分布する土の種類・性質および経済性を勘案するとともに、道床バラストの多少のめり込みは止むを得ないが路盤噴泥は防止するとの考えによって、路盤表層部に用いる材料は液性限界をもって規制することとし、路盤表層部の締固め程度はCBR値によって規制した。ただし、路盤表層部の液性限界について、盛土では上記iii)の条件から緩和、地下水位の高い切土では厳しくしている。また、路盤表層部に切込砂利などの砂礫質土を用いる場合には最大粒径を70mm以下に規制した。

(c)の盛土完成後の沈下については、盛りこぼしではなく盛土を水平に敷き均して締め固めることで十分に締め固めることができ、また土工機械の走行による締固めの効果によって盛土完成後の沈下はほとんど無視することができることと経験上わかっていたため、新幹線の盛土は水平に敷き均して締め固めることを原則とした。

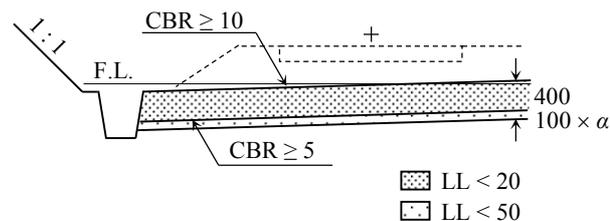
(d)の動的沈下については、締固め程度は列車荷重が有効に及ぶ範囲とされる施工基面から深さ3mまでを規制することとし、列車荷重が有効に及ぶ範囲内の土を一様に $K_{75}=29.4 \text{ MN/m}^3$ (3 kgf/cm^3) ($K_{30}=65 \text{ MN/m}^3$) に締め固めると路盤面の動的沈下量は計算上2~4mmとなり、ほぼ許容し得る範囲内であると考えられたため、施工基面から深さ3mまでの締固め



(a) 盛土



(b) 切土



(c) 地下水位の高い切土

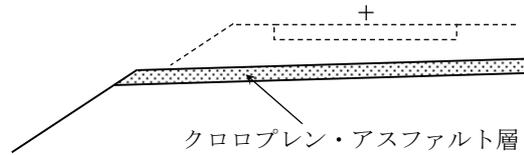
図2-1 東海道新幹線建設時の路盤構造¹⁾

の基準は $K_{75} \geq 29.4 \text{ MN/m}^3$ とされた。

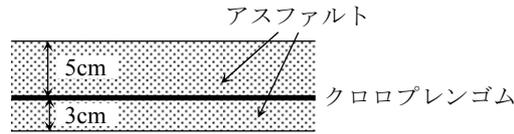
ただし、関東ロームの土構造物区間においては、路盤上で液性限界が75%よりも小さい試料を得られないと思われ、また関東ロームを $K_{75} \geq 29.4 \text{ MN/m}^3$ で締め固めるのは経済的に不可能であったため、関東ローム区間では $K_{75} \geq 9.8 \text{ MN/m}^3$ (1 kgf/cm^3) ($K_{30} \geq 22 \text{ MN/m}^3$) に緩和するとともに施工基面下40cmまで全て切込砂利を使用³⁾し、CBR値を満足するとともに路盤噴泥対策とした。

2.2 東海道新幹線開業後に施工された路盤噴泥対策工

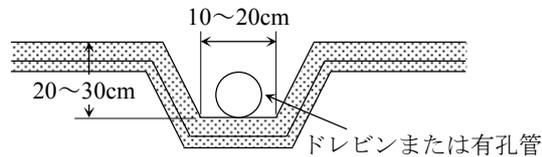
前節のとおり定められた東海道新幹線の路盤構造であったが、開業後間もなくして泥岩からなる土構造物区間が多い掛川地区で路盤噴泥が発生し始め、その後全線的に路盤噴泥が多発し、その対策に多大な労力を費やすこととなった。以下では、路盤噴泥対策として東海道新幹線において施工された主な工法を記す。



(a) 断面図



(b) クロロプレン・アスファルト層詳細図



(c) 横断排水溝詳細図

図2-2 クロロプレン・アスファルト層設置工⁴⁾

なお、東海道新幹線では開業以来道床バラストの交換工事を実施していない箇所も存在しており、必ずしも東海道新幹線の土構造物区間すべてにおいて路盤噴泥対策工が施工されている訳ではない。また、本節で述べる対策工の具体的な施工箇所も一部を除いては記録が残っておらず不明である。

2.2.1 クロロプレン・アスファルト層設置工

クロロプレン・アスファルト層設置工⁴⁾とは、図2-2に示すように路盤表面にクロロプレンゴムおよび砂アスファルトを敷いて不透水層を形成し、雨水の路盤土への浸透を阻止するものである。構造の概要は、路盤面に厚さ3cmの下層アスファルトを設け、下層アスファルトの上にクロロプレンゴムを敷き、更にその上に厚さ5cmの上層アスファルトを設ける。また、横断排水溝を20~30m間隔で設ける。

本工法は開業直後に路盤噴泥が多発した掛川地区において1965年から施工され、施工箇所の軌道状態は大幅に改善されることとなった。しかし、本工法に必要な作業時間および作業員を確保することが困難であったため、その後は後述する路盤面被覆工に代わることとなった。なお、敷設から20年経過した箇所での実態調査の結果、アスファルト層にクラックは認められず良好な状態を維持していたとの報告がある⁵⁾。

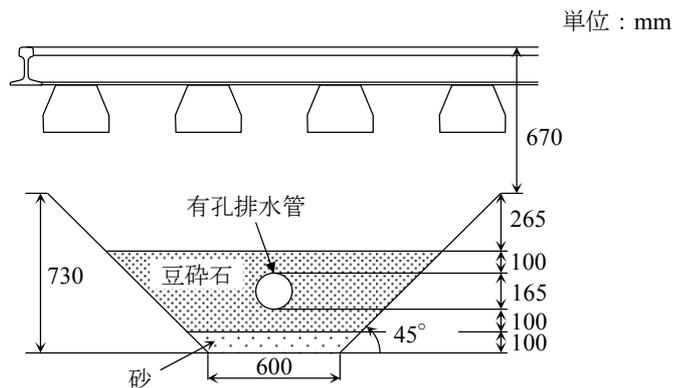
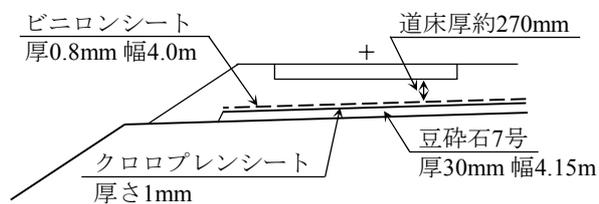
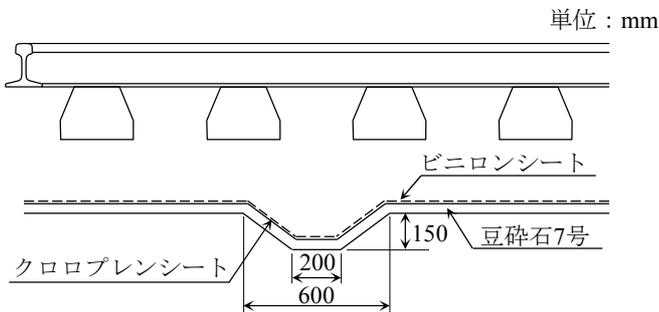


図2-3 排水溝設置工⁴⁾



(a) 断面図



(b) 横断排水溝

図2-4 路盤面被覆工⁶⁾

2.2.2 排水溝設置工

排水溝設置工⁴⁾とは、数メートル間隔で図2-3に示すように深い横断排水溝を掘り、有孔排水管を設置して砂および豆碎石で埋め戻す工法である。本工法は比較的軽微な路盤噴泥箇所施工された。

2.2.3 路盤面被覆工

路盤面被覆工⁶⁾はクロロプレン・アスファルト層設置工と同様に雨水の路盤土への浸透を阻止する構造であり、東海道新幹線の土構造物区間の標準構造として採用されたもので

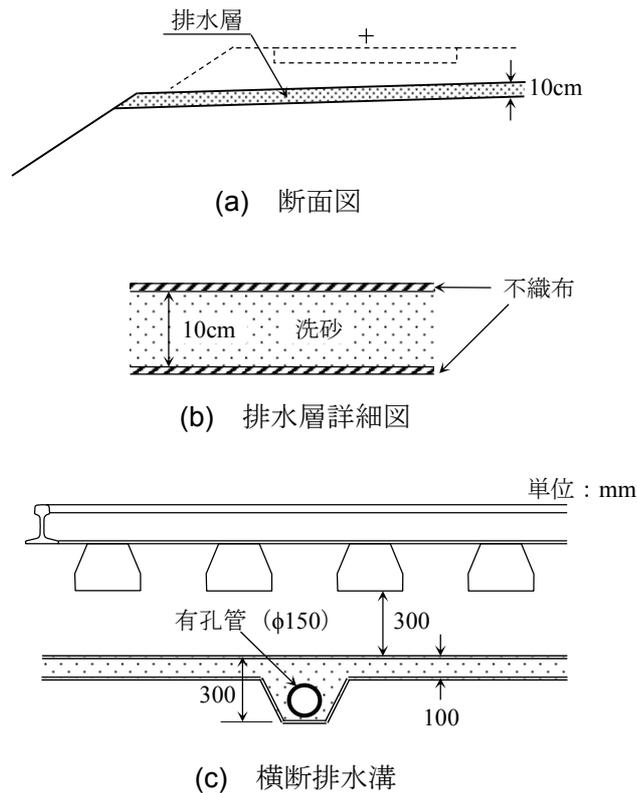


図2-5 路盤排水シート工⁸⁾

ある。路盤面被覆工の構造は、図2-4に示すように排水層として路盤表面に豆碎石を敷き、その上に雨水からの遮水層としてクロロプレキシドシート、更にその上に保護層としてビニロンシートを敷くことにより路盤への水の浸透を遮断する構造となっている。また、豆碎石の代わりに不織布が用いられることもある。5%以上の線路勾配区間では20mピッチに横断排水溝を設けることとなっている。

本工法は1966年頃から施工され、掛川地区のみならず全線的に施工されたが、被覆材にバラストが食い込み破損するなどして雨水が路盤面に浸透して路盤噴泥が再発することもあった。また、1990年9月に台風の影響によって発生した盛土のり面崩壊⁷⁾の原因のひとつとして本工法の被覆材の破損箇所から盛土内に雨水が浸透して水みちが形成された可能性が指摘されたため、本事象発生以降は本工法による施工は中止された。

2.2.4 路盤排水シート工

路盤面被覆工が遮水を目的としているのに対し、路盤排水シート工⁸⁾は地表水や地下水の排水を促進して泥土の発生・上昇を防ぐ対策工である。路盤排水シート工とは、図2-5に示すように厚さ10cmの砂層を厚さ4mmの不織布で挟んだ排水層を路盤上面に設けるとともに、線路方向5mまたは10m毎に横断排水溝を設置する工法である。なお、上層の不織布は砂層へのバラストの貫入防止を、下層の不織布は泥土の上昇防止を目的としている。

本工法は1984年から掛川地区において路盤噴泥が再発した箇所を中心として道床バラ

トの交換工事にあわせて施工されたが、近年は路盤噴泥が皆無であるため本工法の施工実績は無い。

2.3 現在の設計標準における路盤構造との比較

本節では、東海道新幹線の路盤構造と現在の設計標準における土構造物区間の路盤構造と比較することにより、東海道新幹線における路盤構造の問題点を整理する。

東海道新幹線建設時の路盤構造を図2-6に、東海道新幹線開業後に施工された主な路盤噴泥対策工の路盤構造を図2-7に、現在の設計標準⁹⁾におけるバラスト軌道（有道床軌道ともいう）の路盤構造を図2-8に示す。なお、図2-6および図2-7は、2.1節および2.2節で説明した内容を図2-8に示す現在の設計標準における路盤構造と比較しやすくするために作成したものである。また、図2-6中の「サブバラスト」および「保護土層」とは、路盤材料を路床とは異なる良質な材料に入れ替えた場合の各層の名称であり、このうち「サブバラスト」には主に切込砂利が使用された。ただし、1968年に「土構造物の設計施工指針（案）」¹⁰⁾が制定されて以降は「サブバラスト」および「保護土層」という名称は用いられていない。

現在の設計標準では、バラスト軌道の路盤構造は図2-8に示す「有道床軌道用アスファル

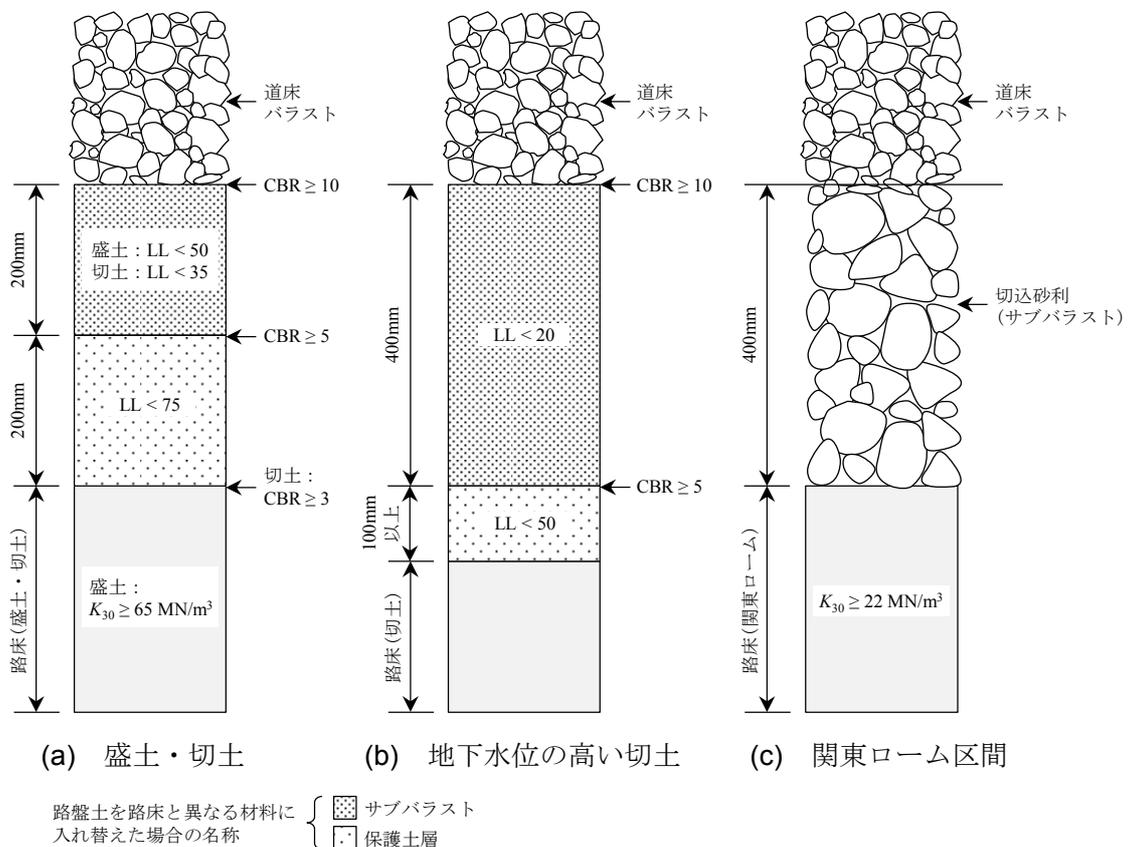


図2-6 東海道新幹線建設時のバラスト軌道の路盤構造

「アスファルト路盤」と「砕石路盤」の2種類が規定されており、有道床軌道用アスファルト路盤は重要度の高い線区のバラスト軌道で、砕石路盤は一般的な線区のバラスト軌道で用いられる路盤である。有道床軌道用アスファルト路盤の構造（図2-8(a)）は、 K_{30} 値が 70MN/m^3 以上となるように締め固められた路床の上に粒度調整砕石などにより厚さ $100\sim 600\text{mm}$ の下部路盤（路床の K_{30} 値や路盤材料などにより厚さは異なる）を構築し、その上をアスファルトにより厚さ 50mm で舗装する構造となっている。また、砕石路盤の構造（図2-8(b)）は、 K_{30} 値が 70MN/m^3 以上となるように締め固められた路床の上にクラッシュランや良質な自然土などにより厚さ 300mm の路盤を構築する構造となっている。両者とも路盤材料には粒度調整砕石やクラッシュランなど良質な材料を使用しているが、これは適切な締固めにより大きな支持力を得るとともに粒径 0.075mm 以下の細粒分の量を規制することにより路盤噴泥の発生を防止するためである。ここで、砕石路盤において自然土を路盤材料として用いる場合の適合条件は、

- ・最大粒径は 75mm 以下であること
- ・標準網ふるい 0.075mm を通過する粒子を $2\sim 20\%$ 含むこと
- ・標準網ふるい 0.425mm を通過する粒子を 40% 以上含まないこと
- ・均等係数は 6 以上であること
- ・液性限界は 35 以下であること

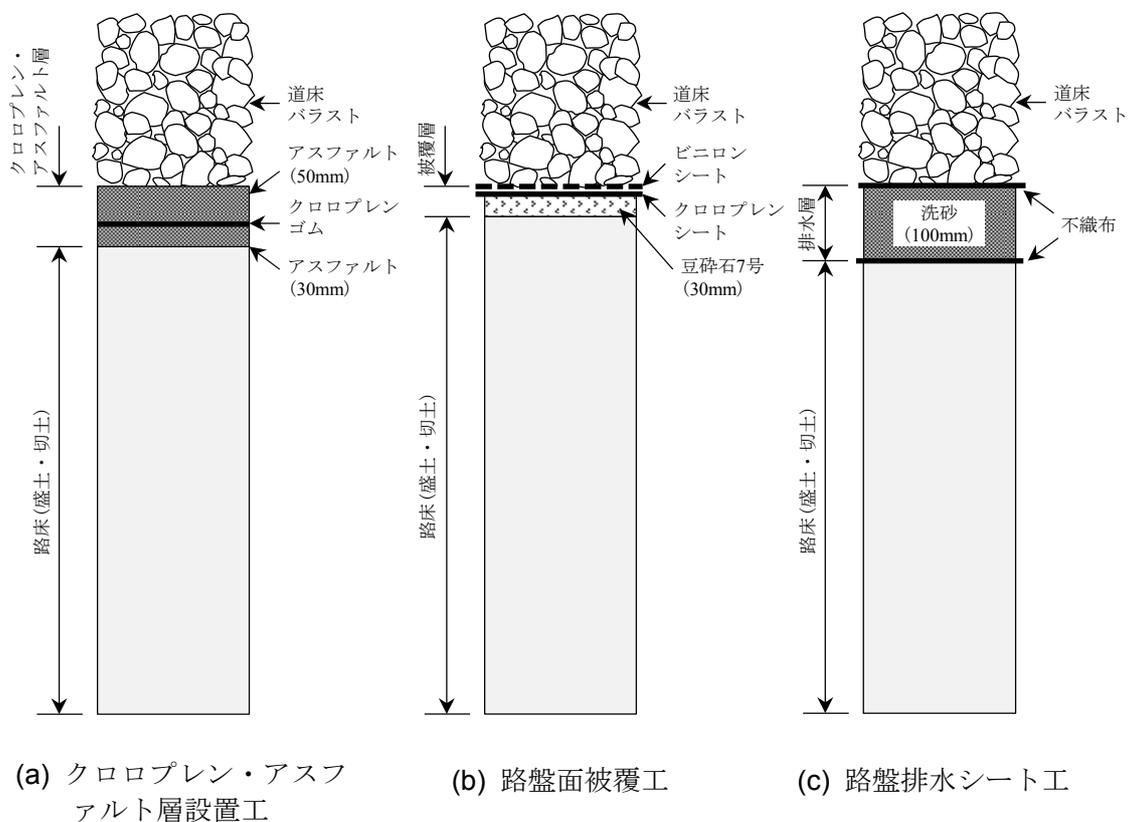


図2-7 東海道新幹線の路盤噴泥対策工の路盤構造

- ・塑性指数は9以下であること。

であり、この適合条件は1978年に制定された設計標準¹⁰⁾における自然土の適合条件が現在の設計標準まで引き継がれている。

図2-6～図2-8の比較より、東海道新幹線の路盤構造の問題点として以下のことが考えられる。

(1) 路盤表層の路盤材料が良質な材料に置き換えられていない

2.1節で述べたように、東海道新幹線の建設基準を決めるにあたっては沿線に分布する土の種類・性質および経済性を勘案したため、路盤表層に用いる路盤材料は液性限界のみ規制し、西亀ら²⁾が提示された土質材料の条件をすべて反映させることはできなかった。このことが東海道新幹線開業後に路盤噴泥が多発した原因ではあるが、その後に施工された路盤噴泥対策工では路盤土が不良であっても良質な材料に置き換えることはなかった。これは、路盤土を良質な材料に置き換えるよりも路盤に水が浸透しないように遮水するほうが路盤噴泥対策工としては掘削範囲が少ないため経済的であったためと考えられる。しかし、2.2節で述べたように遮水シートの破損などが原因で路盤噴泥が再発することもあり、路盤土を良質な材料で置き換えていれば遮水シートが破損しても路盤噴泥の再発は防げたものと考えられる。なお、現在の設計標準では粒度調整砕石やクラッシュラン等の良質な材料で路盤表層を構築するため、路盤噴泥が発生する可能性はほとんど無いと考えられる。

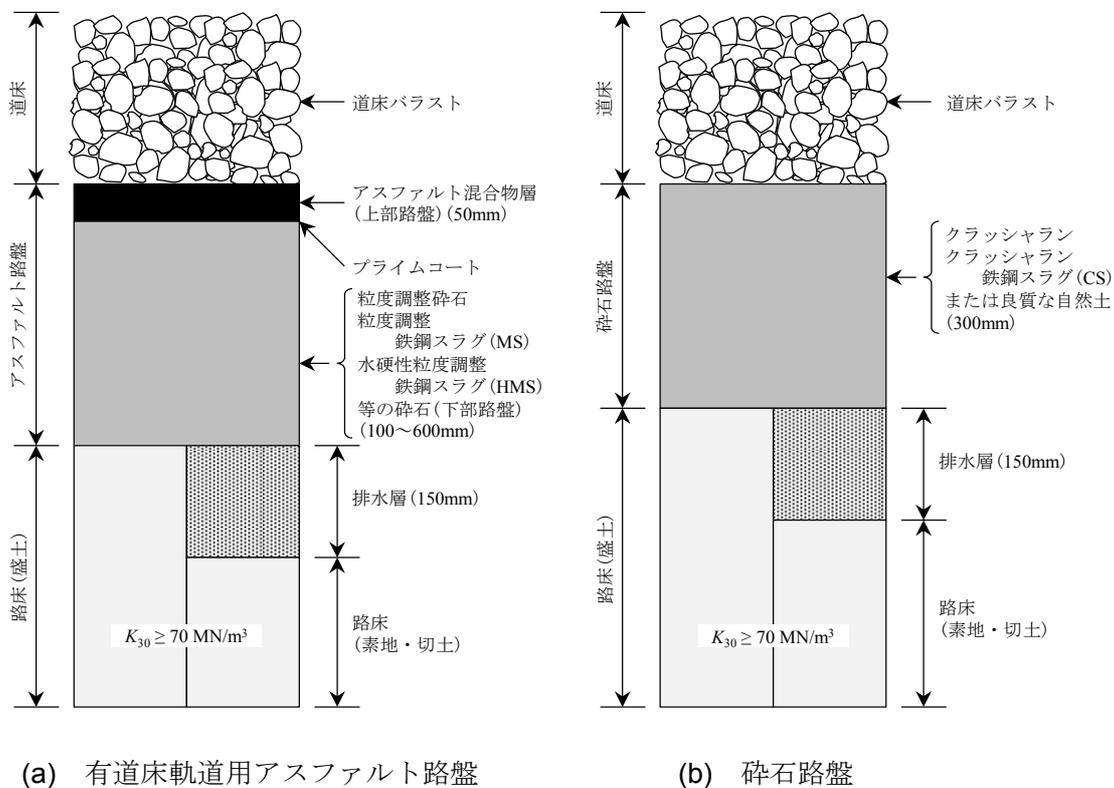


図2-8 現在の設計標準におけるバラスト軌道の路盤構造⁹⁾

路盤排水シート工（図2-7(c)）は路盤表面から深さ100mmまで洗砂で置換しているとともに不織布により洗砂層を保護しているため、路盤面被覆工（図2-7(b)）と比較して路盤下部からの泥土上昇による路盤噴泥は発生しにくいと考えられる。また、クロロプレン・アスファルト層設置工（図2-7(a)）のアスファルト層の厚さは80mmであり、現在の設計標準の有道床軌道用アスファルト路盤（図2-8(a)）のアスファルト層厚50mmよりも厚く、このことがクロロプレン・アスファルト層設置工の敷設から20年経過後も良好な状態を維持していた⁹⁾理由のひとつであると考えられる。

(2) 土構造物の材料に関東ロームを用いている区間がある

東海道新幹線には関東ロームで構築された土構造物区間が多く存在するが、関東ローム区間における建設時の締固め基準は $K_{30} \geq 22 \text{MN/m}^3$ であり、ほぼ現在の設計標準の締固め基準である $K_{30} \geq 70 \text{MN/m}^3$ と比較してとても低い。これは、関東ロームは液性限界、自然含水比ともきわめて大きい火山灰質粘性土であり、関東ロームを用いた土工区間では高含水による泥寧化のため当時の建設基準である $K_{75} \geq 29.4 \text{MN/m}^3$ ($K_{30} \geq 65 \text{MN/m}^3$)で締め固めるのはほとんど不可能であったためである¹¹⁾。なお、現在の設計標準では火山灰質粘性土を盛土材料として用いる場合は安定処理をした上で $K_{30} \geq 70 \text{MN/m}^3$ となるように締め固めることとなっている。

また、建設時において関東ロームの土構造物区間では路盤表面から深さ40cmまではサブバラスト層として全て切込砂利を使用することでCBR値を満足するとともに路盤噴泥対策とした。しかし、関東ロームの締固め基準が低いため、サブバラスト層に用いた切込砂利は路盤噴泥防止の役割を果たせなかったものと考えられる。すなわち、関東ローム区間では路床が軟らかいため列車荷重によって切込砂利が関東ロームに貫入し、切込砂利の貫入によって押し出された関東ロームが上昇してサブバラスト層の空隙を埋め、さらに道床バラスト層まで上昇することで路盤噴泥が発生したものと考えられる。

ただし、開業後50年以上経過した現在では経年による圧密や列車荷重によって関東ローム区間の路床の K_{30} 値は建設時と比較して高くなっていると思われるが、現在の関東ローム区間の路床の K_{30} 値は不明である。

2.4 本章のまとめ

本章では、東海道新幹線建設時の路盤構造および開業後に施工された主な路盤噴泥対策工について概説するとともに、東海道新幹線の路盤構造が有する問題点について整理した。本章の内容をまとめると以下のとおりである。

- (a) 東海道新幹線建設時の路盤および路床に関する建設基準は、(a)噴泥防止、(b)道床バラストの貫入防止、(c)盛土の圧縮沈下の抑制、(d)列車通過時の動的沈下の抑制、の4点を考慮して定められた。しかし開業後には路盤噴泥が多発し、その対策に多大な労力を費やすこととなった。
- (b) 東海道新幹線において路盤噴泥対策工として施工されたもののうち代表的なもの

として、(a)クロロプレン・アスファルト層設置工、(b)排水溝設置工、(c)路盤面被覆工、(d)路盤排水シート工、の4つ工法の路盤構造について説明した。

- (c) 東海道新幹線建設時の路盤構造、路盤噴泥対策工の路盤構造および現在の設計標準の路盤構造を比較し、現在の東海道新幹線における路盤構造の問題点として、(a)路盤表層の路盤材料が良質な材料に置き換えられていないこと、(b)安定処理されていない関東ロームを土構造物に用いている区間がある、の2つを指摘した。

第2章の参考文献

- 1) 日本国有鉄道：東海道新幹線工事誌 土木編，pp.111-116, 1965.
- 2) 西亀達夫，室町忠彦，本間寛，北方常治：不良路盤の実態調査（昭和30年度），鉄道業務研究資料，Vol.13, No.22・23, 1956.
- 3) 日本国有鉄道 東京幹線工事局：東海道新幹線工事誌（土木編），pp.2-7, 1965.
- 4) 井元美晴：新幹線における噴泥防止の研究，鉄道線路，Vol.14, No.1, 1966.
- 5) 須長誠：鉄道強化路盤の合理的設計法に関する研究，鉄道総研報告，特別第6号，pp.226-231, 1996.
- 6) 深澤義朗，小林茂樹：新幹線の保線，pp. 325-331，日本鉄道施設協会，1980.
- 7) 堀籠国昭：平成2年度の災害を振り返って，新線路，Vol.45, No.6, 1991.
- 8) 伊東孝之，御船直人，関口吉男，板井幸市，杉本政彦：路盤面被覆工の設計・施工に関する研究，鉄道技術研究報告，No.1319, 1986.
- 9) 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〔平成25年改編〕，丸善出版，2013.
- 10) 本田修一：土構造物の設計施工指針（案）解説（その1～その4），鉄道線路，Vol.16, No.6-7, 9-10, 1968.
- 11) 文献1), pp.212-239.

第 3 章 路盤剛性変化箇所における軌道の動的応答解析

第1章で述べたように、東海道新幹線では軌道構造や土木構造物が区間途中で変化せず、またレール継目部も存在しない土構造物区間において保守多投入箇所が多く存在しており、その原因として同一の土構造物区間であっても原地盤や路床の土質や物性値、あるいは路盤の構造や物性値などが大きく異なっていることが考えられる。そこで本章では、このような場合を想定し、区間途中で路盤剛性が変化する土構造物区間を車両が走行した場合の数値シミュレーションを実施して土構造物の区間途中における路盤剛性の変化と軌道の動的応答の関係を求め、路盤剛性の変化が保守多投入箇所の発生に与える影響について考察する。

3.1 シミュレーションモデルの概要

本章で用いる2次元上下系の車両・軌道の相互作用シミュレーションモデルを図3-1に示す。本モデルは三浦¹⁾により提案されたモデルに基づくものであり、レールを離散支持された連続梁としてモデル化するとともに、道床バラストの上層から下層になるに従って高周波成分を中心した振動が低減することを模擬するために道床バラスト層を多層化した質点としてモデル化している。また、軌道をこのようにモデル化した場合の解析結果の妥当性については、実測との比較により数百ヘルツを超える高周波領域まで整合していることが三浦¹⁾により確認されている。

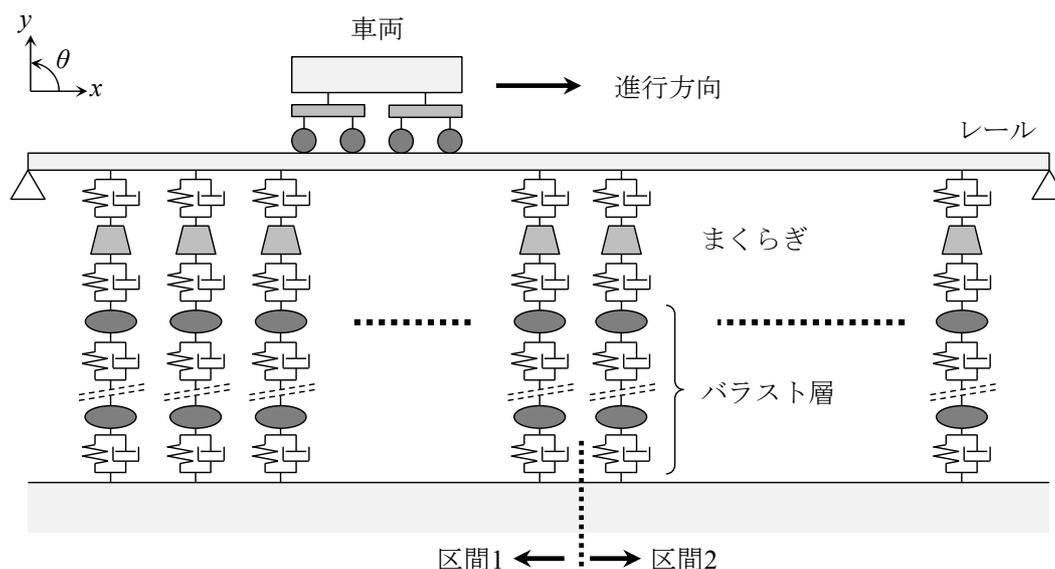


図3-1 車両・軌道の相互作用シミュレーションモデル

車両については1車体モデルとして車体、台車および輪軸で構成されているものとし、車体および台車は剛体、輪軸は質点としてモデル化する。また、車体・台車間、台車・輪軸間は線形のばね要素および速度比例型の減衰要素により結合されているものとする。なお、車輪・レール間の接触ばねは線形化されたヘルツの接触ばねとしてモデル化し、車両は図3-1の左から右へ向かって一定速度で走行するものとする。

軌道については、レールはまくらぎにより離散的に支持されているものとし、有限要素のベルヌーイ・オイラー梁としてモデル化する。まくらぎは質点としてモデル化し、軌道パッドは線形のばね要素および速度比例型の減衰要素としてモデル化する。道床バラストについては3層の質点系としてモデル化し、各層が線形のばね要素および速度比例型の減衰要素により結合されているものとする。また、路盤自体は剛なものとしてモデル化するが、道床バラスト第3層－路盤間のばね要素および減衰要素のパラメーターを変更することによって路盤剛性を考慮するものとする。

本シミュレーションモデルに基づく時刻歴での数値計算において、数値積分には陰解法のひとつであるHHT- α 法²⁾を用いる。また、時間ステップ毎に連立一次方程式の解を求めるのには反復法のひとつである前処理付き共役勾配法³⁾を用いる。なお、本シミュレーション

表3-1 軌道モデルの諸元（軌道片側）

項目		記号	単位	数値
レール	質量	m_r	kg/m	60.8
	曲げ剛性	EI	N·m ²	6.34×10^6
軌道パッド	ばね定数	k_r	MN/m	100
	減衰係数	c_r	kN·s/m	98
まくらぎ	質量	m_0	kg	130
まくらぎ－道床バラスト第1層間	ばね係数	k_0	MN/m	857
	減衰係数	c_0	kN·s/m	980
道床バラスト（第1層）	質量	m_1	kg	45.8
道床バラスト第1層－第2層間	ばね係数	k_1	MN/m	428.7
	減衰係数	c_1	kN·s/m	980
道床バラスト（第2層）	質量	m_2	kg	45.8
道床バラスト第2層－第3層間	ばね係数	k_2	MN/m	316.8
	減衰係数	c_2	kN·s/m	980
道床バラスト（第3層）	質量	m_3	kg	152.9
道床バラスト第3層－路盤間*	ばね係数	k_3	MN/m	1019.2
	減衰係数	c_3	kN·s/m	980
まくらぎ間隔			m	0.6

* 路盤が剛な場合

モデルにおける運動方程式の導出および具体的な計算方法については付録Aに記す。

3.2 モデルの諸元および解析ケース

3.2.1 軌道モデルおよび車両モデルの諸元

シミュレーションに用いた軌道モデルに関する諸元を表3-1に示す。レールはJIS60kgレール、まくらぎは3Tまくらぎの諸元を用いた。軌道パッドは動的荷重下にあることを考慮し、102形レール締結装置用の軌道パッドのばね定数の公称値50MN/mの2倍とした。道床バラスト部の諸元については、道床バラスト層の厚さは東海道新幹線の規程上の最小厚⁴⁾である30cm、また道床バラスト内に作用する力はまくらぎ下面から深さ15cmまでは分散せず15cm以深では45度の角度で力が分散する⁵⁾ものとし、深さ0～7.5cmを第1層、7.5～15cmを第2層、15～30cmを第3層として力の分散範囲に含まれる道床バラスト各層の質量およびばね係数を求めた。この際、道床バラストの単位体積あたり質量は1900kg/m³、道床バラストのヤング率は100MN/m²と仮定した。また、軌道各部の減衰係数については川崎ら⁶⁾による既往の研究で用いた値とし、まくらぎ間隔は60cmとした。なお、路盤剛性を考慮した道床バラスト第3層－路盤間のばね係数および減衰係数については次項で述べる。

車両については東海道新幹線の営業列車を想定した諸元を用いることとした。シミュレーションに用いた車両モデルに関する諸元を表3-2に示す。

表3-2 車両モデルの諸元（軌道片側）

項目	記号	単位	数値	
車体質量	m_c	kg	15,914.5	
台車質量	m_b	kg	1,570	
輪軸質量	m_w	kg	891.5	
車体の慣性モーメント	I_c	kg·m ²	1.0454×10 ⁶	
台車の慣性モーメント	I_b	kg·m ²	459.5	
車両長	l_c	m	25.0	
台車中心間距離の1/2	l_b	m	8.75	
軸距の1/2	l_w	m	1.25	
台車－輪軸間	ばね係数	k_p	kN/m	1.18×10 ³
	減衰係数	c_p	kN·s/m	39.2
車体－台車間	ばね係数	k_s	kN/m	2.02×10 ²
	減衰係数	c_s	kN·s/m	25.3
車輪／レール間接触ばね係数	k_H	GN/m	1.5	

3.2.2 路盤剛性を考慮した道床バラスト第3層－路盤間のばね係数および減衰係数

本章で用いるシミュレーションモデルでは路盤は剛なものとしてモデル化しているため、シミュレーションにおいて路盤剛性を考慮する場合は道床第3層－路盤間のばね係数および減衰係数の値を路盤表面（本シミュレーションではまくらぎ下面からの深さ30cm）における地盤反力係数に合わせて設定する必要がある。

路盤表面における地盤反力係数が K_{30} 値として与えられている場合、初期地盤反力係数を K_S 、路盤圧力の分布面積を S_B とすると、路盤ばね係数 D_S は以下の式で表すことができる⁷⁾。

$$K_S = \frac{2 \times K_{30}}{2.2} \quad (3.1)$$

$$D_S = \frac{K_S \times S_B}{2} \quad (3.2)$$

道床バラスト第3層－路盤間のばねは、路盤が剛な場合の道床バラスト第3層－路盤間のばねと路盤ばねの2つのばねを直列で接続したものになるので、路盤が剛な場合の道床バラスト第3層－路盤間のばね係数を k_3' とすると、道床バラスト第3層－路盤間のばね係数 k_3 は以下の式で求められる。

$$\frac{1}{k_3} = \frac{1}{k_3'} + \frac{1}{D_S} \quad (3.3)$$

表3-3 路盤の K_{30} 値と道床バラスト第3層－路盤間のばね係数および減衰係数の関係（軌道片側）

路盤の K_{30} 値 [MN/m ³]	道床バラスト第3層－路盤間		記 事
	ばね係数 [MN/m]	減衰係数 [kN·s/m]	
10	6.92	89.1	
20	13.8	178	建設時の関東ローム区間の締固め基準： $K_{30} \geq 22\text{MN/m}^3$
30	20.5	267	
40	27.1	356	
50	33.7	445	
60	40.2	535	建設時の一般区間の締固め基準： $K_{30} \geq 65\text{MN/m}^3$
70	46.6	624	性能ランクIIおよびIIIの路床の締固め基準の最小値
90	59.1	802	
110	71.3	980	性能ランクIの路床の締固め基準の最小値

一方、路盤剛性を考慮した場合の道床バラスト第3層一路盤間の減衰係数については、路盤剛性が小さい場合に道床バラスト第3層一路盤間の減衰力が過大にならないようにするため、本シミュレーションでは路盤の K_{30} 値が 110MN/m^3 の場合の減衰係数を $980\text{kN}\cdot\text{s/m}$ と仮定し、この値を基準として路盤の K_{30} 値に比例するように減衰係数を設定することとした。

このようにして求められた道床バラスト第3層一路盤間のばね係数および減衰係数を表3-3に示す。

3.2.3 解析ケース

区間途中における路盤剛性の変化に関する解析ケースについては、図3-1に示すように軌道モデルの中央から左側を区間1、右側を区間2とし、それぞれの区間において路盤表面の K_{30} 値を 10MN/m^3 、 20MN/m^3 、 30MN/m^3 、 40MN/m^3 、 50MN/m^3 、 60MN/m^3 、 70MN/m^3 、 90MN/m^3 および 110MN/m^3 の9種類を設定した。よって、路盤剛性の組合せ数は区間1と区間2で K_{30} 値が同じ場合も含めて81ケースとなる。なお、解析ケースにおいて K_{30} 値の最小値を 10MN/m^3 とした理由は、2.1節で述べたように東海道新幹線建設時における関東ローム区間の施工基面から深さ3mまでの締固め基準は $K_{30}\geq 22\text{MN/m}^3$ であったが、建設時に締固め不足だった区間が存在する可能性があることを考慮し、この値の約半分である 10MN/m^3 を最小値とした。また、 K_{30} 値の最大値を 110MN/m^3 とした理由は、現在の土構造物に関する設計標準⁸⁾において性能ランクIの土構造物の路床の K_{30} 値が平均 110MN/m^3 以上と規定されていることを考慮したものである。

車両の走行速度については、東海道新幹線を想定して 65m/s (234km/h)、 70m/s (252km/h)、 75m/s (270km/h) および 80m/s (288km/h) の4種類とし、走行速度の違いが路盤剛性の変化箇所における軌道の動的応答に与える影響を調べることにした。そのため本シミュレーションにおける解析ケース数は324ケースとなる。

シミュレーションモデルの延長はまくらぎ500本分（約300m）とし、路盤剛性の変化箇所に車両が到達するまでに車両及び軌道の定常状態が得られるようにした。また、高低狂いはゼロとしてシミュレーションを実行した。なお、シミュレーション実行時の時間増分は $1/1000$ 秒、HHT- α 法の係数 α は -0.25 、 γ は 0.75 に設定した。

3.3 速度75m/sの場合のシミュレーション結果

本節では、路盤剛性変化箇所付近における軌道の動的応答に関するシミュレーション結果のうち、車両の走行速度が 75m/s の場合におけるシミュレーション結果を示すとともに、路盤剛性変化箇所付近における軌道の動的応答の基本的な特性について考察する。

3.3.1 軟らかい路盤から硬い路盤へ走行する場合

路盤剛性が小さい区間から大きい区間へ向かって走行する場合の例として、区間1の K_{30} 値が 10MN/m^3 、区間2の K_{30} 値が 110MN/m^3 の場合のシミュレーション結果について、前方台

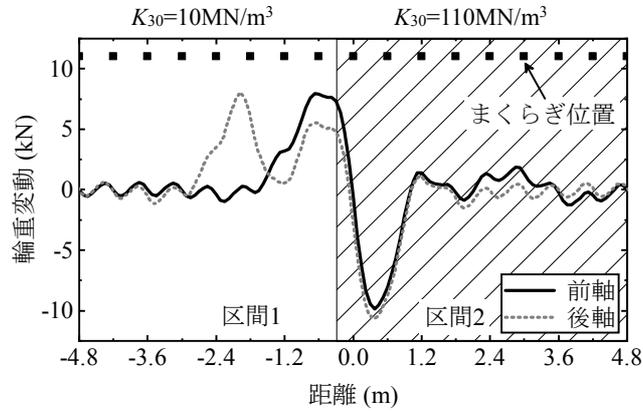
車の前軸および後軸の輪重変動を図3-2(a)に、前方台車の前軸直上および後軸直上の変位を図3-2(b)に、前軸および後軸の変位を図3-2(c)に、まくらぎ毎のまくらぎ下面作用力の最大値を図3-2(d)に、まくらぎ位置毎の道床振動加速度（第1層）の最大値を図3-2(e)に、まくらぎ位置毎の道床沈下に関する指標 β の最大値を図3-2(f)に示す。ここで道床沈下に関する指標 β とは、道床沈下進みはまくらぎ下面圧力と道床振動加速度の積に比例するという実験式⁹⁾を踏まえ、まくらぎ下面作用力の最大値と道床振動加速度（第1層）の最大値の積を求め、区間1, 2とも K_{30} 値が 70MN/m^3 かつ速度 75m/s の場合を基準として正規化したものであり、区間途中における路盤剛性の変化が道床沈下に与える影響を相対的に把握する指標として用いる。区間1, 2とも K_{30} 値が 70MN/m^3 の場合を基準としたのは、現在の土構造物の設計標準⁸⁾における路床の地盤反力係数の最小値であること、および2.1節で述べたように東海道新幹線建設時の施工基面から深さ3mまでの締固め基準が $K_{30} \geq 65\text{MN/m}^3$ （関東ローム区間を除く）であることを考慮したものである。また、速度 75m/s （ 270km/h ）の場合を基準としたのは、現在の東海道新幹線における営業速度を考慮したものである。なお、図3-2に示すグラフの横軸は区間2の最初のまくらぎ位置を0mとした距離とする。

図3-2(a)を見ると、台車前軸の輪重変動は区間2に進入する直前の -0.6m 付近で最大となった後、区間2に進入した後の $+0.6\text{m}$ 付近で最小となる。このメカニズムは、図3-2(b)および(c)に示すように、 -0.6m 付近においては台車前軸は路盤剛性の変化によって生ずる段差に沿って上昇する一方で台車は慣性によりまっすぐ進もうとして台車と前軸の相対変位が小さくなって軸ばねが縮むことによって軸ばねが輪軸を下方に押し付けようとするために輪重変動が増加し、 $+0.6\text{m}$ 付近では台車前軸は段差を上りきった一方で台車は慣性により斜め上方に進もうとして台車と前軸の相対変位が大きくなって軸ばねが伸びることによって軸ばねが輪軸を上方に持ち上げようとするために輪重変動が減少するものと考えられる。

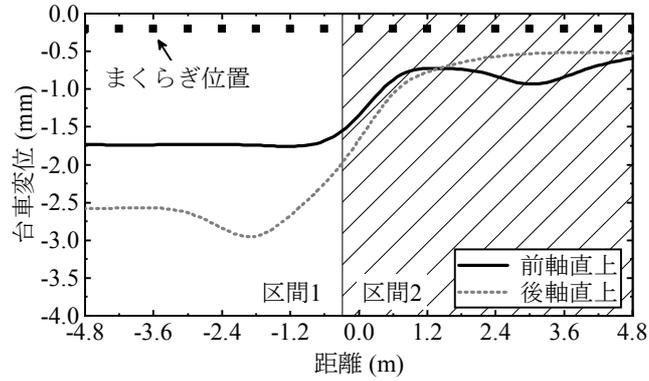
台車前軸とは反対に、台車後軸の輪重変動は区間境界から少し離れた -1.8m 付近で一旦増加している。このメカニズムは、路盤剛性変化箇所を通過する際に台車が反時計回りに回転運動することで後軸直上の台車は下方向に変位する一方で後軸はまっすぐ進もうとして台車と後軸の相対変位が小さくなって軸ばねが縮むことで輪重変動が増加するものと考えられる。

まくらぎ下面作用力の最大値（図3-2(d)）については、区間2の境界から1本目のまくらぎ（0m）が最も大きい。これは区間境界付近において輪重変動が増加することに加えて0m位置の路盤剛性が大きいため当該まくらぎが負担する輪重が増加するためと考えられる。また、 -1.8m 位置では後軸の輪重変動は大きいですが、まくらぎ下面作用力の最大値は他の区間1のまくらぎと比べて大きくない。

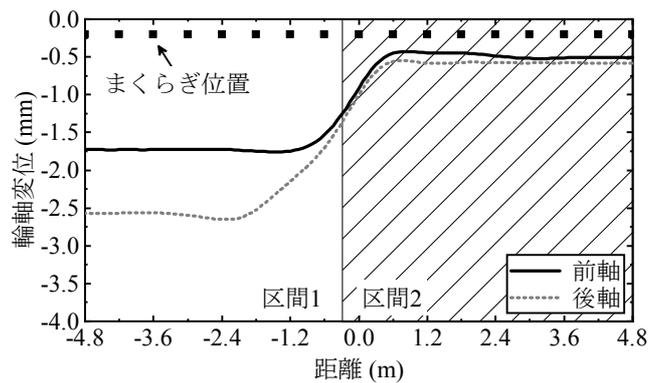
道床振動加速度（第1層）の最大値（図3-2(e)）については、まくらぎ下面作用力とは異なり区間1の境界から1本目（ -0.6m ）および3本目（ -1.8m ）のまくらぎ位置が他よりも大きい。これは、路盤剛性が小さいことおよび輪重変動が当該位置付近で大きいためであると考えられる。



(a) 輪重変動

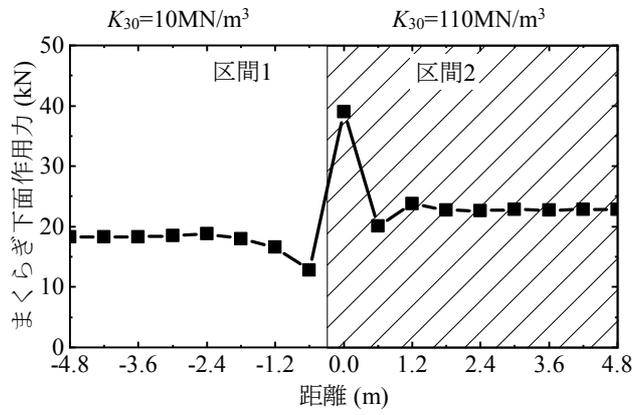


(b) 台車変位

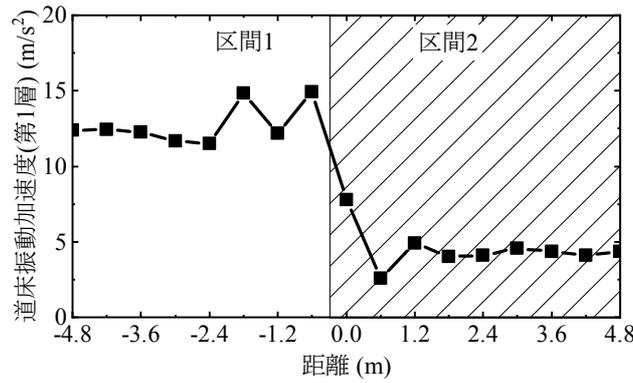


(c) 輪軸変位

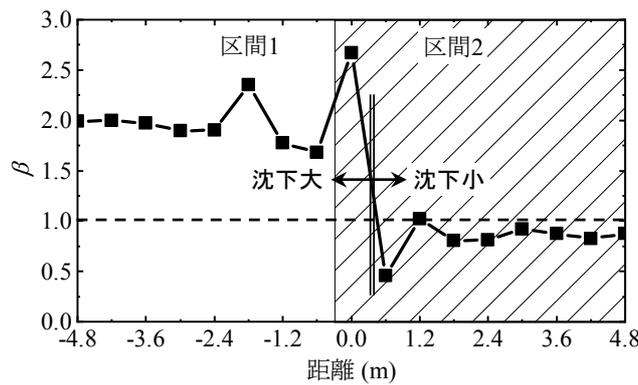
図3-2 シミュレーション結果 (区間1: 10MN/m³, 区間2: 110MN/m³, 速度75m/s)



(d) まくらぎ下面作用力の最大値



(e) 道床振動加速度（第1層）の最大値



(f) 道床沈下に関する指標 β の最大値

図3-2 シミュレーション結果（区間1：10MN/m³，区間2：110MN/m³，速度75m/s）（続き）

道床沈下に関する指標 β の最大値（図3-2(f)）については、区間2の境界から1本目のまくらぎ（0m）および区間1の境界から3本目のまくらぎ（-1.8m）が他と比較して大きくなっている。この理由は、0m位置ではまくらぎ下面作用力が、-1.8m位置では道床振動加速度が他と比較して大きいためであり、図3-2(d), (e), (f)を見比べることでまくらぎ位置によって道床沈下の主要因が異なることがわかる。また、路盤剛性の大きい区間2における β は概ね1以下である一方、路盤剛性の小さい区間1から路盤剛性の大きい区間2の1本目のまくらぎ（0m）の間では β は2.0以上であり、路盤剛性の小さい区間から大きい区間に向かって走行する場合においては路盤剛性の小さい区間および大きい区間の1本目のまくらぎにおいて道床の沈下進みが速くなるものと考えられる。

3.3.2 硬い路盤から軟らかい路盤へ走行する場合

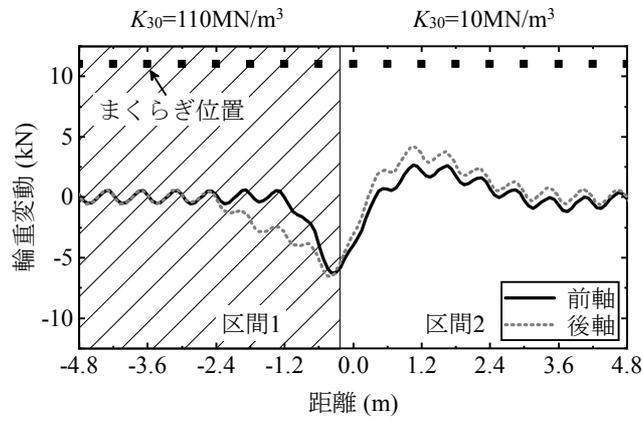
3.3.1項とは反対に、路盤剛性が大きい区間から小さい区間へ向かって走行する場合の例として、区間1の K_{30} 値が110MN/m³、区間2の K_{30} 値が10MN/m³の場合のシミュレーション結果を図3-3(a)～(f)に示す。

輪重変動（図3-3(a)）については、台車前軸、後軸ともに路盤剛性が大きい区間1が終了する付近で最小となり、区間2に進入して3本目のまくらぎにあたる+1.2m付近で最大となる。このメカニズムは、図3-3(b)および(c)に示すように、路盤剛性変化箇所付近においては前軸および後軸は路盤剛性の変化によって生ずる段差に沿って下降することによって台車と前軸または後軸の相対変位が大きくなって軸ばねが伸びることで輪重変動が減少し、+1.2m付近では台車と前軸または後軸の相対変位が小さくなって軸ばねが縮むことで輪重変動が増加するものと考えられる。ただし、絶対値でみると図3-2(a)と比較して輪重変動は小さい傾向にある。

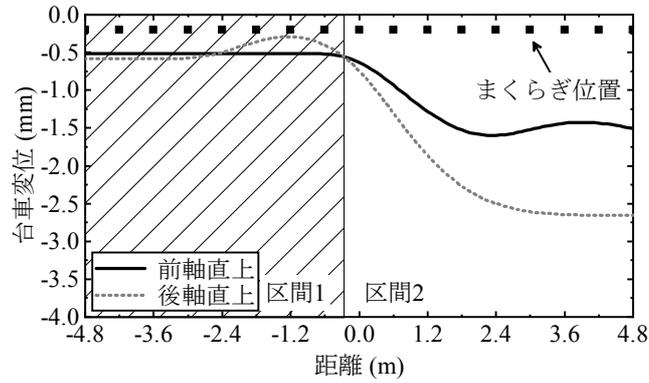
まくらぎ下面作用力の最大値（図3-3(d)）は、区間1の境界から1本目のまくらぎ（-0.6m）が最も大きい。これは、当該位置での輪重変動は図3-3(a)を見ると前後軸ともに負であるものの、路盤剛性が大きいことで当該位置のまくらぎが負担する輪重が増加するためと考えられる。

道床振動加速度（第1層）の最大値（図3-3(e)）については、区間2の境界から3本目（+1.2m）のまくらぎ位置が他よりも大きい。これは前節と同様に路盤剛性が小さいことおよび輪重変動が当該位置付近で大きいためと考えられる。

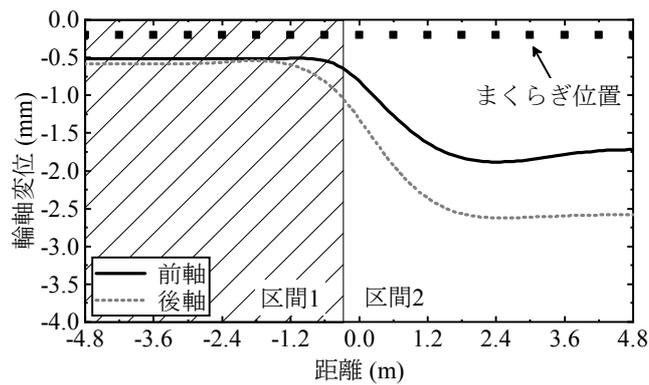
道床沈下に関する指標 β の最大値（図3-3(f)）については、区間2の境界から4本目のまくらぎ（+1.8m）が最も大きく、0m位置のまくらぎを除いて区間2では β が全体的に大きい。しかし、0m位置では β が区間1よりも小さくなっている。この理由は、0m位置の道床振動加速度は路盤剛性が小さいことで区間1よりも大きくなるが、まくらぎ下面作用力が小さいためであると考えられる。また、硬い路盤である区間1における β は概ね1以下である。よって、硬い路盤から軟らかい路盤へ走行する場合においては軟らかい路盤区間においてのみ道床の沈下進みが速くなるものと考えられる。



(a) 輪重変動

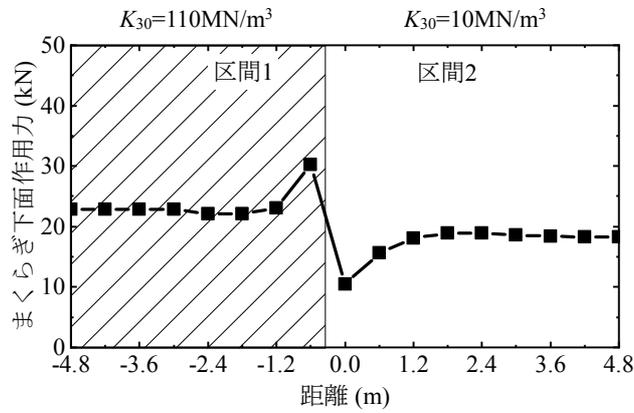


(b) 台車変位

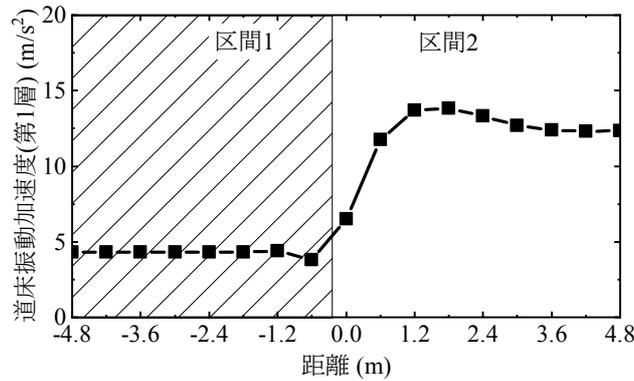


(c) 輪軸変位

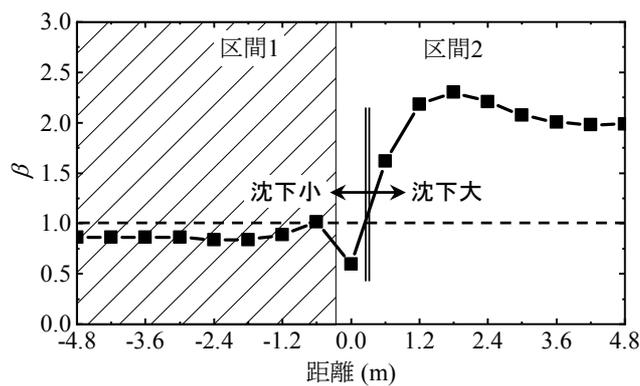
図3-3 シミュレーション結果 (区間1: 110MN/m³, 区間2: 10MN/m³, 速度75m/s)



(d) まくらぎ下面作用力の最大値



(e) 道床振動加速度（第1層）の最大値



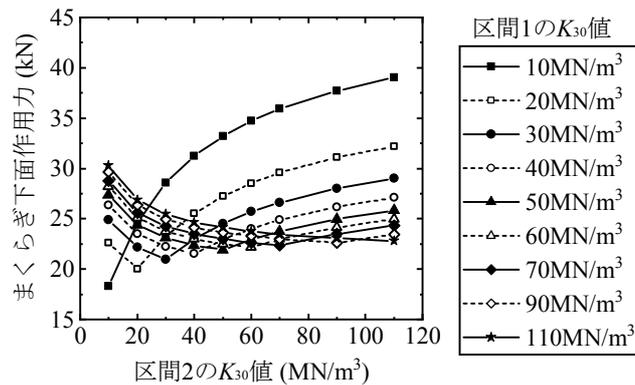
(f) 道床沈下に関する指標 β の最大値

図3-3 シミュレーション結果（区間1：110MN/m³，区間2：10MN/m³，速度75m/s）（続き）

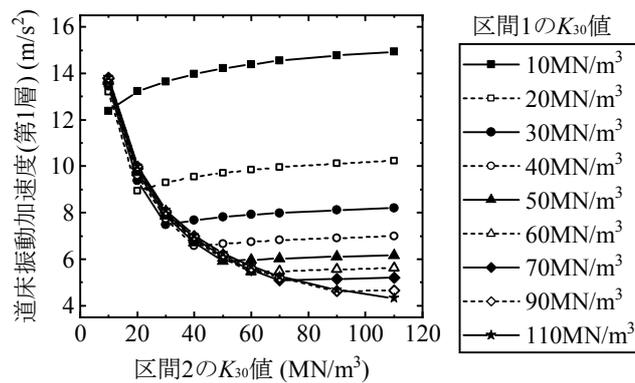
3.3.3 路盤剛性の組合せと軌道の動的応答の関係

速度75m/sの場合におけるまくらぎ下面作用力の最大値、道床振動加速度（第1層）の最大値および道床沈下に関する指標 β の最大値について、区間2の K_{30} 値を横軸として整理したグラフを図3-4に示す。

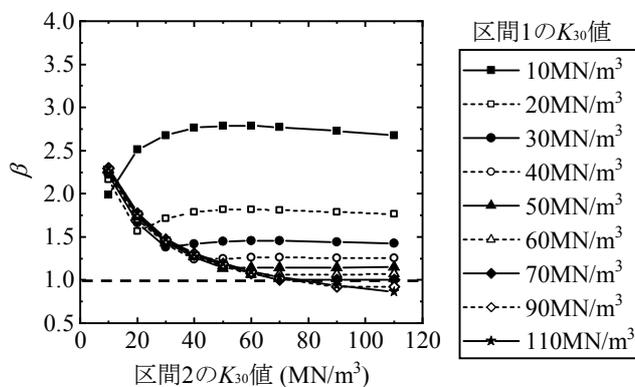
図3-4(a)より、まくらぎ下面作用力の最大値は区間1と区間2の路盤剛性の差が大きくな



(a) まくらぎ下面作用力の最大値



(b) 道床振動加速度（第1層）の最大値



(c) 道床沈下に関する指標 β の最大値

図3-4 路盤剛性の組合せと軌道の動的応答の関係（速度75m/s）

るに従って大きくなる傾向にあることがわかる。なお、まくらぎ下面作用力が最も大きくなる路盤剛性の組合せは区間1－区間2が 10MN/m^3 － 110MN/m^3 の場合である。また、道床振動加速度（第1層）の最大値は、区間1と区間2の路盤剛性の差よりも、どちらか小さい方の路盤剛性の大きさが支配的であることが図3-4(b)からわかる。なお、道床振動加速度（第1層）が最も大きくなる路盤剛性の組合せは、まくらぎ下面作用力と同様に区間1－区間2が 10MN/m^3 － 110MN/m^3 の場合である。

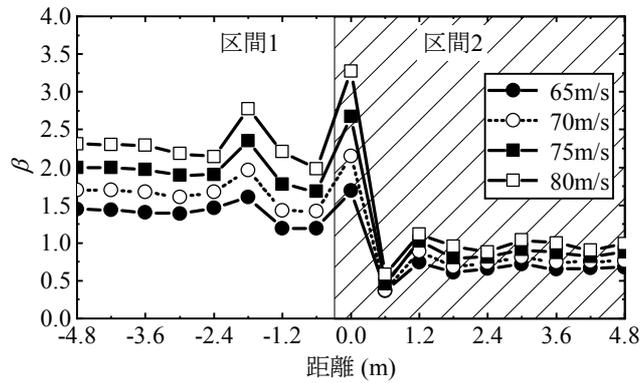
図3-4(c)の道床沈下に関する指標 β の最大値についてみると、路盤剛性の組合せと β の関係は図3-4(b)の道床振動加速度（第1層）の傾向とほぼ同じであり、道床沈下に対しては区間1と区間2のどちらか小さい方の路盤剛性の影響が大きいと考えられる。また、区間1と区間2の路盤剛性が 70MN/m^3 以上の組合せでは β は1をわずかに上回るか1より小さく、現在の設計標準における路床の地盤反力係数が確保されていれば区間途中で路盤剛性が変化しても道床沈下に与える影響は小さい。なお、 β が最大となる路盤剛性の組合せは区間1－区間2が 10MN/m^3 － 60MN/m^3 の場合であり、まくらぎ下面作用力や道床振動加速度とは異なり、区間1と区間2の路盤剛性の差が大きいほうが β が大きいと限らない。しかし、全体的にみれば路盤剛性の差が大きいと β が大き傾向にある。

3.4 路盤剛性変化箇所の軌道の動的応答に対する速度の影響

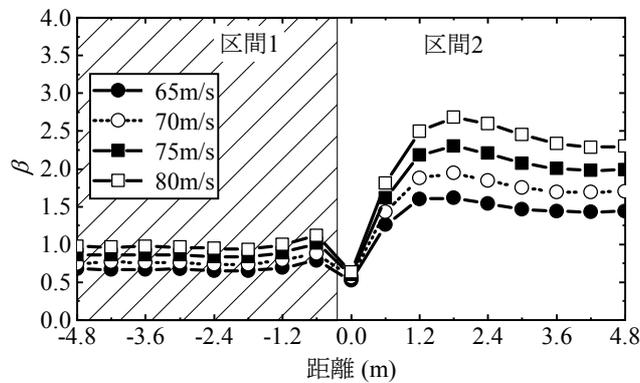
速度によるまくらぎ位置毎の道床沈下に関する指標 β の最大値の違いについて、区間1と区間2の K_{30} 値の組合せが 10MN/m^3 － 110MN/m^3 の場合を図3-5(a)に、 110MN/m^3 － 10MN/m^3 の場合を図3-5(b)に示す。

路盤剛性が小さい区間から大きい区間へ向かって走行する場合である図3-5(a)を見ると、区間1および区間2の境界から1本目のまくらぎ位置（0m）では速度が速くなるのに従って β が増加するのがわかる。また、 β が最大値となるまくらぎ位置は速度にかかわらず0mである。しかし、0m位置を除く区間2においては、速度が速くなっても β の増加傾向は小さく、特に区間2の2本目のまくらぎ位置（+0.6m）においては速度が速くなっても β は小さいままでほとんど変化しないことがわかる。

一方、路盤剛性が大きい区間から小さい区間へ向かって走行する場合である図3-5(b)を見ると、区間2においては境界から1本目のまくらぎ位置（0m）以外では速度が速くなるのに従って β が大きくなっていくが、路盤剛性の大きい区間1においては速度が速くなっても β は区間2ほどの増加は見られない。また、0m位置においては、路盤剛性が小さいにもかかわらず速度が速くなっても β は小さいままでほとんど変化しないことがわかる。



(a) 区間1 : 10MN/m³, 区間2 : 110MN/m³

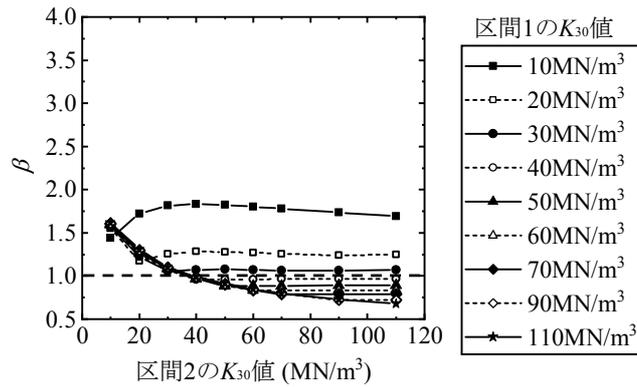


(b) 区間1 : 110MN/m³, 区間2 : 10MN/m³

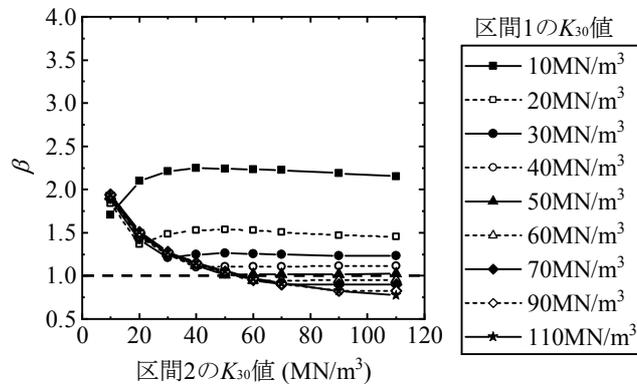
図3-5 まくらぎ位置における道床沈下に関する指標 β の最大値の速度による違い

次に、速度65m/s、70m/s、75m/sおよび80m/sにおける路盤剛性の組合せと道床沈下に関する指標 β の最大値との関係を図3-6(a)~(d)に示す。 β が1未満である路盤剛性の組合せは、速度65m/sにおいては路盤剛性が40MN/m³以上同士の組合せ、速度70m/sにおいては路盤剛性が60MN/m³以上同士の組合せ、速度75m/sにおいては路盤剛性が90MN/m³以上同士の組合せ、80m/sにおいては路盤剛性が110MN/m³同士の組合せである。よって、速度が遅い場合には路盤剛性変化箇所に路盤剛性に大きな差があっても道床沈下進みは遅く、速度が速い場合には路盤剛性の差が小さくても道床沈下進みは速くなる傾向にあるといえる。

このように、列車の走行速度が速くなると路盤剛性の変化箇所付近で道床沈下が速く進むことによって高低狂いが発生・成長すると考えられる。よって、速度向上に伴う高低狂いの発生・成長を抑制するためには、路盤剛性を増加させることが重要と考えられる。



(a) 速度65m/s



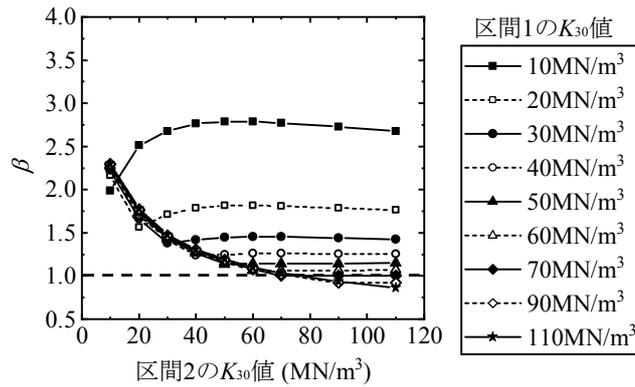
(b) 速度70m/s

図3-6 路盤剛性の組合せと道床沈下に関する指標 β の最大値との関係（速度別）

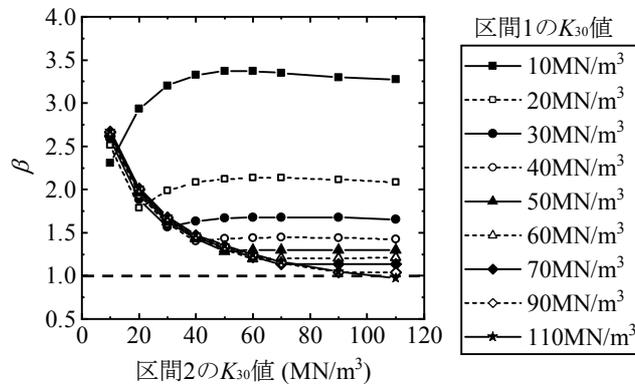
3.5 本章のまとめ

本章では、土構造物区間の区間途中における路盤剛性の変化が保守多投入箇所が発生に与える影響を調べることを目的として、区間途中で路盤の K_{30} 値が10~110MN/m³の範囲で変化する場合を想定した車両・軌道の相互作用シミュレーションを実施した。その結果をまとめると以下のとおりである。

- (a) 路盤剛性が小さい区間から大きい区間に向かって走行する場合、道床バラストの沈下進みは路盤剛性の小さい区間および路盤剛性の大きい区間の1本目のまくらぎにおいて速くなる。
- (b) 路盤剛性が大きい区間から小さい区間に向かって走行する場合、道床バラストの沈下進みは路盤剛性の小さい区間においてのみ速くなる。
- (c) 路盤剛性の変化箇所付近では、軟らかいほうの区間の路盤剛性が小さくかつ路盤剛性の差が大きいほど道床バラストの沈下進みは速くなる傾向にあり、また道床バラストの沈下に対しては路盤剛性の変化箇所における小さい方の路盤剛性の大きさが



(c) 速度75m/s (図3-4(c)再掲)



(d) 速度80m/s

図3-6 路盤剛性の組合せと道床沈下に関する指標 β の最大値との関係 (速度別) (続き)

影響している。しかし、変化箇所における路盤剛性の差が大きくても軟らかいほうの路盤剛性自体が大きい場合は道床バラストの沈下進みは遅い傾向にある。

(d) 車両の走行速度が遅い場合には路盤剛性に大きな差があっても路盤剛性変化箇所付近の道床バラストの沈下進みは遅く、速度が速い場合には路盤剛性の差が小さくても道床バラストの沈下進みは速くなる傾向にある。

(e) 上記(a)~(d)より、列車の進行方向に対する路盤剛性の大小の変化の違いによって傾向は若干異なるものの、同一の土構造物区間内で路盤剛性が区間途中で変化する箇所においては、路盤剛性の小さい区間の道床バラストの沈下進みは路盤剛性の大きい区間よりも速くなる傾向にある。よって、路盤剛性の変化箇所付近における高低狂いの発生・成長を抑制するためには路盤剛性の小さい区間の路盤剛性を大きくすることが重要であると考えられる。

第3章の参考文献

- 1) 三浦重：軌道構造の動特性モデルの構築，鉄道総研報告，Vol.9, No.12, 1995.
- 2) 日本機械学会編：数値積分法の基礎と応用，pp.38-40，コロナ社，2003.
- 3) 森正武：数値解析第2版，pp.65-68，共立出版，2002.
- 4) 深澤義朗，小林茂樹：新幹線の保線，pp.60-61，日本鉄道施設協会，1980.
- 5) 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，p.289，丸善出版，2012.
- 6) 川崎祐征，三輪昌弘，吉村彰芳：車両／軌道の相互作用の数値解析方法に関する一考察，第16回鉄道技術連合シンポジウム（J-RAIL2009）講演論文集，pp.693-696，2009.
- 7) 文献5)，pp.289-290.
- 8) 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〔平成25年改編〕，丸善出版，2013.
- 9) 佐藤裕：軌道力学，p.50，鉄道現業社，1972.

第 4 章 保守多投入箇所 の 地盤 および 路盤 調査

第3章の軌道の動的応答解析の結果，条件によって傾向は若干異なるものの，同一の土構造物区間内における路盤剛性の変化箇所付近では路盤剛性の小さい区間の道床バラストの沈下進みが路盤剛性の大きい区間よりも速くなる傾向にあることが明らかとなった．しかし，シミュレーションにおいて想定した路盤の K_{30} 値は3.2.3項で述べたように東海道新幹線建設当時および現在の土構造物に関する設計標準における締固め基準を参考にして想定したものであり，またシミュレーションで想定したような同一の土構造物区間で路盤剛性の変化箇所が存在するのかわかり不明であり，現在の東海道新幹線における保守多投入箇所の発生原因を解明するためには現場調査によって土構造物の実態を把握する必要がある．

そこで本章では，東海道新幹線の営業線における地盤および路盤の実態を把握することを目的として，保守多投入箇所と健全箇所が混在している土構造物区間において実施した地盤および路盤調査の結果について述べるとともに，保守多投入箇所と健全箇所の調査結果を比較することにより保守多投入箇所の発生原因の推定を試みる．

4.1 地盤調査

4.1.1 調査箇所

調査箇所は，直線区間の盛土のうちで保守多投入箇所と健全箇所が混在している盛土を選定した．調査箇所を直線としたのは曲線通過時の超過遠心力による列車荷重の左右の差が軌道状態に与える影響が，盛土としたのは降雨による切土表層から軌道内への流入水や地下水が軌道状態に与える影響が調査結果に含まれないようにするためである．調査箇所の概要を表4-1に，調査箇所の線路平面図を図4-1に示す．

表4-1 地盤調査箇所の概要

	保守多投入箇所	健全箇所
線 形	直線，+15‰（東京方を背に上り勾配）	
盛土材料	ローム	
盛土高さ	東京方4.1m 大阪方4.2m	
地盤土質	ローム	
軌道構造	JIS 60kgレール，2Tまくらぎ	
道床交換	下り2013年5月	下り2013年7月
施工日	上り2005年11月	上り2005年11月
むら直し回数 (2015年度)	下り線側 6回 上り線側 3回	—

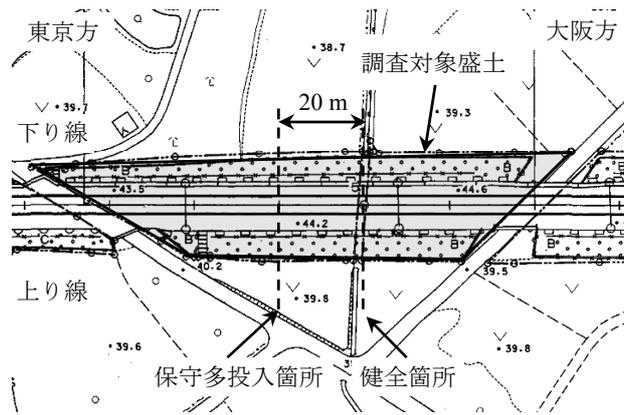


図4-1 地盤調査箇所の線路平面図

調査箇所は神奈川県藤沢市内に位置しており、調査箇所の原地盤および盛土材料はともにロームである。盛土材料がロームである理由は、建設時に近傍の切土区間で発生したロームを盛土材料に用いることで工費節減を図ったためと推測される。第2章で述べたように関東ロームの土構造物区間では建設時の締固め基準が他の区間よりも緩和されており、当該箇所の路盤および路床は現在でも軟弱であると想定される。調査箇所の盛土高さは平均4.15m、線路勾配は東京を背にして15%の上り勾配である。

保守多投入箇所の調査位置は東京方の構造物境界から20m以上、健全箇所の調査位置は大阪方の構造物境界から20m以上の距離があり、両者とも構造物境界が軌道状態に与える影響はほとんど無いと考えられる。なお、保守多投入箇所と健全箇所の距離は20mである。調査箇所の2015年度のむら直し投入回数は、保守多投入箇所では下り線が6回、上り線が3回であり、上下線ともむら直しが年に複数回施工されている。一方、健全箇所では上下線とも2015年度にむら直しは施工されておらず良好な軌道状態である。また、保守多投入箇所、健全箇所とも下り線では2013年に、上り線では2005年に道床バラストを新品に交換しているが、保守多投入箇所においては上下線とも道床バラストを新品に交換しても軌道状態が改善されない状況にある。軌道構造については保守多投入箇所と健全箇所と同じであり、レールはJIS60kgレール、まくらぎはプレストレストコンクリート製の2Tまくらぎである。

4.1.2 調査項目および調査方法

地盤調査では、保守多投入箇所、健全箇所のそれぞれの調査位置に対して調査ボーリング、標準貫入試験、密度検層および弾性波トモグラフィを実施した。

調査ボーリングは、図4-2に示すように上り線側のり肩付近に仮設足場を設置し、その上にロータリー式のボーリングマシン（孔径66mm）を据え付け、線路中心から約6.5m離れた位置において深さ約10mまで無水掘りにより掘削した。なお、掘削作業中に孔壁の崩壊の予兆が見られなかったため保孔対策は未実施である。

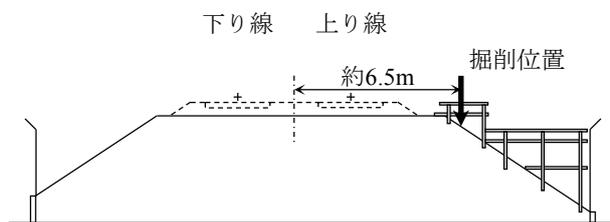


図4-2 調査ボーリングおよび標準貫入試験

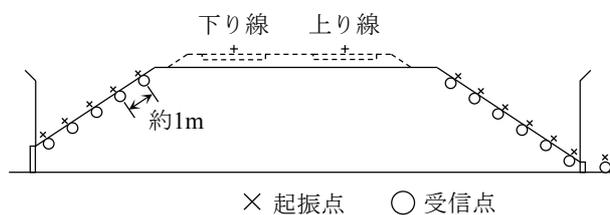


図4-3 弾性波トモグラフィの測点配置



(a) 調査ボーリングおよび標準貫入試験



(b) 密度検層



(c) 弾性波トモグラフィ (測点設置)



(d) 弾性波トモグラフィ (起振状況)

図4-4 地盤調査の実施状況

標準貫入試験は、JIS A 1219「標準貫入試験方法」に従い、ボーリング孔において63.5kgのハンマーを76cm高さから自由落下させてSPTサンプラーを打ち込み、これを30cm貫入させるのに要する打撃回数を測定するとともに、SPTサンプラーで採取した試料の土質観察を実施した。なお、標準貫入試験は原則として1mごとに実施した。

密度検層¹⁾は、ガンマ線源とガンマ線検出器が一体に組み込まれたプローブをボーリング孔内に降下させた後、スプリングによりプローブを孔壁に密着させながら1.5m/min以下の速度でゆっくり上昇させながら各深度の密度を測定した。また、密度検層に際しては孔径補正のためのキャリパー検層もあわせて実施した。

弾性波トモグラフィは、神田ら²⁾によって提案された「のり面打撃法」により実施した。

図4-3に示すように、調査箇所の盛土のり面に（上り線側は盛土の外側にも）1m間隔を標準として測点を設け、のり面の各測点から掛矢によりP波またはS波を発生させ、発生させた振動を各測点に設置した地震計により観測し、観測データをトモグラフィにより解析した。調査箇所の盛土のり面には張りブロックが施工されていたため、コアカッターで張りブロックを穿孔して各測点の地山を露出させたうえで起振および受信を行った。

地盤調査における標高については保守多投入箇所の上り線側の線路横に設置されている基準杭の杭頭を基準とした。また、調査ボーリング、標準貫入試験および密度検層は2016年11月に、弾性波トモグラフィは2016年12月に実施した。地盤調査の実施状況を図4-4に示す。

4.1.3 調査結果および考察

(1) 調査ボーリングおよび標準貫入試験

調査ボーリングによって得られた土層構成および標準貫入試験によって求められたN値

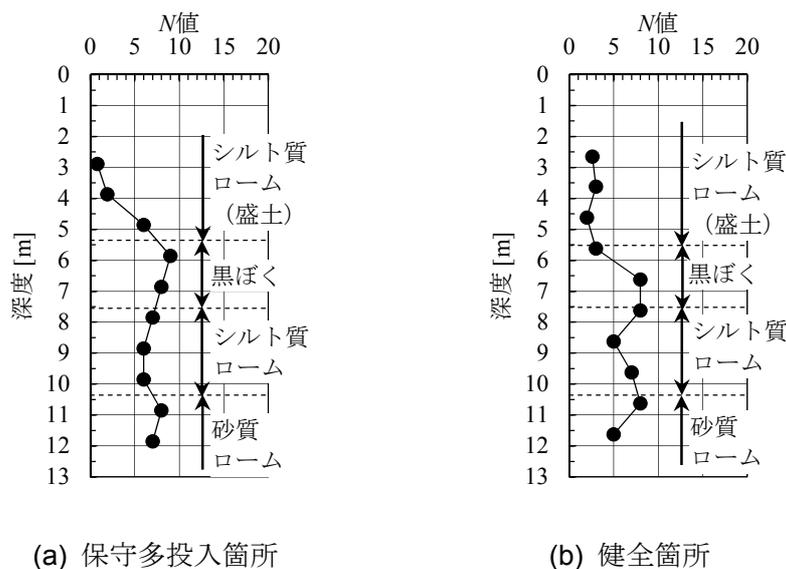


図4-5 調査ボーリングおよび標準貫入試験結果

表4-2 標準貫入試験結果

名称	土質	保守多投入箇所		健全箇所	
		上部深度 [m]	N値の範囲	上部深度 [m]	N値の範囲
		下部深度 [m]	n=測定数	下部深度 [m]	n=測定数
		層厚 [m]	N値の平均値	層厚 [m]	N値の平均値
盛土層	シルト質 ローム	1.56	0.8~6	1.32	2~3
		5.36	n=3	5.52	n=3
		3.80	2.9	4.20	2.5
黒ぼく層	黒ぼく	5.36	8~9	5.52	3~8
		7.56	n=2	7.52	n=2
		2.20	8.5	2.00	5.5
粘性土質 ローム層	シルト質 ローム	7.56	6~7	7.52	5~8
		10.36	n=3	10.02	n=3
		2.80	6.3	2.50	6.7
砂質 ローム層	砂質 ローム	10.36	7~8	10.02	5~8
		12.01	n=2	11.77	n=2
		1.65	7.5	1.75	6.5

表4-3 弾性係数Eの推定

	N値の平均値		弾性係数E [MN/m ²]*	
	保守多投入 箇所	健全箇所	保守多投入 箇所	健全箇所
盛土層	2.9	2.5	9.9	8.6
黒ぼく層	8.5	5.5	18.8	15.2
粘性土質ローム層	6.3	6.7	16.3	16.8
砂質ローム層	7.5	6.5	17.8	16.6

* ポアソン比νは弾性波トモグラフィの結果を参考に0.42として算出

を図4-5および表4-2に示す。また、各層のN値の平均値から推定される弾性係数Eを表4-3に示す。なお、N値から弾性係数Eを推定する方法については付録Bに記す。

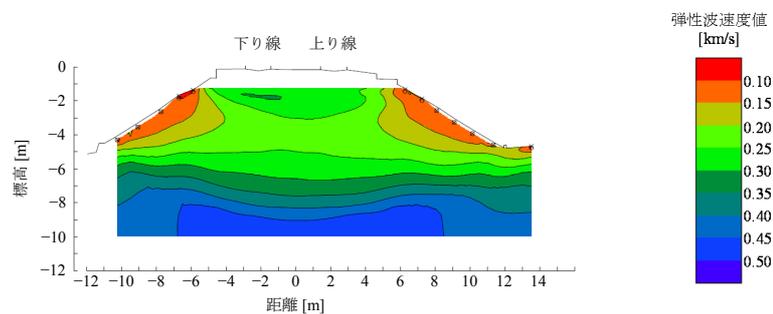
保守多投入箇所、健全箇所ともに土層構成は上から順に盛土層（シルト質ローム）、黒ぼく層、粘性土質ローム層、砂質ローム層であり、また層厚についても各層でほとんど同じであり、保守多投入箇所と健全箇所と土層構成や層厚に顕著な差は見られなかった。N値の分布は、健全箇所における盛土層と黒ぼく層の境界付近では2~3と保守多投入箇所の6~9と比較して小さく、また黒ぼく層のN値の平均値をみると保守多投入箇所は8.5、健全箇所は5.5であり、健全箇所のほうがN値の平均値が小さかった。この原因としては健全箇所の盛土直下を横断する用水路から水が流出している影響が考えられるが、詳細は不明である。保守多投入箇所と健全箇所とで深度3m付近のN値が0.8と極端に小さいが、これは盛土のり面の表層が十分に締め固まっていなかったことによるものと考えられる。黒ぼく層以外の各層では保守多投入箇所と健全箇所とでN値の分布およびN値の平均値に顕著な差はみられなかった。地下

水位については、掘削時には明瞭な地下水位の特定に至らなかったが、翌日に地下水位を確認した結果、保守多投入箇所では-9.01m、健全箇所では-8.70mであり、両者で地下水位の大きな違いは認められなかった。

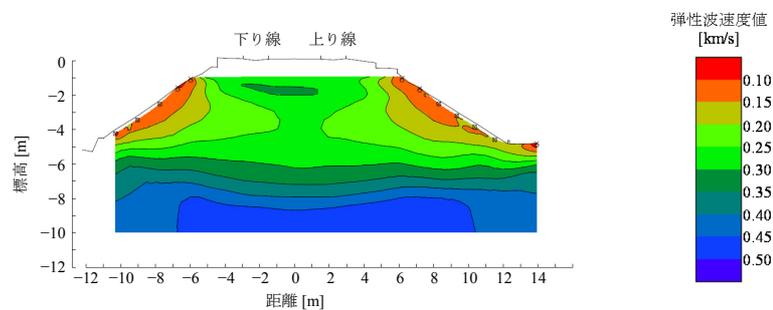
一般的にはN値が小さいほうが地盤としては軟らかいため保守多投入箇所になりやすいと考えられる。しかし、盛土層と黒ぼく層の境界付近のN値は健全箇所のほうが保守多投入箇所よりも小さく、地盤が軟らかいという理由だけでは保守多投入箇所の発生原因とはならないものと考えられる。

表4-4 密度検層結果

層種別	湿潤密度 (代表値) [g/cm ³]	
	保守多投入箇所	健全箇所
盛土層	1.23	1.24
黒ぼく層	1.29	1.30
粘性土質ローム層	1.31	1.32
砂質ローム層	1.31	1.33



(a) 保守多投入箇所



(b) 健全箇所

図4-6 弾性波トモグラフィによる速度断面図 (P波)

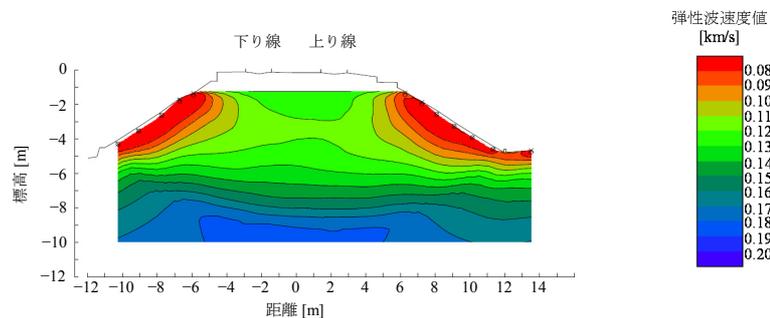
(2) 密度検層

密度検層により得られた各層の密度の代表値を表4-4に示す。密度検層により得られた密度は、関東ロームの標準的な湿潤密度³⁾である1.2~1.5g/cm³の範囲内であった。また、保守多投入箇所と健全箇所では各層の密度に顕著な差は見られなかった。

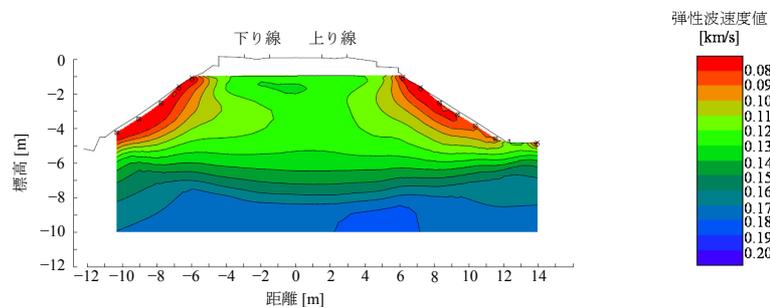
(3) 弾性波トモグラフィ

のり面打撃法による弾性波トモグラフィによって求められた盛土内のP波およびS波の速度断面図を図4-6および図4-7に示す。保守多投入箇所、健全箇所の両者とも、速度分布は盛土天端から深部に向かってわずかに減少した後に緩やかに増加する傾向を示しており、両者の速度分布傾向に大きな差は見られない。盛土天端付近で速度が若干速いのは、供用後の列車走行による締固めおよび道床バラストや切込砂利が盛土内に貫入した層(以下「バラスト貫入層」という)の影響によるものと考えられる。また、盛土のり面部の地表付近で速度の低下が見られるのは、建設時に盛土内部と比較して転圧度が落ちる傾向にあるほか、地表部付近での風化や緩みの進行が考えられる。

計測されたP波速 V_P 、S波速度 V_S および密度 ρ から調査箇所の動弾性係数 E_d 、動せん断弾性係数 G_d および動ポアソン比 ν_d を試算した結果を図4-8から図4-10に示す。なお、各物性値は以下の理論式によって算出した。



(a) 保守多投入箇所



(b) 健全箇所

図4-7 弾性波トモグラフィによる速度断面図 (S波)

$$G_d = \rho \cdot V_s^2 \quad (4.1)$$

$$\nu_d = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2\{(V_p/V_s)^2 - 1\}} \quad (4.2)$$

$$E_d = 2(1 - \nu_d) \cdot G_d \quad (4.3)$$

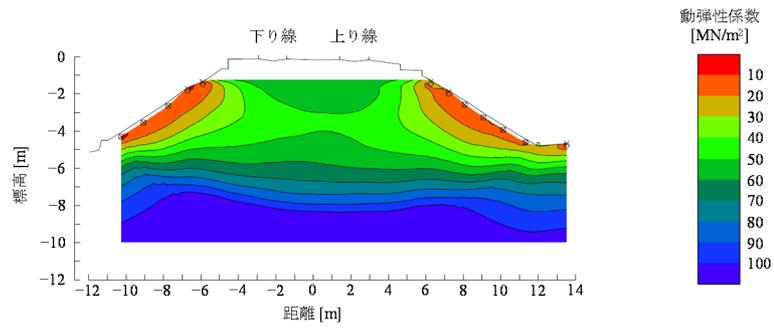
また、密度 ρ の値は表4-4に記載された盛土層および黒ぼく層の各代表値の平均である1.27g/cm³を一律に適用した。

図4-8および図4-9を見ると、盛土天端付近の動弾性係数 E_d および動せん断弾性係数 G_d は保守多投入箇所の方が健全箇所よりも若干低めの値を示しているが、動弾性係数 E_d は50～60MN/m²、動せん断弾性係数 G_d は15～20MN/m²のオーダーであり、保守多投入箇所と健全箇所のあいだで弾性係数のオーダーに顕著な差は認められなかった。また図4-10を見ると、盛土天端付近の動ポアソン比は保守多投入箇所の方が健全箇所よりも若干高めの値を示しているが、両者とも0.36～0.42のオーダーであり、顕著な差は認められなかった。

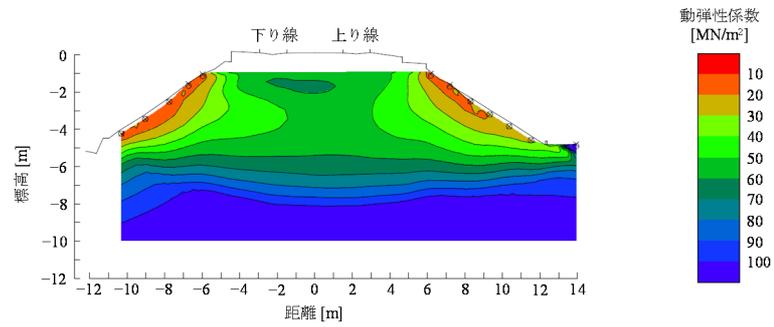
標高-3m付近では保守多投入箇所、健全箇所の両者とも各物性値がサンドイッチ状に低下しており、保守多投入箇所の方が健全箇所よりも若干低めの値を示しているが、盛土天端付近と同様に各物性値のオーダーに顕著な差は認められなかった。また、ほぼ原地盤とみなされる標高-5m以深では保守多投入箇所と健全箇所で各物性値の分布傾向はほとんど同じであった。

ここで、表4-3の弾性係数 E と図4-8の動弾性係数 E_d を比較すると、盛土層、黒ぼく層、粘性土質ローム層および砂質ローム層の各層に相当する標高における動弾性係数 E_d は各層の弾性係数 E のおよそ5～6倍であり、弾性波トモグラフィの結果は標準貫入試験の結果との整合性を有していると言える。なお、動弾性係数 E_d が弾性係数 E より大きいのはひずみレベルの違いによるものである。

以上より、弾性波トモグラフィの結果に基づき保守多投入箇所と健全箇所の各物性値の分布状況を比較すると、盛土天端付近から標高-3m付近の間では物性値の分布状況に若干の相違はあるものの、物性値のオーダーに顕著な差は認められず、動弾性係数や動せん断弾性係数が小さいことをもって保守投入箇所の発生原因となっているとは考え難い。

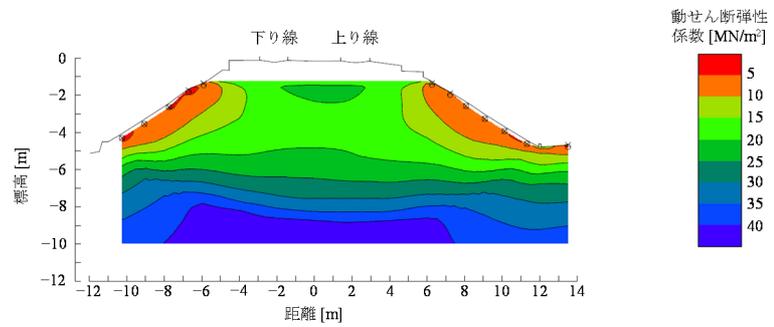


(a) 保守多投入箇所

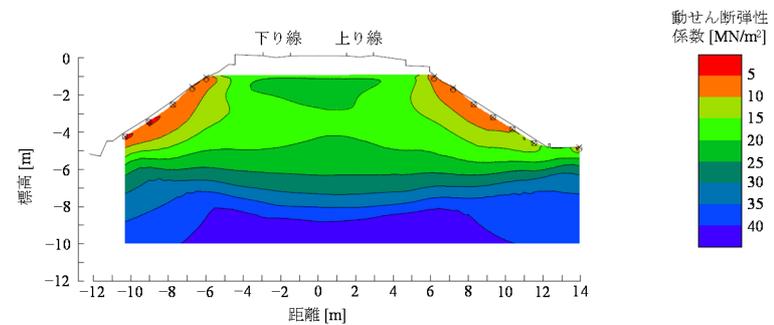


(b) 健全箇所

図4-8 動弾性係数 E_d の断面分布

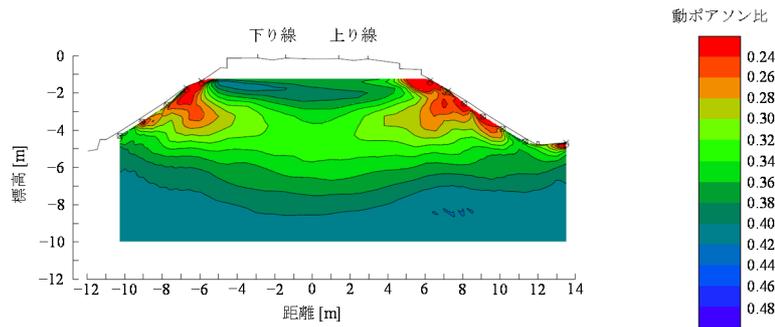


(a) 保守多投入箇所

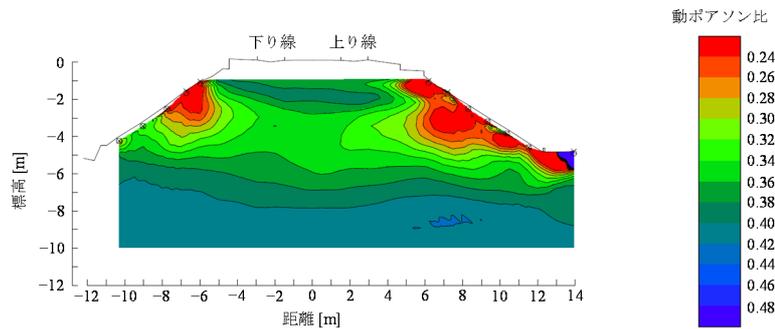


(b) 健全箇所

図4-9 動せん断弾性係数 G_d の断面分布



(a) 保守多投入箇所



(b) 健全箇所

図4-10 動ポアソン比 ν_d の断面分布

4.1.4 地盤調査結果のまとめ

保守多投入箇所と健全箇所が混在している土構造物において地盤調査を実施した結果をまとめると以下のとおりである。

- (a) 調査ボーリングおよび標準貫入試験の結果，保守多投入箇所と健全箇所とで土層構成や層厚はほぼ同じであった。N値の分布については，健全箇所における盛土層と黒ぼく層の境界付近のN値は保守多投入箇所と比較して小さかったが，それ以外では保守多投入箇所と健全箇所では顕著な違いは認められなかった。
- (b) 密度検層の結果，保守多投入箇所と健全箇所では各層の密度に顕著な差は認められず，測定された密度は関東ロームの標準的な湿潤密度の範囲内であった。
- (c) 弾性波トモグラフィの結果，保守多投入箇所と健全箇所のあいだでは盛土天端付近から標高-3m付近の間で物性値の分布状況に若干の相違はあるものの，物性値のオーダーに顕著な差は認められなかった。また，弾性波トモグラフィの結果は標準貫入試験の結果との整合性を有している。
- (d) 上記(a)～(c)より，当該箇所における保守多投入箇所の発生原因は，土構造物の土質や物性値の違いによるものではないと考えられる。

4.2 路盤調査

本節では、前節に引き続き保守多投入箇所と健全箇所が混在している土構造物において実施した路盤調査について述べる。

4.2.1 調査箇所

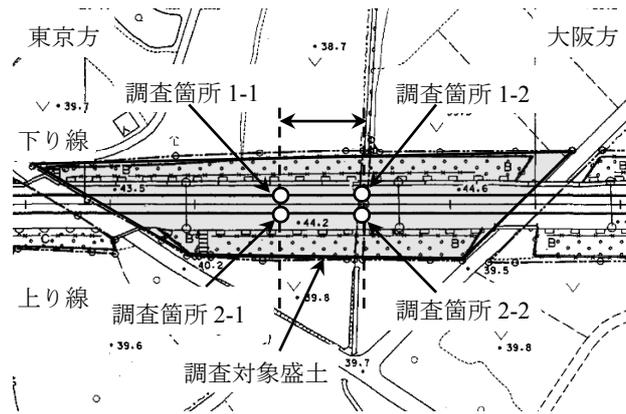
調査箇所は、地盤調査と同様に直線区間の盛土のうちで保守多投入箇所と健全箇所が混在している盛土を選定した。調査箇所の概要を表4-5に、調査箇所の線路平面図を図4-11に示す。調査箇所6箇所のうち、調査箇所1-1、1-2、2-1および2-2の4箇所は地盤調査と同じ位置である。これら調査箇所の状況については4.1.1項を参照されたい。

調査箇所3-1および3-2は神奈川県寒川町内に位置している。当該箇所の原地盤および盛土材料はともにロームであり、盛土材料は建設地近傍から採取したものである。盛土高さは平均3.0m、線路勾配は東京を背にして10%の下り勾配である。調査箇所3-1および3-2は他の調査箇所と同様に構造物境界から20m以上の距離があり、この2箇所の距離は20mである。2015年度のむら直し投入回数は、調査箇所3-1は4回である一方、調査箇所3-2はむら直しは施工されておらず良好な軌道状態である。調査箇所3-1、3-2ともに2015年に道床バラストを新品に交換しているが、調査箇所3-1では軌道状態が改善されない状況にある。軌道構造については、レールはJIS60kgレール、まくらぎはプレストレストコンクリート製の3Tまくらぎである。

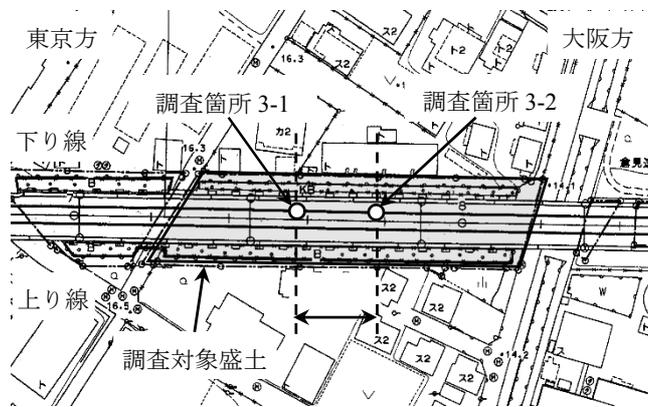
表4-5 路盤調査箇所の概要

項目	調査箇所番号					
	1-1 (多投入)	1-2 (健全)	2-1 (多投入)	2-2 (健全)	3-1 (多投入)	3-2 (健全)
線別	下り		上り		下り	
線形※	直線, +15%		直線, +15%		直線, -10%	
盛土材料	ローム		ローム		ローム	
盛土高さ	東京方4.1m 大阪方4.2m		東京方4.1m 大阪方4.2m		東京方3m 大阪方3m	
地盤土質	ローム		ローム		ローム	
軌道構造	JIS 60kgレール 2Tまくらぎ		JIS 60kgレール 2Tまくらぎ		JIS 60kgレール 3Tまくらぎ	
道床交換 施工日	2013年5月	2013年7月	2005年11月		2015年6月	
むら直し回数 (2015年度)	6回	—	3回	—	4回	—
調査時期	2016年12月		2016年10月		2017年1月	

※ 勾配は東京を背にして上り勾配をプラス、下り勾配をマイナスとする



(a) 調査箇所1-1, 1-2, 2-1, 2-2



(b) 調査箇所3-1, 3-2

図4-11 路盤調査箇所の線路平面図

4.2.2 調査項目および調査方法

路盤調査では、道床バラストおよび路盤状態観察、小型FWD試験、簡易動的コーン貫入試験および粒度試験を実施した。

現地における路盤調査の標準的な調査手順は以下のとおりである（図4-12参照）。

- (a) 第1段階：調査箇所のまくらぎ周辺の道床バラストをまくらぎ下面付近まで取り除いた後にまくらぎを座動させ、まくらぎ直下の道床バラストの状態を観察するとともに小型FWD試験を実施する。
- (b) 第2段階：調査箇所の道床バラストを採取しながらまくらぎ下面から深さ20cm程度まで道床バラストを掘削した後、調査箇所の道床バラストの状態を観察するとともに小型FWD試験を実施する。
- (c) 第3段階：調査箇所の道床バラストを採取しながらさらに20cm程度（まくらぎ下面から深さ40cm程度まで）道床バラストを掘削した後、調査箇所の道床バラストの状態を観察するとともに小型FWD試験を実施する。
- (d) 第4段階：調査箇所の道床バラストを採取しながら路盤表層付近まで道床バラスト

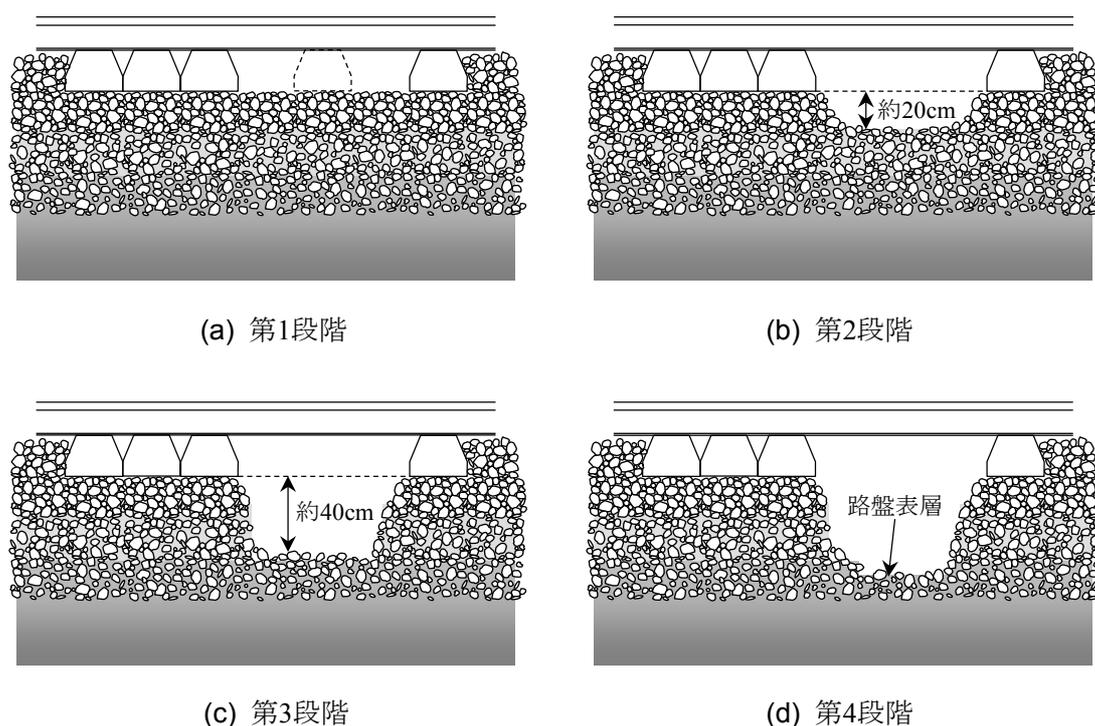


図4-12 路盤調査における掘削手順

を掘削し，調査箇所の道床バラストおよび路盤の状態を観察するとともに，小型FWD試験および簡易動的コーン貫入試験を実施する。

道床バラストの掘削においては，道床バラストの細粒化・固結が著しい場合は電動ハンマーを用いて解体しながら掘削した。また，道床バラストの採取位置，小型FWD試験および簡易動的コーン貫入試験の実施位置については表4-6を標準とした。なお，実際の調査においては，調査箇所における路盤噴泥対策工の施工有無が不明であったため，調査箇所の道床バラストや路盤の状態を確認しながら各段階での掘削深さを適宜変更して調査を実施した。そのため，調査箇所によって各段階での掘削深さは異なる。

各調査項目について，小型FWD試験⁴⁾は，小型FWD本体に直径15cmの載荷板および5kgの重錘を装着して試験を実施した。簡易動的コーン貫入試験は，JGS 1433「簡易動的コーン貫入試験方法」に従い，質量 $5\pm 0.05\text{kg}$ のハンマーを $500\pm 10\text{mm}$ の高さから自由落下させてロッド頭部に取り付けたアンピルを打撃し，ロッドの先端に取り付けたコーンを100mm貫入させるのに要する打撃回数 N_d を測定した。なお，簡易動的コーン貫入試験の最長深度は第4段階での掘削深さから2mとし，50回の打撃による貫入量が20mm未満の場合はその深度で貫入を中止した。粒度試験は，採取した試料を持ち帰り，JIS A 1204「土の粒度試験方法」に従い実施した。なお，試料の採取量については道床バラストの最大粒径が63mmであることを考慮して1試料につき30kg以上とした。

路盤調査は終列車から翌日の初列車までの間の夜間作業として実施し，1晩あたりの調

表4-6 路盤調査における試料採取位置および試験位置

まくらぎ下面からの標準深さ		試験位置等	
		左*	右*
第1段階	0cm	小型FWD試験	小型FWD試験
第2段階	0cm～20 cm	試料採取	試料採取
	20cm	小型FWD試験	小型FWD試験
第3段階	20cm～40 cm	試料採取	試料採取
	40cm	小型FWD試験	小型FWD試験
第4段階	40cm～路盤表層	試料採取	試料採取
	路盤表層	小型FWD試験 簡易動的コーン 貫入試験	小型FWD試験 簡易動的コーン 貫入試験

※ 「左」とは東京方を背にして左側のレール直下付近を表す（右も同様）

査箇所数は1箇所とした。調査時間は1晩あたり約3時間とし、調査終了後は復旧作業（道床バラストの埋戻しおよび突固め作業）を約1時間かけて実施した。

4.2.3 調査結果および考察

(1) 道床バラストおよび路盤状態観察

各調査箇所の各掘削段階における道床バラストおよび路盤状態の写真を図4-13～図4-18に示す。以下、各調査箇所の観察結果について述べる。

(a) 調査箇所1-1（保守多投入箇所：図4-13）

当該箇所は道床バラストの交換から約3年半しか経過していないが、まくらぎ直下の道床バラストは稜角部が摩損によって丸みを帯びており、道床噴泥の様相を呈していた。まくらぎ下5cmから下では道床バラストの細粒化・固結が観察された。まくらぎ下40cm付近まで掘削した段階で盛土材料のロームが現れ始め、まくらぎ下40～50cmはロームに道床バラストおよび建設時に敷設した切込砂利が貫入している状態が観察された。

(b) 調査箇所1-2（健全箇所：図4-14）

まくらぎ直下の道床バラストは鋭い稜角を有しており、まくらぎ下35cmまでの道床バラストは若干の細粒化はみられたが固結した状態は観察されなかった。まくらぎ下35cm以深では道床バラストの細粒化・固結が観察され、まくらぎ下55cmまで掘削した段階で盛土材料のロームが出現し、道床バラストおよび切込砂利が貫入している状態が観察された。なお、隣接まくらぎのまくらぎ下35cm付近では、路盤面被覆工で使用されたビニロンシート、クロロプレンシートおよび豆砕石が観察された（図4-19）。

(c) 調査箇所2-1（保守多投入箇所：図4-15）

まくらぎ直下の道床バラストは稜角部が摩損によって丸みを帯びており、道床噴泥

の様相を呈していた。まくらぎ下5cmから下では道床バラストの細粒化・固結が観察された。まくらぎ下40cmまで掘削した段階で路盤面被覆工で使用されたビニロンシート、クロロプレンシートおよび豆碎石が出現したが、盛土材料のロームは出現しなかった。なお、まくらぎ下40cmから下は路盤面被覆工を撤去しながら掘削を進めることが困難だったため、この段階で掘削を中止した。

(d) 調査箇所2-2（健全箇所：図4-16）

まくらぎ直下の道床バラストは鋭い稜角を有しており、まくらぎ下20cmまでの道床バラストは細粒化していたものの固結した状態は観察されなかった。まくらぎ下20cm以深では道床バラストの細粒化・固結が観察され、まくらぎ下55cmまで掘削した段階で盛土材料のロームが出現し、道床バラストおよび切込砂利が貫入している状態が観察された。

(e) 調査箇所3-1（保守多投入箇所：図4-17）

まくらぎ直下の道床バラストは稜角部が摩損によって若干の丸みを帯びていたが、他の保守多投入箇所と比較して道床バラストは健全な状態であった。これは当該箇所は道床バラストの交換から約1年半しか経過していないためと考えられる。まくらぎ下10cmから下では道床バラストの細粒化・固結が観察され、まくらぎ下20cmまで掘削した段階で道床バラストに混じって多量の水分を含んだロームが観察された。当該箇所では調査の2日前に降雨が観測されており、この降雨による雨水が軌道内で滞留していたものと考えられる。まくらぎ下20～55cmでは、液性限界を超えると思われるほど多量の水分を含んだロームが道床バラストと混じって著しく泥濘化している状態が観察された（図4-20）。これは、盛土材料のロームが上昇して道床バラストの間隙を埋めるとともに、多量の水分を含んだ状態で列車通過による繰返し荷重を受けて泥濘化したものと考えられる。まくらぎ下55cmまで掘削すると、道床バラストおよび切込砂利が路盤に貫入している状態が観察されたが、泥濘化したロームは認められなかった。

(f) 調査箇所3-2（健全箇所：図4-18）

まくらぎ直下の道床バラストは鋭い稜角を有しており、まくらぎ下20cmまでは道床バラストの細粒化・固結状態は認められなかった。まくらぎ下20cm以深では道床バラストの細粒化・固結状態が観察され、まくらぎ下30cm付近からは道床バラストに混じって盛土材料であるロームが観察されたが、調査箇所3-1のような泥濘化は認められなかった（図4-21）。当該箇所は調査の1日前に降雨が観測されているが、この降雨による雨水が軌道内に滞留することがなかったために泥濘化が発生しなかったものと考えられる。まくらぎ下30cm以深の右レール下は道床バラストおよび切込砂利がロームに貫入している状態が観察された一方、左レール下ではまくらぎ下55cmまで掘削した段階で道床バラストおよび切込砂利がロームに貫入している状態が観察された。

上記の各調査箇所の観察結果の傾向をまとめると、以下のとおりである。

- (a) いずれの保守多投入箇所においても、細粒化・固結層も含めた道床バラスト層の厚さは約40cmであり、規程上の道床バラストの最小厚⁵⁾である30cmは満たしているも

の保守多投入箇所となっている状態である。一方、健全箇所のうち調査箇所1-2および2-2では細粒化・固結層も含めた道床バラスト層の厚さは約55cmであり、保守多投入箇所と比較して道床バラスト層が約15cm厚い状態である。一般的に、列車荷重による路盤圧力（路盤表面に作用する圧力）の大きさは道床バラスト層の厚さや路盤剛性などによって変化する⁹⁾。4.1節で述べたように保守多投入箇所と健全箇所では盛土の土質や物性値はほぼ同じであるものの、保守多投入箇所では道床バラスト層の厚さが薄いため、健全箇所よりも路盤圧力が大きくなり軌道が沈下しやすくなっているものと考えられる。また、関東ロームで構築された土構造物区間は良質な材料で構築された区間と比較して路盤剛性が小さいため、関東ロームで構築された土構造物区間においては道床バラスト層の厚さが40cm程度では軌道の沈下が抑制される程度まで路盤圧力が小さくならないものと考えられる。

- (b) 調査箇所3-1および3-2を比較すると、調査箇所3-1ではまくらぎ下20～55cmにおいて著しく泥濘化していた一方、調査箇所3-1から20mしか離れていない3-2では泥濘化は認められなかった。この状態の差は軌道内の滞水状態の違いが影響しているものと考えられる。
- (c) いずれの調査箇所においても盛土材料であるロームは道床バラストの表層までは上昇しておらず、路盤噴泥が発生している状況は観察されなかった。これは、まくらぎ下に形成された道床バラスト細粒化・固結層が稠密であるために泥土の上昇を妨げているものと考えられる。
- (d) 上記(a)～(c)より、保守多投入箇所では路盤噴泥は発生していないものの、細粒化・固結層を含めた道床バラスト層の厚さが健全箇所よりも薄いこと、または軌道内の滞水が原因で保守多投入箇所となっているものと推測される。



(a) まくらぎ直下



(b) まくらぎ下20cm



(c) まくらぎ下40cm



(d) まくらぎ下50cm

図4-13 道床バラストおよび路盤状態 (調査箇所1-1: 保守多投入箇所)



(a) まくらぎ直下



(b) まくらぎ下20cm



(c) まくらぎ下35cm



(d) まくらぎ下55cm

図4-14 道床バラストおよび路盤状態 (調査箇所1-2: 健全箇所)



(a) まくらぎ直下



(b) まくらぎ下30cm



(c) まくらぎ下40cm

図4-15 道床バラストおよび路盤状態 (調査箇所2-1: 保守多投入箇所)



(a) まくらぎ直下



(b) まくらぎ下20cm

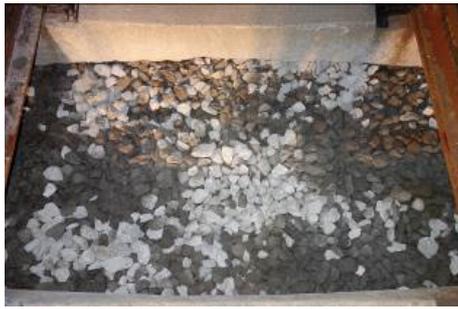


(c) まくらぎ下35cm



(d) まくらぎ下55cm

図4-16 道床バラストおよび路盤状態 (調査箇所2-2: 健全箇所)



(a) まくらぎ直下



(b) まくらぎ下20cm



(c) まくらぎ下40cm



(d) まくらぎ下55cm

図4-17 道床バラストおよび路盤状態 (調査箇所3-1: 保守多投入箇所)



(a) まくらぎ直下



(b) まくらぎ下20cm



(c) まくらぎ下40cm



(d) まくらぎ下55cm

図4-18 道床バラストおよび路盤状態 (調査箇所3-2: 健全箇所)



図4-19 路盤面被覆工（調査箇所1-2付近）



図4-20 調査箇所3-1の状況（まくらぎ下40cm）



図4-21 調査箇所3-2の状況（まくらぎ下40cm）

(2) 小型FWD試験

小型FWD試験の結果から算出された各調査箇所 K_{30} 値の深さ方向に対する分布を図4-22に示す。なお、小型FWD試験から求められる $K_{P,FWD}$ （載荷板直径30cm相当に補正された K 値）から K_{30} 値の算出には以下の式⁴⁾を用い、式(4.4)中の係数 γ は2（礫系）とした。

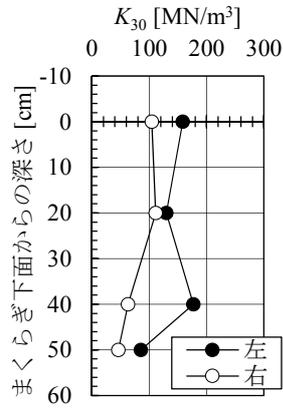
$$K_{P,FWD} = \gamma \cdot K_{30} \quad (4.4)$$

図4-22を見ると、保守多投入箇所・健全箇所の両者とも、まくらぎ下面からの深さ0cmにおける K_{30} 値は概ね100~150MN/m³であり、まくらぎ下面から深くなるに従って K_{30} 値が低下する傾向にある。しかし、保守多投入箇所では深さ30cm以深から、健全箇所では深さ40cm以深から K_{30} 値の低下傾向がみられ、両者のあいだで K_{30} 値の低下傾向が始まる深さが異なっている。

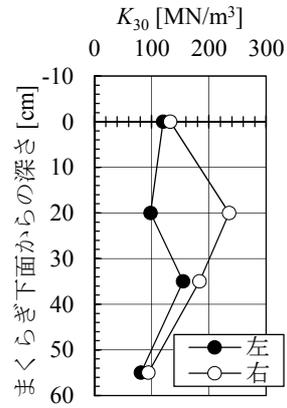
調査箇所1-1、1-2、2-1および2-2について詳細に見ると、保守多投入箇所である調査箇所1-1および2-1については1-1左を除いて深さ30~40cmの K_{30} 値は33~80MN/m³であるが、健全箇所である調査箇所1-2および2-2の深さ35cmの K_{30} 値は84~184MN/m³と保守多投入箇所と比較して K_{30} 値が大きい傾向にある。これは、「(1)道床バラストおよび路盤状態観察」で述べたように細粒化・固結層も含めた道床バラスト層の厚さが両者で異なり、保守多投入箇所である調査箇所1-1および2-1では道床バラスト層の厚さは40cm、健全箇所である調査箇所1-2および2-2の道床バラスト層の厚さは55cmであり、保守多投入箇所では深さ40cm以深のバラスト貫入層が測定結果に影響を与えているためと考えられる。

調査箇所3-1および3-2を比較すると、調査箇所3-2左を除いて深さ40cmの K_{30} 値が37~52MN/m³、深さ55cmでは14~27MN/m³とかなり小さい。これは、調査日直近の降雨によってロームを含んだ道床バラスト細粒化層が軟弱化したこと、とりわけ保守多投入箇所である調査箇所3-1では泥濘化にまで至ったことが影響しているものと考えられる。健全箇所である調査箇所3-2左だけは他の調査箇所よりも K_{30} 値が大きい傾向にあるが、これは軌道内に雨水が滞留しなかったことで他の調査箇所と比較して軟弱化の程度が小さかったためと考えられる。なお、調査箇所3-1右の深さ55cmのデータについては、算出された K_{30} 値がマイナス値となったため図示を省略した。

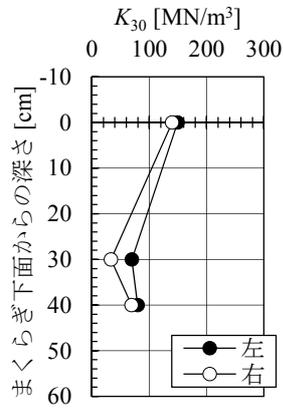
各調査箇所の K_{30} 値の左右平均をプロットしたものを図4-23に示す。なお、図中の黒枠は第3章のシミュレーションで想定した路盤表面（まくらぎ下面からの深さ30cm）における K_{30} 値の範囲（10~110MN/m³）を示す。図4-23を見ると、保守多投入箇所と健全箇所 K_{30} 値の深さ方向の分布傾向が異なることが明らかであり、保守多投入箇所では深さ30cm以深において、健全箇所では深さ40cm以深において K_{30} 値がまくらぎ下0cmよりも大幅に低下している傾向にあることがわかる。また、深さ30cmにおける K_{30} 値の左右平均の最小値は51MN/m³であり、第3章のシミュレーションで想定した最小値10MN/m³よりもかなり大きい。しかし、深さ30cm以深では27MN/m³という小さい値が存在しており、さらに調査箇所3-2右では当該箇所の路盤表面である深さ55cmにおける K_{30} 値が14MN/m³であった（図4-22(f)）ことを踏まえると、第3章のシミュレーションにおいて路盤表面の K_{30} 値の最小値を



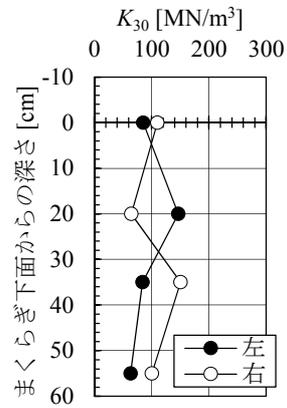
(a) 調査箇所1-1 (保守多投入箇所)



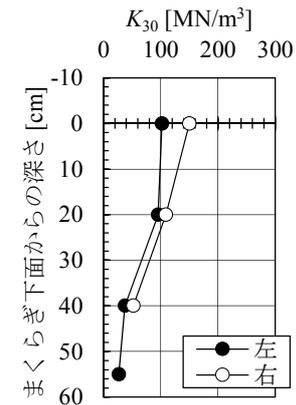
(b) 調査箇所1-2 (健全箇所)



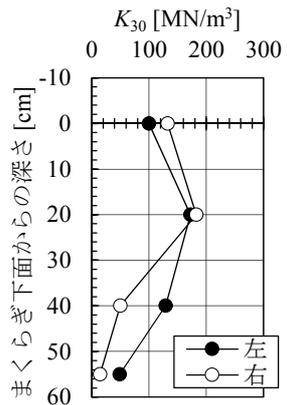
(c) 調査箇所2-1 (保守多投入箇所)



(d) 調査箇所2-2 (健全箇所)



(e) 調査箇所3-1 (保守多投入箇所)



(f) 調査箇所3-2 (健全箇所)

図4-22 小型FWD試験結果から算出された K_{30} 値

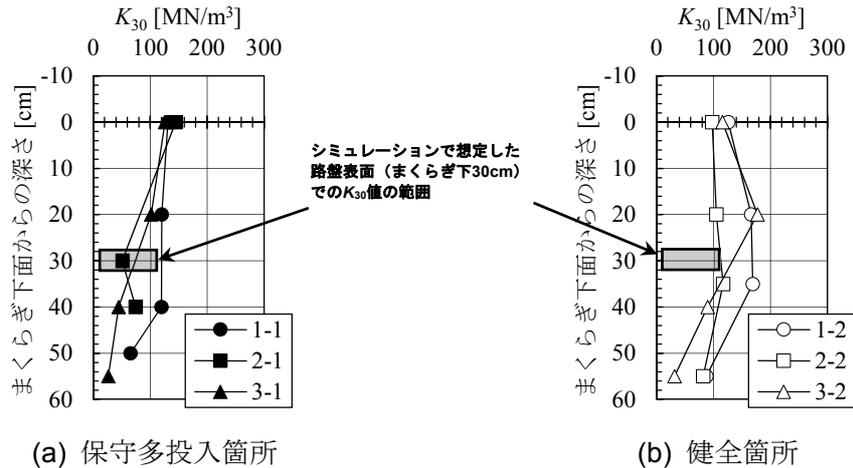


図4-23 小型FWD試験結果から算出された K_{30} 値の左右平均

10MN/m^3 と想定したことは概ね妥当であると考えられる。

以上より、まくらぎ下面から深さ方向に対する K_{30} 値の変化は、保守多投入箇所のほうが健全箇所よりも浅い位置から低下傾向にあり、その原因としては細粒化・固結層を含めた道床バラスト層の厚さの違い、または軌道内の滞水状態の違いが影響しているものと考えられる。

(3) 簡易動的コーン貫入試験

簡易動的コーン貫入試験により得られた N_d 値から算出した換算 N 値の深さ方向に対する分布を図4-24に示す。なお、 N_d 値から N 値への換算は以下の関係式⁷⁾により算出し、土質区分はすべて粘性土とした。

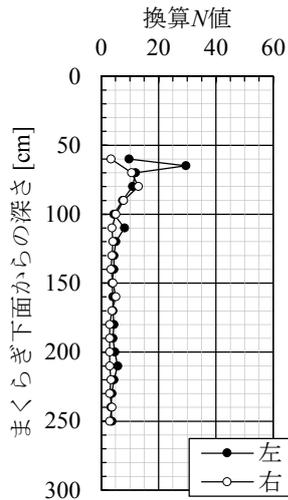
$$\begin{aligned}
 &N_d \leq 4 \\
 &\left. \begin{aligned}
 N &= 0.50N_d && \text{(礫質土)} \\
 N &= 0.66N_d && \text{(砂質土)} \\
 N &= 0.75N_d && \text{(粘性土)}
 \end{aligned} \right\} \quad (4.5)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &N_d > 4 \\
 &\left. \begin{aligned}
 N &= 0.7 + 0.34N_d && \text{(礫質土)} \\
 N &= 1.1 + 0.30N_d && \text{(砂質土)} \\
 N &= 1.7 + 0.34N_d && \text{(粘性土)}
 \end{aligned} \right\} \quad (4.6)
 \end{aligned}$$

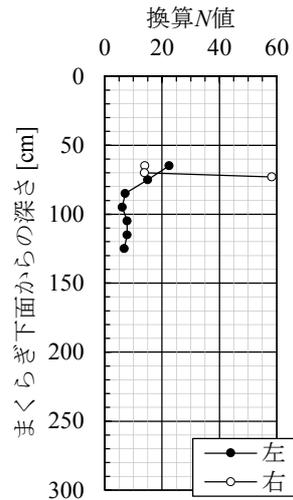
以下、図4-24から推定される各調査箇所の路盤および路床の状況について述べる。

(a) 調査箇所1-1 (保守多投入箇所：図4-24(a))

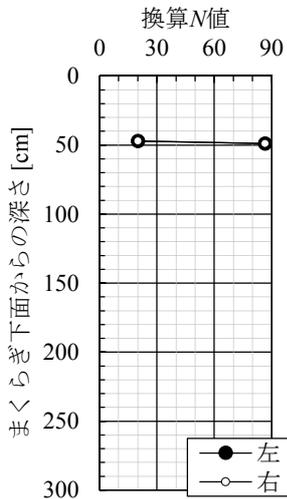
当該箇所では左右ともまくらぎ下面からの深さが80cmまでは換算 N 値は概ね10以上であるが、それ以深では換算 N 値は小さくなり、深さ100cm以深では換算 N 値は5前後でほぼ一定となる。まくらぎ下面から浅い位置で換算 N 値が大きいのは、供用後の列車



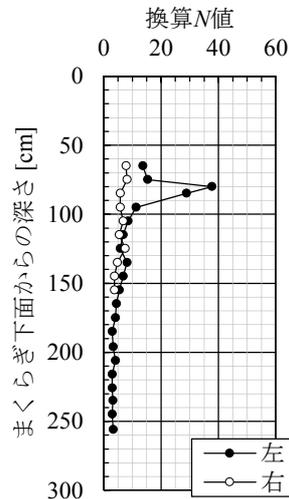
(a) 調査箇所1-1 (保守多投入箇所)



(b) 調査箇所1-2 (健全箇所)



(c) 調査箇所2-1 (保守多投入箇所)



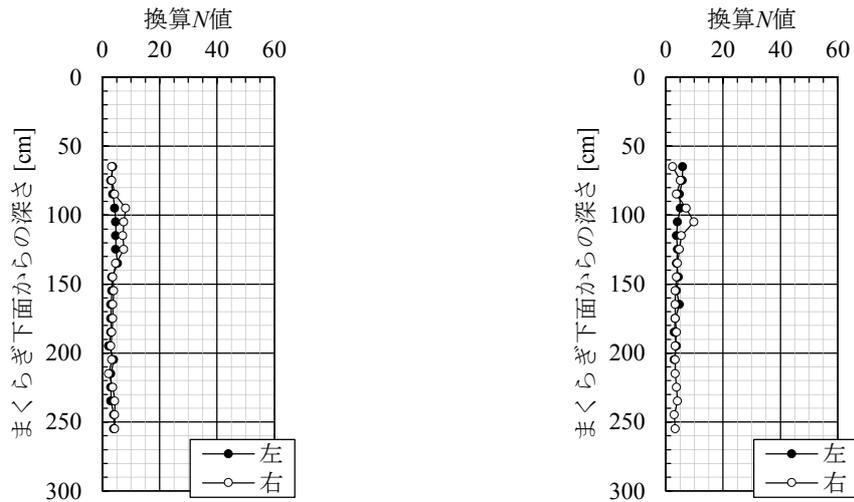
(d) 調査箇所2-2 (健全箇所)

図4-24 簡易動的コーン貫入試験結果から算出された換算N値

走行による締固めおよびバラスト貫入層の影響によるものと考えられる。また、左側では深さ65cmで換算N値が30と大きいのが、これは盛土内に貫入した道床バラストまたは切込砂利がコーンの貫入を阻害していたためと考えられる。100cm以深での換算N値は3~5程度とほぼ一定であり、100cm以深には道床バラストおよび切込砂利は貫入していないものと考えられる。

(b) 調査箇所1-2 (健全箇所：図4-24(b))

当該箇所の右側では、まくらぎ下面からの深さ73cmで換算N値が58と大きく、それより下は50回の打撃による貫入量が20mm未満だったため試験を中止した。この原因は盛土内に貫入した道床バラストまたは切込砂利がコーンの貫入を阻害していたため



(e) 調査箇所3-1（保守多投入箇所）

(f) 調査箇所3-2（健全箇所）

図4-24 簡易動的コーン貫入試験結果から算出された換算N値（続き）

と考えられる。

左側については、深さ65～75cmにかけて換算N値が大きくな値となった。これは、供用後の列車走行による締固めおよびバラスト貫入層の影響によるものと考えられる。深さ85cm以深の換算N値は6～8程度でほぼ一定であり、調査箇所1-1の同深度と比較すると若干硬い傾向にあるが、図4-6および図4-7の弾性波トモグラフィによると当該深度付近に周囲より速度の速い層が存在しており、これが当該深度での換算N値の大きさに影響しているものと考えられる。

なお、当該箇所は調査時間の関係上深さ125cmで試験を打ち切ったため、それ以深の換算N値は不明である。

(c) 調査箇所2-1（保守多投入箇所：図4-24(c)）

当該箇所では左右ともまくらぎ下面からの深さ49cmで50回の打撃による貫入量が20mm未満となったため、その深度で試験を中止した。この原因は盛土内に貫入した道床バラストまたは切込砂利がコーンの貫入を阻害していたためと考えられる。

(d) 調査箇所2-2（健全箇所：図4-24(d)）

当該箇所の左側については、深さ65～85cmにかけては換算N値が大きく、深くなるに従って換算N値は小さくなる傾向を示している。深さ65～85cmで換算N値が大きい原因は、供用後の列車走行による締固めおよびバラスト貫入層の影響によるものと考えられる。深さ105～155cmの換算N値は5～8と若干大きいだが、これは調査箇所1-2と同様に図4-6および図4-7の弾性波トモグラフィにおいて当該深度付近に周囲より速度の速い層が存在しており、これが当該深度での換算N値の大きさに影響しているものと考えられる。また深さ155cm以深では換算N値は3～5程度でほぼ一定であり、100cm以深には道床バラストおよび切込砂利は貫入していないものと考えられる。

右側については、左側の浅い深度のような硬い区間は存在せず、深さ135cmまでの換算 N 値は5～8程度、それ以深では3～4程度である。浅い深度における換算 N 値の大きさが左右で異なるのは、右側の測定位置におけるバラスト貫入層では道床バラストまたは切込砂利がコーンの貫入を阻害することがなかったためと考えられる。なお、右側では調査時間の関係上深さ155cmで試験を打ち切ったため、それ以深の換算 N 値は不明である。

(e) 調査箇所3-1（保守多投入箇所：図4-24(e)）

当該箇所では、深さ95～125cmにおいては右側のほうが左側よりも換算 N 値が若干大きい傾向にあり、左側の換算 N 値は5程度、右側は7～8程度である。深さ135cm以深では左右とも換算 N 値は3～5程度とほぼ一定である。

当該箇所では浅い深度において極端な換算 N 値の増加は見られなかったが、これは「(1)道床バラストおよび路盤状態観察」で述べたように当該箇所の調査の2日前に降雨が観測されており、降雨の影響によってバラスト貫入層が飽和して軟弱化した可能性が考えられる。

(f) 調査箇所3-2（健全箇所：図4-24(f)）

当該箇所では、左右とも換算 N 値は3～5程度でほぼ一定であり、調査箇所3-1と同様に浅い深度において極端な換算 N 値の増加は見られなかった。これは、調査の1日前の降雨による軌道内の滞水は認められなかったものの、降雨によって軌道内に入った水の一部がバラスト貫入層内に浸透したことによってバラスト貫入層が飽和して軟弱化した可能性が考えられる。ただし、右側の深さ105cmの換算 N 値が約10と大きいのが、これはバラスト貫入層の道床バラストまたは切込砂利がコーンの貫入をわずかではあるが阻害したためと考えられる。なお、左側では調査時間の関係上深さ205cmで試験を打ち切ったため、それ以深の換算 N 値は不明である。

小型FWD試験結果および簡易動的コーン貫入試験結果から推定される K_{30} 値をまとめたグラフを図4-25に示す（推定方法については付録Bを参照）。図4-25を見ると、保守多投入箇所ではまくらぎ下面からの深さ約80cmまでの、健全箇所ではまくらぎ下面からの深さ約100cmまでの道床バラスト層及びバラスト貫入層の K_{30} 値は大きくばらついている。しかし、深さ100cmからは深くなるに従って K_{30} 値は約50MN/m³でほぼ一定となる傾向にあり、深さ100cm以深では両者の K_{30} 値の分布傾向に大きな差は見られない。また、関東ロームの土構造物区間における建設時の基準の最小値である $K_{30}=22\text{MN/m}^3$ と比較すると2倍以上大きいのが、これは供用後の盛土の圧密および列車走行による締固めの影響によるものと考えられる。

以上より、簡易動的コーン貫入試験の結果、保守多投入箇所と健全箇所の両者ともまくらぎ下面からの深さ80～100cmまでは道床バラスト層およびバラスト貫入層であり、それ以深は道床バラストや切込砂利が貫入していない盛土層であると考えられる。また、両者の深さ100cm以深における K_{30} 値の分布傾向に大きな差は見られず、盛土層の固さが保守多投入箇所の発生原因に与える影響は小さいと考えられる。

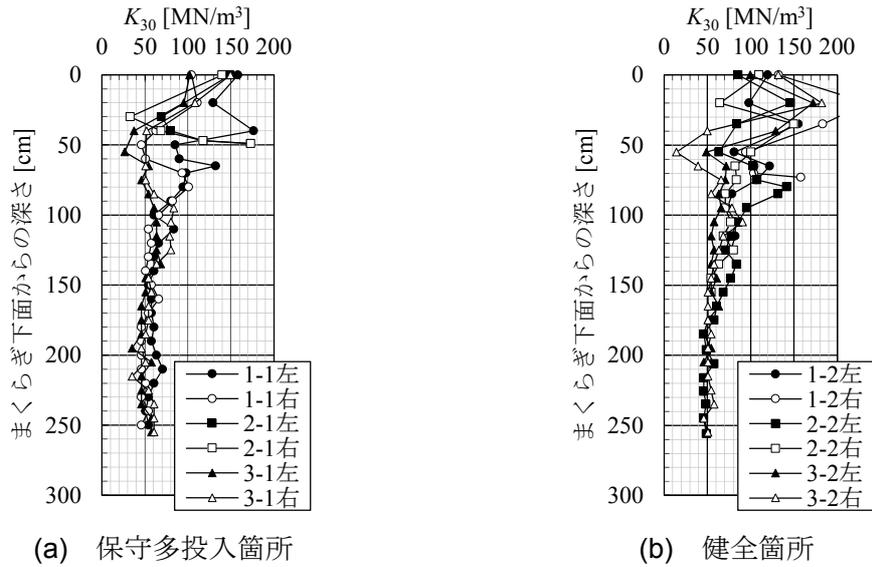


図4-25 K_{30} 値の推定結果

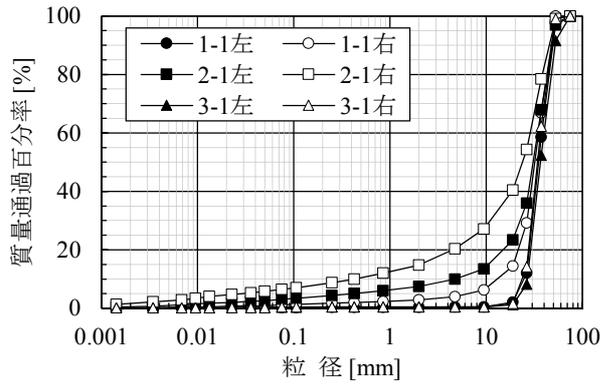
(4) 粒度試験

各掘削段階において採取した試料の粒径加積曲線を図4-26～図4-28に示す。

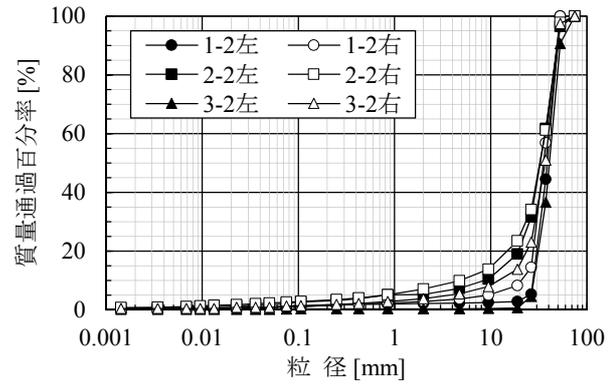
まくらぎ直下付近で採取した試料の粒径加積曲線である図4-26を見ると、調査箇所2-1および2-2では他の調査箇所よりも粒径加積曲線が上方にある。これは、表4-5に示すように当該箇所は道床バラストを新品に交換してから10年以上経過しており、まくらぎ直下付近まで道床バラストの細粒化が進行しているためと考えられる。また、保守多投入箇所である調査箇所2-1右では粒径2mm以下の砂分・細粒分が約15%存在しており、道床バラストの劣化がかなり進行していることがわかる。しかし、2-1、2-2以外の調査箇所では保守多投入箇所と健全箇所とで粒度分布に大きな差異は認められない。これは、道床バラストを新品に交換してから1年半から3年程度と比較的新しいためと考えられる。

まくらぎ下20～30cmで採取した試料の粒径加積曲線である図4-27を見ると、調査箇所によって粒径加積曲線の傾向に違いはあるものの、図4-26と比較して粒径加積曲線が全体的に上方にシフトしており、列車通過により破碎・摩損した道床バラストが下層に堆積していることがわかる。また、保守多投入箇所と健全箇所では粒度分布の傾向に大きな違いは認められない。

まくらぎ下35～40cmで採取した試料の粒径加積曲線である図4-28を見ると、さらに粒径加積曲線が全体的に上方にシフトしており、列車通過により破碎・摩損した道床バラストが下層に堆積していることがわかる。また、調査箇所3-2右を除いて、保守多投入箇所と健全箇所では粒度分布の傾向に大きな違いは認められない。なお、調査箇所3-2右はバラスト貫入層から採取した試料であり、他の試料と比較して細粒分が多い。これは、盛土材料であるロームが他の試料よりも多く含まれているためと考えられる。

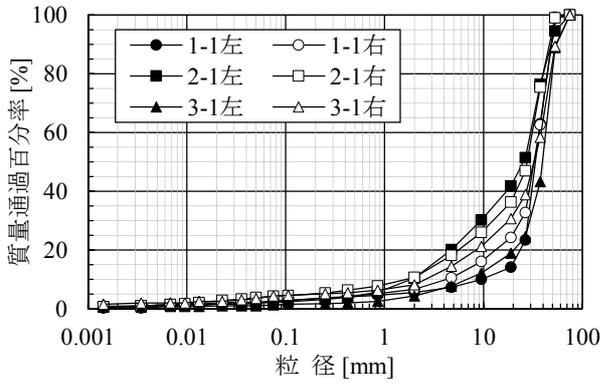


(a) 保守多投入箇所

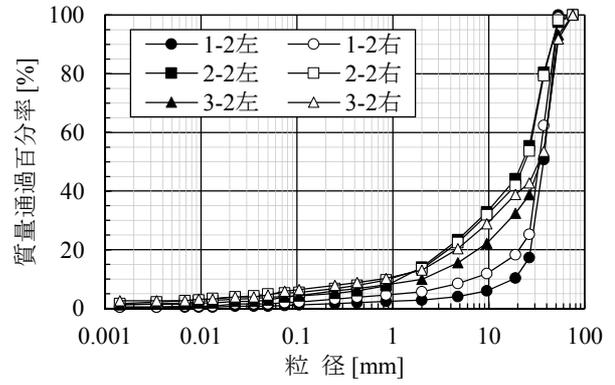


(b) 健全箇所

図4-26 粒径加積曲線 (まくらぎ下0cm付近)

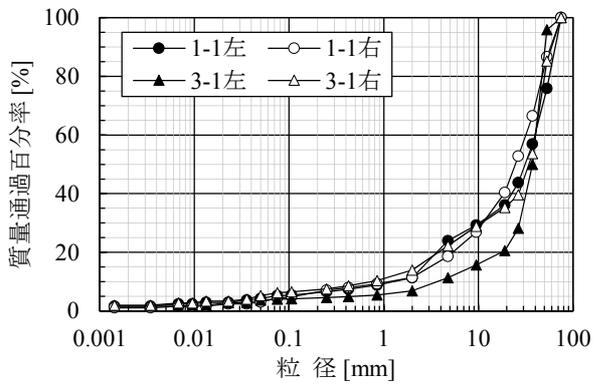


(a) 保守多投入箇所

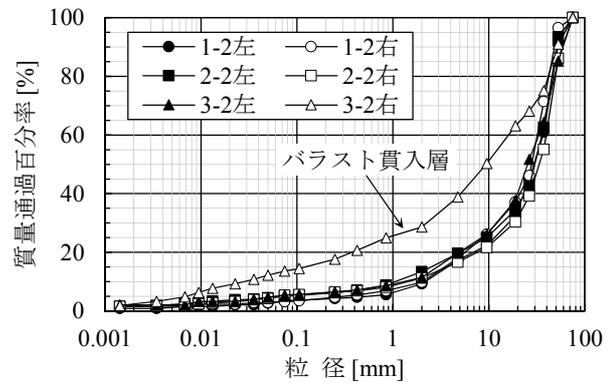


(b) 健全箇所

図4-27 粒径加積曲線 (まくらぎ下20~30cm付近)



(a) 保守多投入箇所



(b) 健全箇所

図4-28 粒径加積曲線 (まくらぎ下35~40cm付近)

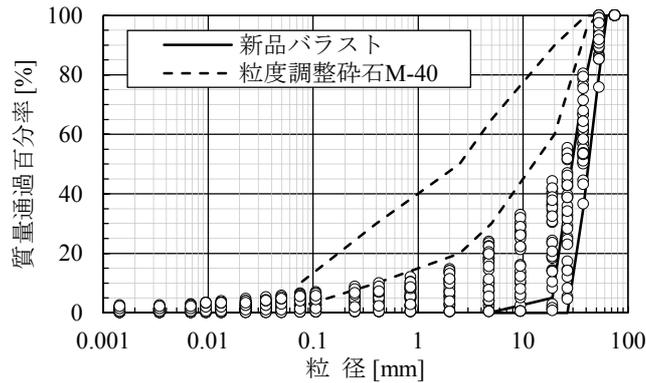


図4-29 全試料の粒度分布（バラスト貫入層の試料を除く）

ここで、調査箇所3-2右のバラスト貫入層の試料を除く全試料の粒度分布をプロットしたものを図4-29に示す。なお、図中には新品バラストおよび粒度調整碎石M-40（以下「粒調碎石」という）の規格値もあわせて示してある。これを見ると、道床バラスト層は新品バラストと粒調碎石の規格値の間に粒度が分布しており、また道床バラスト層の粒径0.075mm以下の細粒分の含有率はいずれも10%未満であることがわかる。よって、保守多投入箇所、健全箇所の両者とも道床バラスト層の透水性は粒調碎石と同等以上であり、軌道内に雨水が滞留することがなければ道床バラスト層の剛性の大幅な低下は発生しないものと考えられる。

4.2.4 路盤調査結果のまとめ

保守多投入箇所と健全箇所が混在している土構造物において路盤調査を実施した結果をまとめると以下のとおりである。

- (a) 道床バラストおよび路盤状態観察の結果、保守多投入箇所は近接する健全箇所と比較して道床バラスト層の厚さが薄いこと、または軌道内に雨水が滞留している状況が観察された。また、いずれの調査箇所においても路盤噴泥は発生していなかったが、これはまくらぎ下に形成された道床バラストの細粒化・固結層が稠密であることで泥土の上昇が妨げられているためと考えられる。
- (b) 小型FWD試験の結果、道床バラスト層の深さ方向に対する K_{30} 値の変化は、保守多投入箇所のほうが健全箇所よりも浅い位置から低下する傾向にあった。その原因としては細粒化・固結層を含めた道床バラスト層の厚さの違い、または軌道内の滞水状態の違いが影響しているものと考えられる。また、小型FWD試験の結果より、第3章のシミュレーションで想定した路盤表面における K_{30} 値の最小値 10MN/m^3 は概ね妥当であると考えられる。
- (c) 簡易動的コーン貫入試験の結果、保守多投入箇所と健全箇所の両者ともまくらぎ下面からの深さ80~100cmまでは道床バラスト層およびバラスト貫入層であり、それ以深は道床バラストや切込砂利が貫入していない盛土層であると考えられる。また、

両者の深さ100cm以深における K_{30} 値の分布傾向に大きな差は見られず、盛土層の固さが保守多投入箇所が発生原因に与える影響は小さいと考えられる。

- (d) 粒度試験の結果、保守多投入箇所と健全箇所の両者とも深くなるに従って列車通過により破碎・摩損した道床バラストが堆積している傾向にあり、両者の分布傾向に大きな差は見られない。また、道床バラスト層の細粒分の含有率は粒調碎石よりも小さく、道床バラスト層の透水性は粒調碎石と同等以上であると考えられる。
- (e) 上記(a)～(d)より、調査箇所における保守多投入箇所が発生原因は、健全箇所と比較して道床バラスト層の厚さが薄いことまたは軌道内に雨水が滞留していることによって軌道の支持剛性が低下しているためであると考えられる。

4.3 路盤状態の追加調査

4.1節の地盤調査および4.2節の路盤調査の結果、地盤状態は保守多投入箇所と健全箇所のあいだに大きな差異は認められなかったが、保守多投入箇所の路盤状態は健全箇所と比較して道床バラスト層の厚さが薄いまたは軌道内に雨水が滞留していることが確認された。しかし、4.2節における路盤調査箇所数は計6箇所であり、保守多投入箇所が発生原因を推定するには必ずしも十分な調査箇所数とは言いがたい。そこで本節では、4.2節において推定した保守多投入箇所が発生原因の妥当性を確認することを目的として実施した路盤状態の追加調査について述べる。

4.3.1 追加調査箇所

追加調査箇所は、東海道新幹線新横浜～小田原間の直線の土構造物区間において同一箇所の上下線で軌道状態が異なる箇所とした。調査箇所の概要を表4-7に、調査箇所の線路平面図を図4-30に示す。なお、追加調査箇所の土構造物の材料はいずれもロームである。

調査箇所4-1および4-2は神奈川県藤沢市内に位置しており、当該箇所は直線の切土区間である。調査箇所4-1では2016年度にむら直しが7回施工されている一方、反対の下り線の調査箇所4-2では2016年度にむら直しは施工されておらず良好な軌道状態である。

調査箇所5-1および5-2は神奈川県藤沢市内に位置しており、当該箇所は直線の盛土区間である。調査箇所5-1は2014年10月に道床バラストを新品に交換しているが、2016年度にむら直しが8回施工されている。一方、反対の下り線の調査箇所5-2では2016年度にむら直しは施工されておらず良好な軌道状態である。

調査箇所6-1および6-2も神奈川県藤沢市内に位置しており、当該箇所は直線区間である。土木構造物については、上り線側である調査箇所6-1は盛土と切土の構造境界付近、下り線側である調査箇所6-2は盛土である。調査箇所6-1は2015年3月に道床バラストを新品に交換しているが、2016年度にむら直しが7回施工されている。一方、反対の下り線の調査箇所6-2では2016年度にむら直しは施工されておらず良好な軌道状態である。

調査箇所7-1および7-2は神奈川県海老名市内に位置しており、当該箇所は直線の切土区

間である。調査箇所7-1の2016年度のむら直し施工回数は2回と少ないが、当該箇所ではむら直し以外に大型保線機械による軌道整備作業が2016年度に2回実施されている（大型保線機械による軌道整備作業は通常は年1回）。一方、反対の上り線の調査箇所7-2では2016年度にむら直しは施工されておらず良好な軌道状態である。

軌道構造については、いずれの調査箇所においてもレールはJIS60kgレール、まくらぎはプレストレストコンクリート製の2Tまくらぎである。

表4-7 路盤状態の追加調査箇所の概要

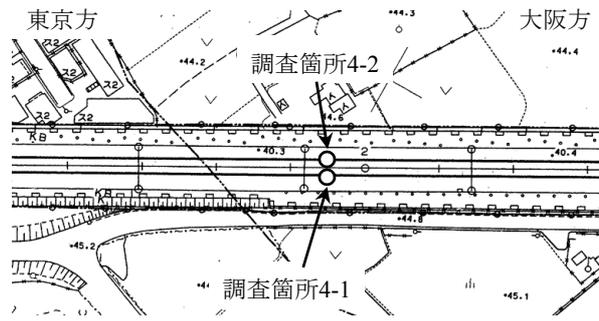
項目	調査箇所番号 ^{※1}			
	4-1 (多投入)	4-2 (健全)	5-1 (多投入)	5-2 (健全)
線別	上り	下り	上り	下り
線形 ^{※2}	直線, +2‰		直線, +15‰	
土木構造物	切土		盛土	
土質材料	ローム		ローム	
軌道構造	JIS 60kgレール 2Tまくらぎ		JIS 60kgレール 2Tまくらぎ	
道床交換 施工日	2009年3月	2006年10月	2014年10月	2013年7月
むら直し回数 (2016年度)	7回	—	8回	—
調査時期	2017年10月		2017年7月	

項目	調査箇所番号 ^{※1}			
	6-1 (多投入)	6-2 (健全)	7-1 (多投入)	7-2 (健全)
線別	上り	下り	下り	上り
線形 ^{※2}	直線, -15‰		直線, +5‰	
土木構造物	盛土/切土 境界付近	盛土	切土	
土質材料	ローム		ローム	
軌道構造	JIS 60kgレール 2Tまくらぎ		JIS 60kgレール 2Tまくらぎ	
道床交換 施工日	2015年3月	1996年11月	1997年4月	2007年9月
むら直し回数 (2016年度)	7回	—	2回 ^{※3}	—
調査時期	2018年1月		2018年1月	

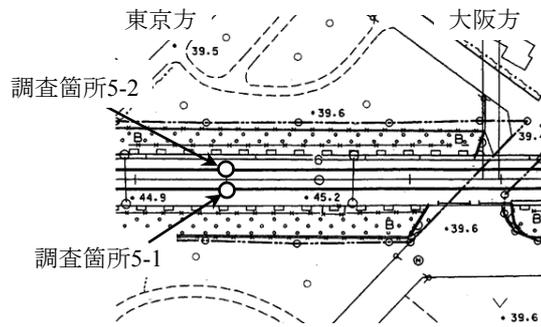
※1 調査箇所番号は表4-5からの連番

※2 勾配は東京を背にして上り勾配をプラス、下り勾配をマイナスとする

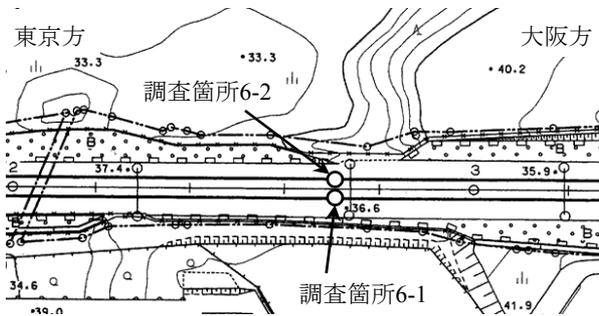
※3 調査箇所7-1では、むら直しのほかに大型保線機械による軌道整備を2016年度に2回施工



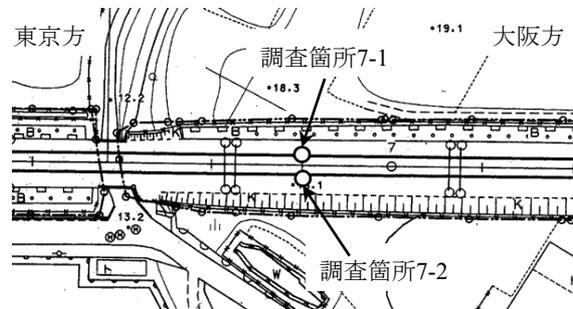
(a) 調査箇所4-1, 4-2



(b) 調査箇所5-1, 5-2



(c) 調査箇所6-1, 6-2



(d) 調査箇所7-1, 7-2

図4-30 路盤状態の追加調査箇所の線路平面図

4.3.2 調査項目および調査方法

路盤状態の追加調査では、4.2節と同様に道床バラストおよび路盤状態観察、小型FWD試験、簡易動的コーン貫入試験および粒度試験を実施した。調査手順および調査方法については4.2.2項を参照されたい。

4.3.3 調査結果および考察

(1) 道床バラストおよび路盤状態観察

各調査箇所各掘削段階における道床バラストおよび路盤状態の写真を図4-31～図4-38に示す。以下、各調査箇所の観察結果について述べる。

(a) 調査箇所4-1（保守多投入箇所：図4-31）

まくらぎ直下の道床バラストは稜角部が摩損によって丸みを帯びており、道床噴泥の様相を呈していた。まくらぎ下5cmから下では道床バラストの細粒化・固結が認められた。まくらぎ下30cm付近まで掘削した段階で盛土材料のロームが現れ始め、まくらぎ下40cm以深ではロームに道床バラストおよび建設時に敷設した切込砂利が貫入している状態が観察された。また、まくらぎ下35cm～40cmの間では若干水分を多く含んでいるものの滞水状態は認められなかった。

(b) 調査箇所4-2（健全箇所：図4-32）

まくらぎ直下の道床バラストは鋭い稜角を有しており、まくらぎ下20cmまでの道床バラストは若干の細粒化はみられたが固結した状態は観察されなかった。まくらぎ下20cm以深では道床バラストの細粒化・固結が観察され、右レール直下（上下線間側）ではまくらぎ下45cm付近から、左レール直下（保守用通路側）ではまくらぎ下50cm付近からロームが出現し、上下線間側から保守用通路側に向かって約3%の排水勾配が確保されている状態であった。

(c) 調査箇所5-1（保守多投入箇所：図4-33）

当該箇所は道床バラストの交換から3年弱しか経過していないが、まくらぎ直下の道床バラストは稜角部が摩損によって丸みを帯びており、道床噴泥の様相を呈していた。まくらぎ下10cmから下では道床バラストの細粒化・固結が認められた。まくらぎ中央部から左レール直下（上下線間側）にかけてはまくらぎ下30cm付近から、右レール直下付近（保守用通路側）ではまくらぎ下45cm付近から路盤面被覆工で使用されたビニロンシート、クロロプレキシートおよび豆砕石が出現したが、路盤面被覆工の敷設深さが異なる原因は不明である。また、右レール直下付近では雨水が排出されずに滞水している状態が観察されたが、左レール直下付近では若干水分を多く含んでいるものの滞水している状態は観察されなかった。なお、左レール直下付近ではまくらぎ下40cmまで掘削した段階で盛土材料のロームが出現したが、右レール直下付近では滞水のためロームの有無は観察できなかった。

(d) 調査箇所5-2（健全箇所：図4-34）

まくらぎ直下の道床バラストは鋭い稜角を有しており、まくらぎ下15cmまでは道床バラストの状態は良好であった。まくらぎ下15cm～35cmでは道床バラストは若干の細

粒化はみられたが固結した状態は観察されなかった。まくらぎ下35cm～50cmの間では道床バラスト、建設時に敷設した切込砂利および盛土材料のロームが混じった状態が観察されたが、ロームの含有量はごく僅かであり強固に締め固まった状態であった。なお、当該箇所は調査時間の関係上まくらぎ下50cmまで掘削した段階で調査を終了したため、それ以深の道床・路盤状態は観察できなかった。

(e) 調査箇所6-1（保守多投入箇所：図4-35）

当該箇所は道床バラストの交換から3年弱しか経過していないが、まくらぎ直下の道床バラストは稜角部が摩損によって丸みを帯びており、道床噴泥の様相を呈していた。まくらぎ下5cmから下では道床バラストの細粒化・固結が認められ、まくらぎ下40cm付近まで掘削した段階で盛土材料のロームが出現した。なお、当該箇所は調査時間の関係上まくらぎ下40cmまで掘削した段階で調査を終了したため、それ以深の道床・路盤状態は観察できなかった。

(f) 調査箇所6-2（健全箇所：図4-36）

当該箇所は道床バラストの交換から約21年経過しており、まくらぎ直下の道床バラストは稜角部が摩損によって丸みを帯びており、かつまくらぎ直下付近まで細粒分が堆積して固結している状態であった。右レール直下（上下線間側）ではまくらぎ下40cm付近から、左レール直下（保守用通路側）ではまくらぎ下50cm付近からロームが出現し、上下線間側から保守用通路側に向かって約7%の排水勾配が確保されている状態であった。

(g) 調査箇所7-1（保守多投入箇所：図4-37）

当該箇所は道床バラストの交換から約21年経過しており、まくらぎ直下の道床バラストは稜角部が摩損によって丸みを帯び、道床噴泥の様相を呈していた。まくらぎ直下付近から道床バラストの細粒化・固結が認められ、まくらぎ下40cm付近まで掘削した段階で盛土材料のロームが出現した。まくらぎ下40cm以深ではロームに道床バラストおよび切込砂利が貫入している状態が観察された。また、まくらぎ下40cm以深では若干水分を多く含んでいるものの滞水している状態は観察されなかった。

(h) 調査箇所7-2（健全箇所：図4-38）

まくらぎ直下の道床バラストは鋭い稜角を有しており、まくらぎ下5cmまでは道床バラストの状態は良好であった。まくらぎ下5cm以深では道床バラストの細粒化・固結が認められた。左レール直下（上下線間側）ではまくらぎ下40cm付近から、右レール直下（保守用通路側）ではまくらぎ下50cm付近からロームが出現し、上下線間側から保守用通路側に向かって約7%の排水勾配が確保されている状態であった。



(a) まくらぎ直下



(b) まくらぎ下20cm



(c) まくらぎ下40cm



(d) まくらぎ下45cm

図4-31 道床バラストおよび路盤状態 (調査箇所4-1: 保守多投入箇所)



(a) まくらぎ直下



(b) まくらぎ下20cm



(c) まくらぎ下40cm



(d) まくらぎ下50cm

図4-32 道床バラストおよび路盤状態 (調査箇所4-2: 健全箇所)



(a) まくらぎ直下



(b) まくらぎ下20cm



(c) まくらぎ下40cm



(d) まくらぎ下50cm

図4-33 道床バラストおよび路盤状態 (調査箇所5-1: 保守多投入箇所)



(a) まくらぎ直下



(b) まくらぎ下20cm



(c) まくらぎ下35cm



(d) まくらぎ下50cm

図4-34 道床バラストおよび路盤状態 (調査箇所5-2: 健全箇所)



(a) まくらぎ直下



(b) まくらぎ下20cm



(c) まくらぎ下40cm

図4-35 道床バラストおよび路盤状態 (調査箇所6-1: 保守多投入箇所)



(a) まくらぎ直下



(b) まくらぎ下20cm



(c) まくらぎ下40cm



(d) まくらぎ下50cm

図4-36 道床バラストおよび路盤状態 (調査箇所6-2: 健全箇所)



(a) まくらぎ直下



(b) まくらぎ下20cm

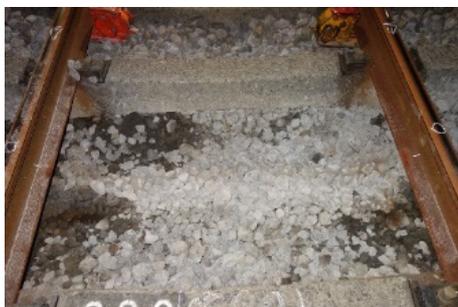


(c) まくらぎ下40cm



(d) まくらぎ下50cm

図4-37 道床バラストおよび路盤状態 (調査箇所7-1: 保守多投入箇所)



(a) まくらぎ直下



(b) まくらぎ下25cm



(c) まくらぎ下40cm



(d) まくらぎ下50cm

図4-38 道床バラストおよび路盤状態 (調査箇所7-2: 健全箇所)

上記の各調査箇所を観察結果の傾向をまとめると、以下のとおりである。

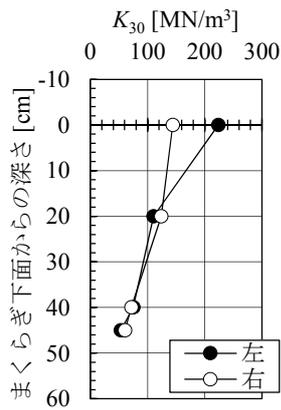
- (a) いずれの保守多投入箇所においても、細粒化・固結層も含めた道床バラスト層の厚さは約40cmであり、4.2節における保守多投入箇所と同様の傾向であった。一方、健全箇所のうち調査箇所4-2、6-2および7-2における道床バラスト層の厚さは最大50cm、調査箇所5-2における道床バラスト層の厚さは50cm以上であり、4.2節の調査結果と同様に健全箇所は保守多投入箇所と比較して道床バラスト層が厚い傾向にあった。
- (b) 健全箇所のうち、調査箇所4-2、6-2および7-2では保守用通路側の道床バラスト層の厚さが上下線間側よりも約5～10cm厚く、約3～7%の排水勾配が確保されている状態であった。また、いずれの健全箇所においても滞水している状態は観察されなかった。
- (c) 保守多投入箇所のうち、調査箇所4-1および7-1では道床バラストの細粒化・固結層の下層付近で若干水分を多く含んでいる状態が観察された。また、調査箇所5-1では道床バラストの細粒化・固結層の下層付近で滞水している状態が観察された。
- (d) いずれの調査箇所においても路盤噴泥が発生している状況は観察されなかった。これは、4.2節の調査箇所と同様に、まくらぎ下に形成された道床バラスト細粒化・固結層が稠密であるために泥土の上昇を妨げているものと考えられる。
- (e) 各調査箇所を比較すると、調査箇所4-1と4-2では道床バラスト層の厚さおよび排水勾配の有無が、調査箇所5-1と5-2では道床バラスト層の厚さおよび滞水状態が、調査箇所6-1と6-2および調査箇所7-1と7-2では道床バラスト層の厚さおよび排水勾配の有無が大きく異なる傾向にあった。
- (f) 上記(a)～(e)より、保守多投入箇所は健全箇所と比較して細粒化・固結層を含めた道床バラスト層の最大厚さが薄い、排水勾配が確保されていない、または軌道内が滞水あるいは水分を多く含んでいる傾向にあり、4.2節の調査結果とほぼ同じ傾向にあると認められる。

(2) 小型FWD試験

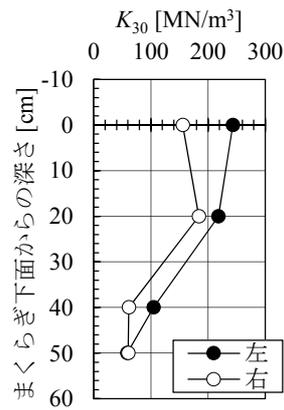
小型FWD試験の結果から算出された各調査箇所の K_{30} 値の深さ方向に対する分布を図4-39に示す。なお、 K_{30} 値の算出方法は4.2節と同じである。なお、調査箇所5-2の深さ35cmおよび調査箇所6-1の深さ0cmにおける K_{30} 値は試験装置の不具合によるデータ未取得のため図示していない。

図4-39を見ると、4.2節の調査結果(図4-22)と同様に保守多投入箇所・健全箇所の両者ともまくらぎ下面から深くなるに従って K_{30} 値が低下する傾向にあるが、保守多投入箇所は健全箇所よりも比較的浅い位置から K_{30} 値の低下傾向がみられる。

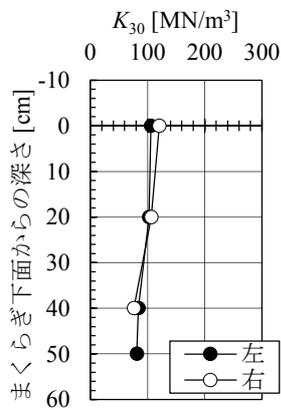
各調査箇所の K_{30} 値の左右平均をプロットしたものを図4-40に示す。なお、図中の黒枠は第3章のシミュレーションで想定した路盤表面(まくらぎ下面からの深さ30cm)における K_{30} 値の範囲(10～110MN/m³)を示す。これを見ると、保守多投入箇所と健全箇所での K_{30} 値の深さ方向の分布傾向が異なることが明らかであり、まくらぎ下面からの深さ40cmまでは保守多投入箇所の K_{30} 値は健全箇所よりも小さい傾向にある。ただし、深さ30cmにおける K_{30} 値の左右平均は、保守多投入箇所・健全箇所の両者とも4.2節の路盤調査において測定



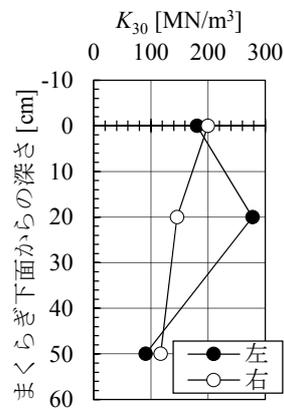
(a) 調査箇所4-1 (保守多投入箇所)



(b) 調査箇所4-2 (健全箇所)



(c) 調査箇所5-1 (保守多投入箇所)

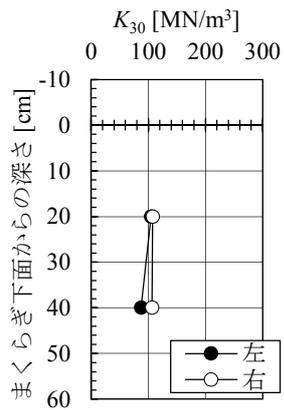


(d) 調査箇所5-2 (健全箇所)

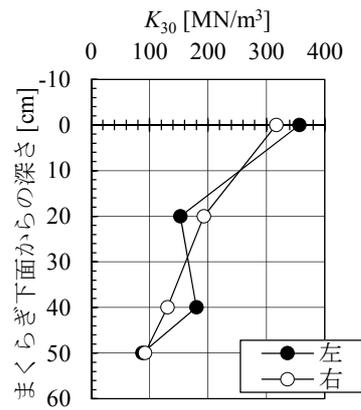
図4-39 小型FWD試験結果から算出された K_{30} 値

された K_{30} 値の左右平均 (図4-23) よりも大きい傾向にある。特に健全箇所においては、第3章のシミュレーションで想定した K_{30} 値の最大値 110MN/m^3 よりもかなり大きい傾向にある。

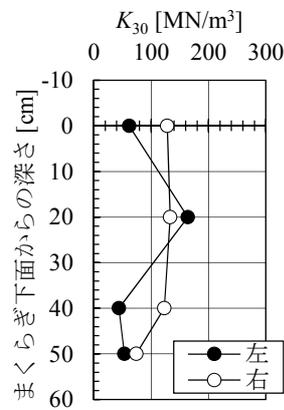
このように、まくらぎ下面から深さ方向に対する K_{30} 値の変化は保守多投入箇所のほうが健全箇所よりも浅い位置から低下傾向にあり、4.2節の調査結果と同様の傾向を示している。この原因としては、細粒化・固結層を含めた道床バラスト層の厚さの違い、または軌道内が滞水あるいは水分を多く含んでいることが影響しているものと考えられる。



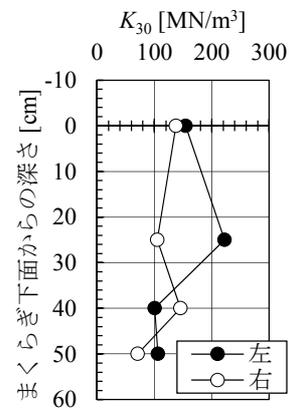
(e) 調査箇所6-1 (保守多投入箇所)



(f) 調査箇所6-2 (健全箇所)

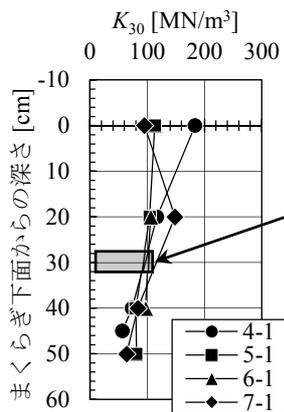


(g) 調査箇所7-1 (保守多投入箇所)

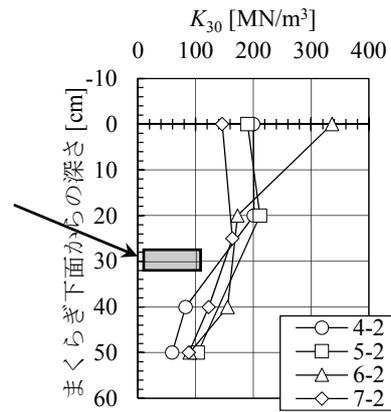


(h) 調査箇所7-2 (健全箇所)

図4-39 小型FWD試験結果から算出された K_{30} 値 (続き)



(a) 保守多投入箇所



(b) 健全箇所

図 4-40 小型FWD試験結果から算出された K_{30} 値の左右平均

(3) 簡易動的コーン貫入試験

簡易動的コーン貫入試験により得られた N_d 値から算出した換算 N 値の深さ方向に対する分布を図4-41に示す。なお、 N_d 値から N 値への換算は4.2節と同じ方法を用いた。

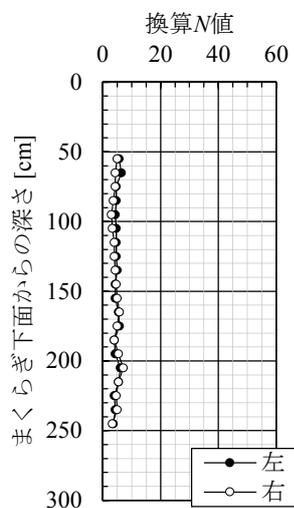
以下、図4-41から推定される各調査箇所各路盤および路床の状況について述べる。

(a) 調査箇所4-1（保守多投入箇所）および4-2（健全箇所）（図4-41(a), (b)）

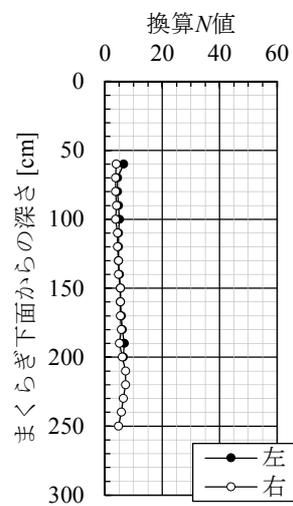
調査箇所4-1と4-2を比較すると、保守多投入箇所と健全箇所の間には換算 N 値の傾向に大きな差は見られず、換算 N 値は5前後で推移している。当該箇所は切土区間であり、上下線において原地盤の物性に大きな差異は無いと考えられる。

(b) 調査箇所5-1（保守多投入箇所）および5-2（健全箇所）（図4-41(c), (d)）

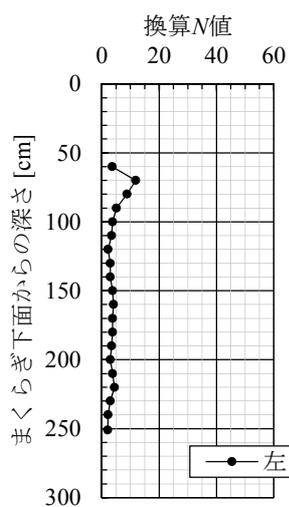
調査箇所5-1と5-2を比較すると、保守多投入箇所のまくらぎ下100cm以深における換



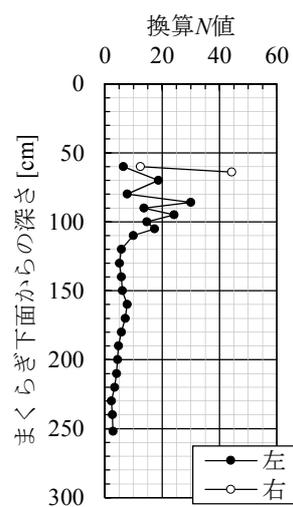
(a) 調査箇所4-1（保守多投入箇所）



(b) 調査箇所4-2（健全箇所）



(c) 調査箇所5-1（保守多投入箇所）



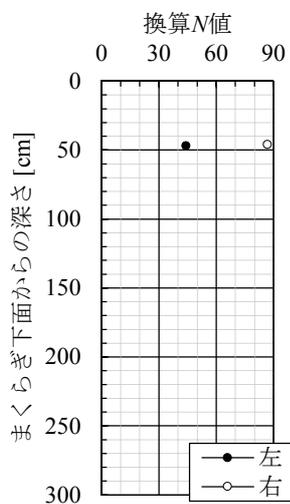
(d) 調査箇所5-2（健全箇所）

図4-41 簡易動的コーン貫入試験結果から算出された換算 N 値

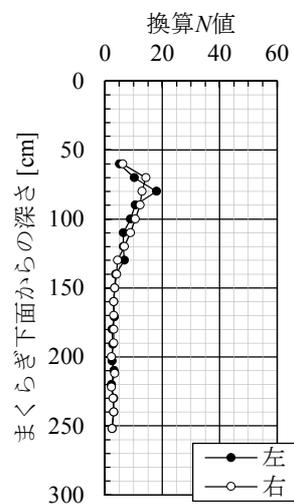
算N値は3~4であり、まくらぎ下200cmまでは健全箇所よりも小さい傾向にある。当該箇所は盛土区間であり、上下線で盛土の締固め状態が大きく異なっていると考えられる。ただし、4.2節の調査結果では盛土区間の健全箇所（調査箇所2-2）において同様の換算N値の傾向が得られており（図4-24(d)）、調査箇所5-1の換算N値が調査箇所5-2よりも小さいことをもって保守多投入箇所の発生原因であるとは言えない。なお、調査箇所5-1右は路盤表層付近が滞水していたため簡易動的コーン貫入試験は未実施である。また、調査箇所5-2右は深さ64cmで50回の打撃による貫入量が20mm未満となったため、その深度で試験を中止した。

(c) 調査箇所6-1（保守多投入箇所）および6-2（健全箇所）（図4-41(e), (f)）

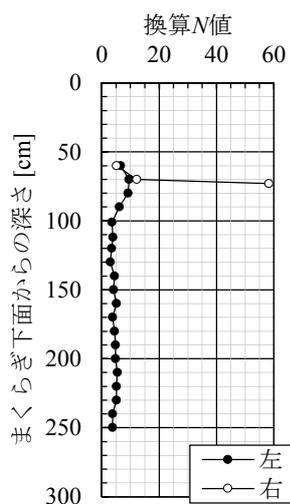
調査箇所6-1については、まくらぎ下面からの深さ46cm付近において50回の打撃に



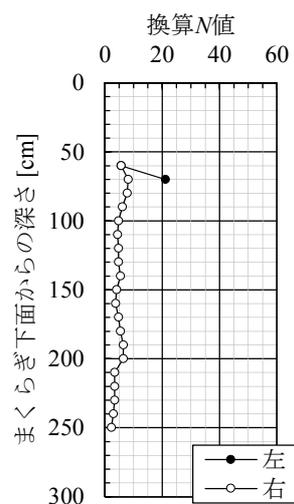
(e) 調査箇所6-1（保守多投入箇所）



(f) 調査箇所6-2（健全箇所）



(g) 調査箇所7-1（保守多投入箇所）



(h) 調査箇所7-2（健全箇所）

図4-41 簡易動的コーン貫入試験結果から算出された換算N値（続き）

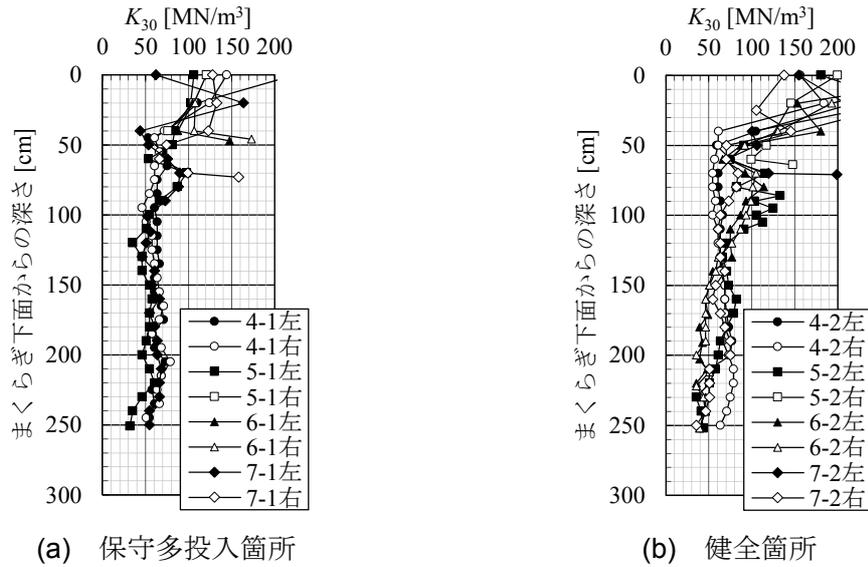


図4-42 K_{30} 値の推定結果

よる貫入量が20mm未満であったため、その深度で試験を中止した。健全箇所である調査箇所6-2については、まくらぎ下120cmまでは換算 N 値は5を超えているが、まくらぎ下140cm以深では換算 N 値は5未満と小さい傾向にある。

(d) 調査箇所7-1（保守多投入箇所）および7-2（健全箇所）（図4-41(g), (h)）

調査箇所7-1と7-2を比較すると、まくらぎ下90cmまでは両者の換算 N 値の傾向に大きな違いは見られないが、まくらぎ下100cm以深では保守多投入箇所の換算 N 値は健全箇所よりも若干小さい傾向にある。当該箇所は切土区間であり、上下線において原地盤の物性に若干の違いがあると考えられるが、同じく切土区間である調査箇所4-1および4-2の換算 N 値と比較すると顕著な違いは見られない。なお、調査箇所7-1右および7-2左については50回の打撃による貫入量が20mm未満となった深度で試験を中止した。

小型FWD試験結果および簡易動的コーン貫入試験結果から推定される K_{30} 値をまとめたグラフを図4-42に示す（推定方法については付録Bを参照）。図4-42を見ると、保守多投入箇所ではまくらぎ下面からの深さ約90cmまでの、健全箇所ではまくらぎ下面からの深さ約110cmまでの道床バラスト層及びバラスト貫入層の K_{30} 値は大きくばらついており、4.2節の図4-25と同様の傾向が見られる。また、深くなるに従って保守多投入箇所の K_{30} 値は約35～79 MN/m^3 、健全箇所の K_{30} 値は約35～82 MN/m^3 の範囲で推移しており、保守多投入箇所と健全箇所とで顕著な差は見られない。

以上より、簡易動的コーン貫入試験の結果、4.2節の調査結果と同様に、保守多投入箇所と健全箇所の両者ともまくらぎ下面からの深さ90～110cmまでは道床バラスト層およびバラスト貫入層であり、それ以深は道床バラストや切込砂利が貫入していない盛土層または原地盤であると考えられる。

(4) 粒度試験

各掘削段階において採取した試料の粒径加積曲線を図4-43～図4-45に示す。

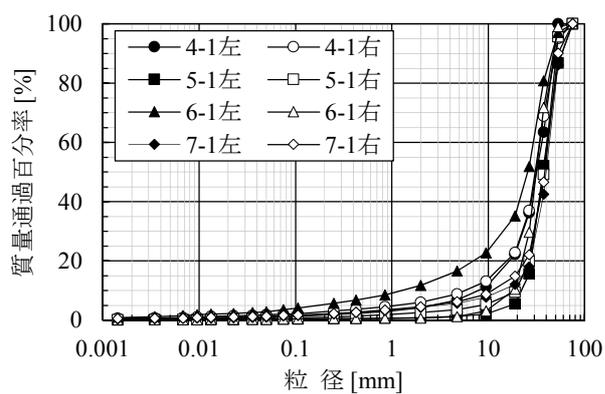
まくらぎ直下付近で採取した試料の粒径加積曲線である図4-43を見ると、保守多投入箇所と健全箇所の粒度分布の傾向は4.2節の図4-26と同様の傾向にある。調査箇所のうち、調査箇所6-1左、6-2左および6-2右では粒径2mm以下の砂分・細粒分が約12%存在しており、他の調査箇所と比較して砂分・細粒分が多く含まれている。この原因としては、保守多投入箇所である調査箇所6-1左については道床バラストを新品に交換してから約3年しか経過しておらず、比較的短期間で道床バラストの細粒化が進行したものと考えられる。また、健全箇所である調査箇所6-2については道床バラストを新品に交換してから20年以上経過しており、道床バラストの経年による劣化が進行したものと考えられる。

まくらぎ下20cm付近で採取した試料の粒径加積曲線である図4-44を見ると、調査箇所によって粒径加積曲線の傾向に違いはあるものの、4.2節の図4-27の粒径加積曲線とほぼ同様の傾向にある。

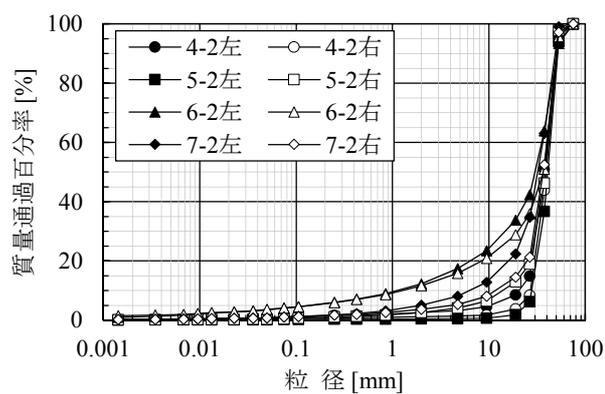
まくらぎ下40cm付近で採取した試料の粒径加積曲線である図4-45を見ると、まくらぎ下20cm付近の粒径加積曲線である図4-44と比較して粒径加積曲線が全体的に上方にシフトしており、列車通過により破碎・摩損した道床バラストが下層に堆積していることがわかる。ここで、調査箇所5-1左の粒径加積曲線は他と比較して粒径0.106mm～0.25mmの細砂の含有量が多く、道床バラストの細粒化がかなり進行しているものと考えられる。ただし、調査箇所5-1左を除けば、保守多投入箇所と健全箇所での粒径加積曲線の傾向に大きな違いは見られない。なお、調査箇所6-1では調査時間の関係上試料を採取できなかったため、調査箇所6-1のまくらぎ下40cm付近の粒度試験は未実施である。

全試料の粒度分布をプロットしたものを図4-46に示す。なお、図中には新品バラストおよび粒度調整砕石M-40の規格値もあわせて示してある。これを見ると、4.2節の図4-29と同様に道床バラスト層は新品バラストと粒調砕石の規格値の間に粒度が分布しており、また道床バラスト層の粒径0.075mm以下の細粒分の含有率はいずれも10%未満であることがわかる。

以上より、粒度試験の結果、4.2節の調査結果と同様に保守多投入箇所と健全箇所の間に道床バラスト層の粒度分布の傾向に大きな差異は認められなかった。

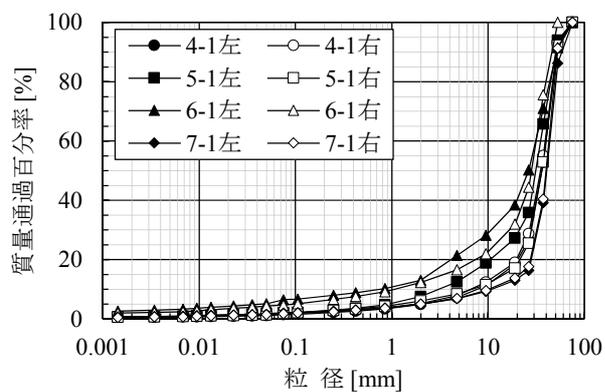


(a) 保守多投入箇所

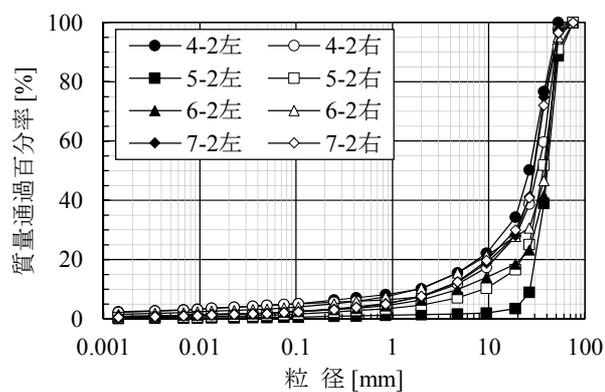


(b) 健全箇所

図4-43 粒径加積曲線 (まくらぎ下0cm付近)

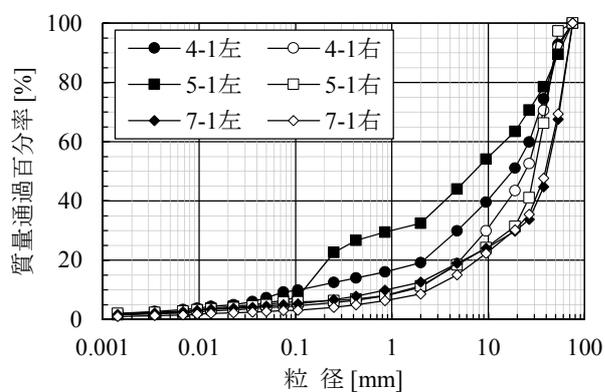


(a) 保守多投入箇所

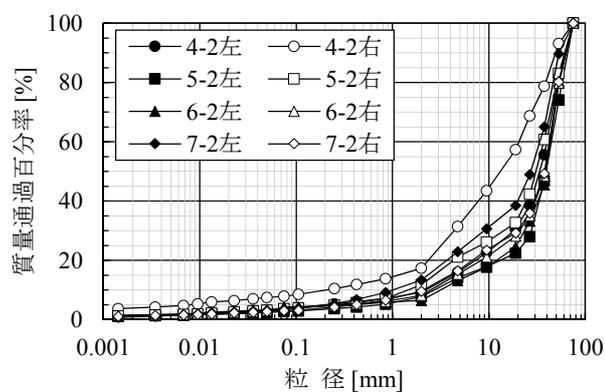


(b) 健全箇所

図4-44 粒径加積曲線 (まくらぎ下20cm付近)



(a) 保守多投入箇所



(b) 健全箇所

図4-45 粒径加積曲線 (まくらぎ下40cm付近)

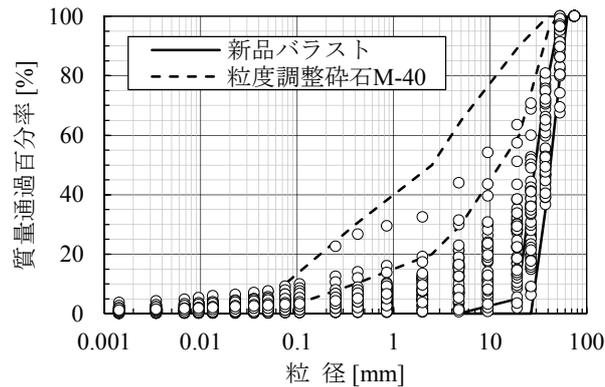


図4-46 全試料の粒度分布

4.3.4 路盤状態の追加調査結果のまとめ

4.2節の路盤調査の結果の妥当性を確認することを目的として実施した路盤状態の追加調査の結果をまとめると以下のとおりである。

- (a) 道床バラストおよび路盤状態観察の結果，保守多投入箇所は健全箇所と比較して細粒化・固結層を含めた道床バラスト層の最大厚さが薄い，排水勾配が確保されていない，または軌道内が滞水あるいは水分を多く含んでいる傾向にあり，4.2節の路盤調査結果とほぼ同じ傾向にあると認められる。
- (b) 小型FWD試験の結果，まくらぎ下面から深さ方向に対する K_{30} 値の変化は保守多投入箇所のほうが健全箇所よりも浅い位置から低下傾向にあり，4.2節の調査結果と同様の傾向を示している．この原因としては，細粒化・固結層を含めた道床バラスト層の厚さの違い，または軌道内が滞水あるいは水分を多く含んでいることが影響しているものと考えられる。
- (c) 簡易動的コーン貫入試験の結果，4.2節の調査結果と同様に，保守多投入箇所と健全箇所の両者ともまくらぎ下面からの深さ90～110cmまでは道床バラスト層およびバラスト貫入層であり，それ以深は道床バラストや切込砂利が貫入していない盛土層または原地盤であると考えられる。
- (d) 粒度試験の結果，4.2節の調査結果と同様に保守多投入箇所と健全箇所の間に道床バラスト層の粒度分布の傾向に大きな差異は認められなかった。
- (e) 上記(a)～(d)より，路盤状態に関する追加調査の結果，保守多投入箇所および健全箇所の路盤状態は4.2節の路盤調査の結果とほぼ同じ傾向にあり，保守投入箇所の発生原因は健全箇所と比較して道床バラスト層の厚さが薄いこと，または軌道内が滞水あるいは水分を多く含んでいることによって軌道の支持剛性が低下しているためであると考えられる。

4.4 本章のまとめ

東海道新幹線の土構造物区間における保守多投入箇所が発生原因の解明を目的として実施した地盤および路盤の実態調査の結果をまとめると以下のとおりである。

- (a) 保守多投入箇所と健全箇所が混在している土構造物区間において地盤調査を実施した結果、両者のあいだに土構造物の土質や物性値の顕著な違いは認められなかった。よって、地盤状態が保守多投入箇所の発生に対する直接的な原因とは認められない。
- (b) 保守多投入箇所と健全箇所が混在している土構造物区間において路盤調査を実施した結果、保守多投入箇所は健全箇所と比較して道床バラスト層の厚さが薄い、または軌道内に雨水が滞留している状態にあった。また、いずれの調査箇所においても路盤噴泥は発生していなかったが、これはまくらぎ下に形成された道床バラストの細粒化・固結層が稠密であることで泥土の上昇が妨げられているためと考えられる。
- (c) 路盤状態に関する追加調査の結果、保守多投入箇所は健全箇所と比較して道床バラスト層の厚さが薄い、排水勾配が確保されていない、または軌道内が滞水あるいは水分を多く含んでいる状態であり、上記(b)の路盤調査の結果と顕著な差異は認められなかった。
- (d) 上記(a)～(c)より、東海道新幹線の土構造物区間における保守多投入箇所の発生原因は、保守多投入箇所では健全箇所と比較して道床バラスト層の厚さが薄いこと、または軌道内が滞水あるいは水分を多く含んでいることによって軌道の支持剛性が低下しているためであると考えられ、シミュレーションで想定したように路盤剛性が区間途中で変化していることが明らかとなった。

第4章の参考文献

- 1) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説，pp.160-162，丸善出版，2013.
- 2) 神田仁，阪本泰士，吉岡修，岡本栄：弾性波トモグラフィを用いた既設鉄道盛土の探査法に関する研究，土木学会論文集，No.791/VI-67，pp.19-30，2005.
- 3) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，p.181，丸善出版，2009.
- 4) 土木学会舗装工学委員会 編：舗装工学ライブラリー2，FWDおよび小型FWD運用の手引き，pp.65-74，丸善，2002.
- 5) 深澤義朗，小林茂樹：新幹線の保線，pp.60-61，日本鉄道施設協会，1980.
- 6) 鉄道総合技術研究所 編：第3版 鉄道技術用語辞典，p.715，丸善出版，2016.
- 7) 文献1)，p.322.

第5章 保守多投入箇所に関する模型試験

第4章で述べたように、東海道新幹線の土構造物区間における地盤および路盤の実態を把握することを目的として、関東ロームで構築された盛土区間において地盤および路盤調査を実施した結果、保守多投入箇所の発生原因は健全箇所と比較して道床バラスト層の厚さが薄いこと、または軌道内が滞水あるいは水分を多く含んでいることによって軌道の支持剛性が低下しているためであると推測された。

そこで本章では、東海道新幹線の粘性土路盤区間における保守多投入箇所の成因を検証することを目的に、道床・路盤状態を模擬した模型地盤に対して繰返し載荷試験を実施し、道床バラスト層の厚さや含水状態がバラスト軌道の沈下を与える影響について考察する。具体的には模型地盤を実物の1/5サイズとし、第4章の現場調査結果をもとにバラスト、細粒化バラスト、砕石混じりロームの3層構成とした模型地盤に対して繰返し載荷試験を実施し、繰返し載荷試験の結果をもとに考察を行う。

5.1 試験装置の概要

試験装置を図5-1に示す。試験装置は土槽、模型まくらぎ、載荷装置および載荷枠によって構成されている。土槽の内寸は幅800mm、高さ300mm、奥行き310mmであり、この土槽内に粘性土路盤区間を模擬した模型地盤を1/5スケールで作製することにより、土槽奥行き方向（まくらぎ長手方向）に変形を生じないと仮定した平面ひずみ条件を満たす構造となっている。なお、土槽前面には透明なアクリル板を用いており、模型地盤の変形を観察することが可能である。

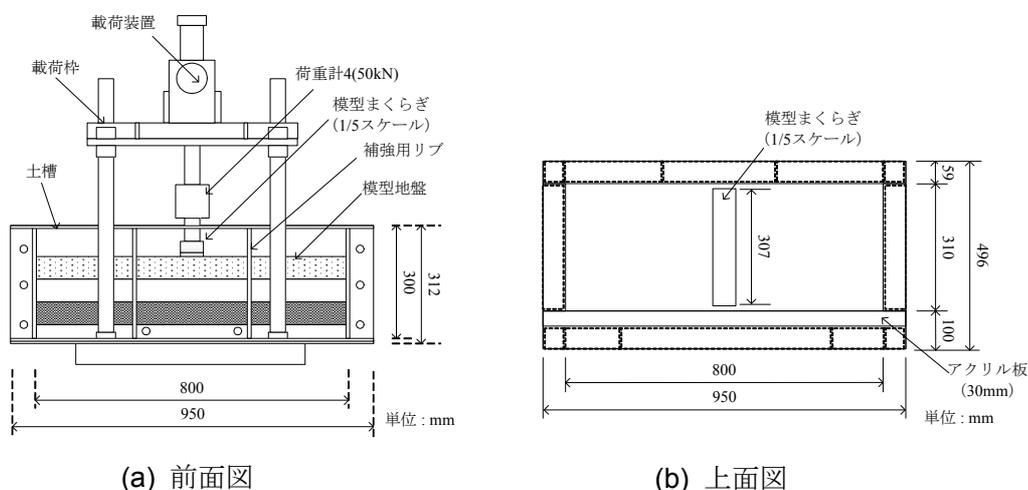


図5-1 試験装置

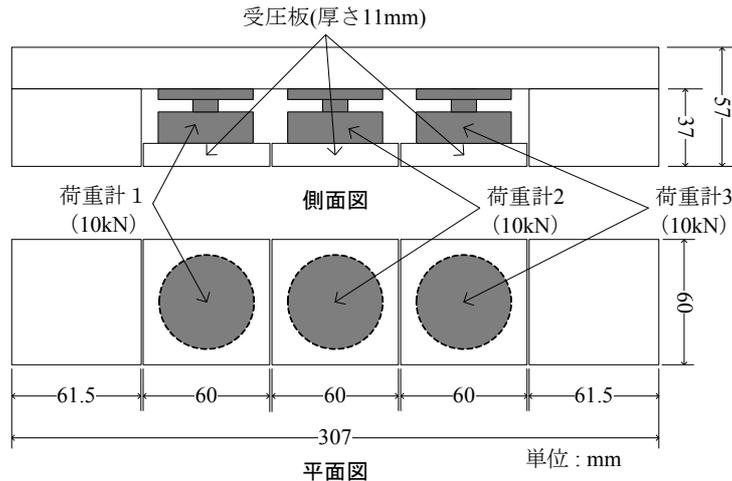


図5-2 模型まくらぎ

模型まくらぎは鋼製であり，東海道新幹線における標準的なコンクリートまくらぎである3Tまくらぎ（幅300mm）を1/5スケールで模擬するため幅を60mmとした．模型まくらぎの底部は図5-2に示すように5分割されており，中央の3つの各受圧板には容量10kNの荷重計（荷重計1, 2, 3）を内蔵している．本試験では内蔵した荷重計3個の荷重の合計値を1.68倍（まくらぎ下面全体の面積と受圧板合計面積の比）してまくらぎ全体の荷重とした．なお，模型まくらぎ長手方向の両端部に変位計を設置するとともに，底面にはサンドペーパーを貼付した．

載荷装置は定点で荷重を与える構造となっており，モーターによって載荷ロッドを一定の速度で下降・上昇させることで模型まくらぎを介して模型地盤を載荷・除荷する．また，載荷荷重が所定の値に達したら載荷ロッドの下降・上昇を反転させることにより載荷荷重を制御する．

実際の軌道においては列車走行に伴う移動荷重によって軌道が載荷されるため，現実に即した載荷試験を行うには移動荷重の影響を考慮する必要がある．しかし，鉄道のように離散的に配置されたまくらぎを介して載荷が行われる場合，応力が最も集中するまくらぎ直下では主応力の方向がほとんど回転しないことが桃谷¹⁾により明らかとなっている．そこで本試験では，移動荷重ではなく定点載荷により試験を実施することとした．また，実際の列車通過速度を模擬した載荷速度で模型軌道を載荷することは載荷装置の性能上困難であるため，本試験では載荷速度を3.5mm/minで一定とし，準静的荷重による繰返し載荷試験を実施することとした．

重力場での模型実験における相似則では，1/5スケールの模型地盤に発生する応力は実物の1/5である．しかし，相似則に合わせて載荷荷重を模擬すると模型まくらぎの沈下量が極端に小さくなってしまい，試験ケースによる模型まくらぎの沈下量の違いを把握することが困難となる．よって，本試験での載荷荷重は後述するように模型まくらぎ底面に発生する圧力を実物と合わせることにした．

5.2 試験に用いた地盤材料

本試験では1/5スケールの模型地盤で試験を実施するため、試験に用いる試料はすべて実物の1/5スケールとなるように相似粒度で作製した。模型地盤を構成するのはバラスト、バラストが列車荷重により摩滅・細粒化した細粒化バラスト、バラストが路床のロームに貫入することでできた碎石混じりロームの3つである。以下に各試料の作製方法について述べる。

5.2.1 バラスト

模型軌道で用いるバラストは、第4章の現場調査箇所の道床バラストと同じ産地である甲州産安山岩の6号碎石を用い、基準の粒度分布²⁾の1/5スケールになるように粒度を調整した。用いたバラストの粒度を図5-3に示す。

5.2.2 細粒化バラスト

模型軌道で用いる細粒化バラストは、第4章の現場調査において採取した道床バラストのうち最も細粒化が進んだ状態の粒度分布を1/5スケールで再現するように試料を作製した。材料には、5.2.1項で作製したバラスト、甲州産安山岩の7号碎石、ナトム砂（6号碎石の母岩である甲州産安山岩が細かく砕かれたもの）およびカオリン粘土を使用した。カオリン粘土を用いた理由は、現場での採取試料の細粒分の塑性指数がNPであったことを考慮し、細粒分の塑性指数をできる限り小さくするためである。作製した細粒化バラストの粒度分布は図5-4に示すとおりであり、土粒子の密度 ρ_s は 2.730g/cm^3 であった。

作製した細粒化バラストに対して突固めによる土の締固め試験をA-b法により実施した結果、最適含水比 w_{opt} は12.0%、最大乾燥密度 ρ_{dmax} は 1.83g/cm^3 であった。ただし、細粒化バラストはマトリックスが碎石で構成されており、乾燥密度は含水比の影響をほとんど受けていなかったため、締固め試験により得られた細粒化バラストの締固め曲線には明瞭なピークはなく、横軸に対してほぼ水平な曲線であった。そのため、後述する模型地盤の作製では、試験開始時に乾燥側の状態を模擬するため含水比 $w=7.0\%$ 、乾燥密度 $\rho_d=1.74\text{g/cm}^3$ （締固め度 $D_c=95.0\%$ ）で細粒化バラストを締め固めることとした。

5.2.3 碎石混じりローム

模型軌道で用いる碎石混じりロームは、第4章の現場調査において路盤表層付近から採取したバラスト貫入層の粒度分布を1/5スケールで再現するように試料を作製した。碎石混じりロームの材料には、5.2.1項で作製したバラスト、7号碎石、ナトム砂および千葉県産の関東ロームを使用した。作製した碎石混じりロームの粒度分布は図5-5に示すとおりであり、土粒子の密度 ρ_s は 2.851g/cm^3 であった。

作製した碎石混じりロームに対して突固めによる土の締固め試験をA-b法により実施した結果、最適含水比 w_{opt} は18.5%、最大乾燥密度 ρ_{dmax} は 1.76g/cm^3 であった。

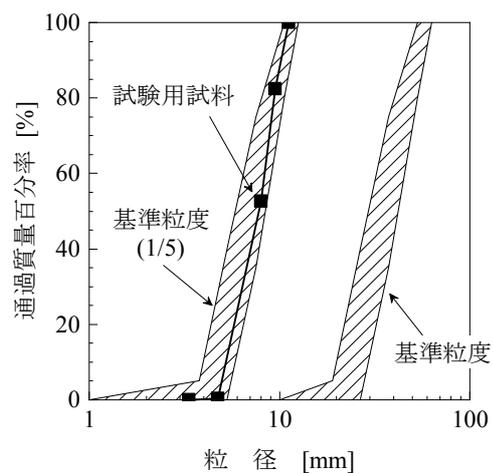


図5-3 バラストの粒径加積曲線

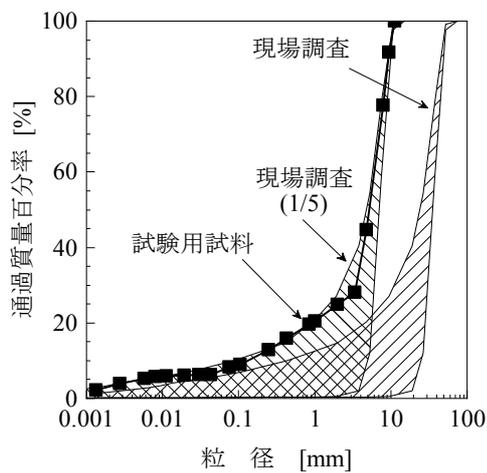


図5-4 細粒化バラストの粒径加積曲線

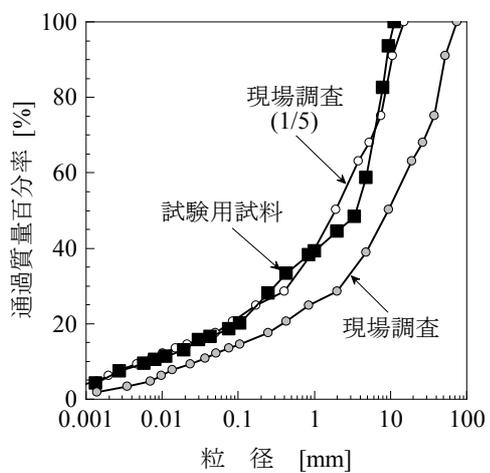


図5-5 碎石混じりロームの粒径加積曲線

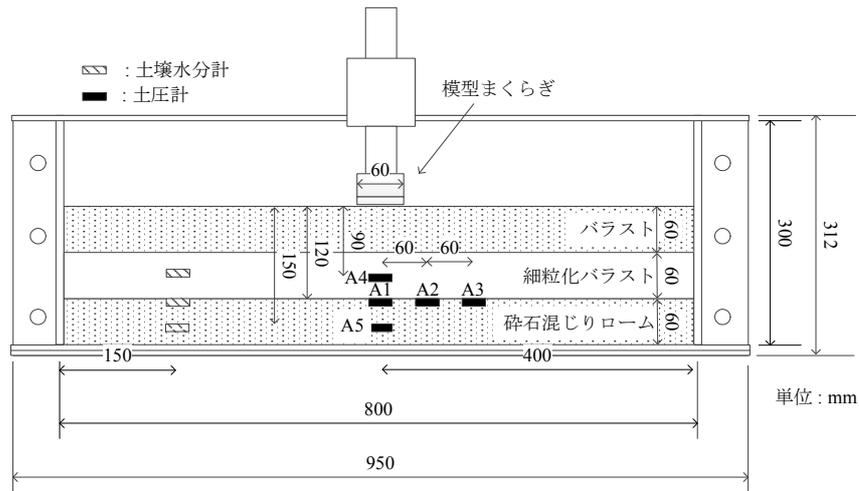


図5-6 模型地盤の構成図

5.3 模型地盤の構成および作製方法

土槽内に構築する模型地盤の構成図を図5-6に示す。模型地盤は上から1層目がバラスト、2層目が細粒化バラスト、3層目が砕石混じりロームの3層で構成されている。1層目であるバラストの層厚は、後述するように試験条件によって異なる。細粒化バラストの層厚は、東海道新幹線の道床バラスト層の最小厚さが30cmであるため、これの1/5である60mmとした。また、砕石混じりロームの層厚は、多層弾性解析により第1層を砕石混じりローム、第2層を鋼床とし、砕石混じりロームの層厚を15cm、30cm、45cmおよび60cmとした場合の解析を実施した結果、解析結果から推定される砕石混じりローム表面の K_{30} 値が第4章の現場調査により得られた路床の平均的な K_{30} 値である $50\text{MN}/\text{m}^3$ に近かったのは層厚30cmの場合であったので、これの1/5である60mmとした。なお、多層弾性解析における砕石混じりロームの弾性係数には、一軸圧縮試験により得られた砕石混じりロームの変形係数 E_{50} である 7.42MPa を用いた。

模型まくらぎの直下には、細粒化バラスト層の表面から深さ30mm、砕石混じりローム層の表面および表面からの深さ30mmに土圧計（外径30mm、受圧面直径23mm）を配置した。また、砕石混じりローム層の表面には模型まくらぎ位置から水平方向に60mm、120mmの位置にも土圧計を配置した。さらに、試験中の模型地盤内の含水状態を把握するため、細粒化バラスト層の表面から深さ30mm、砕石混じりローム層の表面および表面からの深さ30mmの計3箇所に土壌水分計（長さ10cm、幅3.5cm、厚さ1.2cm）を配置した。模型地盤の作製手順を以下に記す。

- (1) 土槽側面および底面とも非排水境界とするため、組立時に隙間が生ずる箇所にシリコン系コーキング剤を塗布してから土槽を組み立てる。
- (2) 含水比 $w=18.0\%$ で調整した砕石混じりロームを土槽へ投入し、乾燥密度 $\rho_d=1.66\text{g}/\text{cm}^3$ （締固め度 $D_c=95\%$ ）、飽和度 $S_r=85\%$ となるように転圧して砕石混じりローム層を構

築する。この際、撒き出し厚は20mmとし、1層ごとにハンドランマーを用いて転圧する。また、碎石混じりローム層内の所定の位置に土圧計および土壌水分計を設置する。

- (3) 碎石混じりローム層の構築完了後、碎石混じりローム層表面の所定の位置に土圧計および土壌水分計を設置する。
- (4) 次に、含水比 $w=7.0\%$ で調整した細粒化バラストを土槽へ投入し、乾燥密度 $\rho_d=1.74\text{g/cm}^3$ （締固め度 $D_c=95.0\%$ ）、飽和度 $S_r=34\%$ となるように転圧して細粒化バラスト層を構築する。この際、撒き出し厚は20mmとし、1層ごとにハンドランマーを用いて転圧する。また、細粒化バラスト層内の所定の位置に土圧計および土壌水分計を設置する。
- (5) 最後に、バラストを土槽へ投入し、表面に木板をあてながらバイブレーターで締め固めることによりバラスト層を構築する。締固めの際の撒き出し厚は20mmとし、バラストの締固め目標値は伊藤ら³⁾の研究を参考に乾燥密度 $\rho_d=1.60\text{g/cm}^3$ とする。

5.4 試験ケースおよび試験方法

本試験では模型地盤のバラストと細粒化バラストの層厚の合計を「道床厚」と定義し、道床厚の違いによるまくらぎの沈下傾向の違いを繰返し載荷試験により調べることにした。また、試験途中では模型地盤に対して散水を行い、細粒化バラストおよび碎石混じりロームの飽和度がまくらぎの沈下傾向に与える影響についても調べることにした。

本試験における試験ケースは表5-1に示す全5ケースとした。細粒化バラストおよび碎石混じりロームの層厚は一定とし、バラストの層厚を変えることで試験ケース毎に異なる道床厚を設定した。

繰返し載荷試験の実施手順を図5-7に、載荷パターンを図5-8に示す。模型地盤に対して荷重500Nおよび1000Nで各300回の予備載荷を実施して模型地盤とまくらぎを密着させた後、1回目の本載荷として荷重1500Nで3000回の繰返し載荷を実施した。1回目の本載荷終

表5-1 試験ケース

ケース名	層 厚 [mm]		
	バラスト	細粒化 バラスト	碎石混じり ローム
Case 80-60-60	80	60	60
Case 60-60-60	60	60	60
Case 40-60-60	40	60	60
Case 20-60-60	20	60	60
Case 0-60-60	0	60	60

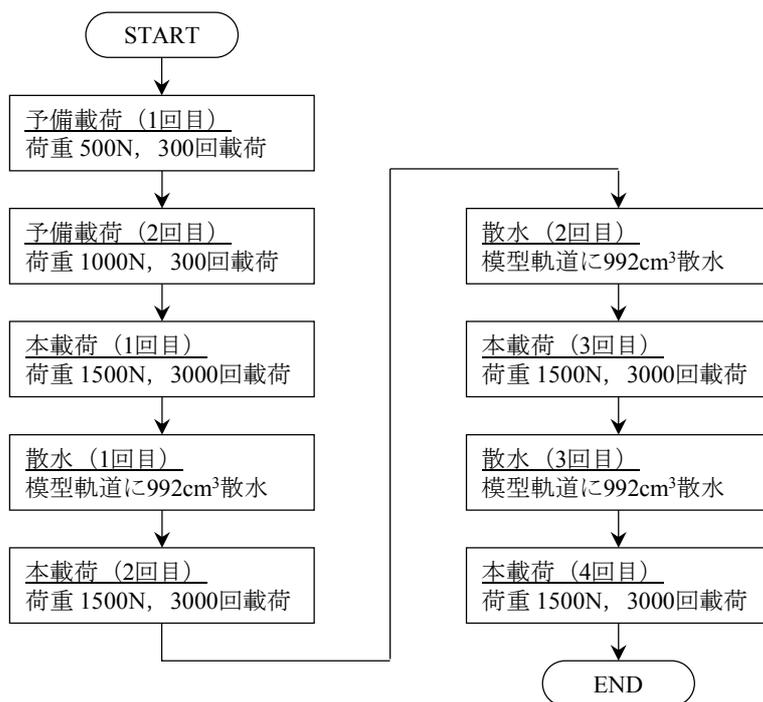


図5-7 試験実施手順

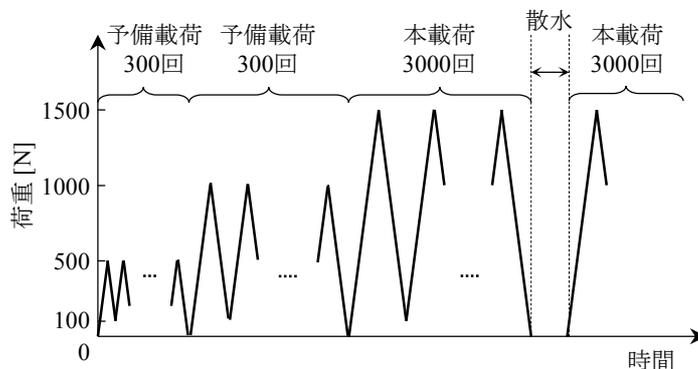


図5-8 載荷パターン

了後、時間雨量4mmの降雨が1時間継続した場合に相当する992cm³の水を模型地盤に散布し、土壌水分計による計測値の推移が短時間で大きく変化していないのを確認した後（散水から概ね2時間以上経過後）に2回目の本載荷を実施した。その後は散水と本載荷を繰り返した。4回目の本載荷が終了した時点で試験を終了した。なお、繰返し載荷時の荷重1500Nは東海道新幹線の営業列車の静止輪重が実軌道に作用した場合のまくらぎ下面圧力と模型まくらぎの下面圧力がほぼ等しくなる荷重である。また、繰返し載荷時の除荷側の荷重は制御の関係上100Nとした。

5.5 各試験ケースのまくらぎおよび模型地盤の挙動

各試験ケースの試験結果を図5-9～図5-13に示す。各図の(a)は载荷回数と模型まくらぎ（以下「まくらぎ」という）の変位との関係、(b)はまくらぎ直下での模型地盤内の鉛直応力増分の深度分布、(c)は模型地盤内の碎石混じりローム表面の鉛直応力増分の水平方向分布、(d)は土壌水分計で計測した体積含水率から推定した飽和度の経時変化、(e)は試験開始前の模型地盤の状態、(f)は試験終了時の模型地盤の状態である。各図の(b)および(c)には帯状荷重による半無限弾性体内の鉛直応力の弾性解⁴⁾を併記している。なお、まくらぎ変位は計測された模型まくらぎ両端の変位の左右平均であり、下向きを正とする。また、鉛直応力増分については、その最大値が载荷サイクルを繰り返す中で増減を繰り返して一定の傾向を示さなかったため、本節では各試験ケースで評価を統一するため各本载荷の1サイクル目で計測された応力増分の最大値を圧縮側を正としてプロットすることとした。

以下、各試験ケースの試験結果の概要を記す。

5.5.1 Case80-60-60における挙動

図5-9(a)を見ると、1回目の本载荷では初期の载荷でまくらぎが急速に沈下するが、その後は緩やかに沈下する。散水後の2回目の本载荷では、まくらぎの沈下は1回目の本载荷よりも速い傾向にあるが、その後は散水してもまくらぎの沈下傾向は大きく変化することなく、载荷回数を重ねるごとに緩やかに収束する。なお、载荷中のまくらぎ変位の振幅は0.5mm程度である。

図5-9(b)を見ると、細粒化バラスト層内の鉛直応力増分は35kPa程度であり、弾性解よりも10kPa程度大きい。一方、碎石混じりローム表面の鉛直応力増分は弾性解より5～10kPa程度小さく、碎石混じりローム層内では5kPa未満とかなり小さい。また、図5-9(c)の鉛直応力の水平方向分布は弾性解よりも小さく、弾性解よりも応力の分散範囲は狭い。

図5-9(d)を見ると、碎石混じりロームの飽和度は1回目の散水で表面は約90%、内部は約85%に上昇し、それ以降は散水しても飽和度はほぼ一定で推移している。一方、細粒化バラスト内部の飽和度は散水する毎に飽和度が上昇し、3回目の散水直後には飽和度は100%を超え、その後は減少傾向にある。なお、3回目の散水後の本载荷開始時の細粒化バラストの体積含水率 θ は約 $0.39\text{m}^3/\text{m}^3$ であり、碎石混じりローム表面の約 $0.38\text{m}^3/\text{m}^3$ とほぼ同じ体積含水率が測定された。また、細粒化バラストで100%を超える飽和度が測定されたのは、細粒化バラストはマトリックスが碎石で構成されているとともに細粒分が少ないため保水力が低く、土壌水分計のキャリブレーションの際に体積含水率 θ が $0.2\text{m}^3/\text{m}^3$ より低い含水状態しか計測を実施できず、高含水状態では推定精度が低下しているためであると考えられる。

5.5.2 Case60-60-60における挙動

図5-10(a)を見ると、载荷回数とまくらぎ変位の関係はCase80-60-60とほぼ同じ傾向にあるが、Case80-60-60と比較するとまくらぎの沈下量は小さい。

図5-10(b)を見ると、細粒化バラスト層内の鉛直応力増分は40kPa程度であり、弾性解よ

りも10kPa程度大きい。一方、碎石混じりローム表面および内部の鉛直応力増分は弾性解よりも大きく、また細粒化バラスト層内の鉛直応力増分よりも大きく、Case80-60-60とは異なる傾向にある。また、図5-10(c)を見ると、まくらぎ中心から120mmの距離では鉛直応力増分はほぼゼロであり、弾性解よりも応力の分散範囲は狭い。

図5-10(d)を見ると、散水による飽和度の変化の傾向はCase80-60-60とほぼ同じである。ただし、碎石混じりローム表層は2回目の本载荷の間に飽和度がわずかに減少したが、2回目の散水後は飽和度はほぼ一定で推移している。また、細粒化バラスト内部の飽和度は100%までは達していない。

5.5.3 Case40-60-60における挙動

図5-11(a)を見ると、载荷回数とまくらぎ変位の関係は、2回目の本载荷終了までは前2ケースとほぼ同じ傾向にある。しかし、3回目の本载荷からは前2ケースと若干異なり、载荷回数を重ねてもまくらぎの沈下が収束する傾向は見られず、ほぼ一定の速度で沈下が継続している。

図5-11(b)を見ると、細粒化バラスト層内の鉛直応力増分はおよそ50~70kPaの範囲でばらついており、弾性解よりも10~30kPa程度大きい。一方、碎石混じりローム表面および内部の鉛直応力増分は、散水前の载荷では弾性解よりも大きいが、散水後の载荷では弾性解に近い値となっている。また、図5-11(c)を見ると、まくらぎ中心から120mmの距離では鉛直応力増分はほぼゼロであり、弾性解よりも応力の分散範囲は狭い。

図5-11(d)を見ると、散水による飽和度の変化の傾向はCase60-60-60 とほぼ同じである。

5.5.4 Case20-60-60における挙動

図5-12(a)を見ると、载荷回数とまくらぎ変位の関係は、1回目の散水後の本载荷終了までは前3ケースとほぼ同じ傾向にある。しかし、3回目の本载荷からは前3ケースと異なり、载荷開始直後はまくらぎの沈下速度が速くなり、その後はほぼ一定の速度で沈下が継続している。

図5-12(b)を見ると、細粒化バラスト層内の鉛直応力増分は、1回目および2回目の本载荷では弾性解より小さいが3回目および4回目では弾性解より大きくなっている。また、碎石混じりローム表層および内部の鉛直応力増分はすべて弾性解を上回っており、1回目の散水後に小さくなった後は本载荷を重ねる毎に大きくなる傾向にある。また、図5-12(c)を見ると、まくらぎ中心から120mmの距離では鉛直応力増分はほぼゼロであり、弾性解よりも応力の分散範囲は狭い傾向にある。

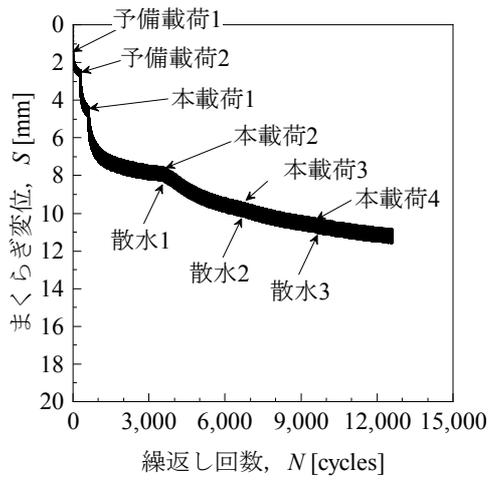
図5-12(d)を見ると、散水による飽和度の変化の傾向は前3ケースとほぼ同じである。なお、2回目の本载荷以前の細粒化バラストの推定飽和度はデータ不良のため図示していない。

5.5.5 Case0-60-60における挙動

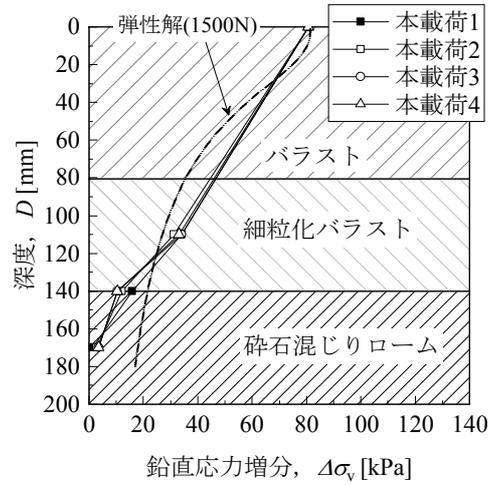
図5-13(a)を見ると、荷重回数とまくらぎ変位の関係は、1回目の散水後の本荷重終了までは前4ケースとほぼ同じであるが、2回目の散水後の本荷重からは荷重回数を重ねるに従ってまくらぎの沈下速度が徐々に速くなる。

図5-13(b)を見ると、細粒化バラスト層内の鉛直応力増分は、1回目および2回目の本荷重では弾性解とほぼ同じであるが、3回目および4回目では弾性解より大きくなっている。また、碎石混じりロームの鉛直応力増分はすべて弾性解を上回っており、荷重を重ねる毎に大きくなる。また、図5-13(c)を見ると、まくらぎ中心から60mmの距離では5kPa以下、120mmの距離ではほぼゼロであり、弾性解よりも応力の分散範囲は狭い傾向にある。

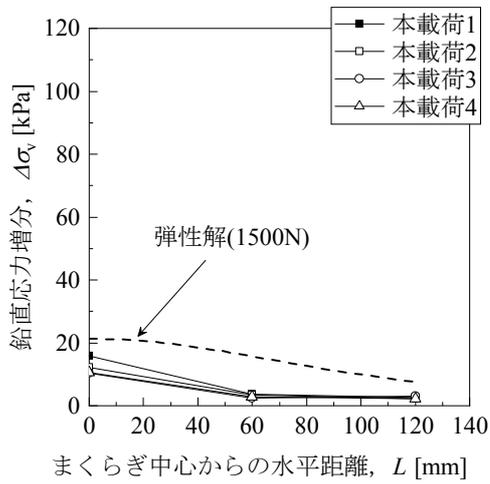
図5-13(d)を見ると、散水による飽和度の変化の傾向は、1回目の散水後には碎石混じりロームの飽和度が徐々に低下しているが、それ以外は前4ケースとほぼ同じ傾向にある。



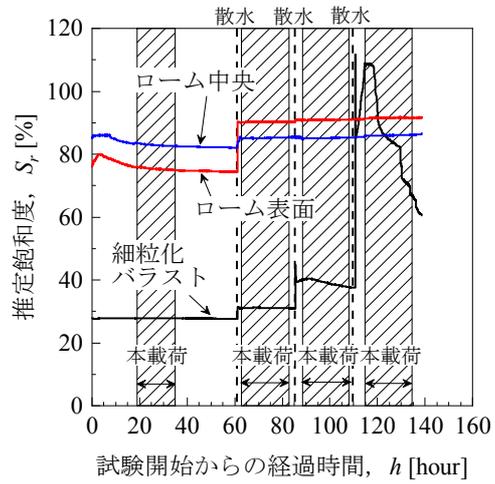
(a) 载荷回数とまぐらぎ変位の関係



(b) 鉛直応力の深度分布



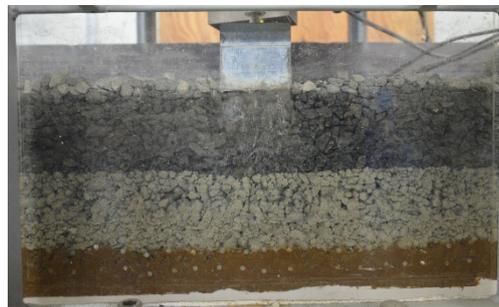
(c) 鉛直応力の水平方向分布



(d) 推定飽和度の経時変化

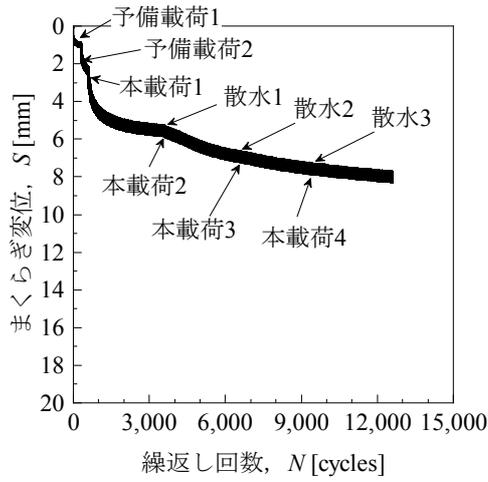


(e) 試験開始前

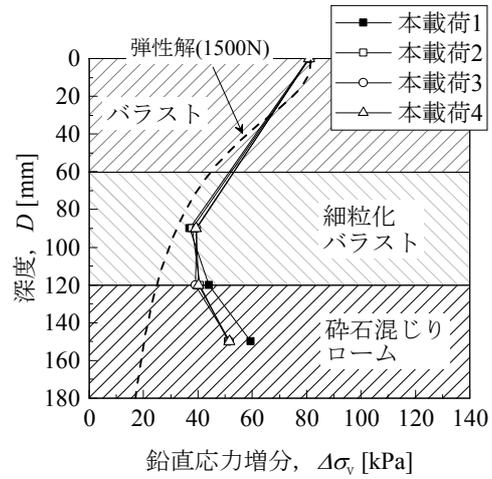


(f) 試験終了時

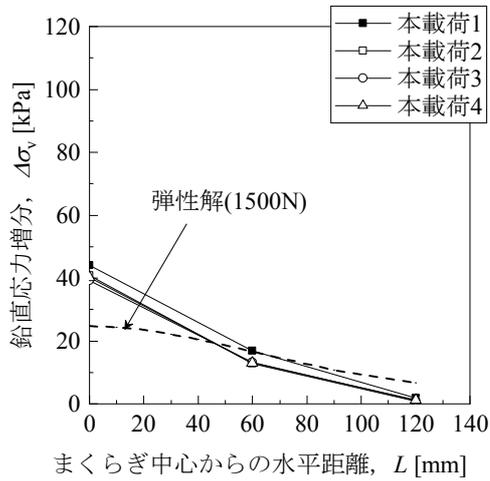
図5-9 Case80-60-60の試験結果



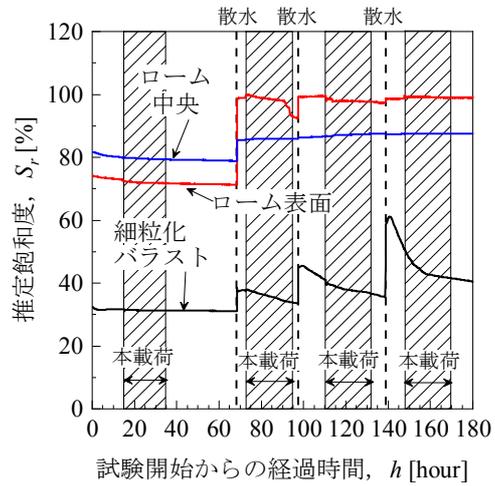
(a) 荷重回数とまくらぎ変位の関係



(b) 鉛直応力の深度分布



(c) 鉛直応力の水平方向分布



(d) 推定飽和度の経時変化

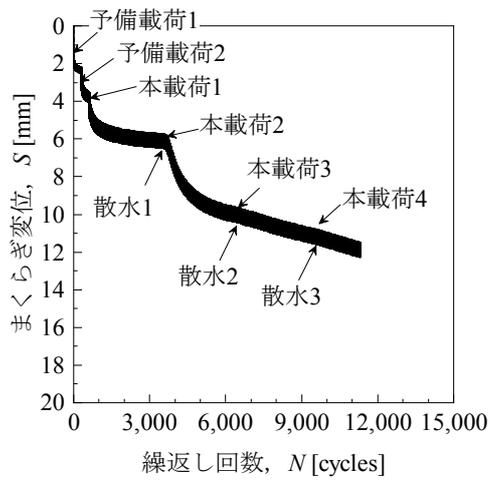


(e) 試験開始前

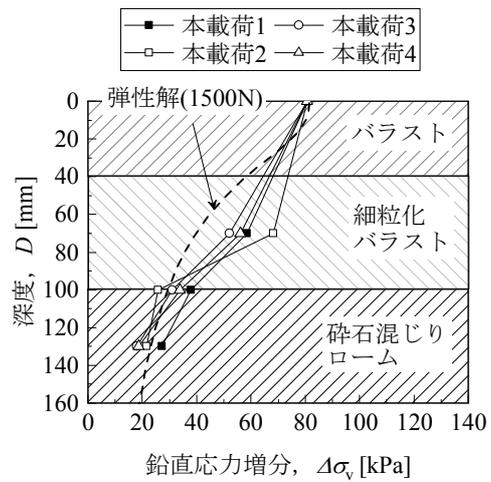


(f) 試験終了時

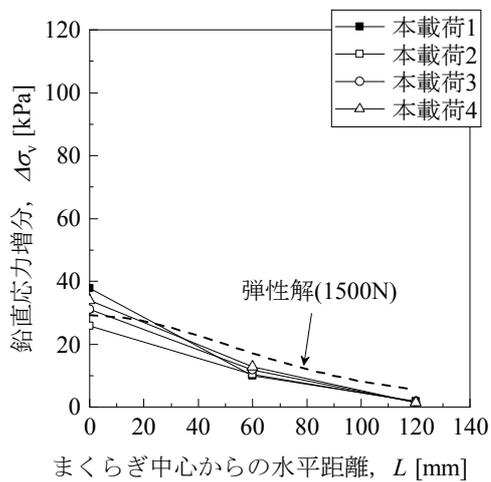
図5-10 Case60-60-60の試験結果



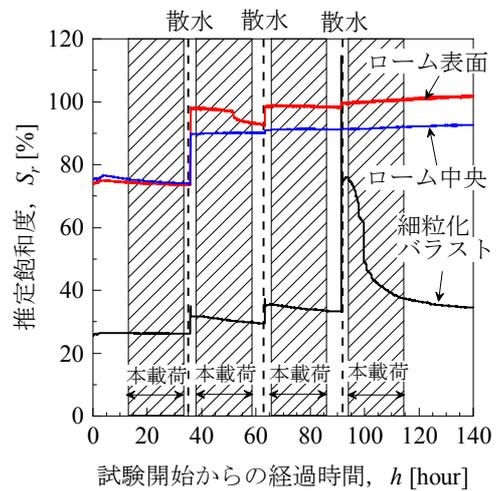
(a) 荷重回数とまくらぎ変位の関係



(b) 鉛直応力の深度分布



(c) 鉛直応力の水平方向分布



(d) 推定飽和度の経時変化

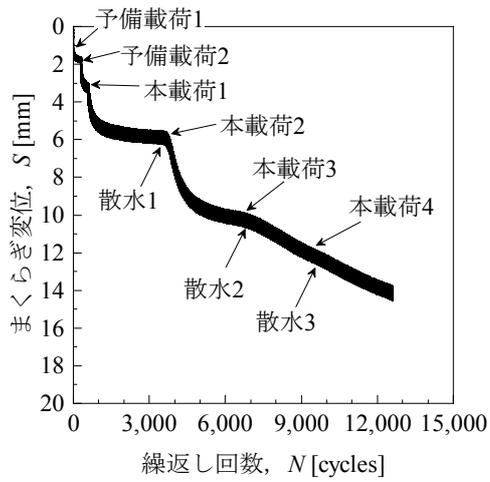


(e) 試験開始前

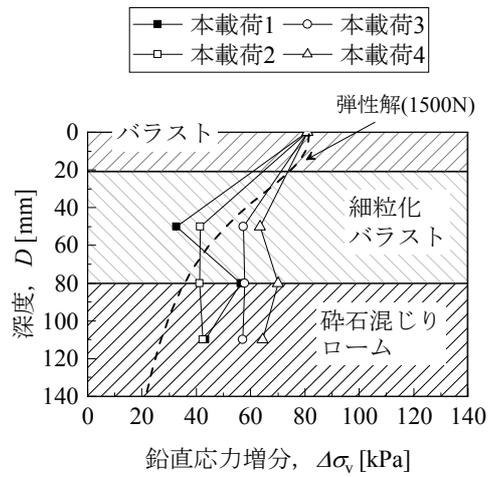


(f) 試験終了時

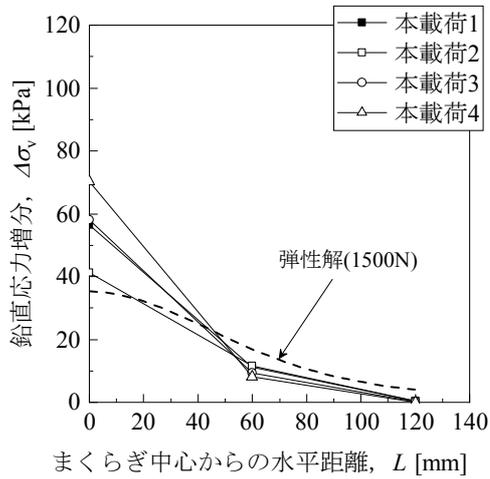
図5-11 Case40-60-60の試験結果



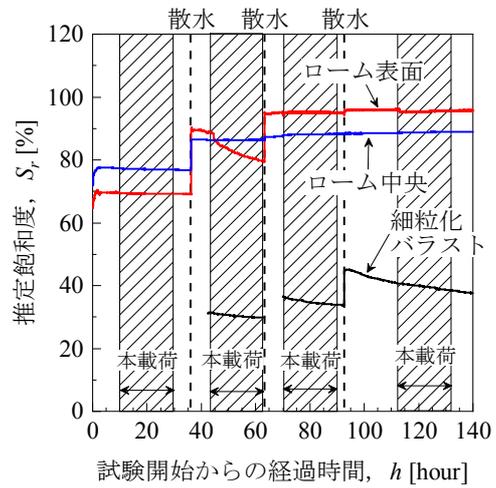
(a) 载荷回数とまぐらぎ変位の関係



(b) 鉛直応力の深度分布



(c) 鉛直応力の水平方向分布



(d) 推定飽和度の経時変化

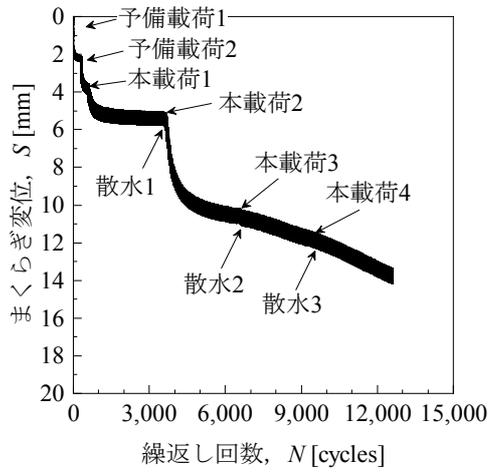


(e) 試験開始前

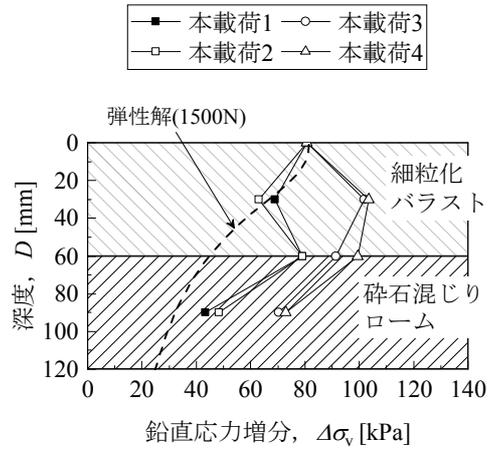


(f) 試験終了時

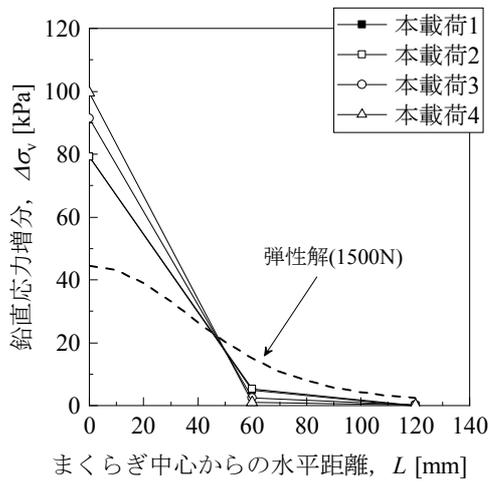
図5-12 Case20-60-60の試験結果



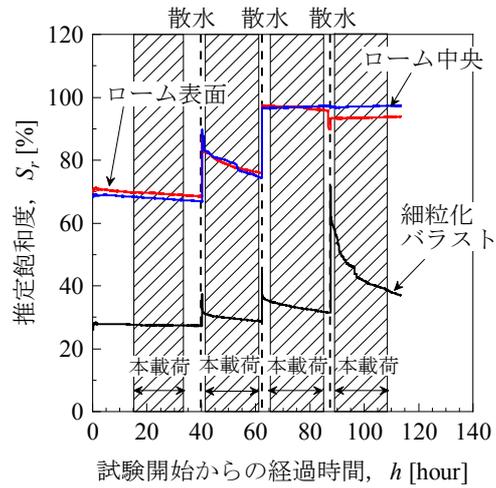
(a) 荷重回数とまくらぎ変位の関係



(b) 鉛直応力の深度分布



(c) 鉛直応力の水平方向分布



(d) 推定飽和度の経時変化



(e) 試験開始前



(f) 試験終了時

図5-13 Case0-60-60の試験結果

5.6 道床厚や飽和度がまくらぎ沈下に与える影響

5.6.1 载荷回数とまくらぎ変位の関係

全試験ケースについて、1回目の本载荷開始時を原点とした载荷回数とまくらぎ変位の関係を図5-14に示す。これを見ると、1回目の本载荷では道床厚が厚い試験ケースのほうが

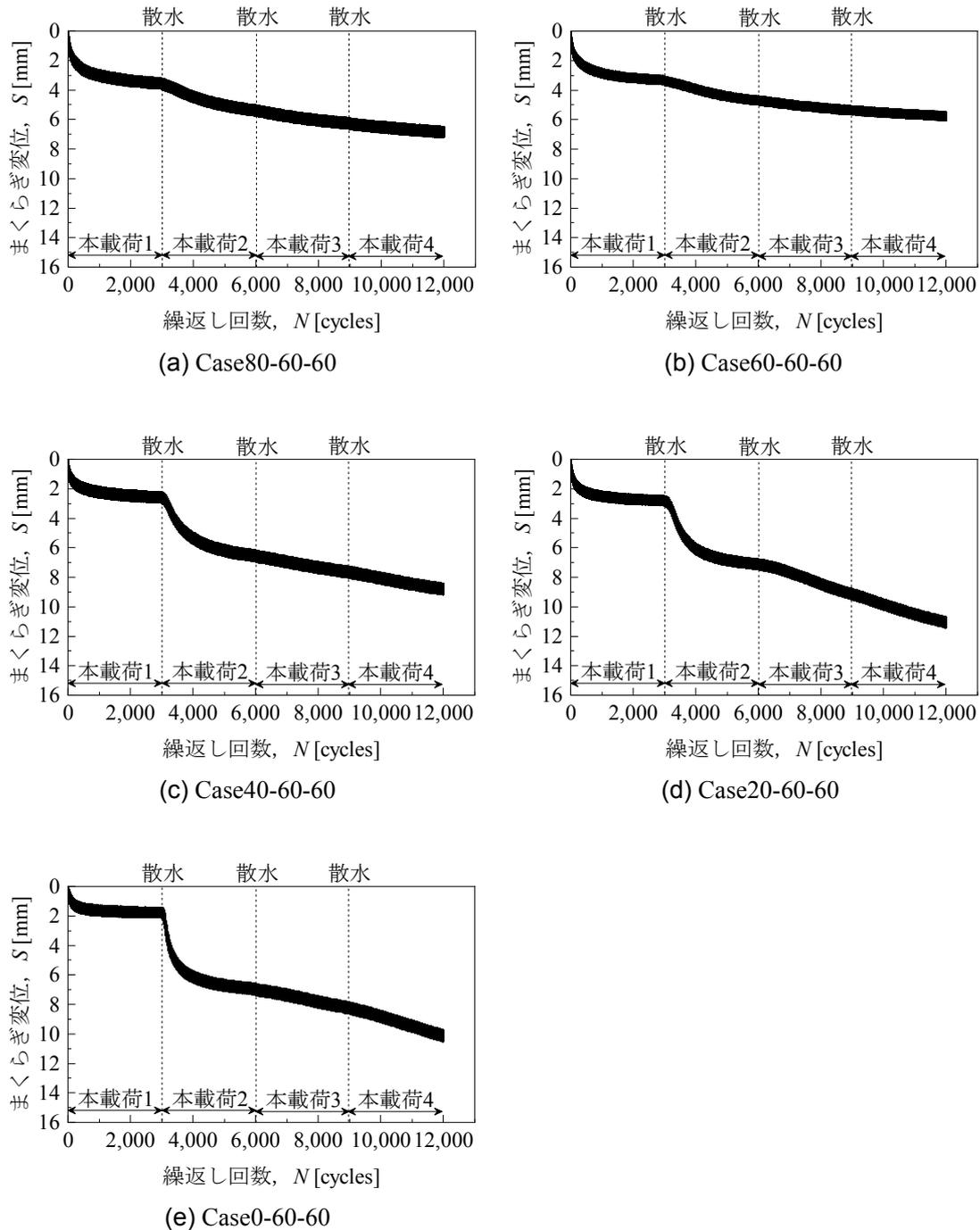


図5-14 本载荷での载荷回数とまくらぎ変位の関係

まくらぎの沈下量が大きい。しかし、1回目の散水後以降の本載荷では道床厚が薄い試験ケースのほうがまくらぎの沈下量が大きくなり、散水前とは反対の傾向を示している。このように、道床厚が薄いほどまくらぎ沈下に与える水の影響が大きくなると考えられる。

5.6.2 繰返し载荷によるまくらぎの沈下進み

図5-14を見ると、まくらぎ変位は载荷回数とともに増加するが、その増加割合は一定値に収束する傾向が見られる。そこで、まくらぎ変位の増加割合が一定の部分について、载荷回数 N に対して1次関係にあると仮定して以下の式によって近似した⁵⁾ (図5-15参照)。

$$S = \alpha + \beta N \quad (5.1)$$

ここで、 S はまくらぎ変位、 α は初期変位過程終了時の沈下量、 β は漸進変位過程における1サイクルの载荷・除荷に対する変位量の増加割合(以下「沈下進み係数」という)を表す。軌道に関する設計標準⁶⁾では、軌道沈下の算定にあたっては漸進的な塑性変形量のみを用いるため、以下では沈下進み係数 β に対して考察を行う。

各本載荷における道床厚と沈下進み係数 β の関係を図5-16に示す。1回目および2回目の本載荷では道床厚が薄いほうが β は小さいが、1回目の本載荷に対して散水後である2回目

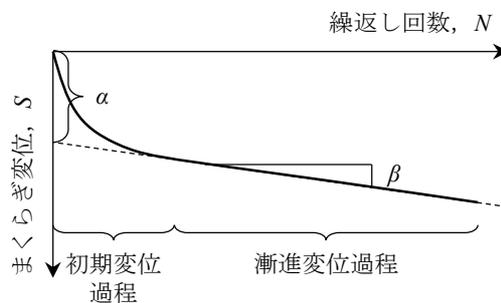


図5-15 繰返し载荷によるまくらぎの沈下進みの概念図

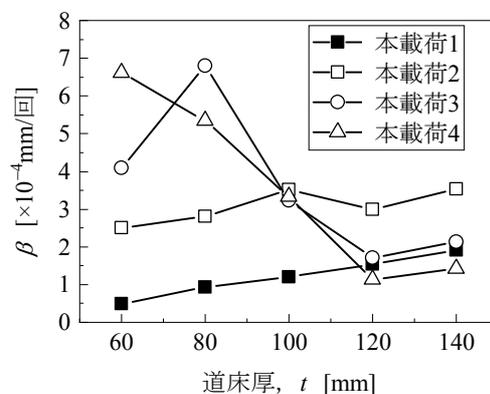


図5-16 道床厚と沈下進み係数 β の関係

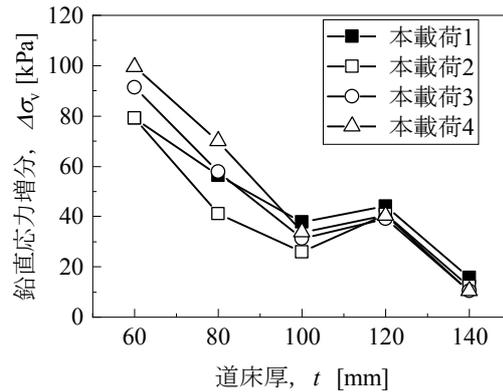


図5-17 道床厚と碎石混じりローム表面の鉛直応力増分の関係

の本载荷の β は全体的に上昇しており、その上昇割合は道床厚が薄いほうが大きい。その後の3回目および4回目の本载荷では道床厚が薄くなるに従って β が大きくなる。よって、道床厚が薄い場合は散水と载荷を繰り返すことでまくらぎの沈下が進みやすくなると考えられる。

5.6.3 道床厚と碎石混じりローム表面の鉛直応力増分の関係

各本载荷の1サイクル目における道床厚とまくらぎ直下の碎石混じりローム表面の鉛直応力増分の関係を図5-17に示す。なお、碎石混じりローム表面の鉛直応力増分は実軌道における路盤圧力に相当する。

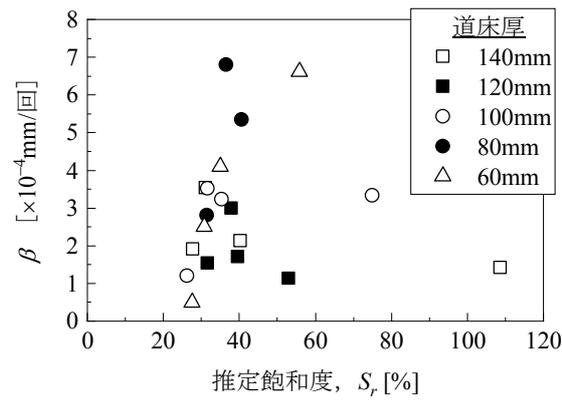
図5-17を見ると、道床厚が厚くなるに従って碎石混じりローム表面の鉛直応力増分は小さくなる傾向にあり、また散水・本载荷を繰り返しても道床厚と碎石混じりローム表面の鉛直応力増分の関係に大きな変化は見られない。よって、道床厚を増加させることは、実軌道において路盤圧力を小さくするための有効な手段のひとつであると考えられる。

5.6.4 推定飽和度と沈下進み係数の関係

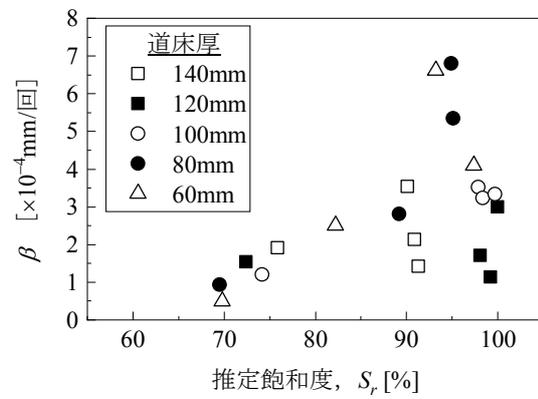
各本载荷の開始時における推定飽和度と各本载荷における沈下進み係数 β との関係を図5-18に示す。

図5-18(a)を見ると、細粒化バラスト内部の推定飽和度と沈下進み係数 β の間に明確な相関は見られず、道床厚が薄い場合では推定飽和度が小さくても沈下進み係数 β が大きい場合がある一方、道床厚が厚い場合では推定飽和度が大きくても沈下進み係数 β が小さい場合がある。一方、図5-18(b)および(c)を見ると、碎石混じりローム表面および内部の推定飽和度と沈下進み係数 β の間には一定の相関が見られ、また碎石混じりローム表面の推定飽和度が90%を超えると同程度の推定飽和度であっても道床厚が薄いと沈下進み係数 β が大きい傾向にある。

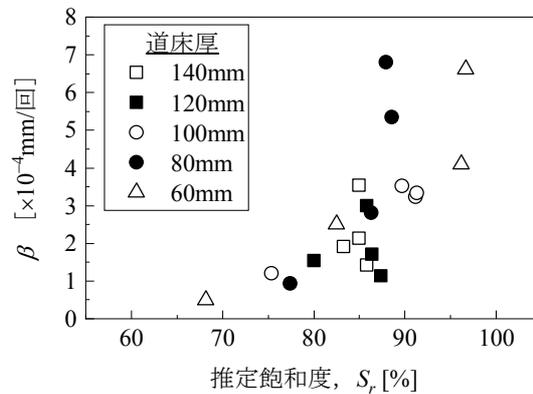
伊能⁷⁾の研究における路盤噴泥の発生過程として、飽和した粘性土の路盤が繰り返し応力を受けると土中の間隙水圧が上昇して有効応力が減少し、路盤土は軟弱化し支持力が低下



(a) 細粒化バラスト



(b) 砕石混じりローム表面



(c) 砕石混じりローム内部

図5-18 推定飽和度とまくらぎ沈下進み係数 β の関係

することが指摘されている。このことを踏まえると、砕石混じりロームの飽和度の上昇に伴い沈下進み係数 β が大きくなる理由としては、本試験では噴泥の発生こそ観察されなかったものの、道床厚が薄い場合の路盤圧力は道床厚が厚い場合よりも大きいため、伊能⁷⁾の研究と同様に土中の間隙水圧が上昇して有効応力が減少し、砕石混じりローム表面が軟弱

化して支持力が低下したためであると考えられる。また、細粒化バラスト内部の推定飽和度と沈下進み係数 β の間に明確な相関が見られなかった理由としては、5.2節で述べたように細粒化バラストはマトリックスが碎石で構成されており、また締固め曲線に明瞭なピークが認められなかったことを踏まえると、飽和度が上昇しても細粒化バラストの強度が大幅に変化しなかったためであると推測される。

5.7 本章のまとめ

本章では、東海道新幹線の粘性土路盤区間における保守多投入箇所を成因を検証することを目的に、東海道新幹線の道床・路盤状態を模擬した模型地盤に対して繰返し載荷試験を実施し、道床バラスト層の厚さや含水状態がバラスト軌道の沈下に与える影響について検討を行った。得られた知見は以下のとおりである。

- (a) 東海道新幹線の粘性土路盤を碎石混じりロームで模擬した結果、このような粘性土路盤の表層の飽和度が上昇するとまくらぎの沈下進みが速くなる。
- (b) 道床厚（バラストと細粒化バラストの層厚の合計）が薄い場合は、散水後のまくらぎ沈下進みは速い傾向にある。この理由としては、道床厚が薄い場合は路盤表層に作用する圧力が大きく、路盤表層が飽和することによって繰返し載荷により路盤表層が軟弱化するためであると考えられる。
- (c) 道床厚が厚い場合は、薄い場合と比較して散水後のまくらぎ沈下進みは遅い傾向にある。この理由としては、道床厚が厚い場合は路盤表層に作用する圧力が小さく、路盤表層が飽和しても路盤表層が軟弱化しにくいためであると考えられる。

第5章の参考文献

- 1) 桃谷尚嗣：移動荷重の影響を考慮した鉄道路盤の変形特性に関する研究，東京大学学位論文，pp.172-197, 2004.
- 2) 新版軌道材料編集委員会編：新版 軌道材料，pp.362-363, 鉄道現業社，2011.
- 3) 伊藤壺記，村本勝己，中村貴久：タイタンパー補修に伴う道床バラストの密度変化，第46回地盤工学研究発表会講演集，pp.943-944, 2011.
- 4) 石原研而：土質力学，pp.213-215, 丸善，1988.
- 5) 石川達也，名村明：実物大試験による道床バラスト部繰返し変形特性の検討，土木学会論文集，No.512/IV-27, pp.47-59, 1995.
- 6) 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，pp.290-292, 丸善出版，2012.
- 7) 伊能忠敏：鉄道路盤の噴泥現象の解明とその防止対策，鉄道技術研究報告，No.1252, 1983.

第6章 保守多投入箇所対策工の策定および本線試験施工

本章では、前章までに明らかとなった保守多投入箇所の成因を踏まえ、東海道新幹線の土構造物区間における保守多投入箇所対策工を策定するとともに、対策工の本線試験施工の結果について記す。

6.1 保守多投入箇所対策工の策定

前章までの軌道の動的応答に関する数値シミュレーション、営業線での地盤・路盤の実態調査および模型地盤による繰返し载荷試験の結果を踏まえると、東海道新幹線の土構造物区間において保守多投入箇所が発生する理由は以下のように考えられる（図6-1参照）。

- (1) 経年による圧密や列車荷重による路盤・路床の不等沈下、道床バラストや建設時に敷設された切込砂利の路盤・路床への貫入に伴う路盤土の上昇などの影響によって路盤表面に不陸が形成され、そのため細粒化・固結層も含めた道床厚が場所によって異なる（ただし、規程上の最小道床厚30cmは確保されている）。
- (2) ロームのような粘性土で構築された土構造物区間の路盤表層は、水分を含んだ状態で大きな圧力が作用すると軟弱化する。
- (3) 道床厚の違いの影響によって、軌道の支持剛性は場所によって大きく異なる。
 - ・道床厚が薄い箇所では路盤表層に作用する圧力が大きいいため、粘性土の路盤表層が多量の水分を含むと軟弱化しやすく、軌道の支持剛性が小さくなる。
 - ・道床厚が厚い箇所では路盤表層に作用する圧力が小さいため、粘性土の路盤表層は多量の水分を含んでも軟弱化しにくく、軌道の支持剛性はあまり低下しない。
- (4) 土構造物の区間途中において軌道の支持剛性が大きく変化する箇所では、軌道の支持剛性が低い区間側（道床厚が薄い区間側）において路盤表層に作用する圧力および道床振動加速度が大きくなることで道床バラストの沈下進みが速くなり保守多投入箇所となる。

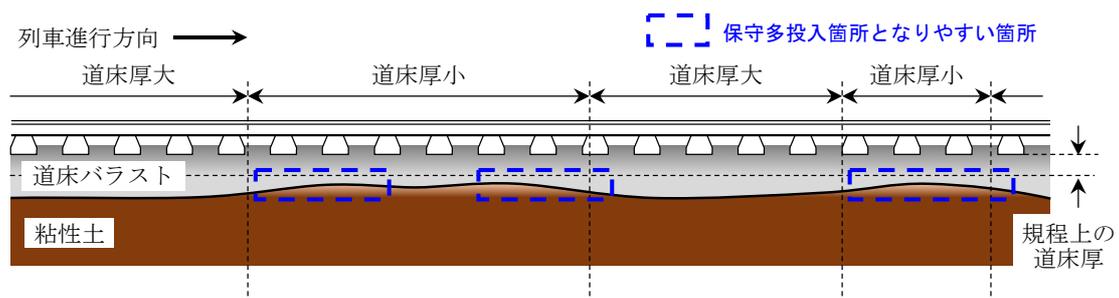


図6-1 土構造物区間における路盤表面の不陸の模式図

このように、東海道新幹線の土構造物区間における保守多投入箇所が発生原因は、細粒化・固結層も含めた道床バラスト層の厚さが薄い箇所では路盤表層が多量の水分を含むことで列車荷重による繰返し载荷によって軟弱化して軌道の支持剛性が大幅に低下するためであると考えられる。よって、東海道新幹線の土構造物区間において保守多投入箇所を解消するためには、道床バラスト層の厚さを健全箇所と同程度まで厚くすれば良いと考えられる。この考え方に基づき策定した保守多投入箇所の対策工の概略図を図6-2に示す。

図6-2に示す保守多投入箇所対策工の概要は以下のとおりである。

- (1) 深さ方向はまくらぎ下60cmまで、横方向は上下線間の中央からバラスト止めまでの範囲を掘削して汚損した道床バラスト層およびバラスト貫入層を除去するとともに、路盤表面に3%の横断排水勾配を設けてまくらぎ直下付近に雨水が滞留するのを極力防ぐ。また、過去に敷設した路盤噴泥対策工がある場合は排水管以外はすべて撤去する。
- (2) 除去したバラスト貫入層の上に、サブバラストとしてバラスト貫入層の上に層厚10cmの粒度調整碎石M-40の層（以下「粒調碎石層」という）を全幅に、さらにその上に層厚10cmのクラッシュランC-40の層（以下「クラッシュラン層」という）をまくらぎ端から両側に+50cmとなるように設け、サブバラストの層厚を計20cmとする。
- (3) 健全箇所における細粒化・固結層を含めた道床厚が約55cmであったことを踏まえ、サブバラスト層を含めた道床厚を合計60cmとすることで健全箇所と同等以上の軌道の支持剛性を確保する。

ここで、「サブバラスト」との用語を用いたのは、道床厚に粒調碎石およびクラッシュランの層を含めることを明確にするためである。また、東海道新幹線建設時にサブバラストとして用いた切込砂利を粒調碎石およびクラッシュランに置き換えるという意味も含まれている。

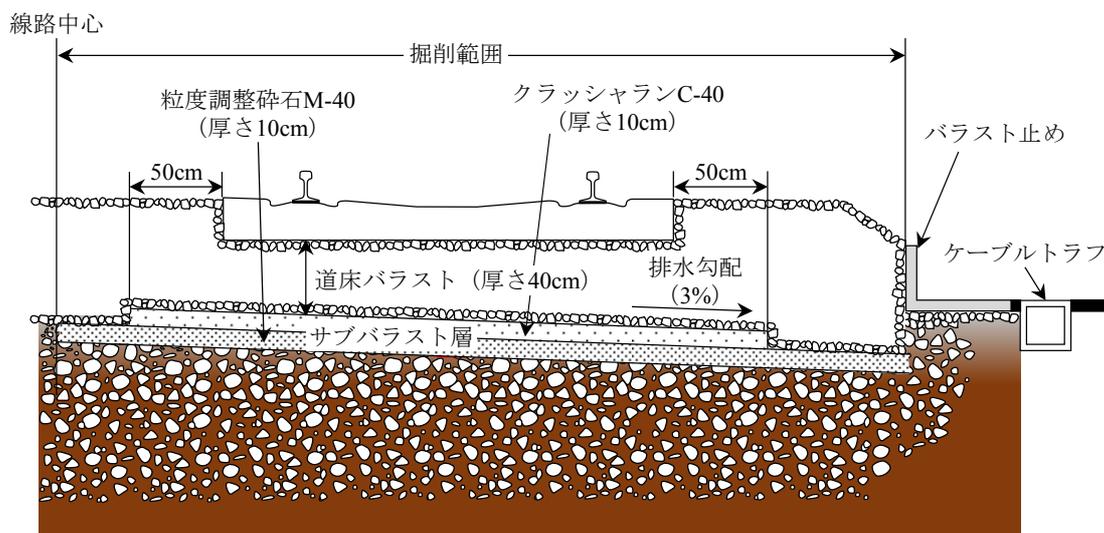


図6-2 策定した保守多投入箇所対策工

サブバラストの下層に粒調碎石を用いる理由は、粒調碎石は細粒分が適度に含まれており、適切に締め固めることで粒調碎石層が稠密となって軌道の支持剛性が高くなるとともに、バラスト貫入層からの泥土の上昇すなわち路盤噴泥の再発を防止するためである。また、サブバラストの上層にクラッシュランを用いる理由は、クラッシュランC-40の粒度分布は粒度調整碎石M-40よりも第4章の路盤調査で採取した細粒化バラストの粒度分布に比較的近く健全箇所と同等な状態を再現することが可能と考えられることおよび材料費の節減を図るためである。

サブバラスト上層のクラッシュラン層の幅をまくらぎ端から両側に+50cm、厚さを10cmとしたのは、施工当日に保守用車によって保守基地から施工現場まで運搬可能なクラッシュランの量の上限を考慮したためである。なお、軌道に関する設計標準¹⁾において道床バラスト内に作用する力はまくらぎ下面から深さ150mmまでは分散せず150mm以深では45度の角度で力が分散するものと想定されており、これに基づくとまくらぎ下面からの深さ50cmにおける荷重分散の幅はまくらぎ端部から+35cmとなり、サブバラスト層で列車荷重を十分に支持することが可能である。

6.2 対策工の本線試験施工

6.2.1 試験施工の概要

図6-2のとおり策定した保守多投入箇所対策工（以下「対策工」という）について、東海道新幹線の保守多投入箇所において試験施工を実施した。

対策工の試験施工箇所は図6-3に示すとおりであり、第4章の路盤調査の調査箇所1-1（保守多投入箇所）から調査箇所1-2（健全箇所）の範囲の延長20mとした。施工は2018年4月8日～10日にかけて実施し、図6-4に示すように1日目は調査箇所1-1から東京方に向かって延長30mをバックホーによる道床交換（まくらぎ下30cmまでの道床バラストを新品に交換）を実施、2日目は調査箇所1-1から大阪方に向かって対策工を延長10m施工、3日目は残りの

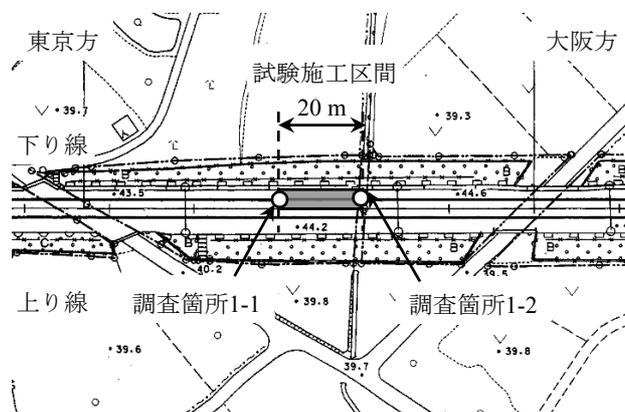


図6-3 保守多投入箇所対策工試験施工箇所

延長10mを施工した。また、調査箇所1-1から東京方に向かっては延長5mの取付区間を設定し、掘削深さを滑らかに変化させた。

対策工の施工は以下の手順のように実施した。また、施工状況を図6-5に示す。

- (1) バックホーにより所定の範囲を掘削した道床バラスト層およびバラスト貫入層を除去し、路盤表面に3%の横断排水勾配を設ける。
- (2) フレキシブルコンテナバックに入った粒調砕石を路盤表面に取り卸し、加水しながら粒調砕石を敷き均す。
- (3) 敷き均した粒調砕石をプレートコンパクターにより転圧する。
- (4) 転圧を終えた粒調砕石の上にフレキシブルコンテナバックに入ったクラッシュランを取り卸し、加水しながらクラッシュランを敷き均す。
- (5) 敷き均したクラッシュランをプレートコンパクターにより転圧する。
- (6) クラッシュランの上に新品の道床バラストを取り卸し、マルチプルタイタンパーによって道床バラストを突き固めた後、道床安定作業車によって軌道を加振して道床バラストを強制的に沈下させて安定化させる。

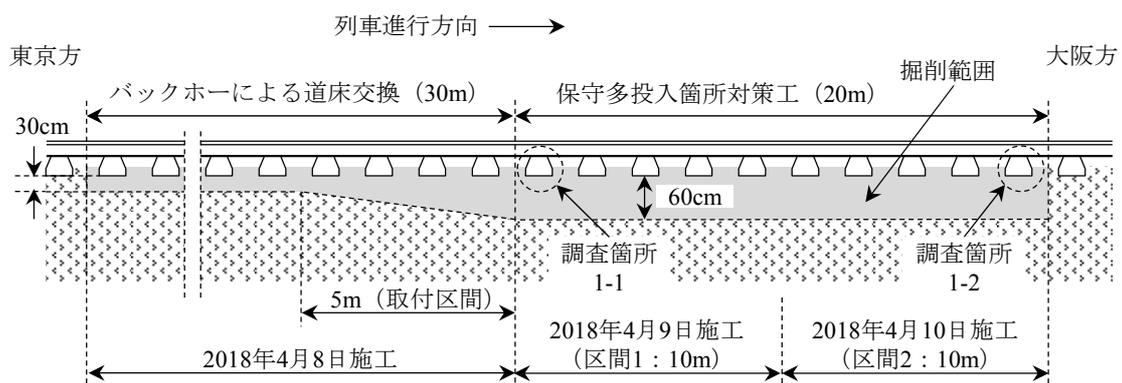


図6-4 保守多投入箇所対策工の施工日および施工時の掘削深さ



(a) バックホーによる掘削



(b) 掘削直後の路盤表面



(c) 粒調碎石取卸



(d) プレートコンパクターによる転圧



(e) サブバラスト層構築完了



(f) 新バラスト取卸

図6-5 保守多投入箇所対策工の施工状況

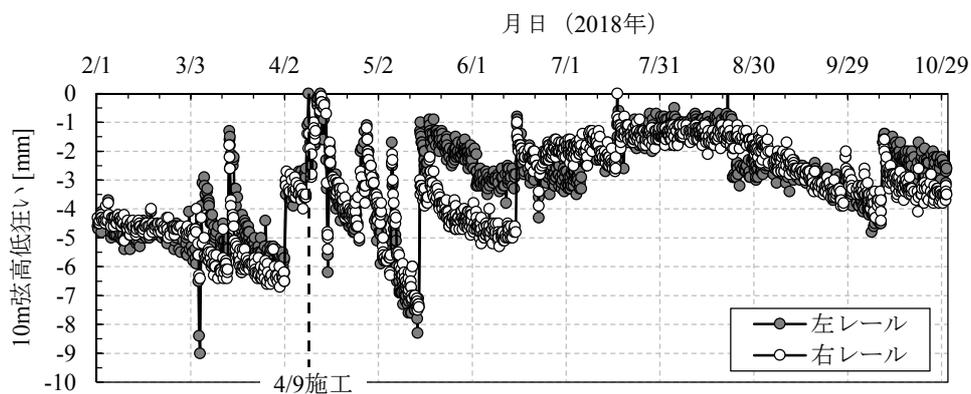
6.2.2 施工後の軌道状態の推移

対策工施工後の軌道状態の推移について、施工区間1（4月9日施工）の10m弦高低狂いおよび5m弦高低狂いの推移を図6-6に、施工区間2（4月10日施工）の10m弦高低狂いおよび5m弦高低狂いの推移を図6-7に示す。図中にプロットされている高低狂いは、東海道新幹線の営業列車に搭載されている自動動揺測定装置（レイダース）²⁾により測定された高低狂いの施工区間内の最小値をプロットしたものである。また、対策工の施工箇所にもっとも近いアメダス観測地点であるアメダス海老名における降水量も併せて図中に示してある。

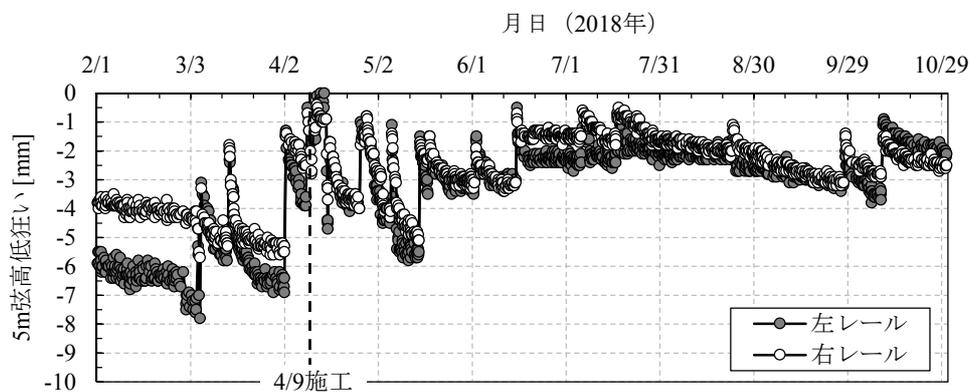
施工区間1の図6-6を見ると、施工後約2か月間は高低狂いの進行が速くて軌道状態が安定していないが、6月中旬にむら直し作業を実施して以降は高低狂いの進行は緩やかになるとともに施工前よりも小さい高低狂いで推移しており、軌道状態が安定している様子がわかる。一方、施工区間2の図6-7を見ると、施工から約6か月経過しても高低狂いの進行が速く、むら直しを何回も施工している状況である。

施工直後から約2か月間軌道状態が安定しなかった原因としては、施工時のサブバラスト層の締め固めが不十分だったことが考えられる。アメダス海老名によると4月15日に1時間雨量17mmの降雨が観測され、この降雨の直後に高低狂いが急進していることを考えると、サブバラスト層の含水比が上昇したことによって転圧不足だったサブバラスト層が列車荷重による繰返し荷重によって締め固められて沈下したと推測される。施工区間1において6月中旬以降に高低狂いの進行が緩やかになったのは、列車荷重による繰返し荷重によってサブバラスト層が十分に締め固まったためであると考えられる。また、今回の施工ではサブバラスト層の転圧にプレートコンパクターを用いたが、これはタンピングランマーで転圧した場合に路盤表面付近のバラスト貫入層がオーバーコンパクションとなって路盤の支持力が低下する懸念があったためである。しかし、転圧能力はタンピングランマーのほうがプレートコンパクターよりもはるかに高いと考えられるので、対策工を今後施工する際にはタンピングランマーによってサブバラスト層を転圧することが必要であると考えられる。

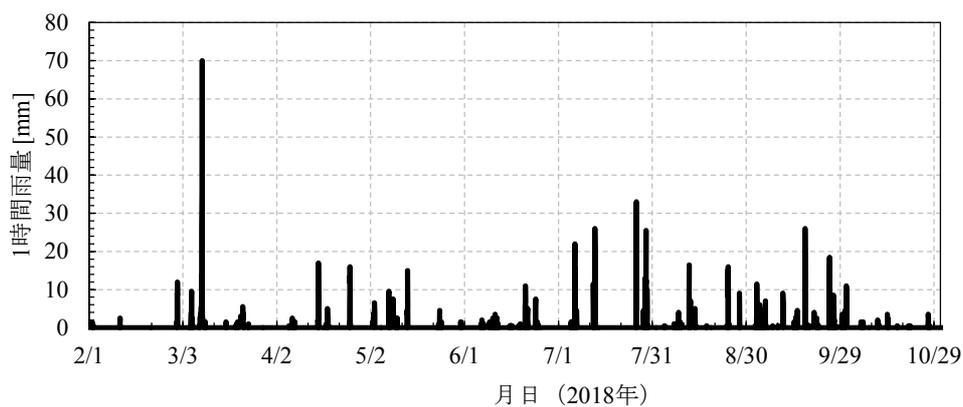
施工区間2において施工から半年経過後も軌道状態が安定していない原因としては、大阪方の施工境界付近に取付区間を設定しなかったことが考えられる。図6-4に示すように、東京方の施工境界では延長5mの取付区間において掘削深さを30cmから60cmに徐々に変化させている一方、大阪方の施工境界では掘削深さ60cmのままで未施工区間と接しており、軌道の支持ばね係数が小さい区間から大きい区間へと急変することで第3章で述べたように高低狂いが進行しやすくなっているものと推測される。よって、対策工を今後施工する際には施工境界において取付区間を必ず設定する必要があると考えられる。



(a) 10m弦高低狂い

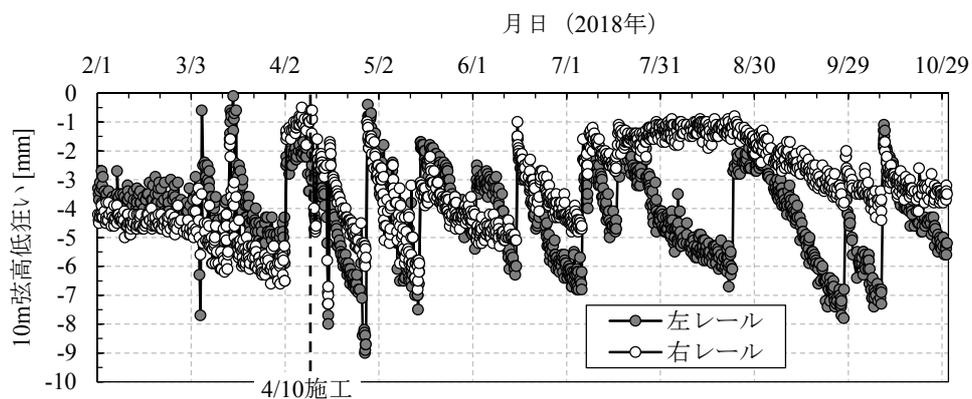


(b) 5m弦高低狂い

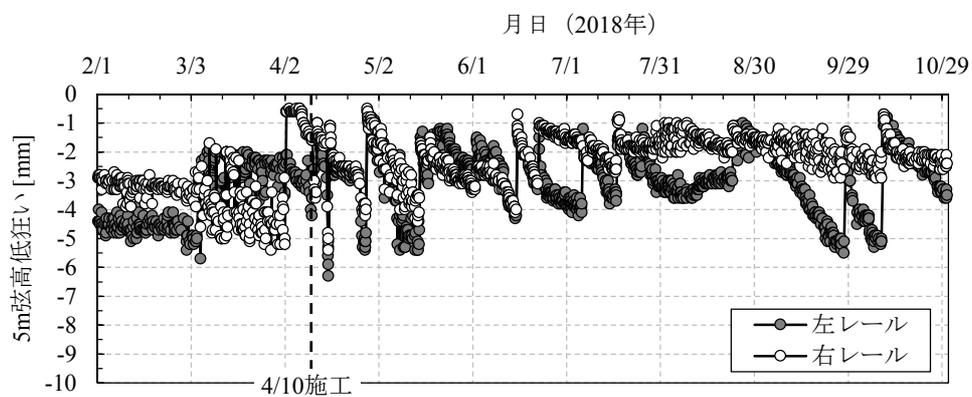


(c) 降水量 (アメダス海老名)

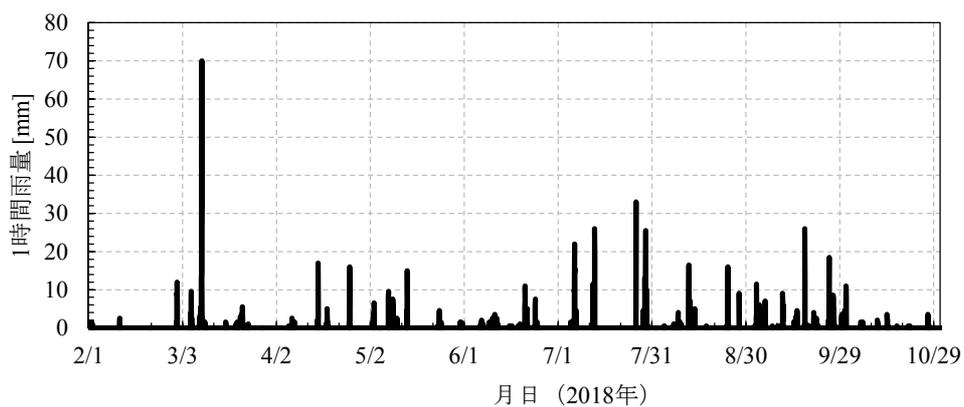
図6-6 施工区間1の高低狂いの推移



(a) 10m弦高低狂い



(b) 5m弦高低狂い



(c) 降水量 (アメダス海老名)

図6-7 施工区間2の高低狂いの推移

6.3 対策工に関する今後の課題

前節で述べたように、対策工を施工した箇所の軌道状態は、施工区間1では施工から約2か月経過後からは安定した軌道状態を示しているが、施工区間2では施工から半年経過後も安定した推移を示していない。これは対策工の構造そのものが原因というよりも施工方法に問題があったものと考えられる。よって、保守多投入箇所対策工を確立するにあたっては、以下について検討・改善していく必要があると考えられる。

(1) サバラスト層の締固め方法の検討

6.2.2項で記述したとおり、保守多投入箇所対策工の施工後の降雨直後に高低狂いが急進した原因としてサバラスト層の締固め不足が考えられる。従って、対策工を確立するためにはサバラスト層を適切に締め固めるための施工方法を確立することが重要である。

(2) 施工境界における取付区間の設定

6.2.2項で記述したとおり、対策工の施工境界付近において軌道状態が安定しない原因としては軌道の支持ばね係数が急変していることが考えられる。従って、対策工を今後施工する際には、施工境界において掘削深さを滑らかに変化させるために取付区間を必ず設定する必要がある。

また、対策工の構造改良も含め、中長期的には以下のことが課題として考えられる。

(3) 大型保線機械による1日あたりの施工延長の増

対策工の施工にあたっては、道床バラストの掘削はバックホーにより、サバラスト層の転圧はプレートコンパクターにより施工したが、通常其道床バラストの交換作業と比較して掘削量が多いことおよびサバラスト層の転圧に時間を要したため、対策工の1日あたりの施工延長は10mが限度であった。したがって、対策工を1日あたりの施工延長を伸ばして効率的に施工するためには、大型保線機械を用いることで道床バラストの掘削およびサバラスト層の転圧などの作業を効率化することが必要と考えられる。なお、海外では”Formation rehabilitation machine”（施工基面の機能回復機械）と称する大型保線機械³⁾によって図6-2に示す保守多投入箇所対策工と同様の構造に改良する軌道工事を効率的に施工しており（図6-8参照）、必要な改良等を行うことで東海道新幹線にもこのような大型保線機械は導入可能であると考えられる。

(4) サバラスト層として適切な粒度分布の策定

本対策工でサバラスト層として用いた粒調碎石は、JIS A 5001「道路用碎石」において粒径0.075mm以下の細粒分含有率が10%以下に制限されている。しかし、アメリカではサバラスト層に用いる材料の細粒分含有率は5%以下に制限されている⁴⁾。これは、サバラスト層の役割として道床バラストの路盤への貫入防止、泥土の道床バラスト層への上昇防止のほか、排水機能の役割をサバラスト層に持たせるためである。後述の排水設備の設置の検討に際してサバラスト層に排水機能を持たせようとする場合には、細粒分含有率



図6-8 大型保線機械による”Formation rehabilitation”の施工状況

の少ない材料をサブバラスト層に用いることを検討する必要があると考えられる。

(5) 排水設備の設置

本章において策定した対策工では、排水に関する設備は特に設けてはいない。この理由は、細粒化層を含めた道床バラスト層の層厚が厚ければ軌道内の滞水が軌道の沈下を与える影響が小さいことが模型試験によって明らかとなったため、および工事費の低減を図ったためである。しかし、当然ながら軌道内が滞水しているのは軌道にとって好ましい状態ではないため、対策工を今後改良していくにあたっては、低コストで排水設備を設けることが可能な構造を検討していく必要があると考えられる

6.4 本章のまとめ

本章では、前章までに明らかとなった保守多投入箇所の原因を踏まえ、東海道新幹線の土構造物区間における保守多投入箇所対策工を策定するとともに、対策工の本線試験施工を実施した。その結果をまとめると以下のとおりである。

- (a) 道床厚の不足が保守多投入箇所の発生原因であることを踏まえ、保守多投入箇所対策工としてサブバラスト層を含めた道床厚を60cmとする対策工を策定した。
- (b) 上記(a)による対策工を東海道新幹線の営業線において試験施工した結果、施工から約2か月経過後からは軌道状態が概ね良好に推移している区間が存在しており、対策工の有効性が確認された。しかし、サブバラスト層の転圧不足と思われる施工直後の軌道沈下の急進および施工箇所と未施工箇所の施工境界付近での軌道状態が改善されていないといった課題が明らかとなった。

- (c) 対策工を今後施工するにあたっては、タンピングランマーによるサブバラスト層の締固め方法を確立するとともに、施工境界において取付区間を必ず設定することが重要であると考えられる。また、中長期的な課題としては、大型保線機械による1日あたりの施工延長の増、サブバラスト層として適切な粒度分布の策定、排水設備の設置などがあげられる。

第6章の参考文献

- 1) 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，p.289，丸善出版，2012.
- 2) 高見沢実：新幹線自動動揺測定装置のN700系車両への搭載，新線路，Vol.63, No.8, 2009.
- 3) Esveld, C. : Modern Railway Track (Second Edition), pp.379-382, MRT-Production, 2001.
- 4) Li, D., Hyslip, J., Sussmann, T. and Chrismer, S. : Railway Geotechnics, pp.103-108, CRC Press, 2015.

第 7 章 結論

7.1 本研究の結論

本研究では、東海道新幹線の土構造物区間における保守多投入箇所が発生原因を究明するとともにその対策を確立することを目的として、路盤剛性の変化箇所における軌道の動的応答に関する数値シミュレーション、保守多投入箇所の地盤および路盤の実態調査および模型地盤による繰返し載荷試験によって保守多投入箇所の成因を解明するとともに、成因に基づき策定した保守多投入箇所対策工の本線試験施工を実施した。

本研究の結論をまとめると以下のとおりである。

(1) 路盤剛性変化箇所における軌道の動的応答解析

土構造物区間の区間途中における路盤剛性の変化がバラスト軌道の動的応答に与える影響に関する数値シミュレーションを実施した。その結果、列車の進行方向に対する路盤剛性の大小の変化の違いによって傾向は若干異なるものの、同一の土構造物区間内で路盤剛性が区間途中で変化する箇所においては、軟らかいほうの区間の路盤剛性が小さくかつ路盤剛性の差が大きいほど路盤剛性の小さい区間の道床バラストの沈下進みは路盤剛性の大きい区間よりも速くなる傾向にあり、道床バラストの沈下に対しては路盤剛性の変化箇所における小さい方の路盤剛性の大きさが影響していることが明らかとなった。また、車両の走行速度が遅い場合には路盤剛性に大きな差があっても路盤剛性変化箇所付近の道床沈下進みは遅く、速度が速い場合には路盤剛性の差が小さくても道床沈下進みは速くなる傾向にあることが明らかとなった。

(2) 保守多投入箇所の地盤および路盤調査

東海道新幹線の土構造物区間における保守多投入箇所の地盤および路盤の実態を把握することを目的として、保守多投入箇所と健全箇所が混在している土構造物区間において地盤および路盤の実態調査を実施した。その結果、保守多投入箇所と健全箇所では土構造物の土質や物性値の顕著な違いは認められなかったが、保守多投入箇所は健全箇所と比較して道床バラスト層の厚さが薄い、または軌道内が滞水あるいは水分を多く含んでいる状態にあった。また、いずれの調査箇所においても路盤噴泥は発生していなかったが、これはまくらぎ下に形成された道床バラストの細粒化・固結層が稠密であることで泥土の上昇が妨げられているためと考えられる。よって、東海道新幹線の土構造物区間における保守多投入箇所の発生原因は、保守多投入箇所では健全箇所と比較して道床バラスト層の厚さが薄いこと、または軌道内の滞水あるいは水分を多く含んでいることによって軌道の支持剛性が低下しているためであると考えられ、シミュレーションで想定したように路盤剛性が区間途中で変化していることが明らかとなった。

(3) 保守多投入箇所の成因に関する模型試験

東海道新幹線の粘性土路盤区間における保守多投入箇所の成因を検証することを目的と

して、東海道新幹線の粘性土路盤区間の道床・路盤状態を模擬した模型地盤に対して繰返し載荷試験を実施し、道床バラスト層の厚さや含水状態がバラスト軌道の沈下に与える影響について検討を行った。その結果、粘性土路盤の表層の飽和度が上昇するとまくらぎの沈下進みが速くなる傾向にあること、道床厚（バラストと細粒化バラストの層厚の合計）が薄い場合は散水後のまくらぎ沈下進みは速い傾向にある一方、道床厚が厚い場合は散水後のまくらぎ沈下進みは遅い傾向にあることが明らかとなった。この理由としては、道床厚が薄い場合は路盤表層に作用する圧力が大きく、路盤表層が飽和すると繰返し載荷により路盤表層が軟弱化しやすい一方、道床厚が厚い場合は路盤表層に作用する圧力が小さく、路盤表層が飽和しても軟弱化しにくいと考えられる。

(4) 対策工の策定および本線試験施工

本研究により明らかとなった保守多投入箇所を踏まえ、東海道新幹線の土構造物区間における保守多投入箇所対策工としてサブバラスト層を含めた道床厚を60cmとする対策工を策定し、本線において試験施工を実施した。その結果、施工から約2か月経過後からは軌道状態が概ね良好に推移している区間が存在しており、対策工の有効性が確認された。しかし、サブバラスト層の転圧不足と思われる施工直後の軌道沈下の急進および施工箇所と未施工箇所の施工境界付近での軌道状態が改善されないといった課題が明らかとなった。よって、対策工を今後施工するにあたっては、タンピングランマーによるサブバラスト層の締固め方法を確立するとともに、施工境界において取付区間を必ず設定することが重要であると考えられる。

7.2 今後の課題

本研究によって、東海道新幹線の土構造物区間のバラスト軌道における保守多投入箇所の成因については解明することができた。しかし、対策工については確立するまでには至っておらず、対策工の施工方法に関して課題が残ることとなった。また、路盤剛性の変化箇所において保守多投入箇所となるような軌道状態に至るまでの過程やメカニズムなどに関しては本研究において十分に説明されているとは言い難く、本研究の深度化を図るためにはいくつかの課題があると考えられる。

以下、本研究に関する今後の課題について述べる。

(1) 路盤剛性の変化箇所を模擬した移動荷重による繰返し載荷試験の実施

本研究では、第3章のシミュレーションによって路盤剛性が区間途中で大きく変化していることが保守多投入箇所の発生原因であることを明らかにするとともに、第4章の現場調査によって同一の土構造物区間で軌道の支持剛性が区間途中で実際に変化していることを明らかにした。しかし、第5章の模型試験では試験装置の性能上、定点かつ準静的載荷による繰返し載荷試験の実施に留まった。そのため、道床厚が薄い場合と厚い場合ではまくらぎの沈下進みに大きな差があることは模型試験によって明らかになったものの、区間

途中における路盤剛性の変化そのものが保守多投入箇所の発生原因であることを模型試験の結果から直接的に説明することはできなかった。したがって、区間途中における路盤剛性の変化が保守多投入箇所の発生原因であることを模型試験によって直接的に説明するためには、路盤剛性が区間途中で変化する模型軌道に対して移動荷重による繰返し載荷試験を実施することが重要であると考えられる。

移動荷重による繰返し載荷試験が実施可能な試験装置としては、図7-1に示す車輪移動方式による小型移動載荷試験装置¹⁾、図7-2に示すマルチアクチュエーター方式による小型移動載荷試験装置¹⁾などがあり、これらは1/5スケールの模型軌道（模型地盤）を標準としている。しかし、これらの移動載荷試験装置において車輪間隔2.5mの列車が速度75m/s（270km/h）で走行する状況を1/5スケールで再現するためには荷重の移動速度が15m/sとなるように載荷輪またはアクチュエーターを制御する必要がある、これらの試験装置では高速走行を模擬することは困難と考えられる。よって、高速走行を模擬した試験を実施するためにはこれらの試験装置の改良または新たな試験装置の開発が必要となる。

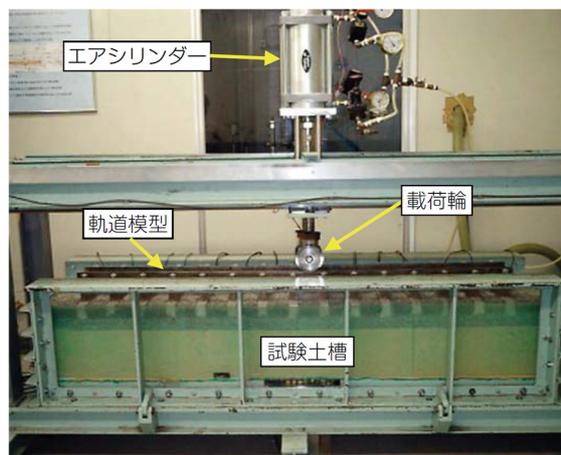


図7-1 小型移動載荷試験装置（車輪移動方式）¹⁾

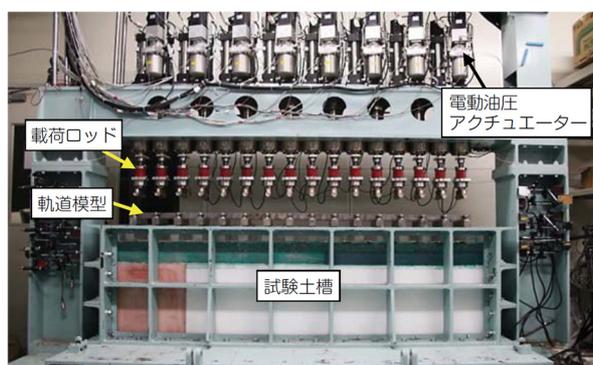


図7-2 小型移動載荷試験装置（マルチアクチュエーター方式）¹⁾

(2) 線路長手方向に対する物性値や道床厚の分布に関する実態調査およびその影響の解明

第4章の現場調査においては、近接する保守多投入箇所および健全箇所の地盤および路盤状態をスポット的に調べることによって保守多投入箇所の発生原因の推定を試みた。しかし、地盤や路盤の物性値、道床バラスト層の厚さなどは変動幅を有しながら連続的に変化しているものと考えられる。したがって、本研究をさらに深度化させるためには、地盤や路盤の物性値、道床バラスト層の厚さなどを線路長手方向に対して連続的に調べることが重要であると考えられる。また、各物性値の分布状況が保守多投入箇所の発生に与える影響を定量的に把握するためには、物性値の空間的ばらつきを考慮した数値シミュレーションを実施することが重要と考えられる。

線路長手方向に対する地盤の物性値の分布状況を調べる方法としては弾性波トモグラフィ²⁾を線路長手方向に対しても実施すること、線路長手方向に対する道床厚の変化を連続的に調べる方法としては地中貫入レーダー（GPR）の使用³⁾が考えられる。また、物性値の空間ばらつきを考慮した数値シミュレーションに関する近年の研究例としては、紅露ら⁴⁾による研究やFernandesら⁵⁾による研究などがある。

(3) 保守多投入箇所対策工の構造および施工方法の改良

6.4節で述べたとおり、保守多投入箇所対策工の構造および施工方法の改良に関する今後の課題としては、(1)サブバラスト層の締固め方法の検討、(2)施工境界における取付区間の設定、(3)大型保線機械による1日あたりの施工延長の増、(4)サブバラスト層として適切な粒度分布の策定、(5)排水設備の設置、が挙げられる。

本研究では、鉄道の土構造物に関する設計標準が確立される以前に建設された東海道新幹線を対象として、バラスト軌道の保守多投入箇所の成因の解明およびその対策に関する研究を実施した。しかし、本研究の成果は東海道新幹線のような高速鉄道のみならず、土構造物に関する設計標準が確立される以前に建設された在来鉄道においても適用可能であると考えられる。今後は、在来鉄道も含めてバラスト軌道における保守多投入箇所の解消に向けて本研究をさらに深度化していきたい。

第7章の参考文献

- 1) 村本勝己, 桃谷尚嗣, 渡辺健治 : 道床・路盤上を移動する列車荷重を再現する, *RRR*, Vol.70, No.8, pp.16-19, 2013.
- 2) 神田仁, 阪本泰士, 吉岡修, 岡本栄 : 弾性波トモグラフィを用いた既設鉄道盛土の探査法に関する研究, *土木学会論文集*, No. 791/VI-67, pp.19-30, 2005.
- 3) Li, D., Hyslip, J., Sussmann, T. and Chrismer, S. : *Railway Geotechnics*, pp.372-389, CRC Press, 2015.
- 4) 紅露一寛, 井口建斗, 阿部和久 : Cyclic densificationモデルに基づくバラスト道床沈下解析におけるバラスト材のYoung率の空間変動の影響, *計算数理工学論文集*, Vol.16, pp.7-12, 2016.
- 5) Alves Fernandes, V., Costa D'Aguiar, S. and Lopez-Caballero, F. : Influence of materials variability and dynamic moving load on the railway track response, *Proc. of the 9th Int. Conf. on Structural Dynamics (EURODYN 2014)*, pp.2675-2682, Porto, Portugal, 30 June-2 July, 2014.

付録 A 車両／軌道の相互作用シミュレーションについて

A.1 シミュレーションモデルの概要

第3章で用いた車両／軌道の相互作用に関するシミュレーションモデルの全体を図A-1に示す。

車両は1両分をモデル化し、軌道上を一定の速度 v で走行するものとする。車両モデルは、車体および台車は剛体、車輪は質点によりモデル化し、車体－台車間および台車－車輪間は線形のばねおよび減衰要素により結合されているものとする。

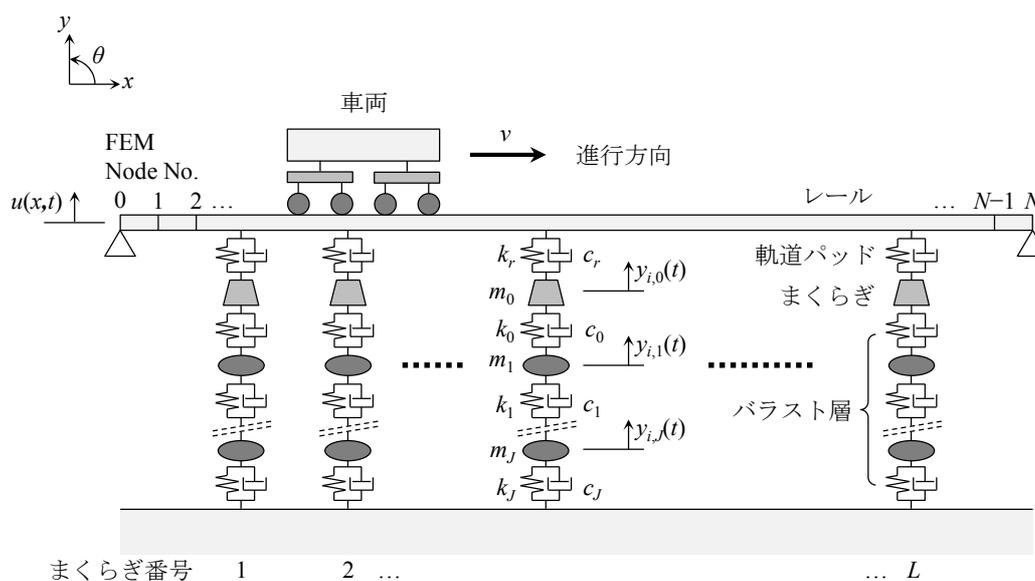
軌道モデルについては、レールがまくらぎにより一定間隔で離散的に支持されているものとする。軌道を構成する部材について、レールはオイラー梁の有限要素として、まくらぎは質点としてモデル化し、レール－まくらぎ間の軌道パッドについては線形のばねおよび減衰要素としてモデル化する。また、バラストは有効質量を持った複数の層としてモデル化し、バラストの各層は線形のばねおよび減衰要素により結合されているものとする。

モデルの境界条件については、レールは両端部において上下運動・回転運動とも拘束し、バラスト最下層部のばねおよび減衰要素は剛な路盤と結合されているものとする。

なお、本付録で用いる主な記号は以下のとおりである。

$y_c(t)$: 車体上下変位

$\theta_c(t)$: 車体回転角



図A-1 シミュレーションモデル

$y_{b,i}(t)$:	台車上下変位 ($i=1,2$)
$\theta_{b,i}(t)$:	台車回転角 ($i=1,2$)
$y_{w,i}(t)$:	車輪上下変位 ($i=1,2,3,4$)
m_c	:	車体質量
m_b	:	台車質量
m_w	:	輪軸質量
I_c	:	車体の慣性モーメント
I_b	:	台車の慣性モーメント
k_s	:	車体－台車間ばね定数
c_s	:	車体－台車間減衰係数
k_p	:	台車－車輪間ばね定数
c_p	:	台車－車輪間減衰係数
l_c	:	台車中心間隔の1/2
l_b	:	固定軸距の1/2
$u(x,t)$:	レール上下変位
$u_i(t)$:	レールの有限要素の節点における上下変位 ($i=1, 2, \dots, N-1$)
$\theta_i(t)$:	レールの有限要素の節点における回転角 ($i=1, 2, \dots, N-1$)
$y_{i,0}(t)$:	まくらぎ上下変位 ($i=1, 2, \dots, L$)
$y_{i,j}(t)$:	バラスト上下変位 ($i=1, 2, \dots, L$ $j=1, 2, \dots, J$)
m_r	:	レール質量 (単位長あたり)
EL_r	:	レール曲げ剛性
m_0	:	まくらぎ質量
m_j	:	バラスト質量 ($j=1, 2, \dots, J$)
k_r	:	軌道パッドばね定数
c_r	:	軌道パッド減衰係数
k_0	:	まくらぎ－第1層目バラスト間ばね定数
c_0	:	まくらぎ－第1層目バラスト間減衰係数
k_j	:	第 j 層目－第 $j+1$ 層目バラスト間ばね定数 ($j=1, 2, \dots, J$)
c_j	:	第 j 層目－第 $j+1$ 層目バラスト間減衰係数 ($j=1, 2, \dots, J$)
N	:	レールの要素数
L	:	解析区間のまくらぎ本数
J	:	バラスト層数
h	:	レールの有限要素長 (1要素あたり)
x_i	:	まくらぎ位置 ($i=1, 2, \dots, L$)
$x_{w,i}(t)$:	時刻 t における車輪位置 ($i=1, 2, 3, 4$)
$R_i(t)$:	レール－まくらぎ間の反力 ($i=1, 2, \dots, L$)
$\delta(x)$:	ディラックのデルタ関数
k_H	:	車輪－レール間の線形化された接触ばね係数

- P_{sta} : 静止輪重
- $P_{dyn,i}(t)$: 輪重の変動分 ($i=1, 2, 3, 4$)
- $P_i(t)$: 動的輪重 (静止輪重と変動分の和) ($i=1, 2, 3, 4$)
- $r_{w,i}(t)$: 車輪 i の直下の高低狂い ($i=1, 2, 3, 4$)
- $u_{w,i}(t)$: 車輪 i の直下のレール上下変位 ($i=1, 2, 3, 4$)
- v : 走行速度
- t : 時刻

A.2 車両の運動方程式

車両モデルの詳細を図A-2に示す。鉛直方向については上向きを正、回転方向については反時計回りを正とする。

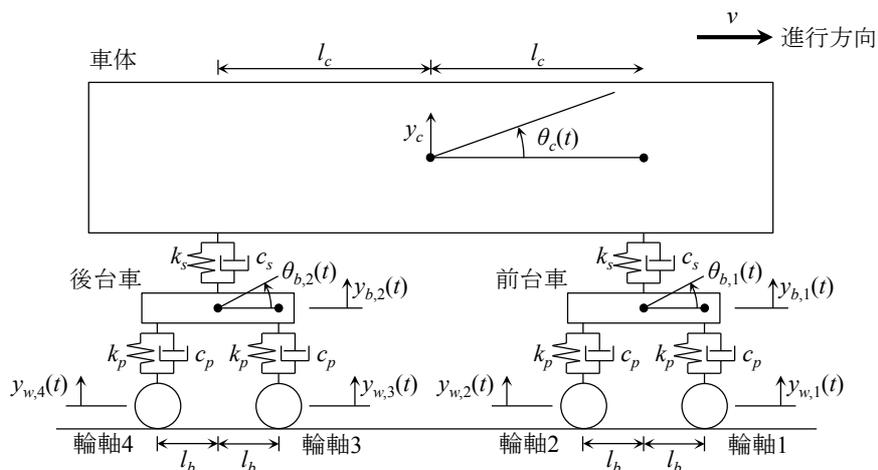
車両各部の運動方程式は、以下のようにあらわすことができる。

車体の上下運動：

$$m_c \frac{d^2 y_c(t)}{dt^2} = k_s (y_{b,1}(t) + y_{b,2}(t) - 2y_c(t)) + c_s \frac{d}{dt} (y_{b,1}(t) + y_{b,2}(t) - 2y_c(t)) \quad (A.1)$$

車体のピッチング運動：

$$I_c \frac{d^2 \theta_c(t)}{dt^2} = k_s (y_{b,1}(t) - y_{b,2}(t) - 2l_c \theta_c(t)) + c_s \frac{d}{dt} (y_{b,1}(t) - y_{b,2}(t) - 2l_c \theta_c(t)) \quad (A.2)$$



図A-2 車両モデル

前台車の上下運動：

$$m_b \frac{d^2 y_{b,1}(t)}{dt^2} = -k_s (y_{b,1}(t) - y_c(t) - l_c \theta_c(t)) - c_s \frac{d^2 (y_{b,1}(t) - y_c(t) - l_c \theta_c(t))}{dt^2} \\ + k_p (y_{w,1}(t) + y_{w,2}(t) - 2y_{b,1}(t)) + c_p \frac{d^2 (y_{w,1}(t) + y_{w,2}(t) - 2y_{b,1}(t))}{dt^2} \quad (\text{A.3})$$

前台車のピッチング運動：

$$I_b \frac{d^2 \theta_{b,1}(t)}{dt^2} = k_p (y_{w,1}(t) - y_{w,2}(t) - 2l_b \theta_{b,1}(t)) \mathcal{I}_b + c_p \frac{d^2 (y_{w,1}(t) - y_{w,2}(t) - 2l_b \theta_{b,1}(t))}{dt^2} \mathcal{I}_b \quad (\text{A.4})$$

後台車の上下運動：

$$m_b \frac{d^2 y_{b,2}(t)}{dt^2} = -k_s (y_{b,2}(t) - y_c(t) + l_c \theta_c(t)) - c_s \frac{d^2 (y_{b,2}(t) - y_c(t) + l_c \theta_c(t))}{dt^2} \\ + k_p (y_{w,3}(t) + y_{w,4}(t) - 2y_{b,2}(t)) + c_p \frac{d^2 (y_{w,3}(t) + y_{w,4}(t) - 2y_{b,2}(t))}{dt^2} \quad (\text{A.5})$$

後台車のピッチング運動：

$$I_b \frac{d^2 \theta_{b,2}(t)}{dt^2} = k_p (y_{w,3}(t) - y_{w,4}(t) - 2l_b \theta_{b,2}(t)) \mathcal{I}_b + c_p \frac{d^2 (y_{w,3}(t) - y_{w,4}(t) - 2l_b \theta_{b,2}(t))}{dt^2} \mathcal{I}_b \quad (\text{A.6})$$

各輪軸の上下運動：

$$m_w \frac{d^2 y_{w,1}(t)}{dt^2} = -k_p (y_{w,1}(t) - y_{b,1}(t) - l_b \theta_{b,1}(t)) \\ - c_p \frac{d^2 (y_{w,1}(t) - y_{b,1}(t) - l_b \theta_{b,1}(t))}{dt^2} + P_{\text{dyn},1}(t) \quad (\text{A.7})$$

$$m_w \frac{d^2 y_{w,2}(t)}{dt^2} = -k_p (y_{w,2}(t) - y_{b,1}(t) + l_b \theta_{b,1}(t)) \\ - c_p \frac{d^2 (y_{w,2}(t) - y_{b,1}(t) + l_b \theta_{b,1}(t))}{dt^2} + P_{\text{dyn},2}(t) \quad (\text{A.8})$$

$$m_w \frac{d^2 y_{w,3}(t)}{dt^2} = -k_p (y_{w,3}(t) - y_{b,2}(t) - l_b \theta_{b,2}(t)) \\ - c_p \frac{d^2 (y_{w,3}(t) - y_{b,2}(t) - l_b \theta_{b,2}(t))}{dt^2} + P_{\text{dyn},3}(t) \quad (\text{A.9})$$

$$m_w \frac{d^2 y_{w,4}(t)}{dt^2} = -k_p (y_{w,4}(t) - y_{b,2}(t) + l_b \theta_{b,2}(t)) \\ - c_p \frac{d^2 (y_{w,4}(t) - y_{b,2}(t) + l_b \theta_{b,2}(t))}{dt^2} + P_{\text{dyn},4}(t) \quad (\text{A.10})$$

式(A.1)から(A.10)をマトリクス形式で表すことにより、車両の運動方程式が以下のとおり得られる。なお、変数上部のドットは時間微分を表す。

$$\mathbf{M}_V \ddot{\mathbf{u}}_V(t) + \mathbf{C}_V \dot{\mathbf{u}}_V(t) + \mathbf{K}_V \mathbf{u}_V(t) = \begin{pmatrix} 0 \\ \vdots \\ 0 \\ P_{\text{dyn},1}(t) \\ P_{\text{dyn},2}(t) \\ P_{\text{dyn},3}(t) \\ P_{\text{dyn},4}(t) \end{pmatrix} = \sum_{i=1}^4 P_{\text{dyn},i}(t) \mathbf{a}_{V,i} \quad (\text{A.11})$$

ただし,

$$\mathbf{u}_V(t) = (y_c(t), \theta_c(t), y_{b,1}(t), \theta_{b,1}(t), y_{b,2}(t), \theta_{b,2}(t), y_{w,1}(t), y_{w,2}(t), y_{w,3}(t), y_{w,4}(t))^T \quad (\text{A.12})$$

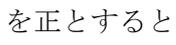
$$\mathbf{M}_V = \text{diag}(m_c, I_c, m_b, I_b, m_b, I_b, m_w, m_w, m_w, m_w) \quad (\text{A.13})$$

$$\mathbf{C}_V(t) = \begin{pmatrix} 2c_s & 0 & -c_s & 0 & -c_s & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2c_s l_c^2 & -c_s l_s & 0 & c_s l_c & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -c_s & -c_s l_s & 2c_p + c_s & 0 & 0 & 0 & -c_p & -c_p & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2c_p l_b^2 & 0 & 0 & -c_p l_b & c_p l_b & 0 & 0 \\ -c_s & c_s l_s & 0 & 0 & 2c_p + c_s & 0 & 0 & 0 & -c_p & -c_p \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2c_p l_b^2 & 0 & 0 & -c_p l_b & c_p l_b \\ 0 & 0 & -c_p & -c_p l_b & 0 & 0 & c_p & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -c_p & c_p l_b & 0 & 0 & 0 & c_p & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -c_p & -c_p l_b & 0 & 0 & c_p & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -c_p & c_p l_b & 0 & 0 & 0 & c_p \end{pmatrix} \quad (\text{A.14})$$

$$\mathbf{K}_V(t) = \begin{pmatrix} 2k_s & 0 & -k_s & 0 & -k_s & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2k_s l_c^2 & -k_s l_s & 0 & k_s l_c & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -k_s & -k_s l_s & 2k_p + k_s & 0 & 0 & 0 & -k_p & -k_p & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2k_p l_b^2 & 0 & 0 & -k_p l_b & k_p l_b & 0 & 0 \\ -k_s & k_s l_s & 0 & 0 & 2k_p + k_s & 0 & 0 & 0 & -k_p & -k_p \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2k_p l_b^2 & 0 & 0 & -k_p l_b & k_p l_b \\ 0 & 0 & -k_p & -k_p l_b & 0 & 0 & k_p & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -k_p & k_p l_b & 0 & 0 & 0 & k_p & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -k_p & -k_p l_b & 0 & 0 & k_p & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -k_p & k_p l_b & 0 & 0 & 0 & k_p \end{pmatrix} \quad (\text{A.15})$$

$$\begin{cases} \mathbf{a}_{V,1} = (0, 0, 0, 0, 0, 0, 1, 0, 0, 0)^T \\ \mathbf{a}_{V,2} = (0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 1, 0, 0)^T \\ \mathbf{a}_{V,3} = (0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 1, 0)^T \\ \mathbf{a}_{V,4} = (0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 1)^T \end{cases} \quad (\text{A.16})$$

A.3 軌道の運動方程式

車両モデルと同様に、鉛直方向については上向きを正、回転方向については反時計回りを正とすると、より軌道の運動方程式については以下のようにあらわすことができる。

レールの上下曲げ振動

$$EI_r \frac{\partial^4 u(x,t)}{\partial x^4} + m_r \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^2} = - \sum_{i=1}^4 P_i(t) \delta(x - x_{w,i}(t)) - \sum_{i=1}^L R_i(t) \delta(x - x_i) \quad (\text{A.17})$$

レール-まくらぎ間の反力

$$R_i(t) = \left(k_r + c_r \frac{d}{dt} \right) (u(x_i, t) - y_{i,0}(t)) \quad (i = 1, 2, \dots, L) \quad (\text{A.18})$$

まくらぎの上下振動

$$m_0 \frac{d^2 y_{i,0}(t)}{dt^2} + \left(k_0 + c_0 \frac{d}{dt} \right) (y_{i,0}(t) - y_{i,1}(t)) = R_i(t) \quad (i = 1, 2, \dots, L) \quad (\text{A.19})$$

バラストの上下振動

$$\begin{aligned} m_j \frac{d^2 y_{i,j}(t)}{dt^2} + \left(k_j + c_j \frac{d}{dt} \right) (y_{i,j}(t) - y_{i,j+1}(t)) = \\ \left(k_{j-1} + c_{j-1} \frac{d}{dt} \right) (y_{i,j-1}(t) - y_{i,j}(t)) \quad (i = 1, 2, \dots, L : j = 1, 2, \dots, J : y_{i,J+1}(t) = 0) \end{aligned} \quad (\text{A.20})$$

レールをオイラー梁の有限要素とした場合、式(A.17)から(A.20)をまとめてあらわすと、以下のとおりとなる。

$$\mathbf{M}_R \ddot{\mathbf{u}}_R(t) + \mathbf{C}_R \dot{\mathbf{u}}_R(t) + \mathbf{K}_R \mathbf{u}_R(t) = \sum_{i=1}^4 P_i(t) \mathbf{a}_{R,i}(t) \quad (\text{A.21})$$

ただし、

$$\mathbf{F} = \begin{pmatrix} 0 & \cdots & 0 & 1 & 0 & \cdots & \cdots \\ \vdots & & \cdots & 0 & \cdots & & \vdots \\ \vdots & & & \vdots & & \cdots & 0 & \cdots \\ & & & & \cdots & 0 & 1 & 0 & \cdots \\ & & & & \cdots & 0 & \vdots & & \\ & & & & & & \vdots & & \end{pmatrix} \in R^{L(J+1) \times 2(N-1)} \quad (\text{A.34})$$

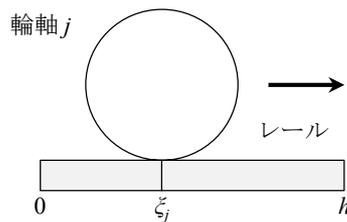
$$\mathbf{G} = \begin{pmatrix} 0 & & & & & & \mathbf{O} \\ & \ddots & & & & & \\ & & 0 & & & & \\ & & & 1 & & & \cdots \\ & & & & 0 & & \\ & & & & & \ddots & \\ & & & & & & 0 & & \\ & & & & & & & 1 & \\ \mathbf{O} & & & & & & & & 0 & \\ & & & & & & & & & \ddots \end{pmatrix} \in R^{2(N-1) \times 2(N-1)} \quad (\text{A.35})$$

また、 $\mathbf{a}_{R,i}(t)$ は軌道上の車輪の位置によって定まるベクトルであり、以下の式であらわされる。

$$\mathbf{a}_{R,i}(t) = \underbrace{(0, \cdots, 0, N_1(\xi_j), N_2(\xi_j), N_3(\xi_j), N_4(\xi_j), 0, \cdots, 0)}_{\substack{\text{車輪直下のレールの有限要素に対応} \\ 2(N-1)}} \underbrace{(0, \cdots, 0)}_{L(J+1)}^T \quad (\text{A.36})$$

$N_i(\xi_j)$ は輪軸 j が走行している有限要素内の位置 ξ_j により定まる形状関数であり、以下のとおりである (図A-3)。

$$\begin{cases} N_1(\xi_j) = 1 - 3\left(\frac{\xi_j}{h}\right)^2 + 2\left(\frac{\xi_j}{h}\right)^3 \\ N_2(\xi_j) = \left(\frac{\xi_j}{h}\right) - 2\left(\frac{\xi_j}{h}\right)^2 + \left(\frac{\xi_j}{h}\right)^3 \\ N_3(\xi_j) = 3\left(\frac{\xi_j}{h}\right)^2 - 2\left(\frac{\xi_j}{h}\right)^3 \\ N_4(\xi_j) = -\left(\frac{\xi_j}{h}\right)^2 + \left(\frac{\xi_j}{h}\right)^3 \end{cases} \quad (0 \leq \xi_j \leq h) \quad (\text{A.37})$$



図A-3 レールの有限要素上の輪軸

A.4 車輪－レール間の接触力

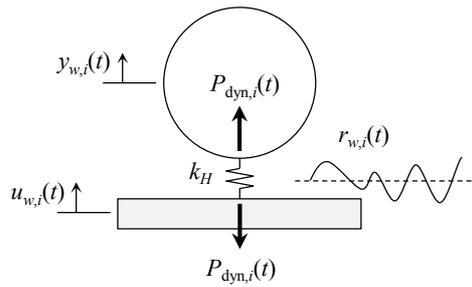
1つの輪軸に対する車輪－レール間の接触力は、鉛直上向きを正とした場合は以下の式で表される（図A-4）.

$$P_{\text{dyn},i}(t) = k_H \left(-y_{w,i}(t) + u_{w,i}(t) + r_{w,i}(t) \right) \quad (i = 1, 2, 3, 4) \quad (\text{A.38})$$

ここで、車輪直下のレール上下変位 $u_{w,i}(t)$ は、軌道上の車輪の位置によって定まるベクトル $\mathbf{a}_{R,i}(t)$ と軌道各部の変位ベクトル $\mathbf{u}_R(t)$ の内積で表すことができるため、式(A.38)は

$$P_{\text{dyn},i}(t) = k_H \left(-y_{w,i}(t) + \mathbf{a}_{R,i}^T(t) \mathbf{u}_R(t) + r_{w,i}(t) \right) \quad (i = 1, 2, 3, 4) \quad (\text{A.39})$$

となる.



図A-4 車輪－レール間の接触力

A.5 運動方程式の統合

前節までで求めた車両の運動方程式、軌道の運動方程式および車輪－レール間の接触力に関する式は以下のとおりである.

車両の運動方程式（再掲）

$$\mathbf{M}_V \ddot{\mathbf{u}}_V(t) + \mathbf{C}_V \dot{\mathbf{u}}_V(t) + \mathbf{K}_V \mathbf{u}_V(t) = \begin{pmatrix} 0 \\ \vdots \\ 0 \\ P_{\text{dyn},1}(t) \\ P_{\text{dyn},2}(t) \\ P_{\text{dyn},3}(t) \\ P_{\text{dyn},4}(t) \end{pmatrix} = \sum_{i=1}^4 P_{\text{dyn},i}(t) \mathbf{a}_{V,i} \quad (\text{A.11})$$

軌道の運動方程式（再掲）

$$\mathbf{M}_R \ddot{\mathbf{u}}_R(t) + \mathbf{C}_R \dot{\mathbf{u}}_R(t) + \mathbf{K}_R \mathbf{u}_R(t) = \sum_{i=1}^4 P_i(t) \mathbf{a}_{R,i}(t) \quad (\text{A.21})$$

車輪－レール間の接触力（再掲）

$$P_{\text{dyn},i}(t) = k_H \left(-y_{w,i}(t) + \mathbf{a}_{R,i}^T(t) \mathbf{u}_R(t) + r_{w,i}(t) \right) \quad (i = 1, 2, 3, 4) \quad (\text{A.39})$$

式(A.11), (A.21)および(A.39)を統合してひとつの式で表すと、以下のとおりとなる。

$$\begin{pmatrix} \mathbf{M}_V & \mathbf{O} \\ \mathbf{O} & \mathbf{M}_R \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_V(t) \\ \ddot{\mathbf{u}}_R(t) \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \mathbf{C}_V & \mathbf{O} \\ \mathbf{O} & \mathbf{C}_R \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \dot{\mathbf{u}}_V(t) \\ \dot{\mathbf{u}}_R(t) \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \mathbf{K}_V & \mathbf{O} \\ \mathbf{O} & \mathbf{K}_R \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{u}_V(t) \\ \mathbf{u}_R(t) \end{pmatrix} = \sum_{i=1}^4 \begin{pmatrix} P_{\text{dyn},i}(t) \mathbf{a}_{V,i} \\ P_i(t) \mathbf{a}_{R,i}(t) \end{pmatrix} \quad (\text{A.40})$$

ここで、輪重に関する関係式

$$P_{\text{dyn},j}(t) = P_j(t) - P_{\text{sta}} \quad (\text{A.41})$$

を用いると、式(A.40)の右辺は以下のように表すことができる。

$$\begin{aligned} \mathbf{f}(\mathbf{u}, t) &= \sum_{j=1}^4 \begin{pmatrix} P_{\text{dyn},j}(t) \mathbf{a}_{V,j} \\ P_j(t) \mathbf{a}_{R,j}(t) \end{pmatrix} = \sum_{j=1}^4 \begin{pmatrix} P_j(t) \mathbf{a}_j(t) + P_{\text{sta}} \begin{pmatrix} \mathbf{a}_{V,j} \\ \mathbf{O} \end{pmatrix} \\ - \sum_{j=1}^4 k_H \mathbf{a}_j(t) \mathbf{a}_j^T(t) \mathbf{u}(t) - \sum_{j=1}^4 k_H r_{w,j}(t) \mathbf{a}_j(t) + \sum_{j=1}^4 P_{\text{sta}} \begin{pmatrix} \mathbf{O} \\ -\mathbf{a}_{R,j}(t) \end{pmatrix} \end{pmatrix} \end{aligned} \quad (\text{A.42})$$

ただし、

$$\mathbf{a}_j(t) = \begin{pmatrix} \mathbf{a}_{V,j} \\ \mathbf{a}_{R,j}(t) \end{pmatrix}, \quad \mathbf{u}(t) = \begin{pmatrix} \mathbf{u}_V(t) \\ \mathbf{u}_R(t) \end{pmatrix} \quad (\text{A.43})$$

また、以下の行列

$$\mathbf{M} = \begin{pmatrix} \mathbf{M}_V & \mathbf{O} \\ \mathbf{O} & \mathbf{M}_R \end{pmatrix}, \quad \mathbf{C} = \begin{pmatrix} \mathbf{C}_V & \mathbf{O} \\ \mathbf{O} & \mathbf{C}_R \end{pmatrix}, \quad \mathbf{K} = \begin{pmatrix} \mathbf{K}_V & \mathbf{O} \\ \mathbf{O} & \mathbf{K}_R \end{pmatrix} \quad (\text{A.44})$$

を定義すると、式(A.40)は以下のようにあらわされる。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = \mathbf{f}(\mathbf{u}, t) \quad (\text{A.45})$$

さらに, $\mathbf{f}(\mathbf{u}, t)$ について

$$\mathbf{f}(\mathbf{u}, t) = -\mathbf{K}(t)\mathbf{u}(t) + \mathbf{g}(t) \quad (\text{A.46})$$

$$\mathbf{K}(t) = \sum_{j=1}^4 k_H \mathbf{a}_j(t) \mathbf{a}_j^T(t) \quad (\text{A.47})$$

$$\mathbf{g}(t) = -\sum_{j=1}^4 k_H r_{w,j}(t) \mathbf{a}_j(t) + \sum_{j=1}^4 P_{sta} \begin{pmatrix} \mathbf{0} \\ -\mathbf{a}_{R,j}(t) \end{pmatrix} \quad (\text{A.48})$$

とおくと,

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + (\mathbf{K} + \mathbf{K}(t))\mathbf{u}(t) = \mathbf{f}(\mathbf{u}, t) \quad (\text{A.49})$$

を得る. これが車両と軌道の相互作用を表す運動方程式であり, シミュレーションにおいては式(A.49)を数値積分により解くこととなる.

付録 B N値から K_{30} 値および弾性係数 E を推定する方法

鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物¹⁾では、標準貫入試験の N 値から地盤の変形係数 E_0 (MN/m²) を求める式は $E_0=2.5N$ とされている。しかし、この式の適用は砂質土に限られており、火山灰質粘性土である関東ロームには適用できない。そこで、第4章の標準貫入試験結果に基づく弾性係数 E および簡易動的コーン貫入試験の結果に基づく K_{30} 値の推定については、以下の手順により推定した。

(1) N 値からコーン貫入抵抗 (二重管) q_{dc} (MN/m²) を以下の式により求める。

$$\left. \begin{aligned} q_{dc} &= 0.2N \quad (\text{軟弱粘土}) \\ q_{dc} &= 0.3N \quad (\text{関東ローム}) \\ q_{dc} &= 0.4N \quad (\text{砂礫土}) \end{aligned} \right\}$$

(2) q_{dc} からコーン貫入抵抗 (単管) q_c (MN/m²) を以下の式により求める。

$$q_c = q_{dc}/1.38$$

(3) q_c から K_{30} 値 (MN/m³) を以下により推定する。

1) コーン貫入抵抗 (単管) から現場 CBR を求める。

$$\text{現場 CBR} = 5 \text{ 単管コーン支持力}$$

2) 現場 CBR を室内 CBR に換算する。

$$\text{室内 CBR} = 2/3 \text{ 現場 CBR}$$

3) 室内 CBR を K_{30} 値に換算する (ただし、CBR が 5% 以下の場合)。

$$K_{30} = 10 \cdot (\log_{10} \text{室内 CBR} + 0.192) / 0.115$$

(4) K_{30} 値から弾性係数 E (MN/m²) を以下の式により推定する。

$$E = \frac{K_{75}}{2} \cdot \pi a (1 - \nu^2) = \frac{K_{30}}{2.2 \times 2} \cdot \pi a (1 - \nu^2)$$

ただし、

K_{75} : K_{75} 値 [MN/m³]

π : 円周率

a : 載荷板の半径 [m] (=0.375m)

ν : ポアソン比

表4-3に示した弾性係数 E 、図4-25および図4-42に示した K_{30} 値は、 N 値から q_{dc} に換算する際にすべて関東ロームとして推定した。また、この推定方法では室内 CBR が 5% を超える場

合は K_{30} 値および弾性係数 E の推定はできないが、本研究では K_{30} 値および弾性係数 E の概略を知るために室内CBRが5%を超える場合でもそのまま上記の手順で推定した。

付録Bの参考文献

- 1) 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〔平成25年改編〕，pp.279-281，丸善出版，2013.

謝 辞

本論文を作成するにあたり、多くの方々にご指導、ご助言を賜りましたことをこの場を借りて厚く御礼申し上げます。本論文は、筆者が東海旅客鉄道株式会社 総合技術本部技術開発部において東海道新幹線の軌道状態の改善に関する研究開発として実施した内容をまとめたものです。

主査を引き受けてくださいました横浜国立大学大学院教授 早野公敏博士には、ご多忙のなか研究全般にわたって終始懇切なるご指導を賜りました。また、横浜国立大学先端科学高等研究院上席特別教授 藤野陽三博士、同大学院教授 細田暁博士、同大学院准教授 菊本統博士、公益財団法人 鉄道総合技術研究所 軌道技術研究部軌道・路盤研究室長 桃谷尚嗣博士にはご多忙のなか快く審査を引き受けてくださり、本論文に対して様々な観点から貴重かつ適切なご指導、ご助言を賜りました。

東海旅客鉄道株式会社 取締役常務執行役員 総合技術本部長 大竹敏雄博士には、本論文を作成する機会を与えていただくとともに研究全般にわたってご指導を賜りました。また、東海旅客鉄道株式会社 総合技術本部技術開発部チームマネージャー 黒田裕介氏には平素から研究の進捗について気にかけていただき、温かい目で見守っていただきました。

東海旅客鉄道株式会社 総合技術本部技術開発部研究員 植松嵩之氏（現 新幹線鉄道事業本部施設部）には2016年度に実施した地盤および路盤の現場調査に関して、同主幹研究員 前田昌克氏には2017年度に実施した路盤の現場調査および保守多投入箇所対策工の本線試験施工に関して多大なるご協力をいただきました。横浜国立大学大学院都市イノベーション学府 辻本真氏（現 独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構）には軌道の動的応答解析の実施に関して、同 末原阜多氏（現 横浜市水道局）には模型試験の実施に関して多大なるご協力をいただきました。

東京工科大学名誉教授 吉村彰芳博士には車両／軌道の動的相互作用に関する数値シミュレーションについて長年にわたり懇切なご指導を賜りました。また、東海旅客鉄道株式会社 総合技術本部技術開発部主幹研究員 大木基裕博士には本研究に対して地盤工学的な観点から多くの助言をいただきました。

東海旅客鉄道株式会社 湘南保線所および双葉鉄道工業株式会社の関係者の方々には路盤調査に伴う道床掘削作業および保守多投入箇所対策工の試験施工に関して多大なるご協力をいただきました。ジェイアール東海コンサルタンツ株式会社および地質計測株式会社の関係者の方々には地盤および路盤の現場調査に関して多大なるご協力をいただきました。また、ジェイアール東海情報システム株式会社およびJIPテクノサイエンス株式会社の関係者の方々には軌道の動的応答解析をパソコン上で容易に実施可能とするためのプログラム改良に関して多大なるご協力をいただきました。

本論文は多くの方々のご指導、ご支援、ご協力によりまとめることができたものであり、改めて関係者の皆様に深く感謝申し上げますとともに、今後も鉄道技術の発展のために微力ではありますが尽力していく所存です。