

**振動ローラ加速度応答を利用した
締固め管理手法の実用化に関する研究**

平成 13 年 10 月

藤 山 哲 雄

振動ローラ加速度応答を利用した
締固め管理手法の実用化に関する研究

平成 13 年 10 月

藤 山 哲 雄

目次

第 I 編 振動ローラ加速度応答を利用した締固め評価手法

第 1 章 序論	1
1-1 概説	1
1-2 盛土締固め管理の現状とローラ加速度応答法の必要性	3
1-3 既往研究のまとめと残された課題	5
1-4 本論文の構成	11
第 2 章 振動ローラの振動挙動に関する基礎的考察	15
2-1 概説	15
2-2 数値計算による振動ローラの振動挙動解析の方法	15
2-3 振動輪の加速度波形が乱れる原因	20
2-4 高調波スペクトルが出現する理由	23
2-5 振動ローラ振動挙動の非線形力学的考察	25
2-5-1 振動ローラの振動挙動とカオス	25
2-5-2 カオスの判定法	28
2-5-3 振動ローラの非線形振動の特徴	30
2-6 まとめ	33
第 3 章 ローラ加速度応答法による締固め評価手法の提案	35
3-1 概説	35
3-2 振動ローラ加速度応答の定量指標の提案	36
3-2-1 既往のローラ加速度定量指標の比較検討	36
3-2-2 振動ローラ加速度定量指標「乱れ率」の提案	40
3-3 種々の土質条件に対する適用性の検討	42
3-3-1 実験概要	42
3-3-2 乾燥密度評価の適用性について	45
3-3-3 強度・地盤剛性評価の適用性について	50
3-4 ローラ加速度応答法の評価深さに関する検討	54
3-4-1 実験方法の概要	54
3-4-2 実験結果	57
3-4-3 締固め評価深さに関する検討	63

3-5	振動ローラ機械条件の影響を除去した地盤剛性評価手法の提案	71
3-5-1	乱れ率と地盤バネ係数の関係	72
3-5-2	機械条件を除去する試み	73
3-5-3	転圧試験による検証	78
3-6	まとめ	81
第4章	締固め施工管理システムの開発	85
4-1	概説	85
4-2	締固め施工管理システムの概要	85
4-3	締固め施工管理システムの適用事例	91
4-3-1	フィルダムにおける締固め施工管理システムの試用	91
4-3-2	FFT演算方法の違いが乱れ率に与える影響	93
4-3-3	位置測定システムの精度検証	95
4-4	まとめ	96
第Ⅱ編 振動ローラ加速度応答を利用した締固め評価手法の実際問題への適用		
第5章	リアルタイム剛性評価手法を利用した振動数可変ローラの提案	99
5-1	概説	99
5-2	数値計算による最適振動数の検討	100
5-2-1	振動ローラの締固め効果について	100
5-2-2	数値計算による最適振動数の検討	101
5-3	最適振動数選定手法の提案	104
5-3-1	最適振動数と振動ローラ～地盤系共振振動数の関係	104
5-3-2	模型起振機を用いた室内実験による検証	105
5-4	まとめ	108
第6章	フィルダムロック密度管理への適用と堤体設計の合理化	109
6-1	概説	109
6-2	フィルダムロックゾーンにおける多点管理の必要性	110
6-3	転圧試験による粗粒材料の密度評価精度の把握	112
6-3-1	転圧試験概要	112
6-3-2	転圧試験結果および考察	114
6-4	乱れ率～乾燥密度(間隙比)関係に及ぼす材料特性の影響	118
6-4-1	現場転圧試験の概要	118

6-4-2	転圧試験による材料特性の影響の把握	122
6-5	フィルダムロック盛立面の密度分布の把握と堤体設計の合理化の検討	129
6-5-1	実験概要	129
6-5-2	実施工面における堤体密度推定精度の検証	130
6-5-3	堤体の真の密度分布の評価	133
6-5-4	堤体の強度分布の推定	139
6-5-5	堤体の力学的安定性の余裕度評価	141
6-6	まとめ	146
第7章	道路路床における地盤剛性評価と施工管理への応用	148
7-1	概説	148
7-2	現場転圧試験による地盤剛性評価手法の適用性検証	149
7-2-1	現場転圧試験の概要	149
7-2-2	現場転圧試験結果	152
7-3	路床面剛性の不均一性評価と施工管理への応用	161
7-3-1	高速道路路床の地盤変形係数分布の評価	161
7-3-2	高速道路路床の供用年数の評価と施工管理への応用	164
7-4	まとめ	174
第8章	結論	177
謝辞	181

第1章

序論

1-1 概説

道路、鉄道の路床・路盤、河川堤防、フィルダムなど、盛土構造物を築造する際、盛土体の強度を増加させ、変形抵抗性を増し、透水性を低下するために、締固めが必ず行われる。この締固めを行う建設機械には表-1.1.1¹⁾に示す種々の機械が存在するが、振動ローラはその代表的な締固め機械の一つである。

振動ローラは、起振機を内蔵した鋼製車輪（以下、振動輪と呼ぶ）を振動させながら走行し、土粒子を適度に移動させて密な配列に移行させるための振動力と、振動輪の自重によって効率的に土の締固めを行う特徴を持つ。したがって、静的に締固めを行うタイヤローラなどに比べ、重量の割に大きな締固め効果が発揮できると言われており²⁾、また表-1.1.1 からわかるように適用土質も比較的広いことから、大規模土構造物を中心に現在最も多用されている締固め機械といっても過言ではない。

この振動ローラの振動輪部の加速度を計測すると、締固めの進行にともなって変化していく現象が認められる。したがって、地盤の締固め度合いと振動ローラの加速度応答の関係をあらかじめ把握しておけば、振動ローラの振動加速度を計測することにより、転圧を行いながらリアルタイムに、かつ施工面全体に対して締固めの達成度を判定することが可能となる。この現象を利用した合理的な締固め管理手法（以下、本論文ではこれをローラ加速度応答法と称する）を確立することが、本研究の目的である。

表-1.1.1 盛土締固めに用いられる施工機械と適用土質（文献1）より引用）

盛土の構成部分	締固め機械	ローラ	タイヤローラ	振動ローラ	自走式タンピングローラ	被けん引式タンピングローラ	ブントローザ		振動コンバクター	タバ	備考	
							普通形	湿地形				
盛土	岩地などで掘削締固めによっても容易に細粒化しない岩			◎					★	★	硬岩	
	風化した岩、土丹などで部分的に細粒化してよく締固まる岩など	○	◎	◎	○				★	★	軟岩	
	単粒度の砂、低粒度の欠けた切込み砂利、砂丘の砂など			○					★	★	砂 砂まじり砂	
	細粒分を適度に含んだ粒度のよい締固め容易な土、まさ、山砂利など	◎	◎	◎					★	★	砂、砂質土 砂まじり砂質土	
	細粒分は多いが鋭敏性の低い土、低含水比の関東ローム、くさきやすい土丹など	○	○	◎	◎					★		粘性土 砂まじり粘性土
	含水比調節が困難でトラフィックビリティが容易に得られない土、シルト質の土など							●				水分を過剰に含んだ砂質土
	関東ロームなど、高含水比で鋭敏性の高い土							●	●			鋭敏な粘性土
路床	粒度分布のよいもの	○	◎	◎					★	★	粒調材料	
	単粒度の砂および粒度のわるい砂まじり砂、切込み砂利など	○	○	◎					★	★	砂、砂まじり砂	
夷込め		○	◎						★	★	ドロップハンマーを使うこともある	
のり面	砂質土			◎					◎	★		
	粘性土			○			○		○	★		
	鋭敏な粘土、粘性土						●			★		

- ◎：有効なもの。
- ：使用できるもの。
- ：トラフィックビリティの関係ではほかの機械が使用できないのでやむを得ず使用するもの。
- ★：施工現場の規模の関係で、ほかの機械が使用できない場所でのみ使用するもの。

1-2 盛土締固め管理の現状とローラ加速度応答法の必要性

盛土の締固め管理方法は、フィルダム・道路・鉄道・空港・河川堤防・宅地造成などの各構造物ごとの社会的重要度や必要とされる機能などに応じて異なるが、基本的には転圧面の密度と含水比を測定してD値(=乾燥密度/最大乾燥密度 ρ_{dmax})や飽和度Sr, 空気間隙率Vaなどを評価し、これらのある値以上または以下に管理することによって盛土の品質確保を図ることが一般的である。本来は盛土の工学的性質(強度・変形抵抗性・透水性など)を現場で直接評価し、盛土が所要する値に対し満足しているかどうかを判定しつつ管理を行うことが理想であるが、これらを求める現場試験は多大な手間と時間を要し現実的ではないため、比較的容易に、間接的ながら工学的性質の改善度合いを評価できる密度が代替指標として利用されていると解釈される。重要度が高い一部の構造物に限り、例えばフィルダムコア部では現場透水試験によって遮水性を、鉄道盛土や道路・空港路床部では地盤剛性 K_{30} やたわみ量などによって変形抵抗性を、それぞれ直接規定する管理が行われている。

現場において湿潤密度を測定する方法としては砂置換法・水置換法・RI法など、含水比測定は炉乾燥法やRI法、また地盤剛性の測定には平板載荷試験や現場CBR試験などが用いられる。しかしながら、これらの測定結果が出てくるまでには一般に1日~数日を要してしまうため、現実の施工スピードの中では転圧不足と判定が下された時点では既にある程度盛立が進捗していることが多く、締固め不足部に対して何らかの後処置を行おうとすると多大な手戻りになってしまう。また、現場管理試験は施工面内の離散データしかとれないため、施工面全体の締固め程度を合理的に判定することは難しい。RI計器の導入によって湿潤密度・含水比測定時間が大幅に短縮されたおかげで、測点数を増やすことも可能になったが、やはりきめの細かい面的な評価は不可能である。結局、以上のような後処置の困難さや、施工面内における品質のバラツキの存在を考慮すると、管理基準値は設計上の所要値に対してある程度余裕を持った不経済な設定にならざるを得なくなってしまうのが現実である。

さらに、事後測定と離散測定という問題のみならず、現行の盛土の管理方法として最も一般的な密度測定による締固め度D値, 空気間隙率Va規定では、「せん断強度何 kN/m^2 」「変形係数何 MN/m^2 」といった土の力学的定数を評価できないという問題がある。密度は測定が容易であり、締固めの進行を直感的に理解できるが、この場合土の密度と工学的指標の関係を室内試験などで別途把握しておくことが前提である。しかし、密度~強度・変形係数・透水係数などの関係は土の種類や含水比によってそれぞれ大きく異なるため、同一の現場内ですら多種多様な材料が発生する我が国の盛土施工においては、日常管理のためにこれらの関係を全て求めておくことは事実上不可能に近い。したがって、フィルダ

ム等の一部の重要構造物を除き、一般の盛土施工では例えば $D \geq 92\%$ 、 $V_a \leq 13\%$ などの規制を設け、「その土が最も締固まる状態」「水浸後の強度低下が最小となることを保証し得る状態」になるべく近づける努力はするが、その結果強度や変形係数が盛土の要求値を満足しているかどうかの確認は特に求めないのが普通である。よって、施工中の盛土の強度や変形抵抗性が設計値に対して適度な余裕を有しているのか、クリティカルなのか、あるいは各種の外的荷重の作用（地震荷重、交通荷重、建築物の上載など）に対して築後の盛土がどのような挙動をするのか、これらを把握・予測することは極めて困難なのが現状である。

以上、現行の締固め管理が抱える問題は決して少なくない。大型で高性能な締固め機械の登場によって土工の効率化は進んだが、こと締固め管理については Proctor^{3)~6)}が今日の源流を形作った後、多くの研究者^{例えば 7),8),9)}により上述の問題点が指摘されつつも、特に大きな変化もなく今日に至っている感がある。しかし近年、建設事情を取り巻く環境の変化は一層厳しさを増しつつあり、土構造物の高品位化、作業の自動化・省力化、不良材の活用といった課題への取り組みがますます強く求められている。さらに、近い将来導入が検討されている性能設計体系への移行、それに伴う施工者に対する責任施工体制の導入は、従来の締固め管理方法に新たな変革を求めることは必至であろう。例えば、「道路路面の沈下を供用開始 10 年の間、何 cm 以内に収める」との規定がなされた場合、それを保証するためには従来の離散測定では心許なく、施工面全域にわたるきめ細やかな締固めの過不足の把握が必要であるし、また問題発生後の処理が事実上許されない以上、施工中にリアルタイムに工学的性能（強度や変形抵抗性など）を判定しながら、その場で所要の品質を造り込まなくてはならない。この具現化には旧態依然の締固め管理方法で対応できないことはもはや明白であり、合理的な新しい管理手法の出現が不可欠である。

ここに、本研究で取り上げる振動ローラの加速度応答を利用した締固め管理手法（ローラ加速度応答法）は、

- ・地盤の締固め度合いを面的かつリアルタイムに判定しながら、転圧の過不足を施工時に制御して一定品質の転圧面を造成できる。すなわち、従来の「品質の確認」ではない、本来の「品質の管理」が可能となる
- ・転圧面の力学的性質（地盤剛性）を判定できる（第3章参照）
- ・盛土内の3次元的な品質情報を大量に取得することが可能であり、完成後の盛土の安定性照査や詳細な挙動予測などに有効な情報を与える

などの大きな特徴を有しており、性能設計・責任施工体系への移行を控え、今まさにその実用化が強く待たれる手法であると言えよう。

1-3 既往研究のまとめと残された課題

振動ローラの振動挙動が締固めの進行にともない変化してくる現象は、現在の振動ローラの原型が開発された当初から知られていた様である。そして、この現象を締固め施工管理に適用しようとする研究は1970年代にドイツやスウェーデンを中心に進められ、1970年代後半には早くも締固め管理装置が開発されている¹⁰⁾。

当時の研究から、振動ローラの振動挙動の変化は、振動輪（ロール）の鉛直方向振動加速度の変化を計測することにより捉えられていた。加速度の計測は比較的容易であり、かつ図-1.3.1に示すように、振動輪の加速度が転圧の進行によって比較的明瞭にその応答が変化することが認められるためであろうと思われる。

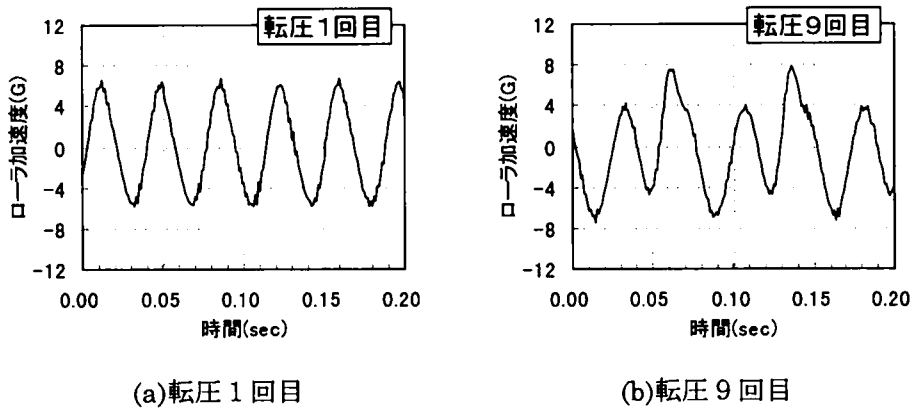


図-1.3.1 転圧にともなう振動輪鉛直加速度の変化例（11t級振動ローラ）

以来、この手法に関する研究は、地盤の締固め指標（密度、地盤剛性など）と振動ローラの加速度応答の関係を求めることに力が注がれてきた。

まず、図-1.3.1のような締固めの進行にともなう振動輪加速度の変化を、いかに定量的に表すかが問題となる。Flossら¹¹⁾の先駆的研究では、加速度の周波数解析を利用することに着目した。振動輪加速度を周波数解析すると、地盤が締固まるにともない図-1.3.2のように振動ローラの振動数に対し、高調波成分がスペクトルとして卓越してくる。彼らは1次の高調波を地盤と振動輪の相互作用により発生する振動数成分、2次以上の高調波成分を振動ローラのベアリング等に起因する各種ノイズと考え、基本振動数のスペクトル A_0 と1次高調波スペクトル A_1 との比をとることにより、転圧にともなう振動ローラの加速度変化を表す指標としている（実際にはこれを30秒間積分したものをCompaction Meter Value (CMV)と称している）。幾つかの現場実験により、CMVと乾燥密度、CBR、平板

載荷試験による地盤反力係数に正の相関が見られることを確認し、CMV をアナログで連続的に取り出す管理装置を製作した。この管理装置は、表示パネル等のインターフェース部以外、開発当初からそれほど大きな変更が加わることなく現在も CDS (Compaction Documentation System) の名で市販されており、北欧地域では従来管理手法の補完手段として既に仕様書に明記されている^{12),13)}。

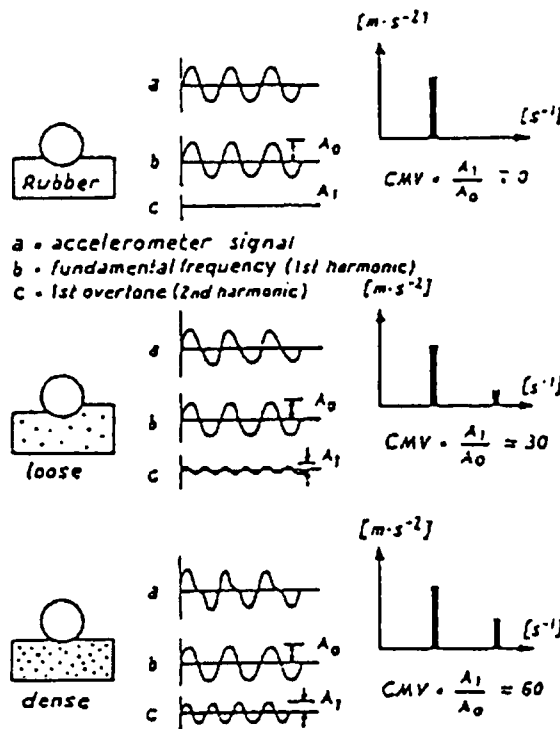
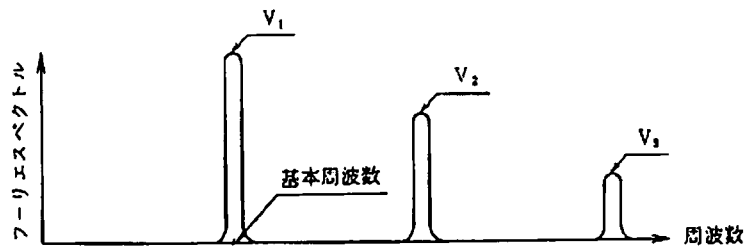


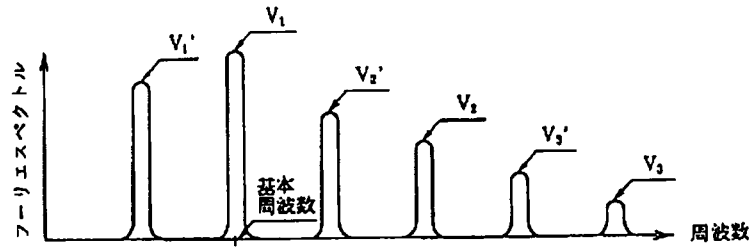
図-1.3.2 Floss らによる加速度波形の定量化 (文献 11) より引用)

我が国では、嶋津ら¹⁴⁾、および畠・建山の研究¹⁵⁾が Floss らに続く。嶋津らもやはり加速度の周波数解析結果をその定量化に用いたが、地盤がより締固まってくると、図-1.3.3 に示すように高調波スペクトルの他に 1/2 分数調波スペクトル (図中の V_1', V_2', \dots) が出現することに着目し、図中に示す「ひずみ率」を定義している。

嶋津らは室内大型土槽を用いた砂質土の転圧試験により、ひずみ率と乾燥密度、地盤剛性が良好な相関を持つことを示すと同時に (図-1.3.4)、地盤をフォークモデルに置き換えた 2 質点系線形振動モデルにより振動ローラ～地盤系をモデル化し (図-1.3.5)、地盤のバネ係数の大きさを変えることによって、転圧にともなう振動輪加速度の変化を数値計算でシミュレートできることを示している。



(a) 振動輪が地表面から跳ね上がらない場合



(b) 振動輪が地表面から跳ね上がる場合

$$\text{ひずみ率 (\%)} = \frac{\sqrt{\sum_{n=2}^{\infty} V_n^2 + \sum_{n=2}^{\infty} V_n'^2}}{\sqrt{V_1^2 + V_1'^2}} \times 100$$

図-1.3.3 嶋津らによる加速度波形の定量化 (文献 14) より引用)

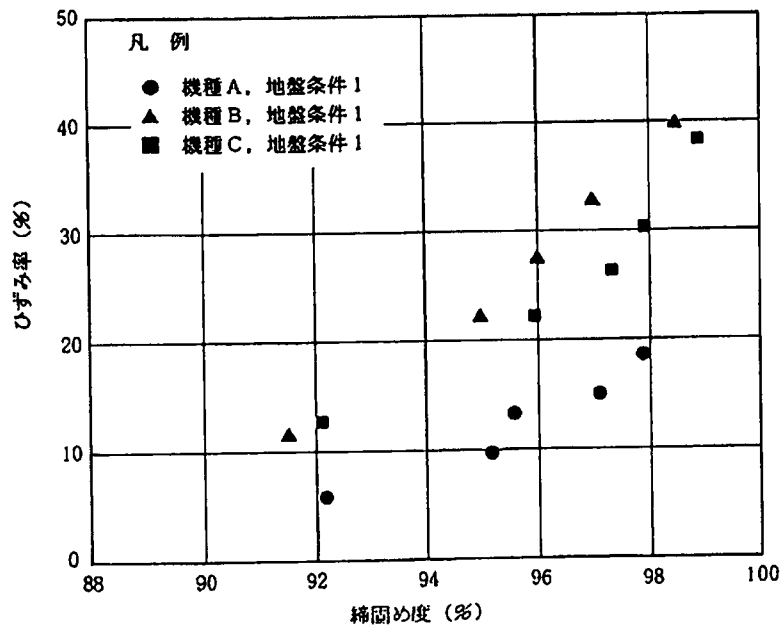
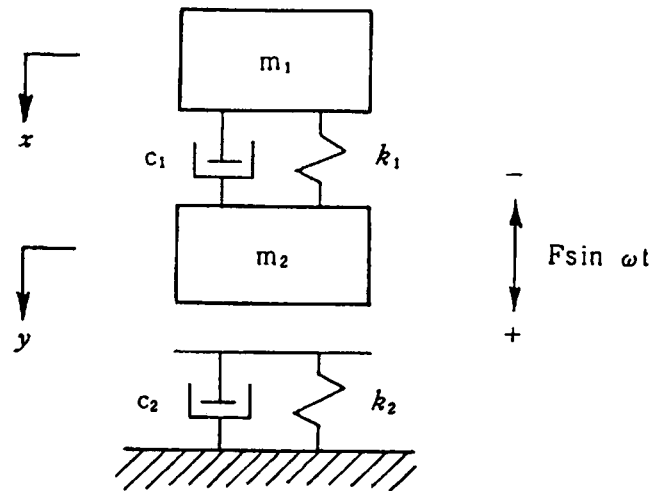


図-1.3.4 ひずみ率～締固め度の関係 (文献 14) より引用)



$$\begin{aligned}
 m_1 \ddot{x} + k_1(x-y) + c_1(\dot{x}-\dot{y}) &= m_1 g \\
 m_2 \ddot{y} + k_2 y + c_2 \dot{y} - k_1(x-y) - c_1(\dot{x}-\dot{y}) &= m_2 g + F \sin(\omega t)
 \end{aligned} \tag{1-1}$$

ただし、 $k_2 y + c_2 \dot{y} < 0$ のとき、 $k_2 = c_2 = 0$

図-1.3.5 振動ローラ～地盤系モデル（文献 14）より引用）

一方、畠・建山¹⁵⁾は、転圧にともない振動ローラ加速度の最大振幅が増大することに着眼している。阿部ら¹⁶⁾も岩砕盛土に対する転圧試験により、加速度振幅と密度、地盤剛性に正の相関があることを示しているが、その後加速度振幅を指標として用いた研究は見あたらない。

以後、振動ローラ加速度応答の定量化には Floss や嶋津らの加速度スペクトルを用いる方法が主流となった。藤井は、ロックフィル材の転圧試験結果から転圧傾向を最も良く表す定義式を試行錯誤的に求め、1/2 分数調波スペクトルを考慮しない Floss らの CMV では、転圧傾向を適切に表さない場合があることを指摘している¹⁷⁾。この他、CDS を道路路盤・路床に試用した例^{18),19)}、振動ローラではないが牽引式の大型タンパーに適用した例²⁰⁾、計測専用の起振機として管理システムを開発した報告²¹⁾、土質材料以外にも RCD 材料の締固め管理に適用を試みた例²²⁾、などがこれまでに報告されている。いずれの研究も、加速度のスペクトル解析を利用した CMV やひずみ率のような指標が転圧回数に応じて増加すること、あるいは地盤の締固め指標（密度、地盤剛性、CBR 等）との間に正の相関を見いだすことによって、締固め施工管理に適用できる可能性を示している。さらに最近では、工法規定による締固め管理の合理化を念頭においた GPS を用いた振動ローラの軌跡管理に、振動ローラ加速度応答による品質管理を併用する試み^{23),24)}も行われている。

加速度の定量化にスペクトル解析を用いない手法も提案されている。先述の振動ローラ～地盤系2質点系振動モデル(図-1.3.5)の運動方程式(1-1)を整理すると、下式(1-2)が成立する(地盤のモデル化はフォークトモデル以外にも考えられるため、地盤反力 $k_2y + c_2\dot{y}$ は $R(t)$ と書いた)。

$$R(t) = m_2(g - \ddot{y}) + m_1(g - \ddot{x}) + F \sin(\omega t) \quad (1-2)$$

したがって、振動輪加速度 \ddot{y} 、フレーム加速度 \ddot{x} 、振動力 $F \sin(\omega t)$ を計測すれば地盤反力 $R(t)$ を求めることができ、これを加速度の2回積分で得られる変位で除せば見かけ上の地盤反力係数を求めることができる。Krober²⁵⁾はこの考えに基づいた計測システムを開発している。加速度スペクトルを利用したCMVやひずみ率などの指標に比べ、地盤反力係数という物理的意味がある指標を判定する点が評価できるが、振動力 $F \sin(\omega t)$ を正確に計測する工夫²⁶⁾が必要である。

以上述べてきたように、Flossらの研究から20年以上経ち、この間多くの機関で締固め施工管理に適用できる可能性が示され、一部では既に実機に搭載した管理装置も開発されている。にもかかわらず、未だ本格的な実用化に至らないのは何故なのだろうか。

大きな理由としては、次のようなことが考えられる。

(1) 土質条件に応じた適用性が不明確なこと

上述したこれまでの研究では、振動ローラ加速度応答の変化を何らかの形で定量化し、これと地盤の締固め指標(密度、地盤剛性など)がある程度の相関を持つことを示すことによって、「施工管理に適用できる可能性がある」と述べたものが多い。しかしながら、これらはいずれもある限られた材料条件の範囲内で得られた結果であり、土の種類や含水比が変動した場合、振動ローラ加速度応答～締固め指標の関係がどのような影響を受けるかについてはこれまで全く明らかにされていない。すなわち、転圧試験等であらかじめ振動ローラ加速度応答と密度あるいは地盤剛性などとの相関を得たとしても、材料特性が頻繁に変化する実施工においてもこれが常に有効なのか、あるいは両者の関係を把握するためのキャリブレーション試験は具体的にどの程度の頻度で実施すべきなのか、これら実務上明確にしておくべき事項に対して、根拠を持った説明ができないのが現状である。一般に、盛土は現地発生土を利用することが原則であり、特に大規模土工事では同じ盛土内にて多種多様な材料が使用される。したがって、材料特性が変化した場合の適用性が明らかにならない限り、特に地質変化に富む我が国では、実務への展開が難しいものと考えられる。

(2) 振動ローラ加速度応答が機械条件によっても変化すること

一般に、振動ローラの加速度応答は、先の図-1.3.4 に示したように同じ硬さの地盤上でも使用する機種によって異なることが認められる¹⁴⁾。よって、例えば施工に用いる機種の変更が必要になった場合、振動ローラ加速度応答～地盤条件の関係を把握するための転圧試験を多大な手間と費用をかけて改めて実施しなくてはならない。また、経済上・施工上の理由で転圧試験を実施することができない通常の一般土工事では、本手法を適用するにはあらかじめ振動ローラ加速度応答～地盤条件関係が用意された機種に限定されることになるが、現在我が国に存在する振動ローラは 10 メーカー以上、合わせて 200 機種以上にのぼり²⁷⁾、その諸元も 4t 級の小型ローラから 18t 級の大型振動ローラまで非常にバラエティに富んだ機種が各現場の条件に応じて使用されているから、振動ローラ加速度応答～地盤条件関係が把握済みの機種に使用を限定することは、施工上の大きな制約となる。このように、任意の機種に直ちに適用できない汎用性の欠如が、本手法が実務へ展開しにくい理由の一つとなっていると考えられる。

(3) 施工管理手法としての適用精度が明瞭でないこと

本手法を実務に展開するには、管理手法としての適用精度を定量的に明らかにしなくてはならない。しかし、本手法を適用した結果推定される盛土の密度や変形係数が、既往測定手法に比べどの程度の精度を有するののかといった議論はこれまでなされていない。この問題には、上述の土質条件および振動ローラ機械条件の影響が不明確なままであることも関係していよう。すなわち、例えば振動ローラ加速度応答と地盤の密度の関係を原位置で求めてみても、両者の関係は必ずある程度のバラツキを持ち、場合によっては何の相関も示さないこともある。このバラツキをもたらす要因としては、地盤本来のもつ材料特性の不均一性、機械条件の影響、測定系統の誤差などが様々な要因が考えられるが、それぞれが振動ローラ加速度応答に及ぼす影響が明らかでないため、推定された地盤評価値のバラツキの大きさや再現性について、現状では定量的な解釈を与えることができない。したがって、面的かつリアルタイム判定という優れた特徴を有しながら、砂置換法や RI 法などの既往測定手法に信頼性の上で遠く及ぶものではないと解釈され、実務への展開が進まないものと考えられる。

このように、ローラ加速度応答法を実務に展開するために、明らかにしなくてはならない課題は大きい。しかしながら、先述したように、面的かつリアルタイム判定という優れた特徴を持つローラ加速度応答法の実用化は、時代の要請であるといっても過言ではない。本研究は、ローラ加速度応答法の実務への展開に際して残された課題点を明らかにし、実用化への足がかりにすることを目標としている。

1-4 本論文の構成

以上のような現状を鑑み、本論文では「ローラ加速度応答法の実務への展開」を目的として、次のような内容で構成している。

本論文は大きく2編に分け、前半の第Ⅰ編（2章～4章）では主にローラ加速度応答法の原理や適用性について考察を行い、また後半の第Ⅱ編（5章～7章）ではその実際問題への適用事例について述べている。

まず第2章では、ローラ加速度応答法の原理を明らかにするために、今まで明確な説明が行われてこなかった締固めの進行にともない加速度波形が変化する理由、スペクトル解析において高調波・1/2 分数調スペクトルが発生する理由やその特徴等について詳細に考察し、ローラ加速度応答法を利用した締固め管理手法に理論的な背景を与える。

第3章では、第2章で考察した振動ローラ振動挙動の特性を踏まえつつ、合理的な振動ローラ加速度の定量指標を定めるとともに、ローラ加速度応答法の実用化に際してこれまで残されていた課題点の解決を試みる。すなわち本章では、土質条件が変化した場合の適用性の明確化、ローラ加速度応答法によって評価される地盤深さの定量的な把握、さらに振動ローラ機械条件の影響を除去して任意の振動ローラに適用可能な地盤剛性評価手法の提案を行っており、実務に展開し得る手法としてのローラ加速度応答法を提示している。

第4章では、実施工で用いる締固め管理システムの開発について紹介し、システムの概要や実務に適用する際の管理装置として具備すべき条件等について述べる。

以降の第Ⅱ編では、実際問題に対してローラ加速度応答法を適用した場合の締固め施工管理の合理化の可能性について示している。

第5章では、第3章で提案する任意の機械条件にも適用し得る地盤剛性評価手法と組み合わせ、締固めに最適な振動数の選定手法を提案する。すなわち、地盤への載荷力を最大にする振動ローラの振動数が地盤剛性に依りて求まることを見いだし、この特性を利用し締固めによる地盤剛性の増大に依りてリアルタイムに最適な振動数に自動調節する振動ローラを考え方を提案している。

第6章では、本手法をフィルダムロック材の締固め管理に適用した場合の施工管理の合理化について考察している。従来、大粒径のロック材は原位置での締固め密度測定が困難であるため、堤体積に比して品質管理データが非常に少なく、実際には堤体品質を合理的に把握できていないのが現状である。これに対し、多量データを取得可能なローラ加速度応答法を適用することによって、これまで不明であった実堤体のマスとしての品質、ひいては現行堤体が有する力学的安定性の設計からの余裕度を定量的に明らかにすることができる。すなわち、ローラ加速度応答法の適用が現場品質管理試験の省力化にとどまらず、堤体設計の合理化にまで寄与できる可能性を示している。

第7章では、本手法を道路路床の施工管理に適用した場合の有用性について考察する。道路路床では地盤の変形抵抗性を所定の値以上に確保し、かつ施工面内において一定剛性を確保することが要求される。そこで、第3章で提案する地盤剛性評価手法の路床に対する適用性を確認した後、仕上がり後の路床の面的な加速度計測から実際の路床が有する地盤剛性の不均一性を明らかにし、将来の性能設計・施工者責任体制への移行に向け、リアルタイムかつ面的判定の特徴を有する本手法が有効な施工管理手法となり得ることを示す。

第8章では、以上の結論をまとめ、今後の課題を示す。

《参考文献》

- 1) 土質工学会：土の締固めと管理，pp.106～109，1991.
- 2) 建設機械化研究所：創立30周年記念論文集，pp.45～48，1994.
- 3) Proctor, R.R. : Fundamental Principles of Soil Compaction, Engineering News-Record, vol.111, pp.245～248, 1933.
- 4) Proctor, R.R. : Description of Field and Laboratory Methods, Engineering News-Record, vol.111, pp.286～289, 1933.
- 5) Proctor, R.R. : Field and Laboratory Verification of Soil Suitability, Engineering News-Record, vol.111, pp.348～351, 1933.
- 6) Proctor, R.R. : New Principles Applied to Actual Dam-Building, Engineering News-Record, vol.111, pp.372～376, 1933.
- 7) 久野悟郎：締固め施工管理雑感，土と基礎No.340，pp.1～2，1986.
- 8) 太田秀樹，西田義親，国安逸朗，金子義信：土の締固め－管理基準と品質検査－，土と基礎No.340，pp.43～48，1986.
- 9) 前出1)，pp.127～148，1991.
- 10) Thurner,H.,Sandstrom,A. : A New Device For Instant Compaction Control, Proceedings International Conference on Compaction, vol.2, pp.611～614, 1980.
- 11) Floss,R.,Gruber.N,Obermayer,J. : A Dynamical Test Method For Continuous Compaction Control, Proceedings of the 8th European Conference on Soil and Foundation Engineering, vol.1, pp.25～30, 1983.
- 12) Swedish National Road Administration : General Technical Construction Specifications For Roads, Chapter 4(Prepared Subgrade Construction), 1994.
- 13) Research Society for Road and Traffic : Technical Testing Instructions for Soil and Rock in Road Construction , TP BF-StB Part E2(Surface Covering Dynamic Compaction Test), 1994.
- 14) 嶋津晃臣，見波 潔，中田公基，嶋田 功，足立賢一：振動ローラによる盛土の締固めに関する調査，土木研究所資料第2184号，pp.37～76，1985.
- 15) 畠昭治郎，建山和由：振動ローラの振動加速度振幅による締固めの判定，テラメカニクス研究会第3回研究会講演，pp.64～68，1983.
- 16) 阿部 裕，鬼木剛一，北本幸義：盛土の振動締固め管理手法に関する研究（その1），鹿島建設技術研究所年報第35号，pp.179～184，1987.
- 17) 藤井弘章，畔津知朗：加速度による粗粒材の締固め効果の判定 一種々の締固め管理方法の比較（4）－，第43回土木学会年次学術講演会講演概要集，pp.552～553，1988.
- 18) 中村孝雄，南条 章，松本夷喜二：路床・路盤の締固め管理の一手法について，第18

- 回日本道路会議論文集, pp.552~553, 1989.
- 19) 後町知宏, 松本夷喜二: 振動ローラの締固め管理方法, 建設の機械化12月号, pp.51~54, 1989.
 - 20) 加藤俊昭, 中島 聡, 橋本隆治: 大型タンパーの加速度波形に関する一考察, 第26回土質工学会年次学術講演会概要集, pp.1847~1850, 1991.
 - 21) 野々目 洋, 橋本 司, 樋口 忠, 渡辺稔明: 振動加速度を用いた土の締固め管理システム, 第47回土木学会年次学術講演会概要集, pp.332~333, 1992.
 - 22) 森川 勝, 畠 昭治郎, 建山和由: RCD施工における振動ローラーの振動挙動を利用した施工管理に関する研究, 土木学会関西支部年次学術講演会概要集第Ⅲ部門, pp.34~35, 1989.
 - 23) 古屋 弘, 藤原宗一: 加速度センサーとGPSを組み合わせた締固め管理システムの開発, 土と基礎No.507, pp.21~24, 2000.
 - 24) 里深一浩, 荒川一成, 松岡祐史, 中島 聡, 大西崇士: リアルタイム締固め管理手法の試験運用, 土と基礎No.510, pp.5~8, 2000.
 - 25) Krober, W.: Untersuchung der dynamischen Vorgänge bei Vibrationsverdichtung von Boden, 1988.
 - 26) Uchiyama, K., S.K. Upadhyaya: Nonlinear Dynamics Analysis of Vibratory Roller-soil Interaction, Proceedings 4th Asia-Pacific Regional Conference of ISTVS, pp.165~172, 1995.
 - 27) 日本建設機械化協会: 日本建設機械要覧, pp.1011~1082, 1995.

第2章

振動ローラの振動挙動に関する 基礎的考察

2-1 概説

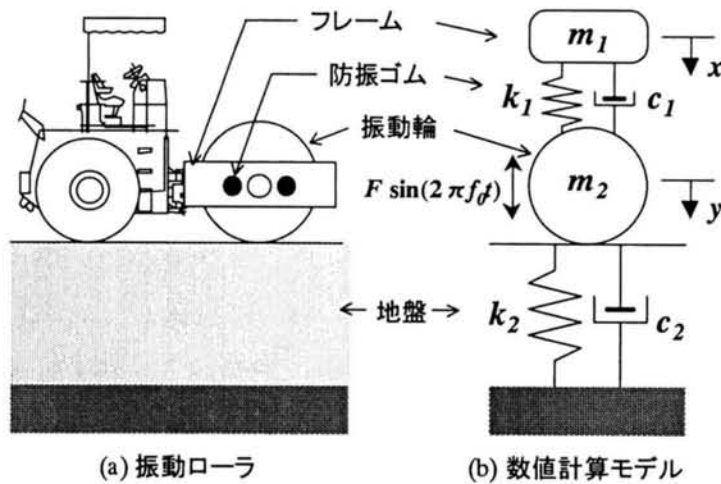
前章で述べたように、地盤の締固めにともない振動ローラの加速度応答が変化する現象は振動ローラが開発された当初から着目されていた。その後、加速度の定量化に周波数分析における高調波スペクトルや1/2分数調波スペクトルを利用したCMV¹⁾やひずみ率²⁾が提案され、実際にそれらの指標が地盤の締固めの進行と対応することが報告されている。

しかし、振動ローラの加速度波形が締固めの進行にともなって変化する理由、波形中に混入してくる特異な加速度成分の物理的な意味、あるいは周波数分析の結果高調波スペクトル等が出現する理由については、これまで明確な説明がなされておらず、本手法の理論的な根拠は必ずしも十分に明らかにされていない。本章では、数値計算を用いて締固めの進行にともなう振動ローラの振動挙動について詳細に考察し、本手法に理論的な背景を与える³⁾。

2-2 数値計算による振動ローラの振動挙動解析の方法

本章を含め、本論文全般において使用する数値計算の方法をここで説明しておく。数値計算では振動ローラの鉛直振動のみを取り上げ、従来から振動ローラ～地盤系モデルとしてよく用いられている図-2.2.1に示す古典的な2質点系振動モデルを用いて振動ローラの挙動を検討する。 m_1 はフレーム質量、 m_2 は振動輪質量を表し、両者はオペレータへの振動伝達を遮断する防振ゴムによって連結される構造になっている。地盤をフォークトモデルで置き換える方法は地盤が振幅の微小な動的な変形を生ずる現象を議論する場合に有効で、

数学的扱いが非常に簡便でありながら実現象を比較的よく記述する実用的なモデルとして、地盤上で振動する基礎の問題を扱う問題などに古くから用いられている⁴⁾。このモデルは半無限弾性体理論に立脚しており、厳密には地盤および防振ゴムのバネ係数、粘性減衰係数は振動数 f_0 の関数になるが、あまり高くない振動数の範囲（振動ローラはせいぜい60(Hz)程度まで）では振動数によらず一定として差し支えない^{4)~6)}。



$$\begin{aligned}
 m_1 \ddot{x} + k_1(x-y) + c_1(\dot{x}-\dot{y}) &= m_1 g \\
 m_2 \ddot{y} + k_2 y + c_2 \dot{y} - k_1(x-y) - c_1(\dot{x}-\dot{y}) &= m_2 g + F \sin(2\pi f_0 t)
 \end{aligned}
 \tag{2-1}$$

ただし、 $k_2 y + c_2 \dot{y} < 0$ のとき、 $k_2 = c_2 = 0$

図-2.2.1 振動ローラ～地盤系振動ローラモデル

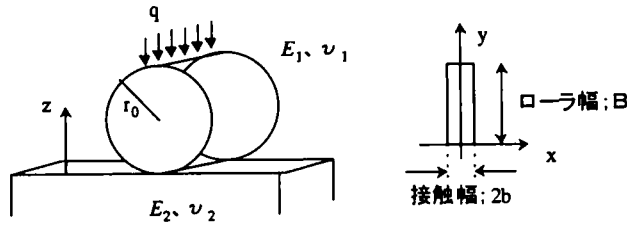
フレーム～ローラ～地盤からなる振動系の運動方程式は式(2-1)で与えられ、これを比較的精度の良い常微分方程式の数値解法といわれる4次のRunge-Kutta法⁷⁾を用いて解くことにより、時間ステップ $\Delta t = 0.001(\text{sec})$ で時間経過にともなうローラの変位、加速度を計算する。ただし、地盤は引っ張りの力を発揮できないと考え、地盤反力 $k_2 y + c_2 \dot{y}$ が負値をとるときには計算中に $k_2 = c_2 = 0$ を与えることによって、ローラが地表面より跳ね上がりながら振動する現象もシミュレートする。また、地盤の付加質量については不明な点が多いため、ここでは考慮しなかった。

地盤バネ係数 k_2 は、既往の室内三軸圧縮試験等で得られている土の変形係数の値（粘性土 $E \cong 10(\text{MN}/\text{m}^2)$ から路床・路盤材 $E \cong 200(\text{MN}/\text{m}^2)$ ）を参考に、軟らかい地盤から良く締固まった硬い地盤までを表現できるよう設定した。ここで地盤変形係数 E から地盤バネ

係数 k_2 への変換については、半無限弾性体地盤上に剛体円柱を載荷するときの弾性理論解（ヘルツの公式）⁸⁾を図-2.2.2に示すように整理し⁹⁾、下式(2-2)を用いて行っている（ポアソン比 ν は0.33と仮定した）。

$$k_2 = \frac{B \cdot \pi}{2(1-\nu^2)} E \quad B ; \text{ローラ幅}(m) \quad (2-2)$$

この地盤バネ係数 k_2 の大きさが、締固め度合いを表す指標となる。また地盤粘性減衰係数 c_2 は振動力の幾何逸散減衰を表現し、減衰比 D_2 を用いて $c_2 = 2D_2\sqrt{m_2k_2}$ で示されるが、地盤上で振動する機械基礎の問題等を参考に⁵⁾、地盤と振動輪の概略の密度比、ならびに振動輪のおおよその載荷面積を考慮の上、減衰比 D_2 を0.4と設定した。また振動ローラの機械諸元については、メーカーのカタログ値等を参照している。ただし、防振ゴムの粘性減衰係数 c_1 については、フレームの振動が安定する範囲でなるべく小さくなるよう減衰比 D_1 を0.1に設定し与えた。



弾性理論解
(ヘルツの公式) $b^2 = \frac{4}{\pi} r_0 \left(\frac{1-\nu_1^2}{E_1} + \frac{1-\nu_2^2}{E_2} \right) q \quad \dots(1)$

振動輪沈下量を δ とすると、幾何的關係より

$$b^2 = 2r_0\delta - \delta^2 \quad \dots(2)$$

(1)(2)式より、 $2r_0\delta - \delta^2 = \frac{4}{\pi} r_0 \left(\frac{1-\nu_2^2}{E_2} \right) q$ ただし、 $E_1 \rightarrow \infty$ とおいた

$q = P/B$ とおくと、 $P = \frac{B\pi E_2}{4r_0} \frac{2r_0\delta - \delta^2}{1-\nu_2^2}$

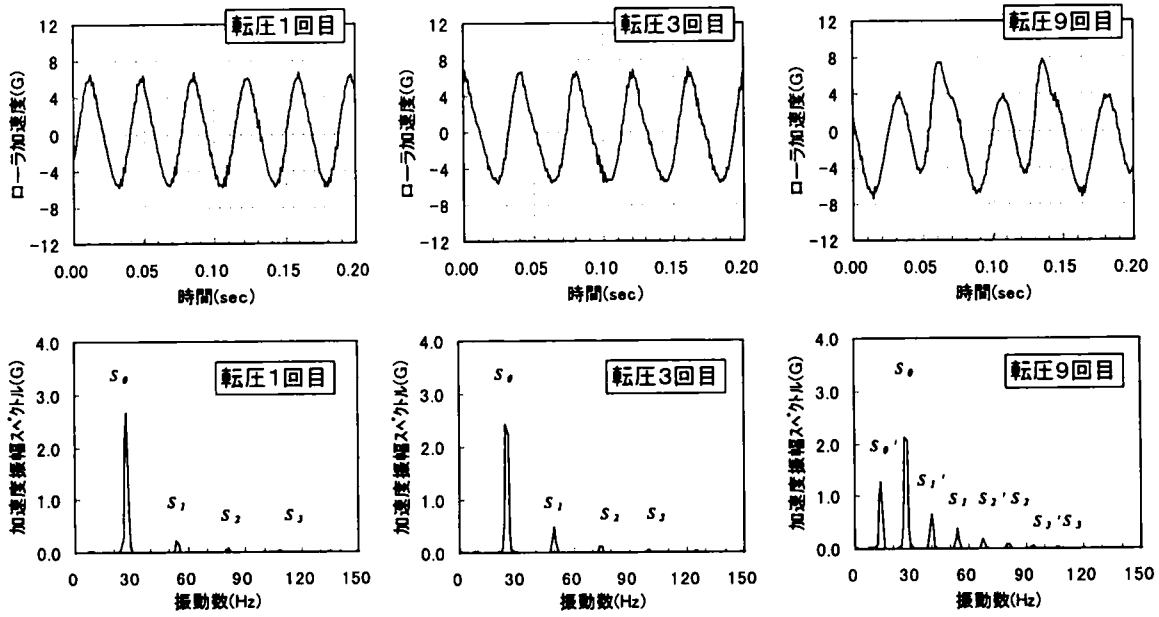
$\delta^2 \ll 0$ として無視すると、地盤バネ係数は $k_2 = \frac{P}{\delta} = \frac{B\pi E_2}{2(1-\nu_2^2)}$ で表される

図-2.2.2 変形係数 E ～地盤バネ係数 k_2 変換式の導出

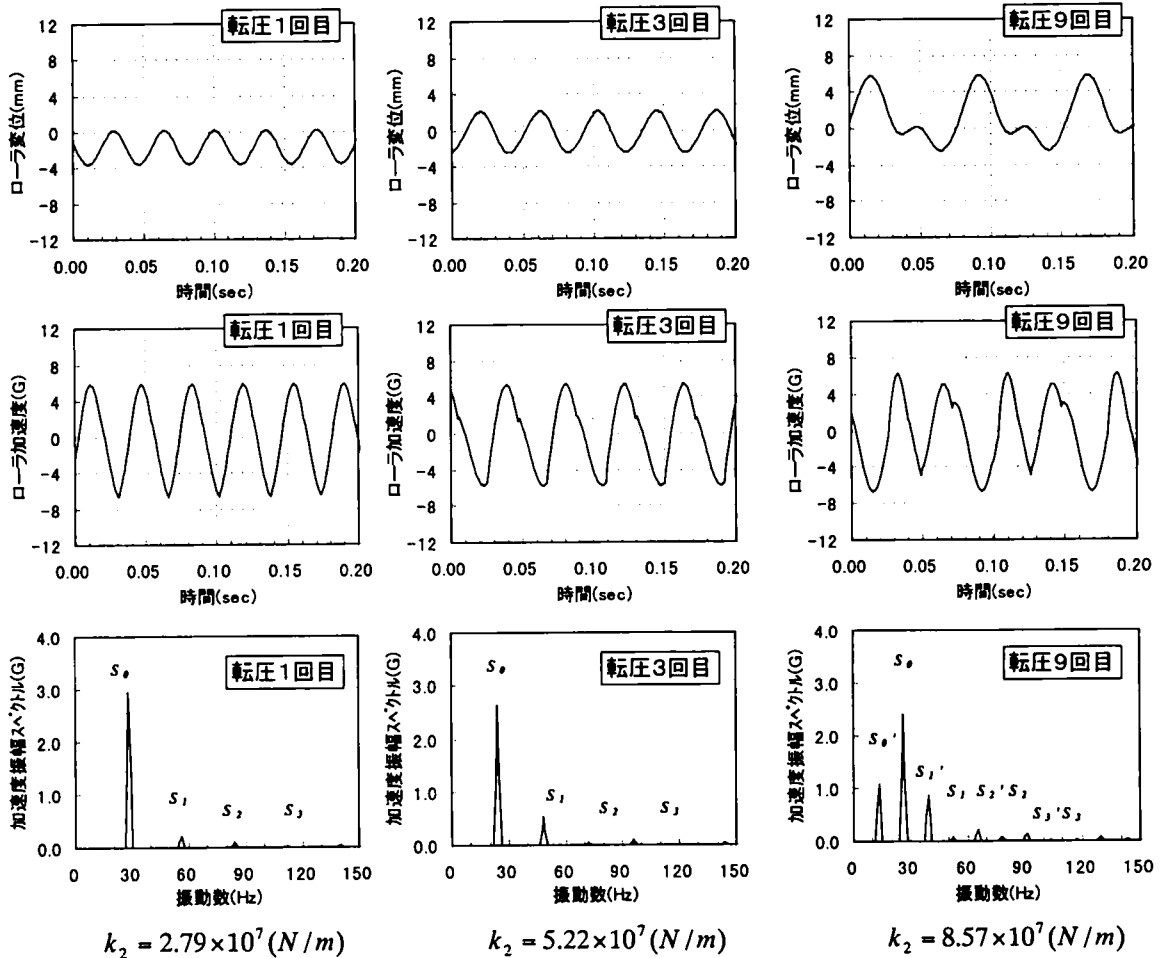
ある道路盛土材の転圧試験（第7章 図-7.2.1 参照）において実測した振動ローラの加速度波形およびその周波数分析結果と、その振動ローラ機械諸元（表-2.2.1）を用いて計算した変位・加速度波形およびその周波数分析結果の比較を例として図-2.2.3 に示す。ただし、変位波形・加速度波形はわかりやすいように上向きを正にして描き直し、点線は地表面を表している。また周波数分析は、振動開始から6～7(sec)における十分定常状態に落ち着いた加速度波形を対象として離散フーリエ変換を行い、ハニング窓をウィンドウ関数に使用している。なお、ここでの地盤バネ係数 k_2 は、振動ローラの基本振動数に対する高調波スペクトルの出現比率（＝第3章にて定義する「乱れ率」）が実測と整合するよう試行して定めている。図-2.2.3 を見ると、加速度波形および周波数分析結果とも比較的良好に再現されていることから、本数値計算モデルは簡便なモデルながら振動ローラの振動挙動を表現可能であることがわかる。

表-2.2.1 振動ローラ機械諸元の一例

振動ローラ機種名		新キャトル三菱CS563C	
フレーム質量	m_1	2,310	(kg)
振動輪質量	m_2	3,720	(kg)
起振力	F	222	(kN)
公称振動数	f_0	30	(Hz)
防振ゴムバネ係数	k_1	2.54×10^6	(N/m)
防振ゴム粘性減衰係数	c_1	1.53×10^4	(N·sec/m)
振動輪幅	B	2.13	(m)



(a) 実測波形



(b) 数値計算波形

図-2.2.3 振動ローラ加速度波形の数値計算例 (道路盛土材料)

2-3 振動輪の加速度波形が乱れる原因

振動ローラの起振力は、一般に振動輪重量の2～3倍の大きさに設定されている。すなわち、振動輪は自重より大きな力が上下方向に加わることになるため、基本的には転圧中の振動輪は地表面から「跳ね上がっている」と予想される。振動輪が地盤から跳び上がると、振動輪は地表面へ着地するごとに地盤から衝撃を受け、この瞬間振動輪は下向き velocities が急激に減少するから、同時に加速度は大きく変化すると考えられる。図-2.3.1は、D'Appoloniaがある振動ローラについて振動輪の加速度を実測し、さらにそのスパイク状の部分（図中Aの部分）を除いたほぼ調和振動とみなせる加速度部分から変位波形を推測し、両者の時刻歴の比較を試みたものである¹⁰⁾。これによって彼は、振動輪が地盤へ着地する際、加速度波形がスパイク状に急激に変化するとしている。

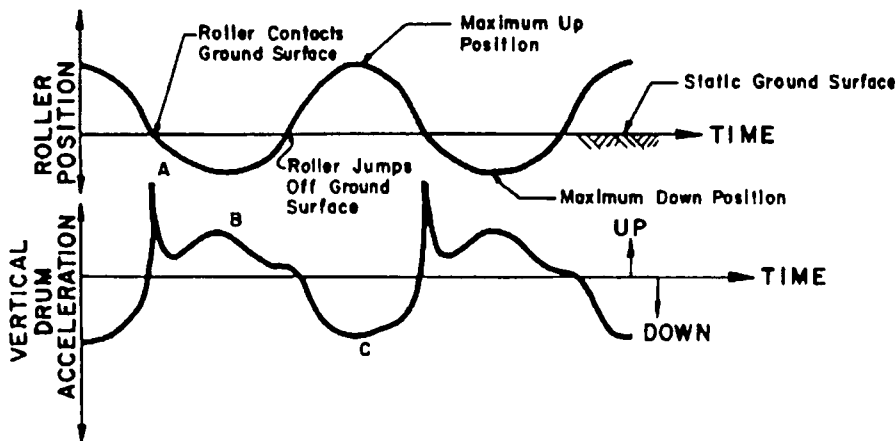


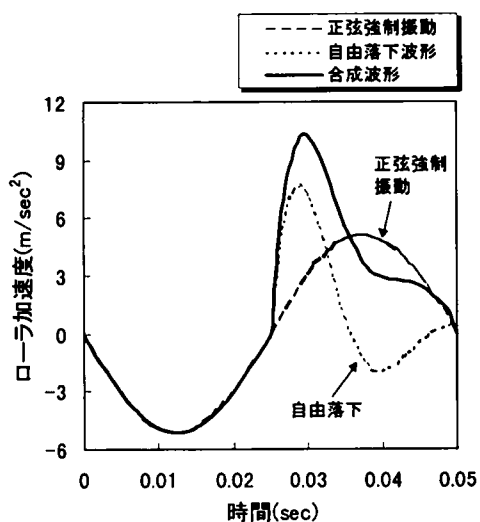
図-2.3.1 振動ローラの変位・加速度波形の計測例（文献10）より引用）

このように、「規則的な正弦波形から加速度波形が乱れる原因は、振動輪が地盤から跳び上がり着地時に衝撃が加わるため」と予想される。しかし、D'Appoloniaがとった手法からもわかるように、地盤から跳び上がる振動輪の変位波形を正確に求めることは困難であるから、この時刻歴の比較だけでは加速度波形の乱れる原因を結論づけるの尚早であろう。

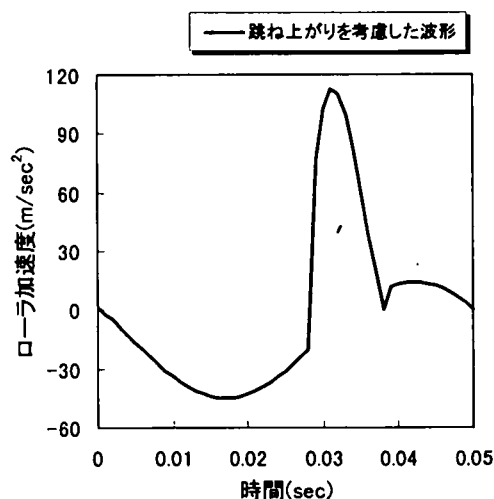
振動輪が跳ね上がりとそれに続く地表面への衝突を繰り返しながら振動しているとすれば、振動輪の振動は「本来の正弦振動に振動輪が自由落下する現象が繰り返し重なる挙動」と解釈することもできる。そこで、次のような数値計算を行ってみる。図-2.3.2(a)に示す波形のうち、波線はある標準的な振動ローラ（フレーム質量 1,000(kg)、振動輪質量 2,000(kg)、振動数 20(Hz)、起振力 58.8(kN)、防振ゴムバネ係数 1×10^6 (N/m)) が地盤バ

ネ係数 20×10^7 (N/m) の硬さの地盤上で、常時地盤と接しながら振動する条件（すなわち常に振動輪に地盤バネ・ダッシュポットが連結した加振振動）を与えた加速度波形である。当然、全くの正弦波形になる。これに対し、地表面に自由落下・衝突し、着地後に地盤上で自由振動する振動輪の加速度波形を示したのが点線の波形であり、太線はこれら2種類の波形を合成したものである。自由落下は、着地瞬間の時刻・速度がそれぞれ正弦振動が下向きの最大速度を示す時刻・速度の大きさと一致するように与えている。

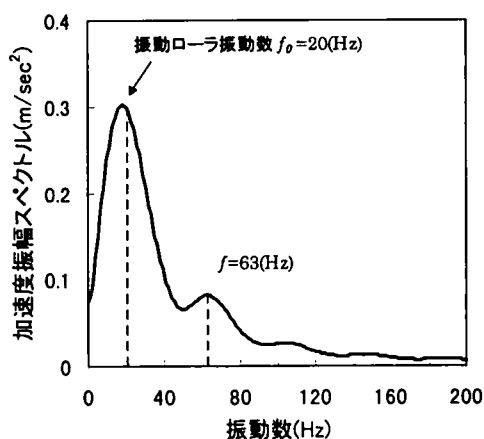
図-2.3.2(b)はこれと比較するために、振動輪が跳ね上がる条件を考慮した計算波形を1



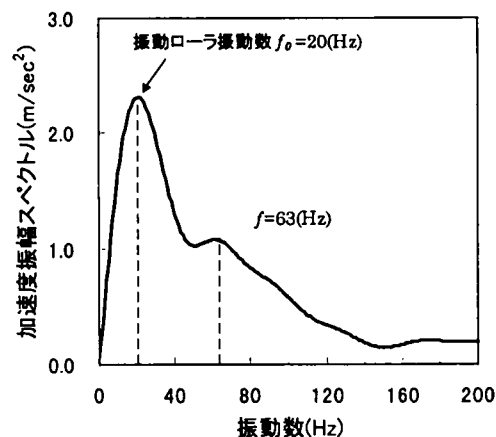
(a) 正弦振動+自由落下の合成波形



(b) 跳ね上がりながら振動する加速度波形



(c) 正弦振動+自由落下の合成波形の
周波数分析結果



(d) 跳ね上がりながら振動する加速度波形の
周波数分析結果

図-2.3.2 振動ローラ加速度波形が乱れる理由の検討

周期分取り出したものである。図-2.3.2(a)と図-2.3.2(b)を比較すると、波形が非常によく似かよっていることがわかる。これにより、加速度波形の乱れが振動輪の地表面への衝突によるものと類推され、さらにこの乱れた加速度成分は本質的には振動輪が地表面衝突後に地表面上で自由振動する加速度成分に相当するものということが予想できる。

このことは、両者の周波数分析した結果によるとさらに明解である。図-2.3.2(c)(d)は、図-2.3.2(a)(b)の加速度波形をそれぞれ周波数分析したものであるが、両者とも 20(Hz)、63(Hz)付近の二つの振動数でスペクトルが卓越していることがわかる。20(Hz)は基本の振動ローラの振動数に対応するが、特筆すべきは二番目のピーク点を示す 63(Hz)が、振動ローラ～地盤系の非減衰固有振動数 55(Hz)にほぼ等しい振動数であることである。すなわちこれは、波形中の特異な加速度成分が、振動ローラが地表面衝突後に地盤上で自由振動する加速度成分に起因することを示唆している。

以上の考察から、振動輪の加速度波形が乱れる原因は振動輪が地盤に衝突する際の衝撃によって生じるものであり、さらに従来までその物理的意味の明確でなかった波形中の乱れた特異な加速度成分は、振動輪が地表面に衝突後、自由振動する加速度成分であることがわかった。

この衝撃加速度成分の振幅の大きさは地盤の硬さに対応すると考えられるから、加速度の定量化にはこれを抽出してやれば良い。しかし、連続的に計測される振動輪加速度波形から、図-2.3.2 のように1周期分の波形を正確に切り出し周波数解析することは困難であるから、加速度波形の定量化には、先述の CMV やひずみ率のように、数 sec 分の連続波形に対して周波数解析を行うことが現実的と考えられる。ところが、連続波形の周波数解析を行うと、図-2.3.2 に見られた振動ローラ～地盤系固有振動数成分に対するスペクトルのピークが現れず、代わりに高調波スペクトルや 1/2 分数調波スペクトルが出現する。この原因について次節で述べる。

2-4 高調波スペクトルが出現する理由

第1章で述べたように、ローラ加速度応答法では振動ローラ加速度波形を定量的に表す指標として、前出図-2.2.3に示したような高調波スペクトル・1/2分数調波スペクトルの出現量を用いることがよく行われる。ところが前節の考察により、振動輪加速度に含まれる乱れた加速度成分は、本質的には振動ローラ～地盤系の固有振動波形に相当すると考えられた。なぜ、通常の振動ローラ加速度の周波数分析結果では、加速度波形の乱れが振動ローラの基本振動数 f_0 もしくは $1/2 f_0$ の整数倍に対する振動数の成分を持つ波として表現されるのか。この原因は以下に述べるように、フーリエ解析が任意の時系列関数を種々の周期を持つ三角関数の合成で表現するという性質に起因していると考えられる。

フーリエ解析は、次式で示すように任意の時間関数 $x(t)$ を様々な振動数成分をもつ三角関数の和に展開する手法であり、検出されるスペクトルの大きさは各振動数成分の \sin 、 \cos 波の振幅に相当する。

$$x(t) = A_1 \sin(\omega \cdot t) + A_2 \sin(2\omega \cdot t) + A_3 \sin(3\omega \cdot t) + \dots \\ + B_1 \cos(\omega \cdot t) + B_2 \cos(2\omega \cdot t) + B_3 \cos(3\omega \cdot t) + \dots \quad (2-3)$$

今、振動数20(Hz)および55(Hz)の2種類の \sin 波を、図-2.4.1(a)に示すようにそのまま足しあわせる場合と、図-2.4.2(a)に示すように20(Hz)の \sin 波の1周期に対し55(Hz)の \sin 波が1周期分足しあわせるようにした場合に、それぞれの周波数分析結果を比較してみる。図-2.4.1(b)、図-2.4.2(b)はそれぞれの合成波形であり、図-2.4.1(c)、図-2.4.2(c)はそれぞれの合成波形を周波数分析した結果である。これらの周波数分析結果をみると、2種類の \sin 波をそのまま合成した波形の場合は20(Hz)、55(Hz)にのみスペクトルが卓越しているが、20(Hz)の \sin 波1周期に対し55(Hz)の \sin 波1周期が足されるように合成した波形は、55(Hz)に対するスペクトルが消えてその代わりに20(Hz)の整数倍の振動数に対してスペクトルが卓越していることがわかる。これは、図-2.4.2の場合、55(Hz)の波も20(Hz)で繰り返されることになるので、この波を55(Hz)の振動数の三角関数では表現することができなくなり、20(Hz)で繰り返される波形を表現することができる振動数、すなわちその整数倍である40(Hz)、60(Hz)、80(Hz)…の三角関数の合成によって表現せざるを得なくなるためである。

これと同じことが振動ローラの乱れた加速度波形にも当てはまる。すなわち、図-2.3.2の加速度波形において、波形の乱れは前述の通り振動輪と地盤との衝突により生じると考えられるが、この衝突は振動ローラの振動数 f_0 に同期して繰り返し生じるため、その周波数分析結果は上と同じ理由で基本振動数の整数倍の振動数成分による足し合わせでしか表現することができない。したがって、本来振動ローラ～地盤系の固有振動数成分をもつ波

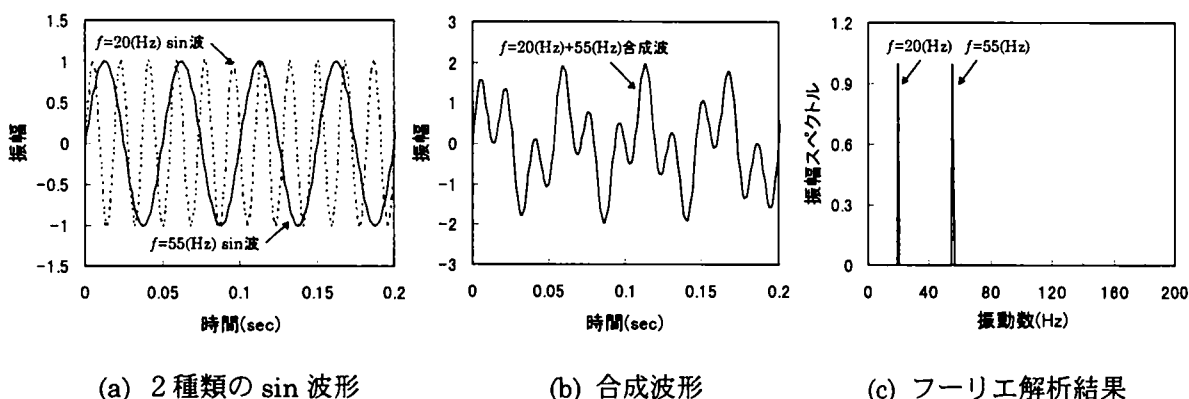


図-2.4.1 20Hz と 55Hz の sin 波の単純な足し合わせとその周波数分析

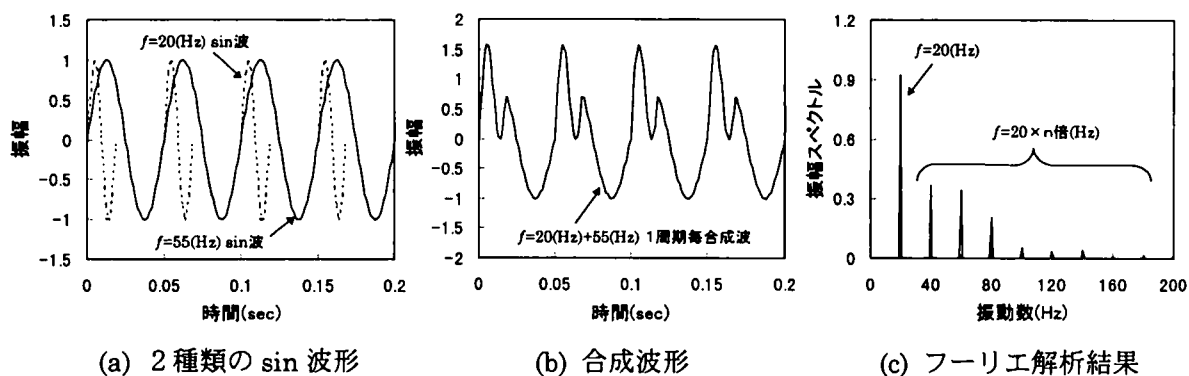


図-2.4.2 20Hz の sin 波 1 周期毎に対する 55Hz の sin 波の足し合わせとその周波数分析

であるにもかかわらず、基本振動数の f_0 整数倍の振動数に対してスペクトルが出現してしまう。これが高調波スペクトル出現の理由であり、言うなればフーリエ解析の性質上、振動ローラ～地盤系の固有振動数に対する波の振幅が別の形で表現されたものと言える。

地盤がさらに硬くなると、振動輪の加速度波形は前出図-2.3.2(c)のように二つのタイプの波が繰り返し交互に現れる波形に変化する。この現象は分岐と呼ばれるが（この現象は次節で考察する）、このような波形をフーリエ解析する場合、二つのタイプの波は基本の半分の波である 10(Hz)で繰り返される波になるから、これらの波形上の乱れた加速度成分をある振動数成分の波で表現するには、先と同じ理由で 10(Hz)の整数倍の波で表現することになる。これにより、1/2 分数調波スペクトルが出現する。

以上のように、振動ローラ加速度波形の周波数解析において、高調波スペクトルおよび 1/2 分数調波スペクトルが出現する理由が明らかになった。

2-5 振動ローラの振動挙動の非線形力学的考察

2-5-1 振動ローラの振動挙動とカオス

図-2.5.1は、マサ土に対して9t級振動ローラを用いた締固め試験を行い、計測した振動輪加速度を転圧回数ごとに周波数分析したものである¹¹⁾。この乾燥側含水比 ($w=4.3\%$) のケースを見ると、転圧1回目では高調波スペクトルのみが出現しているが、転圧2回目

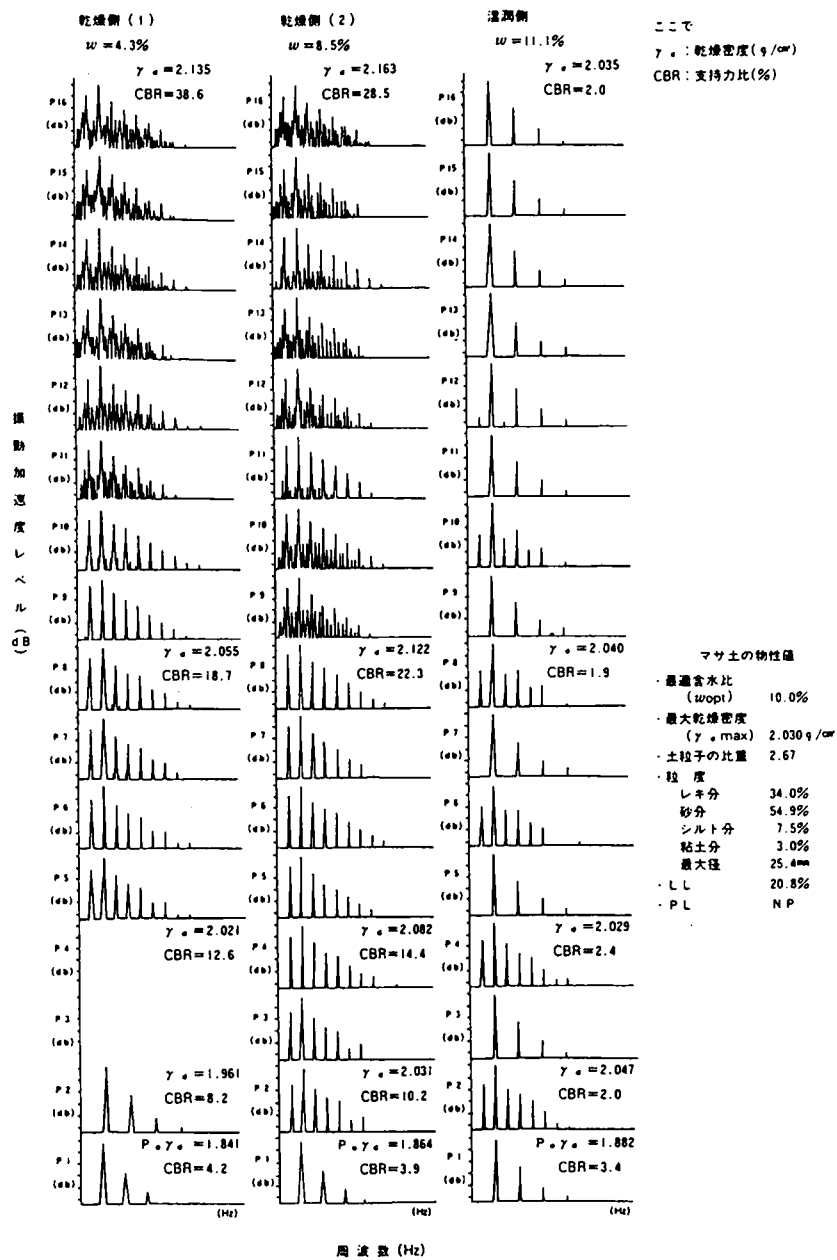


図-2.5.1 地盤の締固めにもなう加速度スペクトルの実測変化例 (文献 11) より引用)

から8回目までは 1/2 分数調波スペクトルが出現している。ここまでは前出図-2.2.3 と同じ傾向であるが、さらに締固め回数が増えるとそれ以外の振動数に対するスペクトルまでが出現し、締固め16回目になるとスペクトル分布は帯状を呈している。このように過度に転圧された地盤において、振動輪が非常に複雑な振動をすることが観察される場合がある。

このような現象が生じるとき、地盤が硬くなりすぎて振動輪の跳ね上がりが極端に大きくなり、それによって振動輪の左・右端の振動のタイミングがずれて左右に揺動しているためであるとか¹¹⁾、何らかの機械的なノイズが加わったためなどと一般には解釈される。一方、図-2.5.2(a)~(d)は、表-2.2.1 に示した振動ローラに対し、地盤の硬化にともなう振動輪加速度の周波数分析結果を数値計算によって求めたものである。数値計算によっても図-2.5.1 と同様に、地盤が非常に硬い (d) $k_2=200 \times 10^7$ (N/m) ($E=532$ (MN/m²)程度に相当) のケースでは、加速度波形が非常に複雑で不規則な波形を示すことを再現できることがわかる。しかし、ここで用いている数値計算モデルでは振動輪の揺動振動をシミュレートで

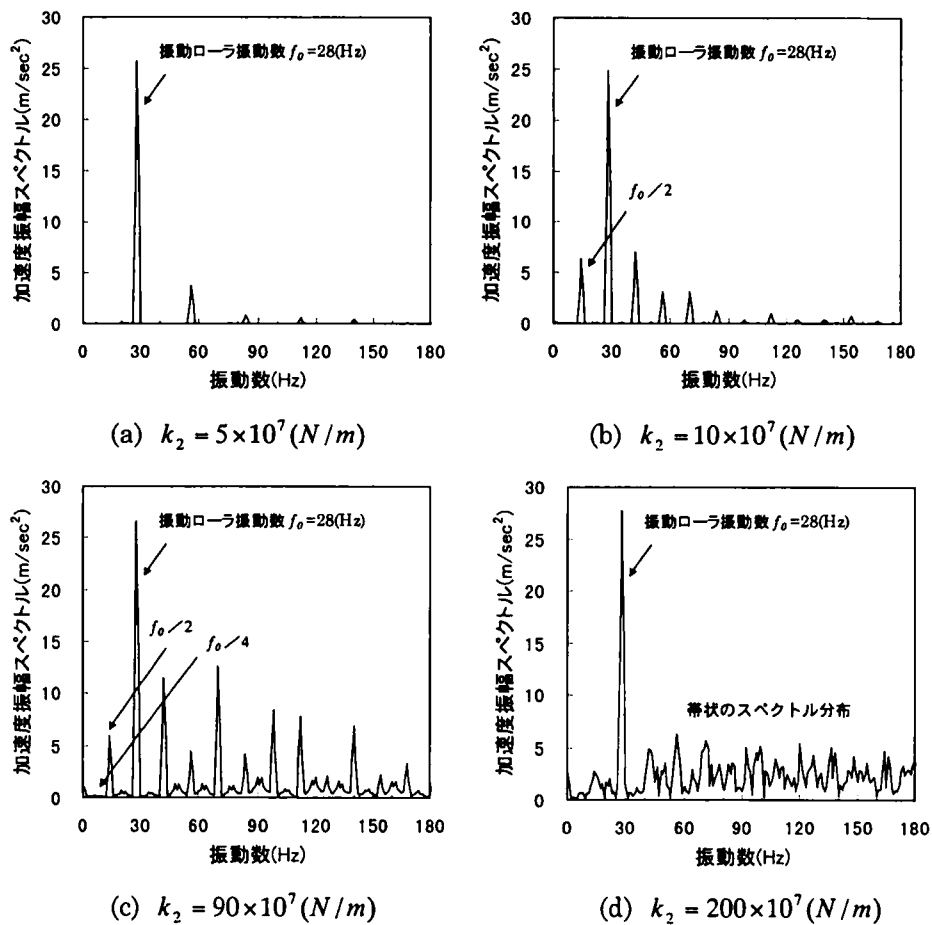


図-2.5.2 地盤の締固めにともなう加速度スペクトルの変化例 (数値計算)

きるはずがなく、もちろん他の一切のノイズが付加する現象も表現することはできない。つまり、非常に硬い地盤上での振動ローラの複雑な振動は、必ずしも揺動振動やノイズ等の理由だけでは説明できないことになる。このような一見不可思議な振動ローラの挙動を、本節では近年物理学の分野を中心に研究の盛んなカオスとして捉えてみる。

上述の振動輪の運動のみならず、例えば流体の運動など、この世には複雑怪奇な挙動を示し、数秒後の状態さえ予測が不可能な現象は数多い。こういった運動が観測されたとき、複雑なのはそれ自身が多自由度系で様々な因子が作用しているからであり、どんな複雑な系でもこれに関する情報を多く集めさえすれば、原理的には予測が可能であると一般には信じられてきた。

ところが近年、ごく簡単な非線形システムにおいても、上述のような複雑な挙動を振る舞うという事実が次々と見いだされ、従来までの常識を覆すようなことがわかり始めている。例えば図-2.5.3(a)のようなあるバネを介して板と連結された球の運動を考える¹²⁾。このバネは伸びたり縮んだりする程度が大きくなるほど硬くなる性質をもつ非線形バネである。板を周期的に前後に動かすとき、球に加わる外力が小さい間は図-2.5.3(b)に示すように球は周期的な動きを繰り返す。これは線形バネと同様な動きである。ところが板の動きを大きくすると、運動の様子が変わり、板が1サイクル動くごとに球が前後に動くような状態に変わる(図-2.5.3(c))。さらにバネにかかる力が増加しある閾値をこえると、球は図-2.5.3(d)に示すようにパターンのない複雑な動きを呈するようになる。

この他にも、自由度がせいぜい3程度の少数自由度の微分方程式で記述できるようなごく簡単な非線形システムにおいても、予測の不可能な不規則な運動をする事実が近年続々

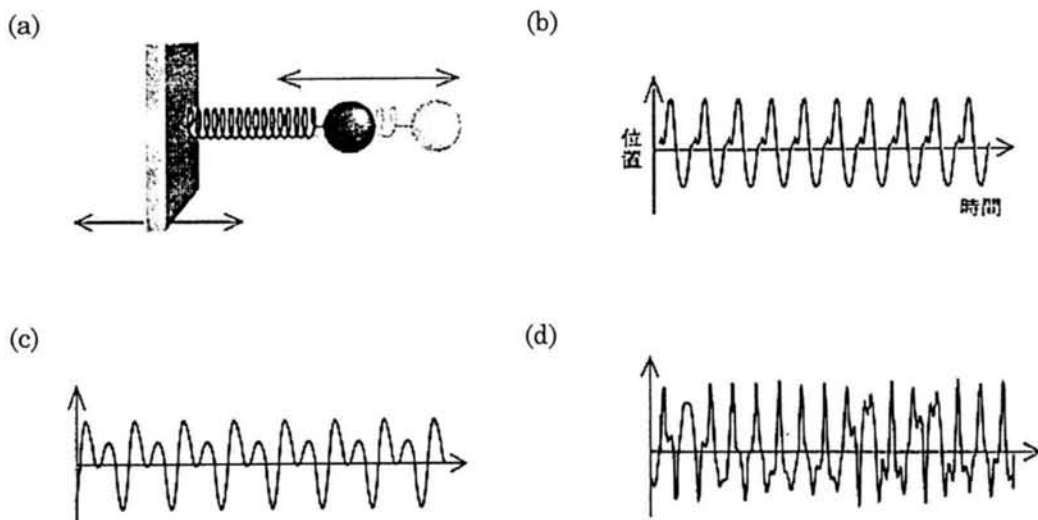


図-2.5.3 非線形バネにつながれた球の運動 (文献 12) より引用)

と発見されている。そこで、「このような系の複雑は、それ自身に関する情報を多く集めても覆されるものではなく、もともとその系に内在するものである」という見方がなされるようになった。このような複雑さは「カオス」とばれ、近年物理学の分野のみならず多方面で盛んに研究が進められている。

図-2.2.1 に示した振動ローラ～地盤系の数値計算モデル自体は線形モデルであるが、振動輪の地盤からの跳ね上がりを考慮しているため、振動ローラ挙動は非線形振動である。そこで、ノイズが表現できるはずのない数値計算による振動輪の複雑な挙動も、カオス振動を呈しているのではないかと考えれば説明が付く。次に、振動輪の複雑な挙動がカオスかどうか調べてみることにする。

2-5-2 カオスの判定法

カオスは現在も発展途上中の学問であるが、従来までの研究により、系の非線形性の増大にともなって運動が秩序だったものからカオス的なものへ移行するにはいくつかのパターンが存在することが知られている。系の運動がこれらの道筋に乗っ取ってカオスに至っているかどうかの判定には、例えば次のような方法が用いられる^{13),14)}。

① 時系列

運動がカオスになっているとき、時系列は周期性の見られない複雑な波形を示す。

② フーリエスペクトル

運動がカオスになっているとき、スペクトルは幅のある帯状の分布を示す。

③ 相関関数

運動がカオスになっているとき、相関関数がほとんど0になる。

④ 相図と軌道の変化

一般に系の状態は正準座標と正準運動量からなる多次元の空間内の1点(代表点)で表すことができる。この空間を相空間といい、系の運動は相空間内の代表点の軌道によって示される。系がエネルギー散逸系であるとき(例えば摩擦によってエネルギーが失われる強制減衰振動など)、勝手な初期値を与えても十分に時間がたてば軌道は相空間内のある1点や閉曲線に引きつけられることになるが、このような相空間内の軌道を引きつける点や軌道のことをアトラクタという。3次元以上の相空間内の軌道を表示するのは困難であるため、一般にはそれらの軌道を相空間内のある2次元平面に射影した相図によってアトラクターを観察する。運動がカオスになっているときの相図は、図-2.5.4のように何重もの交わらない閉曲線が描かれた複雑なアトラクタになり、これをストレンジアトラクタという。図-2.5.4に例示したストレンジアトラクタは、カオスの簡単な例としてよく引き合い

に出されるレスラー・モデルと呼ばれるものであり、化学反応中の振動や対流を表す方程式を簡単にした (x, y, z) を変数とする次のような方程式系で示される。

$$\begin{aligned} \dot{x} &= -(y+z) \\ \dot{y} &= x + \frac{1}{5}y \\ \dot{z} &= \frac{1}{5} + z \cdot (x - \mu) \end{aligned} \tag{2-4}$$

非線形項はわずかに $z\mu$ を含むのみであるが、パラメーター μ を次第に増加させていくとカオスに至ることが知られている。

⑤ ポアンカレ写像

ポアンカレ写像は、複雑な振る舞いを示す系の相図を簡単に示すためにポアンカレによって考案されたもので、相空間内に適当な平面を設け（これをポアンカレ断面という）、軌道との交点をプロットしあとも相空間内の軌道をストロボで照射して周期的に見えるようにするものである。例として、レスラー・モデルのストレンジアトラクタのポアンカレ断面を図-2.5.4 に示している。 xy 平面に垂直な半平面を断面とし、 z 軸を回転軸として1周したときの軌道との交点をプロットして得ている。このレスラーモデルのポアンカレ写像に見られるように、系がカオスであるときアトラクタの「引き延ばしと折り畳み」が観察されることが大きな特徴である。

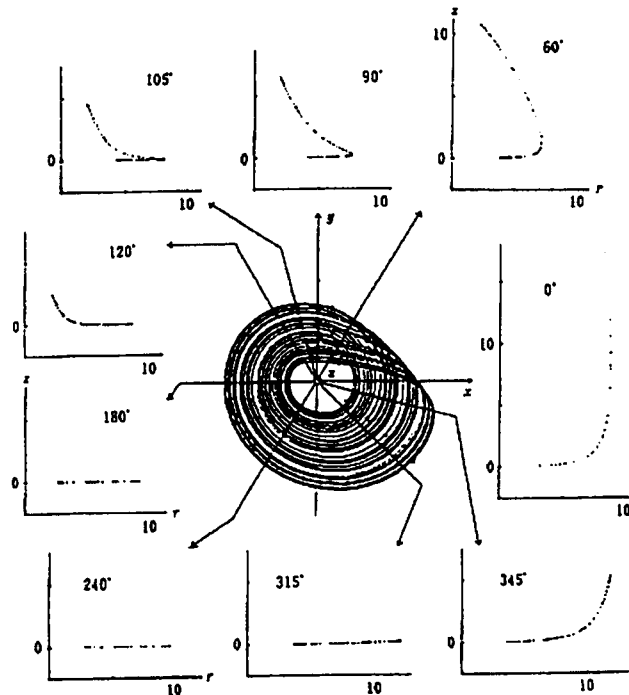


図-2.5.4 レスラー・モデルのカオス運動における相図とポアンカレ写像（文献 14）より引用）

⑥ リアプノフ指数

リアプノフ指数は、相空間内の近接した軌道が時間とともに離れていく程度を表す量である。相空間の N 次元がの場合はリアプノフ指数も N 個存在するが、このうちの最大のリアプノフ指数が正であるとき、系はカオスと定義される。

2-5-3 振動ローラの非線形振動の特徴

以上のようなカオスの判定法のうち、ここでは①時系列、②フーリエスペクトル、④相図と軌道の変化、⑤ポアンカレ写像を用いて振動輪の挙動の特徴を調べる。

図-2.5.1 の実測の加速度波形でも観察されたように、周波数分析において高調波スペクトルのみが出現している段階では、加速度波形は1種類の波形の単調な振動が続くが、地盤が硬くなり $1/2$ 分数調波スペクトルが出現してくると2種類の波形が交互に現れる振動になっていた。また、先に示した図-2.5.2(a)~(d)における周波数分析結果を再度観察すると、地盤が硬くなるにしたがって高調波スペクトルから $1/2$ 分数調波スペクトルが出現し、さらに $1/4$ 分数調波スペクトルが出現した後、最終的に不規則な帯状のスペクトル分布に至っていることがわかる。さらに、この時の運動を横軸に振動輪の変位、縦軸に振動輪の速度をとった相図で観察してみると図-2.5.5(a)~(d)のようになる。これをみると、高調波スペクトルが出現している段階では軌道は1周の閉じた楕円を描くが(図-2.5.5(a))、 $1/2$ 分数調波が出現している段階では軌道が2周(図-2.5.5(b))となり、すなわち2種類の周期運動の混合した運動になっていることがわかる。さらに $1/4$ 分数調波が出現している段階では、ばらつきがあつてわかりにくい軌道は4周になり(図-2.5.5(c))、そして帯状のスペクトル分布を示している段階では何周もの軌道が描かれた運動に変化していることが分かる(図-2.5.5(d))。

以上までに示した加速度時系列、スペクトル分布図、相図の結果は、はじめ周期 T の運動をしていたのが不安定になって周期 T と周期 $2T$ の混合運動になり、さらに周期 T と周期 $2T$ と周期 $4T$ の混合運動、そしていくつもの周期が混合された運動に変化していく様子を示している。そのシステムを制御するパラメーター(この場合、地盤バネ係数 k_2)がある値を超えるとシステムの状態が変わるような現象は分岐と呼ばれ¹⁰⁾、特にこのようなそれまでの $2n$ の形の周期性が破れ $2n+1$ の形の周期性が現れるような分岐は、周期倍加分岐、ピッチフォーク分岐などと呼ばれている^{10),11)}。

系の運動が秩序だったものからカオスの状態に至るには、幾種類かのパターンに従うことが明らかになっていると先に述べた。実は、上述の挙動にみられる系の非線形性の増大とともに周期倍加分岐を通じて不規則な振動に至る道筋は、ファイゲンバウムのシナリ

オと呼ばれる典型的なカオスへ至る道筋の一つと一致しているのである。つまり、地盤が異常に硬くなったときの振動輪の不規則な運動は、カオスに至っているものと類推できることになる。この不規則な振動を示すときの相図（図-2.5.5(d)）を、ポアンカレ断面によって観察すると図-2.5.6 のようになる。これをみると、カオスの特徴である「折り畳みと引き延ばし」が明瞭に現れており、カオス振動を呈していることが裏付けられる。

以上の考察から、地盤が硬くなるにしたがい高調波スペクトルから 1/2 分数調波スペクトルが出現し、最終的に無秩序な振動を呈する振動ローラの振動挙動の特徴は、カオスに至る過程の現れであると説明することができる。また、十分に締固まった地盤上で振動輪が複雑怪奇な振動を生じたとき、従来はノイズ等の何らかの原因が加わったため起こるものと単純に片づけられてきたが、実はそれだけが原因ではなく、「その複雑な振動はなるべくして起こった挙動である」という新たな解釈を加えることができよう。

以上の考えに基づけば、Floss らが CMV を定義するに際し、2 次以上の高調波スペクトルを振動ローラの機械的なノイズとして無視する仮定は、必ずしも適切でないと言える。むしろ、高調波スペクトル・1/2 分数調波スペクトル等の出現が振動ローラと地盤の相互

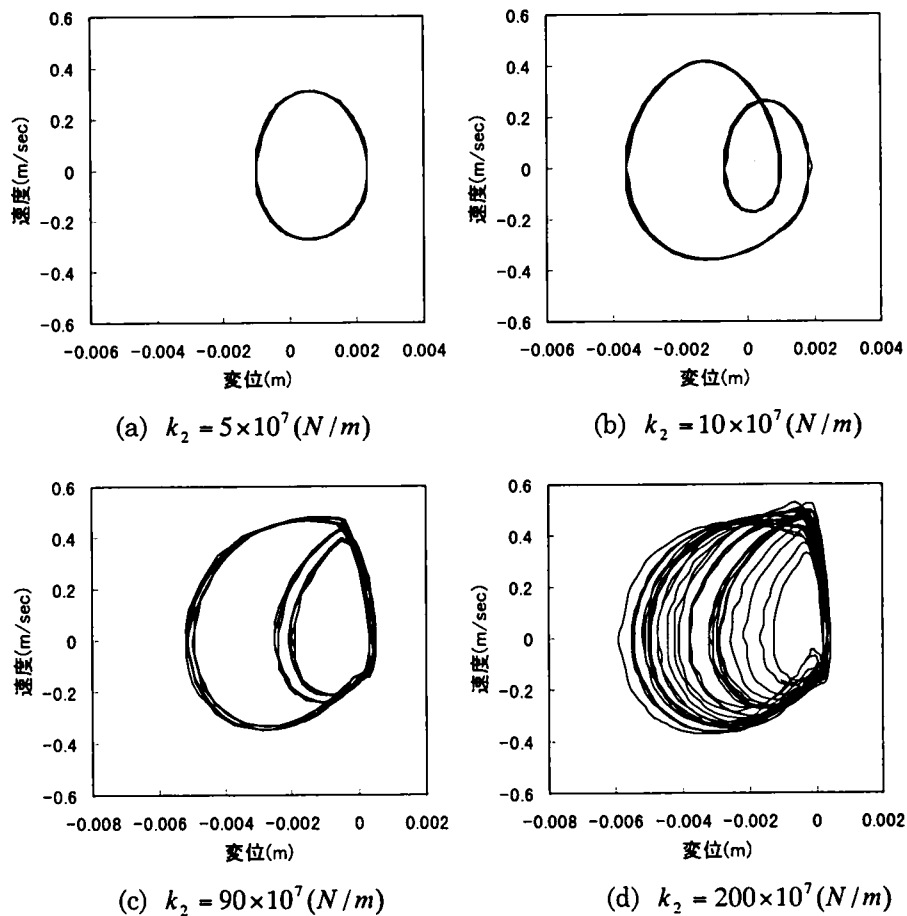


図-2.5.5(a)~(d) 地盤の締固めにもなう相図の変化

作用に基づく非線形性の現れと解釈すれば、加速度波形の定量指標にはこれらをなるべく考慮すべきと言える。ただし、振動がカオス的であるときは加速度のスペクトルは帯状に連続的に分布し、しかも非定常なため定量的評価が不可能になる。したがって、加速度を地盤剛性の評価に用いるときには、振動がカオス的にならない範囲で計測を行う必要がある。

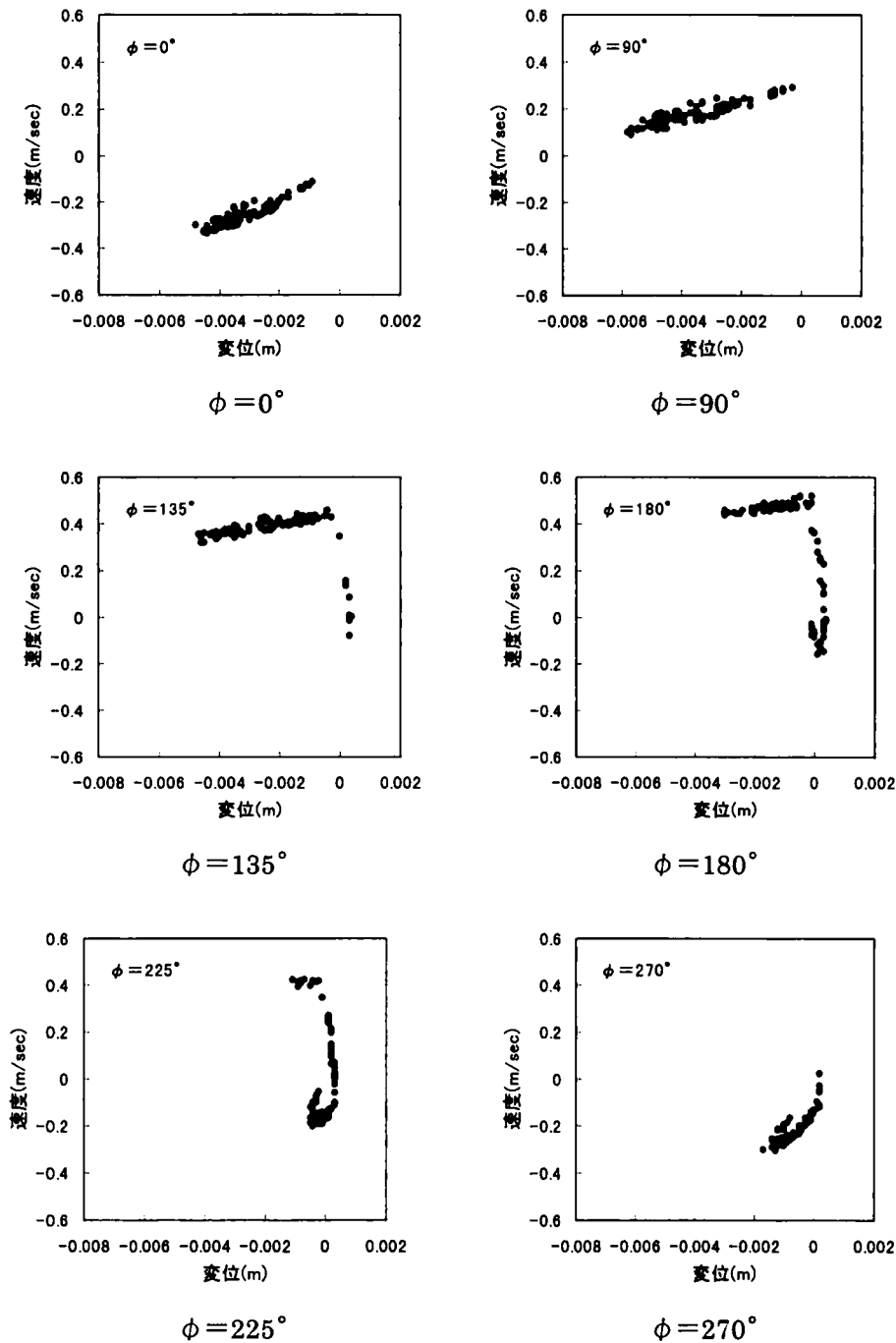


図-2.5.6 硬い地盤上 ($k_2 = 200 \times 10^7 (N/m)$) における振動輪のポアンカレ写像

2-6 まとめ

本章では、振動ローラ加速度応答を利用した締固め評価手法に理論的な背景を与えることを目的とし、主に数値計算を用いて振動ローラ加速度波形の乱れや高調波スペクトル出現の理由、およびその非線形挙動の特徴について考察した。本章で得られた知見を以下にまとめる。

- ① 地盤の締固めにもなう振動ローラ加速度波形の変化は、振動中に跳ね上がった振動輪が地表面に衝突する際に混入する衝撃的な加速度成分が増大するためと考えられる。
- ② 波形中の乱れた加速度成分は、この振動輪が地表面に衝突する際に上向きに加わる衝撃加速度成分に相当し、振動ローラ～地盤系の固有振動数成分を有する。
- ③ しかし、振動ローラの基本振動数で繰り返し出現するために、フーリエ解析の性質上、本来振動ローラ～地盤系固有振動数の波であるにもかかわらず、結果的に振動ローラ振動数 f_0 の整数倍の振動数成分として表現される。すなわち、高調波スペクトルの出現は、振動輪が地表面に衝突する際の衝撃加速度成分が別の形で表現された結果である。
- ④ 地盤の締固めにもなう高調波スペクトルや1/2分数調波スペクトルの出現は、地盤剛性の増大にもなう振動輪が秩序だった振動から無秩序なカオス振動に至る過程により発生する現象と解釈できる。

《参考文献》

- 1) Floss,R., Gruber,N., Obermayer,J. : A Dynamical Test Method For Continuous Compaction Control, Proceedings of the 8th European Conference on Soil and Foundation Engineering, vol.1, pp.25~30, 1983.
- 2) 嶋津晃臣, 見波 潔, 中田公基, 嶋田 功, 足立賢一 : 振動ローラによる盛土の締固めに関する調査, 土木研究所資料第2184号, pp.37~76, 1985.
- 3) 建山和由, 藤山哲雄, 西谷誠之 : 締固め施工における振動ローラの振動挙動に関する考察, 土木学会論文集 No.554/Ⅲ-37, pp.231~237, 1996.
- 4) 谷口 修監修, 山原 浩他 : 振動工学ハンドブック, 養賢堂, pp.1175~1206, 1985.
- 5) Richart,F.E., Jr,Hall,J.R., Wood,R.D. : 土と基礎の振動, 岩崎敏男, 嶋津晃臣共訳, 鹿島出版会, pp.207~230, 1975.
- 6) 土質工学会編 : 土と構造物の動的相互作用, pp.50~66, 1973.
- 7) 林 正, 浜田政則 : 新体系土木工学1 数値計算法, 技報堂, pp.223~229, 1983.
- 8) 強度設計データブック編集委員会編 : 強度設計データブック, 裳華房, pp.1079.
- 9) 建山和由 : 土の締固め施工の合理化に関する研究, 京都大学学位論文, pp.66, 1988.
- 10) D'Appolonia, D.J.,Whitman,R.V., D'Appolonia,E.D. : Sand Compaction with Vibratory Rollers, ASCE.vol.95, SM1, pp.263~284, 1969.
- 11) 建設機械化研究所 : 創立30周年記念論文集, pp.45~58, 1994.
- 12) Ditto,W.L., Pecora,L.M. : カオスの制御と応用, 金野秀敏訳, 日経サイエンス10月号, pp.70~80, 1993.
- 13) 下條隆嗣 : カオス力学入門, 近代科学社, pp.1~133, 1992
- 14) 長島弘幸, 馬場良和 : カオス入門, 培風館, pp.1~92, 1993

第3章

ローラ加速度応答法による 締固め評価手法の提案

3-1 概説

第1章で述べたように、ローラ加速度応答法が未だ実用化に至らない大きな理由として、

- ・土質条件が変化する場合の適用性が不明であること
- ・地盤の締固め評価深さが明瞭でないため、1層撒き出し層内の品質を合理的に判定することができないこと
- ・振動ローラ加速度応答と地盤条件の関係を、適用する機種ごとにあらかじめ求めておかなければならないため、汎用性に欠けること

などが挙げられる。本章では、ローラ加速度応答法を「実務に展開し得る手法」として提示すべく、室内ピットによる転圧試験、および数値計算を用いた検討により、従来から残されていたこれらの問題の解決を試みる。まず、3-2において、前章で明らかとなった振動ローラ振動挙動の特徴を踏まえつつ、締固めの進行を適切に評価し得るローラ加速度の定量指標を定義した後、3-3では土の種類・含水比条件をパラメトリックに変えた転圧試験によって、土質条件が変化する場合の本手法の適用性を明確にする。3-4では、ローラ加速度応答法による締固め評価深さについて、定量的に明らかにする。3-5では、振動ローラ機械条件を種々設定した数値計算による検討から、これら機械条件の影響を除去し、任意の振動ローラに対してローラ加速度情報から直ちに地盤剛性を評価できる手法の提案を行っている。

3-2 振動ローラ加速度応答の定量指標の提案

3-2-1 既往のローラ加速度定量指標の比較検討

ローラ加速度応答法では、締固めの進行を適切に表現し得る振動ローラ加速度の定量化方法も重要である。第1章で述べたように、振動ローラ加速度の変化を定量化する方法はこれまで幾つか提案されており、大きく分けて次の二つの方法に分類される。

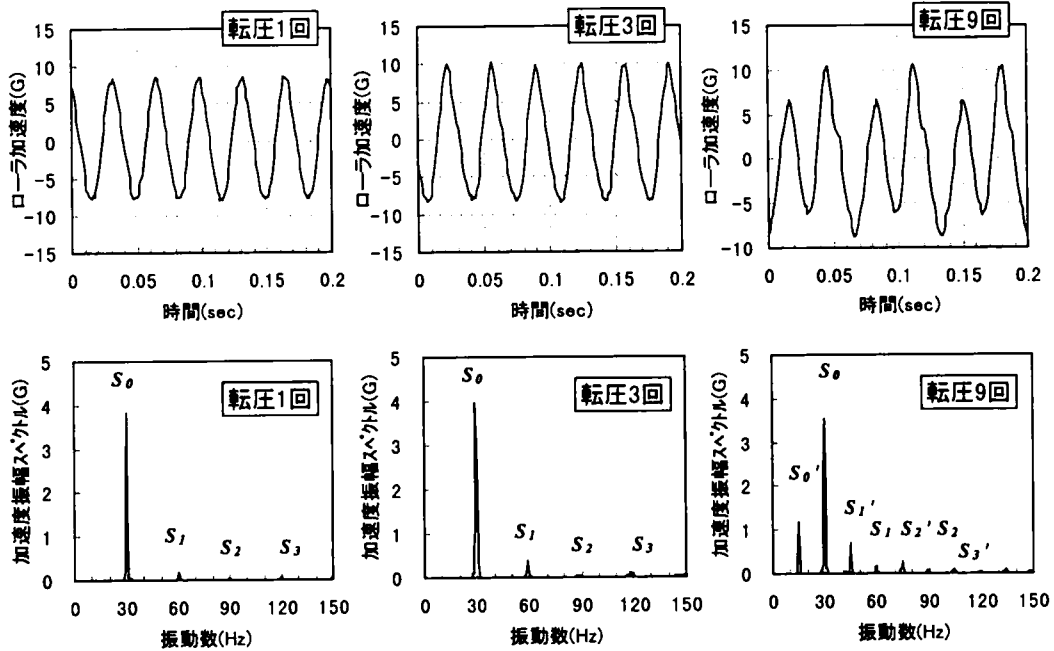
- ① 振動ローラ加速度の周波数スペクトル解析を用いる方法^{1)~4)}
- ② 振動ローラ～地盤系運動方程式を用いて地盤反力を算出する方法^{5),6)}

①の方法は、これまで比較的多くの研究者により用いられている実績があるが、いずれの指標の定義形式も物理的な根拠が乏しく、「最も適当な加速度の定量化はどのようなものか」については未だ結論が得られていない。②の手法は、振動輪加速度およびその積分による振動輪変位・速度を振動ローラ～地盤系運動方程式(1-2)に代入して地盤反力 $R(t)$ を逆算する方法であり、評価値の物理的意味がはっきりしている点が優れているが、加速度の積分には誤差が伴うこと、および振動力 $F \sin(2\pi f_0 t)$ の正確な把握を別途必要とする点に難がある。振動力については、振動輪内部に起振力測定用のセンサーを備える方法⁵⁾、あるいは1周期あたりの平均的な起振力を便宜的に考慮する方法⁶⁾が提案されているが、前者は振動輪内部に特殊なセンサーを設置する機械的な煩雑さから現状では汎用性に乏しいと考えられ、また後者は逆算された地盤反力の妥当性に疑問が残る。

本論文では、計測・波形処理が容易であり、またこれまで締固め指標（密度や地盤剛性）との相関性が多く認められている①の周波数スペクトル解析を利用する方法を用いる。ただし、最も適切な定量形式については未だ十分な合意がなされていないことから、本節では転圧試験により得た振動ローラ加速度データをもとに、既往の提案指標を含め、定義形式の優劣について若干の検討を行い、実務的な使いやすさを主眼に置いて適切な定量指標を提案する。

転圧にともなう振動ローラ加速度波形の変化例を図-3.2.1に再び示す。本データは、次節3-3で述べる室内ピット試験の一例である(材料:砂質ローム $w_n=10.6\%$, 転圧機種:酒井重工業製 SV160DV, 撒き出し厚:30cm)。図をみると、前章で考察した振動ローラ加速度波形の変化のパターンが現れている。すなわち、転圧1回目の地盤が軟らかいあいだは振動ローラの加速度波形は正弦波に近く、そのFFT解析結果においては振動ローラの振動数28.7Hzに対するスペクトル S_0 が主に卓越しているが、転圧が進行するにしたがい締固まった地盤からの衝撃的な加速度成分の混入が増加するために波形が乱れ、そのFFT解析結果においては高調波スペクトル $S_1, S_2, S_3, S_4, \dots$ の出現量が増大してくる。さらに締固めが進行すると、分岐現象が生じて2種類の波形が交互に現れる波形に変化し、FFT解析

では1/2分数調波スペクトル $S_1', S_2', S_3', S_4', \dots$ が出現する.



(a) 転圧 1 回目 (b) 転圧 3 回目 (c) 転圧 9 回目

図-3.2.1 転圧にともなう振動ローラ加速度応答の変化例

(砂質ローム・ $w_n=10.6\%$ ，酒井重工業製 SV160DV，撒き出し厚30cm)

この振動ローラ加速度波形のFFT解析結果に対して，表-3.2.1に示す6つの定量指標を定義し，これらの比較検討を行う．各指標は高調波・1/2分数調波スペクトルを考慮する次数や関数形こそ違えど，基本波のスペクトル S_0 に対する高調波スペクトルあるいは1/2分数調波スペクトルの出現量の比率で定義している点ではいずれも共通である．指標1はFlossらによるCMV¹⁾ (ただし，実際の管理装置では30秒間積分した値をCMVとしている)，指標2は嶋津らによるひずみ率²⁾に相当し，CMVは1/2分数調波スペクトルを無視するのが特徴である．指標3は各スペクトル成分を強調する意味で対数和をとった藤井³⁾が示す指標(ただしスペクトル値が小数以下では負値になるため，各スペクトルを $\times 10^4$ 倍している)，指標4～6は最も単純に和をとる関数形で定義している．指標5は，指標4に対して高調波・1/2分数調波スペクトルの考慮する次数の影響を調べるために，指標6は1/2分数調波スペクトルの基本波 S_0' を分母に入れた場合と分子に入れた場合の違いを調べる目的で定義した．

表-3.2.1 検討するローラ加速度定量指標一覧

No.	定義式	定義式の特徴	考慮する高次 スペクトルの次数	提案者
1	$CMV = \frac{S_1}{S_0}$	1/2分数調波スペクトル 考慮せず	1次	Flossら ¹⁾
2	ひずみ率 = $\frac{\sqrt{\sum_{i=1}^3 S_i^2 + \sum_{i=1}^3 S_i'^2}}{\sqrt{S_0^2 + S_0'^2}}$	スペクトルの累乗和を 演算	3次	嶋津ら ²⁾
3	指標3 = $\frac{\sum_{i=1}^3 \log S_i + \sum_{i=1}^3 \log S_i'}{\log S_0}$	スペクトルの対数和を 演算	3次	藤井 ³⁾
4	指標4 = $\frac{\sum_{i=1}^3 S_i + \sum_{i=1}^3 S_i'}{S_0 + S_0'}$	スペクトルの単純和を 演算	3次	
5	指標5 = $\frac{\sum_{i=1}^4 S_i + \sum_{i=1}^4 S_i'}{S_0 + S_0'}$	4次までのスペクトルの 単純和を演算	4次	
6	指標6 = $\frac{\sum_{i=1}^3 S_i + \sum_{i=1}^3 S_i'}{S_0}$	1/2分数調波スペクトルの 基本波を分子に考慮	3次	

図-3.2.2にRIにより得られた乾燥密度と転圧回数との関係、また図-3.2.3にはこれに対する各指標による評価値と転圧回数との関係を示す。これらより、次のことがわかる。

- ① 指標1 (CMV) は、転圧回数4回目から8回目にかけて値が急減し、明らかに転圧傾向を適切に表していない
- ② 指標3 (対数和) は、転圧3回目から4回目において値が極端に増加、また転圧4回目から16回目においては逆に値の増加が緩慢であり、必ずしも転圧傾向を良好に表すとはいえない。
- ③ 指標2, 4, 5, 6はいずれも比較的良好に転圧傾向を表し、その優劣に大差がない。

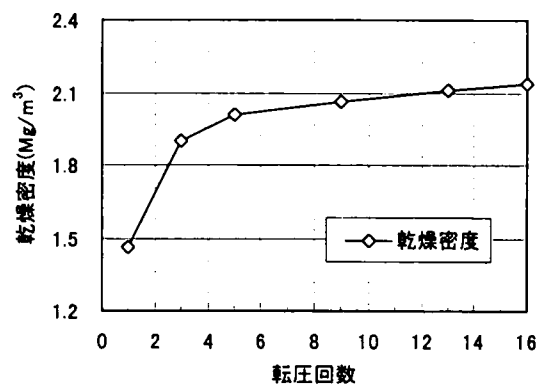
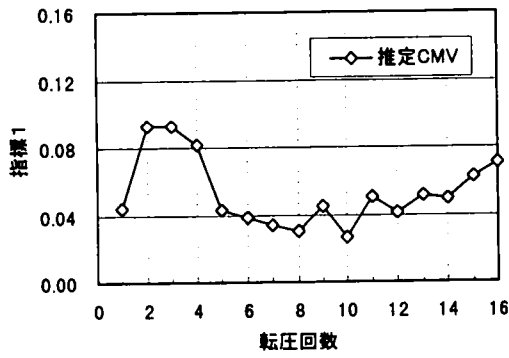
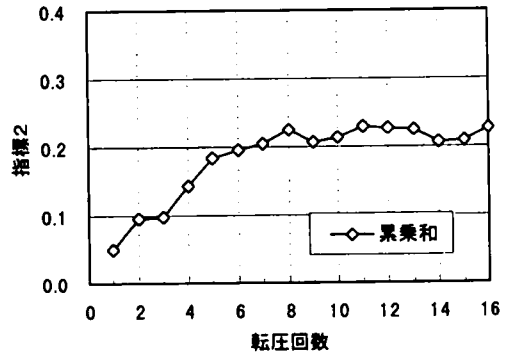


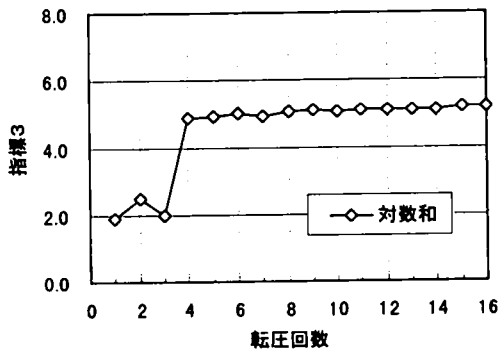
図-3.2.2 RI乾燥密度と転圧回数との関係



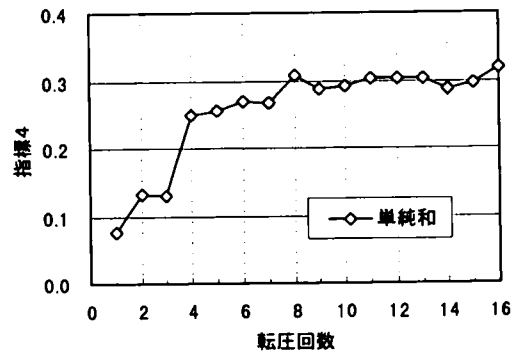
(a)指標1 (CMV) ~ 転圧回数 の関係



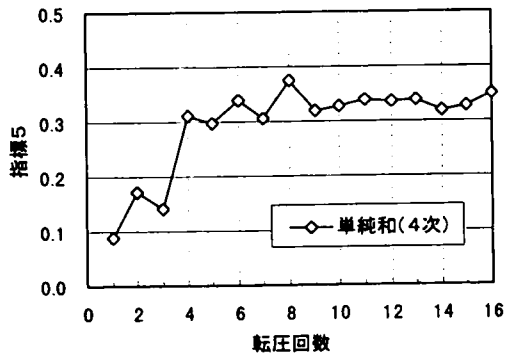
(b)指標2 (ひずみ率) ~ 転圧回数 の関係



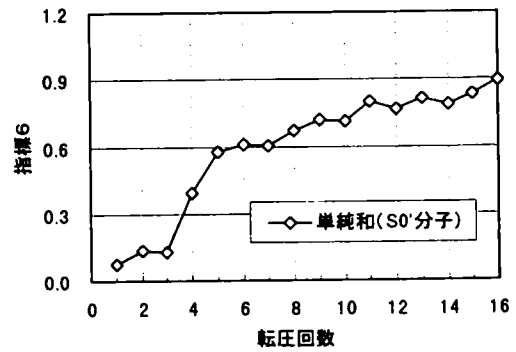
(c)指標3 ~ 転圧回数 の関係



(d)指標4 ~ 転圧回数 の関係



(e)指標5 ~ 転圧回数 の関係



(b)指標6 ~ 転圧回数 の関係

図-3.2.3 各加速度定量指標~転圧回数関係の比較

(砂質ローム・ $w_n=10.6\%$ ，酒井重工業製 SV160DV，撒き出し厚30cm)

指標1 (CMV) が転圧回数3→4回目にいったん減少に転ずる理由は、次のように考えられる。図-3.2.4は転圧回数3回目→4回目におけるFFT解析結果の変化を示したものであるが、本試験ではちょうど転圧4回目より1/2分数調波スペクトルが出現していた。この時の高調波スペクトル $S_1, S_2, S_3, S_4, \dots$ の高さに着目すると、転圧4回目は1/2分数調波スペ

クトル $S_1', S_2', S_3', S_4', \dots$ が出現する代わりに高調波スペクトル $S_1, S_2, S_3, S_4, \dots$ の大きさは小さくなっており（分岐によって2種類の加速度波形が発生することにより，結果として高調波の振幅レベルが相対的に小さくなる），この結果，1/2分数調波スペクトルを考慮していないCMVは値が減少してしまうものと考えられる．CMVは既に北欧地域で実用に供されているが，このように1/2分数調波スペクトルが出現する振動条件では締固めの進行と対応しないことを考えると，その適用には注意を要すると言えよう．

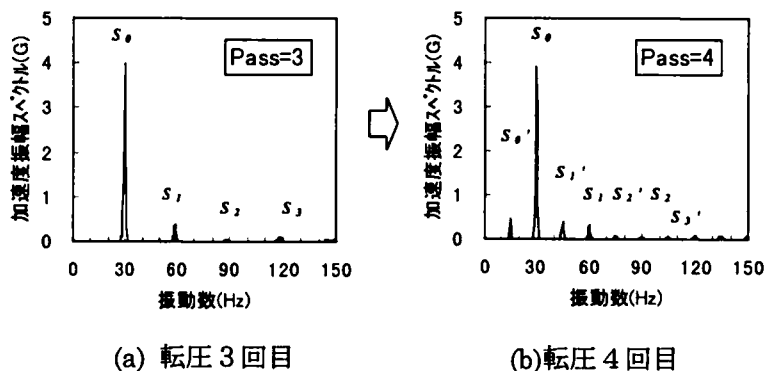


図-3.2.4 CMVが低下する時の振動ローラ加速度波形FFT解析結果

3-2-2 振動ローラ加速度定量指標「乱れ率」の提案

以上の検討により，振動ローラ加速度応答の定量指標としては，指標2，4，5，6のいずれかが適当と考えられる．そこで本論文では，これらのうち関数形が最も簡単な指標4を用いることにする（指標6も同様の関数形であるが，1/2分数調波スペクトルが出現する転圧3回目→4回目において値の増加がやや急であるため適当でないと判断した）．

さらに，ここでは3-5節で示す振動ローラの機械条件に影響されない手法とするための試みの一つとして，下式(3-1)のように，基本波のスペクトル $S_0 + S_0'$ を起振力 F の自重に対する倍率 $(F/(m_1+m_2)g)$ で除した指標を提案する．本論文ではこれを，振動ローラ加速度波形の乱れ具合を定量的に表すという意味から，「乱れ率」と名付ける．

$$\begin{aligned}
 \text{乱れ率} &= \frac{\text{高調波・1/2分数調波スペクトルの総和}}{\text{基本振動数+1/2基本振動数のスペクトル}} \\
 &= \frac{\sum_{i=1}^3 S_i + \sum_{i=1}^3 S_i'}{S_0 + S_0'} \\
 &= \frac{\sum_{i=1}^3 S_i + \sum_{i=1}^3 S_i'}{F/(m_1+m_2)g} \tag{3-1}
 \end{aligned}$$

ここに， F ：振動ローラ起振力

m_1 ：フレーム質量， m_2 ：ローラ質量

すなわち、乱れ率が大きいほど地盤が締固まっていることを表す。

基本波のスペクトル $S_0 + S_0'$ を起振力 F の自重に対する倍率 $(F/(m_1+m_2)g)$ で除した理由は次のようである。第2章で考察したように、スペクトル波形中の高調波・1/2分数調波スペクトルの出現は、跳ね上がった振動輪が地表面に衝突する際の衝撃加速度成分が表現されたものであるから、地盤の締固めと対応すべきは高調波・1/2分数調波スペクトルの出現の大きさである。ここで、振動ローラの起振力が変化した場合、跳ね上がり高さが変わることによって高調波・1/2分数調波スペクトルの出現量が増減するが、一般の2自由度振動解析の理論解⁷⁾から推測できるように、基本振幅が起振力/自重の大きさに依存するので、起振力 F が増減した場合は基本波のスペクトル $S_0 + S_0'$ も増減することになる。したがって、指標4の定義では、本来抽出すべき高調波・1/2分数調波スペクトル $\sum_{i=1}^{\infty} S_i + \sum_{i=1}^{\infty} S_i'$ の出現比が相対的に低下することになる。これより、起振力 F が変化した場合も高調波・1/2分数調波スペクトル $\sum_{i=1}^{\infty} S_i + \sum_{i=1}^{\infty} S_i'$ の変動を適切に評価できるよう、分母の $S_0 + S_0'$ を起振力 F の自重に対する倍率で除して基準化することによって対処したものである。

3-3 種々の土質条件に対する適用性の検討

前節では、振動ローラ加速度の定量指標を定義した。本節では、同一転圧機種、撒き出し厚の条件下で、土の種類および含水比をパラメトリックに変えた転圧試験^{8),9)}を行い、これら土質条件の違いが「乱れ率」と締固め指標（密度、現場CBR、動的コーン貫入値、動的地盤変形係数）との関係に及ぼす影響を調査し、その適用性を検討する。特に、

- ① 従来より締固め指標として一般的な密度を振動ローラ加速度計測から推定する場合
- ② 地盤の力学的指標である強度、地盤剛性を推定する場合

とでは、土の種類・含水比変動に対する適用性が大きく異なり、施工管理手法としての評価項目を明確に区別する必要があることを示す。

3-3-1 実験概要

(1) 転圧条件

転圧試験は、実際の振動ローラが走行可能な幅3m×長さ15m×深さ0.95mのコンクリート製の室内ピット（大型土槽）を用いて行った。試験ピットの形状を図-3.3.1に示す。ピットの幅は3mあり、振動ローラの締固め幅2.15mに対して片側それぞれ約40cmの余裕を

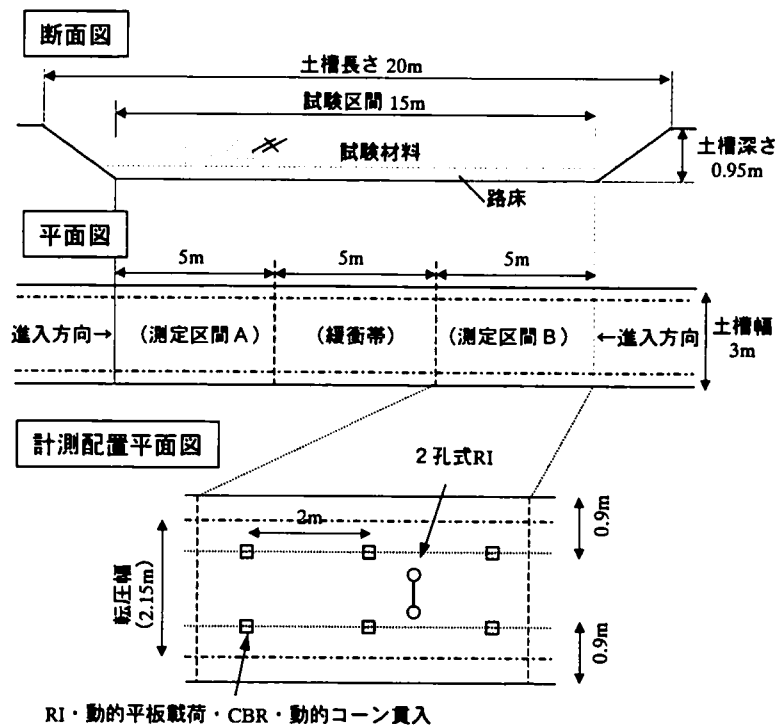


図-3.3.1 試験盛土槽形状図

有している。コンクリート底盤上に厚さ15cmの十分締固めた路床（CBR 70%以上）を構築しており、その上に所定の材料を投入して転圧試験を行う（測定区間A・Bで2材料を同時実施）。撒き出し厚は締固め後の厚さ30cm、および60cmの2ケースを用意した。

使用した振動ローラの機械諸元を表-3.3.1に示す。起振力30tf級（294(kN)）の大型機種を用いている。

表-3.3.1 振動ローラの機械諸元

機械諸元		SV160DV
総重量	M	17,600 (kg)
フレーム質量	m_1	4,300 (kg)
振動輪質量	m_2	6,000 (kg)
起振力	$F(\text{High})$	294 (kN)
公称振動数	$f_0(\text{High})$	28.3 (Hz)
防振ゴムバネ係数	k_1	2.0×10^6 (N/m)
締固め幅	B	2.15 (m)

※防振ゴムバネ係数は推測値

(2) 試験材料および試験ケース

試験材料は砂質ローム、スクリーニングス（砕石を製造する際に生じる粒径2.5mm以下の細かい部分）、粒度調整砕石(M-40)の3種類を用い、各々室内突固め試験（JSF T 711-1990）E法（4.5Ec締固め）による最適含水比 w_{opt} 付近、およびその乾燥側、湿潤側の3水準の含水比に調整して試験に供した。各材料の物理特性を表-3.3.2に、また各試験ケース毎の含水比条件を表-3.3.3に示す。試験ケース数は、締固め厚30cm・60cmを合わせて表-3.3.3に示す合計18ケースとなる。図-3.3.2には各試験材料の粒度分布を示している。砂質ロームが細粒分をやや多く含む材料（ $F_c=36\%$ ）、スクリーニングスは比較的単粒の砂質材料、粒調砕石が最大粒径53mmまでを含む礫材料である。

表-3.3.2 試験材料の物理特性

試験項目	基準番号	砂質ローム	スクリーニングス	粒調砕石(M-40)
土粒子密度 ρ_s (Mg/m ³)	JIS A 1202-1990	2.790	2.641	2.664
最大粒径 D_{max} (mm)		2	4.75	53
細粒分含有率 F_c (%)	JIS A 1204-1990	38.4	18.6	6.4
均等係数 U_c		59.5	66.0	46.1
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (Mg/m ³)	JIS A 1210-1990	2.087	2.182	2.284
最適含水比 w_{opt} (%)	(E法)	9.8%	6.3%	5.6%
地盤材料の工学的分類	JSF M 111-1996	細粒分質砂 SF	細粒分質礫質砂 SFG	細粒分まじり砂質礫 GS-F

表-3.3.3 各試験ケースの含水比

土質	層厚	含水比		
		乾燥側	w_{opt}	湿潤側
砂質ローム	30cm	8.1%	10.6%	13.6%
	60cm	7.1%	8.7%	10.8%
スクリーングス	30cm	3.0%	4.7%	7.3%
	60cm	3.1%	5.0%	7.2%
粒調碎石	30cm	3.7%	4.5%	7.0%
	60cm	3.8%	6.4%	8.4%

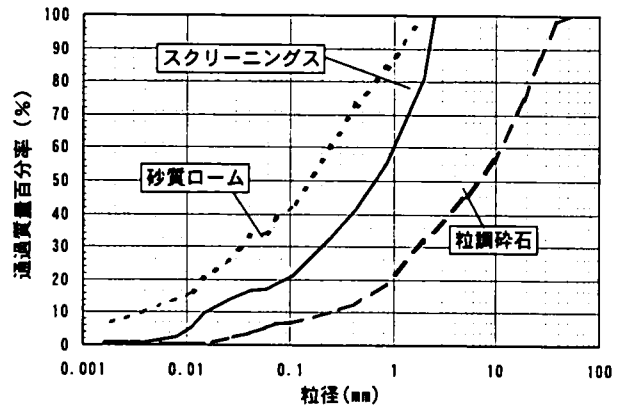


図-3.3.2 各試験材料の粒度分布

(3) 計測項目

計測項目の一覧をまとめて表-3.3.4に示す。またこれらの計測位置については図-3.3.1中に示した。初期状態（転圧0回）および転圧2, 4, 8, 12, 16回後の地盤密度を表面型RIにより6カ所計測し、さらに深さ方向の密度分布を2孔式RIにより1カ所測定した。また、地盤の強度・地盤剛性を調べる目的で、現場CBR試験、簡易動的コーン貫入試験（長谷川式土壌硬度計）、動的平板載荷試験をRI計測位置近傍で実施した（ただし現場CBR、コーン貫入、動的平板載荷は表-3.3.3の太斜字で示した試験ケースのみ実施）。

表-3.3.4 計測項目一覧

計測項目	計測方法	測点数	備考
振動ローラ加速度	加速度計	全面	転圧中連続計測
密度	表面型RI	6	転圧0,2,4,8,12,16回後
深さ方向密度	2孔式RI	1	〃
変形係数	動的平板載荷試験	6	〃
貫入抵抗	動的コーン貫入試験	3	〃
CBR	現場CBR試験	2	〃

主な計測項目の概要を以下に記す。

a) 表面型RIおよび2孔式RI

表面型RIは、線源深さ20cmのJH認定型RIを使用した。2孔式RIは、あらかじめ地中に埋設した2本の導管に線源および検出部を設け、これらを徐々に引き上げながら転圧層内の地盤密度を深さ方向に測定できるRIであり、1cmピッチで連続的に自動測定できるタイ

ブ¹⁰⁾を使用した。

b) 簡易動的コーン貫入試験（長谷川式土壌貫入計）

簡易動的コーン貫入試験は、2kgの重錘の打撃により先端部がコーン形状（φ20mm、先端角60°）のロッドを地中に打ち込み、5cm貫入毎の打撃回数 N_h を測定して地盤の硬度を調査する試験器である。今回用いた試験器（長谷川式土壌貫入計）は、もともと植生土壌の硬度を簡易に判定する目的で開発されたものであるが、地盤工学会基準（JGS 1433-1995）の簡易動的コーン貫入試験（土研式簡易貫入試験器）とほぼ類似した試験器となっている。既往の報告¹¹⁾では、土研式試験器の貫入抵抗値 N_d と $N_h = 1.66N_d$ なる関係があるとされている。

c) 動的平板載荷試験

動的平板載荷試験は、質量10kgの重錘を高さ1mから自由落下させ、直径30cm円形載荷板を介して地表面に衝撃的な荷重を加え、その時の衝撃加速度の積分により推定した載荷板の最大変位と載荷重の比より動的な変形係数 E_w を算出する機構となっている。本試験機は旧東ドイツで開発された後、その簡便さからヨーロッパを中心に普及が進んでおり、ドイツ運輸省¹²⁾では既に標準試験機として規格化されている。我が国でも建築基礎地盤の剛性評価に適用が試みられている例¹³⁾が報告されている（既往の静的平板載荷試験との比較検証結果などについては、第7章で詳述）。

d) 振動ローラ加速度

振動ローラ加速度については、市販の加速度計（容量50G）を用いて振動輪部の鉛直加速度を連続計測した。この際、各計測ポイントの直上を通過する際のタイミング信号を別チャンネルで入力することにより、後述する波形処理を行う際に各地盤の計測点と対応づけられるようにしている。波形処理は、RI計測点の直上を振動輪が通過する前後1.024秒間（およそRIの計測範囲40cmを通過する間）の加速度波形を切り取ってFFT解析し、乱れ率を算出した。

3-3-2 乾燥密度評価の適用性について

(1) 転圧回数と乾燥密度・乱れ率の関係

図-3.3.3に転圧回数と乾燥密度の関係を、また図-3.3.4には転圧回数と乱れ率の関係を示す（層厚30cmのケース）。いずれもヤード内の平均値で示している。

図-3.3.4の転圧回数～乱れ率の関係をみると、各材料とも含水比が低い水準のケースでは、図-3.3.3の密度の増加傾向と同様、転圧にともなって乱れ率も順調に増加しており、締固め施工管理手法としての適用性が示唆される。しかし、 w_{opt} より湿潤側の高含水比の

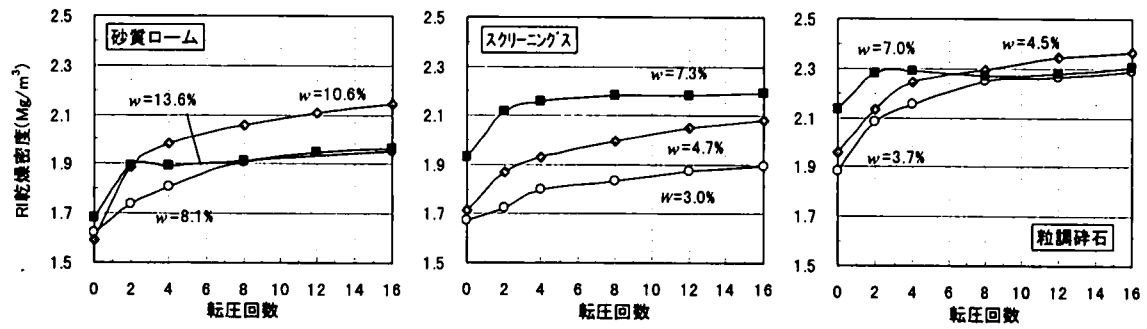


図-3.3.3 表面型RIによる乾燥密度～転圧回数の関係（層厚30cmのケース）

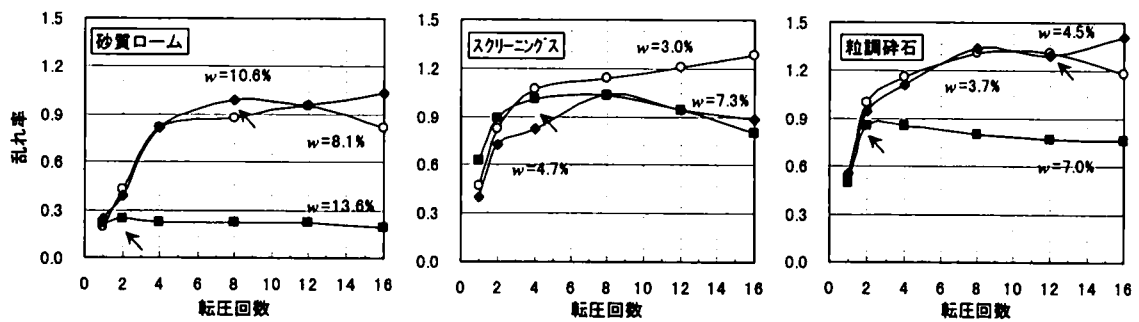


図-3.3.4 乱れ率～転圧回数の関係（層厚30cmのケース）

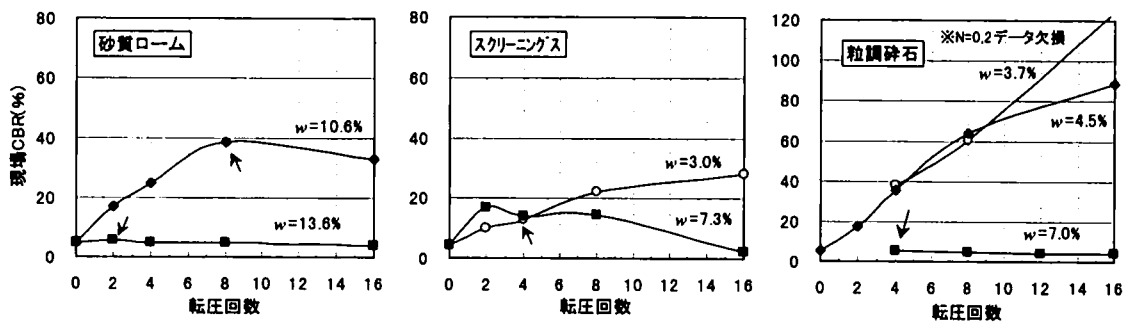


図-3.3.5 現場CBR～転圧回数の関係（層厚30cmのケース）

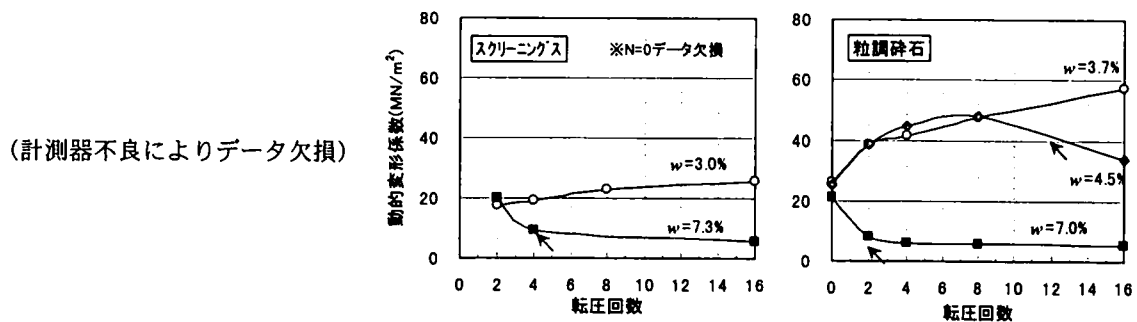


図-3.3.6 動的変形係数～転圧回数の関係（層厚30cmのケース）

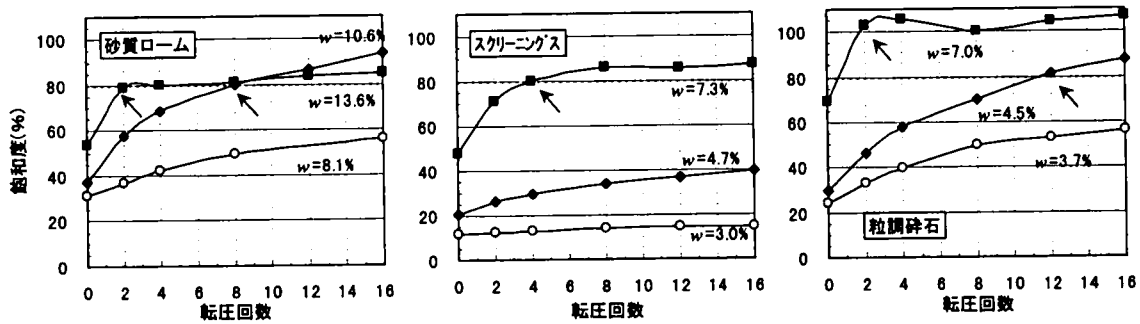


図-3.3.7 表面型RIによる飽和度～転圧回数関係 (層厚30cmのケース)

ケース (■プロット) では、転圧回数に対して密度が若干増加するにもかかわらず、乱れ率はむしろ減少の傾向さえ示していることがわかる。これは図-3.3.5に示す現場CBR、および図-3.3.6に示す動的変形数係数 E_w も同様な傾向を示しており、湿潤側含水比ケース (■プロット) では転圧回数に対してほとんど増加しないか、もしくは減少している (ただし、砂質ロームにおける動的変形係数は計測器不良により欠損)。

この湿潤側含水比ケースの転圧状況を観察すると、振動ローラの走行に伴って転圧面が波を打つ、いわゆるウェーピング現象が生じていた。すなわち、転圧による振動エネルギーは地表面付近の間隙水圧上昇と地表面の変形に転化され、もはやそれよりも深部の土の締固めに対しては有効に作用していない状態と推察される。

ここで、転圧回数と地盤の飽和度の関係を図-3.3.7に示した。これと乱れ率および現場CBR、動的変形係数の転圧回数に対する傾向 (図-3.3.4～図-3.3.6) を対比させると、飽和度がおおよそ80%を超えた場合 (図中 ↗ の点)、乱れ率および現場CBR、動的変形係数ともそれ以上増加しない、もしくは減少する傾向を示すことがわかる。これはすなわち、地盤の密度が高まり高飽和度になった結果、サクションが消失し土粒子間の結合力が弱まったこと、および振動ローラの高周波の振動 (約30Hz) で土が非排水状態に近い繰返しせん断を受け、転圧中に間隙水圧の蓄積が顕著になったこと (田中ら¹⁴⁾は、砂の繰返しせん断強度に与える飽和度の影響を検討し、飽和度がおおよそ80%以上になると繰返しせん断強度が急激に低下し、完全な液状化を示す飽和砂のそれに近づくことを示している)、これらによって密度の増大にもかかわらず地表面剛性の低下が生じ、結果的に乱れ率およびCBR、動的変形係数の値が低下したと予想される。

以上のように、おおよその目安として飽和度80%以上の地盤においては、転圧回数を重ねても乱れ率が増加しない現象が生じ、乱れ率の増加をもって締固めの進行を判定をした場合、施工管理手法としての適用範囲外といえる。比較的高含水比な細粒土やRCDコンクリートなどにおいては、このような現象が生じることをあらかじめ認識しておく必要がある。しかしながら、乱れ率は地盤強度・剛性の低下をそのまま反映していることから、

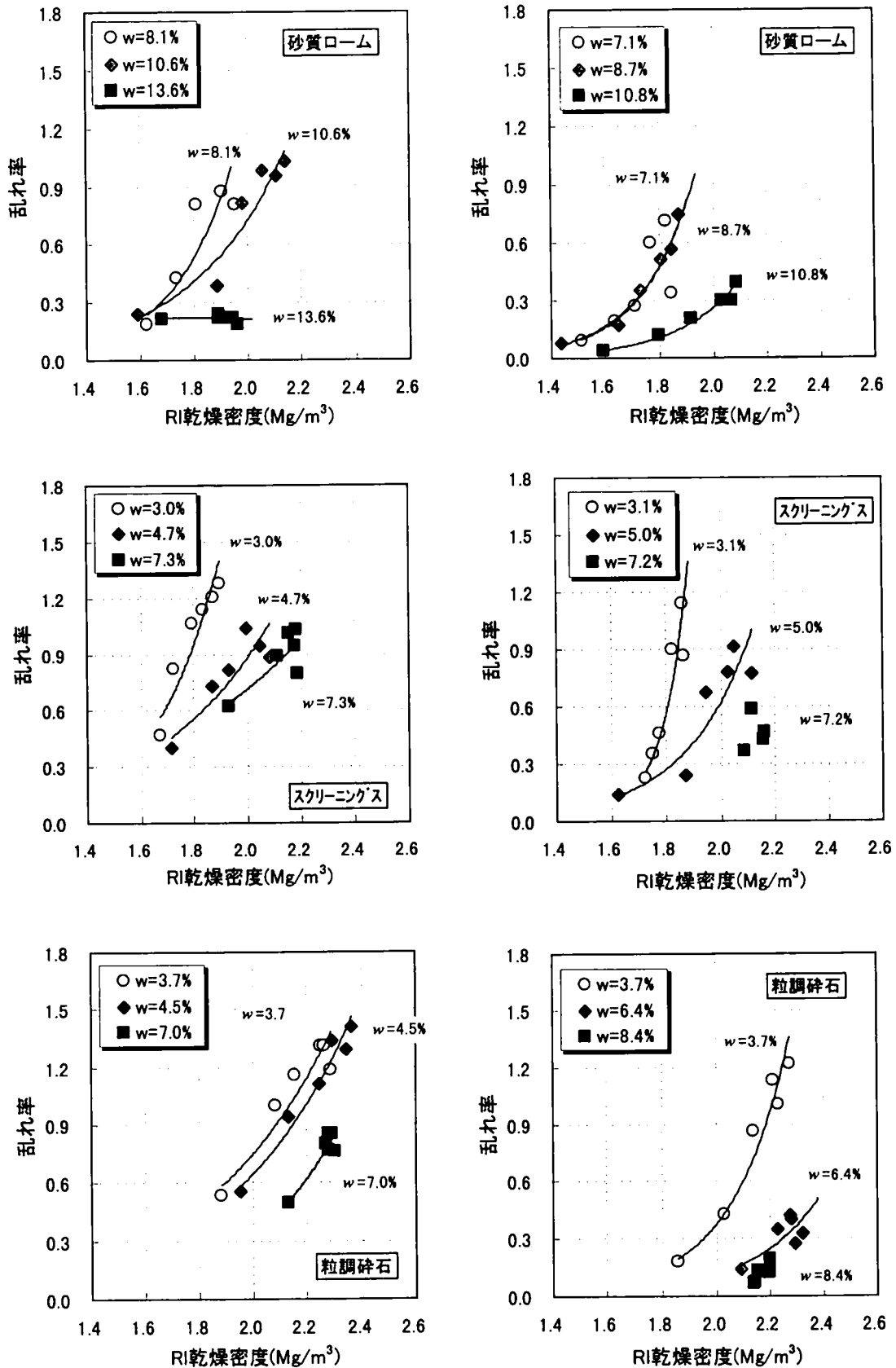
任意の含水比条件下においてもこれらの評価は適切に行える可能性がある。これについては後述する。

(2) 乱れ率による乾燥密度評価の適用性について

乱れ率による乾燥密度評価の適用性を総括的に見るため、各土質および含水比条件に対して乾燥密度と乱れ率の関係を整理したのが図-3.3.8(a)(b)である（層厚30cmと60cm）。これをみると、湿潤側含水比の飽和度80%以上のデータを除けば、いずれの土質についても乱れ率～乾燥密度関係は比較的良好な相関を示すことがわかる。しかしながら、乱れ率～乾燥密度関係は土質および含水比毎に異なっており、しかもそれぞれ数%の含水比の差でありながら、各曲線はかなり異なることが伺える。

この傾向は、砂質ロームを対象に種々の含水比で乾燥密度とCBR値の関係を調べた既往の実験結果¹⁵⁾（図-3.3.9）と類似している。図-3.3.9をみると、同じ土であってもCBRと乾燥密度の関係は含水比により大きく異なり、乾燥側の含水比（ $w=7.0\sim 7.9\%$ ）ではCBRと乾燥密度の間には強い相関が見られるが、湿潤側の含水比（ $w=13.0\sim 13.9\%$ ）の場合、乾燥密度が増加してもCBRは増加せずに小さな値にとどまっていることがわかる。このように、一般に土の強度・剛性は乾燥密度のみならず含水比の影響を強く受ける。よって、振動ローラの加速度応答が直接的には地盤の剛性と対応することを考えれば、乾燥密度～乱れ率関係が図-3.3.8のごとく含水比の影響を強く受ける結果は、むしろ必然の結果と言えよう。

以上より、ローラ加速度応答法から密度を推定する場合、想定される含水比範囲に応じた複数の乱れ率～乾燥密度関係をあらかじめ求めておかなければならないことになる。しかし、実際にこれを行うことは多大な労力を要し、現実的ではなかろう。本手法を現行の密度管理の代替手法として用いるとすれば、材料変化や含水比変動が大きな一般盛土では適用が難しいと言わざるを得ず、例えばフィルダムロックのような、材料規定が厳しくかつ含水比の変化をほとんど無視し得る粗粒材の適用に限定することが現実的と考えられる。これを受け、後の第6章ではフィルダムロックの密度管理に対する適用性について述べる。



(a) 層厚30cmのケース

(b) 層厚60cmのケース

図-3.3.8 RI乾燥密度～乱れ率の関係 (ヤード平均値)

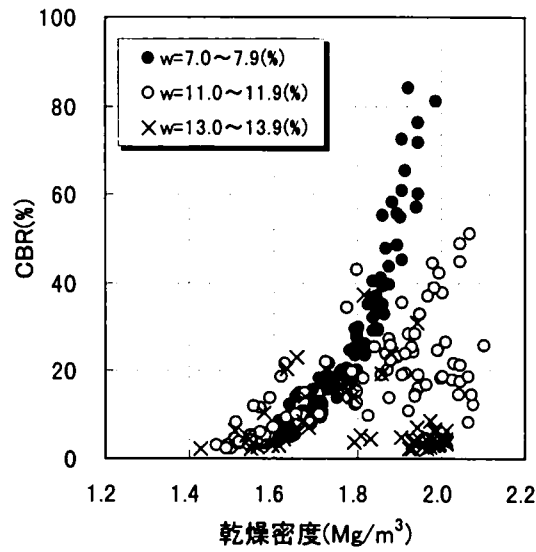


図-3.3.9 乾燥密度～CBRの関係¹⁵⁾

3-3-3 強度・地盤剛性評価の適用性について

次に、乱れ率と現場CBRの関係を図-3.3.10に示す。これをみると、乱れ率と現場CBRの関係は比較的良好であり、特に含水比の変化に対しても各材料の中で一意的な関係を示すことが注目される。前出図-3.3.9に示したように乾燥密度～CBR関係は含水比の影響を

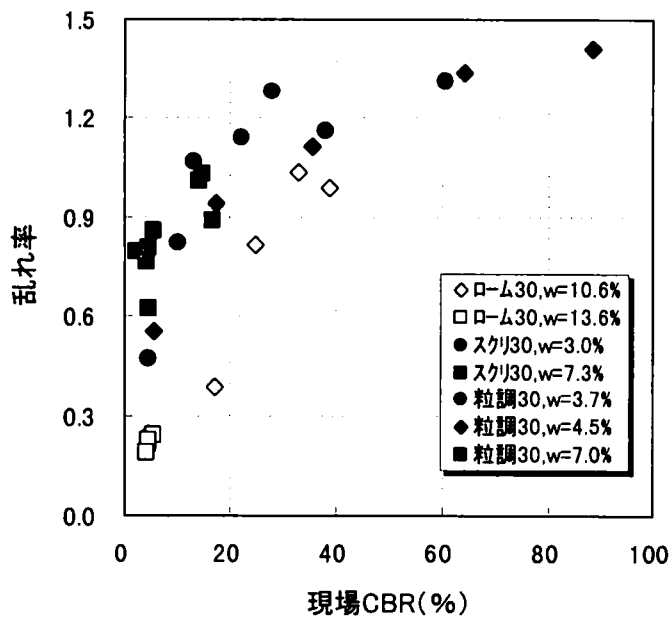


図-3.3.10 現場 CBR～乱れ率の関係 (層厚 30cm)

強く受けたが、乱れ率によればCBRのような地盤の強度特性を示す指標を任意の含水比条件においても評価できると言える。ただし、図-3.3.10を注視すると乱れ率～CBR関係は材料毎に若干異なり、同じ乱れ率に対して「スクリーニングス<粒調碎石<砂質ローム」の順にCBRが大きくなる傾向が見受けられる。この理由は、材料によって乱れ率とCBRの関係が異なるのではなく、以下に述べるような各土質ごとの表層付近の締固め傾向の違いと、これに対する振動ローラ加速度および現場CBR試験の測定領域の違いを考えれば説明が付き、図-3.3.11(a)(b)(c)に2孔式RIによって測定した深さ方向の密度分布の一例を示す。これによると、砂質ロームでは地表面付近の密度が下層に比べかなり高くなっているのに対し、逆にスクリーニングスでは上下層で密度勾配がほとんどないばかりか、地表面付近でむしろ密度が小さくなっており、粒調碎石は両者の中間的な密度勾配をもっていることがわかる。この深さ方向の締固め傾向の違いは、図-3.3.12(a)(b)(c)の動的コーン貫入試験の結果ではさらに顕著であり、砂質ロームの N_s （ロッドを5cm貫入毎の打撃回数）は上下層でほぼ均一であるが、粒調碎石やスクリーニングスの地表面付近では極端に小さくなっている（その原因は明確ではないが、スクリーニングスや粒調碎石が粒状体であるため、拘束のない地表面で振動による大きなひずみを受けることにより逆に緩められてしまった可能性等が考えられる）。

ここで、現場 CBR 試験は直径 50mm のピストンを 2.5mm 貫入させた時の荷重強さを測るものであり、その載荷規模を考えると主に地表面付近の剛性を測定する試験と言える。一方、図-3.3.11 および図-3.3.12 の結果より、下層部でも十分に振動ローラの転圧効果が及んでいることから、振動ローラの加速度応答は下層を含んだ締固め層全層の平均的な地

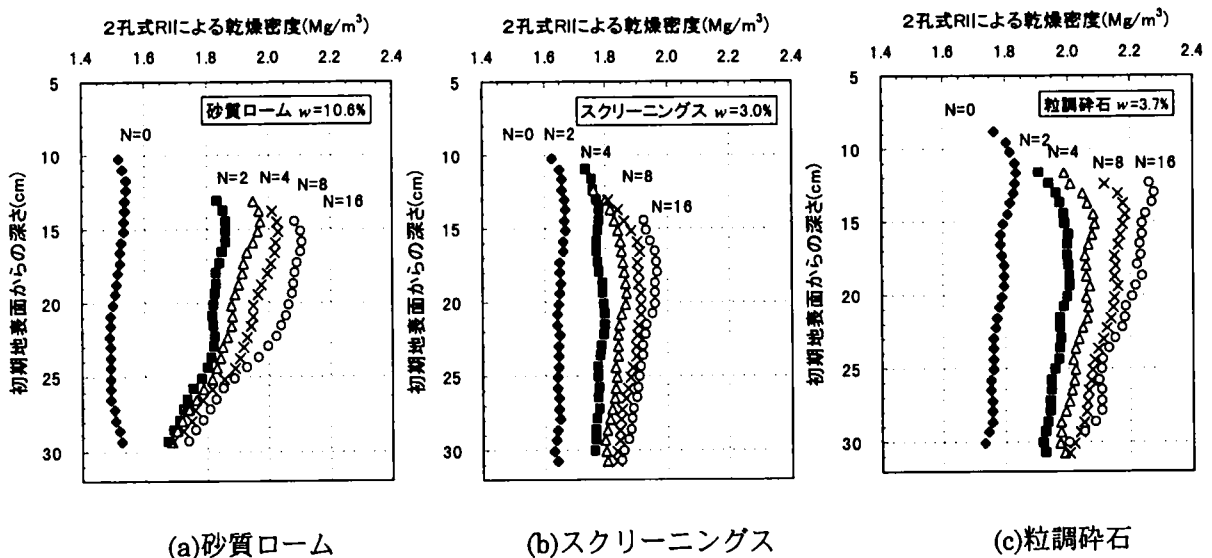


図-3.3.11 2孔式RIによる深さ方向乾燥密度分布（層厚30cm）

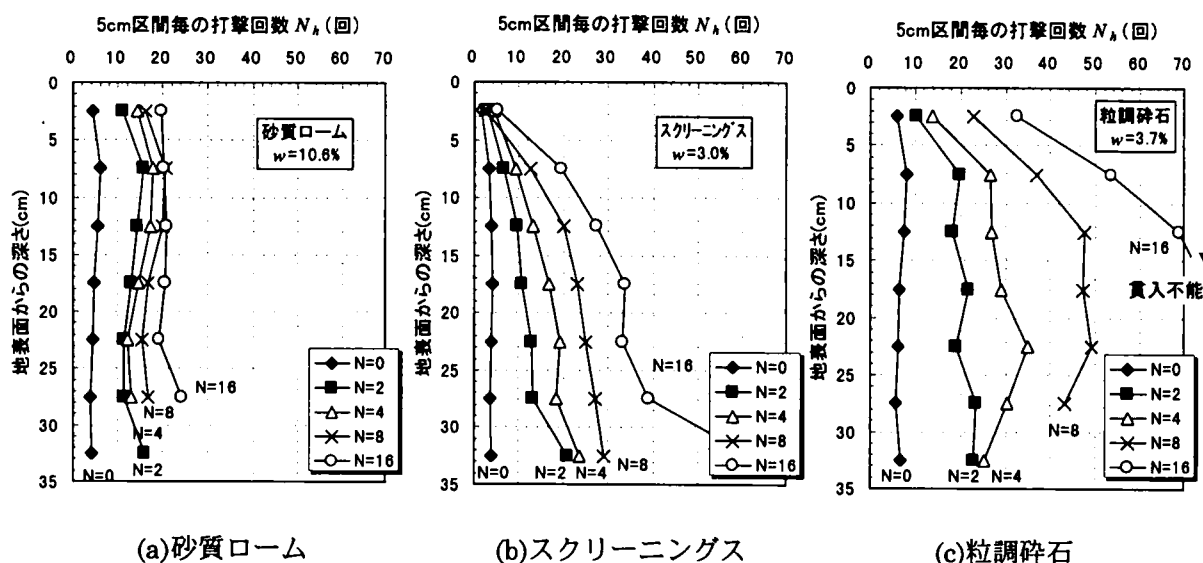


図-3.3.12 動的コーン貫入試験結果（層厚 30cm）

盤剛性を反映していると考えられる（両手法による締固め評価深さについては次節 3-4 で検証する）。したがって、CBR 試験が表層付近の剛性，乱れ率が層内の平均的な剛性を反映すると考えれば，同じ乱れ率に対する CBR の関係が図-3.3.10 のように「スクリーニングス<粒調碎石<砂質ローム」の順序で描かれる傾向が解釈できよう。

そこで，乱れ率が層内の平均的な剛性を反映しているという推察を踏まえ，一つの試みとして，図-3.3.12に示す動的コーン貫入値 N_h の深さ方向分布を，締固め層内（30cmおよび60cm）で算術平均した \bar{N}_h を1層あたりの強度とみなし，これと乱れ率との対応を調べた。この結果を図-3.3.13に示す。これをみると，表層付近の局所的な剛性の違いが取り除かれた結果，層内平均 \bar{N}_h と乱れ率の関係は，図-3.3.10におけるCBRのような材料毎の違いがなくなり，材料・含水比によらずに1本の良好な関係にまとめられることがわかる。すなわち，乱れ率は層内の平均的な強度・剛性を，材料および含水比条件によらず評価できる可能性を示している。なお，同じ層内平均 \bar{N}_h に対し，乱れ率は層厚30cm>層厚60cmとなっているが，これは表層30cmの場合は乱れ率が強く締固まった下部路床および土槽コンクリートまでを評価したためと考えられる。このことから，今回用いた振動ローラでの評価深さは少なくとも30cm以上であることが推察できる。

以上，材料特性が変化する場合の本手法の適用性を検討した結果，飽和度 80%以上の高含水地盤では転圧に対して乱れ率が増加せず，密度評価の適用範囲外であること，乱れ率と密度の関係は材料・含水比により大きく異なり，一般盛土では密度管理の代替手法としての適用が難しいこと，しかし地盤の強度・剛性を表す指標とは材料および含水比にかかわらず一意的な関係にあり，強度・変形抵抗性を判定する手法としては，任意の地盤に対

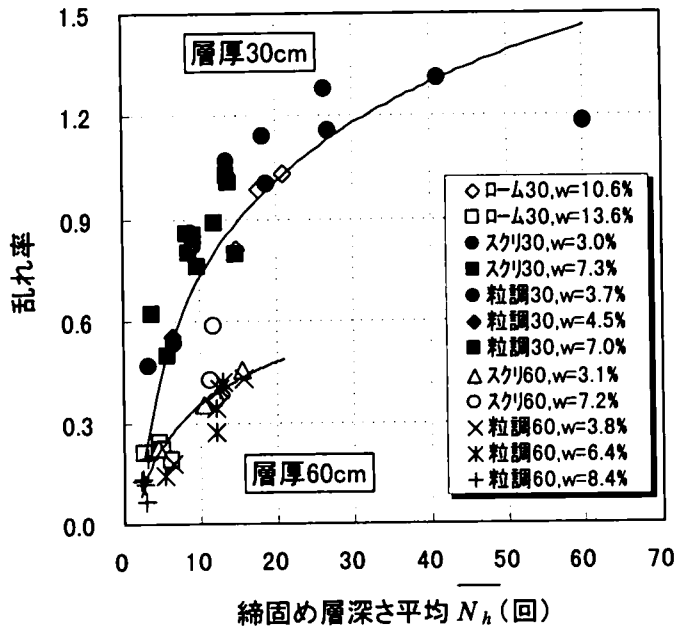


図-3.3.13 乱れ率～締固め層内平均 \bar{N}_h 値の関係

して適用可能であることが示された。

現状の盛土締固め管理は、締固め度 D 値による密度管理、あるいは空気間隙率による管理が一般的である。しかし、室内と現場で締固め状況が異なるにも関わらず、基準となる最大乾燥密度を室内の突固め試験により定めていること、さらに先の図-3.3.9 に示したように、同じ乾燥密度でも含水比が変化すればその強度変形特性が異なるため、密度の管理基準値（例えば $92\% \times \rho_{dmax}$ ）は、「強度が何 kN/m^2 以上」「変形係数が何 MN/m^2 以上」の保証にはならないという問題点を包含している。しかしながら、乱れ率が強度・地盤剛性を表す指標と土の種類・含水比によらず一意的な関係がある性質を利用し、振動ローラ加速度応答によって盛土体全体の強度・変形抵抗性を直接判定することができれば、より高品位な盛土締固め管理が可能となろう。ただし、水浸後の強度低下、あるいはクリープ沈下などの完成後の長期挙動については、施工時の強度変形特性のチェックのみでは保証が難しい。最大乾燥密度、空気間隙率による規定が、直接的な強度の判定にはなり得ないにもかかわらず、なお現在広く受け入れられているのは、この水浸後の強度低下を最小限に保証する思想が根幹にあるために他ならない。したがって、実際の盛土施工においては、振動ローラ加速度応答を利用した強度・地盤剛性のチェックにより、施工時の盛土体の品質を面的かつリアルタイムに確認しつつ、問題が懸念される材料に対しては飽和度管理を併用したり、あるいは別途長期圧密試験、水浸沈下試験等の室内試験結果を実施するなどして、盛土の恒久的な品質、要求される性能を保証していくことが理想的であろう。

3-4 ローラ加速度応答法の評価深さに関する検討

前節において、ローラ加速度応答法は転圧層（30cm，60cm）のほぼ全層の締固めを評価し、一方、動的平板載荷試験や現場 CBR などの載荷力の小さな簡易な試験法は表層付近の局所的な剛性の状態に左右されており、測定手法による締固め評価深さの違いを考慮する必要性が示唆された。また、一般にフィルダムロックの撒き出し厚さは 1.0～1.5m にも達するが、このような層厚が大きい場合に層内深部までローラ加速度応答法により締固めを評価できるのかどうかは明らかでない。さらに、この評価深さは振動ローラの機種（例えば 18t 級クラスの大型機種～埋め戻し用 4t 級クラスの小型機種）によって異なる可能性が考えられるが、これら機種による評価深さの違いも明らかにしておく必要がある。そこで本節では、機種を変えた転圧試験を実施し、従来まで不明であった「どこまでの深さの締固めを評価できるのか」を定量的に明らかにすることを試みる。

3-4-1 実験方法の概要

(1) 概要

前節で述べた室内ピットを用い、次のような実験を行う。すなわち、剛なコンクリート基盤上に材料を撒き出し、層厚を 20cm→40cm→60cm→80cm→100cm→120cm と順次変化させたときの振動ローラ加速度を計測し、層厚に応じた振動ローラ加速度応答の変化を調べる。層厚が小さい場合、振動ローラ加速度応答には剛な基盤コンクリートが影響するが、振動ローラ加速度の影響深さ以上の層厚になった場合、加速度応答には基盤コンクリートの影響はなくなると予想される（図-3.4.1 の概念図参照）。この時の層厚がすなわち、振動ローラ加速度応答による締固め評価深さと解釈される。この深さを把握するため、以下に述べる転圧試験を行った。

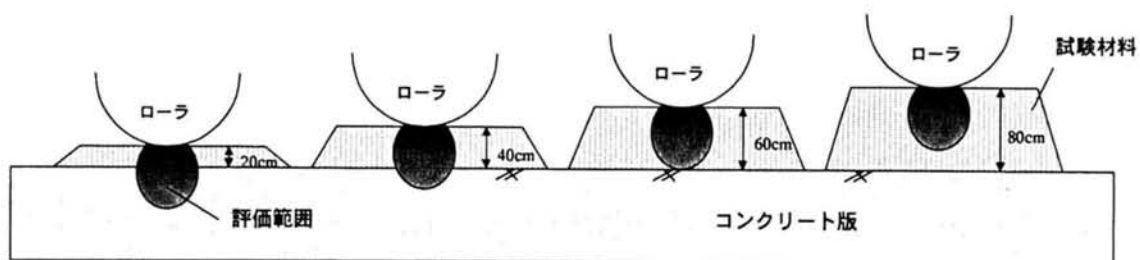


図-3.4.1 締固め評価深さ検証試験の考え方（概念図）

(2) 転圧機種

機種による締固め評価深さの違いを調べるべく、現在国内で使用されている振動ローラのうち、大型（18t 級－酒井重工業 SV160D）・中型（11t 級－酒井重工業 SV510D）・小型（4t 級－酒井重工業 TW500W）の3機種を転圧機種として用い、さらにSV160DとSV510Dは起振力を High と Low の2段階に設定して転圧した。各振動ローラの機械諸元を表-3.4.1に示す。

表-3.4.1 締固め評価深さ検証試験における振動ローラ機械諸元

機械諸元		SV160D	SV510D	TW500W
総重量	M	17,400 (kg)	10,500 (kg)	3,240 (kg)
フレーム質量	m_1	4,100 (kg)	1,800 (kg)	800 (kg)
ローラ質量	m_2	5,800 (kg)	3,800 (kg)	1,200 (kg)
起振力	$F(\text{Low})$	206 (kN)	167 (kN)	— (kN)
	$F(\text{High})$	294 (kN)	206 (kN)	25 (kN)
公称振動数	$f_0(\text{Low})$	28.3 (Hz)	40 (Hz)	— (kg)
	$f_0(\text{High})$	28.3 (Hz)	30 (Hz)	55 (Hz)
防振ゴムバネ係数	k_1	2.0×10^6 (N/m)	2.0×10^6 (N/m)	2.0×10^6 (N/m)
締固め幅	B	2.15 (m)	2.15 (m)	1.30 (m)

※防振ゴムバネ係数は推測値

(3) 実験手順

実験の手順は次の通りである。

- ① 材料を厚さ約 25cm で撒き出した後（締固め後の厚さが 20cm になるよう、撒き出し厚 25cm とした）、ピットに備え付けの排土板を所定の高さまで降下させ、敷き均しを行う。
- ② 18t 級振動ローラ SV160D で 12 回転圧を行い、試験地盤を作成する（撒き出し直後の緩い状態を試験地盤とすると、層厚を 20cm→40cm→60cm→…と嵩上げした際、すでに転圧された直下の層と次の撒き出し層の締固め度の違いが著しくなり、締固め評価深さを合理的に把握することが困難となるため、基盤から地表面までの層内の締固め程度がほぼ均一になるよう、大型振動ローラで締固めが十分に収斂するまで予備転圧した地盤を初期地盤とした）。
- ③ 予備転圧においては、転圧回数 0, 2, 4, 8, 12 回後における RI 密度、動的平板載荷試験による変形係数、および地表面沈下量を計測し、締固めの収斂を確認する。RI は線源深さ 20cm のタイプを用いる。
- ④ 予備転圧後、動的平板載荷試験により試験地盤の初期変形係数を確認する。

- ⑤ SV160D を起振力 High・Low でそれぞれ 1 往復し，振動輪加速度を計測する。
- ⑥ 動的平板載荷試験により変形係数を確認する。
- ⑦ SV510D を起振力 High・Low でそれぞれ 1 往復し，加速度を計測する。
- ⑧ 動的平板載荷試験により変形係数を確認する。
- ⑨ TW500W を 1 往復し，加速度を計測する。
- ⑩ 以上で層厚 20cm の計測が終了。再び材料を 25cm 撒き出し，①～⑨を行う。これを層厚 20cm→40cm→60cm→80cm→100cm→120cm まで順次繰り返す，計測を行う。

以上の手順を図-3.4.2 にフローで示す。

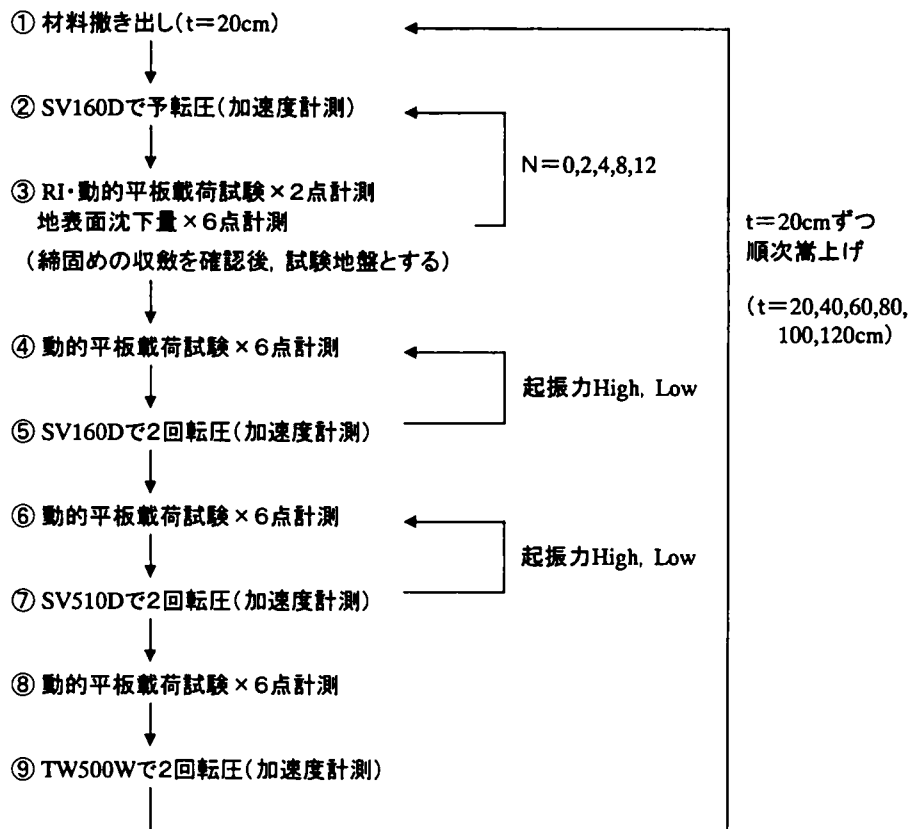


図-3.4.2 締固め深さ検証試験フロー

(4) 計測項目および位置

試験ヤード形状ならびに各測定項目の測定位置を図-3.4.3 に示す。ピット幅は 3m であり，振動ローラの締固め幅 2.15m に対して片側それぞれ約 40cm の余裕がある。また，振動ローラの折り返しは斜路部直上の盛土範囲で行い，この区間は計測対象外とする。

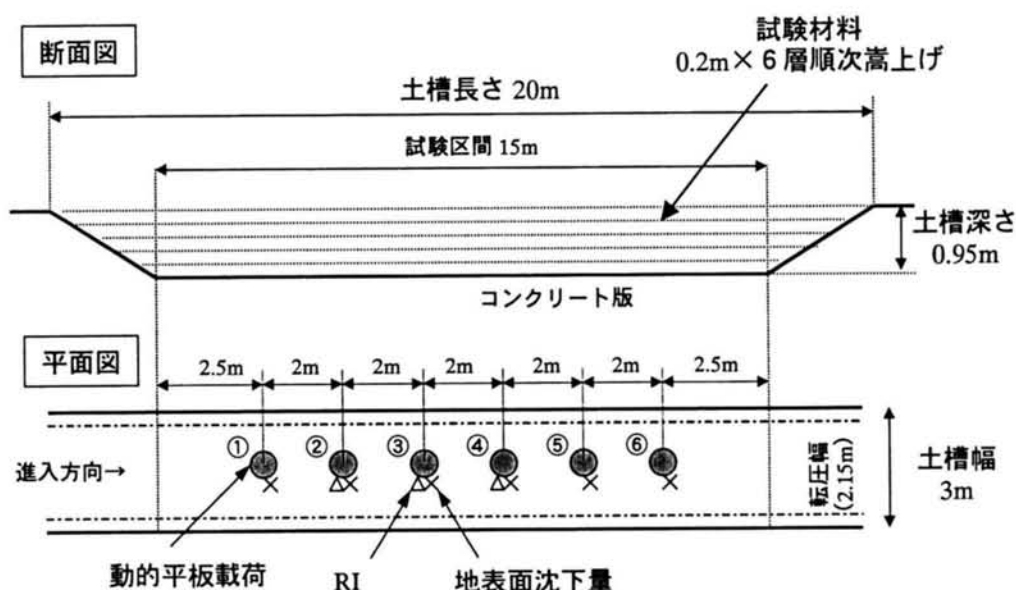


図-3.4.3 計測位置

(5) 試験材料

試験材料は、材料の均一性を保つため試験中に含水比変化が少ないこと、および1層締固め厚さ 20cm の条件を考慮し、表乾状態に近く（自然含水比 $w_n \approx 2.1\%$ ）、最大粒径は 53mm（ \approx 層厚 $\times 1/4$ ）である粒調採石（M-40）を購入して用いた。粒度分布は前出図-3.3.2 に示している。

3-4-2 実験結果

(1) 予備転圧結果

材料撒き出し後から試験地盤作成に至る SV160D を用いた予備転圧の結果について、転圧回数とレベル測量による地表面沈下量の関係を図-3.4.4 に、また転圧回数と RI 密度の関係を図-3.4.5 に示す（ただし層厚 20cm のケースについては、締固め後の層厚が線源長さの 20cm 以下になってしまったために RI の計測ができなかった）。これをみると、地表面沈下量および乾燥密度とも、転圧 1 2 回までにほぼ収斂を示していること、また層厚 120cm の撒き出し以外は各層ともほぼ同様な沈下量と密度の値を示していることがわかる。これより、厚さ 20cm ずつ嵩上げされた地盤はほぼ同等に締固められ、層厚 20cm, 40cm, 60cm, 80cm, 100cm, 120cm それぞれで深さ方向に均一な剛性を有する初期地盤が造成されたと言える。層厚 120cm のケースのみ、他ケースに比べ若干乾燥密度が低く、

沈下量が大きくなっているが、これは層厚 120cm の撒き出し層（6層目）はピット深さ 95cm からはみ出した格好で盛土したため、コンクリート壁の拘束がないことによって他ケースより転圧効果が小さくなったものと思われる。

図-3.4.6 に、予備転圧時の転圧回数と動的平板載荷試験による変形係数の関係を、また図-3.4.7 に転圧 1 2 回後（すなわち初期地盤）の変形係数と層厚の関係を示す。これらを見ると、層厚 20cm 以外のケースは転圧 2 回以降の変形係数が $E \approx 23 \sim 30 (\text{MN/m}^2)$ 程度とほぼ均一であるのに対し、層厚 20cm のケースのみ $E \approx 50 (\text{MN/m}^2)$ 程度と約 2 倍近い大きさを示していることがわかる。しかし、地表面沈下量の計測結果（図-3.4.4）をみると、層厚 20cm のケースと他ケースで差がないことから、層厚 20cm のみ締固めが進行したとは考えにくい。

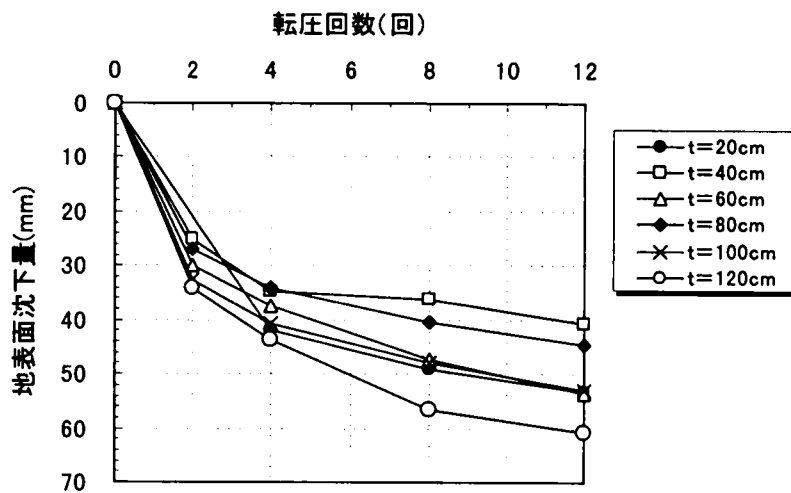


図-3.4.4 予備転圧における転圧回数と地表面沈下量の関係

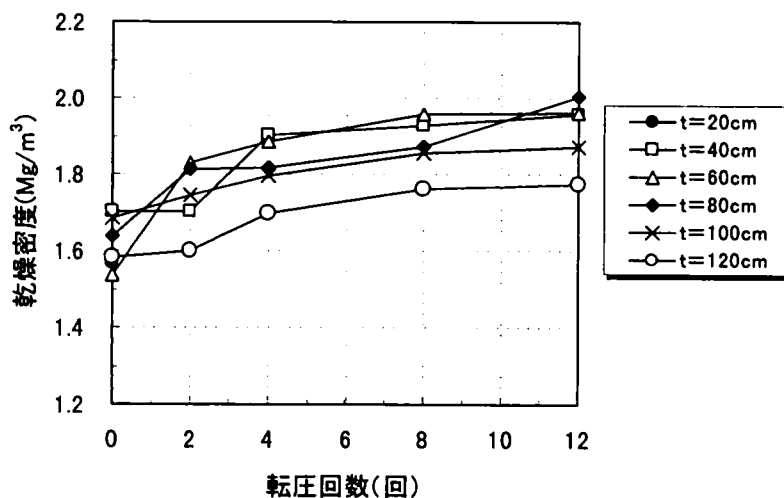


図-3.4.5 予備転圧における転圧回数と RI 乾燥密度の関係

また、図-3.4.6 の転圧回数～変形係数関係を見ると、撒き出し直後の無転圧状態（転圧回数0回）から層厚 20cm のみ大きな変形係数の計測値となっているが、本試験ではピット備え付けの排土板を上から所定の高さまで降下させて材料の敷き均しを行っており、ブルドーザ等の敷き均し機械による転圧効果は全く存在しないから、撒きだし直後の状態は各層ともほぼ同一と予想される。以上を考慮すると、層厚 20cm の変形係数が高く評価されているのは、実際に地盤剛性が高かったのではなく、層厚 20cm の場合のみ動的平板載荷試験がコンクリート底盤までを評価したと解釈するのが妥当であろう。すなわち、動的平板載荷試験の評価深さは 30cm～40cm 程度と推察される。

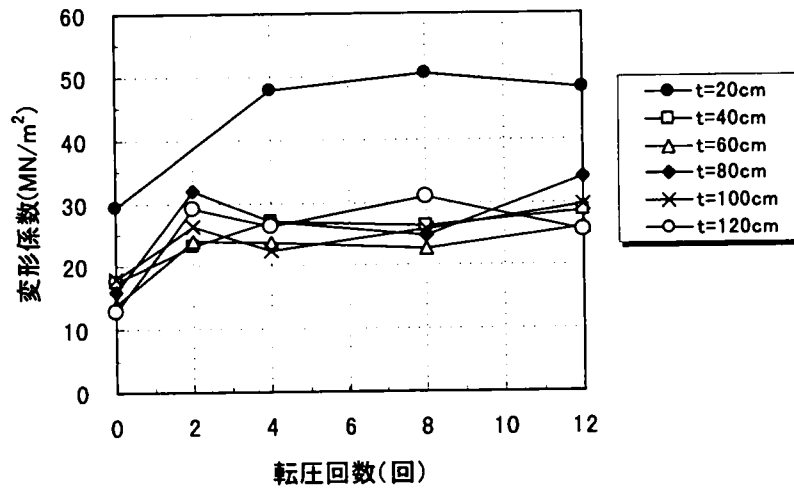


図-3.4.6 動的平板載荷試験による変形係数と転圧回数の関係（予備転圧試験）

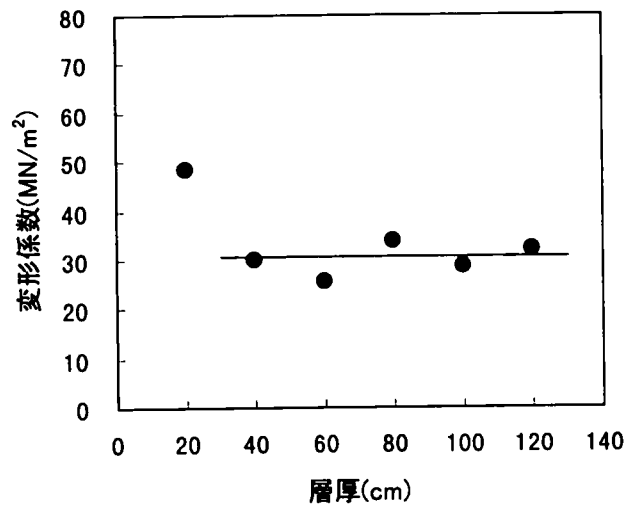


図-3.4.7 SV160D 予備転圧後の動的平板載荷試験による地盤変形係数（ヤード平均）

(2) 層厚に対する乱れ率の変化

図-3.4.8～図-3.4.10 は、層厚と乱れ率の関係を各振動ローラ毎に整理したものである。これらを見ると、ばらつきはあるものの、SV160D の Low 以外のケースでは乱れ率は層厚に対して低減傾向を示し（SV160D の Low が低減傾向を示さない理由は不明）、乱れ率の低減が収束する層厚は、各機種に大きな違いはなく、おおよそ 60～80cm 程度であることがわかる。

また、SV160D を用いた予備転圧時における乱れ率と転圧回数との関係（図-3.4.11）を見ると、層厚 20cm, 40cm, 60cm のケースでは乱れ率が転圧回数に対して横這いかもしくは若干の低下傾向を示し、締固め傾向を適切に表現していないが、層厚 80cm, 100cm, 120cm のケースでは、転圧回数に対して乱れ率が順調に増加する傾向を示していることがわかる。この層厚の小さい条件下で乱れ率が低減する理由として、30tf (294kN) 級の大きな起振力で転圧を行うとコンクリート基盤とのサンドイッチ効果によって過度な締固め力が加わり、本試験で用いたような粒状体の材料では、構造が乱されることによって地盤剛性が低下したことが考えられる。すなわち、層厚 60cm 以下では振動ローラ加速度応答にコンクリート基盤の影響が明らかに含まれるが、層厚が 80cm をこえるとコンクリート基盤の影響が相対的に小さくなることを示唆するものと思われる。

これらの結果から、振動ローラ加速度応答の影響範囲（乱れ率の評価深さ）は、機種によらずおおよそ 60～80cm 程度と推察される。

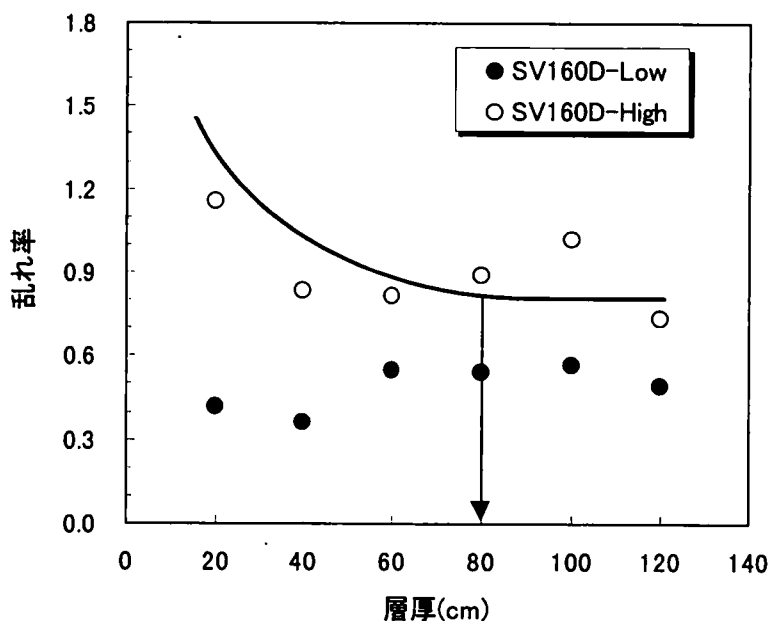


図-3.4.8 層厚と乱れ率の関係（転圧機種；SV160D）

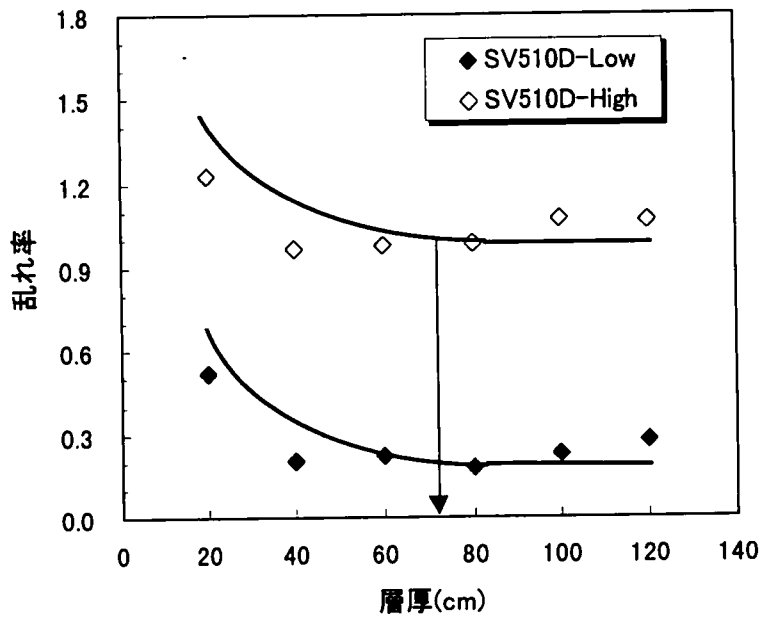


図-3.4.9 層厚と乱れ率の関係（転圧機種；SV510D）

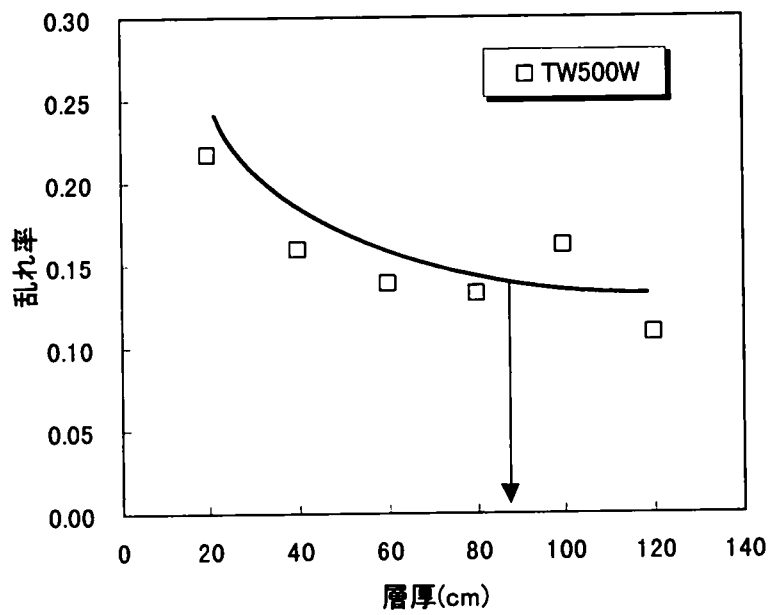
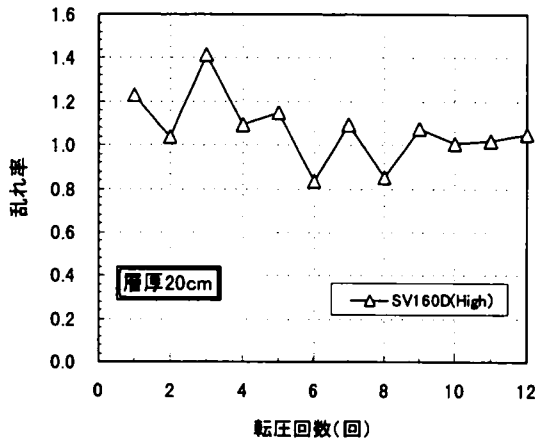
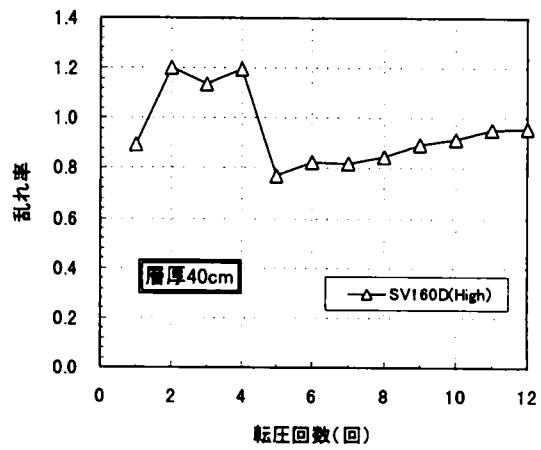


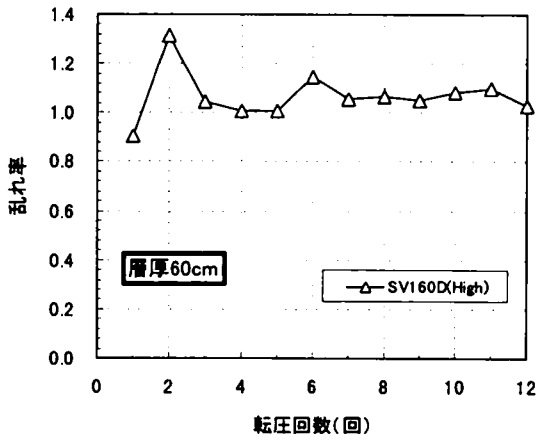
図-3.4.10 層厚と乱れ率の関係（転圧機種；TW500W）



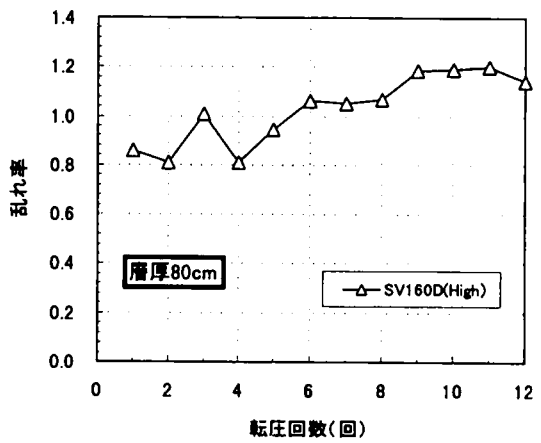
(a) 層厚20cm



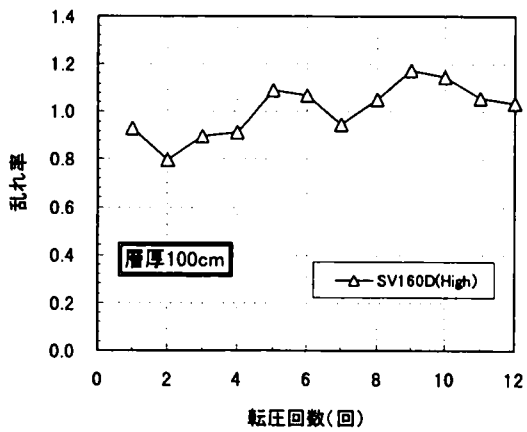
(b) 層厚40cm



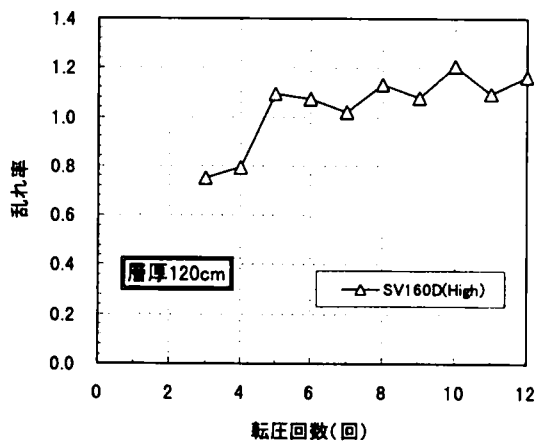
(c) 層厚60cm



(d) 層厚80cm



(e) 層厚100cm



(f) 層厚120cm

図-3.4.11 予備転圧試験における転圧回数と乱れ率の関係 (SV160D)

3-4-3 締固め評価深さに関する考察

以上のように、層厚を変化させた転圧試験によって、振動ローラ加速度応答による締固め評価深さは大・中・小型機種ともおよそ60~80cm程度と推定された。しかし、一般に小型の振動ローラ転圧では、締固め効果が得られる深さはせいぜい30cm程度と言われ、逆に起振力30tf (294kN) 級の大型振動ローラでは、図-3.4.12に示すように深さ150cmまで締固め効果が及ぶ結果も得られており、ローラ加速度応答法が評価する深さと対応していない。

あるいは、地盤内の加速度や鉛直応力の伝播深さを考えると、例えばD'Appolonia¹⁶⁾による小型振動ローラ (5.7t級) 転圧での地中加速度・土圧を計測した結果 (図-3.4.13) をみると、小型の振動ローラでありながら、地中加速度および鉛直応力は深さ2m近くまで及んでいることがわかる。D'Appoloniaが行った計測は砂漠砂であるが、我が国のロック材に対して振動ローラ転圧による地中加速度や応力の伝播状況を調べた例^{10),17)}によると、11t級の中型機種を用いた場合で約1.0~1.5mまで伝わることを示されており、ローラ加速度応答による締固め評価深さ60~80cmよりかなり深いことがわかる。

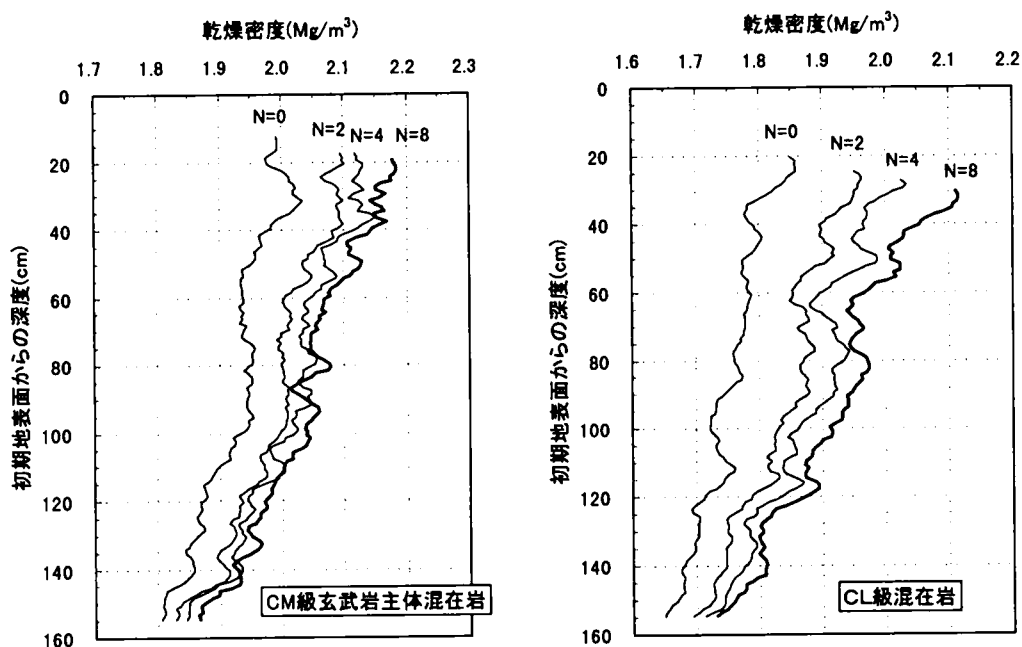


図-3.4.12 深さ方向の締固め密度計測例

(撒出し厚：150cm, 転圧機種：起振力30tf振動ローラ, 材料：フィルダムロック材)

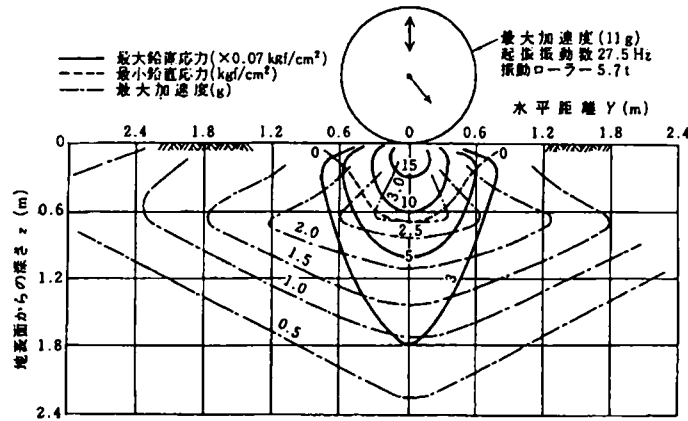


図-3.4.13 振動ローラによる土中加速度と鉛直応力の伝播状況 (文献17) より引用)

以下では、先に得られた締固め評価深さについての妥当性、および締固め効果が及ぶ深さや地中加速度がおよぶ深さとの違いについて、振動輪が地表面を圧縮した際に生ずる波頭の伝播現象に関連づけて考察してみる。

(1) 圧縮波頭の伝播に着目した締固め評価深さの検討

第2章において、締固まった地盤上で振動ローラ加速度応答が乱れる理由は、振動輪が地表面に衝突する際に上向きの衝撃的な加速度成分が加わるためであると論じた。この上向きの衝撃加速度成分は、振動輪が地表面を圧縮することによって生じる地盤反力によってもたらされるものであるから、振動輪が地表面に接地しているごく短い時間内に圧縮ひずみが及んでいる地盤の領域が、振動輪の加速度応答に影響することになる。換言すれば、この微小時間内で圧縮ひずみが及んでいる地盤内の範囲が、すなわちローラ加速度応答(乱れ率)による評価深さと言える。

この考えにもとづいて、振動ローラ加速度応答による評価深さを求めてみる。振動輪が地表面を圧縮する時間を Δt (sec), 振動輪の地表面の衝突により地中に生ずる圧縮波頭の伝播速度を c (m/sec) とすれば、振動輪の接地時間内において地盤がひずむ領域は、波頭の伝播距離 $c \cdot \Delta t$ で表される。地盤を弾性係数 E (N/m²), 密度 ρ (kg/m³) をもつ半無限弾性地盤と仮定すると、伝播速度は $c = \sqrt{E/\rho}$ で表されるから¹⁸⁾, ローラ加速度応答による地盤の評価範囲は

$$\begin{aligned}
 L &= c \cdot \Delta t \\
 &= \sqrt{E/\rho} \cdot \Delta t
 \end{aligned}
 \tag{3-2}$$

となる。すなわち、ローラ加速度応答による地盤の評価範囲は、地盤の剛性、密度、振動輪が地表面を圧縮する時間で決まる。

先の転圧試験の地盤密度は、RI測定結果より平均 $\rho = 1,950(\text{kg/m}^3)$ であった。また、地盤の弾性係数は、図-3.4.7の動的平板載荷試験の結果からおよそ $E=30(\text{MN/m}^2)$ と評価される。よって、波頭の伝播速度は、

$$c = \sqrt{E/\rho}$$

$$= \sqrt{30 \times 10^6 / 1950} = 123(\text{m/sec})$$

と求まる。しかし、振動輪が地表面を圧縮する微小時間 Δt を実際に求めることは困難であるから、振動ローラ～地盤系モデルによる数値計算によってこれを求めてみる。(2-2)式により地盤の弾性係数 $E=30(\text{MN/m}^2)$ を地盤バネ係数に変換した後、表-3.4.1に示した各振動ローラの機械条件を用いて振動輪の変位・加速度時刻歴を計算すると、図-3.4.14～図-3.4.18が得られた。図には、数値計算結果の妥当性を確認するため実測の加速度波形も併記しているが、数値計算による加速度波形は実測波形を概ね良好に表現しており、数値計算によって振動輪変位を推定可能であると判断できる。これらの振動輪の変位時刻歴図-3.4.14(a)～図-3.5.18(a)より振動輪が地表面を圧縮する微小時間 Δt を読みとり、波頭の伝播速度とかけあわせて伝播距離 L を求めると、表-3.4.2が得られる。これより、波頭の伝播距離 L は機種によってそれほど差がなく、0.86～1.48mであることがわかる。さらに、振動輪の振動荷重のうち、地盤に変位を与える有効な荷重を、交流電圧の実効値の考えを用いて最大荷重の $\sqrt{1/2}$ と考え、地盤内で有効な反力を生ずる圧縮ひずみ範囲もこれに比例すると仮定すれば、ローラ加速度応答の評価範囲は最終的に、0.61～1.04mと求まる。これは実験的に求めたローラ加速度応答による評価深さ60～80cmとおおよそ符号する。

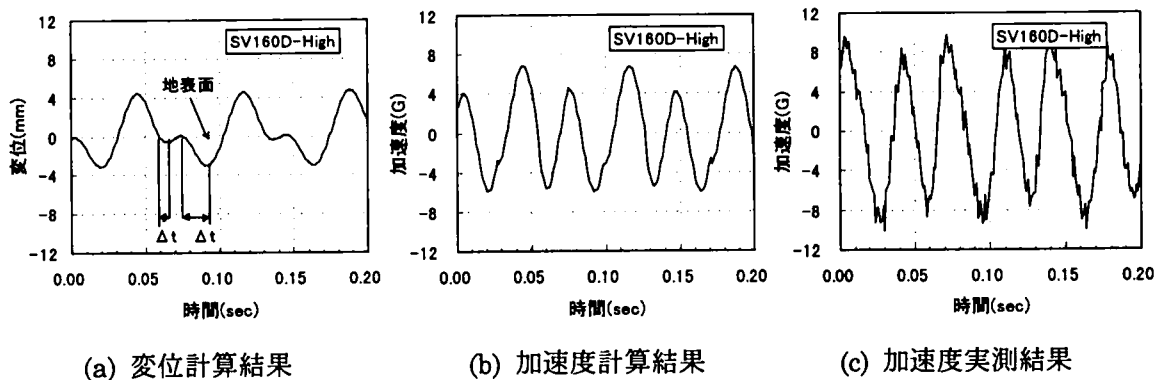


図-3.4.14 SV160D（起振力High）の変位・加速度の数値計算結果と実測加速度波形

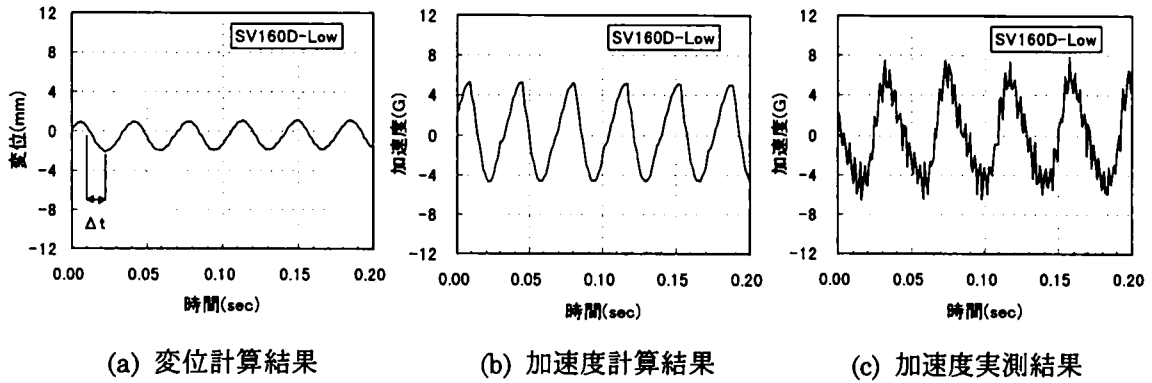


図-3.4.15 SV160D（起振力Low）の変位・加速度の数値計算結果と実測加速度波形

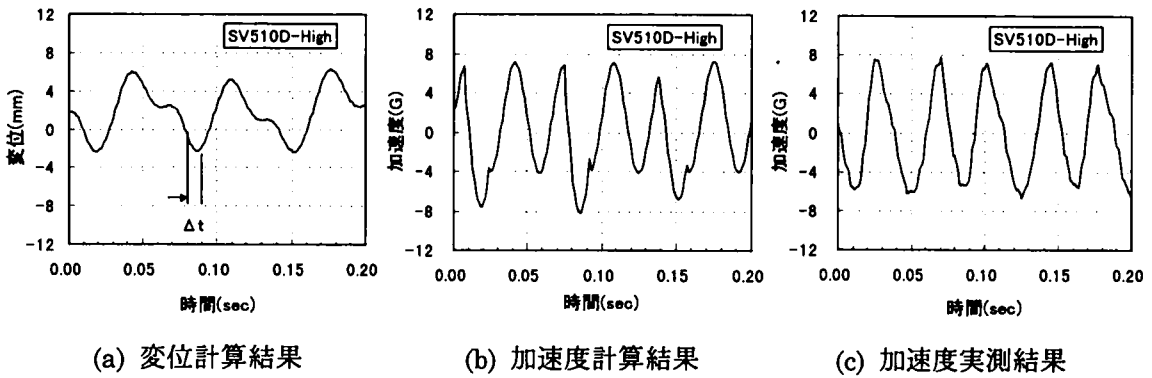


図-3.4.16 SV510D（起振力High）の変位・加速度の数値計算結果と実測加速度波形

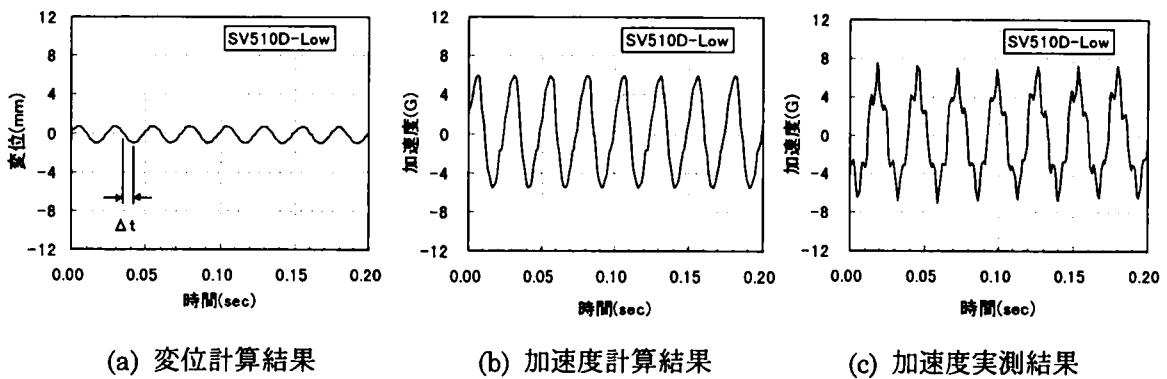


図-3.4.17 SV510D（起振力Low）の変位・加速度の数値計算結果と実測加速度波形

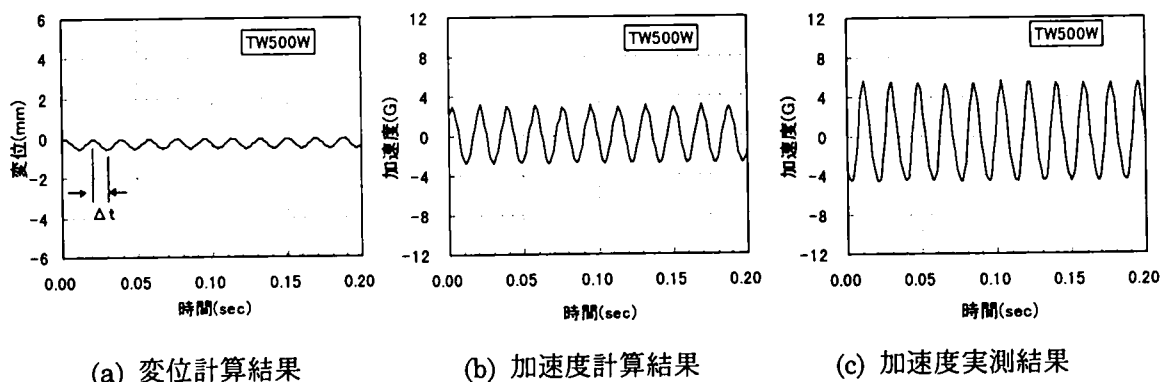


図-3.4.18 TW500Wの変位・加速度の数値計算結果と実測加速度波形

表-3.4.2 ローラ加速度応答による評価範囲の計算結果

転圧機種	ローラの 圧縮時間	波頭の 伝播距離	ローラ加速度 の評価深さ
	$\Delta t(\text{sec})$	L(m)	L/1.41(m)
SV160D-High	0.012	1.48	1.04
SV160D-Low	0.010	1.23	0.87
SV510D-High	0.009	1.11	0.78
SV510D-Low	0.007	0.86	0.61
TW500W	0.009	1.11	0.78

以上のように、ローラ加速度応答による評価深さを、振動輪が接地する微小時間内に圧縮波頭が伝播する範囲と解釈すれば、今回の試験条件についてはおよそ60~100cm程度と計算され、実験結果の妥当性を裏付ける結果となった。しかし、この考えに基づくと、圧縮波頭の伝播速度が $c=\sqrt{E/\rho}$ で表されることより、地盤剛性が大きいほど伝播距離が長くなることが予想される（地盤剛性が大きくなると密度 ρ も大きくなるが、図-3.4.19の密度～変形係数関係よりわかるように一般に密度の感度は鈍感であり、剛性が倍になっても密度はせいぜい数%しか増えない）。そこで、異なる地盤条件に対する締固め評価深さを先と同様の方法で計算し、地盤剛性の変化が評価深さにどのような影響を与えるかを調べた。この結果を図-3.4.20に示す。ただし、地盤密度 ρ については、先の予備転圧試験、3-3の粒調碎石 $w=3.6\%$ の試験ケースで得られた動的平板載荷試験による変形係数～RI密度関係（図-3.4.19）を参照して設定した。

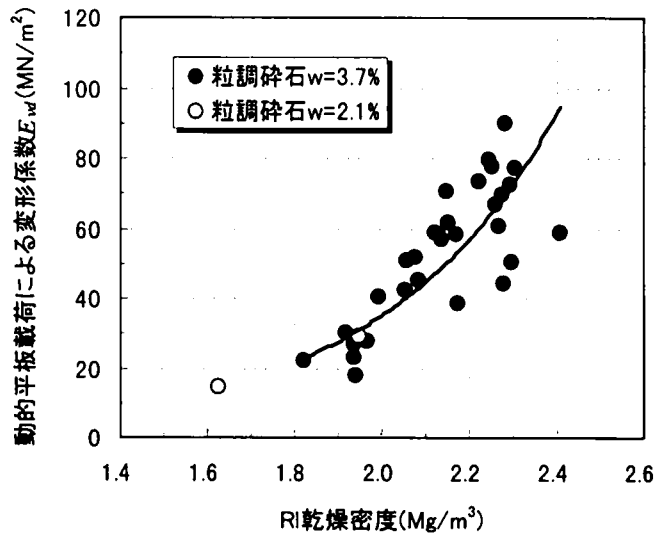


図-3.4.19 動的平板載荷試験による変形係数と乾燥密度の関係（低含水比の粒調碎石）

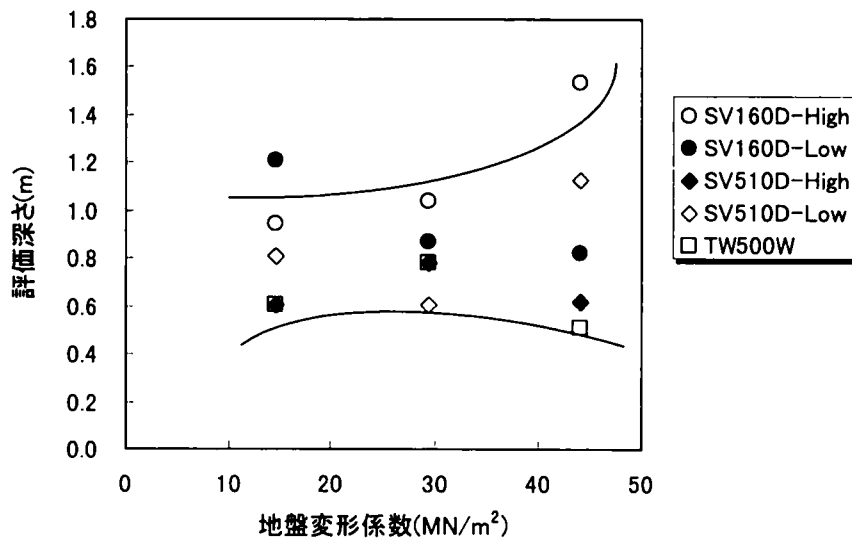


図-3.4.20 地盤剛性と締固め評価深さの関係（計算結果）

図-3.4.20をみると、地盤剛性の増加に対し、機種によって締固め評価深さが大きくなる場合、小さくなる場合、あまり変化しない場合があり、地盤剛性と締固め評価深さのあいだに一定の傾向が見い出せないことがわかる。これは、硬い地盤ほど圧縮波の波頭速度 $c = \sqrt{E/\rho}$ は大きくなるが、振動輪と地表面の接触時間 Δt については、振動ローラの振動数や起振力などの機械諸元と地盤条件の組み合わせによって複雑に変化するから、両者のかねあいにより決定される波動の伝播距離 $L = c \cdot \Delta t$ を一定の傾向をもって説明すること

が困難なものと考えられる。

以上より、ローラ加速度応答法による締固め評価深さは、機種および地盤剛性の組み合わせによって若干異なるが、通常はおおよそ60cm～100cmの範囲にあると考えておけば良いであろう。一般の盛土施工は、撒き出し厚30cm～50cm程度で施工されることが多いから、フィルダムロックなどの大粒径を含む盛土（撒き出し厚100～150cmが多い）を除けば、おおよその盛土で締固め一層の品質を評価することができると言える。一方、動的平板載荷試験の評価深さはおよそ30～40cm程度と推察された。このような転圧面の地盤剛性を簡易に測定することを目的とした手法^{19)～21)}は、一般に測定規模が小さく、扱いが簡便な反面、測定深さが小さいと予想される。したがって、地表面付近のゆるみ等の局所的な剛性の影響を受けやすく、転圧層全層の締固めを合理的に評価することが困難と考えられる。この意味からも、締固め全層を評価できるローラ加速度応答法の優位性が伺える。

(2) 締固め効果が得られる深さとの違いについて

先に、ローラ加速度応答法による締固め評価深さと、締固め効果が得られる深さ、あるいは地中加速度・土圧が伝播する深さは対応していないことを述べた。これは次のように考えられよう。ローラ加速度応答法による評価深さは、振動輪が地表面に接地する微小時間内に圧縮波頭が伝播する距離であり、一方、締固めの効果が得られる深さは、この圧縮波頭が土粒子を移動させる（密にする）だけの十分な大きさを有しているかどうか依存する。すなわち、振動ローラの締固めエネルギーが大きい場合は、土粒子を移動させるだけの大きさをもった圧縮波頭が十分下方まで伝わり、締固めが及ぶ深さはかなり深くなるが、締固めエネルギーの小さな振動ローラは、たとえ圧縮波頭が下方まで伝播したとしても、それが土粒子を移動させる大きさを有しているとは限らない。さらに、この圧縮波頭は、振動輪が地表面から離れた後もそのまま下方に伝播していくから、土中加速度や土圧が及ぶ深さは、これが減衰して消滅するまでの深さに相当する。これらの関係を概念的に示すと図-3.4.21のようになる。すなわち、

- ① ローラ加速度応答法の評価深さ
→ 振動輪が地表面を圧縮する微小時間内に波頭が伝播する範囲
- ② 締固め効果がおよぶ深さ
→ 圧縮波頭が土粒子を移動させるだけの十分な大きさを有している範囲
- ③ 土中加速度や土圧がおよぶ深さ
→ 圧縮波頭が減衰して消滅するまでの範囲

となり、3者は明確に区別して考えなければならない。

よって、例えば締固めエネルギーの小さな機械では①>②、逆に締固めエネルギーの大きな機械では①<②となることが予想されるから、1層の締固め程度を評価する際、両者

の大小関係に注意して適用する必要がある。

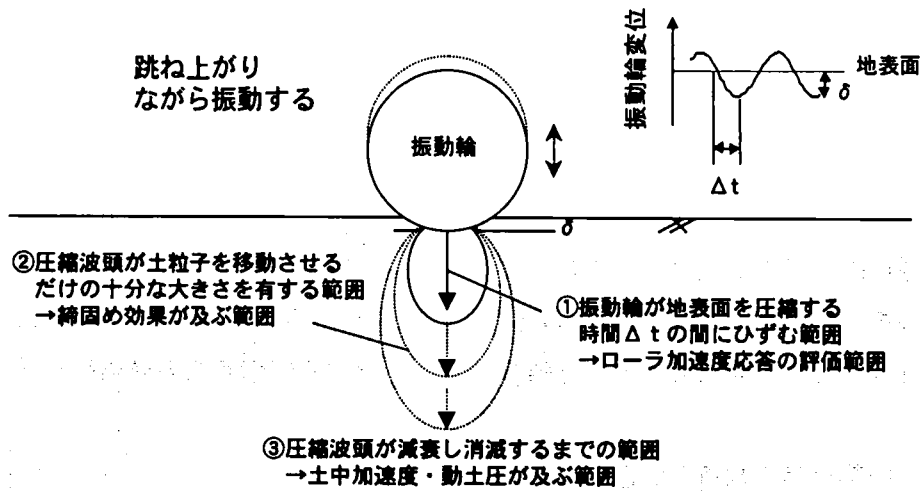


図-3.4.21 ローラ加速度応答法による評価範囲と土中加速度・応力の及ぶ範囲との違い

3-5 振動ローラ機械条件の影響を除去した地盤剛性評価手法の提案

3-3節において、乱れ率と地盤の強度変形特性を表す指標は土質条件にかかわらず一意的な関係で整理されることが示された。しかし、振動ローラ加速度応答～地盤条件の関係は、地盤条件のみならず振動ローラの機械条件によっても変化することが知られている。図-3.5.1は、前節でも用いた18t級振動ローラ（酒井重工業 SV160D）と4t級振動ローラ（酒井重工業 TW500W）の加速度波形とその周波数分析結果の実測例であるが、図より明らかなように同じ硬さの地盤上でも加速度波形はかなり異なり、乱れ率はそれぞれ0.969と0.190と大きな差がある。すなわち、乱れ率から地盤の密度や強度変形特性を評価するためには、機種毎に両者の関係を把握しなければならないことになる。これに対し本節では、数値計算による検討により様々な機種における乱れ率と地盤剛性の関係を調べ、その結果から任意の機械条件にも適用できる地盤剛性評価手法²³⁾を提案する。

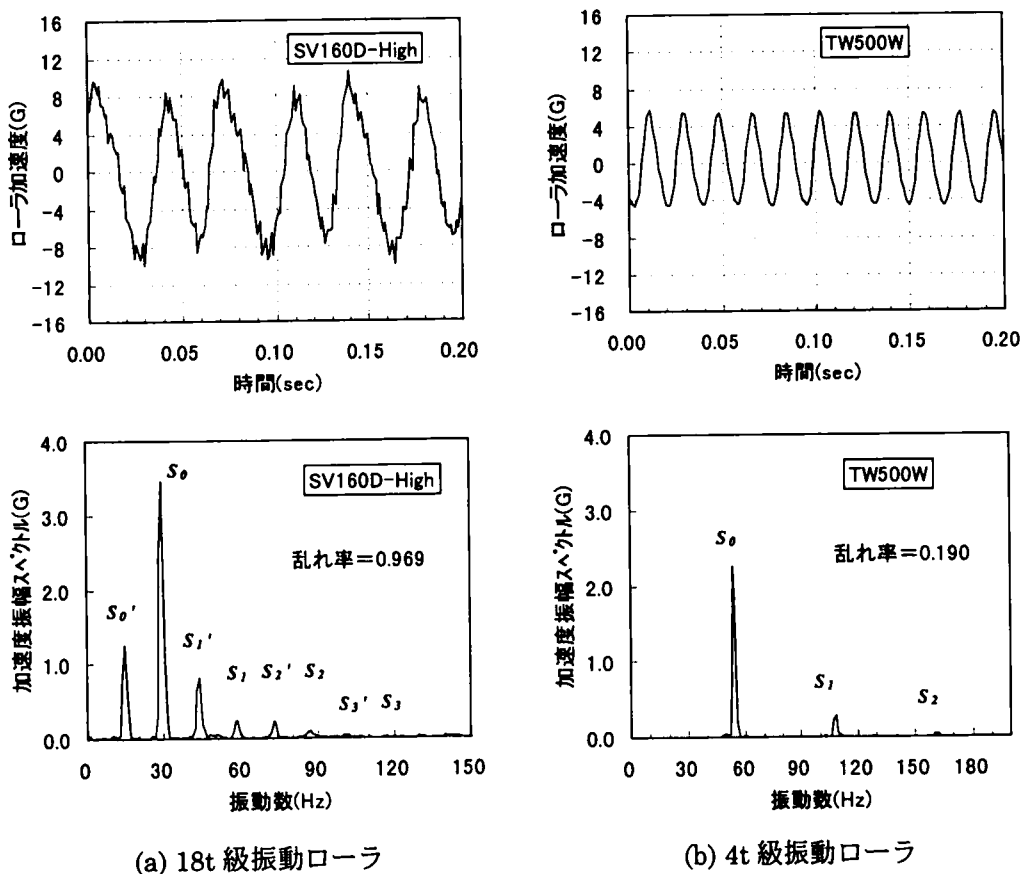


図-3.5.1 同じ硬さの地盤上 ($E \approx 30\text{MN/m}^2$) における2種類の振動ローラの実測加速度比較 (上段; 加速度時刻歴, 下段; 周波数分析結果)

3-5-1 乱れ率と地盤バネ係数の関係

ここでは、図-2.2.1の振動ローラ～地盤系モデルを用いた数値計算により、様々な振動ローラの機械諸元に対する地盤剛性と乱れ率の関係を求める。数値計算に用いた振動ローラの機械諸元、ならびに地盤バネ係数・地盤粘性減衰係数を表-3.5.1示す。現在実施工で用いられている振動ローラは、アスファルト仕上げ用の小型ローラからフィルダム建設等で用いられる超大型ローラまで、その諸元も様々なものが存在するが、数値計算ではこれらをほぼ網羅できるように設定した。なお、実際の振動輪は内部で偏心重りを回転させて振動力を得る機構上、起振力 F は振動数 f_0 の2乗に比例するが、ここではそれぞれの諸元の影響を調べるために独立に設定している。

表-3.5.1 数値計算条件

フレーム質量	m_1 (kg)	500	2000	4000
ローラ質量	m_2 (kg)	1000	4000	6000
振動数	f_0 (Hz)	20, 40, 60	20, 40, 60	20, 40, 60
最大起振力	F (N)	$2(m_1+m_2)g$ $3(m_1+m_2)g$ $4(m_1+m_2)g$	$2(m_1+m_2)g$ $3(m_1+m_2)g$ $4(m_1+m_2)g$	$2(m_1+m_2)g$ $3(m_1+m_2)g$ $4(m_1+m_2)g$
防振ゴムバネ係数	k_1 (N/m)	$1 \times 10^6, 3 \times 10^6$	$1 \times 10^6, 3 \times 10^6$	$1 \times 10^6, 3 \times 10^6$
防振ゴム粘性減衰係数	c_1 (Nsec/m)	$2D_1 \sqrt{m_1 k_1}$	$2D_1 \sqrt{m_1 k_1}$	$2D_1 \sqrt{m_1 k_1}$
振動輪幅	B (m)	1.3	2.0	2.1
地盤バネ係数	k_2 (N/m)	2.0, 4.1, 8.2, 12, $16, 25, 33, 41 \times 10^7$	3.1, 6.3, 13, 19, $25, 38, 50, 63 \times 10^7$	3.3, 6.6, 13, 20, $26, 40, 53, 66 \times 10^7$
地盤粘性減衰係数	c_2 (Nsec/m)	$2D_2 \sqrt{m_2 k_2}$	$2D_2 \sqrt{m_2 k_2}$	$2D_2 \sqrt{m_2 k_2}$

ただし、 $D_1=0.1$ 、 $D_2=0.4$

地盤剛性は、既往の室内三軸圧縮試験等で得られている土の変形係数の値（粘性土 $E \approx 10(\text{MN/m}^2)$ から路床・路盤材 $E \approx 200(\text{MN/m}^2)$ ）を参考に、軟らかい地盤から良く締固まった硬い地盤までを表現できるよう、 $E=10, 20, 40, 80, 120, 160, 200(\text{MN/m}^2)$ とし、(2-2)式により地盤バネ係数 k_2 に変換して設定した。

図-3.5.2に、表-3.5.1の計算条件の振動ローラについて、乱れ率と地盤のバネ係数の関係を数値計算により求めた結果を示す。ただし、表-3.5.1の全ての機械条件に対する計算結

果を載せると図が煩雑になるため、一部の機械条件についてのみ載せている。また、硬い地盤上で振動がカオス的になっている結果は、乱れ率の評価範囲外として除去している。

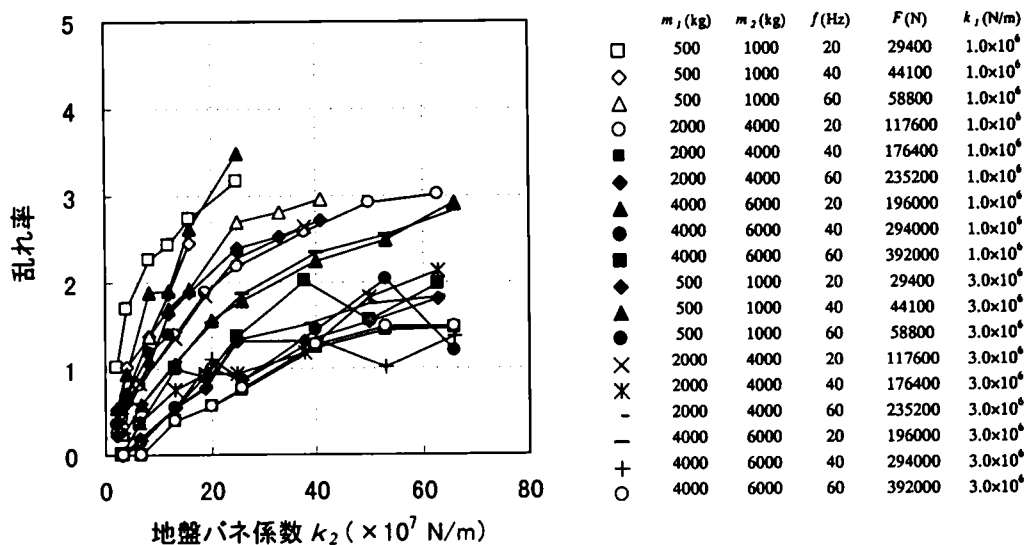


図-3.5.2 数値計算による乱れ率と地盤バネ係数の関係

これをみると、地盤バネ係数が大きくなると乱れ率は増加するものの、乱れ率～地盤バネ係数の関係は各振動ローラごとに異なる曲線で描かれてしまうことがわかる。すなわち、振動ローラの加速度計測から地盤バネ係数を評価するには、適用しようとする振動ローラに対してあらかじめ乱れ率～地盤バネ係数の関係を用意しておかなければならない。しかし、実施工においてはすでに数十種類ものタイプの振動ローラが使用されていることを考えると、これらすべてに対し乱れ率～地盤バネ係数曲線を用意するのは非現実的であるし、また仮に校正曲線を用意しても、施工中の振動数は公称振動数と若干のずれを生じることが普通であるから、評価結果の信頼性が低下することも考えられる。すなわち、より汎用性の高い手法とするためには、何らかの方法で振動ローラの機械条件の影響を除去する必要がある。

3-5-2 機械条件の影響を除去する試み

図-3.5.3は、数値計算で得られる振動輪の跳ね上がり高さと振動数の関係を模式的に表したものである。図に示すように、振動輪が地表面から跳ね上がる現象を考慮し、かつ起

振力を振動数によらず一定と仮定した場合、振動輪の跳ね上がり高さ～振動数関係は通常の二つの共振峰をもったいわゆる2自由度振動系の共振曲線にはならず、単調な右下がりの曲線になる。図中の f_{jump} とは振動輪が地表面からの跳ね上がり現象を生ずるか生じないかの境界を示す振動数で、ここでは接地限界振動数と名付けることにする。この f_{jump} より振動ローラの振動数が小さいと、振動輪の跳ね上がり現象が生じる。

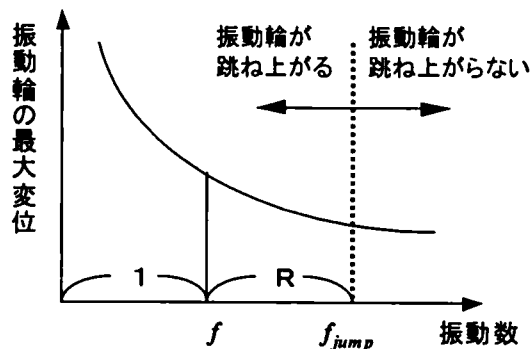


図-3.5.3 振動輪の跳ね上がり高さと振動数の関係

第2章において、加速度波形の乱れは振動輪の跳ね上がりとそれに続く地表面への衝突が原因と論じた。したがって、振動輪の地表面からの跳ね上がり高さが大きいほど、地表面衝突時の衝撃が大きくなるため、加速度波形の乱れ方も大きいと考えられる。

よって、振動数が接地限界振動数 f_{jump} より小さいほど振動輪の跳ね上がり高さが大きいという図-3.5.3に示す性質を考慮すると、振動数と接地限界振動数 f_{jump} の離れ具合を表す次のような指標 R は、加速度の乱れ具合を表す指標である乱れ率と密接な関係があると予想される。

$$R = \frac{f_{jump} - f_0}{f_0} \quad (3-3)$$

さて、この接地限界振動数 f_{jump} であるが、ここで用いている図-2.2.1に示した2自由度粘性減衰振動モデルでは解析的に導出することができない。そこで、便宜的に図-3.5.3に示すようなより数学的扱いの簡便な1自由度振動モデルに置き換えて、 f_{jump} を導出することを考える。この取り扱いは、下記の事実からも認め得るものと考えられる。

一般に振動ローラの設計では、オペレータの良好な作業環境を確保するため、防振ゴムは振動輪の振動を十分に吸収し得るよう設計されている。図-3.5.5はフレームと振動輪の加速度を実測した結果であるが、これからもフレームに伝わる振動は小さいことが確認で

きる。すなわち、実際使用に供されている防振ゴムのバネ係数値の範囲内で議論する限り、フレームから振動輪に作用する力は、フレームの静的な载荷重 $m_1 g$ と考えて差し支えないと判断した。

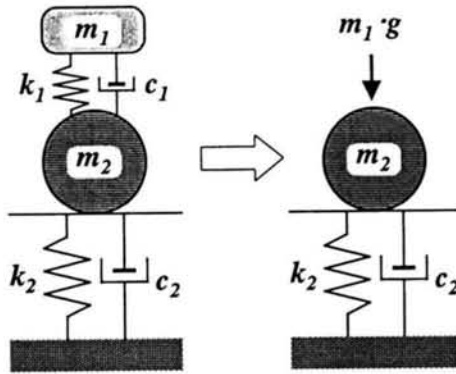


図-3.5.4 f_{jump} 導出のための1自由度振動モデルへの置き換え

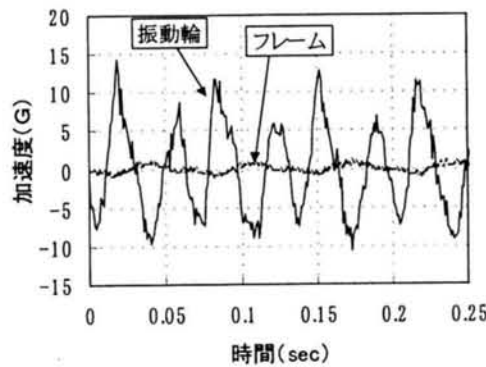


図-3.5.5 フレームと振動輪の加速度振幅の実測比較

さて、図-3.5.4の1自由度振動モデルでは、運動方程式は

$$m_2 \ddot{y} + c_2 \dot{y} + k_2 y = (m_1 + m_2)g + F \sin(2\pi f_0 t) \quad (3-4)$$

となり、この1自由度粘性減衰振動方程式の解は

$$y = \frac{F}{\sqrt{k_2 - m_2(2\pi f_0)^2 + (c_2 \cdot 2\pi f_0)^2}} \sin(2\pi f_0 t) + \frac{m_1 + m_2}{k_2} g \quad (3-5)$$

と容易に求まる。ここで、振動輪が地盤から跳ね上がらない（振動輪が常時地盤に接する）ための条件は、振動中の地盤反力 $N = k_2 y + c_2 \dot{y}$ が常に正となることであるから、振動輪が

跳ね上がり出すときの振動数は、振動中の地盤反力の極小値がちょうど0となるときの振動数である。よって、 f_{jump} は下式を同時に満たす振動数となる。

$$\frac{\partial N}{\partial t} = k_2 \dot{y} + c_2 \ddot{y} = 0 \quad (3-6)$$

$$N_{\min} = k_2 y + c_2 \dot{y} = 0 \quad (3-7)$$

式(3-5)を式(3-6),(3-7)に代入し、 f_0 について解けば、 f_{jump} は次のように求まる。

$$f_{jump} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_2}{m_2} \sqrt{1 - 2\alpha D_2^2 + \sqrt{4\alpha^2 D_2^4 - 4\alpha D_2^2 + 1} - \alpha}} \quad (3-8)$$

$$\alpha = 1 - \left(\frac{F}{(m_1 + m_2)g} \right)^2, D_2 = \frac{c_2}{2\sqrt{m_2 k_2}} (= 0.4)$$

したがって、(3-3)および(3-8)より、 R は次式(3-9)に示すように振動ローラの機械諸元と地盤バネ係数で与えられることがわかる。これを接地限界振動数比 R と名付ける。

$$R = \frac{f_{jump} - f_0}{f_0} = \frac{\frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_2}{m_2} \sqrt{1 - 2\alpha D_2^2 + \sqrt{4\alpha^2 D_2^4 - 4\alpha D_2^2 + 1} - \alpha}} - f_0}{f_0} \quad (3-9)$$

$$\alpha = 1 - \left(\frac{F}{(m_1 + m_2)g} \right)^2, D_2 = \frac{c_2}{2\sqrt{m_2 k_2}} (= 0.4)$$

図-3.5.2に示した乱れ率～地盤バネ係数の関係を、この R によって整理し直してみた。この結果を図-3.5.6に示す。これをみると、任意の機械条件を想定しているにも関わらず、乱れ率と R は一意的な関係にまとめられることがわかる。両者の関係を近似すると、次式(3-10)のようになる。

$$R = \frac{4}{3} \times (\text{乱れ率}) \quad (3-10)$$

したがって、(3-9)式を地盤バネ係数 k_2 について整理し、 R の項に(3-10)式を代入すれば、振動ローラ加速度から得られる乱れ率と、既知の値である振動ローラの機械諸元（フレーム質量 m_1 、ローラ質量 m_2 、振動数 f_0 、起振力 F ）から地盤バネ係数 k_2 を求めることができる。ただし、地盤バネ係数は載荷面積により変化する指標で扱いづらいため、弾性理論を介して地盤変形係数 E に直す。(2-2)式を用いると、地盤剛性を求める式は結局(3-11)式を得る。

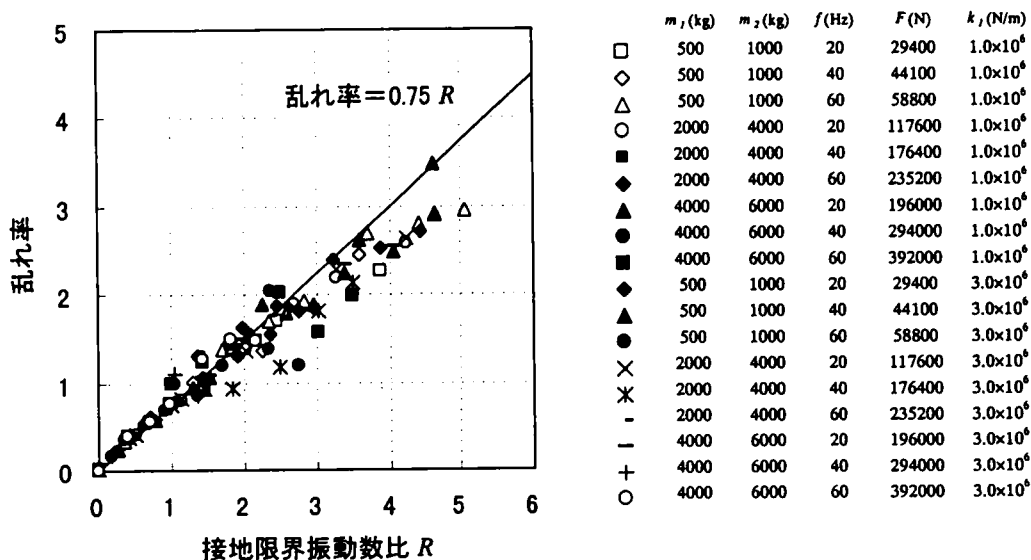


図-3.5.6 Rと乱れ率の関係

$$E = \frac{2 \cdot (1 - \nu^2)}{B \cdot \pi} \cdot k_2$$

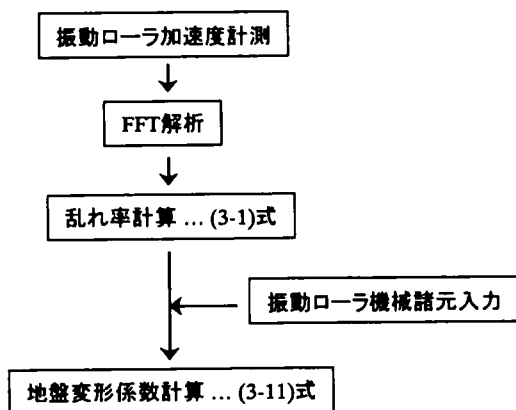
$$= \frac{2 \cdot (1 - \nu^2)}{B \cdot \pi} \cdot \frac{\left(\frac{4}{3} \text{乱れ率} + 1\right)^2 \cdot (2\pi f_0)^2 \cdot m_2}{1 - 0.32\alpha + \sqrt{0.1024\alpha^2 - 1.64\alpha + 1}} \quad (3-11)$$

$$\alpha = 1 - \left(\frac{F}{(m_1 + m_2)g}\right)^2$$

ここに、 B : ローラ幅(m)

ν : 地盤のポアソン比

よって、本式を用いることにより、



の手順で、任意の振動ローラを用いても、振動ローラ加速度から地盤剛性（変形係数 E ）を直ちに評価することができる。

3-5-3 転圧試験による検証

数値計算による検討をもとに提案した本手法の妥当性を、3-3節、3-4節に示した室内ピットによる転圧試験の計測結果を用いて検証を試みる。試験ケースををまとめて表-3.5.2に示す。ケース①～⑤は、同一地盤上において振動ローラの機械条件を変えた前節3-4の締固め評価深さの検証試験であり、ケース⑥～⑩は同一転圧機種（SV160DV）で異なる土質条件を設定した3-3節である。ただし、振動ローラ加速度応答の評価深さが60～80cm程度という3-3節の結果を踏まえ、結果を考察する試験ケースは、振動ローラ加速度応答に底盤コンクリートの影響が含まれないと考えられる層厚60cm以上のケースを選んだ。転圧に用いた振動ローラの機械諸元については、先の表-3.3.1および表-3.4.1に示している。

表-3.5.2 転圧試験ケース

ケース	層厚(cm)	試験材料	含水比	機種	起振力
①	60～120	粒調砕石(M40)	2.1%	SV160D	High
②					Low
③				SV510D	High
④					Low
⑤				TW500W	—
⑥	60	粒調砕石(M40)	3.8%	SV160DV	High
⑦			6.4%		
⑧			8.4%		
⑨			スクリーニングス		
⑩		7.2%			

振動ローラの加速度計測結果から式(3-11)を用いて地盤の変形係数を推定し、動的平板載荷試験により計測した変形係数と比較した結果を、ケース①～⑤について図-3.5.7に、またケース⑥～⑩について図-3.5.8に示す。ただし、変形係数は各転圧回数毎にヤード内で平均化している。図-3.5.7をみると、ややばらつきがあるものの、各転圧ケースで機械条件が異なるにもかかわらず、加速度からの推定変形係数と実測変形係数は良好に対応しており、任意の振動ローラに対して地盤剛性を算定できるという本手法の妥当性を確認することができる。特に、国内での最小～最大級の振動ローラを用いたにもかかわらず、これらの機械条件の影響を除去して地盤変形係数が適切に評価されていることが注目される。

一方、同一機種にて土質条件が異なる図-3.5.8については、推定変形係数と実測変形係数はおおむね良好に対応しているものの、特に乾燥側含水比のケースにおいてかなりばら

つく傾向が見られる。これは、振動ローラ加速度からの推定値が土の種類によって異なる評価値を与えるためではなく、3-3節にて考察したように、動的平板載荷試験が地表面付近の局所的な剛性を反映するため、全層を平均的に評価するローラ加速度応答による評価値とは、材料毎にその関係が異なってしまうためと考えられる（実際、粒調碎石に比べ表層付近のゆるみ大きいスクリーングスは、振動ローラ加速度による評価値に対し、

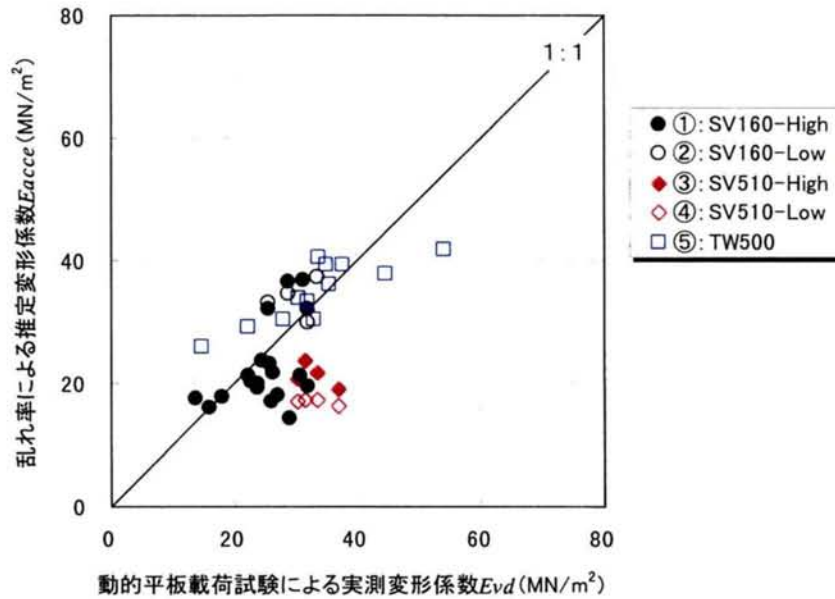


図-3.5.7 異なる機械条件下における推定変形係数と実測変形係数の比較

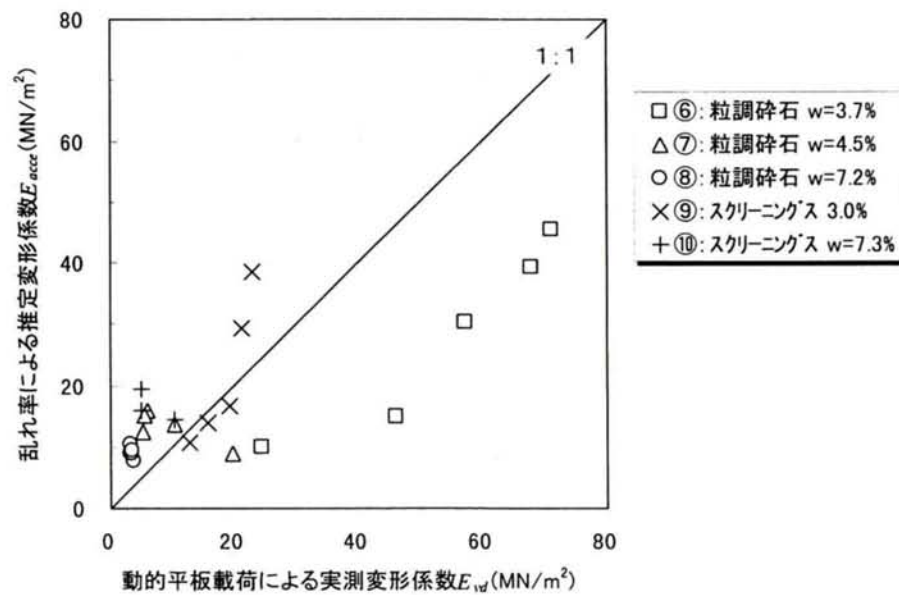


図-3.5.8 異なる土質条件下における推定変形係数と実測変形係数の比較

動的平板載荷試験の計測値はスクリーニングス<粒調碎石となっており、先の乱れ率～現場CBR関係（図-3.3.10）と同様の傾向を示している。

したがって、振動ローラ加速度からの推定剛性を検証するためには、局所的な表層剛性の影響に左右されずに比較的深部まで測定可能な手法、例えば静的な平板載荷試験などによって検証する必要がある。また、本ピット試験では、振動ローラ加速度応答にコンクリート底盤・側壁の影響が含まれる可能性も否定できないため、提案手法による地盤剛性の妥当性、および既往測定手法との関係については、実際の盛土条件下における検証が必要と考えられる。実際盛土で平板載荷試験実施した結果との比較検証については、後の第7章で示す。

以上、異なる土質条件に対する検証を十分に示すことができなかったが、提案する剛性評価手法によって、任意の機械条件および土質条件における地盤変形係数をただちに評価できることが示された。このことは、盛土材や適用機種に応じて乱れ率と地盤変形係数の関係をあらかじめ実験的に把握しておかなくても、あらゆる現場において振動ローラ加速度から即座に地盤変形係数を定量的に評価できることになり、道路・鉄道路床などの地盤の変形抵抗性が主要な要求品質となる盛土に対して、特に有効な管理手法となり得ると言えよう。

3-6 まとめ

本章では、ローラ加速度応答法を実務に展開し得る手法として提示すべく、これまで課題として残されていた項目、すなわち

- ・土質条件が変化する場合の適用性を明らかにすること
- ・ローラ加速度応答法による評価深さを定量的に明らかにすること
- ・振動ローラ機械条件の影響を除去すること

を主な目的とした検討を行った。本章で得られた知見を以下にまとめる。

- ① 振動ローラ加速度の定量指標としては、高調波スペクトルのみならず1/2分数調波スペクトルの出現を考慮する必要がある。本論文では、定義式が簡易であり、かつ振動ローラ起振力の影響を考慮した「乱れ率」を定義した。
- ② 乱れ率の増加傾向によって転圧にともなう締固めの進行を判定したい場合、おおよその目安として飽和度80%以上の地盤は適用範囲外である。
- ③ 振動ローラ加速度指標として提案する乱れ率と密度の関係は良好な相関が得られるが、土質および含水比毎に大きく異なる。したがって、密度管理の代替手法として用いるためには、あらかじめこれを想定される材料範囲に対して用意しておく必要がある。現実的には、密度推定手法としての適用には粗粒材など含水比変動が少ない盛土が適する。
- ④ CBR試験、動的平板載荷試験等の簡易な測定手法は地表面付近の局所的な強度・地盤剛性に左右される傾向があり、1層の品質を合理的に評価できない可能性がある。
- ⑤ 締固め全層の強度・地盤剛性を表す指標と乱れ率は、土の種類および含水比によらず、一意的な関係がある。したがって、材料変化や含水比変動が避けがたい一般盛土では、強度・変形抵抗性の原位置判定手法として適用可能である。
- ⑥ ローラ加速度応答法による締固め評価深さは、振動ローラの機種によって大差がなく、おおよそ60～100cm程度である。
- ⑦ 振動ローラ機械条件を正規化した接地限界振動数比 R なる指標を導入し、機種ごとに加速度～地盤条件の関係を用意することなく、任意の振動ローラにおいて地盤剛性を評価する手法を提案した。本提案手法により、機械条件および材料条件によらず、地盤剛性を一意的に評価できる。

本手法の各土質に対する適用の目安を表-3.6.1ようにまとめておく。実務においては、本表が参考となろう。

表-3.6.1 土質毎のローラ加速度応答法による締固め管理手法の適用性

材料	密度評価	剛性評価	強度評価
岩	△	◎	○
礫混じり砂	△	◎	○
砂	△	◎	○
シルト・粘性土	×	◎	○

◎:任意の材料に対して適用可能. 事前の試験施工なくとも定量評価可能

○:任意の材料に対して適用可能だが, 事前の試験施工必要

△:含水比や粒度の変動が小さい時のみ適用可能. 事前の試験施工必須

×:適用不可

《参考文献》

- 1) Floss,R.,Gruber.N,Obermayer,J. : A Dynamical Test Method For Continuous Compaction Control, Proceedings of the 8th European Conference on Soil and Foundation Engineering,vol.1, pp.25~30, 1983.
- 2) 嶋津晃臣, 見波 潔, 中田公基, 嶋田 功, 足立賢一: 振動ローラによる盛土の締固めに関する調査, 土木研究所資料第2184号, pp.37~76, 1985.
- 3) 藤井弘章, 畔津知朗: 加速度による粗粒材の締固め効果の判定 一種々の締固め管理方法の比較(4) -, 第43回土木学会年次学術講演会講演概要集, pp.552~553, 1988.
- 4) 古屋 弘, 藤原宗一, 市川賀寿男, 尾下真規, 佐藤祐明: 加速度計を利用した締固め管理システムにおける解析手法の比較, 第54回土木学会年次学術講演会概要集, pp.666~667, 1999.
- 5) Krober,W. : Untersuchung der dynamischen Vorgange bei Vibrationsverdichtung von Boden, 1988.
- 6) Otto,U. : Explanation of the OMEGA value of BOMAG's Surface covering dynamic compaction control system, BOMAG社内資料, 1998.
- 7) 谷口修監修, 山原浩他: 振動工学ハンドブック, 養賢堂, , p.1175~1206, 1985.
- 8) 益村公人, 殿垣内正人, 川井洋二, 建山和由, 金森康継: 施工機械による締固め層厚の検討, 第33回地盤工学研究発表会講演集, pp.2071~2072, 1998.
- 9) 殿垣内正人, 川井洋二, 益村公人, 建山和由, 間瀬勝則: 締固め層内の密度分布に関する一考察, 第33回地盤工学研究発表会講演集, pp.2075~2076, 1998.
- 10) 豊田光雄, 中村 昭, 延山政之: 自動走査式フレーム型RI密度計を利用したロック材の現場締固め特性の評価, ダム工学, pp.36~49, 1996.
- 11) 前田憲章: 緑の斜面づくり対策の調査について, SABO vol.65, pp.35~42, 2000.
- 12) Forschungsgesellschaft fur StraBen-und Verkehrswesen : Dynamischer Plattendruckversuch mit Hilfe des Leichten Fallgewichtsgerates, Technische Prufvorschrift fur Boden und Fels im StraBenbau TP BF-StB Tell B 8.3, 1992.
- 13) 田中伸治, 二木幹夫, 渡辺一弘, 青木雅路, 長尾俊昌: 急速平板載荷試験による地盤評価法について(その3) 静的平板載荷試験法との比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.677~678, 1999.
- 14) 田中敬三, 吉見吉昭, 時松孝次: 飽和度が砂の繰返しせん断強度に与える影響, 不飽和土の工学的性質研究の現状シンポジウム発表論文集 , pp.225~228, 1987.
- 15) 建山和由: 振動ローラの振動挙動計測による土の締固め度評価手法 ー原理と適用性についてー, 土と基礎 No.510 , pp.1~4, 2000.
- 16) D'Appolonia,D.J. Whitman,R.V. D'Appolonia,E.D. : Sand Compaction with

Vibratory Rollers, ASCE.vol.95, SM1, pp.263~284, 1969.

- 17) 土質工学会編：土質基礎工学ライブラリー36 土の締固めと管理， pp.45~69, 1991.
- 18) 建山和由， 畠 昭治郎， 森川 勝：塑性波頭の伝播からみた土の衝撃締固め機構について， 土木学会論文集 No.454/Ⅲ-20, pp.37~46, 1992.
- 19) 建設省土木研究所：土の締固め管理のための非破壊試験法， 第22回土質工学研究発表会講演集， pp.1653~1668, 1987.
- 20) 佐藤厚子：衝撃加速度による改良盛土の品質管理事例， 土と基礎 No.510， pp.21~23, 2000.
- 21) 北本幸義， 安本敬作， 鬼木剛一， 藤崎勝利：地盤の衝撃特性を利用した厚層締固め管理手法， 土と基礎 No.507， pp.25~28, 2000.
- 22) 建山和由：土の締固め施工の合理化に関する研究， 京都大学学位論文， pp.66, 1988.
- 23) 藤山哲雄， 建山和由：振動ローラの加速度応答を利用した転圧地盤の剛性評価手法， 土木学会論文集 No.652/Ⅲ-51, pp.115~123, 2000.

第4章

締固め施工管理システムの開発

4-1 概説

ローラ加速度応答法の最大の特徴は、

- ・ 施工中に転圧の過不足をリアルタイムに判定し、それをもとにオペレータが転圧を制御できること
- ・ 締固めの達成度を施工面全体にわたってくまなく判定し、それをもとに盛土体の品質を3次元的に把握できること

である。このためには、「振動ローラ加速度計測」→「乱れ率算出」→「締固めの合否判定」→「オペレータへの表示」までが瞬時に行え、かつ現場内における振動ローラの走行位置（締固め判定箇所）の情報を含めた大量の計測データを安定して集録できる機能を持ったシステムが必要となる。本章では、以上の機能を有する管理システムの開発について述べるとともに、現場施工管理装置として具備すべき条件や課題点を抽出する。

4-2 締固め施工管理システムの概要

本研究において開発したローラ加速度応答法による締固め施工管理システムの全体概要を図4.2.1に示す。本システムは、①ローラ加速度を計測する加速度計、②加速度データから乱れ率を算出し、乾燥密度・地盤剛性を評価して締固めの合否判定を行う演算処理、および結果の保存機能を内蔵した管理装置本体、③締固め判定結果をオペレータに示す表示部、④振動ローラの走行位置を把握するための位置計測システム（自動追尾型トータルステーション）から構成される。位置計測システムにより計測されたデータは、無線を介して振動ローラに搭載した管理装置本体に伝送される。

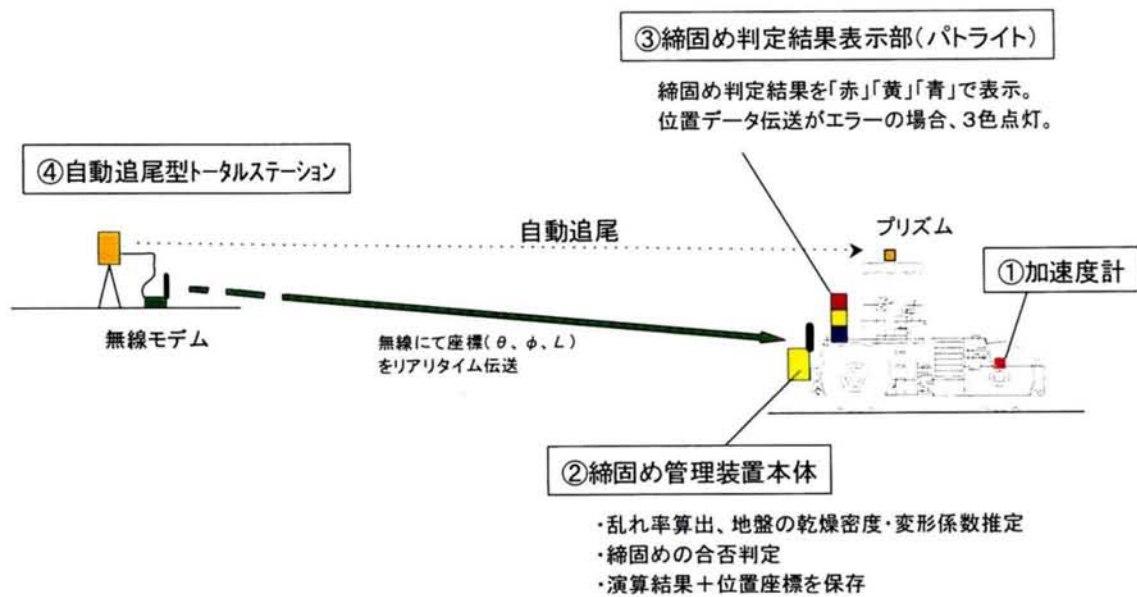


図-4.2.1 締固め管理システムの概要図

システム各部の概要をそれぞれ以下に記す。

① 加速度計

加速度計は定格容量 20G のひずみゲージ型を振動輪（ロール）部に固着した。衝撃等による損傷を防ぐために、加速度計本体は鋼製のケース、ケーブルはビニール管で保護している。

② 管理装置本体

管理装置本体では、加速度データから乱れ率を算出し、地盤密度・地盤変形係数を評価して締固めの合否判定をリアルタイムに演算すること、およびこれらの演算データを振動ローラ位置情報とともに保存することを行う。各演算処理の詳細は次の通りである。

【FFT 解析】

1.0(sec)分の加速度計測データをサンプリング周期 1,000Hz で A-D 変換し、この 1,000 個の加速度データの後続に 0 を付加した 4,096 個のデータに対し FFT を行う。ウィンドウ関数は使用しない。なお、前章までに示した FFT 演算方法（1,024 個の加速度データを Hanning 関数を用いて FFT 計算）と異なるが、これは本システムに組み込んだ FFT 演算ユニットの仕様が固定されていたためである。FFT 演算方式の違いが乱れ率の計算結果に及ぼす影響については後述する。

【乱れ率の算出，乾燥密度 ρ_d ・地盤変形係数 E の推定】

FFT 解析結果から(3-1)式の定義により乱れ率を算出し，乱れ率～乾燥密度関係式，および地盤変形係数推定式(3-11)を用いて乾燥密度，地盤変形係数 E をそれぞれ推定する。

乾燥密度推定式は，間隙比と乱れ率の関係を現場実験等によりあらかじめ求めておき，プログラムに用意された以下の3種類の式（累乗・指数・双曲線関数）から最も整合する式および係数を選択して使用する。ただし，入力式は推定された間隙比から材料比重 G_s を用いて乾燥密度を求める式としている（乾燥密度～乱れ率のキャリブレーションカーブに関する適用性については第6章で考察する）。

$$\text{(累乗関数)} : \rho_d = \frac{G_s}{(1 + A \cdot \ln(\text{乱れ率}) + B)} \quad (4-1)$$

$$\text{(指数関数)} : \rho_d = \frac{G_s}{(1 + C \cdot (\text{乱れ率})^p)} \quad (4-2)$$

$$\text{(双曲線関数)} : \rho_d = \frac{G_s}{\left(1 + \frac{\text{乱れ率}}{E \cdot (\text{乱れ率}) + F}\right)} \quad (4-3)$$

以上の乾燥密度推定式，および地盤変形係数推定式(3-11)の各パラメータ変数については，パソコンで容易に変更可能なシステムとしており，盛土材料の特性や適用機種に応じて適宜変更するものとする。

【締固め合否判定】

管理基準となる密度 ρ_{d0} および地盤変形係数 E_0 を入力し，密度・地盤変形係数の推定値がこれらを上回るかどうかで締固めの合否判定を行う。

合格 (Good) ; $\rho_d > \rho_{d0}$ and $E > E_0$

ほぼ合格 (Not Good) ; $\rho_d > \alpha \rho_{d0}$ or $E > \beta E_0$

不合格 (Bad) ; $\rho_d < \alpha \rho_{d0}$ and $E < \beta E_0$

「ほぼ合格」の判定ゾーンは，オペレータに対し「間もなく転圧完了」であることを認識させるために設けたものである。係数 α および β は，材料の締固め特性や現場施工条件に応じて適宜設定するものとする。また，適用する構造物によっては，乾燥密度もしくは地盤変形係数のどちらか一方のみで管理する場合が考えられるが，この場合は不必要な管理基準値にダミー値を入力すれば良い（例えば，密度管理の盛土の場合，地盤変形係数の基準値 $E_0 = 0$ とするなど）。

締固めの合否判定の考え方については，対象とする各構造物や事業主により異なること

が考えられ、上記の判定式で十分とは言い難い。適用に際しては関係機関と十分な議論の上、判定プログラムを適宜書き換える必要がある。

【データ保存】

演算処理部にて算出された乱れ率等のデータ、および無線モデムにより伝送されてくる振動ローラ位置座標は、同期して管理装置本体に内蔵されたメモリーに保存される。ただし、振動ローラの現場内移動や他重機の回避時など、無振動時のデータは保存を行わない処理を施している。メモリー容量は、振動ローラ加速度を連続1日間（24時間）以上計測可能な容量を確保している。メモリーに保存されたデータは、カードリーダーを用いて通常のパソコンとデータの入出力が可能なフラッシュカードに容易に書き込みすることができる。

以上の装置本体での処理の流れを図-4.2.2に示す。

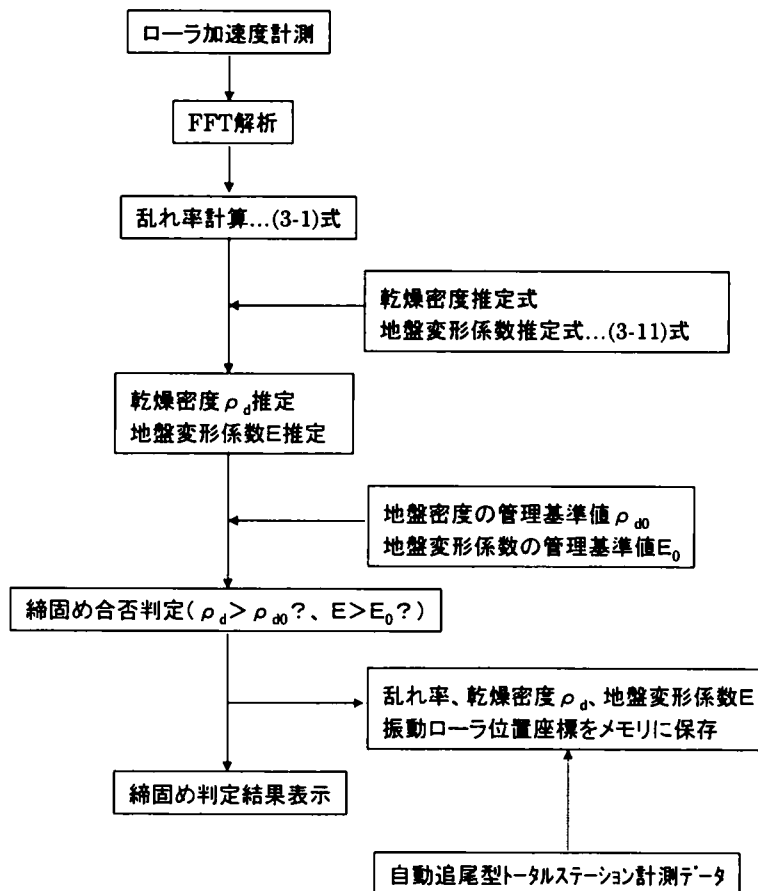


図-4.2.2 締固め管理装置本体の演算処理の流れ

③ 締固め判定表示システム

判定された締固め結果は、3色の回転灯（パトライト）によって、視覚的にわかりやすくオペレータおよび現場監視員に示すものとした。締固め判定結果に対し、

合格（Good）；青色点灯

ほぼ合格（Not Good）；黄色点灯

不合格（Bad）；赤色点灯

で表示する。

④ 位置測定システム

盛土体の品質を3次的に把握するためには、別途振動ローラの走行位置をリアルタイムに把握する手段が必要である。北欧地域では、CMVを管理指標とした締固め管理システムが既に商品化されていることは第1章で述べたが、このシステム（Compaction Documentation Systemという名称で商品化されている）は駆動輪の回転数から振動ローラの走行距離を算出する機構しかないため¹⁾、レーン替えするごとにオペレータが測定開始点・終了点を別途入力しないと振動ローラ測定位置を保存できず、非常に煩雑な手間を要する。一方、我が国では最近、CDSや独自の加速度データ解析装置にGPS位置測定システムを併用し、振動ローラの走行位置を現場内の座標として自動的に測定するシステムが公表されている^{2),3)}。しかし、GPSは急峻な谷地形などで衛星からのデータ受信が不可能になることが多く⁴⁾（特にフィルダムの建設地点はこのような地形が多い）、汎用性に欠ける。そこで本管理システムでは、自動追尾トータルステーション（移動するターゲットを自動で追尾しつつ測量を行うトータルステーション）を採用している。

本システムで採用した自動追尾トータルステーションは、最大約1kmまで離れた移動ターゲットを自動追尾可能で、約0.85(sec)に1回の間隔でターゲット（振動ローラ）のx,y,z座標を計測する。測定誤差は通常の測量に使用するトータルステーションとほぼ同等の±数mm以内であり、振動ローラ走行位置を連続的に把握するには十分な精度を持つ。特に鉛直方向測定誤差についてはGPSが約±30～50mmであるのに比べ、格段に精度が高いことが特徴である。

本システムでは、この計測位置を振動ローラ側の演算処理システムにリアルタイムに無線電送し、乱れ率等の演算データと同期させて保存する。また、振動ローラが現場内の重機や建物等の陰に隠れターゲットを見失った時は、信号音の発信、および締固め表示パトライトが3色同時点灯することによって、振動ローラオペレータもしくは現場監視員に知らせる機構となっている。

以上述べた各演算処理のタイミングチャートを示すと図-4.2.3のようになり、1データ

セットの出力に要する時間は 3.5(sec)となる。一般に、振動ローラは走行速度 2(km/h)～4(km/h) (1.9(m/sec)～3.9(m/sec)) で施工されることが多いから、振動ローラが約 2～4m 走行する間に 1 回の頻度で 1 セットのデータが出力されることになる。よって、1 日当たりの盛土施工量を 5,000m³、撒き出し厚 0.30m、振動ローラの締固め幅 2 m、転圧回数 8 回とすれば、1 日で約 200,000 個のデータが取得される計算になり、非常に多量の品質データが集積されることになる。

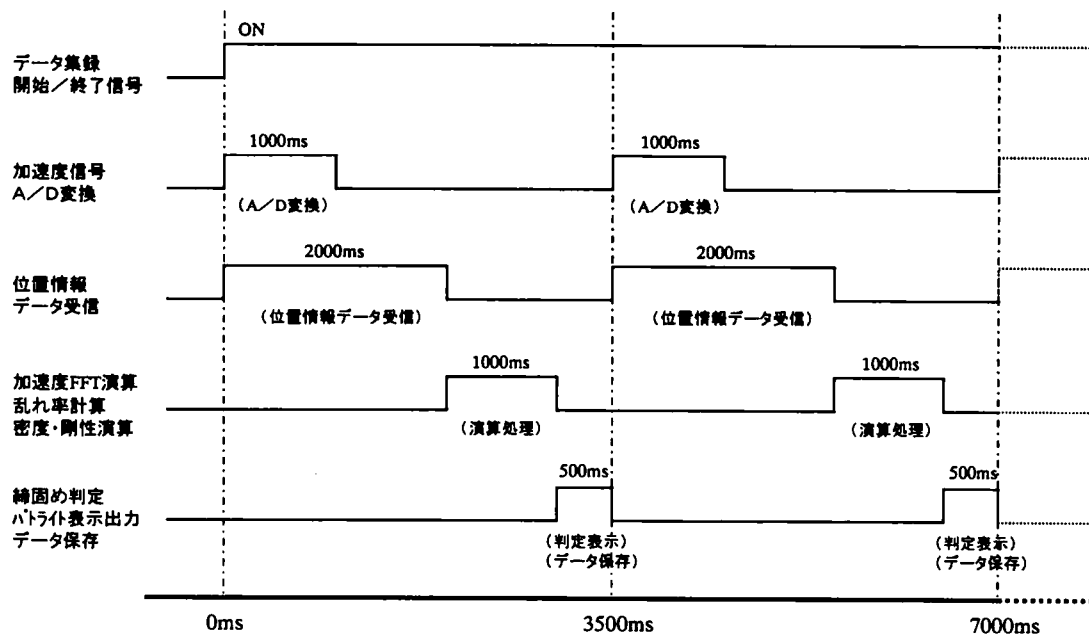


図-4.2.3 締固め管理システム演算処理のタイミングチャート

4-3 締固め施工管理システムの適用事例

4-3-1 フィルダムにおける締固め施工管理システムの試用

試作した締固め管理システムをある中央遮水壁型ロックフィルダムの実施工に試用した。このフィルダムは、遮水ゾーン（コアゾーン）、半透水ゾーン（フィルターゾーン）、透水ゾーン（ロックゾーン）を全て18t級振動ローラ（酒井重工業SV160D）を用いて転圧しており（ただし、コアゾーンは起振力 Low（206kN）、ロック・フィルターゾーンは起振力 High（294kN）で転圧）、各ゾーンの撒き出し厚さはそれぞれコア：30cm、フィルター：60cm、ロック：150cm となっている。

本フィルダムの平面図を図-4.3.1 に示す。また本締固め管理システムにより実施工時の振動ローラ加速度を計測し、乱れ率を取得した例を図-4.3.2 に示す（図に示す乱れ率は各ゾーンの最終転圧回数におけるデータ）。図-4.3.2 に示す計測範囲は、図-4.3.1 中の斜線で

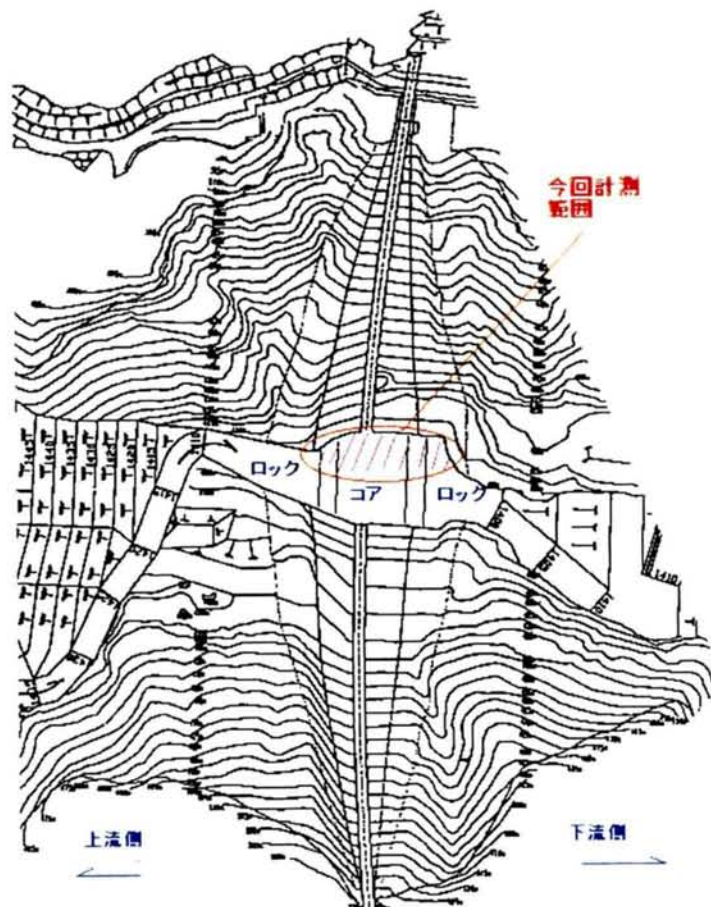


図-4.3.1 締固め管理システムを試用したある中央遮水壁型フィルダムの平面図

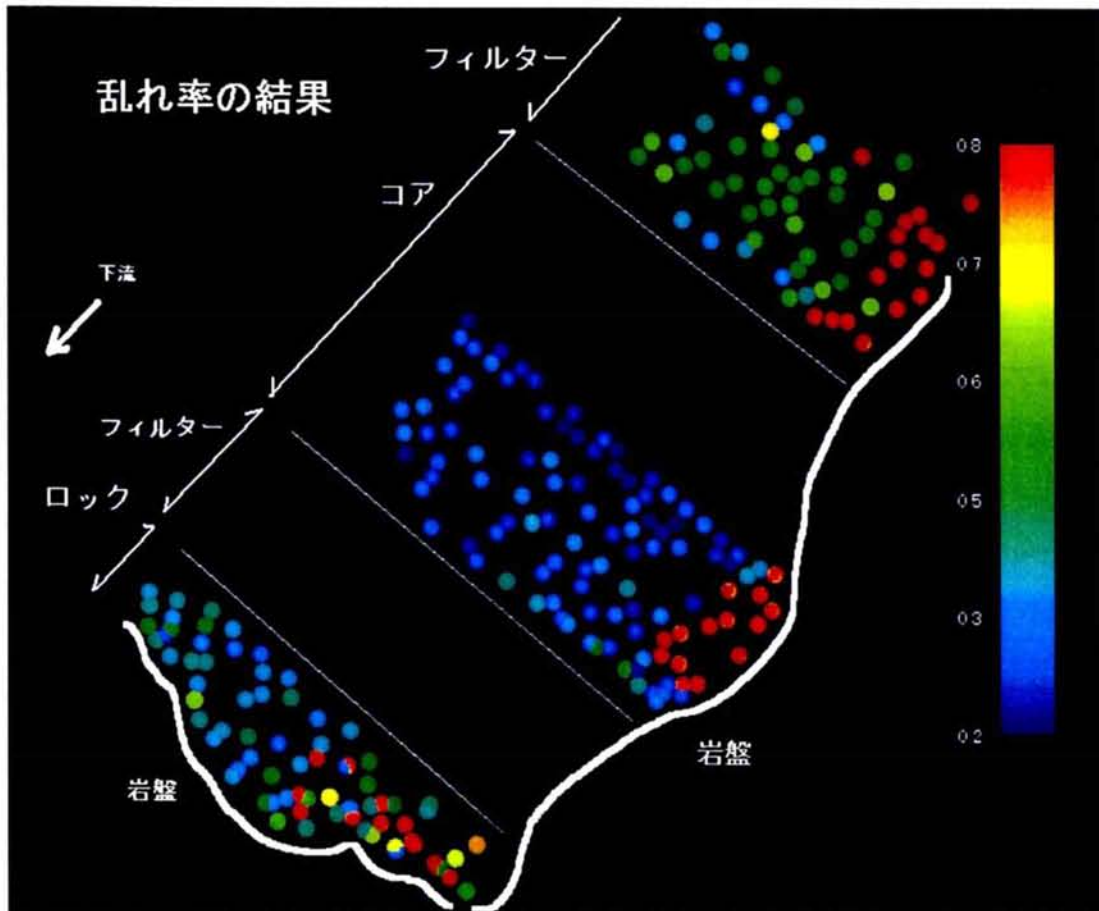


図-4.3.2 締固め管理システムによる中央遮水壁型フィルダムの乱れ率取得例

示した部分であり、この時点では盛立がまだ 1/6 程度の高さまでしか終了していない段階であるため、転圧面積は狭い。なお、図-4.3.2 に示す乱れ率は、時間にして約 2 時間の施工を行った際のデータを取得しており、下流側ロック、コアの下流側半分、上流側フィルターに対するものである（いずれも左岸側半分）。

図-4.3.2 をみると、乱れ率の大きさは「コア<ロック<フィルター」の順に大きくなっており、ロックよりフィルターの方が大きいことがわかる。これは、コアとロックの中間的な材料であるフィルター材料は粒度分布が良好であり、かつ撒きだし厚さが 60cm とロック材に比較して小さいため、締固めが効果的に進行するためと思われる。一般に、コア、ロックゾーンに比べフィルターゾーンが最も剛性が大きく、これにより築堤後の土圧がフィルター部に集中し、アーチング現象が生じることによってコアゾーンの有効応力が小さくなる危険性が報告されているが⁵⁾、締固め管理システムはこのような各ゾーンの剛性差を検出していることがわかる。

また、堤体と岩盤の境界部分で、局所的に乱れ率が大きくなっていることが認められる。

これは、堅い岩盤の存在が振動ローラ加速度応答に影響を及ぼしたのではなく、岩盤の際の付近で転圧のレーン替えを行う際、振動ローラが繰り返し等の不規則な動きをすることにより、振動ローラが本来の振動から逸脱し、適切な乱れ率評価が行えなかったものと考えられる（同様の現象は平坦な基盤上においた試験盛土における転圧でも一般に観察される）。このように、実際の施工においては、盛土の品質とは無関係な理由によるデータの変化が生じる場合があることに留意が必要である。この異常データの混入に対しては、不規則な転圧時にオペレータがデータ計測あるいは保存を中断する操作を行うか、もしくは出力データの整理時に、異常データを抽出・除去しなければならないが、振動ローラの繰り返し時にオペレータに何らかの操作を要求するのは安全上好ましくないため、これら異常値の混入をソフトウェア上で判断するアルゴリズムを別途構築する必要があると言える。

4-3-2 FFT 演算方法の違いが乱れ率に与える影響

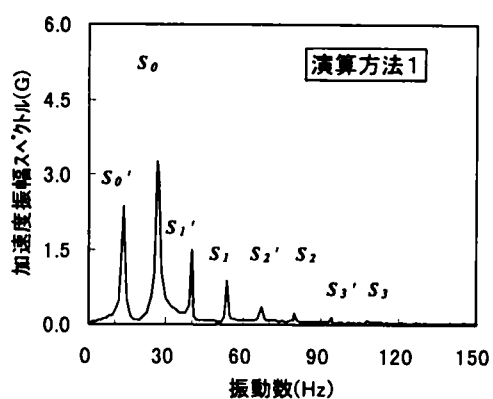
今回試作した締固め管理システムでは、1.0(sec)分の加速度波形を 1,000Hz でサンプリングした 1,000 個の加速度データに対し、後続に 0 を 3,096 個付加したデータを離散フーリエ解析する仕様になっている。これに対し、第3章における数値計算では 1,000 個の加速度データに対し、後続に 0 付加を行わず、Window 関数として Hanning 関数を使用して演算を行っていた。このように、フーリエ解析による波形データ処理では、切り取った波形の両端を滑らかに接続するための Window 関数を使用するか否か、あるいは FFT（高速フーリエ解析）を目的としてデータ数を 2 の累乗（516,1024,2048…など）に合わせるための 0 付加を行うか否かなど、幾つかの処理方法が存在する。ここでは、全く同一の加速度データに対して、このようなフーリエ解析の演算方法の違いが乱れ率の算出結果に与える影響について調べる。

第7章で示す道路路体材料に対する転圧試験（転圧機種；新キャタピラ三菱 CS563C）で得られた加速度波形を例題とし、1.0(sec)分を 1,000Hz でサンプリングし得た同一の 1,000 個の加速度データに対して、表-4.3.1 に示す 4 種類の方法で周波数分析を行った結果を図-4.3.3 に示す。この結果、同一の加速度データを対象としたにもかかわらず、周波数分析の演算方法によってスペクトル波形はかなり異なり、これに応じて乱れ率の計算結果も大きく異なることがわかる。

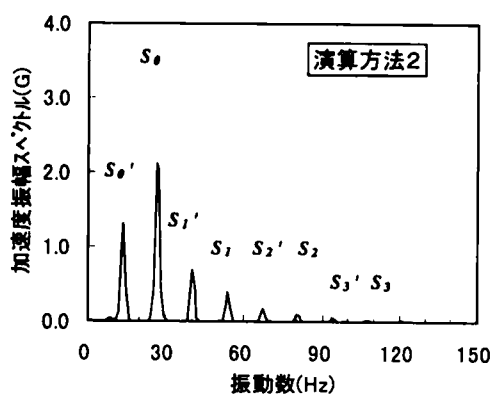
このように、第3章 3-2 節で考察した加速度定量指標の定義の仕方を同一としても、フーリエ解析時における若干のデータ処理方法の違いによって結果が大きく異なる事実は、多分に注意すべき事項といえよう。今後、新たなシステムで得られたデータと既往データとの比較検証を行う場合は、その周波数分析方法の違いにも留意する必要があるといえる。

表-4.3.1 振動ローラ加速度周波数分析演算方法と乱れ率の比較

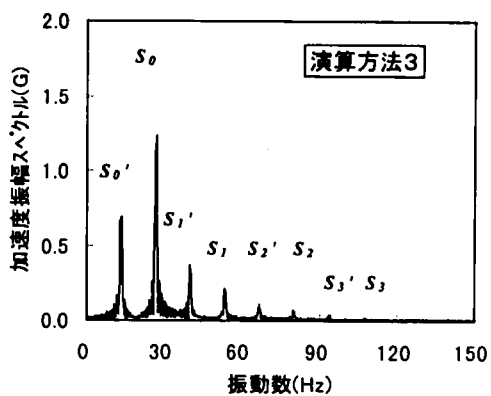
No.	0データ付加	Window関数	乱れ率計算結果
1	なし	なし	1.639
2	なし	Hanning関数使用	1.217
3	3096個0付加	なし	1.277
4	3096個0付加	Hanning関数使用	1.551



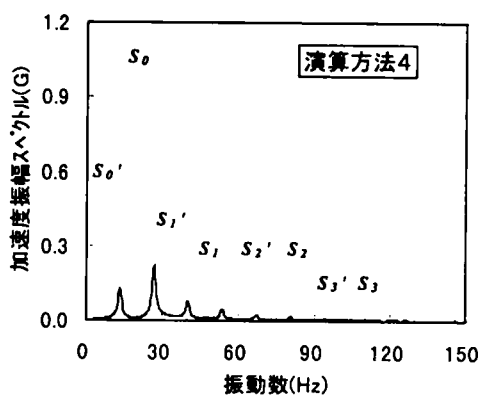
(a) 演算方法 1



(b) 演算方法 2



(c) 演算方法 3



(d) 演算方法 4

図-4.3.3 異なる FFT 演算方法によるローラ加速度周波数分析結果

4-3-3 位置測定システムの精度検証

フィルダムロック材の転圧試験（詳細は第6章 6-4で述べる）において、各転圧回数ごとの振動ローラ鉛直座標を本システムで採用した自動追尾トータルステーションにより測定した結果と、地表面沈下量をレベル測量した結果の比較例を図-4.3.4に示す。ただし、転圧2回目に走行中の振動ローラ鉛直座標からの増分で比較している。図より、自動追尾トータルステーションで測定する振動ローラ鉛直座標はレベル測量と2~3mm程度の差しか生じておらず、本締固め管理システムで採用した振動ローラ位置計測システムは、盛土沈下量の測定手段としても十分な精度を有していることがわかる。

したがって、現システムの振動ローラ加速度による締固め判定に加えて、地表面沈下量の収斂傾向による締固めの判定スキームを付加すれば、より精度の良い締固め管理システムを構築できる可能性がある。

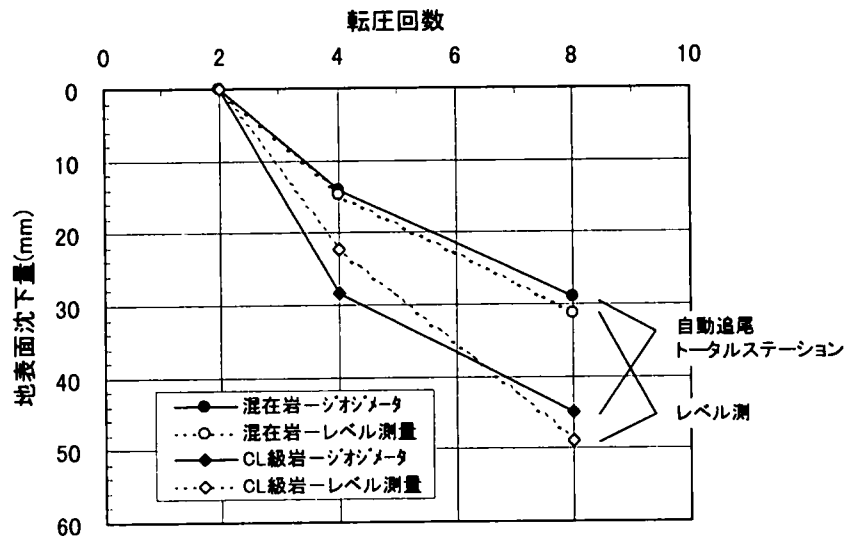


図-4.3.4 自動追尾トータルステーションとレベル測量による地表面沈下量の比較

4-4 まとめ

本章では、実機に搭載する締固め管理システムの概要について述べるとともに、現場施工管理装置として具備すべき条件や課題点について検討を行った。この結果、

- ・振動ローラが不規則な転圧を行う際に、異常な乱れ率データが出力されるため、これを処理する必要があること
- ・振動ローラ加速度の周波数分析における演算方法によっても乱れ率の評価値が異なるため、新たに締固め管理装置を開発する際には、それまで取得したデータ演算方法との整合性に留意する必要があること

などが示された。本締固め管理システムの本格運用はまだこれからであり、今後実際に現場で使用されていく中で数々の課題点が浮かび上がってくると思われる。新しい管理手法が実務レベルで広く普及していくためには、手法としての原理や理論の重要性もさることながら、使い易く手間がかからないことが基本原則である。今後改善や修正を重ね、より優れた締固め管理装置に昇華させていく必要がある。

最後に、ローラ加速度応答法を用いた締固め管理装置の将来的な展開についてまとめておく。

(1) 沈下量による締固め判定の追加

自動追尾トータルステーションによる振動ローラの鉛直方向の測定精度は、レベル測量と数ミリ単位程度の差しかなく、地表面沈下量についても実用上十分な精度で測定可能であることが示された。よって、振動ローラ加速度応答から乾燥密度および地盤変形係数を推定することに加え、転圧にともなう地表面沈下量の収斂傾向を加えて総合的に締固めの達成度を判定すれば、より締固め施工管理の精度向上が図れるものと考えられる。今後、締固めの判定式に地表面沈下量の測定結果を追加する工夫を行う。

(2) 振動ローラ位置情報を用いた総合的な盛土管理への発展

近年 GPS を用いて振動ローラの軌跡を測定し、転圧回数を管理する試みがなされている。これは工法規定方式の締固め施工管理の合理化を目指したものであるが、自動追尾トータルステーションを採用した本システムでも同様の振動ローラ軌跡の管理は可能である。これにローラ加速度応答法を利用した品質の判定を併用すれば、より合理的な施工管理が達成できる。

さらに、座標測定精度の良さから、1層撒き出し厚の管理、土量管理、出来高管理等の各種盛土工事における管理を合理化できる可能性を秘めており⁹⁾、また3次元位置情報+品質情報(密度・地盤変形係数など)の詳細かつ豊富なデジタルデータのストック

は、完成後の盛土の挙動予測や維持管理に有用な情報を与えることができる。今後、大量の出力データをこれらの各種管理に利用するシステムの構築を目指す。

(3) 振動ローラのロボット化への発展

近年の熟年技能者不足を背景として、省人化・省力化技術と高品質化を確保するための自動化技術の開発が強く望まれている。一方で、情報処理や通信技術は日々めざましい進歩を遂げており、最近では振動ローラを遠隔操作し無人化施工を行うことも一部で試みられている⁷⁾。これら最近の情報処理・通信技術を積極的に導入し、さらに第3章で示したリアルタイム地盤剛性評価手法、および次章にて提案する最適振動数の選定手法を用いれば、「転圧面の品質評価→最適な振動条件への調節→転圧の制御→管理データ作成」の一連の作業を振動ローラがロボットのごとく自動で作業を行うことも夢ではあるまい。多大なコストをかけてこれらのシステムを構築する価値があるかどうかは別途議論を要するが、本論文で提案するローラ加速度応答法や最適振動数の選定手法は、これを現実化する一つの要素となり得る可能性を秘めている。

《参考文献》

- 1) 酒井重工業：コンパクションメータ，酒井重工業カタログ
- 2) 古屋 弘，藤原宗一：加速度センサーとGPSを組み合わせた締固め管理システムの開発，土と基礎 No.507，pp.21～24，2000.
- 3) 里深一浩，荒川一成，松岡祐史，中島 聡，大西崇士：リアルタイム締固め管理手法の試験運用，土と基礎No.510，pp.5～8，2000.
- 4) 三嶋信雄，緒方健治，北村佳則，益村公人：GPSを利用した土の締固め自動管理手法の導入，土と基礎 No.507，pp.9～12，2000.
- 5) 下川洋司，内田善久，石黒 健，菅井正澄，太田秀樹：弾塑性圧密連成解析手法を用いたロックフィルダムの築堤シミュレーション - (その3) 築堤時の間隙水圧と土圧に関する検討 -，第54回土木学会年次学術講演会概要集，pp.692～693，1999.
- 6) 廣川隆男，遠藤 修，小島茂之，岡本正広，光永純一：自動追尾トータルステーションを用いた盛土の施工管理システム，第54回土木学会年次学術講演会概要集，pp.40～41，1999.
- 7) 神崎 正，緒方健治，出口敏博，三好朗弘：地盤工学分野における自動化施工と制御技術の現状 2.大規模土工における自動化施工と制御技術，土と基礎 No.514，pp.51～57，2000.

第5章

リアルタイム剛性評価手法を利用した 振動数可変ローラの提案

5-1 概説

近年、第2東名・名神などの高速道路の大規模盛土工事では、施工の合理化を目的として標準撒き出し厚さの厚層化（30cm→60cm）が試みられており、これを実現させるための手段として振動ローラの起振力が従来の20tf級から30tf級に大型化が図られている¹⁾。このように、より大きな締固め効果を期待する場合、通常は振動ローラの重量・起振力が大きい機種が選択される。

一方、振動ローラの振動数も締固めに対する影響が大きいことが従来から指摘されている。特に振動数については動力学的な興味も手伝い、「最も締固めに効果的な振動数はいかなるものか」というテーマについては古くから研究が行われている。例えば、藤井²⁾は振動ローラの振動数と地中応力の関係を実験的に調べ、地中応力が最大になる振動数は地盤の共振振動数とほぼ一致するとしている。また、Seligら³⁾は種々の実験結果をまとめ、振動ローラの振動数と土の乾燥密度の関係を図-5.1.1のように整理し、最大の乾燥密度を与える最適な振動数が存在することを示している。

しかしながら、図-5.1.1からわかるように締固めに最適な振動数は地盤条件および使用する振動ローラの組み合わせによって異なるため、これを各条件ごとに現場転圧試験によって求めることは容易ではない。したがって、現状では最も締固めに効果的な振動数を選定する明確な指針は得られておらず、実際には振動ローラの機構的な制約から定められているのが現状である。

本章では、この振動数選定法の一提案を行うべく、主に数値計算によって振動ローラが最大の載荷効果を発揮する振動数について検討を行う。この結果、後述するように振動ローラが地盤に与える載荷重が最大になる振動数の存在を確認し、これが対象とする地盤の剛性に依じて求まることを見い出している。本章では、第3章にて提案した任意の振動口

ーラに適用可能なローラ加速度応答による地盤剛性評価手法と併用し、締固めの進行にあわせフレキシブルに最適な振動数に自動調節する振動数可変ローラの提案を行っている。

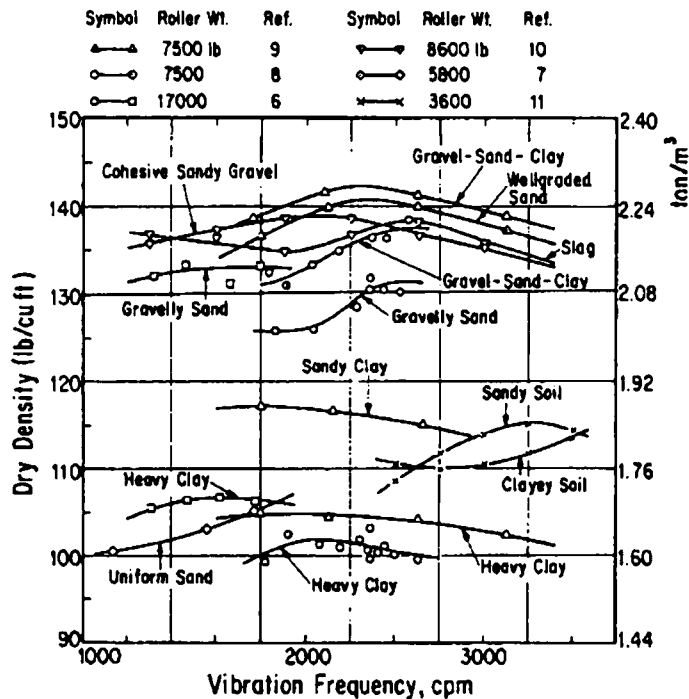


図-5.1.1 Seligらによる振動数～乾燥密度の関係（文献3）より引用）

5-2 数値計算による最適振動数の検討

5-2-1 振動ローラの締固め効果について

振動式締固め機械による締固めの効果としては、振動によって土粒子間の摩擦を減少させ土粒子をより密な配列に変えることによる効果と、機械の自重と起振力によって地盤に圧力を加え土を圧縮する効果とが考えられる。前者の効果は乾いた砂や粗粒土では比較的有効と考えられるが、我が国の盛土材料は一般に自然含水比が高く、粘着力を有する材料がほとんどであるため、粒子間の摩擦を減少させて密にする効果はあまり期待できないと考えられ⁴⁾、むしろ後者の効果が支配的と予想される。振動ローラが静的ローラに比べ自重の割に大きな締固め効果が得られると言われるのは、跳ね上がった振動輪が地表面に着地する際に大きな衝撃力を生み、地盤に大きな圧縮力を働かせることができるためと推察さ

れる。

よって本章では、振動ローラによる締固め効果の目安として振動輪から地盤に与えられる荷重効果を考え、これを最も大きくする機械条件の検討を行う。運動方程式(2-1)を整理すると、次式が得られる。

$$k_2 y + c_2 \dot{y} = m_2 (g - \ddot{y}) + m_1 (g - \ddot{x}) + F \sin(2\pi f_0 t) \quad (5-1)$$

ただし $k_2 y + c_2 \dot{y} < 0$ のとき、 $k_2 = c_2 = 0$

左辺 $k_2 y + c_2 \dot{y}$ は地盤反力を表すから、すなわち振動輪が地盤に与える載荷重（接地荷重）に等しい。ここでは、この振動中の接地荷重の最大値 $N_{\max} = k_2 y + c_2 \dot{y}$ を最も大きくする機械条件を数値計算により調べる。ただし、前章までの数値計算においては簡単のため起振力 F を振動数 f_0 に依存しない定数としたが、本章では実際の振動ローラの機構に合わせて振動ローラの起振力は以下の式で与えて検討する。

$$F = m_e r (2\pi f_0)^2 \quad (5-2)$$

$m_e r$ は偏心モーメントとよばれ、偏心錘の質量 m_e と偏心錘の回転半径 r の積で表される。

5-2-2 数値計算による最適振動数の検討

振動ローラの機械条件を表-5.2.1のように設定し、振動輪が地盤へ与える載荷重の最大値（最大接地荷重） $N_{\max} = k_2 y + c_2 \dot{y}$ と振動数 f_0 の関係を数値計算により調べた。その結果の一例を図-5.2.1～図-5.2.3に示す。他の振動条件が振動輪の載荷重～振動数関係に及ぼす影響を調べるために、図-5.2.1では地盤バネ係数 k_2 を4段階に、図-5.2.2では起振機の偏振モーメント $m_e r$ を3段階に、図-5.2.3では振動ローラの前輪質量（すなわちフレーム質量 m_1 + 振動輪質量 m_2 ）を4段階に変化させて計算している。

図-5.2.1～図-5.2.3より、振動輪が地盤に与える載荷重が最も大きくなる振動数が存在することがわかる。ここではこれを、締固め効果が最も大きい「最適振動数」と解釈することにする。各図に示される載荷重にピークを与える振動数の存在は以下のように解釈されよう。すなわち、(5-2)式より起振力は振動数の2乗に比例して増大するため、振動数が大きいほど載荷重が大きくなると思われるが、一般に振動数が大きいほど振動輪の跳ね上がり高さが小さくなり（図-3.5.3参照）、地表面への衝撃力が減少するので、両者のかねあいにより最も地盤への載荷重を大きくする振動数が存在するものと考えられる。ここでは振動輪の地盤からの跳ね上がりを考慮して検討しているため、この最適振動数はいわゆる振動ローラ～地盤系の共振振動数とは異なるものである。

また、図-5.2.1～図-5.2.3からは、最適振動数は地盤バネ係数が大きいほど、また前輪質量が小さいほど大きくなり、振動輪の偏心モーメント $m_e r$ の違いにはほとんど影響されないことが認められる。

表-5.2.1 最適振動数を調べるための数値計算条件

フレーム質量	m_1 (kg)	500	1000	3000
ローラ質量	m_2 (kg)	1000	2000	4000
振動数	f_0 (Hz)	10、15、20、…、70、75、80		
偏心モーメント	$m_e r$ (kg·m)	$\frac{2(m_1+m_2) \cdot g}{(2\pi \cdot 30)^2}$	$\frac{3(m_1+m_2) \cdot g}{(2\pi \cdot 30)^2}$	$\frac{4(m_1+m_2) \cdot g}{(2\pi \cdot 30)^2}$
防振ゴムバネ係数	k_1 (N/m)	1×10^6	1×10^6	1×10^6
防振ゴム粘性減衰係数	c_1 (Nsec/m)	$2D_1 \sqrt{m_1 k_1}$	$2D_1 \sqrt{m_1 k_1}$	$2D_1 \sqrt{m_1 k_1}$
地盤バネ係数	k_2 (N/m)	5、10、15、20、25、 30×10^7		
地盤粘性減衰係数	c_2 (N·sec/m)	$2D_2 \sqrt{m_2 k_2}$	$2D_2 \sqrt{m_2 k_2}$	$2D_2 \sqrt{m_2 k_2}$

ただし、 $D_1 = 0.1$ 、 $D_2 = 0.4$

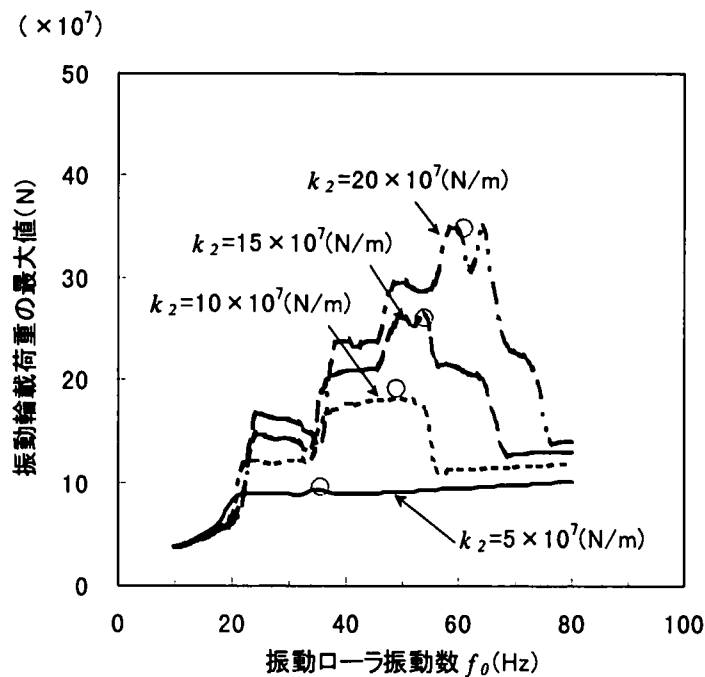


図-5.2.1 振動数～最大接地荷重の関係（地盤バネ係数変化する場合）

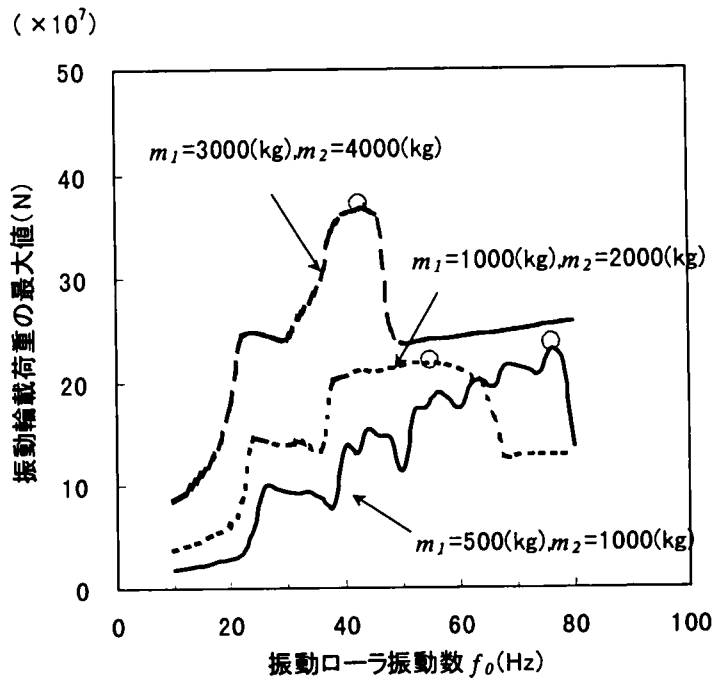


図-5.2.2 振動数～最大接地荷重の関係（振動ローラ前輪質量が変化する場合）

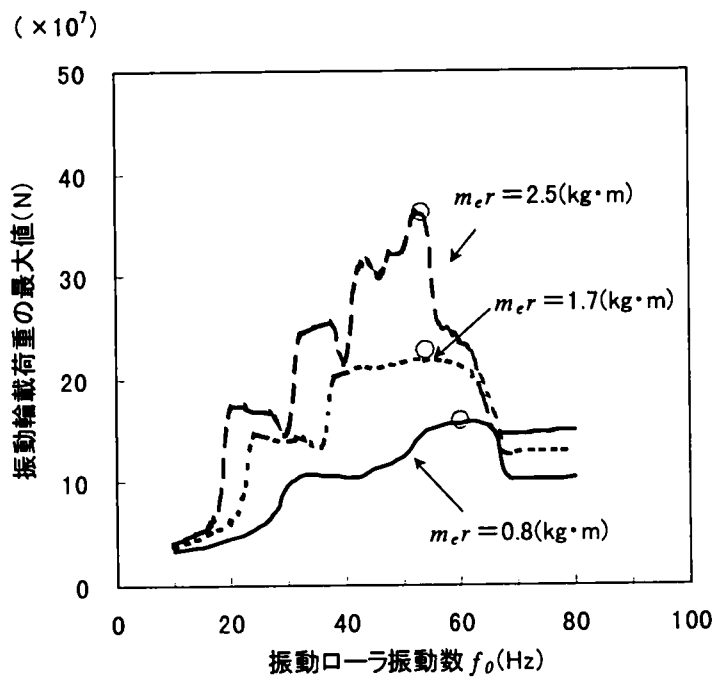


図-5.2.3 振動数～最大接地荷重の関係（偏心モーメントが変化する場合）

5-3 最適振動数選定手法の提案

5-3-1 最適振動数と振動ローラ～地盤系共振振動数の関係

表-5.2.1に示す他の全振動条件についても振動数と最大接地荷重の関係を計算し、それぞれ最適振動数 f_{opt} を求め、これを振動ローラ～地盤系の共振振動数である下式で整理してみた。

$$f_r = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_2}{m_1 + m_2}} \quad (5-3)$$

この結果を図-5.3.1に示す。これをみると、最適振動数 f_{opt} と振動ローラ～地盤系の共振振動数 f_r は線形関係で整理され、ほぼ次の関係があることが分かる。

$$f_{opt} = 1.4 \cdot f_r \quad (5-4)$$

すなわち、締固め効果が最も大きくなる最適振動数 f_{opt} は、振動ローラ～地盤系の共振振動数 f_r の約1.4倍として求められることがわかる。ここに、地盤バネ係数 k_2 は、第3章にて提案した振動ローラ機械条件を除去した地盤剛性評価手法によって、任意の振動ローラ振動数に対して直ちに求めることができる。よって、施工中に振動ローラの加速度計測からリアルタイムに地盤バネ係数を評価しつつ、これに応じて(5-3)、(5-4)式から振動ローラ振動数 f_0 を最適振動数 f_{opt} に調節すれば、締固め効果をさらに高めることが可能となる。

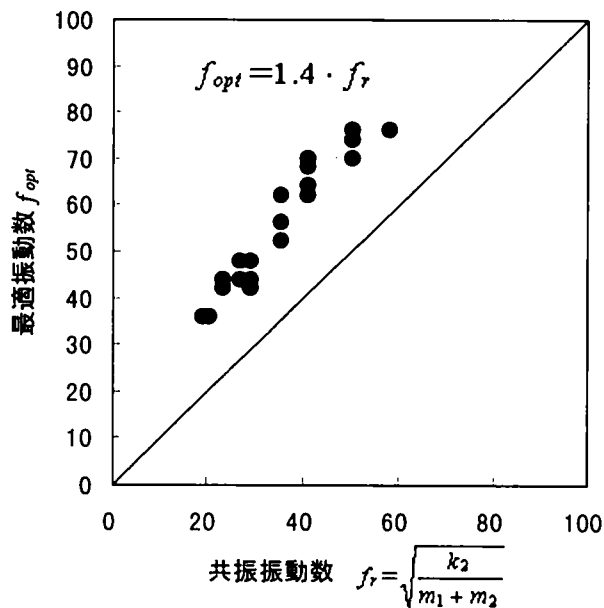


図-5.3.1 最適振動数 f_{opt} と振動ローラ～地盤系共振振動数 f_r の関係

5-3-2 模型起振機を用いた室内実験による検証

(1) 実験概要

次に、小型模型起振機を用いた室内実験によって、数値計算で検討した前項の最適振動数の検証を試みる。起振機は、内蔵する偏心重りを回転させて振動力を得る機械であり、振動ローラの振動輪が単独にあるものと考えればよい。

実験装置の概略図を図-5.3.2 に示す。コンクリートブロックの上に4個のロードセルを設置し、厚さ約3(mm)の丈夫な鉄板を介して厚さ35(mm)のシリコンゴムで作成した模擬地盤を密着支持している。シリコンゴムによる模擬地盤を使用したのは、通常の土では計測中に地盤が締固まって地盤剛性が変化してしまうため、一定条件のもとで起振機載荷重と振動数の関係を見い出すことが困難であると判断したためである。なお、起振機底面と同じ載荷板を用いた平板載荷試験を実施した結果、模擬地盤のバネ係数は $k_2 = 1.12 \times 10^6$ (N/m)であった。

模型起振機は底面200(mm)×220(mm)、高さ130(mm)の箱形の機械であり、外部モーターの回転力をフレキシブルシャフトを介して内蔵する2軸の偏心重りに伝え、これらを回転させることにより振動力を得る機構となっている。モーターの回転数を調節することにより無段階に振動数を、2つの偏心重りの位相角を変えることにより起振部の偏心モーメントを、また起振機底面に重錘を着脱することにより重量を任意に変化させることができる。実験で用いた振動条件をまとめて表-5.3.1に示す。

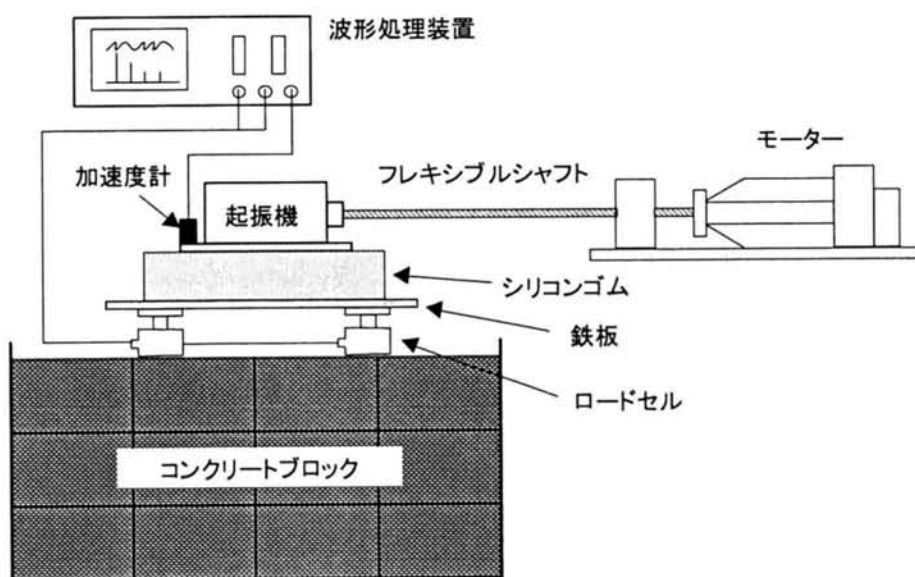


図-5.3.2 室内実験概要図

表-5.3.1 室内模型実験の振動条件

起振機質量	m (kg)	24	36	48
振動数	f_0 (Hz)	10、15、20、…、60、65、70		
偏心モーメント	$m_e r$ (kg·m)	0.010、0.020、0.028、0.039		
模擬地盤バネ係数	k (N/m)	1.12×10^6		

(2) 実験結果

起振機が模擬地盤へ与える載荷重をロードセルによって計測し、振動荷重の最大値と起振機振動数の関係を調べた結果の一例を図-5.3.3 に示す。これを見ると、模型起振機においても地盤への載荷重を最も大きく発揮する振動数、すなわち最適振動数が存在することが確認できる。

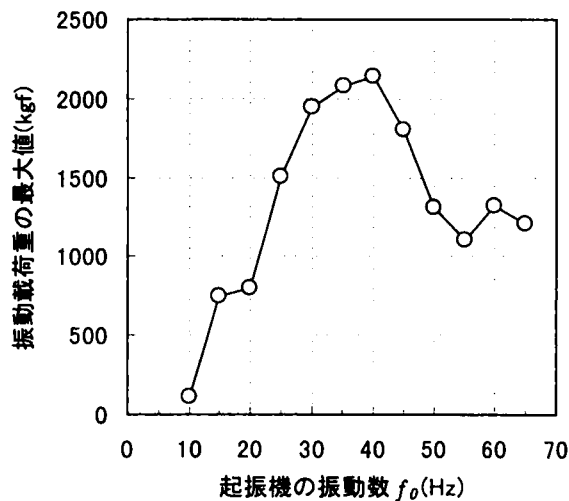


図-5.3.3 室内模型起振機実験による振動数～地盤への載荷重の関係の一例
(起振機質量 $m = 36\text{kg}$, 偏心モーメント $m_e r = 0.028$)

表-5.3.1 に示す全実験条件に対して起振機振動数～振動载荷重の最大値の関係を調べ、それぞれ最適振動数を求めた。これを模擬地盤～起振機系共振振動数、すなわち

$$f_r = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_2}{m}}$$

によって整理すると、図-5.3.4 が得られた。これより、データ数が少ないものの、実験結果もおおよそ $f_{opt} = 1.4 \cdot f_r$ の関係付近にまとまることがわかる。

ただし、今回使用した模型起振機はシャフトが連結された構造になっていたため、振動の振幅が大きくなった際に、シャフトの重みによって左右のタイミングがずれたねじれ振動が見受けられた。このように純粋な鉛直振動になっていない場合は、起振機の模擬地盤に与える载荷重を適切に測定できていないと思われる。また、今回の実験では設定した振動条件が少なかったこともあり、本実験からは $f_{opt} = 1.4 \cdot f_r$ の関係に対して十分な検証ができたとは言いがたい。今後は、シャフトを介さない偏心錘を内蔵した構造で、かつ底面を曲面形状にしてねじれ振動を生じにくい工夫をした起振機を用いて検証を行う必要があると思われる。

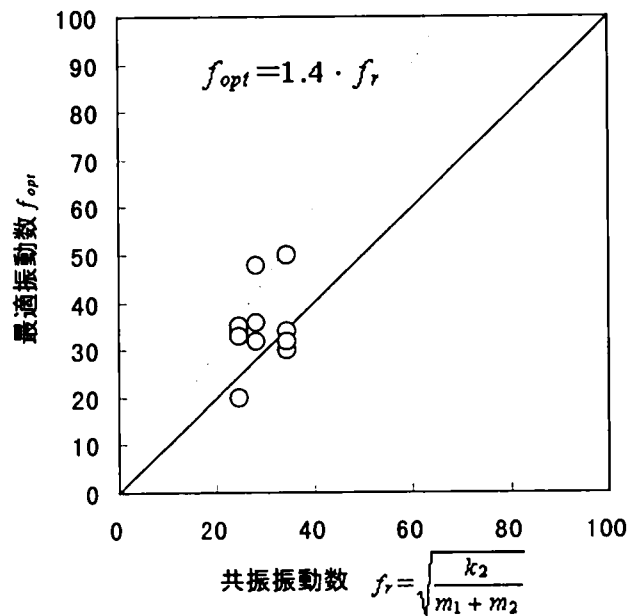


図-5.3.4 室内模型起振機実験による最適振動数～共振振動数の関係

5-4 まとめ

本章では、より効率的な締固めを行うための手法を提案すべく、主に数値計算を用いて締固めに最も効果的な振動数に関する簡易な検討を行った。この結果、振動ローラが地盤へ与える載荷重を最大になる振動数の存在を確認し、さらにこの締固めに最適な振動数 f_{opt} が、地盤剛性と振動ローラ質量の比に依存し、振動ローラ～地盤系共振振動数の約1.4倍、すなわち

$$\begin{aligned} f_{opt} &= 1.4f_r \\ &= \frac{1.4}{2\pi} \sqrt{\frac{k_2}{m_1 + m_2}} \end{aligned}$$

によって与えられることがわかった。この関係式と振動ローラの加速度計測からリアルタイムに地盤剛性を評価する手法を併用することによって、転圧の進行に応じて振動数を自動調節しながら効率的に締固めを行う振動数可変ローラの考え方を提案した。

《参考文献》

- 1) 益村公人, 殿垣内正人, 川井洋二, 建山和由, 金森康継: 施工機械による締固め層厚の検討, 第33回地盤工学研究発表会講演集, pp.2071~2072, 1998.
- 2) 藤井弘章: フィルダム締固めに関する実験的研究, 京都大学学位論文, 1973.
- 3) Selig, E.T.: Fundamental of Vibratory Roller Behavior Pr.IC.SMFE Vol.2, pp.375~380, 1977.
- 4) テラメカニクス研究会: 転圧ローラ工学, pp.80~83, 1999.

第6章

フィルダムロック密度管理への適用と
堤体設計の合理化

6-1 概説

フィルダムのロックゾーン盛立面の品質管理は、通常は水置換法によって現場密度の確認を行うことが一般的である。このロックゾーンの水置換法はロック材の粒径（あるいは1層の撒き出し厚）に合わせて深さ1m以上もの置換孔を掘削するため、一般の土質の現場密度試験（砂置換法やRI法）に比べ格段に多大な労力と時間を要する。したがって、通常は1～3ヶ月に1回程度の頻度でしか現場密度試験が行われず¹⁾、堤体積200～300万 m^3 もの構造物に対して品質管理データがわずかに20～50点程度しか集まらないという状況にある。つまり、実際には構築された堤体の品質を把握・管理しているとは言い難いのが現実である。

一方、第3章において振動ローラ加速度応答（乱れ率）～乾燥密度の関係は土の種類および含水比の影響を強く受けることが示されたが、フィルダムロック材は含水比が小さくこの変動の影響が少ないと考えられること、および人為的にある一定幅の材料に管理されることを考えると、ローラ加速度応答法によって乾燥密度を評価することが可能な対象と考えられる。本手法によれば統計的処理を施すのに十分な大量の品質データを集積することが可能であるから、乱れ率という間接的な指標を用いるにしても、堤体密度の平均値やバラツキを定量的に評価することも可能と考えられる。これまでフィルダムロックの現場強度特性を合理的に把握する手段が存在しなかったため、現行堤体が設計値に対してどの程度の力学的安定性の余裕度を有しているかは不明であったが、本手法を適用することによって実堤体の品質が定量的に明らかになれば、これに応じた合理的なダム堤体形状の選定も可能となる。以上の様な背景をもとに、本章ではフィルダムロック部を対象としてローラ加速度応答法の適用を試み、施工管理手法としての適用精度の把握、および多点測定データをもとにした堤体設計の合理化の可能性を示すことを目的としている。

6-2 フィルダムロックゾーンにおける多点管理の必要性

フィルダムの設計の考え方を図-6.2.1 に示す。フィルダムのコア材料は止水機能を保持するため、浸透水に対して十分な安定性を有することが要求される。この場合、堤体内の浸透水は流れやすい場所（弱層）を選択的に流下するため、コア内に弱層を作らないことが前提となる（極値問題）。これに対し、ロック材料は堤体の安定を確保するための所要の強度が要求される。通常、ロックゾーンの堤体設計は円弧すべり計算で安定性が検討されるが、これは想定されるすべり面が全体として所要の抗力を発揮すれば良いとの考えであるから、コアゾーンのように堤体内の全ての点における密度が基準値を上回る必要はなく、平均的な密度が所要密度を確保すれば良いものと考えられる（平均値問題）。

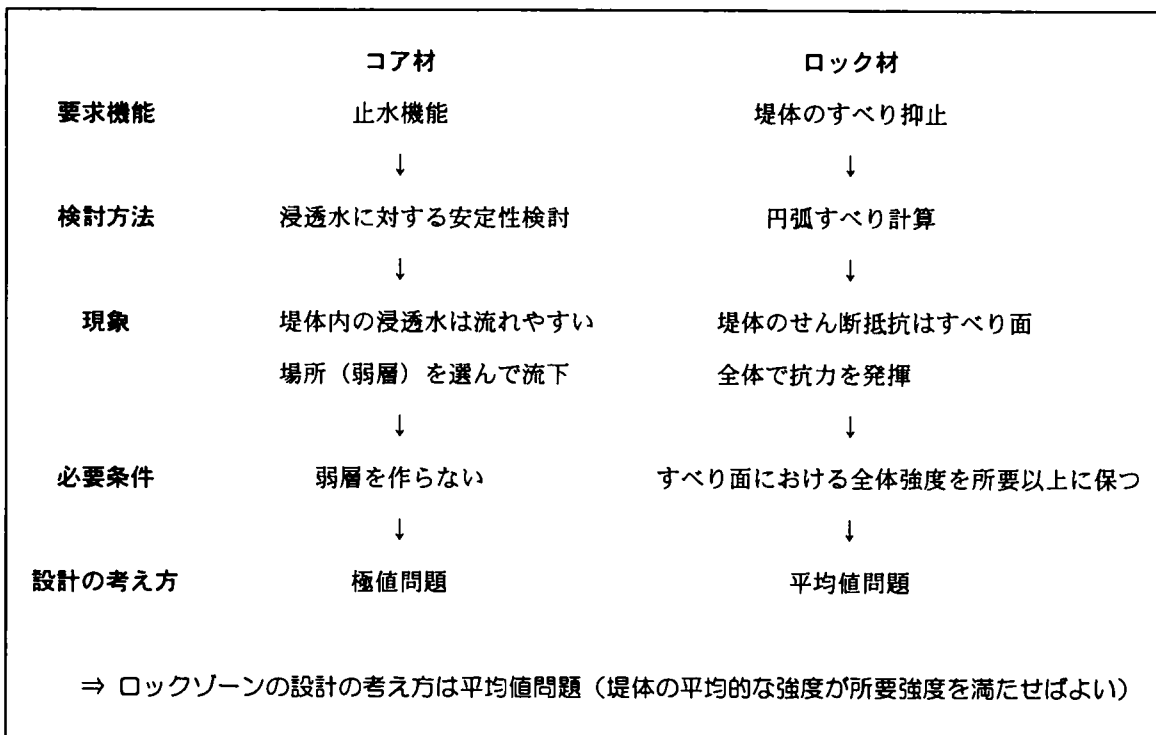


図-6.2.1 フィルダム堤体設計の考え方

したがって、ロックゾーン内に弱部（低密度部）が平面的・立体的に集中しない限り、設計上の所要密度を下回る場合が生じても許容できるはずであるが、実際には既往ダムの約80%が下限値管理（試験値の1点でも基準値を下回れば不合格）を採用している¹⁾。これは、現場密度試験の測定頻度が10~50万m³に1回（1~3ヶ月間に1回）程度と非

常に少なく、ロックゾーン全体の密度の平均値やバラツキの大きさを統計的に把握できるほど十分な管理データを収集することができないことがその原因の1つと考えられよう。この結果、現行の堤体は安全側に管理されてはいるが、反面過大な余裕を有している可能性も否定できない。

しかし、ローラ加速度応答法をフィルダムロックの施工管理手法として適用すれば、堤体全体にわたって膨大な品質データを集積できるため、堤体密度の平均値やバラツキを統計的に把握することが可能となり、現行堤体が設計値に対してどの程度の力学的安定性の余裕度を有しているかを明らかにできる(図-6.2.2)。これによって、転圧仕様の緩和、不良岩の活用、あるいは法面勾配をより急にした堤体形状の選定など、積極的な施策を講ずることができる。すなわち、フィルダムロック部へのローラ加速度応答法の適用は、手間のかかる現場管理試験を省力化するのみならず、現行の堤体設計の合理化まで促す可能性をも秘めていると言える。

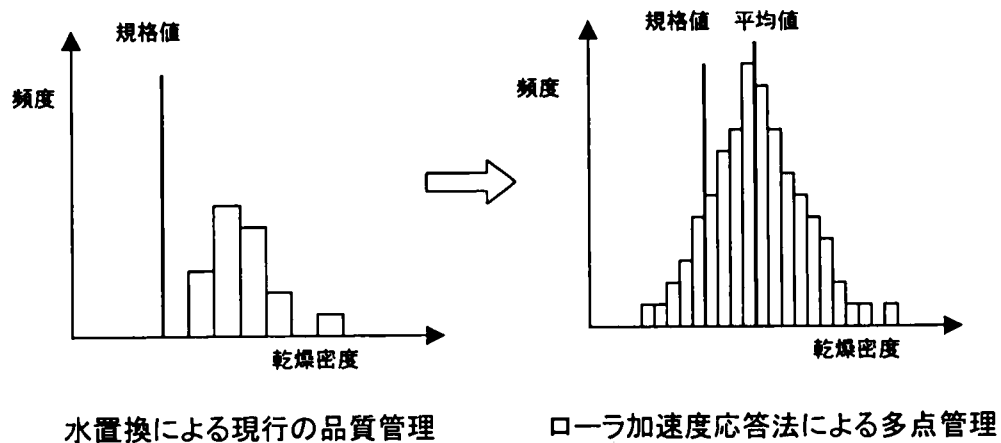


図-6.2.2 多点品質データによるフィルダムロックの密度管理の考え方

6-3 転圧試験による粗粒材料の密度評価精度の把握

6-3-1 転圧試験概要

ローラ加速度応答法による密度管理をフィルダムロックへ適用するに先立ち、既往の密度測定手法に対し、施工管理手法としてどの程度の適用精度を有しているかを検討すべく、購入碎石を用いた室内ピット（大型土槽）試験、およびトンネル掘削ズリを用いた粗粒材の現場転圧試験を実施した²⁾。この結果を以下に述べる。

表-6.3.1に各ケースの転圧試験概要を示す。なお、室内ピット試験は第3章で述べた試験と同一のピットである。図-6.3.1に各ケースのヤード内の計測位置図を示す。密度計測は表面型RI（線源深さ30cm）を使用し、線源孔壁をビニル管で保護して転圧時の孔壁の崩壊を防ぐことにより、各転圧回数において同一線源孔を用いて測定を行った。一方、振動ローラ加速度は第3章の計測方法と同様、市販の加速度計（容量50G）を用いて振動輪部の鉛直加速度を連続計測し、別途各計測ポイントの直上を通過する際のタイミング信号を別チャンネルで入力することにより、RI計測点と対応づけられるようにしている。乱れ率の算出は、RI計測点の直上を振動輪が通過する前後1.024秒間（おおよそRIの計測範囲40cmを通過する間）の加速度波形を切り取ってFFT解析して行っている。

用いた粗粒材料の粒度分布を図-6.3.2に示す。室内ピット実験、現場転圧試験とも比較的堅質かつ低含水比（室内大型土槽試験材料： $w_n=1.7\%$ 、現場転圧試験材料： $w_n=6.9\%$ ）な粗粒材料である。このうち室内土槽実験については、フィルダムロック部に対する適用性検証を念頭に置き、ロック材の粒度分布に近い、比較的単粒系の材料を投入している（図中には参考のため既往ダムのロック材粒度を併記している）。

表-6.3.1 各ケースの転圧試験概要

		室内土槽試験	現場転圧試験
盛土形状	ヤード形状	幅3m×長さ15m	幅6m×長さ17m
	層厚	0.60m	0.30m
転圧機種	機種	酒井-SV160D	小松-JV100WA
	総質量	17.4(t)	10.7(t)
	最大起振力	294(kN)	232(kN)
	公称振動数	30(Hz)	30(Hz)
転圧回数		16回	10回
計測項目	表面型RI	10カ所	6カ所
	地表面沈下量	3カ所	7カ所

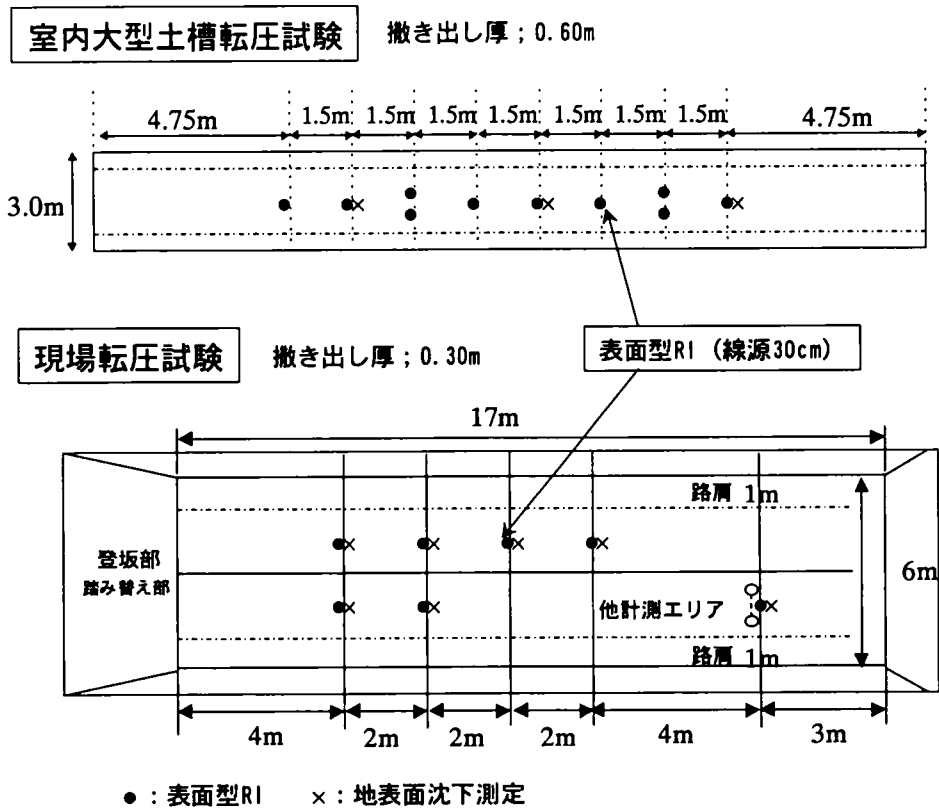


図-6.3.1 粗粒材転圧試験のヤード内計測位置図

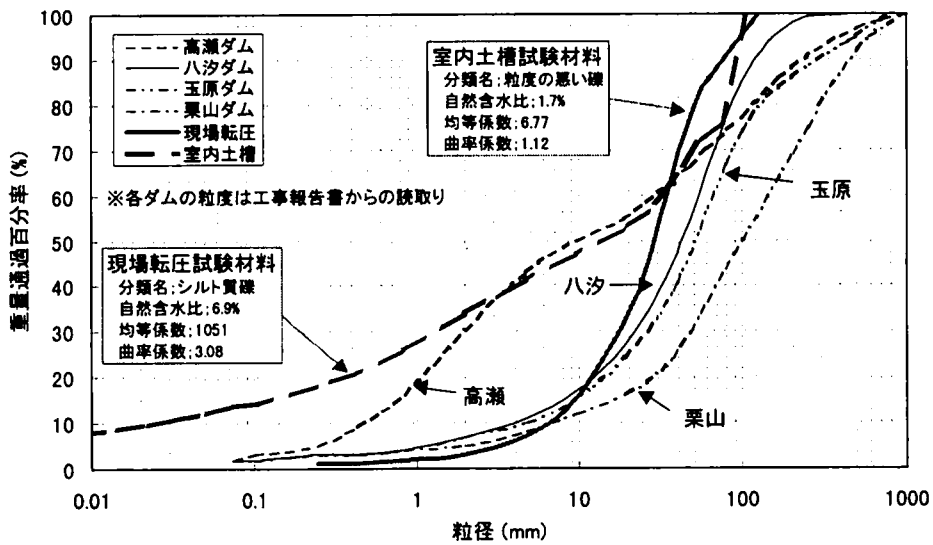


図-6.3.2 材料の粒度分布

6-3-2 転圧試験結果および考察

図-6.3.3に室内ピット試験, 図-6.3.4(a)(b)に現場転圧試験により得られた RI 乾燥密度と, その測定ポイントの直上を通過する際の乱れ率の関係を示す. 図-6.3.3, 6.3.4(a)をみると乾燥密度と乱れ率の相関は比較的良好であるが, 若干のバラツキを生じている. 以下では, このバラツキが実施工で定量的に許容できる範囲なのかどうかを考える.

図-6.3.4(a)の現場転圧試験における乱れ率~乾燥密度関係を, 各 RI 計測ポイント別に色分けすると同図(b)のようになる. これより, 各計測ポイント毎に, それぞれ乱れ率~乾燥密度関係が比較的良好に形成されていることがわかる. すなわち, 図-6.3.4(a)の全点プロットでは一見かなりのバラツキがあるように見えるが, これは場所毎に異なる乱れ率~乾燥密度関係が重なり合ったためと解釈できよう. 第3章 3-3節にて, 土の種類および含水比の違いが乱れ率~乾燥密度関係に大きく影響することを示した. しかし, 本試験面内では土の種類は同一であり, また自然含水比のバラツキ $w_n=4.7\% \sim 6.3\%$ の幅が振動ローラ加速度応答に及ぼす影響は非常に小さいと考えられる. むしろ, 一般に粗粒材料の粒度分布が撒き出し時に場所によって大きく異なる傾向があることを考えれば, 計測ポイント毎の乱れ率~乾燥密度関係の違いは, 各点の粒度分布の違いが影響していると考えるのが妥当であろう (乱れ率~乾燥密度関係に及ぼす粒度分布の影響については後ほど次節にて考察する).

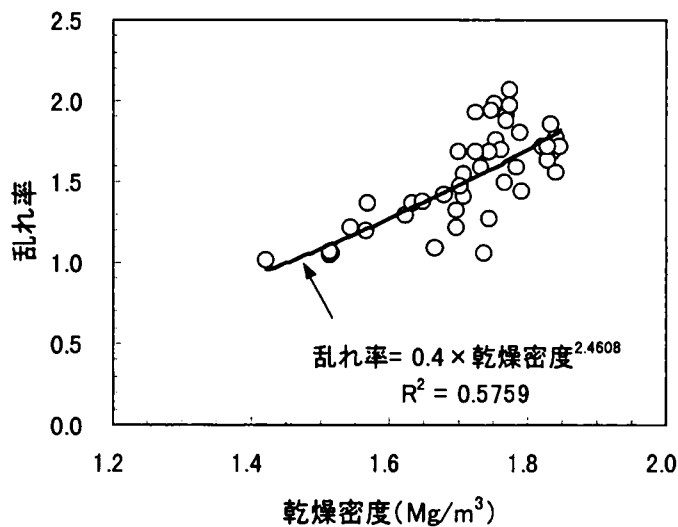
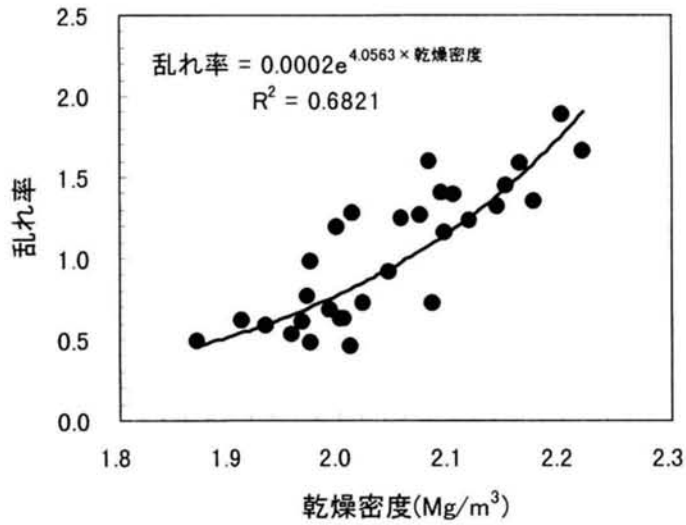
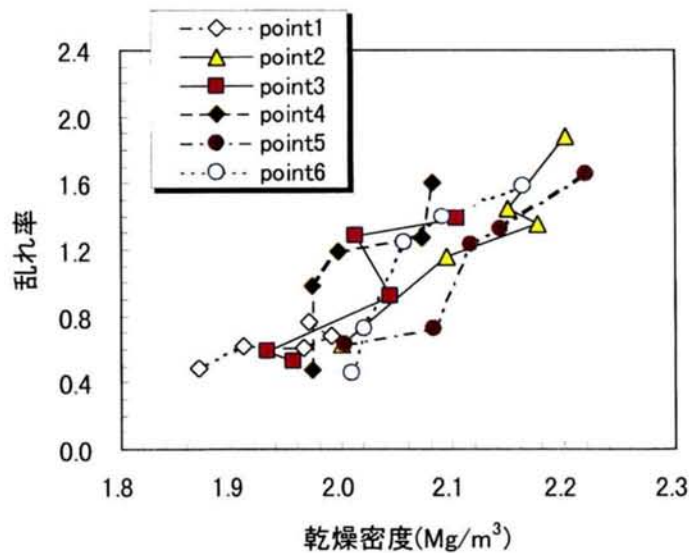


図-6.3.3 乱れ率~RI 乾燥密度関係 (室内ピット試験)



(a)全プロット



(b)計測ポイント別

図-6.3.4 乱れ率～RI 乾燥密度関係

さて、図-6.3.4(b)に示す各計測ポイント毎の乱れ率～乾燥密度関係の良好な形成は、乱れ率が粒度特性の違いを反映しつつ、試験ヤード内のかかなり局所的な締固め傾向の違いまでを評価し得る指標であることを示唆している。そこで、振動輪加速度は転圧中連続測定しているため、これを RI 計測ポイントにとらわれずに 1 m ピッチで細かくピックアップすると、ヤード内の場所毎の締固め特性に応じた乱れ率の分布を取得することができる。そして、図-6.3.4(a)の全点プロットの乱れ率～乾燥密度関係を近似し、この相関式をヤー

ド内の材料特性を平均的に代表する乾燥密度の推定式として考えれば、多点の乱れ率から図-6.3.5のように転圧面の乾燥密度の分布状態をヒストグラムの形で推定することができる。

このヒストグラムの上に、実測の6ポイントのRI乾燥密度を斜線で重ね書きしてみた。これをみると、加速度による推定乾燥密度は各転圧回数にて最大0.2(Mg/m³)程度の幅のバラツキをもつが、従来のRI法による実測の乾燥密度も、ほぼ同等のバラツキを生じていることがわかる。一般に粗粒材料では、材料自体のバラツキの大きさや撒き出し時の材料分離の影響によって、この程度の乾燥密度のバラツキが生じることが多い³⁾。図-6.3.5は、ローラ加速度応答法による推定および既往のRI法によっても、結果的にほぼ同等にこの密度のバラツキを評価していることを示している。

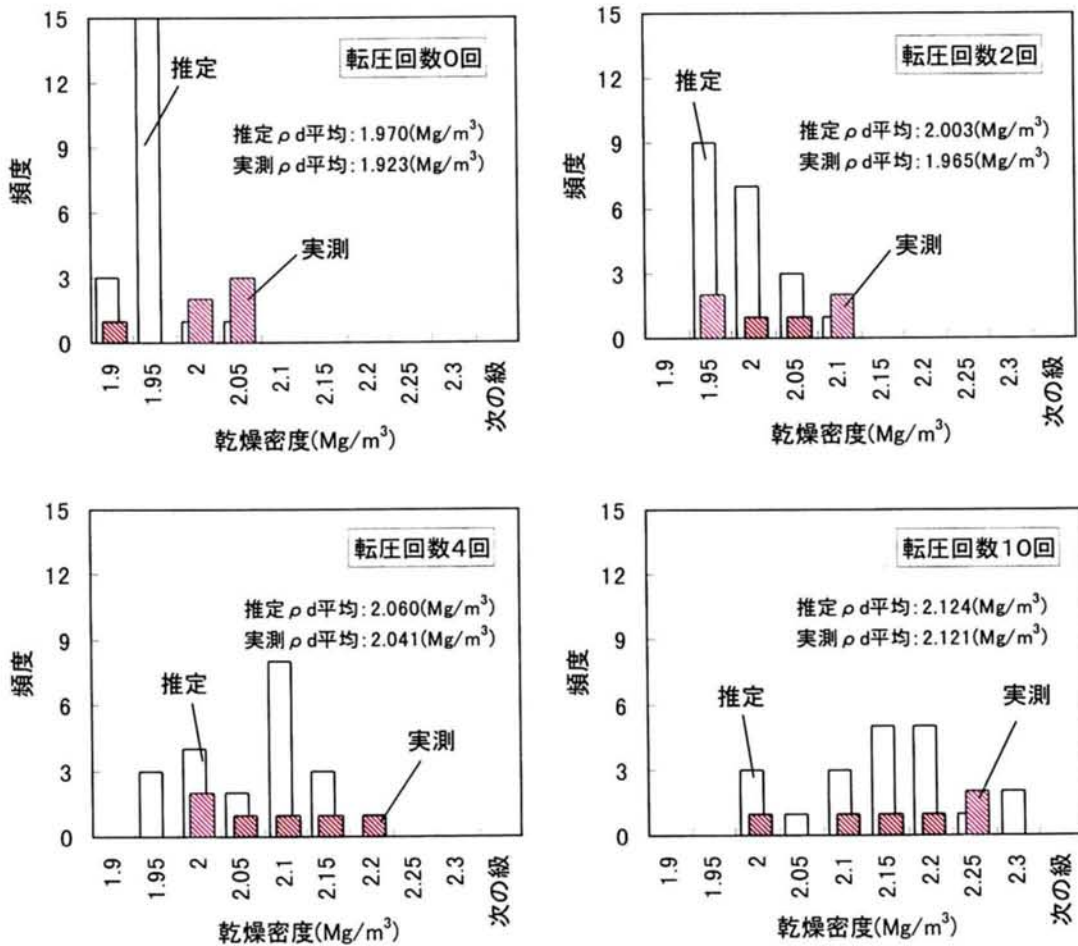


図-6.3.5 ローラ加速度による推定密度とRI密度の分布

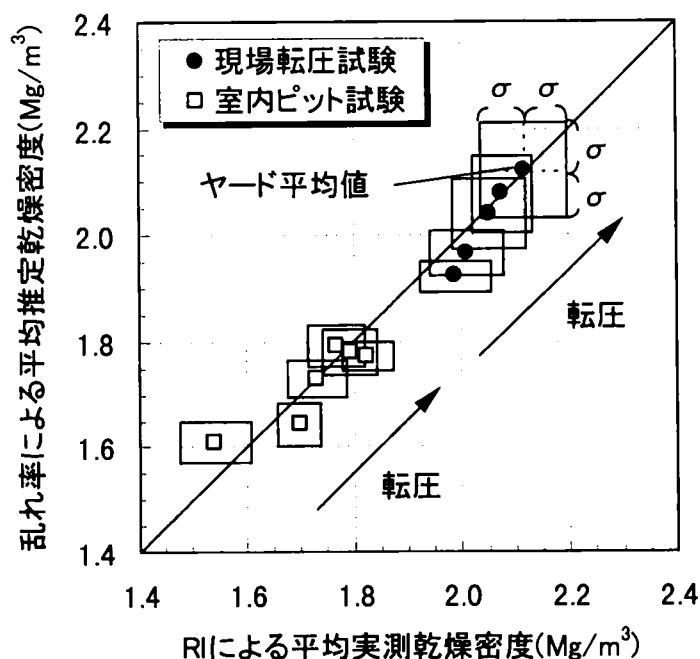


図-6.3.6 ローラ加速度による推定密度と RI 実測密度の比較

図-6.3.6 には、室内大型土槽試験に対しても同様な方法で密度推定を行い、加速度からの推定密度、RI 実測密度それぞれの平均、および $\pm\sigma$ の幅を比較した。図-6.3.6 をみると、推定乾燥密度と実測乾燥密度の分布はほぼ同程度のバラツキをもっており、かつそれぞれの平均値どうしを比較すると、最大でも $\pm 0.05(\text{Mg}/\text{m}^3)$ 程度の差しか生じていないことがわかる。

以上より、粗粒材料では一般に撒き出し時に生じる場所毎のバラツキが大きく、既往の RI 測定手法を用いても相当の密度のバラツキが生じること、またローラ加速度応答法による推定によってもこれとほぼ同等の精度で盛土内の平均的な密度およびそのバラツキを評価可能であると判断できる。ロックフィルダムのみならず、近年、道路や空港などは山岳地帯に建設される事例が増えており、これに応じて岩塊材料が多用される傾向にある。現在、岩塊材料を用いた盛土は工法規定管理が行われているが、今後はこれらの盛土に対してもローラ加速度応答法による品質評価が適用できる可能性があると言えよう。

6-4 乱れ率～乾燥密度（間隙比）関係に及ぼす材料特性の影響

6-4-1 現場転圧試験の概要

前節において、事前に得た乱れ率～乾燥密度関係を用いることにより、転圧面の密度分布を RI 法とほぼ同等の精度で把握できることを示した。しかしこの場合、乾燥密度の推定曲線となる乱れ率～乾燥密度関係が精度良く求められていることが前提となる。先に、フィルダムロックの場合は材料の種類をある一定幅に管理し、また自然含水比は一般に非常に小さいため、乱れ率を乾燥密度の代替指標として管理することは可能と予想されると述べた。しかしながら、同一のダムでも粒度や岩級・岩質の異なるロック材が使用されており、これら実際の材料範囲内において乱れ率～乾燥密度関係が一定と見なし得るのか、また材料特性によって影響を受けるとすれば、どのような材料因子に着目して管理すればよいのか、などは明らかでない。本節では、ある中央遮水壁型ロックフィルダムの堤体材料を用いた現場転圧試験の結果によって、乱れ率～乾燥密度関係に及ぼすロック材の材料特性の影響を検討する。

(1) 盛土材料特性

本節では、次の4種類のロック材料を用いた転圧試験を実施した。

- (a) CM 級チャート主体混在岩
- (b) CM 級玄武岩主体混在岩
- (c) CL 級混在岩
- (d) CH 級石灰岩

各材料に対してそれぞれ振動ローラ加速度と密度の計測を行い、乱れ率と密度の関係を求めた。各試験に用いられた材料の物理特性を表-6.4.1 に、粒度分布を図-6.4.1 に示す。4種類の材料を比較すると、比重・吸水率の面から CH 級石灰岩が最も堅硬な岩質であり、次いで CM 級玄武岩主体混在岩、CM 級チャート主体混在岩、CL 級混在岩の序列となる。また、粒度特性の面からは、CH 級石灰岩が最も粗めで、次いで CM 級チャート主体混在岩、CM 級玄武岩主体混在岩、CL 級混在岩の順序で細粒分が多くなる。これら各材料の物理特性が振動ローラ加速度応答～乾燥密度関係に少なからず影響することを後に述べる。

表-6.4.1 各試験材料の物理特性

	CM級 チャート主体混在岩	CM級 玄武岩主体混在岩	CL級 混在岩	CH級 石灰岩
自然含水比 $w_n(\%)$	2.8	2.8	7.3	3.2
合成絶対比重 G_b	2.59	2.67	2.56	2.69
合成吸水率 $Q(\%)$	1.32	0.95	2.71	0.28
最大粒径 $D_{max}(mm)$	500	500	300	500
細粒分含有率 $F_c(\%)$	2.1	6.0	8.9	1.4
均等係数 U_c	79	111	149	22
60%粒径	79	45	30	144
採取場所	2号採石場	1号採石場	2号採石場	1号採石場

※自然含水比 w_n は53mmアングラーの炉乾燥法による

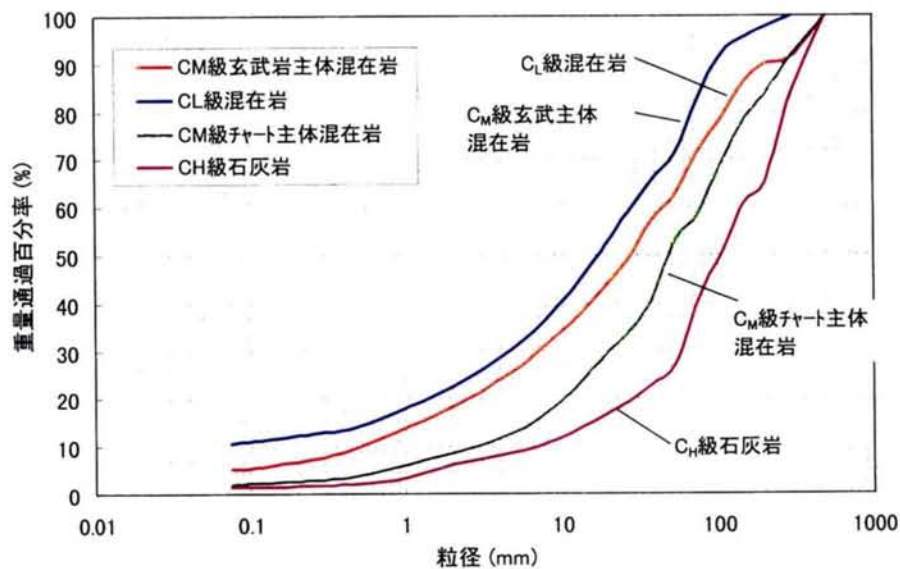


図-6.4.1 各試験材料の粒度分布

(2) 密度計測方法

各転圧試験においては、いずれも以下の3種類の測定手法を併用した。

・水置換法

フィルダムロックの標準的な現場密度試験法である水置換法を実施した。原則として孔径 2.0m×孔深 1.0m の置換孔を用いたが、一部表面型 RI との比較検証を目的に孔径 1.0m×孔深 0.3m のミニ水置換も実施している。

・SRID (自動走査型 RI)

転圧面の密度をなるべく多点で測定することを目的に、表面型 RI を使用した。ただし、大塊を含む粗粒材料ではなるべく1点あたりの測定範囲を広く取る必要があると

考え、従来の表面型 RI に比べ測定容積を大きく取れる SRID（自動走査型 RI）³⁾を使用している。SRID は、線源棒を中心として検出部を回転させることによって、直径 80cm の測定面積を確保することができる RI である。線源深さは 30cm である。なお、転圧中は線源孔に鋼管を挿入して孔壁の崩壊を保護し、各転圧回数毎に同一線源孔で計測を行っている。

・ 2 孔式 RI（フレーム型 RI）

撒き出し層内の深さ方向密度分布を測定する目的で 2 孔式 RI を使用した。水置換法は通常深さ 1m 程度までしか密度評価ができないが、2 孔式 RI は撒き出し厚さ 1.5m まで評価可能であり、また深さ方向の密度勾配を 1 cm ピッチで連続的に把握することができる³⁾。

(3) 試験ヤード形状・計測配置

上記 4 種類の材料における転圧試験は、それぞれで試験ヤード形状や計測位置等が異なっている。各試験の詳細を以下に示す。ただし、全て転圧機種は 18t 級振動ローラ SV160D（酒井重工業製）、撒き出し厚は 150cm であり、実施工と同様である。

(a) CM 級チャート主体混在岩

本材料に対する計測ヤード状況を図-6.4.2 に示す。この転圧試験は、本ダムロックゾーンの施工仕様を決定するために行われた試験であり、密度計測は従来のロックゾーンの標準的な現場密度試験法である水置換法が主体に行われている。このため、密度の計測ゾーンは各転圧回数（0, 2, 4, 6, 8 回）ごとに分割されている。SRID の測定については、水置換孔および 2 孔式 RI 設置位置と同一箇所を実施している。なお、敷き均しは 32 t 級ブルドーザを使用している。

(b) CM 級玄武岩主体混在岩

本材料および CL 級混在岩に対する計測ヤードを図-6.4.3 に示す。本実験では、密度計測以外に、地盤剛性を把握する目的で平板載荷試験、PS 探査も実施されている。

なお、実施工における材料の撒き出しは 32t 級ブルドーザが使用されるが、これを用いて試験盛土の撒き出し・造成を行うと、振動ローラ転圧前に締固めが進行し、低～高密度の広い密度レンジで乱れ率～乾燥密度関係を取得することができない。そこで、本試験盛土の盛立はバックホウを用い、緩い状態の盛土を造成している。

(c) CL 級混在岩

CL 級混在岩の計測ヤード配置および項目は、上述の CM 級玄武岩主体混在岩と同一である。

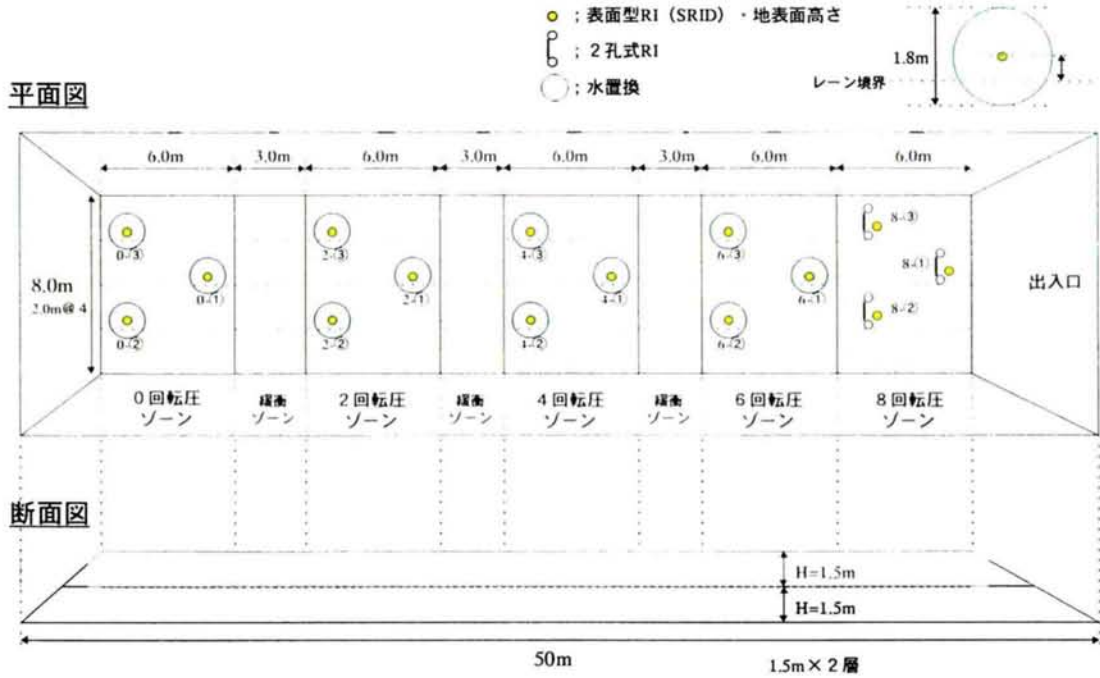


図-6.4.2 CM 級チャート主体混在岩の転圧試験ヤード図

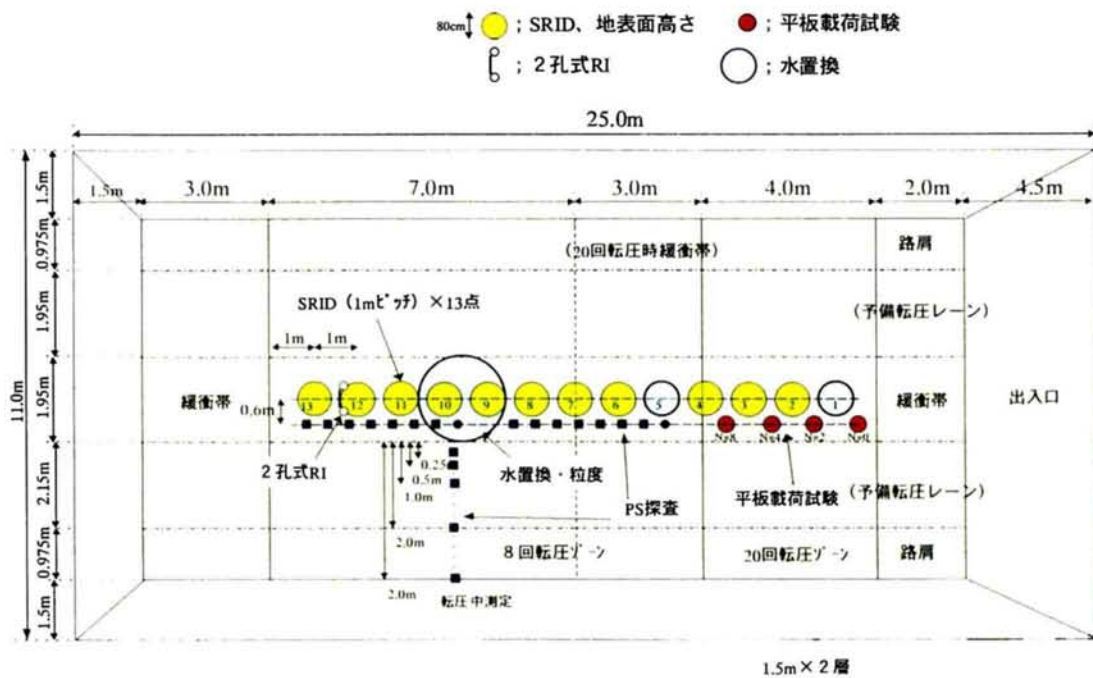


図-6.4.3 CM 級玄武岩主体混在岩・CL 級砂岩の転圧試験ヤード図

(d) CH 級石灰岩

CH 級石灰岩に対する転圧試験は、実施工で構築された盛立面を1リフト厚に相当する 1.5m までバックホウにて掘削・埋戻すことによって低密度ゾーンを造成し、これを試験面として振動ローラ加速度計測および地盤密度を計測したものである。この試験は、次節で述べる本ダムの実施工面に対する振動ローラ加速度多点計測に関連し、対象材料の乱れ率と乾燥密度の関係を求めるために実施している。計測配置図を図-6.4.4 に示す。ここで転圧回数=0, 2, 4, 8, 16 回の各転圧回数後において表面型 RI により深さ 30cm までの 5 箇所の地表面密度を、また 2 孔式 RI を 1 箇所設置して撒き出し厚 1.5m の深さ方向密度分布を測定した。表面型 RI は測定容積を大きく確保できる自動走査型 RI (SRID) を使用している。また、RI 密度と水置換密度の整合性を検証する目的で、最終 16 回転圧後に 2 孔式 RI の近傍で水置換 (孔径 2m×孔深 1.2m) を実施した。

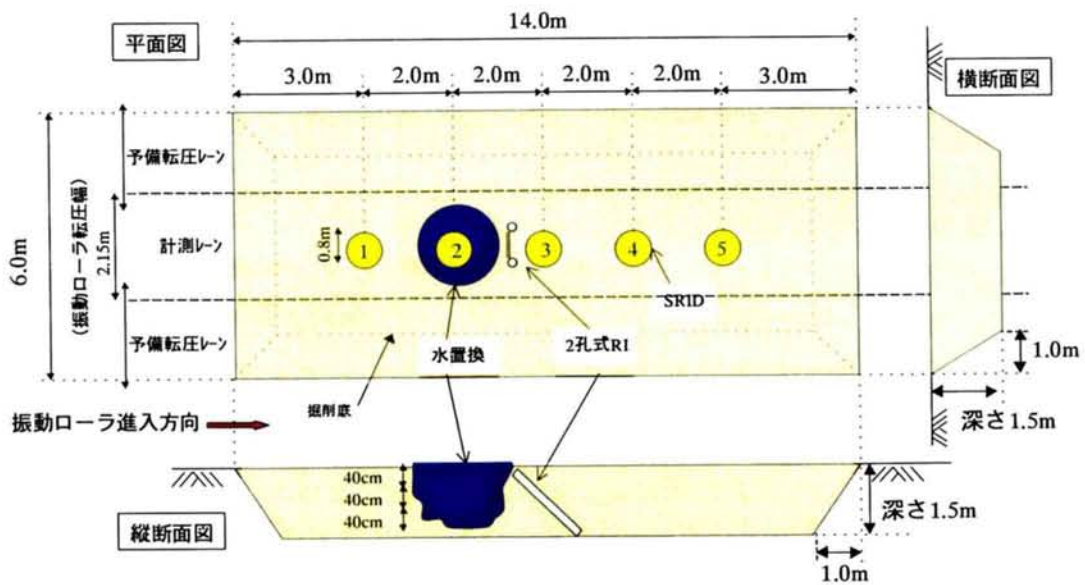


図-6.4.4 CH 級石灰岩転圧試験ヤード図

6-4-2 転圧試験による材料特性の影響の把握

(1) 乱れ率～乾燥密度の関係

上記の 4 種類の材料に対して得られた乱れ率～乾燥密度関係を、図-6.4.5 に示す。ただし、CM 級チャート主体混在岩については加速度ケーブルが試験途中で断線したため、転圧 2 回までのデータしか得られていない。図をみると、CH 級石灰岩についてはややばら

つきが大きいものの、乱れ率～乾燥密度関係は各岩種とも比較的良好な相関を示しており、前節で示したように、乱れ率からロック材の転圧地盤の乾燥密度を評価可能であることがわかる。ただし、乱れ率～乾燥密度関係は各岩種毎に異なって描かれることが認められる。すなわち、乱れ率から転圧面の締固め密度を推定するには、盛立に用いられる岩種に応じてあらかじめ複数の乱れ率～乾燥密度関係を用意しておかなければならないことになる。

しかし、実際には乱れ率～乾燥密度関係を把握するための転圧試験を多数実施することは現実的でない。実務的には、乱れ率～乾燥密度関係に影響をおよぼす材料因子を特定し、この因子を正規化して各材料に適用し得る乱れ率～乾燥密度関係に集約することが理想的であろう。そこで、乱れ率～乾燥密度関係を用いた転圧面の密度分布の推定、およびその推定精度の検証については次節で述べることとし、以下では乱れ率～乾燥密度関係に影響を及ぼす材料因子の把握と、これに応じた実際の運用方法について考察を行う。

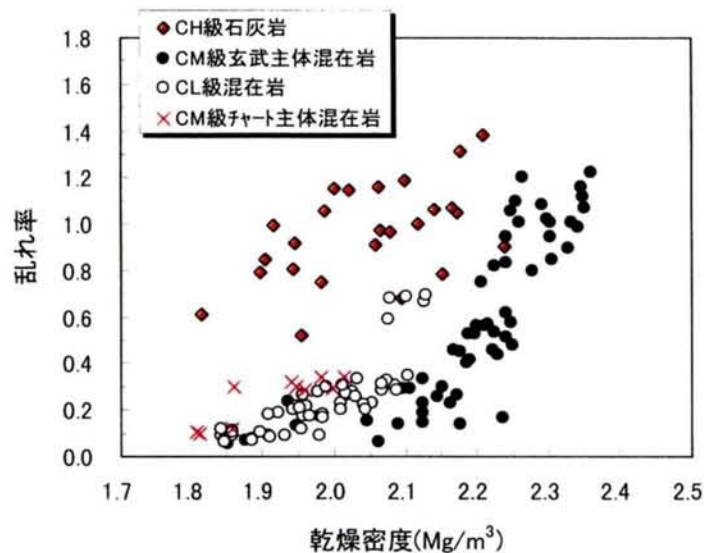


図-6.4.5 フィルダムロック材に対する乱れ率～乾燥密度の関係

(2) 乱れ率～間隙比の関係

フィルダムロックの締固め管理指標としては一般に乾燥密度が多用されるが、乾燥密度は単位体積当たりの質量であるから、おなじ間隙の大きさを有していても母岩の比重の大きさによって値が左右されてしまう。そこで、異なるロック材料同士の締固め程度を統一的に表現するには間隙比を用いる方が適切であると考え、図-6.4.5 に示す乱れ率～乾燥密度関係を、各材料の比重を用いて乱れ率～間隙比関係に整理し直した(図-6.4.6)。この結果、CM級玄武岩主体混在岩とCL級混在岩はほぼ同一の乱れ率～間隙比関係で整理され

たが、やはり4種類の岩種で同一の関係とはならない。図-6.4.6 をみると、同じ間隙比水準に対して「CL級混在岩≒CM級玄武岩主体混在岩<CM級チャート主体混在岩<<CH級石灰岩」の順序に乱れ率が大きくなっている。

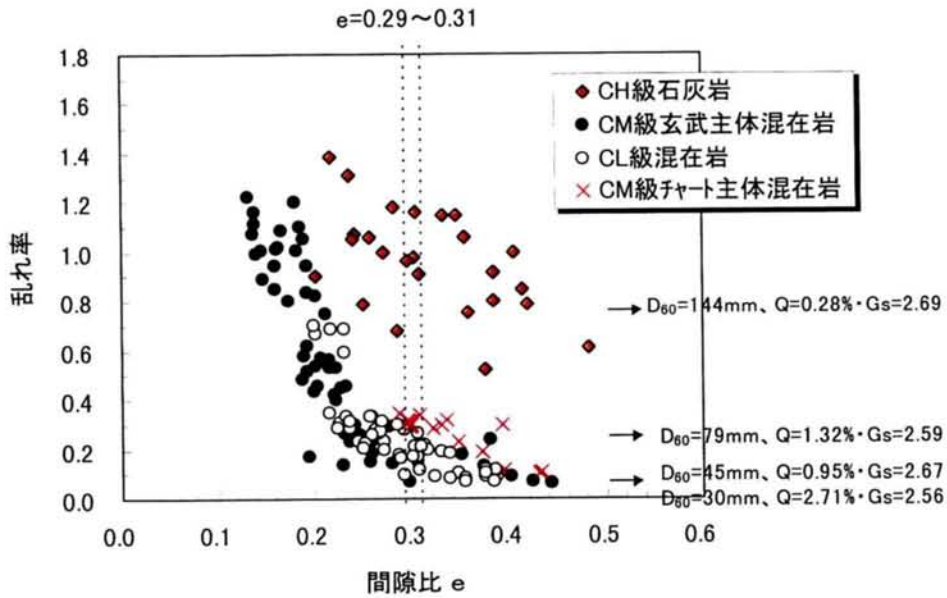


図-6.4.6 乱れ率～間隙比の関係

しかし、材料によって乱れ率～間隙比関係が異なると、材料毎に両者の関係を把握しておかなければならないため、多大な手間を要する。そこで、以下では乱れ率～間隙比関係におよぼすロックの材料特性の影響を検討し、異なるロック材料に対して乱れ率から密度を推定するための方策を考察する。

第3章で示したように、振動ローラの加速度応答（乱れ率）は、密度ではなく地盤剛性に対応する。実際、本実験においてPS探査により計測されたせん断剛性と間隙比の関係（図-6.4.7）をみると、同じ間隙比水準に対して「CL級混在岩≒CM級玄武岩主体混在岩<<CH級石灰岩」の順序にせん断剛性Gが大きくなることを含めて、図-6.4.6の乱れ率～間隙比関係とよく似た傾向を示していることがわかる。さて、一般に同じ間隙比を有する場合、ロック材の変形特性に影響が大きい因子としては粒度組成と母岩強度が挙げられる（一般には拘束圧も影響するが、ここでは転圧面の地盤剛性に関する議論なので対象外）。そこで以下では、乱れ率～間隙比関係に与える粒度組成と母岩強度の影響に着目して考えてみる。

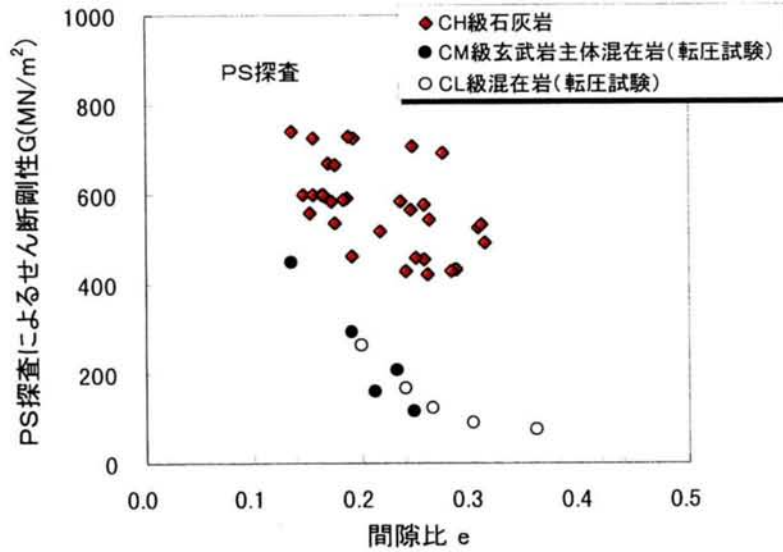


図-6.4.7 PS 探査によるせん断剛性～間隙比の関係

(3) 乱れ率～間隙比関係におよぼす粒度特性の影響

前出図-6.4.6 の間隙比～乱れ率関係には、表-6.4.1 に示した各材料の均等係数 U_c および 60%粒径 D_{60} を併記している。これらの指標と各材料の乱れ率～間隙比関係を対応させると、均等係数 U_c および 60%粒径 D_{60} が大きい材料ほど（つまり粒度が粗い材料ほど）、同じ間隙比に対する乱れ率が大きくなる傾向が伺える。この傾向は、同一の間隙比 $e=0.4$ 、拘束圧 1kgf/cm^2 においてロック材料・フィルター材料のせん断剛性 G と均等係数 U_c の関係を調べた既往の室内試験結果⁴⁾（図-6.4.8）と符合している。図-6.4.8 をみると、せん断剛性は乱れ率と同様、均等係数が大きい材料ほど小さくなるのが認められる。これは、ロック材の変形特性を支配しているのは粒径の大きな粒子で形成される骨格であり、その間を埋めている小さな粒子は変形に対する抵抗にほとんど寄与しないため、同一間隙比で比較すれば、粒径の大きな粒子の配合割合が大きい均等係数の小さい材料の方がせん断剛性ならびに乱れ率が大きくなるものと解釈できる。

そこで、図-6.4.6 の乱れ率～間隙比関係において、ほぼ同一の間隙比レンジをもつと思われる $e=0.29\sim 0.31$ の範囲内にある乱れ率をピックアップし、各材料の均等係数 U_c および 60%粒径との関係に整理してみた。これをそれぞれ、図-6.4.9 および図-6.4.10 に示す。これより、同一の間隙比において、乱れ率と均等係数 U_c あるいは 60%粒径 D_{60} はある関係で整理することができそうである。この関係を他の間隙比水準でも求め、乱れ率～ U_c 、 D_{60} 関係を何らかの関数形で近似し、図-6.4.6 の乱れ率～間隙比関係を U_c もしくは D_{60} によって正規化すれば、岩種によらず乱れ率から間隙比を推定する管理曲線を得ることがで

きよう。現段階では得られている試験データ数が少ないため、粒度特性を正規化した管理曲線を導き出すことはできないが、今回検討した4種類の材料の中間的な粒度特性を有する材料に対して、今後乱れ率～間隙比関係を把握すれば、正規化を行うことも可能であると考えられる。

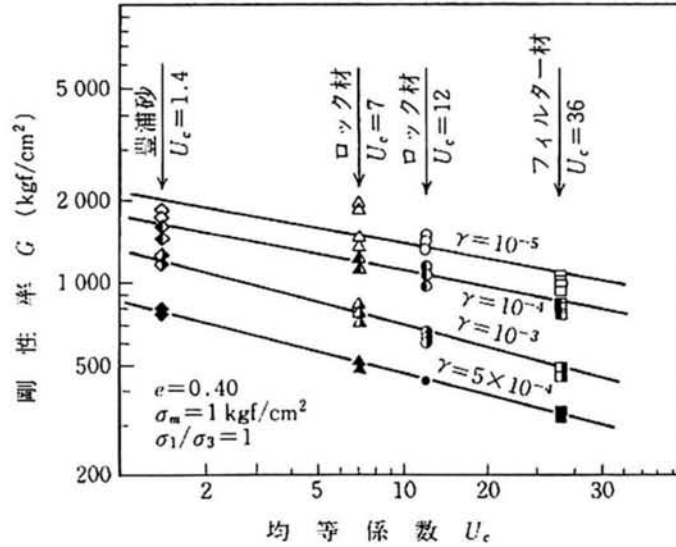


図-6.4.8 ロック材の均等係数とせん断剛性の関係（文献4）より引用）

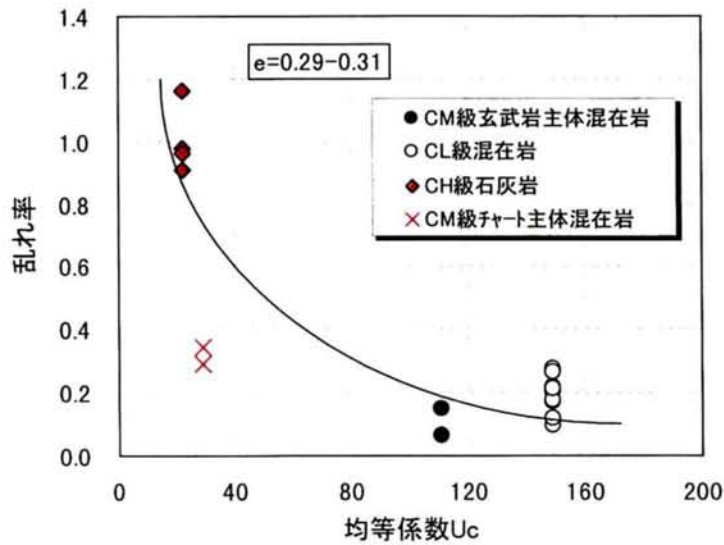


図-6.4.9 同じ間隙比水準に対する均等係数 U_c ～乱れ率の関係

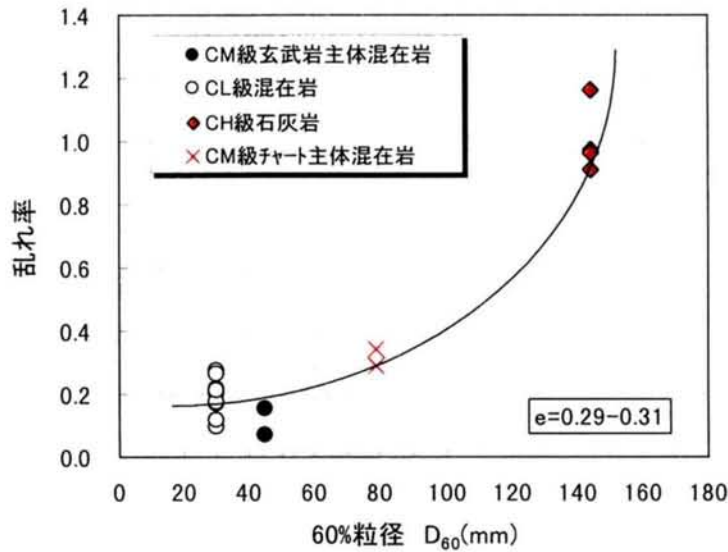


図-6.4.10 同じ間隙比水準に対する 60%粒径 D_{60} ～乱れ率の関係

(4) 乱れ率～間隙比関係におよぼす母岩強度の影響

一般に、岩石の比重が大きいほど、あるいは吸水率が小さいほど母岩強度が大きいことが知られる⁴⁾。したがって、母岩強度が大きい材料、すなわち比重が大きく吸水率が小さい材料ほど乱れ率が大きくなる可能性が考えられたが、図-6.4.6 に併記した各材料の吸水率と同じ間隙比水準に対する乱れ率の関係を比較すると、CM 級チャート主体混在岩と CM 級玄武岩主体混在岩の序列が逆転しており、必ずしも比重や吸水率によって各材料毎の乱れ率～間隙比関係を整理できるとは限らないようである。

(5) 乱れ率～間隙比関係におよぼす含水比の影響

最後に一つの試みとして、同一の間隙比レンジ $e=0.29\sim 0.31$ の範囲内にある乱れ率をピックアップし、各点の密度（間隙比）計測に用いた RI 含水比と乱れ率の関係を調べてみた。これを図-6.4.11 に示すが、均等係数や 60%粒径と同様、RI 含水比とある一定の相関が認められることがわかる。一般に、通常の盛土材料と比較すると、ロック材の自然含水比の変動がその強度・変形特性におよぼす影響は非常に小さい。したがって、乱れ率と自然含水比が相関を有する必然性はないが、一般に細粒分が多いロック材ほど自然含水比は大きい傾向にあり、また、細粒分が多いロック材は破碎しやすい比較的脆弱な岩種であることが多い。つまり、ロック材の自然含水比は、粒度特性および母岩強度の両者を間接的に反映する指標と言える。したがって、乱れ率と自然含水比のあいだに直接の力学的な結びつきはないにもかかわらず、同一の間隙比水準に対して両者の関係を整理すると、結果として相関を有するものと解釈できる。

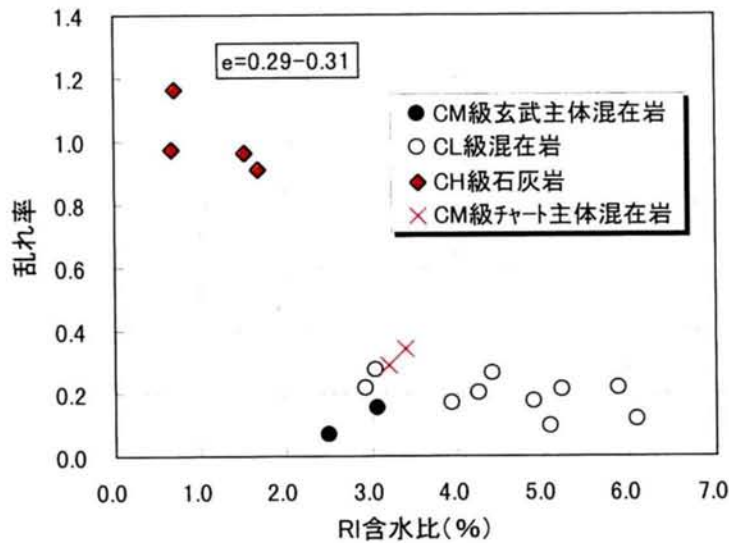


図-6.4.11 同じ間隙比水準に対する RI 含水比～乱れ率の関係

均等係数や 60%粒径などの粒度指標に比べ、自然含水比は RI を用いることによって迅速かつ容易に測定することができる。よって、盛立材料により異なる乱れ率～間隙比関係を自然含水比で正規化することができれば、毎日の盛立材用に対してきめ細かく管理曲線を補正して運用できるため、実務管理上は最も理想的であろう。現段階では得られている試験データ数が少ないため、粒度特性を正規化した管理曲線を導き出すことはできないが、今後データの蓄積を待って検討を行いたい。

以上、本節では乱れ率～間隙比関係が岩種ごとに異なることを示し、この関係は粒度特性、もしくは自然含水比によって正規化できる可能性を示した。当面は、最も盛立量の多い岩種から優先的に乱れ率～間隙比（乾燥密度）関係を求めるキャリブレーション試験を実施して対応せざるを得ないが、将来的には任意材料に対して適用し得る間隙比（乾燥密度）推定曲線を導出することが理想である。材料特性を正規化した乱れ率～間隙比の管理曲線を導くにはデータが不足しており、今後の課題であるが、実務に適用するに際しての一つの方向性を示すことができたと考えている。

6-5 フィルダムロック盛立面の密度分布の把握と堤体設計の合理化の検討

6-3節では、乱れ率～乾燥密度関係を用いることにより粗粒材料の転圧面の密度分布をRI法とほぼ同等の精度で評価可能であることを示した。しかし、これは現場転圧試験における限られたヤード内での結果であるため、実施工レベルの広範な材料特性の不均一性に対して、ローラ加速度応答法が同様の適用性を有するかは不明である。本節では、フィルダムロックの実施工面において乱れ率、およびRI密度を多点的に収集し、密度評価手法としてのローラ加速度応答法の適用精度を検証する。さらに、得られた多 punto の密度データをもとにフィルダム実堤体の力学的安定性を評価し、現行堤体が有する設計値からの余裕度、およびこれに基づく堤体設計の合理化の可能性について検討する。

6-5-1 実験概要

ここでの実験は、前節で検討対象としたフィルダムのロックゾーンを利用し、実施工で造成された盛立面において振動ローラ加速度を広範囲に取得すること、および乱れ率と乾燥密度の関係を利用して転圧面の密度を推定し、RI法により実測される密度と比較検証することを目的としている。計測ヤード全体図を図-6.5.1に示す。対象としたヤードは本ダム下流側ロックゾーンの一部に相当し、撒出し厚さ1.5m、32t級ブルドーザで敷き均し後、18t級振動ローラ（酒井重工業SV160D）4回転圧の仕様で施工された面である。盛立面の材料は最大粒径500mm、比較的堅質なCH級石灰岩である。

計測ヤードは、一部を乱れ率と乾燥密度の相関関係を得るための転圧試験ヤード（図中ではキャリブレーション試験箇所と示している）、他のエリアを乱れ率およびRIを多点的に計測するエリアとした。キャリブレーション試験については、前節にて(d)CH級石灰岩の転圧試験として既に述べたものである（図-6.4.4）。多点計測エリアは計測面積を約1,000m²確保し、4mピッチの格子状に測点を設けて表面型RI（SRID）により密度を計測、その後振動ローラを全試験面にわたって1往復走行させて振動ローラ加速度の計測を行った。RIの測点数は97点、振動ローラ加速度は延長約500m連続計測し、RI測定点の直上およびその中間点にて乱れ率を187点ピックアップした。

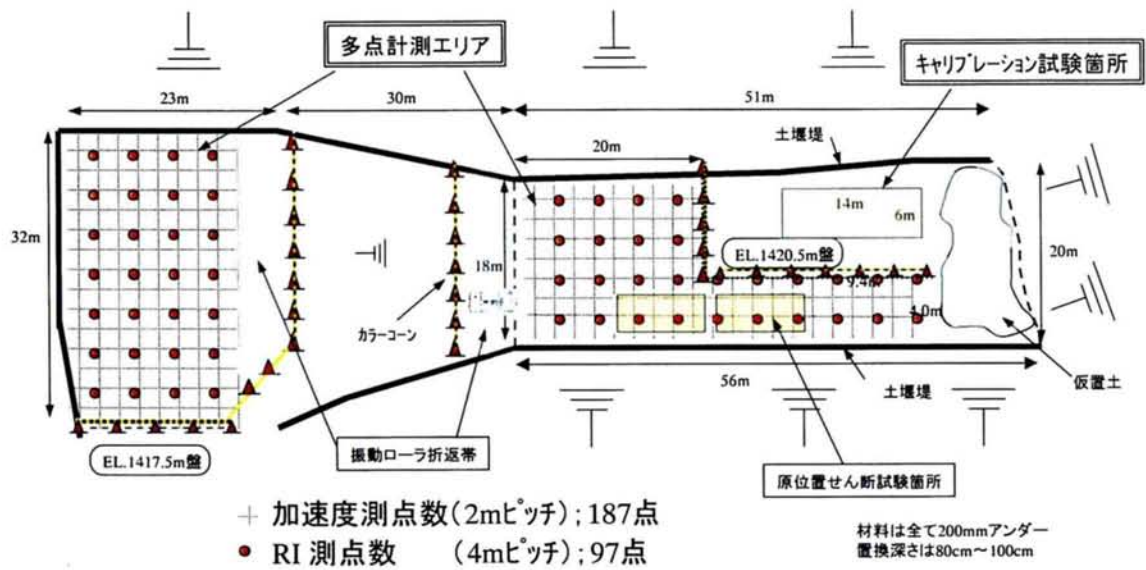


図-6.5.1 フィルダム盛立面の計測ヤード図

6-5-2 実施工面における堤体密度推定精度の検証

キャリアブレーション試験によって求められた CH 級石灰岩に対する乱れ率と表面型 RI による間隙比の関係を、図-6.5.2 に再び示す。前節で検討したように、密度は材料の比重により左右される指標であるため、締固め指標としては乾燥密度ではなく間隙比で整理を

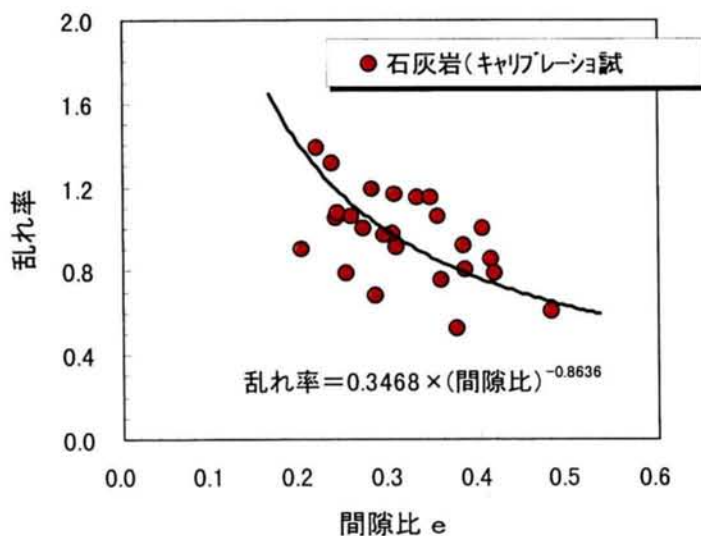


図-6.5.2 CH 級石灰岩の乱れ率と間隙比の関係

行っている。図をみると、ややバラツキが大きいですが、乱れ率と表面型 RI から求めた間隙比には相関が認められる。これを累乗関数で近似し、本材料の乱れ率から間隙比（乾燥密度）を求めるための推定式とする。この推定式を用いて、下流アウターシェル部の多点計測エリアにて 2m ピッチで計測された 93 点の乱れ率から転圧面の間隙比を多点的に推定した。ただし、計測したアウターシェル部は盛立完了後数ヶ月が経過しており、この間の重機・工事用車両等の通過によって、一部転圧面は非常に硬くなっていた。この結果、図-6.5.3 に示すように、振動ローラ加速度の FFT 解析結果が帯状のスペクトルを呈し、1/2 分数調波スペクトルまでしか考慮していない乱れ率の適用範囲外である箇所が一部認められたため、これらの加速度計測点は検討対象から除外している。

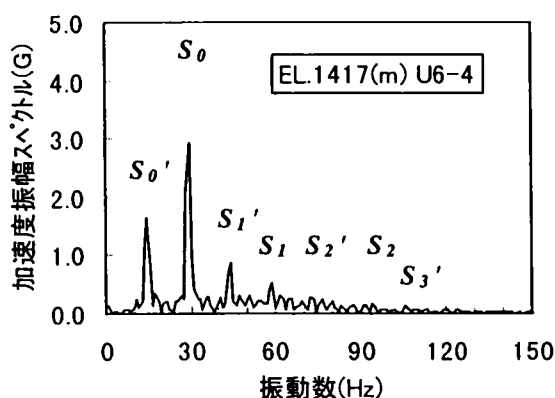


図-6.5.3 帯状スペクトルを呈する振動ローラ加速度の FFT 解析結果例

この乱れ率から推定した間隙比分布を乾燥密度分布に直し、4m ピッチで実測した表面型 RI による密度分布を重ねると、図-6.5.4 のようなヒストグラムが得られる。また、両者の平均値および $\pm\sigma$ の幅を比較したものを図-6.5.5 に示す（図には 6-3 節で示した粗粒材の転圧試験結果、および CM 級玄武岩主体混在岩・CL 級混在岩の試験盛土面で同様の整理を行った結果も併記した）。図-6.5.4 および図-6.5.5 を見ると、推定密度は RI による実測密度の平均およびバラツキの大きさとも良く対応しており、特に平均密度の差はわずかに $0.03(t/m^3)$ にすぎないことが注目される。これより、転圧試験レベルに限らず、フィルダム実施における広範な転圧面においても、振動ローラ加速度応答からの推定によって RI とほぼ同等の精度で盛立面の密度の平均値およびその分布を評価できることがわかる。図-6.5.4 のヒストグラムには、本ダムの施工管理基準密度 $\rho_{d0}=1.99(t/m^3)$ と、本ダム盛立開始からの現盛立段階までにおける石灰岩の現場密度管理試験（水置換法）の結果を併記している。従来の水置換法による管理試験ではデータ数が少ないために（ここではわ

ずか2データ)、堤体のマスとしての平均密度, および管理基準密度からの余裕度を合理的に判断することはできないが, 多点データを集積することによって初めてそれが可能になることを, このヒストグラムは明瞭に示している. ただし, 表面型 RI(SRID)は測定深さが30cm, 水置換法は100cmであり, それぞれ評価深さが異なることに注意しなければならない. これについて次に考察する.

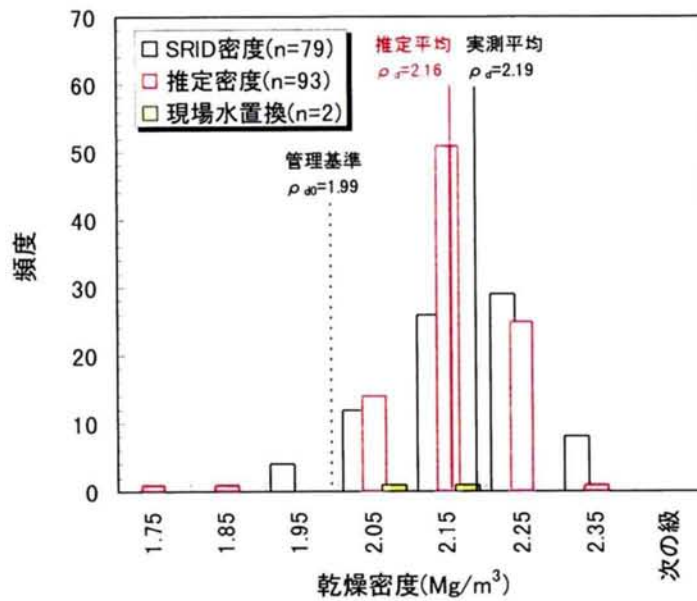


図-6.5.4 乱れ率からの推定密度と実測密度の比較

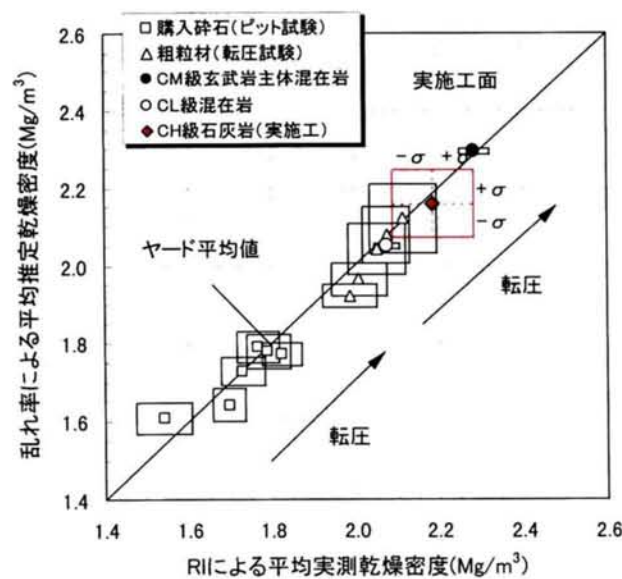


図-6.5.5 乱れ率による推定密度と RI 密度の平均・ $\pm\sigma$ の比較

6-5-3 堤体の真の密度分布の評価

乱れ率から推定した密度分布は表面型 RI による間隙比とのキャリブレーション曲線を用いているため、図-6.5.4 で評価した密度分布は地表面から 30cm までの RI 密度に相当する。よって、堤体のマスとしての平均密度を評価するには、撒き出し厚 150cm 内での密度勾配を考慮し、かつ RI 法の測定誤差を除去しなくてはならない。ここでは、なるべく堤体の真の平均密度を求めるべく、RI 密度から 1 層分の密度を求める以下のような補正を考えた。

まず、前節に示した本ダムの他岩種の試験データを含めて、SRID と同一箇所で測定した水置換密度（測定深さ 100cm ないし 120cm）の関係を整理すると、図-6.5.6 が得られる。ここでは、一つの試みとして、図-6.5.6 に示す両者の関係によって、任意の測定点における表層 30cm 相当の RI 密度から、水置換相当の密度（すなわち地表面深さ 100cm ないし 120cm までの平均密度）に換算できるものと仮定する。

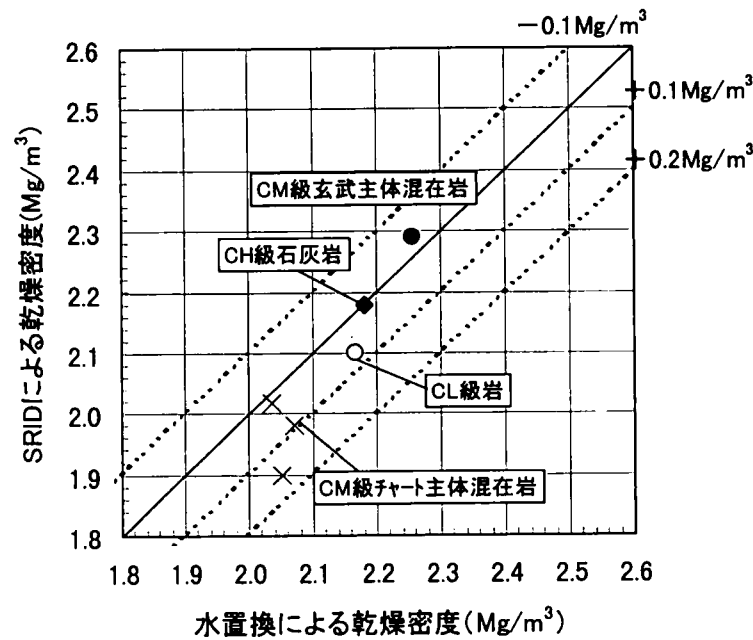


図-6.5.6 表面型 RI (SRID) 密度～水置換密度の関係

しかし、水置換法の測定深さは地表面から 100cm ないし 120cm までであるから、これを 1 層の撒き出し厚さである 150cm 相当の密度として評価しなくてはならない。これには、水置換孔近傍において 2 孔式 RI によって測定された撒き出し層の密度勾配を、各岩種ご

とに図-6.5.7のように線形近似し、この密度勾配を用いて水置換密度を深さ 150cm 相当密度に低減させることにより補正を行うものとした。

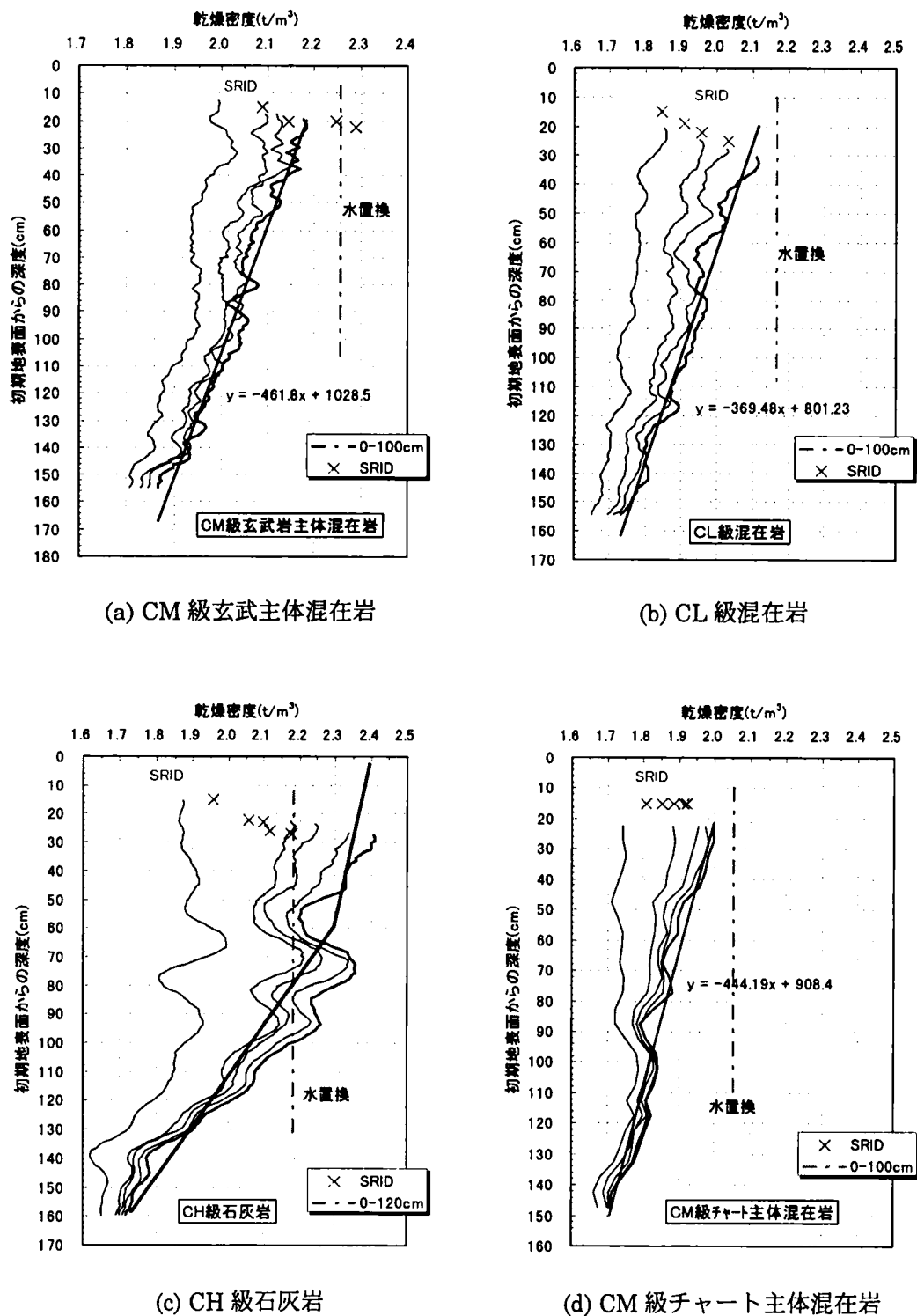


図-6.5.7 2孔式 RI による深さ方向密度分布測定結果の例

また、一般に粗粒材料の水置換法は孔壁の緩みやビニールシートが孔壁に密着しないことによって、密度を過大評価することが知られており、この測定誤差を除去する必要がある。そこで、基準モールドおよび凍結サンプリングにより正確に密度を測定し、これと同一箇所において測定した水置換密度の比較を行った奈良俣ダムの結果³⁾を図-6.5.8のように整理した結果、「真の密度=水置換密度/1.05」で算出できると考えられた(すなわち、水置換法は乾燥密度を一律に5%過大評価する)。これにより、層厚150cm相当の水置換密度はさらに層厚150cm相当の真の乾燥密度に変換できるものとする。

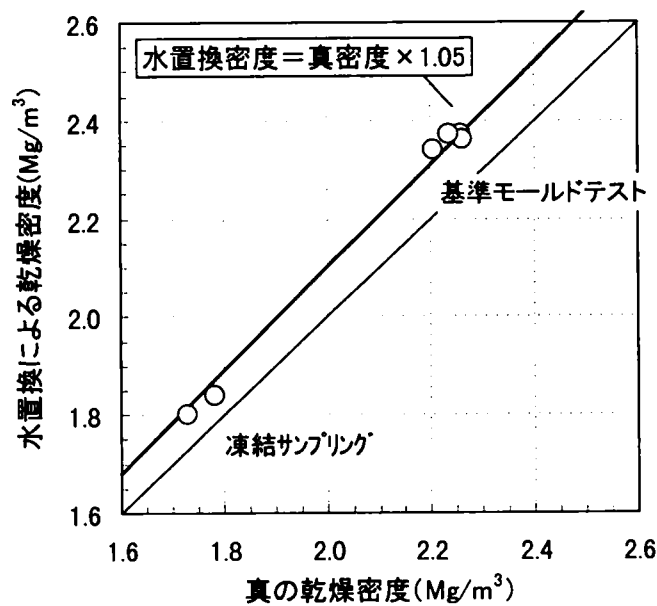


図-6.5.8 水置換密度と真密度の比較 (奈良俣ダム)

以上の手順を踏まえると、図-6.5.6における表面型 RI (SRID) 乾燥密度～水置換乾燥密度の関係が、表面型 RI (SRID) 乾燥密度と1層撒き出し厚150cm相当の乾燥密度の関係として、図-6.5.9のように直すことができる。さらに、乾燥密度が土粒子の比重によって影響される指標であることを考慮し、締固め程度を表す指標として間隙比を用いるものとするれば、図-6.5.9のSRID～層厚150cm相当乾燥密度の関係は、各岩種の比重を用いて図-6.5.10に示すSRID間隙比～層厚150cm相当間隙比の関係に整理される。この図-6.5.10の結果から、「層厚150cm相当の間隙比=表面型RIによる間隙比+0.07」で評価できるものとする。

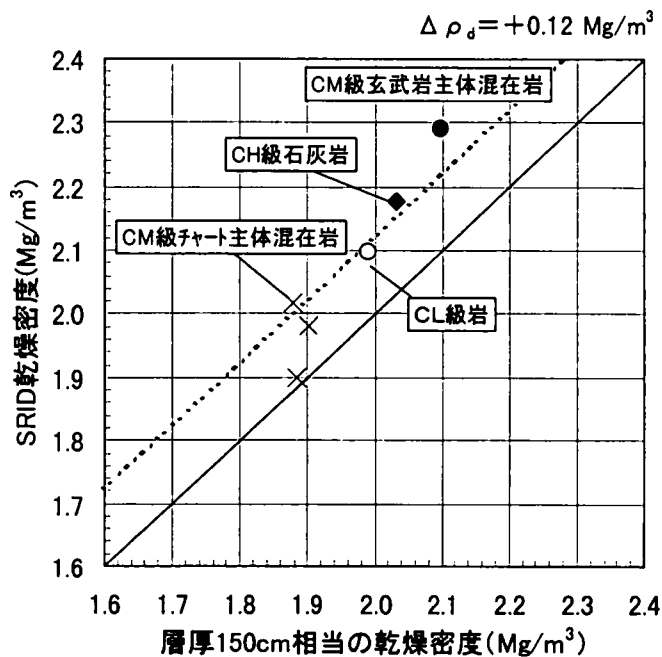


図-6.5.9 RI 乾燥密度～層厚 150cm 相当密度の関係

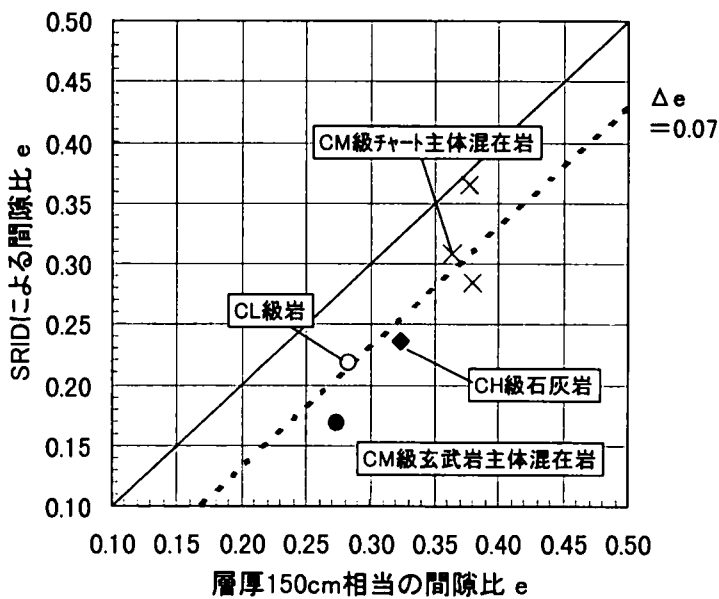


図-6.5.10 RI 間隙比～層厚 150cm 相当間隙比の関係

以上の考察をもとに、図-6.5.4 に示した石灰岩の乾燥密度のヒストグラムを全て間隙比に直し、+0.07 の補正を加えた後、再び乾燥密度のヒストグラムに描き直したのが図-6.5.11 である。ここでは現場管理試験の水置換密度も図-6.5.8 の関係を用いて層厚 150cm

相当密度に換算している。この結果、振動ローラ加速度からの推定によって求められる堤体の平均密度は $\rho_d=2.04(t/m^3)$ となり、管理基準密度 $\rho_{d0}=1.99(t/m^3)$ に対し約 $0.05(t/m^3)$ の余裕があると評価されることになる。

以上述べた振動ローラ加速度応答により推定される表層30cm相当の密度分布を撒き出し層厚150cm相当の密度分布に補正する手順を、図-6.5.12にまとめた。図-6.5.11の乾燥密度のヒストグラムは、転圧1層分の密度分布の推定結果にすぎず、堤体全体の密度分布を反映したものではない。また、層厚150cm相当の真の密度になるべく近づける考慮はしたもの、その過程では多くの近似と割り切りを含んでいる。したがって、図-6.5.11で評価された管理基準密度に対する約 $0.05(t/m^3)$ の余裕値が直ちに本ダムロックゾーンを代表する値として評価できるものではないが、今後データを蓄積して同様の手法を用いることにより、これまで不明であったロックゾーン全体の乾燥密度のパラッキおよび平均値を定量的に評価することも可能となろう。

次項では、この乾燥密度分布を利用して転圧面の強度分布の評価を試みる。

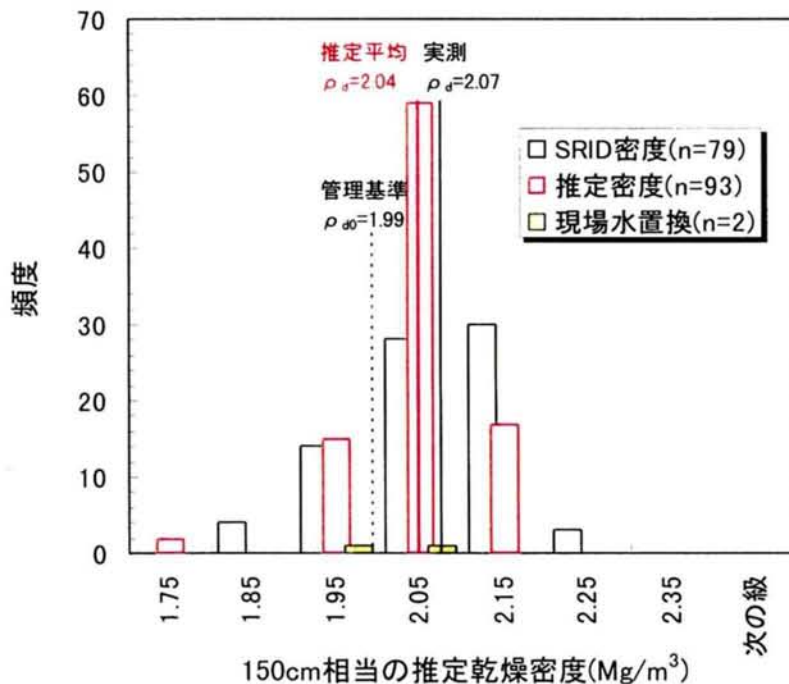


図-6.5.11 層厚150cm相当乾燥密度のヒストグラム

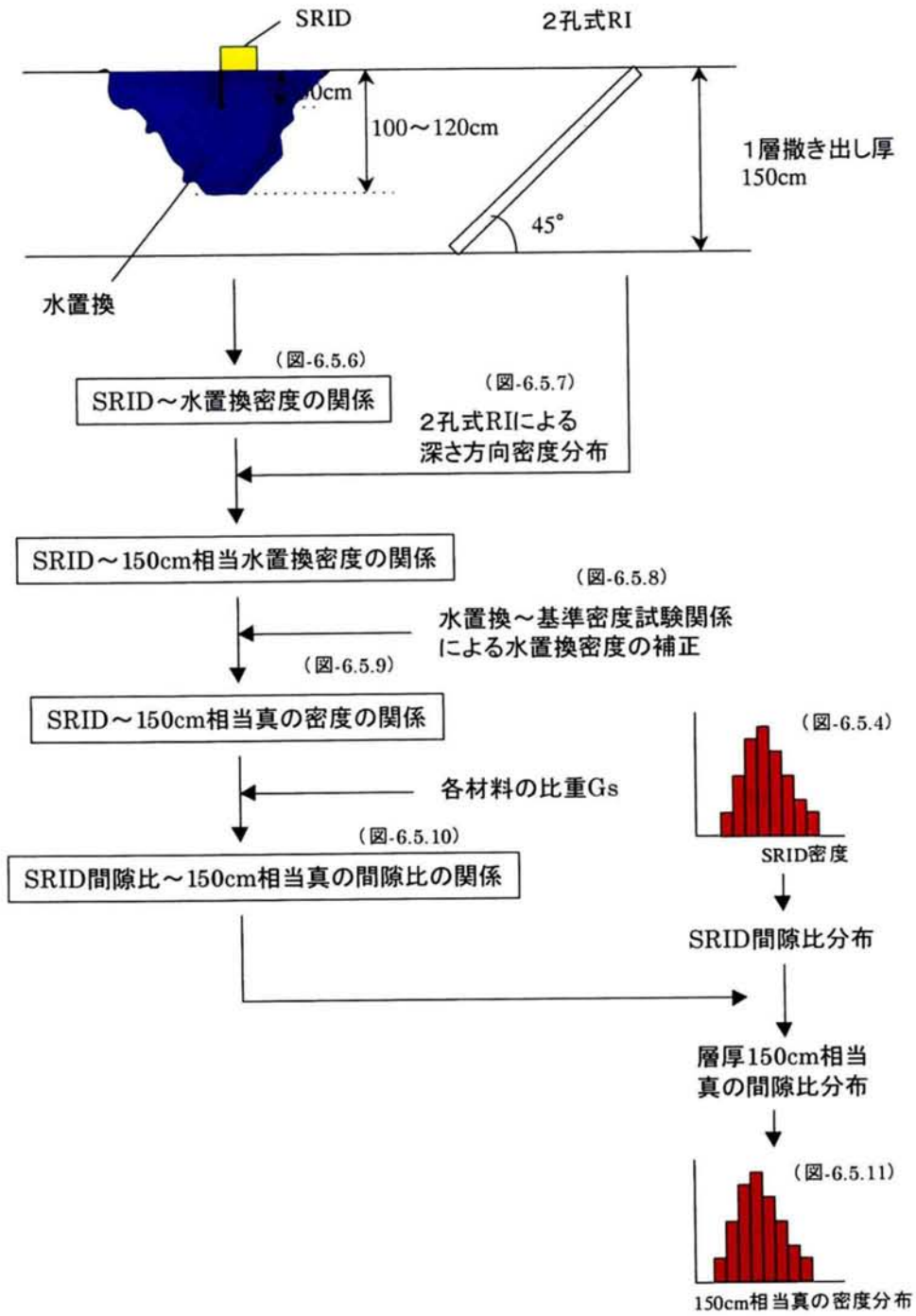


図-6.5.12 堤体の真の密度分布を求めるフロー

6-5-4 堤体の強度分布の推定

ここまでの検討により、転圧面の密度分布を得ることができた。次に、品質管理試験で得られている乾燥密度と強度定数（内部摩擦角 ϕ ）の関係をを用いて、転圧面の強度分布を推定する。ただし、その際室内試験で得られた強度定数が現場強度を再現していることが前提となる。すなわち、通常フィルダムロック材料は室内大型三軸圧縮試験（ ϕ 300mm \times h600mm）を用いて強度特性が確認されるが、室内試験は粒径53mm以上をカットした材料を用いるため、原位置での強度定数と異なる可能性が懸念される。この問題については古くから議論がなされ、過去に多くの研究がなされているものの、粒度調整が室内試験結果に及ぼす影響については未だ明確な結論が得られていない⁴⁾。この中で、松岡ら⁵⁾は簡易な原位置一面せん断試験を提案してフィルダムロックの原位置強度を測定し、室内と原位置で評価される ϕ にほとんど差がないことを報告している。本ダムにおいても、室内（最大粒径53mm）と原位置（最大粒径200mm）の強度特性の違いを調べるべく、松岡らの原位置一面せん断試験がCH級石灰岩を対象に試験的に実施された（一面せん断試験箇所は図-6.5.1中に示している）。この結果、図-6.5.13に示すように、やはり室内と原位置で得られた ϕ はほとんど差がないことが判明した。

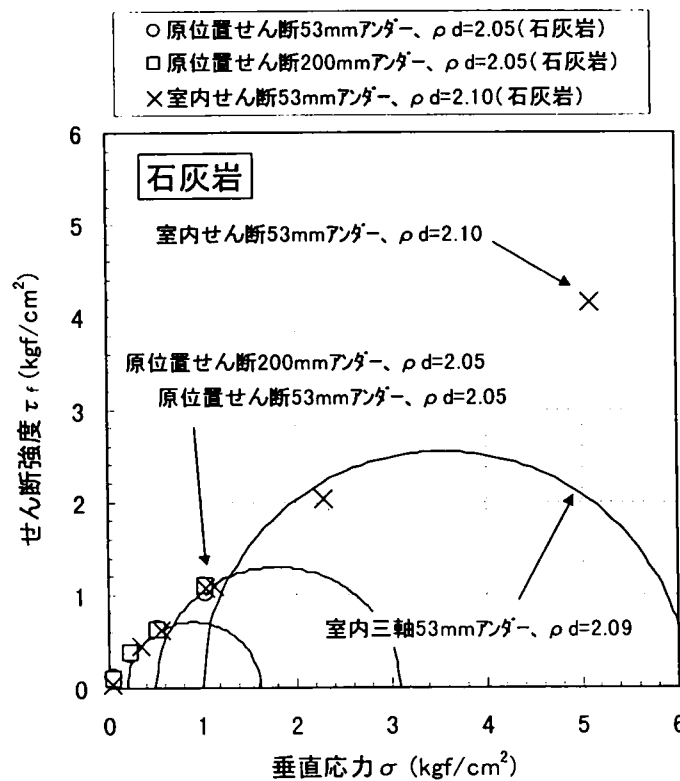


図-6.5.13 原位置せん断試験と室内三軸圧縮試験によるせん断強度の比較

よって、本材料に対しては室内三軸圧縮試験による内部摩擦角 ϕ ≒原位置での ϕ と見なし得るとし、CH 級石灰岩における室内大型三軸圧縮試験および原位置せん断試験により得られた乾燥密度と内部摩擦角 ϕ の関係を図-6.5.14 に示す。これより、内部摩擦角 ϕ は乾燥密度と比較的良好な相関をもつことがわかる。

この乾燥密度～内部摩擦角 ϕ 関係を用いて、図-6.5.11 の転圧面の密度分布から転圧面の内部摩擦角 ϕ 分布を求めると、図-6.5.15 が得られた。この結果、設計の $\phi=41^\circ$ に対し、推定される ϕ の平均は 44° となり、約 3° の余裕を有していると評価される。

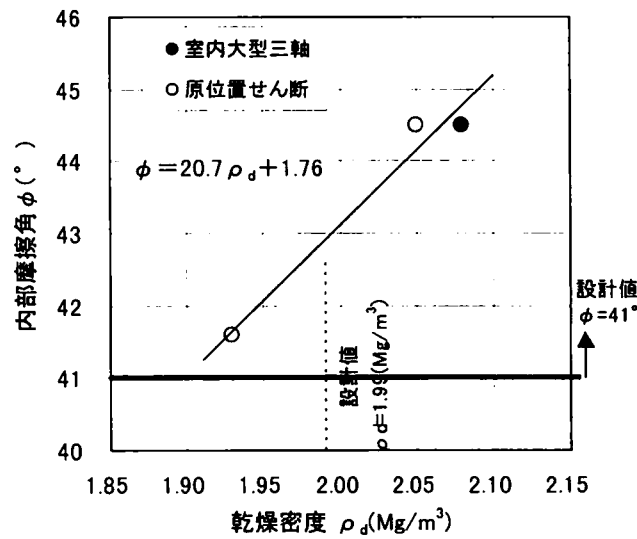


図-6.5.14 乾燥密度と内部摩擦角 ϕ の関係 (CH 級石灰岩)

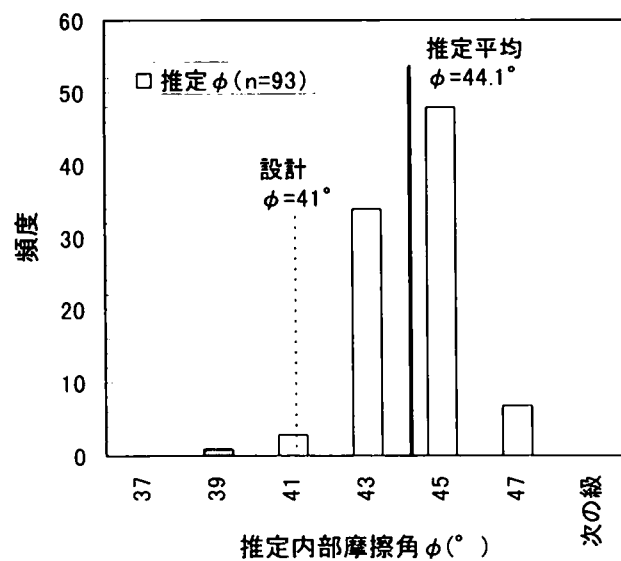


図-6.5.15 推定された内部摩擦角 ϕ の分布

6-5-5 堤体の力学的安定性の余裕度評価

本ダム の 堤 体 設 計 で は ， 図-6.5.16 に 示 す 標 準 断 面 に 対 し て ， 「 改 訂 ダ ム 設 計 基 準 」 に 基 づ き 円 弧 す べ り に よ る 安 定 計 算 が 実 施 さ れ て い る 。 計 算 に 用 い ら れ た 物 性 条 件 は ， 堤 体 材 料 の 試 験 結 果 に 基 づ き 表-6.5.1 の よ う に 設 定 さ れ て お り ， 先 に 検 討 対 象 と し た 下 流 側 ロ ッ ク ゾ ー ン の 設 計 内 部 摩 擦 角 ϕ は 41° と な っ て い る 。 こ の 安 定 計 算 結 果 は 表-6.5.2 の 通 り で あ り ， 全 て の 計 算 ケ ー ス に お い て 所 要 の 安 全 率 1.20 を 満 足 す る 結 果 が 得 ら れ て い る 。

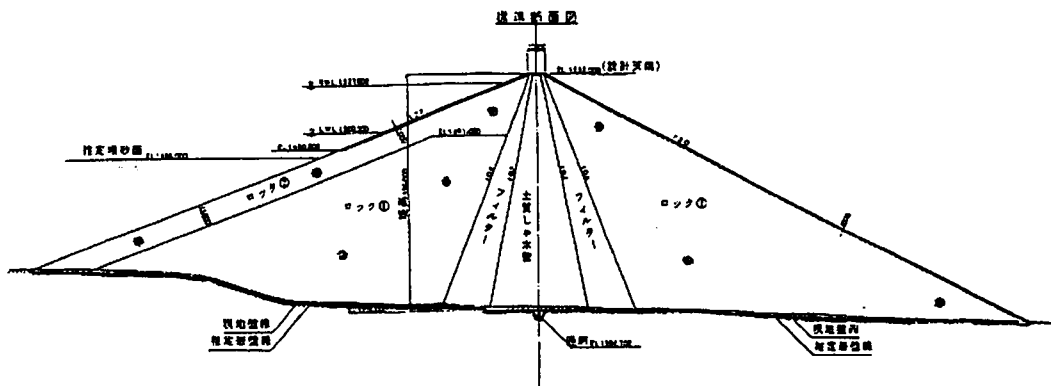


図-6.5.16 検討対象とした中央遮水壁型フィルダムの標準断面

表-6.5.1 堤体安定計算に用いられた物性値一覧

ゾーン	岩種	内部摩擦角 ϕ (°)	tan ϕ	単位体積重量 γ (t/m ³)				
				乾燥時	湿潤時	飽和時	水中時	
土質遮水壁 (コアゾーン)	崖錐堆積物、 風化岩、ローム	30	0.577	1.67	2.01	2.07	1.07	
フィルダムゾーン	崩積土、風化岩、 混在岩泥質部	37	0.754	2.00	2.10	2.17	1.17	
ロックゾーン	ロック①	混在岩、緑色岩	41	0.869	1.99	2.01	2.24	1.24
	ロック②	砂岩	42	0.900	1.92	1.93	2.19	1.19

さて、この設計時の安定計算結果に対して、本ダムロックゾーン①が平均 44° の内部摩擦角 ϕ を有するとして円弧すべり計算を実施すると、完成直後の下流側法面の常時安全率は $F_s=1.93$ と算出された (図-6.5.17) 。 $\phi=41^\circ$ として設計された計算では安全率 $F_s=1.74$ であったから、当初設計に対して現行堤体はこの程度の安全率の余裕があると推定される。

表-6.5.2 設計時の堤体安定計算結果

計算ケース		上流側法面		下流側法面	
		安全率	臨海円半径 (m)	安全率	臨海円半径 (m)
完成直後	常時	2.39	989.2	1.74	∞ (表層すべり)
	地震時	1.93	963.0	1.45	∞ (表層すべり)
常時満水位 (WL. 1, 527m)	常時	2.38	915.0	1.74	∞ (表層すべり)
	地震時	1.23	820.0	1.24	∞ (表層すべり)
設計洪水位 (WL. 1, 529m)	常時	2.39	940.0	1.74	∞ (表層すべり)
水位急低下時	常時	2.18	137.5	—	—
	地震時	1.23	610.0	—	—
中間水位 (WL. 1, 527m)	常時	1.23	820.0	—	—

逆に、ロックゾーン①の ϕ を 44° と仮定し、下流側ロック斜面勾配を徐々に大きくした計算を行うと、現行の斜面勾配 $1:2.0$ に対し $1:1.8$ まで急勾配にした時に初めて設計時の堤体安全率が設計値 $F_s=1.74$ を切る結果となった(図-6.5.18)。同様に、上流側ロックに対しても計算を行うと、現行の斜面勾配 $1:2.7$ に対し $1:2.4$ まで急勾配にした時に初めて設計時の堤体安全率が設計値 $F_s=2.39$ を切る結果となった(図-6.5.19)(ただし、ロックゾーン①が設計 $\phi=41^\circ$ に対し設計 44° であることを考慮し、ロックゾーン②の推定 ϕ は設計 $\phi=42^\circ$ に対し $+3^\circ$ を加えて 45° とした)。設計時の安全率を確保すれば堤体は安定であると仮定すれば、堤体形状をここまでスリム化できることになる。

本ダムの斜面勾配を上流側 $1:2.4$ ・下流側 $1:1.8$ とすれば、標準断面におけるロック①の面積は 16% 、ロック②の面積は 25% の減となる。仮にこの比率で堤体積が縮小できるとすると、概算で約 12% の堤体造成費用の低減が見込めることになり、大幅なコストダウンが可能であることが伺える。

以上の試算には多くの仮定と近似を含み、堤体の余裕度を精度良く評価するためには、さらに多くのデータ蓄積と検証が必要である。しかし、ローラ加速度応答法を用いて多量の品質データを取得することにより、初めて実堤体の力学的安定性の余裕度について定量的な議論が行えたと言える。本手法を用いた締固め管理は、単に日常の品質管理試験を省略化するだけでなく、今後のより合理的な堤体設計を促すための有用なツールとなり得ることを強調しておきたい。

層番号	飽和重量 (t/m^3)	湿潤重量 (t/m^3)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (t/m^2)	粘着力の 一次係数	水平谷度	鉛直谷度
1	2.240	2.010	44.10	0.00	0.00	0.000	0.000
2	2.240	2.010	44.10	0.00	0.00	0.000	0.000
3	2.190	1.900	45.10	0.00	0.00	0.000	0.000
4	2.170	2.100	31.00	0.00	0.00	0.000	0.000
5	2.170	2.100	31.00	0.00	0.00	0.000	0.000
6	2.070	2.010	30.00	0.00	0.00	0.000	0.000

最小安全率 $F S_{MIN} = 1.926$
 円弧の中心 $X = 840.00$ (m)
 $Y = 1000.00$ (m)
 半径 $R = 980.00$ (m)
 抵抗モーメント $M_R = 12132.07$ (t f · m)
 起動モーメント $M_0 = 6298.75$ (t f · m)

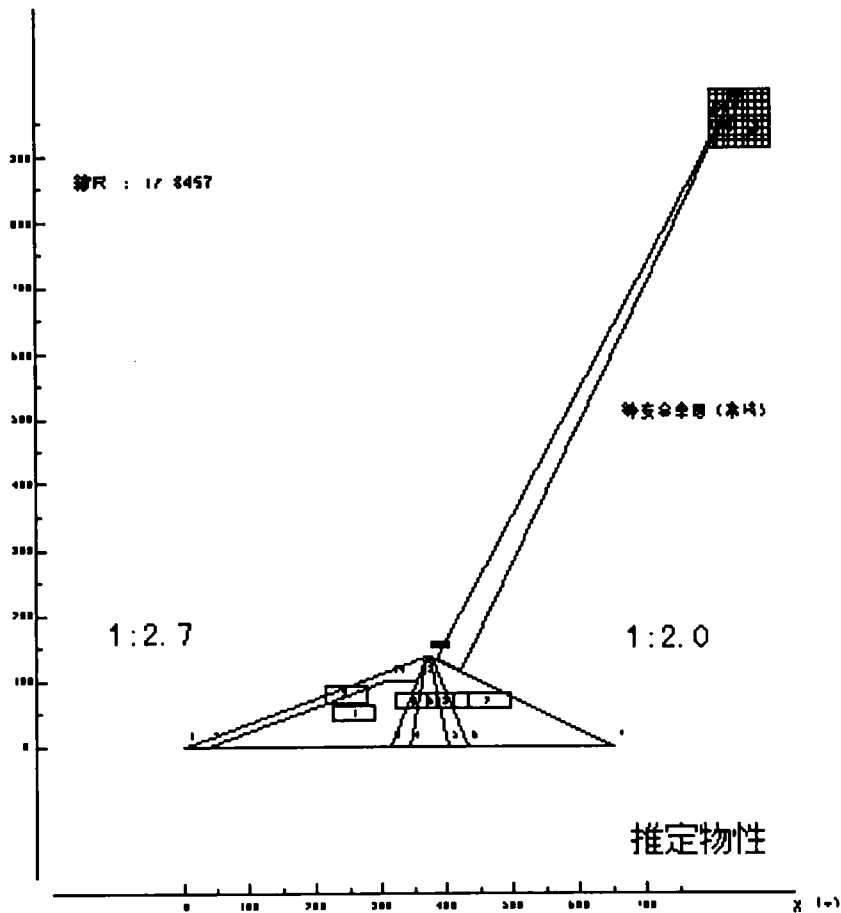


図-6.5.17 ロックゾーン① $\phi=44^\circ$ とした時の安全率の試算

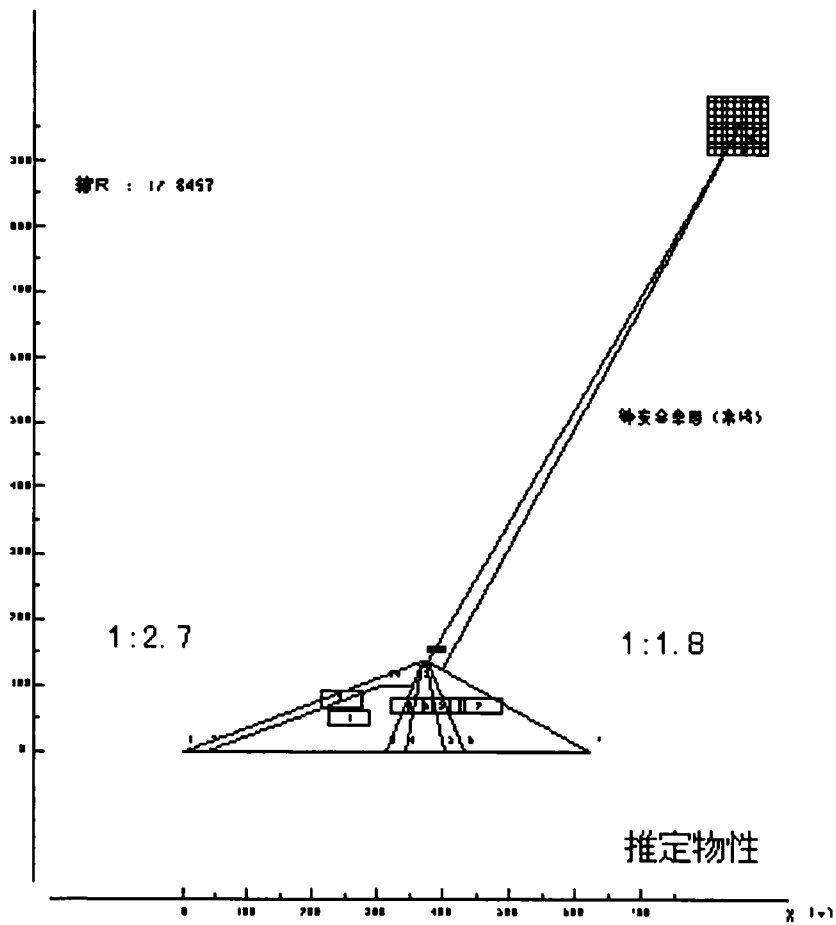
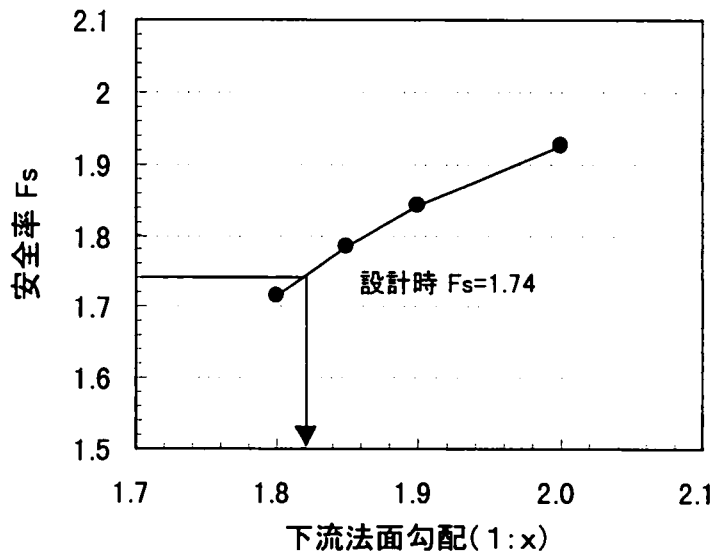


図-6.5.18 ロックゾーン① $\phi=44^\circ$ とした時の下流法面急勾配化の検討

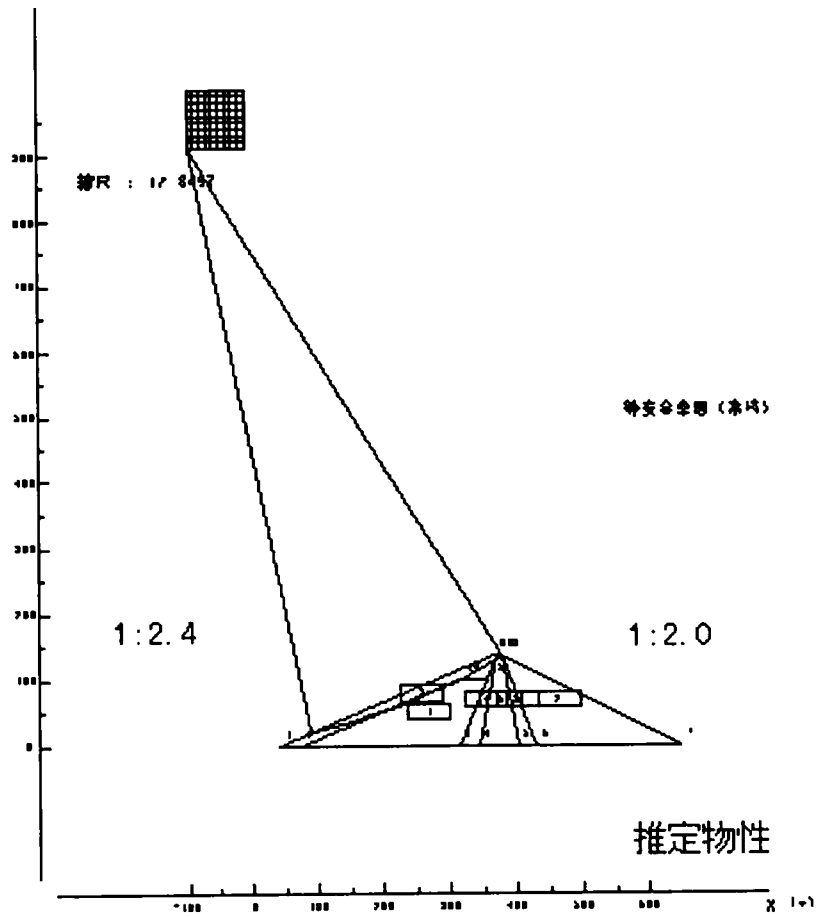
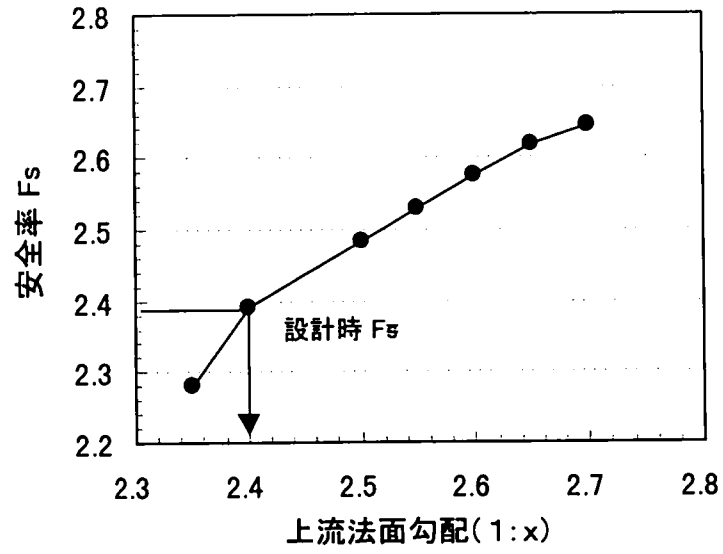


図-6.5.19 ロックゾーン① $\phi=44^\circ$ とした時の上流法面急勾配化の検討

6-6 まとめ

本章では、フィルダムのロックゾーンにおいて合理的な締固め管理手法が存在しない現状を鑑み、フィルダムロックを対象としてローラ加速度応答法の適用し、施工管理手法としての適用精度の把握すること、および多点測定データをもとにした堤体設計の合理化の可能性について検討を行った。この結果、以下の結論が得られた。

- ① 乱れ率～乾燥密度（間隙比）関係を用いて振動ローラ加速度応答から地盤の締固め密度を多点的に推定することにより、RI法とほぼ同等の精度でロック材転圧地盤の密度のバラツキおよび平均値を評価できる。
- ② 振動ローラ加速度応答の定量指標である乱れ率と間隙比の関係は、岩種ごとに異なる。ただし、粒度特性を表す指標（例えば60%粒径 D_{60} ）や自然含水比によって正規化できる可能性がある。
- ③ あるロックフィルダムの実施工面において、乱れ率の分布から撒き出し厚1.5mに相当する密度分布を推定し、原位置せん断試験・室内三軸試験による内部摩擦角 ϕ ～乾燥密度関係を援用して堤体の ϕ 分布を推定した結果、設計 $\phi=41^\circ$ に対して転圧面の平均 $\phi=44^\circ$ と評価された。
- ④ 推定した堤体の平均 ϕ を用いて円弧すべり計算を実施した結果、設計時の安全率 $F_s=1.73$ （常時盛立完了時）に対し実堤体は $F_s=1.93$ を有すること、また設計時の安全率を確保するものとすれば、現行のフィルダムロックの斜面勾配を上流側 1:2.7→1:2.4、下流側 1:2.0→1:1.8までスリム化することが可能と試算された。

今回の結果は、堤体のごく一部の転圧面に対する計測結果から得た評価に過ぎない。今後、材料特性に応じた乱れ率～締固め密度（間隙比）キャリブレーション関係、および間隙比～内部摩擦角 ϕ 関係の特性を明らかにした上で、実施工での管理データを集積し、堤体の力学的安定性を精度良く評価していく必要がある。

《参考文献》

- 1) 土質工学会編：粗粒材料の現場締固め， pp.169～191， 1989.
- 2) 藤山哲雄，石黒 健：振動ローラの加速度応答を利用した粗粒材料の現場締固め管理について，土と基礎No.507， pp.17～20， 2000.
- 3) 豊田光雄：フィルダム盛立材料の現場密度測定に関する研究，ダム技術，No.125， pp.23～34， 1997.
- 4) 前出1)， pp.112～124， 1989.
- 5) 松岡 元，劉 漸宏，孫 徳安，工藤アキヒコ，西方卯佐男，安原敏夫：ロックフィル材のような大粒径粗粒材の原位置簡易一面せん断試験，土と基礎 No.494， pp.25～28， 1999.

第7章

道路路床における地盤剛性評価と 施工管理への応用

7-1 概説

道路・鉄道・空港盛土の路床は、上部の舗装と一体となって交通荷重を支えるために、所要以上の支持力・変形抵抗性を有すること、および舗装面の平坦性確保の観点から施工面内において一定の剛性を有することが要求される。路床面の品質の優劣は道路・鉄道の機能に直結するため、所要の支持力係数（CBR）を確保できる材料の選別、土構造物では最も厳しい締固め度規定（ $D_c \geq 97\%$ ）に加え、平板載荷試験やたわみ量検査などにより変形抵抗性を確認することも併用されており、一般の盛土部に比べより厳重な管理が実施される。それでも、鉄道上部盛土の平板載荷試験は施工延長 100m 毎¹⁾、また道路路床のたわみ量測定は、最終仕上げ時にブルーフローリング時の目視観察によって不良箇所を判断し、実施することになっており²⁾、本来“面”としての評価が重要であるにもかかわらず、これを適切に行うことができない。例えば道路では、路床の局所的な支持力不足によってアスファルト路面に亀甲状のひび割れが発生する場合があるが³⁾、これは局所的な不良箇所の存在を施工管理および最終検査時に見いだせなかったことに起因すると考えられる。

一方、良質な路床は舗装を長寿命化させることも判明している。川村ら⁴⁾は、設計供用年数を超えてなお健全な高速道路に対し、FWD⁵⁾を用いて路床の弾性係数を推定した結果、路床の弾性係数が設計 CBR から求まる弾性係数よりかなり大きく、これが舗装構造の長寿命化の要因であると推定している。現行の高速道路アスファルト舗装設計は、数 km にわたる区間を当該区間の材料試験で得られる最小の設計 CBR で代表させて舗装構造を決定しているが⁶⁾、材料の変動に応じた仕上がり後の路床品質のばらつきにより、場所によっては設計寿命を大きく超える箇所もあり得よう。したがって、路床をなるべく均質に構築し、また仕上がり後の路床剛性を定量的に把握して供用可能年数を再評価すれば、その後の維持補修管理を合理的に行うことも可能と考えられる。

そこで本章では、道路路床を対象とし、第3章で提案したローラ加速度応答法による地盤剛性評価手法の適用を試みる。本手法によれば、路床の要求品質である変形抵抗性を面的に把握でき、また施工中にリアルタイムに地盤剛性を評価しつつ、転圧を制御することによって所要品質の路床を均一に造り込むことができるため、路床の施工管理としてはまさに理想的な手法と考える。以下では、まず道路盛土材料を用いた現場転圧試験により本手法の適用性を確認した後、実路床の連続的な振動ローラ加速度計測から変形抵抗性の不均一性を明らかにし、本手法を用いた道路路床の合理的な施工管理の可能性を示す。

7-2 現場転圧試験による地盤剛性評価手法の適用性検証

7-2-1 現場転圧試験の概要

第3章において、振動ローラ加速度から地盤剛性を定量的に評価する手法を示し、室内ピットを用いた転圧試験によってその妥当性を確認した。しかし、室内ピットではコンクリート底盤・側壁が振動ローラ加速度応答に影響する可能性があること、一方、締固め評価深さが小さい動的平板載荷試験は地表面付近の局所的な剛性が強く反映される可能性があることから、両手法による評価剛性の関係を必ずしも適切に求めている懸念があった。

そこで本節では、境界条件の制約のある室内ピットではなく、実際の道路路体・路床材料を用いた現場転圧試験を実施し、ローラ加速度応答法と既往測定手法による地盤剛性評価値の関係を明らかにする。地盤剛性の測定手法としては、現場測定手法として最も一般的であり、かつ比較的転圧層深部まで評価可能と考えられる平板載荷試験（JIS A 1215）の他、転圧層の水平方向の地盤変形係数を測定できる目的で横方向ロッド載荷試験、平板載荷試験を補足する目的で動的平板載荷試験の3種類を用いる（路床材料は動的平板載荷試験のみ実施）。ここで横方向ロッド載荷試験とは、地盤に平行に挿入した2本のロッド（根入深さ 20cm）を横方向に載荷し、そのときの荷重とロッド頂部の変位の関係から地盤変形係数を求める手法である⁷⁾。

図-7.2.1 に路体材、図-7.2.2 に路床材に対する現場転圧試験の計測ヤード図を示す。また、各転圧試験の概要、振動ローラの機械諸元をそれぞれ表-7.2.1、表-7.2.2 に示す。計測項目としては、地盤剛性の他に RI による密度計測も実施している。各試験の転圧仕様は、路体材は撒き出し厚 30cm で 11t 級振動ローラ、路床材は撒き出し厚 20cm で 18t 級振動ローラである。材料の物理特性、粒度分布をそれぞれ表-7.2.3、図-7.2.3 に示す。路体材料は2種類を用い、材料 A は風化軟岩の掘削土砂、材料 B は隣接するトンネル工区から発生

するTBMの掘削ズリである。ただし、TBMからのズリ出しにおいて、ベルトコンベアの洗浄および粉塵対策のため人為的な加水が行われていたため、撒き出し時の材料Bはかな

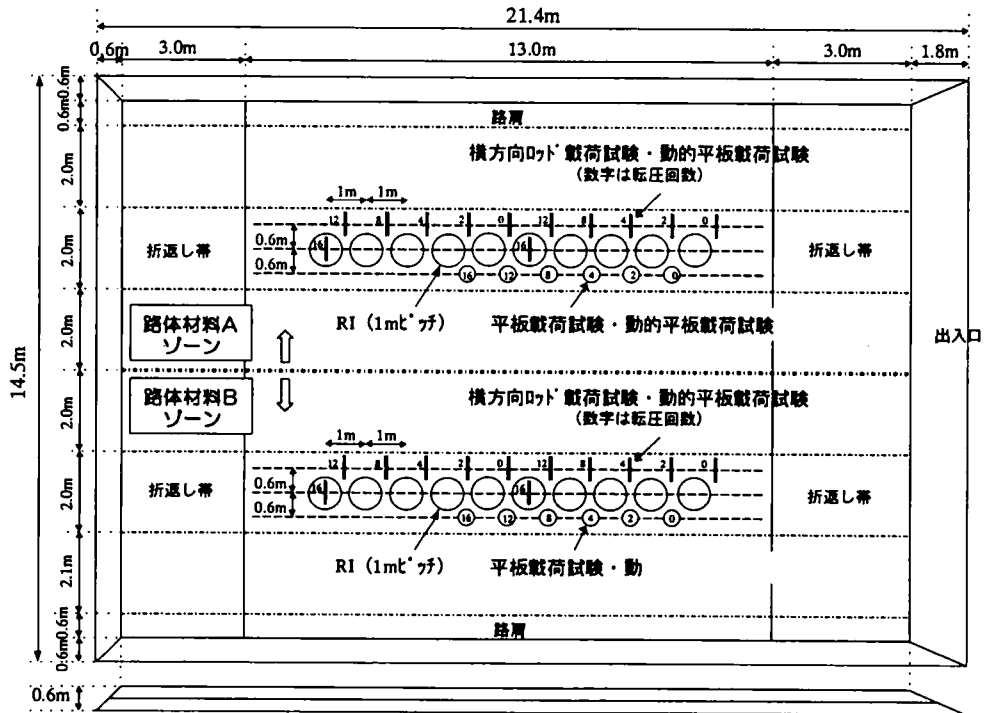


図-7.2.1 路床材料の現場転圧試験ヤード図

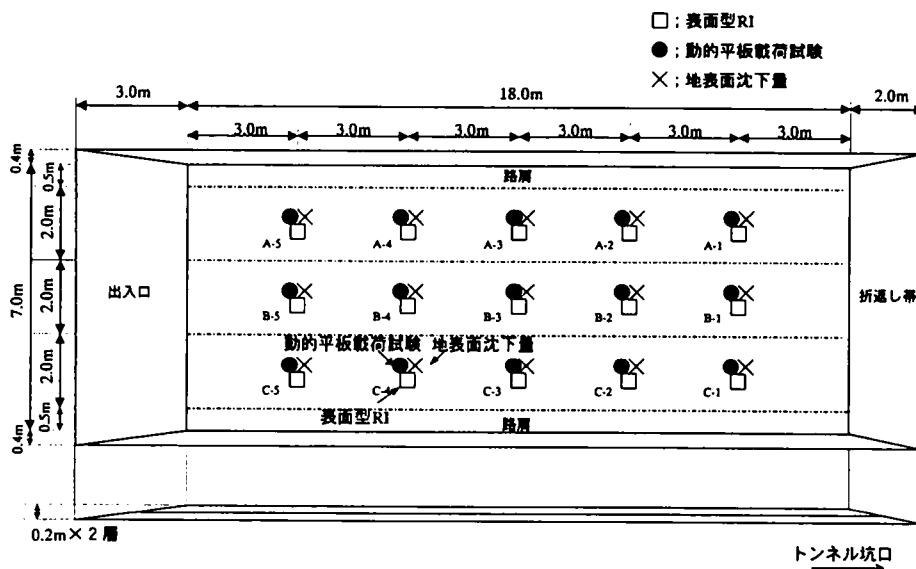


図-7.2.2 路体材料の現場転圧試験ヤード図

り湿潤し、地山の含水状態と大きく異なる状態にあった。路床材については、粒径 19mm 以上の粗礫分が重量で全体の 72% を占め、かなり粒度の粗い材料（均等係数 $U_c=19$ ）である。

表-7.2.1 転圧試験概要

	路体転圧試験	路床転圧試験
転圧機種	新キャビラ三菱CS563C	酒井重工業SV160D
締固め厚	30cm	20cm
転圧回数	16回	16回
計測項目	RI(線源深さ30cm) 地表面沈下量 動的平板載荷試験 平板載荷試験 横方向ロード載荷試験	RI(線源深さ20cm) 地表面沈下量 動的平板載荷試験

※路体のRIはSRIDを用いた

表-7.2.2 振動ローラ機械諸元

機械諸元		路体転圧試験	路床転圧試験
		CS563C	SV160D
総重量	M	11,590 (kg)	17,400 (kg)
フレーム質量	m_1	2,310 (kg)	4,100 (kg)
ローラ質量	m_2	3,720 (kg)	5,800 (kg)
起振力	F	222 (kN)	294 (kN)
公称振動数	f_0	30 (Hz)	28.3 (Hz)
防振ゴムバネ係数	k_1	2.54×10^6 (N/m)	2.0×10^6 (N/m)
締固め幅	B	2.13 (m)	2.15 (m)

※SV160Dの防振ゴムバネ係数は推測値

表-7.2.3 転圧試験材料の物理特性

	基準番号	路体材料A	路体材料B	路床材料
地盤材料の工学的分類	JSF M 111-1996	細粒分混じり砂質礫	細粒分混じり砂質礫	砂混じり礫
土粒子密度 ρ_s (Mg/m^3)	JIS A 1202-1990	2.751	2.706	2.669
自然含水比(%)	JIS A 1203-1990	14.6	4.5	7.4
最大粒径 D_{max} (mm)	JIS A 1204-1990	53	75	75
均等係数 U_c		64	128	19
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (Mg/m^3)	JIS A 1210-1990	1.820	2.100	2.001
最適含水比 w_{opt} (%)		17.4	8.0	10.4
岩のスレーキング率(%)	JHS 110-1992	6.3	15.7	11.4

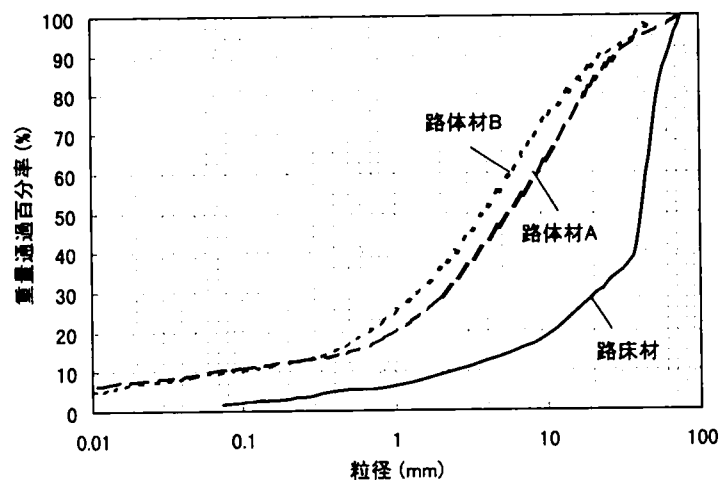


図-7.2.3 転圧試験材料の粒度分布

7-2-2 現場転圧試験結果

(1) 転圧回数と乾燥密度、乱れ率、地盤剛性の関係

図-7.2.4(a)～(c)に転圧回数と RI 乾燥密度の関係を全計測ポイントについて示す。これを見ると、路体転圧試験については、各測定ポイント毎になめらかに密度が増加する結果が得られているが、路床転圧試験は平均的には密度が増加する傾向を示すものの、必ずしもなめらかなではなくバラツキが大きい。これは、路体材の RI 計測は測定容積を大きく確保できる SRID を使用し、転圧回数毎に全く同一の線源孔を用いたが、路床材については従来型 RI を用い、また各転圧回数毎の線源位置が必ずしも同一ではなかったため（線源孔を 10cm 程度づつずらした）、材料の場所による不均一性によってばらついたものと思われる。特に粗粒系の材料に対しては、SRID の適用と同一線源孔を使用する工夫が望ましいことが伺える。

次に、転圧回数と乱れ率の関係を図-7.2.5(a)～(c)に示す。これをみると、路体材料 A および路床材料については転圧にともなって乱れ率が増加し、乾燥密度と同様の傾向を示すが、路体材料 B については乱れ率がほとんど増加していないことがわかる。この結果は、図-7.2.6(a)～(c)に示す転圧回数と地盤変形係数の関係と符合する。図-7.2.6(a)(b)をみると、路体材料 A は転圧にともなって地盤変形係数が順調に増加するが、路体材料 B では横這い、もしくは若干低下する傾向を示している。すなわち、路体材 B は前述したようにズリ出し時に人為的な加水が行われたことにより湿潤していたため飽和度が高く、最大粒径が 75mm ある粗粒系の材料にもかかわらず、転圧を行っても地盤剛性は増加しなかったものと考えられる。このように密度は所要値を満足しても地盤剛性は不足する材料が混入する可能性を考えると、施工時にローラ加速度応答によって地盤剛性を面的に確認しておく必要性が示唆される。ただし、図-7.2.6(c)の路床材料転圧試験については、乱れ率は転圧に対して順調に増加するが、動的平板載荷試験による変形係数はむしろ若干の低下傾向を示しており、両者の傾向が整合しない結果となった。路床材の自然含水比は平均 7.4%で最適含水比より乾燥側であり、また転圧時の観察からもウィーピング現象などは確認できなかったことから、路体材 B と同じ理由（転圧時の間隙水圧発生、あるいは飽和度の高まりに起因するサクシオン消失）によって地盤剛性が低下したとは考えにくい。推定される理由としては、比較的乾燥し、かつ粒度の粗い材料を 18t 級大型振動ローラで薄層（20cm）転圧したことにより地表面付近が緩み、表層付近の局所的な剛性に影響されやすい動的平板載荷試験の評価剛性が低下したことが考えられる。転圧層深部に比べ地表面剛性が低下する現象については、第 3 章 3-3 で示した乾燥側のスクリーニングス、粒調砕石の転圧結果（図-3.3.12 では、地表面付近のコーン貫入値が深部に比べ極端に低い）でも見られた。また、D'Appolonia⁹⁾による転圧された砂漠砂の深さ方向密度の結果においても、表層密度

の顕著な低下が示されている。このような表層付近の剛性低下の解釈として、石黒⁹⁾は、拘束圧の働かない条件下で振動による過大なひずみ履歴を受けることにより、決して球形ではない土粒子がある一定方向の配列に揃ってしまうことによって構造劣化が生じ、結果的に剛性が低下する可能性があることを示している。大型振動ローラにより薄層転圧が行われた地表面付近は、まさにこのような状態にあてはまり、特に乾燥側の土ほど粒子間のサクシオンが期待できず、また粗い粒度の土ほど粒子接点数が少ない（かみ合わせが少ない）から、この現象が顕著になると考えられる。実際には、路床仕上げ時にタイヤローラによる静的な追加転圧（プルーフローリング）が行われるため、表層付近の剛性回復を期待できるが、局所的とはいえ路床表層が低剛性になることは舗装にとって好ましくない。

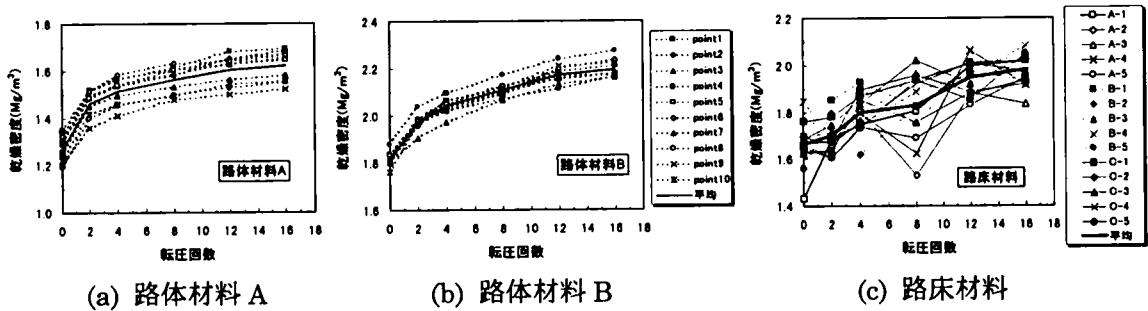


図-7.2.4 現場転圧試験による乾燥密度～転圧回数との関係

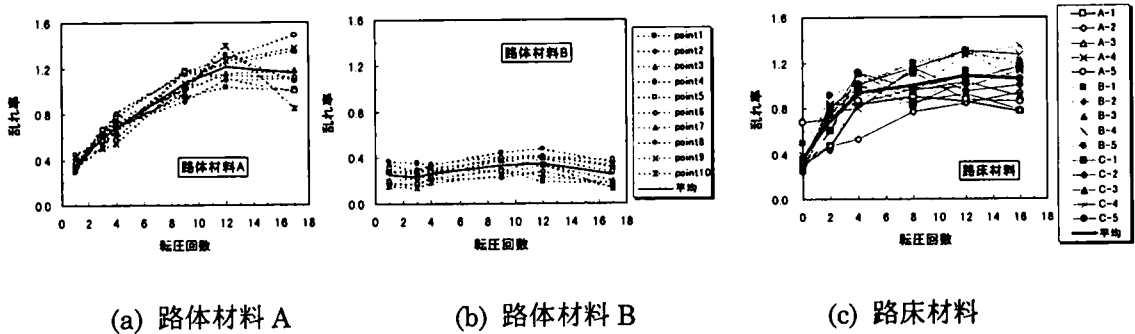


図-7.2.5 現場転圧試験による乱れ率～転圧回数との関係

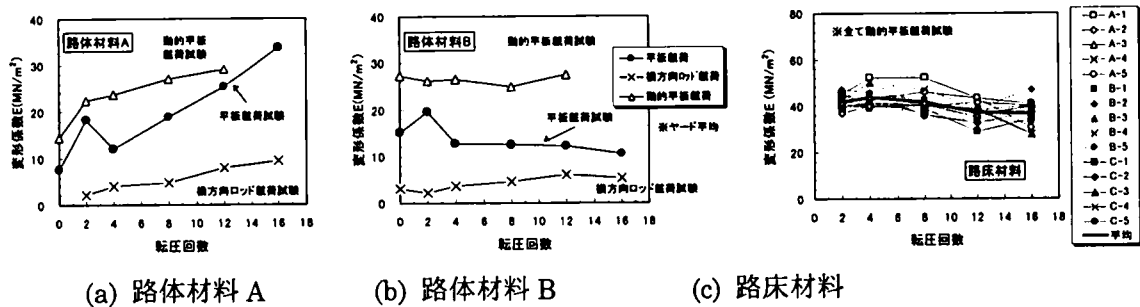


図-7.2.6 現場転圧試験による地盤変形係数～転圧回数との関係

近年、路床転圧はタイヤローラから振動ローラが主流になり、かつ転圧機械の大型化が進みつつあるが、この推察が正しければ、路床を安易に大型振動ローラで薄層転圧することはむしろ悪影響となる可能性もある。今後、この現象の真偽について検討が必要であろう。

(2) 乱れ率と乾燥密度（締固め度 D 値）の関係

次に、各材料の図-7.2.7(a)に路体材、図-7.2.7(b)に路床材に対する乱れ率と締固め度 D_c 値の関係をそれぞれ示す（道路盛土の締固め管理基準に対応させ、ここでは乾燥密度を締固め度 D_c 値で表現した）。これより、路体材 A では乱れ率と締固め度は良好な対応を示すが、人為的に加水状態にあった路体材 B では密度の増加に乱れ率は対応せず、締固め度の推定は困難であることがわかる。このように、路体材 A と B では乱れ率と密度の関係は明らかに異なるが、本路体造成現場では、路体材 A と B がランダムに混在された状態で盛立施工が行われている。品質管理上は、盛土材料を場所毎に区分して盛立を行うことが理想であるが、現実的には施工の制約上から不可能なことが多い。第3章 3-3 で示したように、多様な材料が使用される一般の盛土造成現場では、やはり密度管理の代替手法としてローラ加速度応答法を適用することは困難であることが伺える。

図-7.2.7(b)の路床材は、ばらつきが大きいものの乱れ率と締固め度は相関を有している。路床材料は比較的材料が選定されるため、ロック材と同様に密度管理に適用できる可能性もあると思われるが、路床の場合は後述するように地盤剛性を直接評価することが合理的であることは言うまでもない。なお、図-7.2.7(b)の乱れ率～締固め度関係が路体材 A に比べてバラツキが大きいのは、先述したように路床材転圧試験では従来型 RI を使用し、各転圧回数毎の測定位置を若干ずらしながら測定を行ったことが大きな要因と考えられる。

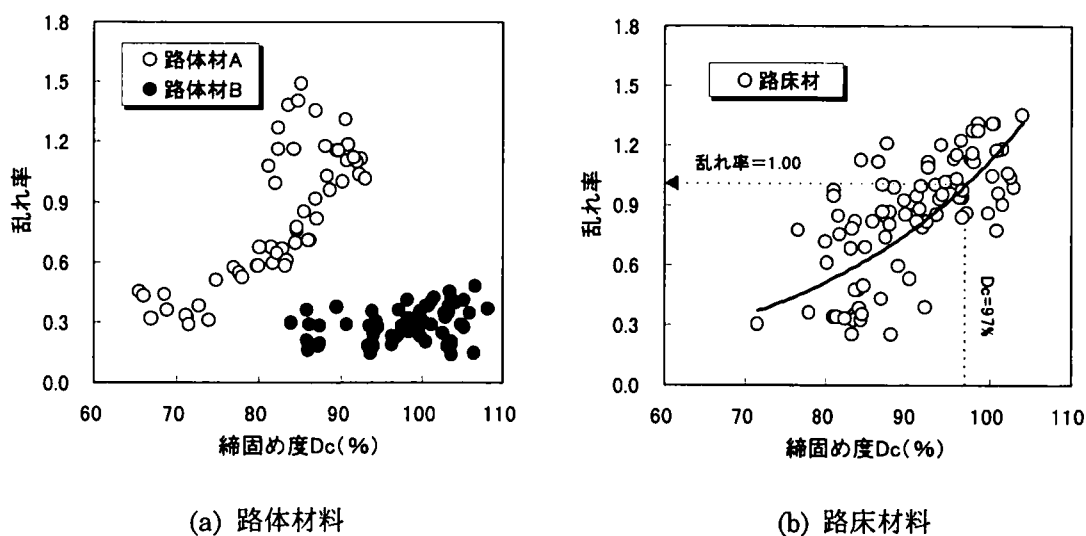


図-7.2.7 現場転圧試験による乱れ率～乾燥密度の関係

測定容積を大きく確保できるSRIDを使用すれば、密度の場所による不均一性の影響が減少し、締固め度D値と乱れ率の関係はより明瞭になるであろう。

(3) ローラ加速度応答法による推定地盤剛性の検証

第3章 3-5で提案した手法により乱れ率から推定した地盤変形係数と、平板载荷試験、横方向ロード载荷試験、動的平板载荷試験により測定した地盤変形係数の比較結果をそれぞれ図-7.2.8, 図-7.2.9, 図-7.2.10に示す。なお、平板载荷試験(JISA 1215)による地盤変形係数は、沈下量1.25mmまでの荷重～沈下曲線の割線勾配により地盤反力係数 K_{30} を求め、Boussinesqの理論解を用いた次式で変形係数に換算して得ている¹⁰⁾。

$$E = \frac{K_{30} \times 0.3 \times \pi (1 - \nu^2)}{2} \quad (7-1)$$

ν : ポアソン比 (=0.3 と仮定)

また、第6章で示したフィルダムロック材の転圧試験のうち、(b) CM級玄武岩主体混在岩、(c) CL級混在岩については平板载荷試験を実施していたので、図-7.2.8はこれの結果も併記している(フィルダムロック材の転圧機種；18t級振動ローラSV160D, 撒き出し厚；150cm)。

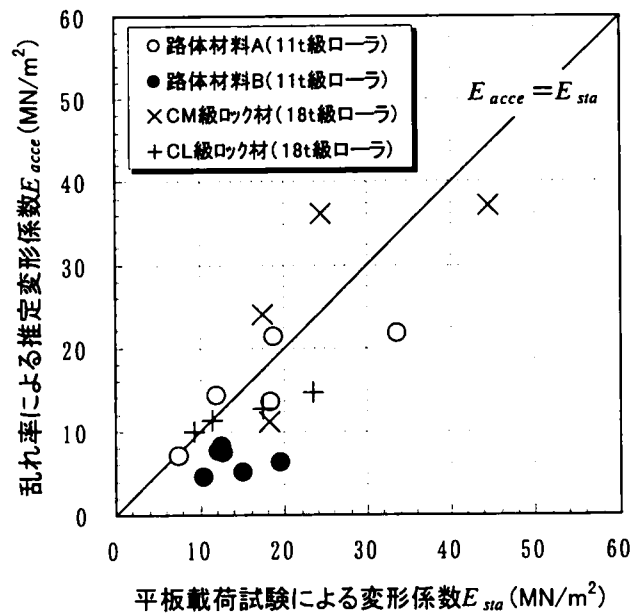


図-7.2.8 推定変形係数と平板载荷試験の変形係数の比較 (現場転圧試験)

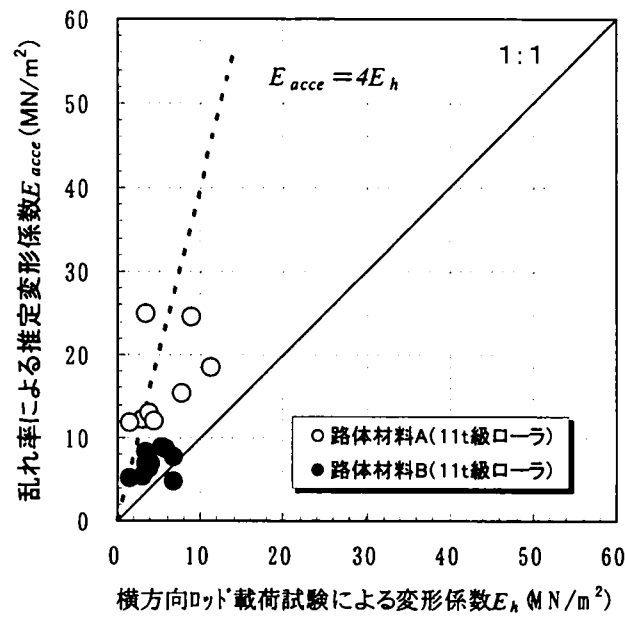


図-7.2.9 推定変形係数と横方向ロッド载荷試験による変形係数の比較（現場転圧試験）

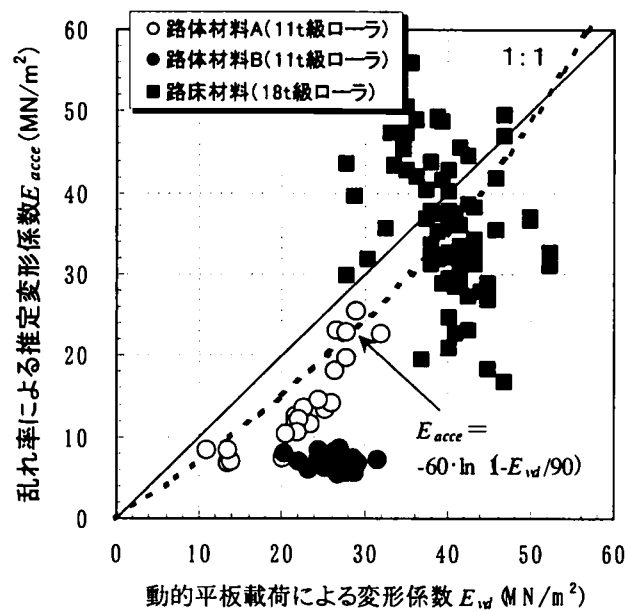


図-7.2.10 推定変形係数と動的平板载荷試験による変形係数の比較（現場転圧試験）

これらの結果から、次のようなことがわかる。

- ① 加速度による推定変形係数 E_{acce} と実測変形係数は、フィルダムロック材を含めた5種類の材料、および転圧機種（11t級と18t級振動ローラ）にかかわらず一意的な関係に

まとめられており、第3章の室内ピットで示した結果の妥当性を裏付けている。

② 加速度による推定変形係数 E_{acce} と実測変形係数の関係は各測定手法により異なり、それぞれおよそ次の関係になる。

- ・ 推定変形係数 E_{acce} vs 平板載荷試験 E_{sta} → $E_{acce} \cong E_{sta}$
- ・ 推定変形係数 E_{acce} vs 横方向ロッド載荷試験 E_h → $E_{acce} \cong 4E_h$
- ・ 推定変形係数 E_{acce} vs 動的平板載荷試験 E_w → $E_{acce} \cong -60 \cdot \log(1 - E_w/90)$

(4) 測定手法の違いによる地盤剛性の比較

横方向ロッド載荷試験と動的平板載荷試験は、基準化されていない試験方法である。これらの手法による測定結果について、今回得られた平板載荷試験との比較結果を既往報告データと併せてそれぞれ図-7.2.11、図-7.2.12に示す。いずれも、平板載荷試験のごく近傍にて横方向ロッド載荷試験・動的平板載荷試験を行った結果を比較している。

横方向ロッド載荷試験については、既往報告⁷⁾によって平板載荷試験の約1/4となる結果が得られているが、今回の結果もそれに符合する結果となった(図-7.2.11)。一方、動的平板載荷試験については、我が国で建築基礎地盤において報告例¹⁰⁾があり、また既に基準化が行われているドイツでは豊富な検証データ¹²⁾が存在するが、本試験で得られた結果もおおよそこれらに整合していることがわかる(図-7.2.12)。ただし、図からわかるように、動的平板載荷試験と平板載荷試験による変形係数の関係は非常にばらつく。ここで特徴的なのは、平板載荷試験による変形係数 E_{sta} がおよそ $40(\text{MN}/\text{m}^2)$ より小さい地盤では、 E_w は平板載荷試験 E_{sta} のおよそ1.5倍程度の大きさを示し、今回の路体材料データもそれに整合しているが、変形係数 E_{sta} が $40(\text{MN}/\text{m}^2)$ をこえる堅い地盤になると、ばらつきの大きさが増大するとともに、 E_{sta} の増加に対して E_w はそれに対応しない傾向が伺えることである。この理由は明確ではないが、一つの推測としては、地盤が固くなるほど一定のひずみを発生するために大きな荷重が必要であるから、荷重が小さな動的平板載荷試験では硬い地盤の変形係数を正確に算定できない可能性が考えられる。変形係数 E_{sta} がおよそ $40(\text{MN}/\text{m}^2)$ をこえる地盤に対する動的平板載荷試験の適用には、注意が必要と言えよう。なお、DIN 18134¹³⁾ 規定の平板載荷試験では、繰り返し荷重による荷重～沈下曲線(図-7.2.13)から最大荷重の0.3倍～0.7倍の範囲における荷重～沈下関係の割線勾配で E_{sta} を算出し、第1サイクルに対しては $E_{v,1}$ 、第2サイクルに対しては $E_{v,2}$ と表示する。図-7.2.12ではJIS A 1215(繰り返しをとみなわない平板載荷試験)に合わせて $E_{v,1}$ で整理したが、本装置の開発者である Weingart¹⁴⁾ が数多くの比較試験の結果から E_w と $E_{v,2}$ の関係を

$$E_w = \alpha \cdot \left(1 - \exp\left(-\frac{E_{v,2}}{\beta}\right) \right) \quad \alpha = 300, \quad \beta = 600 \quad (7-2)$$

と得ていることを参考に、図-7.2.12を同様の関数形で近似すると、 $\alpha = 90$ 、 $\beta = 60$ を得た。前出図-7.2.10中に示した $E_{acce} \cong -60 \cdot \log(1 - E_{vd}/90)$ の関係は、本式によるものである。

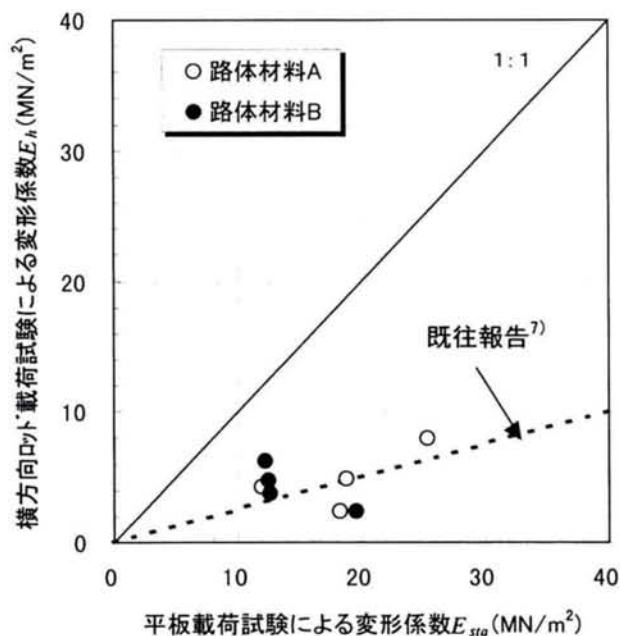


図-7.2.11 横方向ロッド荷試験と平板荷試験の比較

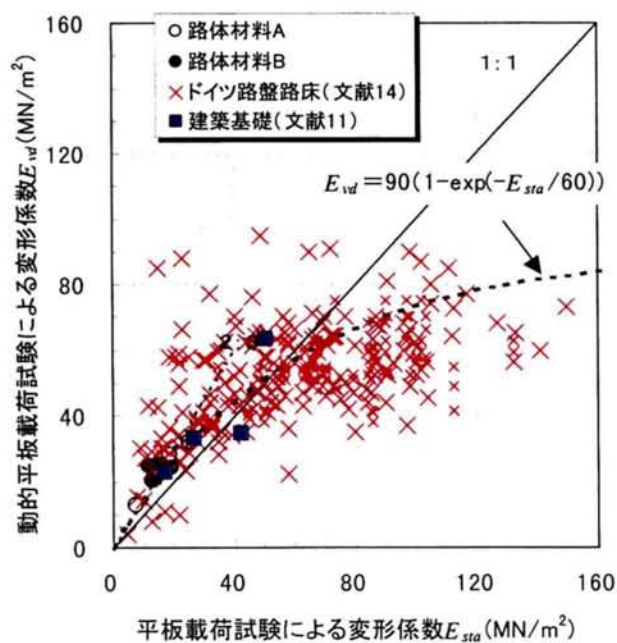


図-7.2.12 動的平板荷試験と平板荷試験の比較

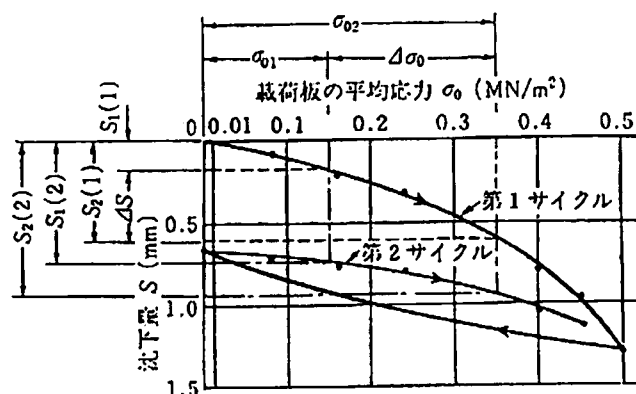


図-7.2.13 DIN 18134 規定の平板載荷試験における荷重－沈下曲線（文献 13）

変形係数の評価については、地盤の評価深さ・ひずみレベル・載荷速度・載荷方向等、様々な因子が影響する。上記の各測定手法に対するこれらの因子については、おおよそ表-7.2.4 のようにまとめられるよう。表中のローラ加速度応答法によるひずみレベルについては、第3章 3-4 に示した検討より振動輪が地表面を圧縮する量 2~3mm（数値計算）、また地盤内の圧縮ひずみが生じる深さが 60cm~100cm との結果から、(2~3mm) / 0.8m) ≒ 10⁻³とした。

表-7.2.4 各測定手法の比較

	ローラ加速度応答法	平板載荷試験	横方向ロード載荷試験	動的平板載荷試験
評価深さ	60~100cm(※1)	45~60cm(※2)	20cm	30~40cm(※1)
ひずみレベル	10 ⁻³	10 ⁻³ (※3)	10 ⁻³ (※4)	10 ⁻³ (※5)
載荷速度	動的	静的	静的	動的
載荷方向	鉛直方向	鉛直方向	横方向	鉛直方向

※1: 第3章 3-4参照

※2: 文献15)より、平板載荷試験の評価範囲は載荷板直径の1.5~2倍

※3: 文献16)参照

※4: ひずみ $\gamma = \Delta / L$ (Δ : ロード変位、L: ロード根入深さ=20cm) から算出

※5: 載荷板沈下量と評価深さ30~40cmから推定

一般には、評価深さが浅いほど（転圧層は上層ほど剛性が高い）、ひずみレベルが小さいほど、載荷速度が大きいほど、水平より鉛直方向の方が、変形係数は大きめに評価される。各々の因子の影響度合いを詳細に議論することは困難であるが、今回得られた E_{acc} ≒

$E_{acc} \doteq 4E_h \doteq 2/3E_{vd}$ (ただし $E_{acc} < 40(\text{MN/m}^2)$) の関係と、表-7.2.4 を見比べれば、

- ・評価深さの違いに起因して、 E_{vd} が E_{acc} の 1.5 倍程度の大きくなること
- ・载荷方向の影響は大きく、横方向の変形抵抗性は鉛直方向に対し 1/4 以下の違いを生じる可能性があること

などがわかる。横方向の変形抵抗性が小さくなる理由としては、鉛直方向の転圧に対して横方向にかかる転圧力は小さくなるため(土圧係数(=0.5)を乗じた相当しかかからない)、水平方向の締固め効果が相対的に劣ること、あるいは粒子構造の異方性の存在等の可能性が考えられる。例えば構築後の盛土に設置される基礎杭の設計など、盛土の水平方向変形係数の算定が必要になる場合、ローラ加速度応答法によって評価した盛土施工時の変形係数を活用するには、上記の横方向変形係数との比率に留意する必要がある。

また、地盤剛性を測定する手法として最も標準的な平板载荷試験と、ローラ加速度応答により推定される変形係数が結果的に 1 : 1 の関係で示されることは実務上意義深い。ただし、ここでの平板载荷試験による変形係数の算定は繰り返しを伴わない载荷 1 回目の荷重-変位関係を対象としており、基礎設計等で使用される繰り返し平板载荷試験による変形係数とは異なることにも注意が必要である。

以上、第 3 章の室内ピット試験で得られた知見、すなわち

- ① 乱れ率と密度の関係は材料により異なり、密度管理手法としての適用は難しいこと
- ② 飽和度の高い地盤では密度の増加にもかかわらず地盤剛性は増加せず、乱れ率はこれを反映すること
- ③ 乱れ率から推定される変形係数と既往測定手法による実測変形係数は、材料および転圧機種にかかわらず一意的な関係にあること

を実際の路体材・路床材に対する現場転圧試験においても確認するとともに、既往測定手法と提案手法による変形係数の関係を明らかにした。

7-3 路床面剛性の不均一性評価と施工管理への応用

7-3-1 高速道路路床の地盤変形係数分布の評価

(1) 測定概要

前節では、道路路床に対するローラ加速度応答法の適用性を確認し、またローラ加速度応答法から推定される地盤変形係数は、任意の材料に対して平板載荷試験とおよそ1:1の関係にあることを示した。本節では、実際の高速道路における上部路床仕上がり面において振動ローラ加速度を計測し、実路床面の乱れ率の取得と地盤剛性分布の評価を試みる。

計測した路床は、現在建設中の第2東名高速道路における盛土区間であり、既に上部路床が完成した区間である。路床材の材料特性を表-7.3.1に示す。なおここでの材料は、前項で示した転圧試験における路床材(表-7.2.3)と同一ではない。

表-7.3.1 計測区間の路床材料特性

	基準番号	路床材料
地盤材料の工学的分類	JSF M 111-1996	細粒分砂混じり礫
土粒子密度 $\rho_s(\text{Mg}/\text{m}^3)$	JIS A 1202-1990	2.682
自然含水比(%)	JIS A 1203-1990	5.1
最大粒径 $D_{max}(\text{mm})$	JIS A 1204-1990	75
均等係数 U_c		122
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}(\text{Mg}/\text{m}^3)$	JIS A 1210-1990	1.928
最適含水比 $w_{opt}(\%)$		10.2
岩のスレーキング率(%)	JHS 110-1992	5.8

振動ローラ加速度計測を行ったヤードの全体図を図-7.3.1に示す。測定長を道路延長方向に200m確保し、振動ローラ(酒井重工業SV160D)を1往復×2レーン走行させ、ローラ加速度を連続計測した。これから走行距離5m毎に乱れ率を取得し(合計80測点)、地盤変形係数を評価した。

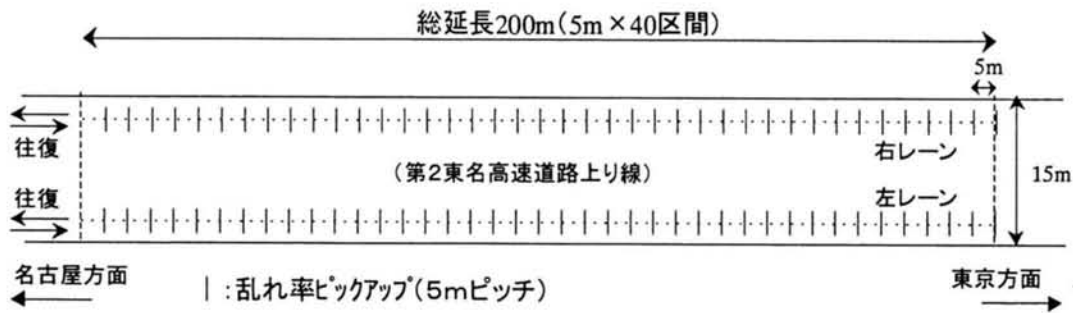


図-7.3.1 路床仕上がり面における振動ローラ加速度計測ヤード図

(2) 路床密度の推定結果

前出の転圧試験で得られた路床材の乱れ率～締固め度 D_c 値関係 (図-7.2.7(b)) を用いて、本路床面の密度 (締固め度 D_c 値) を推定した結果を図-7.3.2 に示す。本区間に用いられた路床材料は前項に示した転圧試験の路床材の物理特性と若干異なるが、締固め度と乱れ率の関係をそのまま使用できると仮定した。図をみると、推定された締固め度の平均値はちょうど上部路床の管理基準値 $D_c=97\%$ に一致し、これを中心にほぼ正規分布に近いばらつきを示していることがわかる。図には、本路床面において計測された RI による締固め度を併記した (測点数 21 点)。RI による計測では全てが管理基準値を上回る結果となっているが、推定された締固め度のばらつきはより大きく (標準偏差 $\sigma=5.3\%$)、基準値を下回る結果も多い結果となっている。

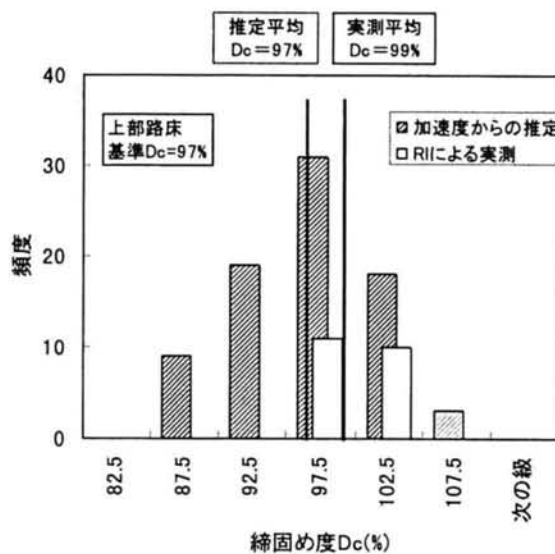
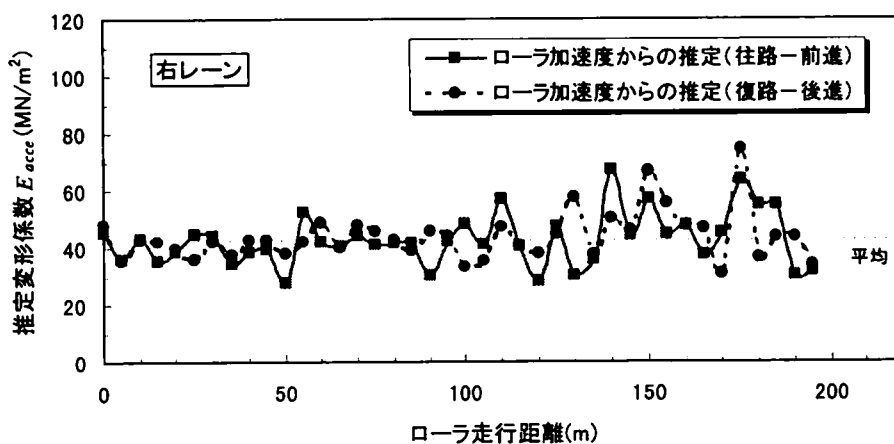


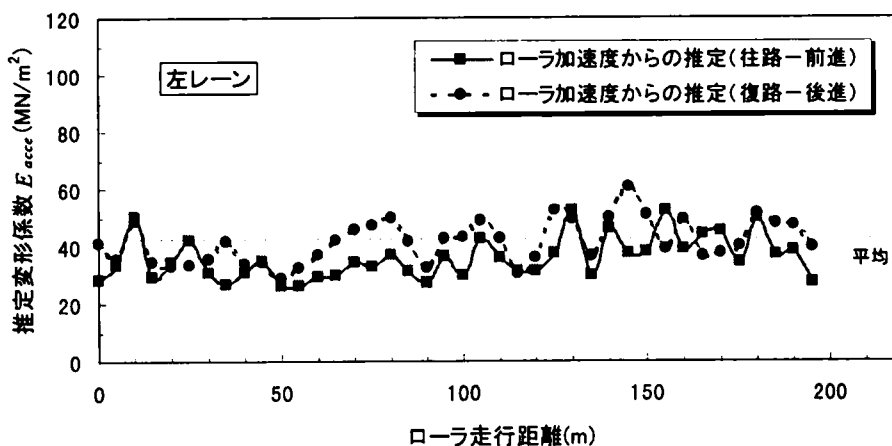
図-7.3.2 路床仕上がり面における締固め度の推定結果

(3) 路床剛性の推定結果

推定された地盤変形係数の結果を、道路延長方向の分布として図-7.3.3に示す。図-7.3.3をみると、路床面の推定変形係数は必ずしも一定ではなく、かなり不均一性があることがわかる。例えば右レーンの往路（前進時）では、推定 $E_{acce} = 28 \sim 67(\text{MN}/\text{m}^2)$ （平均 $43(\text{MN}/\text{m}^2)$ ）となっており、最大値と最小値では2倍以上の差が生じている。この変形係数のバラツキは、ローラ加速度応答法自体の測定精度に起因するバラツキも考えられるが、往路（前進）と復路（後進）における推定変形係数の「凸凹」が良く対応しており、再現性が高いことを考えると、この推定値のバラツキは路床面が有する地盤剛性の不均一性を反映したものと判断できる。従来、転圧面の剛性を連続的に評価できる手法が存在しなかったため、同一の施工仕様で構築された路床面がどの程度の不均一性を有するのかは不明であったが、本計測によって初めて、実路床面の剛性の不均一性が定量的に明らかにされた。



(a) 右レーン



(b) 左レーン

図-7.3.3 ローラ加速度応答法により推定した縦断方向の変形係数の分布

図-7.3.3 からは、路床面の局所的な低剛性部が容易に判別できる。現行の路床の最終仕上げ時に実施されるプルーフローリングでは、タイヤローラを全面にわたって追加転圧させつつ、監督員がその後をつけて路面の目視観察を行い、不良部と判断された箇所において変形抵抗性の確認（満載トラック（質量 25t）荷重による路面のたわみが許容値 5mm 以内であることを確認）することが実施されるが、広い路面に対して目視観察により不良部を検出することには限界があり、必ずしも適切な判定が行えない。そこで、ローラ加速度応答法により施工時に路床面内の相対的な低剛性部を把握しておき、当該箇所にてたわみ量の確認を行う検査手法も有効であろう。しかし、本手法の最大の利点は、このような品質の事後確認ではなく、施工時にリアルタイムに地盤剛性を判定し、その場で所要品質の路床面を造り込めることである。これについて次に述べる。

7-3-2 高速道路路床の供用年数の評価と施工管理への応用

(1) 高速道路路床の供用年数評価

現行の我が国における道路アスファルト舗装では、一般に $CBR - T_d$ 法と呼ばれる設計法が用いられている。これは、路床強度（CBR）と交通条件（供用年数に想定される走行車両の輪荷重）から、アスファルト舗装の構造設計に必要な厚さ（舗装の相対的な強度を表す等値換算厚） T_d を次式により求める設計法である¹⁷⁾。

$$T_d = \frac{3.84 N^{0.16}}{CBR^{0.3}} \quad (7-3)$$

T_d ; 舗装各層を表層および基層用加熱アスファルト混合物

で設計したときの必要厚さ(cm)

N ; 設計期間（年）における累積 5 トン換算輪数（輪 / 1 方向）

CBR ; 路床の設計 CBR (%)

本式は、AASHO (American Association of State Highway Officials) 道路試験において $CBR=2.9$ の路床土に対して得られた輪荷重の載荷数と、必要な舗装厚指数（舗装材料強度と厚さを考慮した相対的な強度指数、 T_d と同義）の関係に対し、我が国の舗装の成功例と失敗例の調査結果から得た CBR と舗装厚指数の関係をを用いて拡張されたものとされる^{6),10)}。

本設計法に従うと、同一の交通条件を想定した場合、道路延長方向における路床土の CBR の変化に応じて舗装厚を変化させる必要があるが、短区間内で目まぐるしく舗装構造

が変わると施工が煩雑になり不経済となるので、一般道路では最低 200m、高速道路ではインターチェンジ間（およそ 10km）は舗装構造を同一とすることを原則としている^{17),6)}。そして、この区間内の設計 CBR は、安全側に当該区間で得られる室内 CBR の最小値が採用される。しかし、ローラ加速度応答法により実路床の変形係数分布を推定した結果、図-7.3.3 に示すように短区間内でかなりの変動が生じていることが明らかとなった。そこで、この結果をふまえ、設定した供用年数に対し、実際はどの程度の供用可能年数の変動が生じるかを推測してみる。

供用可能年数の算出は、以下のように考える。設計 CBR を CBR_0 、供用期間内に想定される累積 5 トン換算輪数 N_0 (回) によって設計された舗装厚 T_A に対し、実際の路床 CBR が CBR' であったとすると、許容できる換算輪数 N' は(7-3)式より

$$T_A = \frac{3.84 N_0^{0.16}}{CBR_0^{0.3}} = \frac{3.84 N'^{0.16}}{CBR'^{0.3}}$$

$$\therefore N' = N_0 \cdot \left(\frac{CBR'}{CBR_0} \right)^{\frac{15}{8}} \quad (7-4)$$

となる。設計上の供用年数を 10 年とし、1 年当たりの交通量が変化しないものと仮定すれば、供用開始から n 年目までの累積 5 トン換算輪数 N' (回) は供用年数に比例し、

$$N' = \frac{n}{10} \cdot N_0 \quad (7-5)$$

となるから、(7-4)式に代入して整理すれば、供用可能年数 n は次のように表される。

$$n = 10 \cdot \left(\frac{CBR'}{CBR_0} \right)^{\frac{15}{8}} \quad (7-6)$$

すなわち、設計 CBR と実際の路床 CBR の比率に応じて供用可能年数が決まる。

次に、図-7.3.3 に示す実路床の推定変形係数 E_{acc} の分布を CBR に変換する。CBR への変換に際しては、名神高速道路建設時に路床土に対する平板載荷試験と室内修正 CBR の調査結果から得られた E (kgf/cm^2) $\doteq (35 \sim 40) \cdot CBR$ (%) の関係¹⁸⁾を参考に、

$$CBR(\%) = \frac{1}{40} \cdot E(\text{kgf/cm}^2) = \frac{1}{4} \cdot E(\text{MN/m}^2) \quad (7-7)$$

とする。ただし、上式の変形係数 E は繰り返し平板載荷試験における載荷 2～5 回目の変位～沈下量関係の割線勾配平均から求めており¹⁸⁾、一方、前節でローラ加速度応答法による推定変形係数 E_{acc} と 1 : 1 の対応があったとした平板載荷試験の変形係数は、繰り返しを伴わない載荷 1 回目の荷重～沈下曲線の勾配から得ているため、両者の整合をとらなければならない。そこで、名神時代のデータ¹⁸⁾、および第 2 東名建設で試験的に実施された路床土の繰り返し平板載荷試験のデータを集積すると、載荷 1 回目の E_1 と載荷 2 回目の E_2

の関係が図-7.3.4 のように得られたため、両者の平均的な関係を使用し、ローラ加速度応答法による推定変形係数 E_{acce} を 2.5 倍して荷重 2 回目の平板荷重試験による変形係数相当にした後、(7-7)式から CBR の分布に変換した。この結果、路床面の CBR' の分布は図-7.3.5 のように求まり、CBR=18~43(%)と推定された(ただし、右レーンの往路による推定 CBR のみを示す)。

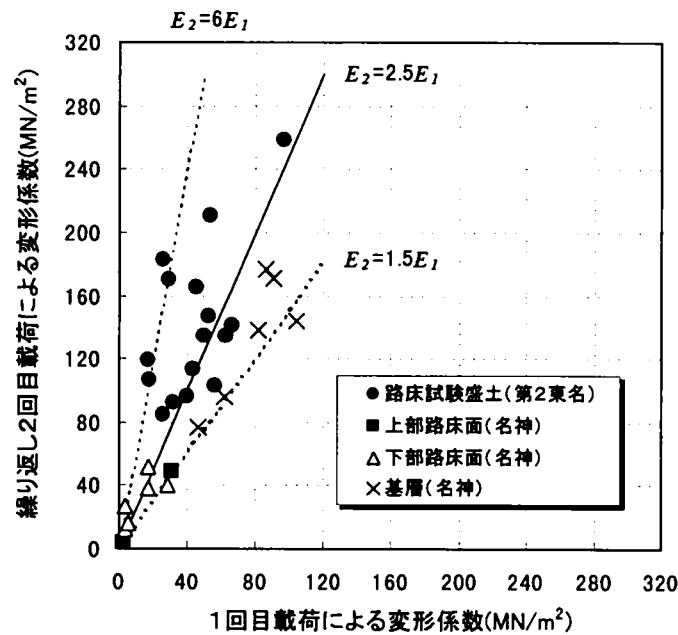


図-7.3.4 繰り返し平板荷重試験による荷重 1 回目と 2 回目の変形係数の関係

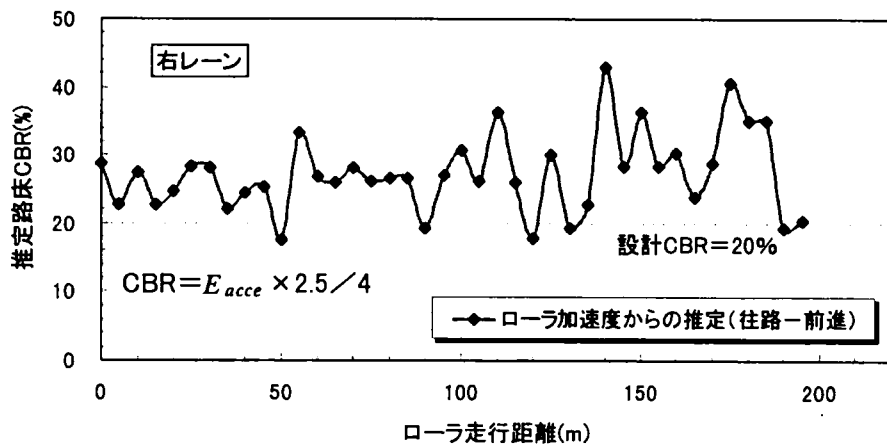


図-7.3.5 実路床の推定 CBR の分布

本区間の設計 CBR はまだ決定していないが、高速道路で規定される設計 CBR が 3～20(%)であることを考慮して⁹⁾、ここでは最大の $CBR_0 = 20$ とし、図-7.3.5 の CBR' 分布をもとに供用可能年数を(7-6)式から求めると、図-7.3.6 を得た。

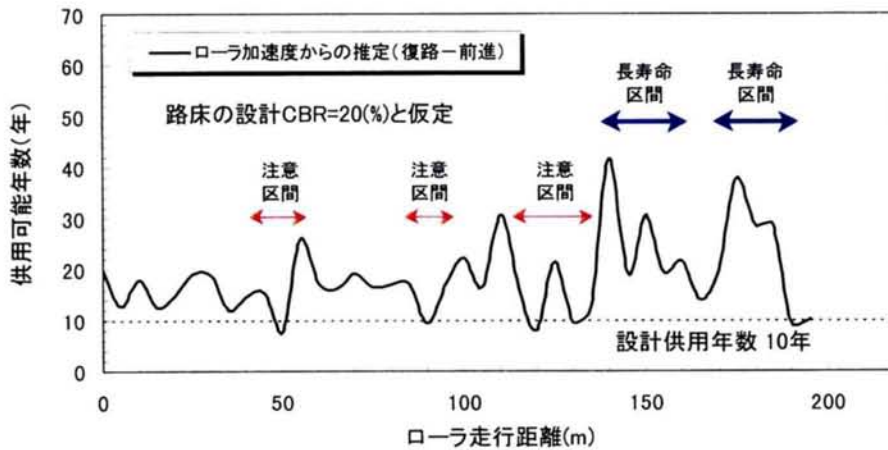


図-7.3.6 舗装の供用可能年数の推定結果

この結果、設計 CBR=20(%)を仮定した場合、設計供用年数 10 年に対して、最小 8 年から最大 42 年程度までかなり大きな年数のバラツキが生じることがわかる。現行設計で採用される CBR の最大値を用いたにもかかわらず、ほとんどの区間で設計を大幅に上回る供用年数を確保しており、この意味では本計測区間は十分な品質の路床が構築されていると評価できるが、平均的に見ると過大設計とも解釈できる。また、道路延長方向に対する供用可能年数の変動が激しく、供用後の維持管理の効率を考えると経済的とは言えない。

これに対し、ローラ加速度応答法はリアルタイムに路床品質を評価し、オペレータが所要値に合わせて転圧を制御することが可能である。先に図-7.3.3 に示したように、実際の路床は同一の転圧回数で施工を行ったにもかかわらず、 $E = 28 \sim 67(\text{MN}/\text{m}^2)$ の変形係数のばらつきが生じた。これは、各場所で撒き出された材料の粒度や含水比が異なったために、同じ転圧エネルギーを加えても剛性の発現の仕方が異なるためと解釈される。前項の路床転圧試験では、転圧回数と乱れ率による推定変形係数 E_{acc} の関係 (ヤード平均) が図-7.3.7 のように得られた (○プロット)。そこで、

- ① 実路床における平均的な転圧回数～変形係数 E_{acc} 関係は、転圧試験の転圧回数～変形係数 E_{acc} 関係を双曲線近似した太実線と一致すると仮定
- ② この曲線上で実路床の平均変形係数 $E_{acc} = 43(\text{MN}/\text{m}^2)$ に対応する転圧回数 10 回が、実路床の施工仕様とする

- ③ 転圧 10 回を行った結果，材料の不均一性に応じて路床剛性は $E=28\sim67(\text{MN}/\text{m}^2)$ になったと考える
- ④ 平均的な転圧回数～変形係数 E_{acc} 関係（太実線）の双曲線形状を利用し，最高位の材料から最低位の材料に応じて，路床の転圧回数～ E_{acc} 関係は図中の曲線 a～b の幅で描かれると考え，転圧回数 10 回における変形係数 E_{acc} が図-7.3.3 に示す各測点での変形係수에合うよう，転圧回数～ E_{acc} 曲線をそれぞれフィッティングさせる
- ⑤ 路床平均 $E_{\text{acc}} = 43(\text{MN}/\text{m}^2)$ をクリアするための所要の転圧回数をそれぞれ推定する

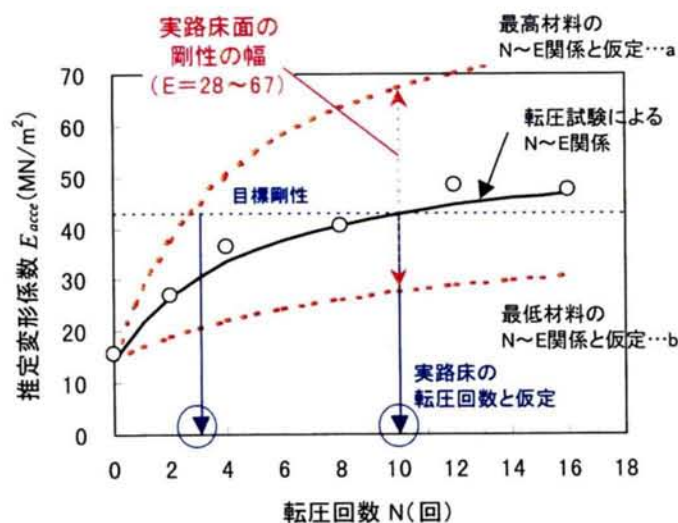


図-7.3.7 転圧試験による転圧回数 N ～推定変形係数の関係と実路床に対する外挿

すなわち，実路床面の剛性を $E_{\text{acc}} = 43(\text{MN}/\text{m}^2)$ 一定となるよう施工するためには，最高位の材料が撒き出された箇所では転圧 3 回で済むことになるし，逆に最低位の材料が撒き出された箇所では，16 回転圧を行ってもまだ足りないことになる。このような手順で路床面剛性が $E_{\text{acc}} = 43(\text{MN}/\text{m}^2)$ 一定となるための転圧回数を推定したのが，図-7.3.8 である。ただし，剛性が低い地点では，計算上非現実的に多くの転圧回数が必要となるが，ここでは所要転圧回数の上限を一律に 30 回とした。これをみると，路床剛性を一定にするために必要な転圧回数は場所により大きく異なることがわかる（最小 4 回～最大 30 回以上）。非常に多くの転圧回数を要する箇所に対しては，置き換えやセメント改良などの処置（特に高含水比の材料が混入した場合，図-7.2.6(b)に見られた様に転圧回数を増やしても剛性増加は期待できない）を別途考慮しなければならないが，従来まで同一材料と見なして施工仕様を一律にしていた範囲でも，本来はかなり転圧回数を変化させる必要があることを示している。

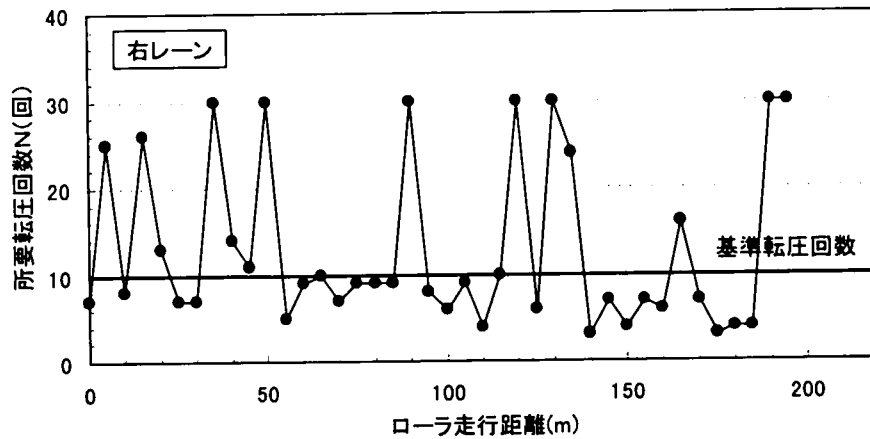


図-7.3.8 $E_{acc} = 43(\text{MN/m}^2)$ 一定剛性とするための所要転圧回数

このように、目標変形係数に合わせて路床を一定品質に仕上げるとともに、多点多量で得られる実際の路床剛性データを舗装設計に用いれば、より経済的な舗装構造が決定できると考えられる。あるいは、路床構築後に舗装構造を決定することが時間的な制約により不可能としても、仕上がり後の路床剛性データから供用可能年数を推定しておけば、効率的な舗装の維持・補修管理に貢献できると考えられる。周知の通り、道路補修のメンテナンスコストは年々増加の一途をたどり、効率的な維持補修管理が切望されている。近年、FWDなどの非破壊検査手段により構築後または供用中の舗装構造を解析し、余寿命を評価して維持補修管理を合理的に行おうとする研究^{19)~21)}が盛んであるが、これらの手法は路面たわみ量の情報のみから、多層弾性理論を用いて路床-路盤-基層-アスファルト混合物各層の弾性係数を逆推定する手法であり、推定精度に限界がある。これに対し、ローラ加速度応答法により施工後の路床剛性の情報を付加することで、余寿命の評価精度を向上することが可能となろう。あるいは、将来的に性能設計体系が道路盛土に導入された場合、設計・施工者自らが供用期間内の道路機能を保証し、その責任を負う体制が予想される。この場合、施工完了後の不具合発生は許されないため、施工段階において高品質な路床を造り込み、かつ信頼性の高い手法で品質を把握し、供用期間中の機能を保証する必要がある。無論、舗装の供用性は路床剛性のみで決まるものではなく、路盤・アスファルト混合層の品質、交通荷重条件、外的環境（温度履歴や排水条件他）など、様々な因子に影響されて非常に複雑であり、舗装の供用性の経年変化を予測するための解析手法、およびこれらを取り込んだ理論的設計法についての研究進展が別途待たれるが^{22),23)}、少なくとも現行の密度を主体とした離散・事後評価による路床施工管理方法では、性能設計体系に対応できないことは明白である。このような状況に対し、ローラ加速度応答法による剛性評価手法の適用は、新しい時代の要請に応え得る施工管理手法となり得るであろう。

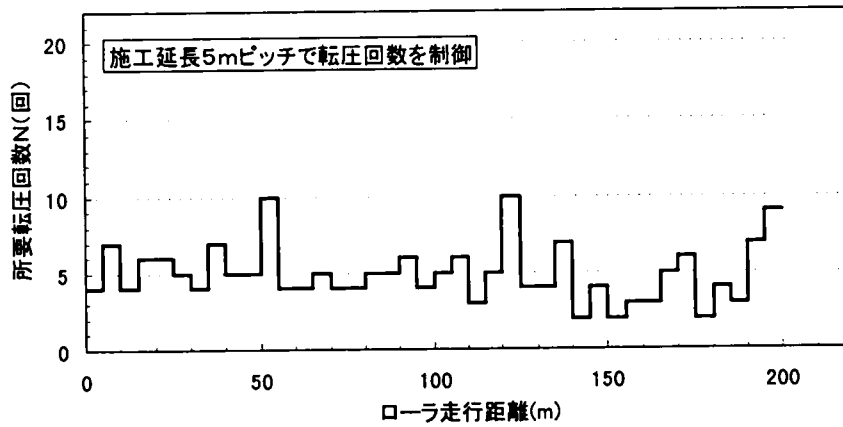
(2) ローラ加速度応答法による施工管理仕様の提案

ローラ加速度応答法を締固め施工に適用した場合、地盤剛性は1~2m ピッチではほぼ連続的に取得することができる(図-7.3.3では5m ピッチで取得)。しかし、実際には施工レーンを何mかの区間毎にメッシュ割りし、このメッシュ内の平均的な剛性が所要剛性を満足するまで区間内を転圧しつつ、順次全レーンを仕上げていくことになる。図-7.3.8に示したように、剛性一定の路床を構築するには、転圧回数をかなり細かく変化させる必要があることがわかった。しかし、あまりに短いメッシュ長を設定して転圧回数を変化させると、頻繁に振動ローラの折り返し動作が生じることになるため、施工の効率が低下することが懸念される。そこでここでは、品質・施工の両面から最も合理的な1メッシュの単位長さ、すなわち「何m毎に転圧回数を制御すれば良いか」を提案することを試みる。

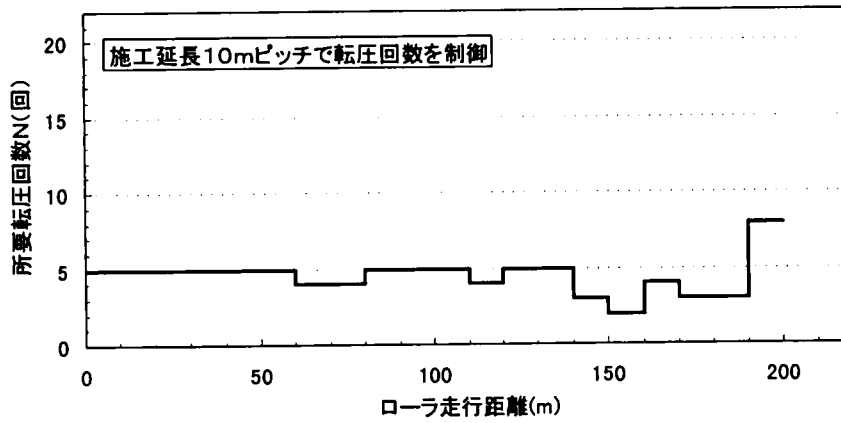
先に示した①~⑤の手順により、図-7.3.3の路床に対して、設計 CBR=20%に相当する $E=32\text{MN/m}^2$ をクリアするために必要な転圧回数を推定した結果を図-7.3.9(a)に示す。これより、地盤剛性を5m毎に評価した場合、 $E=32\text{MN/m}^2$ を一定にするためには、 $N=2\sim 10$ 回の範囲でかなり細かく転圧回数を変化しなくてはならないことがわかる。次に、図-7.3.3の推定剛性に対して10m毎に平均をとり、これが $E=32\text{MN/m}^2$ をクリアするために必要な転圧回数を推定した結果を図-7.3.9(b)に示す。レーン長10m区間の剛性を平均的に評価してその区間内で転圧回数を制御すると、5m区間の剛性判定に比較して、所要転圧回数はかなり平均化されることがわかる。同様に、地盤剛性の合否を判定する区間長の単位を50mとし、この区間の平均剛性が $E=32\text{MN/m}^2$ をクリアするために必要な転圧回数を推定すると図-7.3.9(c)となる。この場合、転圧回数はほとんど変化させる必要がなくなることがわかる。

施工上は、転圧回数を同一とする区間長の単位が長ければ長いほど、転圧の折り返しに要する時間が減るので効率的であるように思える。しかし、転圧回数が施工ヤード内で均一化するにつれ、当然転圧後の地盤剛性の不均一性は大きくなっていく。例えば、図-7.3.9(a)~(c)の転圧回数で転圧を行ったと仮定した場合の施工後の路床 CBR を推定すると(図-7.3.7を用いて転圧後の地盤剛性を推定し、(7-7)式を用いて CBR に変換)、図-7.3.10(a)~(c)のようになり、転圧回数を制御する単位区間長が大きくなるほど、施工後の CBR のバラツキが大きくなるとともに、設計値である CBR=20%を満たさない箇所が出てしまうことがわかる。

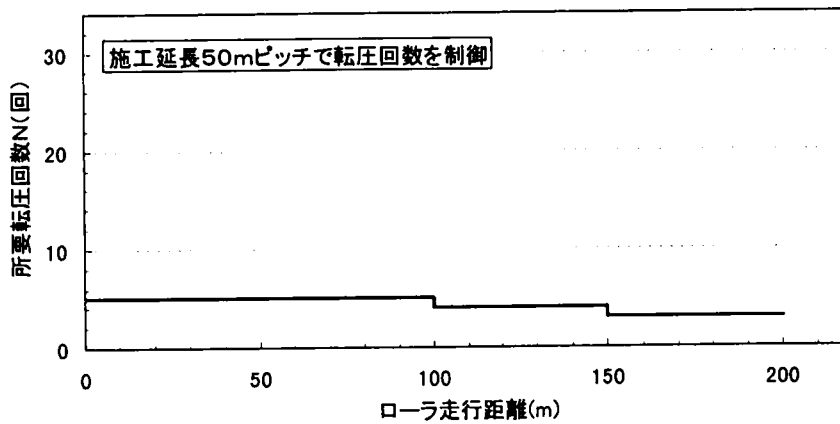
転圧後 CBR のバラツキが大きくなり、設計値 CBR=20%未満の箇所が出てしまうのであれば、あらかじめ目標とする剛性を高めに設定しておくしかない。今、目標値としている $E=32\text{MN/m}^2$ から目標剛性を高めに設定し、図-7.3.10(a)~(c)を求めた同様の手順で転圧後の CBR 分布をそれぞれ計算、全区間で設計値の20%以上となるような目標剛性を逆に求めた。この結果、5m、10m、50m毎の平均剛性によって転圧回数を制御するのであ



(a) レーン長 5m 毎の平均剛性による転圧回数制御の場合

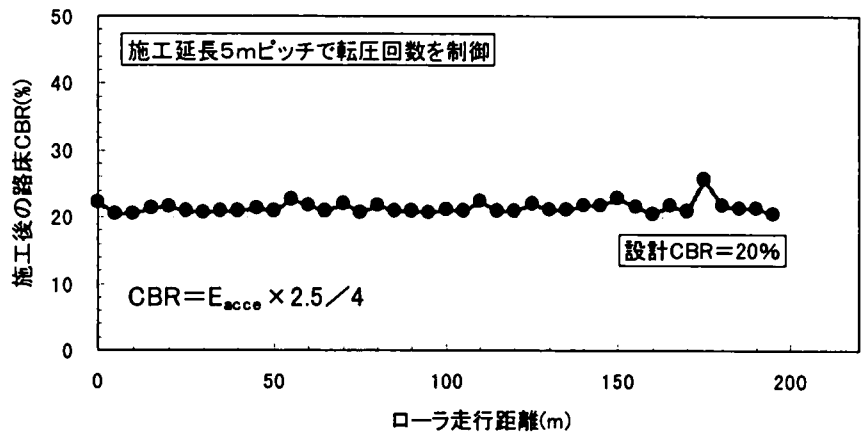


(b) レーン長 10m 毎の平均剛性による転圧回数制御の場合

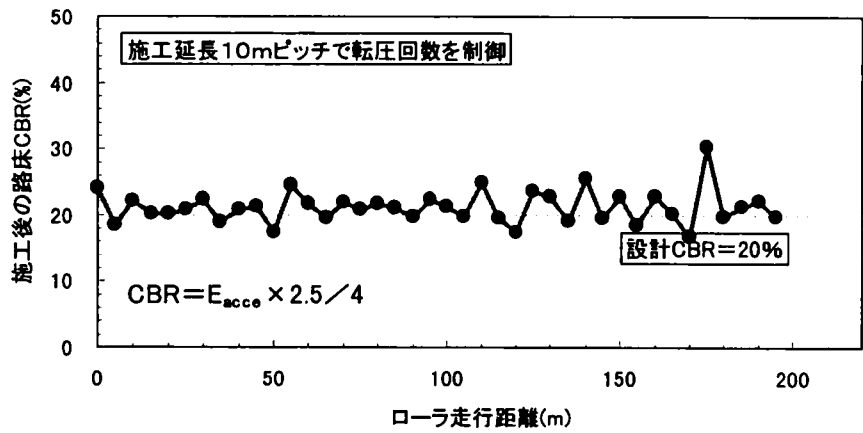


(c) レーン長 50m 毎の平均剛性による転圧回数制御の場合

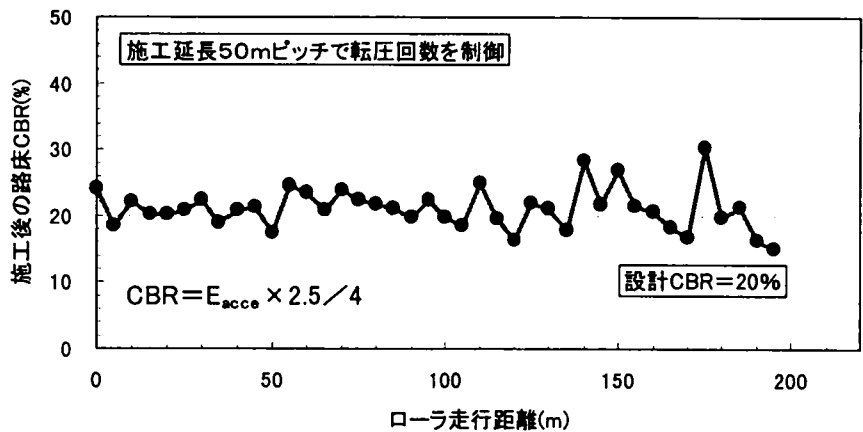
図-7.3.9 転圧の制御区間長による所要転圧回数の変化 (目標剛性 $E=32\text{MN/m}^2$)



(a) レーン長 5m 毎の平均剛性による転圧回数制御の場合



(b) レーン長 10m 毎の平均剛性による転圧回数制御の場合



(c) レーン長 50m 毎の平均剛性による転圧回数制御の場合

図-7.3.10 転圧の制御区間長による転圧後 CBR の変化 (目標剛性 $E=32\text{MN/m}^2$)

れば、それぞれ目標剛性を $E=32, 37, 41\text{MN/m}^2$ とする必要があることがわかった。しかし目標剛性が高くなると、必然的に所要転圧回数が増加するから、施工に要するトータルの時間も長くなることになる。そこで、地盤剛性の合否を判定する区間長の単位を種々に設定し、上述の方法で全区間内で $\text{CBR}=20\%$ をクリアし得る目標剛性に対する所要転圧回数をそれぞれ計算、これに応じた全転圧に要する時間の試算を行った。この結果を図-7.3.11に示す。ただし、振動ローラの施工速度を $v=1.0(\text{m/sec})$ 、折り返し1回あたりに要する時間を $2.0(\text{sec})$ と仮定して計算した。この結果、最も施工時間が短くなるのは 5m ピッチで転圧回数を変化させる場合であり、 $40\sim 50\text{m}$ で最大、それ以上長くなると若干減少することがわかった。これは、転圧回数を変化させるレーン長が短いほど折り返し機会が増えるが、きめ細やかな転圧制御をすることによって目標剛性を低く抑えられる分、所要転圧回数は少なくて済み、この結果トータルの施工時間が最小になるものと解釈できる。

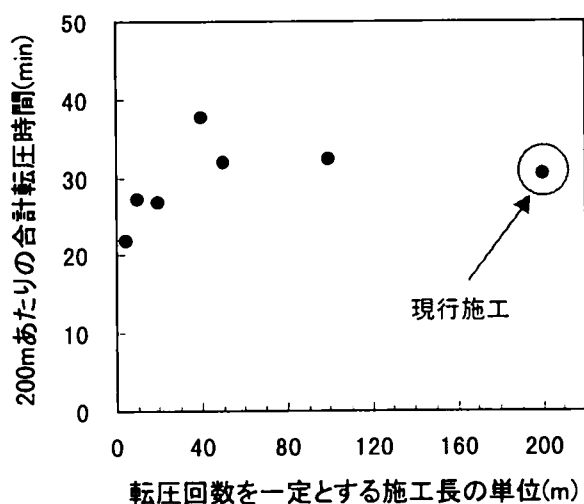


図-7.3.11 地盤剛性の判定区間長さを種々設定した場合の合計転圧時間の試算

以上より、所要品質（設計 $\text{CBR}=20\%$ ）を確保するためには、地盤剛性を 5m 単位で細かく評価し、その都度転圧回数を変化させることが、品質上・施工効率上、最も合理的であると判断された。ただし、今回検討に用いた高速道路路床の地盤剛性データは、短い施工区間内における不均一性が顕著であったため、 5m ピッチの転圧制御が最適になった可能性もあり、例えば剛性が長い区間で周期的に変化する傾向がある場合、逆にほとんど不均一性が認められない場合など、実際の地盤剛性の不均一性発現状況によっては最適な転圧回数の制御区間長が変わる可能性がある。ここで示した指針はあくまでも一つの試案であり、今後実地盤の実測データを集積しつつ、妥当性を検証していく必要がある。

7-4 まとめ

本章では、“面”としての変形抵抗性の評価が重要な道路路床に対し、第3章にて提案したローラ加速度応答法による地盤剛性評価手法の適用について検討を行った。本章で得られた知見を以下にまとめる。

- ① 実際の道路路体・路床材料においても、材料によって密度～乱れ率関係は異なるが、地盤剛性は盛土材料および転圧機種にかかわらず一意的に推定できる
- ② 加速度による推定変形係数 E_{acc} と実測変形係数の関係は各測定手法により異なり、それぞれおよそ次の関係になる。
 - ・推定変形係数 E_{acc} vs 平板載荷試験 E_{st} $\rightarrow E_{acc} \doteq E_{st}$
 - ・推定変形係数 E_{acc} vs 横方向ロッド載荷試験 E_h $\rightarrow E_{acc} \doteq 4E_h$
 - ・推定変形係数 E_{acc} vs 動的平板載荷試験 E_w $\rightarrow E_{acc} \doteq -60 \cdot \log(1 - E_w/90)$
- ③ 仕上がり後の高速道路路床（延長 200m 分）の変形係数を推定した結果、 $E=28 \sim 67(\text{MN/m}^2)$ (CBR=18~43(%)) と推定され、同一施工仕様で構築された路床でも実際は相当の不均一性が生じている
- ④ 現行設計法（CBR- T_d 法）をもとに実路床の供用可能年数を試算した結果、設計供用年数 10 年に対して最小 8 年から最大 42 年とかなりバラツキがあり、路床剛性の不均一性が非効率な舗装の維持補修をもたらしている可能性がある
- ⑤ 剛性一定に路床を構築するための転圧回数は最小 4 回～最大 30 回以上と試算され、本来はかなりフレキシブルに転圧制御を行う必要がある
- ⑥ ローラ加速度応答法を実施工に適用する場合、施工レーン長 5m ピッチ毎に細かくメッシュ割りし、地盤剛性を判定しつつ転圧回数を制御することが、品質上・施工効率上から最も合理的な管理仕様となる
- ⑦ 地盤剛性をリアルタイムに評価し、転圧を制御することによって一定剛性の路床を構築できる本手法は、舗装の維持補修管理の合理化に貢献し得ること、また将来の責任施工体制に対応した有力な路床施工管理手法となり得る可能性がある

《参考文献》

- 1) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物，pp.41～42，1992.
- 2) 日本道路公団：土木工事共通仕様書，pp.2-8～2-13，1997.
- 3) (社) 日本道路協会：アスファルト舗装要綱，pp.224～259，1992.
- 4) 川村和将，七五三野 茂，小笠原 昭則：高速道路における舗装構造に関する研究，第52回土木学会年次学術講演会概要集（第I部），pp.78～79，1997.
- 5) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 省力化軌道用土構造物，pp.220～223，1999.
- 6) 日本道路公団：設計要領第一集（舗装編），pp.4～14，1999.
- 7) 吉井幸雄，小川 保，竹内友幸，延山政之，金子義信：簡易な載荷試験法の一つの試み，第18回土質工学会年次学術講演会概要集，pp.61～64，1983.
- 8) D'Appolonia,D.J., Whitman,R.V., D'Appolonia,E.D.：Sand Compaction with Vibratory Rollers, ASCE.vol.95, SM1, pp.263～284, 1969.
- 9) 石黒 健：飽和砂地盤の振動締固め特性と液状化対策に関する研究，京都大学学位論文，pp.39～74，1994.
- 10) 土質工学会：土質工学ハンドブック，pp.854～857，1982.
- 11) 国島武史，香西信一郎，下河内隆文，二木幹夫，田中伸治：急速平板載荷試験による道路建設品質管理への適用性の検討，第55回土木学会年次学術講演会概要集（第I部），pp.106～107，2000.
- 12) イテックイノベーションズ（株）：社内資料，2000.
- 13) 土質工学会：地盤の平板載荷試験方法・同解説，pp.171～172，1983.
- 14) Weingart：ドイツにおける動的平板載荷試験による土工事および道路工事の統計的品質管理，イテックイノベーションズ（株）社内資料，1997.
- 15) 地盤工学会：地盤調査法，pp.350，1995.
- 16) 前出 1)，pp.280～291，1992.
- 17) 前出 3)，pp.4～36，1992.
- 18) 日本道路公団試験研究所：試験所報告 昭和 32～38 年度 土工 名神高速道路編，pp.2-382～2-283，1964.
- 19) 丸山暉彦，阿部長門，雑賀義夫，姫野賢治：FWDによる舗装の構造評価および補修設計システムの開発，土木学会論文集，No.484/V-22，pp.61～68，1994.
- 20) 塚本真也，吉田信之，西 勝，広津栄三郎：多層弾性理論に基づく舗装構造評価法の適用性について（その2），第54回土木学会年次学術講演会概要集（第V部），pp.396～397，1999.

- 21) 黒林 功, 松井邦人, 井上武美, 董 勤喜: 静的逆解析によるアスファルト舗装の構造評価診断システムの開発, 第 55 回土木学会年次学術講演会概要集, pp. V-45~46, 2000.
- 22) 阿部頼政: 舗装管理システムに関する研究の動向, 土木学会論文集, No.372/V-5, pp.17~27, 1986.
- 23) 土構造物および基礎研究委: 舗装機能の評価技術の現状と将来, 土木学会論文集, No.472/V-20, pp.13~28, 1993.

第8章

結論

本論文では、振動ローラ加速度応答を利用した締固め管理手法の実用化を目指し、これまで課題となっていた問題点の解決を図るとともに、実際問題に適用した際の施工管理の合理化について考察を行った。各章で得られた主な結論を以下に示す。

第1章では、現状の締固め施工管理が抱える問題点に対して、ローラ加速度応答法を適用することの有用性を述べ、本手法に関する既往研究と実用化に向けて残された課題を示すとともに、本論文の構成を記した。

第2章では、振動ローラ加速度応答を利用した締固め評価手法に理論的な背景を与えることを目的とし、主に数値計算を用いて振動ローラ加速度波形の乱れや高調波スペクトル出現の理由、およびその非線形挙動の特徴などについて考察した。この結果、以下のことがわかった。

- ① 地盤の締固めにともなう振動ローラ加速度波形の変化は、振動中に跳ね上がった振動輪が地表面に衝突する際に混入する衝撃的な加速度成分が増大するためと考えられる
- ② 波形中の乱れた加速度成分は、この振動輪が地表面に衝突する際に上向きに加わる衝撃加速度成分に相当し、振動ローラ～地盤系の固有振動数成分を有する
- ③ しかし、振動ローラの基本振動数で繰り返し出現するために、フーリエ解析の性質上、本来振動ローラ～地盤系固有振動数の波であるにもかかわらず、結果的に振動ローラ振動数 f_0 の整数倍の振動数成分として表現される。すなわち、高調波スペクトルの出現は、振動輪が地表面に衝突する際の衝撃加速度成分が別の形で表現された結果である
- ④ 地盤の締固めにともなう高調波スペクトルや1/2分数調波スペクトルの出現は、地盤剛性の増大にともなう振動輪が秩序だった振動から無秩序なカオス振動に至る過程により発生する現象と解釈できる

第3章では、ローラ加速度応答法が実務に展開するために課題として残されていた土質条件が変化する場合の適用性の把握、締固め評価深さの明確化、任意の振動ローラに適用できる汎用的な手法などに対して検討を行い、実務に展開し得る手法としてのローラ加速度応答法を提示することを試みた。これにより以下の結論が得られた。

- ① 乱れ率の増加傾向によって転圧にともなう締固めの進行を判定したい場合、おおよそ

の目安として飽和度80%以上の地盤は適用範囲外である

- ② 振動ローラ加速度指標として提案する乱れ率と密度の関係は良好な相関が得られるが、土質および含水比毎に大きく異なる。したがって、密度管理の代替手法として用いるためには、あらかじめこれを想定される材料範囲に対して用意しておく必要がある
- ③ 現実的には、密度推定手法としての適用には粗粒材など含水比変動が少ない盛土が適する
- ④ CBR試験、動的平板載荷試験等の簡易な測定手法は地表面付近の局所的な強度・地盤剛性に左右される傾向があり、1層の品質を合理的に評価できない可能性がある
- ⑤ 締固め全層の強度・地盤剛性を表す指標と乱れ率は、土の種類および含水比によらず、一意的な関係がある。したがって、材料変化や含水比変動が避けがたい一般盛土では、強度・変形抵抗性の原位置判定手法として適用可能である
- ⑥ ローラ加速度応答法による締固め評価深さは、振動ローラの機種によって大差がなく、おおよそ60~100cm程度である
- ⑦ 振動ローラ機械条件を正規化した接地限界振動数比 R なる指標を導入し、機種ごとに加速度~地盤条件の関係を用意することなく、任意の振動ローラにおいて地盤剛性を評価する手法を提案した。本提案手法により、機械条件および材料条件によらず、地盤剛性を一意的に評価できる

第4章では、実機に搭載する締固め管理システムの概要およびその適用性について述べるとともに、ローラ加速度応答法を用いた締固め管理装置の将来的な発展の方向性を示した。

第5章では、より効率的な締固めを行うための手法を提案すべく、主に数値計算を用いて締固めに最も効果的な振動数について簡単な検討を行った。これにより、振動ローラが地盤へ与える載荷重を最大になる振動数の存在を確認し、さらにこの締固めに最適な振動数 f_{opt} が振動ローラ~地盤系共振振動数の約1.4倍で与えられることがわかった。この関係と振動ローラの加速度計測からリアルタイムに地盤剛性を評価する手法を併用し、転圧の進行に応じて振動数を自動調節しながら効率的に締固めを行う振動数可変ローラの考え方を提案した。

第6章では、フィルダムロックゾーンにおける品質管理データが非常に少なく、堤体のマスとしての品質が合理的に評価されていない現状を鑑み、フィルダムロックに対してローラ加速度応答法を適用し、施工管理手法としての適用精度の把握、および多点測定データをもとにした堤体設計の合理化について検討した。この結果、以下の結論が得られた。

- ① 乱れ率~乾燥密度(間隙比)関係を用いて振動ローラ加速度応答から地盤の締固め密度を多点的に推定することにより、RI法とほぼ同等の精度でロック材転圧地盤の密度のバラツキおよび平均値を評価できる
- ② 振動ローラ加速度応答の定量指標である乱れ率と間隙比の関係は、岩種ごとに異なる。ただし、粒度特性を表す指標(例えば60%粒径 D_{60})や自然含水比によって正規化でき

る可能性がある

- ③ あるロックフィルダムの実施工面において、乱れ率の分布から撒き出し厚 1.5m に相当する密度分布を推定し、原位置せん断試験・室内三軸試験による内部摩擦角 ϕ ~ 乾燥密度関係を援用して堤体の ϕ 分布を推定した結果、設計 $\phi = 41^\circ$ に対して転圧面の平均 $\phi = 44^\circ$ と評価された
- ④ 推定した堤体の平均 ϕ を用いて円弧すべり計算を実施した結果、設計時の安全率 $F_s = 1.73$ (常時盛立完了時) に対し実堤体は $F_s = 1.93$ を有すること、また設計時の安全率を確保するものとすれば、現行のフィルダムロックの斜面勾配を上流側 1:2.7 → 1:2.4, 下流側 1:2.0 → 1:1.8 までスリム化することが可能と試算された

第7章では、面的な変形抵抗性の評価が重要な道路路床に対し、本論文で提案するローラ加速度応答法による地盤剛性評価手法を適用した。この結果、以下の結論が得られた。

- ① 実際の道路路体・路床材料においても、材料によって密度~乱れ率関係は異なるが、地盤剛性は盛土材料および転圧機種にかかわらず一意的に推定できる
- ② 加速度による推定変形係数 E_{acce} と実測変形係数の関係は各測定手法により異なり、それぞれおよそ次の関係になる。
- ・推定変形係数 E_{acce} vs 平板載荷試験 E_{sta} $\rightarrow E_{acce} \doteq E_{sta}$
 - ・推定変形係数 E_{acce} vs 横方向ロッド載荷試験 E_h $\rightarrow E_{acce} \doteq 4E_h$
 - ・推定変形係数 E_{acce} vs 動的平板載荷試験 E_{vd} $\rightarrow E_{acce} \doteq -60 \cdot \log(1 - E_{vd}/90)$
- ③ 仕上がり後の高速道路路床 (延長 200m 分) の変形係数を推定した結果、 $E = 28 \sim 67$ (MN/m²) (CBR = 18~43(%)) と推定され、同一施工仕様で構築された路床でも実際は相当の不均一性が生じている
- ④ 現行設計法 (CBR - T_d 法) をもとに実路床の供用可能年数を試算した結果、設計供用年数 10 年に対して最小 8 年から最大 42 年とかなりバラツキがあり、路床剛性の不均一性が非効率な舗装の維持補修をもたらしている可能性がある
- ⑤ 剛性一定に路床を構築するための転圧回数は最小 4 回~最大 30 回以上と試算され、本来はかなりフレキシブルに転圧制御を行う必要がある
- ⑥ ローラ加速度応答法を実施工に適用する場合、施工レーン長 5m ピッチ毎に細かくメッシュ割りし、地盤剛性を判定しつつ転圧回数を制御することが、品質上・施工効率上から最も合理的な管理仕様となる
- ⑦ 地盤剛性をリアルタイムに評価し、転圧を制御することによって一定剛性の路床を構築できる本手法は、舗装の維持補修管理の合理化に貢献し得ること、また将来の責任施工体制に対応した有力な路床施工管理手法となり得る可能性がある

第8章では、各章で得られた結論をまとめた。

最後に、今後の課題を挙げて、本論文の締めくくりとする。

- ・本論文では、任意の振動ローラに適用可能な地盤剛性評価手法を提案し、国内での最小

～最大クラスの振動ローラに対しても本手法が適用できることを転圧試験により確認したが、実際には振動ローラ以外にも、振動コンパクターやタンバーといったさらに小型の振動式締固め機械も使用されている。これらのハンディーな機械は主に構造物の裏込めや埋設管の埋戻し等、振動ローラが使用できない狭隘な場所で使用されるが、一般にこのような埋戻し工では明確な締固め管理基準が設定されていないことが多い。しかし、現実には埋戻し箇所での締固め不足によって、非埋戻し箇所との不等沈下による交通機能の低下など、大きな問題が生じることが多々生じている。そこで、今後は小型の振動式締固め機械に対する本手法の適用性を実験的に検証し、埋戻し工事における品質管理手法として展開していく必要がある。

- ・本論文では、実機に搭載した締固め管理装置について言及したが、実際の施工管理では、日々取得されるデータ（乱れ率、推定密度、推定剛性など）に対して、平均値や標準偏差など統計値の出力、品質の経時変化の追跡、施工現場内での品質コンターの図化など、管理者が盛土品質を吟味できる形にデータが変換されて初めて管理が行える。本締固め管理装置では非常に多量のデータが取得できるがゆえ、これらを効率良く処理し、極力マンパワーを除去するソフト側の準備が必須となる。現状では、データ後処理に関するシステムの構築が十分でなく、かなり現場管理員に負担をかけてしまうため、今後データ後処理の部分に関するシステム開発も並行して進めていく必要がある。

謝辞

本論文は、著者が京都大学大学院修士課程に在学中、および勤務先の前田建設工業（株）技術研究所にて約3年間携わった研究成果をとりまとめたものです。

本論文を作成するにあたり、京都大学大学院 足立紀尚教授からは終始適切なご指導を賜りました。著者が足立研の学生として在籍していた頃を含め、先生には常に大局的な視点から研究の方向性を示して頂き、研究の内容のみならず、技術者として広い視野を持つ大切さを教わったように思います。また嘉門雅史教授、岡 二三生教授からは、本論文の審査過程を通じて貴重なご意見・ご指摘を頂きました。そして、建山和由助教授には、著者の卒業論文テーマとして本研究を与えて下さって以来、学生時代は直接の指導教官として教育して頂き、また前田建設工業（株）入社後においても、本テーマに対して懇切丁寧なご指導を賜ってきました。ご多忙の中、著者の卒業後も幾度となく時間を割いていただき、本当に感謝の意が絶えません。多くのことを教えていただいた母校の先生方に、深甚なる謝意を表するとともに、今後ますますのご指導を賜りたく思う次第です。

著者が大学院修了後も本研究を継続することができたのは、本研究が「締固め施工管理の合理化」という大学の研究としては比較的実務よりの内容であったこと、また前田建設が大規模土工を得意とする会社であり、本テーマを重要な研究として位置付けて頂いたためです。本論文に記した知見の多くは、著者が前田建設の研究業務として、技術研究所のスタッフと共に実施した現場実験結果に支えられております。本研究を進めるに当たり、前田建設工業（株）技術研究所の加藤敏夫所長、同第3グループ神藤健一部長を始めとする研究所のスタッフの方々には、研究に対するご理解と惜しみないご助力を頂戴しました。そして、入社以来の直属上司である同第3グループ石黒 健課長には、著者が感謝してもしきれないほど、本研究を進めるに際して強力にバックアップして頂きました。石黒課長には、上司として研究の環境を整えて頂くのみならず、工学博士の先輩として、本テーマに対して幾多の示唆を与えてもらい、そして励まして頂きました。若輩者の著者が、本研究を博士論文としてまとめることができたのは、修論テーマがそのまま社内の研究テーマとして扱われるという希有な出来事と、全幅の信頼がおける一流の技術者が身近に存在した幸運があったためです。多くのご助力とご指導を賜った皆様に、心から感謝いたします。

なお本論文の第3章、第6章の転圧試験データは、日本道路公団、および東京電力（株）のご協力を得たものです。関係各位に深く感謝いたします。

本論文の執筆には、多くを土日の休日に費やしました。約1年、ほとんどどこにも連れ

ていつてやれなかったにもかかわらず，ひたすら励まし続けてくれた妻 希代美に，感謝したいと思います。