

土木学会 建設用ロボット委員会

振動ローラの振動計測による締固め施工管理手法
の確立に向けた研究ワーキンググループ
— 振動締固めに関する研究 WG —

WG 活動報告書

令和 3 年 9 月

土木学会 建設用ロボット委員会
振動締固めに関する研究 WG

目次

第1章 はじめに	1
第2章 振動ローラ加速度応答法とは ―計測原理と理論的背景―	2
2.1 振動ローラ加速度応答法の原理	2
2.1.1 振動ローラ加速度応答法とは	2
2.1.2 振動ローラの加速度応答が変化する理由	3
2.2 ローラ加速度応答を用いた締固め程度の評価方法	3
2.2.1 周波数スペクトルを用いる方法	3
2.2.2 周波数スペクトルを用いないその他の手法	9
2.3 締固めの進行に応じた振動ローラ挙動の変化に関する理論的な解釈	14
2.3.1 加速度波形が乱れる理由	14
2.3.2 周波数解析において基本振動数の整数倍に対する振動スペクトルが出現する理由	14
2.3.3 振動ローラの振動挙動の非線形力学的考察	16
2.4 締固め管理システムの構築	19
第3章 振動ローラ加速度法を取りまく現状と技術的課題	21
3.1 現状の締固め施工管理手法	21
3.1.1 密度による施工管理	21
3.1.2 空気間隙率、飽和度による施工管理	22
3.1.3 土の力学特性による管理	23
3.1.4 工法規定方式による施工管理	23
3.2 現場における計測方法	24
3.2.1 密度の計測方法	24
3.2.2 含水比の計測方法	28
3.2.3 強度、剛性、変形性の計測方法	28
3.2.4 工法管理における実施方法	31
3.3 NEXCOにおける締固め品質管理基準	33
3.3.1 NEXCOにおける締固め管理の現状	33
3.3.2 締固め管理の課題と加速度応答法	34
3.3.3 加速度応答法導入の歴史	35
3.3.4 加速度応答法による盛土品質管理	36
3.3.5 加速度応答法への期待	39
3.4 国土交通省における締固め品質管理基準	40
3.4.1 現在の締固め品質管理基準	40
3.4.2 現在の締固め品質管理基準における課題点	44
第4章 振動ローラ加速度応答法の技術的課題と検討事例	47
4.1 振動ローラ加速度応答法の評価深さ	47
4.1.1 振動ローラ加速度応答法の評価深さに関する現場転圧試験とその考察	47
4.1.2 剛性の異なる2層系地盤への振動ローラ載荷のモデル化による評価深さの考察	50
4.2 振動ローラ加速度応答の前後進時の違いについて	56
4.3 土質・含水比・飽和度の影響	61
4.3.1 締固め土の密度と剛性の関係に及ぼす土の種類と含水比の影響について	61
4.3.2 多種土質材料を用いた振動ローラ加速度応答法による転圧試験の事例	62
4.3.3 多種の大型締固め機械を用いた振動ローラ加速度応答法による転圧試験の事例	70
4.3.4 重錘落下試験による振動締固めにおける含水比の影響の検討	86
第5章 振動ローラ加速度応答法の現場適用事例	95
5.1 ロックフィルダムにおける適用事例	95
5.1.1 粗粒材料に対する加速度応答法の適用性検証事例（その1：室内転圧試験）	95
5.1.2 ロックフィルダムにおける加速度応答法の適用性検証事例（その2：現場転圧試験）	99
5.1.3 神流川ダムにおける加速度応答法を用いた現場品質管理事例	101
5.2 飽和度管理およびダム遮水材への適用事例	107
5.2.1 加速度応答法を用いた飽和度管理への適用事例	107
5.2.2 ダム材の遮水性能の面的管理法の開発と適用事例	114
5.3 道路路床(高速道路)への適用事例	131
5.3.1 高速道路の舗装構成と路床設計	131
5.3.2 従来の路床検査方法であるブルーフローリング	132
5.3.3 ローラ加速度応答法の路床への適用事例	132
5.3.4 ローラ加速度応答法による路床の品質管理	140
5.4 道路路盤・空港への適用事例	144
5.4.1 道路路盤（舗装）への適用事例	144
5.4.2 空港への適用事例	146

5.5	道路路床の性能設計への展開事例.....	150
5.5.1	高速道路路床の連続的な地盤剛性の評価と供用可能年数の推定事例.....	150
5.5.2	舗装の理論設計法に基づく加速度応答法による剛性管理基準値の検討事例.....	153
5.6	転圧基盤剛性検出手法としての加速度応答法の現場適用事例（廃棄物処分場）.....	162
5.7	加速度応答法を駆使した新しい ICT 土工品質管理手法の提案と試行事例.....	167
5.7.1	新しい ICT 土工品質管理手法の考え方と展望.....	167
5.7.2	新しい ICT 土工品質管理手法に関する幾つかの検証及び試行結果.....	169
5.7.3	最新型 ICT 土工品質管理システムの開発と実現場における試行事例.....	174
5.7.4	今後の展望.....	177
第6章	海外における振動ローラ加速度応答法適用の現状.....	179
6.1	米国における適用状況.....	179
6.1.1	米国政府（FHWA：連邦高速道路庁）予算による IC プロジェクト.....	179
6.1.2	Veta ソフトによる IC データマネージメント.....	180
6.1.3	CMV 値の 5 段階ランク分け.....	181
6.1.4	今後の課題.....	183
6.1.5	最近の集中デモ実施例.....	183
6.2	欧州における適用状況.....	184
6.3	中国における CCC の適用と普及状況.....	184
6.4	国際会議（ISIC）の創設.....	184
6.5	日米ワークショップ実施報告.....	184
6.5.1	米国における Intelligent Compaction 普及の概況（George Chang 氏）.....	184
6.5.2	土／路床の締固めへの IC 適用（Soheil Nazarian 教授）.....	185
第7章	まとめと今後の展望.....	191
7.1	加速度応答法を締固め施工管理に適用する際の使用方法和留意点.....	191
7.1.1	加速度応答法の種類.....	191
7.1.2	現場導入の際の注意点 1：計測対象深さについて.....	191
7.1.3	現場導入の際の注意点 2：振動ローラの前後進の差異について.....	191
7.1.4	現場導入の際の注意点 3：土の含水比の影響.....	191
7.1.5	加速度応答法の締固め施工管理における活用.....	192
7.2	建設のデジタル化推進における加速度応答法の位置づけ.....	192
7.2.1	生産性向上を目的に始まった i-Construction.....	192
7.2.2	デジタルトランスフォーメーション DX と建設産業.....	192
7.2.3	DX 時代における i-Construction と加速度応答法.....	193
7.2.4	管理の効率化と加速度応答法.....	193
7.3	加速度応答法導入に関する日本と海外との比較.....	193
7.4	加速度応答法の今後の展望.....	193

第1章 はじめに

振動ローラが土の締固めに用いられるようになったのは、1960 年頃と言われている。加振装置の付いたローラ部をトラクターで牽引して土を締め固める被牽引式振動ローラがこの頃登場した。振動ローラは、その自重と振動力により土を効率的に締め固めることができることもあり、一気に広がるとともに機能向上が図られてきた。その流れの中で 1970 年代後半には早くも振動ローラの振動加速度を計測することにより、地盤の締固め度をモニターする加速度応答法が開発されている。

振動ローラの振動挙動は振動ローラの振動特性と共に地盤特性の影響を受ける。地盤が締め固まると、一般にその剛性が増加し、振動ローラの振動挙動も変化してくる。加速度応答法は、この振動挙動の変化を振動加速度の変化で捉えて、地盤の締固め度を評価する手法である。

この手法は、地盤の締固め度を施工エリア全面にわたり、かつ施工中にリアルタイムで評価することができる手法として注目されたが、広い現場の中で評価している場所の正確な位置情報の特定ができないことが実用上の課題となっていた。地盤の締固め度を評価することができても、その場所の情報を伴わないと面的な施工管理データとして用いることができないからである。そのような状況を大きく変えたのが衛星測位技術の一般利用である。1990 年代後半からアメリカの衛星群を活用した GPS (Global Positioning System)、さらには 2010 年頃からはロシアの GLONASS、欧州連合の Galileo 等を加えた GNSS (Global Navigation Satellite System) が普及すると、現場内における振動ローラの正確な位置を特定することができるようになり、これと連動させることにより、加速度応答法の現場での適用性が大きく広がった。

現場での適用性が大幅に向上した加速度応答法だが、実際の施工管理手法としてどの現場でも簡単に使うことができるというわけではない。特に日本の建設現場で扱う土は、比較的含水比が高く、細粒分を含んでいることも多いからである。土の締固めと共に振動ローラの振動挙動が変化するのは地盤の剛性が変化することに起因するが、細粒分を含み、かつ比較的含水比の高い土では、土が締め固まって密度が増加したからといって、必ずしも剛性が増加するとは限らず、剛性は逆に低下することもある。さらに振動ローラの振動性状は、土の撒き出し厚さ、基盤の剛性、振動ローラの走行速度やローラの前後進の違いなどによっても影響を受ける可能性がある。これらの事象や要因と振動ローラの振動性状との関係を把握した上で使わないと有用な情報が得られないことになる。

土木学会建設用ロボット委員会では、2018 年 2 月に締固め施工の自動化技術の一環として、加速度応答による土の締固め施工管理の実用技術としての確立をはかるべく、表-1.1 のメンバーからなる研究ワーキンググループを立ち上げ、活動を始めた。この WG では、加速度応答法の技術開発と現場への導入に取り組んできた研究者と技術者が、これまでに培ってきた知見と経験に関する情報を持ち寄り、加速度応答法の実用展開法の確立を目指し、議論を行ってきた。今回、3 年間の議論を経て一定の整理を行うことができたので、その内容を報告書として公開することにした。まだ、解明が不十分な箇所も多く、さらに最近では AI を活用した新しい研究成果もみられるようになったが、これまで得られている知見を総覧するという意味では、非常に有意義な成果と言えると考えている。この報告書が土の締固め施工の高度化に貢献することを期待している。

表-1.1 振動締固めに関する研究 WG メンバー一覧

役 割	氏 名	所 属	執筆担当
WG 長	建山 和由	立命館大学 理工学部 環境都市工学科	第 1 章, 2.1～2.3 節, 3.1～3.2 節, 第 7 章
幹事	石黒 健	前田建設工業(株) ICI 総合センター	4.1～4.2 節, 5.1 節, 5.4～5.7 節
委 員	内山 恵一	酒井重工(株)技術開発部	2.2.1 項, 5.7 節, 第 6 章
委 員	永井 裕之	(株)安藤ハザマ 建設本部土木技術統括部技術第二部	4.3 節, 5.2 節
委 員	中村 洋丈	中日本高速道路(株) 東京支社	3.3 節, 5.3 節, 5.7 節
委 員	橋本 毅	土木研究所 技術推進本部 先端技術チーム	2.2.2 項, 第 3 章
委 員	藤山 哲雄	原子力発電環境整備機構 (NUMO) 技術部	2.1～2.3 節, 5.1 節, 5.5 節
委 員	古屋 弘	(株)大林組 技術研究所	4.1 節, 5.7 節
委 員	横山 隆明	立命館大学 理工学部 環境都市工学科	2.2.2 項, 4.3 節
委 員	松尾 健二	前田建設工業(株) DX 推進室	
委 員	佐藤 正憲	大林道路(株) プロジェクト推進部	5.4 節
委 員	青山 俊也	大林道路(株) プロジェクト推進部	

*) オブザーバー：月本行則（酒井重工業）

5.2.2 執筆：坂本 博紀（(独) 水資源機構）

第2章 振動ローラ加速度応答法とは ー計測原理と理論的背景ー

第1章で述べた通り、振動ローラ加速度応答法とは、振動ローラによる転圧作業中に地盤の剛性が増加するに伴って振動ローラの振動挙動が変化してくる現象を利用し、この振動挙動の変化を振動加速度の計測によって捉えることで、地盤の締固め程度を評価する手法である。1970年代にこの手法が着目されて以来、幾つかの振動ローラメーカーや研究機関などから、振動ローラの加速度応答の計測や評価の方法が提案されている。本章では、この振動ローラ加速度応答法の計測原理、および振動ローラの加速度応答が地盤の締固めに伴い変化する現象に関する解釈について取りまとめ、本手法に対する理論的な背景を紹介する。

2.1 振動ローラ加速度応答法の原理

2.1.1 振動ローラ加速度応答法とは

振動ローラは、一般に、図-2.1.1に示すように車体の前輪（もしくは両輪）が鉛直方向に振動する機構を有しており、この振動力によって地盤を強固に締固める。この振動ローラの振動輪の鉛直加速度を計測すると、図-2.1.2に示すように加速度の応答が地盤の締固めの進行にともなって変化してくることが認められる。この現象を利用し、振動輪の加速度を計測することによって、転圧地盤の締固め程度を判定しようとする手法が開発されており、一部では盛土工事などにおける締固め管理手法として国内外で実用化が図られている（具体的な適用事例については第5章を参照されたい）。本手法を用いることにより、振動ローラで締固め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程度を判定することが可能となることから、砂置換法・水置換法・RI法といった地盤密度の計測、あるいは平板載荷試験や現場CBR試験といった地盤剛性の計測などによる従来の事後サンプリングによる手法に比べて、締固め施工管理をより合理的に行うことが可能となる。この振動ローラの加速度応答を用いた締固め管理手法を本報告書では「振動ローラ加速度応答法」と称することとする。

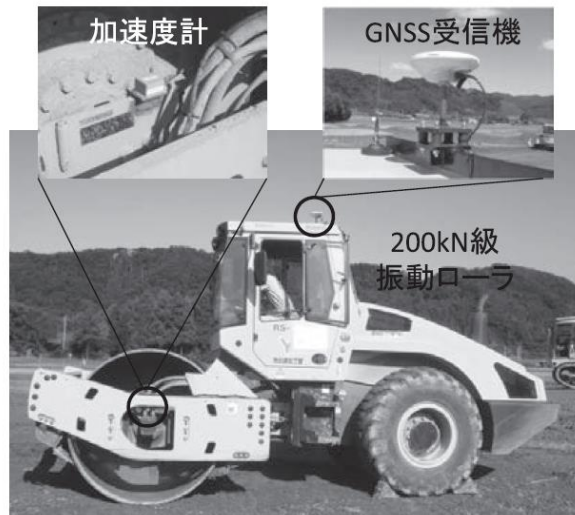


図-2.1.1 一般的な振動ローラと振動輪加速度の計測位置（文献1）から引用）

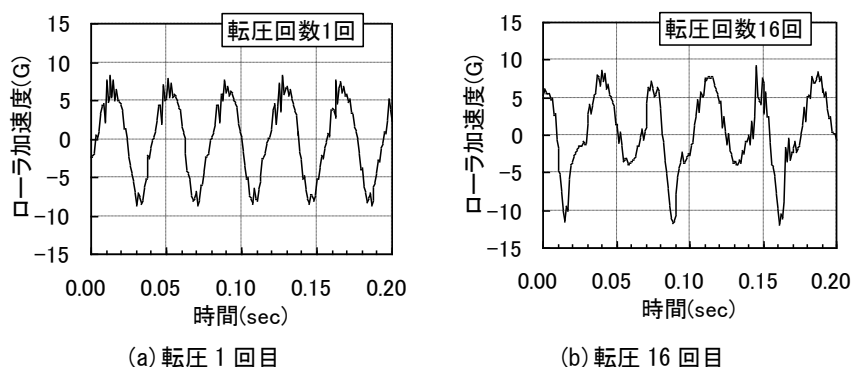


図-2.1.2 転圧時における振動ローラの振動輪鉛直加速度の計測例（11t級振動ローラ）（文献2）から引用）

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ようである。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、1980年頃には早くも締固め管理装置が開発されている³⁾。当時から、振動ローラの振動挙動の変化は、振動輪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-2.1.2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推察される。

2.1.2 振動ローラの加速度応答が変化する理由

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」と考えられる。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、振動輪には上向きの加速度が急激に加わり、波形が大きく変化すると考えられる。図-2.1.3は、D'Appolonia⁴⁾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。これによってD'Appolonia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。

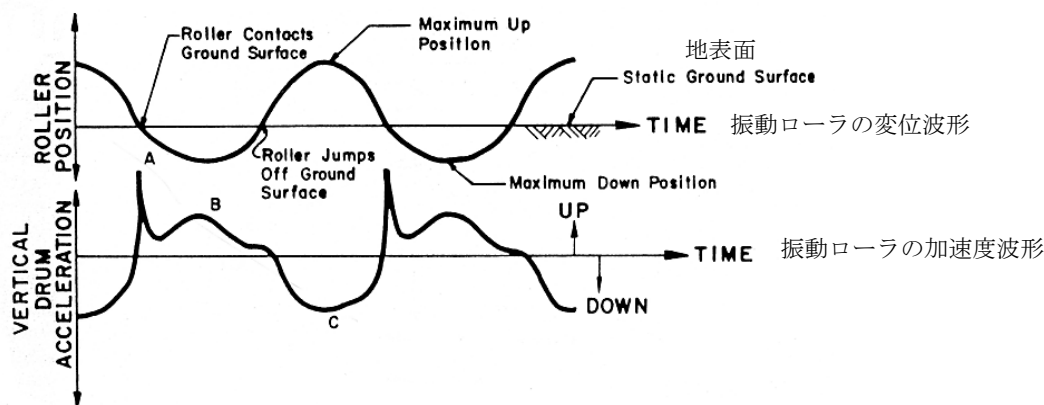


図-2.1.3 D'Appoloniaによる振動ローラ加速度波形の計測と変位の評価例（文献4）より引用

2.2 ローラ加速度応答を用いた締固め程度の評価方法

図-2.1.2のような締固めの進行にともなう振動ローラ加速度波形の変化を締固め管理に用いるためには、加速度波形の変化の程度を定量化する必要がある。これには、加速度の周波数スペクトルを用いる手法をはじめ、いくつかの方法が提案されている。以下に一般的に知られている手法を示す。

2.2.1 周波数スペクトルを用いる方法

(1) Thurner ら（1980）の提案（CMV；Compaction Meter Value）

1980年にスウェーデンのゲオダイナミック社のThurner³⁾が発表した「CMV」（Compaction Meter Value）は、ローラ加速度応答法の先駆けである。Thurnerらは、当初から加速度の定量化に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、地盤が締め固まってくるとともに、振動ローラの振動数（一般的には20～60Hz程度）に対し、高調波成分がスペクトルとして卓越してくることが認められる（図-2.2.1）。

Floss⁵⁾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、式(2.2.1)に示すように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CMVと称している）。

$$CMV = \frac{A_1}{A_0} \quad (2.2.1)$$

幾つかの現場実験により、CMVと地盤の乾燥密度、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が製作されている。この管理装置はCDS（Compaction Documentation System）という商品名で市販され、1985年頃から国内の振動ローラメーカーによっても取り扱われた実績がある。

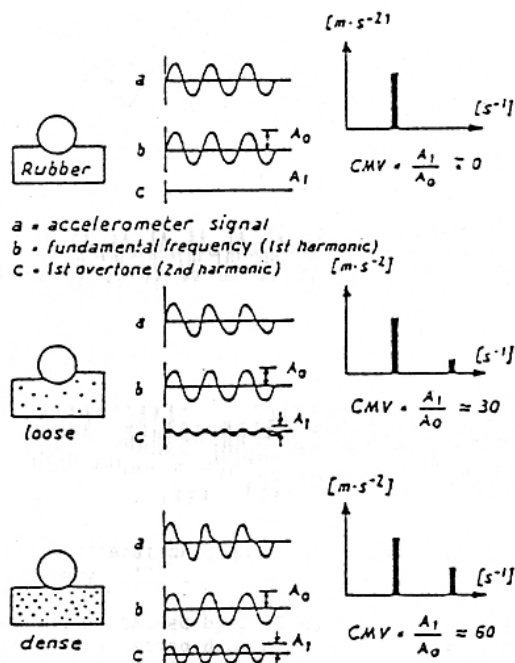
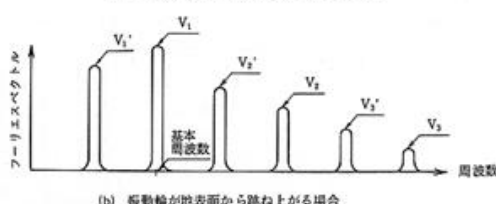
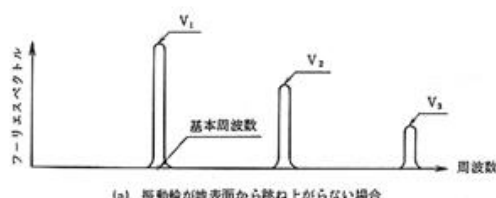


図-2.2.1 加速度波形の定量指標 CMV の定義（文献3）より引用

(2) 嶋津ら (1985) の提案 (ひずみ率)

わが国では、土木研究所の嶋津ら⁶⁾が 1985 年にローラ加速度応答法の研究を発表している。嶋津らも加速度の周波数解析結果をその定量化に用いたが、地盤がより硬く締固まってくると、図-2.2.2(a)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' , ...) が出現することに着目し、式 (2.2.2) で示される「ひずみ率」を定義している。また、3 種類の振動ローラを用いて、室内大型土槽により砂質土の転圧試験を行い、図-2.2.2(b)に示すようにひずみ率と締固め度が良好な相関を持つことを示している。

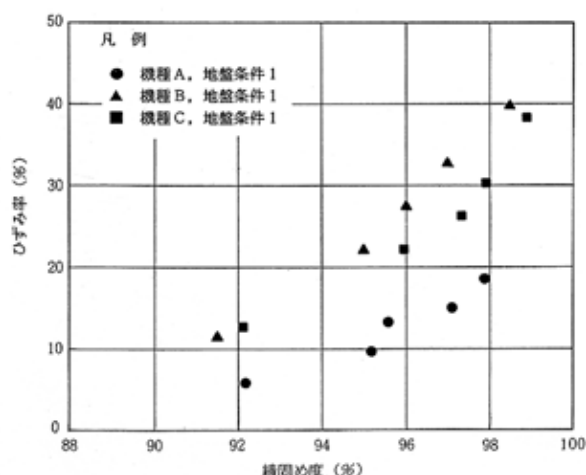
$$\text{ひずみ率 (\%)} = \frac{\sqrt{\sum_{n=2}^{\infty} V_n^2 + \sum_{n=2}^{\infty} V_n'^2}}{\sqrt{V_1^2 + V_1'^2}} \times 100 \quad (2.2.2)$$



(a) 加速度の周波数解析

(b) ひずみ率と締固め度の関係

図-2.2.2 加速度波形の定量指標「ひずみ率」と締固め度の計測例 (文献 6) より引用)



嶋津らは、振動輪が地表面から跳ね上がらない場合は高調波スペクトルのみが出現し、振動輪が地表面から跳ね上がる場合に 1/2 分数調波スペクトルが出現すると解釈した。一方、藤井ら⁷⁾は、周波数解析を用いた加速度の定量指標について、ロックフィル材の転圧試験結果から締固めの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。

この 1/2 分数調波スペクトルが出現する理由については、後の 2.3 節にて考察する。

(3) 内山ら (2002)⁷⁾による提案 (CCV; Compaction Control Value)

内山ら⁷⁾は、藤井ら⁸⁾と同様に、1/2 分数調波スペクトルを考慮しない CMV では転圧にともなう締固めの傾向を適切に表現できない場合があるとして、CMV を改良し、式 (2.2.3) に示すように高調波スペクトルと 1/2 分数調波スペクトルを考慮した「CCV」(Compaction Control Value) を提案している。

CCV の演算処理方式は、次のようである。

- ① 振動ローラ加速度信号を高速フーリエ変換 (FFT) して基本振動周波数 f_0 を求める。
- ② $1/2 \times f_0$ の整数倍 (最大 6 倍) に設定したバンドパスフィルタを介してフィルタリングし、上記の各設定周波数における加速度振幅スペクトル $S_1 \sim S_6$ を求める (図-2.2.3)。
- ③ $S_1 \sim S_6$ スペクトルを下式に入力して CCV を求める。これら①～③の処理は、5Hz 周期で演算・出力する。

$$CCV = \frac{S_1 + S_3 + S_4 + S_5 + S_6}{S_1 + S_2} \times 100 \quad (2.2.3)$$

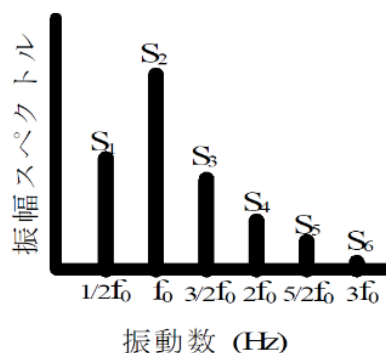


図-2.2.3 振動ローラ加速度の FFT 処理後の振動数と振幅スペクトル (文献 9) より引用)

図-2.2.4 に、駐車場施工現場（総施工面積 38,000m²）で下層路盤施工後にブルーフローリングとして CCV を計測したときの分布図を示す¹⁰⁾。また、図-2.2.5 にブルーフローリング後に小型 FWD で計測した K 値 (K_{HFW}) と CCV の関係を示す。下層路盤の材料は再生クラッシャーラン (RC40)、締固め厚さ 20cm であり、転圧に使用したローラは運転質量 4 トンの舗装用振動コンバインドローラである。小型 FWD の計測位置は、現場で得た CCV 分布図を基に CCV の高、中、低の場所を選定した。図-2.2.5 に示すように、CCV と K_{HFW} の相関関係 ($R^2=0.83$) は良好であり、CCV が施工後の品質検査ツールとして有効であることがわかる。

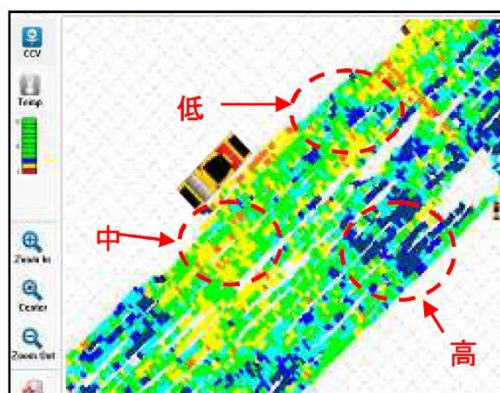


図-2.2.4 CCV の分布表示（文献 10）より引用

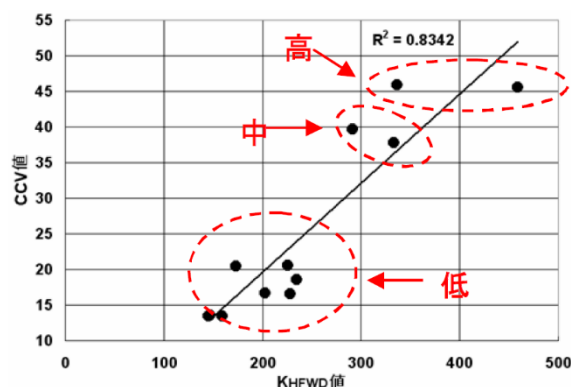


図-2.2.5 CCV と K_{HFW} の関係（文献 10）より引用

図-2.2.6 にアメリカミネソタ州国道 4 号線の新設工事において下層路盤およびアスファルト舗装時に測定した CCV の計測結果を示す¹¹⁾。測定に使用した振動ローラは、運転質量 12.9 トンの舗装用振動タンデムローラである。下層路盤での CCV は、ローラの各 2 つの振幅セッティング (①振幅=0.6mm 振動数=2500vpm, ②振幅=0.3mm 振動数=3000vpm) にて、施工終了後にブルーフローリングとして測定した。なおアスファルト舗装での CCV は、アスファルト転圧中の測定結果である。図-2.2.6 中に距離約 600m 付近の写真が示されているが、これは道路解放後に重いトラックが走った後アスファルト舗装が割れている状況である。この 600m 付近の下層路盤測定時 CCV (図中、緑のライン) は、他の場所より低い値を呈しており、CCV が地盤剛性を捉えていることが証明された。

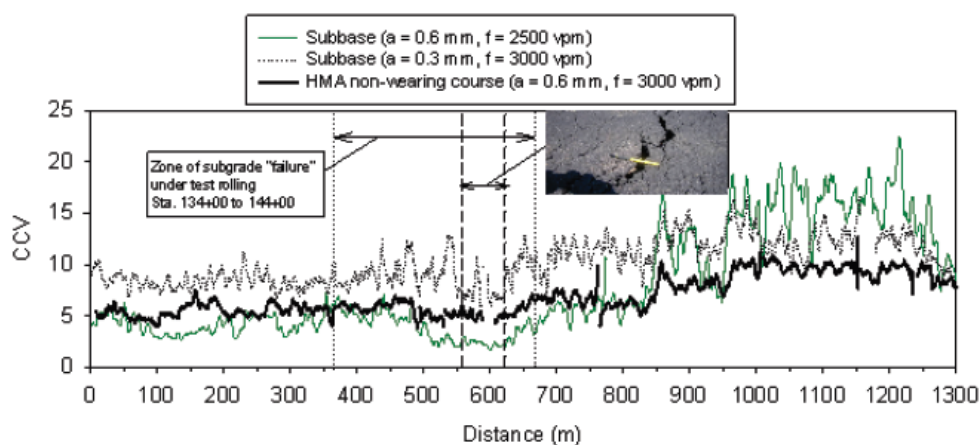


図-2.2.6 路盤層とアスファルト舗装層の CCV 測定値（文献 11）より引用

(4) 藤山・建山による提案（乱れ率）

藤山・建山¹²⁾は、図-2.2.7 に示す転圧試験の計測例に示すように、締固めの進行に伴い振動ローラの加速度は、以下のように段階的に変化すると考えた。

- ① 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（この場合 28Hz）に対するスペクトル S_0 が主に卓越している。
- ② 転圧が進行するにしたがい締め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 $S_1, S_2, S_3, \dots$ の出現量が增大してくる。
- ③ さらに締め固めが進行すると、分岐現象 (2.3 節で説明する) 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 $S_1', S_2', S_3', \dots$ が出現する。

藤山・建山は、この考えに従い、加速度波形の乱れを定量的に示す指標として式 (2.2.4) で定義される「乱れ率」を提案した。

$$\text{乱れ率} = \frac{\text{高調波・1/2分数調波スペクトルの総和}}{\text{基本振動数+1/2基本振動数のスペクトル}} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i + \sum_{i=1}^n S_i'}{S_0 + S_0'} \quad (2.2.4)$$

$$\frac{F/(m_1+m_2)g}{F/(m_1+m_2)g}$$

ここに、 F ：振動ローラの最大起振力、 m_1 ：フレーム質量、 m_2 ：ローラ質量

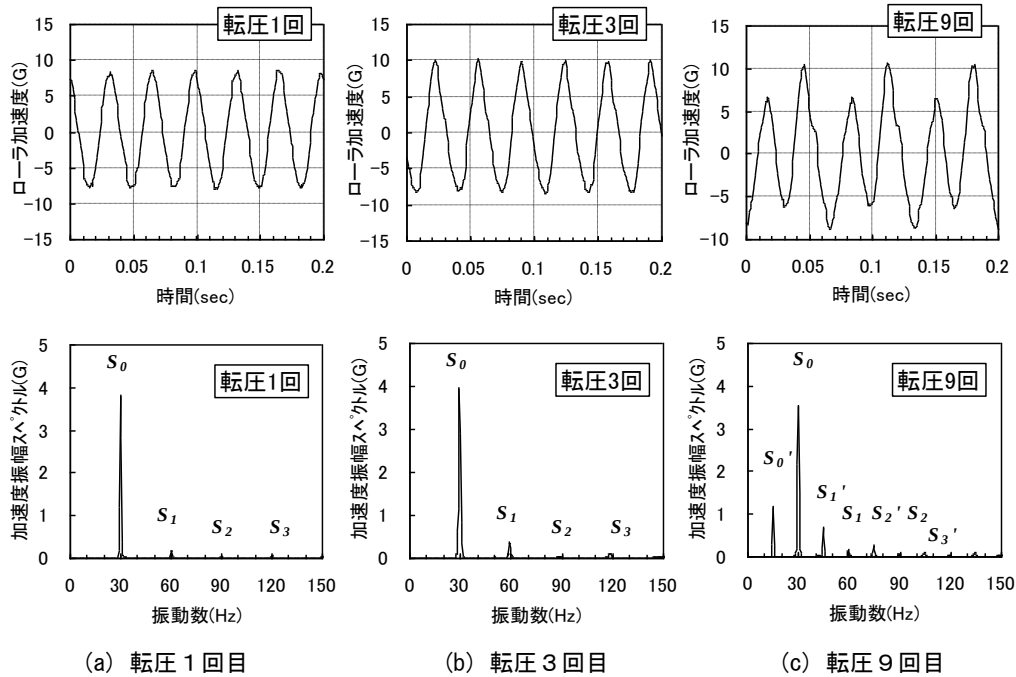
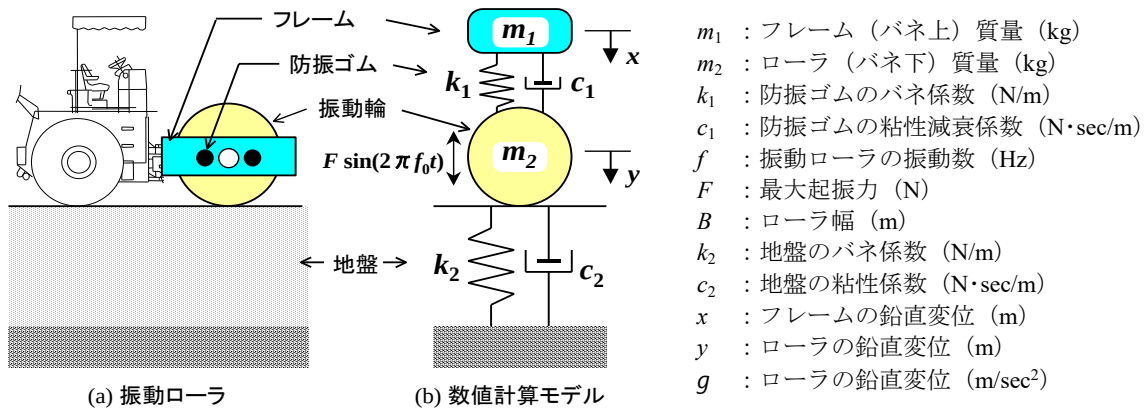


図-2.2.7 転圧にともなう振動ローラ加速度応答の変化例
(砂質ローム・ $w_n=10.6\%$ 、振動ローラ：酒井重工業 SV160DV、撒き出し厚30cm)

乱れ率の定義式において、分母の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 ($F/(m_1+m_2)g$) で除している理由は、次のようである。地盤の締固めの程度と対応する加速度応答は、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高調波と 1/2 分数調波スペクトルの大きさである。一方、基本波のスペクトル S_0+S_0' は振動ローラの起振力の大きさによっても増減する。したがって、起振力によって変化する基本波のスペクトル S_0+S_0' の大きさに影響を受けずに、地盤と振動ローラの相互作用を表す高調波や 1/2 分数調波スペクトルの大きさの総和が適切に評価できるよう、分母となる 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したものである。

藤山・建山¹²⁾は、地盤上で振動する振動ローラの加速度応答を図-2.2.8 に示す振動ローラ～地盤系を表現したモデルを用いて数値計算により検討した。この計算では、式 (2.2.5) に示すように振動ローラの地盤からの跳び上がり現象を入れ込み、さまざま地盤剛性や振動ローラの機械条件を想定して、振動ローラの加速度応答特性を調べた。



$$\left. \begin{aligned} m_1 \ddot{x} + k_1(x-y) + c_1(\dot{x}-\dot{y}) &= m_1 g \\ m_2 \ddot{y} + k_2 y + c_2 \dot{y} - k_1(x-y) - c_1(\dot{x}-\dot{y}) &= m_2 g + F \sin(2\pi f t) \end{aligned} \right\} \quad (2.2.5)$$

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

図-2.2.8 振動ローラ～地盤系振動ローラモデル

図-2.2.9 は、同図右に示した質量、振動数、起振力、防振ゴムバネ係数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ものである¹²⁾。この計算で、地盤の粘性減衰係数 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¹³⁾、地盤とローラの概略の密度比ならびにローラ載荷面積を考慮の上、減衰比 D_2 を 0.4 と設定した。また、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 とし、 $c_1 = 2D_1\sqrt{m_1k_1}$ で設定した。

この結果をみると、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、ローラの加速度応答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、実施工においては数多くの種類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り、また仮に校正曲線を用意したとしても、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ことが必要となる。

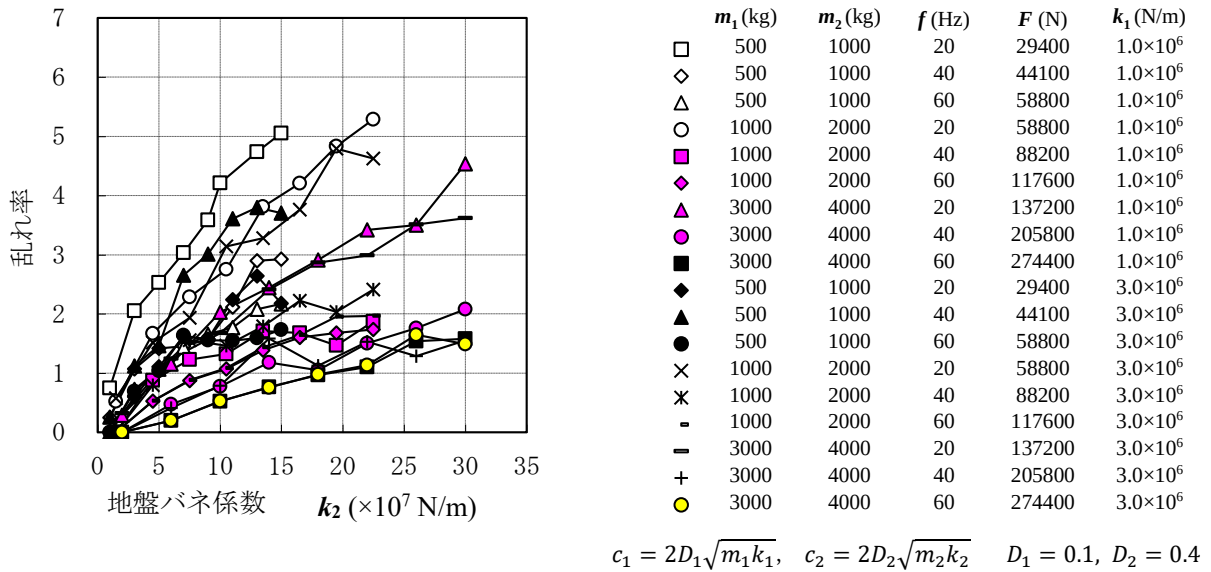


図-2.2.9 振動ローラ～地盤系振動ローラモデルから求めた乱れ率と地盤のバネ係数との関係

この課題に対して、藤山・建山は、以下の手法で解決を図った。

図-2.2.10 は、ローラ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。一般に、図-2.2.8(b)に示すような2自由度振動系の場合、ローラとバネやダッシュポットの地盤が結合されている条件では変位～振動数関係は、二つの共振峰をもった共振曲線を示すが、ローラが地表面から跳ね上がり、ローラがバネやダッシュポットと離れることを想定すると、変位は振動数に対し単調な右下がりの曲線(図中の赤実線)になる。図中の f_{jump} はローラが地表面から跳ね上がるか否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、ローラが地盤から跳ね上がる現象が生じることになる。 f_{jump} は、理論的に図-2.2.8 の振動ローラモデルのパラメータを使い式(2.2.6)で求めることができる¹²⁾。

$$f_{\text{jump}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_2}{m_2}} \sqrt{1 - 2\alpha D_2^2 + \sqrt{4\alpha^2 D_2^4 - 4\alpha D_2^2 + 1 - \alpha}} \quad (2.2.6)$$

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

2.1.2 節において、加速度波形の乱れはローラ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、ローラ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。図-2.2.10 に示されているように、振動ローラの振動数が接地限界振動数 f_{jump} より小さいほどローラの跳ね上がり高さが大きくなると考えられるため、振動ローラの振動数と接地限界振動数 f_{jump} の離れ具合を表す指標として式(2.2.7)で表される接地限界振動数比 fR を設定し、この指標を用いて図-2.2.9 の結果を整理し直した結果を図-2.2.11 に示す。

$$\text{接地限界振動数比: } fR = \frac{f_{\text{jump}} - f}{f} \quad (2.2.7)$$

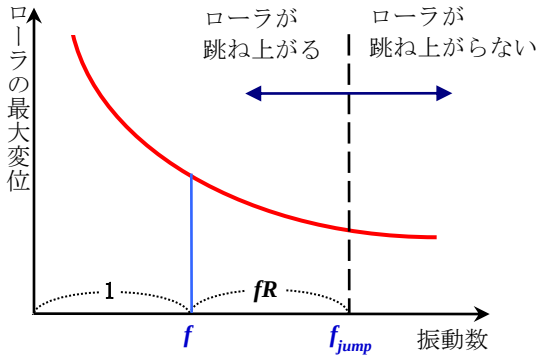


図-2.2.10 振動ローラ変位と振動数の関係

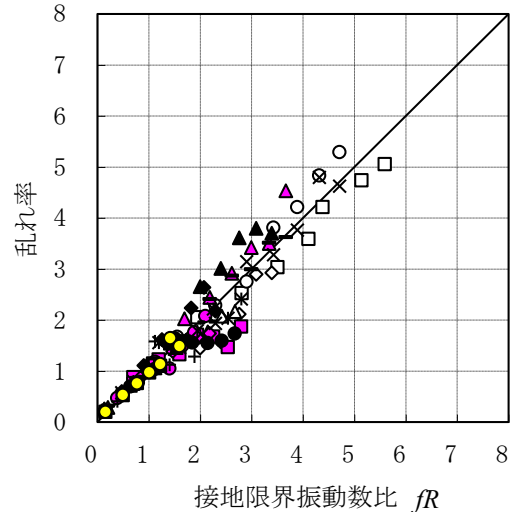


図-2.2.11 接地限界振動数比を用いた整理結果

図-2.2.11 からわかるように、図-2.2.9 と同じ多様な機械条件を想定しているにも関わらず、乱れ率と接地限界振動数比 fR は、ほぼ一意的な比例関係にまとめることができた。両者の関係を近似すると、式(2.2.8)のようになる。

$$fR = 1.0 \times (\text{乱れ率}) \quad (2.2.8)$$

式 (2.2.6) ～ (2.2.8) から、バネ係数 k_2 と乱れ率との関係式として下式を得ることができる。

$$k_2 = \frac{(1+\text{乱れ率})^2 \cdot (2\pi f)^2 \cdot m_2}{1-2\alpha D_2^2 + \sqrt{4\alpha^2 D_2^4 - 4\alpha D_2^2 + 1 - \alpha}} \quad (2.2.9)$$

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

この式を用いると、振動ローラの加速度計測から乱れ率を求めると、その値と振動ローラの諸元（フレーム質量 m_1 、ローラ質量 m_2 、振動数 f 、起振力 F ）から地盤バネ係数 k_2 を求めることができる。

ここで、地盤のバネ係数 k_2 は、振動ローラの振動輪と地盤との相互作用で決まる定数であるため、このままでは締め固めた土の品質を表す指標としては使えないが、以下に示す考え方でバネ係数 k_2 から振動ローラの因子を取り除き、地盤の剛性のみを抽出することができる。

図-2.2.12 に示すようにローラと地盤との関係をモデル化すると、地盤のバネ係数は下式で表される。

$$k_2 = \frac{P}{\delta} \quad (2.2.10)$$

地盤を変形係数 E 、ポアソン比 ν の弾性体と仮定し、その上にローラで載荷した際の荷重 P と沈下量 δ との関係は、式 (2.2.11) で表される¹⁴⁾。

$$P = \frac{B \cdot \pi \cdot E \cdot (2r\delta - \delta^2)}{4 \cdot r \cdot (1 - \nu^2)} \quad (2.2.11)$$

ここで、沈下量 δ は、微小であるため δ^2 は 0 と見なすことができる。(2.2.11) に $\delta^2 = 0$ を代入し、式(2.2.10) と組み合わせると、地盤の変形係数 E とバネ係数 k_2 との関係として式(2.2.12) が得られる。

$$E = \frac{2 \cdot (1 - \nu^2)}{B \cdot \pi} \cdot k_2 \quad (2.2.12)$$

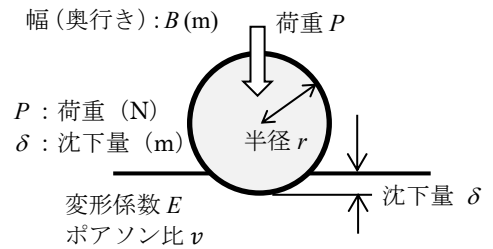


図-2.2.12 ローラによる載荷

式(2.2.9) と (2.2.12) から、地盤の変形係数 E と乱れ率、および振動ローラの機械条件の関係は次式で表される。

$$E = \frac{2 \cdot (1 - \nu^2)}{B \cdot \pi} \cdot k_2 = \frac{2 \cdot (1 - \nu^2)}{B \cdot \pi} \cdot \frac{(1 + \text{乱れ率})^2 \cdot (2\pi f)^2 \cdot m_2}{1 - 2\alpha D_2^2 + \sqrt{4\alpha^2 D_2^4 - 4\alpha D_2^2 + 1 - \alpha}} \quad (2.2.13)$$

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

式 (2.2.13) を用いると、あらかじめ転圧試験などを行って地盤の締固め指標（密度、地盤剛性など）と加速度応答値の相関を取得しなくとも、計測した乱れ率と振動ローラの機械条件を上式に入力することによって、地盤の物性値である変形係数を直接評価することができる。この手法は 2.4 に後述する「 α システム」に用いられ、実施工に導入されている。

ただし、現在、使われている α システムでは、式 (2.2.13) 中の（乱れ率）に $4/3$ を乗じた式が使われている。これは、図-2.2.11 で使用した乱れ率は、高調波スペクトルと $1/2$ 分数調波スペクトルの総和を 500Hz の振動数までカウントしていたが、その後、実用性を考慮して、乱れ率にカウントする高調波スペクトルと $1/2$ 分数調波スペクトルを 3 次までの総和をとることとしたところ、乱れ率の値が全体的に小さくなり、その結果、乱れ率と接地限界振動数比 fR との関係は、図-2.2.13 のようになり、両者の関係式は、式 (2.2.8) から以下の式 (2.2.14) に置き換わったためである。

$$fR = \frac{4}{3} \times (\text{乱れ率}) \quad (2.2.14)$$

これに伴い、乱れ率の定義式は、式(2.2.15)に、また乱れ率から変形係数への変換式は、式(2.2.13)から式(2.2.16)に変更された。

$$\text{乱れ率} = \frac{\text{高調波・1/2分数調波スペクトルの総和}}{\text{基本振動数+1/2基本振動数のスペクトル}} = \frac{\sum_{i=1}^3 S_i + \sum_{i=1}^3 S_i'}{\frac{S_0 + S_0'}{F/(m_1+m_2)g}} \quad (2.2.15)$$

ここに、 F ：振動ローラの最大起振力、 m_1 ：フレーム質量、 m_2 ：ローラ質量

$$E = \frac{2 \cdot (1-\nu^2)}{B \cdot \pi} \cdot k_2 = \frac{2 \cdot (1-\nu^2)}{B \cdot \pi} \cdot \frac{\left(1 + \frac{4}{3} \text{乱れ率}\right)^2 \cdot (2\pi f)^2 \cdot m_2}{1 - 2\alpha D_2^2 + \sqrt{4\alpha^2 D_2^4 - 4\alpha D_2^2 + 1 - \alpha}} \quad (2.2.16)$$

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

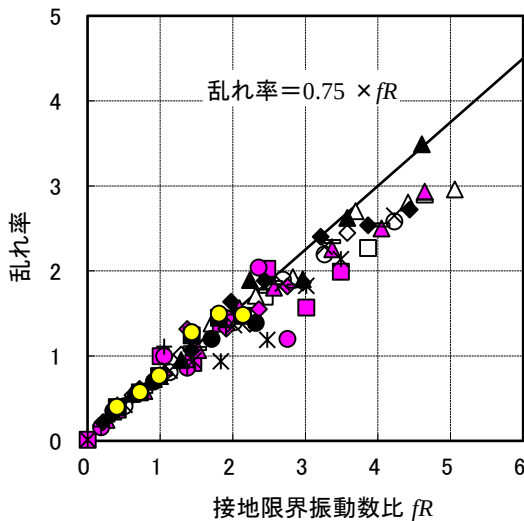


図-2.2.13 乱れ率算定方法の変更に伴う乱れ率と接地限界振動数比との関係¹⁵⁾

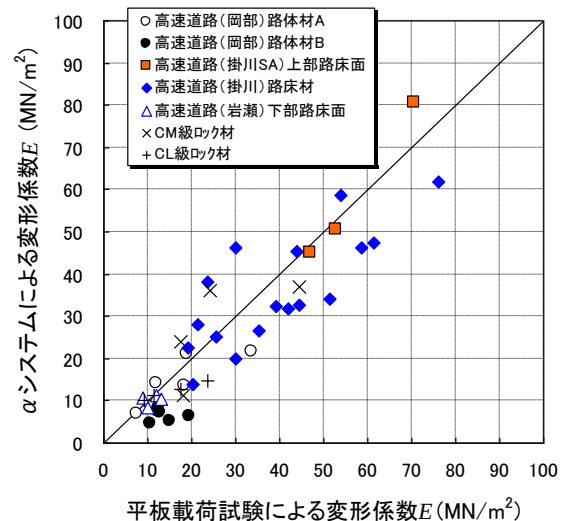


図-2.2.14 振動ローラ加速度応答により推定した変形係数と平板载荷試験により測定した変形係数の比較¹⁵⁾

図-2.2.14 に、高速道路の路体および路床材、フィルダムロック材などの異なる特性を有する材料を用いた転圧試験を実施し、振動ローラの加速度計測から式 (2.2.15) を用いて乱れ率を算出し、その値を式 (2.2.16) に代入して地盤の変形係数を推定した結果と、平板载荷試験により測定した地盤変形係数を比較した結果を示す。用いた振動ローラは、11 トン級振動ローラおよび 19 トン級振動ローラである。地盤変形係数は、平板载荷試験における沈下 1.25mm までの初期割線勾配による $K30$ を弾性理論解を用いて変形係数に直したものである。図より、多様な材料および振動ローラ機種を用いているにもかかわらず、両者は良好な相関があることがわかる。

2.2.2 周波数スペクトルを用いないその他の手法

(1) 加速度振幅値を用いた定量化

畠・建山¹⁶⁾は、転圧にともない振動ローラ加速度の最大振幅値が増大することに着目している。阿部ら¹⁷⁾も岩砕盛土に対する転圧試験により、加速度振幅値と密度、地盤剛性に正の相関があることを示しているが、その後加速度振幅値を指標として用いた研究は見あたらない。加速度振幅値は、基本的には地盤の剛性ととも増加すると考えられるが、波形の変動が大きく、それだけでは地盤剛性を安定的に評価する指標にはなり難いと評価されていると考えられる。

(2) 加速度の積分による変位量を用いた地盤剛性の評価 (E_{vib})¹⁸⁾

ドイツの締固め機械メーカーであるBOMAG社においても1980年ごろから加速度応答法の研究がなされており、同社は、1982年にオメガメータを、さらに2000年にオメガメータを改良したEvibシステムを開発し、販売している。BOMAGの手法は、周波数スペクトルを用いるのではなく、加速度計の信号からドラムに作用する地盤反力とドラムの変位を算出し、地盤変形係数 E (MN/m²)を求める手法である。以下にEvibシステムの測定原理を説明する。

振動ローラ振動輪にかかる力を図-2.2.15に表す。この図の力のつり合いにより式(2.2.17)が導かれる。

$$m_W \cdot \ddot{x}_W = m \cdot e \cdot \omega^2 \cos(\varphi) - m_W \cdot g - m_R \cdot g + F_B \quad (2.2-17)$$

ここで、

m_W : 振動輪質量 (kg) e : 振動起振体偏心量 (mm)
 m_R : フレーム質量 (kg) ω : 振動角速度 (rad/s)
 m : 振動起振体質量 (kg) F_B : 地盤反力 (kN)

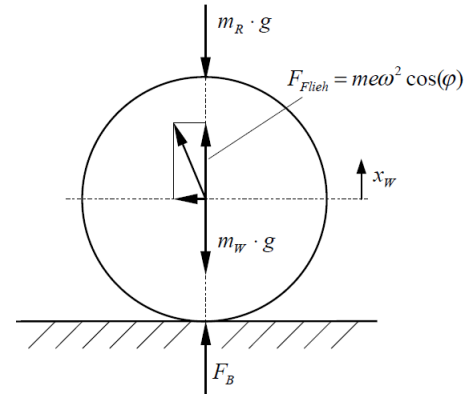


図-2.2.15 Evib システムに関するローラの作用力

式(2.2.17)において、振動輪加速度と地盤反力以外の値はすべて振動ローラのスペックとして与えられているため、振動輪に加速度計を取り付けて計測することにより、地盤反力を求めることができる。また、得られた加速度値を2回積分することにより、振動輪の変位 s を求めることもできる。以上により求めた地盤反力 F_B と変位 s を、振動起振体1回転にわたりプロットすることにより、図-2.2.16に示すような変位～反力曲線を得ることができる。図-2.2.16の上部右肩上がりの曲線部は、**Compression域**、すなわち振動輪が地盤に押し付けられるときの地盤反力と振動輪の変位を表しており、その傾きが平板載荷試験などと同様に地盤の剛性を表している (図-2.2.17)。

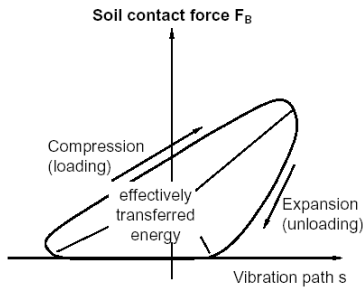


図-2.2.16 振動ローラの挙動から求められる変位～反力曲線

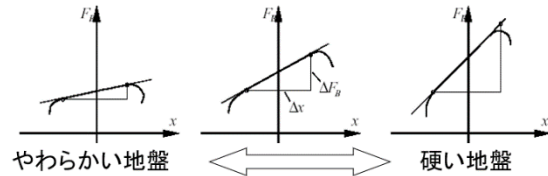


図-2.2.17 振動ローラの加速度挙動から求められる地盤剛性

しかしながら、一般的な地盤の剛性 K は、図-2.2.17に示す平板載荷試験のように円盤状の板に載荷して、載荷重 ΔF と変位 Δs を計測し、式(2.2.18)の関係式から決めている。このため、Evibシステムで計測した地盤剛性は、平板載荷試験で計測したそれとは載荷形式が異なることになる。

$$K = \frac{1}{\pi r^2} \cdot \frac{\Delta F}{\Delta s} \quad (2.2.18)$$

ここで、 K : 地盤反力係数 (kN/mm³)
 r : 平板の半径 (mm)
 ΔF : 載荷重 (kN)
 Δs : 変位 (mm)

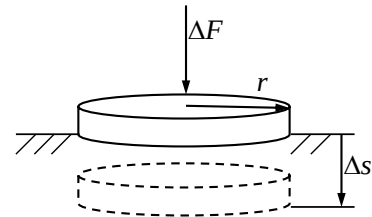


図-2.2.17 平板載荷試験による地盤剛性の計測

このため、Evibシステムにより一般的な地盤剛性を推定するには、載荷形式の違いによる地盤剛性の違いを考慮しなければならない。この問題は、2.2.1(4)の藤山・建山の手法の項で説明したことと同様である。そこでEvibシステムでは、ローラによる載荷を図-2.2.19でモデル化し、載荷重 F_B 、変位 s と地盤の変形係数 E の関係をHertzの式(2.2.19)およびLundbergの式(2.2.20)の式を用いて表した。これらの式を用いて載荷重 F_B 、変位 s との関係求めて図に表すと、両者の関係は、図-2.2.20に示すような、変形係数 E によって傾きが異なる曲線となる。

$$b = \sqrt{\frac{16}{\pi} \cdot \frac{R(1-\nu^2)}{E} \cdot \frac{F_B}{l}} \quad (2.2.19)$$

ここで、

E : 地盤変形係数 (kN/mm²)
 l : ローラの幅 (mm)
 ν : ポアソン比
 R : ローラの半径 (mm)

$$s = \frac{1-\nu^2}{E} \cdot \frac{F_B}{l} \cdot \frac{2}{\pi} \cdot \left(1,8864 + \ln \frac{l}{b} \right) = f(F_B, E) \quad (2.2.20)$$

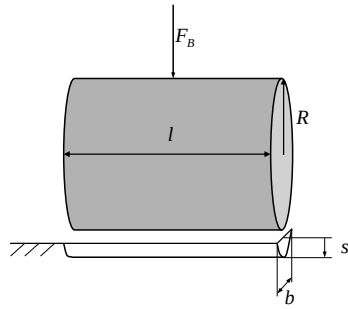


図-2.2.19 ローラ振動輪と地盤の接触

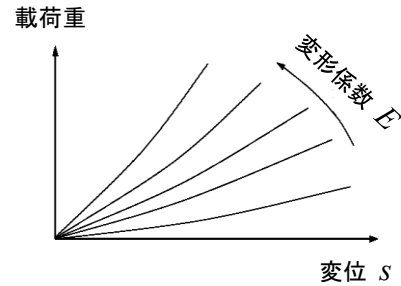


図-2.2.20 重 F_B 、変位 s と地盤変形係数 E の関係

式(2.2.19)と(2.2.20)を用い、加速度計から得られたCompression域の変位 s と地盤反力 F_B のデータを最小二乗法にて近似することにより地盤変形係数 E を導出することができる。以上の手法にて導き出した地盤変形係数 E を、BOMAGでは E_{vib} (MN/m²) と定義している。以上がEvibシステムの測定原理である。

BOMAGでは、このEvibシステムを土工用振動ローラ、舗装用振動ローラなどに対し、工場製造時に組み込むだけでなく、販売後の振動ローラに後付けするユニットなどとして販売している。また、工場製造時に組み込まれたローラは、地盤状況に応じた振動ローラの振動力自動調整システム¹⁹⁾ (Evibシステムによって計測された地盤状況に応じて振動力を自動的に調整するシステム。均一な締固めと過転圧防止に有効である。図-2.2.21参照) も同時に搭載しており、加速度応答システムは品質管理だけではなく、締固めの最適化システムの一部としても活用されている。

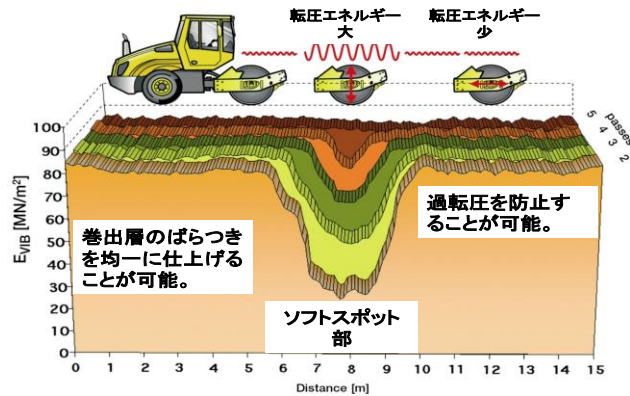


図-2.2.21 振動ローラ加速度応答を利用した振動力自動調整システム¹⁹⁾

第6章で紹介するように、ドイツを始めヨーロッパでは加速度応答システムを用いた締固め品質管理手法が既に定められており、加速度応答システムは一般的になっている。BOMAGでは、2000年以降Evibシステムを搭載したローラ、および後付けユニットをトータル10,000台以上販売しており、全世界で使用されている。日本においてもBOMAG製加速度応答システムを搭載したローラは50台程度販売されており、施工会社の自主的管理などで活用されている。

(3) 加速度の積分による変位量を用いた地盤剛性の評価 (横山ら²⁰⁾)

横山らは、Evibと同様の考えで、図-2.2.8に示したものと同一振動ローラ～地盤系モデルについて、現場での振動ローラの振動輪とフレームの加速度を実測し、地盤剛性を評価する方法を考案した²⁰⁾。図-2.2.8に示した振動ローラ～地盤系モデルは、式(2.2.5)でモデル化される(再掲)。

$$\left. \begin{aligned} m_1 \ddot{x} + k_1(x-y) + c_1(\dot{x} - \dot{y}) &= m_1 g \\ m_2 \ddot{y} + R(t) - k_1(x-y) - c_1(\dot{x} - \dot{y}) &= m_2 g + F \sin(2\pi f_0 t) \end{aligned} \right\} \quad (2.2.5)$$

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

上式の第1式と第2式から地盤反力 $R(t)$ は式(2.2.21)で表すことができる。

$$R(t) = m_1(g - \ddot{x}) + m_2(g - \ddot{y}) + F \sin(2\pi f t) \quad (2.2.21)$$

式(2.2.21)式から、振動輪の加速度 $\ddot{y}$ とフレームの加速度 $\ddot{x}$ を計測すれば、地盤からの反力 $R(t)$ を求めることができる。また、フレームの加速度 $\ddot{x}$ と振動輪の加速度 $\ddot{y}$ の計測値を累積誤差を排除しながら積分することでフレームと振動輪の速度及び変位を求めることができる。これらの値から、Evibシステムと同様に、地盤の剛性を求めることができるが、実際に地盤反力 $R(t)$ を求める際には、振動輪の加速度 $\ddot{y}$ とフレームの加速度 $\ddot{x}$ と $F \sin(2\pi f t)$ の位相差を特定しなければならない。これには、振動輪の起振機内にタイミングセンサーを設置して直接求める方法があるが、この場合、振動輪内の偏心重りの回転角をとらえる必要があり、振動ローラにあらかじめそのような計測機構を装備しなければならない。既存

の振動ローラに後付けでそのような計測機構を導入するのは困難である。

横山は、この問題に対して、振動輪の加速度 $\ddot{y}$ と起振力 $F \sin(2\pi ft)$ の間で位相差が生じるのは、地盤の粘性係数 c_1 の効果によるものであり、振動輪が地盤から跳び上がっているときには振動輪は地盤と接していないことから、振動輪には起振機からの入力以外に外力が働かなくなるため、その加速度 $\ddot{y}$ と起振力 $F \sin(2\pi ft)$ の間で位相差は生じないと考えた。この考えに則り、振動ローラが跳躍している場合に振動輪と起振機の位相が等しくなるとして、起振力を特定した。

この手法で、振動ローラのフレームと振動輪の加速度計測値から地盤剛性を求める手法がどの程度の妥当性をもつかを検証するため現場実験が行われた。

図-2.2.22に細粒分質礫質砂地盤での締固め結果から得られた地盤反力-変位関係を示す。この結果は8回目の転圧時に得られたものであり、細粒分質礫質砂地盤での締固めでは締固め回数が増えるにつれて地盤が柔らかくなるいわゆるオーバーコンパクションの状態が見られた。図の形状から振動輪は地盤から跳び上がることなく、地盤と一体化しており、地盤の締固めは進行せず常に柔らかい状態を保っていたことがわかる。

図-2.2.23に粒度調整碎石地盤での締固め結果から得られた地盤反力-変位関係を示す。この結果も8回目の転圧時に得られたものであるが、粒度調整碎石地盤での締固めでは締固め回数が増えるにつれて締固めが進行し地盤剛性の増加が見られている。図の形状からも締固めの進行とともに振動輪が地盤から離れて跳躍していることがわかる。

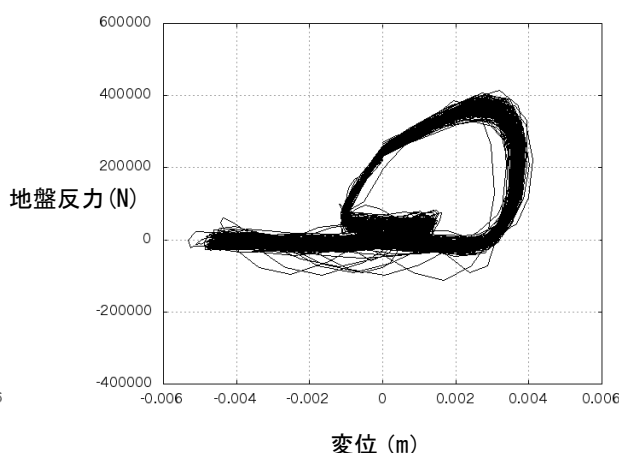
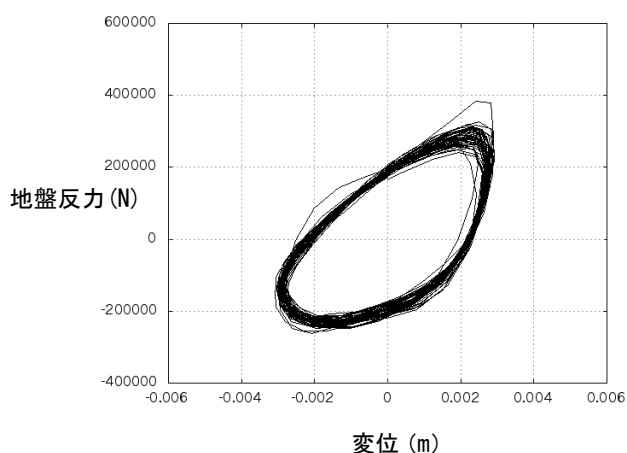


図-2.2.22 地盤反力-変位関係(細粒分質礫質砂 8回目) 図-2.2.23 地盤反力-変位関係(粒度調整碎石 8回目)

地盤反力-変位関係のグラフは地盤剛性値と密接に関係していると思われるが、これらのグラフは地盤と振動輪の相対的な位置関係によって刻々と変化する振動輪の接地面積の影響を含んでいる。したがって地盤反力-変位関係のグラフから地盤剛性を評価するためには、何らかの方法でこの接地面積の影響を考慮する必要がある。

今回は、地盤反力-変位関係のグラフの中心軸から地盤剛性を求めることとし、細粒分質礫質砂のように跳躍していない場合は地盤反力と変位それぞれの最大値と最小値を結んだ直線を求め、粒度調整碎石のように跳躍をしている場合は、地盤反力最大値点と変位幅の1/2の地点を結ぶ直線を求め、その直線の傾きを各グラフから得られる変位幅から算出した接地面積で除することで地盤剛性を評価することとした。図-2.2.24および図-2.2.25に非跳躍時と跳躍時の地盤剛性の算定方法を示す。

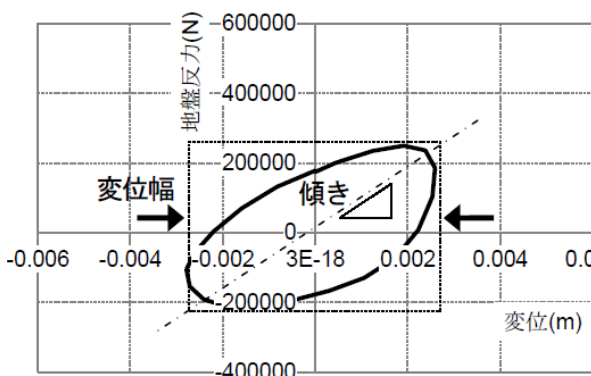


図-2.2.24 地盤剛性の評価方法(跳躍無し)

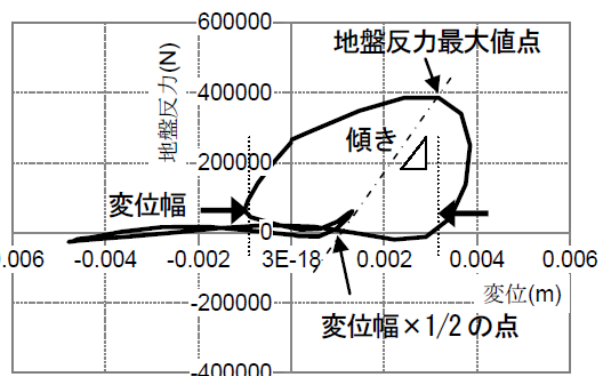


図-2.2.25 地盤剛性の評価方法(跳躍有り)

振動ローラによる締固め実験を行った細粒分質礫質砂、礫混じり土、粒度調整碎石の3種の地盤の締固め時に得られた加速度から算出した地盤剛性値と、締固め後に小型FWD試験器を用いて計測した地盤剛性値 (K_{30} 相当) を比較したものを図-2.2.26に示す。

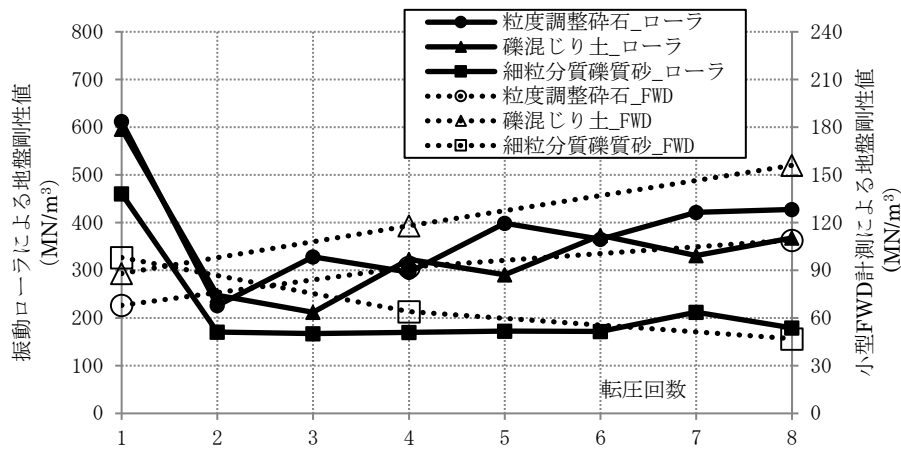


図-2.2.26 振動ローラ解析による地盤剛性値と小型FWD計測 (K₃₀相当) による地盤剛性値の比較

図-2.2.26を見ると、振動ローラ計測による地盤剛性算定値の方が小型 FWD 計測による地盤剛性値より大きな値を示すことがわかる。また振動ローラによる地盤剛性算定値は、転圧 1 回目では FWD 計測値に見られる傾向とは異なり、その後の転圧回数に比べて相対的に高い値を示している。これは小型 FWD 試験では振動ローラでの 1 回目の転圧後の地盤の剛性を計測しているのに対し、振動ローラはまだ締め固められていない地盤に対する振動ローラの応答から地盤剛性を求めていることが影響しているためと考えられる。

細粒分質礫質砂に関しては、小型 FWD 計測値では転圧 2 回目時の計測を行っていないが、振動ローラの応答や材料の諸元を見ると転圧 2 回目で既に剛性がかなり低下していると考えられるので、小型 FWD と振動ローラによる地盤剛性値はほぼ同じ傾向を示していると考えられる。細粒分質礫質砂では、締め固めの進行によって密度は増加するが地盤の剛性は低下するという振動ローラによる締め固めでは注意を要する現象が表れているが (4.3 節で説明する)、振動ローラの応答から求めた地盤剛性では転圧回数を重ねても地盤剛性が増加せず、その現象を捉えられていると考えられる。

粒度調整碎石に関しては、小型 FWD による地盤剛性計測結果と振動ローラによる地盤剛性算定結果の傾向はほぼ一致していると言える。礫混じり土に関しては、小型 FWD による計測結果では他の地盤より高い地盤剛性を示しているのに対し、振動ローラでは粒度調整碎石の地盤反力算定結果の方が高い値を示し、傾向が一致してはいない。これは礫混じり土の場合、細粒分質礫質砂や粒度調整碎石とは異なり、振動ローラにより地表面のみが主に締め固められたため、小型 FWD では締め固められた地表面の影響を強く受け、振動ローラでは締め固められた地表面以下に存在する締め固めが弱い部分の影響を強く受けた結果と考えられる。

以上の事から振動ローラのローラとフレームの加速度から求めた地盤反力-変位関係を用いて導いた地盤剛性値は、振動ローラの特性を反映した妥当な値が得られていると考えられる。

2.3 締固めの進行に応じた振動ローラ挙動の変化に関する理論的な解釈

2.3.1 加速度波形が乱れる理由²¹⁾

2.1.2 で述べたように、締固めの進行に伴って振動ローラの加速度波形が規則的な正弦波形から乱れてくる原因は、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想定できる。このような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、図-2.2.8 の振動モデルを用いた次のような数値計算を行ってみる。図-2.3.1(a)の波線は、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。この場合、振動波形は完全な正弦波形になる。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、振動輪の着地瞬間の時刻・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-2.3.1(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周期分取り出したものである。図-2.3.1の(a)と(b)を比較すると、波形が非常に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であり、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推定することができる。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-2.3.1(c)(d)は、図-2.3.1(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、二番目のピーク点を示す 63(Hz)は、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。このことは、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。

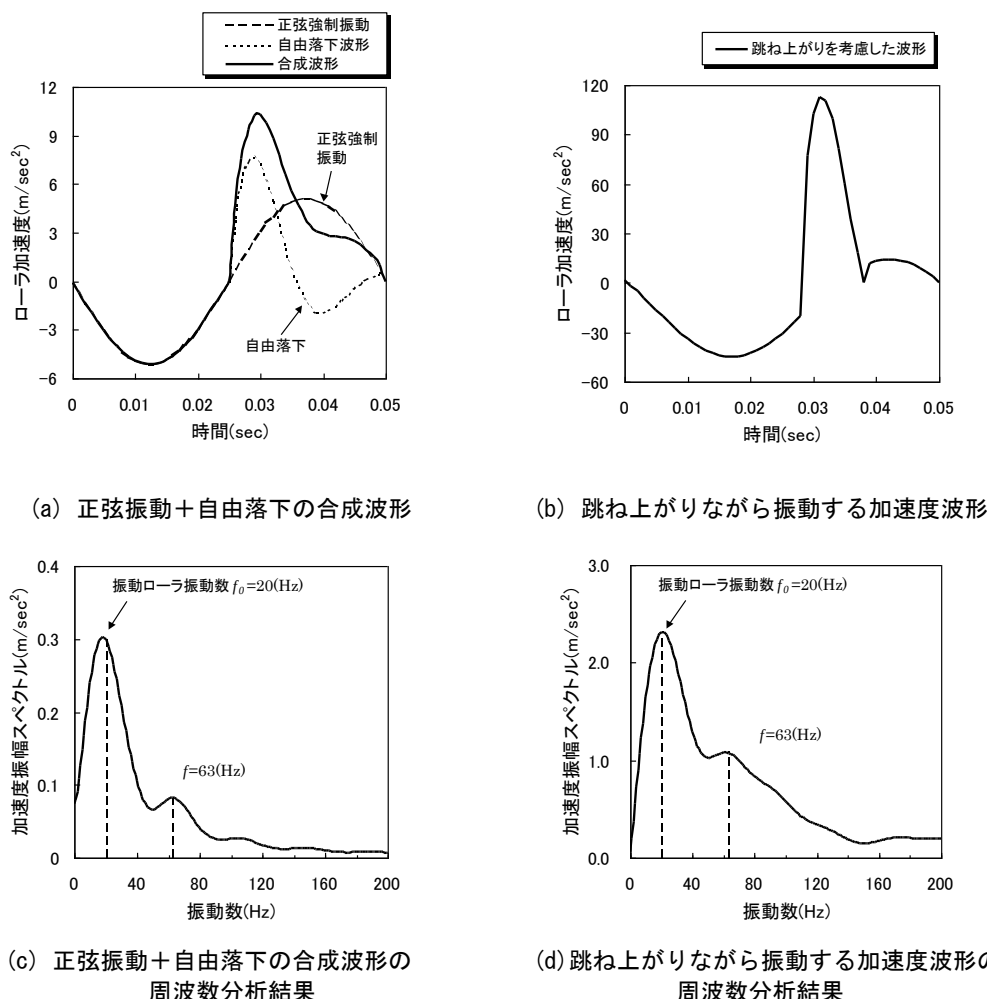


図-2.3.1 振動ローラ加速度波形が乱れる理由の検討

2.3.2 周波数解析において基本振動数の整数倍に対する振動スペクトルが出現する理由²¹⁾

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、波形中の乱れた特異な加速度成分は、本質的に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と推察される。しかしながら、加速度の連続波形の周波数解析を行うと、図-2.3.1(d)に見られたような振動ローラ～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、基本振動数 f_0 の整数倍の振動数に対する高調波スペクトルや、その 1/2 分数調波スペクトルが出現する。2.2.1 に述べた周波数解析を用いた加速度の定量化は、この性質を利用している。

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。

$$x(t) = A_1 \sin(\omega \cdot t) + A_2 \sin(2\omega \cdot t) + A_{31} \sin(3\omega \cdot t) + \dots \\ + B_1 \cos(\omega \cdot t) + B_2 \cos(2\omega \cdot t) + B_3 \cos(3\omega \cdot t) + \dots$$

今、振動数 20(Hz) および 55(Hz) の 2 種類の $\sin$ 波を、図-2.3.2(a) に示すようにそのまま足しあわせる場合と、図-2.3.3(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-2.3.2(b)、図-2.3.2(c) はそれぞれの合成波形であり、図-2.3.3(b)、図-2.3.3(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には 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-2.3.3 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。

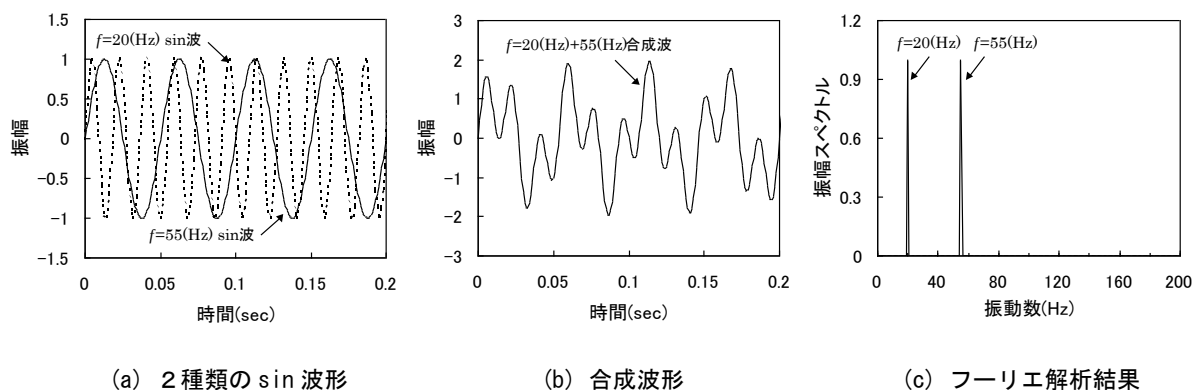


図-2.3.2 20Hz と 55Hz の $\sin$ 波の単純な足し合わせとその周波数分析

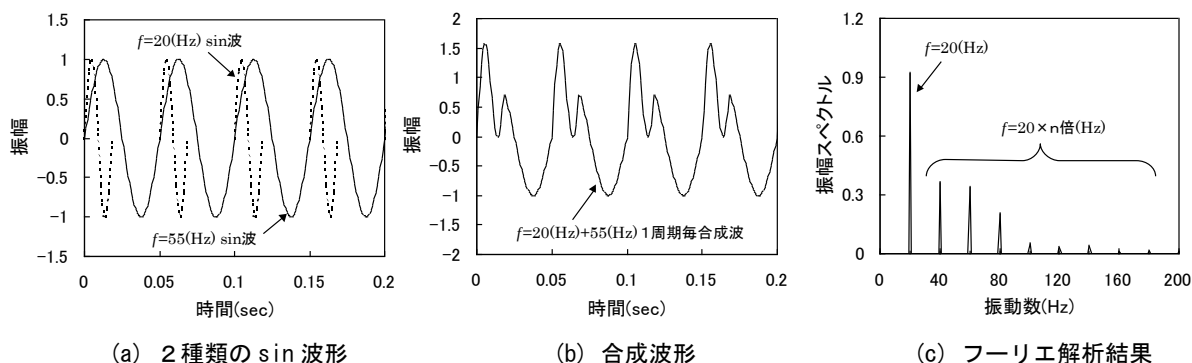


図-2.3.3 20Hz の $\sin$ 波 1 周期毎に対する 55Hz の $\sin$ 波の足し合わせとその周波数分析

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-2.2.7 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であるにもかかわらず、基本振動数の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-2.2.7(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。

以上が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である。

2.3.3 振動ローラの振動挙動の非線形力学的考察²²⁾

図-2.3.4 は、マサ土に対して 9 トン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²³⁾。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-2.2.7 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。

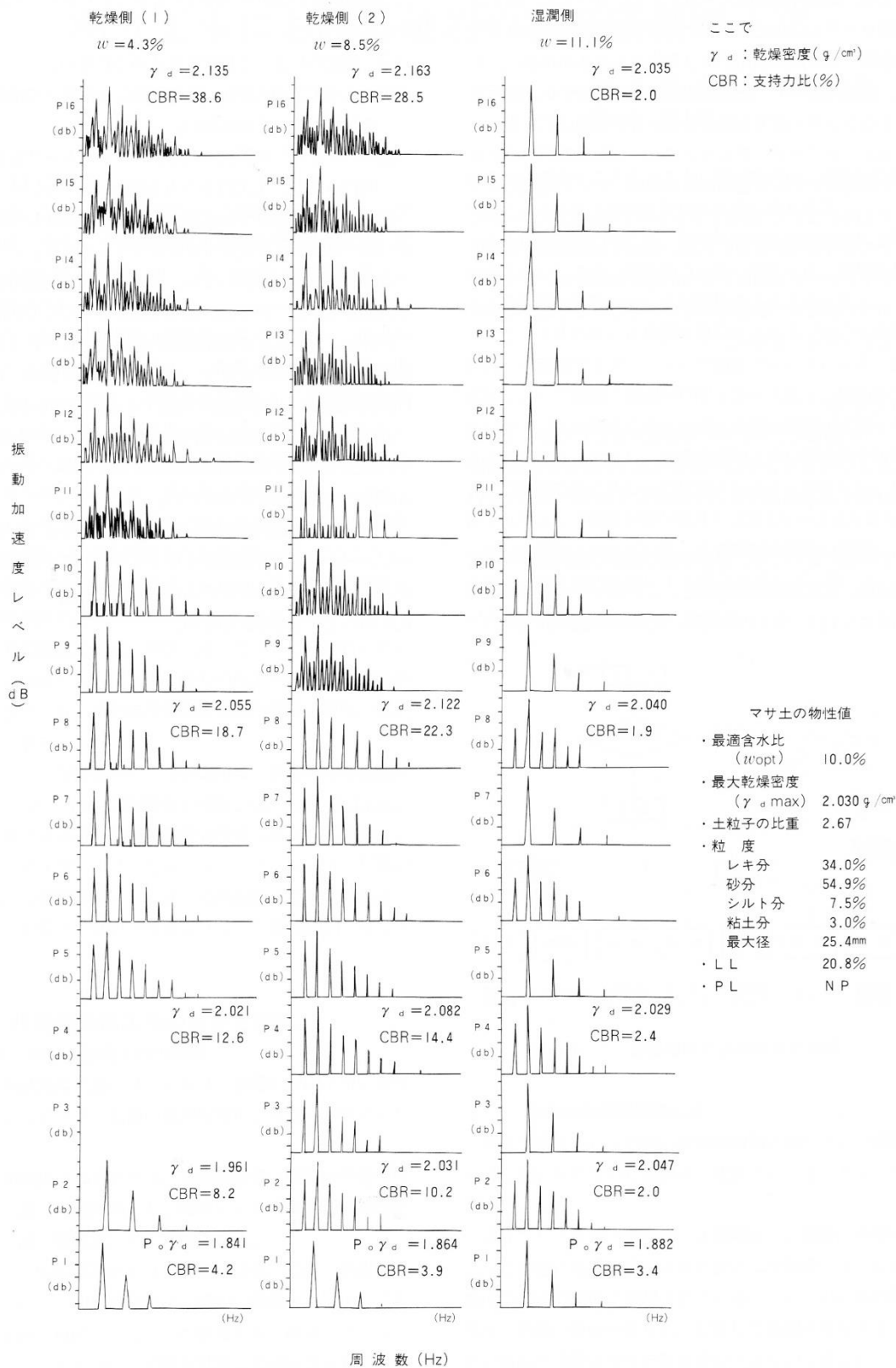


図-2.3.4 地盤の締固めにもなう加速度スペクトルの実測変化例 (文献 23) より引用)

このような現象が生じるとき、地盤が硬くなり過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²³⁾、あるいは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-2.3.5(a)～(d)は、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-2.3.4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きるものではなく、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。

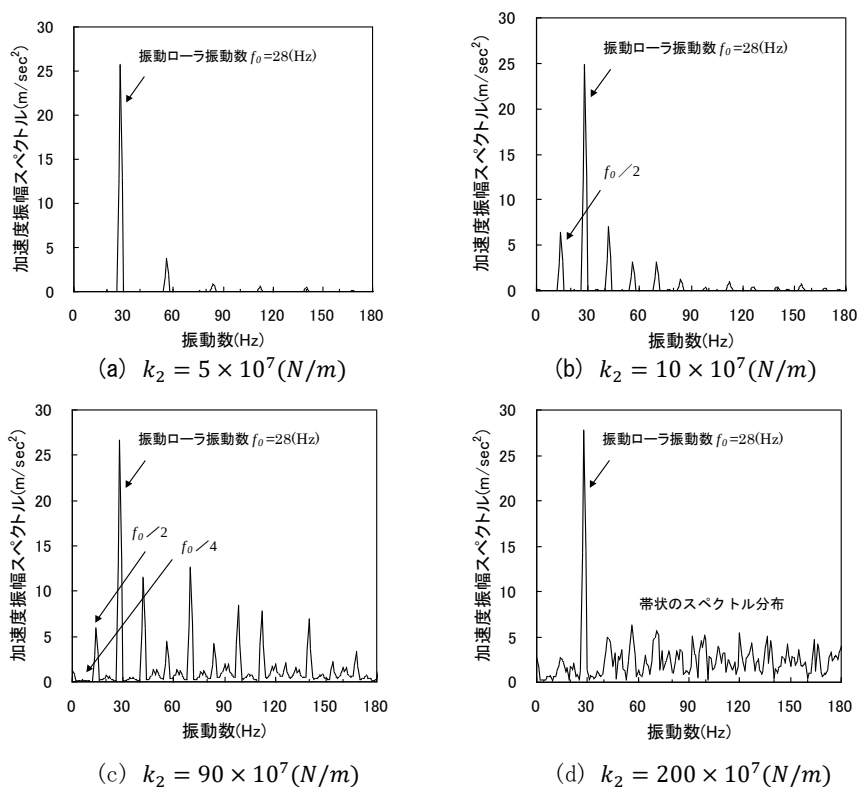


図-2.3.5 地盤の締固めにもなう加速度スペクトルの変化例 (数値計算)

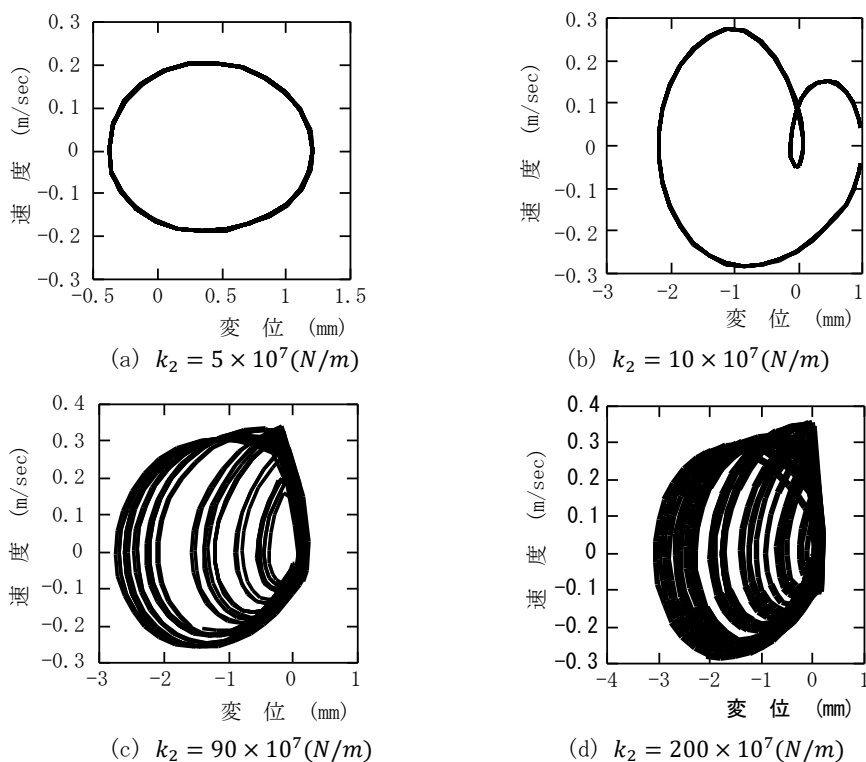


図-2.3.6 相図における地盤剛性の増加に伴う振動輪挙動の変化例 (数値計算)

このようなスペクトル分布図，相図の結果は，初め周期 T の運動をしていたも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 ，周期 $2T$ と周期 $4T$ の混合運動，そして多種の周期の混合運動に変化していく周期倍加分岐が生じていることを示している。

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．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あり，このような複雑さを「カオス」と呼び，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²⁴⁾．

図-2.3.5，および図-2.3.6 にみられるように，周期倍加分岐を通じて秩序だった振動から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する²⁴⁾，すなわち，図-2.3.5 (d)，図-2.3.6(d) に示す振動輪の不規則な運動は，カオスに至っていると考えられる．仮にそうであれば，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理解されてきたが，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る．

以上の考えに基づけば，2.2.1 で述べた 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，高調波スペクトルや $1/2$ 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な評価が困難になる．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と考えられる．

2.4 締固め管理システムの構築

加速度応答法を現場締固め管理に導入するためには、加速度計測から地盤剛性の判定までを一括して自動で行う解析装置(ハード)とデータ処理システム(ソフト)が必要となる。面的・リアルタイム管理を実現するためには、加速度計、解析装置、GNSSといった機器(ハード)のみならず、①GNSSと組み合わせたデータ取得位置と加速度応答値の同期 ②車載あるいは遠隔PC画面上へのリアルタイム表示 ③転圧回数管理との組み合わせ(転圧回数判定) ④大量取得データの保存 ⑤無線LANを用いた遠隔(管理員や管理室等)PCでのリアルタイム表示、といったソフト面での機能が重要となる。

加速度応答法の普及初期段階における締固め管理装置とシステムの一例(αシステム)を図2.4.1に示す。本装置は、取得した加速度データ、ならびに入力した機械諸元から、本章で紹介した手法(式(2.2.15)及び(2.2.16))によって乱れ率ならびに地盤変形係数Eを2.0秒毎に逐次算出する機構となっている。また、別途試験施工によって乱れ率～乾燥密度関係があらかじめ求まっておれば、その関数形を入力することで密度の評価も行える仕組みとしている(材料変化をともなう場合は密度とのキャリブレーションを都度やり直す必要がある)。この他、本装置は①軽量かつコンパクト(W9cm×L20cm×H12cm、重さ3.0kg)であるため、振動ローラ運転席内でわずかな設置スペースしか取らない、②内部のCFカードに大量の取得データを確実に保存する、③GPSによる振動ローラ座標を取り込み、締固めの判定値(乱れ率、地盤変形係数、密度)と同期させて保存する、④無線LANを組み合わせることで、現場監督員が持つPDAやパソコン画面にリアルタイムに結果を表示することが可能、⑤振動ローラにノートPCを搭載することにより、RS232C経由で同様に平面的な結果をリアルタイム出力し、オペレータも地盤の締固めの可否確認しながら作業を行うことが可能、といった特徴を有している。GPSによる振動ローラ軌跡から転圧回数を判定し、オペレータに確実な転圧を促しつつ、同時に監督員がローラ加速度により地盤品質の弱部をチェックしながら施工を行えば、工法・品質規定を同時に満たす合理的な締固め施工を達成することができる。

加速度応答解析技術、GNSS、無線LANによるデータ送信技術等は、現在日進月歩の技術革新を見せている。本報告書の中で、以下に示す幾つかの現場締固め管理システムを紹介しているので参考にされたい。

①ロックフィルダムにおける現場締固め管理システム

5.1.3 神流川ダムにおける加速度応答法を用いた現場品質管理事例

5.2.2 ダム材の遮水性能の面的管理法の開発と適用事例

②空港路床における現場締固め管理システム

5.4.2 空港への適用事例

③他指標と融合した新しいICT土工品質管理システム

5.7.3 最新型ICT土工品質管理システムの開発と実現場における試行事例

最後の③は、加速度応答法の現場適用が(1)締固め品質管理の高度化と精緻化、(2)現場締固め管理業務における生産性向上(効率化と省人化) (3)受発注側管理業務のDX化と他分野連携をもたらし姿を具現化しようと試みた現時点での最新事例である。

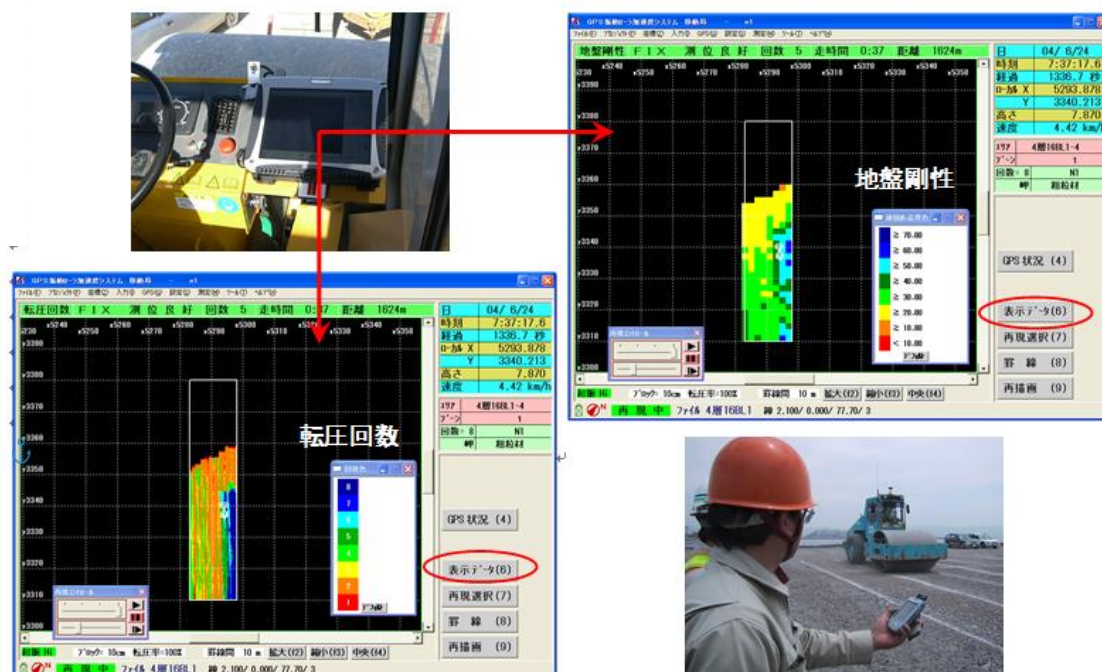


図 2.4.1 普及初期段階における締固め管理装置とシステムの一例(αシステム)

【参考文献】

- 1) 中村洋丈：ローラ加速度応答法による盛土品質管理－高速道路の盛土施工における活用事例，建設機械施工 Vol.65, No.9, 2013.
- 2) 藤山哲雄，古屋弘，高橋浩，石黒健，細谷芳巳：振動ローラの加速度応答を用いた地盤剛性評価装置「 α システム」の開発，土木技術開発シンポ，土木学会，2005
- 3) Thurner,H.,Sandstrom,A.：A New Device For Instant Compaction Control，Proceedings International Conference on Compaction, vol.2, pp.611～614, 1980.
- 4) D'Appolonia, D.J.,Whitman,R.V., D' Appolonia,E.D.：Sand Compaction with Vibratory Rollers, ASCE.vol.95, SM1, pp.263～284, 1969.
- 5) 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.
- 6) 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.
- 7) 横田聖哉，吉田武男，藤井弘章，内山恵一：振動ローラの加速度を利用した締固め管理の検討－大規模土工における情報化施工に関する研究(3)－，第 37 回地盤工学研究発表会，2002.
- 8) 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－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.
- 9) 北村佳則，西尾貴至，内山恵一：ローラ振動加速度応答を用いた盛土品質評価，第 25 回日本道路会議，2003.
- 10) 小葉はるな，眞壁淳，上野健司：情報化施工における転圧管理システム CIS の適用事例について，建設施工と建設機械シンポジウム，2009.
- 11) George Chang ら：Accelerated Implementation of Intelligent Compaction Technology for Embankment Subgrade Soils, Aggregate Base, and Asphalt Pavement Materials Final Report, FHWA-IF-12-002, 2011.
- 12) 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-51,115-123, 2000.
- 13) Richart, F. EJr, HJR, Wood, RD.：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.
- 14) 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，裳華房発行，p.1079, 1962.
- 15) 藤山哲雄，高橋浩：振動ローラ加速度応答を利用した締固め管理装置「 α システム」による地盤評価深さの検討，前田技術研究所報 Vol.50, 2009.
- 16) 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.
- 17) 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.
- 18) Kröber, W., Floss, R. and Wallrath, W.：Dynamic soil stiffness as quality criterion for soil compaction, *Geotechnics for Roads, Rail Tracks and Earth Structures*, A. A. Balkema Publishers, pp.189-199, 2001.
- 19) BOMAG. VarioControl. On-line: <https://www.bomag.com/ww-en/technologies/efficient/variocontrol/> , Accessed: 24/03/2021.
- 20) 横山隆明，藤村貢，建山和由：振動ローラの加速度計測を利用した地盤剛性値の算出について，建設機械施工，日本建設機械施工協会誌 69(2), pp.79-85, 2017.
- 21) 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.
- 22) 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，京都大学学位論文，2002.
- 23) 建設機械化研究所：創立 30 周年記念論文集，pp.45～58, 1994.
- 24) 下條隆嗣：カオス力学入門，近代科学社，pp.1～133, 1992.

第3章 振動ローラ加速度法を取りまく現状と技術的課題

本章では、振動ローラ加速度法を取り巻く現状と技術的課題として現状一般的に用いられている締固め管理手法と、その管理を行うために必要な現場における計測方法を解説する。また、NEXCO および国土交通省で採用されている現在の締固め品質管理手法とその課題点について示し、新しい手法としての加速度応答法への期待を述べる。

3.1 現状の締固め施工管理手法

締固めにより造成された盛土に要求される品質は、盛土が崩壊しないための強度、上に載る構造物を支える支持力や構造物に沈下を発生させないための剛性、ダムや堤防では確実に水を遮る遮水性などの工学特性とともに、長期にわたりこれらの機能を維持する安定性である。締固めにおける施工管理は、施工の際にこれらが満たされていることを保証する役割を担っている。

盛土の締固めにおける施工管理の手法としては、締固めた盛土の密度や強度などの品質を直接確認する品質規定方式、使用する締固め機械の機種、転圧回数、まき出し厚などを規定し、現場においてその施工法が守られていることを確認する工法規定方式、ならびに、ある程度工法を指定した上で品質も確認する工法推奨・品質規定方式がある。

近年は、品質規定方式か工法推奨・品質規定方式が採用される場合が多かったが、GPS 等により締固め機械の転圧軌跡が綿密に把握できるようになるとともに、確実に所定の転圧が行われていることを確認する工法規定方式も採用されるようになってきた。以下、それらの施工管理の考え方と方法を説明する。

3.1.1 密度による施工管理

(1) D 値管理法

締固めにおける施工管理では、密度を指標とすることが多い。これは、土を締固めると密度が増加し、これとともに強度や変形性などの工学特性も改善されることに根ざしている。密度を指標とした施工管理では、現場から土を採取して室内で行う締固め試験でその土の締固め特性を調べ、それに基づいて施工管理基準を決めることが多い。室内試験としては、通常、「JIS A1210：突固めによる土の締固め試験方法」が用いられる。

現場における施工管理では、この試験結果を利用し、式(3.1.1)で定義される D 値でもって締固めの良否を判定する場合が多い。

$$D(\%) = \frac{\text{現場で測定された締固め土の乾燥密度 } \rho_d}{\text{突固め試験から得られた最大乾燥密度 } \rho_{d\max}} \times 100 \quad (3.1.1)$$

この際、突固め試験の許容最大粒径を超える礫を含む土の場合には、Walker Holtz の手法¹⁾、Humphres の手法²⁾、福本の手法³⁾などにより礫混入率補正等を行い、基準となる最大乾燥密度を求める必要がある。

現場施工では、後述の手法で、締め固めた土の乾燥密度を計測し、式(3.1.1)の D 値が所定の値を超えているかを検査して、施工の良否を判定している。すなわち、 D 値が所定の値以上であれば、その施工は合格と判定されることになる。管理基準値としての D 値は造成する構造物ごとに設定されるが、通常は 90 % や 95 % といった値が採用されることが多い。本来、締固めにより造成される盛土に要求される機能は、安定してその機能を果たすことであるため、締固め土に要求される項目は、密度ではなく、強度や支持力、遮水性などの工学特性に関する項目である。このため、 D 値は、締固め土の強度、支持力、遮水性といった工学特性が盛土の安定を保つのに十分な値を持つよう、土の密度と工学特性との関係に基づいて設定されなければならない。しかしながら、対象とする土の密度と工学的特性との関係を把握した上で、 D 値が決められることは少なく、慣例的に 90 % や 95 % 等の値が用いられることが多い。密度と工学的性質との関係を調べるには労力を要するとともに、これまでにこの方法で大きな支障を来すことがあるわけでもないという理由からか、この点は、改善されないでいるのが現状といえるが、現在の締固め施工において最も合理的でない点といえる。

(2) D_s 値管理法

試料土が大粒径の礫分を多く含むため基準となる最大乾燥密度を室内で決めることが難しい場合や大規模盛土で現場での締固めと室内突固め試験で締固めエネルギーが大きく異なる場合には、現場で使用する締固め機械を用いて転圧試験を行い、基準となる乾燥密度を決めることがある。一般に、基準となる乾燥密度は、締固め機械で転圧を繰り返し、密度が収斂した値を採用する。密度の収斂値を求めるのに、密度と転圧回数の関係に双曲線近似法（後述）を用いることもある。

$$D_s(\%) = \frac{\text{現場で測定された締固め土の乾燥密度 } \rho_d}{\text{転圧試験から得られた最大乾燥密度 } \rho_{d\max}} \times 100 \quad (3.1.2)$$

この管理方法は、施工で用いる締固め機械で転圧を繰り返した場合に達成することのできる乾燥密度の最大値に対する通常の現場施工における達成度を表しており、 D_s 値自体の意味はより明確といえる。ただし、強度や変形性、遮水性などの工学特性については、転圧試験の際に後述の原位置試験で所定の品質を有することを確認する等、別途検討が必要といえる。なお、道路土工では、この D_s 値を特別規定値と呼んでいる。

(3) 双曲線近似法

締固め機械で土の転圧を行う場合、転圧回数の増加とともに、土の密度も増加するが、増加の割合は徐々に減少し、最終的にはほぼ一定の密度に収斂する。図-3.4.1(a)は、ある転圧試験の結果をプロットした結果であり、この様子を表している。このとき、乾燥密度 ρ_d (g/cm³) と転圧回数 N との関係は、式(3.1.3)で表される双曲線により近似し得ることが知られている⁴⁾。

$$\rho_d = \rho_{d0} + \frac{N}{a + bN} \quad (3.1.3)$$

ここで、 ρ_{d0} (g/cm³) は、転圧前の初期乾燥密度、 a, b は土と機械特性により決まるパラメータである。双曲線近似法は、転圧試験の結果を整理する上で、効果的に近似することができる便利な手法である。

式(3.1.3)を変形すると式(3.1.4)がえられる。

$$\frac{N}{\rho_d - \rho_{d0}} = a + bN \quad (3.1.4)$$

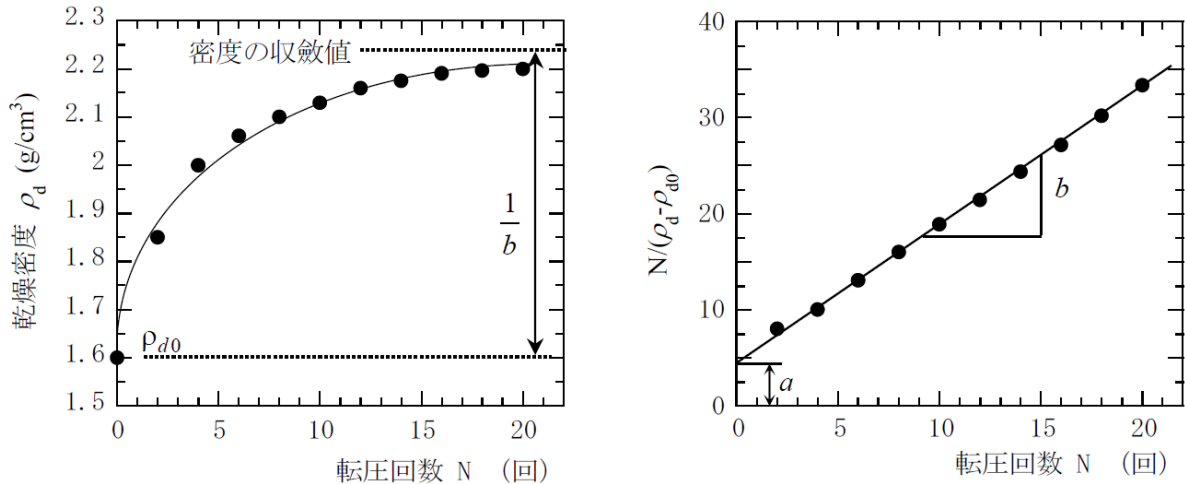
図-3.1.4(b)は、同図(a)を式(3.1.4)の形に描き直した図である。この図より、式(3.1.4)の関係が十分な相関係数で近似し得ることがわかる。この図において、近似した直線の y 切片からパラメータ a を、傾きからパラメータ b を特定することができる。パラメータ a と b の物理的な意味は、式(3.4.3)から知ることができる。転圧回数 N を無限大 ∞ にすると、式(3.1.5)が得られる。

$$n \rightarrow \infty \quad \rho_{d\infty} = \rho_{d0} + \frac{1}{b} \quad (3.1.5)$$

この式から、パラメータ b は、無限に転圧を繰り返したときに得られる極限の乾燥密度と初期乾燥密度との差の逆数を表すことがわかる。また、式(3.1.3)の両辺を転圧回数 N で微分して、 $N \rightarrow 0$ とすると、式(3.1.6)が得られる。すなわち、パラメータ a は、図(a)の乾燥密度～転圧回数関係の初期接線勾配の逆数を表す。

$$\frac{d\rho_d}{dN} = \frac{a}{(a + bN)^2} \quad N \rightarrow 0 \quad \frac{d\rho_d}{dN} = \frac{1}{a} \quad (3.1.6)$$

転圧試験では、転圧回数に伴う乾燥密度を計測し、それを双曲線近似法で近似すれば、式(3.1.5)を用いて、乾燥密度の収斂値を特定することができる。



(a) 乾燥密度と転圧回数との関係

(b) 双曲線近似法におけるパラメーターの特定

図-3.1.1 乾燥密度と転圧回数との関係の双曲線近似

3.1.2 空気間隙率、飽和度による施工管理

自然含水比が最適含水比より著しく高い細粒土を転圧すると、土層表面が波打つように変形するだけで、密度がほとんど増加しない場合がある。このような土では、現場で所定の D 値を達成することができない。このような土に対しては、空気間隙率か飽和度で施工管理を行う場合がある。空気間隙率 v_a は、土の間隙内の空気体積の全土体積に対する割合(%)であり、また、飽和度 S_r は、土中の間隙が水で満たされている体積の割合(%)である。両者は、それぞれ、次式で定義される。

$$v_a = \frac{V_a}{V} \times 100 = 100 - \frac{\rho_d}{\rho_w} \left(\frac{100}{\rho_s} + w \right) \quad S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100 = \frac{w}{\frac{\rho_w}{\rho_d} - \frac{1}{\rho_s}} \quad (3.1.7)$$

ここで、 ρ_d : 締固めた土の乾燥密度 (g/cm³)、 ρ_w : 水の密度 (g/cm³)、 ρ_s : 土粒子の密度 (g/cm³)、 w : 含水比 (%), V : 土の全体積 (cm³)、 V_a : 土中の空気の体積 (cm³)、 V_w : 土中の水の体積 (cm³)、 V_v : 土中の間隙の体積 (cm³)

空気間隙率や飽和度による施工管理では、例えば空気間隙率であれば、10 % 以下、飽和度 85 % 以上など、空隙の少なさを保証する管理方法として使われている。これは、土中の空隙がほぼ水で満たされていると、その後降雨等で土中に水が浸透してきても、体積変化や強度低下を引き起こし難く、安定しているという考えに基づいているからである。ただし、これらの基準は、その後の水浸に対する安定性を保証するだけであるため、この基準でも所定の強度や変形性、遮水性を有することを別途の試験等で確認しておく必要がある。

空気間隙率や飽和度による施工管理は、泥岩、凝灰岩などスレーキングによる沈下が問題となるようなぜい弱な岩砕の締固めでも採用される。粒子が細粒化してもそれが入り込む空隙が少ないと、沈下を起こし難いという考え方に根ざしたものである。

3.1.3 土の力学特性による管理

道路、鉄道や空港など盛土には車、電車や飛行機の交通荷重を安定して支えることが求められる。このため、締固めた地盤の支持力を直接計測する場合がある。この場合の支持力は、荷重に対する地表面沈下の割合で、一種の剛性と考えることができる。これらの構造物に必要な支持力（剛性）は、構造物が所定の機能を果たすように設定されている。ただし、土の強度や剛性は、密度だけでなく含水比に大きく影響される。すなわち、低めの含水比で締固めた土は、強度や剛性が非常に大きく、一見非常に硬い地盤のように見えるが、降雨などで土中に水が浸入すると、軟弱化することがある。このため、強度や剛性などで管理を行う場合には、含水比も併せて管理を行う必要がある。なお、現場において締め固めた地盤の強度や剛性を計測する手法については、3.2.3 節で紹介する。

3.1.4 工法規定方式による施工管理

近年の締固め機械の大型化は、岩塊の締固めとともに施工の高速化をもたらした。岩塊の締固めでは、従来のように現場で密度を計測することは難しく、別の施工管理方法が必要となる。さらに施工の高速化に伴い、施工管理のための現場測定も頻繁に行わなければならないと、施工管理の省力化が求められるようになった。このような場合、あらかじめ締固め機械の機種、まき出し厚、転圧回数などを決めておき、現場においてこの施工法が履行されていることを確認することにより、施工管理を行う工法規定方式が採用されることがある。

工法規定方式では、締固めた盛土の品質を直接確認する訳ではないため、別途、試験盛土などにより、所定の品質の盛土を造成するために必要な工法を決めておく必要がある。この方式では、決められた施工が履行されていることを確認する必要があるが、その作業に労力を要したが、近年、GPS 等を用い、締固め機械の転圧軌跡を記録として残すとともにオペレータもその情報を見ながら、確実に転圧を行うことができるようになったため、年々適用事例が増えてきている。

品質規定方式は、直接締固めた盛土の品質を評価することができる反面、現場で密度や支持力などを計測するのに時間と労力を要するため、通常は、1000m³ の土を締固める毎に 1 回計測する等点の管理にならざるを得ない。すなわち広いヤードで密度や支持力を計測し、それが施工管理基準を満たしていれば、その他の土も全て所定の締固めが行われていると判定していることになる。これに対し、工法規定方式では、直接盛土の品質を評価することはできないが、転圧作業を丁寧に行うことにより施工ヤード全面にわたって品質を評価しようとする方式であり、どちらの方法とも一長一短がある。

このような状況を背景に、最近の情報化施工技術を用いて、施工ヤード全面において締固めた地盤の剛性を評価する手法が導入されるようになってきた。この手法は、両者の長所を取り入れた方式といえる。詳細については、3.2.4 節で紹介する。

3.2 現場における計測方法

本節では、施工現場において、締固め度の計測に使用される手法を紹介する。それらのうち、最近の計測法の一部に関しては、付録としてより詳細な情報を巻末に添付した。そちらも併せて参照されたい。

3.2.1 密度の計測方法⁵⁾

密度は単位体積あたりの質量で定義される。このため、現場で盛土の土の密度を計測するには、地盤をスコップ等で掘って、取り出した土の質量と体積を計る必要がある。土の質量は秤を使えば簡単に計測できるが、掘った土は決まった寸法と形に整形されているわけでもないため、その体積を特定することは簡単ではない。さらに掘り出した土は弛められているため、地盤にあったときと体積が変わってしまっているという問題もある。このため、体積の特定には密度計測のために土を採取した地盤側に残った穴の体積を計る。穴の体積の特定方法としては、掘削した穴を別の物質で置き換え、投入した物質の体積を計測する方法が採られる。一般に、置き換えに用いられる物質は、砂か水が用いられ、砂を用いる方法を砂置換法、水を用いる方法を水置換法と呼ぶ。

砂置換法や水置換法は、測定に多くの時間と労力を必要とするため、密度計測を頻繁に行わなければならない大規模・高速施工には計測の効率化が求められる。このため、ラジオアイソトープ (RI) を使った計測法が用いられている。以下、これらの手法について説明する。

(1) 砂置換法 注砂法 (規格: JIS A 1214)

砂置換法は、密度計測のために掘った穴の体積を計測するために、穴を砂で置き換え、投入した砂の体積を計測する方法である。ただし、投入する砂の体積は誤差が生じ易いため、正確に計測するために砂質と投入方法に工夫が必要となる。投入する砂については、できるだけ均一な粒径の砂を用いる必要がある。粒径が多様な砂の場合、詰まり方も多様で体積に誤差を生じ易いためである。このため、標準ふるい 2000 mm を通り、75 mm に留まる範囲の粒径の範囲の砂を水洗いして、十分乾燥させたものを使用することとしている。投入方法についても誤差が生じ難い方法を採用する。

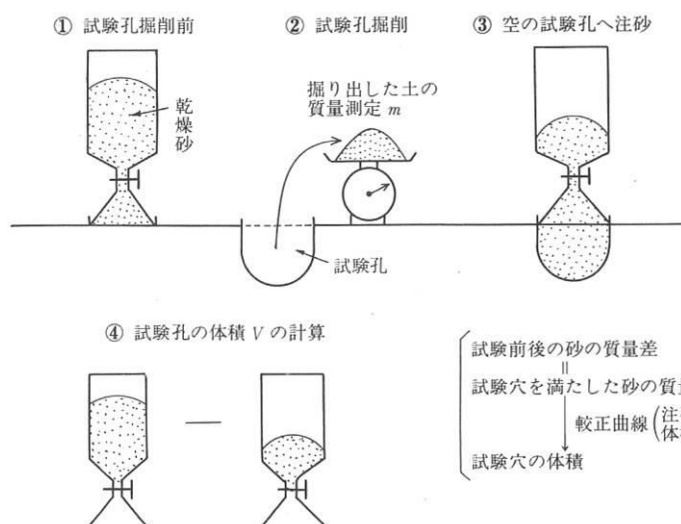


図-3.2.1 砂置換法の原理 (文献5) から引用)

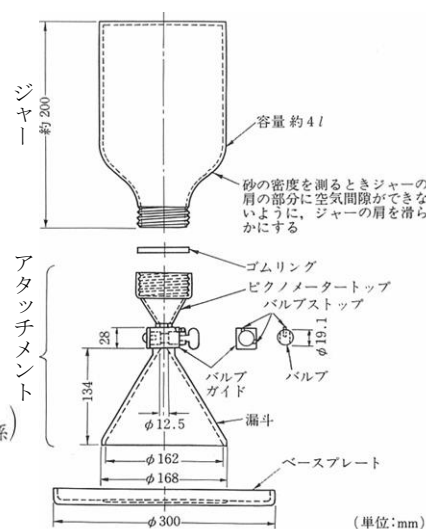


図-3.2.2 砂置換で用いる計測容器(文献5)から引用)



写真-3.2.1 砂置換法における置換孔掘削



写真-3.2.2 砂置換法における砂充填

注砂法では、専用の容器を用い、投入した砂の量を計測する。図-3.2.1 にこの容器を用いた計測法を、また図-3.2.2 に計測で用いる容器を示す。バルブを開くと砂が落ちる仕組みで、人による投入誤差が生じ難い構造になっている。また、この方法では、掘削する穴の体積が容器に入れることのできる砂の量で制限される。大きな礫を含む土の場合、計測誤差を少なくするために穴を大きく掘らざるを得ないが、穴の体積が容器の大きさ以下に制限されるため、この手法では最大粒径が 50 mm 以下の土の密度の測定に利用されている。写真-3.2.1、3.2.2 に計測の状況を示す。試験法の詳細については、JIS A 1214 に規定されているので、そちらを参照されたい。

(2) 砂置換法 突き砂法（基準：JGS1611）

注砂法では、掘削した穴の体積を測定するために所定の容器を用いなければならないため、計測に時間を要する。このため、より簡便に掘削した穴の体積を測定したい場合には、突き砂法が用いられる。

突き砂法では、注砂法と同じく粒度調整した砂を掘削した穴に注ぎ、投入した砂の体積を計測するが、砂の詰まり具合による誤差をなくすため、砂を投入後、図-3.2.3 に示すように、突き棒で砂を突いて密な状態にする。砂により、詰まり具合が異なるため、事前に体積のわかっている穴で試験を行い、校正関係を求めておく必要がある。



図-3.2.3 突き砂法
(文献 5) から引用)

(3) 水置換法（基準：JGS1612）

大粒径の岩塊を含む土の密度を計測するには、砂置換法では、容器の問題と大量の砂が必要となる等の理由から、水で置き換える水置換法が採用される。掘削した穴に直接水を投入すると水が地盤内に浸透していくため、正確な体積を計ることができない。このため、遮水性のシート等を穴の内壁に貼り付けて水を投入する。

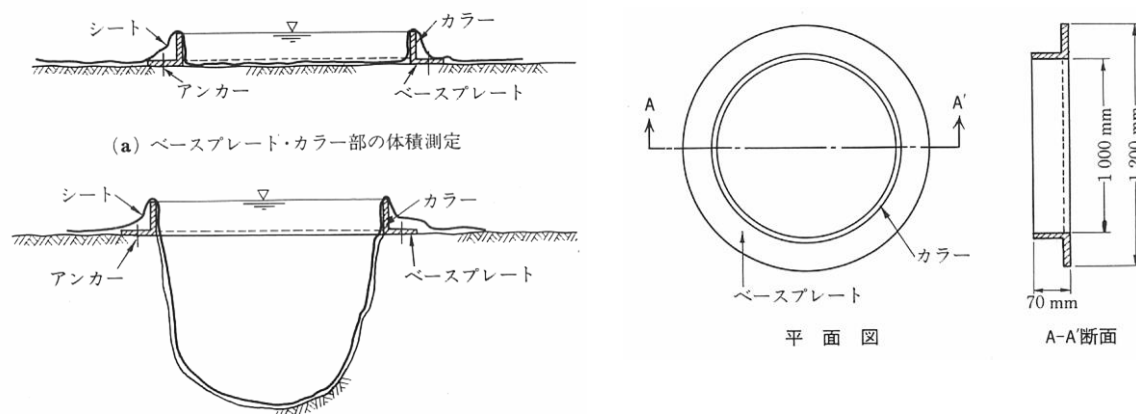


図-3.2.4 水置換法の概要とカラー付ベースプレート（文献 5）から引用)



写真-3.2.3 水置換法における置換孔掘削



写真-3.2.4 水置換法における水張り

水置換法では、掘削した穴の内壁に凹凸が多い場合には、内壁へのシート密着をよくしないと誤差を生じ易いので注意する必要がある。また、穴の表面まで水を入れる際に正確性を期すために、図-3.2.4 に示すようなカラー付ベースプレートを地表面に置いて計測することが多い。写真-3.2.3 に水置換法における計測用の穴の掘削、写真-3.2.4 に水で置き換えた状態を表す。

(4) コアカッター法（基準：JGS1613）

置換法では、掘削した穴の体積の計測に労力と時間を要するとともに、その計測では誤差を生じ易いため、所定の体積の土を締め固めた地盤から採取するコアカッター法が採用されることもある。この方法では、図-3.2.5に示すように、一定の内径（50～150mm）を有し、先端に刃の付いた円筒のリング（コアカッター）を土中に押し込み、コアカッター内に入った土の質量をはかることにより密度を計測する。コアカッターを押し込むために、上部にコアカッターヘッドを付けて使用する。コアカッターを地盤に貫入させなければならないため、礫のない細粒土に限られる計測法である。

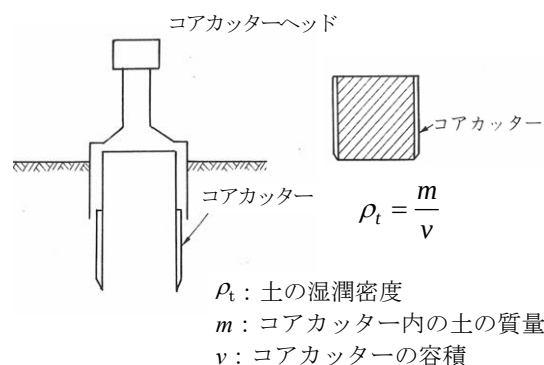


図-3.2.5 コアカッター法による密度計測（文献5）から引用）

(5) ラジオアイソトープ（RI）法（基準：JGS1614）

物質を構成する元素の中には、同じ元素でありながら原子核を構成する中性子の数が違う元素がある。このような関係にある元素を同位体と呼ぶ。同位体は安定なものとは不安定なものがあり、不安定なものは時間とともに崩壊し、他方の原子核に変化していくが、この過程で放射線を発生する。このような物質を放射性同位体、または、放射性同位元素（ラジオアイソトープ, radioisotope, 以下、RI と表記する）という。三重水素、炭素 14、カリウム 40 などは放射性同位元素の一種である。

放射線のうち、ガンマ線は、他の物質中を透過するときに、物質を構成する原子の軌道電子との相互作用（コンプトン散乱）を起こし減衰するが、減衰率は物質を構成する原子の密度に依存する。このため、物質を透過してくるガンマ線の透過率を計測すれば、原子の密度、ひいては土の密度を知ることができる。

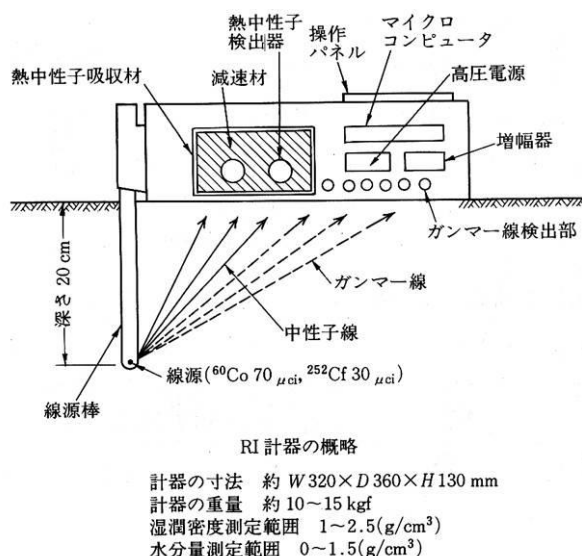


図-3.2.6 透過型 RI による計測（文献5）から引用）

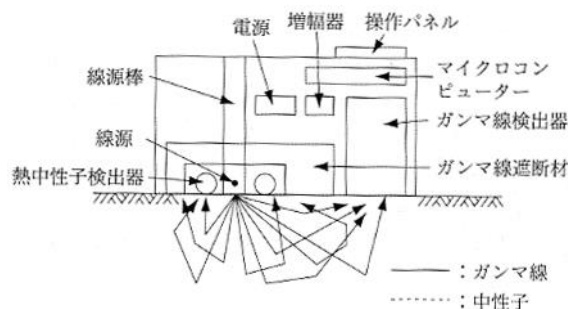


図-2 散乱型 RI 計器の概略構成

図-3.2.7 散乱型 RI による計測（文献6）から引用）

この原理を利用して土の密度が計測される。通常、ガンマ線の線源としては、放射性同位元素であるコバルト 60 (^{60}Co) 等が用いられる。計測方法には、透過型と散乱型がある。透過型は、図-3.2.6に示すように先端に線源を密封したロッドを地盤中に貫入し、そこから地盤内を透過してくるガンマ線を計測する計測法である。これに対し、散乱型は、図-3.2.7に示すように地表面から地盤に向けてガンマ線を放出し地盤を透過してきたガンマ線を検出する方式である。前者の透過式では、ロッドの先端からガンマ線が放出されるため、その深度の密度の情報を計測することができるが、ロッドを貫入させる作業が必要となる。散乱型は、ロッドを貫入させる必要はないが、地表面付近の浅い部分の密度をより強く計測することになるため、撒き出し層内の深部の密度が反映されないという課題がある。それぞれの長所・短所に応じて使い分けられているが、一般に締め固め施工においては、撒き出し層全体の密度を問題とする場合が多いので、前者の透過型を用いる場合が多いようである。

ガンマ線の透過率は、物質や透過経路により異なるため、事前に計測対象物に対して同じ計測を行い、較正曲線を準備しておく必要がある。図-3.2.8に較正曲線の例を示す。この図は、ロームなどの細粒土から砕石等の粗粒土までの多種類の土に対する較正関係を示しているが、この図に示されるように土は、それを構成する元素に違いが少ないため、その種類により減衰率は影響を受けにくいといえる。このため、必ずしも土が変わるたびに較正曲線を求めなければならないというわけではない。

なお、放射線の一種である中性子線を利用すると土中に含まれる含水量を測定することができる。中性子線は、原子核を構成する中性子が放出されたものであるが、水素原子に衝突するとエネルギーを失い熱中性子線と呼ばれる低速中性子線に変わる。土中の水素原子は、水 (H_2O) の形で存在しているため、熱中性子線を検出すれば、土中の水素原子、すなわち水分量を知ることができる。中性子線源としては、カリホルニウム 252 (^{252}Cf) 等が用いられる。計測に当たっては、

密度計測の場合と同様に、土を用いて含水量と熱中性子線の関係について事前に較正曲線を求めておく必要がある。図-3.2.9 は、較正曲線の例である。

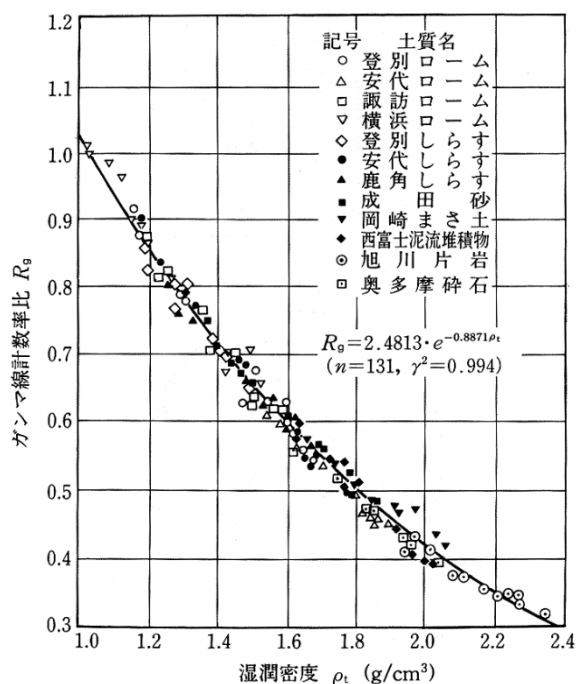


図-3.2.8 透過型 RI の密度の較正曲線
(文献 5) から引用)

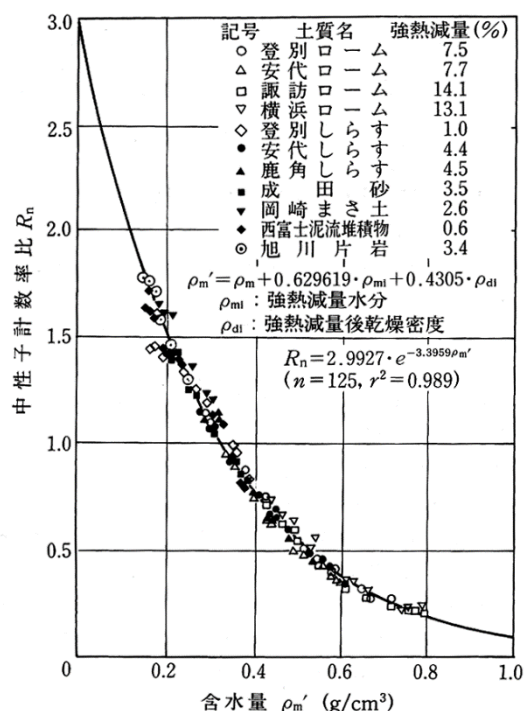


図-3.2.9 透過型 RI の水分量の較正曲線
(文献 5) から引用)

一般に盛土で使用する土は均一ではなく、粒度分布や含水状態は、場所によりある程度のバラツキをとまう。このため、密度や含水比の計測結果は、計測する場所によりバラツキを生じざるを得ない。例えば、礫を含む地盤の密度を置換法や RI 法で計測する場合、対象とする場所に大きな礫が存在するだけで密度の計測結果は他の場所より大きな値を示すことになる。このため、RI 計測では、線源用ロッドを地盤内に挿入したままで、計測機の方角を変えて計測を行い、その平均でその点の密度の計測値とする場合がある。

近年導入が進んでいる自動走査式 RI 密度水分計は、線源ロッドを中心に計測機が 360 度回転して、線源周辺の地盤の平均的な密度と含水比を計測する装置である⁶⁾。図-3.2.10 に計測機の概要と地盤内の計測領域を示す。計測機をスムーズに回転させるために、計測機底面と地表面の間には、クリアランスをと設けているが、赤外レーザーセンサーでその距離を計測し、それに応じて計測結果の補正を行っている。

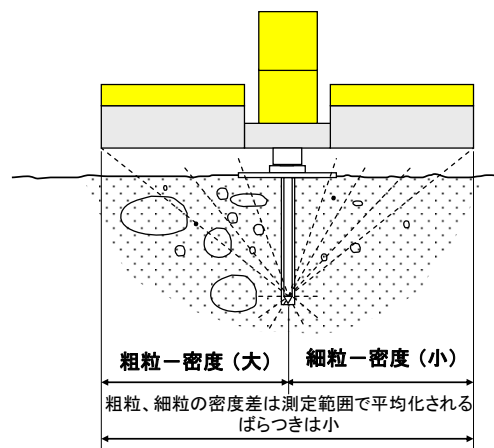
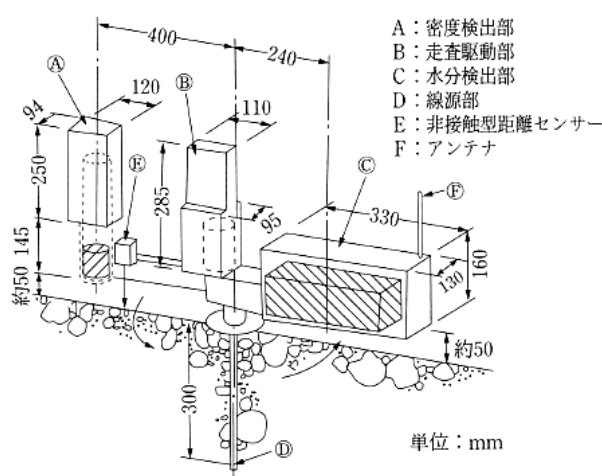


図-3.2.10 自動走査式 RI 密度水分計の概要と測定領域 (文献 6) から引用)

3.2.2 含水比の計測方法

含水比は、現場で採取した土を乾燥させ、乾燥前後の質量の差から計算で求めることができる。乾燥には、正式には一般の土質試験と同じく、JIS A 1230 に規定された炉乾燥法を用いるが、炉乾燥法は時間を要し、施工管理の観点からはより早く結果がわかる手法の方が施工にフィードバックすることができ有用性が高い。このため、現場では、アルコール燃焼法やフライパンによる加熱方法の他に、電子レンジを利用する方法が用いられていることもある。特に、電子レンジ法では、数分～20 分程度の加熱で土中の自由水を完全に除去することができるため、有用性が高いが、加熱しすぎると自由水だけでなく、吸着水も取り去ることになるので、加熱時間の設定に関しては、注意を要する。通常、600W の電子レンジを用いる場合、加熱時間としては、火山灰質高含水比粘土で 13～17 分、有機質土で 15～20 分、その他の一般的な土では 7～10 分と設定される。

3.2.1 項で説明したように、RI を用いて密度管理を行う場合には、同時に RI の中性子線を用いて含水比の計測を行う場合が多い。計測方法は、密度計測と同じで、密度計測と同時に計測が行われる。

3.2.3 強度、剛性、変形性の計測方法

強度、剛性、変形性など締固めた土の力学特性を計測する手法として一般的なものは、平板載荷試験、CBR、プルフローリング試験、衝撃荷重式たわみ試験、重錘落下試験である。その他の試験も行われることがあるが、現場において工夫されたものが多く一般的ではないので、ここでは説明を省略する。

(1) 平板載荷試験（規格：JIS A 1215）

平板載荷試験は、地盤の変形特性や支持力などの強度特性を調べるための原位置試験である。鉄道盛土では、締固めた地盤が所定の強度や剛性を有していることを確認するとともに、構造物基礎の設計では締固めた地盤の支持力に応じて基礎の設計を行い、また、道路舗装の設計では、路床・路盤の剛性に応じて舗装の設計を行う必要から、締固めた地盤に対して平板載荷試験を行い、地盤の強度と剛性を計測する。

平板載荷試験では、図-3.2.11 に示すように鋼製の円盤を地盤に設置し、これに油圧ジャッキ等で載荷を行い、荷重強度（単位面積あたりの荷重 N/cm^2 ）とそれによる沈下量（ cm ）を計測する。計測の結果は、荷重～沈下曲線を描き、その傾きから地盤反力係数 K 値（ N/cm^3 ）を求める。

載荷板としては、一般的には、直径 30cm の鋼製円盤が用いられるが、岩塊等の礫を含んでいたり、大きな範囲の地盤反力係数を計測する場合には、直径 75cm の円盤を用いることもある。円盤の直径が大きいと平面的な広がりだけでなく地盤内のより深い部分の土の状態を反映していることになる。通常、載荷板の直径の 1.5～2 倍程度の深さまでの地盤の支持力や変形性を求めているが、一般に地盤の深さ方向に剛性は変化するため、載荷板の直径が異なると同じ地盤でも計測される K 値は異なることになる。そこで、直径 30cm（75cm）の載荷板を用いて計測した K 値は、 K_{30} 値（ K_{75} 値）と表す。

(2) CBR（規格：JIS A 1211）

CBR は、California Bearing Ratio の略であり、道路の舗装設計における路床・路盤の支持力を調べるための試験法である。室内で行う試験と現場で行う試験があり、室内での試験は、モールド内に締固めた試料を 4 日間水浸させて載荷試験を行う。これは、供用中に降雨等により含水比が増えた場合の支持力に関するデータを得ることを目的としているためである。現場試験では、締固めた地盤に直接載荷を行い、平板載荷試験と同じく荷重と沈下量の計測を行う。

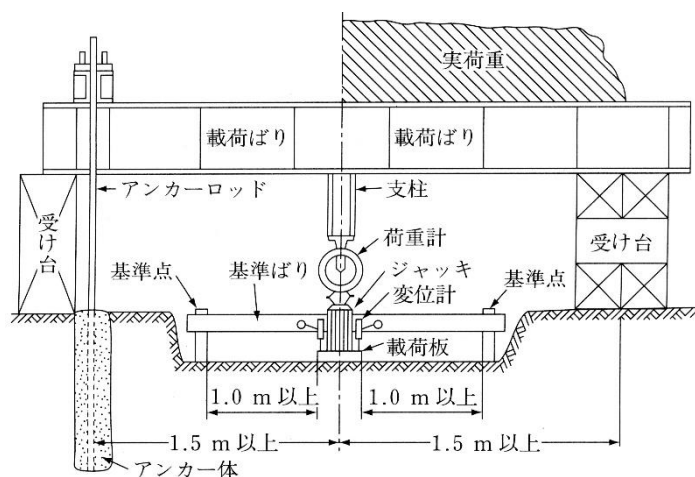


図-3.2.11 平板載荷試験（文献8）から引用）

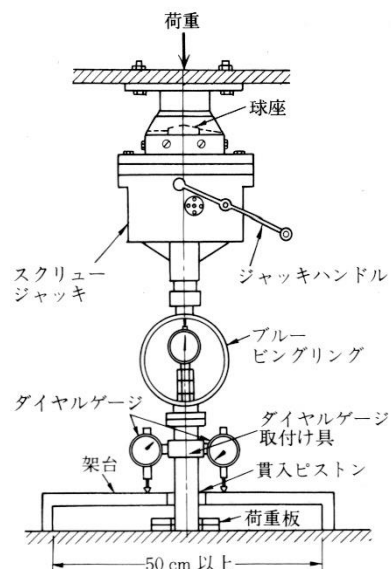


図-3.2.12 現場 CBR 試験（文献8）から引用）

試験では、図-3.2.12 に示すように、平板載荷試験の載荷板の代わりに直径 5cm の鋼製ピストンを直接地盤に貫入させ、そのときの載荷重と沈下量の関係を計測する。試験結果は、ピストンを 2.5 mm 貫入させたときの荷重強度（ N/cm^2 ）の標準荷重強度に対する比で表す。標準の荷重強度としては、 $686 \text{ N}/\text{cm}^2$ （ $70 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ ）を用いている。

道路の建設では、路床や路盤の締固め度の確認や、不良箇所の有無の調査を目的としてプルーフローディング（proof-loading）試験が行われることがある。この試験は、路床、路盤の締固めが適切になされ、不良箇所が生じていないことを確認するために、施工時に用いた締固め機械と同等以上の締固め効果を有する締固め機械やダンプトラックなどを現場全面で数回走行させ、地表面の変形を観察する試験である。広い面積の現場全面で締固めの適否の検査や不良箇所の発見を行うとともに、舗装にたわみを生じさせないように追加転圧を行う意味も有している。点検・調査は、目視検査で行われるが、不良箇所等が発見されたら、詳細調査のためにベンケルマンビーム（Benkelman Beam）による「たわみ」の測定が行われる。ベンケルマンビームは、舗装の支持力を評価するための試験装置で、ビームの一端をダンプトラック等の複輪タイヤの間に置き、輪荷重による路面のたわみを計測する。図-3.2.13 にベンケルマンビームと計測方法を示す。輪荷重により路面がたわむとビームの一端が沈下するため、その沈下量を計測するものである。輪荷重の大きさやタイヤの空気圧、計測方法は、規定されている⁸⁾。最近では、より簡便な計測方法として、後述の衝撃荷重式たわみ試験が用いられることが多い。



(4) 衝撃荷重式たわみ試験

地面面のたわみを計測する手法としては、FWD (Falling Weight Deflectometer) を用いる手法が一般的である。この試験は、舗装の剛性評価に用いられる試験で、図-3.2.14 に示すように、舗装表面に重錘を落下させ、載荷重と舗装表面のたわみを計測する試験である⁹⁾。最大載荷重が 150kN~200kN 程度となるように落下条件を設定し、舗装表面のたわみは、載荷重直下、ならびに載荷点から最大 2m 程度の範囲内の一直線上の 7~10 箇所に変位センサーを設置して計測する。

近年では、この計測原理を活かしながら小型で計測が容易な小型 FWD が用いられることが多くなってきた。小型 FWD 試験は、人力で持ち運ぶことができる程度の装置で、重錘を人力もしくは簡易な装置で持ち上げ、地表面に自由落下させることにより衝突させ、その時発生する衝撃荷重と載荷点直下のたわみ量を計測する試験法である。重錘の質量は 30kg 未満、落下高さは 0.5m 以下の範囲で用いられる場合が多い。FWD は本来舗装の構造を調べるのに用いられる試験法であるが、小型 FWD 試験は、締め固められた地盤の剛性の評価にも使われ、平板載荷試験の K 値を推定することができる⁹⁾。



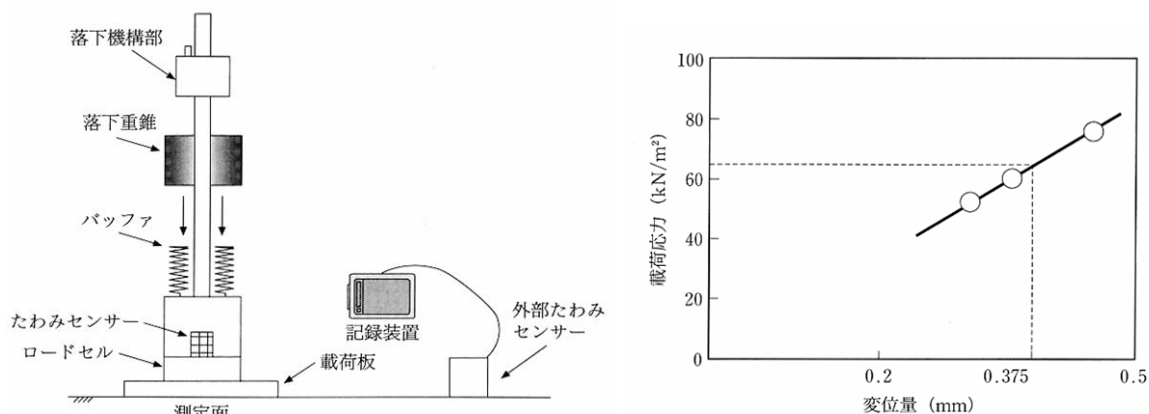


図-3.2.15 小型 FWD 試験の概要（文献 9）から引用）

(5) 重錘落下試験

ランマなどの重錘を地盤上に落下させると、重錘は地盤と衝突し、その後、振動しながら最終的には減衰して静止する。このときの重錘の振動挙動は、地盤の硬さに依存する。このため、重錘が地盤に衝突した際の振動挙動を計測すれば、地盤の硬さを知ることができる。これらの原理を利用して、落下重錘の挙動から地盤の締固め度を計測する手法が開発されている。

落下した重錘の挙動から地盤剛性を評価する手法では、重錘の加速度を計測することが多い。図-3.2.16 は、地盤上に落下させた重錘の一般的な加速度波形を示す。通常、重錘の加速度は、衝突直後に急激に増加し、その後、徐々に減衰していく。地盤が硬い場合には、減衰の過程で振動挙動を含むこともある。図-3.2.17 は、この加速度波形の周波数分析結果を示す。このような振動挙動を定量的に表す手法としては、図に示すように、最大加速度 $A_{\max}$ 、波の継続時間 ΔT と周波数特性における代表振動数 f_0 が挙げられる。ここで、代表振動数は、周波数特性において最大スペクトルの 50% のスペクトルに相当する振動数で定義されるものであり、周波数特性を定量化する場合の指標の一種である¹⁰⁾。

重錘の振動特性は、前述のように地盤の剛性ととともに、重錘の質量や落下高さの影響を受けるため、重錘の振動挙動から地盤剛性の情報のみを抽出するには、重錘の質量と落下高さを固定して使用するか、その影響を除去する仕組みを組み込む必要がある。

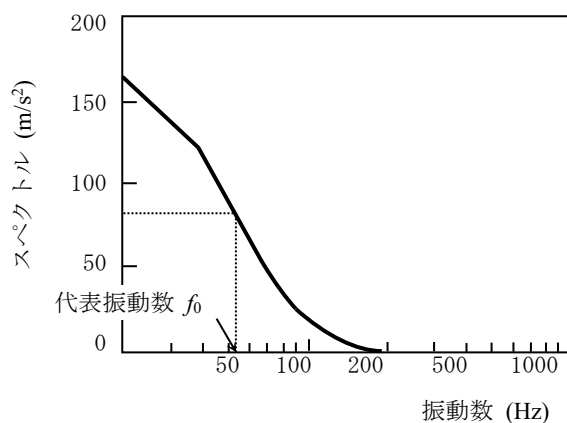
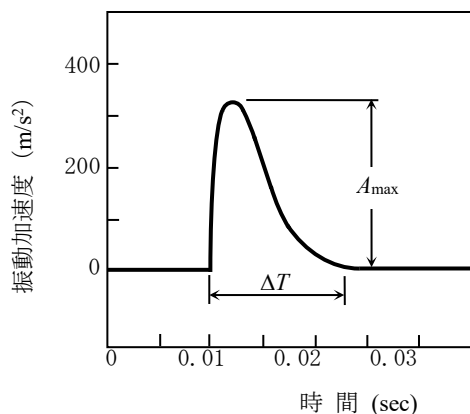


図-3.2.16 落下重錘の加速度波形（文献 10）から引用） 図-3.2.17 重錘振動の周波数特性（文献 10）から引用）

簡易支持力測定器として市販されている装置（図 3.2.18 参照）では、規定の重錘（質量 4.5kg）を規定の高さから自由落下させ、衝撃時の最大加速度から地盤剛性の指標であるインパクト値 I_0 を式 (3.2.1) から求めることにしている。インパクト値 I_0 と地盤反力係数 K_{30} 、CBR 値、粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ 、コーン貫入抵抗 q_c との関係については、現場データから関係式が導かれており、インパクト値 I_0 を計測すれば、これらの諸量を推定することができる¹⁰⁾。

$$\text{インパクト値 } I_0 = \frac{\text{最大加速度 (GAL)}}{2.78 \times 980 \text{ (GAL)}} \quad (3.2.1)$$

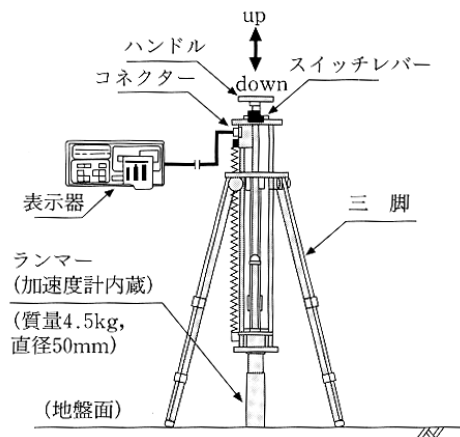


図-3.2.18 簡易式支持力測定器（文献 10）から引用）

これに対し、重錘の加速度の内、周波数特性を利用する手法もある。地盤に衝突した際の重錘の最大加速度は、重錘の質量と落下高さの影響を受けるが、波の継続時間と代表振動数は、落下高さの影響を受けない。このため、落下高さに起因する誤差の影響を軽減することができる。このうち、波の継続時間に関しては、図-3.2.16 から明らかなように、衝撃時の加速度の立ち上がりは明確に現れるが、終わりの点が特定しにくい。このため、周波数特性を用い、地盤剛性を直接計測することのできる手法が提案されている¹⁰⁾。この手法では、重錘の質量の違いも補正することができるため、任意の質量を有する重錘を適当な高さから落下させても地盤剛性（弾性係数、 K_{30} 等）を計測することができるようになっている。

3.2.4 工法管理における実施方法

工法規定方式の施工管理では、所定の工法が守られていることを確認する必要があるが、広大な施工ヤード全面においてこれを検査することは不可能と言え、より実用的で正確な手法が求められる。この問題を解決するために、導入されているのが、ローラの走行軌跡管理である。

この管理手法は、図-3.2.19 に示すようにローラの走行軌跡をトータルステーション（TS）やグローバルポジショニングシステム（GPS）を利用して正確にトレースすることにより、現場内をローラが所定の回数むら無く転圧していることを確認するものである。監督官は、ローラが所定の回数確実に転圧を行ったことを確認することができただけでなく、ローラオペレータは、モニターを見ながら転圧を行うため、踏み残しと呼ばれる転圧不十分箇所を大幅に削減することができるという効果もある。

通常は、計測対象ヤードに管理ブロックを設定し、管理ブロックの例えば 50% の面積をローラが通過したら、その管理ブロックの土は、締固められたと判定する。管理ブロックを小さく設定すると、踏み残しが少なくなるが、ラップして締固める場所が増え、効率が低下する。逆に、管理ブロックを大きくすると、施工速度は高くなるが、踏み残しが発生しやすい。管理ブロックのサイズは、盛土の大きさや用途により設定されるが、国土交通省：TS・GPS を用いた盛土の締固め情報化施工管理要領¹¹⁾では、 $0.25 \times 0.25\text{m}$ 、または $0.5\text{m} \times 0.5\text{m}$ と設定している。

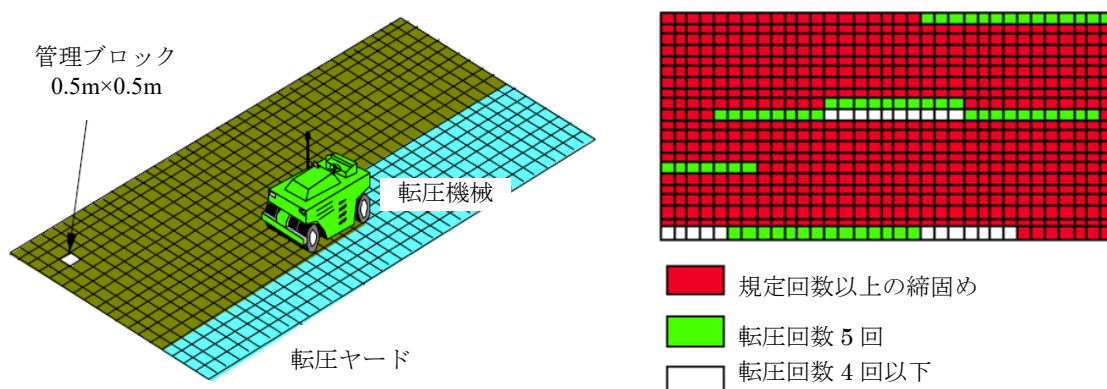


図-3.2.19 走行軌跡による締固め施工管理のイメージと管理データの例（文献 11）から引用）



図-3.2.20 MC ブルドーザーとその施工例

また最近では、土の撒き出し作業に利用されるブルドーザーのブレードを TS や GPS を利用して制御する技術（マシンコントロール技術：MC 技術）も導入されるようになった。図 3.2.20 は、この機能を備えた MC ブルドーザーの例である。このブルドーザーは、車載のコンピューター内に盛土の出来形等に関するデータを有しているため、丁張りを大幅に軽減した状態でも所定の敷きならしを精度よく行うとともに、ブレードの位置から敷きならした盛土面に関するデータを記録することができ、より精緻な工法規定方式の施工管理を行うことができる。

3.3.1 NEXCO における締固め管理の現状

これらを俯瞰すると図-3.3.1のように、その時代の建設路線の特徴を背景にして、品質管理手法も変遷してきていることがわかる。なお、振動ローラ加速度応答法（以下「加速度応答法」という）は、性能規定方式と位置付けられ、GPSを用いた転圧管理が実用化された頃に研究や現場の試験施工が始まった。

	1955	1960	1965	1970	1975	1980	1985	1990	1995	2000	2005	2010
背 景												
締固め層厚 (路体)	20cm以下		30cm以下				土砂30cm以下 岩 50cm以下		締固め機械と材料の組合せ により決定			
主な締固め機械	200kNタイヤローラ						200kN振動ローラ		200kN振動ローラ 300kN振動ローラ (厚層施工)			
主な品質管理手法	品質規定方式 (突き砂法) (点管理)						品質規定方式 (RI法) (多点・平均値管理) または 工法規定方式 (タスク メータ法) (稼働時間管理)		施工規定方式 (GNSS法) 面的管理		性能規定方式 (路床) (ローラ加速度応 答法) (面的管理)	

図-3.3.1 締固め機械及び品質管理手法の変遷（文献12）から引用）

高速道路盛土の締固めの品質管理の体系は、施工管理要領¹³⁾に定められており、以下が特徴として挙げられる。

- ・建設発生土は現場内利用することが原則である
- ・施工部位によって材料基準が定められており、適材適所で材料を配置する
- ・含水比の調整はせずにそのままの状態で利用する
- ・大型振動ローラの使用が原則である
- ・モデル施工によって施工機械、施工厚、転圧回数などの施工方法を決定することにより、実質、高品質な施工ができる
- ・締固めエネルギーを担保している
- ・施工状態はRI計器によって密度測定し多点管理する

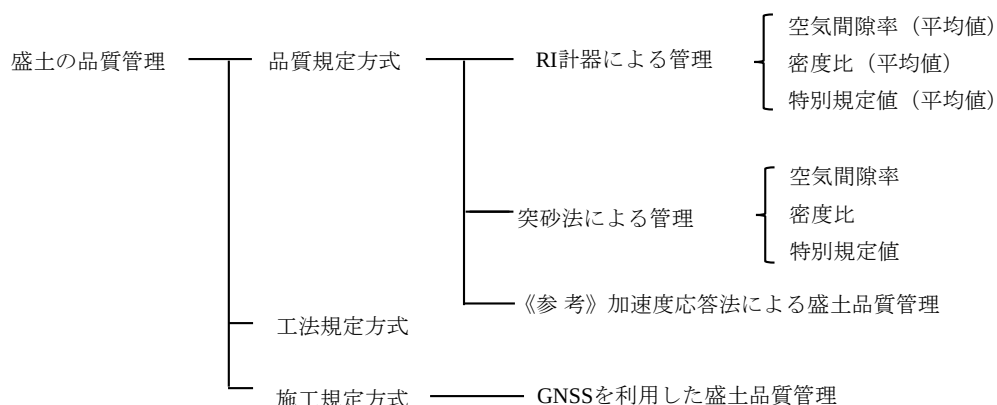


図-3.3.2 品質規定方式の管理方法の種類（文献13）から引用）

一方、加速度応答法の盛土品質管理は、GNSS の位置情報を用いて加速度応答の取得位置を特定し、面的に地盤の剛性変化を捉えようとするものである。NEXCO では剛性を盛土の強さや安定が必要な部位の指標としてとらえ、加速度応答法を品質管理に適用するためにこれまでに様々な試験施工を実施してきた。

この節では、これらの NEXCO における従来の締固め管理及び加速度応答法導入時から最近の研究状況までを振り返り、締固め管理の現況と課題と加速度応答法への期待について述べる。

3.3.2 締固め管理の課題と加速度応答法

①盛土の性能と施工条件の決定プロセス

高速道路の路体施工における品質目標、言い換えれば要求性能は、一義的には供用後の残留沈下抑制である。これは設計による具体的な許容値があるわけではないが、施工時に最大限の締固めをすることにより性能を担保する。一方で交通荷重を支持する路床の施工は、要求性能は大型車が通行した際に施工面に大きなたわみが生じないことである。これらの締固めを決定する最も重要なプロセスはモデル施工（実物大の転圧試験）である。また、施工にあたっての現場条件は、原則として使用する盛土材料は現地発生材を有効利用すること（取捨選択できない）や、含水量の調整は行わずに、掘削時の状態のまま（自然状態の含水比のまま）使用することである。路床などには材料基準として CBR の基準などがあるので、材料選定の段階である程度、施工部位ごとの適否を判断し、適合した材料を用いてモデル施工を行う。

このように、高速道路の盛土品質管理の決定プロセスは、図-3.3.3 のように材料試験を実施し、細粒分含有率や最大粒径を参考に品質管理方法を仮設定し、写真-3.3.1 のような実スケールのモデル施工（転圧試験）を行って、最終的に品質管理方法を決定する。決定にあたってはモデル施工結果が最も重要な判断材料となる。品質管理方法は、材料の状態とモデル施工の締固め状態から、空気間隙率 va 管理、締固め度 Dc 管理、特別規定値 Ds 管理に区分される¹⁴⁾。

高速道路盛土に要求される性能は、安定性はもとより供用後に円滑な交通を確保することで、沈下や段差などにより使用性が損なわれないことである。モデル施工では、通常の場合、大型振動ローラを標準機械として用いて、施工厚 30cm 程度により転圧回数ごとに含水比、密度、空気間隙率、表面沈下量を測定する。転圧回数は、密度の基準値ではなく、密度や表面沈下量が収束した状態により決定する（図-3.3.4 参照）。したがって、粗粒材の場合、転圧回数 2 回もしくは数均し時点で路体の基準値である密度比 92%(RI 測定の平均値)を超える場合もあるが、実施工に用いる転圧回数は 6~10 回程度である。また、路床では密度や表面沈下に加えて、転圧後にたわみ試験や走行試験を行って路床面の支持力や走行面の状態を確認する。

モデル施工で決定した施工方法は、発注者から受注者に指示することにより施工方法を規定する。これは、基準値の管理は日常管理における施工状態の確認にすぎず、大型転圧機が最大のパフォーマンスを発揮する施工方法を規定することにより、締固めエネルギーを高いエネルギーで規定し、それによって、高い密度で施工できる条件を与えている。したがって、粗粒材のような最適含水比よりも乾燥側の含水比の施工でも高い密度を得ることによって、残留沈下や安定性、支持力などが担保できるような仕組みになっている。

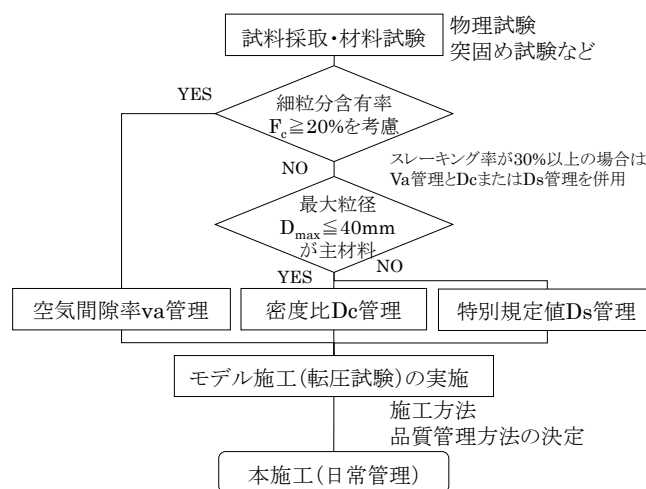


図-3.3.3 高速道路の盛土品質管理の決定プロセス（文献 14）から引用）



写真-3.3.1 モデル施工（転圧試験）の実施例

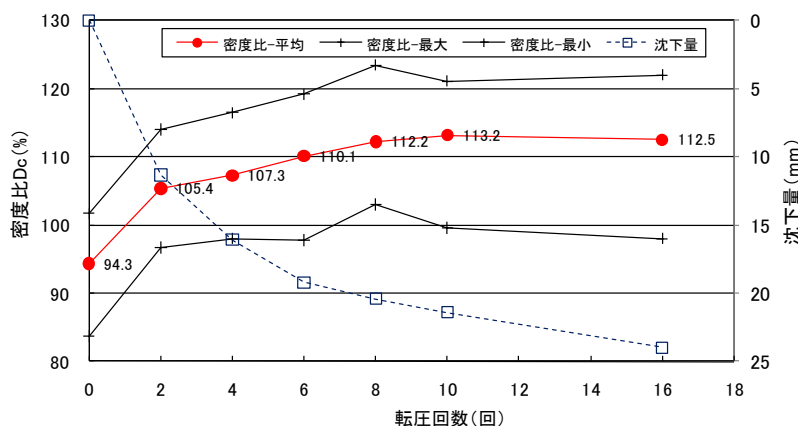


図-3.3.4 モデル施工の密度や表面沈下量の収斂例

②締固め管理の課題と加速度応答法

前述したように盛土の施工条件の決定プロセスは、名神高速道路建設時からの現場実証によって培った合理的なものではあったが、高速道路の路線は平地から山岳地に移り、盛土の規模が飛躍的に大きくなったことや、土工の基準類も性能設計を指向する気運があった。従来の締固め管理はモデル施工で決定したプロセスに対して、施工方法（施工機械や転圧回数、撒きだし厚）は監督員から指示した方法で規定されるが、品質の確認方法としては RI 計器による密度測定が標準である。これは、一日の施工量に対して多点（一般的には施工 1 層あたり 15 点）を測定すること、その平均値を基準とし即時に結果がわかることから、従前の置換法による測定よりは飛躍的に高度な品質管理が可能になった。この手法は基準化されてから 30 年を超えるが、現在でも標準的な品質管理となっている。しかしながら、さらに盛土が大規模に展開されると、品質管理手法は、より多点で測定できること、リアルタイムで把握できること、性能設計の指標に結び付く密度ではない、強度や安定性を評価可能なことが求められるようになった。特に GNSS の位置情報やセンサー、測量技術などが発展した現在においては、ICT 技術を活用してより高度な品質管理を行うことが試行されており、その手法の一つとして加速度応答法は研究され、一部で実用化されてきた。

③加速度応答法の適用

NEXCO で行う加速度応答法は、路床や盛りこぼし橋台盛土地盤などの支持力や強度が求められる部位に適用される。品質管理法の決定方法は、前述のモデル施工を実施することと同様である。モデル施工では転圧回数ごとの加速度応答値、密度、表面沈下量などを計測するほかに、加速度応答値と設計の指標との整合性をとるために、平板載荷試験などを実施して変形係数との相関をとる。転圧回数の決定は、密度や沈下の収斂に加えて、加速度応答値の値が相関をとった変形係数の基準値を上回る回数とする。詳しくは「3.3.4 加速度応答法による盛土品質管理」に述べる。

3.3.3 加速度応答法導入の歴史

NEXCO における加速度応答法の歴史（表-3.3.1 を参照）は、平成 10 年頃（1998 年頃）にさかのぼる。当時の日本道路公団は、第二東名高速道路や第二名神高速道路のような高幅員での大規模な盛土構造や、急峻な山岳部を通過する横断道の更なる建設に伴い高盛土が多くなることを念頭に、高度盛土施工技術システムの導入に着手していた¹⁵⁾。高度盛土施工技術システムの構築では、施工効率の向上、品質の強化、施工管理の合理化を基本戦略とした。具体的実行戦略には、大型転圧機械による厚層締固め工法、GPS を利用した締固め管理システムなどが挙げられ、そのなかで、地盤応答特性を利用した締固めシステムについても導入が検討されることになった。

検討当初の平成 10 年頃（1998 年頃）には第二東名高速道路伊佐布インターチェンジ工事において、転圧回数と密度、CMV 値（compaction-meter-value）の取得などの基本検討がなされている¹⁶⁾。また、平成 9 年（1997 年）から同じく研究された GPS を利用した盛土の締固め管理方法の研究により、GPS の位置情報と地盤応答特性をリアルタイムに組み合わせることで、盛土の自動締固め管理システムを構築しようと試みられた¹⁷⁾。この頃の研究において、既に現状でも課題としてあげられている加速度応答値の平均値評価、盛土材料の物性や施工時の含水比によって傾向が異なる

ことが指摘されている。また、従来の締固め管理指標との相関等を検討していくとあり、加速度応答値と乾燥密度や締固め度との相関に着目している^{16),18)}。

平成13年頃(2001年頃)の研究では、土工構造物の性能規定化の気運を背景に、道路路床の評価に加速度応答法を適用する検討が進められた。道路路床の要求性能は、走行車両の走行性能の確保にあり、路床面全体が所定以上の均質な剛性を有することや耐久性を有することが条件である。加速度応答法は、路床面の品質を剛性として直接的かつ面的に測定可能な方法として着目されたもので、路床の最終検査であるブルーフローリングに代わる確認方法としても位置づけられた。新東名高速道路森町パーキングエリア工事では実施工後の路床の評価に加速度応答法を適用した試験施工が行われた。なお、加速度応答法の道路路床への適用については、「5.3 道路路床への適用事例」において詳述する。

その後、平成15年から17年(2003～2005年)にかけて、日本道路公団は各社との共同研究を実施し、高速道路各現場において試験施工を実施した。主に路床における適用性が確認された。この成果により、平成19年(2007年)に高速道路会社のNEXCO試験法「ローラ加速度応答法の路床検査」¹⁹⁾が制定され、従来のダンプトラック走行時のたわみを確認するブルーフローリングの代替手法として施工管理要領に基準化¹³⁾された。

路床検査に基準化された後は、路床のみならず他の施工部位への適用が検討された。路床と同様に強度が求められる部位である盛りこぼし橋台盛土地盤において試験施工を実施した。盛りこぼし橋台盛土地盤は盛土地盤内に設置する杭の水平抵抗が必要で、路床相当の盛土材料の材料基準及び変形係数が求められるため、加速度応答法との相性がよい。路床と異なるのは、下層から一層ごとに積層されていくため下層の影響も考えられること、積層構造となり比較的長い期間施工されるために施工済みの下層の降雨による影響も考えられたが、施工面の加速度応答値が確保できれば、実用的には路床と同様に管理できるとして、路床の適用と同じように基準化されている¹³⁾。その後は、さらに加速度応答法を路体へ導入することを念頭に、平成23年(2011年)からは下部路体を対象に試験施工がいくつかの現場で行われている。これらの結果は、加速度応答法の課題である含水比の影響、低含水比粗粒材の剛性と密度の評価、盛土下層の影響などから、路体で適用した場合の評価は課題があると判断されて基準化には至っていない。

表-3.3.1 NEXCOにおける加速度応答法の試験施工

年	試験施工箇所	試験の対象	参考文献
平成10年(1998)	第二東名高速道路 伊佐布インターチェンジ工事	基本データの取得	16),17),18)
平成13年(2001)	第二東名高速道路 森町パーキングエリア工事	路床	20),21)
平成15-17年 (2003-2005)	共同研究 4現場の試験施工 ・近畿自動車道(紀勢線) 印南舗装工事 ・第二東名高速道路 金谷トンネル西(その2)工事 ・北関東自動車道 岩瀬インターチェンジ工事 ・北関東自動車道 菰塚工事	路床 〃 〃 路体、路床	22),23),24)
平成19年(2007)	・第二東名高速道路 大淵工事	路床	25),26)
平成19年(2007)	試験法制定(ローラ加速度応答法の路床検査)		19)
平成21年(2009)	・舞鶴若狭自動車道 美浜インターチェンジ工事	盛りこぼし盛土地盤	27),28)
平成23年(2011)	共同研究 6現場の試験施工 ・圏央道 真名工事 ・第二東名高速道路 豊川橋(下部工)工事 ・第二東名高速道路 岡崎サービスエリア工事 ・四国横断道 北島工事 ・四国横断道 富久工事 ・東九州道 中津トンネル工事	上部路床安定処理 盛りこぼし盛土地盤 下部路体 〃 〃 〃	29),30),31)
平成24年(2012)	土工施工管理要領に盛りこぼし盛土地盤への適用案		13)
平成24年(2012)	共同研究 転圧試験(ピット内)	含水比の影響、下層の影響、深度方向の測定範囲	32),33),34),35),36)
平成30年(2018)	共同研究 転圧試験(屋外ヤード)	下部路体を想定し、材料含水比を変化させた試験	37),38),39),40)
令和元年(2019)	共同研究 転圧試験(現場)	材料含水比を変化させた試験	41),42)

3.3.4 加速度応答法による盛土品質管理

NEXCOの基準では、「ローラ加速度応答法は、地盤の剛性を評価できる手法であり、盛土工において特に強度が求められる施工箇所への適用に有効である。この手法はGNSSを利用することにより本来盛土に必要な地盤の剛性を直接的に、リアルタイムに、かつ施工全面の計測が可能なため、盛土の品質向上につながる。また、地盤の剛性を計測する品質規定方式の一手法であるので、盛土の日常管理で行われるR I計器による測定や、盛土地盤施工時の平板載荷試験、路床最終検査時のブルーフローリングを実施する必要はなく、品質管理の効率化にもつながる。」としており、したがって、加速度応答法を用いる施工箇所は路床及び盛りこぼし橋台盛土地盤に適用している。

加速度応答法の適用の流れは図-3.3.5のように、GNSSと組み合わせて加速度応答法を適用するため、両者のシステムの選定、モデル施工の実施、加速度応答法の関連試験の実施、品質管理手法の決定、日常管理の手順となる。

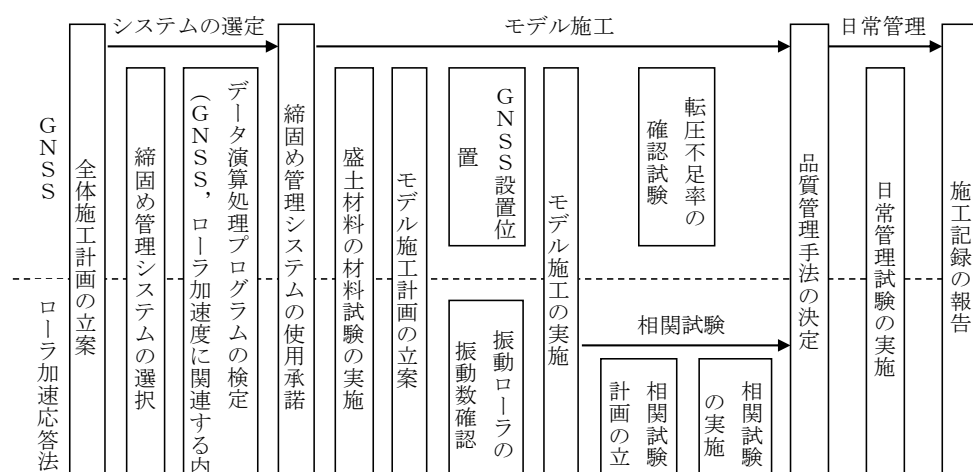


図-3.3.5 加速度応答法の適用の流れ（文献13）から引用）

表-3.3.2 に加速度応答法の品質管理で実施する試験等を示す。通常盛土施工と特に異なるのは関連試験を実施することである。関連試験は加速度応答値と従来の品質管理基準値や盛土に求める値と比較する試験であり、モデル施工で決定した施工条件で施工したのちに各試験を実施して関連図を作成し、品質管理で用いる加速度応答値を決定するものである。関連試験と加速度応答値の整理方法については、以下に詳述する。

表-3.3.2 加速度応答法の品質管理で実施する試験等（文献13）から引用）

項 目	内 容	ローラ加速度 応答法+GNSS	通常盛土施工	備 考
材 料 試 験		○	○	
モデル施工	R I 計器による現場密度	○	○	
	表面沈下量測定	○	○	
	たわみ量測定	○	○	路床の場合
	ローラ加速度応答法による 加速度応答値	○	—	
	地盤の平板載荷試験	○	○	盛りこぼし橋台 盛土地盤の場合
関連試験	R I 計器による現場密度	○	—	
	ローラ加速度応答法による 加速度応答値	○	—	
	道路の平板載荷試験	○	—	繰返し平板載荷 NEXCO 試験方法 123
日常管理	基準試験	○	○	
	R I 計器による現場密度	—	○	
	地盤の平板載荷試験	—	○	盛りこぼし橋台 盛土地盤の場合
	施工層厚	○	○	
	日施工転圧層数	○	○	
	GNSS による転圧回数	○	—	
	GNSS による転圧不足率	○	—	
	ローラ加速度応答法による 加速度応答値	○	—	
	含水比測定	○	—	通常施工の場合は、RI 計器 による現場密度に含まれる
路床の 最終検査	ブルーフローリング	—	○	上部路床の場合
動 態 観 測		○	○	盛りこぼし橋台 盛土地盤の場合

○：実施する項目，—：実施しない項目

① 相関試験

相関試験では、まずモデル施工で決定された施工方法により、試験ヤードの中に 2 回転圧、16 回転圧、規定転圧回数で転圧したレーンを 3 種類構築する。各ヤードの試験結果は、加速度応答法で得られる加速度応答値と、平板載荷試験で得られる変形係数との相関図を図-3.3.6 のように作図し、路床や盛りこぼし橋台盛土地盤に必要な変形係数から算出した加速度応答値を設定して、その加速度応答値を日常管理基準として用いる。変形係数の基準値は表-3.3.3 に示す値としている。相関図と変形係数の基準値から、図-3.3.7 のように品質管理で用いる加速度応答値を決定する。

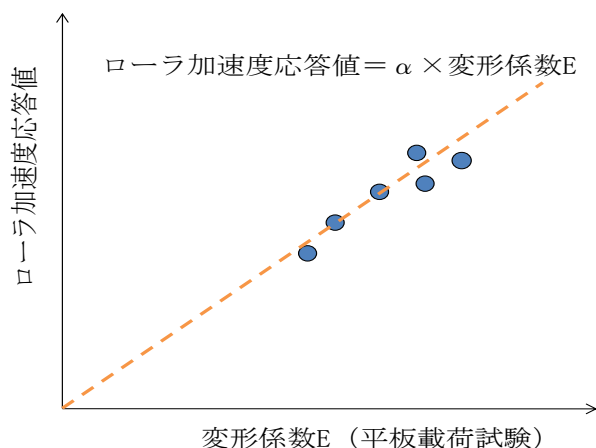
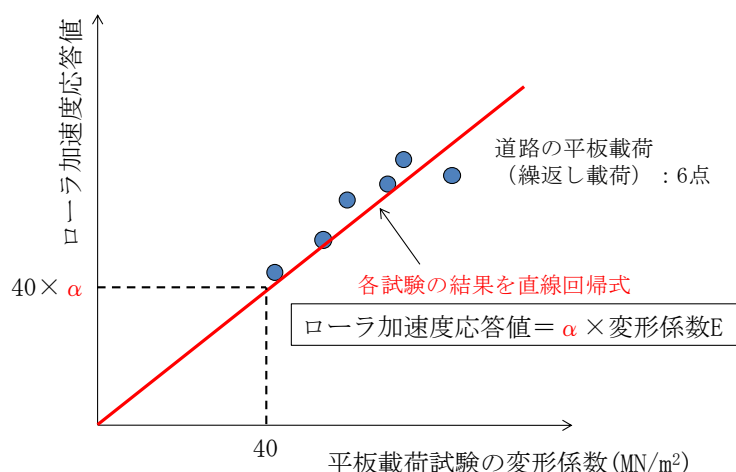


図-3.3.6 加速度応答値と変形係数の相関（文献 13）から引用）

表-3.3.3 各施工部位に求められる変形係数の基準値（文献 13）から引用）

施工部位	変形係数の基準値 (MN/m ²)	備考
下部路床	20 以上	道路の平板載荷試験 6 点 (繰返し載荷)
上部路床	40 以上	道路の平板載荷試験 6 点 (繰返し載荷)
盛りこぼし橋台 盛土地盤	42 以上※1	道路の平板載荷試験 4 点 (繰返し載荷) 地盤の平板載荷試験 2 点

※1 盛りこぼし橋台盛土地盤に求められる変形係数で、直径 30cm の剛体円盤による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2（平板載荷試験の繰返し載荷の変形係数は 84MN/m² 以上となる）。



例えば、上部路床の場合で、平板載荷試験の変形係数とローラ加速度応答値の関係が

ローラ加速度応答値 = 0.5 × 変形係数E であったとすると、

ローラ加速度応答値の基準値 = 0.5 × 40 = 20 以上 となる。

図-3.3.7 相関試験による基準値の設定方法（文献 13）から引用）

②加速度応答値の整理

加速度応答法を用いて加速度応答値を計測する場合、施工箇所全面の測定になるので相当数の測定数となる。これらの測定値はヒストグラムを作成して統計処理することにより基準値との比較をする。統計処理ではまず、施工箇所全面から得られた加速度応答値のヒストグラム（度数分布図）を図-3.3.8のように作成し、作成したヒストグラムから、平均値 μ 、標準偏差 σ 、不良率 10%を考慮した $\mu \pm 1.28\sigma$ を求める。異常に高い値があるので、全体の 10%の高い値を除外し、除外したデータから再度、平均値 μ 、標準偏差 σ 、 $\mu \pm 1.28\sigma$ を求める。不良率 10%を見込んだ $\mu - 1.28\sigma$ をその施工日（施工層）の計測値（施工から得られた値）として、相関試験から得られた基準として比較して可否を判定する。また、別途、施工層の加速度応答値の色分図（ヒートマップ）を作図して、施工状況を俯瞰的に確認する。

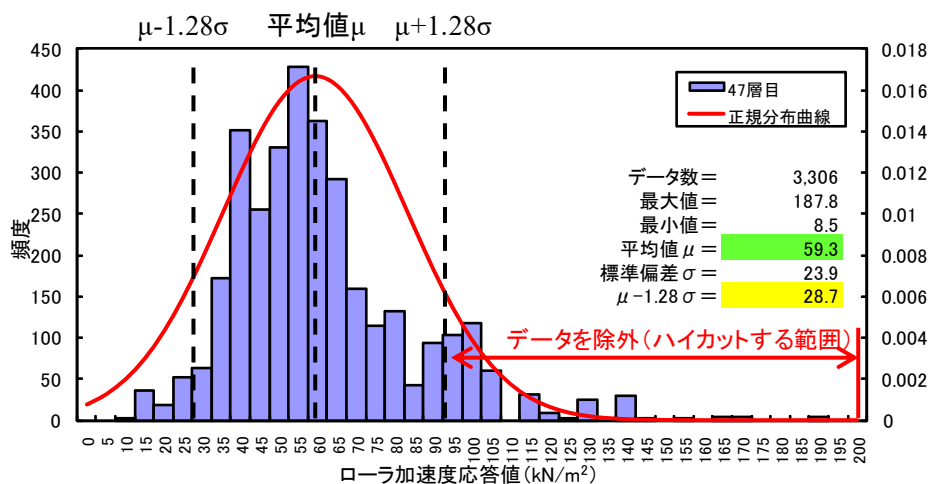


図-3.3.8 加速度応答値の測定値ヒストグラムの作成（文献 13）から引用

3.3.5 加速度応答法への期待

施工管理方法や試験法が基準化されている加速度応答法であるが、残念ながら一般的な品質管理方法として選択されるまでには至っていない。加速度応答法導入の歴史を前節で述べたが、これまでの研究や実用化の過程ではいくつかのステージに分類できる。まずは加速度応答法の原理や基本的な測定法を検討した黎明期、それを密度と結びつけて試行錯誤した研究初期、実用に向けて試験施工などをして検討した研究中期、路床や盛りこぼし橋台への適用した基準化制定された実用期。しかしながらその後は、品質管理手法として現場で多く活用されるには至らず、工事入札が総合評価で行われた際に、受注者が高品質の盛土を構築する方法として加速度応答法が提案される場合が多かった。この場合の加速度応答法は、従来の RI 測定の補完として使用されるために従来法との二重管理となり効率化は図られないこと、盛土の一部の粗粒材のみに適用するなど限定した利用であること、測定記録は管理要領に則らないので測定の評価やその後の記録の保管や分析が十分でなかったことなどにより、適用は多かったものの技術的な活用はあまり図られていない。

このような加速度応答法であるが、最近の i-Construction の取り組みの一つである ICT 土工の推進によって、再び注目されている。ICT 土工は土工工事の ICT を普及させる画期的な取り組みである。ただし、実施内容は施工中と完成時の形状を計測し検査する出来形管理や、MG(マシンガイダンス)や MC(マシンコントロール)の ICT 建機により施工をガイドすることが中心で、盛土の品質そのものを向上させる取り組みではない。しかしながら、加速度応答法は GNSS による位置情報の取得、加速度応答値のリアルタイム自動計測、自動帳票の出力など、品質を評価する機能としては既にシステム化されており、ICT により品質評価する手法として基準化されるのに最も近い技術である。加速度応答法が残る課題を改善し、汎用的に品質管理手法として確立することの期待は大きい。

3.4 国土交通省における締固め品質管理基準

3.4.1 現在の締固め品質管理基準

国土交通省における締固め品質管理基準は、各地方整備局、北海道開発局、沖縄総合事務局から示されている「土木工事施工管理基準 品質管理基準及び規格値」に記載されており、国土交通省が発注するほぼすべての土木工事において適用されている。実際の基準及び規格値は各地方整備局等によってほぼ違いはなく、同一の値が示されている（後述のように一部異なる場合もある）。

関東地方整備局から示されている上記文書の目次を図 3.4.1 に示す⁴³⁾。本目次に示すように、品質管理基準は多数の工種ごとに定められており、膨大な規格値が定められている。本章では、下層路盤、上層路盤、道路土工の3工種について品質管理基準を紹介する。

表 3.4.1、3.4.2、3.4.3 に下層路盤、上層路盤、道路土工における締固め施工の品質管理基準および規格値を示す。各表における試験区分「必須」とされている試験項目が、施工における品質管理値として発注者への提出が必ず求められている。また「その他」の項目は発注者との協議の上必要に応じて実施されるものである。例えば、道路土工では、現場密度を砂置換法（3.2.1（1）および（2）参照）、または「RI 計器を用いた盛土の締固め管理要領（案）」（3.2.1（5）参照）、または「TS・GNSS を用いた盛土の締固め管理要領」（3.2.4 参照）のいずれかにより測定することと、路床仕上げ後の全区間ではブルーフローリング（3.2.3（3）参照）を行うことが必須となっており、平板載荷試験（3.2.3（1）参照）、現場 CBR 試験（3.2.3（2）参照）、含水比試験（3.2.2 参照）、コーン指数⁴⁴⁾、たわみ量（3.2.3（3）参照）は必要に応じて実施されるものとなっている。しかし、施工によっては必須項目が実施困難な場合もあるため、その場合は発注者と協議の上、舗装調査・試験法便覧⁴⁴⁾等を参考に適切な管理方法が採用される。

2 品質管理基準及び規格値	
目 次	
1 セメント・コンクリート	II - 1
(転圧コンクリート・コンクリートダム・覆工コンクリート・吹付けコンクリートを除く)	
2 プレキャストコンクリート製品 (JIS I 類)	II - 5
3 プレキャストコンクリート製品 (JIS II 類)	II - 5
4 プレキャストコンクリート製品 (その他)	II - 5
5 ガス圧接	II - 6
6 既製杭	II - 7
7 下層路盤	II - 8
8 上層路盤	II - 10
9 アスファルト安定処理路盤	II - 13
10 セメント安定処理路盤	II - 13
11 アスファルト舗装	II - 14
12 転圧コンクリート	II - 22
13 グラスアスファルト舗装	II - 24
14 路床安定処理工	II - 28
15 表層安定処理工 (表層混合処理)	II - 29
16 固結工	II - 29
17 アンカー工	II - 30
18 補強土壁工	II - 30
19 吹付工	II - 30
20 現場吹付法枠工	II - 33
21 河川土工	II - 35
22 海岸土工	II - 35
23 砂防土工	II - 36
24 道路土工	II - 36
25 捨石工	II - 37
26 コンクリートダム	II - 38
27 覆工コンクリート (NATM)	II - 40
28 吹付けコンクリート (NATM)	II - 42
29 ロックボルト (NATM)	II - 44
30 路上再生路盤工	II - 45
31 路上表層再生工	II - 45
32 排水性舗装工・透水性舗装工	II - 46
33 プラント再生舗装工	II - 52
34 工場製作工 (鋼橋用鋼材)	II - 53
35 ガス切断工	II - 53
36 溶接工	II - 53
37 中層混合処理	II - 55

図3.4.1 品質管理基準及び規格値目次（関東地方整備局）（文献43）から引用）

表 3.4.1 品質管理基準及び規格値（関東地方整備局・上層路盤部抜粋）

工 種	種別	試験 区分	試験項目	試験方法	規格値	試験基準
8 上層路盤	施工	必須	現場密度の測定	舗装調査・試験法 便覧 [4]-256 砂置換法（JIS A 1214） 砂置換法は、最大 粒径が 53mm 以下 の場合のみ適用で きる	最大乾燥密度の 93%以 上 X10 95%以上 X6 95.5%以上 X3 96.5%以上	・締固め度は、個々の測 定値が最大乾燥密度の 93%以上を満足するも のとし、かつ平均値につ いて以下を満足するも のとする。 ・締固め度は、10 孔の測 定値の平均値 X10 が規 格値を満足するものと する。また、10 孔の測定 値が得がたい場合は 3 孔の測定値の平均値 X3 が規格値を満足す るものとするが、X3 が 規格値をはずれた場合 は、さらに 3 孔のデー タを加えた平均値 X6 が規 格値を満足していれば よい。 ・1 工事あたり 3,000m ² を超える場合は、 10,000m ² 以下を 1 ロッ トとし、1 ロットあたり 10 孔で測定する。
8 上層路盤	施工	必須	粒度 (2.36mm フル イ)	舗装調査・試験法 便覧 [2]-16	2.36mm ふるい：±15% 以内	・中規模以上の工事：定 期的または随時（1 回～ 2 回／日）
8 上層路盤	施工	必須	粒度（75μm フル イ）	舗装調査・試験法 便覧 [2]-16	75μm ふるい：±6%以 内	・中規模以上の工事：定 期的または随時（1 回～ 2 回／日）
8 上層路盤	施工	その他	平板載荷試験	JIS A 1215		1,000m ² につき 2 回の割 合で行う。
8 上層路盤	施工	その他	土の液性限界・塑 性限界試験	JIS A 1205	塑性指数 PI：4 以下	観察により異常が認め られたとき。
8 上層路盤	施工	その他	含水比試験	JIS A 1203	設計図書による。	観察により異常が認め られたとき。

表 3.4.2 品質管理基準及び規格値（関東地方整備局・道路土工部抜粋）

工 種	種別	試験区分	試験項目	試験方法	規格値	試験基準
24 道路土工	施工	必須	現場密度の測定 ※ 右記試験方法（3種類）のいずれかを実施する。	最大粒径 ≤ 53 mm : 砂置換法（JIS A 1214） 最大粒径 > 53 mm : 舗装調査・試験法 便覧 [4]-256 突砂法	【砂質土】 ・路体：次の密度への締固めが可能な範囲の含水比において、最大乾燥密度の90%以上（締固め試験（JIS A 1210）A・B法）. ・路床及び構造物取付け部：次の密度への締固めが可能な範囲の含水比において、最大乾燥密度の95%以上（締固め試験（JIS A 1210）A・B法）もしくは90%以上（締固め試験（JIS A 1210）C・D・E法）.	路体の場合、1,000m ³ につき1回の割合で行う。ただし、5,000m ³ 未満の工事は、1工事当たり3回以上。 路床及び構造物取付け部の場合、500m ³ につき1回の割合で行う。ただし、1,500m ³ 未満の工事は1工事当たり3回以上。 1回の試験につき3孔で測定し、3孔の最低値で判定を行う。
24 道路土工	施工	必須	現場密度の測定 ※ 右記試験方法（3種類）のいずれかを実施する。	または、 「RI計器を用いた盛土の締固め管理要領（案）」	【砂質土】 ・路体：次の密度への締固めが可能な範囲の含水比において、1管理単位の現場乾燥密度の平均値が最大乾燥密度の92%以上（締固め試験（JIS A 1210）A・B法）. ・路床及び構造物取付け部：次の密度への締固めが可能な範囲の含水比において、1管理単位の現場乾燥密度の平均値が最大乾燥密度の97%以上（締固め試験（JIS A 1210）A・B法）もしくは92%以上（締固め試験（JIS A 1210）C・D・E法）.	盛土を管理する単位（以下「管理単位」）に分割して管理単位ごとに管理を行うものとする。 路体・路床とも、1日の1層あたりの施工面積を基準とする。管理単位の面積は1,500m ² を標準とし、1日の施工面積が2,000m ² 以上の場合、その施工面積を2管理単位以上に分割するものとする。1管理単位あたりの測定点数の目安を以下に示す。 ・500m ² 未満：5点 ・500m ² 以上1000m ² 未満：10点 ・1000m ² 以上2000m ² 未満：15点
24 道路土工	施工	必須	現場密度の測定 ※ 右記試験方法（3種類）のいずれかを実施する。	または、 「TS・GNSSを用いた盛土の締固め管理要領」による	施工範囲を小分割した管理ブロックの全てが規定回数だけ締め固められたことを確認する。	1. 盛土を管理する単位（以下「管理単位」）に分割して管理単位毎に管理を行う。 2. 1日の施工が複数層に及ぶ場合でも1管理単位を複数層にまたがらせることはしないものとする。 3. 土取り場の状況や土質状況が変わる場合には、新規の管理単位として取り扱うものとする。
24 道路土工	施工	必須	ブルーフローリング	舗装調査・試験法 便覧 [4]-288		路床仕上げ後全幅、全区間について実施する。ただし、現道打換工事、仮設用道路維持工事は除く。
24 道路土工	施工	その他	平板載荷試験	JIS A 1215		各車線ごとに延長40mについて1回の割で行う。
24 道路土工	施工	その他	現場CBR試験	JIS A 1222	設計図書による。	各車線ごとに延長40mについて1ヶ所の割で行う。
24 道路土工	施工	その他	含水比試験	JIS A 1203	設計図書による。	路体の場合、1,000m ³ につき1回の割合で行う。ただし、5,000m ³ 未満の工事は、1工事当たり3回以上。 路床の場合、500m ³ につき1回の割合で行う。ただし、1,500m ³ 未満の工事は1工事当たり3回以上。
24 道路土工	施工	その他	コーン指数の測定	舗装調査・試験法 便覧 [1]-273	設計図書による	必要に応じて実施。 （例）トラフィカビリティが悪い時
24 道路土工	施工	その他	たわみ量	舗装調査・試験法 便覧 [1]-284 （ヘンケルマンビーム）	設計図書による。	ブルーフローリングでの不良箇所について実施

上記のように品質管理基準および規格値は各地方整備局等によってほぼ違いはないが、北海道開発局だけは他と異なり、道路土工における試験区分「その他」において、表 3.4.4 に示す球体落下試験、および衝撃加速度試験が加わっている。球体落下試験は図 3.4.2 に示すように一定質量、一定直径の球体を一定高さから落下させ、地盤に生じたくぼみの弧の長さから締固め度合いや支持力を判定する手法である⁴⁵⁾⁴⁶⁾。また衝撃加速度試験は図 3.4.3 に示すように一定質量、一定直径の半球体を有するランマを一定高さから落下させ、ランマに内蔵された加速度計によって計測される衝撃加速度の大きさから締固め度合いや支持力を判定する手法であり、寒地土木研究所によって開発されたものである⁴⁵⁾⁴⁷⁾。両試験共に 3.2.1 (5) に示した重錘落下試験に分類される。これらの試験は北海道に多い火山灰を用いた施工に対応するため（火山灰は室内試験にて最大乾燥密度を得られにくいいため従来の密度管理が困難）に開発されたものであり、そのため現在では北海道開発局の基準にのみ採用されている。しかしながら、衝撃加速度試験の特徴である迅速性、簡易性は北海道以外の施工現場でも必要とされるものであり、北海道以外の品質間基準にても採用されるよう寒地土木研究所などで検討されている。

表 3.4.3 品質管理基準及び規格値（北海道開発局・道路土工部抜粋）

工 種	種別	試験区分	試験項目	規格値	試験基準	概要
24 道路土工	施工	その他	球体落下試験	D=6.3cm 以下	路体は 1,000m ³ 毎に 1 回、路床は 500m ³ 毎に 1 回主付近 3 箇所から資料を採取し、平均値で示す。ただし、土量が 5,000m ³ 未満の工事は、1 工事当たり 3 回以上、1,000m ³ 未満の工事は、1 回以上行う。	・未風化火山灰などの突固め曲線で最大乾燥密度が得られない土に適用する。
24 道路土工	施工	その他	衝撃加速度試験	密度管理として用いる場合は目標となる締固め度に対応する衝撃加速度。上記以外で、締固め曲線で最大乾燥密度が得られない土の場合は基準となる衝撃加速度以上とする。	路体は 1,000m ³ 毎に 1 回、路床は 500m ³ 毎に 1 回行う。1 回の測定個数は 10 個とし、上限・下限の各 2 個を取り除き 6 個の平均値とする。ただし、土量が 5,000m ³ 未満の工事は、1 工事当たり 3 回以上、1,000m ³ 未満の工事は、1 回以上行う。	・現場密度の測定及び球体落下試験の代わりに用いることができる。
24 道路土工	施工	その他	衝撃加速度試験	設計図書による。	路体は 1,000m ³ 毎に 1 回、主付近 3 箇所から資料を採取し、平均値で示す。但し、土量が 5,000m ³ 未満の工事は、1 工事当たり 3 回以上、1,000m ³ 未満の工事は 1 回以上行う。	セメントや石灰などの固化材により改良した路体盛土の強度試験として適用することができる。

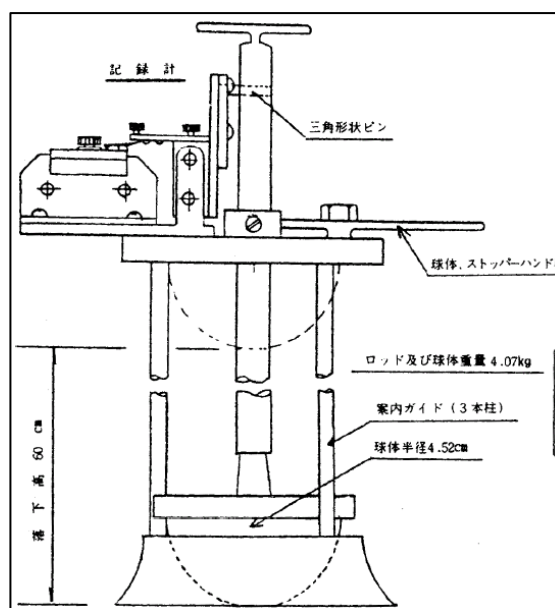


図3.4.2 球体落下試験器

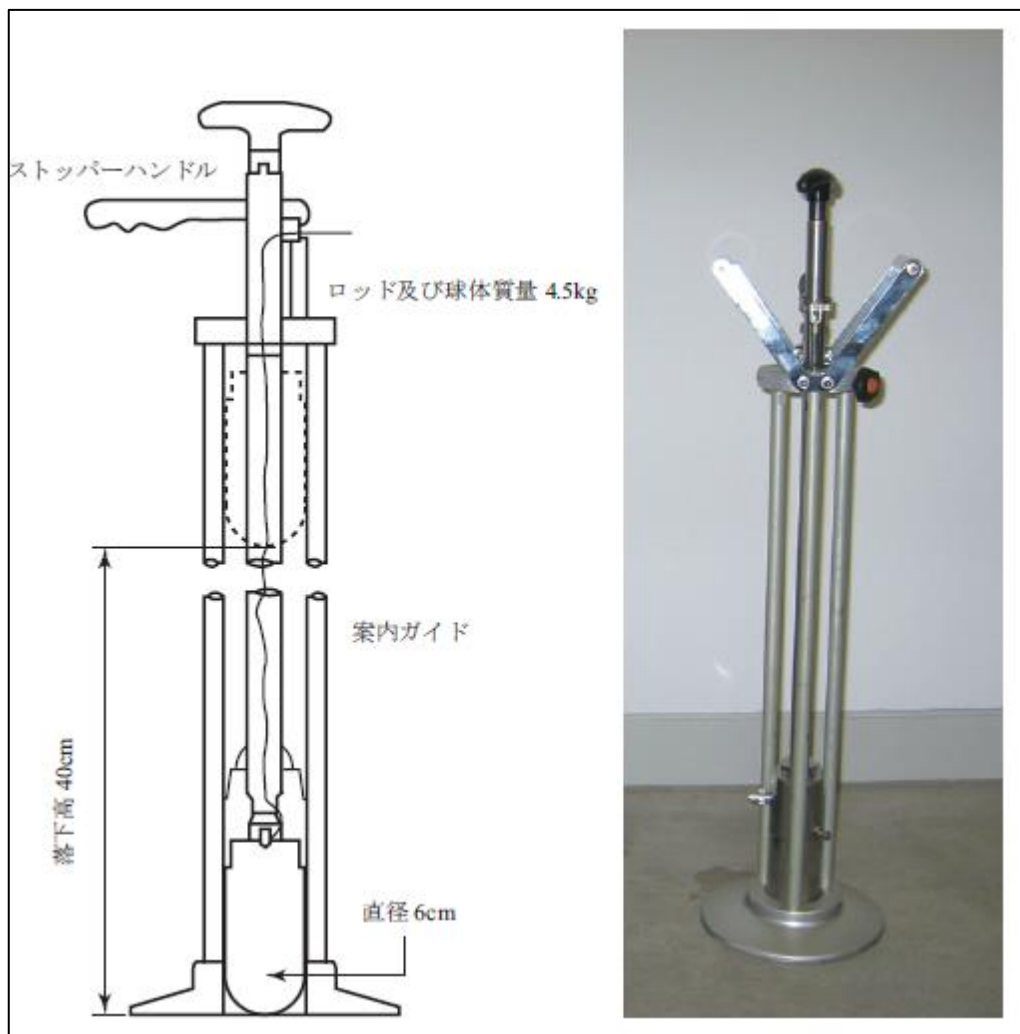


図3.4.3 衝撃加速度試験器

3.4.2 現在の締固め品質管理基準における課題点

締固めによって得られる構造物には、長期にわたって安定して所要の機能を発揮できることが求められる、そのためにはできるだけ良い材料を十分に締固めることが重要である^{48)~50)}。しかしながら、前節で示した現在の品質管理手法である砂置換法やRI計器は、施工面の一部だけを測定・管理するいわば抜き取り検査であり、材料や施工のばらつきをカバーした全施工面の品質管理を行うことはできない。TS・GNSSを用いた盛土の締固め管理を用いると面的な管理を行うことができるが、この手法はローラの軌跡すなわち施工の管理を行っているのみで直接的な地盤の品質を測定しているのではないため、材料のばらつきなどをカバーした品質管理を行うことはできない。また、従来の品質管理では計測データの電子化が不十分であり、管理データが次工程や維持管理などにあまり活用されていないことも課題である。

2章にて提案されている振動ローラ加速度応答法は、地盤特性をリアルタイムかつ多点（面的）に計測できる手法であり、かつGNSSなどと連結しデータを位置情報と共に管理することが可能となる。上記課題点を克服できる手法として、品質管理基準に採用されることが期待されている。国土交通省では、ICTの全面的な活用等の施策を建設現場に導入することによる建設生産システム全体の生産性向上を図る取組として、i-Constructionを推進している⁵¹⁾。そこでの施策として現在、路盤工における品質管理の効率化を図るために、加速度応答システムによる品質管理要領の策定を検討しているところである。

また、日本の国土交通省所管における道路施工現場では、未だに振動ローラが使用されることが少ない。しかしながら過去の様々な研究から、タイヤローラなどと比較して振動ローラの締固め能力は優れていることが判明している⁵²⁾。上記加速度応答システムの普及には、振動ローラのさらなる活用が必要となる。

【参考文献】

- 1) Walker, F.C. and Holtz, W.G. : Control of Embankment Material by Laboratory Testing, Proc. ASCE, No.180, 1951
- 2) Humphres, H.W. :A Method for Controlling Compaction of Granular Materials, H.R.B. Bulletin, 159, 1957
- 3) 福本武明；新しい礫補正式の提案，立命館大学地盤研究室発表会資料，pp.1-4,1984年
- 4) 畠昭治郎，建山和由，石澤利昭：振動ローラを用いた現場締固めにおける密度予測に関する研究，土木学会論文集，第364号，pp.303～311，1985.
- 5) 地盤工学会：土質工学ライブラリー36 土の締固めと管理，p.183～216
- 6) 豊田光雄：現場締固め特性に着目したコア材料の統計的締固め管理，ダム技術，No.175, pp.27～40，2001.
- 7) (社)地盤工学会：土質試験 基本と手引き，地盤工学会，p.19，2001.
- 8) (社)地盤工学会：地盤調査の方法と解説，地盤工学会，pp.493-553, 2004.
- 9) 土木学会：舗装工学ライブラリー2 FWDおよび小型FWD運用の手引き，2003.
- 10) 建山和由，田中宏征：落下重錘の振動挙動を利用した締固めた不飽和地盤の支持力評価手法について，不飽和地盤の調査・設計・施工に関する諸問題シンポジウム発表論文集，pp.91～98，1992.
- 11) 国土交通省：TS・GPSを用いた盛土の締固め情報化施工管理要領，2003.
- 12) 藤岡一頼，大窪克己：道路における盛土構造物の変化・変遷，土と基礎，Vol.54, No.9, pp.16-18, 2006.
- 13) 東日本高速道路(株)，中日本高速道路(株)，西日本高速道路(株)：土工施工管理要領，2020.
- 14) 中村洋丈，安部哲生：高速道路盛土における現場締固めの施工規定と品質管理，基礎工，Vol.48, No.11, pp.50-53, 2020.
- 15) 緒方健治，川井洋二，加藤陽一，益村公人：高速道路における「高度盛土施工技術システム」の導入，ハイウェイ技術，No.12, pp.42-45, 1998.
- 16) 大西崇士，緒方健治，益村公人，黒台昌弘：自動締固め管理システムを用いた盛土品質管理における地盤反力値の適用検討，地盤工学研究発表会発表講演集，Vol.36, pp.1413-1414, 2001.
- 17) 大西崇士，緒方健治，益村公人，中島聡：盛土の自動締固め管理システム，地盤工学研究発表会発表講演集，Vol.35, pp.417-418, 2000.
- 18) 緒方健治，益村公人，大西崇士，黒台昌弘：地盤応答特性を用いた締固め度の評価方法およびR I との相関について，土木学会年次学術講演会講演概要集，第6部 Vol.56, pp.268-269, 2001.
- 19) 東日本高速道路(株)，中日本高速道路(株)，西日本高速道路(株)：NEXCO 試験方法第1編 土質関係試験方法，2017.
- 20) 藤山哲雄，横田聖哉，益村公人，石黒健：道路路床の施工管理の合理化に関する考察（その1）ローラ加速度応答を利用した剛性評価手法の適用性，地盤工学研究発表会発表講演集，Vol.37, pp.1337-1338, 2002.
- 21) 西尾貴至，高倉敏，北村佳則，黒台昌弘：地盤応答値による盛土締固め管理の検討—モデル施工結果の報告と施工管理手法の提案—，地盤工学研究発表会発表講演集，Vol.38, pp.1345-1346, 2003.
- 22) 藤岡一頼，北村佳則，中島聡，西尾貴司，内山恵一，高橋浩：ローラ加速度応答法を用いた道路路床の品質管理に関する研究（その1），地盤工学研究発表会発表講演集，Vol.39, pp.1343-1344, 2004.
- 23) 内山恵一，北村佳則，藤岡一頼，西尾貴至，中島聡：ローラ加速度応答法を用いた道路路床の品質管理に関する研究（その2），地盤工学研究発表会発表講演集，Vol.39, pp.1345-1346, 2004.
- 24) 西尾貴至，中村好充，藤岡一頼，工藤正春：ローラ加速度応答法による路体盛土の品質管理—北関東自動車道藪塚中工事における運用報告—，地盤工学研究発表会発表講演集，Vol.41, pp.1271-1272, 2006.
- 25) 中村洋丈，藤岡一頼，北村佳則，平林弘：ローラ加速度応答法を用いた高速道路盛土の品質管理手法（その1）—第二東名高速道路における試験施工—，土木学会年次学術講演会講演概要集，Vol.63, No.6, pp.305-306, 2008.
- 26) 平林弘，藤山映，上野将史，前川浩章，北村佳則，中村洋丈：ローラ加速度応答法を用いた高速道路盛土の品質管理手法（その2）—第二東名高速道路における実施工事例—，土木学会年次学術講演会講演概要集，Vol.63, No.6, pp.307-308, 2008.
- 27) 中村洋丈，横田聖哉：ローラ加速度応答法を用いた盛りこぼし橋台盛土地盤の品質管理，日本道路会議論文集，Vol.29, No.4010, 2011.
- 28) 横田聖哉，中村洋丈：高速道路におけるI C Tの活用事例—盛りこぼし橋台盛土地盤への加速度応答法の適用—，基礎工，Vol.40, No.5, pp.43-45, 2012.
- 29) 古屋弘，砂町康夫，三井和久，伊藤悟，横田聖哉，中村洋丈：施工現場におけるローラ加速度応答法を用いた盛土品質管理手法の検討（その1），土木学会年次学術講演会講演概要集，Vol.67, No.3, pp.841-842, 2012.
- 30) 横田聖哉，中村洋丈，内山恵一，神庭浩二：施工現場におけるローラ加速度応答法を用いた盛土品質管理手法の検討（その2），土木学会年次学術講演会講演概要集，Vol.67, No.3, pp.839-840, 2012.
- 31) 中村洋丈，横田聖哉，齊藤進：路床安定処理の比較試験とローラ加速度応答法の適用，土木学会年次学術講演会講演概要集，Vol.67, No.3, pp.835-836, 2012.
- 32) 岡本寿春，古屋弘，中村洋丈，藤岡一頼：ローラ加速度応答法の大型土槽試験その1 試験概要，地盤工学研究発表会発表講演集，Vol.48, No.597, 2013.
- 33) 松本江基，中島聡，山下章，小林純，中村洋丈，藤岡一頼：ローラ加速度応答法の大型土槽試験その2 締固めに伴う密度・変形特性，地盤工学研究発表会発表講演集，Vol.48, No.598, 2013.
- 34) 松尾健二，飯島健，古屋弘，内山恵一，中村洋丈，藤岡一頼：ローラ加速度応答法の大型土槽試験その3 加速度応答の試験結果，地盤工学研究発表会発表講演集，Vol.48, No.599, 2013.
- 35) 内山恵一，藤岡一頼，中村洋丈，古屋弘，松尾健二：粗粒材料を対象としたローラ加速度応答法の大型土槽試験（その1），土木学会年次学術講演会講演概要集，Vol.68, No.3, pp.429-430, 2013.
- 36) 飯島健，松尾健二，古屋弘，内山恵一，中村洋丈，藤岡一頼：粗粒材料を対象としたローラ加速度応答法の大型土槽試験（その2），土木学会年次学術講演会講演概要集，Vol.68, No.3, pp.413-432, 2013.

- 37) 中村洋丈, 中澤正典, 古屋弘, 内山恵一, 石黒健, 平田昌史: 振動ローラ加速度応答の土質及び含水状態による変化 (その1) ~現場密度・地表面沈下・FWD測定~, 地盤工学研究発表会発表講演集, Vol.54, No.0464, 2019.
- 38) 平田昌史, 石黒健, 中村洋丈, 中澤正典, 古屋弘, 内山恵一: 振動ローラ加速度応答の土質及び含水状態による変化 (その2) ~加速度応答値 (乱れ率とCCV) ~, 地盤工学研究発表会発表講演集, Vol.54, No.0465, 2019.
- 39) 中村洋丈, 中澤正典, 石黒健, 平田昌史, 古屋弘, 内山恵一: 振動ローラ加速度応答と密度測定及び小型 FWD 試験との相関, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.74, III-151, 2019.
- 40) 平田昌史, 石黒健, 中村洋丈, 中澤正典, 古屋弘, 内山恵一: 振動ローラ加速度応答と沈下量測定との相関, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.74, III-152, 2019.
- 41) 平田昌史, 石黒健, 中島康介, 米澤友哉, 古屋弘, 内山恵一: 振動ローラ加速度応答と乾燥密度・沈下量の相関性について, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.75, III-247, 2020.
- 42) 安部哲生, 中島康介, 古屋弘, 内山恵一, 石黒健, 平田正史: 盛土の密実性と強度と含水比との関係, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.75, III-248, 2020.
- 43) 関東地方整備局: 土木工事施工管理基準 品質管理基準及び規格値
- 44) 日本道路学会: 舗装調査・試験法便覧
- 45) 北海道開発局: 土木工事施工管理基準 品質管理基準及び規格値 付表
- 46) 村山朔郎, 植下協: 球体落下試験による現場CBRの簡易測定について, 土と基礎 特集号 (1), pp57-60, 1959.
- 47) 佐藤厚子, 山梨高裕: 衝撃加速度による盛土の品質管理方法, 建設マネジメント技術, 4月号, pp47-51, 2014.
- 48) 建設省土木研究所 機械施工部 土質研究室: 盛土構造物の崩壊と対策に関する研究, 土木研究所資料第2017号, 1983.
- 49) 大川寛, 杉田秀樹, 佐々木哲也, 水橋正典: 山岳道路盛土の耐震対策に関する動的遠心模型実験, 第42回地盤工学研究発表会発表講演集, 2007.
- 50) 松尾修: 道路盛土・河川堤防の設計と締固め, 基礎工, 7月号, pp.172-175, 2009.
- 51) 国土交通省: i-Construction, On-line: <https://www.mlit.go.jp/tec/i-construction/index.html>, Accessed: 2021/03/10.
- 52) 国立研究開発法人土木研究所: 盛土施工手法及び品質管理向上技術に関する共同研究報告書, 土木研究所共同研究報告書第461号, 2014.

第4章 振動ローラ加速度応答法の技術的課題と検討事例

本章では、振動ローラ加速度応答法が有している幾つかの基本的な課題、加速度応答法の評価深さ、前後進時の加速度応答の違い、土質・含水比・飽和度の組合せが加速度応答値に及ぼす影響に関する検討結果を報告する。最後に、加速度応答と含水比の関係に関する別のアプローチ事例として、重錘落下試験による振動締固めにおける含水比の影響を調べた検討事例を示す。

4.1 振動ローラ加速度応答法の評価深さ

本節では、振動ローラ加速度応答法の評価深さ、すなわち、「振動ローラ加速度応答による締固め管理手法がどの程度の地盤深さ（領域）までを評価しているのか」、に関する既往の知見や委員会での検討結果を報告する。締固め機械の大型化にともない盛土の1層締固め厚が増大化する傾向にあることから、締固め評価深さを明確にする事は重要である。また道路や空港のように路体、路床、路盤といった多層構造を有する土構造物の場合、転圧面表層から実施する加速度応答法で評価している部位（深度）はどこまでなのか、加速度応答法の結果を設計にどう活用して行けばよいのか、といった検討を行う上で、この議論は非常に重要な意味を持つ。

本節では、締固め地盤の厚さを変化させた現場転圧試験を行い、加速度応答法による締固め評価深さを定量的に明らかにした実験結果とその考察¹⁾を前半で報告する。後半では、設計への展開を念頭に置き、異なる地盤剛性を持つ2層地盤の表層に振動ローラの荷重が加わった際の沈下量（たわみ）や等価剛性を算出するモデルを提示する。ある道路路盤施工現場において実測された加速度応答値を用いて、このモデルの妥当性を検証した結果を最後に示す。

4.1.1 振動ローラ加速度応答法の評価深さに関する現場転圧試験とその考察

(1) 検証転圧試験の概要

振動ローラ加速度応答法による地盤の評価深さを次のような方法により把握するものとした。なお、本実験で用いた加速度応答法は2章に詳述した α システムである。図-4.1.1に示すように、堅固なコンクリートの基盤上に薄く盛土して転圧すれば（例えば層厚10cm）、振動ローラ加速度応答は硬いコンクリート床版の剛性を拾うため、地盤剛性は高く評価される。しかし、盛土厚を10cm→20cm→…と順次大きくしていけば、コンクリート床版の影響は徐々に小さくなり、ある厚さ以上からコンクリート版の剛性を全く拾わなくなって、加速度応答値は一定値に収束すると考えられる。逆に言えば、この時の盛土厚さが、振動ローラ加速度応答による評価深さと解釈できる。そこで、コンクリート床版上で盛土を10cm→20cm→…→80cmまで10cmずつ積層し、その都度、 α システムにより地盤剛性を計測する転圧試験を行った。盛土の深さ方向の剛性が一定となるよう、材料を1層撒き出した後に16回転圧を行い、締固めが収束したことを確認した後、 α システムを1往復計測、これを8層分繰り返した。

試験ヤードの形状・計測位置を図-4.1.2に示す。各層が均一の締固め度になっていることを確認するためにRIを、また α システムによる地盤剛性（地盤変形係数）の評価値を検証するため、各層にて小型FWD、また最終層の転圧後に平板載荷試験の測定を行った。転圧機種は、写真-4.1.1に示す4t級、7t級の2種類の振動ローラを使用した。表-4.1.1に使用した振動ローラの機械緒元を示す。また、盛土材料はアスファルト合材の骨材などに用いられる砕砂を用いた。盛土材料の土質特性を図-4.1.3に示す。

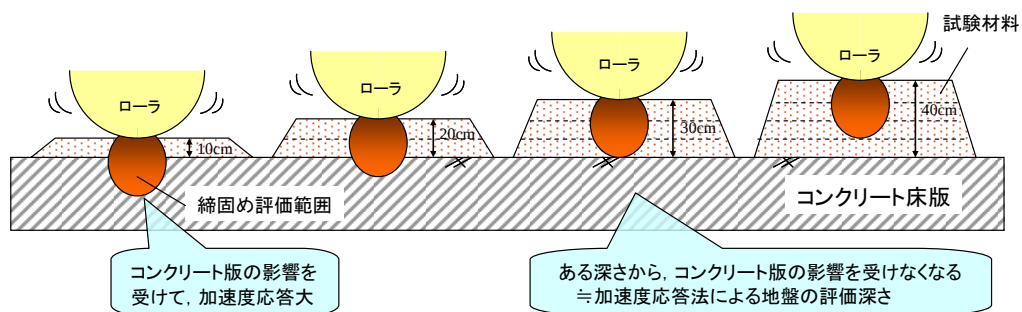


図-4.1.1 締固め評価深さ検証試験の概念図

表-4.1.1 転圧試験・数値計算に用いた振動ローラ機械緒元

転圧機種		転圧試験および数値計算で使用		数値計算のみ使用
		4t振動ローラ	7t振動ローラ	19t振動ローラ
		SAKAI TW502-1	SAKAI SW750	SAKAI SV900DV
機械質量	M	3,230 (kg)	8,550 (kg)	19,400 (kg)
フレーム質量	m_1	1,186 (kg)	2,260 (kg)	4,680 (kg)
ロール質量	m_2	804 (kg)	1,840 (kg)	6,920 (kg)
最大起振力	F	34.3 (kN)	78.4 (kN)	343.0 (kN)
公称振動数	f_0	55 (Hz)	50 (Hz)	23 (Hz)
締固め幅	B	1.30 (m)	1.68 (m)	2.15 (m)

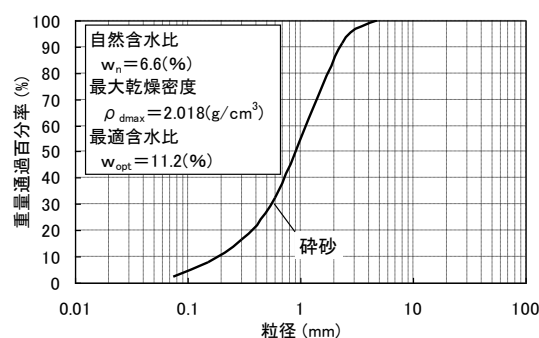


図-4.1.3 盛土材料の土質特性

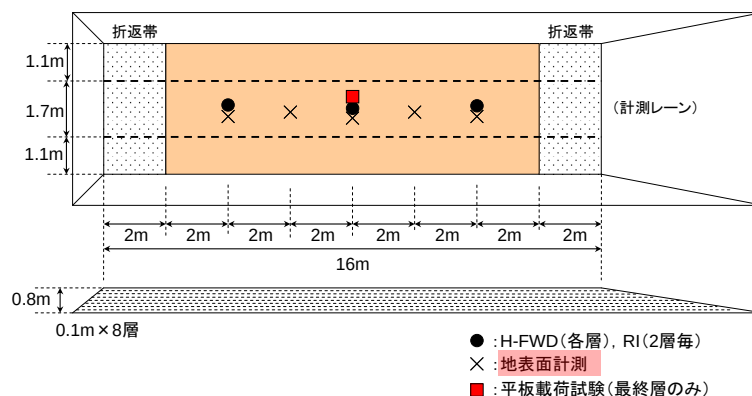


図-4.1.1 転圧試験ヤード形状と計測配置



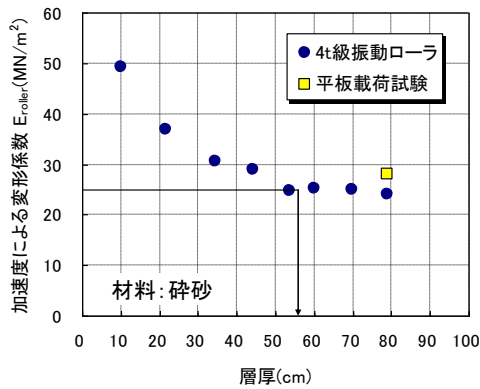
(a) 4t 級振動ローラ (SAKAI TW502-1) (b) 7t 級振動ローラ (SAKAI SW750)

写真-4.1.1 使用した振動ローラ

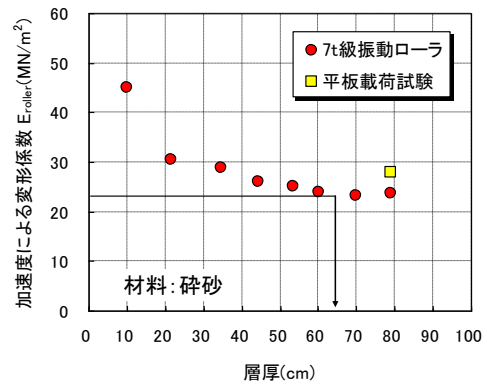
(2) 検証試験結果

図-4.1.4(a)(b)に、盛土を10cm→20cm→…→80cmまで積層した時の α システムによる地盤変形係数の評価結果を示す。各層厚における変形係数はヤードの平均値で示している。また、層厚は転圧後のレベル測量による実測値でプロットした。これを見ると、層厚が大きくなるに従って徐々に評価剛性は小さくなり、(a)の4t級振動ローラでおよそ55cm、(b)の7t級振動ローラでおよそ65cmあたりから、評価剛性は一定値に落ち着いていることがわかる。すなわち、 α システムによる地盤の評価深さは、4t級ローラ、7t級ローラとも、およそ60cm程度であると判断できる。

一方、図-4.1.5に各層で計測した小型FWDによる変形係数の結果を示す。小型FWDは、重錘をある落下高さから載荷版に落下させ、載荷版に内蔵した加速度計による衝撃加速度の積分値から載荷版変位を求め、これと重錘の衝撃力から地盤の変形係数を推定するものである²⁾。したがって、振動ローラ加速度応答と同様、盛土層厚が薄い場合、コンクリート床版の影響を受ける。図-4.1.5を見ると、小型FWDの場合は盛土厚さがおよそ40cmで評価剛性が一定になっており、 α システムより評価深さが小さいことが伺える。一般に、盛土の1層締固め厚さは30cmが標準的だが、近年、施工の合理化を目的として、高速道路盛土を始め、大型土工を中心に1層締固め厚さは60cmが採用されるケースが多くなってきている。このような場合、載荷エネルギーが小さい小型FWDでは1層分の締固め品質を評価することは困難であるが、 α システムのような加速度応答法であればこれが可能であることがわかる。



(a) 4t 級振動ローラ



(b) 7t 級振動ローラ

図-4.1.4 α システムによる地盤評価深さの検証結果

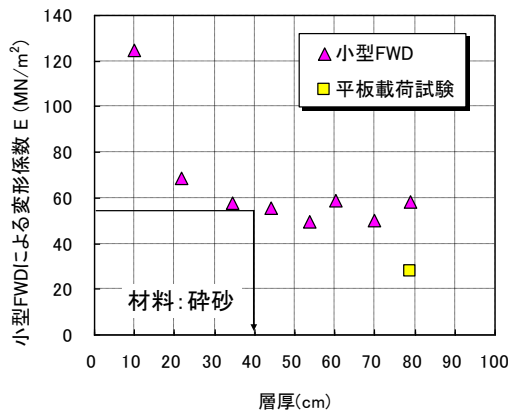


図-4.1.5 小型 FWD による地盤評価深さの検証結果

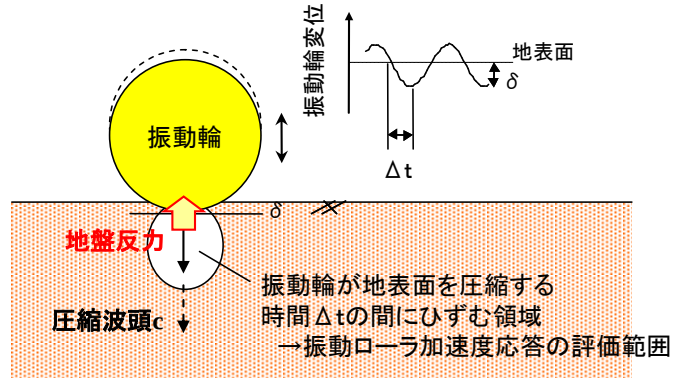


図-4.1.6 振動ローラ加速度による評価深さの概念

なお、図-4.1.5 には最終層の転圧面で実施した平板载荷試験による地盤剛性をプロットしているが、先の図-4.1.4 と同様、 α システムにより評価した地盤剛性とほぼ整合していることが確認できる。また、図-4.1.5 の小型 FWD による地盤剛性の測定値は、平板载荷試験の約 2 倍となっているが、これは既往文献²⁾に示されている平板载荷試験：小型 FWD $\approx$ 1 : 2 の関係と符合している。すなわち、各測定手法による地盤剛性は、 α システム：平板载荷試験：小型 FWD $\approx$ 1 : 1 : 2 の関係となる。

(3) 数値計算による評価深さの検討

以上のように、 α システムの評価深さを実験的に求めた結果、およそ 60cm と評価された。この妥当性を検証するため、簡単な数値計算によるアプローチにより、地盤評価深さの検討を試みる。

転圧中の振動ローラ加速度波形が本来の正弦波から乱れる理由は、地表面から跳ね上がりながら振動する振動輪が、地表面に衝突する際、上向きに地盤反力が加わるためと考えられる³⁾。この地盤反力は、振動輪が地表面に接しているごく短い時間内に、地盤が圧縮されることによって生じるものであるから、図-4.1.6 の概念図に示すように、振動中の振動輪が地表面を圧縮する微小時間内に地盤の圧縮ひずみが及んでいる領域が、すなわちローラ加速度応答 (乱れ率) による評価深さと解釈できる。この考えにもとづき、振動ローラ加速度応答による評価深さを次のように求めてみた。

① 振動輪が地表面を圧縮する微小時間を Δt (sec)、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深さは、波頭の伝播距離 $c \cdot \Delta t$ で表される。地盤を弾性係数 E 、密度 ρ をもつ半無限弾性体と仮定すると、地中での圧縮波頭の伝播速度は $c = \sqrt{E/\rho}$ で表されるから⁴⁾、本試験地盤の平板载荷試験結果 $E=28$ (MN/m²)、RI による測定密度 $\rho=1990$ (kg/m³) から、本試験地盤における圧縮波頭の伝播速度は

$$c = \sqrt{28 \times 10^6 / 1990} = 119 \text{ (m/s)} \text{ と求める。}$$

② 振動輪が地表面を圧縮する微小時間 Δt は実測できないので、2 章で示した振動ローラ～地盤系の 2 自由度振動モデルによる数値計算により求める。地盤バネ係数 k_2 は平板载荷試験から得た変形係数から設定し、また振動ローラの機械条件は表-4.1.1 の値を用いて、4t 級、7t 級振動ローラが本試験地盤を振動する際の変位波形をシミュレーションした結果 (図-4.1.7(a)(b))、圧縮する微小時間 Δt は 4t 級振動ローラ：0.004sec、7t 級振動ローラ：0.006sec を得た。

③ したがって、「振動輪が地表面を圧縮している間に圧縮ひずみが及んでいる領域」 $\approx$ 「振動ローラ加速度応答による評価範囲」と解釈すれば、①②より、4t 級振動ローラ： $L=c \cdot \Delta t=47$ cm、7t 級振動ローラ： $L=71$ cm となる。

これは、上述の転圧試験で把握された評価深さ 60cm と大体整合しており、概略的な検討ながら、実験結果に対する一つの傍証となりそうである。

ちなみに、本試験地盤上において、ロックフィルダム等の大型土工で用いられる 19t 級の大型振動ローラで転圧を行ったと仮定し、表-4.1.1 に示す機械緒元 (ここでは SAKAI SV900DV を例とした) を用いて、同様の計算を行ってみた。こ

の結果、19t 級振動ローラが地表面を圧縮する微小時間 Δt は 0.020sec であり (図-4.1.7(c))、評価深さは $L=237\text{cm}$ となった。上記計算では、圧縮波頭が減衰することなく地中に伝播すると仮定しているが、実際にはエネルギーが減衰し、ここまでの地盤深さまでは圧縮されないと考えられるから、振動ローラ加速度による評価範囲はもっと小さい可能性が高い。このように、上記方法による評価では限界があるため、大型振動ローラにおける振動ローラ加速度法の評価深さを把握するには、今回同様の実験的な検証を行う必要があると考えられる。

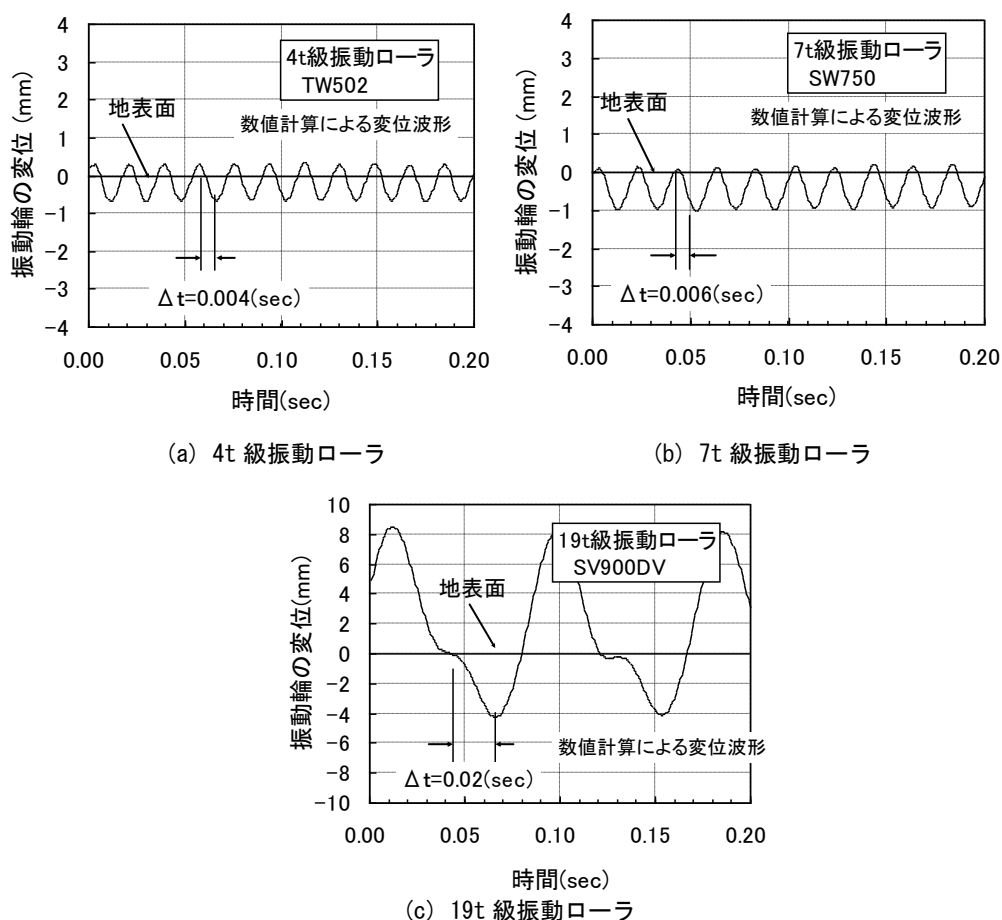


図-4.1.7 数値計算による振動輪の変位波形

4.1.2 剛性の異なる2層系地盤への振動ローラ载荷のモデル化による評価深さの考察

(1) モデル化の考え方と等価剛性の導出

ローラで地表面に载荷すると、その荷重は地盤中に伝わり地中の各部を変形させ、その総和が地表面の沈下となって現れる。この際、地表面に载荷された荷重は地中で深さ方向に減衰するため、地表に近い所では大きな変形が起こり、逆に深い部分では伝わる応力が減衰するため、変形は小さくなる。振動ローラ加速度応答で計測している地盤剛性も地中における深さ方向の応力減衰に応じた変形が反映された値になっており、前節で議論した評価深さもその影響を受けていると考えられる。そこで、図-4.1.7(a)に示すような異なる2層からなる土層の上に同図(b)に示すようにローラで载荷を行う問題を設定し、地盤内における応力減衰を考慮して、2層からなる地盤全体の変形係数を計算で求めてみる。この議論により、加速度応答法で計測される地盤剛性に及ぼす基盤層の影響とその深さによる変化について考察することができる。

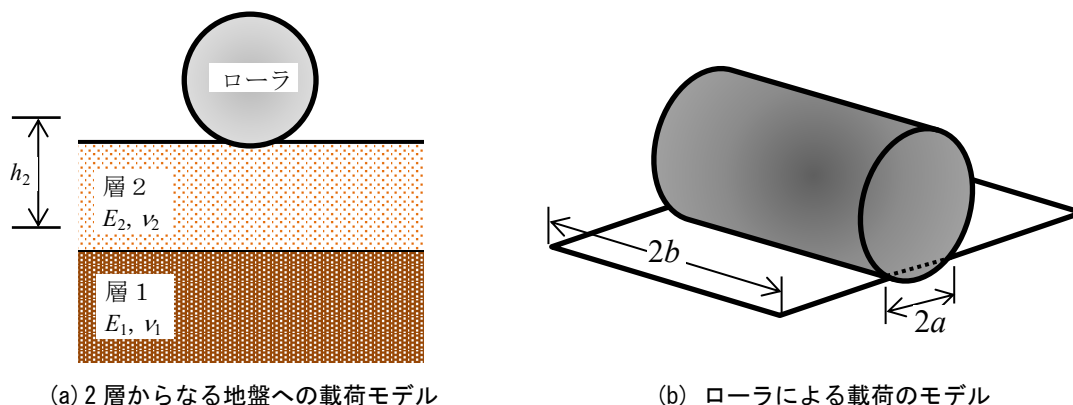


図-4.1.7 2層からなる地盤上へのローラによる载荷モデル

図-4.1.7(a)に示すように、変形係数 E_1 、ポアソン比 ν_1 の基盤層（層1）の上に変形係数 E_2 、ポアソン比 ν_2 層2が h_2 の厚さで撒き出されている状態を考える。この上に同図(b)に示すようにローラで載荷する場合を考えるが、ローラによる載荷は、簡単のため幅 $2a$ 、奥行き $2b$ のエリアにローラの荷重が平均的に p_0 の大きさに作用すると考える。地表面に載荷された p_0 の荷重は、地盤内で減衰して下方に伝わっていくが、簡単のため、図-4.1.8に示すように θ の角度で地中に広がり伝わっていくと仮定する。このとき、地表面から深さ h_2 の基盤層（層1）の表面に作用する荷重を p_1 とすると、 p_0 と p_1 は式(4.1.1)の関係を満たすことになる。

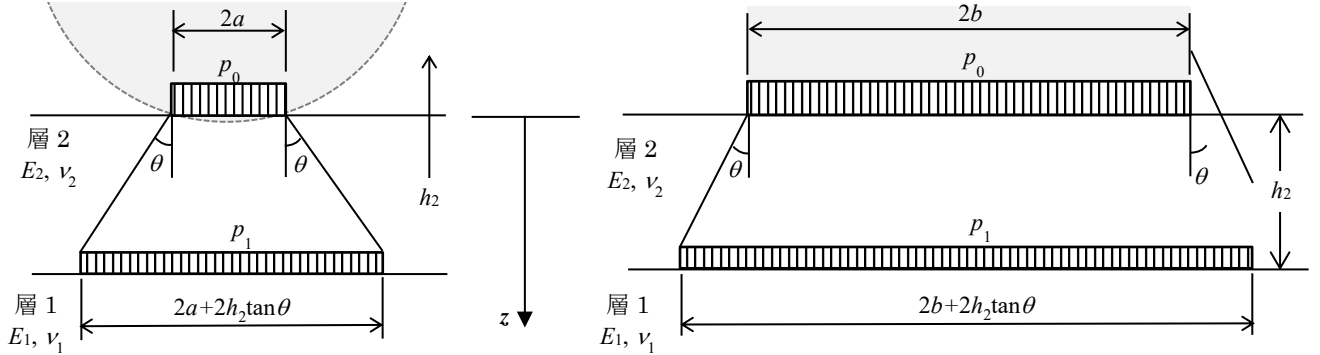


図-4.1.8 深層ローラによる載荷の地盤内減衰の簡易モデル化

$$p_0 \times 2a \times 2b = p_1(2a + 2h_2 \tan \theta)(2b + 2h_2 \tan \theta) \quad (4.1.1)$$

式(4.1.1)より、層1の上面に作用する荷重 p_1 は、式(4.1.2)で表される。

$$p_1 = \frac{4p_0 ab}{(2a + 2h_2 \tan \theta)(2b + 2h_2 \tan \theta)} = \frac{p_0 ab}{(a + h_2 \tan \theta)(b + h_2 \tan \theta)} \quad (4.1.2)$$

地盤内応力理論の教えるところによると⁵⁾、図-4.1.9のような長方形荷重が半無限弾性地盤に作用するとき、載荷の隅角部における鉛直応力 σ_z と鉛直変位 u_z は式(4.1.3)、(4.1.4)で表される。この荷重は、図-4.1.8の荷重の1/4の部分を表しており、この図の隅角部は、図-4.1.8の中心位置になる。

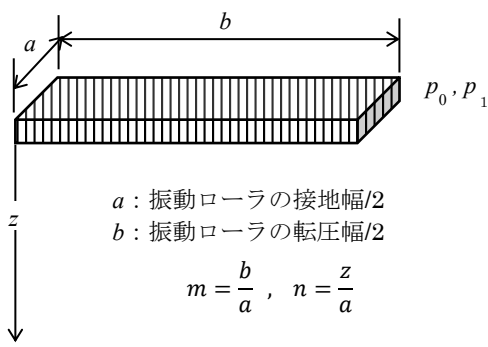


図-4.1.9 転圧のモデル化

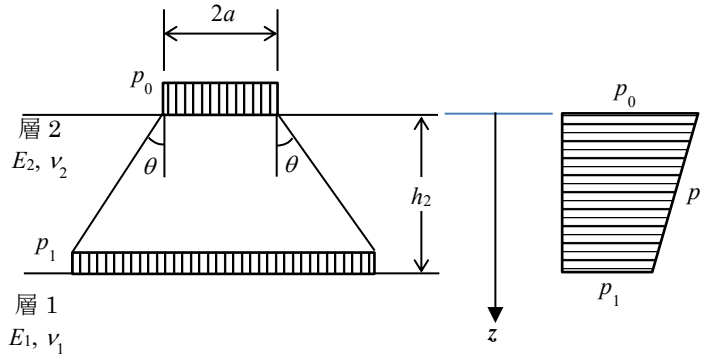


図-4.1.10 層2内の荷重分布

$$\sigma_z = \frac{p_0}{2\pi} \left[\frac{mn}{\sqrt{1+m^2+n^2}} \frac{1+m^2+2n^2}{(m^2+n^2)(1+n^2)} \right] + \sin^{-1} \frac{m}{\sqrt{1+n^2}\sqrt{m^2+n^2}} \quad (4.1.3)$$

$$u_z = -\frac{ap_0(1-\nu^2)}{2\pi E} \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2+n^2}+m}{\sqrt{1+m^2+n^2}-m} \right) + m \ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2+n^2}+1}{\sqrt{1+m^2+n^2}-1} \right) - \frac{1-2\nu}{1-\nu} n \tan^{-1} \frac{m}{n\sqrt{1+m^2+n^2}} \right] \quad (4.1.4)$$

振動ローラの載荷により、図-4.1.9の4個分の荷重（荷重強度 p_1 ）が層1の表面に作用すると仮定すると、層1の上面における沈下量 u_1 は式(4.1.3)に $z=0$ ($n=0$) を代入すれば式(4.1.5)で求めることができる。

$$u_1 = \frac{2ap_1(1-\nu^2)}{\pi E_1} \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1+m'^2}+m'}{\sqrt{1+m'^2}-m'} \right) + m' \ln \left(\frac{\sqrt{1+m'^2}+1}{\sqrt{1+m'^2}-1} \right) \right] \quad (4.1.5)$$

ここで、 $a' = a + h_2 \tan \theta$, $b' = b + h_2 \tan \theta$ $m' = \frac{b'}{a'}$

これに対し、層2の沈下量は、深さが限定されているため、式(4.1.4)をそのまま適用することはできない(式(4.1.4)は、深さ方向に地盤が無限に広がる反無限地盤を対象にしているため、層2には適用することができない)。

層 2 の沈下量 u_2 については、層中の圧力分布を図-4.1.10 の右図のように線形で減衰するとしてこの圧力分布に起因する沈下量を求める。図-4.1.10 右の圧力分布を式で表すと式(4.1.6)となる。

$$p = p_0 - \frac{(p_0 - p_1)}{h_2} z \quad (4.1.6)$$

式(4.1.5)の圧力分布で層 2 内に生じる変位 u_2 は、式(4.1.6)で表される。

$$u_2 = \int_0^{h_2} \frac{p}{E_2} dz = \frac{1}{E_2} \int_0^{h_2} \left(p_0 - \frac{(p_0 - p_1)}{h_2} z \right) dz = \frac{1}{E_2} \left[p_0 z - \frac{(p_0 - p_1)}{2h_2} z^2 \right]_0^{h_2} = \frac{p_0 + p_1}{2E_2} h_2 \quad (4.1.7)$$

層 1 と層 2 を合わせた全体の沈下量 u は、式(4.1.8)で表される。

$$u = u_1 + u_2 \quad (4.1.8)$$

また、層 1 と層 2 を併せた地盤を变形係数 E の一様な地盤と見なし、その表面にローラ荷重 p_0 が载荷されたと仮定すると、この地盤上でのローラの沈下量 u は式(4.1.3)で $z=0$ と置いて下式でも表される。

$$u = \frac{2ap_0(1-\nu^2)}{\pi E} \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2}+m}{\sqrt{1+m^2}-m} \right) + m \ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2}+1}{\sqrt{1+m^2}-1} \right) \right] \quad (4.1.9)$$

式(4.1.8)に式(4.1.9)、(4.1.5)、(4.1.7)を代入すると式(4.1.10)が得られる。

$$\frac{2ap_0(1-\nu^2)}{\pi E} \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2}+m}{\sqrt{1+m^2}-m} \right) + m \ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2}+1}{\sqrt{1+m^2}-1} \right) \right] = \frac{2ap_1(1-\nu^2)}{\pi E_1} \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1+m'^2}+m'}{\sqrt{1+m'^2}-m'} \right) + m' \ln \left(\frac{\sqrt{1+m'^2}+1}{\sqrt{1+m'^2}-1} \right) \right] + \frac{p_0+p_1}{2E_2} h_2 \quad (4.1.10)$$

ここで、 $A = \ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2}+m}{\sqrt{1+m^2}-m} \right) + m \ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2}+1}{\sqrt{1+m^2}-1} \right)$ 、 $A' = \ln \left(\frac{\sqrt{1+m'^2}+m'}{\sqrt{1+m'^2}-m'} \right) + m' \ln \left(\frac{\sqrt{1+m'^2}+1}{\sqrt{1+m'^2}-1} \right)$ とおくと式(4.1.10)は、式(4.1.11)のように表される。

$$\frac{2ap_0(1-\nu^2)}{\pi E} A = \frac{2ap_1(1-\nu^2)}{\pi E_1} A' + \frac{p_0+p_1}{2E_2} h_2 \quad (4.1.11)$$

これを整理すると式(4.1.12)が得られる。

$$E = \frac{4ap_0E_1E_2(1-\nu^2)A}{4a'p_1E_2(1-\nu^2)A' + \pi E_1(p_0+p_1)h_2} \quad (4.1.12)$$

式(4.1.12)では、層 1 と層 2 を併せた全体層の变形係数 E が、層 1 と層 2 それぞれの变形係数 E_1 、 E_2 と層 2 の撒きだし厚さ h_2 の関数として表されることになる。撒きだし層の下に硬い基盤層がある地盤上で振動ローラが振動し、加速度応答法で地盤剛性を計測する場合、下の基盤層の变形係数 E_1 の影響を式(4.1.12)の形で含みながら全体としての变形係数を計測していることになる。

そこで、この式(4.1.12)を用い、層 2 の厚さ h_2 が地表面での变形係数 E に与える影響を計算で求めてみる。計算条件は図-4.1.11 に示すように設定した。

地盤条件

- ・ 層 1 (下層：基盤層) の变形係数： $E_1 = 100 \text{ MN/m}^2$
- ・ 撒き出し層 (層 2) の变形係数： $E_2 = 25 \text{ MN/m}^2$
- ・ 層 2 の厚さ：0～1m の間で変化
- ・ ポアソン比は層 1、層 2 とも $\nu = 0.3$

载荷条件 荷重強度 $p_0 = 1 \text{ MN/m}^2$

- ・ 大型振動ローラ：载荷面 $2a = 0.2 \text{ m}$ 、 $2b = 2 \text{ m}$
- ・ 小型振動ローラ：载荷幅 $2a = 0.1 \text{ m}$ 、 $2b = 1 \text{ m}$
- ・ 地中での応力減衰の角度 $\theta = 45$ 度

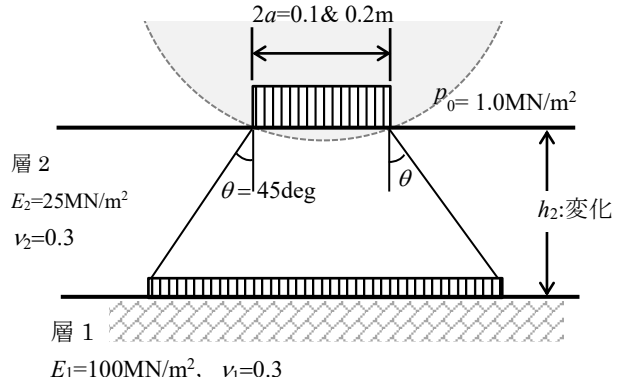


図-4.1.11 2層地盤への载荷のシミュレーション

図-4.1.12 にこの数値計算の結果を示す。結果では、撒き出し層 (層 2) の厚さが 0 のときは、基盤層 (層 1) の变形係数の値 (100 MN/m^2) になっているが、層 2 の厚さ h_2 が増加するに従い、全体の变形係数 E は減少し、大型振動ローラを想定した場合は、0.8m 付近で、小型の振動ローラを想定した場合は、0.4m 付近で基盤層 (層 1) の影響がなくなり、撒き出し層 (層 2) の变形係数まで減少していることがわかる。

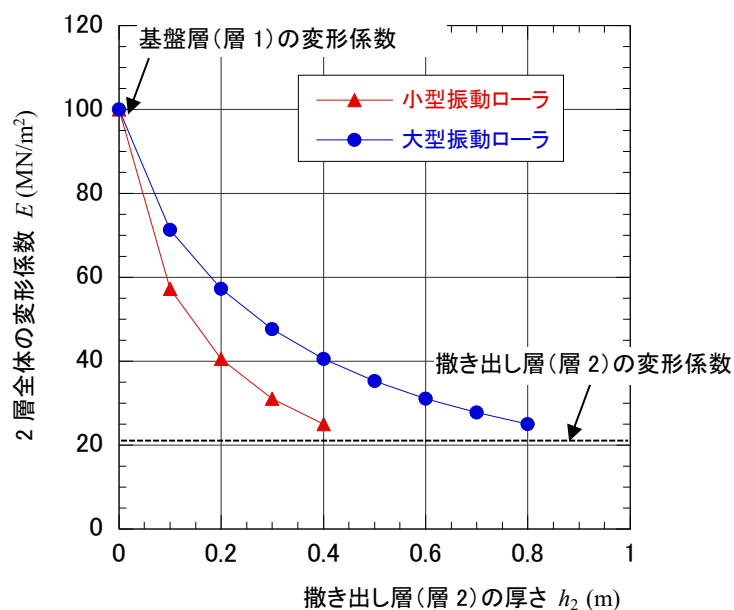


図-4.1.12 2層地盤への载荷のシミュレーション結果

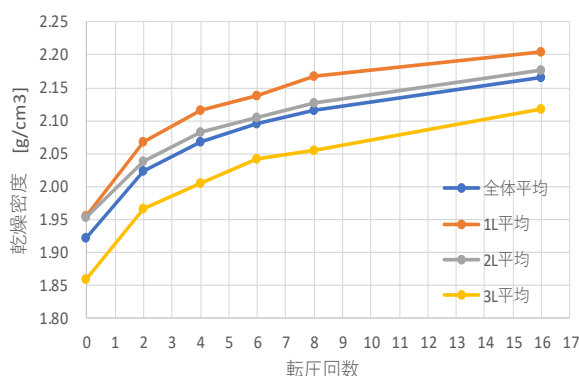
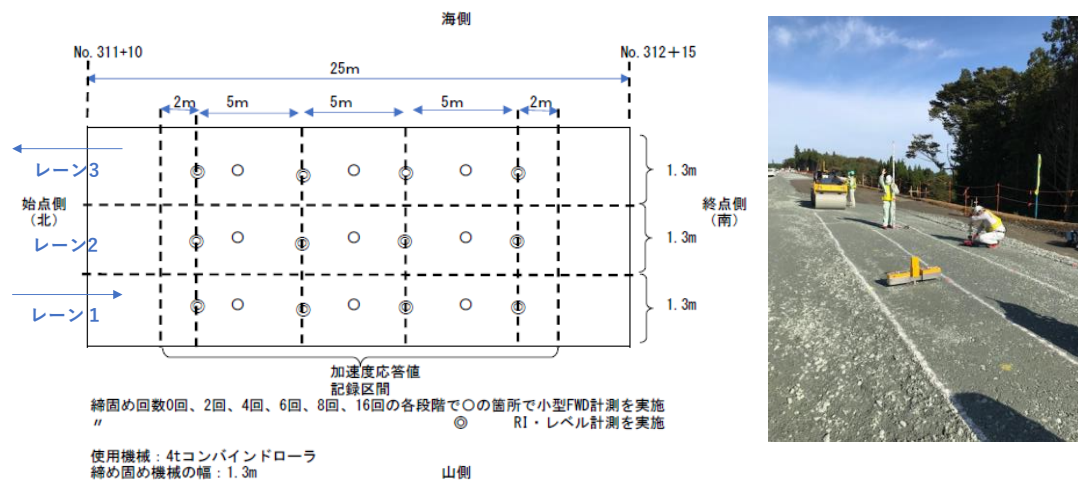
このシミュレーションでは、様々な仮定をもうけているため、厳密な計算ではないが、振動ローラ加速度応答法で地盤剛性を評価する場合、概ね 0.4m~0.8m 程度の深さの地盤の剛性を評価しており、その深さは振動ローラの大きさに依存すると考えられる。このことは前節の結果と整合する内容である。

(2) ある道路路盤現場におけるモデル化の検証例

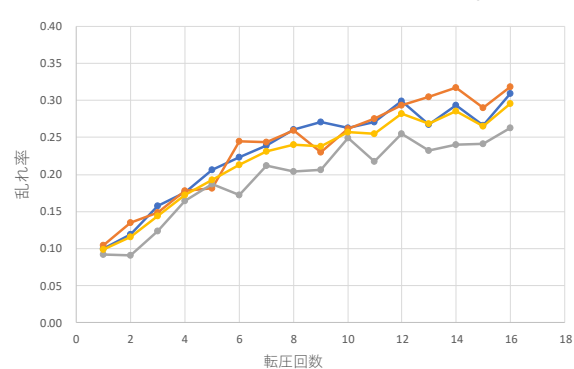
(1)で述べた 2 層系地盤のモデル化が現場転圧にどの程度適用可能なかを現場検証する機会を得た。現場は東北地方のある一般国道現場で、路床造成済の地盤上に路盤材(購入碎石)を仕上がり 15 cm相当で撒き出し、4t コンバインドローラで転圧を行った。図-4.1.12 に現場転圧試験の概要を示す。転圧試験はL1~L3 の3つのレーンで実施し、各転圧回数毎に沈下量、RI 密度、加速度応答値を計測した。以下では α システムによる計測結果を示す。なお本実験では路盤材敷き均し前に基盤(路床)表面において同じ振動ローラを走行させ、加速度応答を計測している。

図-4.1.13 に転圧試験結果を示す。転圧回数と共に乾燥密度と乱れ率は同傾向を示しながら収斂しているが、レーン 1 ~レーン 3 のレーン間で締固め密度や乱れ率に若干の違いを見て取れる。図-4.1.14 は、転圧中の乱れ率を各回数毎、各レーン毎に距離程(振動ローラ走行距離)に対してプロットし、そのばらつきを検討した結果を示す。図の左側は路盤表層転圧時の各レーンの乱れ率分布、図の右側には路盤転圧前に実施した基盤(路床)走行時の乱れ率の距離程変化を示している。この図を見ると、

- ① 乱れ率は距離程内で一定ではなく、路盤表層・路床表層転圧時のいずれもばらつきを示していること
 - ② 路盤転圧時の乱れ率のばらつきと、その下の路床走行時の乱れ率のばらつきには、各レーン毎の加速度応答値の大小関係や発生箇所(山や谷の位置など)などに一定の相関性が見られること
 - ③ 左側の路盤転圧時データを見ると、②の傾向は転圧回数が増え、路盤材の剛性が高まると共に顕著になること
- 等を指摘することが出来る。すなわち、路盤工転圧時の乱れ率(加速度応答)の変動は、その基盤である路床剛性の変動を反映している事が確認できる。なお、本地点の路床はセメント改良が行われており、その攪拌不均一性がこのような剛性のばらつきを生じ、結果として路盤材転圧時の加速度応答に影響を及ぼしたものと推察される(現場施工担当者からの聞き取りによる)。路盤材の仕上がり厚は 15 cm、 α システムの評価深さは 60 cmである事を 4.1.1 で示しており、路盤転圧時の加速度応答値は当然 15 cm下の改良路床の剛性を反映した(含んだ)値となる。

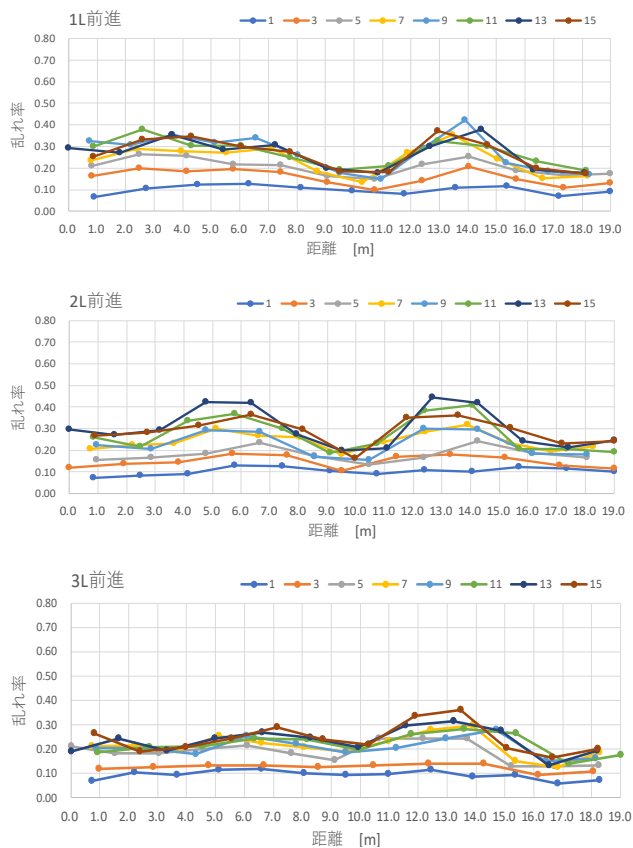


a) 転圧回数と RI 乾燥密度の関係

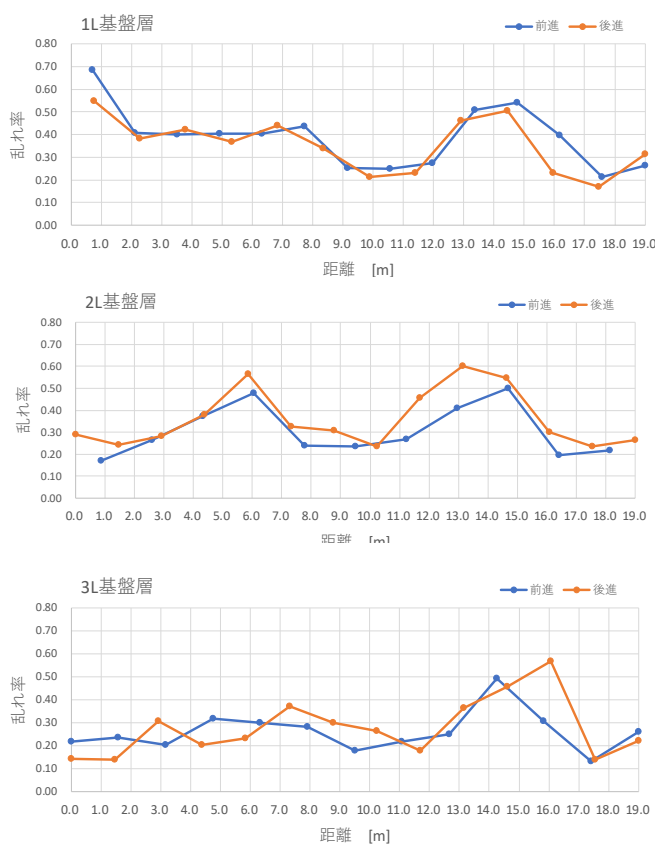


(b) 転圧回数と乱れ率(α システム)の関係

図-4.1.13 路盤材現場転圧試験結果



(a) 路盤材転圧時の乱れ率



(b) 基盤(路床)転圧時の乱れ率

図-4.1.13 路盤面および基盤(路床)面走行時の加速度応答値の比較

さて、この現象が(1)で述べた2層系地盤モデルで生じている事、 α システムが地盤剛性 E_{roller} を同時に取得できる事から、(1)で導出した算式を用いて路床表層走行時の E_{roller} を E_1 、路盤表層走行時の E_{roller} を等価剛性 E とみなし、前出の式により路盤材の剛性 E_2 を逆算して、各レーン毎距離程としてプロットした結果を図-4.1.14に示す。このような処理を施すと、3つのレーンの路盤層の変形係数 E は類似した値となり、かつ距離程内の山や谷もかなり緩和されている(路床剛性の影響をキャンセルできている)事が分かる。

今後、加速度応答データを面的かつ深度方向に取得、蓄積する事ができれば、このような基盤剛性の影響を排除した転圧層剛性を都度算出する事で、転圧層の地盤剛性の評価精度の向上を図る事が可能になるものと考えられる。

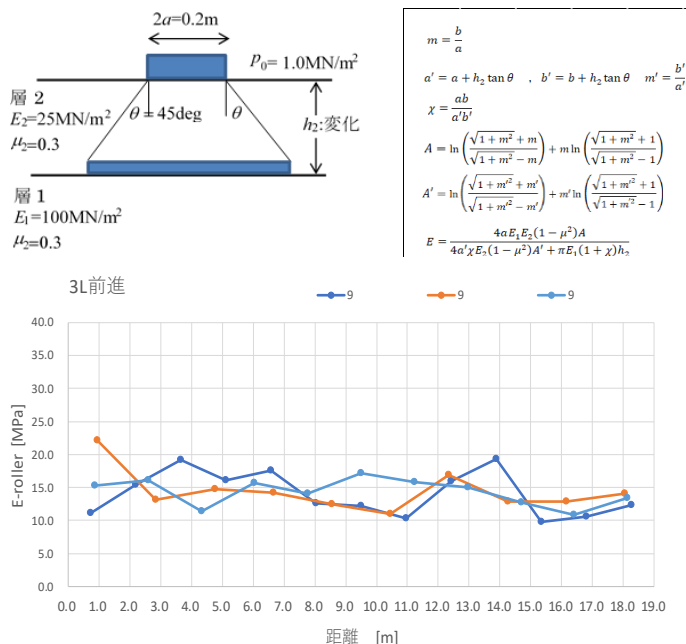


図-4.1.14 2層地盤モデルによる路盤剛性の割り戻し結果

【参考文献】

- 1) 藤山哲雄, 高橋浩: 振動ローラ加速度応答を利用した締固め管理装置「 α システム」による地盤評価深さの検討, 前田建設技術研究所報告, Vol. 50, 2009.
- 2) 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.
- 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) 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, 1992.
- 5) 木村 孟著: 土の応力伝播, 鹿島出版会, pp. 29-31, 1978.

4.2 振動ローラ加速度応答の前後進時の違いについて

振動ローラの加速度応答を計測すると、ローラの前後進時でその値が微妙に異なる場合があることが、ローラ加速度応答法の研究者や現場で運用している担当者から報告されることがある。通常の施工では振動ローラは一つのレーンを前後に往復しながら転圧を行うため、前進は奇数回、後進は偶数回となるのが常である。奇数回とその直後の偶数回では1回分の転圧効果が加わるため、全く同一の地盤剛性を持った地盤上にて前後進における加速度応答の違いの影響を抽出する事は不可能である。この前後進で加速度応答が異なる理由はいまだ解決されていないが、加速度応答法を用いた面的品質管理を行う場合などには、留意すべき技術的課題であると認識する。以下では、前後進時の加速度応答の違いに関する幾つかの実測結果を報告する。

(1) 検討に用いた計測事例

表-4.2.1 に本節で用いた加速度応答計測事例の一覧を示す。これらは以下に大別される。

- ① 室内土槽転圧試験¹⁾：路盤材を用いた室内転圧試験。本実験のみ前進と後進のレーンを分離し、それぞれ前進のみ、および後進のみに統一して転圧回数に対する加速度応答の変化を抽出している。
- ② 屋外大規模試験盛土²⁾：碎石、砂、粘土を自然含水比及び湿潤側に加水調整したヤードを造成し、4t および 10 t コンパインドラローラによる転圧を実施。転圧回数に対する加速度応答の変化を調べている。前後進で分離していない。
- ③ 実現場材料を用いた現場転圧試験²⁾³⁾⁴⁾：道路路盤、道路路床、ロックフィルダムの各現場において実現場材料を用いて現場転圧試験を実施。前後進で分離していない。

各計測事例における転圧機械、撒き出し厚、使用材料、含水比、取得した加速度応答値を表中に示している。なお、紙面の関係から、取得した全てのデータではなく代表的なものを示す。

表-4.2.1 前後進時の加速度応答値の違いを検討した計測事例の一覧

No.	試験ヤード	転圧機械	撒き出し厚	使用材料	含水比	加速度応答値	土構造物/部位
1	室内土槽での 転圧試験（前 後進分離）	8tタンデム	15cm	購入碎石（M30）	最適	$\alpha \cdot \text{CCV} \cdot \text{Evib.}$	道路路盤を想定
2				再生碎石（RC40）			
3		4tコンパインド		購入碎石（C40）		$\alpha \cdot \text{CCV}$	
4	屋外大規模試 験盛土	10tコンパインド	30cm		自然・湿潤	$\alpha \cdot \text{CCV}$	道路路体・路床・ 路盤を想定
5				砂（スリーピングス）	自然・湿潤	$\alpha \cdot \text{CCV}$	
6				粘土	自然（石灰処理）	$\alpha \cdot \text{CCV}$	
7		4tコンパインド	30cm	購入碎石（C40）	自然・湿潤	$\alpha \cdot \text{CCV}$	
8				砂（スリーピングス）	自然・湿潤	$\alpha \cdot \text{CCV}$	
9				粘土	自然（石灰処理）	$\alpha \cdot \text{CCV}$	
10		7tタンデム	15cm	購入碎石（C40）	自然	α	
11	実現場材料を 用いた現場転 圧試験	4tコンパインド				$\alpha \cdot \text{CCV}$	道路路盤現場A
12		10tコンパインド	20cm	現場路床材	自然		道路路床現場B
13			50cm	フィルタ材	自然	α	ロックフィルダム C
14			100cm	ロック材	湿潤（降雨）		
15			30cm	コア材	湿潤		
16			60cm	フィルタ材	自然		ロックフィルダム D
17			100cm	ロック材	自然		

(2) 前後進時の加速度応答値の違いに関する比較結果

ケース 1～3 で得られた加速度応答値と転圧回数との関係を図-4.2.1 に示す。これらの実験では転圧レーンを2つに分け、前進のみ、後進のみで転圧回数に対する加速度応答値の変化を調べているため、まったく同一の転圧回数どうしてで前進時と後進時の加速度応答値の違いを評価することができる。転圧機械は 8t 級のタンデムローラと 4t 級のコンパインドラローラが用いられており、乱れ率、CCV、 $E_{\text{vib.}}$ の3種類の加速度応答値が同時に計測されている。図中の青色が前進、オレンジ色が後進時の値を示す。ケース 1 については3つの加速度指標とも前進時の方がやや大きく、逆にケース 2 は後進時の方がやや大きいようにも見受けられるが、このような厳密な転圧試験によっても、前後進時の加速度応答値に対して明確かつ一般的な傾向を持った違いを見出すことは難しい。

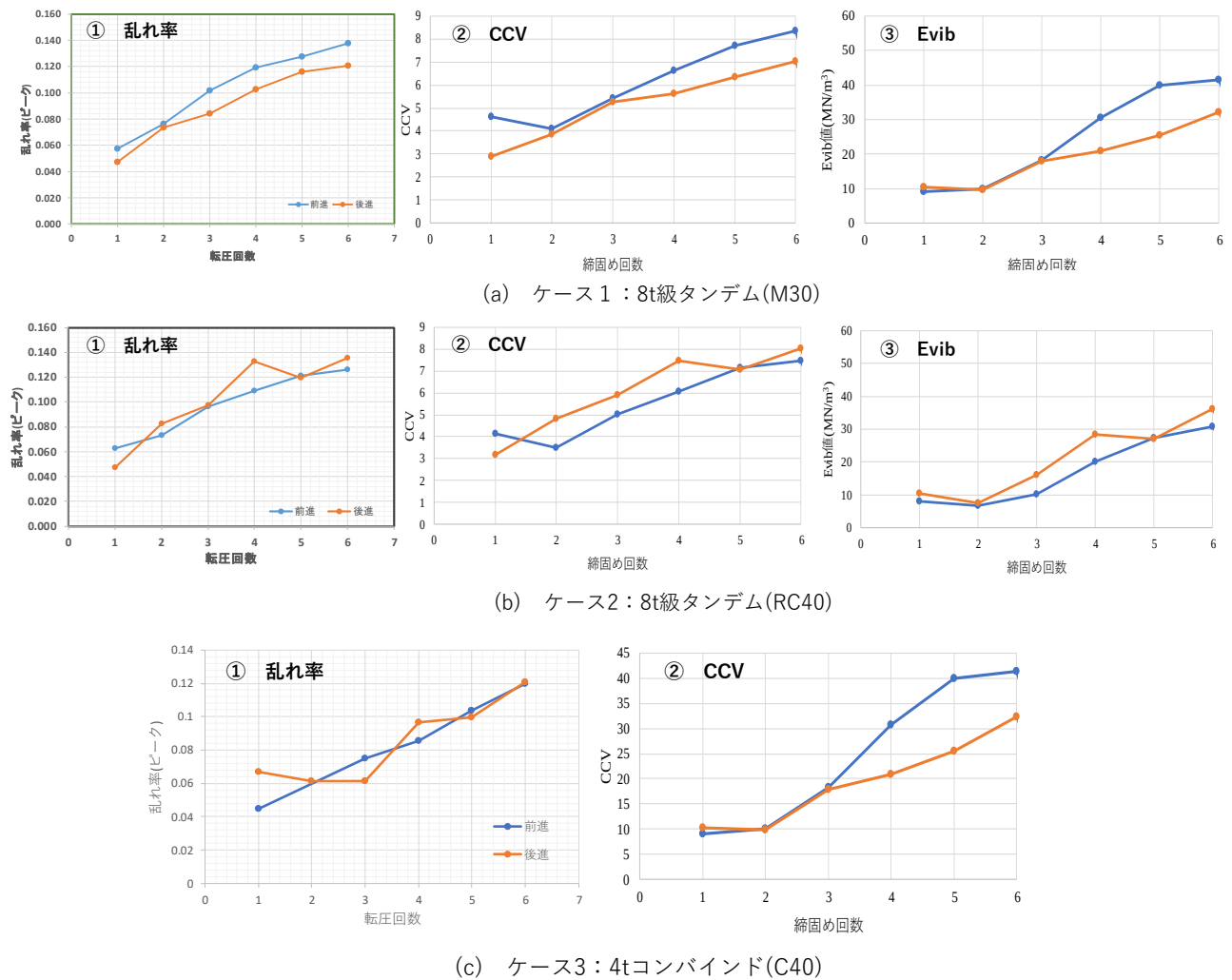
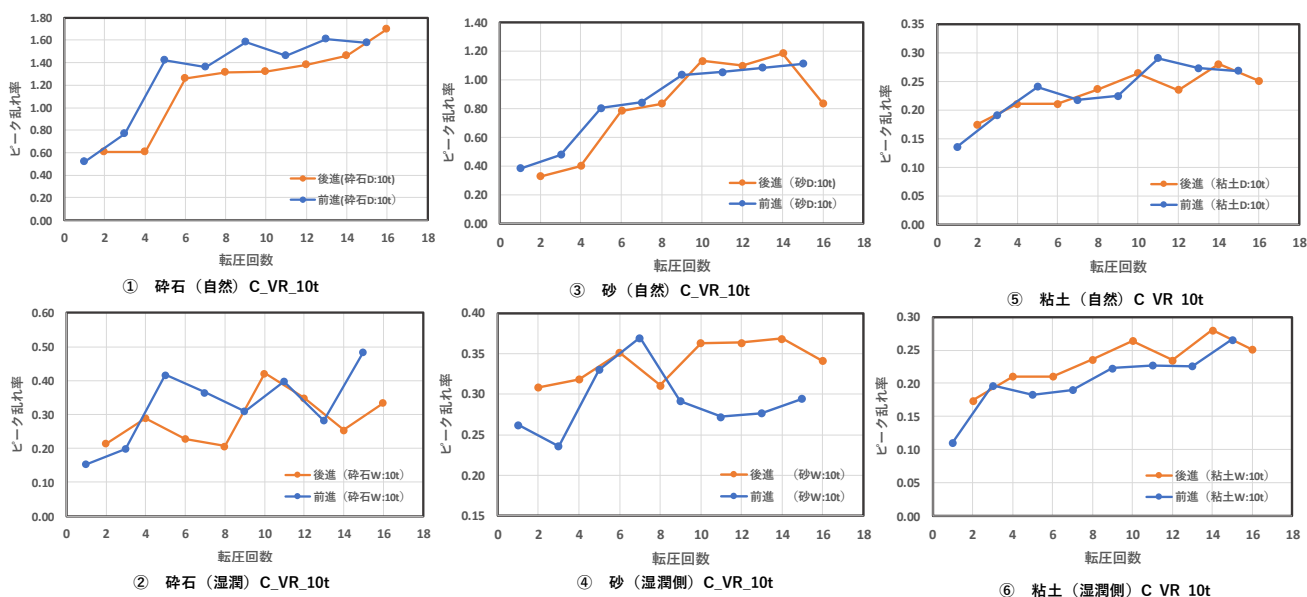
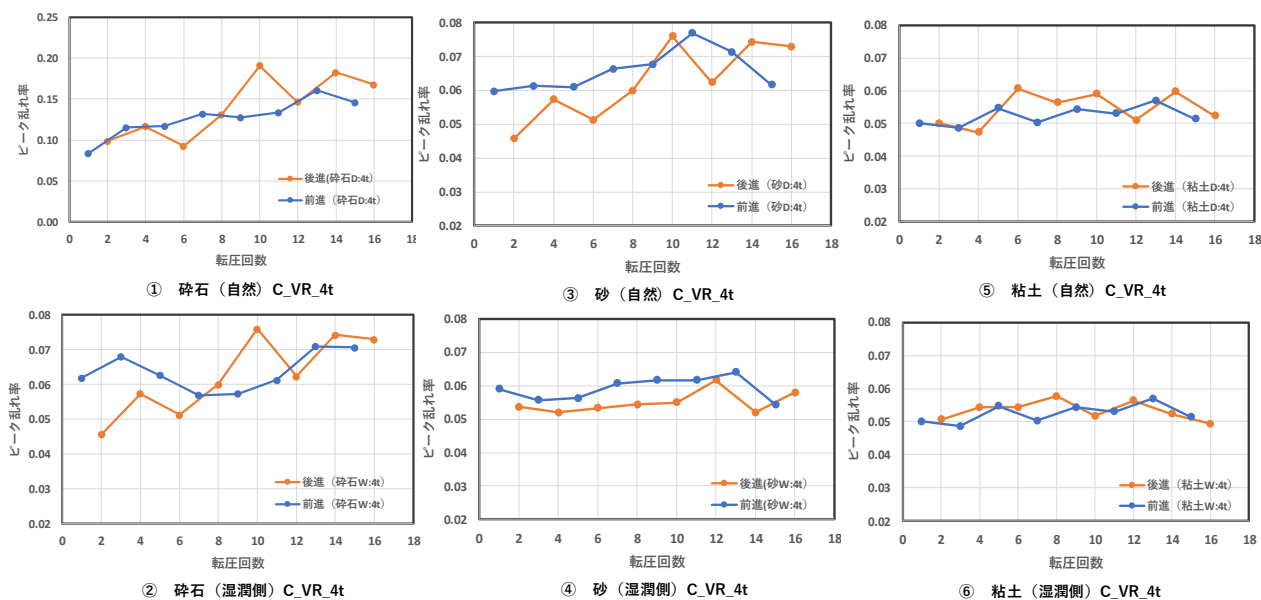


図-4.2.1 室内土槽転圧試験（ケース 1～3）における前後進加速度応答と転圧回数の関係

次に図-4.2.2 は、材料の種類や含水比を変えた屋外大規模試験盛土を造成し、4t 及び 10t 級コンバインドローラによる転圧を行った場合の結果を示す。用いた加速度指標は乱れ率である。本実験は前後進が分離されていないため、転圧回数を奇数と偶数で変えて前後進を併記した（プロットの色は図-4.2.1 と同じ）。本実験では、材料および含水比の違いが、前後進時の加速度応答値に影響を及ぼさないか否かの判断材料となる。湿潤側の含水比では地盤剛性が低下するため加速度応答値は小さくなり、かつ転圧回数に対して明瞭な増加傾向を示さなくなることが認められるが、前後進時の加速度応答値に関する結論は図-4.2.1 と変わらず、材料の種類や含水比が変わっても前後進時の加速度応答には明瞭な傾向を持った違いを見出すことは難しい。



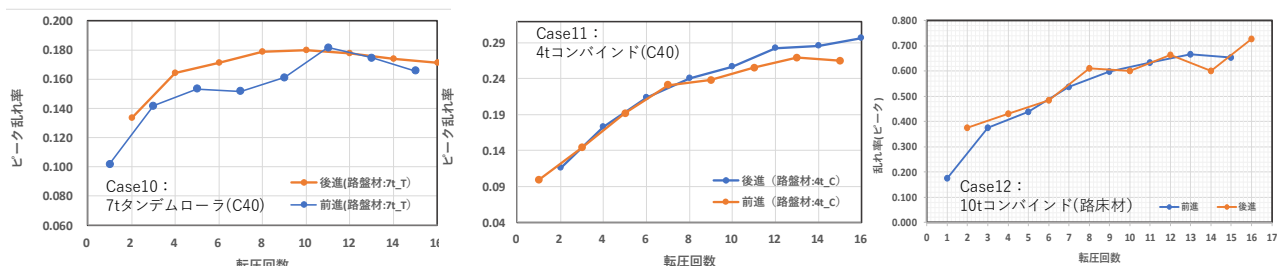
(d) ケース4,5,6 : 10tコンパインド



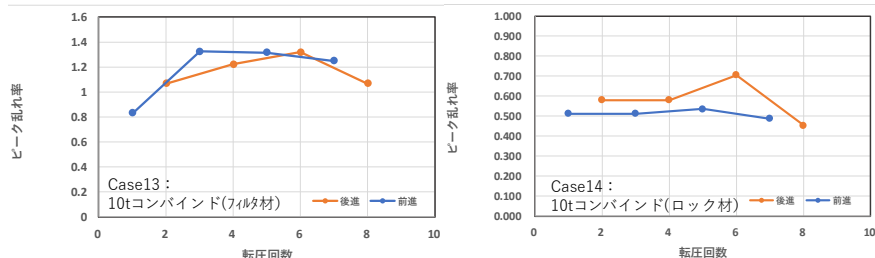
(e) ケース7,8,9 : 4tコンパインド

図-4.2.2(b) 屋外大規模試験盛土 (4 級コンパインドローラ) における前後進加速度応答と転圧回数の関係

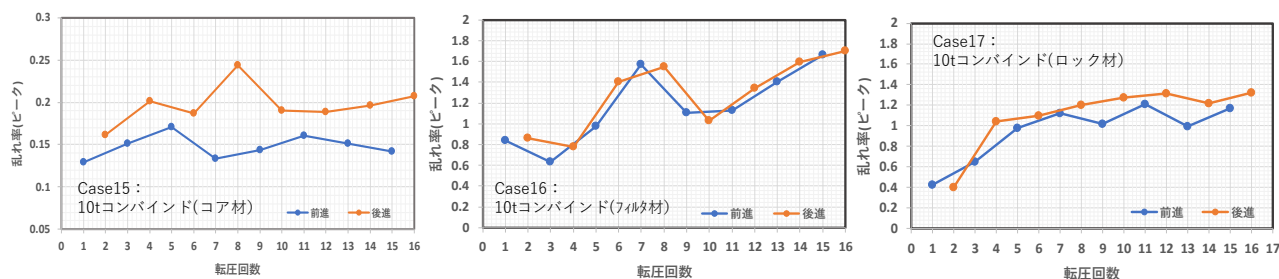
図-4.2.3 は現場材料を用いて行われた幾つかの現場転圧試験の結果 (ケース 10~17) の結果を示す。用いた加速度指標は乱れ率である。これらは材料 (路盤材, 路床材, ロックフィルのコア・フィルタ・ロック材) や含水比, 撒き出し厚, 転圧機種が各々異なる。ケース 10, 14, 15, 17 は, 後進時の加速度応答がやや大きいようにも見受けられるが, 前後進での加速度応答値の違いに関する結論は, ①室内土槽転圧実験や②屋外大規模試験盛土におけるそれとやはり変わらず, 明瞭な違いは見いだせない事が確認できる。



(f) ケース10,11,12 (道路路盤Aおよび路床現場B)



(g) ケース13,14:10tコンパインド (ロックフィルダムダムC)



(g) ケース15,16,17:10tコンパインド (ロックフィルダムダムD)

図-4.2.3 現場材料を用いた現場転圧試験における前後進加速度応答と転圧回数の関係

(3) 得られた知見

ここまで本委員会で収集したデータの大半を示したが、図-4.2.4に例外的な事例を示しておく。これはケース1～3の前年度(2018年度)に行われた同様の室内土槽転圧試験の結果であり、この実験結果のみ、乱れ率だけに前後進の違いが現れている(後進時の加速度応答は前進時のそれよりも小さい)。本実験と図-4.2.1のケース1～3の試験条件は転圧機械の運転方法等を含めて全く同一であることから、本実験のみ明らかに前進時の加速度応答が大きい原因は不明である。図-4.2.1と異なり、図中にはCCV値が示されていない。当時の記録によるとCCV値が転圧回数に対して一定傾向を示さず不安定な値を示したため採用を見送っており、その原因としてローラ振動輪への加速度計の固定方法に問題があった可能性があるとのコメントが当時の試験担当者によって残されている。 α システム(乱れ率)の加速度計も同じ固定治具を用いてCCV用の加速度計と一緒に振動輪に固定されていたことから(E_{vib} の加速度計は別に固定)、加速度計の固定方法がその応答値に何らかの影響を及ぼした可能性があるようにも思われる。しかし、固定方法の良否が前後進で加速度応答値に違いが生ずるというロジックも成り立たないように思え、確定的には言えない。

以上の結果から得られる知見は、いささか拍子抜けするものであり、「振動ローラ前後進での加速度応答値に違いが生じる場合があるのは確かである。しかし明確な傾向を持った違いは見い出せず、その原因も確定できない」というものとなる。一方、本節に示したデータを見る限り、前後進時の加速度応答値には実務上大きな問題となるような顕著な差異があるとは言えず、これは現場品質管理を行う立場からは有難い結果といえる。ただし、これは表-4.2.1中に示した実験条件の範囲内に限定されるものであり、例えば、垂直振動ではないタイプの振動ローラなどは吟味の対象外である事に留意が必要である。また、これらの実験は研究的な位置づけで行なわれているものが大半であり、実験条件や使用材料、施工含水比等を厳密に管理、規定した上で、振動ローラの運転も慎重に行っているなど、この後に述べるような不確定要因の混在する現場とは必ずしも一致しないと考えるべきかもしれない。

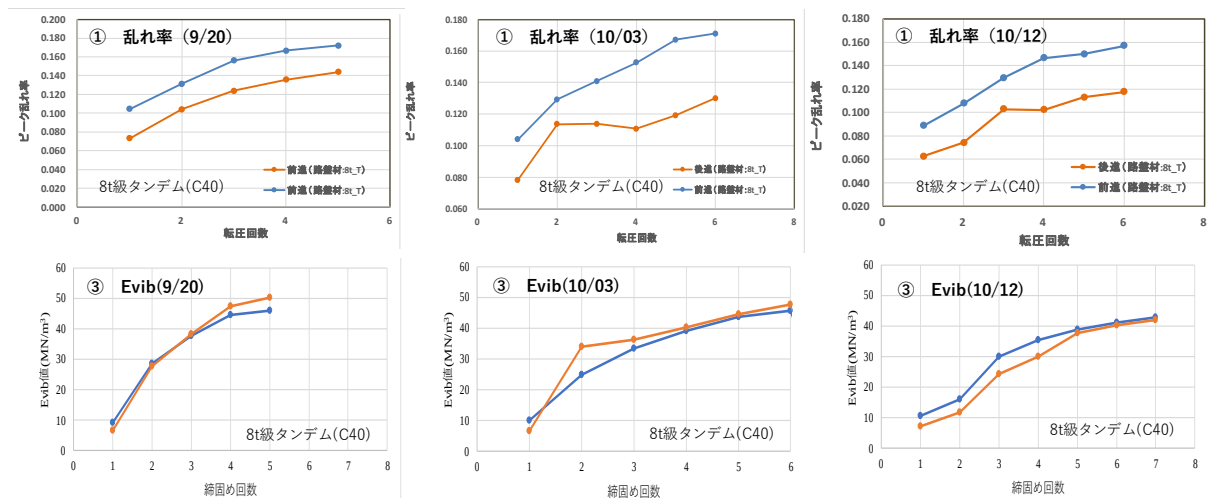


図-4.2.4 例外的に前後進時の差異が見られた事例（ケース1の前段階実験）

以上の実験データの収集と吟味を行う前に、「ローラ前後進時の加速度応答値が異なる場合がありそうだ」との現場からの報告があることを受け、本ワーキングでは以下のような3つのメカニズム（原因）を想定した。

【仮説①】

振動ローラ内部の偏心重りの回転によってローラ振動の水平成分が発生するので、この水平振動の方向とローラの進行方向が一致するか逆向きになるかで加速度応答に影響を与える可能性。この場合、水平振動成分を打ち消しあう2軸偏心重りの振動ローラであれば前後進時の違いがなくなると予想されるが、振動ローラメーカーが2軸振動ローラで計測してもやはり加速度応答値に違いが出たとの報告があり、十分な説明にはならない。

【仮説②】

振動ローラの前進と後進では振動ローラのエンジンの挙動が異なり、これが振動輪の加速度応答に伝播することによって前後進で違いが出る可能性。振動ローラメーカーにヒアリングすると、前進と後進では確かにエンジン挙動が異なるとのこと（実際、エンジン音が違う事も現場で経験する）。一方、振動輪と機械本体は防振ゴムで振動が遮断されているため理論的には無関係と言えるが、実際には完璧に遮断されているわけではないので、その可能性は残される。

【仮説③】

振動輪を押す場合（前進）と引く場合（後進）で振動輪への力の加わり方（振動輪と転圧面との接触面での力の加わり方？）が異なり、これが鉛直振動が前提である振動輪の挙動に影響を及ぼし、加速度応答にも違いが生じる可能性。前進時と後進時で土から受ける抵抗が異なることが考えられる（同じ受働抵抗であるが、前進時と後進時では振動ローラ本体にとっては土を押し込む方向と反対方向で力の加わり方が異なる。例えば粘性がある材料では前進は楽でも後進には後輪タイヤの抵抗を利用引きずり出すためにより大きなパワーを必要とし、走行速度も微妙に変えている事は現場のオペからよく耳にする）。

残念ながら収集した実験結果の範囲では前後進時の加速度応答の違いの傾向や原因を検証するものとはならなかったが、上記の仮説を勘案した時、振動ローラ加速度応答法を用いた実際の試験施工→本施工→現場品質管理に際して、下記のような点に留意しておく事が望ましいと考える。

- ① 現場品質管理では、加速度応答法による締固め判定に用いる転圧回数を偶数回なら偶数回と一定に決めて事が必要（通常の現場は転圧回数を規定するため問題は生じないと考えられる。しかし、一定の加速度応答値になった時点で転圧を完了するといった、面的かつリアルタイムな品質確認が可能なローラ加速度応答法の特徴をより積極的に活用した管理方法を採用する場合は、前進もしくは後進のどちらの転圧で判定するかを決めておく事が必要）
- ② オペレータの前進・後進に対する運転の「癖」（例えば、前進と後進では振動ローラのエンジンのふかし方や走行速度が違うなど）が加速度応答に影響する可能性があるとするならば、試験施工及び本施工時のオペレータの前進・後進の走行速度についても一定に決める事が望ましい。試験施工では起振力や走行速度を本施工と同じくする事が規定されるが、この規定は加速度応答からみても重要な留意点であると考えべきである。
- ③ 振動ローラのエンジン挙動が異なることが影響している可能性があるとするならば、転圧試験から実施の段階まで振動ローラの整備状況なるべく一定に保つことが重要である。特に振動ローラの老朽化は加速度応答解析を行った場合の基調振動数 f_0 の変化に現れる（新品状態のカタログ値の f_0 から乖離する）事が経験的に知られている。①や②を遵守してもなお、前後進で加速度応答値が明瞭に異なる場合、振動ローラの老朽化による起振力自体の変化や上記の加速度計の設置精度等を疑って見る事も一案であろう。

4.3 土質・含水比・飽和度の影響

加速度応答法は、2.1 節で説明したように締固めが進行すると土が密に詰まり、剛性が増加することに伴う振動輪の加速度波形の変化を捉え、締固めの度合いを計測する手法である。これは、粗粒土や比較的含水比の低い土の場合には当てはまるが、細粒土で含水比が高い場合には、締固めに伴い地盤の剛性が逆に減少する場合もある。このような場合には、加速度応答指標は締固めの進行とともに単調に増加するわけではないため、この手法を施工管理に使うには工夫を要する。本章では、土の密度と剛性との関係に及ぼす土の種類と含水比、飽和度の関係について、基本的な事項とそれに基づき行われた3つの研究事例を紹介する。そのうちの1つ目の研究は、室内大型土槽と実機の振動ローラを用いた転圧試験を行い、土質・含水比をパラメトリックに変えた場合の加速度応答値（乱れ率）と各品質指標との関係について検証したものである。2つ目の研究は、細粒分含有率や施工含水比を変化させた土質を対象として、タイヤローラ、振動ローラ、ブルドーザといった多種の大型締固め機械を用いて転圧試験を実施し、土質条件が各機械の締固め特性や加速度応答値（CCV 値、乱れ率、Evib）に与える影響について検証したものである。3つ目の研究は、加速度応答値（Evib）のメカニズムを検証するとともに、Evib が含水比の変化に敏感であるという特性を活かした含水比の推定手法について検討したものである。

4.3.1 締固め土の密度と剛性の関係に及ぼす土の種類と含水比の影響について

含水比を変化させて土を締固めた場合、前述のように最適含水比で締固めた土が最も密になるため、強度や剛性、遮水性などの工学的な特性もこの含水比で最適状態になると考えがちであるが、必ずしも工学的な性質が最適となる状態と密度が最大となる最適含水比とは一致しない。

図-4.3.1 は砂質粘土に対して突固め試験を行い、各含水比で得られた土に対して一軸圧縮試験を行った結果である¹⁾。この図より明らかなように、一軸圧縮強さが最大となる含水比は、乾燥密度が最大となる含水比より低いことがわかる。

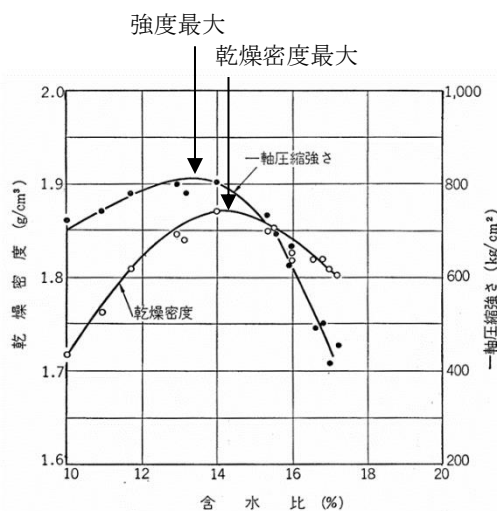


図-4.3.1 密度、強度と含水比との関係¹⁾

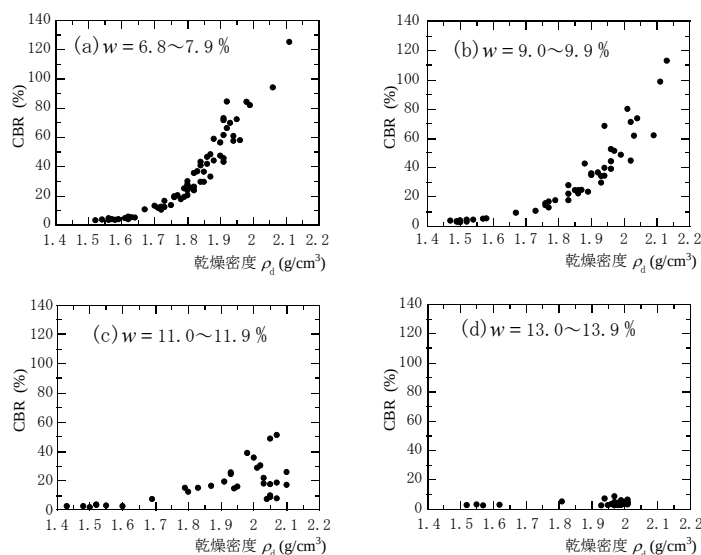


図-4.3.2 CBR と締固め土の密度との関係²⁾

図-4.3.2 は、実際の締固め用のローラで土を締固め、得られた地盤に対して現場 CBR で地盤の CBR 値を計測した結果の一部のデータを示したものである。この試験では、多種の締固め機械の締固め能力を調べるために、同じ土に対し多種の機械を用いて締固めを行い、密度とともに CBR が計測された²⁾。この際、土の含水比の影響を調べるために含水比も変化させて試験が行われている。図-4.3.2 は、これらの試験結果を整理し、含水比別に密度と CBR との関係を整理したものである。試験で用いた土は砂質ローム（土質分類は SC）で、最適含水比（JIS A 1210 A 法）は、約 12 % であった。この図より、明らかなように含水比の低い乾燥側の土の場合（例えば $w = 6.8 \sim 7.9\%$ ），CBR 値は、密度とともに増加し、両者の間には明確な相関関係があることがわかる。しかし、含水比が増加するに従い、密度に対する CBR の増加傾向は次第に明瞭でなくなり、また両者の関係のバラツキも大きくなることがわかる。最適含水比付近の $w = 11.0 \sim 11.9\%$ あたりでは、CBR 値はそれより低い含水比の結果に比べ、明らかに小さな値を示している。さらに、それよりも大きな含水比では、CBR は、非常に小さく、密度との相関もほとんど見られないことがわかる。

土の強度は、土の密度が高い方が大きくなると考えられるが、実際には土の強度は密度とともに含水比にも依存する。一般に、不飽和土では、図-4.3.3 に示すように土粒子間に懸架される水の表面張力により土粒子同志が引きつけられる（この力を粒子間結合力と呼ぶ）。これが抗力となり土粒子間には摩擦力が働き、不飽和土特有の強度が発現されることになる。乾燥した砂は自立しないが、適度に水を含ませてやると、砂でも自立するのはこのためである。また、締固め試験において、最適含水比よりも乾燥側の状態で適度に水を含ませた土を締固めるとコンクリートのように硬くなることがあるのは、締固めにより土が密になる効果と粒子間結合力による強度の発現効果の両者が有効に働いているからである。この粒子間結合力に起因する強度は、含水比が大きくなりメニスカスが消失すると、逆に小さくなる。このため、図-4.3.4 に示す斜線の領域の含水比では、含水比を増加させると土の乾燥密度が増えて密になっているにもかかわらず、逆に強度が低下することになる。締固め試験においても、最適含水比付近になると強度が低下し、意外と軟らかいという印象を持つことがあるのは、このためである。

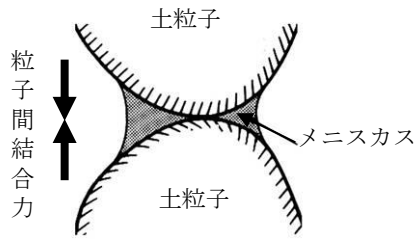


図-4.3.3 土粒子間に懸架される水

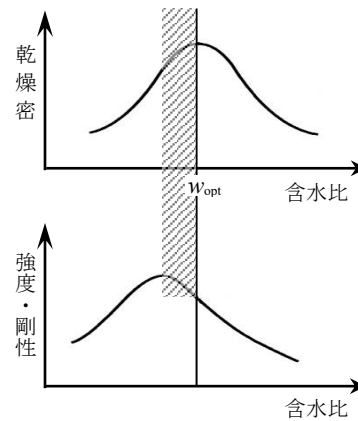


図-4.3.4 締固め土の工学的特性と含水比の関係

図-4.3.4 の斜線部分の状態は、細粒分を含み、含水比が比較的高い土に見られる現象で、このような土を締め固めると密度が増加しても、加速度応答指標の値は減少することになる。また、図-4.3.2(d)に示すように含水比が最適含水比より高い土の場合、密度と剛性（CBR 値）の間には相関性がない場合も多く、このような土に対して、剛性の変化を捉える加速度応答法を締固め度の評価に採用することは適していないといえる。

以下、締め固めた土のこれらの特性を踏まえ、実機を用いた実験を通じて、加速度応答法による地盤の締固め度評価に及ぼす土の種類、含水比、飽和度の影響について調査を行った結果を記す。

【4.3.1 の参考文献】

- 1) 河上房義，柳澤栄司著：土の締固め，p. 43，鹿島出版，1975 年
- 2) （社）日本建設機械化協会：創立 10 周年記念論文集，pp. 75～84，1974 年

4.3.2 多種土質材料を用いた振動ローラ加速度応答法による転圧試験の事例

振動ローラ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）に対する土の種類および含水比の影響を調査すべく、これらをパラメトリックに変化させた転圧試験を行った。この結果、振動ローラ加速度応答の定量指標の一つである乱れ率と地盤密度の関係は含水比ごとに異なり、飽和度がおよそ 80%以上の転圧地盤に対しては密度推定を目的とした適用が困難であること、密度推定手法としては含水比の変動が少ない粗粒材料への適用が最も有効であることがわかった。一方、CBR、動的変形係数などの地盤強度・剛性を表す指標と乱れ率の間には土の種類および含水比によらず一意的な関係があり、締固め後の強度、変形抵抗性を判定する手法として有用であることが示された。

4.3.2.1 研究の背景と目的

振動ローラは、振動輪（ロール）内の偏心錘を回転させて振動力を得ながら、自重と振動の効果により効率的に土の締固めを行う機械であり、大規模土工を中心に現在最も多用されている締固め機械の一つである。この振動ローラの振動輪部の加速度を計測すると、締固めの進行による地盤剛性の増大にともなう、波形が変化してくることが認められる。この現象を利用し、施工中の振動輪の加速度を計測することによって、リアルタイムかつ面的に地盤の締固め具合を判定しようとする研究が従来から行われている。この研究は北欧で先行し^{1),2)}、我が国では嶋津らが室内大型ピットでシルト質砂を用いた転圧試験³⁾を始め、岩砕⁴⁾、路盤・路床土⁵⁾、フィルダムロック材^{6)~8)}などの材料に対し、振動ローラ加速度応答を利用した締固め管理手法（以下、本論文ではローラ加速度応答法と呼ぶ）の適用性を検討した報告例がある。いずれも締固めにともなう振動ローラ加速度の変化を何らかの形で定量化し、これと密度あるいは地盤剛性などの締固め指標の間に相関を見出すことによって、施工管理に適用できる可能性を示している。このように本手法が提案されてから 20 年以上が経ち、北欧の一部地域では従来手法の補完手段として既に仕様書^{9),10)}に明記されている。しかしながら、我が国では多くの機関で締固め管理手法としての可能性が指摘されながら、未だ実用化には至っていない。この理由としては幾つか考えられるが、大きな理由の一つとして、土の種類や含水比が変化した場合に、振動ローラ加速度応答と締固め指標（密度や強度、剛性など）の関係が受ける影響について、これまでほとんど明らかにされていないことが挙げられる。すなわち、転圧試験等で振動ローラ加速度応答と密度あるいは地盤剛性など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、根拠を持った説明をできないのが現状である。一般に大規模土工では同じ盛土内にて多種多様な材料が使用されるのが普通であるから、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。

そこで、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^{11),12)}を行い、これら土質条件の違いが振動ローラ加速度応答と締固め指標（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、その適用性を検討した。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。

4.3.2.2 試験概要

(1) 転圧条件

転圧試験に用いた振動ローラの機械諸元を表-4.3.1に、また試験土槽の形状を図-4.3.1に示す。使用した振動ローラは起振力 294 kN (30 tf) の大型機種である。転圧試験は幅 3m×長さ 20m×深さ 0.95m のコンクリート製の室内大型土槽に厚さ 15cm の十分締固めた路床 (CBR 70%以上) を構築し、その上に所定の材料を投入して行った (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。

表-4.3.1 振動ローラの機械諸元

機械諸元	SV160DV
車体総質量 M	17,600 (kg)
※フレーム質量 m_1	4,310 (kg)
振動輪質量 m_2	6,000 (kg)
起振力 F	294 (kN)
振動数 f_0	28.3 (Hz)
振動輪直径 D	1.71 (m)
振動輪幅 B	2.15 (m)

※振動輪側フレーム、図-12参照

表-4.3.2 試験材料の物理特性

試験項目	砂質ローム	スクリーニングス	粒調碎石(M-40)
土粒子密度 ρ_s (Mg/m ³)	2.790	2.641	2.664
最大粒径 D_{max} (mm)	2	2.5	53
細粒分含有率 F_c (%)	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)	2.087	2.182	2.284
最適含水比 w_{opt} (%)	9.8%	6.3%	5.6%
地盤材料の工学的分類	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

※突固めによる土の締固め試験法:E法

表-4.3.3 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%
スクリーニングス	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%

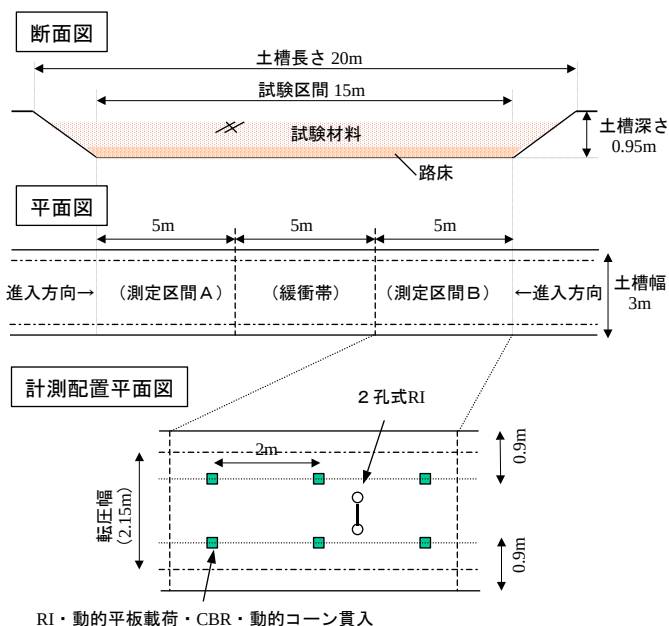


図-4.3.1 試験盛土槽形状図

(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 (碎石を製造する際に生じる粒径 2.5mm 以下の細かい部分)、粒度調整碎石 (呼び名 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-2 に、また各試験ケースの含水比を表-3 に示す。ケース数は、締固め厚 30cm・60cm を合わせて表-3 に示す合計 18 ケースとなる。図-4.3.2 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砂質材料 ($F_c=38.4\%$)、スクリーニングスはそれより細粒分が少ない $F_c=18.6\%$ の砂質材料、粒調碎石が最大粒径 53mm までを含む礫材料である。これらが多種多様な道路盛土材を全てカバーするものではないが、試験場所近郊で入手しやすい材料のうち、砂質土～礫質土の範囲で異なる粒度分布の材料を用意した。

(3) 計測項目

計測項目の一覧をまとめて表-4.3.4 に示す。またこれらの計測位置については図-4.3.1 中に示している。初期状態 (転圧回数 0 回) および転圧 2, 4, 8, 12, 16 回後の地盤密度を表面型 RI を用いて 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・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 計測位置付近で実施した (ただし表-4.3.3 の太斜字で示した試験ケースのみ実施)。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。また 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連続的に測定できる RI であり、1cm ピッチで自動測定できるタイプを使用した¹³⁾。

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 の重錘を落下させて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 Nh 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。既往の報告では、土研式試験器の貫入抵抗値 Nd と Nh=1.66Nd なる関係があるとされている¹⁴⁾。

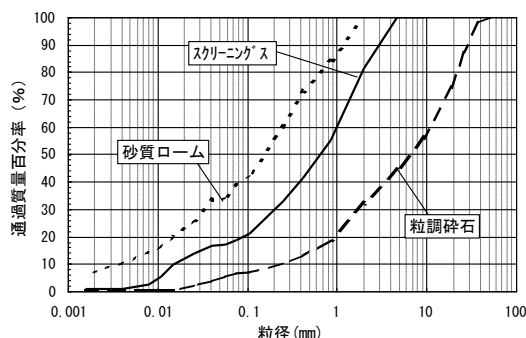


図-4.3.2 各試験材料の粒度分布

表-4.3.4 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・含水比	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	"

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、ドイツ運輸省鉄道局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¹⁵⁾が報告されている。

(3) 振動ローラ加速度応答の定量化手法

本実験では、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、乱れ率を算出した。乱れ率の詳細については、第 2 章の 2.2.1(4) 藤山・建山による提案（乱れ率）を参照されたい。

(4) 乱れ率～乾燥密度関係に関する実験結果

1) 転圧回数と乾燥密度・乱れ率の関係

図-4.3.3 に転圧回数と表面型 RI による乾燥密度の関係を示す。図-4.3.4 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-4.3.4 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-4.3.3 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、最適含水比より湿潤側の高含水比のケース（■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をえ示していることがわかる。

これは図-4.3.5 に示す現場 CBR，および図-4.3.6 に示す動的変形係数（動的平板載荷試験で得られる変形係数。以降 E_{vd} と仮称）も同様な傾向を示しており、湿潤側含水比のケース（■プロット）ではこれらの値が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ことがわかる（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）。この湿潤側含水比の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、いわゆるウェービ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。

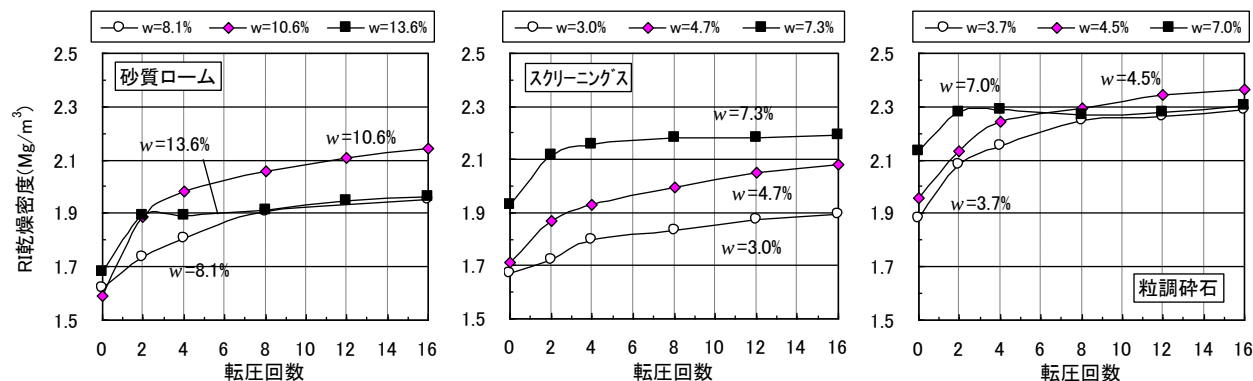


図-4.3.3 表面型 RI による乾燥密度～転圧回数の関係（層厚 30cm のケース）

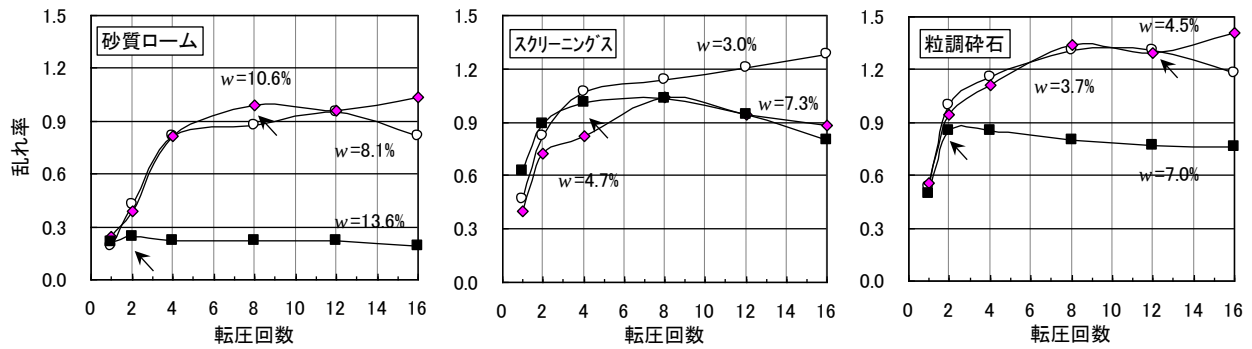


図-4.3.4 乱れ率～転圧回数の関係（層厚 30cm のケース）

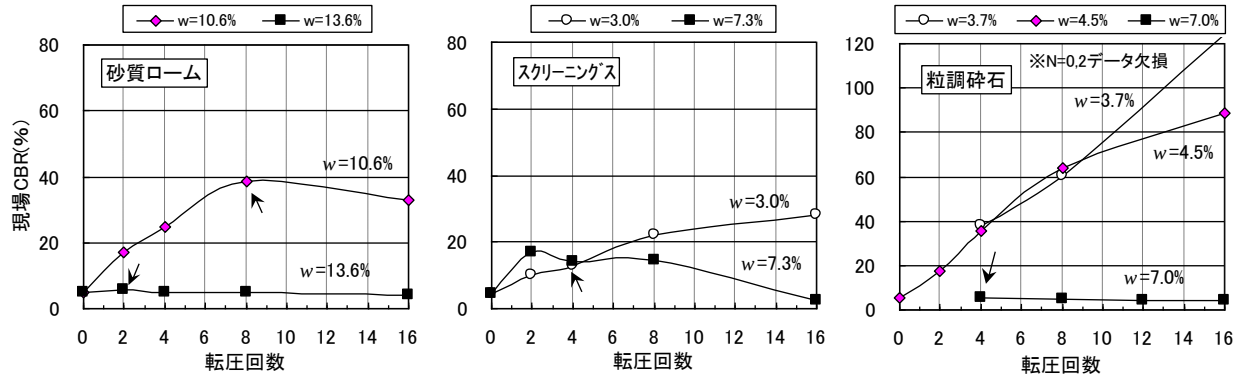


図-4.3.5 現場 CBR～転圧回数の関係（層厚 30cm のケース）

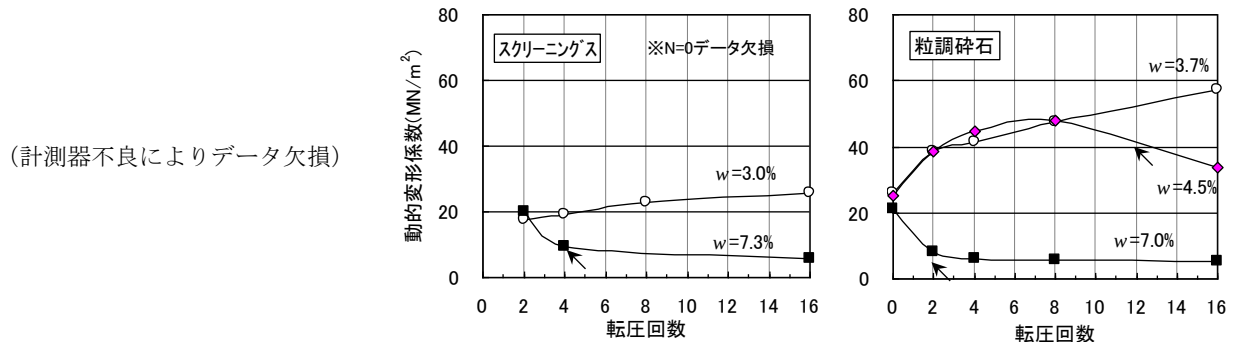


図-4.3.6 動的変形係数～転圧回数の関係（層厚 30cm のケース）

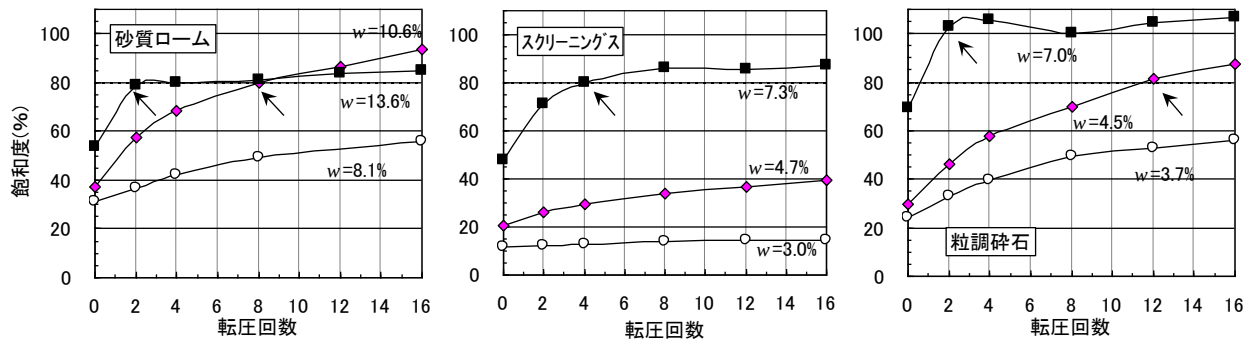


図-4.3.7 表面型 RI による飽和度～転圧回数の関係（層厚 30cm のケース）

ここで、転圧回数と地盤の飽和度の関係を図-4.3.7 に示した。これと乱れ率および CBR・動的変形係数の転圧回数に対する傾向（図-4.3.4～図-4.3.6）を対比させると、飽和度がおおよそ 80%を超えた場合、乱れ率および 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、および通常の地震荷重に比べ高い周波数の振動（約 30Hz）によって土が非排水に近い状態で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¹⁸⁾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%以上の地盤では、乱れ率は転圧に伴う密度の増加傾向と対応せず、乱れ率の増加によって締固めの進行を判定したい場合、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ろう。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に対して乱れ率～乾燥密度の関係を整理したのが図-4.3.8(a)(b)である(層厚 30cm と 60cm それぞれについて示した)。これを見ると、図中に示した飽和度 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正の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 値の関係調べた結果¹⁹⁾(図-4.3.9)と類似している。図-4.3.9を見ると、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($w=7.0\sim7.9\%$)では CBR と乾燥密度の間には強い相関が見られるが、 $w=13.0\sim13.9\%$ の場合には、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～乱れ率関係が含水比の影響を強く受けることはむしろ必然の結果と言える。

以上より、ローラ加速度応答から密度を推定する場合、図-4.3.8に示すごとく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、例えばフィルダムのロック材のような、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。特に、現行(論文発表当時)のロック材の密度管理は一般的に水置換法によっているが、孔体積が大きく多大な労力と費用がかかるため、測点数が希少にならざるを得ず、結果として合理的な締固め管理がなされていないという現状がある。この意味からも、リアルタイムかつ面的判定が可能な本手法は、ロック材の密度管理への適用に対して非常に効果的であり、膨大なデータ数を取得することによって、従来不明であった堤体密度の平均値とバラツキ、さらには現行のダム堤体が有する設計値からの「余裕度」を定量的に把握することも可能となる。文献 7)ではこの点に着目し、ロック材を対象とした本手法の適用性を確認しているので参照されたい。

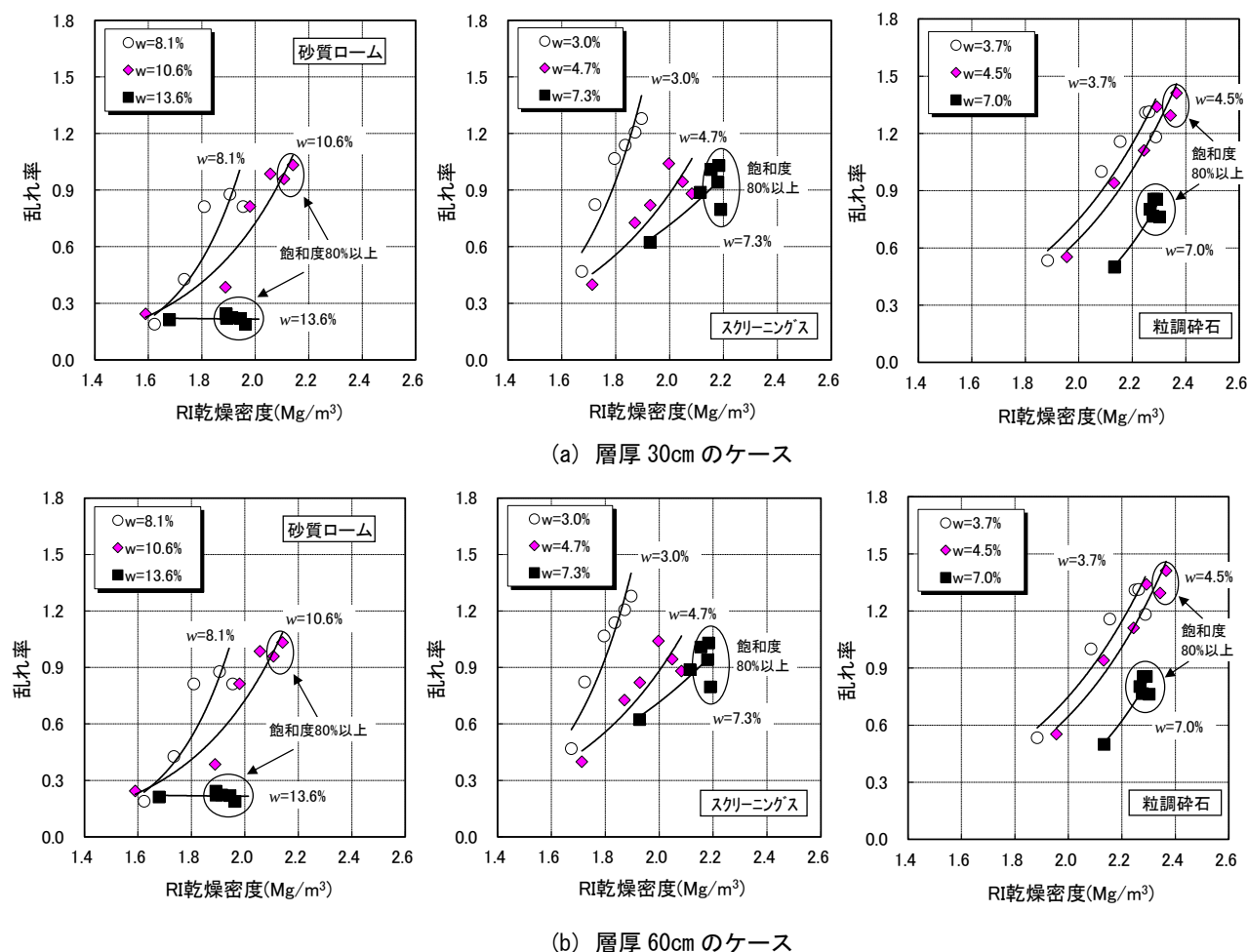


図-4.3.8 表面型 RI による乾燥密度～乱れ率の関係

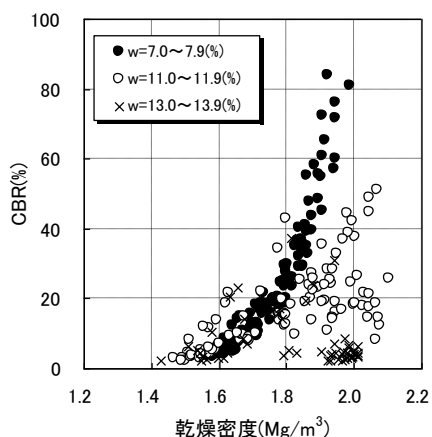


図-4.3.9 乾燥密度～CBR の関係¹⁹⁾

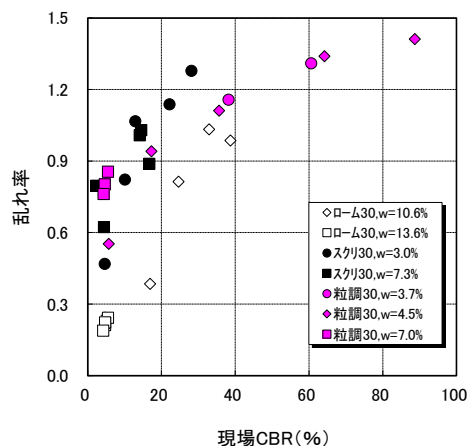


図-4.3.10 現場 CBR～乱れ率の関係（層厚 30cm）

(5) 乱れ率～強度特性の関係に関する実験結果

次に、乱れ率と現場 CBR の関係を図-4.3.10 に示す。これらをみると、乱れ率と 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-4.3.9 に示したように乾燥密度～CBR 関係は含水比の影響を強く受けるが、乱れ率によれば CBR のような地盤の剛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-4.3.10 によれば乱れ率～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、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く。

図-4.3.11(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て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-4.3.12(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 Nh（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-4.3.11 および図-4.3.12 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盤剛性を反映していると考えられる。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-4.3.10 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。

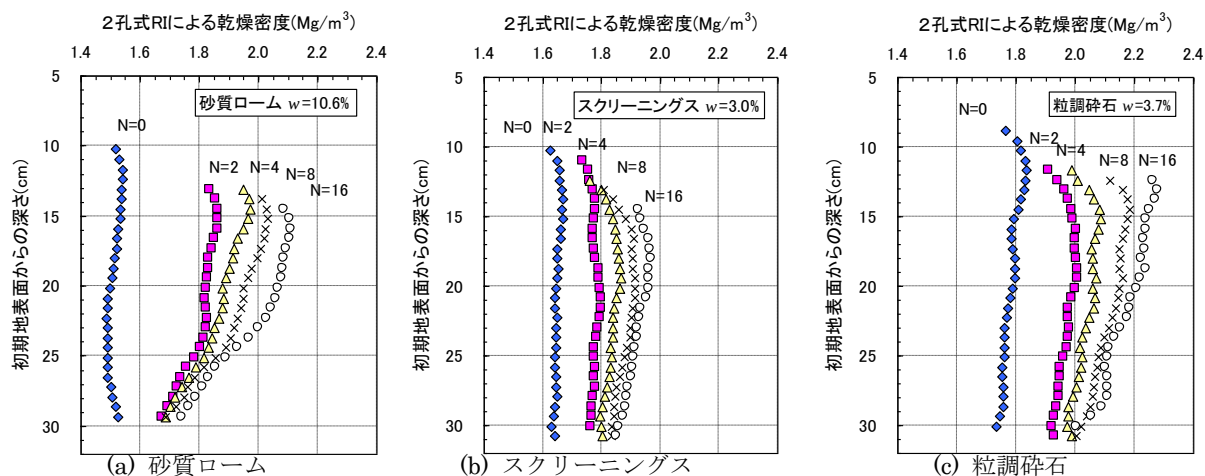


図-4.3.11 2 孔式 RI による深さ方向乾燥密度分布（層厚 30cm）

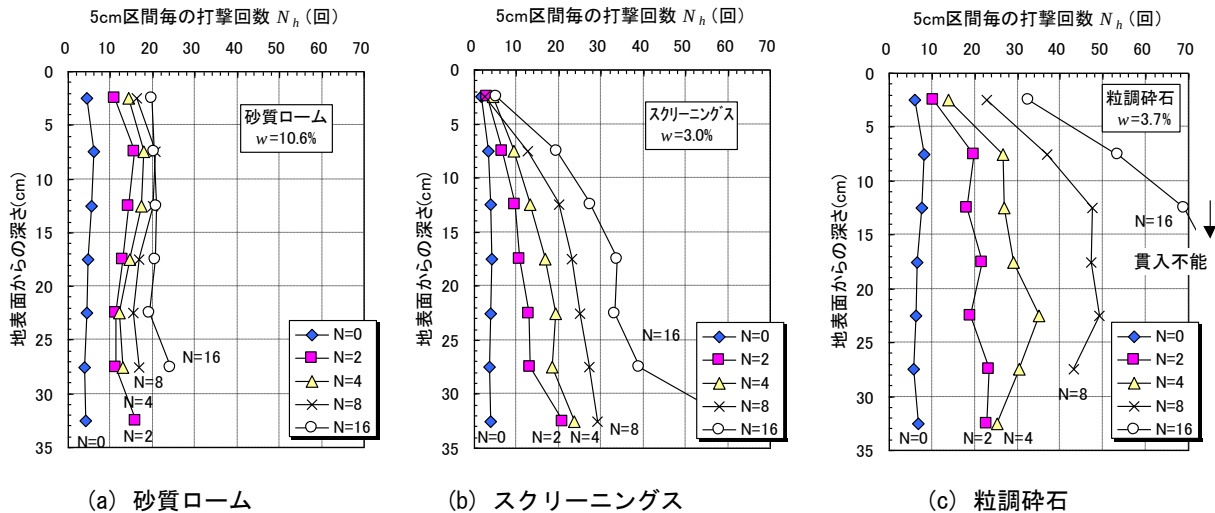


図-4.3.12 動的コーン貫入試験結果（層厚 30cm）

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-4.3.12 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 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-4.3.13 に示す。これを見ると、表層付近の局所的な剛性の違いの影響が取り除かれた結果、層内平均 N_h 値と乱れ率の関係は、図-4.3.10 における CBR のような材料毎の違いがなく、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。また、同じ層内平均 N_h 値に対し、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め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。振動ローラ加速度応答の影響深さについては現在検討中であるが、この層厚 30cm、60cm で差があることを考えると、今回用いた振動ローラでの評価深さは少なくとも 30cm 以上であると推察される。

以上より、乱れ率によって土の種類および含水比によらず、現行の道路盛土一層撤出し厚標準の 30cm 以上の深い領域まで、転圧地盤の力学的指標である強度・剛性を判定し得ると言える。

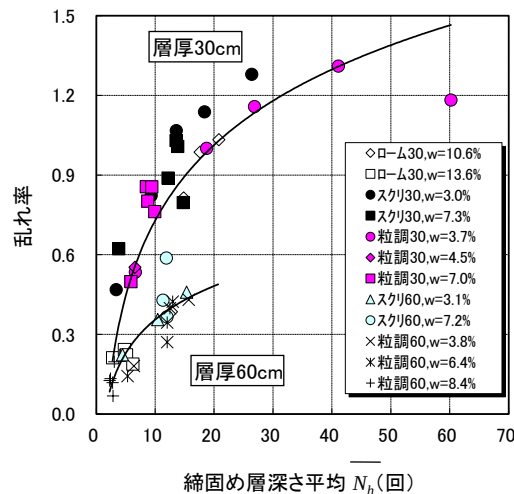


図-4.3.13 乱れ率～締固め層内平均コーン貫入値 $\bar{N}_h$ の関係

現状の盛土締固め管理は、 D_c 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-4.3.9 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・変形抵抗性が異なるため、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²⁰⁾。しかしながら、乱れ率が強度・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・地盤剛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、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。

(6) 振動ローラ加速度応答を利用した地盤剛性算定手法の検証

前章までの議論により、任意の土の種類および含水比条件においても振動ローラ加速度応答と地盤の強度・剛性は一意的な関係にあることがわかった。そこで本章では、数値計算を援用した藤山らの地盤剛性算定手法について、任意の土質条件下における適用性を検証すべく、本実験で計測された乱れ率から地盤剛性を推定し、動的平板載荷試験により測定された地盤変形係数 E_{vd} との比較を行った。この結果を図-4.3.14 に示す。

図-4.3.14 より、乱れ率から算定される変形係数 E_{acce} と動的変形係数 E_{vd} はおおむね対応しており、藤山・建山の手法によって地盤変形係数を定量的に評価可能であると言えるが、材料によってばらつきが生じる結果となった。これは、変形係数の推定値が材料によって異なる結果を与えるのではなく、先の乱れ率と現場 CBR の関係の議論と同様、乱れ率と動的平板載荷試験による評価範囲の違いが影響しているためと考えられる。すなわち、動的平板載荷試験の載荷荷重は振動ローラ転圧力 395kN の約 1/50 にすぎないことより、動的変形係数は振動ローラ加速度応答による評価に比べて、材料毎の表層付近の剛性の違いに支配されている可能性が高い。実際、図-4.3.14 をみると、特に乾燥側の含水条件では、スクリーニングスより粒調砕石の方が、同じ推定変形係数 E_{acce} に対して動的変形係数 E_{vd} が大きくなる傾向が見受けられ、先の図-4.3.10 に示した現場 CBR と乱れ率の関係と同様の傾向が認められる。また、層厚 30cm における推定変形係数には下部路床の剛性も含まれていること、さらに土槽がコンクリートで拘束されている条件が変形係数の推定値に影響する可能性も否定できない。以上を鑑みると、例えばコンクリート拘束の影響がない通常の盛土において、比較的締固め層の深部までの地盤剛性を評価できる手法（例えば静的な平板載荷試験）によって、変形係数の推定値 E_{acce} の検証を行えば、その妥当性がより明瞭になると予想される。

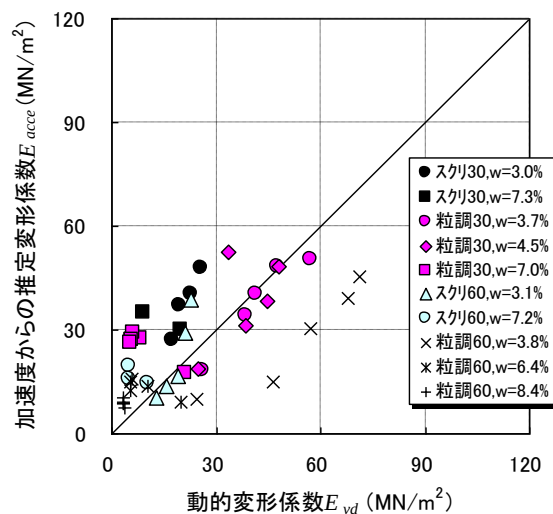


図-4.3.14 乱れ率による推定変形係数と動的変形係数の比較

ところで、地盤剛性が転圧地盤の要求品質となる盛土として、道路・空港路床、鉄道盛土などがある。現在これらの構造物については、現場 CBR、プルーフローリング、平板載荷試験等による強度規定管理が実施されているが、一般にこれらの測定には多大な手間と費用を要し、また先述したように現場 CBR 試験は表層付近の剛性しか測定できない。これに対し、本手法により任意の材料に対して、しかも撤出し層全層に対する地盤剛性を定量的に算定できるとすれば、設計値に対する合否判定のみならず、撤出し材料に応じた締固めの過不足をリアルタイムに制御し、一定品質の転圧面を造成するといった、従来より一歩進んだ施工管理を行うことが可能となる。今後、各手法毎の測定範囲の違いに留意しつつ、本手法の適用性をさらに検証していく予定である。

(7) おわりに

ローラ加速度応答法による締固め管理の実用化を目指し、土質・含水比をパラメトリックに変えた室内大型土槽による転圧試験を行い、これまで不明であった土の種類・含水状態が変化する場合の適用性を検討した。この結果、以下の結論が得られた。

- ① 転圧にともなう振動ローラ加速度指標の増加によって締固めの進行を管理する場合、おお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、あらかじめ両者の関係を想定される材料範囲に対して用意しておく必要があり、多大な労力を要する。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。
- ③ CBR 試験、動的平板載荷試験等の既往測定手法は地表面付近の局所的な強度・剛性に左右される傾向がある。これに対し、振動ローラ加速度ではより深部まで、今回使用した大型機種の場合少なくとも現行の道路盛土一層撤出し厚の標準 30cm 以上までの平均的な強度・剛性を評価できる。
- ④ 締固め全層の強度・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。
- ⑤ 動的平板載荷試験を用いた今回の試験結果からは、藤山らの手法による地盤剛性評価手法の任意の材料条件に対する適用性を明瞭に示すことができなかった。今後、通常盛土において、深部までの地盤剛性を評価できる手法に

より検証を行う必要がある。

【4.3.2 の参考文献】

- 1) Thurner,H. and Sandstrom,A. : A New Device For Instant Compaction Control, Proceedings International Conference on Compaction, vol.2, pp.611~614, 1980.
- 2) Floss,R., Gruber,N. and 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.
- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) 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.
- 6) 藤井弘章, 渡辺 忠: 種々の締固め管理方法の比較, 第 21 回土質工学研究発表会講演集, pp.1771~1774, 1986.
- 7) 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.
- 8) 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.
- 9) Swedish National Road Administration : General Technical Construction Specifications For Roads, Chapter 4(Prepared Subgrade Construction), 1994.
- 10) 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.
- 11) 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.
- 12) 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.
- 13) 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料の現場締固め特性の評価, ダム工学, pp.36~49, 1996.
- 14) 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.
- 15) 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.
- 16) 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.487/Ⅲ-26, pp.237~245, 2000.
- 17) 土質工学会編: 粗粒材料の現場締固め, pp.246~252, 1989.
- 18) 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.
- 19) 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 ―原理と適用性について―, 土と基礎 7 月号, pp.1~4, 2000.
- 20) 土質工学会編: 土の締固めと管理, pp.127~148, 1991.

4.3.3 多種の大型締固め機械を用いた振動ローラ加速度応答法による転圧試験の事例

盛土の締固めにおいて、要求性能を満足するための施工方法と最適な締固め機械の選定手法および品質管理手法を提案することを目的に、屋内のコンクリートピットで盛土工事現場(砂質系土質)を模擬した実験を行った。実験には現場で一般的に使用されている最新型の大型締固め機械などを使用し、締固め回数に応じた地盤の密度、地盤反力係数および加速度応答システム表示値などを測定した。実験の結果、今回使用した地盤材料においては、最適な締固め回数は 8 回であり、締固め施工に適している材料は細粒分含有率 $F_c=10\%$ もしくは 15% 、含水比が最適含水比より 1% 程度乾燥側の材料であることがわかった。また、飽和度率(※)が 95% 以下であれば、地盤反力 K_{30} によって締固め度(密度)を管理することが可能であることがわかった。加速度応答システムについては、飽和度率が約 80% より乾燥側、施工含水比を最適含水比より 1% 以上乾燥側の場合には、加速度応答システムを用いて締固め度および地盤剛性値を推定することが可能であることがわかった。なお、締固め効果は、無振動締固め機械よりも振動締固め機械の方が大きいことが確認された。

4.3.3.1 研究の背景と目的

「締固め」は盛土構造物の品質を左右する重要な施工方法であり、土の乾燥密度測定に基づく締固め度などによって施工品質管理が行われている。しかし、近年、豪雨や地震によって重要な盛土構造物が崩壊する事例も発生しており、被災事例調査や模型実験などによれば、締固め不足がその要因の一つであると言われている。盛土に求められる要求品質(豪雨・地震に対する耐災害性など)が従来より増してきた現在、締固め度の設定だけでなく、それを確実に達成するための適切な締固め機械の選定、施工手法、および品質管理手法を精緻なものにする必要がある。

そこで、盛土締固め施工における、①品質の均一性確保のための施工手法、②施工機械の最適な選定手法、③盛土の品質をより総合的に判断するための品質管理手法、を提案することを目的とし、実際の施工機械を用いた締固め実験を実施した。

実験は、独立行政法人土木研究所の大型ピットにおいて、盛土（砂質土系土質）の工事現場を模擬した実験フィールドを作成し、大型締固め機械を用いて行った。実験結果から締固め機械の性能と盛土品質（締固め状況）の実態を明確にし、施工条件に応じた適切な施工手法（施工厚さ・締固め回数）および機種選択を行うための基礎資料を整理した。さらに、地盤反力係数や加速度応答法などの測定を数多く実施して、従来の品質管理指標である土の密度との相関性などを検証した結果、盛土品質管理を効率的に行える可能性が明らかになった。また、土の飽和度に着目した盛土品質管理の有効性が示唆された^{1)～3)}。

本報告は、平成 23 年度～25 年度の 3 年間、独立行政法人土木研究所（先端技術チーム・施工技術チーム）と民間 10 社（㈱大林組、鹿島道路㈱、㈱安藤・間、㈱不動テトラ、前田建設工業㈱、酒井重工業㈱、西松建設㈱、コベルコ建機㈱、三笠産業㈱、西尾レントール㈱）が共同で実施した「盛土施工手法及び品質管理向上技術に関する研究」の成果^{1)～24)}の一部である。なお、共同研究ではプレートコンパクタ等の小型締固め機械を用いたピット実験も実施したが、本報告では主に大型締固め機械による研究成果のみを示す。

表－4.3.5 大型締固め機械の仕様

				
呼称	SV512振動無	タイヤローラ	ブルドーザ10t	ブルドーザ8t
メーカー：型式	酒井：SV512D	日立：CP210	CAT：D5K-LGP	CAT：D3G-LGP
質量 (kg)	11050	11000 (水バラストにて調整)	10300	7750
前輪荷重(kg)	5700	—	—	—
締固め幅 (m)	2.130	2.275	—	—
静圧	前輪静線圧(kN/cm)：0.262	平均接地圧(kPa)：390	—	—
接地圧(kPa)	—	—	28	29

4.3.3.2 研究概要

盛土構造物は使用する土および締固め機械が多様多様であるため、全ての施工条件を網羅した実大実験を行うのは困難である。そこで、図-4.3.15の研究フローに示すように、土質と締固め機械をそれぞれ数種類選定し、施工時の土の含水比も変化させた締固め実験を実施した。

締固め機械には、日本国内で一般的に用いられている大型締固め機械の中から、表-4.3.5に示す 4 つの機種を選定した。地盤材料としては、細粒分含有率が異なる 5 種類の砂質土系土質を選定した。表-4.3.6に地盤材料の物理特性を、図-4.3.16に粒径加積曲線、図-4.3.17に締固め曲線を示す。

ピット実験は、これらの土質と締固め機械を組み合わせ、土の含水比も変化させることで、表-4.3.7に示す 30 ケースの条件で実施した。なお、「—」は実験を実施していない条件を表している。

土の含水比は、表-4.3.7に示す目標含水比になるように調整して使用したが、土質(5)は細粒分が多く含水比の調整が困難であったため購入時の含水比のまま実験に使用した。また、表-4.3.7には実験時に測定した含水比を示してあるが、4章に示す実験結果の整理では、土質毎の実験グループを表す「含水比領域○-○」の呼称の他に、個別の実験ケースを示す「opt ± ○○」の表示を用いている。

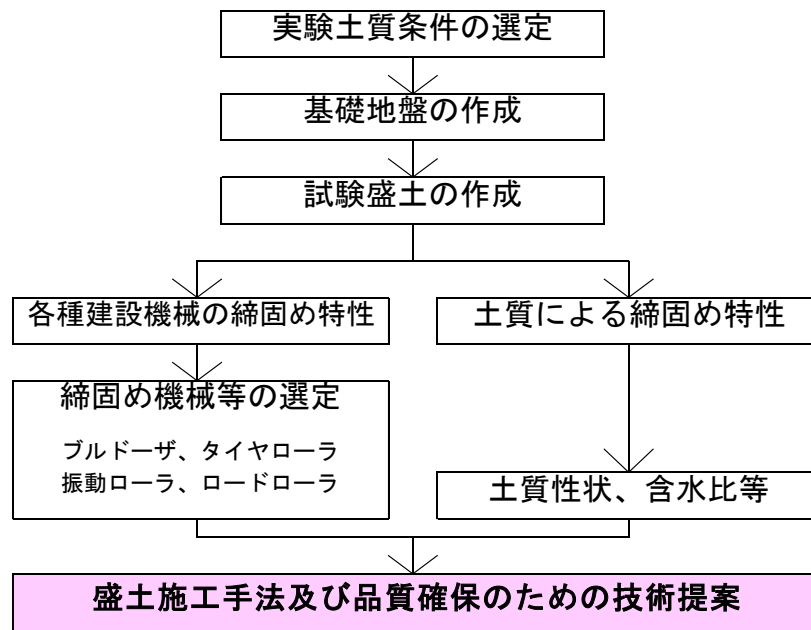


図-4.3.15 研究フロー

表-4.3.6 土の物理特性

呼称	土質(1)	土質(2)	土質(3)	土質(4)	土質(5)
土粒子密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$	2.647	2.666	2.675	2.681	2.665
最大粒径 $D_{\max}(\text{mm})$	9.5	9.5	9.5	19	4.75
細粒分含有率 $F_c(\%)$	4.3	14.8	15.3	33.4	57.1
最大乾燥密度 $\rho_{d\max}(\text{g}/\text{cm}^3)$ ※	1.571	1.625	1.674	1.666	1.531
最適含水比 $w_{\text{opt}}(\%)$	18.2	17.8	16	18.8	24.9
最適飽和度 $S_{\text{ropt}}(\%)$	70.3	74.1	71.6	82.7	89.6

※: JIS A 1210 A-c 法による

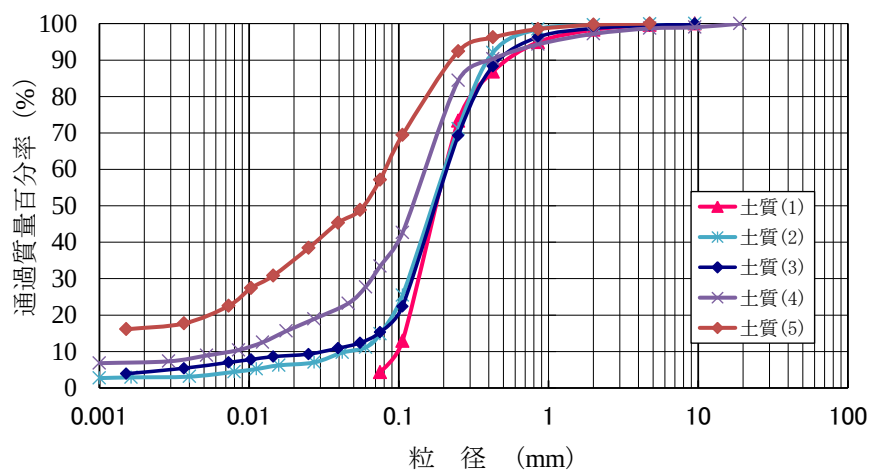


図-4.3.16 粒径加積曲線

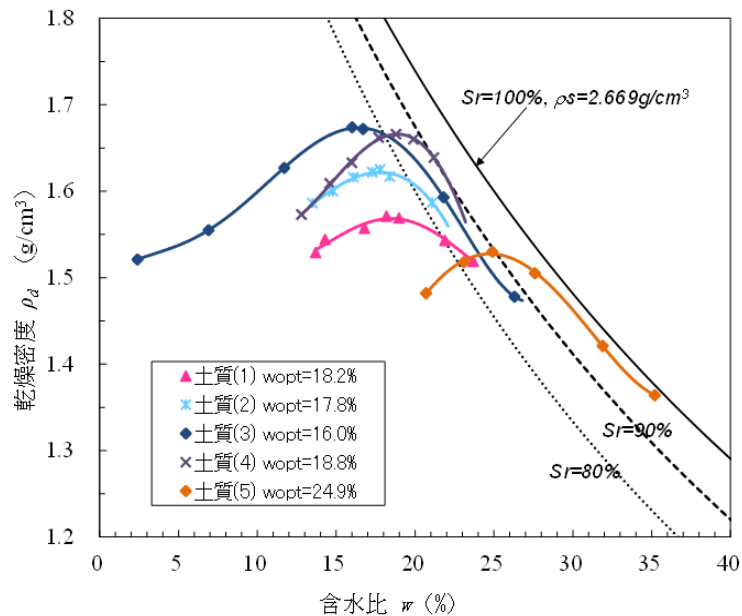


図-4.3.17 締固め曲線

表-4.3.7 ピット実験ケースのマトリックスと含水比測定結果

土質 (最適含水比%)		土質(1) (18.2)	土質(2) (17.8)		土質(3) (16.0)			土質(4) (18.8)	土質(5) (24.9)
目標含水比(%)		16.0	16.0	17.0	10.5	15.0	16.0	18.0	—
呼称		含水比 領域(1-1)	含水比 領域(2-2)	含水比 領域(2-1)	含水比 領域(3-3)	含水比 領域(3-1)	含水比 領域(3-2)	含水比 領域(4-1)	含水比 領域(5-1)
機械名	SV512 振動有	—	16.2 (opt-1.6)	17.0 (opt-0.8)	10.1 (opt-5.9)	14.7 (opt-1.3)	15.9 (opt-0.1)	18.3 (opt-0.5)	28.2 (opt+3.3)
	BW141	16.3 (opt-1.9)	16.3 (opt-1.5)	17.3 (opt-0.5)	—	—	15.8 (opt-0.2)	18.2 (opt-0.6)	—
	タイヤ ローラ	—	16.7 (opt-1.1)	17.3 (opt-0.5)	10.5 (opt-5.5)	14.8 (opt-1.2)	16.1 (opt+0.1)	17.6 (opt-1.2)	28.3 (opt+3.4)
	SV512 振動無	—	16.0 (opt-1.8)	17.2 (opt-0.6)	10.0 (opt-6.0)	14.9 (opt-1.1)	16.4 (opt+0.4)	18.0 (opt-0.8)	—
	ブルドーザ 10t	—	—	—	10.0 (opt-6.0)	14.9 (opt-1.1)	17.1 (opt+1.1)	—	35.5 (opt+10.6)
	ブルドーザ 8t	—	16.3 (opt-1.5)	—	—	—	—	—	—

4.3.3.3 実験方法

本実験は、土木研究所の土工実験棟実験ピット（幅 5 m×長さ 44.8 m×深さ 4 m、鉄筋コンクリート製）で実施した。図-4.3.18 にピット形状を示す。

実験ピットのコンクリート底面の固さが実験に影響を与えないように、図-4.3.19 に示すように、表-4.3.7 の土質(3) を十分に締固めて厚さ 2.7m の基礎地盤を作成した。基礎地盤は、材料の含水比が最適含水比 16% になるよう調整し、層厚（仕上がり厚さ）0.3m 毎に盛り立てタイヤローラ（表-1）で 8 回転圧した結果、締固め度 95 % 以上が得られている。

次に、基礎地盤上に表-4.3.7 のように含水比調整した土を、表-4.3.8 に示す撒き出し厚さ（仕上がり厚さが 0.3 m 程度になるよう設定）で敷き均して実験フィールドを作成した。敷き均し後の初期状態（締固め機械による締固め施工を始める前の状態）については、バケット容量 0.1m³ クラス油圧ショベル（自重 2.7ton）にてクローラ走行を 2 回（往復）行った状態とした。写真-4.3.1 に初期状態を、写真-4.3.2 に実験状況を示す。なお、基礎地盤は繰返し使用し、実験用盛土だけを順次入れ替えて締固め実験を実施した。

本実験では、図-4.3.19 に示した実験フィールド上を、締固め機械で 16 回走行（8 往復）して締固めを行い、その途中および締固め完了後の各種データを計測した。

品質試験項目の概要、測定時機、測定数等を、表 4.3.9～表-4.3.13 に示す。

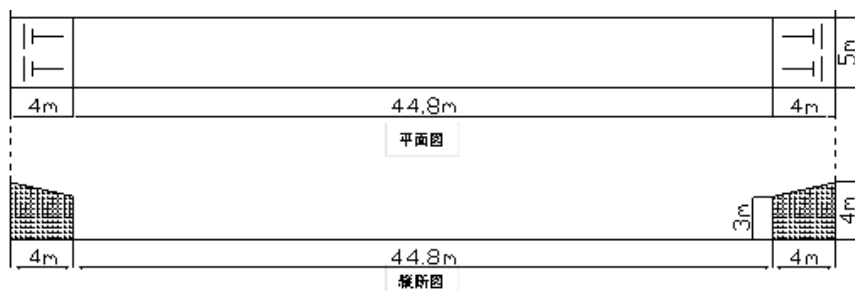
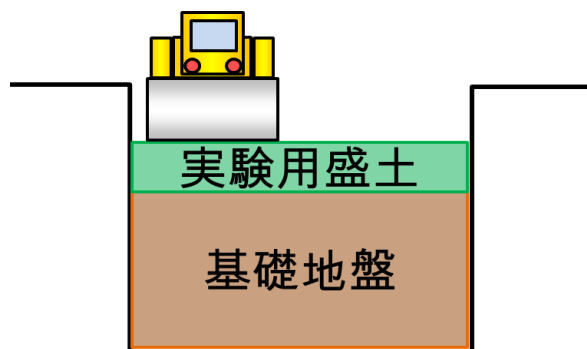


図-4.3.18 実験ピットの形状（平面図，縦断面図）



ピット幅 5m×深さ 4m

図-4.3.19 ピット内の実験フィールド概要（横断面図）

表-4.3.8 撒き出し厚さ（大型締固め機械）

締固め機械	撒き出し厚さ(m)
SV512振動有	0.45
BW141	0.45
タイヤローラ	0.40
SV512振動無	0.40
ブルドーザ 10t	0.40
ブルドーザ 8t	0.40



写真-4.3.1 実験ピット（初期状態）



写真-4.3.2 実験状況

表-4.3.9 計測項目（密度・含水比）

試験方法	概要	計測時期	測点	規定等
コアサンプル	内径 0.1m, 高さ 0.1m のコアサンプラーを用い, 地表面～-0.1m, -0.1m～-0.2m, -0.2m～-0.3m, のそれぞれの深さにおける密度・含水比を測定した.	0, 2, 4, 6, 8, 12, 16 回走行後	3	JGS1613-2003 「コアカッターによる土の密度試験方法」
RI 密度計	フィールドテック社製 FT-102 を用いて, 密度・含水比を測定した.	0, 2, 4, 6, 8, 12, 16 回走行後	9	JGS1614-2003 「RI 計器による土の密度試験方法」
SDG	TRANSTECH SYSTEMS 社製 SDG を用いて, 密度・含水比を測定した.	0, 2, 4, 6, 8, 12, 16 回走行後	3	—

表-4.3.10 計測項目（地盤反力係数）

試験方法	概要	計測時期	測点	規定等
平板載荷試験	平板載荷試験により地盤反力係数（ K_{30} 値）を測定した。	16 回走行後	3	JIS A 1215 「地盤の平板載荷試験方法」
小型 FWD 試験	東京測器研究所製 KFD-100A を用いて地盤反力係数（ K_{30} 値）を測定した。	0, 2, 4, 6, 8, 12, 16 回走行後	3	土木学会編 「FWD および小型 FWD 運用の手引き」
動的平板載荷試験(重錘落下試験)	アプライドリサーチ社製 IST03 を用いて地盤反力係数（ K_{30} 値）を測定した。	0, 2, 4, 6, 8, 12, 16 回走行後	30	—

表-4.3.11 計測項目（加速度応答値）

試験方法	概要	計測時期	測点	規定等
α システム	α システム研究会によって開発されたシステム。SV512 振動有, BW141 に搭載して測定した。「みだれ率」を出力する。	すべての走行時	—	—
CCV システム	酒井重工業によって開発されたシステム。SV512 振動有, BW141 に搭載して測定した。「CCV 値」を出力する。	すべての走行時	—	—
Evib システム	BOMAG によって開発されたシステム。BW141 に搭載して測定した。「Evib 値」を出力する。	すべての走行時	—	—

表-4.3.12 計測項目（沈下量）

試験方法	概要	計測時期	測点	規定等
沈下量	レベル測定器を用いて表面高さを計測し、締固めによる地盤表面沈下量を測定した。	0, 2, 4, 6, 8, 12, 16 回走行後	3	—
走行速度	レーン中 10 m を通過する時間をストップウォッチにて計測し走行速度を算出した。	すべての走行時	—	—

表-4.3.13 実験ケースと計測項目

	土質	土質(1)	土質(2)		土質(3)			土質(4)	土質(5)
	目標含水比 (%)	16.0	16.0	17.0	10.5	15.0	16.0	18.0	—
	呼称	含水比領域(1-1)	含水比領域(2-2)	含水比領域(2-1)	含水比領域(3-3)	含水比領域(3-1)	含水比領域(3-2)	含水比領域(4-1)	含水比領域(5-1)
機 械 名	SV512 振動有	—	S, 平, F, 動, α , C	S, 平, F, 動, α , C	動 α , C	R, 平, F, 動, α , C	平, F, 動, α , C	S, 平, 動, α , C	平, F, 動, α , C
	BW141	S, 動, α , C, V	S, 平, F, 動, α , C, V	S, 平, F, 動, α , C, V	—	—	平, F, 動, α , C, V	S, 平, F, 動, α , C, V	—
	タイヤローラ	—	S, 平, F, 動	S, 平, F, 動	動	R, 平, F, 動	平, F, 動	S, 平, F, 動	平, F, 動
	SV512 振動無	—	S, 平, F, 動	S, 平, F, 動	動	R, 平, F, 動	平, F, 動	S, 平, F, 動	—
	ブルドーザ 10t	—	—	—	動	R, F, 動	平, F, 動	—	平, F, 動
	ブルドーザ 8t	—	S, 平, F, 動	—	—	—	—	—	—

凡例： R：RI 密度計，S：SDG，平：平板載荷試験，F：小型 FWD 試験，動：動的平板載荷試験，
 α ： α システム，C：CCV システム，V：Evib システム

表-4.3.14 試験結果（締固め回数との比較）(1)

項目	振動なし		
	ブルドーザ	タイヤローラ	振動ローラ（振動なし）
乾燥密度	締固め回数-乾燥密度（平均値：深さ10～30cm：ブルドーザ）	締固め回数-乾燥密度（平均値：深さ10～30cm：タイヤローラ）	締固め回数-乾燥密度（平均値：深さ10～30cm：SV512振動無）
	締固め回数-締固め度（平均値：深さ10～30cm：ブルドーザ）	締固め回数-締固め度（平均値：深さ10～30cm：タイヤローラ）	締固め回数-締固め度（平均値：深さ10～30cm：SV512振動無）
	締固め回数-沈下量（測点1, 2, 3の平均値：ブルドーザ）	締固め回数-沈下量（測点1, 2, 3の平均値：タイヤローラ）	締固め回数-沈下量（測点1, 2, 3の平均値：SV512振動無）
	締固め回数-飽和度（平均値：深さ10～30cm：ブルドーザ）	締固め回数-飽和度（平均値：深さ10～30cm：タイヤローラ）	締固め回数-飽和度（平均値：深さ10～30cm：SV512振動無）
小型 FWD	K30（FWD）-締固め回数 （南・中・北の平均値：タイヤローラ）	K30（FWD）-締固め回数 （南・中・北の平均値：タイヤローラ）	FWD試験 K30-締固め回数 （南・中・北の平均値：SV512振動無）
	K30（重錘）-締固め回数 （南・中・北の平均値：タイヤローラ）	K30（重錘）-締固め回数 （南・中・北の平均値：タイヤローラ）	重錘落下試験 K30-締固め回数 （南・中・北の平均値：SV512振動無）
動的 平板 載荷	K30（FWD）-締固め回数 （南・中・北の平均値：タイヤローラ）	K30（FWD）-締固め回数 （南・中・北の平均値：タイヤローラ）	FWD試験 K30-締固め回数 （南・中・北の平均値：SV512振動無）
	K30（重錘）-締固め回数 （南・中・北の平均値：タイヤローラ）	K30（重錘）-締固め回数 （南・中・北の平均値：タイヤローラ）	重錘落下試験 K30-締固め回数 （南・中・北の平均値：SV512振動無）

表-4.3.15 試験結果（締固め回数との比較）（2）

項目		振動あり	
		振動ローラ（振動あり）	BOMAG
乾燥密度		締固め回数-乾燥密度(平均値:深さ10~30cm:SV512)	締固め回数-乾燥密度(平均値:深さ10~30cm:BW141)
締固め度		締固め回数-締固め度(平均値:深さ10~30cm:SV512)	締固め回数-締固め度(平均値:深さ10~30cm:BW141)
沈下量		締固め回数-沈下量(測点1,2,3の平均値:SV512)	締固め回数-沈下量(測点1,2,3の平均値:BW141)
飽和度		締固め回数-飽和度(平均値:深さ10~30cm:SV512)	締固め回数-飽和度(平均値:深さ10~30cm:BW141)
K ₃₀	小型 F W D	FWD試験 K30-締固め回数 (南・中・北の平均値:SV512)	FWD試験 K30-締固め回数 (南・中・北の平均値:BW141)
	動的平板載荷	重錘落下試験 K30-締固め回数 (南・中・北の平均値:SV512)	重錘落下試験 K30-締固め回数 (南・中・北の平均値:BW141)

表-4.3.16 試験結果（地盤反力 K30 との比較）（1）

項目	振動なし		
	ブルドーザ	タイヤローラ	振動ローラ（振動なし）
乾燥密度	乾燥密度-K30（平均値：深さ10～30cm：ブルドーザ）	乾燥密度-K30（平均値：深さ10～30cm：タイヤローラ）	乾燥密度-K30（平均値：深さ10～30cm：SV512振動無）
飽和度・最適飽和度（＝飽和度率）	飽和度/最適飽和度-K30(重錘)（平均値：10～30cm：タイヤローラ）	飽和度/最適飽和度-K30(重錘)（平均値：10～30cm：タイヤローラ）	飽和度/最適飽和度-K30(重錘)（平均値：10～30cm：SV512振動無）

表-4.3.17 試験結果（地盤反力 K30 との比較）（2）

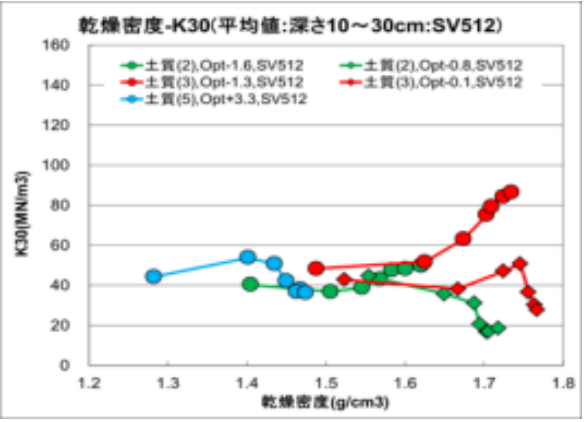
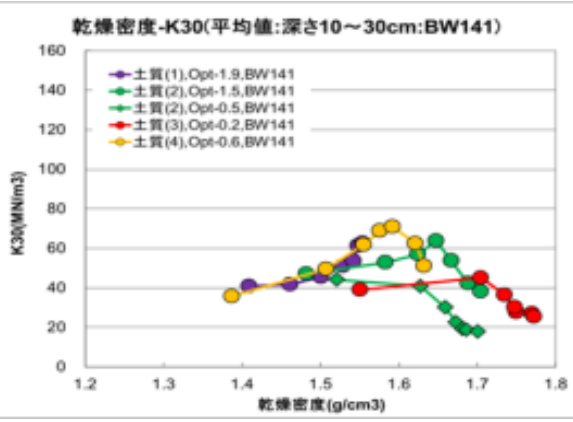
項目	振動あり	
	振動ローラ（振動あり）	BOMAG
乾燥密度		
飽和度 + 最適飽和度（＝飽和度率）		

表-4. 3. 18 試験結果（加速度応答値との比較）（1）

項目		乾燥密度	地盤反力 K_{30}	
			小型FWD	動的平板載荷試験
SV512	CCV	加速度応答法と小型FWDの関係(CCV)	加速度応答法と重錘落下試験の関係(αシステム)	小型FWD試験と密度の関係
	αシステム	加速度応答法と小型FWDの関係(αシステム)	加速度応答法と重錘落下試験の関係(CCV)	重錘落下試験と密度の関係

表-4.3.19 試験結果（加速度応答値との比較）（2）

項目		地盤反力K ₃₀		
		乾燥密度	小型FWD	動的平板载荷試験
B O M A G	CCV	加速度応答法と密度の関係(αシステム) 乾燥密度(g/cm³) 乱れ率 $R^2 = 0.8702$ $R^2 = 0.6738$ $R^2 = 0.9283$ $R^2 = 0.4277$ $R^2 = 0.7965$ 土質(1),opt-1.9,BW141 土質(2),Opt-1.5,BW141 土質(2),Opt-0.5,BW141 土質(3),Opt-0.2,BW141 土質(4),Opt-0.6,BW141	加速度応答法と小型FWDの関係(αシステム) 小型FWD試験 (k30FWD)(MN/m²) 乱れ率 $R^2 = 0.8264$ $R^2 = 0.892$ $R^2 = 0.1164$ $R^2 = 0.283$ $R^2 = 0.6045$ 土質(1),opt-1.9,BW141 土質(2),Opt-1.5,BW141 土質(2),Opt-0.5,BW141 土質(3),Opt-0.2,BW141 土質(4),Opt-0.6,BW141	加速度応答法と重錘落下試験の関係(αシステム) 重錘落下試験 (K30重錘)(MN/m²) 乱れ率 $R^2 = 0.7403$ $R^2 = 0.0808$ $R^2 = 0.8577$ $R^2 = 0.2087$ $R^2 = 0.0126$ 土質(1),opt-1.9,BW141 土質(2),Opt-1.5,BW141 土質(2),Opt-0.5,BW141 土質(3),Opt-0.2,BW141 土質(4),Opt-0.6,BW141
	αシステム	加速度応答法と密度の関係(CCV) 乾燥密度(g/cm³) ccv値 $R^2 = 0.9042$ $R^2 = 0.975$ $R^2 = 0.4706$ $R^2 = 0.7727$ $R^2 = 0.6374$ 土質(1),opt-1.9,BW141 土質(2),Opt-1.5,BW141 土質(2),Opt-0.5,BW141 土質(3),Opt-0.2,BW141 土質(4),Opt-0.6,BW141	加速度応答法と小型FWDの関係(CCV) 小型FWD試験 (K30FWD)(MN/m²) ccv値 $R^2 = 0.2285$ $R^2 = 0.0038$ $R^2 = 0.3005$ $R^2 = 0.9802$ $R^2 = 0.622$ 土質(1),opt-1.9,BW141 土質(2),Opt-1.5,BW141 土質(2),Opt-0.5,BW141 土質(3),Opt-0.2,BW141 土質(4),Opt-0.6,BW141	加速度応答法と重錘落下試験の関係(CCV) 重錘落下試験 (K30重錘)(MN/m²) ccv値 $R^2 = 0.7472$ $R^2 = 0.2865$ $R^2 = 0.4018$ $R^2 = 0.5079$ $R^2 = 0.7953$ 土質(1),opt-1.9,BW141 土質(2),Opt-1.5,BW141 土質(2),Opt-0.5,BW141 土質(3),Opt-0.2,BW141 土質(4),Opt-0.6,BW141
	Evib	加速度応答法と密度の関係(Evib) 乾燥密度(g/cm³) Evib値 $R^2 = 0.7813$ $R^2 = 0.8221$ $R^2 = 0.9524$ $R^2 = 0.8127$ $R^2 = 0.8377$ 土質(1),opt-1.9,BW141 土質(2),Opt-1.5,BW141 土質(2),Opt-0.5,BW141 土質(3),Opt-0.2,BW141 土質(4),Opt-0.6,BW141	加速度応答法と小型FWDの関係 (Evib) 小型FWD試験 (K30FWD)(MN/m²) Evib値 $R^2 = 0.9098$ $R^2 = 0.0055$ $R^2 = 0.1767$ $R^2 = 0.6045$ $R^2 = 0.8893$ 土質(1),opt-1.9,BW141 土質(2),Opt-1.5,BW141 土質(2),Opt-0.5,BW141 土質(3),Opt-0.2,BW141 土質(4),Opt-0.6,BW141	加速度応答法と重錘落下試験の関係(Evib) 重錘落下試験 (K30FWD)(MN/m²) Evib値 $R^2 = 0.9385$ $R^2 = 0.4073$ $R^2 = 0.7461$ $R^2 = 0.0034$ $R^2 = 0.4286$ 土質(1),opt-1.9,BW141 土質(2),Opt-1.5,BW141 土質(2),Opt-0.5,BW141 土質(3),Opt-0.2,BW141 土質(4),Opt-0.6,BW141

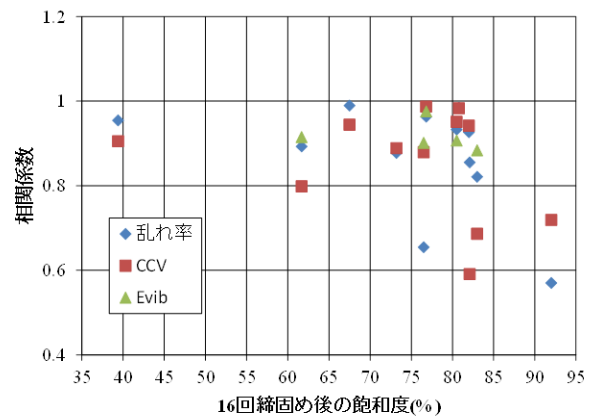


図-4. 3. 20 加速度応答システムと締固め度の相関

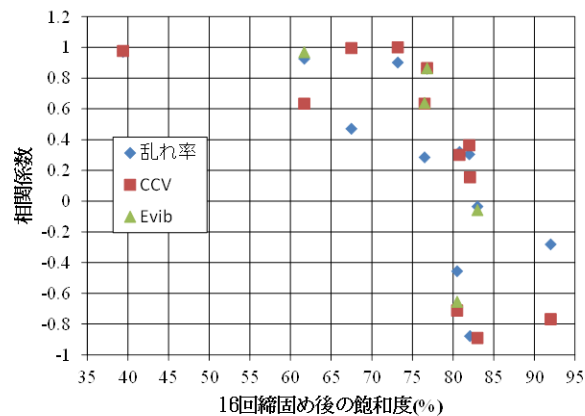


図-4. 3. 21 加速度応答システムと地盤剛性の相関

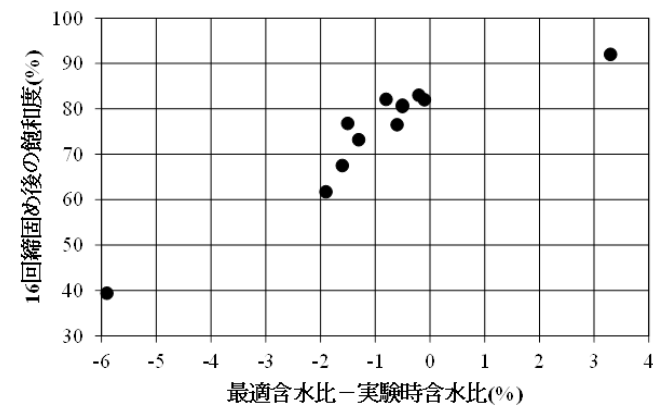
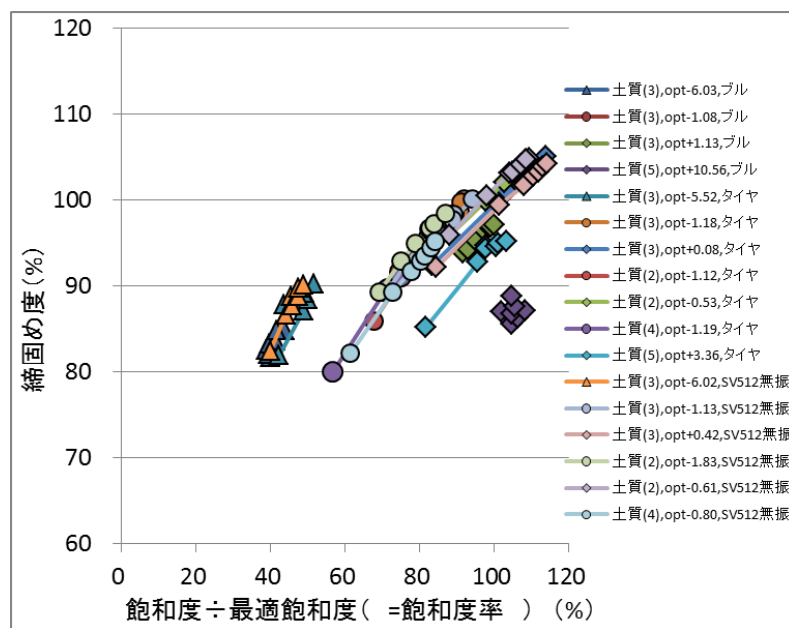
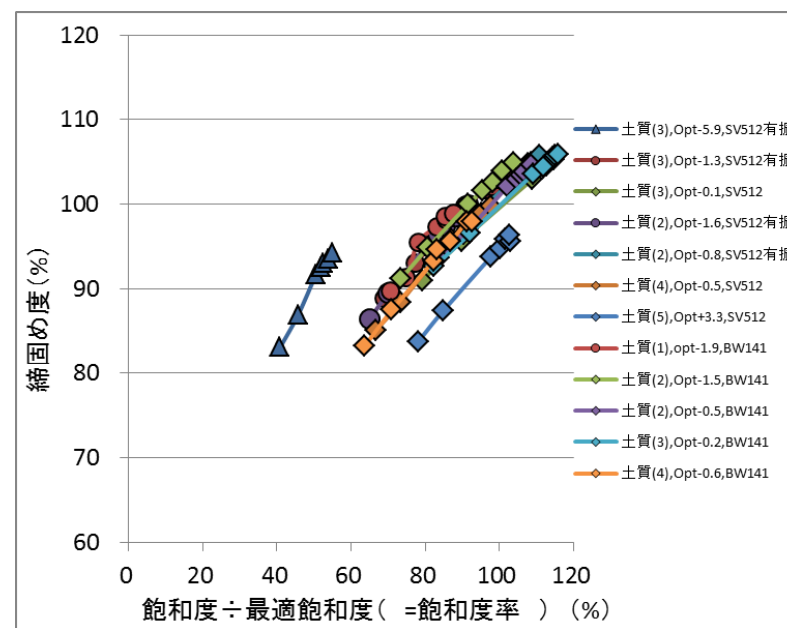


図-4. 3. 22 加速度応答システムと地盤剛性の相関



(a) 無振動締固め機械



(b) 振動締固め機械

図-4. 3. 23 締固め度と飽和度率の相関

4.3.3.4 実験結果

1) 大型締固め機械・振動なし

試験結果のうち、締固め回数と乾燥密度、締固め度、沈下量、飽和度、K30 の関係を表-4.3.14、表-4.3.15、K30 と乾燥密度、飽和度、飽和度から最適飽和度を除した値（以下；飽和度率）の関係を表-4.3.16、表-4.3.17 に示す。なお、最適飽和度とは、室内締固め試験で最大乾燥密度、最適含水比を示したときの飽和度の値とする¹⁾。

① 転圧回数と乾燥密度、締固め度、飽和度、沈下量

表-4.3.14 より、乾燥密度、締固め度、飽和度は、全ての材料、重機において、転圧回数 2～6 回では一様に増加し、8 回以降は微増であった。

沈下量は、全ての材料、重機において、転圧回数の増加に伴い増加した。沈下量の大きさは、土質(3)、土質(2)、土質(4)、土質(5)の順に大きくなる。

締固め度 D_c は、タイヤローラ、振動ローラ（振動なし）において土質(3)の乾燥側($w_{opt}-5\sim-6\%$)で締固め度 $D_c=90\%$ 以下の結果であったが、その他の材料ではいずれも $D_c=90\%$ 以上であった。ブルドーザにおいては、土質(3)の乾燥側 ($w_{opt}-6\%$)、土質(5)の湿潤側 ($w_{opt}+10.6\%$) で $D_c=90\%$ 以下であった。その他の材料ではいずれも $D_c=90\%$ 以上であったが、他重機と比べて締固め効果が小さい。

② K30 と乾燥密度、飽和度率

表-4.3.16 より、K30 値は、全ての材料、重機において、乾燥密度の増加に伴う増減の傾向が最適含水比付近で二分されることが確認された。すなわち、最適含水比付近～乾燥側（含水比 $W < W_{opt}-1\%$ ）で締固め回数の増加に伴い K30 値は増加し、最適含水比付近～湿潤側（含水比 $W > W_{opt}+0.5\%$ ）で K30 値は低下傾向を示した。また、含水比が最適含水比より離れるほど、増減の傾向は顕著となることが確認された。そこで、最適飽和度の異なる 5 種類の土質材料の試験データを比較するため、まず、実験で得られた飽和度と室内試験で得られた各土質の最適飽和度との比（以下飽和度率）を求め、K30 値との関係について調べた。表-4.3.16 より、飽和度率が 95%以上の時に K30 値は低下傾向にあり、飽和度率が 95%以下のときに K30 は増加傾向にあることがわかった。このことから、K30 は飽和度率 95%付近、かつ最適含水比より 1%以上乾燥側で大きくなることがわかった。

③ 締固め度と飽和度率の関係

図-4.3.23(a)に、締固め度と飽和度率の関係を示す。概ねすべてのケースで、飽和度率と締固め度には高い相関があることが確認できた。これより、飽和度率を用いた締固め度の管理が実現可能であると考えられる。

2) 大型締固め機械・振動有り

① 転圧回数と乾燥密度、締固め度、飽和度、沈下量

表-4.3.15 に示す通り、いずれの重機においても、転圧回数の増加に伴い、乾燥密度、締固め度、飽和度は緩やかに上昇することがわかった。また、転圧回数 2～6 回における増加量は大きく、8 回以降は微増であった。締固め度 D_c の結果を比較すると、いずれも盛土の品質管理規定値である締固め度 $D_c=90\%$ 以上の結果であった。

② K30 と各指標の比較

表-4.3.17 に示す通り、K30 値については、いずれも重機においても、締固め回数の増加に伴う増減の傾向が最適含水比付近で二分されることが確認された。すなわち、最適含水比付近～乾燥側（含水比 $W < W_{opt}-1\%$ ）で締固め回数の増加に伴い K30 値は増加し、最適含水比付近～湿潤側（含水比 $W > W_{opt}+0.5\%$ ）で K30 値は低下傾向を示した。また、含水比が最適含水比より離れるほど、増減の傾向は顕著となることが確認された。そこで、前項と同様に、飽和度率により結果を比較すると、飽和度率が 95%以上の時に K30 値は低下傾向にあり、飽和度率が 95%以下のときに K30 は増加傾向にあることがわかった。このことから、振動ローラ（振動あり）においても、K30 は飽和度率 95%付近、かつ最適含水比より 1%以上乾燥側で大きくなることがわかった。

③ 加速度応答値と各指標の比較

表-4.3.18、表-4.3.19 には、加速度応答値（CCV, α システム, Evib）と乾燥密度、K30 の関係を示す。各グラフには加速度応答値と各指標の寄与率（ R の 2 乗）を示している。また、加速度応答システムの適用範囲を検討するため、各グラフの寄与率を含水状況すなわち飽和度で整理することを試みた。各相関係数と締固め度を 16 回締固め後の飽和度で整理したものを図-4.3.20 に、各相関係数と動的平板載荷試験による地盤剛性値を 16 回締固め後の飽和度で整理したものを図-7 に示す。図-4.3.20、図-4.3.21 より、各加速度応答システムと締固め度（密度）および地盤剛性値（地盤反力係数 K30 値）とは、16 回締固め後の飽和度が約 80%より乾燥側であれば高い相関性を保持することができ、加速度応答システムを用いて締固め度および地盤剛性値を推定することが可能であるといえる。また、各加速度応答システム間の差異は特になく考えられる。

次に、16 回締固め後の飽和度と実験時含水比と最適含水比との差（値が低い方が乾燥側）との関係を図-4.3.22 に示す。図-4.3.22 より、飽和度を上記の範囲に維持するためには、施工時含水比を最適含水比より約 1%以上乾燥側に設定すればよいといえる。

以上を整理すれば、施工時含水比を最適含水比より約 1%以上乾燥側にし、施工途中で含水状態が変化しないよう注意すれば、加速度応答システムを用いて締固め度および地盤剛性値を推定することが十分可能であるといえる。

④ 締固め度と飽和度率の関係

図-4.3.23 には、締固め度と飽和度率の関係を示す。図より、概ねすべての材料、重機において、飽和度率と締固め

度は高い相関を確認することができた。これより、飽和度率を用いて、締固め度を管理することが可能であるといえる。

4.3.3.5 まとめ

大型締固め機械を用いた実験を行なった結果、下記の知見を得た。

(1) 無振動締固め機械

今回の使用材料では、最適な締固め回数は8回であり、締固め施工に適している材料は土質(2)および(3)、含水比は最適含水比-1.0%～最適含水比であった。

飽和度率と地盤反力係数 K_{30} 値と締固め度の関係より、飽和度率および K_{30} 値（飽和度率 95%以下の場合）によって盛土の品質（密度）を管理することが可能であると考えられる。

今回使用した、タイヤローラ、SV512 無振動では重機による試験結果の差異はなく、同等の品質を確保することができると考えられる。一方、ブルドーザは締固め機械としての能力は低く、締固め機械としてその効果を期待することは難しい。ブルドーザが装備しているクローラの走行特性を生かすことで、通常の締固め機械が作業を行うには困難な法面などでの締固め作業に限定すべきと思われる。

(2) 振動締固め機械

今回の使用材料では、最適な締固め回数は8回であり、締固め施工に適している材料は土質(2)および(3)、含水比は最適含水比-1.5%～最適含水比であった。

飽和度率と地盤反力係数 K_{30} 値と締固め度の関係より、飽和度率および K_{30} 値（飽和度率 95%以下の場合）によって盛土の品質（密度）を管理することが可能であると考えられる。

加速度応答値については、飽和度約 80%より乾燥側、かつ施工時含水比を最適含水比より約 1%以上乾燥側であれば、加速度応答値を用いて締固め度および地盤剛性値を推定することが可能であるといえる。

謝辞

本報告書は、独立行政法人土木研究所と民間企業 10 社で実施した共同研究の成果の一部を取りまとめたものであり、研究を進めるにあたっては土木研究所の宮武裕昭氏、森芳徳氏、藤田智弘氏、藤野健一氏、茂木正晴氏、橋本毅氏をはじめ、各企業の担当者に大変お世話になりました。ここに記して深謝いたします。

【4.3.3 の参考文献】

- 1) 龍岡文夫：技術手帳，盛土の締固めにおける飽和度管理の重要性，地盤工学会誌，pp.39-40，2015.7
- 2) 龍岡文夫ら：地盤工学・技術ノート，盛土の締固め 1～20 回，基礎工，2013 年 7 月号～2015 年 2 月号
- 3) 龍岡文夫，藤代健司，須藤雅人，建山和由，根本忠：乾燥密度と飽和度の関数として締固めた土の物性，第 48 回地盤工学研究発表会，pp.575-578，2013
- 4) 土木研究所：盛土施工手法及び品質管理向上技術に関する研究 共同研究報告書（整理番号第 461 号），平成 26 年 12 月
- 5) 森芳徳，宮武裕昭，藤田智弘，藤野健一，茂木正晴，橋本毅：盛土施工における締固め特性について（その 1）～全体総括～，第 69 回土木学会年次学術講演会，pp.685-686，2014.
- 6) 永井裕之，茂木正晴，橋本毅，山下章，山口達也，松尾健二：盛土施工における締固め特性について（その 2）～大型無振動締固め機械による締固め特性～，第 69 回土木学会年次学術講演会，pp.687-688，2014.
- 7) 松尾 健二，茂木正晴，橋本毅，古屋弘，内山恵一，山口達也：盛土施工における締固め特性について（その 3）～大型振動締固め機械と加速度応答法の適用性～，第 69 回土木学会年次学術講演会，pp.689-690，2014.
- 8) 古屋弘，茂木正晴，橋本毅，小葉はるな，黒台昌弘，小林純：盛土施工における締固め特性について（その 4）～施工機械の違いによる適用性～，第 69 回土木学会年次学術講演会，p.691-692，2014.
- 9) 佐藤靖彦，岩谷隆文，茂木正晴，橋本毅，須永久治，山口秀樹：盛土施工における締固め特性について（その 5）～小型締固め機械の締固め特性～，第 69 回土木学会年次学術講演会，pp.693-694，2014.
- 10) 岩谷隆文，佐藤靖彦，茂木正晴，橋本毅，丸山史郎：盛土施工における締固め特性について（その 6）～締固めによる地盤反力係数 K_{30} の特性～，第 69 回土木学会年次学術講演会，pp.695-696，2014.
- 11) 橋本毅，茂木正晴，藤野健一，須永久治，大中康弘，佐藤靖彦：盛土施工における締固め特性について（その 7）～小型締固め機械に搭載した加速度応答システムの適用検討～，第 69 回土木学会年次学術講演会，pp.697-698，2014.
- 12) 古屋弘，茂木正晴，松尾健二，永井祐之：盛土施工における締固め特性について（その 1）～室内締固め試験との関係に関する一考察～，第 49 回地盤工学研究発表会，pp.1009-1010，2014.
- 13) 松尾健二，橋本毅，古屋弘，内山恵一：盛土施工における締固め特性について（その 2）～振動ローラ締固めにおける加速度応答の適用性について～，第 49 回地盤工学研究発表会，pp.1011-1012，2014.
- 14) 岩谷隆文，藤野健一，茂木正晴，橋本毅：盛土締固め時の乾燥密度と表面沈下量の関係，第 68 回土木学会年次学術講演会，pp.433-434，2013.
- 15) 橋本毅，茂木正晴，藤野健一，山口秀樹：電磁波を利用した土の現場密度試験の適用性について～砂質土における実験結果～，第 68 回土木学会年次学術講演会，pp.435-436，2013.
- 16) 茂木正晴，藤野健一，小橋秀俊，藪雅行，岩谷隆文：盛土施工における締固め特性について～盛土の効果・効率的な施工に関する研究（実験概要）～，第 67 回土木学会年次学術講演会，pp.857-858，2012.
- 17) 西山章彦，茂木正晴，黒台昌弘，小林純，高橋浩：盛土施工における締固め特性について（その 1）～大型締固

め機械の締固め特性について－，第 67 回土木学会年次学術講演会，pp.855-856，2012.

- 18) 砂町康夫，山口達也，内山恵一，木村誠，藤野健一，高橋浩，小林純：盛土施工における締固め特性について（その 2）－加速度応答法の適用範囲の検討－，第 67 回土木学会年次学術講演会，pp.845-846，2012.
- 19) 佐藤靖彦，須永久治，山口秀樹，橋本毅，藪雅行：盛土施工における締固め特性について（その 3）－狹隘部に用いる小型締固め機械の特性について－，第 67 回土木学会年次学術講演会，pp.851-852，2012.
- 20) 岩谷隆文，茂木正晴，西山章彦，須永久治：盛土施工における締固め特性について（その 4）－動的平板載荷試験装置の盛土品質管理の適用性について－，第 67 回土木学会年次学術講演会，pp.853-854，2012.
- 21) 橋本毅，小橋秀俊，茂木正晴，佐藤精彦，大中康弘：盛土施工における締固め特性について（その 5）－小型締固め機械における加速度応答システムの適用性について－，第 67 回土木学会年次学術講演会，pp.847-848，2012.
- 22) 藪雅行，小橋秀俊，藤野健一，堤祥一：締固め機械の選定が盛土の締固め度に及ぼす影響に関する模型実験，第 47 回地盤工学研究発表会，pp.973-974，2012.
- 23) 岩谷隆文，茂木正晴，橋本毅，小橋秀俊：盛土締固め品質管理における一考察，47 回地盤工学研究発表会，pp.979-980，2012.
- 24) 橋本毅，藤野健一，藪雅行，岩谷隆文：小型締固め機械の締固め特性について，第 47 回地盤工学研究発表会，pp.977-978，2012.

4.3.4 重錘落下試験による振動締固めにおける含水比の影響の検討

これまで述べてきたように、加速度応答法は、地盤が締め固まり剛性が高くなると振動ローラの振動輪が地盤からわずかに跳び上がり、再び地盤と衝突するときに加速度波形が乱れる現象を利用しているが、地盤の含水比が変化すると土の粘性が変化し、これが加速度波形に何らかの影響を与えている可能性もあり、この事象が解明されると、加速度波形から含水比の変化を抽出することできることになる。

そこで、本節では、振動ローラの振動輪が地盤と衝突する現象に焦点を当て、重錘が地盤と衝突する際の振動挙動と土の含水比との関係について、室内実験を行うとともに、その結果を利用して、締固め施工における振動輪の加速度波形に及ぼす含水比の影響について数値計算を行い検討した。

4.3.4.1 重錘が落下するときの加速度波形の計測

振動ローラの振動輪が地盤に衝突することを模擬した実験として、含水比を変化させた土供試体の上に重錘を落下させ、加速度波形の違いを計測した。実験で用いた重錘は、標準突固め試験で用いられる円筒形ランマと円筒形ランマを横にして振動ローラのローラ部の形状を模擬したローラ型重錘の2種類である。

実験で使用した真砂土の詳細を表-4.3.20に、粒径加積曲線を図-4.3.24に示す。

表-4.3.20 試料の詳細情報

指標		U10(mm)	U60(mm)	Uc	Uc'
試料	使用前	0.128	0.957	7.48	1.88
	使用后	0.111	0.907	8.17	1.43
良い粒度の条件				$U_c \geq 10$	$1 < U_c' < 3$

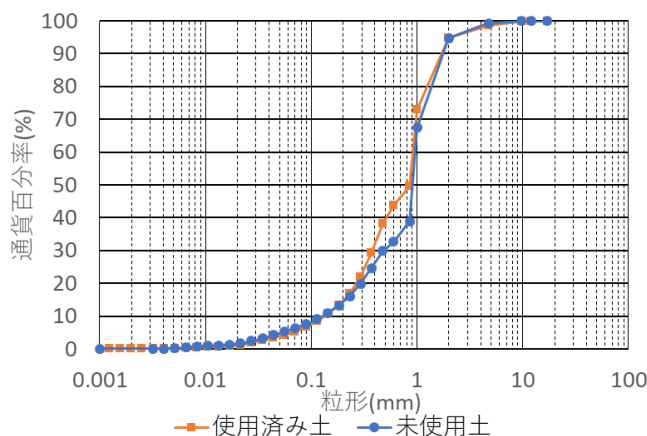


図-4.3.24 粒径加積曲線

(1) 標準突固め試験のランマを用いた重錘落下試験における含水比の影響

標準突固め試験用のランマを用いて重錘落下試験を行い、衝突加速度波形と含水比の影響について検討を行った。実験では、真砂土試料を標準突き固め試験の最適含水比 ($w_{opt}=7\%$) を挟んで6段階の含水比を設定して、15cm モールドに3層に分けて入れ、1層ごとに4.5kg ランマを25, 55, 92回落下させて突き固めることにより供試体を作成した。この供試体に対し、2.5と4.5kgの2種類のランマを高さ15cmから自由落下させた。この際、ランマに加速度計を両面テープで接着し、ランマが地盤に衝突する際の加速度を計測した。ランマの落下試験後に剛性を評価するためにCBR試験を、また、締固め度を評価するために密度の計測を行った。

得られた加速度波形より、衝撃加速度の主要波形はおおよそ500Hz以下で構成されていることが分かったため、高周波数である1000Hz以上はノイズにあたると判断し、全ての加速度波形は1000HzでLPF処理を行った。

図-4.3.25に突固め回数25, 55, 92回で作成した供試体に2.5kgランマを落下させた際の加速度波形を、図-4.3.26に突固め回数25, 55, 92回で作成した供試体に4.5kgランマを落下させた際の加速度波形を示す。また、図-4.3.27に図-4.3.25と図-4.3.26から得られる最大加速度と含水比の関係、図4.3.38に同じく両図から得られた衝撃加速度の継続時間と含水比との関係を示す。

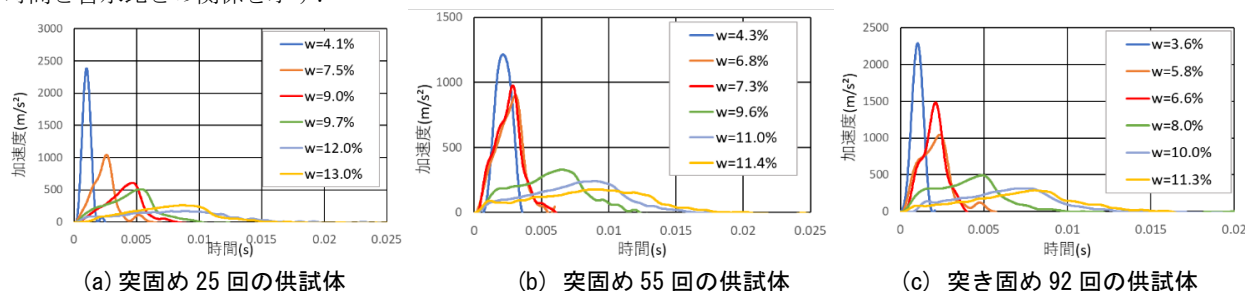
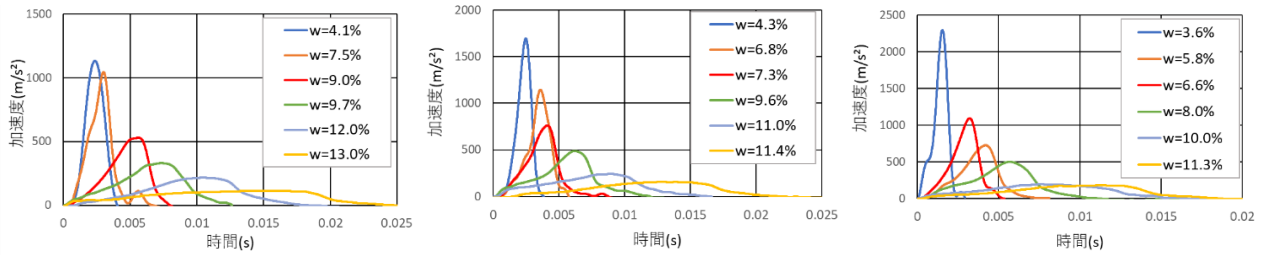


図-4.3.25 2.5kg 標準ランマを落下させた際の加速度波形



(a) 突固め 25 回の供試体 (b) 突固め 55 回の供試体 (c) 突き固め 92 回の供試体

図-4.3.26 4.5kg 標準ランマを落下させた際の加速度波形

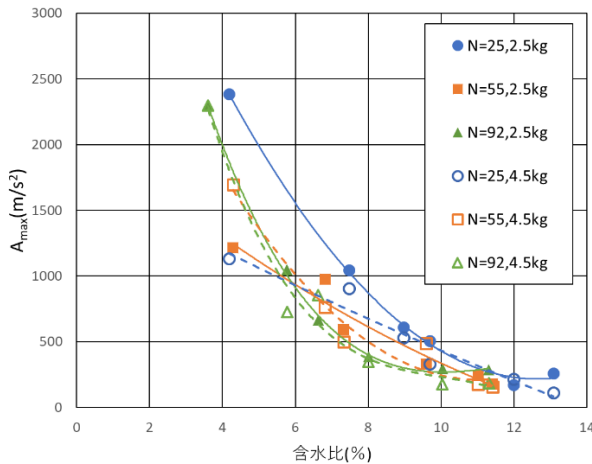


図-4.3.27 最大加速度と含水比の関係

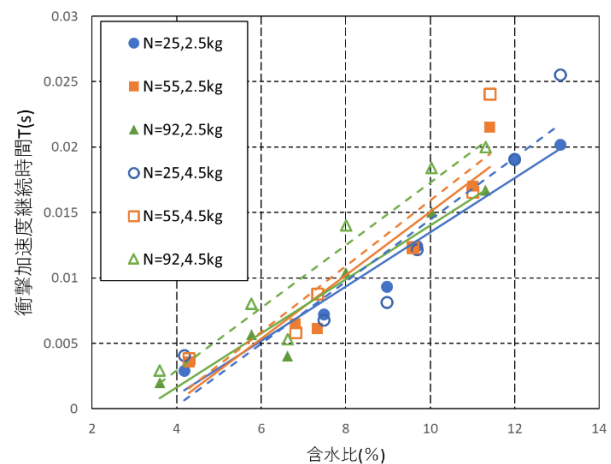


図-4.3.28 衝撃加速度の継続時間と含水比の関係

図-4.3.27 より、含水比が増加すると最大加速度は減少すること、ならびにランマ 2.5kg は 4.5kg の結果と比べて最大加速度 $A_{\max}$ が若干大きいことが分かる。また、図-4.3.28 より、衝撃加速度の継続時間 T は、含水比が高くなるにつれて増加する関係がみられるが、ランマ 4.5kg は 2.5kg よりも T が若干大きいことが分かる。既存の研究において、重錘の重さや、落下高、落下面の面積と衝撃加速度波形の変化の関係性について次の関係が明らかになっている¹⁾。

- (1) 最大加速度の大きさは重錘の落下高の平方根に比例し、衝撃持続時間は落下高には無関係である。
- (2) 最大加速度の大きさは重錘の質量に反比例し、衝撃持続時間は重錘の質量に比例する。
- (3) 最大加速度の大きさは重錘面積に比例し、衝撃持続時間は重錘面積に反比例する。

これらの関係と照らし合わせると、図-4.3.27、図-4.3.28 の結果は以下のように理解することができる。すなわち、最大加速度については、(2)より軽量の重錘であるほど最大加速度が大きくなるため、4.5kg に比べ 2.5kg のランマの結果が大きくなる結果になっている。衝撃加速度継続時間においても、(2)より重錘重量と反比例の関係より、2.5kg に比べ、4.5kg ランマの方が長い結果となる。

(2) ローラ型ランマを用いた重錘落下試験

次に振動輪を模擬して作成したローラ型重錘を用いた重錘落下試験を行った。ローラ型重錘は写真-4.3.1 のように実物のローラを模擬して円柱を横向きにした錘であり、実物のローラと同様に沈下量により接地面積が変化する。先に行った通常のランマの落下実験では、沈下量により設置面積が変化することがないため、この実験で得られる結果を先の実験結果と比較することにより、沈下に伴う接地面積の変化が衝撃加速度応答に与える影響を調べることができる。

試験で用いる供試体は、含水比を 4～12%の間で 1～2%間隔で 8 段階に調整した真砂土試料を前述の標準ランマを用いた実験と同様に 15cm モールドに 3 層に分けて入れ、1 層ごとに 4.5kg ランマを 25, 55, 92 回落下させて突き固めることにより作成した。この供試体に対し、ローラ型重錘を高さ 15cm から自由落下させ、地表面に衝突時の加速度を計測した。加速度は、ローラ型重錘に両面テープで接着した加速度計で計測し（写真-4.3.2 参照）、先の実験と同様に高周波数である 1000Hz 以上はノイズにあたると判断し、全ての加速度波形を 1000Hz で LPF 処理を行った。ローラ型重錘の落下試験後に剛性を評価するために CBR 試験を、また、締固め度を評価するために密度の計測を行った。表-4.4.2 にローラ型重錘の諸元を、写真-4.3.3 に実験の様子を示す。

表-4.3.21 ローラ型重錘の諸元

ローラ部	直径	6 cm
	長さ	7 cm
質量（ロッドを含む）		2.5 kg



写真-4.3.1 ローラ型重錘



写真-4.3.2 重錘に貼り付けた加速度計



写真-4.3.1 落下実験の様子

図-4.3.29 に突固め回数 $N=25, 55, 92$ の供試体に対する加速度波形を示す。各図における凡例の S は接地面積を表している。これはローラ型重錘の場合、先に説明したように地表面への貫入量が増えると接地面積も大きくなるため、それが加速度応答に及ぼす影響を考察するために計測した。これらの結果より明らかなように、最大衝撃加速度と重錘が静止するまでに要する時間（衝撃加速度持続時間）と含水比との関係を見ると、いずれの場合も含水比が大きいほど最大衝撃加速度は小さくなり、衝撃加速度継続時間は長くなっていることがわかる。

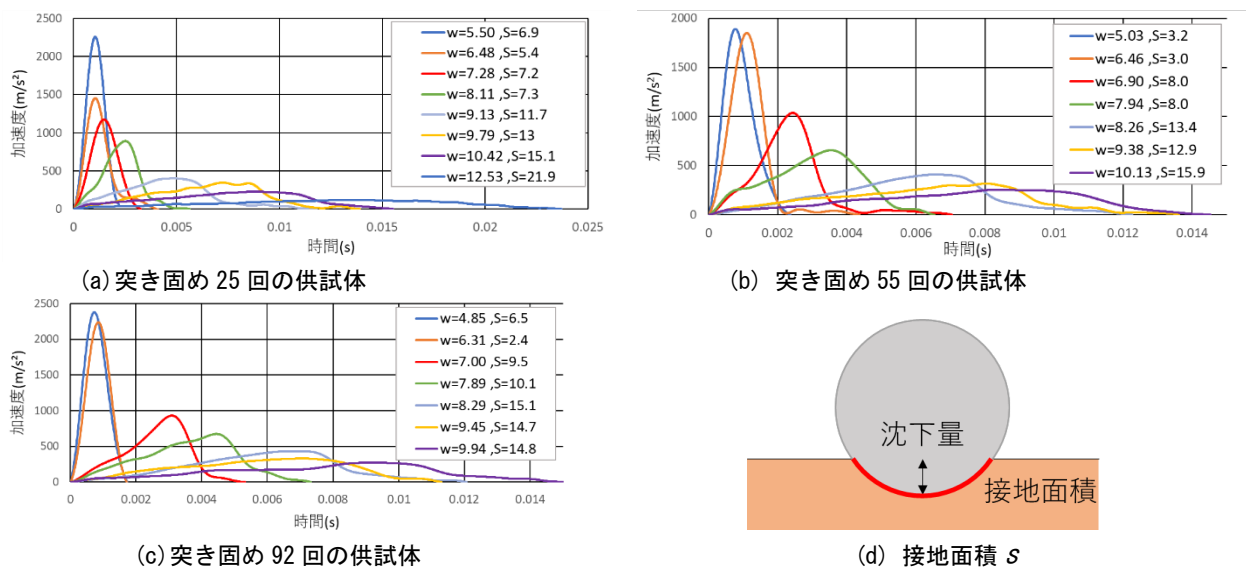


図-4.3.29 ローラ型ランマを落下させた際の加速度波形

図-4.3.30 にローラ型ランマの場合の含水比と接地面積との関係を示す。この図より明らかなように、含水比の増加に従って沈下量が増加することでランマと地盤の接地面積が増加することが分かる。これは含水比の増加により剛性が低下することで、ランマがより深く地盤に沈みこむためであり、図-4.3.29 の加速度波形の計測結果はこの効果も含んでおり、実際の振動ローラの挙動に近い実験を行っていると考えている。

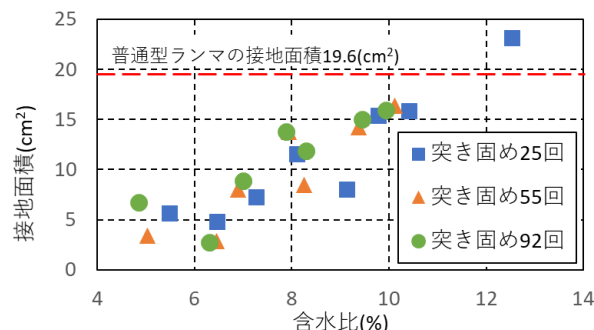


図-4.3.30 ローラ型重錘実験における含水比と接地面積

4.3.4.2 土の含水比と加速度波形との関係

ランマ型重錘が地盤に落下するときには、図-4.3.29 の実験結果が示すような加速度波形が計測されるが、前述のように、供試体の含水比が高いほど、最大衝撃加速度は小さくなり、衝撃加速度持続時間は長くなる。衝撃加速度持続時間が長くなるということは、これを波としてみた場合、波長が大きくなるということであり、逆に言えば振動数は小さくなるということを意味している。たとえば、図-4.3.29 (a) の事例で含水比 $w=5, 5\%$ の場合、衝撃継続時間は 0.0025 秒であり、

これを波として捉えたときの波長は概ね 0.005 秒，振動数は 200Hz となる．これに対し同じ図の $w = 10.42\%$ の場合，衝撃継続時間は 0.016 秒であり，これを波として捉えたときの波長は概ね 0.032 秒，振動数は 62.5Hz となる．すなわち，衝撃時の波形の周波数特性は含水比が低い（地盤が硬い）場合には高周波数の波で表現され，逆に含水比が高い（地盤が柔らかい）場合には，低周波数の波で表現されることになる．

振動ローラの加速度応答指標として周波数特性を定量化する場合，振動輪の加速度は，2.3 節で説明したように，振動ローラの基本振動数（起振機の振動数）とその 1/2 の振動数の整数倍の振動数で表されるが，振動輪が振動過程で地表面から跳び上がり，着地するときの衝撃的加速度は，図-4.3.29 と同様に含水比により異なり，それが周波数特性にも現れてくるものと思われる．すなわち，含水比の低い地盤上で振動するときには，高周波数域のスペクトルが比較的大きな振幅スペクトルとして観測され，逆に含水比の高い地盤上で振動するときには，高周波数域のスペクトル成分は少なく，それに比べ，低周波数領域のスペクトル成分が現れると考えられる．ただし，高含水比の場合，図-4.3.29 から明らかなように加速度自体の振幅が小さいため，周波数特性に現れる振幅スペクトルも小さくなると考えられる．図-4.3.31 は，これをイメージした図である．

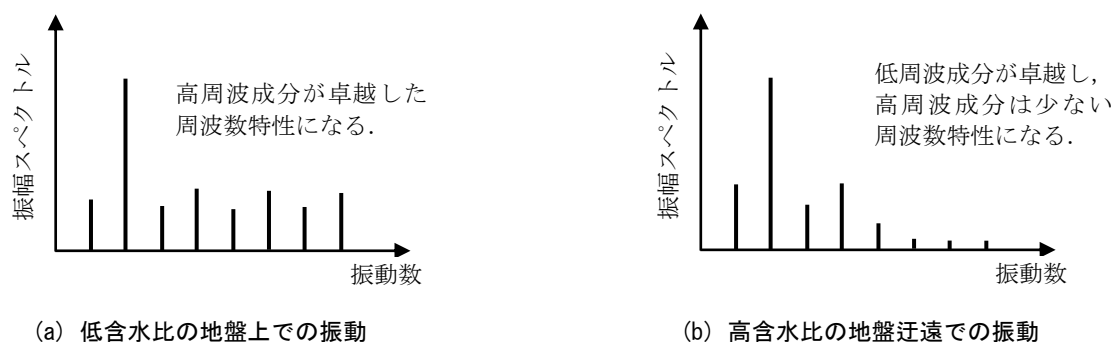
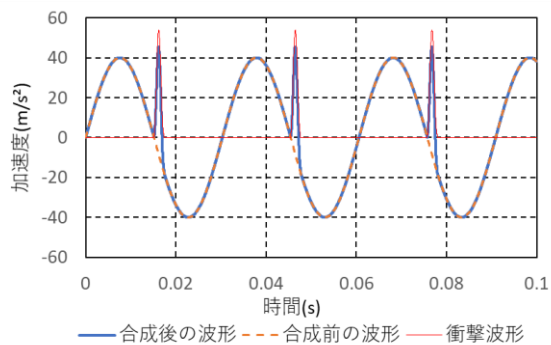
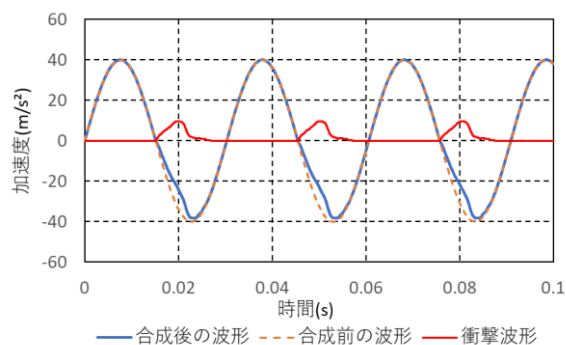


図-4.3.31 含水比の異なる地盤上での振動ローラの振動特性の差異に関するイメージ

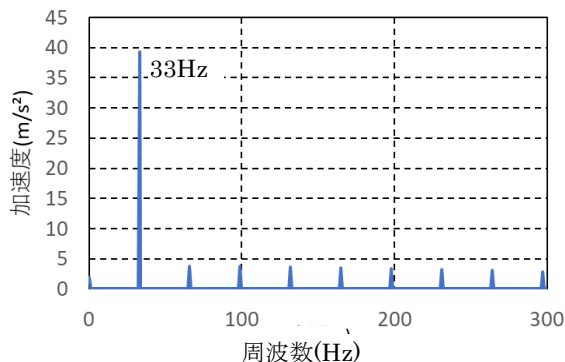
実際に，図-4.3.29(a)の加速度波形の結果を使い，振動輪加速度の周波数特性のシミュレーションを行ってみる．シミュレーションでは，図-4.3.29(a)の加速度波形のうち，含水比 5.5%，9.13%の場合の加速度波形を採用した．これらの衝撃加速度波形を振動数 33Hz，加速度振幅 40m/s^2 の正弦波の 1 周期ごとに足し併せて，波を合成した．これは，振動ローラの振動輪がその振動過程で地表面から跳び上がり，再び地盤に衝突することを想定したシミュレーションである．シミュレーションでは，時間間隔 0.00001 秒で 1 秒間の波形を再現した．図-4.3.32 と図-4.3.33 にシミュレーションの結果を示す．



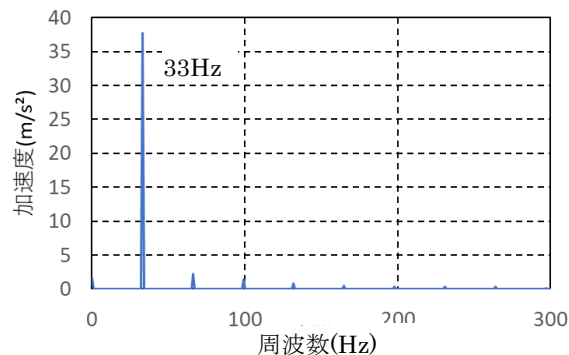
(a) 加速度波形の合成



(a) 加速度波形の合成



(c) 周波数特性の部分的拡大図



(c) 周波数特性の部分的拡大図

図-4.3.32 含水比 5.5%の衝撃波の合成

図-4.3.33 含水比 9.13%の衝撃波の合成

両図のうち、(c) の図は、高調波の分布がわかりやすいように(b)の図の下部を拡大したものである。この図では、1/2 分数調波は発生していないが、図-4.3.31 で示したイメージと概ね一致した傾向を確認することができる。

2.2 節で紹介した振動ローラの加速度応答指標として周波数特性を定量化する方法では、いずれも高調波と 1/2 分数調波の和を採っている、個々のスペクトル成分の周波数帯の情報は含まれていないため、含水比の違いを推定することができないが、上記の考え方で周波数特性が整理されると、加速度応答から含水比の違いを把握することもできるようになる可能性はある。現在の所、ここまでの考察に留まっているが、今後、実際の振動輪の加速度応答値の計測結果を用いて、実際にも同様の現象が生じているのか否かの確認が行われることを期待している。

4.3.4.3 含水比と減衰係数との関係

振動ローラの挙動を調べるための数値計算でシミュレーションでは、2.2 節の図-2.2.8 に示したように簡易的に地盤をバネとダッシュポットで置き換える Voigt モデルを用いることが多い。この場合、地盤の剛性をバネ係数 k で、粘性をダッシュポットの粘性減衰係数 c で表現している。地盤を構成する土の含水比が変化するとこれらのパラメータの値も変化することになる。本節では、前節の実験結果を用いて、土の含水比とこれらのパラメータの関係について議論を行う。

まず、前節の重錘落下実験の結果から各供試体のバネ係数 k と粘性減衰係数 c を抽出するために、前述の実験における供試体を図-4.3.34 に示す Voigt モデルで置き換え、実験で得られ加速度波形から、各供試体のパラメータを推定する。

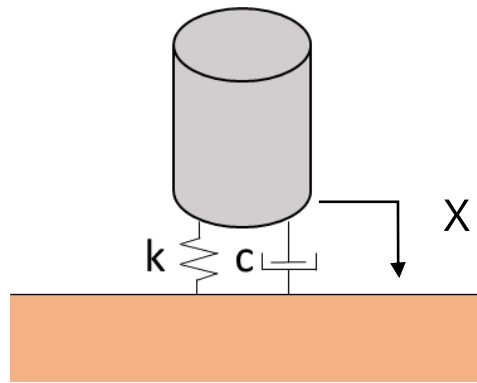


図-4.3.34 地盤の1質点自由度系モデル

このとき、地盤のばね定数 k (N/m)と地盤の粘性減衰係数 c (N/(m/sec))には次式の関係がある²⁾。

$$c = 2\zeta\sqrt{mk} \quad (4.3.1)$$

ここで、 ζ ：地盤の減衰比、 m ：ランマの質量 (kg)

式(4.3.1)中の係数にある減衰比 ζ は、ある物体に振動が生じた後の振動減衰能力の度合いを示し、 ζ が0に近い物体は、振動が減衰しづらく、 ζ が1に近いほど、振動の減衰が急速に進むことを表す。一般的に地盤の減衰比 ζ は0.4とされている²⁾が、実際の地盤は密度や含水比などにより変動し、一定ではないと考えられる。式(4.3.1)より、地盤の粘性減衰係数は、バネ係数 k 、ランマの質量 m と減衰比 ζ できまることになるが、含水比の影響が反映されるのは、減衰比 ζ であると考え、以下、減衰比 ζ と含水比との関係に焦点を当てることにする。

図-4.3.34に示す重錘落下のモデルにおいて、ランマが地面に接地した直後のランマの運動は次の運動方程式で表される。

$$m\ddot{x} + kx + c\dot{x} = mg \quad (4.3.2)$$

ここで m はランマの質量 (kg)、 g は重力加速度 (m/s²)、 x はランマの変位 (m)、 $\dot{x}$ はランマの速度 (m/s)、 $\ddot{x}$ はランマの加速度を表す (m/s²)。この式の変位 x についての解は、式(4.3.3)で与えられる。

$$x = Xp \exp(-\zeta\omega t) \cos(\sqrt{1-\zeta^2}\omega t - \varphi) \quad (4.3.3)$$

$$\text{ここで、} Xp = \left[x_0^2 + \left(\frac{v_0 + \zeta\omega x_0}{\omega\sqrt{1-\zeta^2}} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}, \quad \varphi = \tan^{-1} \left(\frac{v_0 + \zeta\omega x_0}{x_0\omega\sqrt{1-\zeta^2}} \right)$$

ここに、 $\omega (= \sqrt{m/k})$ ：固有円振動数 (1/s)、 x_0 ：初期変位 (m)、初速度 $v_0 = \sqrt{2gh}$ (h ：落下高(m)) である。上式より変数 x は地盤のばね係数 k (N/m)と減衰比 ζ の関数であるといえる。図-4.3.35にこの理論解より導いた変位波形の例を示す。計算では、前述の重錘の落下実験を想定して、表-4.3.22のパラメータ値を用いた。

表-4.3.22 理論計算で用いたパラメータ

ランマの質量 (kg)	2.5
地盤のバネ係数 k (MN/m)	1.0
減衰比 ζ	0.4
落下高さ h (m)	0.15

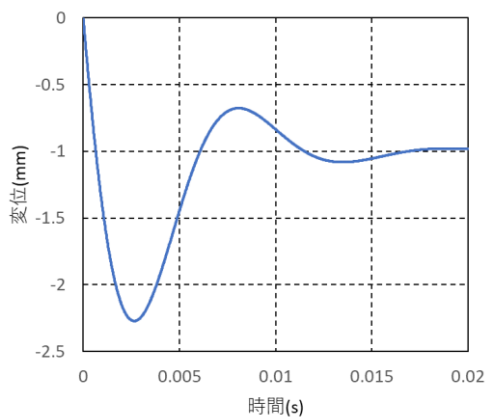


図-4.3.35 地盤上に落下したランマの挙動 (計算結果)

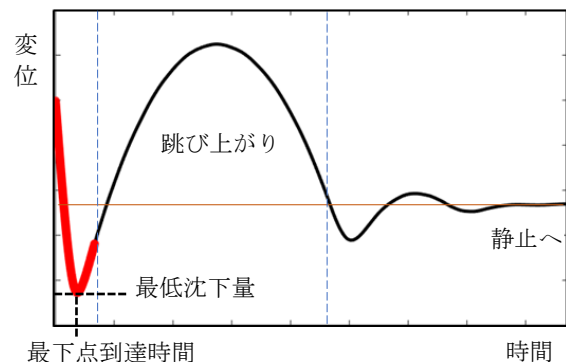


図-4.3.36 地盤上に落下したランマの挙動
跳び上がりありの場合のイメージ

図-4.3.25 より明らかなように、地盤とランマが一切離れずに運動すると仮定した場合の理論的な軌跡は、着地直後に最大沈下を起こし、その後数回振動したのちに静止するということが分かる。実際のランマは地盤剛性が一定以上の値を有していると図-4.3.36 に示すように地盤の表面から跳び上がることになる。そこで、式(4.3.2)から得られる下記の地盤反力 $R(t)$ が計算過程で負になる場合には、ランマが地盤から跳び上がっているとして、 $R(t)=0$ として計算を行った。図-4.3.37 は、この計算で得られたランマの挙動と実測値との比較を表している。

$$R(t) = kx + c\dot{x} \quad (4.3.4)$$

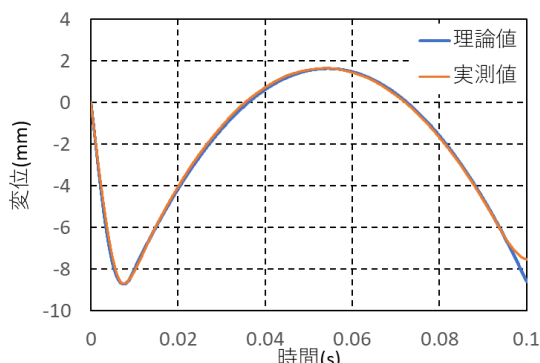


図-4.3.37 跳び上がりを考慮した場合のランマの挙動

この計算では、接地の瞬間から最初の跳び上がりが生じる部分まで（図-4.3.36 中の赤線部分）の部分で実測値と理論値が一致するように、ばね係数 k と減衰比 ζ を求めた。その際、採り得る範囲のあらゆる地盤のばね定数 k と減衰比 ζ を設定しておき、変位の最低沈下量と最下点到達時間が実測結果と一致するばね係数 k と減衰比 ζ を抽出した。この計算により得られた重錘の挙動は、図-4.3.37 に表されているように計算値と実測値はよく整合しており、この計算でランマが地盤に落下した際の挙動を表現し得ることがわかる。この計算手法を使って、図-4.3.29 に示したローラ型重錘の実験結果から減衰比 ζ を算出し、含水比に対してプロットした結果を図-4.2.38 に示す。

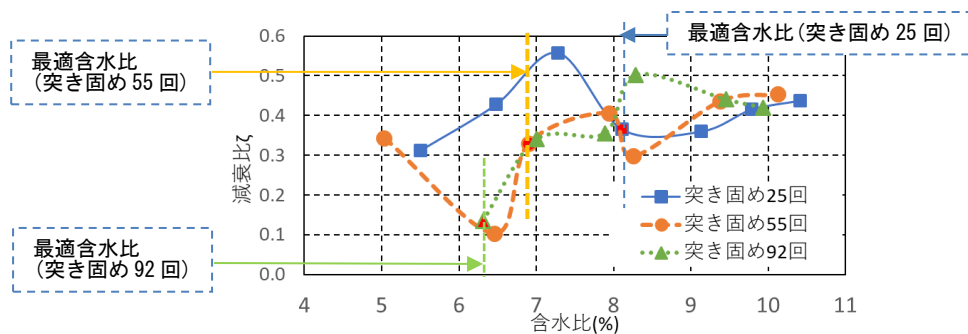


図-4.3.38 土の含水比と減衰比との関係

図-4.3.38 より、減衰比の値は 0.1～0.6 の間で変化していること、最適含水比以降は減衰比が増加する傾向があることがわかるが、含水に対して明確な傾向を持って依存しているとまでは言えない。すなわち、減衰比を抽出しても地盤の含水比を特定することは難しいと考えられる。

4.3.4.4 振動ローラモデルを用いた含水比の影響の検討

前節の重錘落下試験より、含水比が大きくなると最大衝撃加速度が小さくなり衝撃加速度継続時間が長くなること、およびその際の減衰比は 0.1～0.6 の範囲で変化し特に最適含水比以降は増加傾向があることが分かった。この事実を用いて、2.2.1 節(4) 項の図-2.2.8 で示した地盤-振動ローラモデルを用いて、減衰比を変化させた場合の振動ローラの振動挙動の変化について検討する。

今回用いた振動ローラモデルのパラメータを表-4.3.23 に示す。この表に示すように、粘性減衰係数 c は式(4.3.1)に示すように減衰比 ζ と地盤のばね係数 k により変化するため、減衰比の変化に対して地盤反力 $R(t)$ が一定値を示す際の地盤のばね定数を採用し、振動ローラモデルの演算を行った。振動輪の重さ、振動周波数、振動機の起振力などは酒井重工業の SV513D のパラメータを用いた。

表-4. 3. 23 数値計算に用いたパラメータ

	初期含水比	含水比変化後	
地盤反力R(t)	141894		
減衰比ζ	0.3	0.4	0.5
地盤のばね定数k(MN/m)	71.85	60	48.23

以下の図-4. 3. 39～41 に振動波形の演算結果を示す。振動波形演算は SV513D の起振機が発生する周期振動にローラ型重錘の実験結果から得られた衝撃波形を、SV513D のパラメータに対応させ、振動輪接地点に入れ込むことで振動ローラの挙動を再現した。その結果、いずれの減衰比の加速度波形においても大きな差異を確認することはできなかった。そこで各加速度波形において、振動輪が地盤に衝突した際の衝撃加速度継続時間 T 、衝撃最大加速度 $A_{\max}$ および全体の加速度と起振力の位相差を求めた結果を表-4. 3. 24 に示す。

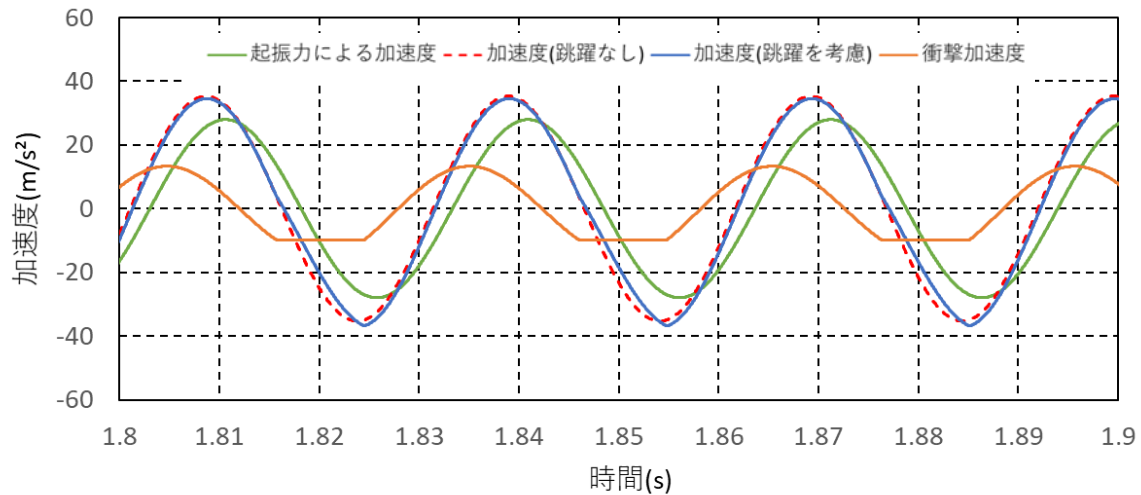


図-4. 3. 39 振動波形，衝撃加速度および起振力による加速度の関係 ($\zeta=0.3$, $k=71.85$)

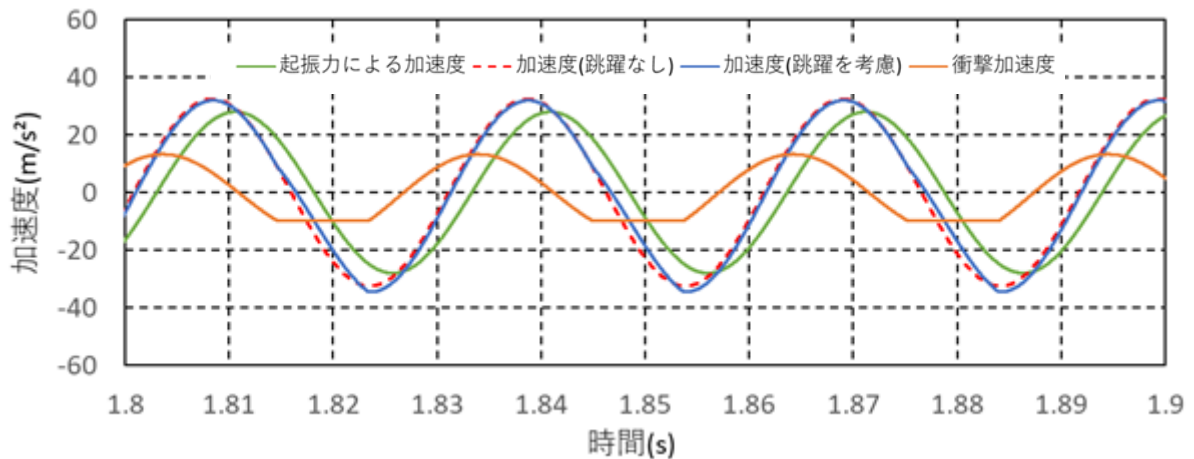


図-4. 3. 40 振動波形，衝撃加速度および起振力による加速度の関係 ($\zeta=0.4$, $k=60$)

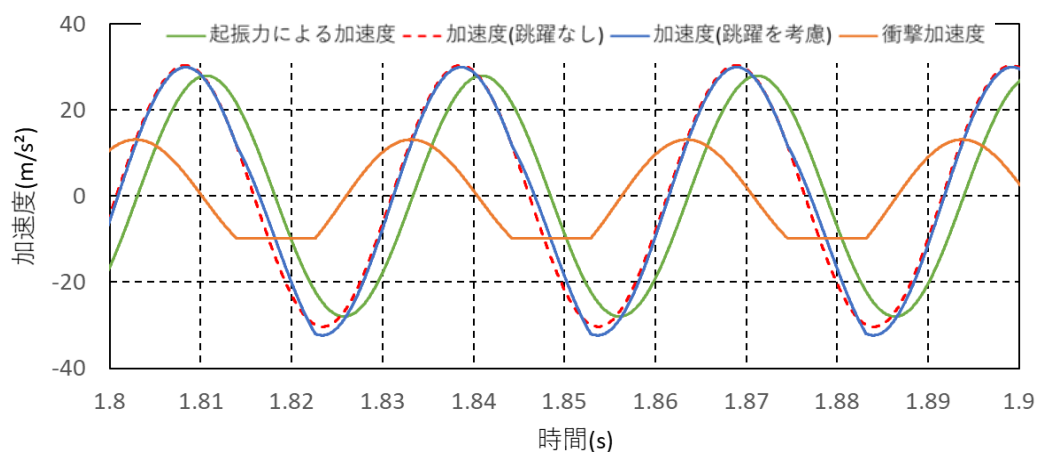


図-4.3.41 振動波形，衝撃加速度および起振力による加速度の関係 ($\zeta=0.5$, $k=48.23$)

表-4.3.24 衝撃加速度継続時間，衝撃最大加速度および位相差の比較

減衰比 ζ	0.3	0.4	0.5
地盤のばね定数 k (MN/m)	71.85	60	48.23
衝撃加速度継続時間 (s)	0.02147	0.02152	0.02164
衝撃最大加速度 (m/s^2)	13.30	13.26	13.13
加速度－起振力の位相差 (周期)	-0.06172	-0.0703	-0.0745

表-4.3.24 より，衝撃加速度継続時間は減衰比の増加に伴い，わずかであるが長くなり，衝撃最大加速度は，減衰比の増加に伴い減少していることが分かる．これは普通型ランマおよびローラ型ランマで得られた結果を反映しているものと考えられる．すなわち，振動輪加速度と起振力による振動の位相差は減衰比が大きくなるにしたがって増加する結果を示している．この関係より，地盤の含水比が振動ローラに与える影響としては，含水比の増加に伴って，衝撃加速度の継続時間が長くなり，最大加速度は小さくなる．加速度波形全体においては，起振力による振動の間の位相差が大きくなると結論付けることができる．しかしこの位相差については，振動ローラ全体の挙動から見ると軽微であり，実際の締固めにおいて振動輪の加速度波形と起振力の振動の位相差から含水比を算定するには，何かしらの工夫が必要になると考えられる．

以上のことから，振動ローラの加速度波形から土の含水比の変化の影響を抽出し得る可能性はあるが，現段階では，実用的に使えるだけの知見が得られているわけではない．これからの研究の進展に期待する．

【参考文献】

- 1) 大島昭彦，高田直俊：重錘落下締固めにおける地盤への重錘貫入と衝撃力，土木学会論文集 No. 487/Ⅲ-26，pp. 61-67，1994.
- 2) 瀧山俊也 振動ローラの振動挙動計測による土の締固め施工管理手法の開発 2011 年卒業論文

第5章 振動ローラ加速度応答法の現場適用事例

振動ローラ加速度応答法を実現場に展開した幾つかの適用事例を報告する、事例はロックフィルダム・道路路床・道路路盤・舗装・空港路床・廃棄物処分場など多岐に渡る、また加速度応答法の新たな用途を示唆する事例として、ロックフィルダム遮水材の飽和管理への適用、転圧地盤の強度・剛性やその耐久性に着目した性能仕様、性能設計への展開、転圧中の基盤剛性検出手法としての適用事例等を示す、最後に振動ローラ加速度応答法と最新の ICT 指標を統合した次世代型 ICT 土工品質管理手法の提案とその試行事例を紹介する。

5.1 ロックフィルダムにおける適用事例

振動ローラ加速度応答の変化は、転圧に伴う地盤剛性の増大と、これに伴う振動輪の跳躍（ジャンプ）により発生する、このため、地盤剛性が転圧と共に順調に増加するような材料、例えばロックフィルダムのロック材や道路路床材のような大粒径の粗粒材料への適用が最初に試みられた事は当然といえる、以下では、粗粒材料に対する加速度応答法の適用を試みた室内転圧試験と実ロックフィルダムにおける現場計測事例を報告し、引き続き、ある大型ロックフィルダムに本格導入された加速度応答管理システムの概要を紹介する、本事例ではロックゾーン転圧面の加速度応答値を面的・断面的に取得し乾燥密度や内部摩擦角のばらつきの評価を試みている、

5.1.1 粗粒材料に対する加速度応答法の適用性検証事例（その1：室内転圧試験）

(1) はじめに

振動ローラの加速度応答に着目した既往研究（第2章 振動ローラ加速度応答法とは ―計測原理と理論的背景― にて詳述）^{1)~4)}では、ローラ加速度を何らかの形で定量化し、これと地盤密度あるいは地盤係数 K_{30} などの関係を調べ、両者が相関を持つことを報告したものが多い。しかし、それらの結果はいずれも施工管理に適用できる「可能性がある」との言及にとどまっており、その相関性の大小（両者のバラツキ）が定量的に実施工レベルで許容される範囲なのかどうか、既往管理手法と比較してどの程度劣っているのかなど、実施工への展開を意識した上での適用性の議論は十分になされていないように思われる。ここでは、粗粒材料を対象とし、室内大型土槽試験および現場転圧試験の結果をもとに、ローラ加速度を用いた管理手法と既往の RI 密度管理手法の精度的な比較を行い、実用化に向けた適用性の検証を試みた事例を示す。

(2) 振動ローラの加速度応答を利用した現場締固め管理手法の概要

図-5.1.1 は、後述する転圧試験で得られたローラ加速度の計測結果例である。これをみると、締固めが進行した後の16回転圧時の加速度波形は、1回転圧時に比べ大きく変化し乱れた波形になっており、また下段に示す FFT 解析結果においては、高調波といわれる基本振動数の整数倍の振動数に対するスペクトル $S_0, S_1, S_2, \dots$ （この場合、30Hz, 60Hz, 90Hz...）、さらには 1/2 分数調波といわれる基本振動数 $\times 1/2$ の整数倍の振動数に対するスペクトル $S'_0, S'_1, S'_2, \dots$ （この場合 15Hz, 45Hz, 75Hz, ...）が卓越してくることが認められる。2章で詳述した下記の乱れ率や CMV などの指標により、地盤の締固めの進行に伴う加速度波形の変化を定量化することができる。

$$\text{乱れ率} = \frac{\text{高調波・1/2分数調波スペクトルの総和}}{\text{基本振動数+1/2基本振動数のスペクトル}} \quad (5.1.1)$$

$$= \frac{\sum_{i=1}^3 S_i + \sum_{i=1}^3 S'_i}{S_0 + S'_0}$$

$$CMV = \frac{S_1}{S_0} \quad (5.1.2)$$

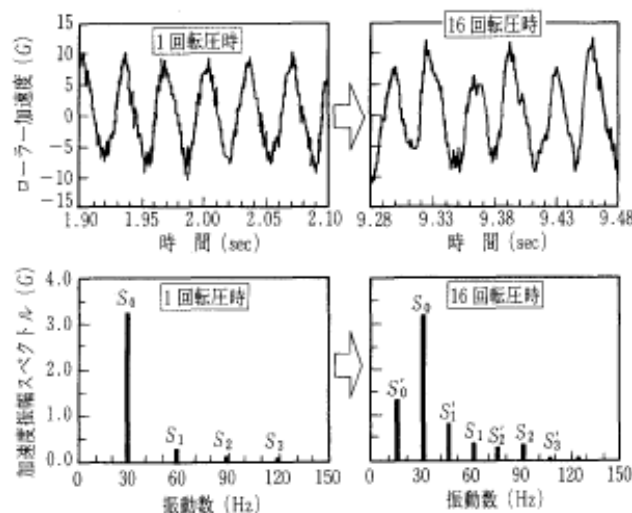


図-5.1.1 振動ローラ加速度の計測結果の例

ここではこの乱れ率と CMV の適用性について、転圧試験によって検証した結果を後述する。なお、地盤の締固めにもなって加速度が変化する現象に対する理論的な考察、また高調波スペクトルが卓越してくる理由について、第 2 章に詳述しているので参照されたい。

(3) 実験概要

1) 転圧試験概要

転圧試験は、室内の大型土槽を用いた転圧試験、および高速道路路体部における現場転圧試験の 2 ケースを実施し、室内土槽試験のみ通常の加速度計測に加え前述の CMV 測定器を併用した。表-5.1.1 に 2 ケースの転圧試験概要を示す。図-5.1.2 にはヤード内計測位置図を示す。密度計測は表面型 RI (線源深さ 30cm) を使用し、線源孔壁を鋼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。盛土材料の粒度分布を図-5.1.3 に示す。室内土槽実験、現場転圧試験とも比較的堅質かつ低含水比な粗粒材料を用いた。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た。

表-5.1.1 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	17400(kg)	10700(kg)
	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

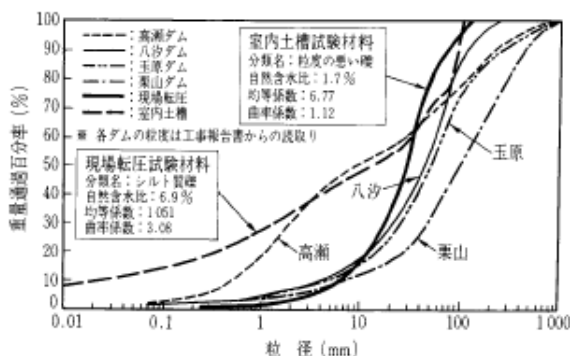


図-5.1.3 試験盛土材料の粒度分布

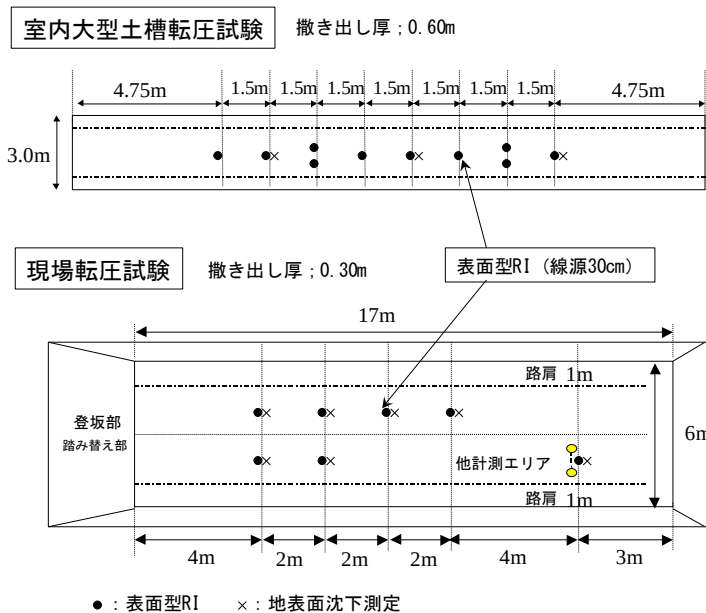


図-5.1.2 計測位置図

2) 加速度計測方法の概要

圧電素子型加速度計 (20G) をローラ部に強力接着剤を用いて接着し、転圧中のローラ加速度を運転席内に置いたデータレコーダに取り込んだ。これを室内にて再生後、RI 計測範囲 (約 40cm) を通過する間の加速度を FFT 解析し、式(5.1.1)により乱れ率を求めた。

(4) 実験結果および考察

1) 転圧回数～乱れ率、CMV の関係

図-5.1.4(a)に室内大型土槽実験、(b)に現場転圧試験における転圧回数～RI 乾燥密度・乱れ率の関係をそれぞれ示す。また図-5.1.5 には、室内大型土槽試験における転圧回数～RI 乾燥密度、CMV の関係を示す。ただし、乾燥密度、乱れ率、CMV はそれぞれヤード内の平均値で示している。図-5.1.4(a)(b)よりわかるように、両試験ケースとも転圧による密度増加ともなって乱れ率が増加しており、施工管理指標としての適用性が示唆される。一方、図-5.1.5 をみると CMV は転圧 3 回あたりから急激に低下し、転圧効果を適切に表していない。ここで、室内土槽試験における転圧 1 回および 3 回時の加速度の FFT 解析結果をみると (図-5.1.6)、転圧 3 回から 1/2 分数調波スペクトルが出現していた。すなわち、藤井⁷⁾も指摘するように、CMV では演算式(2)中に 1/2 分数調波スペクトルを考慮していないため、締固めが進行し 1/2 分数調波スペクトルが出現した場合に、CMV の値が急減し締固め効果を適切に表し得ないことがわかる。1/2 分数調波スペクトルが出現するか否かは材料・施工機種・まき出し厚等によるが、このように振動条件によっては CMV は適切な管理指標とならない場合があるため、汎用性を考慮するなら、乱れ率のような 1/2 分数調波スペクトルを考慮した定義が望ましいといえよう。

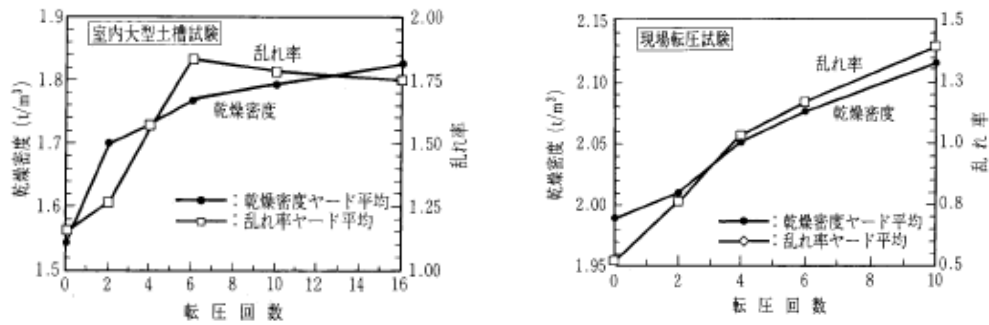


図-5.1.4 転圧回数と RI 乾燥密度・乱れ率の関係

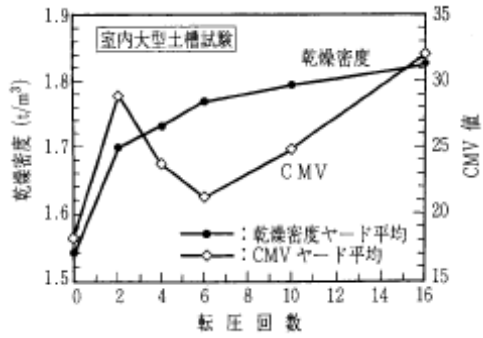


図-5.1.5 転圧回数と RI 乾燥密度・CMV の関係

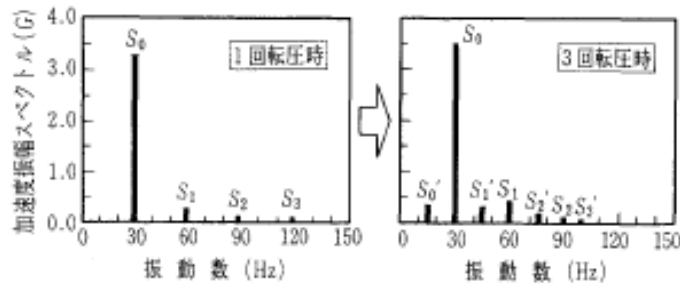


図-5.1.6 室内大型土槽試験における加速度 FFT 解析結果

2) 乱れ率と RI 乾燥密度の関係

図-5.1.7 に室内土槽試験，図-5.1.8(a)(b)に現場転圧試験における 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-5.1.7 および図-5.1.8(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検討してみる．図-5.1.8(a)の現場転圧試験における乱れ率～乾燥密度関係を，各 RI 計測ポイント別に整理してみると（同図(b)），それぞれに乱れ率～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-5.1.8(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，これは場所毎の材料特性等の違いによって異なる乱れ率～乾燥密度関係が重なり合ったためと解釈できる．換言すれば，乱れ率はヤード内の局所的な材料特性のバラツキまでをある程度反映し得る指標と判断できる．

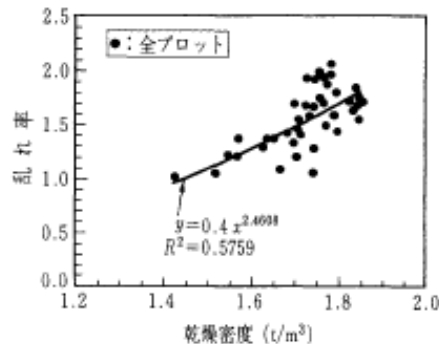
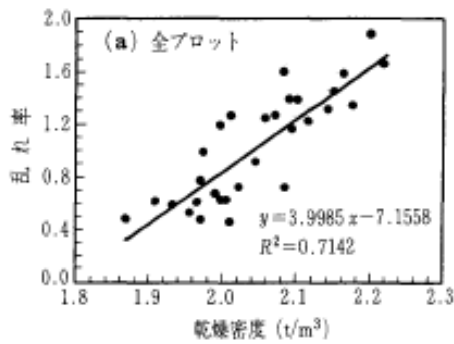
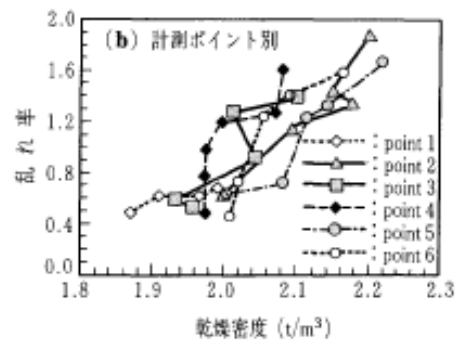


図-5.1.7 乱れ率～RI 乾燥密度の関係（室内大型土槽試験）



(a) 全プロット



(b) 計測ポイント別

図-5.1.8 乱れ率～RI 乾燥密度の関係（現場転圧試験）

そこで、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 1m ピッチで細かくピックアップし、ヤード全体の乱れ率分布を評価する。さらに、図-5.1.8(a)の全点プロットの乱れ率～乾燥密度関係を直線近似し、この相関式をヤード内の平均的な乾燥密度の推定式と仮定すれば、これら多点の乱れ率から図-5.1.9 のように転圧面の乾燥密度の分布状態を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 $0.2(\text{t/m}^3)$ 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ま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⁸⁾。そして、加速度による推定によっても、結果としてほぼ RI と同等にこれを評価していることがわかる。

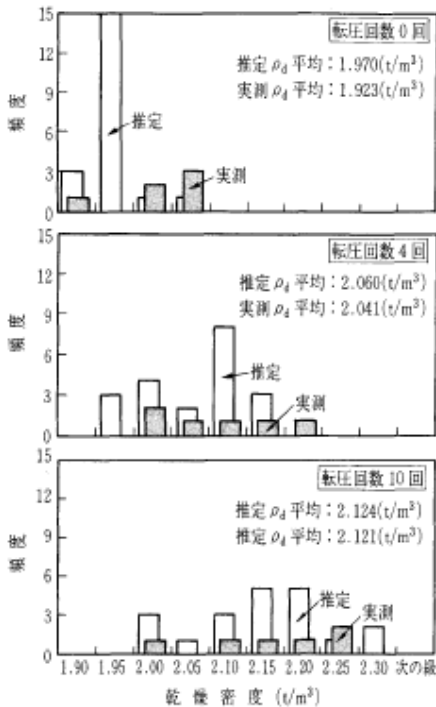


図-5.1.9 加速度による推定密度と RI 密度分布

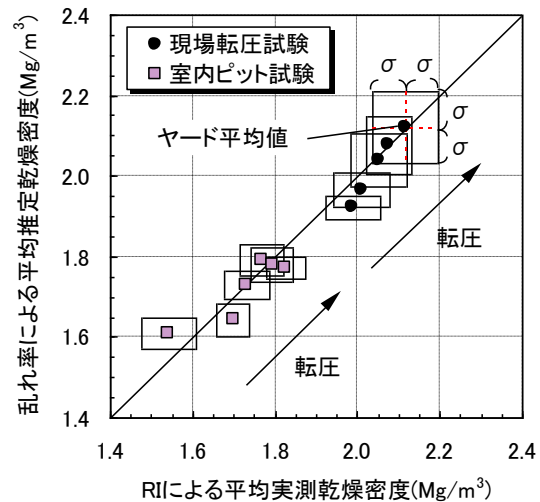


図-5.1.10 推定密度と実測密度の比較

図-5.1.10 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-5.1.10 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同士を比較すると、最大でも $\pm 0.05(\text{t/m}^3)$ 程度の差しか生じていない（例えばあるフィルダムロック材の大型三軸試験による室内乾燥密度～内部摩擦角 ϕ 関係を参照すれば、乾燥密度 $\pm 0.05(\text{t/m}^3)$ は内部摩擦角にして約 ± 1.5 度程度の幅にしかすぎない）。すなわち、今回用いたような粗粒材料では、まき出し時に生じた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、これを加速度からの推定によっても同等の精度で推定可能であること、また、その推定段階に多少の近似を含んでいても、多点的に密度分布を推定すれば、盛土内の平均的な密度を把握できることがわかる。例えばフィルダムロックをはじめとする粗粒材料の締固め管理では、水置換法を用いた密度管理が一般的であるが、粒径の大きな材料に対する置換法は多大な手間と労力を要するために測点数が希少にならざるを得ず、さらに粗粒系の材料ほどまき出し時に生じる密度の場所的な不均一性が大きい傾向にあるため、盛土体のマスとしての密度の状態を合理的に評価することが困難であるのが実状である。これに対し、振動ローラ加速度から多点的に密度分布を推定すれば、場所的な不均一性に起因する密度のバラツキ、および堤体全体のマスとしての平均的な密度を把握することが可能となるため、例えば現行のダムが有する設計上の余裕度を定量的に把握するこ

とも可能となり、将来的により合理的な堤体の設計・管理が行える

(5) おわりに

振動ローラの加速度応答を利用して地盤の締固め度を評価する研究が従来から行われてきたが、本研究では粗粒材料を用いた転圧試験を行った結果、加速度指標として提案する乱れ率と RI 乾燥密度は良好な相関を示し、両者の相関関係を利用して転圧面の密度分布を多点的に求めることで、既往の RI 法と同等の精度で転圧面の密度分布を把握できる可能性があることがわかった。一般に、振動ローラ挙動は地盤の密度ではなく剛性に対応すると考えられる。したがって、高含水比の細粒土のような、転圧時に地表面の間隙水圧が上昇し、締固めの進行にも関わらず地表面剛性が低下するような材料では、本手法は施工管理手法として適さないことも予想される。今回は粗粒材料を対象としたが、粒度・含水比などが異なる多様な土質に対し、適用性の把握を行っていくことが今後の課題となろう。

5.1.2 ロックフィルダムにおける加速度応答法の適用性検証事例（その 2: 現場転圧試験）

検証事例（その 1）は室内転圧用土槽（ピット）や試験盛土など、比較的厳密な管理の下で行われた試験結果である。引き続き（その 2）では、粗粒材を転圧した際の加速度応答が実際の現場ではどのような形で生じるのかを計測した事例を報告する。現場計測は現在建造中の鶴川ダム（新潟県）¹⁰⁾のロックおよびフィルターゾーンにおいて実施された。鶴川ダムは図 5.1.11 に示す中央遮水壁型の高さ 55m のロックフィルダムである。本ダムのフィルタ材と内部ロック材の現場転圧試験時（本施工に先立ち実施）に加速度応答値を計測する機会を得た。加速度応答は（その 1）の手法をシステム化した α システム（詳細は「2.4 締固め管理システムの構築」参照）により取得したが、得られる乱れ率は（その 1）と同じものである。フィルタは仕上り厚 50 cm、ロック材は 80 cm と 100 cm の 2 種類で、また振動ローラは写真 5.1.1 に示す 10t 級振動ローラが共通して用いられた。

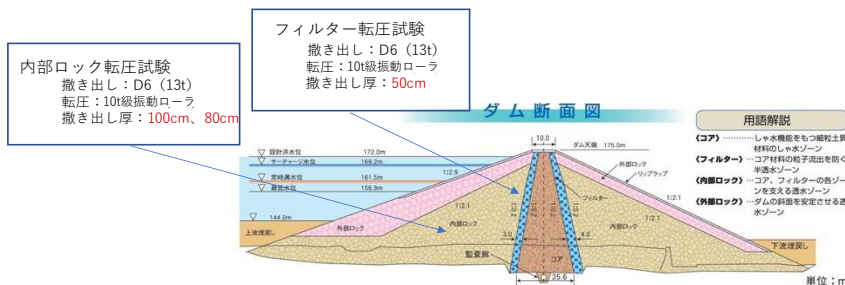


図 5.1.11 鶴川ダム標準断面図

写真 5.1.1 振動ローラによる現場転圧状況

図 5.1.12(a)に転圧回数と乾燥密度、図(b)に転圧回数と間隙比、図(c)に転圧回数と含水比の関係を示す。乾燥密度や含水比は転圧回数に対して同一地点で連続的に計測可能な RI 法 (SRID) の値を用いた。ロックとフィルタは材料粒度や仕上り厚が異なり、またロックの仕上り厚 80 cm ヤードは撒き出し時 (N=0) の乾燥密度がやや大きめとなったものの、転圧が収斂する N=8 回付近ではほぼ同程度の乾燥密度と間隙比となっている。一方、図(c)の転圧時含水比に関しては各ケースで違いがあり（施工時の天候条件の違いによる）、これが後述する転圧面の飽和度の違い、ひいては加速度応答値の違いをもたらす結果となった。

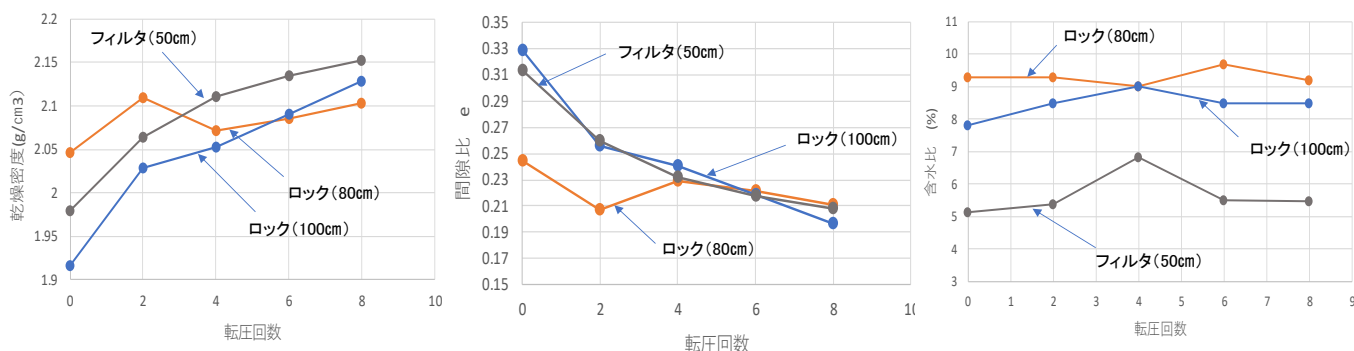


図 5.1.12 (a) 転圧回数と乾燥密度の関係

(b) 転圧回数と間隙比の関係

(c) 転圧回数と含水比の関係

図 5.1.13(a)に転圧回数と乱れ率の関係を示す。フィルタ材 (50 cm) の乱れ率はロック材のそれに比べて大きく、またばらつきの幅は大きいものの、（その 1）と同様、転圧回数と共に漸増して収斂する傾向を示している。一方、ロック材の転圧回数～乱れ率関係を見ると、仕上り厚 100 cm では明瞭な増加傾向は見られず、80 cm 仕上り厚のヤードでは仕上り層厚が小さいにもかかわらず乱れ率の値は 100 cm ヤードよりもさらに小さく、かつ転圧回数と共に減少する傾向が見て取れる。このような（その 1）とは異なる、一見矛盾する現象の原因を検討する目的で、隣の図(b)を準備した。図には転圧に伴う間隙比の減少（再掲）、乱れ率の増加と共に、転圧地盤の飽和度の変化を 3つのヤードで併記した。一番下の乱れ率（各転圧回数毎の平均値）と上の間隙比、中央の飽和度の関係を比べてみると、本現場で生じた現象をある程度理解することが出来る。フィルタ材（仕上り厚 50 cm）の結果は理解しやすく、転圧に伴い乾燥密度が増加し間隙比が減少するのに伴い加速

度応答値が増加する。ロック材(仕上り厚 80 cm, 100 cm)の加速度応答値の傾向は乾燥密度や間隙比との関係では説明できず、図中に併記した飽和度のデータが必要となる。本報告書の 4 章では、加速度応答値に及ぼす含水比や飽和度の影響を取りまとめた(「4.3 土質・含水比・飽和度の影響」参照)。既往室内試験結果によると、飽和度が概ね 80%を超えると地盤剛性(加速度応答)は急減し、乾燥密度(転圧回数)との関係も崩れていく。図(b)を見ると、内部ロック 80 cm仕上りのヤードは他の 2 ケースよりも施工含水比が高く、かつ撒き出し時の乾燥密度が大きい事もあり、転圧初期から飽和度がほぼ 100%近い値にあったことが分かる。100 cm仕上り厚のヤードもまた、転圧回数 2 回以降は飽和度が 80%を超えており、乱れ率が横ばいとなる傾向と合致する。フィルタ材のヤードでは、最終転圧まで含めて転圧面の飽和度は 80%以下に保たれている。含水比の高い細粒材料を転圧した時、このような理由により加速度応答が転圧と共に低下する、いわゆる過転圧現象は良く経験するところであるが、ロック材のような粗粒材料においても同様な現象が生じている事を図は物語っている。なお粗粒材におけるこのような現象は、上記 4.3 節の他にも「5.7 新しい ICT 土工品質管理手法の提案」の中で同様の結果(湿潤側に加水した碎石材料の加速度応答が転圧と共に減少する結果)が報告されているので参照されたい。

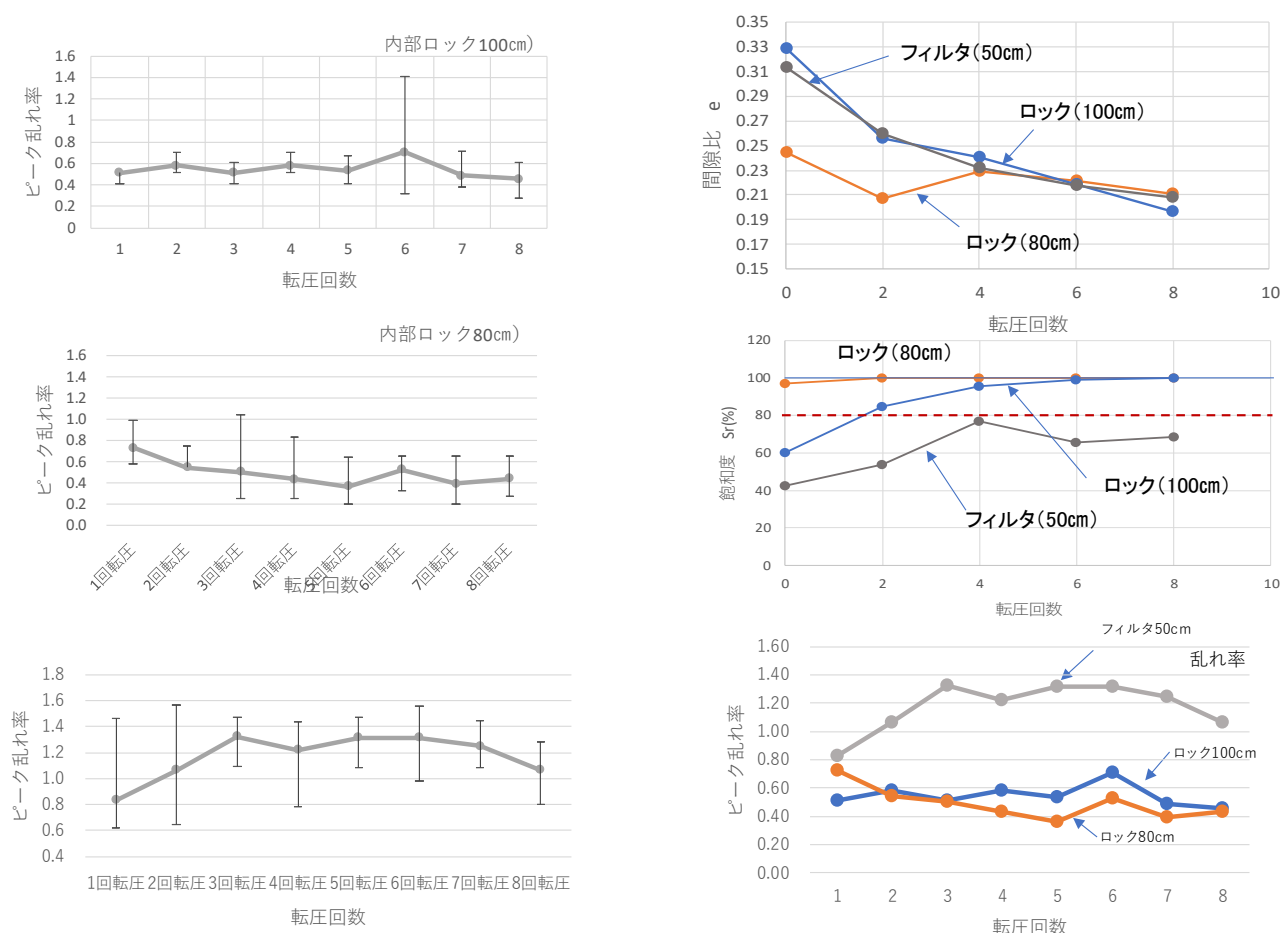


図 5.1.13(a) 転圧回数と乱れ率の関係

(b) 転圧回数と飽和度及び乱れ率の関係

本現場で何故このように飽和度が高くなったのか。それは施工時の天候の影響である。フィルタ材料は好天の中で実施されたが、内部ロックの転圧試験、特に 80 cm仕上り厚ヤードは直前まで断続的な降雨が生じていた。写真 5.1.2(a)にはその際の転圧状況を示しているが、転圧面表層に水がしみ出してくるような状況であった。ロック材の試験盛土開始前に、その基盤層(同じ材料だが低含水比状態であった)で加速度応答を予備的に計測していた(写真 5.1.2(b))。図 5.1.14 はその時の取得データであり、この場合の乱れ率はフィルタ材と同等の高い値を示している。図 5.1.15 は、試みに飽和度と乱れ率の関係を整理したものである。材料や撒き出し厚が同一ではないものの、飽和度が 75%を超えるあたりから乱れ率が減少する傾向が伺える(子細に見ると、フィルタ材もまた、この辺りから後半では乱れ率が若干低下している)。これらの結果は 4.3 で取りまとめた加速度応答と飽和度の関係と何ら矛盾しない。

以上、実現場における加速度応答の取得事例を示した。図 5.1.13(a)には各転圧回数毎の乱れ率のばらつきの範囲を併記した。(その 1)に比べると現場の加速度応答値のばらつきはかなり大きく、特に粗粒材料の場合、面的計測により多点的にデータを取得し統計的に処理する事が必須ではないかと思われる。図中のロック 100 cm仕上り厚では 6 回転圧時のばらつきが突出しているが、これは転圧面で振動ローラが進行方向の中心線をやや外れた際、運転操作によって急いで機体の姿勢を戻そうとした際に発生していた。現場施工では、このような振動ローラ自体の動きやオペレータの運転習熟度等の問題も、ばらつきの原因の中に介在している可能性がある事に留意が必要である。そして本事例で典型的に生じていた現場の天候や材料の含水比状態が加速度応答を大きく変化させる事もまた、重要な要因として忘れてはならない。

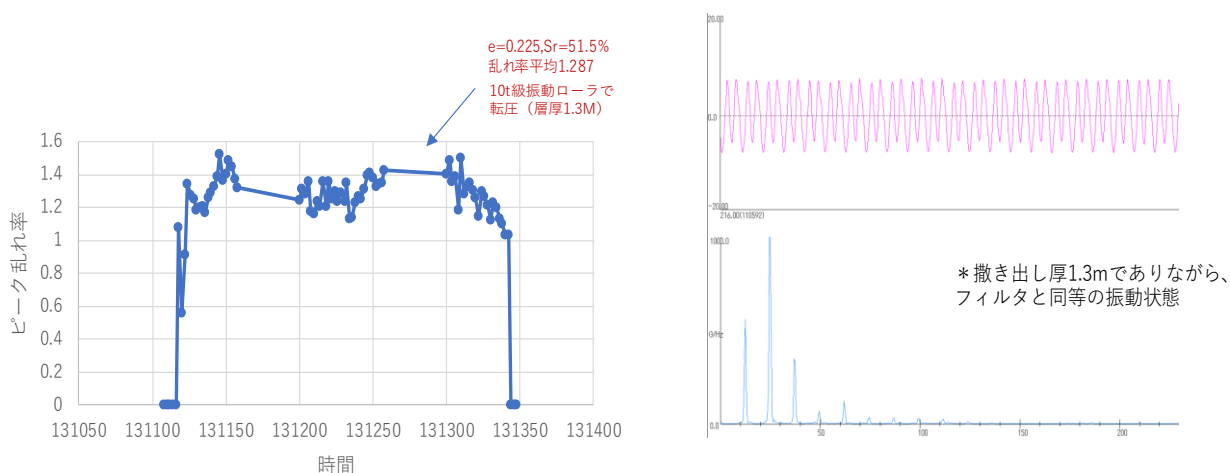


図 5.1.14 ロック試験盛土基盤（乾燥）での計測及び FFT の結果



写真 5.1.2 (a) ロック (80 cm) の転圧状況 (b) 基盤層

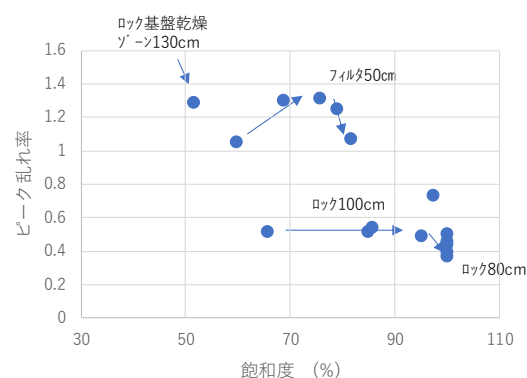


図 5.1.15 飽和度と乱れ率の関係

5.1.3 神流川ダムにおける加速度応答法を用いた現場品質管理事例

神流川上部ダムでは、転圧面の品質をリアルタイムかつ面的に評価できる手法として、振動ローラの加速度応答を利用した締固め管理手法に着目し、本手法と GPS を併用したロックゾーンのリアルタイム転圧管理システムを開発・導入した。本システムでは、振動ローラ加速度応答により転圧面の品質を施工を行いながら判定、これを現場内に構築した無線 LAN を通じて現場管理室にリアルタイムにモニター表示し、施工状況の監視、ならびに次工程へのフィードバック等を行いつつ、合理的かつ綿密なロックゾーンの品質管理を実施している。以下では、神流川上部ダムに導入したリアルタイム盛立品質管理システムの内容、導入からの運用結果について報告する。

(1) はじめに

一般に、フィルダムロックゾーンの品質管理は水置換法による密度管理が行われるが、大粒径を含むロック材の現場密度試験は多大な手間と労力を要するために測定頻度が希薄にならざるを得ず（通常数ヶ月に 1 回）、材料のパラツキ等に起因する堤体品質の不均一性までを評価した合理的な管理は困難である。

そこで神流川上部ダムでは、ロックゾーン転圧面の品質を面的かつリアルタイムに評価できる手段として、振動ローラ加速度応答を利用した締固め管理手法^リ（以下、ローラ加速度法と称する）に着目し、堤体品質の全数管理によって管理精度向上を図るためのリアルタイム盛立品質管理システムを導入した。本システムは平成 14 年 4 月に導入後、約 1 年の稼働を経て現場品質管理の合理化に大きく貢献している（論文発表当時）以下では、システムの概要、ならびに実施工での運用結果について報告する。

(2) 神流川ダムにおけるローラ加速度法導入の背景

① 神流川上部ダムの概要

神流川上部ダムは、東京電力（株）により建設された中央土質遮水壁ロックフィルダムであり、平成 11 年 10 月より盛立に着手し、平成 14 年 12 月現在で約 90%の盛立進捗となっている。ダム概要、ならびに標準断面図をそれぞれ表-5.1.2、図-5.1.16 に示す。堤体土量は 722 万 m^3 、このうちロックゾーンは約 78%の体積を占めている。また、完成後のダム全景を写真-5.1.3 に示す。

表-5.1.2 神流川上部ダムの概要

工事名	神流川水力発電所新設工事上部ダム工区		
形式	中央土質遮水壁型ロックフィルダム		
形状	堤高:136m 堤頂長:444m 堤体積:722万 m^3		
建設地点	長野県南相木郡南相木村		
着工	平成9年3月	竣工予定	平成17年6月

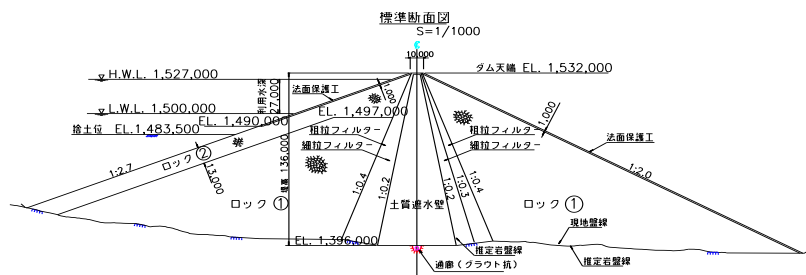


図-5.1.16 神流川上部ダム標準断面図



写真-5.1.3 神流川上部ダムの全景

② ロックゾーンの品質管理方法

盛立開始当初に設定したロックゾーンの施工・品質管理基準を表-5.1.3 に示す。品質管理基準は、事前の室内強度試験（大型三軸圧縮試験）と転圧試験結果を総合評価し、現場転圧密度 $\rho_d \geq 1.99 \text{ t/m}^3$ 以上を水置換法により確認するものとした。しかし、置換孔直径 2m、深さ 1m にもなるロック材の現場密度測定には多大な労力と時間を要するため、現実的には多点の測定を行うことは不可能である（本ダムでは既往ダムの実績等を参考に、測定頻度は1ヶ月に1点）。しかしながら、本ダムでは多様なロック材料の発生が予想されたことから、これらの撒き出し材料のバラツキ等に起因する堤体品質の不均一性を評価し、綿密な品質管理を行う必要性が考えられた。そこで、施工面全体の品質を面的に、かつ施工しながらリアルタイムに評価できる手法として、近年その研究が進展しているローラ加速度法^{1)~3)}に着目し、これを用いたリアルタイム盛立品質管理システムを構築して、盛立品質管理をより厳密に行うこととした。

表-5.1.3 流川ロックゾーンの施工・品質管理

施工管理基準	撒出し厚	150cm
	敷均し機械	38t級ブルドーザ
	転圧機械	18t級振動ローラ
	転圧回数	4回
品質管理基準 (基本)	管理基準	$\rho_d \geq 1.99 (\text{t/m}^3)$
	測定法	水置換法(直径2m×深さ1m)
	測定箇所	転圧面
	測定頻度	1回/1ヶ月

③ 振動ローラ加速度応答法

図-5.1.17 は、神流川ダムで計測された振動ローラ鉛直加速度の FFT 結果の一例である。本結果を用い、2 章で詳述した乱れ率²⁾を指標としてロックフィルダムのロック材に対する振動ローラ加速度応答法の適用性を検証する。

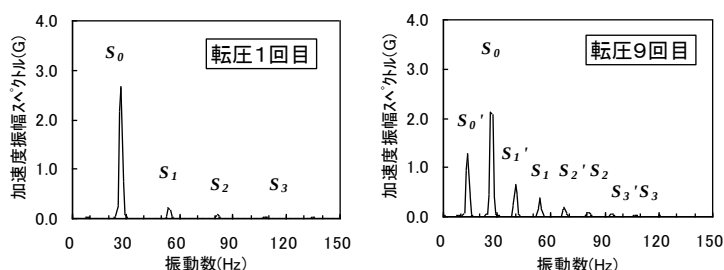


図-5.1.17 加速度の FFT 解析結果

④ 振動ローラ加速度応答とロック材品質の関係

本ダムの数種類のロック材料を用いて転圧試験を実施し、振動ローラ加速度応答（乱れ率）と大型 RI を用いて測定した転圧面の乾燥密度の関係を調べた結果、乱れ率と乾燥密度は比較的良好な正の相関を有するものの、ロック材の岩種毎にその関係が異なることがわかった。すなわち、乱れ率から地盤の密度を推定するためには、発生する全ての材料に対し両者の関係をあらかじめ用意する必要がある。しかしながら、多大な費用がかかる転圧試験を数多く実施することは現実的でない。一方、乱れ率（ここでは転圧 4 回目の加速度を計測）と転圧面の含水比（大型 RI を用いて測定）の関係を整理すると、図-5.1.18 に示すように材料の種類によらず比較的良好な相関を有することがわかった。さらに、室内三軸圧縮試験結果から、ロック材料の自然含水比 w_n と内部摩擦角 ϕ の関係が図-5.1.19 に示すように岩種によらず一意的な関係を有することを見いだした。すなわち、振動ローラ加速度を計測することで、転圧面の含水比を判定し、さらに図-5.1.19 を介して転圧面の強度定数（内部摩擦角 ϕ ）を推定することができる。乱れ率と含水比が相関を有するのは、含水比が低い材料ほど粒度が粗く、大粒径を含む材料であり、より転圧面剛性が高い（すなわち乱れ率が大きい）ことに起因すると思われる。

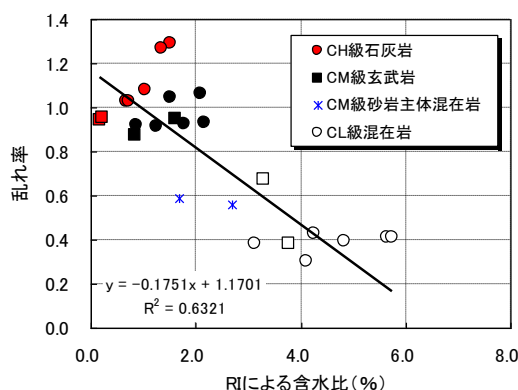


図-5.1.18 ロック転圧面の含水比と乱れ率の関係

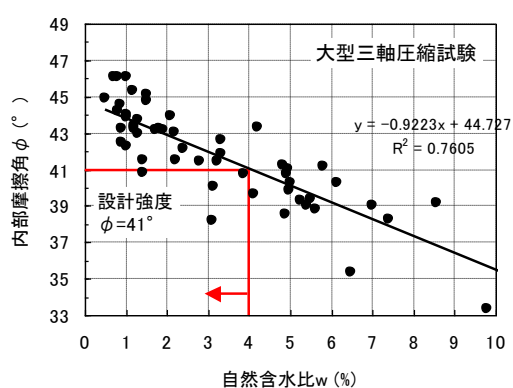


図-5.1.19 室内試験による含水比と内部摩擦角 ϕ の関係

(3) リアルタイム盛立品質管理システム概要

① ローラ加速度法を用いたロック品質管理方法

本ダムでは、ローラ加速度法を用いた日常品質管理を以下のように行う。まず、施工中のローラ加速度（乱れ率）から図-5.1.18、図-5.1.19 を用いて転圧面の含水比と内部摩擦角の面的な情報を取得、所要品質（設計内部摩擦角 $\phi \geq 41^\circ$ ）を確保していることをリアルタイムに確認する。次に、転圧面の品質のばらつきを考慮し、強度の小さい箇所の次の撒き出し層には良質材（低含水比材料）を、逆に強度の大きい箇所の次の撒き出し層には比較的高含水比の材料を選択し配置することで、堤体全体として所要品質を確保しつつ、掘削材料を効果的に活用するものとした。採取場での材料の選択は、フライパン法を用いて測定が簡易に行える含水比を指標として行った。

② 盛立品質管理システムの基本構成

開発した盛立品質管理システムの概要を図-5.1.20 に示す。以下にシステム各部の概要ならびに特徴を述べる。

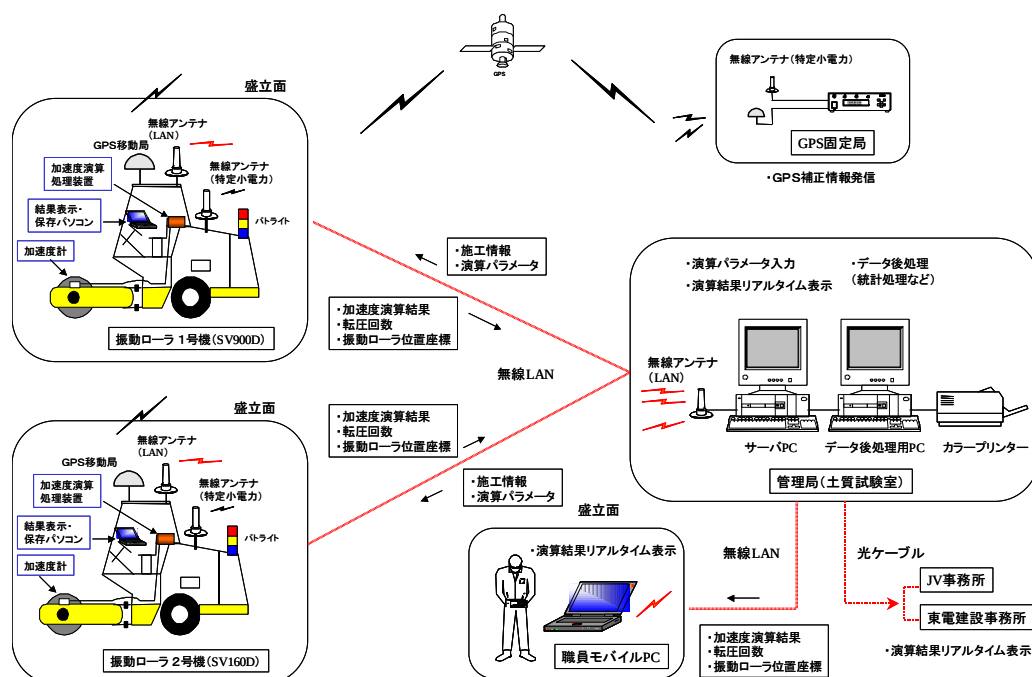


図-5.1.20 盛立品質管理システムの概要

(a) 加速度演算処理部

振動輪に加速度計を接着し、加速度データを運転席内の演算処理装置（写真-5.1.4）に取り込み、A-D変換、FFTを行って式（1）に従い乱れ率を2.0sec間隔で計算する。演算処理装置には、あらかじめ実験的に得ている乱れ率～含水比関係（図-5.1.18）、および含水比～内部摩擦角関係（図-5.1.19）を記憶させることができ、計測した乱れ率から転圧面の含水比および内部摩擦角を逐次リアルタイムに演算する。本装置の大きさは幅23cm×奥行12cm×高さ14cm、重量約3kgのコンパクトな設計となっており、振動ローラ運転席内において多くのスペースを必要とせず、また400Gの衝撃にも耐える設計としている。

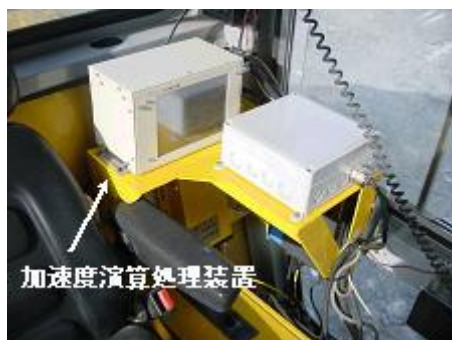


写真-5.1.4 加速度演算処理装置

(b) GPS

振動ローラの位置情報を取得するため、RTK-GPSを搭載した。GPSによる位置情報は、加速度情報（乱れ率、含水比、内部摩擦角）と同期されて結果表示・保存用車載ノートパソコンに取り込まれる。

(c) 結果表示・保存部（車載ノートパソコン）

振動ローラの運転席内には防塵・耐振型タイプのノートパソコンを設置し、ここに出力される加速度情報と位置情報を同期して取り込み、50cm×50cmメッシュに分割した画面上の転圧平面において、含水比や内部摩擦角の大きさに応じて色の違いによりリアルタイムに表示させる。含水比のリアルタイムモニターによる表示例を図-5.1.21に示す。取得された加速度データは転圧終了と同時に自動的にファイル化され、CFカードに記録すると同時に、無線LAN（後述）を通じて土質試験室に伝送される。なお、本システムでは振動ローラの走行位置情報から転圧回数を自動判定するアプリケーションを装備しており、画面を転圧回数表示に切り替えることで、オペレータは転圧回数を確認しつつ、確実な施工を行うことができる。

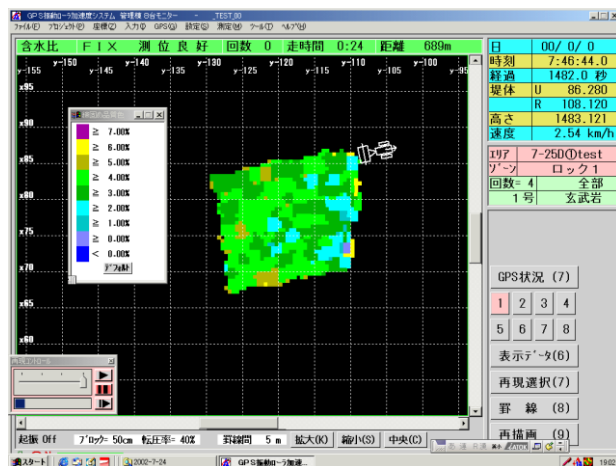


図-5.1.21 リアルタイムモニター表示例（含水比の場合）

③ 現場内LANの構築

①転圧面品質のリアルタイムな確認、および②昼夜連続施工のスピードに対応して次層撒き出し材料の迅速な決定を可能にするため、図-7に示すように振動ローラ車載PCと、盛立を管理する職員の携帯PC、ならびに1.2km離れた土質試験室、約12km離れたJV事務所・東電建設事務所間でLANを構築し、取得データをリアルタイムに送受信できる体制とした。すなわち、振動ローラ車載PCに表示される図-5.1.21の画面を無線LANで接続された各PC画面上に同時に表示することで、転圧中の材料が想定材料であるか否かを関係職員が随時チェックする（写真-5.1.5）。さらに、取得結果ファイルは転圧終了と同時に直ちに土質試験室に伝送されるようにしており、この結果をもとに試験室の専門管理員が次層に撒き出すべき材料を迅速に判断する。これに伴う各種設定入力情報の変更は、無線LANを介して土質試験室側から遠隔で即座に変更できるシステムとしている。堤体内での無線LAN構築においては、2.4GHz帯小電力データ通信用無指向性アンテナをダム軸付近の左右岸天端に設置した。ここでは、ダム盛立面がV字谷形状下に位置するために送受信ができないデッドゾーン（図-5.1.23）を、重機位置に応じて左右岸天端の使用アンテナを自動切替する2波同時通信型無線LANカードを使用することで、ダム盛立施工範囲約350m全域の電波送受信を可能とした。また、指向性アンテナは後部に反射板を組み合わせ設置し、電波送受信効率を高めている。

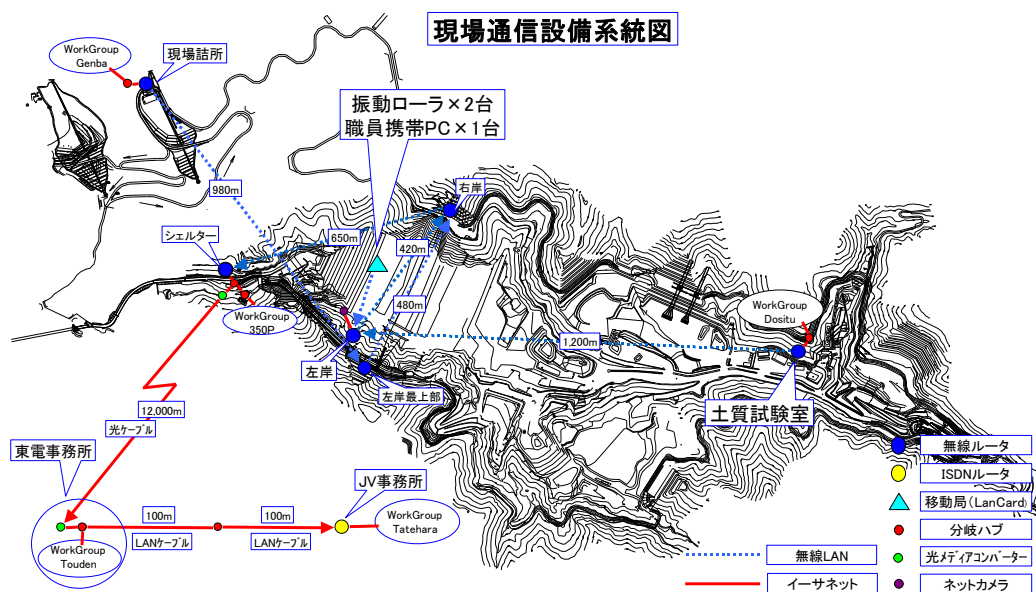


図-5.1.22 現場内 LAN の構築



写真-5.1.5 携帯 PC によるリアルタイム確認状況

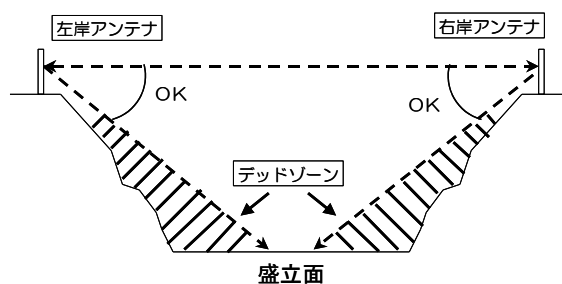


図-5.1.23 堤体内の無線 LAN 通信デッドゾーン

④ データ後処理ソフトの開発

日々取得される振動ローラ加速度データは膨大な量になるため、これを効率よく処理するツールの開発は、日常管理業務の中で必須となる。今回、出力情報をデータベース化し、50cm×50cm メッシュで得られる加速度情報を任意のメッシュサイズで平均化処理して、平面・断面的に表示・出力でき、かつ平均値や標準偏差算出などの統計処理を容易に行えるデータ後処理ソフトを開発した。これにより、現状の盛立面上における任意の場所に対して容易に含水比の状況を把握し、次層の撒き出し材料を迅速に決定することができる。

(3) システム適用結果

本システムにより推定された内部摩擦角の平面分布の一例 (EL.1475m 平面) を図-5.1.24 に示す。また、標準断面の上流側における内部摩擦角の分布を図-4.1.25 に示す (ただし縦 3m×横 6m メッシュに平均化して表示)。設計強度が大きいロックゾーン② (図-1 参照) には CH 級の良質岩を選択的に配置したが、この領域の内部摩擦角が大きめとなっていることがわかる。このように、実施工データに基づいて堤体強度の詳細な分布を 3 次元的に評価した事例は、これまで皆無であろう。図-5.1.25 の内部摩擦角分布を用いて円弧すべり安定計算を行えば、設計に対して現行堤体がどの程度の安全率を有するかを定量的にチェックしながら盛立を進捗させることができる。

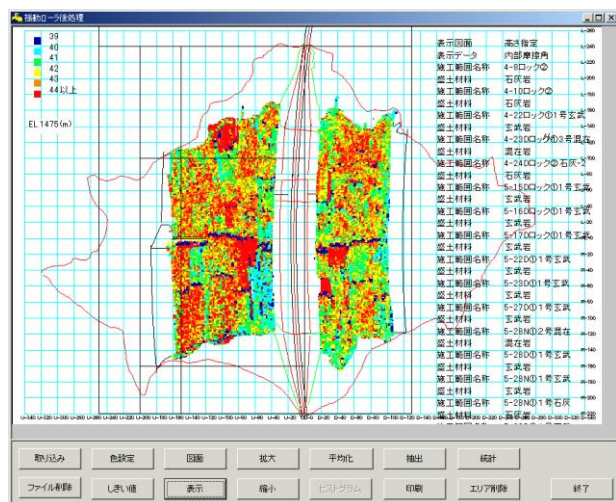


図-5.1.24 取得した内部摩擦角平面分布の例

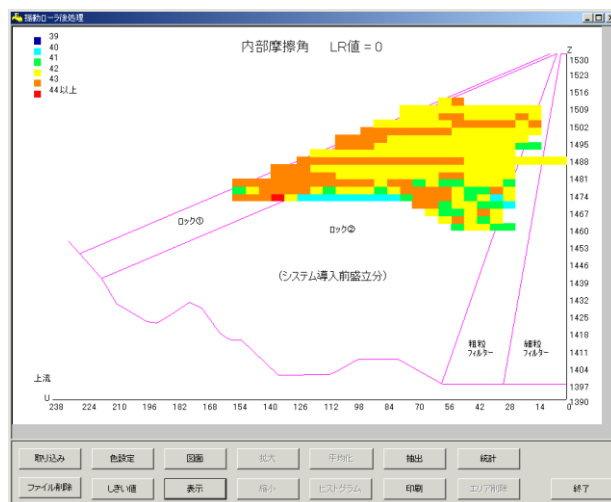


図-5.1.25 ダム標準断面における内部摩擦角の分布

(4) おわりに

神流川上部ダムに導入したローラ加速度法によるリアルタイム盛立品質管理システムについて報告した。本システムを従来の密度管理と併用することによって、品質管理精度が格段に向上するとともに、品質のパラツキを考慮した効果的なゾーニング配置による材料の有効活用も実現することができた。また、現場内の無線 LAN とインターネット接続によって、携帯 PC から現場にいながらの気象情報等の取得、構内無線電話と外部電話の接続、CCD カメラの場内設置による遠隔監視なども可能となり、現場作業の効率化にも寄与している。これら新技術を駆使した施工管理システムが、フィルダムのみならず、様々な土構造物に対する今後の盛立管理の合理化に貢献していくことを望む次第である。

図 5.1.26 は転圧面の乱れ率のヒートマップを描いた一例である。コア、ロック、フィルタの順に転圧地盤の剛性が大となる事や、岩盤との境界部ではその影響を受けて乱れ率が局所的に大きな値を取る事など、現場の実情を良好に表現している事が分かる。

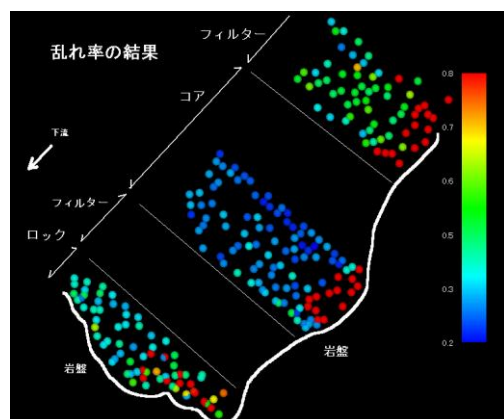


図-5.1.26 乱れ率の転圧面ヒートマップ

(4) おわりに

神流川上部ダムに導入したローラ加速度法によるリアルタイム盛立品質管理システムについて報告した。本システムを従来の密度管理と併用することによって、品質管理精度が格段に向上するとともに、品質のパラツキを考慮した効果的なゾーニング配置による材料の有効活用も実現することができた。また、現場内の無線 LAN とインターネット接続によって、携帯 PC から現場にいながらの気象情報等の取得、構内無線電話と外部電話の接続、CCD カメラの場内設置による遠隔監視なども可能となり、現場作業の効率化にも寄与している。これら新技術を駆使した施工管理システムが、フィルダムのみならず、様々な土構造物に対する今後の盛立管理の合理化に貢献していくことを望む次第である。

5.2 飽和度管理およびダム遮水材への適用事例

本節では、振動ローラ加速度応答法を実工事に適用し、施工管理を行った事例について紹介する。1つ目の事例は、道路造成工事において加速度応答値（CCV 値）による飽和度管理を適用する際の、転圧試験データに基づく考え方について示したものである。2つ目は dam の実施事例であり、従来の密度を基準とした締固め管理よりも高品質な盛土の構築を目指す「飽和度管理」やダム遮水材の施工管理に加速度応答法を適用した事例について示す。

5.2.1 加速度応答法を用いた飽和度管理への適用事例

本節では、加速度応答法を用いた飽和度管理による施工事例を示す。近年、大地震や集中豪雨等の自然災害の頻発により盛土構造物の被害が急増している。一方、国土交通省は、作業の効率化やインフラの長寿命化などを目的とした新技術の開発の促進し、それらを実工事へ普及することを目指す「i-Construction」を提唱している。このような背景から、施工の効率化、高品質化を目指すために、リアルタイムかつ面的な品質管理手法が必要となる。本研究では、リアルタイムかつ面的に地盤の剛性を評価する加速度応答法（CCV システム）を用いて ρ_d や S_r を推定する手法を検討した。施工現場での転圧試験により得られた品質データを解析し、加速度応答値（CCV 値）による ρ_d , S_r の実験式を構築した。それを用いることによって、盛土材の含水比が既知で一定であると仮定した場合、実験式を用いた CCV 値による管理と転圧回数管理を組み合わせることで、CCV 値から ρ_d を精度よく推定することができることを示した。これにより、リアルタイムかつ面的な締固め管理による盛土構造物の建設が可能となる。

5.2.1.1 研究の背景と目的

近年、大地震や集中豪雨等の自然災害が頻発している。それに伴い、道路・鉄道・宅地造成などの盛土構造物が崩壊してしまうという被害が急増している¹⁾。そのため、これまでよりも高品質な盛土を構築する施工法や品質管理手法が求められるようになった。一方、作業の効率化、安全性の向上やインフラの長寿命化などを実現するための新技術の研究開発にあたり、国土交通省は ICT の全面的な活用を推進し、現場への普及を目指す取り組みとして i-Construction を提唱している²⁾。これより、施工の効率化、高品質化を達成できる、リアルタイムかつ面的な品質管理手法が求められている。従来の施工管理では、施工後の密度や飽和度は限られたエリアで限られた回数実施する砂置換や RI 試験によって得られ、それをもとに施工管理が行われていた。

本研究では、地盤の剛性をリアルタイムかつ面的に評価することのできる加速度応答値（以下、CCV 値⁴⁾）による乾燥密度と飽和度の実験式を構築する。この実験式を用いることにより、盛土の締固め管理図を乾燥密度と CCV 値の関係で表現し、施工含水比と転圧施工中に得られる CCV 値から乾燥密度を精度良く評価する手法を提案する。なお、ここで検討した関係式は、龍岡ら^{3),4),6)}が求めた、地盤の剛性を表す指標である現場 CBR と盛土の品質管理指標である乾燥密度と飽和度との間の相関式を参考にした。

5.2.1.2 実験概要

(1) 盛土材

転圧試験に用いた盛土材は、最大粒径 $D_{\max}=75.0\text{mm}$ の細粒分混じり礫質砂である。盛土材の写真を写真-5.2.1 に、物性値を表-5.2.1 に示す。図-5.2.1 には、原粒度と、原粒度の試料を粒度調整し、剪頭粒度法により $D_{\max}=37.5\text{mm}$, $D_{\max}=9.50\text{mm}$ に作製したそれぞれの試料の粒度分布を示す。



写真-5.2.1 盛土材料写真

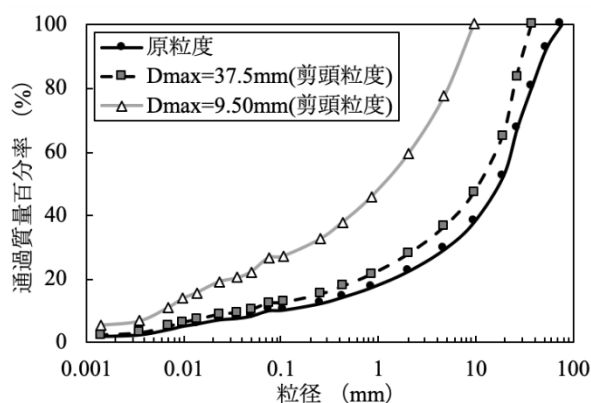


図-5.2.1 粒度試験

表-5.2.1 盛土材の物性値

土粒子密度 (g/cm^3)		2.778
最大粒径 (mm)		75.0
細粒分含有率 (%)		10.1
均等係数		334
曲率係数		16.2
分類名		細粒分混じり礫質砂
分類記号		G-FS
液性限界	w_L (%)	29.6
塑性限界	w_P (%)	19.7
塑性指数	I_P	9.9
$D_{\max}=37.5$ mm での試験結果		
標準プロクター試験の最大乾燥密度 $\rho_{d\max}(\text{g}/\text{cm}^3)$		1.897
標準プロクター試験の最適含水比 $w_{\text{opt}}(\%)$		14.8
最適飽和度 $S_{\text{ropt}}(\%)$		88.5

(2) 室内試験

盛土の締固め管理基準値を設定することを目的とし、室内締固め試験 (JIS A 1210)、排水三軸圧縮試験 (JGS 0524-2009) を実施した。室内締固め試験は、図-5.2.1 に示す $D_{\max}=37.5\text{mm}$ の剪頭粒度の試料を用いて、B-c 法 (標準プロクター: 1E_c) にて実施した。排水三軸圧縮試験 (以下、CD 試験) は、供試体寸法 $\phi 5\text{cm} \times H 10\text{cm}$ とし、図-5.2.1 に示す $D_{\max}=9.5\text{mm}$ の試料を用いて実施した。CD 試験は土の内部摩擦角を求めるために実施した。

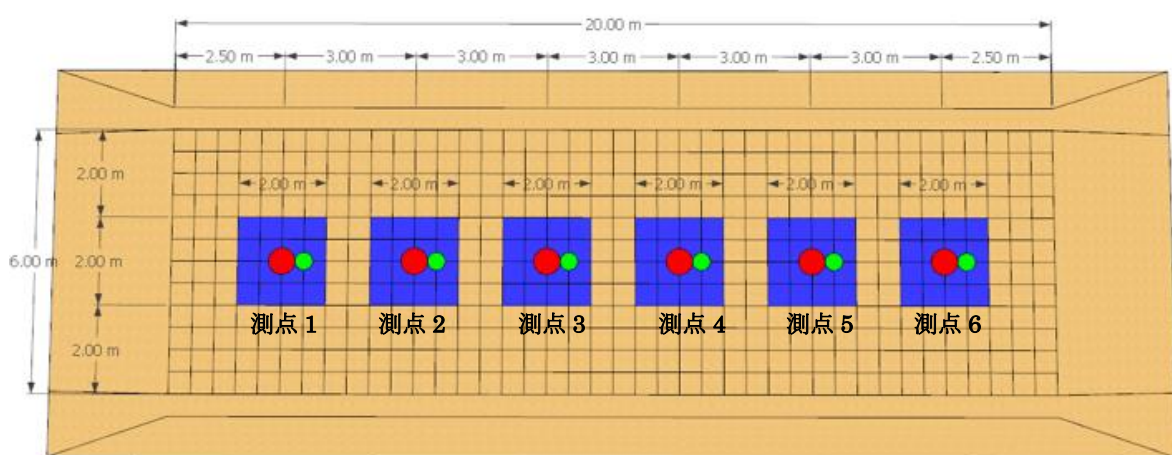
(3) 現場試験

転圧試験ヤードおよび品質試験位置図を図-5.2.2 に示す。転圧試験ヤードの寸法は、長さ 20m、幅 6m、高さ 60cm とした。1 層当りの撒き出し厚は 30cm とし、計 2 層で造成した。1 層目は、予備層として平均含水比 $w_n=11\%$ の盛土材を 11t 級の振動ローラを用いて 8 回転圧により構築した。2 層目は、平均含水比 w_n を 11% にして 16 回転圧により構築した。第 2 層の転圧中は転圧ヤードの全面を対象に振動ローラの加速度応答値による CCV 測定を実施し、転圧回数 $N=2, 4, 6, 8, 16$ 回の施工後に図-5.2.2 に示す測点 1～測点 6 でレベルによる沈下量測定、RI 試験による上層 20cm の密度測定を行った。

ここで、 CCV 測定について説明する。 CCV 測定とは、加速度応答法³⁾により地盤剛性を測定する手法であり、地盤の剛性を CCV 値という指標でリアルタイムかつ面的に評価するものである。振動ローラの鉄輪 (前輪) に加速度センサーを設置することで、施工中に得られる鉄輪の振動の加速度波形を解析して CCV 値を算出することができる。 CCV 値の算定式を式(5.2.1)に示す³⁾。

$$CCV = (S_1 + S_3 + S_4 + S_5 + S_6) / (S_1 + S_2) \times 100 \quad (5.2.1)$$

ここで、 $S_2, S_1, S_3, S_4, S_5, S_6$ は、振動ローラの基本周波数を f_0 とした場合、 $f_0, 0.5f_0, 1.5f_0, 2f_0, 2.5f_0, 3f_0$ での振幅スペクトルである。 CCV 値は 0.2 秒間隔でサンプリングすることができ、施工エリアを任意にメッシュ分割し、振動ローラがそのメッシュ内を通過した際に取得した CCV 値の全サンプリングデータを平均して評価する方法が採用されている。なお、操縦席の天端に GNSS 受信アンテナを設置することで、施工中の位置情報を得ることができるため、正確に CCV 測定の地点を同定できる。



～凡例～ ● : RI 測定 ● : レベル測定 ■ : CCV 測定 (50cm メッシュ $\times$ 16 個)

図-5.2.2 転圧試験ヤードと品質試験エリア

図-5.2.2 に示すように、本実験では転圧ヤードを 50cm メッシュに分割し、メッシュ毎に CCV 値を取得した。次に示す品質試験結果に用いた CCV 値は、RI 試験やレベル測定の実施位置を包括するように 2m メッシュ（図-5.2.2 の青ハッチング部分）を設定し、その範囲内に存在する計 16 個の 50cm メッシュの CCV 値を平均して算出した。

5.2.1.3 実験結果

(1) 室内試験結果

図-5.2.1 に示す $D_{\max}=37.5\text{mm}$ の剪頭粒度の試料を用いた室内締固め試験結果を図-5.2.3 に示す。

図-5.2.3 に示す締固め曲線を WolkerHoltz 法⁴⁾により $D_{\max}=9.5\text{mm}$ に礫補正して求めたものを図-5.2.4 に示す。図-5.2.4 には、CD 試験の供試体条件も示している。CD 試験の供試体条件として、 ρ_d は図中の締固め曲線の $[(\rho_d)_{\max}]_{IEc}$ に対して $(D_c)_{IEc}$ を 95% とし、含水比は図中の No.1～3 の位置とした。なお、CD 試験は内部摩擦角 ϕ d を求めるために行ったものであり、盛土の要求性能である内部摩擦角 $\phi > 30^\circ$ を達成することを目指とした。

S_r が一定の条件下において締固め度 D_c (すなわち ρ_d) が増加した場合、内部摩擦角 ϕ は一貫して増加する傾向を示す⁵⁾ ことから、No.1～3 の全試験条件で内部摩擦角 $\phi > 30^\circ$ を達成することができれば、 $(D_c)_{IEc} \geq 95\%$ かつ No.1～No.3 と同じ飽和度で包括された範囲はいずれも要求品質を満足することになる(図-5.2.5 参照)。

CD 試験は、No.1～3 の条件で作成した供試体を飽和化して実施した。表-5.2.2 に CD 試験の供試体条件と内部摩擦角 ϕ の実測値を示す。表-5.2.2 より、締固め度 $(D_c)_{IEc} \geq 95\%$ では、いずれの S_r でも $\phi \geq 30^\circ$ であることを確認した。この結果に基づき、現場全粒度試料($D_{\max}=75\text{mm}$)でも $(D_c)_{IEc} \geq 95\%$ であればいずれの S_r でも $\phi \geq 30^\circ$ であると判断した⁶⁾。

この結果を参考にして、図-5.2.5 に示すように要求品質を満足する ρ_d , S_r , w の管理範囲（図中の黄色のハッチング部）を設定した。なお、目標最低乾燥密度は、現場全粒度試料 $D_{\max}=75\text{mm}$ の時の乾燥密度であり、この曲線は、図-5.2.3 に示す $D_{\max}=37.5\text{mm}$ の締固め曲線を Walker-Holtz 法によって $D_{\max}=75.0\text{mm}$ に礫補正して求めたものである。

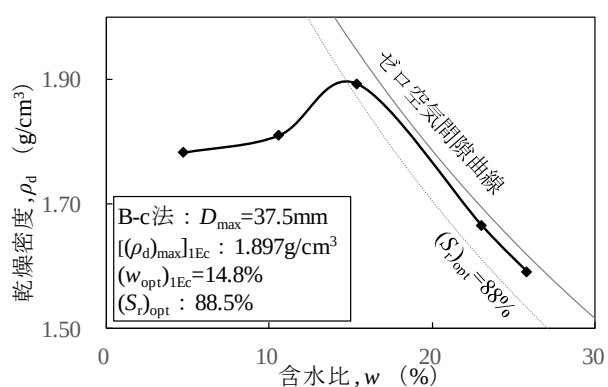


図-5.2.3 締固め試験

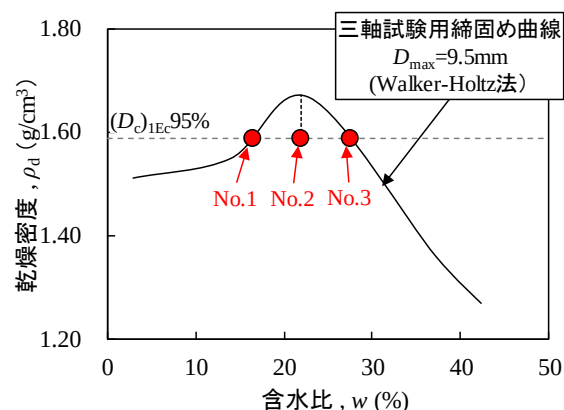


図-5.2.4 三軸試験実施時の密度と含水比の条件

表-5.2.2 排水三軸圧縮試験 (CD) の結果

供試体番号	乾燥密度 $\rho_d(\text{g}/\text{cm}^3)$	含水比 w (%)	飽和度 S_r (%)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)
No.1	1.573	15.7	58	32.3
No.2	1.568	21.0	72	36.6
No.3	1.554	27.6	98	34.6

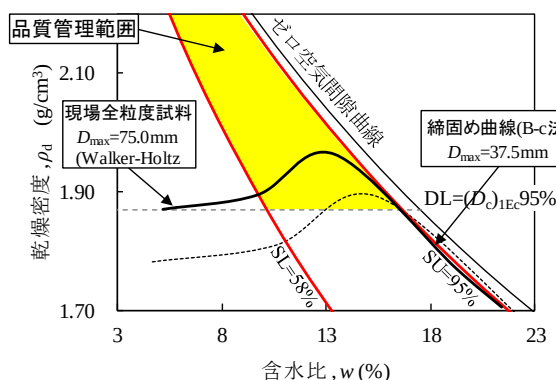


図-5.2.5 品質管理範囲

(2) 現場試験結果

① 転圧回数と湿潤密度 ρ_t 、含水比 w 、乾燥密度 D_c 、飽和度 S_r 、CCV値の関係

図-5.2.6～5.2.10に、いずれも図-5.2.2に示した6測点で計測した全データを示した。図-5.2.6、図-5.2.7、図-5.2.8に転圧試験により得られた ρ_t 、 w 、 D_c 、 S_r と転圧回数の関係図を示す。 ρ_t 、 w はRI試験により直接的に得られる実測値であり、 ρ_d 、 S_r はこれらの実測値より算出された値である。 ρ_t 、 w は、図-5.2.6、図-5.2.7に示すように、測点によって値が異なっていることがわかる。特に w は、最も低い測点1と最も高い測点2とで3～4%程度の差が生じている。また、同じ測点の結果をみても、転圧回数の増加に伴い値は若干変動していることがわかる。

D_c 、 S_r は、図-5.2.8、図-5.2.9に示すように、測点により値が大きく異なる。測定毎の転圧回数と測定値との関係を見ると、概ね転圧回数 N が2回の時に大きく増加し、それ以降は漸増傾向が続き、 $N=6\sim 16$ 回でほぼ収束する傾向が確認された。

図-5.2.10には、CCV値と転圧回数の関係図を示す。CCV値は、 ρ_t 、 w 、 D_c 、 S_r と同様に測点によって異なる傾向を示すが、いずれも転圧回数 $N=2\sim 8$ 回まで一貫して増加し、 $N=8$ 回で極大値を示し、 $N=16$ 回で減少する傾向を示した。

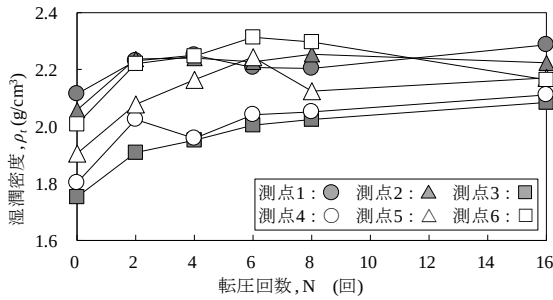


図-5.2.6 含水比 w と転圧回数 N の関係

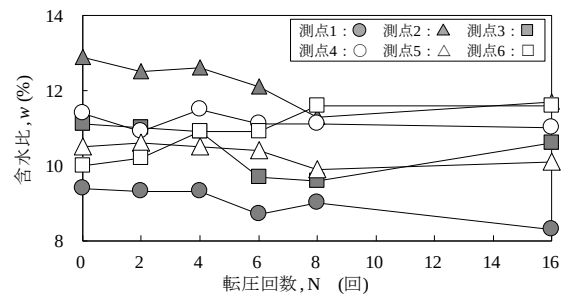


図-5.2.7 含水比 w と転圧回数 N の関係

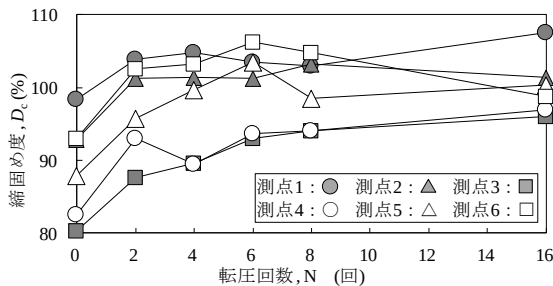


図-5.2.8 締固め度 D_c と転圧回数 N の関係

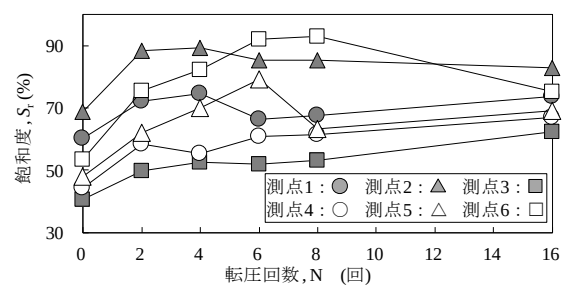


図-5.2.9 飽和度 S_r と転圧回数 N の関係

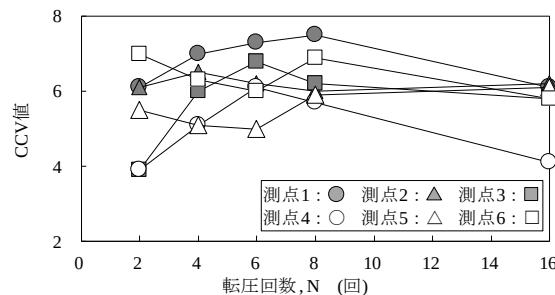


図-5.2.10 CCV値と転圧回数 N の関係

② CCV値による ρ_d 、 S_r の実験式

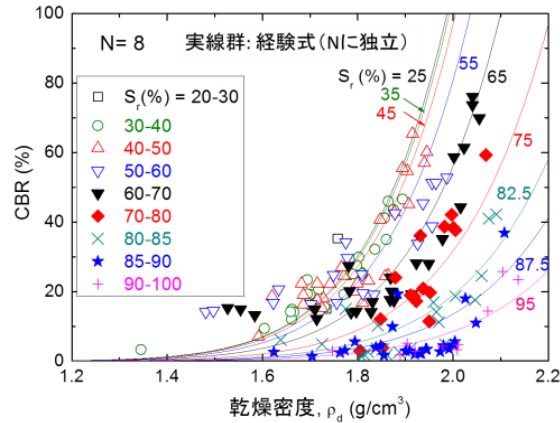
ここでは、盛土の品質指標である乾燥密度 ρ_d 、飽和度 S_r をCCV値と含水比から推定する手法を検討する。龍岡らは、地盤剛性指標である現場 CBR と S_r 、 ρ_d の関係式を提案している。ここでは現場 CBR とよく似た地盤剛性指標 CCV と S_r 、 ρ_d の関係式を提案しようとするものである。参考にした龍岡らの考え方をまず紹介する。龍岡ら(7-9)は、建設機械化研究所が砂質ロームを用いて異なる締固め機械と異なる含水比 w で行った実大締固め試験結果(1965～1990年)のデータを解析し、CBR が ρ_d と締固め時の S_r を独立変数とした変数分離式で表せられることを示した。

$$CBR = f_{CBR}(S_r) \cdot (\rho_d / \rho_w - b)^c \quad (5.2.2)$$

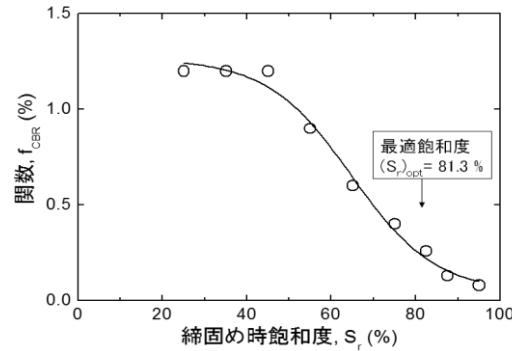
$$f_{CBR}(S_r) = A_2 + (A_1 - A_2) / [1 + \exp\{(S_r - x_0)/dx\}] \quad (5.2.3)$$

ここで、式(5.2.1)、式(5.2.2)の定数は、それぞれ $b=0.4$ 、 $c=9.5$ 、 $A_1=1.26$ 、 $A_2=0.042$ 、 $x_0=64.80$ 、 $dx=9.97$ とした。なお、式(2)、(3)の S_r の単位は%であり、それ以外の記号は全て無次元量である。

龍岡らは図-5.2.11(a)のように現場 CBR（以下，CBR 値）と乾燥密度 ρ_d の関係が飽和度 S_r をパラメータとして表すことができることを示した．次いで，図-5.2.11(a)に示した近似曲線をもとに，各飽和度の $f_{CBR}(S_r)$ と S_r を求めた．その図を図-5.2.11(b)に示す．



(a) 締固め終了時の飽和度 S_r をパラメータとした関係



(b) S_r の関数 $f_{CBR}(S_r)$

図-5.2.11 建設機械化研究所で行われた実大締固め試験で得られた現場 CBR と乾燥密度の関係^{7),9)}

本研究では，転圧試験で得られたデータを解析し，CCV 値に対しても同様な実験式の検討を行った．ここで，CCV 値による ρ_d と S_r の実験式を式(5.2.4)～式(5.2.5)のように設定する．

$$CCV = f_{ccv}(S_r) \times (\rho_d / \rho_w - b)^c \quad (5.2.4)$$

$$f_{ccv}(S_r) = \frac{D}{1 + \exp(ES_r)} \quad (5.2.5)$$

転圧試験で得られた測定データを $S_r=5\%$ 毎 ($50\% \leq S_r < 55\%$, $55\% \leq S_r < 60\%$, $60\% \leq S_r < 65\%$, $70\% \leq S_r < 75\%$, $75\% \leq S_r < 85\%$, $85\% \leq S_r < 90\%$, $90\% \leq S_r < 95\%$) に分類し，それらを CCV 値— ρ_d の空間上にプロットしたものを図-5.2.12 に示す．これらのデータは，転圧回数毎に取得した図-5.2.2 に示す測定 1～測定 6 の全データである．図中には， $S_r=5\%$ 毎の実験データのフィッティング線を示した．ただし，式(5.2.4)の定数 b , c は，式(5.2.2)と同様に $b=0.4$, $c=9.5$ とした．

図-5.2.13 には図-5.2.12 に用いたフィッティングの際の S_r と $f_{ccv}(S_r)$ の関係図を示す．図中の破線は，式(5.2.5)を図化したものであり， $D=2.0$, $E=0.04$ を設定した．

図-5.2.13 にプロットされているデータはいずれも実測値であり，これらの実測値の S_r は式(5.2.4), (5.2.5)を用いて求めた $S_r=5\%$ 毎のフィッティング線の間にそれぞれ収まっていることが望ましいが，必ずしもそうはなっていない．特に $S_r=65-70\%$ (図中の■)， $70-75\%$ (図中の■) ではほとんどあっていない．しかしそれ以外の図では比較的良く実験結果を表すことができている．本研究では，最適飽和度 $S_{ropt}=88.5\%$ 付近を精度良く評価するため， $S_r=75-95\%$ の飽和度範囲を精度良くフィッティングすることにした．

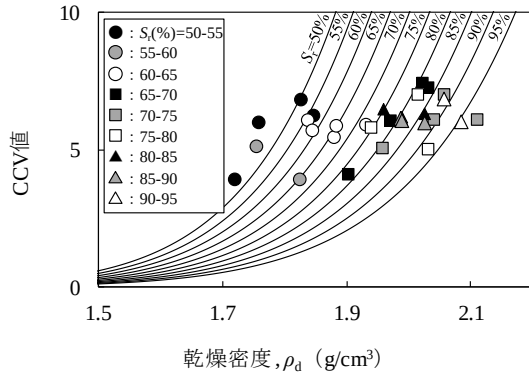


図-5.2.12 CCV値～ ρ_d の関係

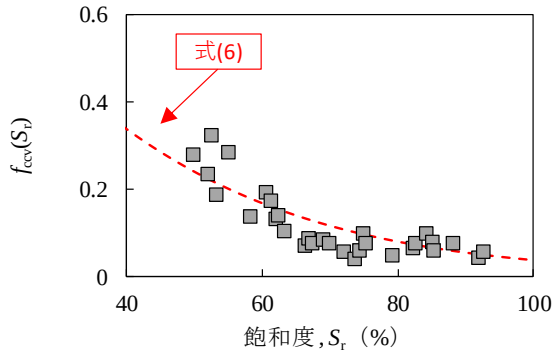


図-5.2.13 $f_{ccv}(S_r) \sim S_r$ の関係

5.2.1.4 実験式による締固め管理手法

式(5.2.3), 式(5.2.4)より, CCV 値を ρ_d と S_r で表現できるようになった. そこで, これらの実験式を用いた具体的な締固め管理手法について検討する.

ここで, 式(5.2.6)は, 式(5.2.4)の $f_{ccv}(S_r)$ に式(5.2.5)を代入することで得られる関数であり, 式(5.2.7)は式(5.2.6)の S_r を ρ_s , w , ρ_d で表した関数である.

$$CCV = \left(\frac{2.0}{1 + \exp(0.04 S_r)} \right) \times (\rho_d - 0.4)^{9.5} \quad (5.2.6)$$

$$CCV = \left(\frac{2.0}{1 + \exp\left(0.04 \frac{\rho_d \rho_s w}{\rho_s - \rho_d}\right)} \right) \times (\rho_d - 0.4)^{9.5} \quad (5.2.7)$$

目標とする ρ_d が決まっており, 含水比 w と土粒子密度 ρ_s が既知であれば, 式(5.2.7)から目標の CCV 値を決めることができる. 一方で, 土粒子密度 ρ_s , 含水比 w が既知で, CCV 値を施工時に測定した場合には ρ_d を算出できる, したがって, 式(5.2.7)を用いれば本研究の目的とするリアルタイムかつ面的な締固め管理手法を実現することが可能となる.

次に, 式(5.2.6), (5.2.7)を用いた ρ_d の推定手法の検討を行う,

図-5.2.14 には, 現場全粒度試料の締固め曲線上に転圧試験で得られた ρ_d と w の実測値, ρ_d の推定値と w の実測値との関係をプロットした. ρ_d の推定値は, CCV 値, w , S_r の実測値を式(5.2.6)に代入して算出した. 図-5.2.14 より, ρ_d の実測値と推定値は, 概ね一致していることがわかった. ただし, $S_r = 65 \sim 75\%$ のデータは推定精度が低く, 推定値は実測値に比べて低い値を示すことがわかった.

図-5.2.15 には, 現場全粒度試料の締固め曲線上に $w=9\%$ と式(5.2.7)より求めた CCV 値=1, 5, 10, 11.2, 30 の等高線をそれぞれ図化した. 図-5.2.14 より, CCV 値の等値線は, いずれも $S_r < S_{r \text{ opt}}$ の範囲では ρ_d が増加すると w は増加し, $S_{r \text{ opt}}$ 付近になると w は極大値を示し, $S_r > S_{r \text{ opt}}$ の範囲では ρ_d が増加すると w は減少することがわかる. この特性を活用し ρ_d の推定を行う. 今, 盛土の含水比が仮に $w=9\%$ で一定値であると仮定すると, 締固め過程における ρ_d は $w=9\%$ の等値線上を変化することになる. ここで, CCV 値=11.2%と $w=9\%$ の等値線をみると, 2つの線分は A 点で接していることがわかる. これは, $w=9\%$ における CCV 値の極大値は CCV 値=11.2であることを意味している. これより, 盛土材の w を測定し, 予め CCV 値の極大値を実験式から求めておくことができれば, 極大値以上の CCV 値を異常値として処理することができる.

次に, 極大値以下の CCV 値が得られた場合について検討する. 図-5.2.15 のように CCV 値=10 のデータが得られた場合, CCV 値と w の等値線は B 点, C 点の 2 点で交わることがわかる. これは, ρ_d の解の候補が 2 つ存在すること意味しており, ρ_d は $S_r \leq S_{r \text{ opt}}$ の範囲 (締固め初期段階), もしくは $S_r > S_{r \text{ opt}}$ (締固め後期) のどちらかであることを検討する必要がある. ここで, 図-5.2.10 に示した締固め過程における CCV 値の変化を確認すると, CCV 値は締固めの初期は増加傾向を示し, 締固め後期で減少傾向を示すことがわかる. これより, 現在とそれ以前の転圧回数の際の CCV 値を比較し, 現在の締固め段階を把握することができれば, ρ_d を正しく評価することができる.

このように, 実験式を用いて CCV 値と w から ρ_d を推定する際には, CCV 値は単体ではなく, 必ず転圧回数と合わせて管理することが重要である. これにより, リアルタイムかつ面的な締固め管理が可能となるため, 高品質な盛土構造物を合理的な施工法により実現できる.

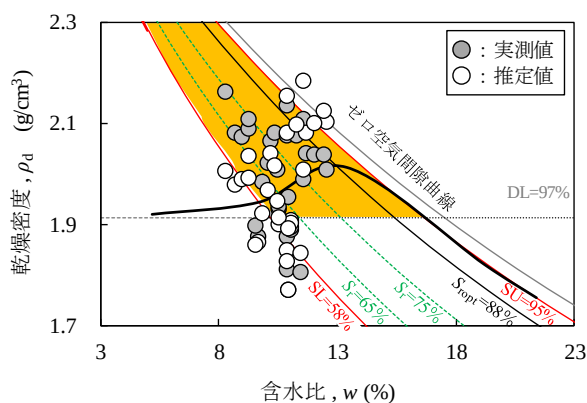


図-5.2.14 $\rho_d \sim w$ 空間上の転圧試験結果

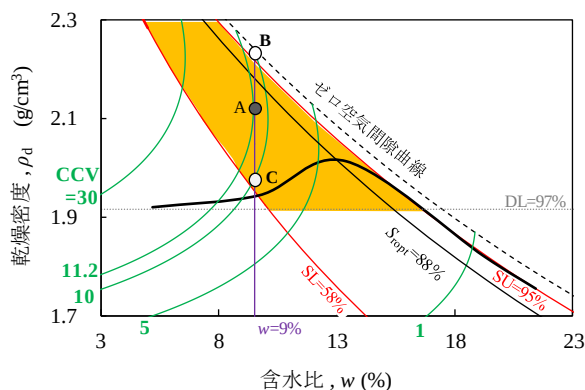


図-5.2.15 $\rho_d \sim w$ 空間上の転圧試験結果

5.2.1.5 まとめ

盛土の高品質化および施工の合理化を実現する CCV 値による ρ_d と S_r の推定手法の確立を目的とし、実大工事における転圧試験を行って実験式の構築および実験式による締固め管理手法について検討した。その結果、以下のような知見が得られた。

- ① 転圧試験の結果より、 w 、 D_c 、 S_r 、CCV 値はいずれも測点によって値が大きく異なることがわかった。測点毎のデータをみると、 w は転圧回数の増加に伴い値が若干変動した。 D_c 、 S_r は、転圧回数 $N=2$ 回で大幅に増加し、6 回まで漸増し、8~16 回で収束傾向を示した。CCV 値は、 $N=2 \sim 8$ 回まで一貫して増加し、 $N=8$ 回で極大値を示し、 $N=16$ 回で減少した。
- ② CCV 値は、転圧回数と締固めエネルギーを変数としてせずに ρ_d と S_r の独立変数とする式(5.2.3)、(5.2.4)で表現できる。
- ③ 実験式を用いた ρ_d の推定精度は、 S_r と $f_{ccv}(S_r)$ の関数の精度が高いほど向上することがわかった。
- ④ 目標とする ρ_d が決まっており、含水比 w と土粒子密度 ρ_s が既知であれば、式(5.2.7)から目標の CCV 値を決めることができる。一方で、土粒子密度 ρ_s 、含水比 w が既知で、CCV 値を施工時に測定した場合には ρ_d を算出できる。したがって、式(5.2.7)を用いればリアルタイムかつ面的な締固め管理手法を実現することが可能となる。
- ⑤ 盛土材の w を一定と仮定した場合、 S_r が S_r 付近で CCV 値は極大値を示す。施工時には、極大値より大きい値を異常値として適切に処理することで、 ρ_d を精度よく推定することができる。
- ⑥ CCV 値が極大値以下の場合、CCV 値単体ではなく転圧回数と組合せて管理することで、 ρ_d を正しく評価することができる。これにより、リアルタイムかつ面的な締固め管理を実現できる。

以上より、式(5.2.7)に示す CCV 値による ρ_d と S_r の実験式を用いた締固め管理は有効であることが確認された。本手法を適用することで、リアルタイムかつ面的に盛土の品質評価が可能となるため、従来よりも高品質な盛土を効率的な手法により実現することが可能となる。今後は、 w のリアルタイム測定技術を検証し、より高精度に盛土の品質を評価する手法の検討を進めていく所存である。

【参考文献】

- 1) 渡辺健, 渡邊浩樹: 藤沼ダムの決壊原因と復旧方針について, 水土の知, pp.866-867, 2015.
- 2) 近藤弘嗣: ICT 土工の普及に向けた課題について, 建設マネジメント技術, pp.13-18, 2017.
- 3) 東日本高速道路株式会社, 中日本高速道路株式会社, 西日本高速道路株式会社: XIローラ加速度応答法を用いた盛土の品質管理(案), 土工施工管理要領, pp.参127-参166, 2017.
- 4) Walker, F. C. and Holtz, W. G.: Control of Embankment Material by Laboratory Testing, Proc. ASCE, Vol. 77, No. 108, pp. 125, 1951.
- 5) 井原壮, 岡田舜啓, 真柄海里, 野田翔兵, 菊池喜昭, 龍岡文夫, 永井裕之, 三反畑勇: 砂礫の締固め特性と強度特性に及ぼす礫含有の影響の実験的検討, 第16回地盤工学関東支部発表会 GEO 関東, 2019.
- 6) 上本雄也, 澁谷啓, 橋元洋典, 川尻峻三: 砂礫盛土材の締固め特性および変形・強度特性に及ぼす粒度特性の影響, 地盤工学ジャーナル, Vol.6, No.2, pp.181-190, 2011.
- 7) 龍岡文夫(2016): 土の締固めにおける飽和度管理の重要性, 雑誌ダム技術, No.354, 3, 3-16頁.
- 8) Tatsuoka, F. (2015): Compaction characteristics and physical properties of controlled the degree of saturation, Keynote Lecture, Proc. of 15th Pan-American Conf. on SMGE and 6th Int. Conf. on Deformation Characteristics of Geomaterials, Buenos Aires, pp.40-76.
- 9) 龍岡文夫ら(2013~2015): 地盤工学・技術ノート, 盛土の締固め1~20回, 雑誌「基礎工」, 2013年 7月号~2015年2月号,

5.2.2 ダム材の遮水性能の面的管理法の開発と適用事例²⁵⁾

一般土工では GNSS 等による盛土の連続的な締固め管理は進んできたが、フィルダムコアゾーン等の遮水性盛土での遮水性能の面的管理に適用した例は見当たらない。著者らは、既に室内試験と現場試験の結果に基づき、地盤剛性指標の上限値管理に基づく間接的ではあるが遮水性能を迅速に管理する手法を構築している。本研究では、この新たな管理手法に用いる地盤剛性指標として振動ローラの応答加速度に基づく指標を採用し、遮水性能の面的に管理する手法を開発し、実施工に適用した。また、品質管理記録から適切な品質が確保されていることを確認した。

5.2.2.1 研究の背景と目的

フィルダムのコアゾーンに代表される遮水性盛土の建設では、所要の乾燥密度と透水係数を確保するため、粒度・粒子特性等の土質（以後、土質）、含水比、締固めエネルギーレベル（以後、Compaction Energy Level, CEL）を適切に管理するとともに、締固め後の盛立面において現場試験を行いその品質を確認する。これらの現場試験には一定の時間と労力が必要で、特に現場透水試験には1回の試験におおむね1日を要する。このため、日常管理における遮水性能確認は、一般的に、搬出材の代表粒度と施工後に各層の乾燥密度と含水比を測定し、それらが管理範囲にあることを確認するという間接的な手法で実施される¹⁾。これらの管理試験は、いずれも現実的に実施可能な頻度での抜取検査であるために多くを実施できず、限定された頻度のため盛土全体の品質の一様性の確認が難しいという課題がある。一方、一般土工では GNSS（Global Navigation Satellite System：全球測位衛星システム）を用いた ICT（Information and Communications Technology）を活用した面的な盛土の施工管理が進んでおり²⁾、さらには、Roller Measurement Value (RMV)³⁾、或いは ICMV（Intelligent Compaction Measurement Value）⁴⁾と呼ばれる振動ローラの加速度記録を解析して得られる地盤剛性指標に GNSS 記録を関連付けた面的な管理方法（以後、Intelligent Compaction Data Management, ICDM⁴⁾）も普及しつつある³⁻⁹⁾。既存の ICDM は、ICMV としての地盤剛性指標の下限值管理法（或いは変化率管理法）であるが、フィルダムのコア材などの遮水性盛土に利用される含水比が比較的高い材料では、締固めに伴う剛性の変化が小さく、特に遮水性能を確保するために推奨される 適含水比よりも湿潤側の含水比ではこの傾向が顕著となり、地盤剛性指標の許容下限値の設定が難しいことから、ローラ加速度応答法⁶⁾などに基づく ICDM は高含水材料を用いた盛土の品質管理への適用が困難とされている^{6,7,10)}。また、本論文で説明するように、現場の土質と CEL に対応する最適含水比よりも含水比が低い範囲では、地盤剛性が増加するとともに透水性も高くなるため、剛性指標の下限值管理では透水係数の上限値管理ができない、という本質的な課題がある。

ICDM による管理手法は、締固め土の強度・剛性や遮水性などの物性の評価法としては上記のような課題があるため、現状のフィルダムのコアゾーンの品質管理では、通常、GNSS 等の ICT を利用した面的な管理の記録は、施工層厚や転圧回数の管理のための補間的な施工管理記録や参考情報として取り扱われており、従来の品質管理試験の代替手法としては位置づけられていない^{11,12)}。しかし、本論文で説明する加速度応答スペクトル指標等の地盤剛性指標の上限値管理法が採用できれば、連続的な測定による盛土の品質の面的管理が可能になり、その結果、a) 定量的に品質が確認できる範囲の大幅な拡大、b) 比較的少数の抜取検査方式では見落とす可能性がある局所異常箇所の発見、c) 盛土の均質性の確認、などさまざまな面で品質管理と生産性の向上が見込まれる。

小石原川ダム（以後、本ダム）の建設にあたって、締固めた盛土の剛性指標の上限値管理に基づいた遮水性能の管理法を各種の室内試験と現場試験の結果に基づき詳細に検討し、現場透水係数 k の間接的であるが迅速な面的評価法を構築して、実施工の品質管理に適用した¹³⁾。実施工への適用は段階的に行っており、工事初期は従来の品質管理を行いながら試行的に落球探査法¹⁴⁾による変形係数（以後、変形係数）と加速度応答スペクトル指標である CCV（Compaction Control Value）^{3,4)}の計測を行い、工事中盤より地盤剛性指標として変形係数を採用した管理を、さらに工事終盤において地盤剛性指標として CCV を採用した管理を導入した。変形係数を用いた間接的な盛土の遮水性管理の開発と現場適用は文献¹³⁾を参照されたい。

本節では、5.2.2.2 では剛性指標の上限値管理に基づいた盛土の遮水性能の管理方法の構築に至る理論的背景を、5.2.2.3～5.2.2.5 では現場盛立試験結果の解析に基づく加速度応答スペクトル指標を適用するための検討の内容と具体的な品質管理方法を説明する。5.2.2.6 では開発した管理方法を実施工に適用して得られた品質管理記録を整理し、剛性指標の上限値管理に基づいた盛土の遮水性能の間接的な面的管理方法の妥当性を確認し、5.2.2.7 に今後の課題を記した。

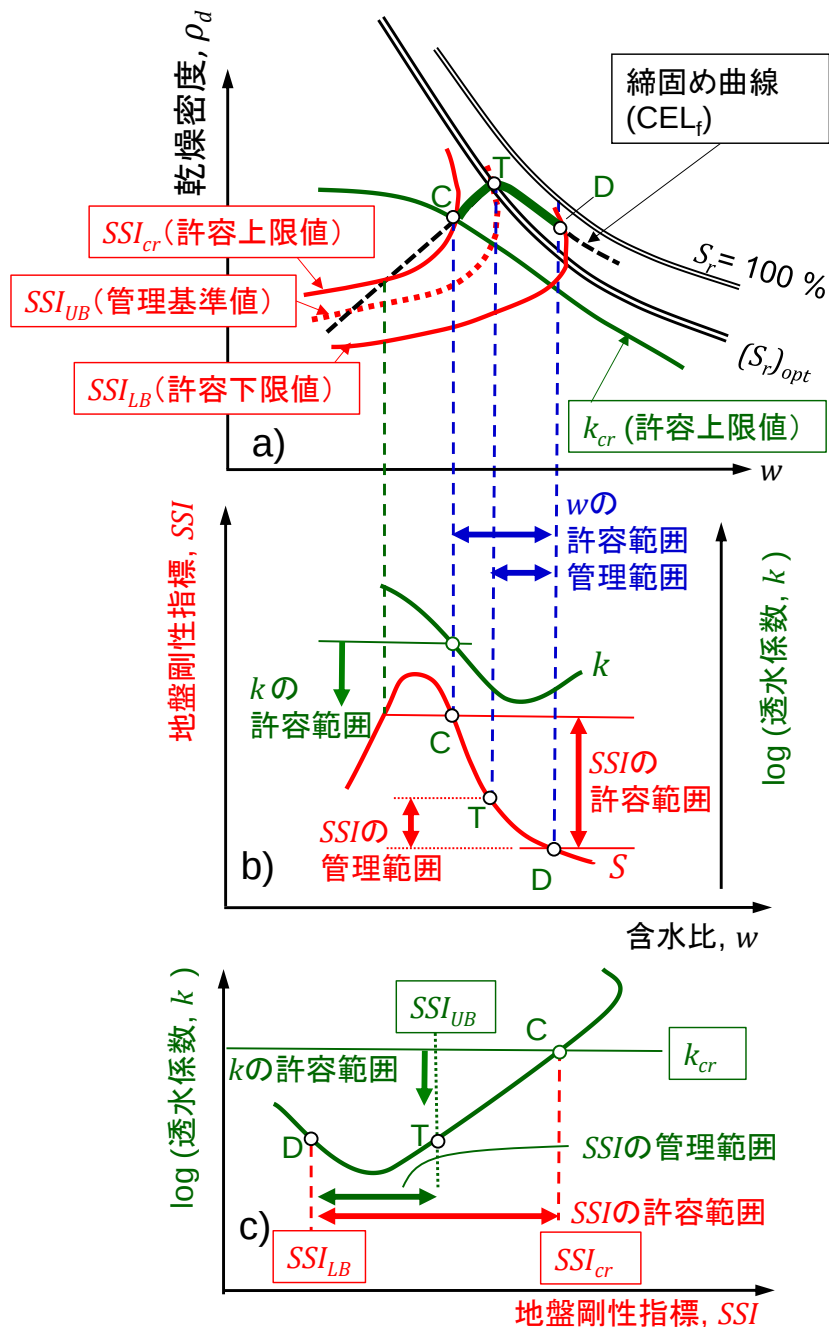


図-5.2.16 所定の土質とCELにおける締固め土の工学的性質の概念図(文献¹⁵⁾での図を図-5.2.17,18を参考に拡張)

5.2.2.2 理論的背景

本章では遮水材料として使用される土の締固め特性を述べ、締固め状態と各種物性の関係を論じる。そのうえで地盤剛性指標 (Soil Stiffness Index, SSI) を用いた締固め土の遮水性管理に必要な条件と、締固め土が所要の遮水性を確保するために必要な S の管理範囲の設定について論じる。

締固め土の乾燥密度 ρ_d 、透水係数 k 、剛性指標 SSI と含水比 w には、通常図-5.2.16 に示す関係がある。図-5.2.16 は文献¹⁵⁾ に示された模式図を参考に図-5.2.17, 18 の本ダムの一般コア材を用いた室内試験結果に基づき透水係数 k と地盤剛性指標 SSI のコンター¹⁶⁾、および $SSI \sim k$ 関係を追記したものである。図-5.2.16a), b) に示すような SSI と k の等高線と $SSI \sim w$ 関係、 $k \sim w$ 関係、それらに基づく図-5.2.16c) に示すような $SSI \sim k$ 関係は他のデータでも得られている¹⁷⁻²¹⁾。

図-5.2.16a) に示す締固め目標 T の位置は、現場締固めエネルギーレベル CEL_f での締固め曲線で最適含水比のやや湿潤側に設定した。図-5.2.16a) において、 SSI の許容上下限値は、測定値がそれから外れると設計で設定した強度・剛性・透水係数などの物性の許容値あるいは対応する締固め度・含水比・飽和度の許容値を満足できなくなる値である。また SSI の管理上下限値は、許容上下限値に適切な余裕をもって設定した値である。

k が許容上限値 k_{cr} 以下に維持されるためには、図-5.2.16a) において締固めた (ρ_d, w) 状態が k_{cr} の等高線よりも右上方に位置する必要がある。 k_{cr} の等高線と CEL_f に対応する締固め曲線との交点を A とする。この締固め曲線に沿って w が増加して点 A から右側に移動すると、図-5.2.16b), c) に示すように k と SSI はともに減少する。この際、 SSI は単調減少するが k は極小値を経て増加に転じるが、遮水性盛土では後述する含水比の許容上限値 (図-5.2.16 の点 D) で $k < k_{cr}$

を満足する材料を使用し、図-5.2.16b)の w の許容範囲内では遮水性は保証されることから、現場の締固め状態が点 A よりも右側に位置するように管理することで、要求条件 $k < k_{cr}$ を保証できる。点 A で、 w は許容下限値となり SSI の値は許容上限値 SSI_{cr} となる。しかし、一定の余裕を確保するために、点 A よりもやや右上側の点 B での SSI を管理上限値 SSI_{UB} として、確実に $SSI \leq SSI_{UB}$ となるように管理することになる。このような締固めた盛土の SSI の上限値管理によって間接的であるが k の上限値管理ができる。

以上、地盤剛性指標 SSI の上限値管理により、盛土の遮水性の品質管理が可能であることを述べたが、加速度応答スペクトル指標等を SSI として採用した従来の ICDM による締固め管理では、 SSI の下限値管理もしくは変化率管理が採用されている^{6-8, 10)}。また、転圧回数を規定せず管理下限値に到達したら転圧を終了するという運用がなされる場合が多い。しかし、5.2.2.1 で述べたとおり、高含水比材料では転圧による剛性の変化が小さいため、下限値の設定ができないという問題がある。また、図-5.2.16 a)の SSI としての E_{50} のコンターの形状を見ると、乾燥側になるほど同一の剛性で実現する乾燥密度が低下して $SSI > SSI_{LB}$ の領域内には締固めが不十分な領域が含まれている。さらに基本的なこととして、所定の土質の締固め状態は ρ_d と w など 2 変数で定義されるので、 SSI の値だけでは締固め状態を同定できない。本稿で提案する剛性指標を用いた管理では、盛土材の土質が厳密に管理され、施工仕様で定めた数均し厚、転圧回数で遵守されて適切な現場締固めエネルギー CEL_f が確保され現場での締固め曲線が定義できることを前提として、 SSI の値から締固め状態を推定する。この点で、この方法は前述した転圧回数を規定しない従来の ICDM とは異なる。これらのため、 SSI の下限値管理だけでは適切な締固め管理は難しく、特に盛土の遮水性管理では SSI の上限値管理が必要となる。また 5.2.2.1 で述べたとおり、同一の締固め曲線に沿って含水比が高くなるほど、 SSI の変化率が小さくなり、 SSI の下限値管理に基づいた締固め管理は難しくなる。これらに対して、図-5.2.16a)に示すように、現場の土質と CEL_f を一定に管理して現場締固め曲線を定義できる場合は、現場締固め曲線と SSI の等高線の交点から締固め状態が同定される。その場合は、図-5.2.16c)に示すように落球探査試験、ローラ加速度応答法等から得た SSI の上限値管理によって現場透水係数 k の上限値管理を迅速に実施できる。

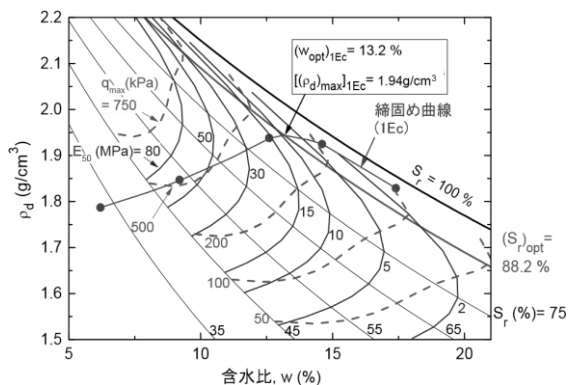


図-5.2.17 本ダムのコア材の締固め曲線、UU 三軸試験による E_{50} および q_{max} のコンターと供試体の締固め状態¹⁶⁾

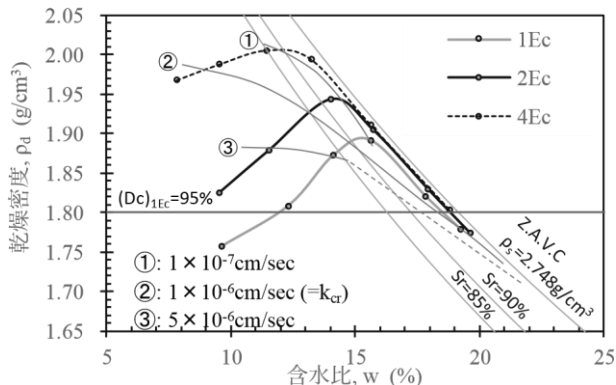


図-5.2.18 本ダムのコア材の透水係数 k のコンター (室内試験)

表-5.2.3 盛立試験ケース一覧

Case	含水比 $w' = w - (w_{opt})_{IEc}$ (-37.5mm 粒度)	試験項目				備考
		現場密度試験 (JGS1611)	現場透水試験 (JGS1316)	地盤剛性指標 1 変形係数 E	地盤剛性指標 2 CCV	
Case1-1	-1.7%	○	○	○	—※1	コア材 A, w:管理下限値より乾燥側
Case1-2	-0.8%	○	○	○	○	コア材 A, w:管理下限値
Case1-3	0.5%	○	○	○	○	コア材 A, w:中間含水比
Case1-4	2.2%	○	○	○	○	コア材 A, w:管理上限値
Case2-1	-1.9%	○	○	○	—※2	コア材 B, w:管理下限値より乾燥側
Case2-2	-1.0%	○	○	○	○	コア材 B, w:管理下限値
Case2-3	0.2%	○	○	○	○	コア材 B, w:中間含水比
Case2-4	2.2%	○	○	○	○	コア材 B, w:管理上限値
Case3	-1.0%	○	○	○	○	粗粒化材 1, 含水比は管理下限値付近

※1...計測機器の故障により未実施

※2...施工層のみの含水比調整であったため参考値扱い

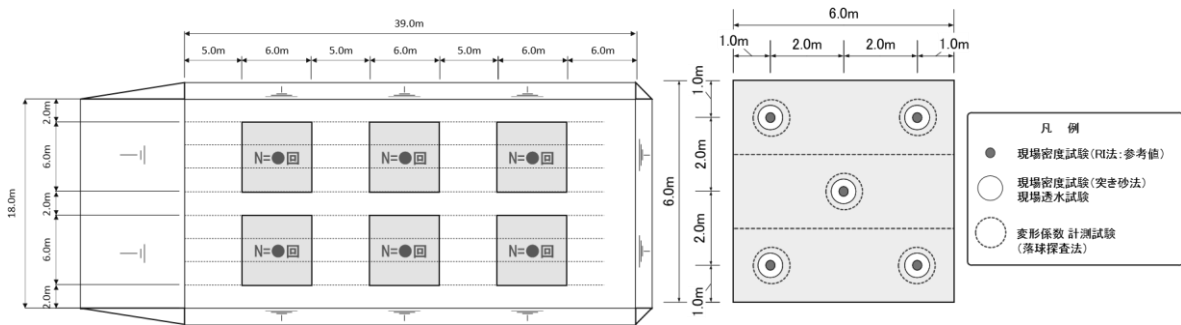


図-5.2.19 盛立試験ヤード造成例と原位置試験孔の基本配置

5.2.2.3 現場盛立試験

現場盛立試験では、地盤剛性指標 SSI として落球探査法による変形係数（以後、「変形係数」） E と振動ローラの加速度応答スペクトル指標の一つである CCV を計測した。 SSI に変形係数 E を適用した場合の SSI の上限値管理に基づく現場透水係数の管理は、文献¹³⁾ で詳細に報告した。本項では、 SSI に CCV を適用した管理の方法と結果を中心に説明する。

(1) 試験条件

盛立試験は、実施工と同じ転圧機種である 10 t 級平滑振動ローラを用いて、実施工と同じ仕上がり厚 30 cm で 3 層の試験ヤードを造成し、下層地盤の影響を受けないよう 3 層目で各種の現場試験を実施した。試験ヤード形状と試験孔の基本配置を図-5.2.19 に示す。

表-5.2.3 に、試験ケースと試験項目の一覧を示す。含水比の変化に伴う、締固めた盛立面における現場全粒度試料の乾燥密度、透水係数と剛性指標の変化を検討した。Case1, 2 では本ダムの代表的なコア材を用いたが、後述するとおり、透水係数が品質管理基準値を満足しない Case1.1 では、計測機器の故障により CCV の計測が実施できず、遮水性能が不十分な状態での CCV の計測結果が確認できなかった。そこで、場透水係数が管理基準値を満足しないよう、粒度を粗粒化させ含水比を乾燥側に調整した材料を用いた Case3 を追加試験として実施した。

表-5.2.3 に示す含水比 w は「現場全粒度試料の内部の大粒径 $D_{max} = 37.5$ mm の部分」の値である。従来の管理でも、上記のように求めた w の管理下限値を標準プロクター 1 Ec での締固め試験による最適含水比 $(w_{opt})_{IEc}$ とすることが多い。その場合、現場の w は平均的に $(w_{opt})_{IEc}$ よりもかなり高くなる傾向になる。本ダムでは、この「 $D_{max} = 37.5$ mm の部分」に加わる現場の締固めエネルギーレベル CEL_f が 1.5Ec 程度であることを確認し、 $(w_{opt})_{IEc}$ を w の目標値として、 w が $(w_{opt})_{IEc}$ よりもやや低い飽和度 S_r と乾燥密度 ρ_d が十分高く透水係数 k が十分低い状態を許容することとし、 w' の管理範囲を $-0.8\% \sim 2.2\%$ とした^{22, 23)}。これらを踏まえ、表-5.2.3 に示すように、盛立試験では $D_{max} = 37.5$ mm の部分の最適含水比 $(w_{opt})_{IEc}$ を基準にした正規化含水比 $w' = w - (w_{opt})_{IEc}$ を、 $-1.9\% \sim 2.2\%$ の範囲で複数設定した。

図-5.2.20 に、各ケースで用いた原位置全粒度試験材の平均粒度分布を示す。Case1 では一般コア材の標準粒度として製造したコア材 A を使用し、Case2 では製造時に使用する細粒材の一部を、粒径 20~50 mm の風化岩を破砕機で粉砕して製造した人工細粒材で置換したコア材 B を使用した。コア材 A では Case1-1 が、コア材 B では Case2-4 の他のケースと粒度が異なるのは、これらのケースは追加試験として実施したため、他のケースと試験時期が異なることによる。Case3 は一般コア材とフィルタ材の混合材であり、図-5.2.24 に示すとおり、粒度分布を品質管理基準における下限値を下回るように調整し、含水比は許容下限値をやや下回るよう調整した。

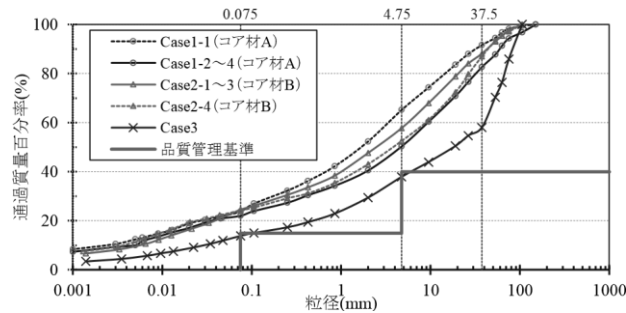


図-5.2.20 盛立試験の平均粒度分布（原位置試料）

(2) 試験結果

①含水比 w と $(D_c)_{IEc}$, k , E , CCV の関係

図-5.2.21 に、施工仕様の転圧回数 ($N=8$) における、締固め度 $(D_c)_{IEc} \sim w$ 関係、現場透水係数 $k \sim w$ 関係、落球探査法による $E \sim w$ 関係、 $CCV \sim w$ 関係を示す。各ケースで $(w_{opt})_{IEc}$ の値が若干異なったため、横軸に正規化含水比 $w' = w - (w_{opt})_{IEc}$ を用いて整理した。図-5.2.21 では、Case1, 2 については、ケースごとに個別の試験値の算術平均値をプロットしている。図-5.2.21a) について、本ダムでは現場締固め状態を、 $D_{max} = 37.5$ mm の部分の $(D_c)_{IEc}$ で評価した^{13,23)}。ただし、Case3 については、37.5 mm 以上の確率が 40% 以上と大きく正確な補正が困難なことから図-5.2.21a) にはプロットしていない。図-5.2.21d) について、▲と●印のデータは、各ケースの全データから 4.2 で詳述する異常値を排除して平均した CCV 値を w' の平均値に対してプロットした。また、Case1-1 では CCV が計測できなかったため、 E の平均値を図-5.2.22 に示す Case1 での平均的な E - CCV 関係に代入して CCV 値を推定し、その値を w' の平均値に対してプロットした (△と○印のデータ)。

図-5.2.21 に示す土質と CEL_f が一定とみなせる現場条件で実施した遮水材料の盛立試験での結果は、図-5.2.16 の概念図と一致している。

図-5.2.21c, d) より、変形係数 E と CCV の計測感度を比較する。Case1 (コア材 A) では、含水比の変化に伴う E と CCV の変化傾向は同程度といえる。Case2-1~2-3 (コア材 B) では、材料の粒度が細くなったことの影響を受けて含水比の変化に対する剛性の変化が、 E , CCV と落球探査法による変形係数 E (MPa) もに鈍くなるが、 CCV では落球探査法による E と比べて計測感度がやや鈍い。その一方で、Case3 や Case2-4 のように粒度が粗くなることの影響は、 CCV のほうが落球探査法による E よりも感度よく計測できている。このように落球探査法による E と CCV の関係には明確ではない点があるが、この理由として、二つの計測法では、①計測深度、②計測面積、が異なることの影響が考えられる。まず、①について、本ダムのコアの締固めでは施工層と前層のレーキングにより一時緩んだ範囲も含めて 50~60 cm 程度の深度まで密度が均質に締め固められていることを確認しており²²⁾、 CCV はこの 50~60 cm の深度の締固め範囲全体の物性を反映する。一方、落球探査法は調査点付近の深度 20 cm 程度²⁴⁾ の範囲の物性を反映するため、相対的に表層付近の物性の影響が大きく、試験中の材料の乾燥の影響を受けやすい。その結果、Case2-1~2-3 では、落球探査法による E の方が CCV と比して乾燥側で乾燥化による剛性の上昇傾向をより鋭敏に感知した可能性がある。

次に、②について、落球探査法では試験を実施した点での評価になるのに対して、 CCV ではローラ幅（本ダムの転圧機種；SAKAI_SV512D では 2,130 mm）と走行速度・出力周波数に応じた面積を評価するため、評価対象となる面積は落球探査法と比べるとかなり広い。このため、盛立面における剛性のバラツキが大きい条件では落球探査法と CCV で計測結果の傾向が異なる可能性がある。図-5.2.23 に典型的な E と CCV のヒストグラムを示す。図-5.2.23 a) (Case1-2, $N=8$) では、37.5 mm 以下の含有率が 90% 弱で礫分が比較的少ない一般コア材 A を用いている。計測エリア内における粒度のバラツキの影響は小さいと思われ、実際に E のバラツキは小さい。一方、図-5.2.23 b) (Case3, $N=8$) では、Case1 とは異なり、 E の値の範囲は 3.4~29.5 MPa と非常に広く、またその分布は連続的ではない。Case3 は一般コアにフィルタを混合した礫分が多い材料を用いている。測定状況を観察すると、 E が 10 MPa を超えるデータは表層の礫分の多い箇所での計測値であり、 $E \approx 3 \sim 6$ MPa のデータは表層に礫分がない箇所での計測値であった。いずれの計測値も、礫分を含む全粒度試料の E の値を代表していない可能性がある。一方、 CCV の分布は平均値を中心に連続的に分布している。 CCV に代表される応答スペクトル指標では幅 2 m 程度のローラが接触したエリアの平均的な地盤剛性を連続的に検出するため、平面的な地盤剛性のバラツキが大きい条件下では落球探査法よりも平均的地盤剛性を適切に評価できると考えられる。以上から、Case1 のコア材 A のように材料管理がなされていれば図-5.2.22 において破線で示すような安定的な $CCV \sim E$ 関係が得られることから、この関係を基に、粒度分布の影響を考慮しつつ、 CCV による透水性の面的管理法が開発できると判断した。

なお、図-5.2.21c) において、Case3 では落球探査法でも管理基準値を超える E の計測値が確認できる。 E の品質管理は全点合格を基本にしているため、 E による管理でも遮水性能不足となる Case3 のロットは排除できる。

次に各ケースでの地盤剛性 E と透水係数 k の関係を比較すると、粒度分布特性が異なる材料で同程度の剛性が測定される場合、粒度が細かいコア材 B (Case2) の透水係数が低い傾向がある。一定の CEL で粒度を変化させた室内試験でも、同様の傾向が確認されている¹³⁾。これらの結果より、地盤剛性の上限値は粒度が粗いコア材 A (Case1) を用いた試験結果に基づいて設定することが安全側の評価になると判断した。

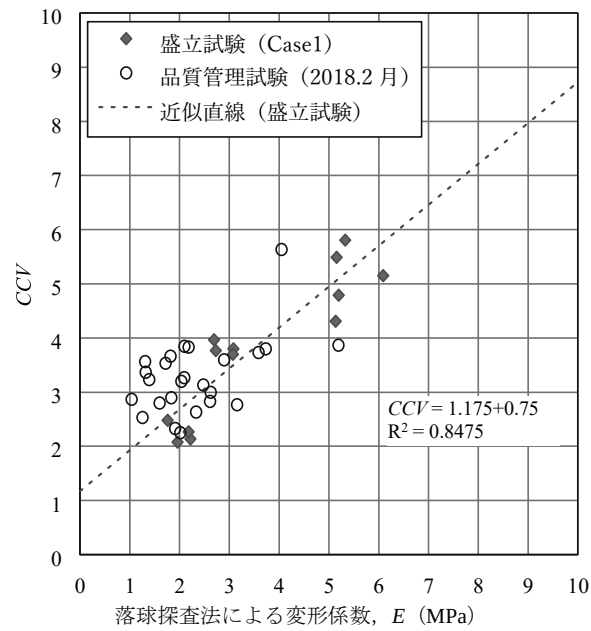


図-5.2.21 $E \sim CCV$ の関係

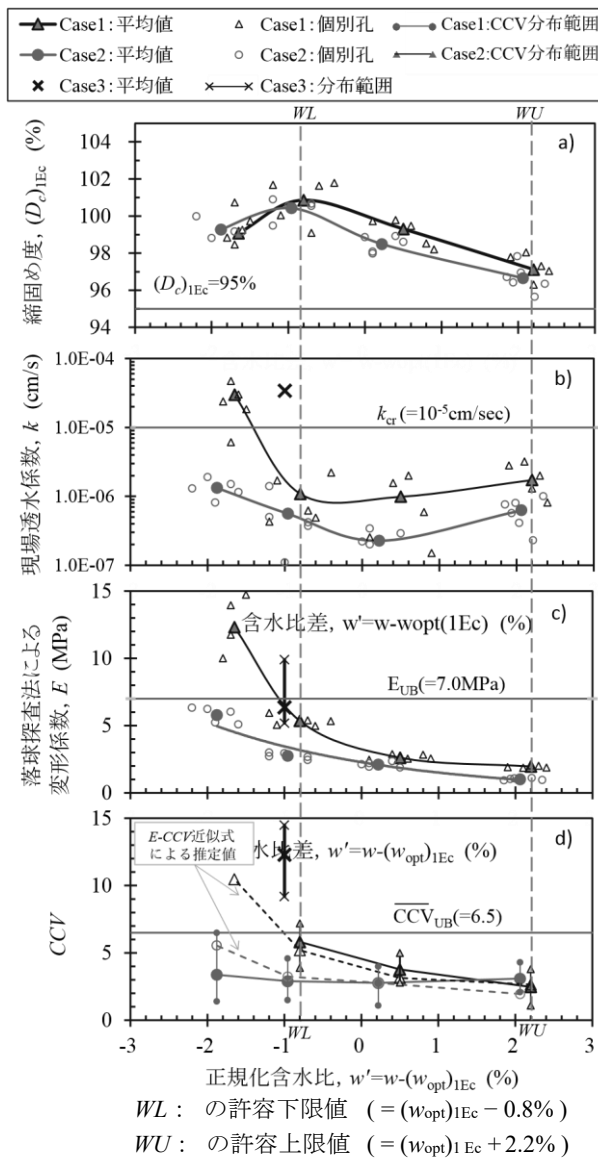


図-5.2.22 盛立試験の結果 ($N=8$): $(D_c)_{1Ec}$ と w' は $D_{max} = 37.5 \text{ mm}$ の部分の値

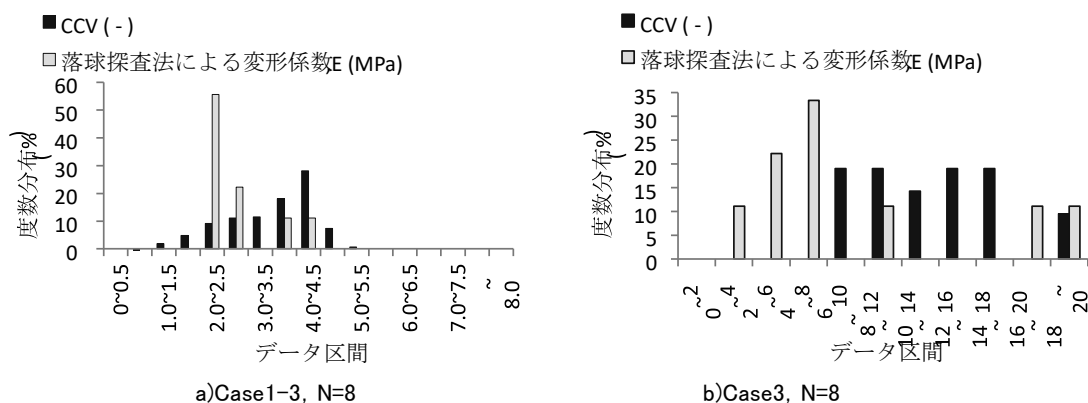


図-5.2.23 CCV計測のヒストグラム

②CCVの平均値での許容上限値

図-5.2.21を見ると、土質と CEL_f がCase1（コア材A）と同等かより好条件で管理されている場合、透水係数 k が許容上限値 k_{cr} （ 1.0×10^{-5} cm/sec）以下の範囲では E はおおむね10 MPa以下の範囲で推移し、CCVの平均値は図-5.2.22に示す平均関係を参考におおむね8.7以下で推移すると想定できる。本ダムでは、土質と CEL_f を管理し飽和度を評価・管理することを前提に、 $w' = w - (w_{opt})_{IEc}$ の許容範囲として-0.8%～2.2%^{22, 23)}と設定すれば、各ロットでのCCVの平均値が6.5程度以下、変形係数 E の平均値が7.0 MPa以下となり、 k は規格値に対して1オーダー程度の余裕をもって満足する、と判断し、この値を管理上限値とした。

(3) 剛性指標を用いた遮水性能の管理

図-5.2.24に、コア材Aの締固め状態の管理範囲と地盤剛性指標としての変形係数 E の等高線を示す。図-5.2.24は、図-5.2.16(a)の模式図と整合している。本ダムでの締固め状態の管理範囲は、 $(D_c)_{IEc}$ 、 w 、 S_r のそれぞれの管理範囲の組み合わせによって構成されており、設計で要求される透水係数、強度等の物性を保証するように設定した。これらの詳細は参考文献²³⁾を参照されたい。

前述したとおり、土の締固め状態は (ρ_d, w) などの2変数によって決まるため、地盤剛性指標 SSI の計測のみでは締固め状態 (ρ_d, w) を確定することはできない。一方で、既往の SSI の下限値管理では常に SSI と ρ_d に正の相関がある前提での管理がなされているが、図-5.2.24からわかるとおり、遮水性盛土では SSI （ここでは変形係数 E ）の計測結果からは ρ_d の概略値すら推定できず、むしろ遮水性盛土の SSI は含水比 w の影響が支配的であるといえる。図-5.2.25に龍岡が、土木研究所での共同研究^{25, 26)}として実施された実大締固め実験の結果に基づき整理した、異なる現場締固め曲線と、 $SSI(K_P FWD)$ コンター、 S_r コンターの関係²⁷⁾を示す。共同研究^{25, 26)}では10種類の重・軽量締固め機械を用いて複数の w で山砂($D_{max}=9.5\text{mm}$; $D_{50}=0.18\text{mm}$, $U_c=6.7$, $F_c=15.3\%$)の実大締固め試験が行われた。図-5.2.25からも、 $S_r = (S_r)_{opt}$ の状態の近傍では SSI の等高線と w 一定線はほぼ鉛直で平行であり、 SSI と w が既知でも ρ_d を精度良く推定できない。つまり、通常は「 SSI は ρ_d の指標」と考えられているが、むしろ「 SSI は w の指標」となっている。

締固め土の地盤剛性指標 SSI は「粒度等の土質」、「含水比」、「 CEL 」に応じて変動する。このため、「 SSI による締固め管理」は SSI の3つ変動要因のうち2つを固定し、残る1つの変動要因による SSI への影響と締固め状態の関連性を明らかにして管理するものといえる。小石原川ダムのコア盛立では、より高い CEL を活用した効果的な締固めを目指すため、 $(w_{opt})_{IEc}$ より乾燥側の含水比を許容しており、 $(w_{opt})_{IEc}$ より乾燥側では含水比の変化による SSI の変化が大きい。一方、「土質」、「 CEL 」については厳格な管理をおこなう。このため、小石原川ダムのコア盛立では「土質」、「 CEL 」を一定の幅で管理することで SSI を「含水比」の間接的な指標とし、さらに、密度・透水係数といった締固め状態との関連性を把握して管理値を設定することで「透水係数」の間接的な指標とすることができる。

以上より、遮水性盛土や山砂のような細粒分含有率が15%程度より高く、 $CEL=IEc$ における最適含水比が15%前後より高い材料では、「 SSI は ρ_d の指標とはならず、 w の指標と考えられる」ことが分かった。 SSI （ここでは変形係数 E ）を管理することで $\rho_d \sim w$ 平面における横軸の位置が同定できるため、材料の粒度等の土質と現場 CEL を一定に管理することにより現場締固め曲線を確定できる場合は、 SSI （ここでは変形係数 E ）の等高線と現場締固め曲線の交点から締固め状態 (ρ_d, w) を同定できる。以上より、 SSI の上限値管理によって透水係数の上限値管理ができる。この締固め状態の管理方法は、 E 以外の SSI でも適用可能と考えられる。

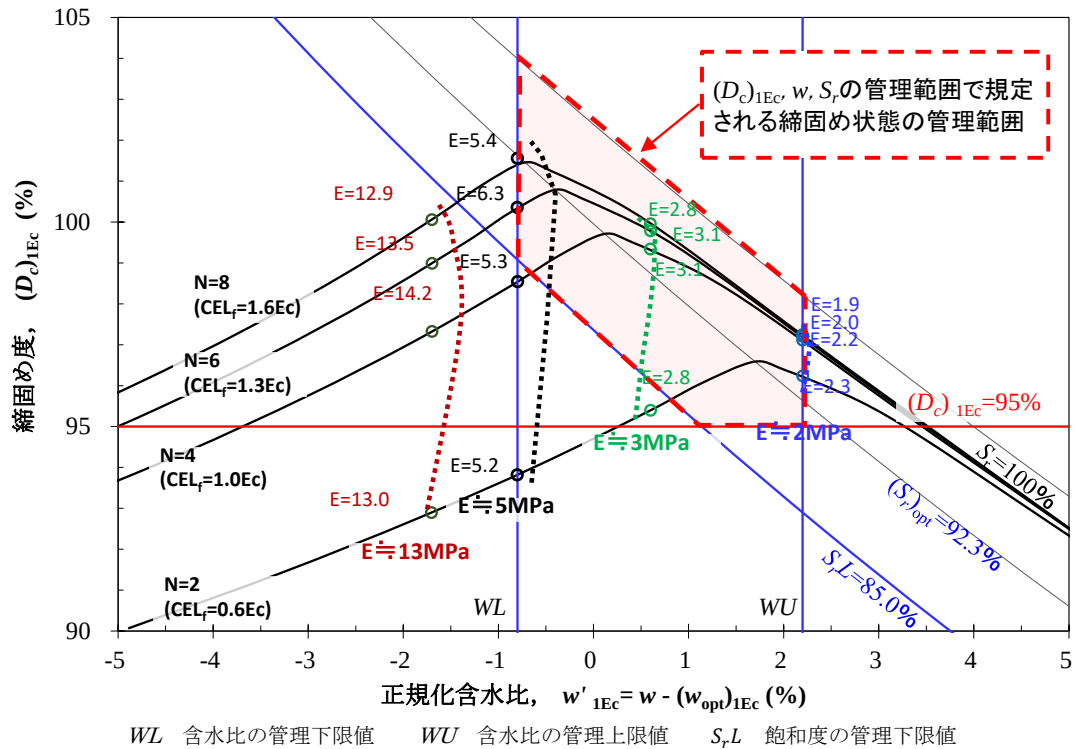


図-5.2.24 締固め状態の管理範囲と変形係数 E の等高線の比較
(コア材 A の $D_{\max} = 37.5\text{mm}$ 試料)

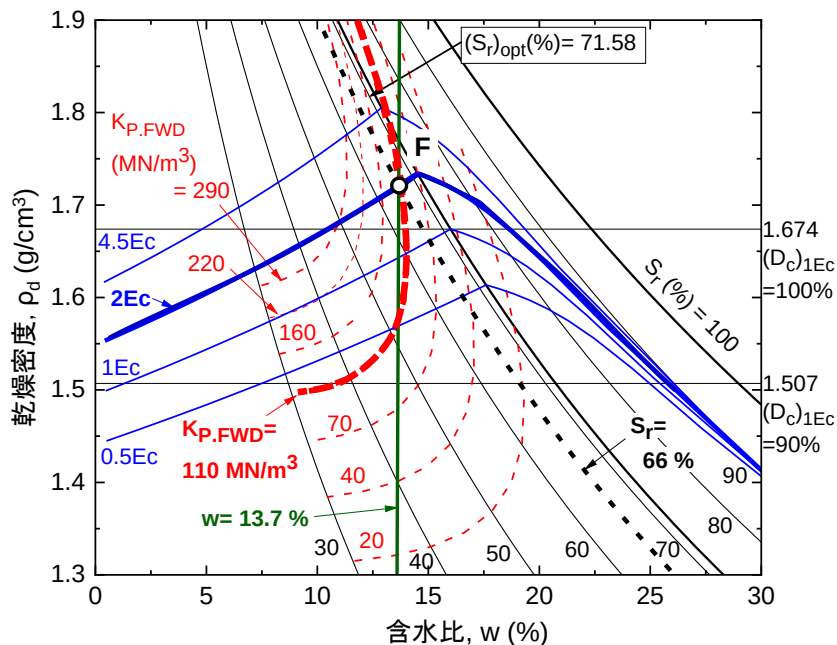


図-5.2.25 実大締固め試験^{25), 26)}結果に基づく CEL が異なる締固め曲線群と
地盤剛性指標・飽和度の等高線の関係 (参考文献²⁷⁾より引用)

5.2.2.4 応答スペクトル指標の品質管理への適用

5.2.2.3 より, CCV は含水比の低下および材料の粗粒化による地盤剛性の増加の感知は可能と判断できる. また, 品質管理基準で許容される粒度の範囲においても, 細粒化した場合には, 含水比の変化に伴う剛性変化の計測感度が鈍化することがわかった. 一方, 図-5.2.21 より, 相対的に細粒分の多いコア材 B (Case2) では, 透水係数 k が $k < k_{cr}$ ($1.0 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$) を満足する w' の範囲が広がる. また, 図-5.2.21 に示すように, 同一の CCV において, コア材 B (Case2) での透水係数 k は標準粒度のコア材 A (Case1) での透水係数 k よりも低くなる傾向にある. これらより, コア材 A (Case1) に対して規定した含水比管理を適切に実施すれば, 材料の細粒化により CCV の感度が低下した場合でも CCV の上限値管理による遮水性能管理に支障が生じること (すなわち, 遮水性能が満足しない状態を見逃すこと) はない,

と判断した。以下では、地盤剛性指標として CCV を採用して上限値管理を行う場合における管理範囲の設定法と不可避免的に発生する異常値の処理法を、本ダムでの事例に基づいて議論する。

(1) CCV 記録の管理範囲の設定

CCV により品質を評価する場合、計測値の平均値や中央値に基づく管理では、局所的な地盤品質を反映した測定値が面的で連続的に得られるという特長を十分に活用していない。そこで、本ダムでは CCV 記録の度数分布の累積発生率と CCV 記録のマップデータを用いて管理することとした。図-5.2.26 に Case1-2 (コア材 A, $w' = -0.8\%$)、Case1-4 (コア材 A, $w' = +2.2\%$) における CCV の区間発生率と累積発生率を示す。このデータでは、次項で説明する異常値のデータを排除している。

Case1-2 では、正規化含水比 $w' = w - (w_{opt})_{IEc}$ が管理下限値の -0.8% であり w' がこれ以上減少すれば透水係数 k が急増するが、品質管理基準の $k \leq 1.0 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ を余裕をもって満足している (図-5.2.21b)。このことから、Case1-2 での CCV 累積率曲線を上限の管理基準曲線として CCV 累積発生率曲線の管理を行うことで、透水係数が品質管理基準を満足することを間接的に確認できる。次に Case1-4 では、正規化含水比 w' が管理上限値の $+2.2\%$ であり、 w' の許容範囲内では締固め度が最も低い状態である。しかし、図-5.2.21a) に示すように、この状態でも $(D_c)_{IEc}$ は品質管理基準の 95% を余裕をもって満足している。このことから、Case1-4 の CCV 累積率曲線を下限の管理基準曲線として CCV 累積発生率曲線の管理を行うことで、締固め度が品質管理基準を満足することを間接的に確認できる。以上より、各施工ロットで計測された CCV 累積発生率曲線が Case1-2 と Case1-4 CCV 累積発生率曲線で囲まれる範囲 (図-5.2.26 のハッチング範囲) に収まっていれば、透水係数と締固め度の両方について、計測ロット全体が所要の品質を満足していることを間接的に確認できる。既これらの事例を参考にして、本ダムの実施工における CCV データの評価にあたっては、累積発生率 $= 90\%$ 値 (以後、 $CCV 90\%$ 累積値) 以下の範囲で CCV 累積発生率曲線が上限の管理基準曲線を超過しないことを確認することとした。

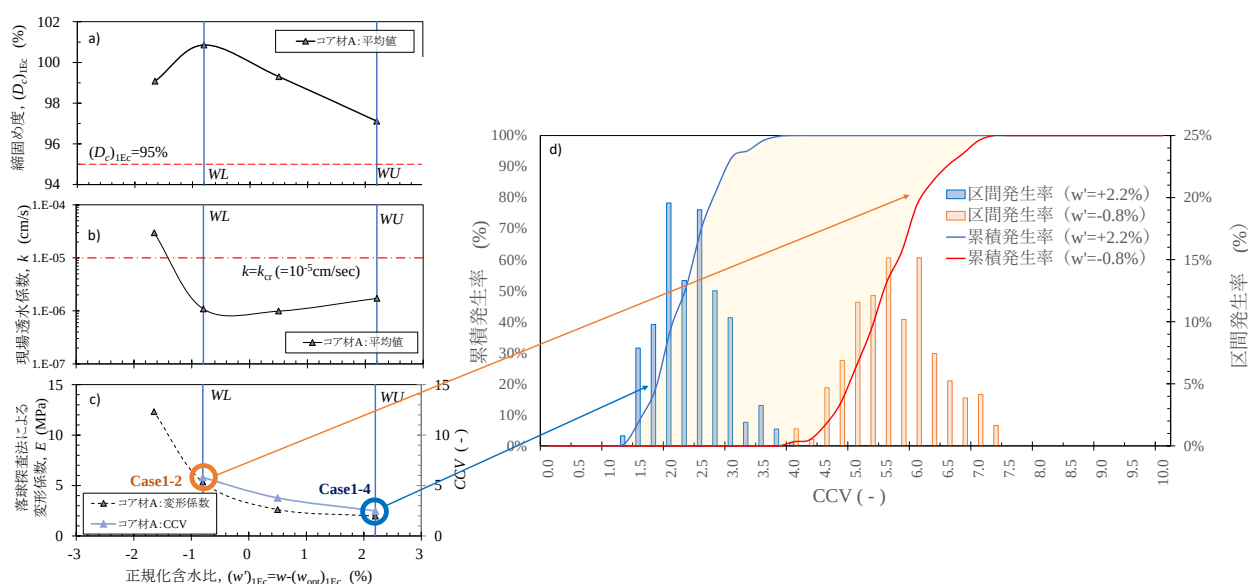


図-5.2.26 CCV の区間発生率および累積発生率

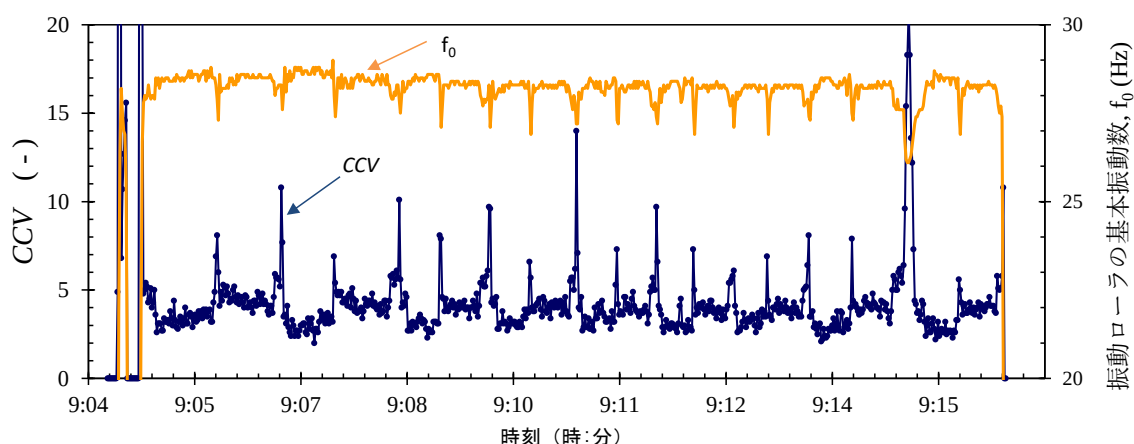


図-5.2.27 CCV と f_0 の経時変化の測定例

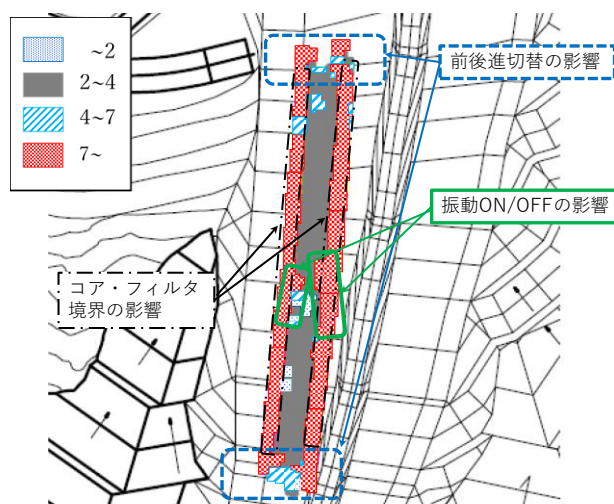


図-5.2.28 CCV異常値の発生個所の例

一方、下限の管理基準曲線については、含水比が管理上限値に接近すると地盤剛性の変化率が非常に小さくなり推定精度が低下することと、下限の管理基準曲線での現場透水係数 k と $(D_c)_{IEc}$ の値は品質管理基準値に対して十分大きいことから、下限の管理基準曲線は締固め管理における目標曲線として取り扱うものとした。

(2) 異常値の取り扱い

実施工への適用に先立ち、盛立試験と試行期間中の計測データを分析した結果、特定の場所で異常に高い CCV の値が確認された。そこで異常値の発生要因の分析と棄却についての検討を行った。

① 基本振動数の変動による影響

本ダムで採用した CCV は式 (5.2.8) により算定される³⁾。

$$\frac{S_{1/2} + S_{3/2} + S_2 + S_{5/2} + S_3}{S_{1/2} + S_1} \times 100 \quad (5.2.8)$$

S_n : 基本振動数を f_0 としたときの、 $1/2 \cdot f_0$ の整数倍の振動数に対応するスペクトル値

式 (5.2.8) のとおり CCV は振動ローラの基本振動数 f_0 の関数であり、CMV や乱れ率などの他の加速度応答スペクトル指標も同様である^{3,4)}。図-5.2.27 に盛立試験時の CCV と振動ローラの基本振動数 f_0 の経時変化の例を示す。図-5.2.27 より、 f_0 が急変するタイミングで CCV が一時的に急変している。コアゾーンの施工において f_0 が急変する要因の大部分は、(a) 振動スイッチの ON/OFF 時、(b) 前後進の切替時、である。このため、本ダムでは(a)と(b)の要因の影響を受けることによって異常に高くなったと思われる CCV はデータ整理の対象から除外した。

② コア・フィルタ境界の施工

図-5.2.28 は、CCV マップの例である。上記の要因(a)、(b)による異常値のほか、(c)コア・フィルタ境界において高い計測値を示している。本ダムではコア→フィルタの順で施工を行い、コア・フィルタ境界では、境界フィルタの敷均し後にコア敷とのラップ転圧を行った。このため、剛性の高いフィルタゾーンの影響を受けた値が 終の CCV 記録として上書きされる。高標高部ではコアゾーンの幅が狭まるため、フィルタからの影響範囲を全て棄却すると施工ロットにおける評価範囲が狭くなる。そこで、前述した既存の ICDM の評価方法を参考に、残存するコア・フィルタ境界付近の異常値のデータ数が施工ロット全体のおおむね 10%以下になるようにコア・フィルタ境界を中心とした 7 メッシュ (1 メッシュ 50 cm 四方) のデータをデータ整理対象から除外するとした。

(3) 施工時の評価方法

5.3.2.4(2)①、②で示した「原因を特定できる異常値」を排除することによって計測値から異常値を十分に排除できれば、計測ロットの CCV 累積率が図-5.2.26 で示す管理基準曲線の範囲に収まるかどうかを確認することで確実な盛土品質管理が可能になる。しかし、試行段階において、(1)に記した①、②以外の原因による f_0 の急変による CCV の異常値が極めて低い頻度ながら発生が確認されたことや、異常値を排除するプログラムコードの作成には一定の時間が必要であったため、CCV の測定値には一定数の異常値が含まれる前提下、以下のように転圧直後の計測ロットごとの管理を行った。

図-5.2.29 に、試行段階を含む CCV 管理導入後の転圧後の品質管理のフローを示す。CCV マップで異常箇所を抽出し、目視確認と必要により現場試験を行うことによって品質確認したうえで次層の施工を行うものである。異常値排除が実施できる段階になり、盛立面での累積発生率曲線の確認が本フローに加わっている。

(4) CCV が上限値を超えた場合の考え方

CCVを含むSSIはCEL、粒度、含水比の影響を受けて変動する。施工仕様規定とGNSS管理により、CELを確実に担保して施工している場合、SSIは粒度と含水比の変動の影響を受ける。フィルダムの施工では粒度、含水比を所要の性能が得られるよう管理しており、その施工管理・品質管理は一般土工と比べると非常に丁寧に管理されている。しかし、含水比は施工中にも変動するため、本研究においては粒度管理を徹底することでSSIの計測値をもって含水比の変動を監視し、締固め状態の把握を行うことを基本としている。

「粒度管理を徹底する」としたが、粒度の局所的な異常が発生する可能性は否定できない。フィルダム建設では材料製造における施工管理、品質管理は一般土工よりも丁寧に管理されるが、実施工では材料の切り崩し、パイリング過程でのバラツキ、ダンプアップやブル押し時の自然分級、などの影響があるためである。以上より、SSIにCCVを適用した場合、CCVが上昇する要因は以下の通りである。

- ① 粒度が適正で含水比が乾燥した場合 (Case1-1)
- ② 含水比が適正で粒度が粗粒化した場合 (Case3)
- ③ 含水比が乾燥し、粒度も粗粒化した場合
- ④ その他の計測異常※

※ 「その他の計測異常」とは、加速度応答スペクトル指標を用いた場合に何らかの原因で転圧機の基本振動数 f_0 が変動した場合に生じる計測値の異常、異種材料の境界部の施工による計測値の異常、を指す。これらの詳細については5.2.2.4(2)で記す。

これらのCCVの上昇要因は計測値からは判断できないが、①～③のように本当に材料に異常が生じている場合には目視や触診により異常状態は確認できる。このため、施工後にCCVマップで確認される異常箇所については、目視等での状況確認を行い、必要な処置を行う。以下に、CCVの計測値に異常値が確認された場合の考え方を整理する。

- A) CCVを用いた遮水性盛土のSSI管理では、CEL、搬出含水比、搬出粒度を管理した上で、CCVの計測結果から施工中の含水比の変動影響を監視することを基本としている。
- B) しかし、粒度についてはどんなに丁寧に管理していても、局所的な異常をゼロにできるという保証はない。粒度に局所異常が生じた場合でも、CCVの異常値が確認される。(盛立試験 Case3 で確認)
- C) また、なんらかの原因で転圧機の基本振動数 f_0 が変動した場合にもCCVの異常値が確認される。その場合は目視で問題なければ、試験値にも問題はない。
- D) これらのCCVの異常値の要因は計測値からは判断できない。
- E) このため、異常箇所については、目視確認でその状況を確認し、含水比、粒度に異常がある場合は適切な処理（再施工：①レーキ&加水&再転圧、②材料撤去⇒再施工）のいずれか）を行う必要がる。

(5) 品質管理における位置づけ

本稿では、1回/日以上頻度で実施する試験を日常管理試験、1~2回/月程度の頻度で実施する試験を定期管理試験と呼ぶ。従来のフィルダムのコアゾーンの品質管理では、日常管理試験では遮水性能を ρ_d と w の値を確認することで間接的に管理する。本ダムでは、工事中盤以降、日常管理試験において ρ_d と w に基づく遮水性能の管理の大半を地盤剛性指標に基づく管理で代替して、品質管理項目と頻度を一部変更した。表-5.2.4に変更前後の盛立面での品質管理項目と頻度（抜粋）を示す。表-5.2.4に示すとおり、地盤剛性指標による管理は遮水性能を管理するための日常管理試験の合理化・高度化を図るものであって、定期管理試験の頻度・項目を変更するものではない。なお、本ダムでは日常管理試験の合理化により概算で1,300時間超の日常管理試験時間を縮減した。

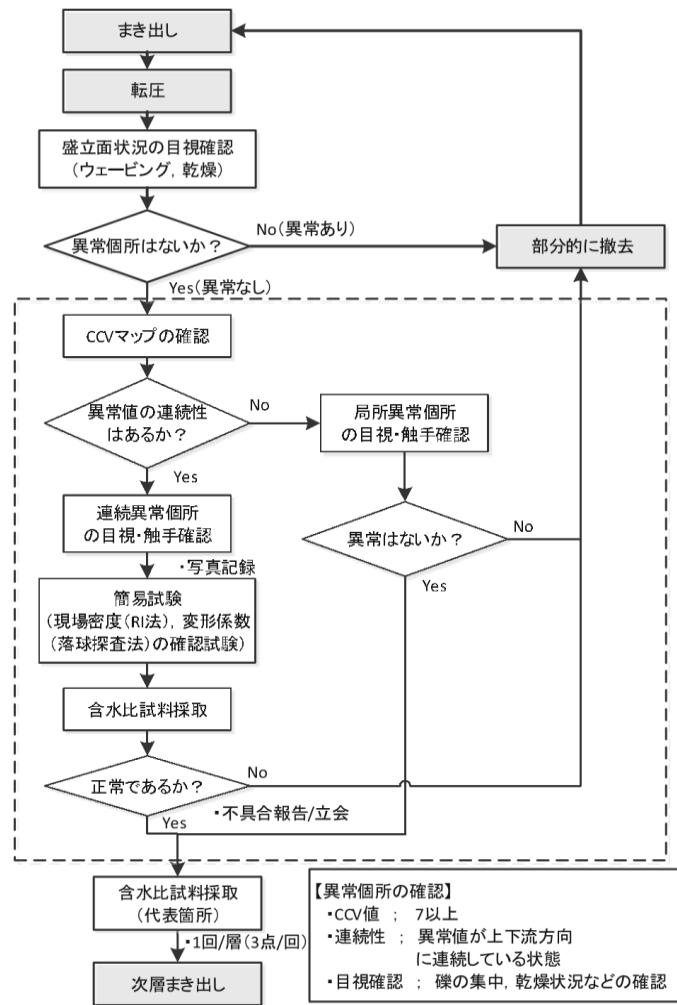


図-5.2.29 CCV による盛立面での品質管理フロー（日常管理）

表-5.2.4 品質管理項目および頻度の変更（抜粋）

	試験項目	試験方法	試験頻度		
			当初	変更 1	変更 2
定期管理	現場透水係数	JGS1316	1 回/月 or 45,000m ³	1 回/月 or 45,000m ³	1 回/月 or 45,000m ³
	乾燥密度	JGS1611	1 回/月 or 45,000m ³	1 回/月 or 45,000m ³	1 回/月 or 45,000m ³
	粒度	JIS A 1204	1 回/月 or 45,000m ³	1 回/月 or 45,000m ³	1 回/月 or 45,000m ³
日常管理	乾燥密度（締固め状態）	RI 法	1 回/1 層	1 回/4 層	1 回/4 層
		GNSS	参考値	1 回/1 層	1 回/1 層
	含水比	簡便法	1 回/1 層	1 回/1 層	1 回/1 層
	変形係数	落球探査法	参考値	1 回/1 層	—
	CCV	ローラ加速度 応答法	参考値	参考値	1 回/1 層

※ 定期管理試験は 1 回/月，1 回/45,000m³を比較して頻度が高くなる方を選択

(6) 適用条件

本論文で提案する方法が適用可能な土質材料は，基本的に図-5.2.16 に示すような工学的性質の傾向を有する遮水材料である．このような遮水材料は，かなり一般性があると考えられる．しかし，個々のプロジェクトでは，対象とする遮水材料が図-5.2.16 に示すような工学的性質の傾向を有することを確認する必要がある．同時に，低含水比側における地盤剛性指標の管理上限値は，粒度等の土質と現場 CEL によって変化することを留意して，室内試験と現場盛立試験の結果に基づいて各現場ごとに設定する必要がある．

(7) 実務における注意事項

図-5.2.24 を見ると， w が一定で現場 CEL（ CEL_0 ）を増加させて行く現場での締固めの過程では，乾燥密度 ρ_d ，飽和度 S_r が増加し，透水係数 k は低下して行くが，変形係数 E の変化（すなわち地盤剛性指標 SSI の変化）は非常に小さい．したがって，仮に CEL_f を管理しないで E の値（すなわち SSI の値）だけで締固め状態と遮水性能管理をしようとする， CEL_f が不足して締固めが悪く k が高い状態を感知できないこととなる．同様に，粗粒化した場合，許容含水状態でも k が上昇して許容上限値 k_{cr} 以上になっていても，施工含水比が高い場合には SSI が管理基準値以下となり許容されてしまう可能性がある．

図-5.2.30 に，図-5.2.21 や参考文献^{13),23)}などに示す実験結果を参考にして， $E \sim k$ 曲線に対する CEL_f と粒度の変化の影響を模式的に描いた．図-5.2.30 に示すとおり， $k = k_{cr}$ となる E の値 E_{cr} とそれに対応した管理基準値 E_{UB} の値は， CEL_f の減少と粗粒化によって低下する．このため， E の管理基準値 E_{UB} （すなわち SSI の管理基準値 SSI_{UB} ）はそれぞれの現場毎に設定する必要がある．また実施工では従来と同様に現場 CEL と使用材料の粒度等の土質の適切な管理が不可欠となる．「 SSI による締固め管理」では，「土質」，「CEL」を， SSI の管理基準値を定めたときの試験条件と比して現場条件を同等もしくは好条件に保つ必要があり，「土質」，「CEL」の確認頻度と精度が高いほど， SSI に基づく評価結果の信頼性が向上する．

なお，現場 CEL と粒度の管理の重要性は従来の「密度試験による締固め管理」でも同様であるが，同一含水比において CEL と乾燥密度には対数近似に近い相関があるため，密度の下限値の設定により「CEL が不十分な施工」についてはある程度排除できる．一方，同一含水比において CEL の変化に対して SSI はほとんど変化しない．このため，「 SSI による締固め管理」では CEL の管理がこれまで以上に重要になると考えられる．

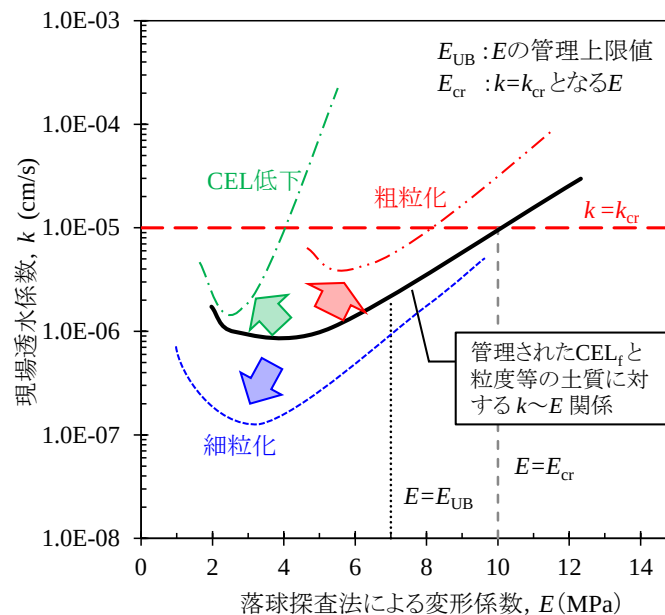


図-5.2.30 SS/f^* ~ k 曲線に粒度と現場 CEL の変化が及ぼす影響（模式図）

※ ここでは落球探査法による変形係数 E

5.2.2.5 品質管理記録

本章では、本ダムにおいて CCV による品質管理を適用した 2019 年 5 月から盛立完了までの約 3 カ月間に施工した 305 ロットの面的データを整理した結果を示す。

(1) 整理対象外としたロット

5.3.2.4(2)②に記した棄却範囲の設定ではコア・フィルタ境界での異常値は完全に排除できず、異常値のデータが一部残存する。このため、全ての施工ロットの CCV マップを確認し、前述の棄却範囲（コア・フィルタ境界を中心として除外した 7 メッシュ）の外側でも異常値が残存し、その影響で累積発生率=90%において上限の管理基準線を超過していると判断されるロットのデータは整理対象から除外することとし、残った 252 ロットのデータを整理・解析した。

(2) 品質管理記録の解析

① CCV 累積発生率曲線

実施工における CCV 累積発生率曲線を図-5.2.31 に示す。図-5.2.31 より、整理対象とした全ロットで、累積発生率が 90%の時の CCV 値は上限の管理基準線の左側に収まっている。特に全ロットの平均曲線は上限の管理基準線よりも十分低い範囲に位置しており、遮水性についての全体の品質は問題ないと判断できる。上限の管理基準線を超える CCV の割合が相対的に高いロットでは、個別に CCV マップを確認した。その結果、その多くは高標高部でコア幅が狭くなりコア・フィルタ境界付近の影響が相対的に大きくなっているロットであり、境界付近以外で広範囲に異常値が存在するなどの本質的に問題のあるロットはなかった。

② CCV 値の経時変化

施工ロットごとの CCV の統計処理値の推移を図-5.2.32 に示す。 CCV の平均値 μ は 2~4 を中心に分布しており、 CCV による管理を実施した期間中の平均値は 3.2 で、標準偏差 σ は 0.5~1.0 に分布して平均値は 0.68 である。参考として正規分布を仮定した場合の CCV 90%累積値の期待値 ($\mu + 1.28\sigma$) の推移も確認したが、全データで上限の管理基準線での CCV 90%累積値 (≈ 6.5) を下回った。

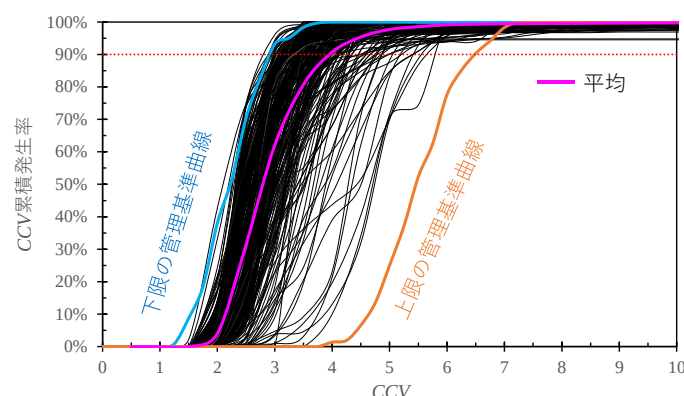


図-5.2.31 品質管理での CCV 累積発生率曲線 (2019.5~2019.7)

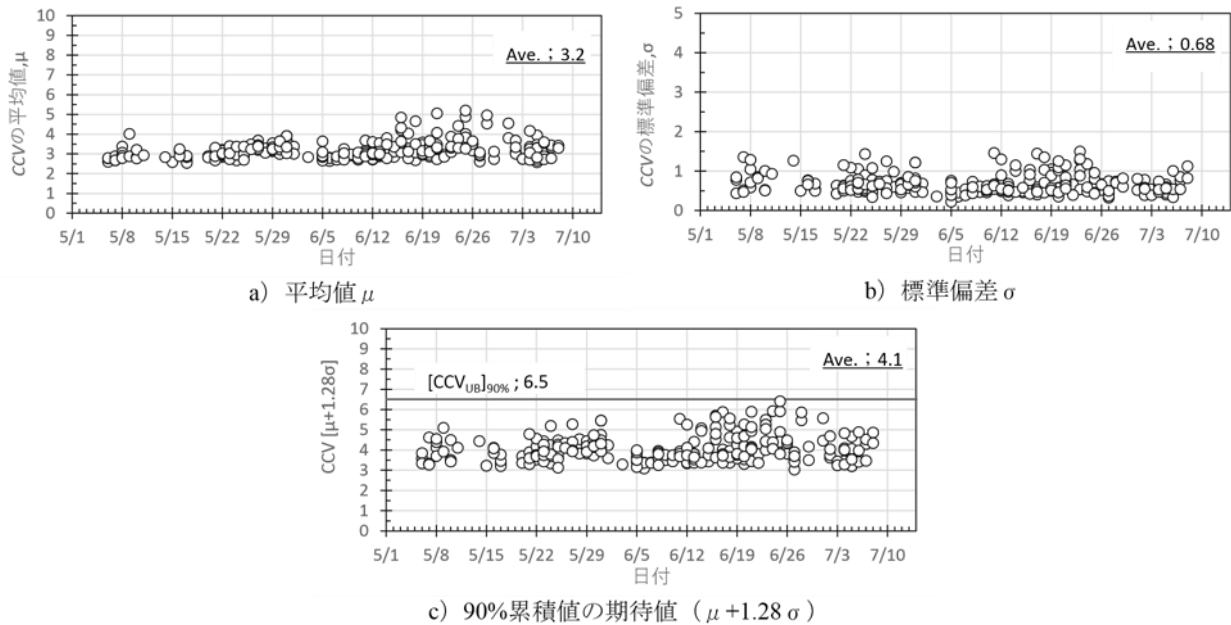


図-5.2.32 品質管理記録_CCV 統計処理値(ロットごと)の推移

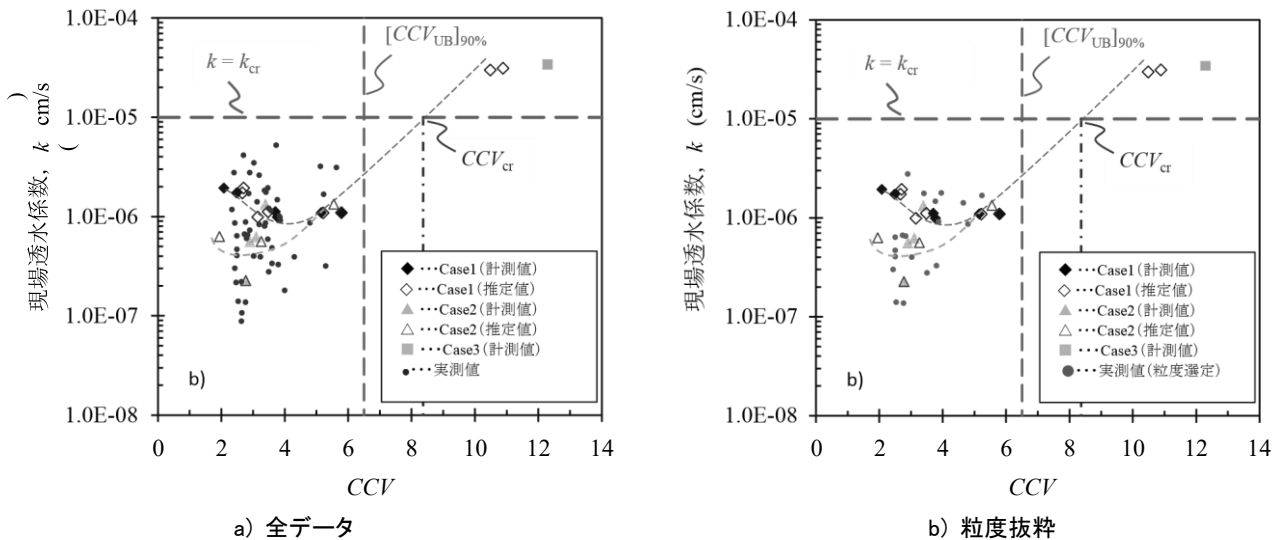


図-5.2.33 盛立試験と実施工での $CCV \sim k$ 関係の比較

③ $CCV \sim k$ 関係

実施工での CCV と透水係数 k の関係を図-5.2.33 に示す (○印). 図-5.2.33 には, 盛立試験でのコア材 A (Case1) の結果も併せて示した (◆, ◇印). 図-5.2.30 の CCV の値は現場透水試験を実施した位置における CCV の計測値をプロットしている. 図-5.2.33a)に示す通り, 透水試験実施個所における CCV は全て, 変形係数の上限の管理基準値 E_{UB} に対応するの上限の管理基準値 E_{UB} である6.5以下に収まっており, 透水係数 k も規格値 k_{cr} より確実に小さい. しかし, 実施工での $CCV \sim k$ 関係は全体的にバラツキが大きく, 盛立試験で確認された相関関係との関係を確認するのが難しい. そこで図-5.2.33b)のように, 盛立材の粒度分布が盛立試験と同等であると確認できた試験ロットでの $CCV \sim k$ 関係を整理した. 実施工での $CCV \sim k$ 関係は, 盛立試験での対応する関係と同様な傾向を示していることが分かる. なお, 落球探査法による E と透水係数 k の関係も同様の傾向が確認されている¹³⁾.

5.2.2.6 今後の課題

実施工の CCV データを解析した結果, 各ロットの CCV 累積発生率曲線の 90%累積値は全て上限の管理基準値を満足し, 現場透水係数 k も全点で管理基準値より小さいことを確認した. しかし, ここで提案する CCV に基づく遮水性の面的管理法は, いくつか改善の余地がある. 特に異常値の客観的棄却法, 異常値棄却に伴う品質評価に活用できるデータの減少, 盛土材が細粒化した場合での CCV の計測感度の低下などである. 振動ローラの応答加速度から求める ICMV としては, CCV などの加速度応答スペクトル指標のほかにも, Amman社の k_b や Bomag社の E_{vIB} など計測された加速度から地盤反力と変位量を解析して剛性値や振動係数を算出する手法⁴⁾ などがある. 遮水性材料のように剛性が比較的低い状態の盛土での評価が重要となる盛土管理においては, 特定の指標にとらわれず, より正確な評価が可能な指標を比較検討することも必要である.

また, 本論文で提案する地盤剛性指標に基づく遮水性盛土の面的管理法は, 従来の下限值管理ではなく上限値管理を基本

としていること、盛土材料の土質と CEL_f が適切に管理されることが前提であることを再確認したい。
後に、この手法は遮水性盛土だけではなく、築堤後の浸水によるコラップス変形の可能性がある盛土構造物にも共通して適用できる可能性がある、と考えている。

5.2.2.7 結論

小石原川ダムの遮水ゾーン建設において、各種の室内試験と現場盛立試験を実施し、ローラ加速度応答法による地盤剛性指標に基づく、遮水性の間接的ではあるが面的な分布の把握と上限値管理の方法を構築し、実施工での品質管理に適用した。実施工における品質管理記録の解析により、構築した管理方法によって適切な管理がなされていることを確認するとともに、幾つかの課題を確認した。以下、得られた技術的知見をまとめる。

- 1) 既往の研究を検討し本ダムコア材を用いた試験結果を参照することによって、締固め土の締固め特性と工学的性質の関係の全体像を把握し、土質と締固めエネルギーレベル CEL が既知の場合には、地盤剛性指標 SSI の上限値管理によって遮水性材料の透水係数 k の上限値管理が可能になることを確認した。
- 2) 本ダムの一般コア材を対象に、材料と含水比を変化させた室内試験と盛立試験を実施し、1)で述べた管理手法の適用性を確認した。
- 3) 盛立試験によって、本ダムで 1)の管理手法での地盤剛性指標として CCV を採用するための検討を行った。異常に高い値の発生原因を特定するとともに、それらの棄却ルールを定め、異常値棄却後のロット全体のデータ解析に基づき遮水性の評価法を構築し、実施工における管理フローを構築した。
- 4) SSI の上限値管理による締固め管理の適用条件と実務における留意事項を整理した。
- 5) 3)の管理手法を、3カ月間実施工に適用した。その品質管理記録を解析した結果、3)の管理手法によって現場透水係数 k を適切に管理ができることを確認した。
- 6) 3)の管理手法によって基本的な品質は問題なく確認できたが、異常に高い値の客観的棄却法、棄却による評価データの減少、盛土材の細粒化時の計測感度の低下、振動ローラの応答加速度の連続測定値から求まるより効率的な地盤剛性指標の研究、などの課題が残されていることを確認した。

本稿を作成にあたり、数多くの室内試験・現場試験の実施にご協力頂いた受注者の皆様、 CCV 計測値の評価にあたってご助言を頂いた酒井重工業の皆様、本ダムの技術検討会において各段階でご指導・ご助言を頂いた委員および関係者の皆様に謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 建設省河川局監修，財団法人ダム技術センター編纂：多目的ダムの建設 昭和 61 年度版 第 5 巻 施工編，pp.333–335，1986
- 2) 国土交通省：TS・GNSS を用いた盛土の締固め管理要領，2019 年 3 月
- 3) Michael A. Mooney, Robert V. Rine, Norman W. Facas, Odon M. Musimbi, David J. White, and Pavana K. R. Vennapusa : Intelligent Soil Compaction Systems, NCHRP Report 676, The National Academies Press, 2010
- 4) Federal Highway Administration: Intelligent Compaction Technology for Soils, 2014
- 5) 公益社団法人地盤工学会：土の締固め，pp.44–56, pp.103–104，2012.
- 6) 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-51，115–123，2000
- 7) 橋本 毅：ドイツにおける ICT を利用した締固め管理技術，建設の施工企画，'10.3，pp.29–33，2010 古屋 弘，藤山哲雄：振動ローラ加速度応答法による地盤剛性評価装置「 α システム」の開発と実用化，建設の施工計画，'10. 10，pp.42–46，2010
- 8) 古屋 弘，藤山哲雄：振動ローラ加速度応答法による地盤剛性評価装置「 α システム」の開発と実用化，建設の施工計画，'10. 10，pp.42–46，2010
- 9) NEXCO：土工施工管理要領（平成 29 年 4 月）参考資料，参 127–165，2017
- 10) 藤山哲雄，益村公人，建山和由，石黒 健，三嶋信雄：種々の土質条件に対するローラ加速度応答法の締固め管理への適用性，土木学会論文集，No.701/III-58，169–179，2002
- 11) 小倉公一，古屋 弘，疋田喜彦，肥後桂介：森吉山ダムにおける堤体盛土の情報化施工ーリアルタイム施工管理システムの試行ー，ダム工学，18(3)，156–165，2008
- 12) 柴藤勝也，日下雅史，伊藤文夫：ICT を用いたダム施工監理のあり方について（殿ダムでの事例），土木学会第 66 回年次講演会，643–644，2011
- 13) 坂本博紀，小林弘明，龍岡文夫，曾田英揮：遮水性盛土の地盤剛性指標に基づく締固め管理，土木工学会論文集 C（地圏工学），76(3)，221–234，2020
- 14) 北本幸義，吉田 輝，川野健一：落球探査法による地盤物性の迅速評価，電力土木，No.360，119–120，2012
- 15) 公益社団法人地盤工学会：土の締固め，pp.10–15，2012
- 16) 吉田 輝，辻 良祐，藤崎勝利，小林弘明，小原隆志，龍岡文夫，坂本博紀，曾田英揮：土の締固め過程における変形・強度特性の変化の定式化，第55回地盤工学研究発表会，1039–1040，2020
- 17) 龍岡文夫：土の締固めにおける飽和度管理の重要性，ダム技術，No.354，3–16，2016
- 18) 龍岡文夫：盛土の締固めにおける飽和度管理の重要性，地盤工学会誌，63-7，39–40，2016
- 19) Tatsuoka, F.: Compaction characteristics and physical properties of compacted soil controlled by the degree of saturation, Keynote Lecture, *Deformation characteristics of geomaterials, Proc. of 6th Int. Conf. on Deformation Characteristics of Geomaterials, Buenos Aires*, 40–78, 2015
- 20) Tatsuoka, F. and Gomes Correia, A.: Importance of Controlling the Degree of Saturation in Soil Compaction linked to Soil

Structure Design, *Transportation Geotechnics*, **17**, 3–27, 2018

- 21) 辻 良祐, 吉田 輝, 藤崎勝利, 小林弘明, 小原隆志, 曾田英揮, 坂本博紀, 龍岡文夫: 締固め土の乾燥密度, 飽和度と変形係数(剛性)の関係, 第53回地盤工学研究発表会, 1039–1040, 2018
- 22) 坂本博紀, 福島雅人, 日野浩二: 小石原川ダムにおけるコア盛立の高度化・合理化の検討, ダム技術, No.390, 52–65, 2019
- 23) 坂本博紀, 龍岡文夫, 曾田英揮, 小林弘明, 小原隆志: 締固めエネルギーと飽和度を重視した遮水性盛土の締固め管理, 土木工学会論文集 C (地圏工学), **77**(1), 43–58, 2021
- 24) 中村吉男, 小澤一喜, 藤崎勝利, 小島純一, 池尻健: 落球探査試験における締固め土の応力伝搬特性について (その1: 実験的検討), 第 53 回地盤工学研究発表会, 2018.
- 25) 土木研究所: 盛土施工手法及び品質管理向上技術に関する共同研究報告書, 第461号, 2014
- 26) 橋本毅: 各種の締固め機械による締固め能力に関する室内実験, 基礎工, **48**(11), pp.72-75, 2020
- 27) 龍岡文夫, 橋本毅, 坂本博紀: 地盤剛性の迅速測定による土の締固め管理の効率化, 第 56 回地盤工学研究発表会, 2021.

5.3 道路路床(高速道路)への適用事例

本節では道路路床のうち、振動ローラ加速度応答法（以下、「加速度応答法」という。）の路床への適用について、研究や試験施工が多く実施されてきた高速道路の事例を中心に、舗装構成と路床設計、従来の路床検査法、路床への適用事例をレビューする。また、これまでの研究成果をもとに基準化された、高速道路における加速度応答法を用いた路床の最終検査及び路床施工の品質管理案について紹介する。

5.3.1 高速道路の舗装構成と路床設計

高速道路の土工構成は、下層から下部路体（上部路体以外の下層部）、上部 1m は上部路体があり、図-5.3.1 に示すようにその上に下部路床（標準的には 70cm 程度）、上部路床（標準的には 30cm 程度）となる。舗装は、路床の上層から層厚 35～50cm 程度の部分となり、下層路盤、上層路盤、基層、表層の各層から構成されている。

路床は舗装の下、厚さ 1m 以内のほぼ均一な材料で構成され、舗装から伝達される交通荷重を支持する機能をもつ部分である。高速道路の路床は、経済的な視点から、力学的につり合いのとれた構成とするために、上部路床と下部路床に分けられる。路床は、舗装工事の際、路盤を締め固めるための基礎となることや、工事中の走行車両の輪荷重に対しても十分耐えることなどが要求される。上部路床面の要求性能の指標としてはたわみ量が用いられており、舗装路盤面でのたわみ量を 3mm として、その下層の上部路床面では許容たわみ量が 5mm 以下となるように規定されている。このたわみ量はモデル施工時（転圧試験時）に、実施工で用いる盛土材料、施工機械、層厚、転圧回数で施工し、その仕上がり面においてたわみ試験を実施して、たわみ量が規定値以内か確認する。

各層の盛土材料は材料基準として修正 CBR 値が規定されている。修正 CBR と変形係数の関係式が別途求められているので、その関係式をもとに各層の変形係数を算出し、多層弾性理論によってたわみ量が 5mm に収まる構成である層厚を決定することができる。高速道路の設計要領¹⁾では、変形係数に応じて各層厚を決定するために、予め計算した図-5.3.2 示すような 2 層構造、3 層構造の計算図が用意されているのでそれを使用する。なお、修正 CBR と変形係数の相関式を求めた平板載荷試験は、道路の平板載荷試験（JIS A 1215）ではなく、図-5.3.3 に示す荷重履歴を載荷する繰返し平板載荷試験（JHS 103²⁾）によっている。加速度応答法において、路床面を測定して得られた加速度応答値は、繰返し平板載荷試験を実施して相関関係を取り、規定の変形係数値と比較して評価することから、その際には、修正 CBR と変形係数の相関式から求めた変形係数を基準値としている。したがって、基準値の算定にこの相関式を使用する場合は、変形係数を求める平板載荷試験の方法は繰返し平板載荷試験による必要がある。

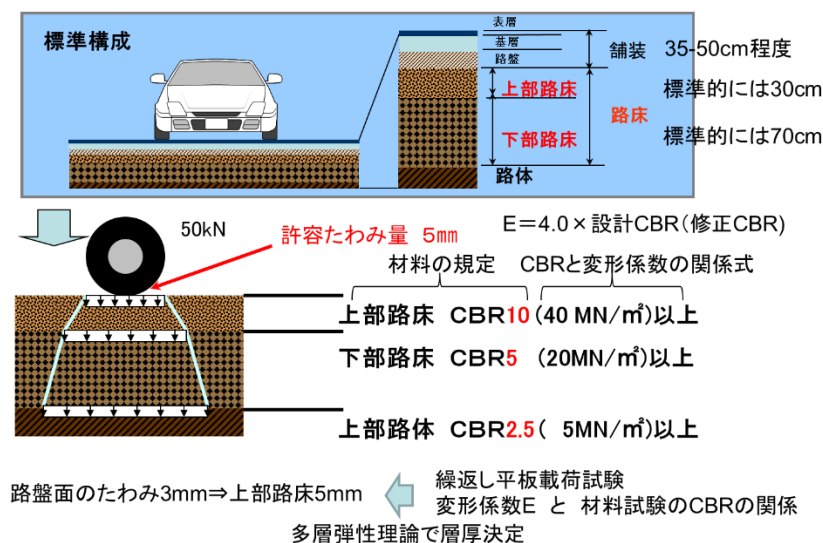


図-5.3.1 高速道路の舗装構成と路床設計

設計要領

上部路床 $E_3 = 5\text{MN/m}^2$

上部路床 $E_1 = 80\text{MN/m}^2$

下部路床 $E_2 = 35\text{MN/m}^2$

上部路床厚 $h_1 = 30\text{cm}$ の場合

下部路床厚は 50cm

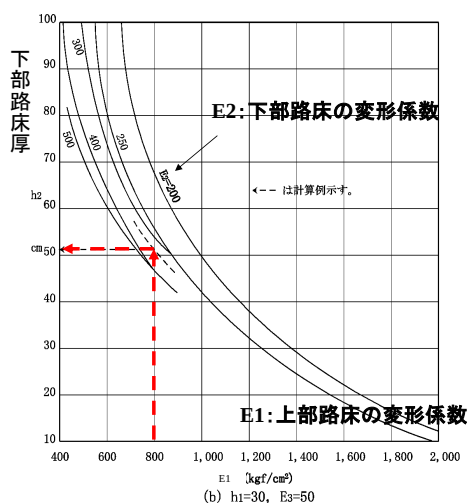


図-5.3.2 高速道路の路床厚の選定図¹⁾

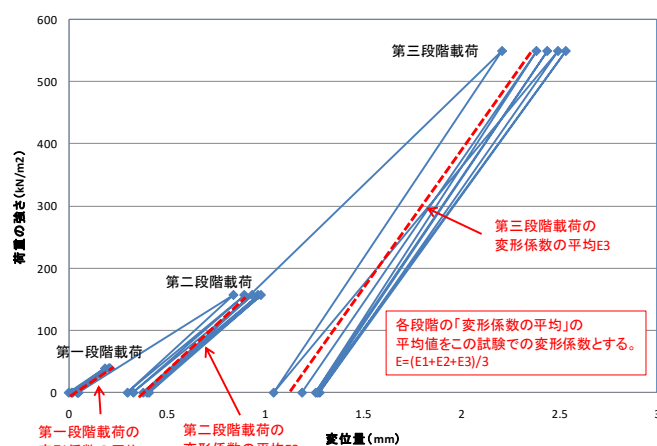


図-5.3.3 繰返し载荷試験の変形係数³⁾

5.3.2 従来の路床検査方法であるプルーフローリング

高速道路の路床では、施工後の最終検査としてプルーフローリング³⁾を行う。プルーフローリングとは路床の締固め不足や支持力不足による供用開始後の沈下や変形を防ぐために、通常の交通荷重よりも大きいダンプトラックまたはタイヤローラを走行させて追加転圧を行い、荷重によって変形する不良箇所や不均一な箇所を発見したりすることをいう。一方で加速度応答法は転圧施工しながら、施工全面の加速度応答値が得られるので、施工箇所における相対的な値の大小を把握できるため、施工面における弱部を確認することができる。これは、プルーフローリングの検査目的と同様に、加速度応答法を検査目的に活用できることを示している。加速度応答法を路床の最終検査に用いることは、平成23年に試験法⁴⁾と施工管理要領³⁾が制定されており、路床の最終検査は図-5.3.4のようにプルーフローリングまたは、加速度応答法を選択できるようになっている。

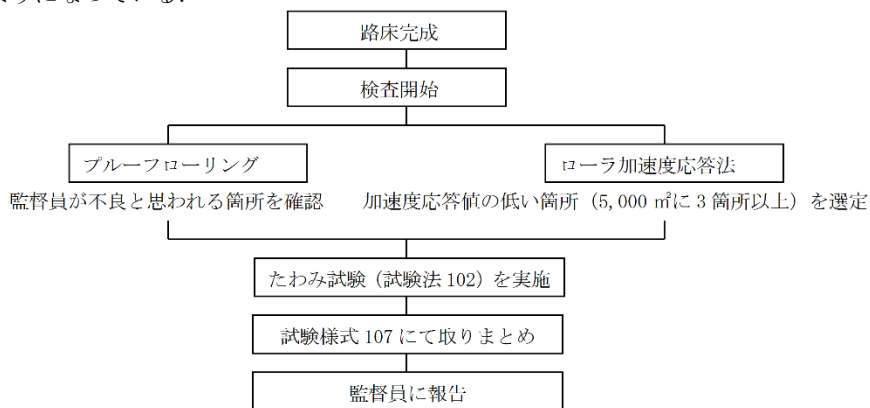


図-5.3.4 路床の最終検査の流れ³⁾

5.3.3 ローラ加速度応答法の路床への適用事例

加速度応答法は地盤剛性を評価できる点に着目し、路床の剛性管理手法として適用性が検討されてきた。検討当初は第二東名高速道路の静岡県森町地区の現場における試験施工が実施された⁵⁾。その後、2003年(平成15年)～2005年(平

成 17 年) にかけて、日本道路公団と加速度応答法の開発社および数社のゼネコンは、共同研究「ローラ加速度応答を用いた盛土品質管理手法の実用化に関する研究」を実施した^{6),7)}。この研究では実際の建設現場に試験フィールドを設けた試験施工が行われ、路床に関する試験は 4 現場で行われた。以下に各現場における試験施工概要とその主な成果を記す。

(1) 第二東名静岡県森町

この地区では、道路路体ならびに路床を対象として加速度応答の計測と平板載荷試験を同一盛り立て面で行い、加速度応答法による地盤剛性評価式の適用性が検証されている⁵⁾。盛土材料は固結度の低い砂岩を用いており、路体材料の工学的分類は細粒分まじり砂質礫(GS-F)、転圧機械は起振力 200kN 級の振動ローラを用いている。路床材料の工学的分類は砂まじり礫(G-S)、転圧機械は転圧力 320kN 級の振動ローラを用いている。試験結果は別途実施したロックフィルダムの結果と合わせて、図-5.3.5 のように整理されており、それぞれ異なる材料、および異なる転圧機種を用いたにもかかわらず、加速度による推定変形係数と実測変形係数との関係は、ほぼ 1:1 に対応していることを確認している。

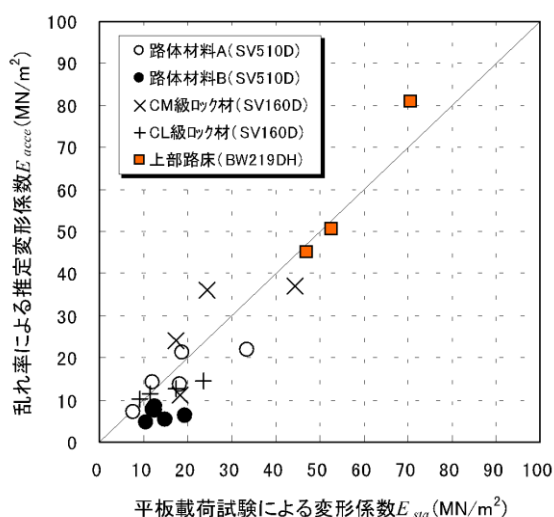


図-5.3.5 加速度応答による推定変形係数と実測変形係数の比較⁵⁾

上部路床の仕上がり面での加速度応答の計測は、図-5.3.6に示すように測定長を延長方向に200m確保し、転圧力320kN級の振動ローラを用いて施工ヤードを1往復走行させて加速度応答値を連続計測した。試験結果は図-5.3.7のように、前進・後進の両結果を示すと、転圧された路床面の变形係数は必ずしも一定ではなく、最大値と最小値の差は2倍以上生じている。前後進の結果はよく整合しているので測定方法のばらつきではなく、路床面が有する地盤剛性の不均一性を示したものと評価されている。この結果は路床面がどの程度不均一性を有するのか、加速度応答法によって初めて定量的に明らかにされたものである。加速度応答法による地盤剛性評価手法は、低剛性部を容易に検出し、所要剛性を満足するかをリアルタイムに判断、不足の場合はその場で再転圧することが可能である。したがって、加速度応答法は、プルーフローリングと同様に路床検査が可能であるとともに、さらには、定量的な評価をリアルタイムに実施し、不足の場合は即時に対応が可能であるという利点も有すると評価されている。

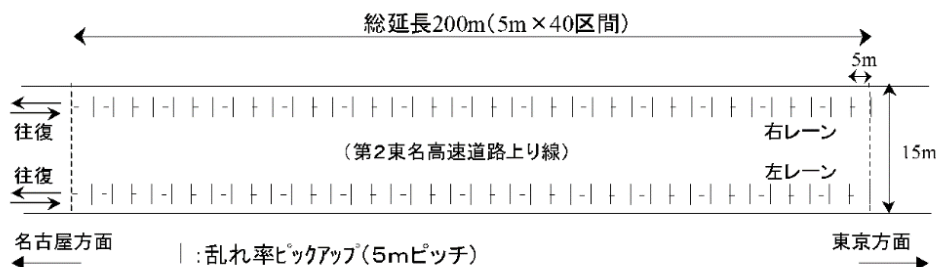


図-5.3.6 上部路床面の計測ヤード⁵⁾

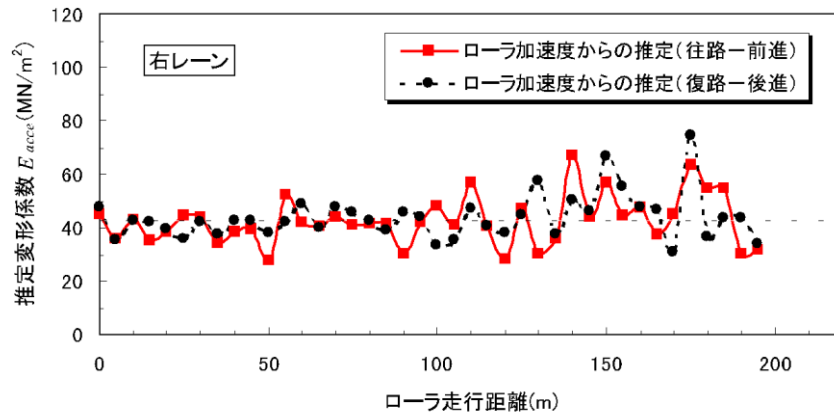


図-5.3.7 上部路床面における加速度応答から得られた推定剛性分布⁵⁾

(2) 紀勢道和歌山県印南町，第二東名静岡県掛川市

この地区では，仕上がった路床面の検査手法への適用を目的として現地試験を実施し剛性の評価がされている^{6),7)}．現場試験で用いた加速度応答法は，CCV， α システム， Ω の3種類のシステムである．

印南地区では，路床面の検査手法としての検証を目的として，完成した路床の切土盛土を含む300mの区間を試験ヤードとして設けている(図-5.3.8)．盛土材料の工学的分類は粘性土混じり砂質礫(GS-Cs)である．図-5.3.9に試験結果を示す．図中のa)の平面図はb),c),d)の測定位置に揃えている．図のc)とd)より，加速度応答値は切土部が盛土部より大きな値を示していることがわかる．また，切土と盛土の境部の剛性が低下する傾向がみられる．これらのことは，加速度応答値は比較的深度の深い範囲までの剛性を検出していることが考えられる．さらに，一般的に切盛境は弱部になることがいわれているが，今回の結果により定量的にこのような弱部の検出も可能であることがわかる．

α システムは加速度応答値から剛性値を算出することが可能である．路床に必要な変形係数の目安は後述するように40MN/m²であるが，図のc)の結果をみると，概ね全区間で値を満足していることがわかる．



図-5.3.8 路床面の試験状況(印南地区)

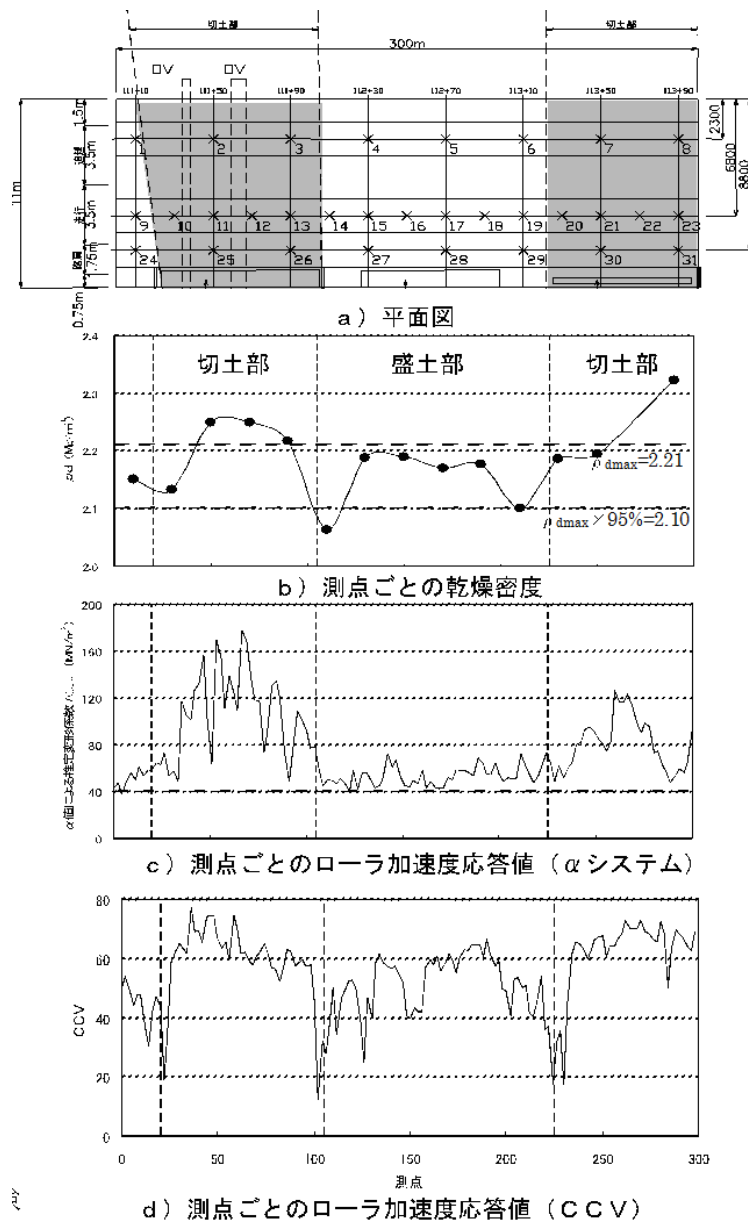


図-5.3.9 測定点ごとの乾燥密度と加速度応答値（印南地区）⁶⁾

掛川地区では、 α システム、CCV、 Ω の3つの加速度応答のシステムを用いて、路床面において加速度応答値と平板載荷試験から得られる変形係数の相関をとっている（図-5.3.10）。盛土材料は硬質な泥岩であり工学的分類は砂まじり礫（G-S）である。試験結果を図-5.3.11に示す。図a)の α システムは過去の試験結果と同様な傾向を示すことが確認された。また、CCVと平板載荷試験の相関から得られ変形係数=CCV+20、 Ω もCCVと似た傾向となり、およそ変形係数= $\Omega \times 9 + 200$ という結果が得られている。

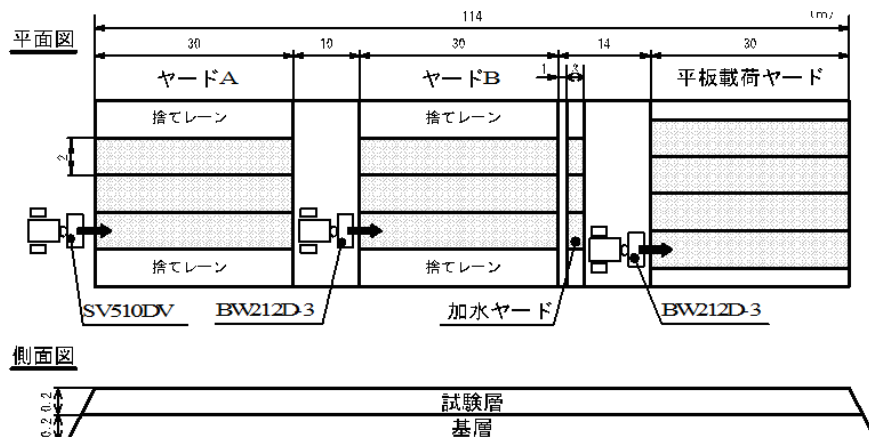


図-5.3.10 転圧試験ヤード（掛川地区）⁷⁾

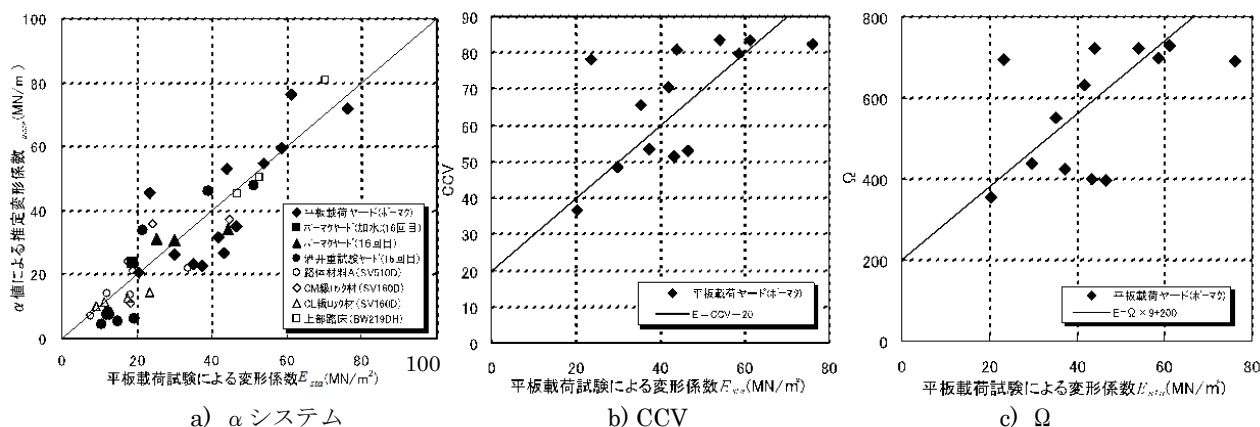


図-5.3.11 加速度応答値と平板荷試験による変形係数⁶⁾

印南地区の試験結果は、加速度応答が評価する剛性は比較的深い層までを捉えていると考えられたため、掛川地区の試験においては、下層の影響を確認することが試みられた。試験ヤードは図-5.3.10 のように上層に試験層 20cm、下層に基層 20cm を構築し、試験層及び下層の各々で加速度応答値を計測している。計測結果は図-5.3.12 に示す。下図の下層の CCV は 70～80 前後の値でほぼ一定であるが、平板荷試験ヤードの場合（凡例の黒破線）、測定位置 8m 付近で極端に CCV が低下している箇所がある。その箇所の上層をみると、同じく CCV 値が低下していることが確認されており、おそらく試験層は基層の影響を受けていることが考えられた。したがって、本試験では 200kN 級振動ローラを使用したか、少なくとも 0.4m の深さまでは地盤剛性を評価すると考察されている。

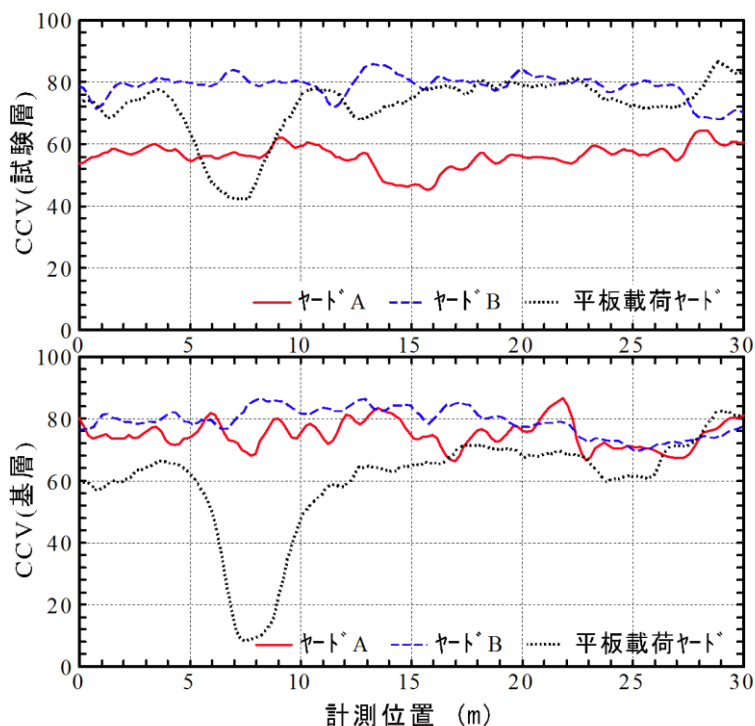


図-5.3.12 加速度応答値と平板荷試験による変形係数⁷⁾

また、この試験では原位置試験においてベンゲルマンビームと FWD によるたわみ測定をしている（図-5.3.13）。その測定位置のたわみと CCV を比較したものが図-5.5.14 である。ベンゲルマンビームのたわみ量 D_B と FWD のたわみ量 D_F とそれぞれに CCV の相関をみると、CCV とたわみ量の間には負の相関があり、たわみ量が多い箇所では CCV は小さく、たわみ量が少ない箇所では CCV は大きい値を示している。このことは従来手法の路床の評価はたわみ量によっているが、そのたわみ量と加速度応答値に相関がみられ、たわみ量に代わって加速度応答値でも路床の評価が可能であることを示している。



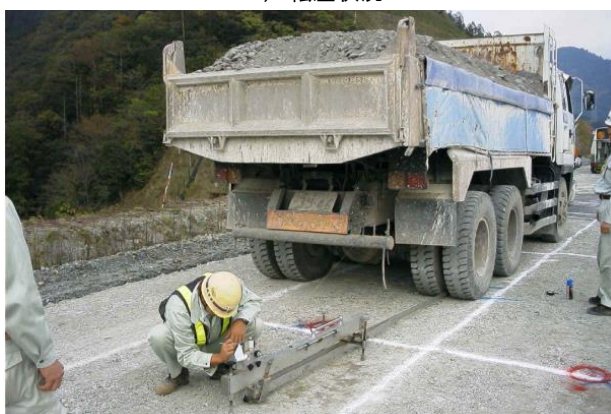
a) ヤード全景転圧前



b) 転圧状況



c) 動的平板载荷試験 (FWD 測定) 測定状況



d) たわみ測定状況 (ベンゲルマンビーム)

図-5.3.13 転圧試験の状況 (掛川地区)

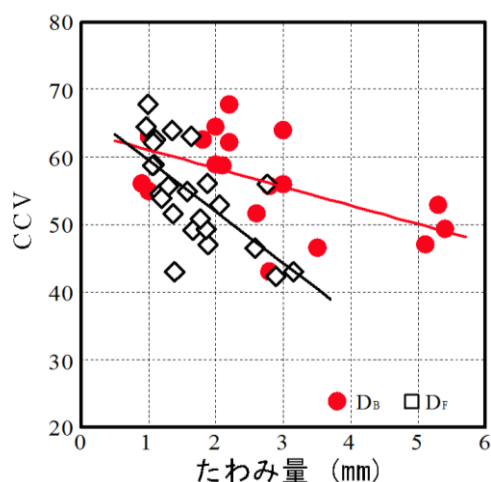


図-5.3.14 CCB とたわみ試験及び FWD 試験によるたわみ量⁷⁾

(3) 北関東道茨城県桜川市岩瀬地区

この地区では下部路床材に工学的分類が細粒分まじり礫質砂(SG-F)，上部路床材に工学的分類が細粒分砂まじり礫(G-FS)を用いて，図-5.3.15 のように上部路体，下部路床，上部路床と階段状に造成した。試験では加速度応答値をヤード全体にわたって計測した(図-5.3.16)。振動ローラの走行後には平板载荷試験とたわみ試験を実施し，変形係数とたわみ量を得た。

図-5.3.17 には各測定点の加速度応答値とたわみ試験の結果を示しているが，傾向は似ている部分もあるが加速度応答値とたわみ量との関係は，必ずしも一致していない。これは，下部路床材として *CBR* が低めの砂質土を使用しているため，下部路床の影響で上部路床の加速度応答値が低くなったのではと推測されている。一方，図-5.5.18 には測点ごとの加速度応答値と平板载荷試験から得られた変形係数の関係を示すが，加速度応答値と変形係数は高い相関があるといえる。たわみ量のみで不一致の傾向となるのは，加速度応答値はダンプトラックの荷重によるたわみ量よりも深い位置から剛性を計測しているためと考えられている。

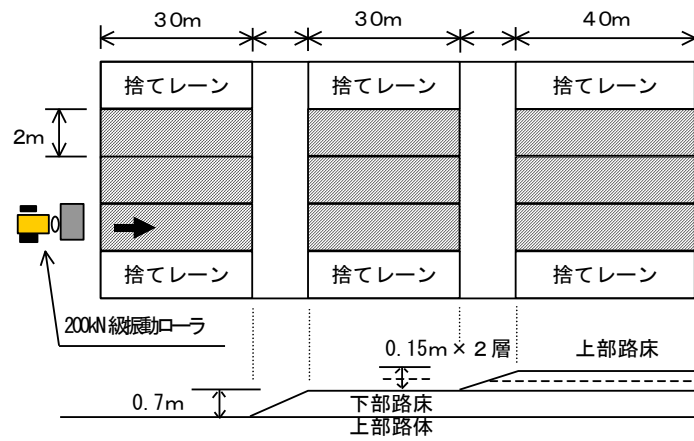
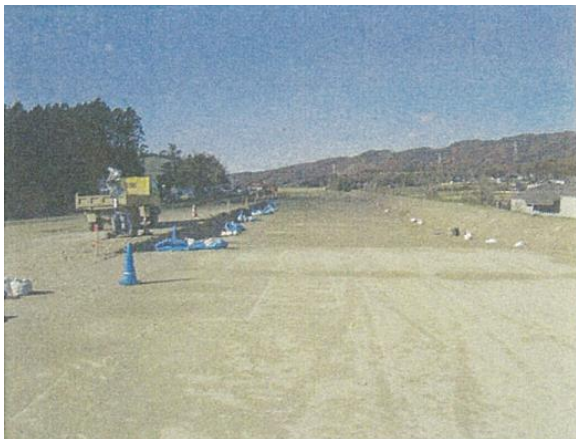


図-5.3.15 転圧試験のヤード（岩瀬地区）



a) ヤード全景



b) 転圧状況



c) たわみ測定



d) 小型 FWD 測定

図-5.3.16 転圧試験の状況（岩瀬地区）

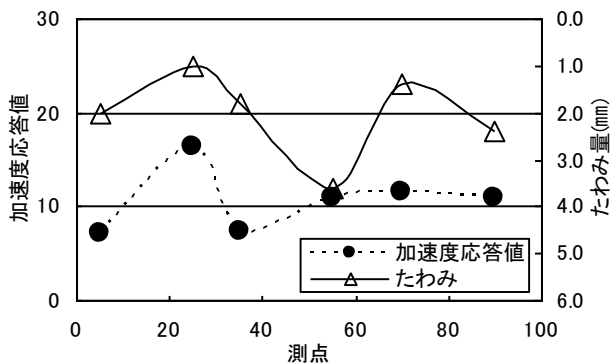


図-5.3.17 各測点の加速度応答値とたわみ量

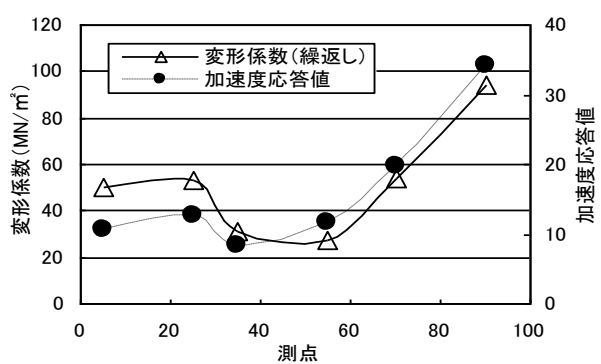


図-5.3.18 各測点の加速度応答値と変形係数

(4) 第二東名静岡県富士市大淵地区

この地区では、上部路床及び上部路体ヤード及び、延長約 340m 区間において上部路床仕上げヤードを準備し転圧試験を実施した(図-5.3.19、図-5.3.20)^{8), 9)}。盛土材料は大淵地区で掘削した玄武岩の硬岩で工学的土質分類は砂質礫(GS)である。図-5.3.21 は他地区で実施した加速度応答値と繰返し平板载荷による変形係数との関係図に、今回の試験結果を重ねたものである。これを見ると大淵地区で使用した硬岩のような硬い盛土材料ほど応答値が高くなる傾向があり、一方で岩瀬地区のような砂分が混じるものは応答値が低めになる傾向がみられ、加速度応答値と平板载荷から得られる変形係数の相関の傾向は材料ごとにあることがうかがえる。したがって、加速度応答値と変形係数との相関は、材料それぞれに試験をする必要があるとわかる。

図-5.3.22 は上部路床仕上げ層全面で加速度応答値を計測したものである。上段は 2m メッシュで取得した加速度応答値から算出した変形係数のコンター図である。このように施工中にリアルタイムで地盤剛性の大小を確認することが可能である。また下図は小型 FWD を実施し、仕上げヤードの中央測線の加速度応答値と重ねて示したものである。加速度応答による変形係数が極端に大きい範囲では小型 FWD による変形係数と必ずしも一致していないが、全体的には概ね変動傾向を捉えることができる。

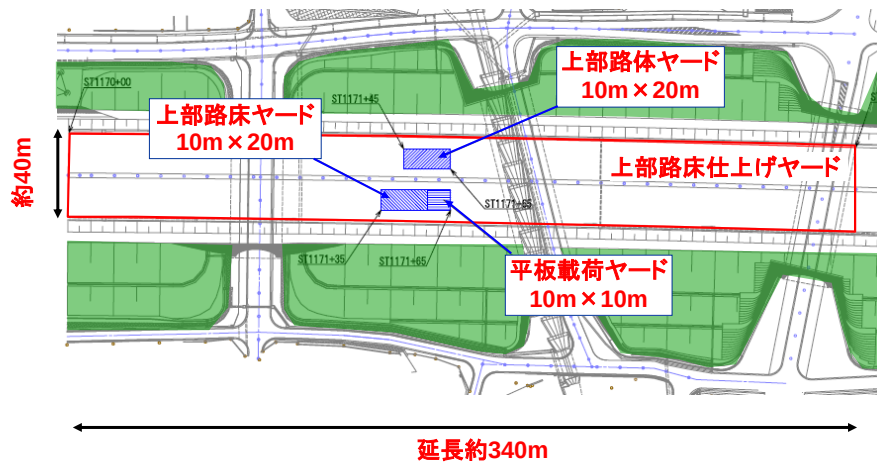


図-5.3.19 転圧試験の試験ヤード⁸⁾



a) 施工状況



b) 転圧状況

図-5.3.20 転圧試験の状況（大淵地区）

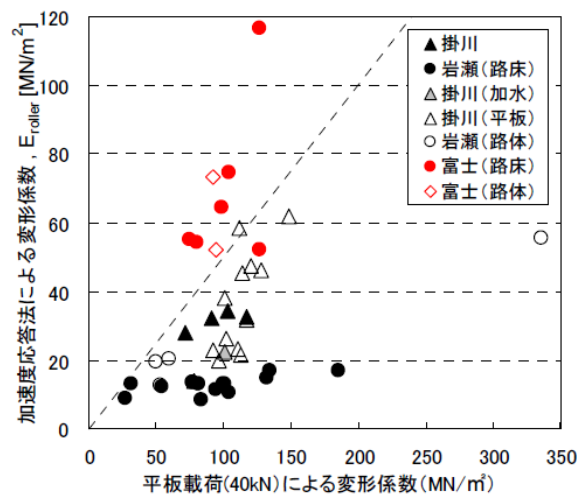


図-5.3.21 平板載荷試験と加速度応答値の変形係数の各地区結果⁸⁾

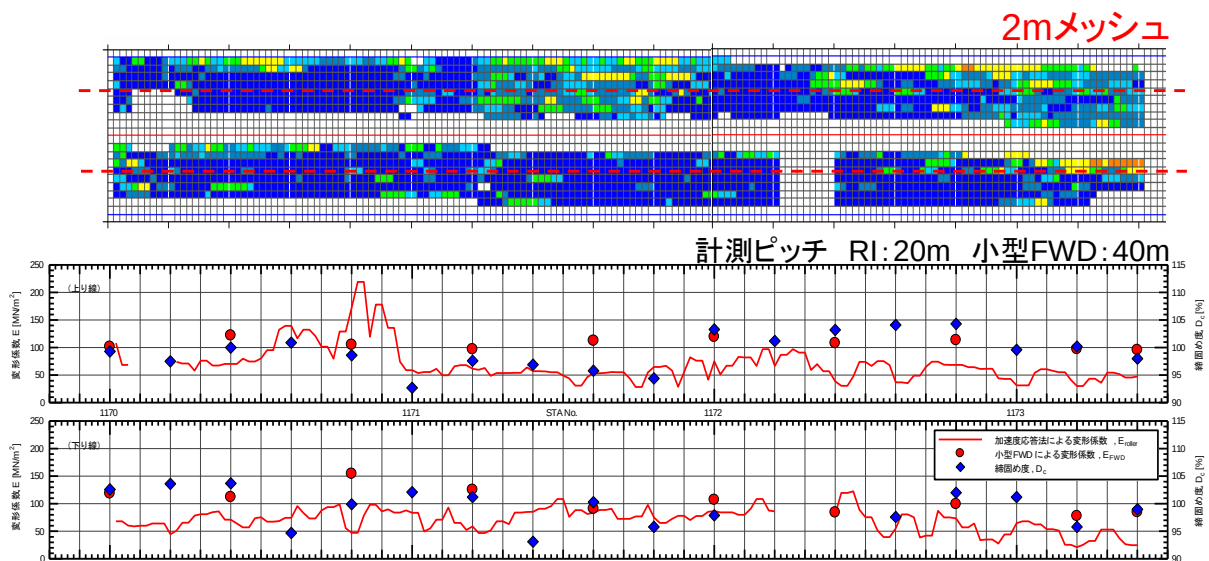


図-5.3.22 上部路床仕上げヤードの加速度応答値コンター図と小型 FWD 試験の結果⁹⁾一部加筆修正

5.3.4 ローラ加速度応答法による路床の品質管理

(1) ローラ加速度応答法に関する基準

前述した各地区の試験施工の結果を受けて、高速道路では2007年（平成19年）に加速度応答法の試験法⁴⁾、土工施工管理要領に路床の最終検査手法として加速度応答法に関する基準³⁾が制定された。さらにその後、2012年（平成24年）には加速度応答法を盛りこぼし橋台盛土地盤への適用拡大と合わせて、土工施工管理要領³⁾に案が策定されている。加速度応答法の試験法では、試験法の手順のなかで性能確認試験と称して使用するシステムの加速度応答値が平板載荷試験の変形係数などの剛性値と相関関係を確認することになっている。その際の平板載荷試験は、路床の剛性評価に適用する場合には繰返し載荷による平板載荷試験による。また、施工管理要領では加速度応答法は、地盤の剛性を計測する品質規定方式の一手法という位置づけされており、路床の日々の施工の中で用いる場合は盛土の日常管理で行われる RI 計器による測定は必要ない。

(2) ローラ加速度応答法の品質管理を決定するモデル施工

路床のモデル施工時には、図-5.3.23のような試験ヤードを設ける。加速度応答値を測定する管理ブロックの大きさは原則として2m×2mとし、RI計測位置は加速度応答値の管理ブロックの中央とする。加速度応答値と平板載荷試験の相関をとる相関試験ヤードは転圧回数を3種類変えたレーンを用意し、各々のレーンで加速度応答法、平板載荷試験、RI測定を行う。このように、通常行われる密度比管理の場合に習って、密度などに加えて転圧回数と加速度応答値の関係を把握し、施工方法を決定し検査時の目安を設ける。このような試験法及び施工管理要領の適用と、定められているモデル施工を経れば、加速度応答法は、施工しながらして、路床の施工全面的剛性を計測しているので、改めて路床最終検査時のプルーフローリングを実施する必要はなく、品質管理の効率化にもつながる。

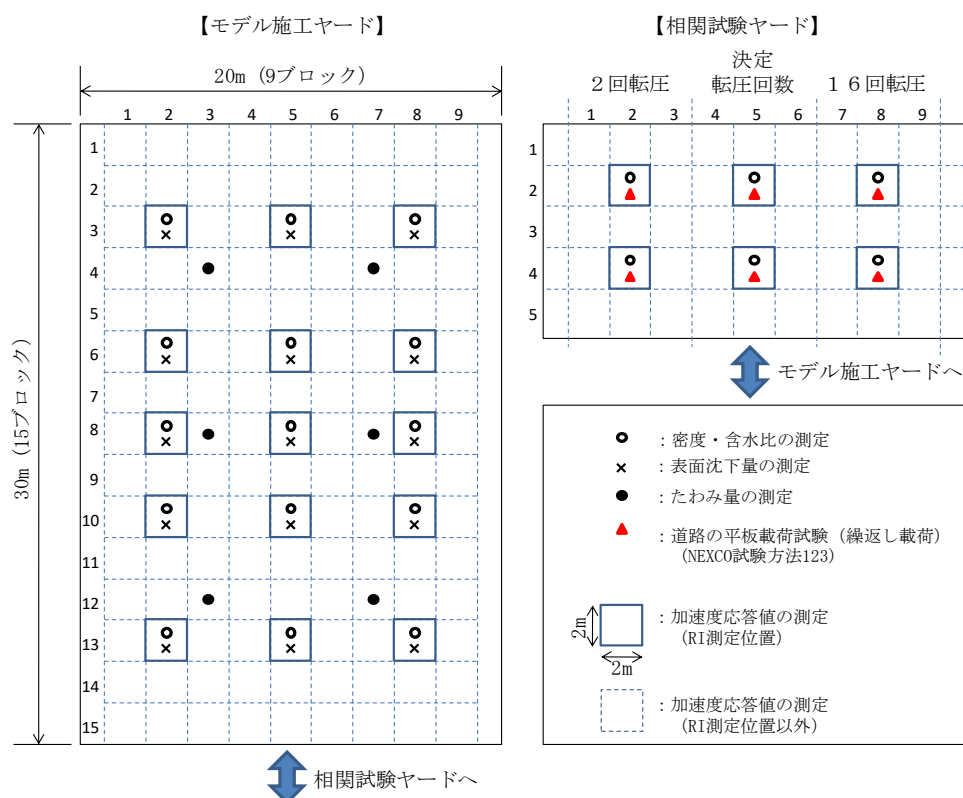


図-5.3.23 モデル施工ヤードと測定項目の例³⁾

(3) 加速度応答値の基準値の設定

路床施工における加速度応答値の基準値は、路床の材料基準値である修正 CBR と繰返し平板載荷試験から求めた変形係数との関係式と、相関試験から得られた係数から設定する。修正 CBR と平板載荷試験の関係式は「変形係数＝4×修正 CBR」で示さる。なお、上部路床の材料基準値は修正 CBR10%以上、下部路床は 5%以上となっているので、これらから表-5.3.1 のように平板載荷試験から得られる変形係数に相当する路床の基準値は、上部路床で 40MN/m² 以上、下部路床では 20MN/m² 以上となる。

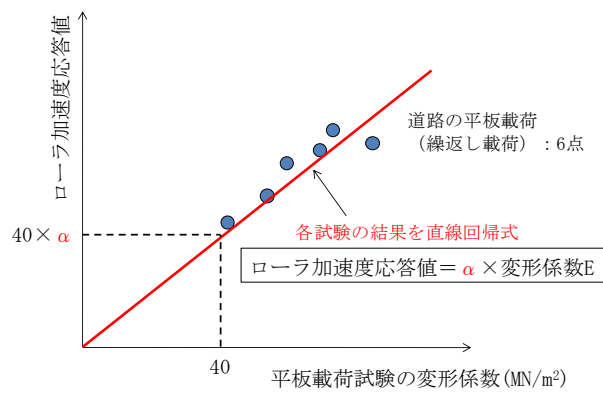
表-5.3.1 路床の変形係数基準値³⁾

施工部位	変形係数の基準値 (MN/m ²)	備考
下部路床	20 以上	加速度応答値の基準値は、ローラ加速度応答法から求められる加速度応答値と平板載荷試験から求められる変形係数との相関から決定する
上部路床	40 以上	

相関試験の結果は、図-5.3.24 のように平板載荷試験の変形係数と加速度応答値の関係に整理する。上部路床では平板載荷試験の変形係数の基準が 40MN/m² 以上であるので、相関から得られる係数 α （両者を線形関係と仮定したときの傾きをここでは便宜的に α と表記）を乗じてそれに相当する加速度応答値を加速度応答法による基準値とする。

路床施工の日常管理に加速度応答法を用いる場合は、施工全面から多数の計測値が得られる。計測結果は施工面にコンター図（色分け図）としても表示でき、値が小さい弱部を把握することが可能となる。しかしながら、多数の計測値のすべてを満足することは実務上困難であること、また、施工結果を一義的に合否判定することが合理的であることから、加速度応答値の計測結果は、多数の計測値を統計的にデータ処理して、一定の不良率を認めつつ合否判定する手法を用いている。

全計測値は図-5.3.25 のように加速度応答値をヒストグラム（度数分布図）に統計的に整理し、その正規分布曲線及び標準偏差を求め、不良率 10%に相当する $\mu - 1.28\sigma$ の値を日常管理で用いる計測値の代表値とするものである。なお、加速度応答値の全データをみると、一部分はかなり高い値を示す場合がある。この原因は現場の施工条件や施工状態によって様々と考えられるが、合否判定では予め高い応答値を除いたもの（生データで整理したヒストグラムの $\mu + 1.28\sigma$ を除去する）を用いてヒストグラムを作成する。



例えば、上部路床の場合で、平板荷重試験の変形係数とローラ加速度応答値の関係が
 ローラ加速度応答値 = $0.5 \times \text{変形係数} E$ であったとすると、
 ローラ加速度応答値の基準値 = $0.5 \times 40 = 20$ 以上となる、

図-5.3.24 相関試験の整理方法と加速度応答値の基準値³⁾

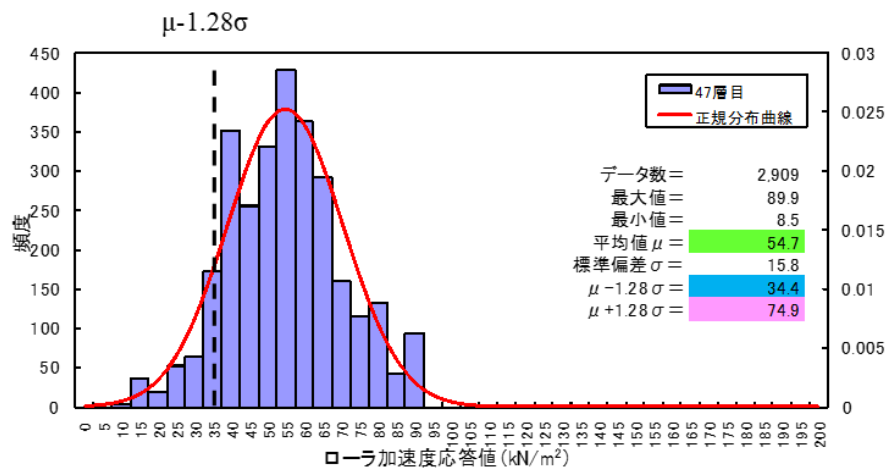


図-5.3.25 加速度応答値のヒストグラムの整理と日常管理で用いる計測値³⁾

日常管理の加速度応答値の値（代表値）は、日々施工の変化を把握するために図-5.3.26 のように施工含水比とともに品質管理図として記録していく。なお、路床の最終検査に用いる場合は、施工時にリアルタイムで弱部を把握し、その対応をするとともに、施工後にも図-5.3.27 のようなコンター図（色分け図）で確認することができる。

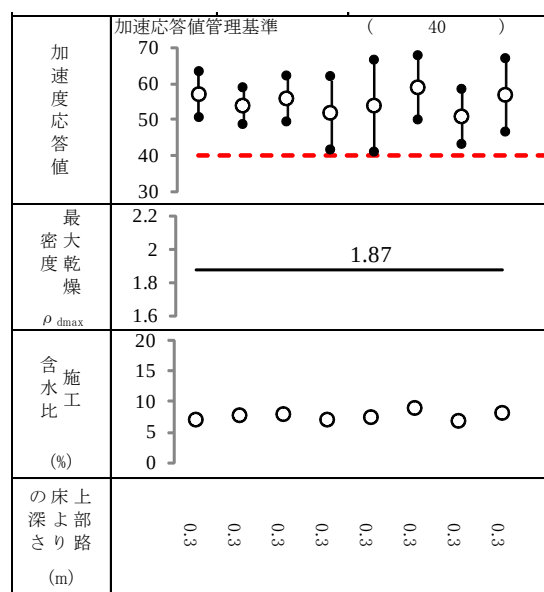


図-5.3.26 加速度応答値の日常管理記録³⁾一部加筆修正

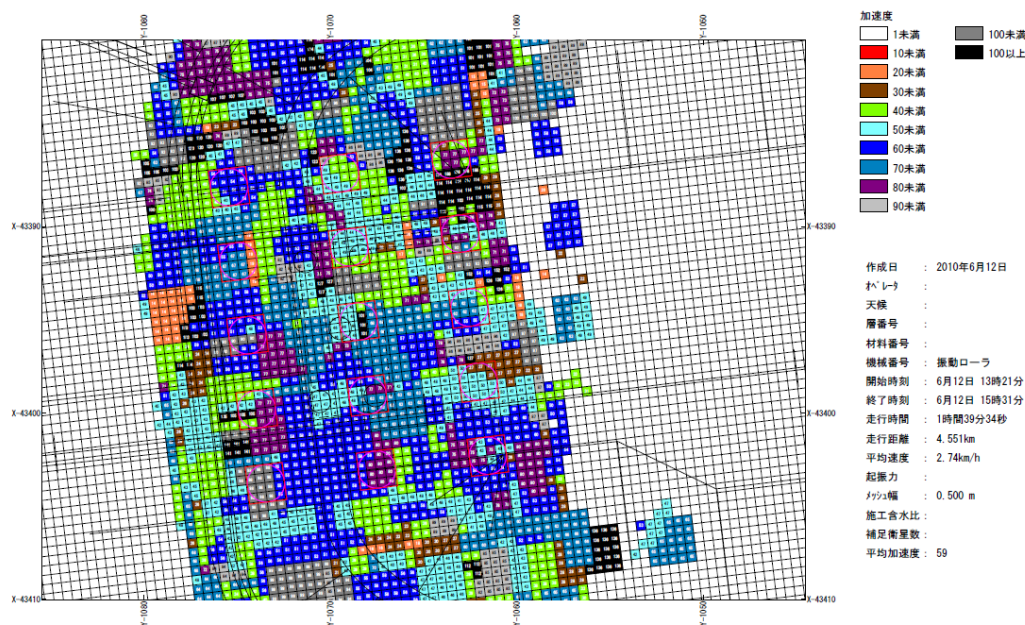


図-5.3.26 加速度応答値の施工面コンター図（色分け図）の例³⁾

（４）加速度応答法の路床施工への活用

このように加速度応答法の品質管理方法は体系化されているが、残念なことに実施工で用いられる事例は少ない。高速道路の加速度応答法の適用は、これまでは工事入札時に路体施工時において礫質材の品質管理で用いて、品質を向上させるための方法として技術提案される場合がほとんどで、路床の実施工に適用された事例は少ない。今後は GNSS により位置情報取得した転圧回数管理の施工規定のみならず、加速度応答法は、密度比管理に代わって直接的にリアルタイムで自動的に品質を確認できる手法として、ICT 建機の活用と相まって路床施工時にも活用されることが期待される。

【参考文献】

- 1) 東日本高速道路㈱, 中日本高速道路㈱, 西日本高速道路㈱: 設計要領第一集土工編, 2020.
- 2) 日本道路公団: 日本道路公団試験法, 2001.
- 3) 東日本高速道路㈱, 中日本高速道路㈱, 西日本高速道路㈱: 土工施工管理要領, 2012.
- 4) 東日本高速道路㈱, 中日本高速道路㈱, 西日本高速道路㈱: NEXCO 試験方法, 2007.
- 5) 藤山哲雄, 横田聖哉, 益村公人, 石黒健: 道路路床の施工管理の合理化に関する考察（その１）ローラ加速度応答を利用した剛性評価手法の適用性, 地盤工学研究発表会発表講演集, Vol.37, pp.1337-1338, 2002.
- 6) 藤岡一頼, 北村佳則, 中島聡, 西尾貴司, 内山恵一, 高橋浩: ローラ加速度応答法を用いた道路路床の品質管理に関する研究（その１）, 地盤工学研究発表会発表講演集, Vol.39, pp.1343-1344, 2004.
- 7) 内山恵一, 北村佳則, 藤岡一頼, 西尾貴至, 中島聡: ローラ加速度応答法を用いた道路路床の品質管理に関する研究（その２）, 地盤工学研究発表会発表講演集, Vol.39, pp.1345-1346, 2004.
- 8) 中村洋丈, 藤岡一頼, 北村佳則, 平林弘: ローラ加速度応答法を用いた高速道路盛土の品質管理手法（その１）—第二東名高速道路における試験施工—, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.63, No.6, pp.305-306, 2008.
- 9) 平林弘, 藤山映, 上野将史, 前川浩章, 北村佳則, 中村洋丈: ローラ加速度応答法を用いた高速道路盛土の品質管理手法（その２）—第二東名高速道路における実施工事例—, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.63, No.6, pp.307-308, 2008.

5.4 道路路盤・空港への適用事例

5.4.1 道路路盤（舗装）への適用事例

従来の点による品質管理より施工箇所全体をリアルタイムかつ高精度に把握することを目的として、振動ローラ加速度応答法を活用した事例を紹介する。リアルタイム管理により、締固め不足箇所を施工中に確認し対処することで施工完了と同時に品質確保ができる一方、適用にあたっての注意事項について報告する。

(1) 適用の経緯

ある舗装工事において、路床および路盤の品質管理はある管理ロットにおいて仕様書により定められた点数について締固め度の判定をするために現場密度試験を行うことが一般的である。しかしながら、計測に時間を要し、試験を行った点をピンポイントで評価することしか出来ず、工事範囲の全てで要求品質を満足しているとは言い難い。近年は事前の試験施工により所定の密度を得るための転圧回数を決定し、転圧機械の位置情報を利用して転圧回数を管理する「転圧管理システム」が普及しているものの材料の品質変化には柔軟に対応できない課題がある。この課題を解決することを目的とし現場において振動ローラ加速度応答法を適用した事例を以下に報告する。

(2) 適用にあたって期待した効果

施工途中においてリアルタイムに強度不足箇所を確認、処置できることにより、施工完了と同時に所定の品質を満足し上層部施工時の不具合発生確率を低減することが期待できるため、再施工等による工程遅延リスクも回避可能である。

(3) 事例紹介

(3)-1 締固め密度との比較

路床盛土、下層路盤および上層路盤の各段階で利用したが、ここでは下層路盤、上層路盤において従来の現場密度試験も実施し管理手法としての適用性を検証した結果を報告する。施工フローを図-5.4.1に示す。

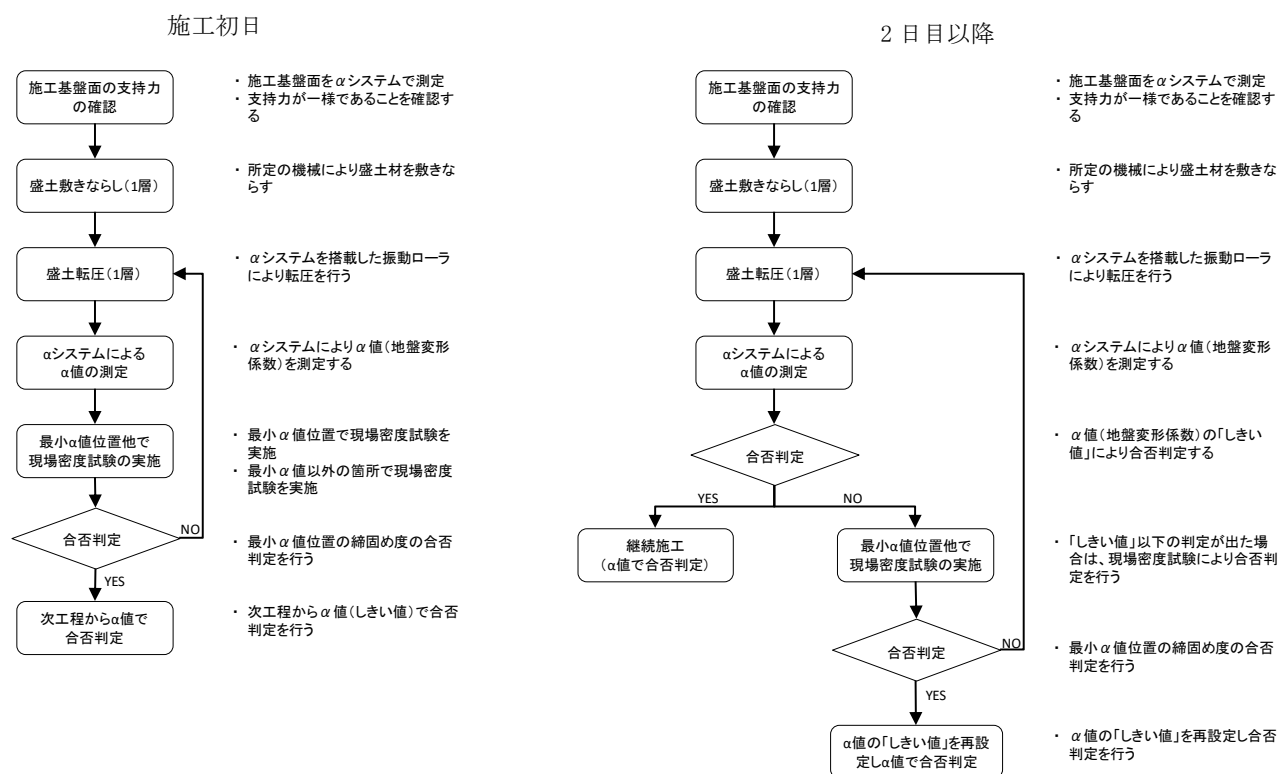


図 5.4.1 施工フロー

当該現場では事前に試験施工を行わず、転圧管理システムを併用することで位置情報を管理し、施工初日において転圧完了後に振動ローラ加速度応答より求まる地盤変形係数 E_{roller} (2章 乱れ率による評価の項を参照) が最小のエリアで現場密度試験を実施し、所定の締固め密度を満足しているか確認を行い、翌日以降の管理基準(閾値)を決定¹⁾²⁾した。閾値を決定する根拠として、当該現場は同材料、同厚さで施工した層は理論上締固めエネルギーが一定であるため、乱れ率やこれから求まる地盤変形係数 E_{roller} の変化と転圧面の支持力(締固め密度)の変化は同傾向を示すと仮定し、地盤変形係数 E_{roller} の最小値を管理基準として採用した。

下層路盤、上層路盤それぞれにおける地盤変形係数分布図を図-5.4.2 および図-5.4.3 に示す。

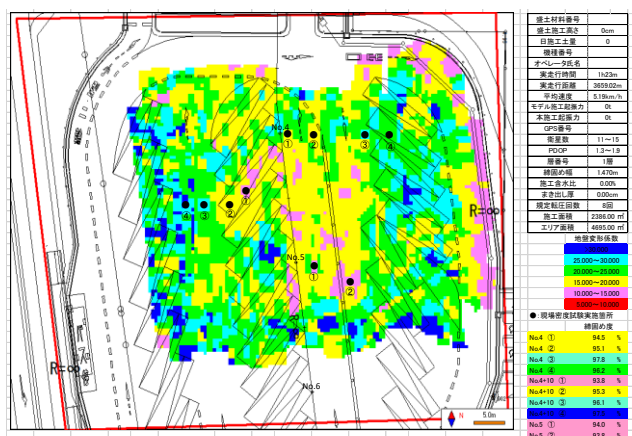


図 5.4.2 地盤変形係数分布図（下層路盤）

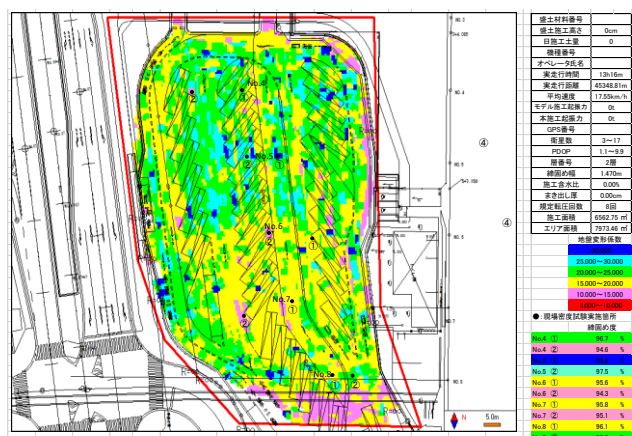


図 5.4.3 地盤変形係数分布図（上層路盤）

表 5.4.1, 5.4.2 に地盤変形係数と現場密度試験と比較した結果を示す。現場密度試験においては、下層路盤、上層路盤とも最大乾燥密度の 93% 以上 ($X_{10}=95\%$ 以上) 概ねランク 3 (地盤変形係数=15MN/m² 以上) を閾値とすることで従来の現場密度試験による評価と同等の品質を得ることが可能である。しかしながら、加速度応答値は転圧面から概ね深さ 60 cm 範囲内の平均的な地盤剛性を求めており (4 章参照) 従来の舗装各層の剛性評価ではないことから、現状では活用にあたって従来の管理との二重管理を求められるため中々活用が進んでいない。

表 5.4.1 地盤変形係数－現場密度試験比較（下層路盤）

ランク	地盤変形係数 (MN/m²)	点数	現場密度試験 (砂置換)	
			最大値 (%)	最小値 (%)
1	5～10	0	0.0	0.0
2	10～15	6	94.5	93.7
3	15～20	7	96.8	94.5
4	20～25	3	96.4	96.2
5	25～30	3	97.8	96.1
6	30～	1	97.5	97.5

表 5.4.2 地盤変形係数－現場密度試験比較（上層路盤）

ランク	地盤変形係数 (MN/m²)	点数	現場密度試験 (砂置換)	
			最大値 (%)	最小値 (%)
1	5～10	0	0.0	0.0
2	10～15	3	95.1	94.3
3	15～20	3	96.1	95.6
4	20～25	2	97.2	96.7
5	25～30	1	97.5	97.5
6	30～	1	98.6	98.6

(3)-2 たわみ測定データとの比較

ここでは路盤準備工および路盤工の従来の管理試験（プルーフローリング、ベンケルマンビームによるたわみ測定）について、振動ローラ加速度応答法により検証を行った結果について報告する。

図-5.4.4 にたわみ量－地盤変形係数の関係を示す。対象区間で計測したデータは特異点を除き、たわみ量は 0.5mm～3.0mm を示し 5.0mm 以下の規格を満足しており、従来の管理試験と相違ない結果を得た。このときの地盤変形係数は 15～65MN/m² を示していたことから官基準の閾値は 15MN/m² と判断した。

図-5.4.5 および 5.4.6 は、計測データを盛土部、切土部に分けて、たわみ量－地盤変形係数の関係を示したものである。切土部においてはややデータのバラつきはあるものの、盛土部、切土部とも計測データにおいては高い相関性を得ることができた。

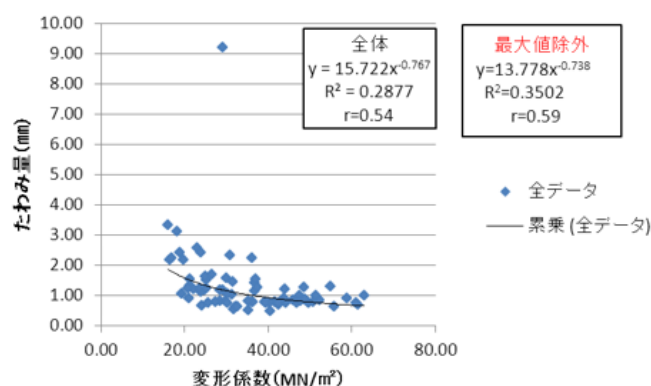


図 5.4.4 たわみ量－地盤変形係数の関係

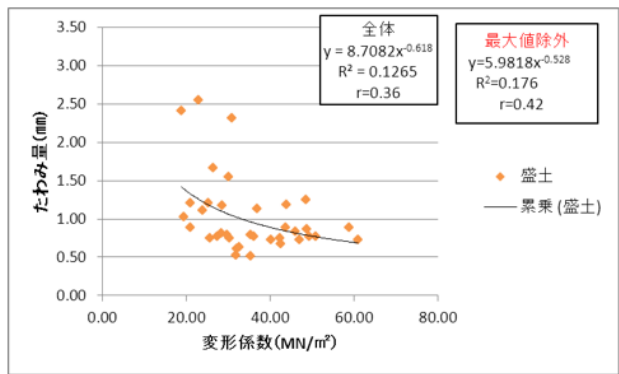


図 5.4.5 たわみ量－地盤変形係数(盛土部)

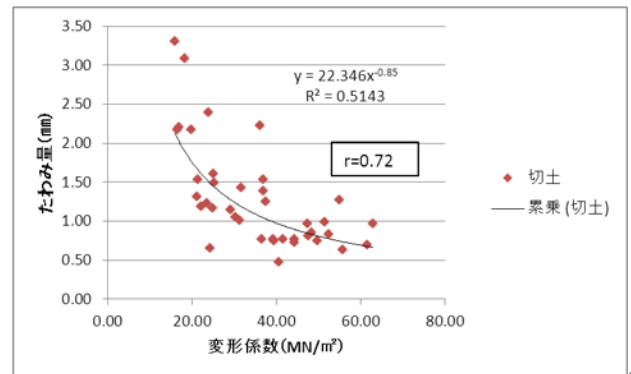


図 5.4.6 たわみ量－地盤変形係数(切土部)

(4) まとめ

以上に示した結果は同材料、同厚さの条件のもと比較した結果ではあるものの、振動ローラ加速度応答法が品質管理手法として適用することに問題無いことを確認した。しかしながら、材料の含水状態が地盤変形係数へ影響することの知見³⁾はあるものの、材料の含水比および飽和度を現場でリアルタイムに管理することは困難であることから、管理基準として利用するためには各現場で取得された計測データを収集し管理基準を決定する必要がある。

今後において、舗装工事の最終工程となる表層を施工する前に下層で舗装体全層の支持力を定量的に評価⁴⁾することができれば、供用後の舗装不具合を低減することが可能であり、本手法はその適用可能性があると考えている。

【参考文献】

- 1) 藤岡他：ローラ加速度応答法を用いた道路路床の品質管理に関する研究(その 1)，第 39 回地盤工学研究発表会，D-09，2004. 7.
- 2) 内山他：ローラ加速度応答法を用いた道路路床の品質管理に関する研究(その 2)，第 39 回地盤工学研究発表会，K-05，2004. 7.
- 3) 藤山・建山：振動ローラ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-51，2000. 6.
- 4) 古屋・小関：道路工事におけるインテリジェントコンパクションシステムの開発，大林組技術研究所報No.75，2011.

5.4.2 空港への適用事例

大規模な空港路床造成工事において加速度応答法を現場転圧管理に用いた関空国際空港 2 期工事の事例を紹介する。報告する内容は、その大部分を関西空港株式会社、関西エアポート株式会社による既往研究及び施工報告¹⁾²⁾³⁾を転載させて頂き、編集、一部加筆した。

5.4.2.1 関空国際空港 2 期空港島造成工事の概要及び加速度応答法の適用背景

関西国際空港は、大阪湾泉州沖合 5 km、水深約 18～25m の海域に建設された海上空港である。1 期（現供用）空港は 1989 年より建設を開始し、1994 年に運用が開始された。それから 5 年後の 1999 年には、今後増加していく航空需要に対応し、利便性を一層高めるため、2 期空港の建設が開始された。滑走路長は 4,000m であり、2 期空港島は計画面積 542ha のうち、2007 年に滑走路・平行誘導路（1 本）、1 期空港からの連絡誘導路を含む約 239ha が限定供用として運用開始される事となった。空港地盤は、滑走路・誘導路等の基本施設、上物施設や給油配管等の重要構造物を支えるため、高い支持力が要求される。また広大な空港用地は平面的に均一でなければならない。さらに、関西国際空港 2 期用地造成工事では、最大粒径 300mm の岩砕土砂を用い、それら埋立材料の含水比・締固め密度等品質管理により、空港地盤に要求される性能を満たす地盤の造成を目的として薄層転圧工事が行われた（揚土船による直接揚土に加えて、搬入後の運搬を伴う造成手法がコスト面・作業効率性の点で最も合理的であり、強固で均質な地盤を造成できる転圧締固め工法を採用することとなった）。

薄層転圧締固め工法による用地造成を行うにあたり、以下 2 つの大きな前提条件があった。

- ① 大量に安価で確保できる最大粒径 300mm の土砂を使用すること。
- ② 揚土時に大量の材料の含水比調整が可能であったこと。

転圧に使用した材料は、和泉層群系の砂岩と頁岩からなる最大粒径 300mm の岩砕土砂がほとんどで、主に大阪府岬町と和歌山県加太産の材料であった。なお、2006 年度からは、大阪府岬町土源の終了に伴い、和歌山県加太産に加え兵庫県淡路島洲本産材料も使用した。使用した材料は均等係数 U_c が 10 以上であり、よい粒度分布といえる。また、試験施工にて調査した結果、最大粒径 300mm の粗粒材料にも乾燥密度に対する最適含水比が存在し、それはおおよそ 4.6%（洲本産）～6.3%（加太産）付近であった。転圧地盤の材料は最大粒径 300mm であり、粒度変動による地盤性状のパラツキは大きい。そのため関空 2 期工事では、広大な施工面積であり、点による密度管理手法（RI 法）を補うべく、振動ローラ加速度応答法を品質管理に導入した。振動ローラ加速度応答法は、振動ローラに設置した加速度計でローラー自身が受ける地盤からの反発具合（加速度波形）を計測し、その乱れより地盤の強度定数（地盤剛性値）を算出するものである。この方法を導入することにより面的、リアルタイムな地盤剛性把握が可能となった。また実施工では、転圧時に取得できる加速度剛性値と RTK-GPS の位置情報を関連付けて、リアルタイムに地盤剛性を取得できるようにした。これらの計測結果を現場の状況と併せて用いることで、広大な転圧地盤の低剛性箇所を発見し、その補修を行うなどの品質管理に役立てた。さらに転圧地盤の品質管理の一環として、アスファルト舗装帯下で繰返し平板載荷試験、コンクリート舗装部で道路の平板載荷試験を行い、加速

度応答法により求まる地盤剛性との比較検証等を併せ行った。

5.4.2.2 試験施工及び本施工における加速度応答法の適用結果

(1) 試験施工の概要

本工事での転圧仕様（転圧回数と施工層厚）を決定するため、平成15年4月から8月にわたり、本工事で使用する重機と材料を用いた試験施工が実施された。試験施工では、適切な締固め層厚を把握するために層厚60, 80, 100cmの3種類のマウンドを造成し、データを取得した結果、本工事での転圧仕様を施工層厚60cm、大型振動ローラによる締固め転圧回数8回と設定された。振動ローラ加速度応答法としては α システムが用いられた。本システムは振動ローラのフレームに取り付けた加速度計をもとに、2秒間の加速度応答波形を高速フーリエ変換し、乱れ率（地盤剛性の向上に伴う高周波成分スペクトルの出現率）により、地盤の締固めを評価するものである。同時に建山・藤山による地盤剛性評価式により転圧地盤の剛性値が2秒ピッチ（2m×2m）毎に算出される。

試験マウンドは層厚100cm, 80cm, 60cmの3種類を造成し、密度増加が収束するまで転圧を行い、転圧回数毎にSRID（自動走査型RI及び2孔式RI）を用いて表面密度と層内密度分布を、また繰返し平板載荷試験（ ϕ 75cm）より平板剛性を計測した。なお加速度剛性は全転圧試験中計測した。

(2) 試験施工結果結果

転圧回数の増加に伴う乾燥密度（ ρ_d ）増加の状況を図-5.4.7に示す。乾燥密度 ρ_d は、転圧回数Nの増加に伴い増加しておりN=20回で2.27g/cm³となりほぼ収束状態となるが、なおも若干の増加傾向を示すことから、 ρ_d の平均値を双曲線近似しN $\rightarrow\infty$ とすることで最大乾燥密度を2.28g/cm³と設定した。なお、N=8回で最大乾燥密度の96%程度が得られている。一方、加速度剛性も図-5.4.8に示すように面的にバラツキを有するものの転圧回数の増加に伴って増加する傾向を示している。図-5.4.9は、加速度剛性と乾燥密度の関係を示した結果である。両者は正の相関を有するものの、高い相関は得られなかった。これは、加速度剛性の平面分布でわかるように場所による粒度特性の違いや計測方法の違い等がバラツキの要因と考えられる。一方、このデータを含水比3～5%、5～7%のレンジで区分することで若干相関関係が向上することから、場所による粒度特性の違い等を含水比の分布により整理することで多少補完できると思われる。図-5.4.10に転圧回数8回時の加速度剛性とSRIDで測定した転圧面の含水比の関係を示す。含水比が7～8%を越えると加速度剛性が急に低下する傾向がみられる。これは、粗粒材間の空隙中に存在する細粒土が僅かの水で飽和し、これが材料全体の剛性の低下を引き起こすものと考えられ、加速度応答システムにより高含水比による低剛性部の検出が可能と思われる。図-5.4.11に加速度剛性と平板載荷試験で得られた地盤剛性の関係を示す。図中には、今回の岩砕土砂との比較のために、他の粒径の小さい土砂の試験結果を加えた。両者の関係はバラツキが大きく明確な相関があるとは言いがたい。要因としては、計測法による地盤中の計測領域の違い等から異なる地盤剛性を計測している可能性が考えられる。

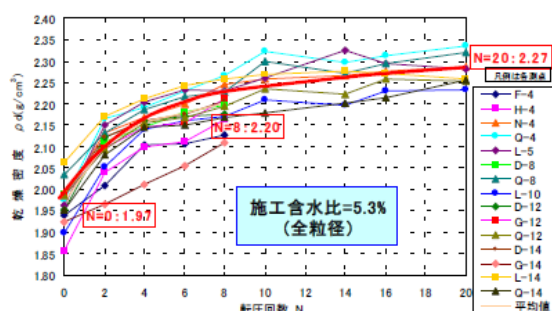


図-5.4.7 転圧回数と乾燥密度の関係（60 cm厚）

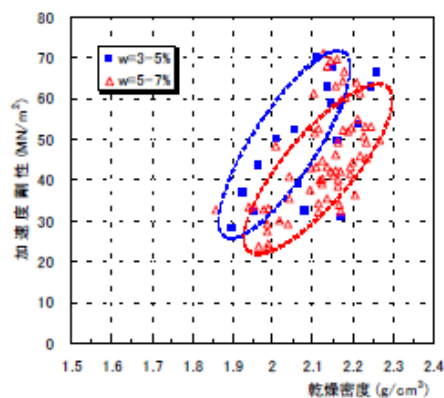


図-5.4.9 乾燥密度と加速度剛性の関係

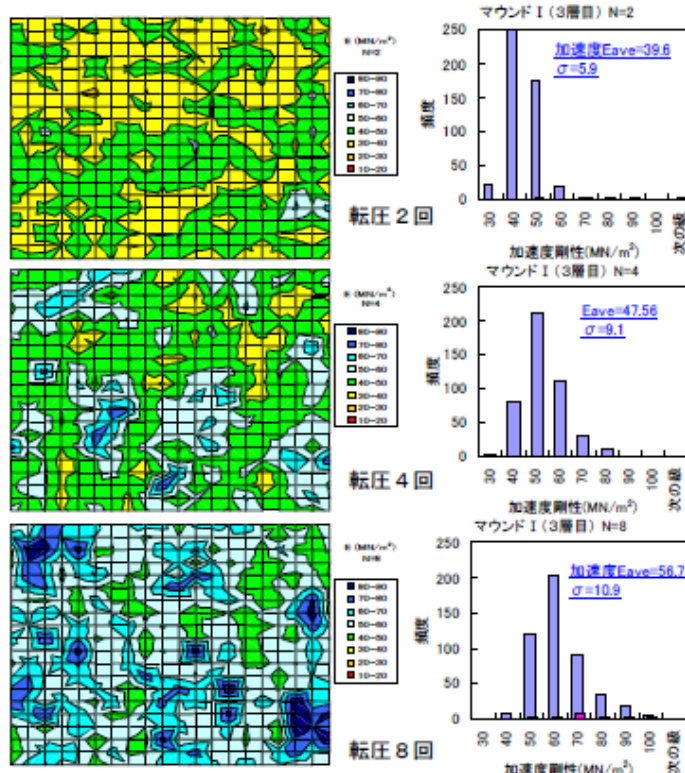


図-5.4.8 転圧回数2, 4, 8回時の加速度応答剛性分布

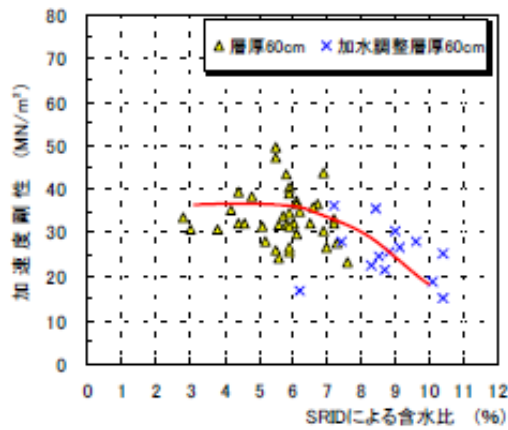


図-5.4.10 SRID含水比と加速度剛性の関係

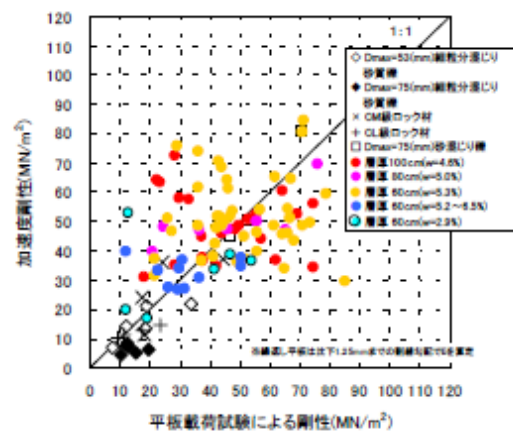


図-5.4.11 平板載荷剛性と加速度剛性の関係

以上の転圧試験結果から、本工事にあたり加速度応答システムの適用性について以下のような知見を得た。

- ① 転圧試験の状況から広大なエリアの地盤剛性を面的、効率的かつリアルタイムに計測可能であることが確認でき、加速度剛性の結果をヒストグラム化あるいはヒートマップ化することで造成した地盤の均一性を管理できることがわかった。
- ② 従来の密度や平板剛性の代替として用いる場合、加速度剛性との相関が明確でないため、相関関係の向上のため場所による粒度分布の相違や含水比の影響等の詳細な検討が必要であると思われる。
- ③ 高含水比による局所的な低剛性部の検出が可能と思われ、プルフローリングの代替手法としての可能性を有する。

(3) 本施工における加速度応答法の適用結果

試験施工で施工仕様を決定した後、2期空港用地造成工事は、転圧締固め工事による2次揚土工事が平成15年10月に開始し、2期空港島のほぼ全域にわたり直接揚土部分の天端から舗装帯の路床（舗装直下2～3mは造成工事）まで、層厚約8mの部分の施工が行われた。この2年間で約3900万 m^3 の土量を施工する大規模急速施工（日当たり施工量：最大約9万 m^3 ）という造成工事でありつた。本施工では、RTK-GPS測量システムを重機や車両に導入し、工事のあらゆる場面で必要となる位置情報（位置と高さ）を取得し、振動ローラの転圧回数管理・ブルドーザの敷均し天端高さ管理・盛土の出来形管理、沈下測量・その他の工事測量全般（測量用車両等）に利用して計測のスピードアップを図った。

前述した使用材料の最適含水比を考慮し、高密度で強固な地盤を得るため揚土船に加水装置を装備し、乾燥側の材料に対して揚土時に均一に加水した。実際の施工管理では、最適含水比付近を目標にした。そして電子レンジ法による含水比計測を搬入時含水比（土運船上）・搬入時含水比（土運船上）・搬入後の仮置き時（護岸際の仮置場）・敷き均し後（1600 m^2 毎）に行い、転圧材料の含水状態を常に把握し、高品質な地盤の造成につとめた。転圧後の地盤について、1600 m^2 毎（40m×40m）に1箇所ごとに自動走査式RIを用いたRI法によって乾燥密度と含水比の計測を行い、品質を確認した。ここでの乾燥密度の管理基準は、試験施工で得られた最大乾燥密度 ρ_{dmax} （2.282 g/cm^3 ）の90%以上とした。

自然環境下での施工であり、施工途中には降雨の影響で強度が幾分少ない地盤が存在する。その場合は上記各項目にて述べてきたRI法や加速度剛性結果を比較検討し、曝気乾燥や良質土との置換えで対処した。また、本空港工事は広大な面積であり、なおかつ最大粒径300mmの土砂を使用するため、綿密な管理を行ってもれきが溜まって空隙が多い部分が発生する。その場合は、加速度剛性値が低く計測されやすいことが定性的にわかっている。しかしながら、下層部の剛性低下等その他複数の原因で低剛性部が発生する場合もあり、定量的な把握には至らなかった。

2次揚土先行工事と造成工事の繰返し平板載荷試験は40・160・280 kN/m^2 の荷重段階での応力～変位関係より求められた弾性係数E75（ MN/m^2 ）を計測している。各荷重段階での平均値は高い値が得られており、施工層厚を重ねるにつれ、全体として非常に高い弾性係数を得られたものと考えられる。また、道路の平板載荷試験についても同様で高い値が得られている。

地盤造成工事での品質管理結果は結果に多少のバラツキはあるものの、造成工事最終層での乾燥密度計測結果は平均乾燥密度2.198 g/cm^3 であり、品質管理基準値（最大乾燥密度 ρ_{dmax} （2.282 g/cm^3 ）の90%以上）を十分満足し、高密度な地盤を造成できた。造成工事に先立って行われた2次揚土先行工事の結果もほぼ同様となっている。また、積み重ねてきた層を比較すると薄層転圧を積み上げることで、地盤強度（加速度剛性値）も順調に上がることがわかった。工事全体を通した好結果の要因は複数あるが、特に含水比管理を入念に行った成果によるものではないかと思われる。実際に揚土後の含水比計測結果は、最適含水比付近に集中していた。綿密な管理の基で蓄積した品質管理データは今後の滑走路・誘導路のメンテナンスにも役立つものではないかと考える。今回造成された空港地盤は、構造物を支える役割を担い、災害に強く長期耐久性が求められる地盤でもある。その地盤を造る転圧締固め工法は、大規模急速施工・低コストという要求を満たし、日当たり施工量・最大約9万 m^3 という困難な造成をおこなったにもかかわらず、全体的に高品質な地盤造成の実現を可能とした。

(4) 加速度応答値の取得結果

路床造成のための切土・盛土に先立ち、過去の空港島用地造成時から長年放置され、その間の降雨の影響や頁岩のスレーキング等により経年劣化した可能性のある地盤の表土10cmを除去した。表土除去後、地盤の緩みなどを解消する観点と地盤変形係数により地盤剛性を評価することによる現地盤の性状把握を目的に、振動ローラによる2回転圧を実施した。

その際の地盤変形係数の分布を図-5.4.12に示す。これまでの経験から地盤変形係数が 30MN/m^2 以上であれば路床体として概ね良好であると判断しており、今回の結果では一部 30MN/m^2 を下回っている箇所(黄色着色部)が見受けられたが、当該箇所は切土範囲に該当し除去されるため造成、転圧後に路床体としての良否を判断することとした。なお、振動ローラ加速度応答法により得られる地盤変形係数以外にも、平板載荷試験(K75)による支持力係数(基準値： 80MN/m^3)やSRIDによる含水比、締固め度を $2,000\text{m}^2$ に1箇所測定し、全ての管理測点において基準値を満足していることが確認できた。よって現地盤(造成地盤の基盤剛性)の性状としては概ね良好であることが確認できた。

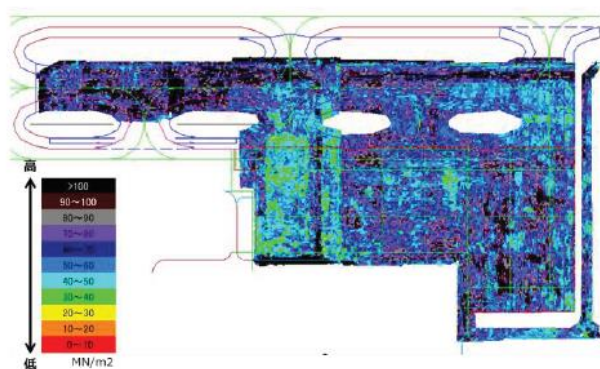


図-5.4.12 2回転圧後の地盤変形係数のヒートマップ

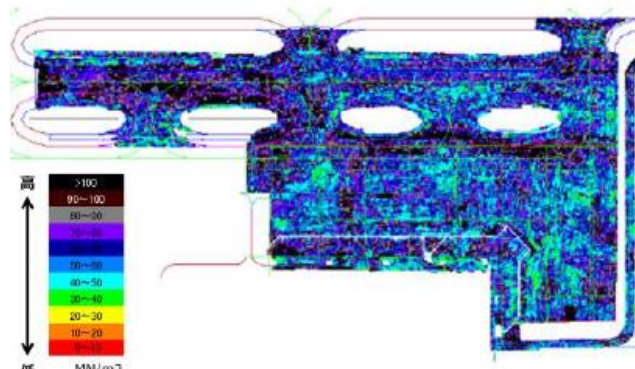


図-5.4.13 8回転圧後の地盤変形係数のヒートマップ

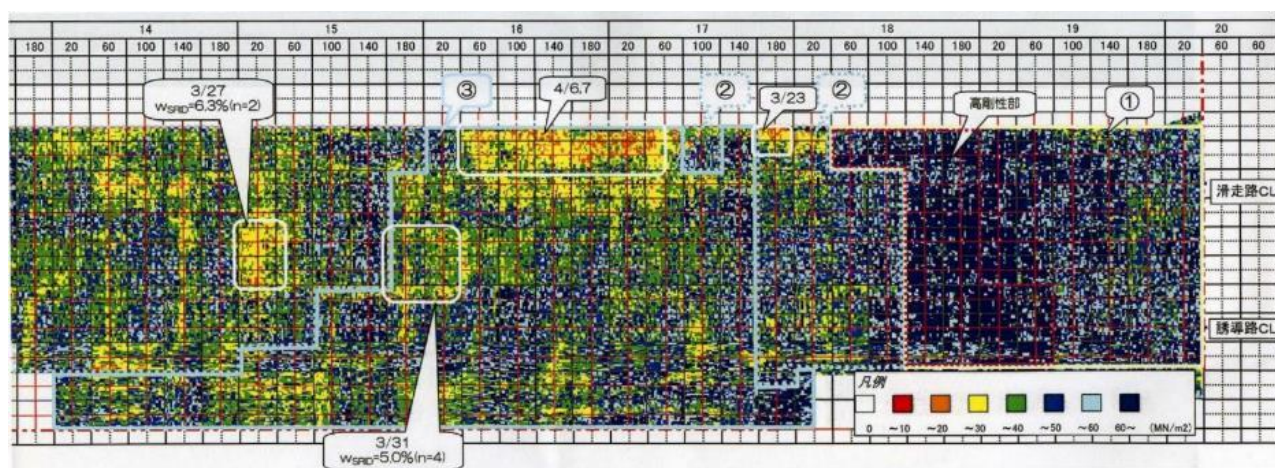


図-5.4.14 施工面全面の加速度剛性のヒートマップ(大林組・前田建設工業関空2期品質管理JV)

現地盤の性状が良好であると判断できたため、路床造成のため切土、盛土に着手した。岩砕土砂の最大粒径 300mm と振動ローラによる転圧効果を考慮し、盛土については1層の仕上がり厚さを 30cm 以上 60cm 以下と規定し、 30cm に満たない箇所については現地盤をリッピングにより掻きほぐし、仕上がり厚さが 30cm 以上となるように実施した。切土面、盛土面ともに 35t 振動ローラによる8回転圧を行い、現地盤処理時と同様にGNSSによる転圧回数管理と振動ローラ加速度応答法による面的管理を行った。なお、転圧回数の根拠は過去の2期空港島用地造成やエプロン・誘導路造成工事での試験施工結果により実証されている回数であり、締固め度が収束する回数である。8回転圧後の地盤変形係数の分布図を図-5.4.13に示す、転圧後は、現地盤処理と同様に平板載荷試験等の品質管理試験を実施するとともに、全ての範囲をブルーフローリング試験により確認した。

図-5.4.14は、本工事における加速度応答法の品質管理結果を全面の地盤剛性ヒートマップとして示した一例を示す。前述したような材料粒度や施工含水比の変動により転圧地盤の剛性もばらつきを有する事、これらの面的管理結果により転圧地盤の弱部をリアルタイムに抽出し、事後的ではない迅速な現場対応が可能となった。

【参考文献】

- 1) 北澤 壮介・石原 弘一・中川 誠・片木 聖樹・田端 竹千穂・建山 和由: 岩砕土砂に対する振動ローラ加速度応答法の締固め管理への適用性, 土木学会第59回年次学術講演会(平成16年9月), 3-024.
- 2) 藤澤 一仁: 関西国際空港2期用地造成における転圧締固め工法について, 近畿地方整備局研究発表会, 施工・安全管理対策部門 No. 5, 2006.
- 3) 坂本 岳志: 関西国際空港におけるLCCエプロン拡張整備について, 近畿地方整備局研究発表会, 施工・安全管理対策部門 No. 04, 2017.

5.5 道路路床の性能設計への展開事例

近年、土構造物にも性能規定化を導入する気運が高まりつつある。性能規定体系では、各構造物の個々の条件に応じた自由度の高い設計と施工法の採用が行える一方、与えられた要求性能を将来に亘って満足することを設計および施工時に保証する必要がある。

道路路床の役割は交通荷重を受け持つ舗装を支持することであり、その要求性能は、①舗装と一体となって交通荷重を支持すること、②舗装から伝達されてきた荷重を路体に十分分散させて伝達すること、③支持力が面的に均質であること、と整理される¹⁾。①および②の性能を評価する観点では、近年、多層弾性解析や FEM などを用いて舗装と路床の一体構造とした評価が行われている。この場合、路床の物性として地盤変形係数等の力学定数が必要となるが、従来の密度や CBR による路床の品質管理では、これを直接的に設定することができない。また、③については、路床の地盤剛性をなるべく多点的に評価するため、FWD 試験や小型 FWD 試験といった重錘を落下させる方式の地盤剛性評価手法が導入され、従来の平板載荷試験に比べれば測点数を増やすことは可能となったものの、路床全体に対する面的な評価はやはり困難である。特に、道路路床の場合、局所的な弱部の存在が交通荷重を支えるという性能に直接的な影響を及ぼす可能性があるため、路床全面にわたりくまなく地盤剛性を評価できることが望ましい。

本節では、5.5.1 において上記③の面的な路床剛性の評価に向けて、振動ローラ加速度応答法の適用を検討した事例を紹介する。本事例では、性能設計への展開という観点から、ローラ加速度応答法による連続的な路床剛性評価によって把握された実路床面の地盤剛性の不均一性が舗装の供用可能年数にどの程度の影響を与えるかについて考察している。また、5.5.2 では、ローラ加速度応答法により求まる地盤剛性と既存の地盤剛性測定手法の相関性について吟味し、上記①②の舗装の理論設計における路床の性能評価に用いる地盤剛性の設定や、この品質を日常的に管理するためのローラ加速度法の適用方法について検討した事例を紹介する。

5.5.1 高速道路路床の連続的な地盤剛性の評価と供用可能年数の推定事例²⁾

(1) 振動ローラ加速度応答を利用した転圧地盤の剛性評価手法の概要

図-5.5.1 は、路床材の転圧試験により得られた振動ローラ加速度波形とその周波数分析結果の一例である²⁾。本データを基に 2 章で詳述した乱れ率と地盤剛性（変形係数） E_{roller} を用いて、以下路床の供用可能年数の推定を試みる。

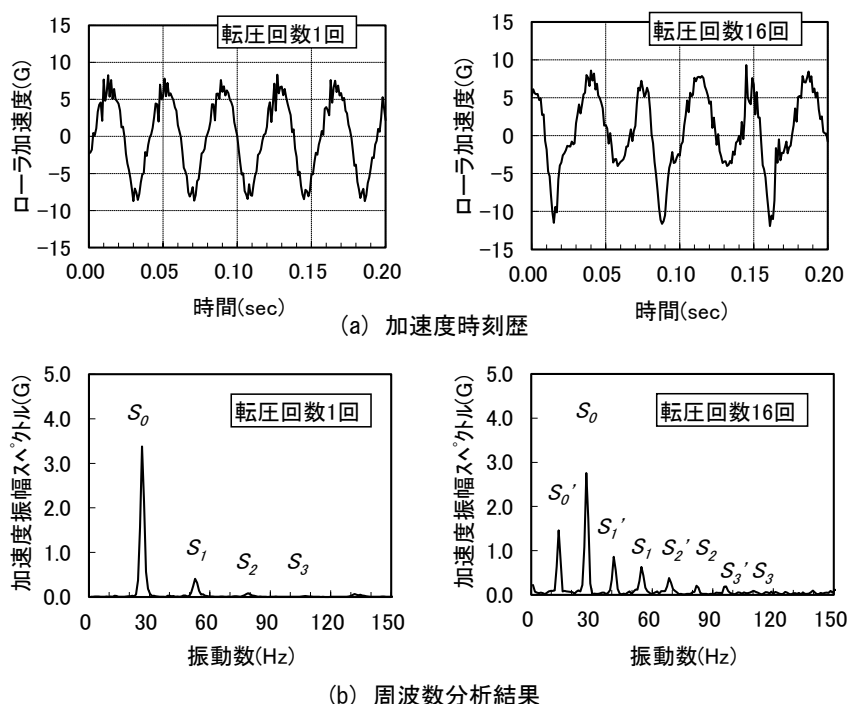


図-5.5.1 路床転圧試験における振動ローラ加速度の計測例²⁾

(2) 現場転圧試験による地盤剛性評価手法の検証

道路路床、路体、およびフィルダムロック材料を用いて現場転圧試験を実施し、上述の手法により推定した地盤変形係数と、平板載荷試験により実測した変形係数を比較した結果をまとめて図-5.5.2 に示す。ここに、路体は起振力 196kN、路床およびフィルダムロック材は起振力 294kN の振動ローラを用いている。平板載荷試験は沈下量 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、弾性理論解⁴⁾を用いて変形係数に換算した。図-5.5.2 をみると、加速度応答法により求めた地盤変形係数 E_{roller} (図中では E_{acce} と表記) と実測変形係数 E_{sta} の関係は、5 種類の材料および転圧機種（起振力 196kN と 294kN 振動ローラ）にかかわらずほぼ 1 : 1 の関係にあることがわかる。室内ピット土槽を用いた転圧試験によって種々の土質条件における本手法の適用性を検討した報告⁵⁾では、この結果乱れ率と密度の関係は土の種類および含水比により異なり、使用材料毎に両者の関係をあらかじめ把握しておく必要があるものの、乱れ率と強度あるいは地盤剛性の関係は土質条件によらず一意的な関係でまとめられることが確認されている。図-5.5.2 の結果は、機械条件の異なる振動ローラを用いても地盤剛性を評価できる藤山・建山の手法の妥当性を示すとともに、盛土材料のばらつきにより土質が変化しても、提案手法によって地盤剛性を定量的に算定可能であることを示している。

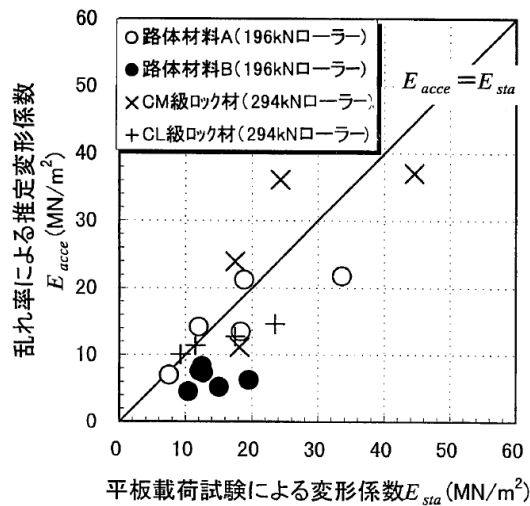


図-5.5.2 加速度による推定変形係数と平板載荷試験による変形係数の比較

(3) 路床剛性の不均一性評価と供用年数の評価の試行

1) 高速道路における路床剛性の不均一性

建設中の第2東名高速道路における実際の上部路床仕上がり面において、測定長を延長方向に200m確保し(図-5.5.3)、起振力294kN振動ローラを1往復走行させてローラ加速度を連続計測、これから走行距離5m毎に乱れ率を取得し、地盤変形係数を評価した(5.3 道路路床(高速道路)への適用事例 (3) ローラ加速度応答法の路床への適用事例

① 第二東名静岡県森町にて詳述)。

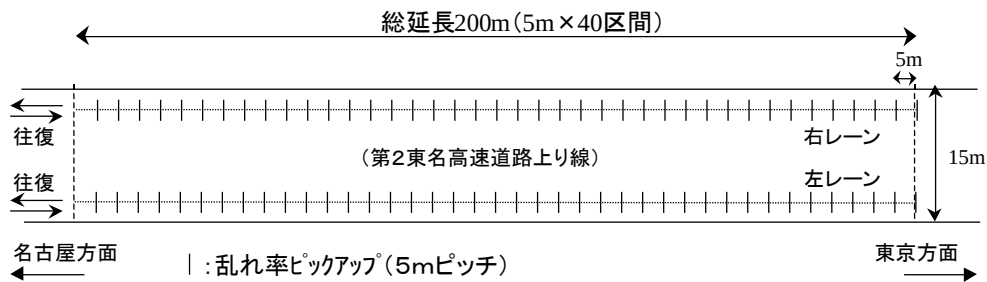


図-5.5.3 実路床(第2東名)の計測ヤード(図-5.3.6を再掲)

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-5.5.4に示す(右レーンのみ示す)。図には前進・後進時の両結果について示している。図をみると、転圧された路床面の変形係数は必ずしも一定ではなく、例えば前進時では、推定 $E_{acce}=28\sim67(\text{MN}/\text{m}^2)$ (平均値 $43(\text{MN}/\text{m}^2)$) 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とがわかる。この変形係数の変動は、前進と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、測定手法のバラツキではなく、路床面に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。これまで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、本計測によって実路床面の剛性の不均一性が定量的に明らかにされた。

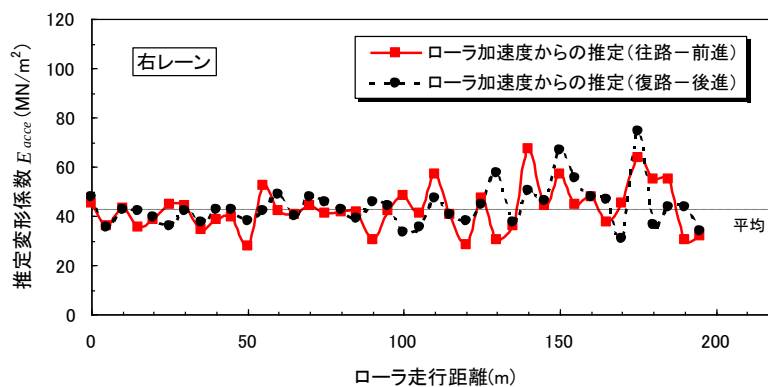


図-5.5.4 加速度による実路床の変形係数の推定(図-5.3.7を再掲)

2) 高速道路路床の供用年数評価の試行

従来の道路アスファルト舗装では、路床剛性（設計 CBR）と交通条件（設計期間における累積 5 トン換算輪数 N （輪／1 方向））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_A ）を求める設計法が採用されている⁶⁾。

$$T_A = \frac{3.84 N^{0.16}}{CBR^{0.3}} \quad (5.5.3)$$

本設計法に従うと、路床土の CBR に応じて舗装厚を変化させる必要があるが、経済性を考慮して通常はインターチェンジ間（およそ 10km）は舗装構造を同一とし、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-5.5.4 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、設計上の供用年数に対し、路床土剛性の不均一性によって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た。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' は式(5.5.3)より以下のようになる。

$$T_A = \frac{3.84 N_0^{0.16}}{CBR_0^{0.3}} = \frac{3.84 N'^{0.16}}{CBR'^{0.3}} \quad (5.5.4)$$

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

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）は供用年数に比例するから、供用可能年数 n は結局、次のように表される。

$$n = 10 \cdot \left(\frac{CBR'}{CBR_0} \right)^{\frac{15}{8}} \quad (5.5.5)$$

すなわち、設計 CBR_0 と実際の路床 CBR' の比率に応じて供用可能年数 n が決まる。一方、図-5.5.4 に示す実路床の推定変形係数 E_{acce} の分布を、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以下関係⁷⁾ を参考に CBR に変換すると、図-5.5.5 のように得られた。

$$CBR(\%) = \frac{1}{40} \cdot E(\text{kgf/cm}^2) = \frac{1}{4} \cdot E(\text{MN/m}^2) \quad (5.5.6)$$

これによると路床 CBR は 18～43(%)と評価される。ただし、上式(5.5.6)は繰返し平板載荷試験における載荷 2 回目の荷重～沈下曲線から求めており、一方ローラ加速度応答法による推定 E_{acce} と 1 : 1 の対応があるとした先の平板載荷試験は繰返しを伴わない荷重～沈下曲線から得ているため、既往の繰返し平板載荷試験における載荷 1 回目と 2 回目の割線変形係数の比率を参照し、ローラ加速度応答法による推定変形係数 E_{acce} を 2.5 倍して載荷 2 回目相当の変形係数に補正した後、CBR に変換を行っている。

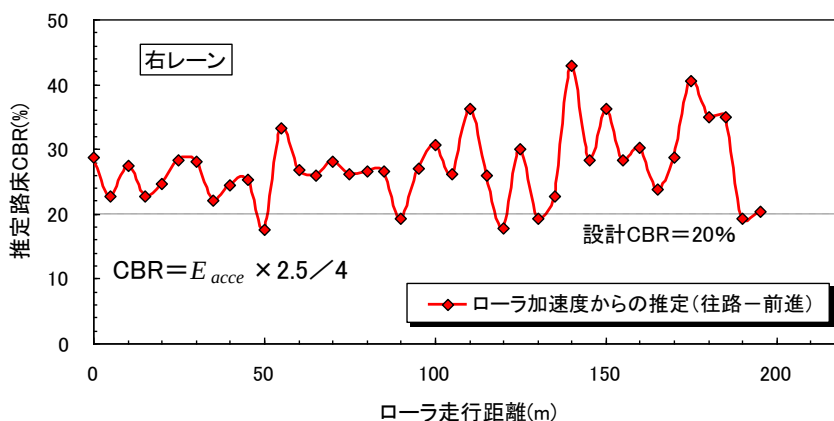


図-5.5.5 実路床面の推定 CBR

設計 CBR を高速道路で規定される設計 CBR の最大値 $CBR_0=20$ と仮定し、図-5.5.5 の CBR' 分布をもとに供用可能年数を式(5)から求めると、図-5.5.6 を得た。この結果、設計上の供用年数 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、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。

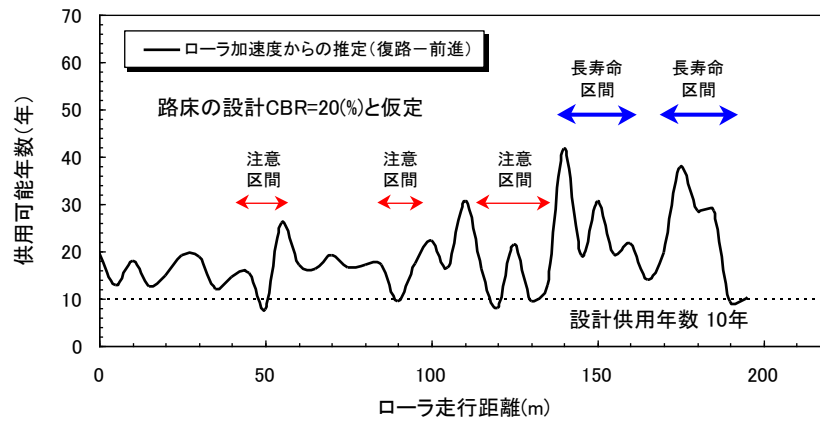


図-5.5.6 路床の供用可能年数の試算結果

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、オペレータが所要変形係数に合わせて転圧回数を制御することが可能である。これにより、路床を一定品質に仕上げるとともに、仕上がり後の路床剛性のデータを面的かつ大量に取得できるから、長期の供用性予測に有益な情報を与えることもできる。性能設計体系においては、施工者自らが供用期間内の道路機能を保証する責任施工体制の導入も予想される。この場合、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て供用期間中の性能を保証しなくてはならない。無論、舗装の供用性は路床剛性のみで決まるものではないが、少なくとも密度を主体とした離散・事後確認による管理方法だけでは、このような状況に対応できないことは明白であろう。これに対し、ローラ加速度応答法による地盤剛性評価手法は、単に現場管理試験の省力化にとどまらず、新しい時代の要請に応える施工管理手法となる可能性を有している。

5.5.2 舗装の理論設計法に基づく加速度応答法による剛性管理基準値の検討事例

以下では、舗装の性能規定化が進み、理論設計法の導入によって路床の地盤剛性が設計値として必要になることを想定し、藤山・建山³⁾が提案する振動ローラ加速度応答値(乱れ率)による地盤剛性評価手法を路床の日常品質管理に適用する場合の具体的な管理方法について検討した事例を示す。

(1) 舗装の理論設計法の概要

アスファルト舗装の構造設計は、従来の CBR-TA 法から多層弾性理論を用いた理論設計法に移行されつつある。この手法は、設計舗装断面において標準荷重によるアスファルト層下面の引張りひずみを計算し、破壊基準値から許容載荷回数を計算し要求される交通量を満足させるように断面厚を定めるものである⁸⁾⁹⁾。具体的には、表層・上層路盤・下層路盤・路床各層の弾性係数・ポアソン比を与え、多層弾性解析を用いて交通荷重が載荷された時のアスファルト層下面の横方向引張りひずみ(アスファルト層の疲労ひび割れに対応)、路床上面の圧縮ひずみ(舗装の構造的なわだち掘れに対応)を計算し、実験的に求められた図-5.5.7に示すような破壊基準式から許容載荷回数を定める。

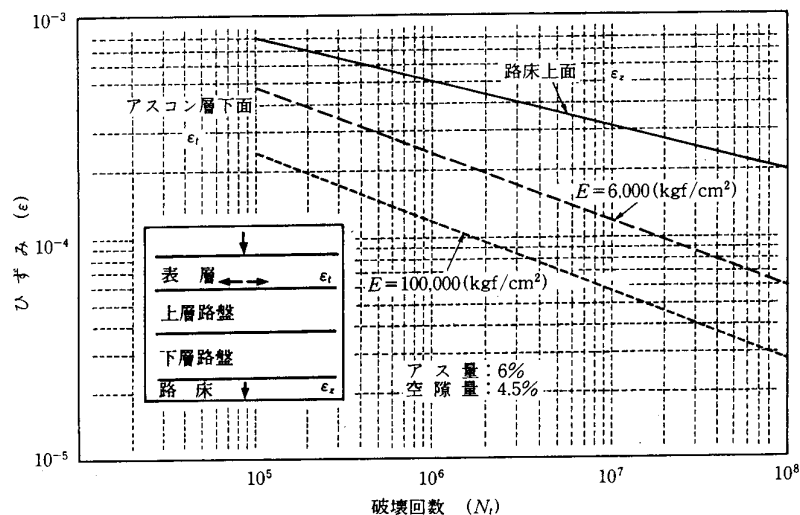


図-5.5.7 アメリカアスファルト協会(AI)による路床破壊規準⁹⁾

従来の CBR-TA 法は、路床・路盤の CBR 値と舗装の供用性の関係を膨大な道路調査によって明らかにし、この結果を拠り所にして舗装構造を設計する、いわば経験的方法である。しかし、再生材料、スラグ材、ゴム、樹脂といった新しい材料が舗装に使われ始め、これらの材料に対する等値換算係数が必ずしも明確ではないという課題があった¹⁰⁾。一方、理論設計法では、舗装各層の物性にもとづき舗装の力学的挙動を理論的に解析する手法であり、新材料の導入を含めて合理的に舗装構造を決定できる可能性がある。

理論設計法では、路床・舗装各層の変形係数を適切に設定することが前提となる。しかし、路床の変形係数に対する明確な評価方法が定まっておらず、既往の $CBR \sim E$ 関係を利用して CBR からの変換により変形係数 E を決定している場合も多い。これに対し、藤山・建山³⁾が提案する手法により実路床の変形係数の実態を明らかにし、これを理論設計法における設計定数として取り込めば、より合理的な舗装設計が可能になると考えられる。逆に、理論設計法によって路床の設計上の変形係数が明確になっていれば、これを満たすようにローラ加速度法を用いて路床の日常品質管理をより合理的に行うこともできる。

以下では、多層弾性理論を用いた舗装の性能規定によって舗装設計と路床に必要な地盤剛性の設計値がすでに決まっている場合と、路床の地盤剛性の実測値をもとに舗装設計を行う場合の2パターンを想定して述べる。

(2) 舗装設計が実施済みで路床に必要な剛性値が既に決まっている場合

既に舗装設計が実施済みであり、路床の設計上の地盤剛性が決定している場合は、

- ・ モデル施工試験を行い、使用する路床材料および転圧機種にて規定転圧回数時における地盤剛性を振動ローラ加速度応答から評価し、これが設計値を満足するかどうかを確認する
- ・ そのうえで、モデル施工試験で得られた振動ローラ加速度応答による地盤剛性を品質管理基準値として設定し、日常の転圧施工では、この管理基準値を満足することを確認する

ことが考えられる。

そのためには、以下を明らかにする必要があると考えられる。

- ① 理論設計法における地盤剛性値と振動ローラ加速度応答による地盤剛性値の関係
- ② 多点量で得られる振動ローラ加速度応答による地盤剛性の分布から管理基準値を設定する考え方
- ③ 水浸による剛性低下を考慮した日常管理基準値の設定の考え方

① 多層弾性解析における変形係数 E_0 と振動ローラ加速度剛性 E_{roller} の変換

多層弾性解析に入力される設計上の路床剛性 E と、現場での管理指標となる振動ローラ加速度剛性 E_{roller} をどう対応させるかを明確にしておく必要がある。これを以下のように考えた。

(a) 理論設計法における多層弾性解析の入力剛性

高速道路舗装の設計要領⁸⁾によると、理論設計法ではアメリカスファルト協会 (AI) の路床破壊規準 (図-5.5.7) を準用するものとし、路床弾性係数を室内レジリエントモジュラス試験で求めるか、 $E(MN/m^2) = 10 \times CBR$ にて設定し、多層弾性解析にて路床ひずみを計算する方針としている。すなわち「室内レジリエントモジュラス試験、もしくは $E(MN/m^2) = 10 \times CBR$ 」で E を設定して交通荷重載荷時の路床ひずみを計算し、これで破壊基準が引かれていることから、路床剛性の評価方法はこれに準ずる必要がある。レジリエントモジュラス試験とは、路床の動的な変形係数を求めるための試験法としてアメリカで導入されたものであり、簡易な三軸圧縮試験を用い、一定間隔でパルスとしての荷重を与えて、発生する応力と回復ひずみの比として変形係数を求める試験である¹¹⁾。

$E(MN/m^2) = 10 \times CBR$ の根拠は、理論設計法を確立したシェル石油のグループが提示した図-5.5.8 と考えられる¹²⁾。図-5.5.8 の弾性係数は、弾性波探査および動的載荷試験 (詳細は不明) により測定され、これと室内レジリエントモジュラス試験の Mr は同等と見なして良いとされているようである¹¹⁾。

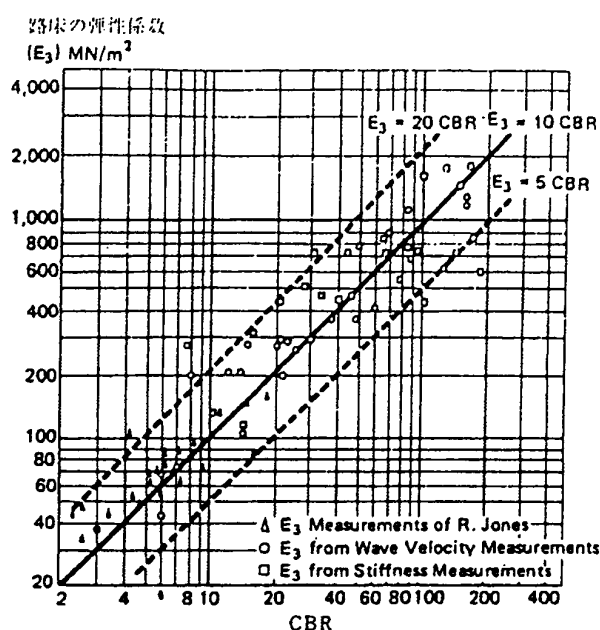


図-5.5.8 動弾性係数と CBR の関係¹⁰⁾

(b) 旧日本道路公団による CBR と繰返し平板載荷試験の関係

旧日本道路公団 (現 NEXCO) の設計要領に示されていた $E(MN/m^2) = 4 \times CBR$ における変形係数 E は、繰返し平板載荷試験による E と CBR のデータを集積した結果を根拠としている⁷⁾。よって、アメリカスファルト協会 (AI) の破壊規

準にて設計する場合、繰返し平板載荷試験で得られた E を用いるなら、(a)で示した AI 基準の E (設計) $= 10 \times CBR$ 、および E (繰返し平板) $= 4 \times CBR$ の両式から、 CBR を介して以下ようになる。

$$E \text{ (設計)} = E \text{ (繰返し平板)} \times 2.5 \quad (5.5.7)$$

(c) 平板載荷試験における処女載荷と繰返し載荷の変形係数

平板載荷試験における処女載荷と繰返し載荷の変形係数のデータは比較的豊富である。ここでは、既往データ (図-5.5.9) を参照し¹³⁾、次のように与える。

$$E \text{ (繰返し平板)} = E \text{ (処女平板)} \times 2.5 \quad (5.5.8)$$

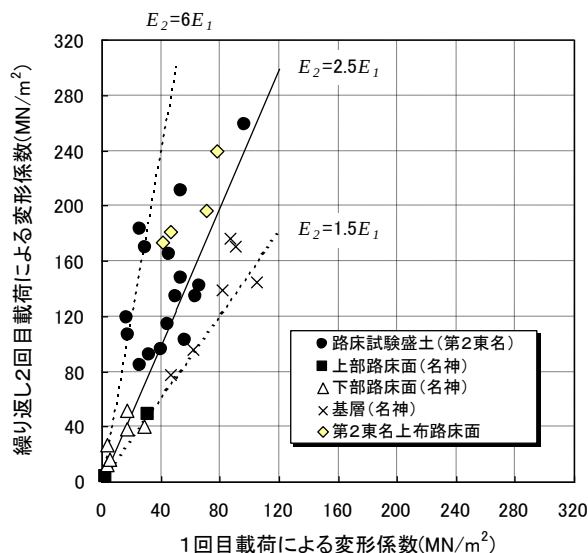


図-5.5.9 繰返し平板載荷試験における載荷 1 回目と 2 回目変形係数の関係⁶⁾

(d) 振動ローラ加速度剛性 E_{roller} と処女載荷平板載荷試験の変形係数の関係

藤山・建山³⁾が提案する振動ローラ加速度応答値 (乱れ率) による地盤剛性 E_{roller} と処女載荷時の平板載荷試験による変形係数の関係は、路床材を含めて土質条件によらず図-5.5.10 のように 1 : 1 の関係にあることを確認している。

$$E \text{ (処女平板)} = E_{roller} \quad (5.5.9)$$

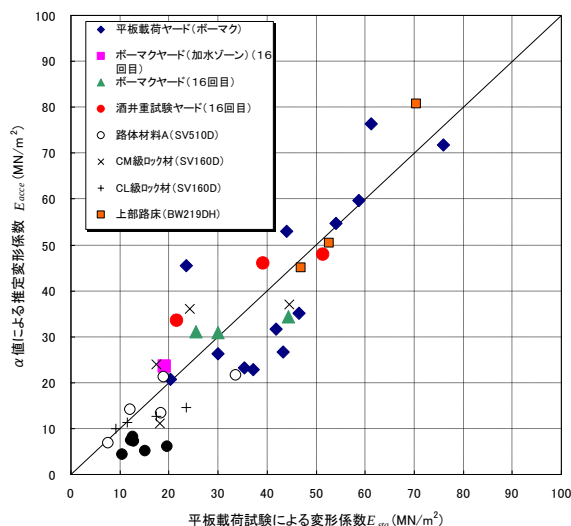


図-5.5.10 振動ローラ加速度剛性 E_{roller} と処女載荷平板載荷試験の変形係数の関係

以上、(a)～(d)をまとめると、多層弾性解析に入力すべき設計上の路床剛性 E と、振動ローラ加速度剛性 E_{roller} の関係は、式(5.5.7)～(5.5.9)から次のようになる。ただし、式(5.5.10)の関係は、今後のデータ集積により吟味されていくべきものである。

$$E \text{ (設計)} = 6.25 \times E_{roller} \quad (5.5.10)$$

すなわち、藤山・建山³⁾が提案する振動ローラ加速度応答による E_{roller} を約 6 倍したものが理論設計法における変形係数となる、設計要領第一集では、理論設計法に用いる路床の弾性係数の目安として 80～200(MN/m²)を示しているから、

これをおおよそ 1/6 にした値が E_{roller} の目標値となる。このように、測定手法により変形係数は大きく変わるから、理論設計法において路床変形係数 E を設定する場合、「どんな方法で測定するか」を明確にしておく必要がある。

② 現場剛性のバラツキの評価

路床の局所的な弱部の存在は舗装機能に直結するため、路床の現場管理は、剛性の最小値が管理目標値以上であることを確認する思想が基本と考えられる。しかしながら、振動ローラ加速度剛性は走行距離 1～2m ピッチで取得される多点量データかつ全数検査である（従来法のような抜き取り検査ではない）ことから、測定精度や設計上の仮定、不合格箇所への対処方法などのバランスを考慮すると、1 点でも下回っていれば不合格とする下限値管理は非合理的であり、現場剛性のバラツキを考慮した上で、ある一定の不良率を許容する管理思想が合理的と考えられる。

ここでは、ドイツにおける盛土（路床、路体、基層）に対する品質規格および品質管理手法 ZTV E-StB 2009 を参考に、ZTV E-StB 2009 では、次のような管理手法が示されている¹⁴⁾。

- ・ M1（統計的手法）：この手法は、品質管理を抜き取り試験によって行う。サンプル数、合否判定は統計手法に基づいた方法が規定されている。
- ・ M2（面的管理手法）：測定システムを搭載した締固め機械にて、連続的に品質を測定し管理する手法、合否判定は統計手法に基づいた方法が規定されている。また、本手法は測定システムの校正手法および測定手法が重要であり、技術文書「TP BF-Stb Part E2 1994」、ガイドライン「Code of Practice 1993」に記載されている。
- ・ M3（施工方法を Supervise する方法）：施工手法は試験施工等に基づき、発注者、施工者の間で文書化される（材料、含水比、機械、層厚さ、パス回数など）。施工者は上記の施工手法が守られたか、日々の報告書を提出する。品質検査は施工後にワークポイントと予想される点を規定の個数（M1 法より少ない）行う。合否判定は統計手法に基づいた方法が規定されている。M3 手法の歴史は古く、戦後まもなくから使用されている。

以上のうち、振動ローラ加速度応答法による面的な品質管理に適した M2 を参考に、許容不良率を 10% とする。不良率が 10% となる現場管理値 E_{roller}' は、加速度剛性 E_{roller} の平均値 μ 、標準偏差 σ とすると次式で与えられる。

$$\text{現場管理値 } E_{\text{roller}}' \leq \mu - 1.28 \sigma \quad (5.5.11)$$

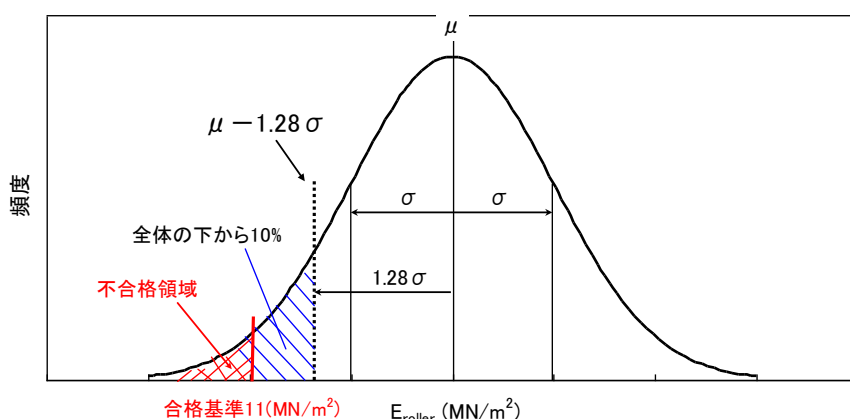


図-5.5.11 日常管理で取得される地盤剛性ヒストグラムと管理基準値の関係

第2 東名高速道路のある建設現場において路床材のモデル施工試験を行い、藤山・建山³⁾が提案する振動ローラ加速度応答値（乱れ率）による地盤剛性評価手法を適用した結果、12 回転圧時の地盤剛性 E_{roller} 測定結果は図-5.5.12 のようであり、平均値 $\mu = 36.1(\text{MN/m}^2)$ 、標準偏差 $\sigma = 8.1(\text{MN/m}^2)$ が得られた。

モデル試験施工は、当該材料を使用した理想的な転圧状況を模擬している。すなわち、モデル試験施工で発現する地盤剛性は、当該地盤の理想的な品質が発揮されていると考えられるから、この状態の地盤剛性を日常の管理基準として採用する（日常施工の地盤剛性がモデル施工試験時とそれと同等以上であることを確認する）という考え方は合理的と思われる。このようにモデル試験施工時で得られた剛性分布を日常施工の管理基準とする場合、例えば、全体の 10% が入る下限値 $\mu - 1.28 \cdot \sigma$ が、モデル試験施工時の $\mu_0 - 1.28 \cdot \sigma_0$ 以上であることを日々管理するといった方法が考えられる。また、合格基準を下回るデータ数が全体の 10% 以内であることに加え、これらの値が空間的に集中していない（弱部を形成していない）ことの確認も必要である。例えば、合格基準を下回った値が $5\text{m} \times 5\text{m}$ 程度の範囲（10 メッシュ前後）で連続して形成されていないことを確認する、などである。

図-5.5.12 の場合、振動ローラ加速度応答の現場管理の目標値は $E_{\text{roller}}' \leq 36.1 - 1.28 \times 8.1 = 25.8 (\text{MN/m}^2)$ となる。

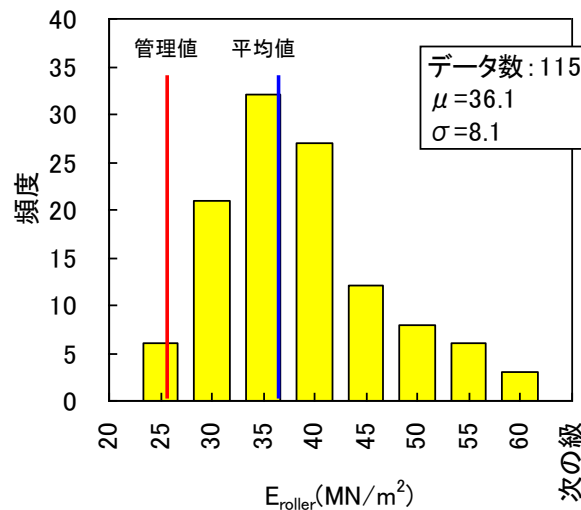


図-5.5.12 現場路床材転圧試験の転圧回数 12 回における E_{roller} 測定結果例

なお、上記は統計的に検査結果が正規分布であること、および標準偏差に信頼性を持たせるために一定以上の個数が必要である。この必要個数は一般に 25 個以上とされており¹⁵⁾、今回の 12 回転圧時の地盤剛性データは 115 個であるため、これをクリアしている。一方、検査値が正規分布とみなせるかどうかについては、 χ^2 分布による検定手法がある。今回の試験結果（図-5.5.12）を検定した結果、有意水準 0.05 において正規分布と見なせるという結果となった。なお、仮に正規分布をしていない場合は、変数変換を行い、正規分布となった変数に基づいて計量規準型抜取検査（JIS Z 9003）を適用することになる¹⁵⁾。

③ 水浸による地盤剛性低減率の考慮

施工時の地盤剛性が所要値を満足していても、路床の飽和度や間隙比によっては、降雨など水浸によって施工時の地盤剛性より低下する可能性がある（特に乾燥側の含水比条件で締固めを行った場合に、水浸後の剛性低下が生じやすい）。したがって、路床の転圧については、これまでの盛土締固め管理の思想と同様に、水浸による状態変化が最小になる状態、すなわち最も空隙をなくした状態まで転圧を行うことを基本とすべきであろう。例えば、モデル試験施工を行って、地盤剛性値とは無関係に $D_s=97\%$ （上部路床）、 92% （下部路床）を満足する転圧回数を設定することが考えられる（上記②の図-5.5.12 に示したモデル施工試験の転圧回数 12 回は D_s 管理基準密度を満たす転圧回数である）。

そのうえで、水浸による剛性低下が生じた状況においても地盤剛性の設計値 E_0 を満足するように、現場管理の目標剛性値 E_1 は、この水浸低減分を担保した値とする。すなわち、

$$\text{設計値 } E_0 = \text{現場管理値 } E_1 \times (1 - \text{水浸低減率 } \delta_e) \quad (5.5.12)$$

ここで、水浸低減率 δ_e は、以下の 3 通りの設定方法が考えられる。

(a) CBR 試験による非水浸 CBR と水浸 CBR の値を参照

例えば表-5.5.1 は図-5.5.12 で振動ローラ加速度応答を測定した路床材料の CBR 試験結果例であるが、CBR の水浸低減率はおおよそ 40～50%であることがわかる。本方法は試験が簡単なのがメリットであるが、室内 CBR と現場変形係数は必ずしも 1：1 に対応しない（特に粗粒材料では粒径カットの問題もある）というデメリットがある。

表-5.5.1 路床材料の CBR 試験結果例

試験条件	突き回数		締固め条件			CBR値 2.5mm	水浸／ 非水浸CBR
			乾燥密度	含水比	締固め度		
			$\rho_d(\text{g/cm}^3)$	$\omega(\%)$	(%)	(%)	
未使用材	92	非水浸	1.820	8.6	95.4	165.4	—
		4日後水浸	1.821	14.9	95.5	84.9	51%
再利用材	92	非水浸	1.903	8.4	99.8	234.5	—
		4日後水浸	1.859	13.9	97.5	115.0	49%
		4日後水浸	1.994	12.5	104.6	150.0	64%

4.5kgランマー：3層突き固め

※再利用材とは、採取試料を一度試験した後に再度利用したもの。

(b) 理論設計法の路床剛性測定方法として推奨されている室内レジリエントモジュラス試験における不飽和（自然含水比状態）と飽和の M_r の比率を参照

路床材ではないが、路盤材について室内レジリエントモジュラス試験により飽和、不飽和（自然含水比状態）のレジリエントモジュラス（弾性係数） M_r を調べた既往試験例を図-5.5.13¹⁶⁾に示す。これによると、飽和によって 60%程度の低減が認められる。

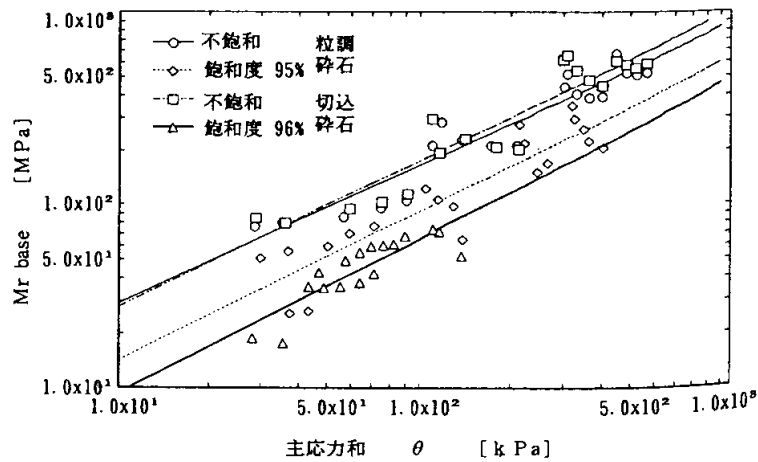


図-5.5.13 粒状路盤材料の飽和・不飽和レジリエントモジュラス結果¹⁶⁾

(c) 水浸前後の試験地盤に対して平板載荷試験や加速度剛性 E_{roller} を測定

散水車などを用いて試験地盤を水浸状態にし、水浸前後の平板載荷試験や加速度剛性 E_{roller} を測定することによって水浸低減率を求める方法も考えられる。この方法は現場剛性値の水浸低減率を直接求めることが出来るのがメリットであるが、試験に手間がかかること、またどの程度散水すれば飽和と見なして良いか定量的な根拠を与えるのが難しいことなどがデメリットとして挙げられる。

以上の(a)～(c)を総合的に勘案し、例えば路床剛性の水浸低減率を 50%とすれば、路床剛性の現場管理値 E_1 は $E_1 = E_0 / (1 - 0.5) = 2E_0$ (MN/m²) (設計剛性値 E_0 の 2 倍) となる。今後、データを蓄積しつつ、合理的な水浸低減率の設定法を定めていく必要がある。

④ 日常管理手法

以上の①～③を踏まえて、路床として日常管理手法は図-5.5.14 のように提示することができる。

例えば、多層弾性解析を用いた理論設計による路床の設計弾性係数 $E_0 = 80$ (MN/m²)であったとする (JH 設計要領第一集舗装編の標準値は $E = 80 \sim 200$ (MN/m²)と示されている)。この場合、路床剛性の水浸低減率を 50%とすれば、路床剛性の現場管理値 E_1 は $E_1 = 80 / (1 - 0.5) = 160$ (MN/m²)となる。これを藤山・建山³⁾が提案する振動ローラ加速度応答値 (乱れ率) による地盤剛性 E_{roller} に換算すれば、 $160 / 6.25 = 25.6$ (MN/m²)となる。

一方、モデル施工試験を行い、 D_s 管理基準密度を満たす転圧回数における振動ローラ加速度応答値 (乱れ率) による地盤剛性 E_{roller} 分布から、振動ローラ加速度応答の現場管理の目標値を設定する。図-5.5.12 の例では、 $E_{roller}' \leq 36.1 - 1.28 \times 8.1 = 25.8$ (MN/m²)であり、水浸低減率を考慮した設計上必要な地盤剛性 25.6 (MN/m²)を満足することが確認できる。

日常の施工管理では、日々 E_{roller} の平均値 μ 、標準偏差 σ を求め、 $\mu - 1.28 \times \sigma \geq 25.8$ (MN/m²)となることを確認するとともに、 $E_{roller}' \leq 25.8$ (MN/m²)となる箇所が連続して集中しないことを確認する。

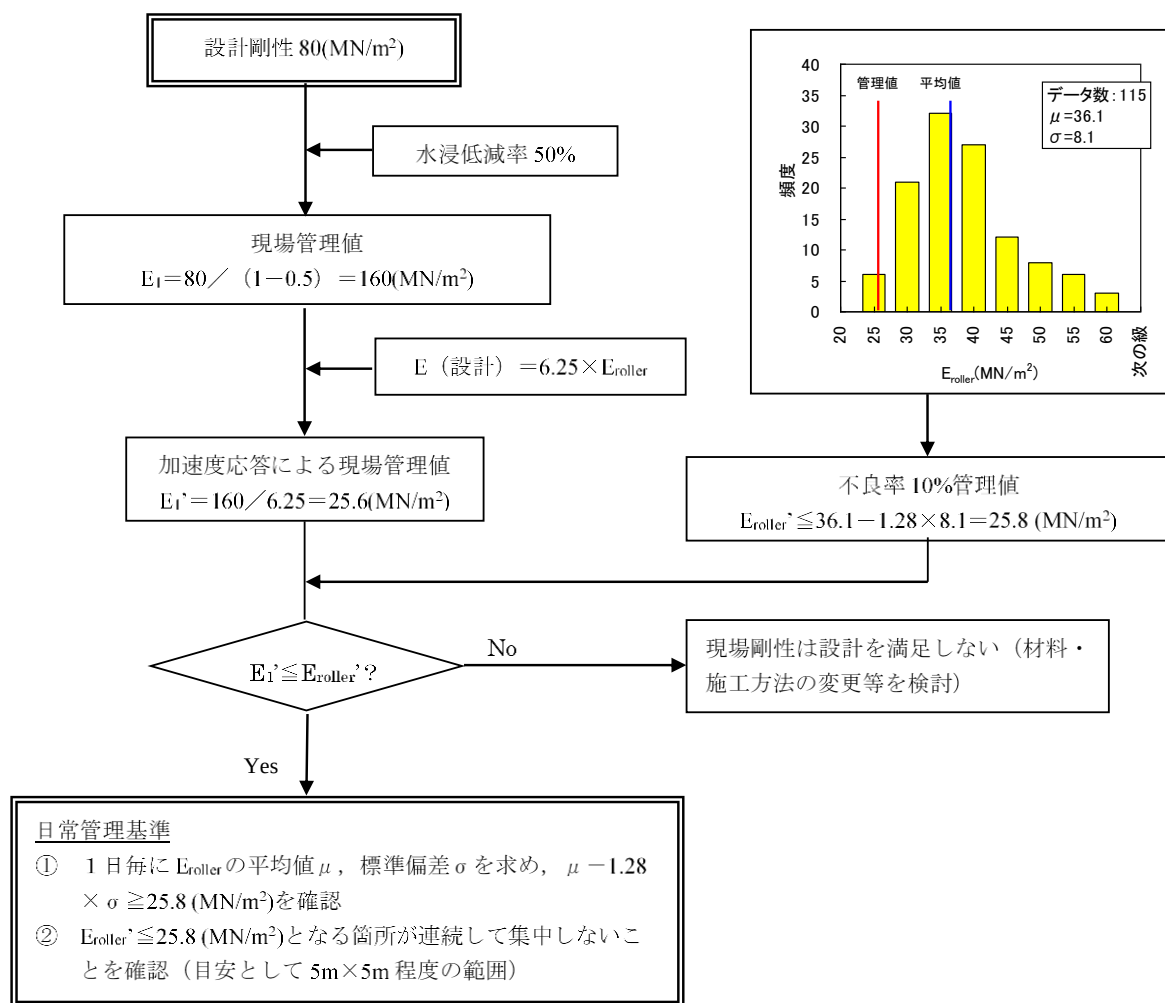


図-5.5.14 振動ローラ加速度応答を用いた路床の日常管理フロー（案）

(3) 舗装設計は未実施で施工時に計測された路床剛性をもとに舗装構造が後から決定される場合

事業スケジュールの都合から、路床の完成から舗装の施工までに工期的な余裕がある場合、上記(2)のように所要値を満足するかどうかを確認しながら施工する方式より、「出来上がった路床品質に合わせて経済的な舗装設計を行う」方法が合理的と考えられる。従来の RI による離散的・間接的な品質管理ではこれが困難であったが、振動ローラ加速度法による面的かつ直接的な力学指標（剛性）の管理によって、これが可能となってくると言える。この場合、施工管理の考え方としては、モデル施工試験時の剛性が施工時にも確保されることを日常的に管理するものとする。設計に用いる路床の剛性値は、施工時の E_{roller} の実績値から、(2)の手順を逆に踏んで設定すれば良い。なお、モデル試験施工時に路床材として最低限の品質を有しているかどうか（例えば、修正 CBR10%以上、ベンケルマンによるたわみ量 5mm 以下など）を、別途チェックしておく必要がある。具体的には、図-5.5.15 に示すようなイメージである。

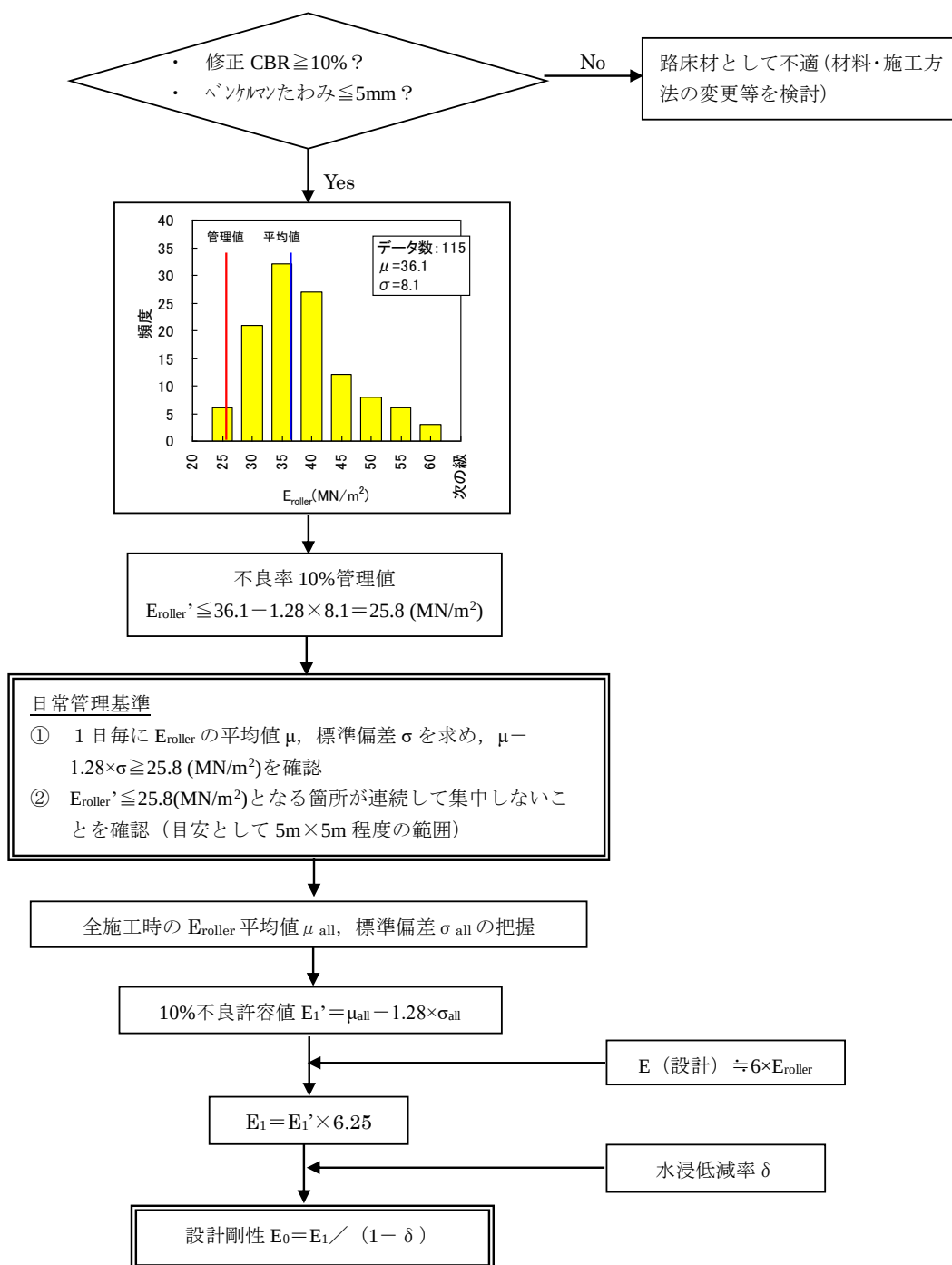


図-5.5.15 振動ローラ加速度応答による路床剛性の日常管理値を用いた設計剛性の設定管理フロー（案）

【参考文献】

- 1) 中島伸一郎・大下武志：路床剛性を評価する現場試験法，土木技術資料平成 18 年 10 月号，特集：道路構造物の性能評価技術，2006.
- 2) 横田聖哉，益村公人，吉田武男，藤山哲雄，石黒健：道路路床の性能規定化へ対応するための新たな現場管理手法の提案，土と基礎，50-1，2002.
- 3) 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.
- 4) 土質工学会：土質工学ハンドブック，pp.854～857，1982.
- 5) 藤山哲雄，益村公人，建山和由，石黒健，三嶋信雄：種々の土質条件に対するローラ加速度応答法の締固め管理への適用性，土木学会論文集 No.701/Ⅲ-58，2002.
- 6) 日本道路協会：アスファルト舗装要綱，pp. 224～259，1992.
- 7) 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.

- 8) 日本道路公団：設計要領第一集「舗装編」，pp.171～180，2004.
- 9) 日本道路協会：舗装設計施工指針，pp.179～191，2001.
- 10) 阿部長門，丸山輝彦，姫野賢治，林 正則：たわみ評価指標に基づく舗装の構造評価，土木学会論文集 No.460／V-18，pp.41～48，1993.
- 11) 菅原照雄：アスファルト舗装の設計法の変遷と最近の研究の動向，土木学会論文集第 420 号／V-13，p.1～p.15，1990.
- 12) 牛尾俊介：弾性理論のアスファルト舗装への利用ーシェルの研究成果よりー，雑誌アスファルト Vol.26 No.35，p.59～63，1983.
- 13) 横田聖哉・益村公人・藤山哲雄・石黒 健：道路路床の施工管理の合理化に関する考察ー（その 1）ローラ加速度応答を利用した剛性評価手法の適用性ー，第 37 回地盤工学研究発表会講演集，2002.
- 14) 独立行政法人土木研究所先端技術チーム：盛土施工の効率化と品質管理の向上技術に関する研究（参考資料），2013.
- 15) 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針ーセメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理方法ー，p.420～427，日本建築センター，1997.
- 16) 阿部長門・雑賀義夫・丸山輝彦：粒状路盤材・路床土のレジリエントモジュラス，第 48 回土木学会年講，p.878～879，1997.

5.6 転圧基盤剛性検出手法としての加速度応答法の現場適用事例（廃棄物処分場）

振動ローラ加速度応答法は、土の転圧に伴う地盤剛性や乾燥密度の増加をピックアップする目的で開発された^{7),13)}が、原理的にはこれに拘る必要はない。本節では、ベントナイト混合土を対象とした現場転圧試験および実施工において、過転圧現象（オーバークンパクション）や締め固め層下の基盤層の剛性変化の抽出に本手法を活用する機会を得て、同時に計測した現場密度や遮水性の品質管理データとの比較検討も実施したので、加速度応答法の有用かつ新たな適用事例として報告する。

(1) 現場締め固め施工の概要と品質管理の流れ

ある廃棄物処分場の遮水層（ベントナイト混合土）を10t級振動ローラにより転圧造成した。施工仕様の決定と現場品質管理は、①室内配合試験による目標 D 値とベントナイト添加率の決定、②現場転圧試験による所要転圧回数の決定（仕上がり厚は設計上30cmの1層に固定）、③実施工における密度管理（施工日毎）と現場サンプリング試料に対する遮水性の事後確認の流れに従って行われた。①の室内締め固め透水試験の結果から、添加率10%、目標 D 値93%が設定された。試験施工でこの D 値を満足する転圧回数を2回と定めた後、実施工では振動ローラ転圧時の転圧回数管理（GNSS）と加速度応答値の取得、RI法による転圧面の密度管理、 Ω システム（後述）による遮水性管理が施工日毎に、またサンプリング試料の室内透水試験が施工終了後に実施された。写真-5.6.1に施工現場概観を、表5.6.1に加速度応答法を併用した上記遮水層の現場品質管理の流れをとりまとめる。

表-5.6.1 加速度応答法を併用した遮水層の現場品質管理の流れ



写真-5.6.1 施工現場概観

品質管理の流れ	実施内容
① 事前配合試験	目標締め固め度（ D 値）と所要ベントナイト添加率の決定 Ω システム管理基準値の決定（キャリブレーション）
② 転圧試験	目標 D 値を満足する転圧回数の決定と透水係数の確認 転圧時の加速度応答（ α システム）と転圧地盤の遮水性（ Ω システム）の確認
③ 本施工	所要転圧回数に従った転圧施工 GNSSによる転圧回数管理、 α システムによる転圧管理
④ 日常品質管理（日毎）	D 値の確認（RI法） Ω システムによる日毎の遮水性確認
⑤ 事後品質確認	サンプリング土の遮水性確認

(2) 振動ローラ加速度応答法を活用した現場施工仕様の決定

写真5.6.2に現場転圧試験の状況を、図-5.6.1に試験盛土の概要を示す。試験盛土ではベントナイト混合層を2層造成し2層目を試験層とした。図-5.6.2に転圧回数と D 値の関係を示す。 D 値は転圧回数2回までは増加するものの、以降は平均的には減少し、ばらつきも大となる結果となった。転圧試験時には、この際転圧面が横方向にはらみ出すウェービング現象が観察され、今回用いた10t級の大型振動ローラでは過転圧（オーバークンパクション）が生じていることが示唆された。同時に計測した地表面沈下量（図-5.6.3）もまた、密度が収斂した2回以降も直線的に増加し、収斂傾向が見られなかった。図-5.6.4は、この際に同時に計測された振動ローラの加速度応答の値（ α システム²⁾の乱れ率）を各転圧回数毎に示している（図-5.6.1に示すように転圧回数が増えるとレーン数が次第に減っていくため、転圧回数と共に横軸の地点数も減少）。図より、乱れ率は転圧回数3回目（2回転圧地盤走行時）以降は減少傾向を示し、特に最終の7回転圧時は大きくその値が低下している。図-5.6.5は乱れ率と転圧回数の関係（ばらつき範囲と平均値）を示す。図より、乱れ率は D 値（特に最低値）と調和的な傾向を示して2回転圧以降減少に転じており、過転圧の発生を加速度応答値からも再確認することができた。加速度応答法による本データの裏付けを得て、転圧回数2回が最終決定された。

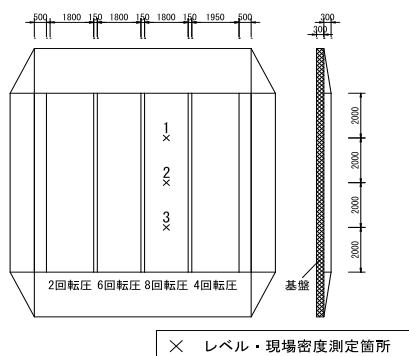


図-5.6.1 試験盛土の概要



写真-5.6.2 現場転圧試験の状況

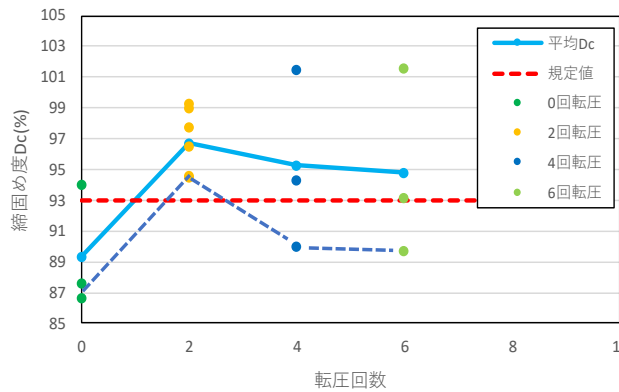


図-5.6.2 転圧回数とD値の関係

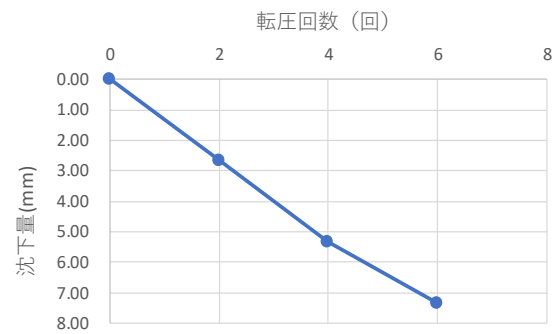


図-5.6.3 転圧回数と地表面沈下量の関係

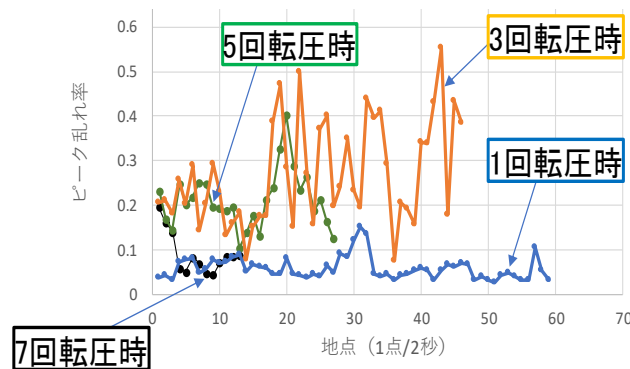


図-5.6.4 試験施工時の乱れ率のレーン毎変化

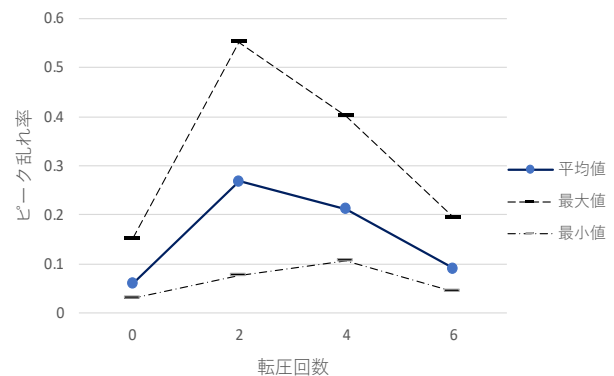


図-5.6.5 転圧回数と乱れ率の関係

(3) 振動ローラ加速度応答法を活用した現場施工時の転圧効果確認

上記転圧試験の結果から、ベントナイト混合土の施工は1層仕上がり厚30cm、転圧回数2回と定められた。図-5.6.6に示すように、本条件下では、転圧効果に影響を及ぼす現場変動要因として転圧層の下に基盤剛性の影響が考えられた（土の転圧効果は振動ローラと基盤とのサンドイッチ効果の影響を受けるため）。転圧試験では試験層の下に同じ30cmのベントナイト混合土を基盤として造成し、合計60cmのベントナイト混合土層で転圧を行った。この基盤層は現場施工時の基盤に比べて柔らかいと想定し、安全側評価になるものと考えた。しかし、現実的には現場施工時の基盤は切土や盛土、改良地盤や管路埋戻しなどが様々に幅狭し、基盤剛性の変化が転圧効果にどの程度の影響を及ぼすかは不明であった。

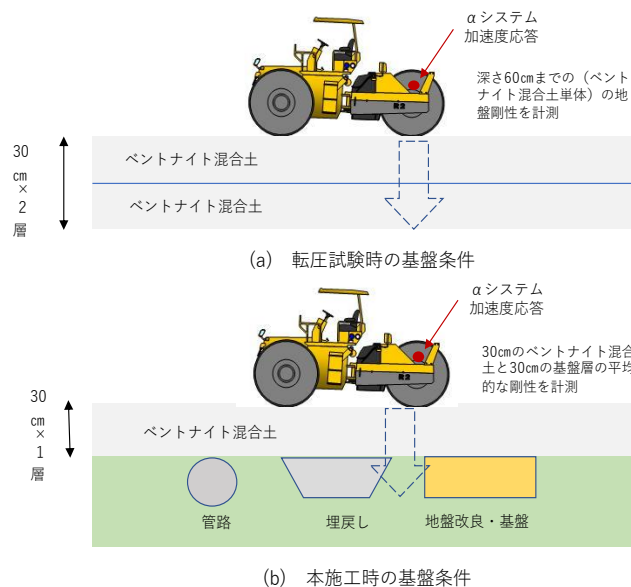


図-5.6.6 試験施工と本施工の基盤条件の違い

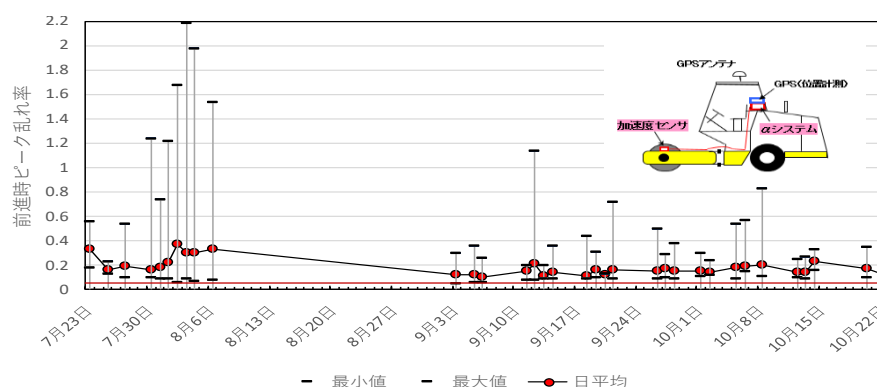


図-5.6.7 乱れ率の施工日毎変化

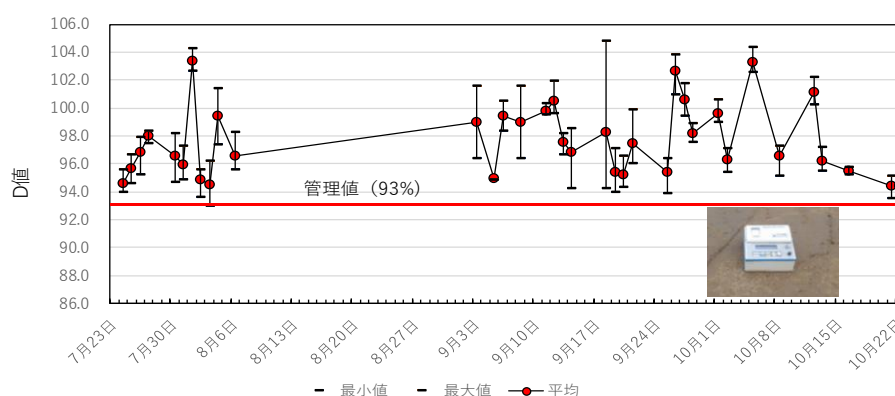


図-5.6.8 D 値の施工日毎変化

一方、10t 級振動ローラの場合、 α システムは転圧面の下約 60cm 深度の平均的な地盤剛性を計測している³⁾ため、実施工で得られる乱れ率の値は 1 層目のベントナイト混合土層とその下の基盤層 30cm 分を含んだ剛性を評価していることになる。そこで、本施工においても α システムの計測を全面的に実施し、施工日毎の変動の様子を確認しながら、すなわち、転圧効果に直結する基盤剛性情報を施工時にリアルタイムに取得しながら転圧施工を行うこととした（この場合、振動ローラは転圧機械であると同時に基盤剛性の検出装置となる）。図-5.6.5 より、転圧試験時の 1 回目前進時の乱れ率は平均的に 0.05 程度の値を示したことから、転圧試験で確認された D 値 $\geq 93\%$ を達成するためには、施工日毎に 1 回転圧時にこの値が最低限確保される必要があるものと考えた。図-5.6.7 は、実施工時に得られた 1 回目前進転圧時の乱れ率の施工日毎変動を示している。施工開始後初期に大きな値を示した後、夏期休工明け以降は何度か増減を繰り返した後、最後は若干の低下傾向を示している（それでも前述の 0.05 を下回る事は一度もなかった）。

図-5.6.8 は同様の整理を D 値に対して行った結果である。現場 D 値は全体的に目標 93% よりもかなり大きめに推移している（前述した、転圧試験と現場施工の基盤条件の違いの影響）他、図-5.6.7 に示した乱れ率と調和的な傾向（施工初期の増加、再開後の増減と後半の低下傾向など）を示しているように見える。図-5.6.9 は、現場転圧施工時の乱れ率を色分けして平面図上にプロットし、地盤改良や切盛境界、夏期休工による施工中断などの施工条件と共に示したものである。施工開始直後は地盤改良部や切土部上での施工が多く、加速度応答値も大きいこと、夏期休工明けの施工再開後は盛土部と切土部を交互に施工したため乱れ率もこれに対応して増減を繰り返し、施工最終箇所では減少傾向に向かうことなどが大まかに見て取れる。

(4) 転圧地盤の遮水性との関連性

本現場では、ベントナイト混合土の遮水性を現場で面的に評価する迅速透水試験装置（転圧地盤にロードを貫入し、所定圧力で水を注入した時の通水量で便宜的に遮水性を評価する Ω システム。図-5.6.10、詳細は文献⁴⁾を参照）が現場品質管理に併用された。その結果（注入圧 50kpa での通水量をプロット、管理基準値は 0.7 cc/min 以下）を図-5.6.11 に示すが、管理基準値を安定的にクリアしている中で、やはり施工中断前の通水量が最も小さく、施工再開後から後半に向けて通水量が増減を繰り返した後、最後は漸増傾向を示しており、乱れ率や D 値と調和的である。図-5.6.12 は本現場で用いた遮水性と D 値による品質管理結果を示す。現場 D 値と Ω システム値の両者は規定範囲内に収まっており、これと加速度応答値（乱れ率）の 3 つの指標を日管理する事で良好な転圧状態と目標密度、目標遮水性といった要求性能と施工性の確保を達成している。図-5.6.13 には現場サンプリング試料（図-5.6.14 に原位置サンプリングの詳細を記載）による室内透水係数の推移を示すが、離散的なデータとはいえここでもまた基盤剛性が最も低い転圧試験時の値が最も大きく、施工開始時に最低値をとり、その後漸増する傾向は図-5.6.7 とよく似ている。

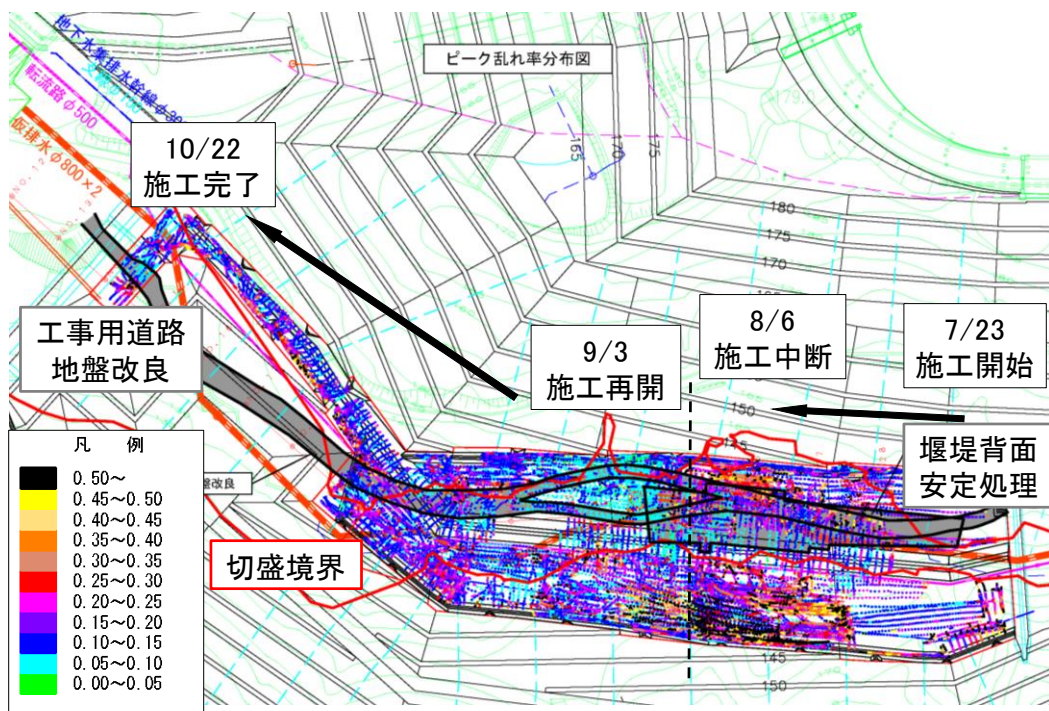


図-5.6.9 乱れ率の施工面ヒートマップ

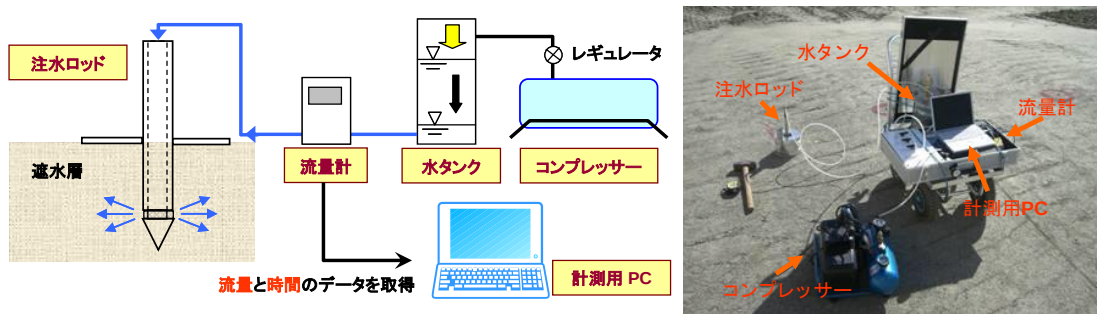


図-5.6.10 Ω システムの概要と概観（文献⁴⁾）

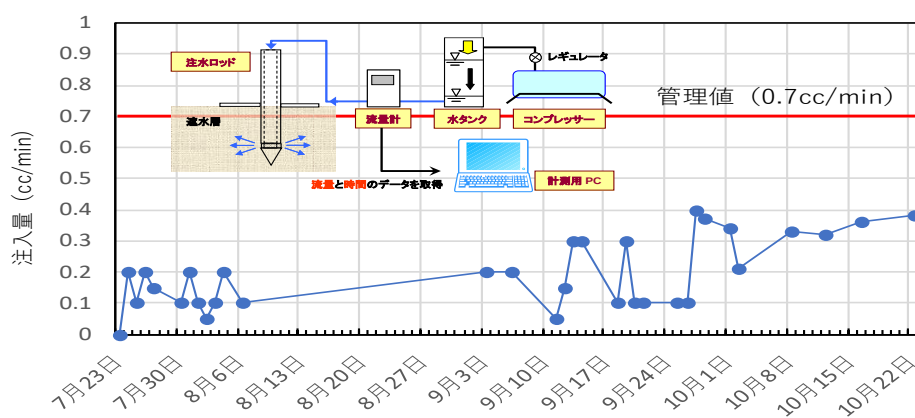


図-5.6.11 Ω システム計測結果の施工日毎変化

このように転圧時の加速度応答（基盤サンドイッチ効果⇔転圧効果）と転圧地盤の締固め度、遮水性の各品質管理データが現場の施工条件に対応する形で、かつ相互に密接に関連して得られていることは非常に興味深い。

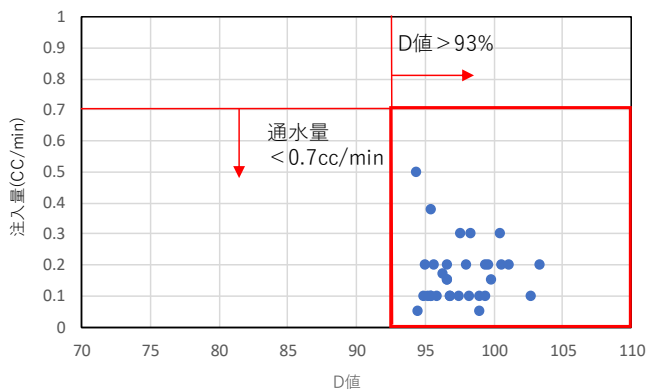


図-5.6.12 遮水性とD値による品質管理結果

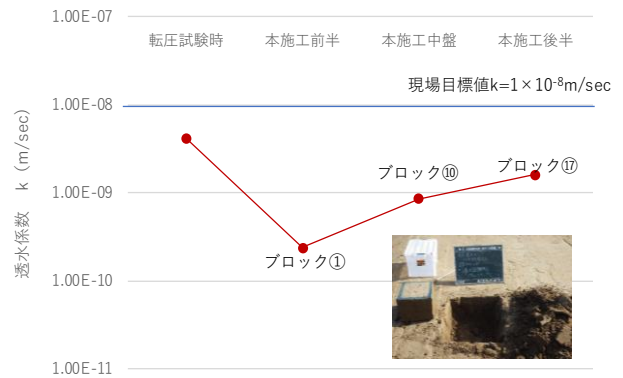


図-5.6.13 サンプル試料の透水係数

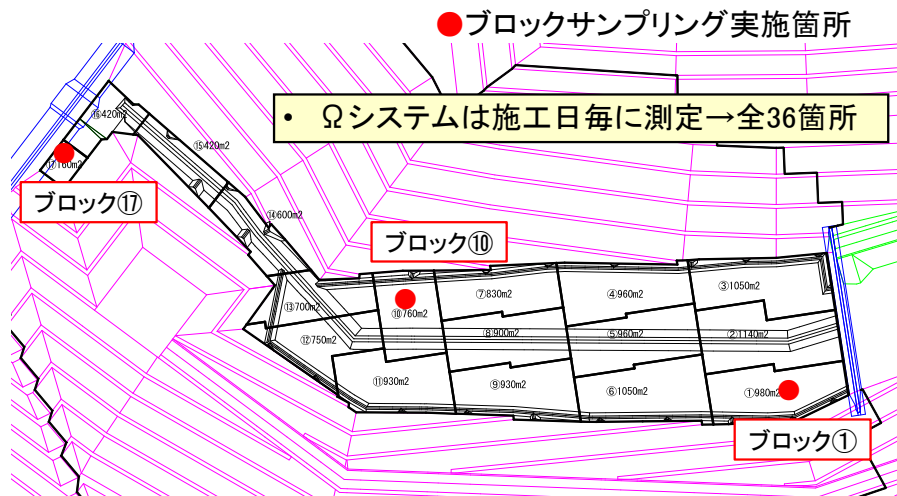


図-5.6.14 事後サンプリングの実施箇所

(5) おわりに

現場締固め施工には様々な不確定要因が存在するため、現場転圧時の施工条件や施工状況と締固め効果、転圧地盤の工学的性質の関係性を明らかにすることはなかなか難しい。今回の施工では転圧層が1層であり、想定される要因が基盤剛性のみという単純な条件であったことが幸いし、振動ローラ加速度応答法の値と転圧効果、転圧地盤の各種品質との関連性を比較的明瞭に捉えることができたものと思われる。振動ローラ加速度応答法が従来のような転圧に伴う地盤の剛性や密度増加の評価だけでなく、現場施工状況のリアルタイム検査（インスペクション）手法として使える可能性があることを本事例は示しているように思われる。

5.7 加速度応答法を駆使した新しい ICT 土工品質管理手法の提案と試行事例

転圧中の地盤の締固まり具合（地盤剛性）を面的・リアルタイムに取得する振動ローラ加速度応答法¹⁾²⁾³⁾は、ICT 土工における有望な現場品質管理手法として期待されており、既にネクスコの土工施工管理要領⁴⁾にも導入されている。本節では、ローラ加速度法の現場適用性のさらなる拡大と多様化、現場締固め管理の効率化・高度化を目指し、加速度応答値の転圧に伴う収斂傾向を介した現場締固め管理や GNSS・移動式散乱型 RI といった最新の ICT 指標との連携の可能性を模索した事例⁵⁾を報告する。以下では提案する ICT 土工品質管理手法の考え方と展望を示した後、その現場適用性を模索するために実施した一連の試験盛土（高速道路の実施工現場を含む）の結果を報告する。最後に、これらの成果を受けてさらに改良試作を加えた最新 ICT 土工品質管理システムの開発と現場検証事例を示す。

5.7.1 新しい ICT 土工品質管理手法の考え方と展望

図-5.7.1 に、振動ローラ加速度応答法を用いた新しい ICT 土工品質管理手法の考え方と展望を示す。現場施工が ICT 化されたとしても現場締固め（品質）管理のポイントは変わらない。盛土の要求品質を確実に担保するという観点からは、①転圧エネルギー（FCEL）管理、②材料・含水比変動の把握と区分、③締固めの最適状態の確認が必須である。ICT 土工においてもその基本的な考え方を遵守したうえで、最新の ICT 計器とそこから得られる ICT 指標を駆使しながら現場品質管理の効率化と高度化を図っていく必要がある。すなわち、上記3点に対応する工法規定方式や RI 法による密度・含水比管理、Ds 規定や va 規定による現場締固め管理といった現状の品質管理レベルを確保したうえで、現在 M1, M2 のレベル⁶⁾で行われている面的管理手法のさらなる効率化と高度化を図っていく事が重要である。図-5.7.1 中には、これらを具現化するために活用可能な ICT 指標と上記締固め管理のポイントとの関係性を示した。想定している ICT 指標は加速度応答値の他にその収斂傾向、GNSS (X, Y, Z) の3座標値、そして移動式散乱型 RI である。図中に青で示した移動式散乱型 RI と GNSS (z) データについては現時点では研究途上であるが、その試行状況と解決すべき技術的課題を示す。表 5.7.1 には、より具体的に現場締固め管理のポイントと現在の管理方法、これらを担保するための新しい ICT 土工管理手法と管理項目、解決すべき技術的課題を整理して示した。

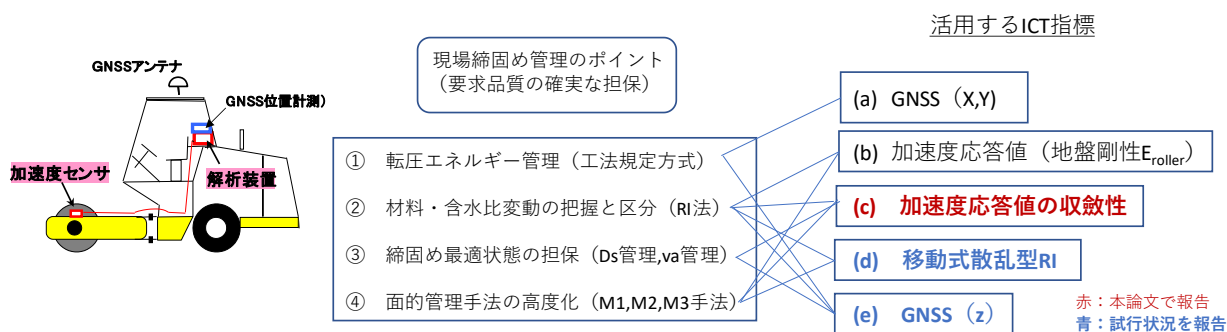


図-5.7.1 振動ローラ加速度応答法を用いた新しい ICT 土工品質管理手法の考え方と展望

新しい ICT 土工品質管理手法のポイントは以下に示す通りである。

- ① 転圧エネルギー管理：GNSS 搭載ブルと GNSS 搭載振動ローラによる撒き出し厚と転圧回数管理及び記録
- ② 材料・含水比の把握と区分：加速度センサ搭載振動ローラによる加速度応答値（地盤剛性）とその収斂傾向、移動式散乱型 RI による含水比データを併用した「材料・含水比変動」判定と区分結果の記録
- ③ 締固め最適状態の担保：加速度応答値（地盤剛性）の収斂傾向、GNSS (z) の転圧時収斂傾向の管理及び記録
- ④ 面的管理手法の高度化：加速度応答値（地盤剛性）及びその収斂指標、移動式散乱型 RI（含水比）データ等ヒートマップのリアルタイム表示と記録、「地盤剛性の最弱部＋転圧収斂性悪化領域＋高含水比集中部」等の内部自動抽出（M3 手法の自動化⁵⁾）及び記録

①は既に ICT 土工において標準化されているが、品質管理の観点から見れば必要条件であって十分条件ではない。

②は加速度応答値（地盤剛性）の絶対値だけでなく転圧に伴う収斂傾向にも注目する。地盤剛性値とその収斂傾向は、材料変動と含水比変動（あるいはその両者）の影響を受けて変化する。移動式散乱型 RI のデータがこれに加わると、図-5.7.1 (a) に示すような内部判定ロジックにより変動要因を分解して判定する事が可能となる。これらの結果をヒートマップ表示する事により転圧面の材料と含水比の分布を大まかであれ、描き出す事が可能となるのではないかと考える（材料・含水比変動の把握と区分を ICT 化）。

③は、現場締固めに用いている転圧機械と材料、撒き出し厚の組合せにおいて達成しうる最適状態（これ以上は締固まらない、空気間隙が減らない状態）に到達している事を加速度応答値（間接的）及び振動ローラ搭載の GNSS (z) データ（直接的）により判定する手法である（Ds 管理と va 管理を ICT 化）。GNSS (z) には当然計測精度の問題が存在し、高精度リアルタイム計測の壁は高い。そこで図-5.7.2 (b) に示すように、第一段階として加速度応答値（地盤剛性）と試験施工時の既存管理指標（転圧時沈下と乾燥密度）の収斂傾向の類似性を利用する。転圧地盤に鉛直一次元圧縮を仮定すると、沈下の収斂＝乾燥密度の収斂となるある条件下では加速度応答値（地盤剛性）もまた転圧後密度に良く対応する²⁾³⁾ため、加速度応答値の収斂もまたこれらの収斂傾向と近似的にふるまう可能性がある。

④は面的リアルタイム管理の高度化の試みである。現状は M1（RI 法 15 点）と M2（加速度応答値を介した面的密度管理）が併用されているが、前者は離散管理である事、後者はあらかじめ加速度応答値と乾燥密度の相関性の取得が必要となる点がボトルネックとなる。現場で材料や含水比が日毎、局所的に変動した際、離散的な M1 手法はこれを捉えきれず

M2 手法もまた都度乾燥密度とのキャリブレーションを実施する事は現実的に難しい。さらに、現状 M1 と M2 の 2 つの管理を重複して行っている事は現場の負担軽減に逆行する。そこでこれに代替するものとして、加速度応答値より求まる地盤剛性²⁾³⁾を指標としたヒートマップ（自動生成）を利用する。この際、加速度応答値から求まる地盤剛性と平板载荷など既存手法による地盤剛性の関係性を今一度明瞭にする事、および小型 FWD など原位置において簡易に地盤剛性を確認する手法の適用性検討（加速度応答値との相関性確認）等が今後の課題となる。一方、提案手法で新たに加えているのは M3 手法の ICT 自動化⁵⁾である。従前は監督員の目視により抽出していた転圧面弱部（低剛性部）を加速度応答値（地盤剛性）のヒートマップから自動抽出する。②で示した材料及び含水比変動の記録データをこれに紐づけることにより、単に地盤剛性の低い箇所ではなく、「加速度応答の収斂傾向が不安定、もしくは移動式散乱型 RI により計測された高含水比が集中する領域＝材料もしくは/かつ含水比が変化した箇所」を自動抽出する事も可能となる。これまでとの大きな違いは、加速度応答値（地盤剛性）が相対的に低い事（＝現象）だけでなく、それが何故（材料変動か含水比変動か両方か）生じているのか（原因）を大まかであれ把握し、対処方法の決定時に参照し、それを次施工の参考データとして記録に残せる点にある。

表 5.7.1 新しい ICT 土工品質管理手法の概要と残された技術的課題

現場管理締め管理のポイント	現在の締め管理方法	新しいICT土工管理手法	管理項目	技術的課題
① 転圧エネルギー(FCEL)管理	工法規定方式	ブル搭載GNSS(X,Y,Z)	撒き出し厚 t	—
		振動ローラ搭載GNSS(X,Y)	転圧回数 N	—
② 材料・含水比変動の把握と区分	M1手法（RI法および砂置換法）	振動ローラ搭載加速度計	地盤剛性Erollerおよびその収斂性の変動	材料・含水比変動と加速度応答値の関連性把握
		移動式散乱型RI計	含水比w（面的ばらつき）	移動式RI計器の開発(面的計測)
③ 締め最適状態の担保	Ds管理,va管理	振動ローラ搭載加速度計	地盤剛性Erollerの転圧に伴う収斂性(間接把握)	転圧（沈下・密度）収斂と加速度応答収斂の関係性把握
		振動ローラ搭載GNSS(z)	転圧時沈下の収斂性(直接把握)	GNSS(z)の計測精度向上
④ 面的管理手法の高度化	M1：15点法(RI)	移動式散乱型RI計	高含水比領域の抽出	移動式RI計器の開発(面的計測)
	M2:振動ローラ加速度応答法(密度)	振動ローラ搭載加速度計	地盤剛性Erollerの面的分布（ヒートマップ）	地盤剛性Erollerと管理基準値（剛性）の関係性把握あるいは簡易な原位置評価手法の提案
	M3：監督員目視		地盤剛性Eroller最弱部の自動検出（M3の自動化）	最弱部の性能確認方法

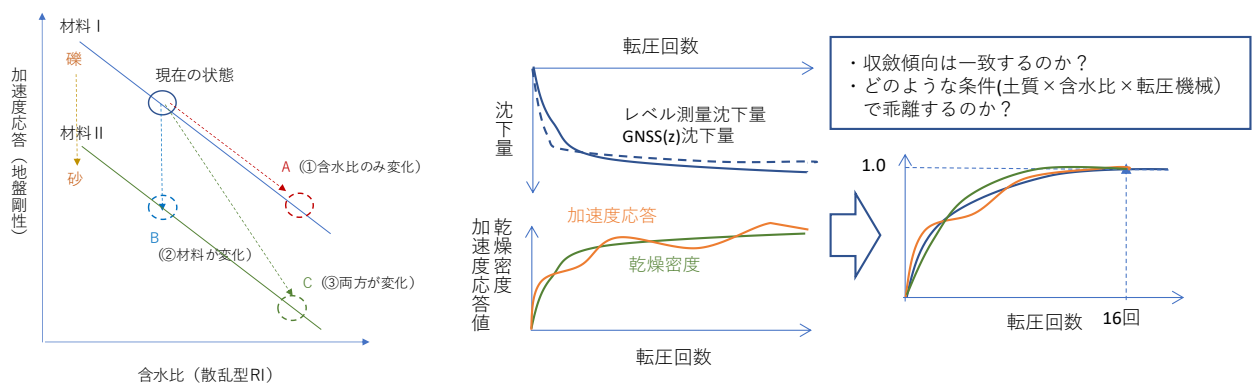


図-5.7.2(a)材料と含水比変動の自動判定(概念図)

図-5.7.2(b)既存管理指標と ICT 指標の収斂性検証のイメージ

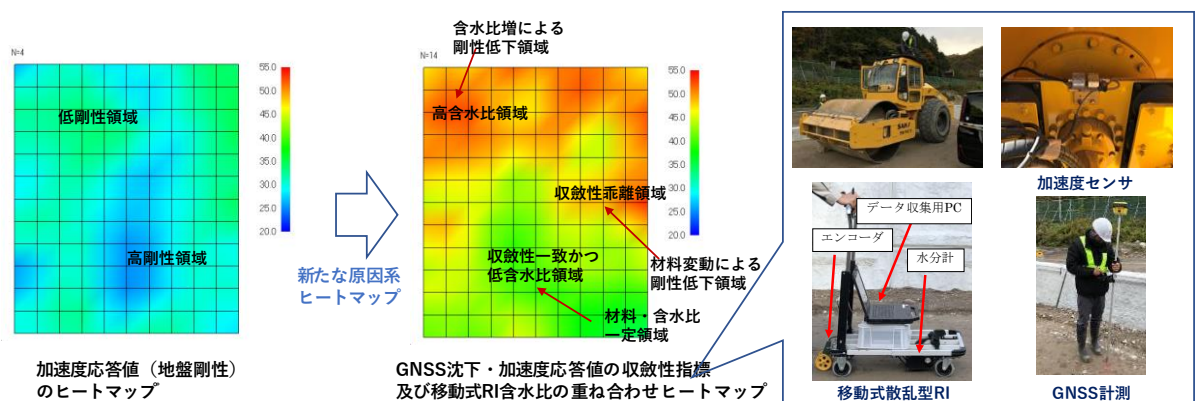


図-5.7.2(c)加速度応答（地盤剛性）、収斂指標及び移動式 RI 含水比データのヒートマップ（概念図）

理想的な（夢のような）ICT 土工品質管理手法の構想を長々と述べてきた。この後、本手法の妥当性を実大試験盛土で検証あるいは試行した結果について、以下の順に報告していく。

- (a) 加速度応答値（地盤剛性）とその収斂傾向が材料と含水比の組合せでどう変わるのか（②の検証）
- (b) 加速度応答値（地盤剛性）の収斂傾向が既存指標（転圧時沈下と乾燥密度）とどう対応するか（③の検証）
- (c) GNSS(z)や移動式散乱型 RI といった最新の ICT 指標がどの程度使えるのか（使えないのか）（②～④の検証）

5.7.2 新しい ICT 土工品質管理手法に関する幾つかの検証及び試行結果

2 種類の実大試験盛土 A, B を実施した。図-5.7.3(a) (b)に、試験盛土の平面図及びヤード造成・高含水比ヤードの現場加水状況を示す。試験盛土 A では材料と含水比及び振動ローラの組合せを種々に変え上記②、③の検証を試みた。試験盛土 B では、高速道路路床の本施工ヤードの中で実路床材料を用いた再確認を行った。試験詳細は文献⁶⁾⁷⁾⁸⁾に譲る。従来の試験施工（転圧時沈下, RI 密度の計測）に加え、加速度応答値の計測, GNSS(z)データと移動式散乱型 RI の計測, 小型 FWD による地盤剛性計測等を併せ実施した。図-5.7.4 に試験盛土及び本施工で用いられた 5 材料の粒度特性を、表 5.7.2 には転圧に用いた振動ローラの諸元と加速度計の取付状況を示す。試験盛土 A では礫 (C-40), 砂 (スクリーニングス), 粘土の 3 種類を、試験盛土 B では本施工で用いられる破砕材とトンネルずりの 2 種類を使用し、各々自然含水比及び現場加水により調整した高含水比ヤードを準備した。図中にはネクスコの現場で使用されている路床材料の粒度範囲と平均値を併記したが、粘土を除けば今回用いた材料はいずれも既往路床材の粒度範囲内にあり、砂（スクリーニングス）は細粒側、礫と現場材料は平均粒度に近い。

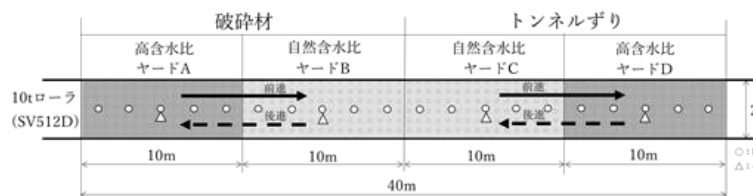
盛土材料 含水状態 ヤード名	(a) 砕石 C-40		待機 ゾーン	(b) スクリーニングス		待機 ゾーン	(c) 粘土(安定処理)	
	自然含水比	高含水比		自然含水比	高含水比		100kg※	50kg
ヤード名	A	B		C	D		E	F
10tローラ	前進 → 後進 ←	→		前進 → 後進 ←	→		前進 → 後進 ←	→
	延長	5m	5m	3m	5m	5m	3m	5m
4tローラ	前進 → 後進 ←	→		前進 → 後進 ←	→		前進 → 後進 ←	→
	延長	5m	5m	3m	5m	5m	3m	5m



① 試験盛土 A 全景

② 湿潤ヤード加水状況

図-5.7.3(a) 試験盛土 A のヤード平面と盛土全景及び高含水比ヤード加水状況



① 試験盛土 B 造成状況

② 湿潤ヤード加水状況

図-5.7.3(b) 試験盛土 B のヤード平面と盛土造成及び高含水比ヤードの加水状況

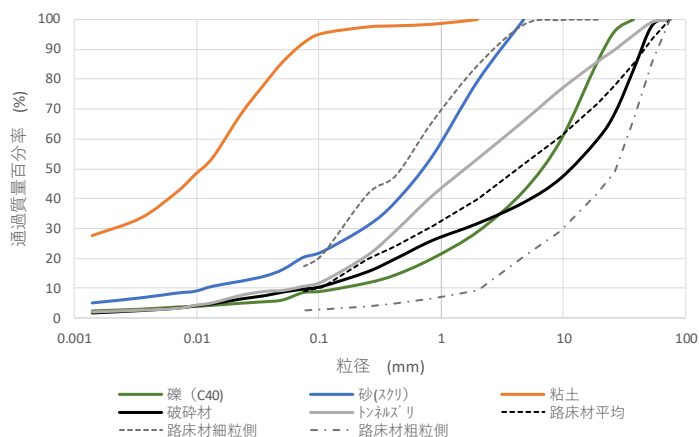


図-5.7.4 試験盛土で用いた材料の粒度特性と路床材の粒度範囲

表 5.7.2 試験盛土で用いた振動ローラの諸元

		10t roller (SV514D)	4t roller (SW354W-K)
Weight	[kg]	11,740	2,940
Width of Compaction	[mm]	2,130	1,200
Vibration Force	[kN]	255.0	20.6
Frequency	[Hz]	28.8	55.0



試験盛土 A では 10t 級と 4t 級、試験盛土 B では 10t 級振動ローラを転圧機械として用いた。試験盛土 A, B における現場締固めの状況を概観する目的で図-5.7.5(a) (b) を準備した。以下では加速度応答法とその周辺技術に的を絞るため、転圧性状に関しては文献⁶⁾⁷⁾⁸⁾を参照されたい。図-5.7.5を見ると、いずれのヤードにおいても人為的に加水した高含水比ヤードはむしろ最適含水比に近く、締固め密度も自然含水比ヤードより大となる結果となった（室内締固め特性に対応。現場密度は最終的には B 法あるいは E 法の室内締固め密度付近まで上昇）。なお礫（C-40）や試験盛土 B の結果を見ると、これら粗粒材料の自然含水比は最適含水比のドライ側に位置し、現場で極端な加水を試みても最適含水比を超える状態には至らなかった（透水性の高さによる）。砂（スリ）の湿潤側ヤードは転圧面が倦んだ状態となり地表面からの水の滲み出しが観察された。粘土ヤードは初期含水比では振動ローラの走破性が確保できなかったため石灰を 50 kg、100 kg /m³ 添加して試験に供した（この結果 E, F ヤードは結果的に類似した挙動となった）。

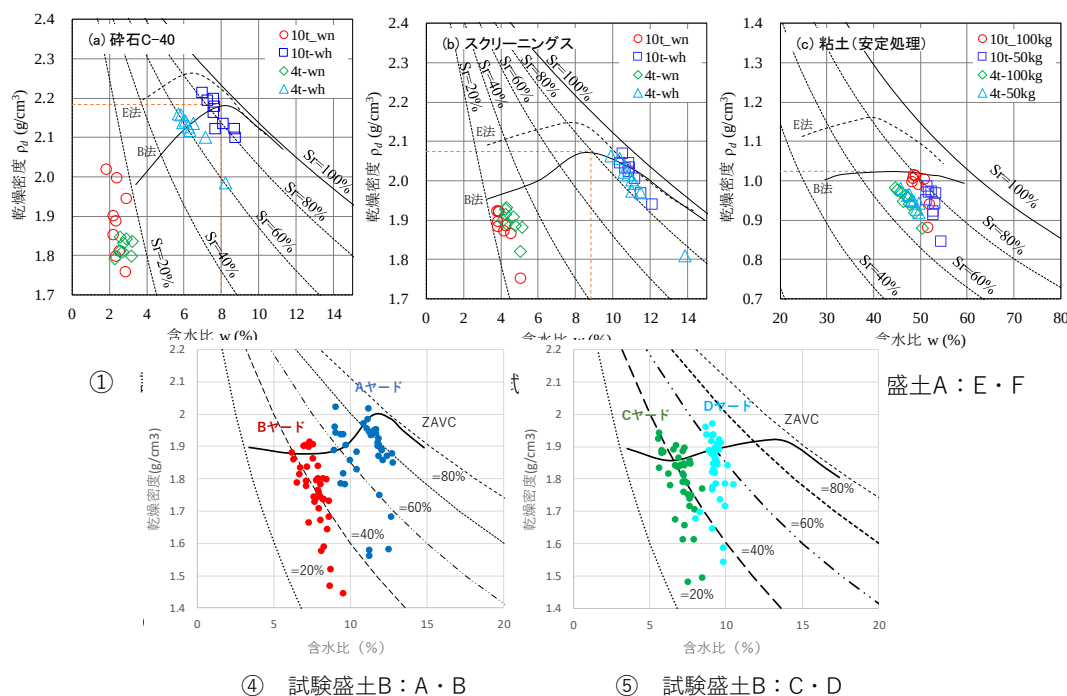
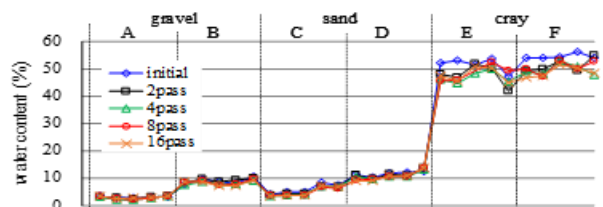


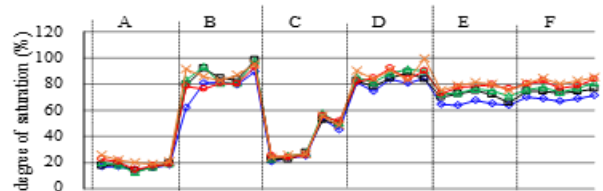
図-5.7.5 試験盛土 A, B における転圧に伴う乾燥密度の変化（盛土 B は E 法による締固め曲線を示した）

(1) 材料と含水比の組合せが加速度応答値に及ぼす影響

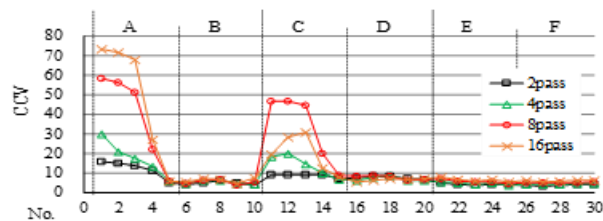
振動ローラの加速度応答値が材料と含水比（飽和度）の組合せにより変化する事は従来よりよく知られている²⁾³⁾。試験盛土 A, B でこれを再確認した結果が図-5.7.6 であり、各レーン毎の含水比、飽和度、加速度応答値の距離程データを連続的に表示した。加速度応答値は CCV と乱れ率（ α システム）の 2 種類を並行計測したが両者はほぼ 1:1 に対応する⁷⁾。図より、加速度応答値が材料と含水比の組合せに応じて変化する事、高含水比（飽和度）ヤード、特に飽和度が 80% を超える条件下では加速度応答値が大きく低減する事が再確認できる。図-5.7.7 は図-5.7.2(a) の模式図を意識して同様の整理を試みた結果である（横軸を対数にしたのは図を見やすくするためであり特段の意味はない）。現場施工データを逐次図のように蓄積・分析していく事で、転圧面における盛土材料と含水比の変動の様子をリアルタイムに捉えようとする事が第一の試みとなる。図-5.7.7(b) の縦軸の範囲を図(a)中に併記した。この点については次で述べる。



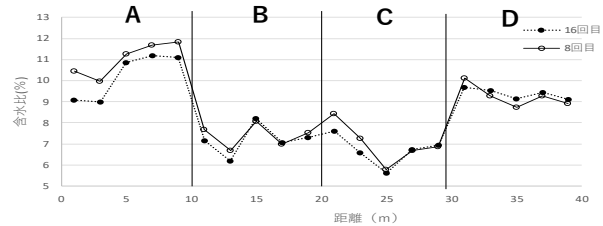
① 含水比のヤード毎変動



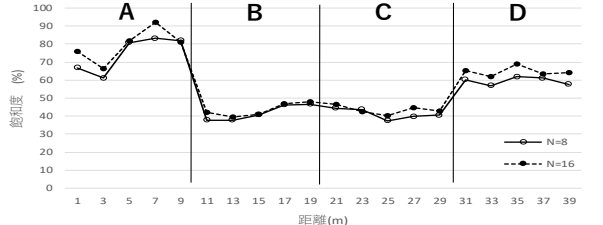
② 飽和度のヤード毎変動



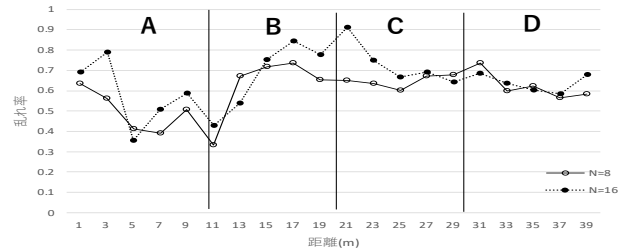
③ CCV値のヤード毎変動



① 含水比のヤード毎変動



② 飽和度のヤード毎変動



③ 乱れ率のヤード毎変動

図-5.7.6(a) 材料・含水比・飽和度と加速度応答値の関係 (試験盛土 A 10t) (b) 試験盛土 B

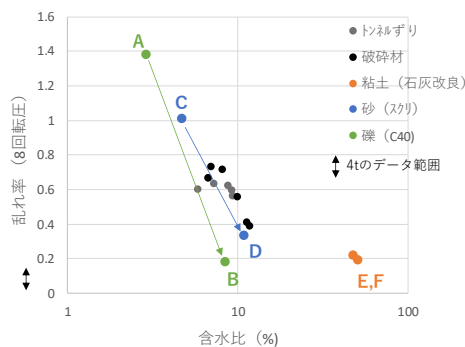
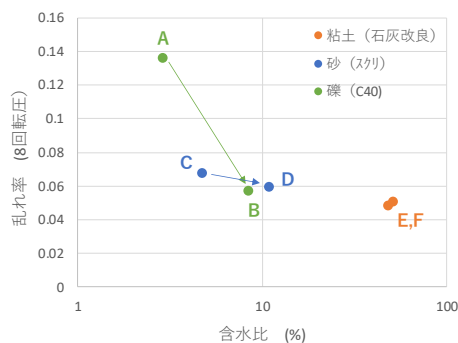


図-5.7.7(a) 含水比と乱れ率の関係 (10t ローラ, 8 回転圧)



(b) 4t ローラ 8 回転圧

(2) 加速度応答値と既存管理指標値の転圧収斂性の比較結果

第二の試みは転圧回数の増加に伴う各指標の収斂傾向を利用するものである。図-5.7.8は、2つの試験盛土で得られた加速度応答値と転圧回数の関係を示す。礫質や砂質で自然含水比状態の場合、加速度応答値は概ね転圧回数の増加と共に次第に収斂する傾向を示すが、含水比や飽和度が高くなると加速度応答値自体が小さくなるだけでなく、転圧に伴う収斂性も悪化する。試験盛土 A, B の加水ヤード B, D (③の拡大図参照) がこれに相当するが、粘性土 E, F であっても 10t 級ローラかつ飽和度 80%以下であればそれなりの収斂性を示す事は興味深い。④に示すように 4t ローラは振幅 (= 振動輪のジャンプ量) が小さく加速度応答値そのものが小さい。振動ローラを地盤剛性検出装置と見た場合の分解能が低いことに対応しており、4t ローラによって転圧収斂性を精緻に検出する事は中々難しそうである。

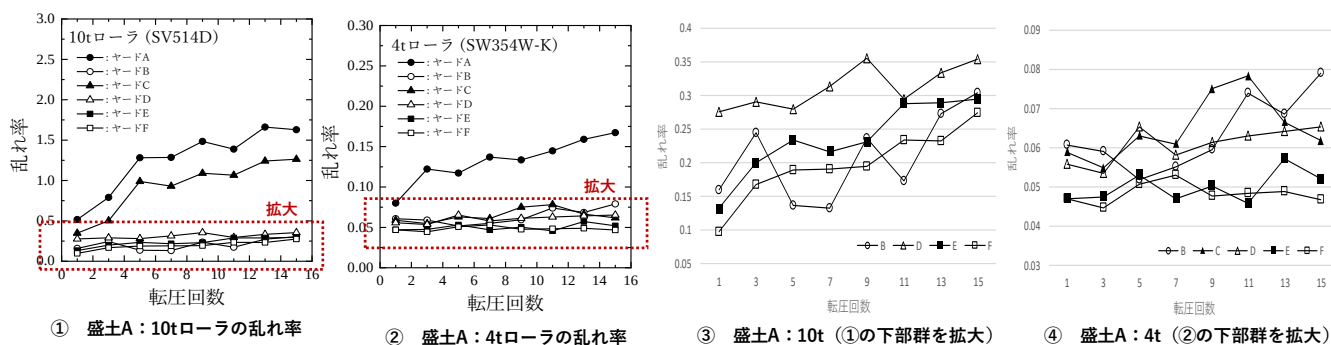


図-5.7.8 加速度応答値と転圧回数との関係（試験盛土A）

では、試験施工時に転圧収束の確認に用いられるレベル沈下量や乾燥密度の収束性はどうか。図-5.7.9は、16回転圧時の値を1として正規化した収束カーブを作成し、沈下・乾燥密度・加速度応答値の3者を重ね合わせてみた結果である。紙面の関係から一部のみ示したが、各指標の収束性が一致する場合（礫質＋自然含水比＋大型ローラの組合せ）と逆の場合（これと逆の組合せ）が様々に生じている事が見て取れる。図-5.7.10は3指標のそれぞれの間の関係性を調べた結果であり、材料・含水比・ローラ規模の組合せに応じて次第にこれらの関係性が崩れていく（＝転圧収束性も崩れていく）様子を表している。なお、実路床材料を用いた試験盛土Bでは、加水の有無に関係なく良好な収束性を確認する事ができた。表-5.7.3(a)は、これを定性的に整理した結果である。図中の○の組合せでは、加速度応答値の収束性をリアルタイムに確認する事で、転圧時沈下や密度増加の収束を間接的に評価する事が可能となる。図-5.7.7と図-5.7.9を照らし合わせると、表-5.7.3(b)のような内部判定ロジックが見えてくる。加速度応答値の絶対値と収束性の変化を追跡する事で、材料と含水比のどちらが変化しているのかを概ね判定できるかもしれない。しかし、両者が同時に変化した場合、加速度応答法はお手上げである。そのために開発を進めているのが次に述べる移動式散乱型RIである。

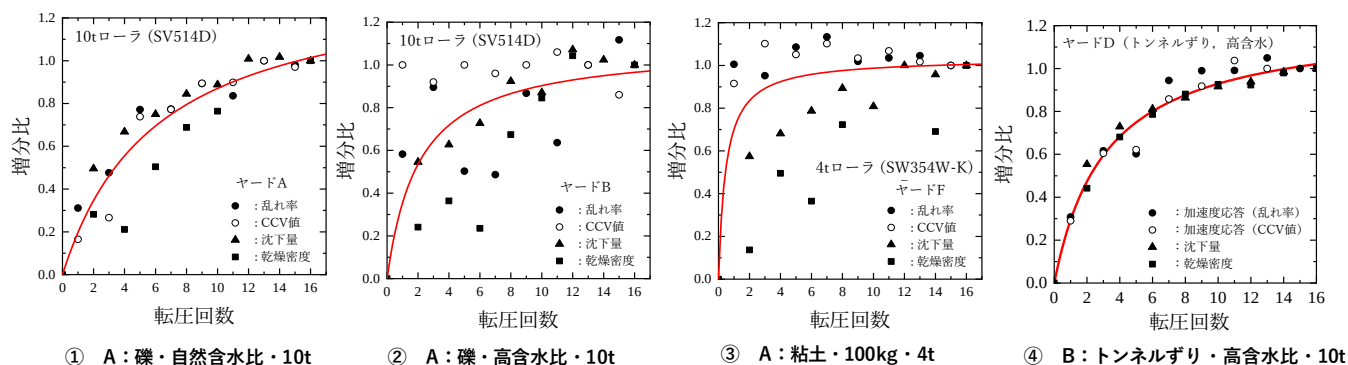


図-5.7.9 加速度応答値・沈下量・乾燥密度の転圧回数に対する収束性比較（試験盛土A,B 一部を抜粋）

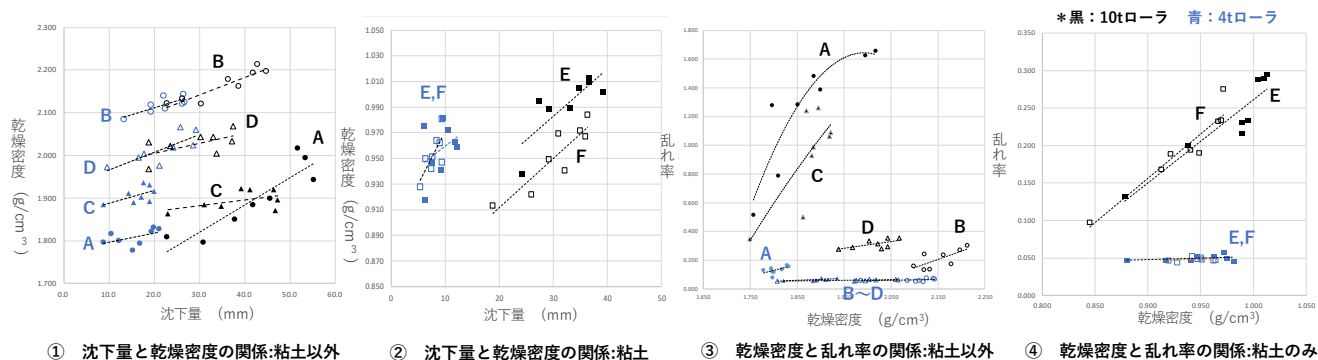


図-5.7.10 加速度応答値・沈下量・乾燥密度の相互関係（試験盛土A）

表-5. 7. 3(a) 転圧時収斂性の判定結果

	礫質土		砂質土		粘性土	
	低含水比	高含水比	低含水比	高含水比	低含水比	高含水比
10t級振動ローラ	○	×	○	×	○	○
4t級振動ローラ	○	×	×	×	×	×

表-5. 7. 3(b) 材料変動に対する内部判定の考え方

		加速度応答値の絶対値	
		一定	変動
転圧に伴う収斂傾向	一定	両者共に一定	主に材料が変動
	変動	主に含水比が変動	両者が変動（分離不可）

(2) 新たな ICT 管理指標 (GNSS(z) および移動式散乱型 RI) の適用性試行事例

図-5. 7. 11, 図-5. 7. 12 に試験盛土 B における移動式散乱型 RI の試行状況と試行結果を示す。導入した装置はプロトタイプ機であるが、実際の転圧面で人力により移動させ GPS による緯度経度の取得が可能である事も確認した（これらを連動させれば含水比ヒートマップが描ける）。図-5. 7. 12 に示すように、散乱型 RI による含水比は従来の透過型 RI や炉乾燥法に比べて実務上遜色ない精度で計測が行なわれており、③に示すように距離程に対するプロットを見ても加水による高含水比ゾーンの境界を明瞭に捉えている事が判る。残された課題は機械の開発、および施工中あるいは 1 層転圧後に迅速に現地を走行しながらデータを取得する際の精度の確保である。



図-5. 7. 11 移動式散乱型 RI プロット機と試行状況（試験盛土 B）

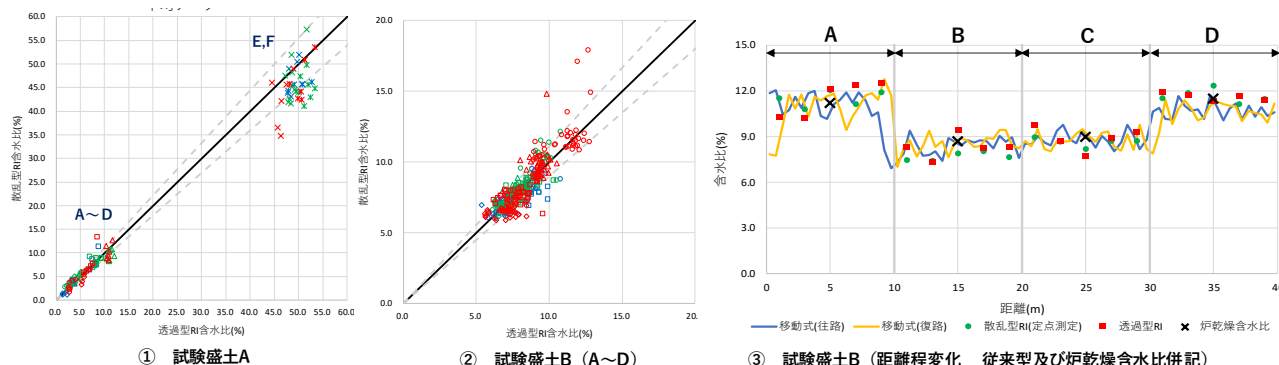


図-5. 7. 12 移動式散乱型 RI プロット機による試行結果（試験盛土 A, B）

図-5. 7. 13 は第三の試みである GNSSz 方向データによる転圧時沈下の直接評価の試行結果である。10t ローラでは転圧初期の収斂こそ何とか捉えているものの、複数の衛星にまたがるリアルタイム計測ではどうしても連続性のあるデータを取得する事が難しいのが現状である。GNSS 衛星測位の精度向上を待つ必要はあるが、現状においては現場転圧面の多点データに対して統計処理を施すなど、後処理による解消の可能性を模索する他ない。図-5. 7. 14 は、地盤剛性に基づく面的管理法（表 5. 7. 2 の④）に関する検討例である。地盤剛性のヒートマップ出力は既に実装済みの機能であり、ここから最弱面を抽出する事は難しくない。現状の乾燥密度の面的管理 (M2) から地盤剛性の面的管理（キャリブレーション不要）に移行するためには、再度加速度応答法で求まる変形係数 E_{ROLLER} と路床設計で用いられる地盤剛性 E の関係性について整理する事が必要と考えている。これについては本報告書の 5. 5 で詳述しているので参照されたい。また、試験施工時に簡易な小型 FWD による転圧地盤剛性 E_{FWD} の確認が出来れば、想定する相関性を現地確認したり、剛性データの蓄積と相関式のさらなる精緻化を図っていくことも可能になるのではと思われる。図-5. 7. 14 中には試験盛土 A, B で得られた E_{ROLLER} と E_{FWD} の関係を整理した一例を併記した（10t ローラで収斂性を確認したケースを主に抽出）。両者には正の相関が確認できるが、加速度応答法と小型 FWD の計測条件の違い（計測領域、ひずみレベル、ひずみ速度効果等）を勘案しつつ、データの持つ意味や設計思想との関連性を議論していく事が肝要と思われる。

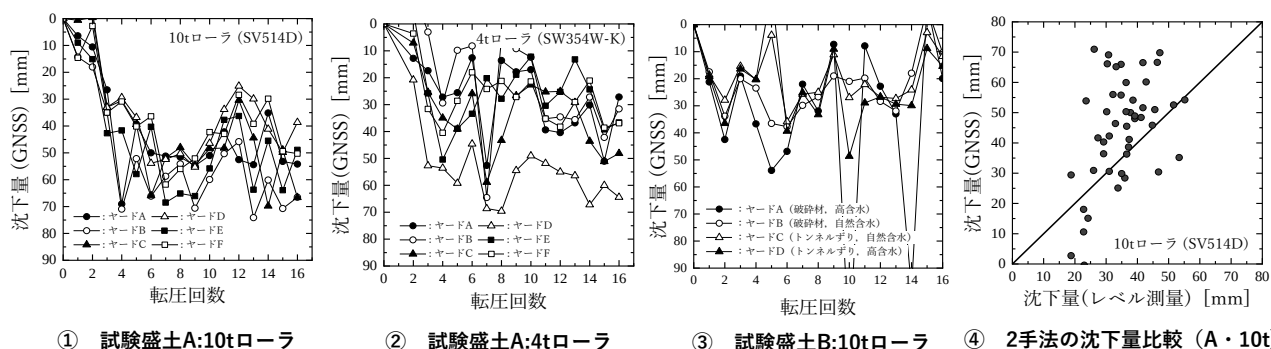


図-5.7.13 GNSS (Z) 計測による転圧回数収斂判定の試み (試験盛土 A, B)

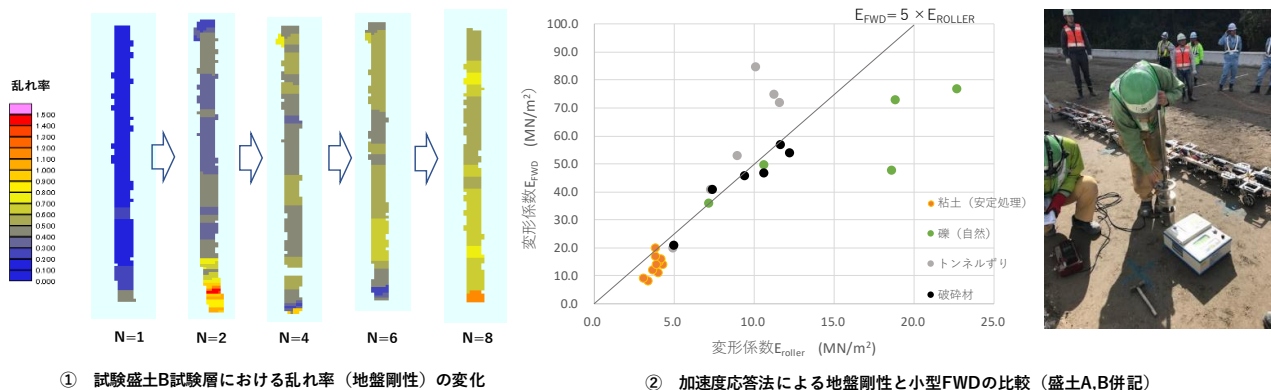


図-5.7.14 地盤剛性に基づく面的リアルタイム管理手法 (M2, M3) に対する試行例 (試験盛土 B)

5.7.3 最新型 ICT 土工品質管理システムの開発と実現場における試行事例

5.7.2 の試みでは、GNSS (z) による転圧時沈下量の計測精度、及び移動式散乱型 RI を自走式とする事に課題が残された。そこで、この 2 点の改善を試みた (現時点で) 最新の ICT 土工品質管理システムのプロト構築とその現場実証事例を本節の最後に示す。本プロトシステムは、加速度応答法の一つである α システムを高度化し、さらに上記 2 点に対する改善を加えたもの (次世代 α システムと仮称) となる。以下に全体システムの概要を示す。

(1) 最新型 ICT 土工品質管理システムの概要

① レーザースキャナによる転圧時沈下の計測

GNSS (z) の技術的課題を根本的に解消する目的で、レーザースキャナを用いた転圧時沈下評価システムを統合可能とした。レーザースキャナで施工面を連続計測し、 α システムに内蔵している高精度 GNSS で得られた軌跡を参考にしながら、沈下量、変形計量を追跡可能な仕組みを構築した。レーザースキャナは点群データとして面的に取得されるが、加速度応答値を取得した測線のみ抽出することで、加速度応答の指標 (地盤変形係数、乱れ率) に沈下量の収斂性を加えて品質管理を行うことが可能となる。用いているレーザースキャナの精度は 2mm である。

② 自走式 RI (散乱型含水比計測装置) の本格導入

散乱型 RI を自走式とシデータの自動取得と GNSS データとの連携を可能とした。含水比は転圧回数と共に変化しないことから、自動式のロボット (プロト) を転圧後に走行させ、これに搭載した散乱型 RI 計器の計測値と内蔵した GNSS とを連動させる事で転圧面の含水比ヒートマップを取得可能とした。ロボットに導入した GNSS は次の新型 α システムに内蔵したものと同型とし連動性を確保した。

③ 加速度応答値取得装置 (α システム) の高精度化とコンパクト化

①②の改善に加え、加速度応答値の取得システムにも改良を加えることで、統合システムとしての高度化を図った。1998 年に開発した α システム 1 号機の OS と内部 CPU をグレードアップし、性能向上を図った。従来の α システムは 2 秒間で 1,024 点のデジタルサンプリング、フーリエ変換を行って分析していたが、2 倍のサンプリングで計測およびより高精度な分析が可能となった。振動ローラの走行速度はほぼ時速 4km (毎秒 1m) であるため、上記により 0.5 秒間隔で解析結果が出力される (国交省や NEXCO で管理されている 50cm メッシュごとに解析データを出力)。これに加え、新型システムでは内部に高精度 GNSS モジュールを内蔵した (1 号機は別途準備が必要であったが GNSS システムとの連携が不要となった)。これにより転圧回数管理、転圧軌跡の管理、地盤剛性評価等が全てオールインワンで実施可能となる。なお高精度 GNSS は VRS を用いて補正すると共に 2 周波の RTK を採用しているため、精度は $\pm 2\text{cm}$ と非常に高い。

(2) 最新型 ICT 土工品質管理システムの構成

最新型システムの構成を図-5.7.15 に示す。上半分の点線で囲った部分がハードウェアであり、下半分の解析評価システムの外部に自走式散乱型 RI と点群データ (レーザースキャナ) がある。本システムはこれらを統合して現場転圧状況

をトータルに管理し、Web を通して閲覧、確認することが可能である。従来システムはオペレーターによる確認であったため、施工終了後に工事管理者がデータ収集して事後的に品質チェックしていたが、施工品質を工事管理者だけでなく例えば発注者も遠隔でリアルタイムに確認することが可能となる。写真 5.7.1 に各構成写真を示す。図の左上は振動ローラキャビンの中の α システム設置状況、右上が車載モニターであり、オペレーターが転圧回数を確認するだけでなく加速度応答値である乱れ率や地盤剛性をも確認することができる。写真中央が自走式散乱型 RI、右側にレーザースキャナを示しており、これらの計測結果をシステム側で統合評価する。

(3) 新型システムの出力項目

新型システムの出力項目を図-5.7.16 に示す。内蔵型の高精度 GNSS により走行軌跡や転圧回数が、加速度応答値の分析により乱れ率や地盤剛性が出力可能である。自走式散乱型 RI とレーザースキャナについては GNSS データとの連携により移動式 RI 装置が走行した軌跡面の含水比分布図（左）や転圧面の標高分布（右）を求める事ができる。レーザースキャナの各転圧回数毎の差分量から転圧に伴う沈下量を求め、転圧回数に対する収斂性を高精度で判定する事も可能となる。

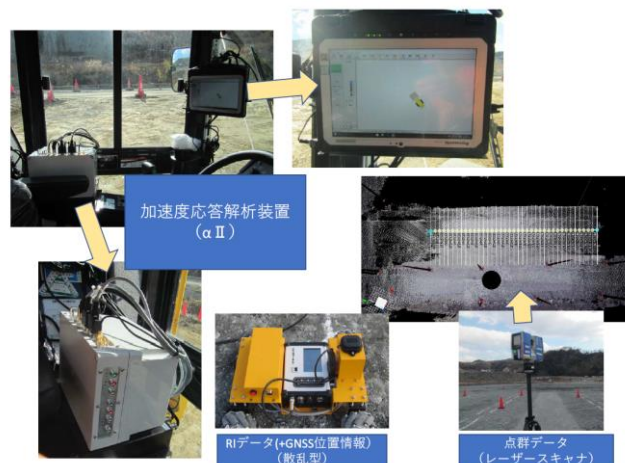
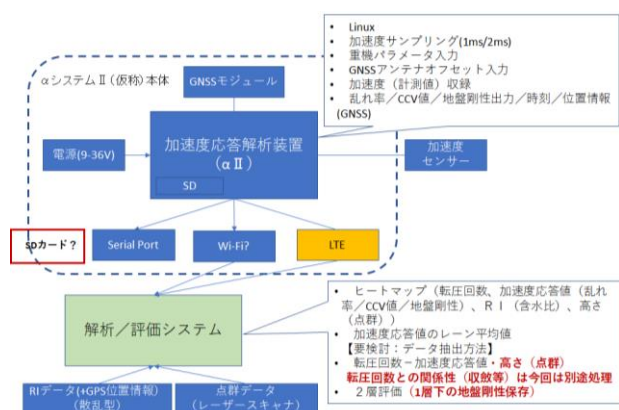


図-5.7.15 新型 ICT 土工品質管理システムの構成

写真-5.7.1 新型システムの各構成写真

(4) 現場実証実験結果

ある大型ロックフィルダムの実堤体において新型 ICT 土工品質管理システムの実証実験が行われた（国土交通省 PRISM 「施工現場における品質管理の高度化等を図る技術の試行業務」）。写真-5.7.2 に、ロックフィルダム実堤体の施工エリアと計測実施状況を示す。合計約 1000m² の本施工エリア（ロックゾーン）において振動ローラ（10t 級）による転圧と本システムによるデータ取得が実施された。図-5.7.17 は得られた各種指標のヒートマップの例（施工 1 日分、6 回転圧後）を示す。水比のヒートマップは離散的な図にとどまっているが、自走式 RI の走行装置の耐久性に問題があり複数経路の走行ができなかった事による。走行機構の改良は今後の課題である。図-5.7.18 は加速度応答およびレーザースキャナにより得られた地盤剛性、乾燥密度（換算値）、地表面沈下のヒストグラムを示している。1 日辺り（約 250m²）のデータ取得数は 1000～20000 となっており、これだけの面的データを取得すると、転圧面の剛性や密度、平坦性のばらつきがほぼ正規分布に従っている事が見て取れる。

写真 5.7.3 は本現場で並行実施した従来の現場品質管理手法である。SRID（走査型 RI 密度含水比計）と地盤剛性を求める小型 FWD を示しているが、今回の本施工エリアでは SRID による密度計測は最大 3 点/日程度（ロック材の中に透過型 RI の線源孔を削孔する事が大変な労力と時間を要したため）、小型 FWD でも 20 点が限界であった。これら既往管理手法に比べると図-5.7.18 の新型システムによる取得数は桁違いのものとなっている事が良く判る。写真 5.7.3 の右側には少し前まで行われていた水置換法と平板載荷試験を例示した。これらの省力化や効率化を図る目的で開発されたのが SRID や小型 FWD であったのだが、加速度応答法では取得可能なデータの点数が飛躍的に増加し、これが無人かつ施工をしながら取得されていく事になる。これらを横に並べて見ると、まさに隔世の感がある。

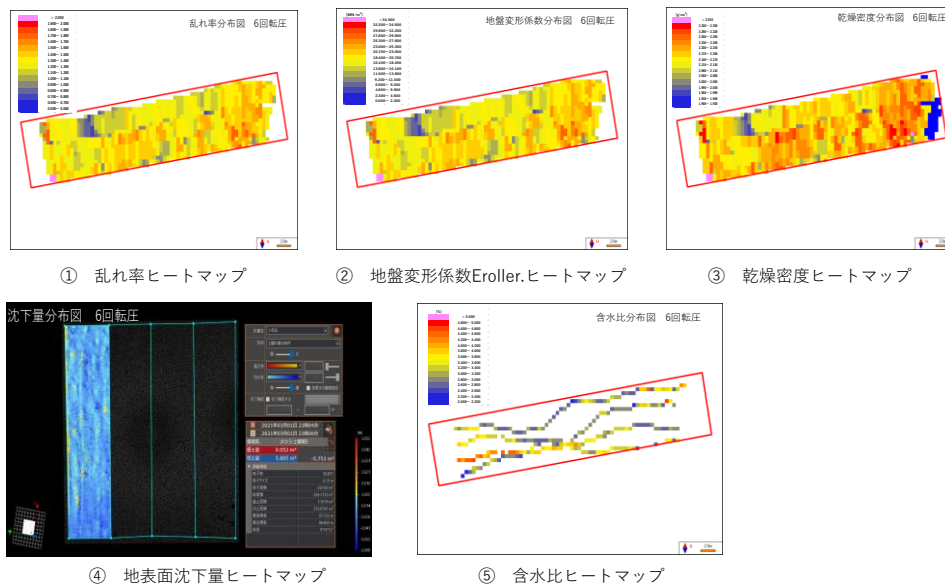


図-5. 7. 17 実施工面における種々指標のヒートマップ取得例

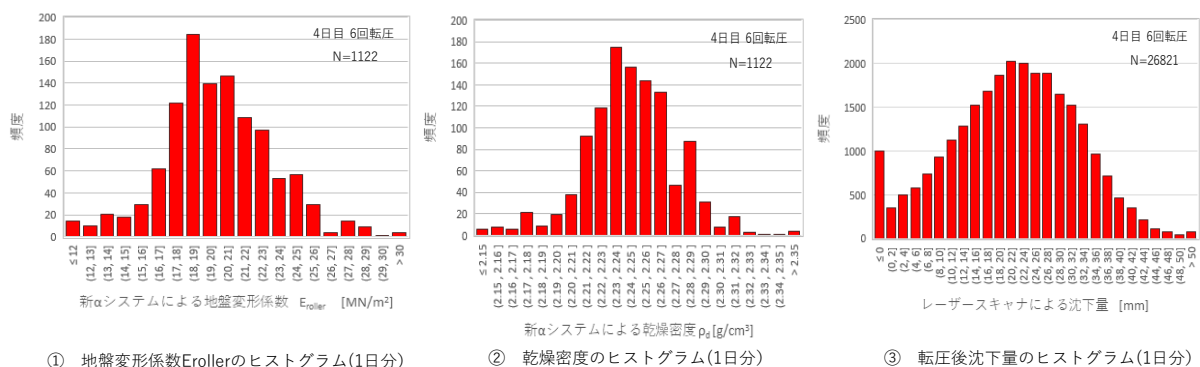


図-5. 7. 18 新型システムにより取得した各種指標のヒストグラム



写真 5. 7. 3 既往の原位置品質管理手法

5. 7. 4 今後の展望

表 5. 7. 4 には次世代 α システムの狙いと従来の現場管理に対する改善点を整理して示している。また表 5. 7. 5 には、実証工事で確認した現場品質管理業務の生産性向上の度合いを、具体的な数字で示してみた。表 5. 7. 5 は現場の品質管理業務がどの程度省力化され、コストが低減したうえで取得点数（管理精度）がどれだけ向上したのかを示す。よく議論される「ICT 土工の導入により現場は本当に楽になったのか？ 品質管理の精度は向上したのか？」という質問への返答である。概ね、1/10 のコストで 1000 倍のデータ点数を施工中に取得する事ができるようだ、というのがその回答となる。

管理試験の作業者が現場に立ち入る事が激減するために、現場の安全性の向上に寄与する事も間違いない。これは現場内におけるメリットであるが、表 5. 7. 4 に示すように、新しい ICT 土工品質管理システムを導入する目的は、本来このような現場管理業務の効率化や省力化だけではなく、本来の目的は、

- A. 現場締め管理の高度化・精緻化
- B. 現場品質管理業務の生産性向上
- C. 現場管理業務のDX化

にあり、表 5.7.5 は A, B を示しているに過ぎない。一方、i-construction の目指す最終ゴールは C の DX 化による業務改革にある。図-5.7.19 には、現場品質管理業務の問題点を指摘する一例である。例えば現在、施工側の現場監理技術者は 1 現場専任が原則であり、複数現場の管理を同時に行う事は出来ない。表 5.7.4 に示すように現場の品質管理が遠隔 Web で実施可能となれば、複数現場を管理する事も夢ではない。図(a)に示した遠隔臨場は、発注者側の立会をも Web で行う事で移動という無駄を削減し、発注者側の業務の効率化も図ろうという考え方である。図(b)は最近の地方自治体土木系職員の推移を示しており、直近で 15%も土木技術系の職員数が減少している。今後頻発していくであろうインフラの老朽化に対応して行くためにも、DX 化がもたらす管理業務の生産性向上と業務改革が必須な状況にあり、ICT 土工品質管理システムは、後このような重責を担っていく事になるものと想定される事から早期の社会実装を目指していく必要がある。

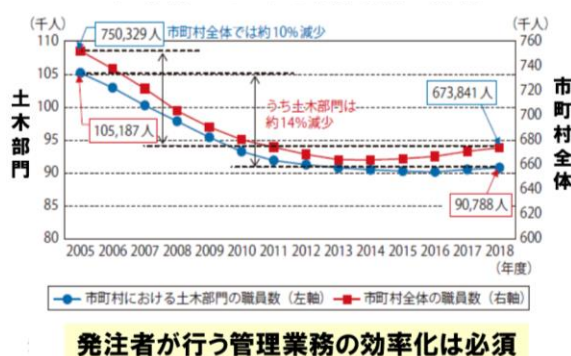
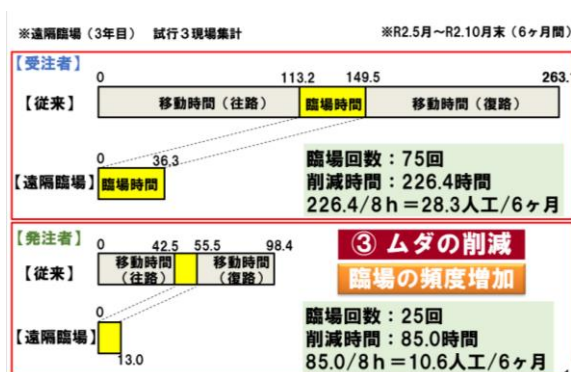
また品質管理データの DX 化のもう一つの狙いは、他部門や他分野との連携である。桁違いの数の品質管理データをサーバーに蓄積しておき、維持管理部門への引き渡しを行う他に、地方自治体、異種インフラ管理者、行政といった他分野と連携すべく、蓄積した情報を迅速かつ簡便に提供できるようなデータベース設計、連携 API の開発といった点も、今後一層重要となるものと思われる。

表-5.7.4 次世代αシステムの狙いおよび従来管理に対する改善点

新システムの狙い	従来の品質管理	次世代αシステム
現場品質管理の高度化・精緻化	複眼的品質管理	撤出し厚・転圧回数・現場密度分布（乱れ率換算）・地盤剛性 E_{pelle} 分布・含水比分布・転圧時沈下（たわみ）分布・施工後出来形データ
現場管理業務の生産性向上（省力化と効率化）	省人化	ICT機器による自動取得（施工しながら）、安全性向上にも寄与
	効率化	面的管理（多点・統計処理管理）
	リアルタイム性	施工中（リアルタイム取得・品質管理）
現場管理業務のDX化（他部門・他分野連携）	業務改革	Webによる遠隔リアルタイム管理（管理者・施工者一体システム）
	データ蓄積・活用	サーバー連携・BIM/CIM連携・維持管理部門引継ぎ等の社会活用

表-5.7.5 現場管理業務の生産性向上（実証工事における確認結果）

品質管理指標	従来の計測に要する時間と日あたり取得可能点数	従来計測に必要な人員と装備	従来費用概算（1日）	新システム費用および取得可能点数
現場密度試験	水置換法：1点あたり1日（ロック材）【1点/日】 RI法：1点あたり20分（線源孔削孔含む）【24点/日】	作業員4名、置換孔掘削車機・散水車費用、重量測定等（水置換）	【7万円～10万円/日】	α II レンタル・システム使用料 【1万円/日】 取得点数【1000点～数1000点/日】
地盤剛性測定	小型FWD試験：1点あたり30分【16点/日】	計測員2名、小型FWDレンタル費	【7万円/日】	
沈下量測定	レベル測定：1点あたり5分【96点/日】	作業員2名、レベル・スタッフ	【5万円/日】	レーザースキャナ【5万円/日】 取得点数【25000点以上/日】
含水比測定	RI法：1点あたり20分（線源孔削孔含む）【24点/日】	計測員2名、RI計器レンタル費	【7万円/日】	自走式RIロボット【費用・日取得点数>1000点はPRISM2期の2号機で確認】



国土交通白書2020 図表I-3-2-5より

- (a) 遠隔臨場による生産性向上と業務改革
 - (b) 地方自治体の土木部門職員数の推移
- 図-5.7.19 現場締め管理の生産性向上とDX化による業務改革がもたらす効果

第6章 海外における振動ローラ加速度応答法適用の現状

1978年にスウェーデンのGeodynamik社が振動ローラ加速度応答法による連続的締固めの品質管理法(Continuous Compaction Control, 以降CCCと称す)を特許登録して以来、約40年が経過した。2018年11月に40周年記念のシンポジウムがオーストリアのウィーンで開催された。米国では2004年に連邦高速道路庁が主導して土工および舗装工用にインテリジェント・コンパクションと称する国家的プロジェクトを開始して以来、CCCの導入と普及を推進してきた。2016年に締固めだけでなく建設工事インテリジェント化(ICT)を目指す国際会議(HCTG, 2019年にISICに改称)が組織され、国際的かつ学術的な展開も始まった。本章では米国を中心として世界各国での加速度応答法の適用状況、および2019年に東京で開催された日米ICワークショップについて報告する。

6.1 米国における適用状況

米国の連邦高速道路庁(Federal Highway Administration, 以降FHWAと称す)が主導するインテリジェント・コンパクション(Intelligent Compaction, 以降ICと称す)と称する国家的プロジェクトは2004年に開始した¹⁾。2000年頃に欧州の振動ローラメーカーが土工用にインテリジェント・ローラと称する自動振動制御機能付きの締固め機械をFHWAに紹介した。本装置は土の締固めの進行に伴う過転圧(オーバー・コンパクション)を防止するため、振動輪の振動振幅または振動力の合成ベクトルを垂直または水平方向に自動制御する仕組みである。FHWAは2004年に欧州へ調査団を派遣し、ICロードマップを立案した。初期研究ではインテリジェント・ローラが北西部のミネソタ州で試験された。しかし前宣伝のような締固め作業の効率向上の効果は認められなかった。ミネソタ州には氷河期の名残で無数の湖沼が存在するので地下水位は高く、粘性土が広く分布する。おそらく加速度応答値(Intelligent Compaction Measurement Value, 以降ICMVと称す)は低く締固め密度が顕著に増加しなかったと推察される。当時から道路工事の発注割合は盛土を含む新設工事より既存舗装の修繕や拡幅工事の方が多かったため、これを契機にICの適用対象は土工から舗装工へ移行していった。またIC導入の目的もインテリジェント・ローラに対する技術的関心からICMVによる締固めの品質管理法へ移行していった。これには民生部品として普及しつつあったGNSSによる位置情報の測位技術が大いに寄与した。

6.1.1 米国政府(FHWA:連邦高速道路庁)予算によるICプロジェクト²⁾

2007年から2010年迄の3年間、路床路床等をICの適用対象とする研究が加熱アスファルト混合物(以降、アスファルトと称す)へ展開された。約20件のIC試験プロジェクト(土工、路盤工、舗装工)が米国各地で実施された^{1,2)}。プロジェクトの運営管理はFHWAの外部コンサルタント会社(The Transtec Group)が担当した。各試験プロジェクトでは各州の運輸局(Department of Transportation, 以降DOTと称す)の事務所にDOTエンジニアと機材メーカー等の関係者を集めて、IC装置付の振動ローラとGNSSの実演と実習、現場デモ測定、試験前後のデータ取り扱いと意見交換会を催した。プロジェクト初期には、ローラ転圧回数の均一性が改善される事例がしばしば引用された。先ず、転圧回数の表示ディスプレイをローラオペレータに隠して従来通りに作業させた後、マップを見せて事実を認識させた。その後、ディスプレイ上のマップを見ながら運転させることで転圧回数の均一性が改善されたことを示し、運転スキルアップのトレーニング・ツールとしても有効だと報告した。ミネソタ州でのIC路盤試験工事では、ICMVが非常に低い箇所にアスファルトを敷設したところ、材料運搬ダンプが通過しただけで路面に亀裂が入った不具合事例を紹介し、下層の締固めと剛性の重要性が認識された。それ以降のICプロジェクトでは試験対象層の下層剛性をICMVで事前確認(プレマッピング)することがマニュアル化された。

図-6.1.1に2004年に始まったICロードマップ発表から最近迄の研究および普及プロジェクトの年譜³⁾を示す。2010年に一連の試験プロジェクトが終了するとFHWAはIC仕様書を発行し、その後の各州DOTのIC仕様書のひな形となった。2019年時点で舗装用のみのIC仕様書を規定したのは19州、土工用のみが3州、両方が8州に拡大した。さらに2014年にはAASHTO(米国全州道路交通運輸行政官協会)の初版仕様書が発行された。これらの仕様書では取得データの種類とデータフォーマット、支払条件、トレーニング計画等が詳しく規定されている。例えば、対象工区を転圧回数で管理する場合、最低90%満足すること、またICMV管理の場合には試験施工で求めた目標値を70%以上のエリアで達成すること等。どちらかの条件を満足しない場合、次工程前に発注者(DOT)に原因究明することを勧めている。

- ・ 2004年: FHWA IC ロードマップ発表, 欧州への調査隊派遣。
- ・ 2007年: NCHRP21-09, 土へのIC適用研究プロジェクト, 現場校正と仕様開発のためのガイダンス。
- ・ 2007~2009年: FHWA Highway for Life (HfL)研究でアスファルト用ICシステムIACA(Intelligent Asphalt Compaction Analyzer)の開発。後日, Volvo社が商品化。
- ・ 2007~2010年: TPF-5(128) Accelerated Implementation of Intelligent Compaction Technology for Embankment Subgrade Soils, Aggregate Base, and Asphalt Pavement Material, 本期間中に米国の国内IC適用への取組みが強まった。
- ・ 2007~現在: IC用 website (www.IntelligentCompaction.com) 立上げ。
- ・ 2012~2014年: The FHWA IC & Asphalt Density Study, ICMV値とアスファルトの現場密度との関係調査。本研究でアスファルトの現場密度を推定するICベースモデルを作成。
- ・ 2012~2014年: The FHWA Retrofit Study, IC装置の後付け搭載(レトロフィット)性の評価。取付性と関連する現場校正に関するガイドラインの作成。
- ・ 2012年: FHWAのIC仕様(土およびアスファルト)の初版発表。

- ・ 2013～2017 年：The FHWA Every Day Counts (EDC) による IC 支援プロジェクト。IC 適用のための DOT および建設業者への技術支援、トレーニングワークショップ、機材デモ、電話/メール/オンラインでの支援、これらの努力により米国国内での IC 適用がさらに推進された。
- ・ 2014 年：AASHTO の土とアスファルト用の初版 IC 仕様書。
- ・ 2016～2019 年：NCHRP 24-45 IC Research, ICMV による層特有の力学性状の測定方法が目的。
- ・ 2017 年：International Intelligent Construction Technologies (IICTG) が IC 水準の向上を目的に創設。2019 年に IC は他の Intelligent Construction Technologies (ICT) を包含して ISIC (International Society for Intelligent Construction) に改名。
- ・ 2015～2021 年：TPF-5 (334) pooled fund study, Intelligent Construction Data Management (ICDM) – AASHTO 標準 Veta ソフトウェアツールのデータマネージメントと標準化を目指して DOT および業界のニーズと合致するために Veta のガイダンスと継続的な基金援助。
- ・ 2017 年：The FHWA Tech Brief on ICMV Road Map, 加速度応答値 (Intelligent Compaction Measurement Value) の分類と将来的な開発へのガイダンスを目的にロードマップ発表。

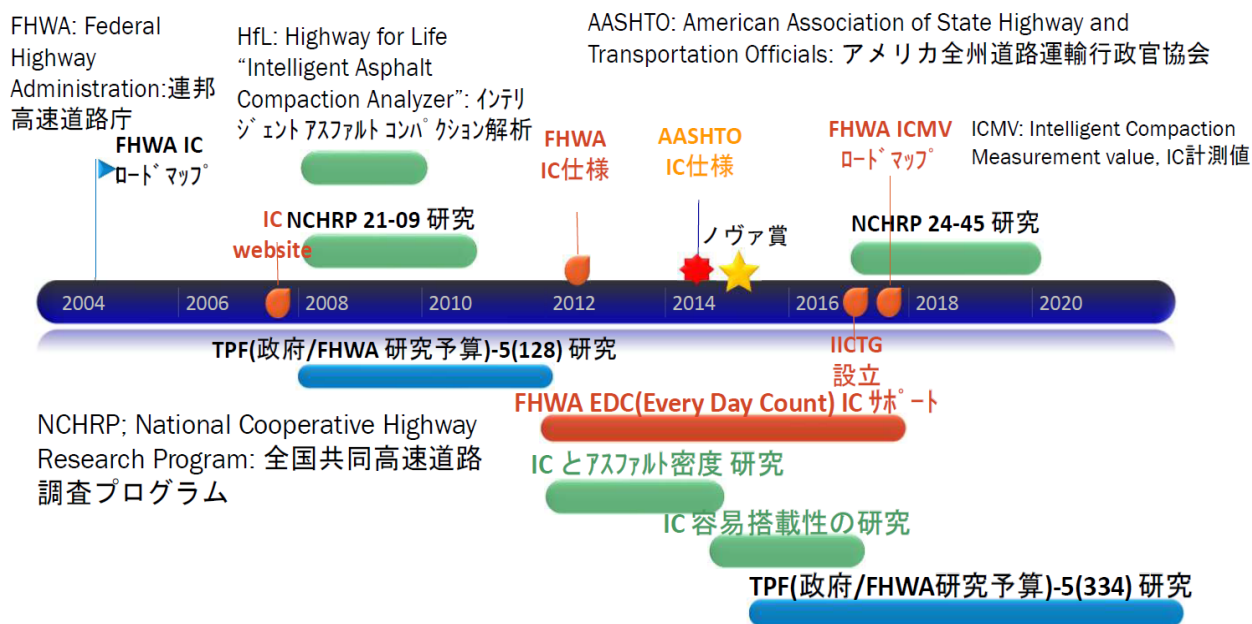


図-6.1.1 米国における IC の略史¹⁾

6.1.2 Veta ソフトによる IC データマネージメント

各州で実施された IC デモ試験レポート²⁾は専用のウェブサイト⁵⁾に掲載されている。初期のレポートング過程で分かった事は、ローラメカ毎に異なる ICMV と各出力フォーマットに共通対応可能なビューアソフトの必要性であった。手作業による膨大なデータの解析を強いられたからである。一例として、24km の工事区間で 3 台のローラから得られたファイル数は 11,207 個、17 百万列の Excel の生データ、有効データは 8 百万列であった。その結果、FHWA は予算を組んで、Intelligent Construction Data Management (ICDM) と称して、メカ毎の出力値へのインターフェースソフトとマッピング・解析機能付きのいわゆる地理空間データの標準的な後処理ツール (Veta) の開発に着手した。製作担当は上述の The Transtec Group で、ミネソタ州 DOT と FHWA の運輸プール基金 (TPF-5, 334) によって資金援助された。2010 年当時、IC ディスプレイ (パソコン) への現場設計データと施工記録データのやり取りには USB チップが使われており、管理の拙さによるデータ紛失がしばしば発生していた。ミネソタ州 DOT では約 20% のデータ紛失が発生したという報告もあった。対策として当時 GNSS メカによってクラウドサーバを利用したデータ収集方式が開発されると、ミネソタ州 DOT は直ちにこれを採用した。現在では、データ紛失対策およびリアルタイム検査に加えてデータ改ざん防止などを目的として、各 GNSS および重機メカのクラウドサーバから収集データを直接 Veta へ提出する方法が標準化された。Veta は各プロジェクトで使用されるたびに改良・更新されてきた。FHWA は AASHTO-PP81IC および PP80PMTP 仕様の標準化ツールとして位置付けたので、採用する州 DOT 数は増加している。また DOT と施工業者は現場情報をリアルタイムで共有できるので、ローリングパターンや転圧時の舗装温度のチェックが可能になり、作業手順に修正が必要な場合には、ローラオペレータに速やかに改善指示できるメリットが報告されている。

最新の Veta ソフトには、IC に加えて、赤外線スキャニング (Infrared Scanning, 以降 IR と称す) またはペーバ搭載温度分布 (Paver-Mounted Thermal Profiling, 以降 PMTP と称す) という舗装工事のアスファルト温度についても同様の表示と解析機能が追加された。PMTMP はアスファルト舗装で使われる敷き均し機械 (日本語でアスファルトフィニッシャー、英語でペーバ) の敷き均し直後のアスファルト表面温度を位置情報と共にリアルタイムで連続測定し、その温度が基準値以内にあるかどうかを測定・検査するシステムである。アスファルトの締固め密度は締固め時のアスファルト温度が高いほど増加しやすいが、冷めると密度向上が困難になる。従って、締固め易さ (品質) の指標であるアスファルト温度を敷き均し直後に間接的に管理していることになる。最新版ソフトは Veta 6.0.147 (2021 年 6 月時点) で、上記の専用ウェブサイトから無料ダウンロードできる。Veta の特長⁶⁾は下記の通りである。

- ・ IC と PMTP のデータはクラウドサーバから直接ダウンロード可能。
- ・ IC と PMTP データは、各工事プロジェクトの地図上に色分け表示され、拡大、縮小、スクロールも自在。
- ・ データのフィルタリングや解析を支援するためにアラインメントファイルの読み込みが可能。
- ・ データを様々な方法で抽出するための豊富なフィルター類が完備。
- ・ 詳細解析するために、工事プロジェクトデータの細分化が可能。
- ・ 局所測定データの追記、IC データとの相関性を検討し目標値設定が可能。
- ・ 解析、ヒストグラム、転圧回数分析、工区毎の報告書、セミバリオグラム（均一性メトリック）、フィニッシュ直後の敷き均したアスファルトの温度分布、締固め曲線、相関性分析、仕様との適合性等の分析。
- ・ PDF を含む様々な方法による総括レポートの作成。

表-6.1.1 ワークショップの開催数

	FHWA主催 (EDC)ワークショップ	海外開催 左に含まれる
2015	22	
2016	4	
2017	9	
2018	6	1
2019	8	4
2020	5	
2021	4	

Veda の使い易さと習熟度は IC の普及に影響することから、FHWA はその講習会を 2015 年から全米各州で精力的に開催してきた。感心するのは、新技術の導入と普及に費やす米国政府と各州のカネ・ヒト・モノ、そして情熱である。特に、IC 普及のキーポイントであるデータ管理ソフト (Veda) の開発プロジェクトは 2021 年 6 月時点でも継続されている。表-6.1.1 に示すように 2015 年の 22 回に比べると、年を追うごとに回数は減っているが、IC プロジェクトの発注州の DOT 関係者やその受注業者に講習対象を絞るなど、個別のワークショップが実施された。2018 年と 19 年には海外（豪州、日本、中国）でも開催された。

6.1.3 CMV 値の 5 段階ランク分け

2017 年に出版された FHWA 技報⁷⁾では ICMV を次の 3 水準に分類した。①ICMV と従来の局所試験との相関性、②締固めの最終段階での ICMV の取得能力、③ICMV による層固有の力学的特性の測定能力である。レベル 1 とレベル 2 の ICMV は全基準を満たさないで各州 DOT や施工業者による採用は制限され、転圧回数とアスファルト表面温度の測定監視等に限定される。IC 技術の可能性を最大限に引き出すには、3 水準を満足するレベル 3 以上の ICMV に引き揚げつつ、それらの ICMV をローラに搭載して締固め品質を満足する真の自動フィードバック制御によって将来の IC 認証プログラムの基礎を築くことが可能になる。レベル 3 以上の ICMV の応用研究プロジェクトは 2019 年から 2022 年の間、ミネソタ州 DOT と国家道路研究連盟 (National Road Research Alliance, 以降 NRRA と称す、米国舗装技術の適用推進団体) によって開始された。IC レベル向上のために、テキサス大学の Nazarian 教授の率いる研究チームによる 4 年間に及ぶ研究成果⁸⁾に基づいて路床と粒調路盤の締固めに対応するレベル 3~4 の ICMV の評価計画が発表された。

Level-1 ICMV 「周波数応答に基づく経験的な解法」

モデル A1：周波数応答のリアクティブモデル (図-6.1.2)、モデル A2：オシレーション周波数リアクティブモデル (図-6.1.3)。例えば、Geodynamik の Compaction Meter Value [CMV]、Hamm の Hamm Measurement Value [HMV]、SAKAI の Compaction Control Value [CCV]等。

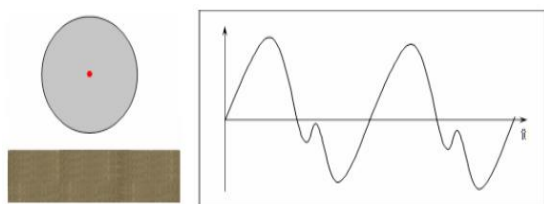


図-6.1.2 (A1) Vibratory Frequency Reactive Model

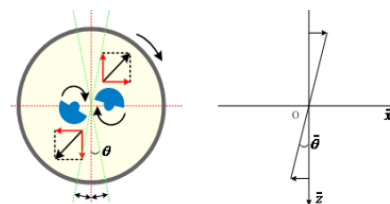


図-6.1.3 (A2) Oscillation Frequency Reactive Model

Level-2 ICMV: 「経験的エネルギーおよび転がり抵抗による解法」

モデル A3：転がり抵抗のある反応モデル (図-6.1.4)。例えば、Caterpillar の Machine Drive Power [MDP]

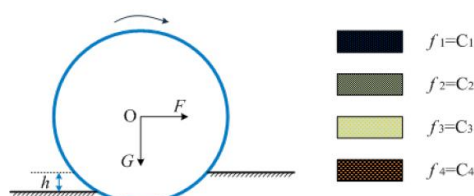


図-6.1.4 (A3) Static Rolling Resistance Reactive Model

Level-3 ICMV: 「簡素化された静的な力学的解法」

モデル B (図-6.1.5): 連続ローラと半無限地盤, モデル C (図-6.1.6): 離散的な車輪とスプリングダッシュポット結合系に基づく静的解法。静的解法と単純化解法のため、ダブルジャンプ（または非接触）時には無効。

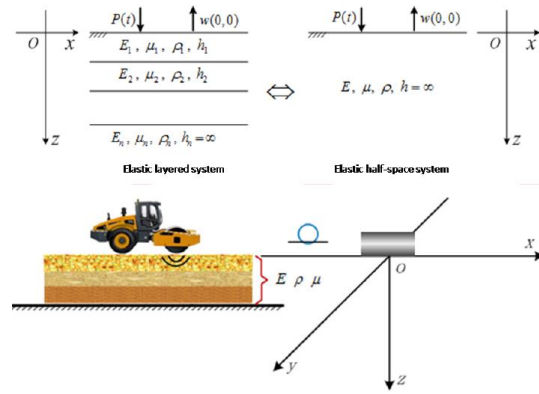


図-6.1.5 (B) Continuum Roller and Half-Space Layered System

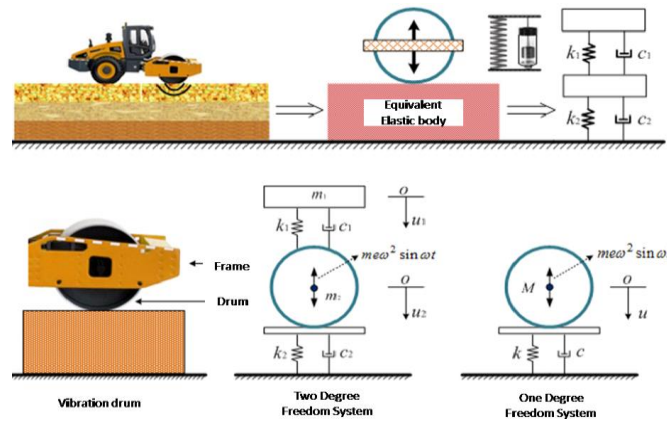


図-6.1.6 (C) Discrete Drum and Spring-Dashpot Coupled System

Level-4 ICMV: 「動的・力学的な解法」

モデル D (図-6.1.7): 跳ねる車輪と層システムにおける動的な衝撃モデルに基づく動的解法. ICMV (F-ICMV) は、車輪の振動加速度、速度、および変位に基づいて算出される。現場条件を反映するため動的な補正係数と位相遅れが必要。弾性係数 ICMV (E-ICMV) は地盤反力または衝突時間に基づいて計算可能。

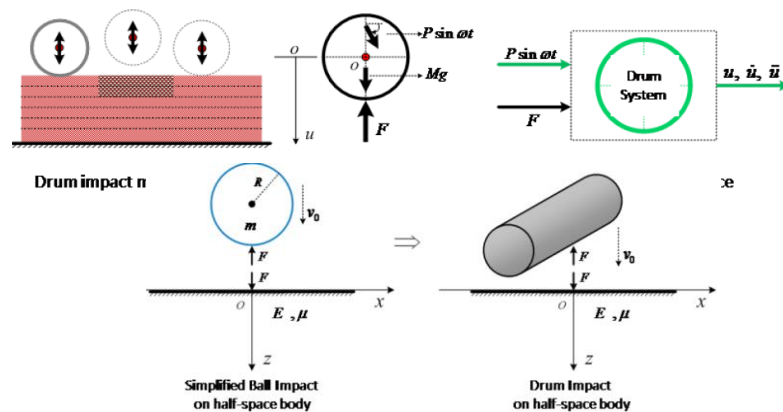


図-6.1.7 (D) Dynamic Impact Model for Decoupled Drum and Layer System

Level-5 ICMV: 「動的・力学的な人工知能による解法」

動的・力学的な解法と人工知能による解法の組み合わせ(図-6.1.8). 層に固有の弾性係数 ICMV (En-ICMV) と密度 ICMV (Pn-ICMV) は、モデル D (跳ねる車輪と層に関する動的な衝撃モデル) とモデル E (人工知能による解法) との組み合わせ. En-ICMV と Pn-ICMV (共に開発中) を測定するため、両モデルを融合できれば、現場測定方法により層毎にマッピング可能と推定される。次に真のリアルタイム自動フィードバックシステムを導入して、人の介入なしに締固めを最適化できれば、自律式締固め機械の実現が可能になる。

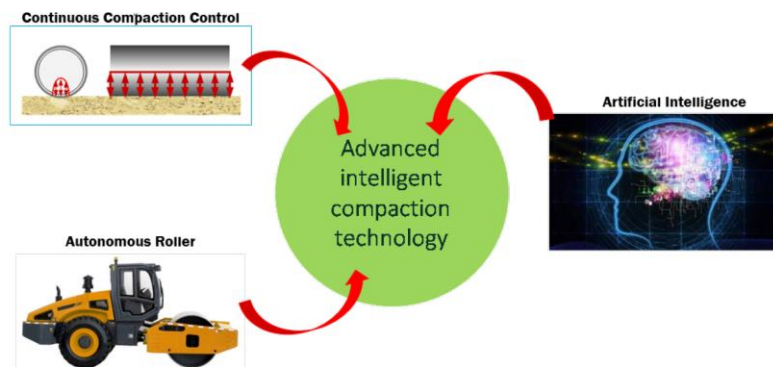


図-6.1.8 (E) Artificial Intelligent Method

上記の 5 段階レベルで使われる各モデルの要約 ⁷⁾を表-6.1.2 に示す。数種の解法を持つ 5 つの異なるモデル（動的、静的、経験的、および力学的）がある。

表-6.1.2 各レベルで使われるモデルの要約

モデル	解説	力学的/経験的	動的/静的
A	経験的反応モデル	経験的	未対応
B	連続ローラーと半無限層システム	力学的	動的/静的
C	離散的ローラーとスプリングダッシュポットとの結合システム	力学的	静的
D	跳ねる車輪と層のシステムに関する動的衝撃モデル	力学的	動的
E	人工知能法	力学的	動的

6.1.4 今後の課題 ³⁾

上記のように米国の産官学団体が多大な費用と時間をかけて推進してきた IC プロジェクトではあるが、依然として下記のような更なる補強と支援が必要であると指摘している。

- ・ IC 機材供給と技術サポート：メーカーによる機材類の供給性，地域販売店による全国的な技術トレーニング。
- ・ データマネジメント：機材メーカーによる顧客トレーニング，発注者 DOT による標準ソフトウェアの開発推進 (Veta)。
- ・ 発注者 DOT：コンサル支援，専任担当者の配属，新たな専用職位の創設，発注機関職員の訓練。
- ・ FHWA IC ワークショップとデモの開催：GNSS 現場検証と温度センサ現場検証用の実用手順書の作成。

6.1.5 最近の集中デモ実施例

2017 年に米国中西部のミズーリ州で行われた IC プロジェクト ⁹⁾では一年間に 13 件のデモンストレーションが集中的に実施された。発注者であるミズーリ州運輸局（以降，MoDOT と称す）は促進革新プログラム基金である (Accelerated Innovation Deployment : AID) を利用した。全工事の技術指導と支援は上述コンサルの Transtec 社が行った。これによって MoDOT 側と施工業者（全 8 社）の双方が IC 運用を集中的に体験することができた。施工業者は現場での試験と品質結果の取得には，サンプル数が少ない割に時間が掛かるが，IC-IR 法ではより速く，より良い品質の製品（舗装）を施工することができたと感想を述べた。MoDOT は Transtec による全面的な技術指導と支援によって無事にプロジェクトを完了できたことに謝意を表して，本成功体験に基づいて 2021 年までに全ての発注工事に IC を適用することを決定した。

6.2 欧州における適用状況

1978年にスウェーデンの Geodynamik 社が振動ローラによる締固めの品質管理法 (CCC: Continuous Compaction Control) を特許登録して以来、約 40 年が経過した。2018 年 11 月に 40 周年記念のシンポジウムがオーストリアのウィーンで開催され、スウェーデン、ドイツ、ノルウェー、スイス、オーストリア、フィンランド、スロベニア、イギリス、ポルトガル、米国、中国からの産官学関係者が 23 件の論文を発表した。基調講演では Dynapac 社の Akesson 氏が CCC の開発史¹⁰⁾を紐解いた。1970 年中頃、当時の Geodynamic 社の Thurner 博士と Sandstrom 博士が振動ローラ用の加速度計を使ったコンパクションメータの研究開発を開始した。本プロジェクトにはスウェーデン技術開発委員会の研究予算が付けられた。Dynapac 社の技術研究所が本プロジェクトの協力パートナーとして参画し Forssblad 博士がその責任者を務めた。1977 年から Dynapac の振動ローラ (CA51S, 16ton シングルドラム振動ローラ) に搭載してスウェーデンの様々な道路とダム現場で試験が実施された。ロックフィル、砕石、粒調材、砂、粘土、氷堆石等の様々な土質に適用され、平板載荷試験や FDW 等との相関性が確認された。これらの成果をもとに CA61 (16ton, 牽引式振動ローラ) がオーストリアの Finstertal ダム、CA51S (16ton, シングルドラム振動ローラ) がフランスの高速鉄道 (パリ〜リオン間) の鉄道路床でも試験運用された。1980 年、メータ結果を印字するプリンターが、さらに 1983 年にはデータをワイヤレスで伝送するシステム (Telemetry System) も開発された。1988 年、転圧回数とローラ位置を面的表示する液晶ディスプレイ (CDS) が開発された。こうしてスウェーデンの国家道路庁はコンパクションメータによる締固め品質管理 (CCC) を制定した。導入当初のインセンティブとして CCC を使えば平板載荷試験の数を 8 から 2 ケ所 (4,500~6,000m² 当り) ランダム実施、土質に応じて変更) に減らすことが認められた。しかもその 2 ケ所は CMV が最小値の箇所である。なお、本会議での発表論文の中で、特筆すべきはオシレーションローラ (水平振動) の振動実験解析と理論モデル^{11,12)}で、従来の振動ローラ (円振動) と同様に加速度応答法による締固め管理手法が適用できることを発表した点である。なぜなら、水平振動ローラは上述の Geodynamik 社が CMV と同時期に開発したが、車軸に繰返し振りトルクを与えて車輪が地盤表面を擦りながら回転し鉛直方向の加速度が殆ど発生しないので、加速度応答法は適用不可と考えられていたためである。

6.3 中国における CCC の適用と普及状況

1989 年、CCC による締固め品質管理法を上記スウェーデンのコンパクションメータ (CMV) を使用して導入した。1998 年以降、締固め管理には VCV (Vibration Compaction Value) と称する振動締固め値 (メーカー不問) という指標を採用した。これは上記のレベル 3 の ICMV に相当し、例えば Evib や Kb が相当する。2011 年に中国鉄道省は CCC による鉄道産業用の建設基準書を初発行した。2012 年、中国高速鉄道の路床建設用に CCC 技術が正式に採用された。2009 年から 2010 年にかけて米国 Trimble 社は、中国の蘭新新疆鉄道の建設において実験的に CMV を使用したが、CMV と K30 の間に良好な相関関係を見いだせずローラの転圧回数管理の適用に留まった。2017 年、中国運輸省が高速道路産業向けの CCC 標準書を、加えて河北省も標準書を各々発行した。2021 年には中国高速道路協会および黒竜江省から IC 規格書が發布される予定である。上記の規格は Xu Guanghui 教授による主導と指導によって実現した。2020 年以降、弾性率などの力学的原理に基づく IC 技術¹³⁾が北京德州高速道路 (300km 以上) の建設に適用された。2021 年、Xu Guanghui 教授は、河北省交通投資グループからデータの整理と情報プラットフォームでの動的な 3D 視覚化支援に招かれて、近日常 (2021 年 6 月時点) に完了予定とのこと (本情報は G. Chang 氏を介して中国四川省南西大学 Xu Guanghui 教授からご提供頂いたものである。)

6.4 国際会議 (ISIC) の創設

IC に限らず建設工事の全工程をインテリジェント化すべく、2016 年に IICTG (International Intelligent Construction Technologies Group)¹⁴⁾が George Chang (米, Transtec 社), Antonio Correia 教授 (ポルトガル, Minho 大学), Guanghui Xu 教授 (上述) および Soheil Nazarian 教授 (米, テキサス州立大学) 等の主催によって創設された。2017 年に第一回会議が米国ミネソタ州のミネアポリスで、二回目が中国の北京で開催されたが、2019 年に ISIC (International Society for Intelligent Construction)¹⁵⁾に改名された。2019 年の新型コロナウイルスによる国際会議の中止にも拘わらず、ネットによるワークショップを定期的に開催するなど、精力的に情報発信を続けている。

6.5 日米ワークショップ実施報告

2019 年 4 月に国際インテリジェント・コンストラクション技術グループ (IICTG) の George Chang 会長と Soheil Nazarian 教授の来日に合わせて土木学会建設用ロボット委員会新技術小委員会は「Intelligent Compaction に関する日米ワークショップ」を開催した。発表講演と発表者は以下の通りであるが、ここでは海外での加速度応答法適用の現状紹介として Chang と Nazarian 両氏の発表を紹介する。

- ・「米国における Intelligent Compaction 普及の概況」、IICTG 会長 George Chang 氏
- ・「土/路床の締固めへの IC 適用」、IICTG 副会長 Soheil Nazarian 氏
- ・「日本における Intelligent Compaction 普及の概況」、(株)大林組 上級主席技師 古屋弘氏
- ・「飽和度および IC による土の締固め管理について」、東京大学名誉教授 龍岡文夫氏
- ・「アスファルト締固めへの IC 適用と VETA によるデータ管理と舗装 BIM との将来的な結合」、George Chang 氏

6.5.1 米国における Intelligent Compaction 普及の概況¹⁶⁾ (George Chang 氏)

米国の FHWA は IC の技術普及のために、次の 7 報の技術短報と広報誌を発刊した。①IC によるプレマッピング。本施工層の基盤となる下層での IC ローラによる ICMV データ取得の重要性を記載。②色分け IC マップ。IC マップによる現場検査や IC 結果の解釈を明示するために、IC 色分けのガイドラインを提示。③IC 仕様について FHWA と AASHTO は国の IC 仕様を策定したが、独自の IC 仕様を策定する州 DOT も増えている。本誌では、これら仕様についてのレビュー

一と、今後の拡張するための推奨事項を説明した。④ICMV とメカニズムの包括的な説明、⑥土工用の IC。本誌ではアイオワ州 I-80 と US65 のインターチェンジ拡幅工事での IC 適用を紹介、⑦アスファルト舗装工事の IC。本誌では、シトカ空港工事での IC 適用を紹介した。

次に、従来からの IC 普及活動における項目、課題および解決策を表-6.5.1 に示す。

表-6.5.1 IC 普及活動での課題と解決策

項目	課題	解決策
1. 仕様	・ IC 仕様の欠如 ・ 不均整な IC 仕様 ・ IC データ変換/蓄積の企画の欠如	・ 全国ガイドライン/規格 ・ 地方/州の仕様 ・ 発注機関と産業界の委員会 ・ 発注機関の初期投資
2. 機材供給と技術サポート	・ IC 機材の供給不足 ・ 地域販売店/技術サポートの欠如	・ メーカーによる機材供給の強化 ・ メーカーによる全国的な技術サポートと地域販売店のトレーニング強化
3. データマネジメント	・ トレーニング不足 ・ 標準ソフトウェアの欠如	・ メーカーによる顧客トレーニング強化 ・ 発注機関による標準ソフトウェア Veta の開発 ・ 標準ソフトウェアを使用するためのトレーニング強化
4. 発注機関一制度	・ 上級管理職と地域の責任の欠如 ・ 人員とリソースの不足	・ 利益志向のエグゼクティブサマリー ・ コンサルティングサポートの依頼 ・ 専任担当者の配属 ・ 新たな専用職位の創設 ・ 発注機関職員の訓練
5. トレーニング	・ 地域販売店へのトレーニング/技術サポート不足 ・ 業界へのトレーニング不足 ・ 発注機関へのトレーニング不足	・ メーカーによる地域販売店向けトレーニングの強化 ・ 地域販売店による業界向けトレーニング強化 ・ コンサルタントによるトレーニング
6. 現場検証	・ GPS の実用的な現場検証の欠如 ・ 温度センサの実用的な現場検証の欠如	・ 仕様書に GPS 現場検証の実用的な手順（温度センサ現場検証の実用的な手順書は未定）
7. 認証	・ IC QC 管理者及び技術者に対する認証の欠如 ・ 機器認証の欠如	・ カリフォルニア州・ミネソタ州：IC QC 管理者及び技術者に対する認証（機器認証プログラムは未定）
8. ICMV レベル	・ レベル 3・4 ICMV の欠如 ・ レベル 5 ICMV の欠如	・ レベル 3・4 ICMV 研究：2019 国家道路研究団体（レベル 5 ICMV：未実施）

IC 成功への鍵は、下記の 4 項目である。

- ① 情熱：発注機関内/企業内に IC チャンピオン（リーダーの育成）。
- ② 根気：時間が掛かる!十分な事前計画!
- ③ コミュニケーション：発注者、機材メーカー、請負業者およびコンサル間の戦略。達成しやすい事から開始。

6.5.2 土/路床の締固めへの IC 適用¹⁷⁾ (Soheil Nazarian 教授)

米国での IC 仕様書策定に関する研究内容と仕様（案）について発表した。米国でも IC 研究が注目される理由は、日本と同様、現場での締固め品質が面的に管理できるからである。一般的な土の締固め管理は容易に計測可能な密度管理である。しかし盛土構造物の品質評価には密度だけでは不十分であり、地盤剛性による評価が不可欠である。近年の力学的舗装設計手法の普及に伴い、締固めた地盤の変形係数 (Modulus) をベースとする剛性パラメータを推定する研究が行われている。その研究の 1 つに FWD などの非破壊試験法（以下、NDT と称す）の適用がある。しかし NDT は局所的であり地盤剛性の低い箇所を見逃すリスクがある。これに対し IC はローラが転圧する全面の地盤剛性を評価するばかりでなく、リアルタイムで剛性の低い箇所を特定できる。図-6.5.1 に ICMV として地盤剛性の均一性を確認できるシステム (CMV, CCV, MDP) と、地盤の剛性値を検出可能なシステム (EviB, Kb, VCV) を示す。仕様策定時には、各ローラメーカーのシステムによって異なる ICMV と地盤の剛性値とを相関可能な合理的な手法が必要である。

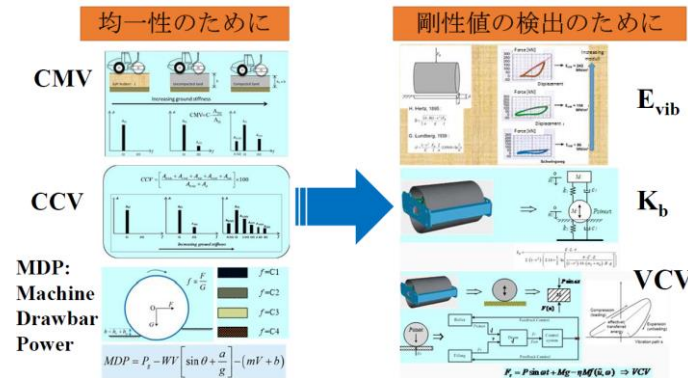


図-6.5.1 インテリジェント・コンパクションのパラメータ

提案する IC 技術を使った仕様の枠組みとして次の 6 ステップが考慮されている。

Step 1：設計値に基づく全層の性状予測

- IC 仕様で必要とされる全層の性状は、現場で使われる土質情報、締固め対象の層厚、そして実験室での試験で求められる剛性値。

Step 2：目標 ICMV 及び目標変形係数の取得

- ローラ計測の数値シミュレーションにより、目標 ICMV と目標変形係数を取得する。

Step 3：基盤層の均一性と状態を評価するためのプレマッピング

- ICMV の計測深さを考えると、これから転圧する対象層の ICMV は、基盤層の剛性の影響を受けることが分かっている。そこで、基盤層の ICMV を取得する必要がある（この基盤層の ICMV 取得をプレマッピングと称す）。プレマッピングでは、振動転圧中の振動条件である振動数・振幅・速度を、対象層の転圧時条件と同一に設定することが重要である。ICMV 分布結果に基づいて、均一性を向上するために、基盤層の手直しが必要な場合もある。

Step 4：施工業者による目標 ICMV/剛性値を達成するための締固め施工

- 締固め施工の目標は、地盤剛性が所定の目標値を満足し、かつ均一な締固めを達成することである。

Step 5：締固め層のマッピング

- 締固め施工終了後、プレマッピングと同様に IC ローラで施工面全面の ICMV を取得する。

Step 6：力学特性を抽出するための後処理

- マッピングとプレマッピングで取得した ICMV から締固め層の変形係数（Modulus）を求める後処理を行う。

本研究活動の概要は、多様な地盤材料の属性を考慮するのに適する施工工程と解析アルゴリズムの確立を目指すべく、先ず、表-6.5.2 にギャップ分析を示す。

表-6.5.2 実用的 IC 仕様策定に向けたギャップ分析

既知なこと	既存技術	不足技術	未知で知りたい事
ローラパラメータ - タイプ：振動／静的；平滑／パッドフット - モデル：ドラムサイズと質量 - 振動パラメータ：振幅，振動数，速度 土と層の特性 - 物理的：層厚 - 指標：分類とアッターベール限界 - 力学：レジリエントモジュラスパラメータ，強度	ローラ有限要素モデル - 3D 解析 - 動的振動 - 静止と移動時の振動シミュレーション - 振動パラメータ - 明示的分析 - 単面接触モデル - 単層 - 現行水分・変形係数モデル - 現行構成レジリエントモジュラスモデル - 現行逆解析アルゴリズム	- 高感度分析 - 土・ドラム接触モデル - 複合舗装の層(2 層, 3 層システム) - 現場データによる校正 - 深さ影響の調査 - 異なる構成モデルの採用 - 適応水分・変形係数モデル - 力学的特性の定義とそれらの構成モデル - 適応と校正された逆アルゴリズム	- 層の特性 - 目標値 - 特定の振動と材料特性に対するシミュレーション応答 - 特定の振動と材料特性に対する影響の深さ - シミュレーションの不確実性レベル - 力学的特性に関連した水分/サクションモデルの校正 - 地層の力学的特性の推定 - 環境や施工条件を考慮した層特性の逆解析

上記ギャップ分析の結果から主要な研究項目として抽出したものが次の 5 項目である。

1. 地盤材料の力学特性を測定するための最良のアプローチ：目標値の設定，力学特性の抽出。
2. 目標値を推定するための最適なシミュレーションモデル：計算時間の最短化，精度の最大化。
3. 最適な逆（逆解析）アルゴリズム：精度要求水準の確保，計算時間の最短化，IC ローラの影響深さの考慮。
4. 不均一性が ICMV に与える影響の考慮：材料関連，含水比関連。
5. 実用性：ローラサイズ，振動数，振幅，速度の最適な組み合わせ，生産性向上への施工業者要求の最適化，それに対する高品質で均一な構造物の構築，結果の表現方法。

本研究における目標 ICMV を求める手法として，ローラの締固め過程を表現する数値シミュレーションソフト（多目的有限要素プログラム LS-Dyna）を使用した。本シミュレーションでは 3D メッシュを用い，ローラのパラメータ（寸

法，振動数，振幅），地盤材料の特性値を入力して計算した．ローラの車輪と地盤の相互作用を考慮するために，自動単面接触タイプ（automatic single-surface contact type）を使用した．入力パラメータとその結果のデータベースを作成し，地盤システムの感度解析を行った（図-6.5.2）．このデータベースに含まれるデータを下記に記す．

- 車輪の寸法・質量・周波数・垂直方向の起振力，および速度を含むローラの動作パラメータ．
- 層厚，層の非線形パラメータ，各層のレジリエントモジュラスを含む地盤構造と地盤材料の特性．
- 解析の種類（静的，準静的，または動的），地盤材料構成モデル（線形弾性または非線形），車輪と地盤との接触方法を含む有限要素モデルの複雑性．
- 最大表面垂直変位・荷重下で観測された最大応力・影響深さを含む，ローラ締固めシミュレーションで得られた地盤システムの応答．

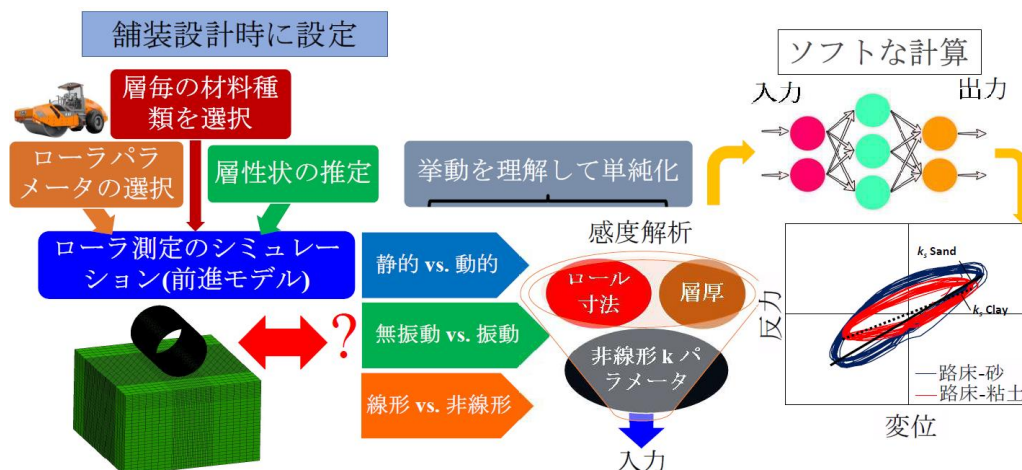


図-6.5.2 目標 ICMV の設定方法

上述した数値シミュレーションモデルのキャリブレーションのために，2 現場で試験を実施した．キャリブレーションには地中に埋設したジオホーンから出力される垂直方向の変位と LWD の試験結果を使用した（図-6.5.3）．

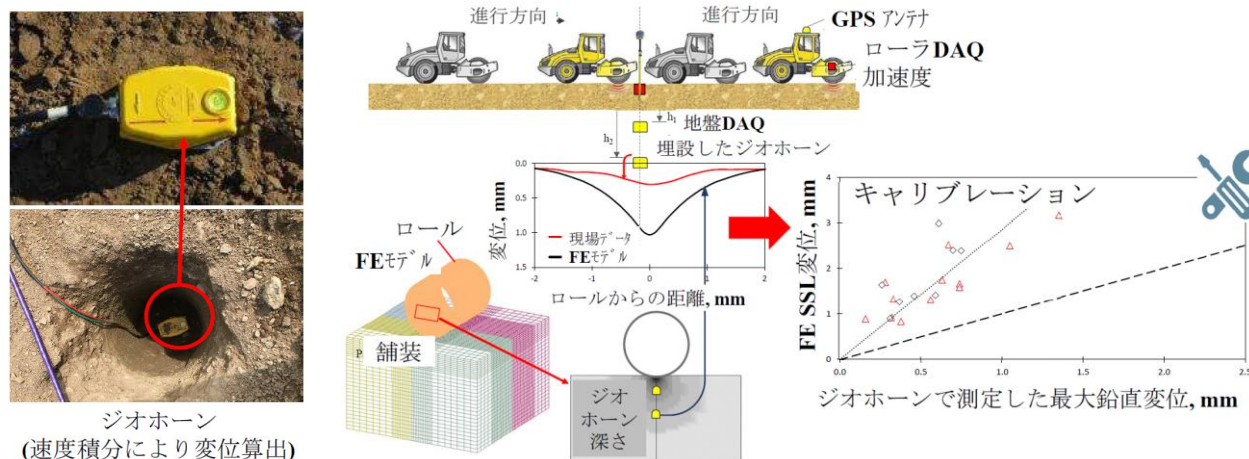


図-6.5.3 数値モデルのキャリブレーション

地盤変形係数を推定するため，人工ニューラルネットワークを開発した（図-6.5.4）．教師データベースには上述数値シミュレーション結果である単層地盤 2,200 件と 2 層地盤 4,400 件からなる学習データセットを使用した．

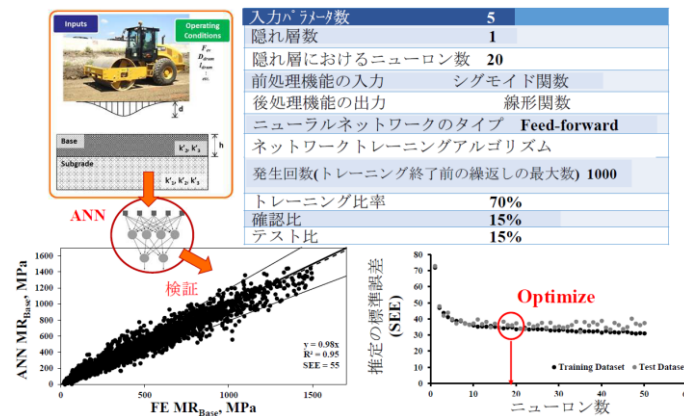


図-6.5.4 人工ニューラルネットワーク (ANN) の開発

実験室でジオホーンにより測定した最大鉛直変位と FE モデル解析で得られた変位の相関関係、および現場の路盤と路床で得られた同上の相関関係のデータを基に人工ニューラルネットワーク (ANN) によって推定変形係数を求めた。これを検証するために、路体の変形係数と逆計算による結果の相関関係を求めた (図-6.5.5)。

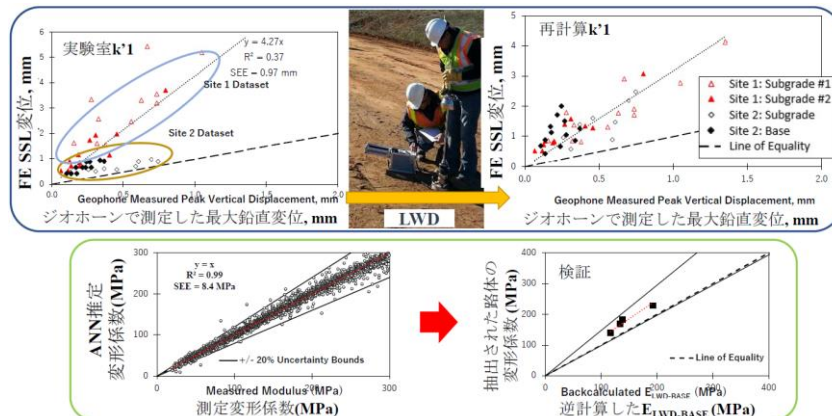


図-6.5.5 人工ニューラルネットワーク (ANN) によって推定される変形係数

現場マッピングで収集した ICMV 値の高低に応じて色分け表示し、地盤の剛性状態を判断する (図-6.5.6)。色分けした ICMV 値の低い領域で地盤の力学的特性を調査するための局所試験を実施する。ICMV の色分けには赤、黄、緑の 3 色が実用的である。その閾値は地盤剛性状態の判断に影響するので十分に吟味する必要がある。過去の研究では、色分け基準には下記の統計的分類技術が使われている。ICMV データ分類には、分位点分類とナチュラルブレイクが効果的である¹⁸⁾。

- 分位点分類 (Quantile) : 各クラスに同数のデータポイントを配置してデータ分類。
- ナチュラルブレイク (Natural Breaks) : データグループ間の差の最大化または分散最小化によるデータ分類。
- 幾何学的間隔 (Geometrical Intervals) : 各グループの特徴量の 2 乗和を最適化することで、幾何学的系列を表す区間に基づいてクラス分けを識別。
- 等間隔 (Equal Intervals) : 各クラスの幅が同じになるように、異グループの特徴を分類。

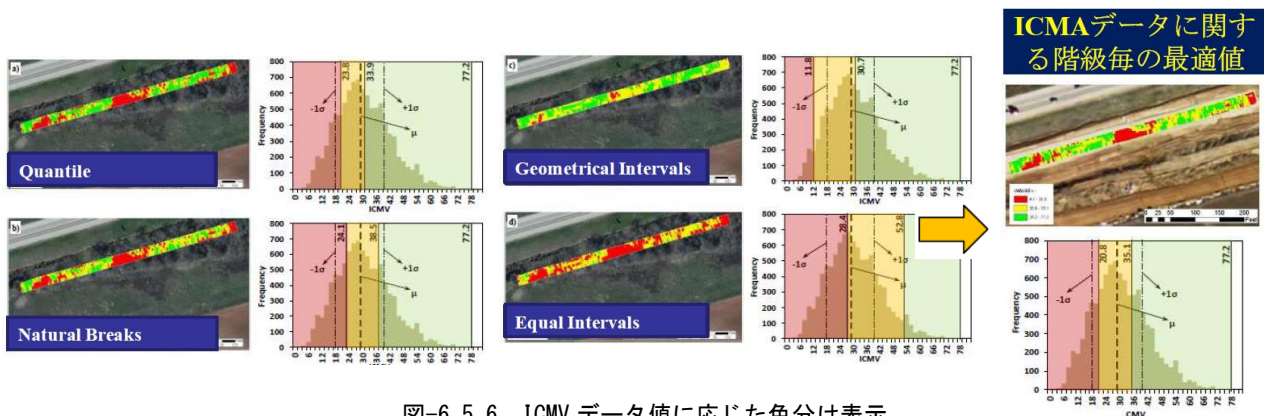


図-6.5.6 ICMV データ値に応じた色分け表示

ICMV のマッピング表示 (図-6.5.7) には、格子メッシュ表示が最適である。ICMV をクリギング (Kriging) 法で表示すると、ICMV 分布が滑らかになり見栄えは良いが、他の局所試験結果と比較する時に ICMV の補間値が実際値よりも高過ぎたり低過ぎたりする。良好なメッシュの幅はロール幅、長さは 7.5m である。また記録された ICMV の信頼性は、各メッシュ内に格納されている ICMV の変動係数 (COV: Coefficient of Variation) で判断する。COV が大きいほど ICMV の信頼性は低下する。ここでは COV の閾値を 35% (本手法導入初期の数年に暫定適用。最終目標は 25%¹⁹⁾) として 3 水準 (35%以下, 35~50%, 50%以上) に区分し、各グリッドでハンディ LWD による局所試験の実施回数を規定するか、工事のやり直しを規定する。

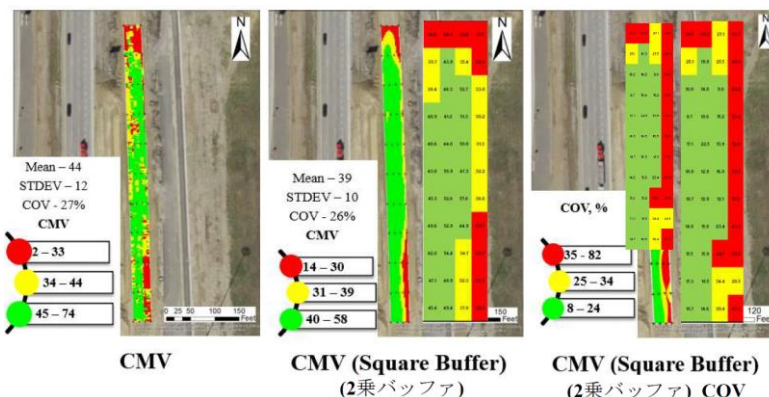


図-6.5.7 ICMV のマッピング表示

上記の COV とハンディ LWD による締め固め品質管理フロー手順は、図-6.5.8 に示される。COV が 35%以下の場合 (左側の緑色のフロー)、CMV が 30 以上または 5~30 に応じて、ハンディ LWD による測定回数を 3 回と 7 回と規定している。また COV が 35~50%で CMV が 5 以上の場合 (中央黄色のフロー)、ハンディ LWD による測定回数は 7 回、それ以下ではやり直し (右下赤色のフロー) を規定している。COV が 50%以上では均一性不十分と判定して作業やり直し (右上赤色のフロー) である。本品確フローは NCHRP20-45 に報告され、現在 AASHTO 小委員会で審議中であり 2021 年末頃に最終結論が出される予定である。

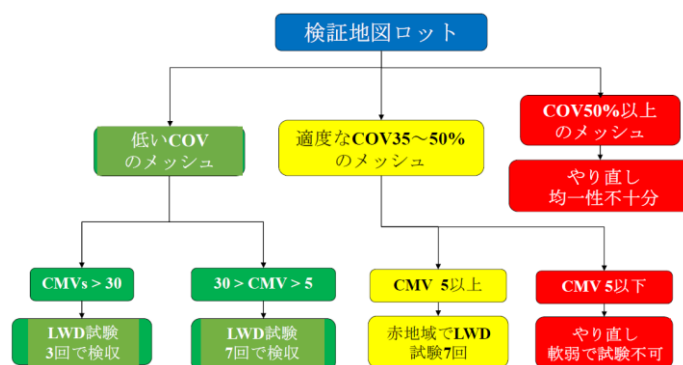


図-6.5.8 ICMV の変動係数と LDW による品質管理フロー

品質管理用の IC 技術は下記の事項を確認するために十分以上の意味があるとして発表を終えられた。

- ・ 最終製品の均一性 (現在でも達成可能)。
- ・ 設計変形係数の達成 (近未来に達成可能)。
- ・ 概念的に成熟しても、政策的かつ技術的な繊細な作業は依然として必要。
- ・ これらの詳細は我々との共同作業によって容易に達成可能。

【参考文献】

- 1) G. K. Chang and M. Arasteh, Intelligent Compaction Implementation in US - Issues and Solutions, Proceedings of 40 Years of Roller Integrated Continuous Compaction Control (CCC), pp.75~78, Nov. 2018, Vienna.
- 2) Final Report for Accelerated Implementation of Intelligent Compaction Technology for Embankment Subgrade Soils, Aggregate Base and Asphalt Pavement Material, FHWA, April, 2011.
- 3) 月本, 米国における盛土の締め固め管理, 基礎工, pp.64-70, July, 2009.
- 4) 月本, 米国における舗装の締め固め管理技術の動向と ICT 技術の活用, 建設の施工企画, pp.34-38, March, 2010.
- 5) <https://www.intelligentconstruction.com/projects/>
- 6) FHWA-HIF-17-036, Color-Coded IC Maps, Consistent Visual Data Interpretation, Technical Brief, FHWA, 2017.
- 7) FHWA-HIF-17-046, Intelligent Compaction Measurement Values (ICMV), A Road Map, Technical Brief, FHWA, 2017.
- 8) S. Nazarian et al., Evaluating Mechanical Properties of Earth Material During Intelligent Compaction, NCHRP Research Report 933, 2020.

- 9) MoDOT Projects No. TR201716/TR201802, Intelligent Compaction and Infrared Scanning Field Projects with Consulting Support, Final Report (cmr 18-003), Missouri Department of Transportation, Jan. 2018.
- 10) F. Akesson, Development and improvement of a roller mounted compaction meter in Sweden in the 70's and 80's., Proceedings of 40 Years of Roller Integrated Continuous Compaction Control (CCC), pp.13~16, Nov. 2018, Vienna.
- 11) J. Pistol, et al., CCC with Oscillating Rollers - Fundamental and Application in Experimental Field Tests, Proceedings of 40 Years of Roller Integrated Continuous Compaction Control (CCC), pp.115~118, Nov. 2018, Vienna.
- 12) I. Paulmichl, et al., Analytical modeling of motion of an oscillating roller during soil compaction assuming pure rolling contact, Proceedings of 40 Years of Roller Integrated Continuous Compaction Control (CCC), pp.121~124, Nov. 2018, Vienna.
- 13) Sine Core, <http://www.sineic.org/Innovate/RR/2017-12-25/55.html>
- 14) <https://www.intelligentconstruction.com/iictg-now-isic-2019-conference-a-big-success/>
- 15) <https://www.is-ic.org/about/>
- 16) G. K. Chang, Overview of IC Implementation in US, Presentation at USA-JAPAN ICT Workshop, April, 2019, Tokyo, Japan.
- 17) S. Nazarian, Intelligent Compaction of Earthwork, Presentation at USA-JAPAN ICT Workshop, April, 2019, Tokyo, Japan.
- 18) Mazari et al. Impact of Geospatial Classification Method on Interpretation of Intelligent Compaction Data, pp.37-46, TRB, 2016
- 19) S. Nazarian et al., Institutional Challenges and Opportunities in Implementation of Intelligent Compaction Management of Earthworks, pp.71~74, Nov. 2018, Vienna.

第7章 まとめと今後の展望

これまでの章では、振動ローラ加速度応答法に関し、その原理と計測システム、適用における地盤や振動ローラの条件との関係、実際の締固め施工管理での適用事例等について、この手法に関係する研究者と技術者がこれまでに培ってきた知識と経験を網羅する形で整理と記載を行った。この技術に関わる全てを明らかにできているわけではないが、現時点で知り得る知識と経験をまとめている。本章では、ここで記載されている内容を受けて、この技術を実際の現場での施工管理に適用する際の使用方法と留意点を示すとともに、視野を少し広げ、近年進みつつある建設施工のデジタル化や ICT 活用において、本技術を活用することの意義と将来に向けての発展性について記す。

7.1 加速度応答法を締固め施工管理に適用する際の使用方法と留意点

7.1.1 加速度応答法の種類

2.2 節では、現在、国内で使用されている振動ローラ加速度応答法の種類とそれぞれの測定原理を紹介した。「CMV」、「ひずみ率」、「CCV」、「乱れ率」は、振動輪の加速度波形を周波数分析し、そのスペクトル特性から加速度応答特性を定量化する手法であり、地盤が締め固まり、剛性が高くなるとそれらの指標も増加することが確認されている。このうち、「CMV」、「ひずみ率」、「CCV」は、それぞれの定義で定量化した指標で地盤の締固めの進行を推定する手法で事前に試験盛土などで、締め固めた土の密度や剛性との関係を求めておき、加速度応答特性からそれらを推定することにより、施工管理を行うことになる。また、乱れ率は、振動ローラの機械諸元のパラメータを用いて、乱れ率から地盤の変形係数を直接評価することができる（この計測システムを α システムという）。

これらに対し、BOMAG 社の「E_{vib} システム」は、ローラによる締固めを連続的に行われる載荷試験と捉え、ローラに作用する反力と変位の値から地盤の剛性を直接計測する手法である。横山も同様の考え方で、地盤の変形係数を直接計測する手法を開発しているが、まだ汎用化には至っていない。

加速度応答法を施工現場で使用する際は、それぞれの現場条件に適した手法（以下、「加速度応答指標」、それにより得られる計測値を「加速度応答指標値」と呼ぶ）を選択し、以下に示す使用上の注意点をよく理解した上で導入する必要がある。

7.1.2 現場導入の際の注意点 1：計測対象深さについて

たとえば、非常に硬い基盤上に土を撒き出して、振動ローラで締め固める場合、土の撒き出し厚さが薄いと振動ローラは下の基盤の影響を受けることになる。この場合、加速度応答指標値からは剛性が高いと判断されてしまうが、実際の土はそれほど締め固まっていないという事態も起こりえる。このため、4.1 節では、振動ローラ加速度応答法で評価する地盤内の深さについて議論を行った。

加速度応答法の地盤内の評価深さは、振動ローラの大きさ（転圧力）により異なり、大型の振動ローラであれば 60cm～80cm 程度、小型の振動ローラであれば、30cm～40cm 程度と考えられる。撒き出し厚さがこれよりも極端に薄い場合には、下層の剛性を含んだ値を計測している可能性があるため、その分、補正が必要になる。補正の事例については、4.1.2 節(2)で紹介した。必要に応じて参照されたい。

なお、2.2 節で紹介した加速度応答指標により、加速度応答法で評価している地盤内の深さが異なるということは無いと考えて良い。

7.1.3 現場導入の際の注意点 2：振動ローラの前後進の差異について

4.2 節で振動ローラの前後進の違いが、加速度応答に与える影響について議論を行った。振動ローラの起振力が地盤に与える周期的な転圧力の方向とローラの進行方向との関係で前後進により振動輪に作用する地盤からの反力が異なる可能性があるため、これまでの計測結果に基づき分析を行った。その結果、前後進で評価結果に差異がある場合も見られるが、明確な違いを持った現象として確認することはできないこと（特定の加速度応答指標で顕著な傾向が見られるということもない）、仮に何らかの影響があるとしてもそのメカニズムも明らかではないこと、さらに実務上大きな問題になるほどの影響はないと考えられることから、加速度応答の計測値に関して前後進で使い分けを行う必要は無いと考える。ただし、何らかの理由（振動ローラの老朽化等に起因する機械特性など）により前後進で加速度応答に差が生じる可能性があるので、実際に転圧回数と加速度応答指標値との関係を調べるときには、前進、もしくは後進のどちらの転圧で加速度応答を計測するかを決めておいた方が良い。

7.1.4 現場導入の際の注意点 3：土の含水比の影響

これまで説明したように、振動ローラ加速度応答法は、締固めに伴う地盤の剛性の変化を捉えているが、細粒分を含み、比較的含水比の高い土の場合、締め固められて密度が増加すると逆に剛性が低下することがある。このような土の場合、加速度応答指標値は、締固めの進行とともに減少することになり、加速度応答から締固めの進行を評価することが難しくなる。この問題については、4.3 節でこれまでの多くの計測事例をもとに検討を行った。その結果、たとえば、ロックフィルダムの建設工事で、ロック材などのように材料の規定が厳格でかつ、含水比の変化の影響をほとんど受けない材料の場合には、締固めの進行とともに加速度応答指標値も増加し、締固めの進行を把握することができること、事前に試験盛土等で加速度応答指標値と密度との相関関係を把握しておけば、加速度応答指標値から密度を推定することも可能であるといえる。

一方でそれ以外の一般の土質材料であれば、飽和度が 80%以下であれば、加速度応答法で締固めの進行を確認することができる。この場合、加速度応答指標値は土の締固めの進行とともに増加するため、締固めの進行を確認することがで

きることと、加速度応答指標値の増加率が見られなくなったら、それ以上締め固めることができない状態になっていることを認識することができる。また、 α システムや E_{vib} システムでは、直接地盤の変形係数を評価することができるため、締め固めた地盤全体の剛性の評価を行うことができる。なお、これらの材料に対して事前に試験盛土等で加速度応答指標値と密度との相関関係を把握しておけば、加速度応答指標値から締め固めた土の密度を推定することができるが、わずかな含水比や土質の変化でその相関関係が変動することが多いため、加速度応答指標値から密度を推定する場合には、土質の変化に対して十分な注意を要する。このような場合には、含水比計測を併用して含水比の変化を捉えておくと、得られた加速度応答指標値を適切に評価することができる。

また、龍岡は、土の締め固め施工における施工管理をこれまでの密度と含水比による方法から、密度と飽和度に換える手法とともに、地盤剛性から密度を推定する手法を提案している。この手法を実際のダムの造成現場に適用した事例が 5.2 節で紹介されている。新しい締め固め施工管理の方法となることが期待される。

なお、加速度応答法において、加速度のデータから地盤の剛性だけではなく含水状態の情報を取り出そうとする研究も行われているが（4.4 節）、まだ成果を得るまでには至っていない。また、後述のように AI を使って加速度波形を分析することにより地盤特性を評価する研究も始まっており、近い将来加速度波形から地盤の剛性とともに含水状態を推定することが可能となることが期待される。

7.1.5 加速度応答法の締め固め施工管理における活用

一般的には、加速度応答法を土の締め固め施工管理手法として採用する場合には、前節の注意を参考にそれぞれの現場に適した導入方法を検討する必要がある。この報告書では、高速道路やロックフィルダム建設などの事例を記載している。それらは実際の工事における導入事例であるため、加速度応答法の導入を検討する際に参考にされたい。

7.2 建設のデジタル化推進における加速度応答法の位置づけ

7.2.1 生産性向上を目的に始まった i-Construction

2016 年、きつい、汚い、危険、いわゆる 3K で象徴される建設業の体質の画期的な改善を目指し、国土交通省は i-Construction をスタートさせた^り。この i-Construction の柱の一つである ICT の全面的活用は、3 次元データを調査・測量、設計、施工、検査の全てのプロセスで活用して、建設プロジェクト全体の省人化と効率化を図ろうとするものである。5 年間の取り組みを経て、低迷していた建設分野の生産性も改善の兆しを見せ始めている。一方で日本の公共事業の 7 割以上を占める地方自治体発注の中小の工事では未だ ICT の導入が進んでいるとは言えず、これらローカルの自治体や中小零細企業にまで i-Construction を普及させるには、新たな取り組みが必要といえる。

i-Construction では、土工や舗装工を中心に測量から、設計、施工計画策定、施工、検査、維持管理にわたる各工程で 3 次元データを横断的に活用することにより、工事プロジェクト全体の効率化を図る ICT 施工が目標として掲げられ、全国でその実施に向けた取り組みが進められた。この取り組みで導入する技術は、3 次元データの収集とその活用に関わる ICT (Information and Communication Technology) が中心で、調査・設計・施工計画の策定・施工・検査の一連の工程で導入する ICT のモデル示され、その普及が推進された。一般の施工現場で ICT がまだ普及していない当初は、この施策が ICT の普及にとって導入すべき技術の具体像を提供するという意味で重要な役割を果たしてきたが、時間の経過とともにこれらの技術を導入することが建設改革の目的になっていた面も否定できない。本来、建設改革の目的は、工期短縮や人員削減、安全性向上など、工事の効率や内容に関わる事項であり、ICT はこれを実現するための道具である。具体的な目標を定めず、便利そうだと言うだけで ICT を導入しても明確な効果が得られない場合も多いことと想像する。このような状況の中、一連の技術導入には一定の費用と技術を要することもあり、建設における ICT 導入は、一定の広がりを見せた後、その勢いは徐々に低下してきているように感じている。この状況を打破して、さらなる推進を図るには、次に示す社会の DX 化の流れを活かし、i-Construction の施策を新たな方向に修正していく必要がある。

7.2.2 デジタルトランスフォーメーション DX と建設産業

国交省が i-Construction をスタートさせたのと時期を同じくして、政府は 2016 年 1 月、「第 5 期科学技術基本計画」を閣議決定した。その中では、「現実空間（フィジカル空間）と仮想空間（サイバー空間）を高度に融合させたシステムにより、経済発展と社会的課題の解決を両立する人間中心の社会」として「Society 5.0」が提唱されている。それ以前の狩猟社会、農耕社会、工業社会、情報社会をそれぞれ Society 1.0 から 4.0 までに位置づけ、その先に進化した社会として掲げたといえる。

そのベースには、IoT (Internet of Things) や DX (Digital Transformation) の発想がある。IoT は、社会の様々な物がインターネットでつながれ、相互に情報をやり取りすることにより、個々の物が持つ機能を画期的に高めていこうとするという概念で、インターネット経由で様々な施設や設備の自動認識や自動制御、遠隔操作などを行うという発想から出てきた。建設分野では、遠隔操作による重機制御はその代表的な事例といえる。今では、東京から九州や北海道の重機を操作して工事を行うことも可能な時代になっている。これに対し、DX は、高速インターネットやクラウドサービス、人工知能 (AI) をはじめとするデジタル技術を活用して、既存の組織や仕組み、手順、モノや情報の流れといったものを根本的に変革することにより、業務の効率化や省力化を超えて、事業や商流の在り方そのものを改革することとされている。IoT や DX をはじめ、進化が著しいデジタル技術を活用して社会の新たな姿を追求することを Society 5.0 は目指しているといえ、今後、社会の様々な場面でデジタル化が急速に進んで行くことになる。

DX の流れは、デジタル化という言葉で括られがちであるが、建設分野では、以下の 3 つのカテゴリーに分けると現状を理解し易くなる。すなわち、①デジタイゼーション、②デジタライゼーション、③最終形の DX である。このうち、①デジタイゼーションは、これまでアナログで行っていた作業をデジタル化することにより省人化、効率化、や品質と安全性の向上をはかるもので、ドローンやレーザースキャナによる 3 次元測量をはじめ様々な要素技術が開発、導入されている。これに対し、②デジタライゼーションは、これらの様々な要素技術を活用して建設生産全体のシステム化をはかる取り組みであり、i-Construction における ICT 施工や BIM/CIM は、その典型的な事例である。また、③最終形の DX

は、建設だけでなく経済や自然をはじめ多分野のデータを統合的に分析することにより、インフラの社会性を高める取り組みで、その一つである「都市まるごとシミュレーション」²⁾では、例えば大きな災害が起こったときの当該都市の被災状況だけでなく、経済的な損失、復興の道筋、人々の生活様式の変化をはじめ、様々な視点からケーススタディー的に分析を行うことにより、災害時の被災を最小限に抑える都市の姿を精緻に議論することができる。

7.2.3 DX時代における i-Construction と加速度応答法

社会における DX の流れを受けて、i-Construction もこれまでの成果を活かしつつも次の段階に入る時期に来ている。すなわち、これまで i-Construction の施策の中で主に進められてきた②デジタルライゼーションに限らず、①デジタルライゼーションと③最終形の DX についても積極的な展開を図っていく必要がある。

振動ローラ加速度応答法は、建設のデジタル化の3つのカテゴリーのうち、①デジタルライゼーションに該当するが、DX時代の施工管理としては、加速度応答法だけではなく、様々なデジタル技術により締固め施工に関わるデータを収集し、それらを統合的に分析することにより、盛土の品質を把握していく方向に進むと考えている。本報告書の5.7節で紹介したように、そうした統合的な管理の取り組みは、既に実際の現場で行われている。

7.2.4 管理の効率化と加速度応答法

建設分野における担い手不足を解消すべく、様々な省人化や効率化が図られている。現場管理も従前の方法に代えて、より短時間で、より的確に管理を行うことのできる手法が求められる。加速度応答法は、施工ヤード全面で地盤剛性を評価することができるため、砂置換法や RI 法を用いた点での計測結果でヤード全体を代表させる手法に比べ、施工のバラツキも含め、より精緻に現場の施工状況を確認することができるだけでなく、振動ローラを使い施工と同時に計測を行うことができるため、別途計測のために施工を止める必要がなくなる。また、計測のための要員が必要なくなるため、施工における省人化、効率化とともに、計測のために人が施工現場内に立ち入ることも減らすことができるため、現場における事故防止の効果を期待することができる。さらに、本報告書の5.5.1節で紹介されたように、施工管理で得られたデータを盛土の維持管理で活用することも可能になる。今後、加速度応答法の導入による「省人化」、「効率化」、「盛土の品質向上」、「工事における安全性の向上」に関する効果を定量的に把握し、より効率的な導入方法の議論に結びつけていくことが望まれる。

7.3 加速度応答法導入に関する日本と海外との比較

スウェーデンで開発された加速度応答法は、第6章で紹介したように米国では、政府主導によって全国へ普及されつつある。米国は、以前から ICT 施工の導入にも前向きであったが、加速度応答法および、そのデータ管理方法についても仕様を決めて、汎用的な技術として普及が進みつつある。

これに対し欧州では、加速度応答法を開発したメーカーを始め、機械メーカーも多く、2000年前後に積極的な技術開発が行われた。特に加速度応答法で計測した地盤の剛性に応じて振動ローラの転圧力を調整する高機能振動ローラの開発は、その典型的な事例である。北欧では冬季に道路舗装が凍上現象により大きく破損することが課題になっており、道路工事においてもその防止のための工夫がなされている。施工中に過大な力で締め固めると、材料が破碎して、凍上が起こり易くなるため、あえて必要以上の荷重が地盤に作用しないように転圧力を調整しているという側面も見受けられる。

日本では、2.2節で紹介した加速度応答法のうち、ひずみ率法、CCV システム、 α システムが独自に開発されており、その使用方法についても多くの実験を通じて研究が行われている。日本ではこれまで、締固め度を主に密度で評価してきたが、比較的高含水比が高い土の場合、4.3節と7.1.4項で述べたように密度と加速度応答指標との間には明確な相関性が認められないことが多いため、加速度応答法の利用法が定まらず、敬遠されてきたと言える。しかしながら、本報告書で示したように、土の含水比などの施工条件との関係について一定の知見がまとめられたこと、ならびに実施工での導入事例が増え、工夫次第で有効に活用し得るケースも増えてきていることから、今後、普及することが期待される。

7.4 加速度応答法の今後の展望

近年、建設分野でも AI の活用が進んでいる。AI とは、「Artificial Intelligence」の頭文字を取った言葉で、人工的に人間の知能を模倣するための総合的な概念および技術といえる。AI を実現するための一つの手法に「Deep Learning 深層学習」がある。Deep Learning は、人間の神経細胞（ニューロン）の仕組みを模したシステムであるニューラルネットワークを多層にして用いることで、データに含まれる特徴を段階的により深く学習することが可能になる技術である³⁾。大量の画像、テキスト、音声データなどをコンピュータに入力すると、コンピュータがデータに含まれる特徴を各層で自動的に学習して行き、それらの有意な関係性を抽出し、様々な現象の分析結果を教えてくれ、人間の認識精度を遙かに超える結果を出してくれることもある。

近年、AI を用いて、振動ローラの加速度波形を分析し、締固め対象の地盤の状況を推定する取り組みが始まっている。現在は、振動ローラの振動挙動を数値シミュレーションで求めた波形を Deep Learning を用いて分析する段階であるが、計算で得られた加速度波形から地盤のバネ係数や粘性係数を 95%（要確認）以上の精度で特定することができるという報告もあり⁴⁾、現状ではまだ課題となっている加速度応答法の曖昧な点を包含しつつも、より有効な施工管理手法として進化することが期待できる。

【参考文献】

- 1) 国土交通省：i-Construction～建設現場の生産性革命～、i-Construction 委員会報告書、2016年4月
- 2) 飯塚敦：特集 11、受身の「受注」から課題解決型の「提案」へ、一都市丸ごとシミュレーション技術の活用一、土木学会誌、Vol.105、No.1、pp.36-39、2020.1
- 3) Math Works HP より引用 <https://jp.mathworks.com/discovery/deep-learning.html>
- 4) 寺本 昌太寺本 昌太：畳み込みニューラルネットワークを用いた盛土の締固め品質評価手法に関する基礎的研究、土

