

厚層締固めによって生じる道路盛土内の密度勾配と圧縮沈下挙動に及ぼす影響

益村公人¹・三嶋信雄²・三浦清一³

¹正会員 工修 日本道路公団試験研究所 道路研究部土工研究室 (〒194-8508 町田市忠生1-4-1)

²正会員 工博 日本道路公団試験研究所 研究主幹 (〒194-8508 町田市忠生1-4-1)

³フェロー会員 工博 北海道大学大学院 工学研究科 教授 (〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)

高速道路建設では、転圧を伴なう土質材料の締固めにおいて締固め層内の均質性を確保するため薄層による締固めを基本としている。しかしながら、第二東名・名神等に代表される山岳部の道路建設では、土工量が必然的に増大するため合理的な盛土施工が望まれている。そのため、筆者らは盛土施工の効率化を目的として、大型締固め機械による締固め層厚の厚層化に関する現場転圧試験を実施するとともに、現地試験盛土および室内圧縮沈下試験を実施した。一連の試験結果から、締固め層厚60cmまでの厚層化は可能であり、かつ盛土の圧縮沈下においてその影響が懸念される密度分布の勾配についても、締固め層内の平均密度を増加させることにより充分抑制できるなどの事実が判明した。

Key Words : expressway, earthfill, compaction, settlement, density, heterogeneity

1. まえがき

道路盛土における土の締固めの目的は、将来受けけるであろう降雨や地震などの外力に対して安定を確保し、路面に有害な沈下を発生させないことがある。

日本道路公団設計要領や道路土工指針は、このような盛土を構築するために、締固め機械による転圧では盛土路体の一層の仕上り厚（以下「締固め層厚 t 」という）を30cm以下と規定し、所定の密度となるよう締固めを行うものとしている。ただし、最大粒径が300mmを超える硬質な岩石質材料は除くとしている。

一般に、現場施工における締固め機械は、盛土材料や盛土の構成部位に応じたものが用いられている¹⁾。特に高速道路に見られるような土工量の多い工事においては、施工機械のトラフィカビリティが問題となる地盤材料を除き、転圧力200kN振動ローラ（以下「200VR」と称する）が用いられている。ここで、転圧力とは振動輪荷重と最大起振力の総和を指している。

石井・高梨²⁾は、締固め層厚に着目し200VRを用いた転圧試験を行った。それによると、締固め層厚 $t=30\text{cm}$ 以上では、その下層部への締固めエネルギーの伝達が小さく密度の大部分は管理基準値を下回ることから、締固め層厚は30cm以下が妥当であるとしている。しかしながら

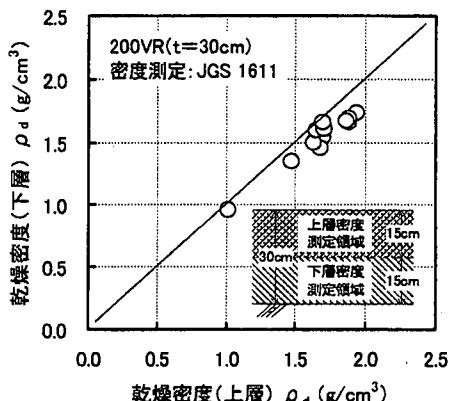


図-1 締固め層内の密度分布²⁾

ら、30cmの締固め層厚においても、深さ方向の密度は図-1に示すように上層で高く下層で低くなるものが認められる。ここで各層の密度は、上層0~15cmおよび下層15~30cm領域を各々突き砂法で測定している。盛土材料により程度の差こそあるが、必ずしも密度分布は均一ではないことを明らかにしている。

また日本道路公団では、このように締固められた盛土

の品質は、締固め層厚 30cm での平均密度を透過型 RI 計器により管理するものとしている³⁾。このような管理のもと、これまで構築されてきた高速道路盛土では、その機能上支障をきたす被害事例はない。

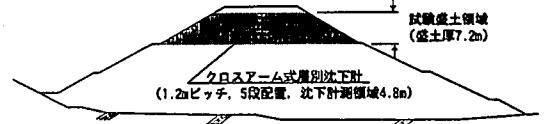
ところで、現在建設されている高速道路は急峻な山岳部を通過する路線が主体であり、取扱う土量は増大している。また、これに伴い掘削・積込み・運搬機械は年々大型化され、施工能力の向上が図られているが、盛土施工管理は上述した締固め層厚規定のまま行われており、両者にアンバランスが生じている。このような背景から筆者らは、盛土施工の効率化を目的として大型化された転圧力 300 kN 振動ローラ（以下「300VR」という）による締固め層厚の厚層化の検討を行っている。

これまでの現場転圧試験から得た締固め層内の密度分布を詳細に調べた結果、盛土路体部については、締固め層厚 60cm までは十分な締固め密度が得られ、締固め層厚の厚層化は可能であることを確認している。一方、締固め層厚 30cm の場合と同様に、その密度分布には上層が高く下層は低くなるような密度勾配⁴⁾が生じるとともに、その特性は材料、締固め層厚等の違いにより異なることが明らかにされている⁵⁾。しかしながら、これまでの道路盛土の構築においては、このような締固め層内に生じる密度勾配の程度を考慮した盛土品質の検討はなされていない。

また、締固め層厚の厚層化が可能であっても、そのような施工による盛土の品質管理を現行と同様の層内平均密度による管理とした場合、材料によっては締固め下層部で管理基準値に達しない密度領域の存在が懸念されるため、盛土の安定性評価や残留圧縮沈下に対する影響等について詳しく検討する必要がある。

そこで本研究では、盛土締固め層厚の厚層化における品質管理基準を確立するための一連の室内・原位置試験を行った。具体的には、盛土の圧縮沈下挙動におよぼす密度勾配の影響を解明するため、締固め層厚 30cm および 60cm による試験盛土を実施し、その動態観測結果から種々の解析を行った。また、密度勾配を与えた供試体による大型圧縮沈下試験を実施し、非水浸および水浸条件下の圧縮沈下特性におよぼす諸要因を詳細に調べた。

本文では、試験盛土から締固め層厚の厚層化による施工においても道路盛土としての十分な機能を満足する検証結果が得られたこと、また室内試験から、密度勾配の程度および含水比や材料の違いにより圧縮沈下特性は変化するが、その特性は供試体の平均密度に強く依存する等の知見について述べる。



(a) 徳島道(三野)



(b) 山陽道(下関)

図-2 試験盛土断面(沈下板設置位置、締固め層厚 60cm)：

(a) 徳島道 (b) 山陽道

表-1 試験盛土に使用した盛土材料の物性

試験盛土箇所	徳島道(三野)	山陽道(下関)
地盤材料の工学的分類方法	(G-F)	(S-F)
土粒子の密度 ρ_s (g/cm^3)	2.693	2.68
自然含水比 w_n (%)	11.3	13.5
最大粒径 D_{max} (mm)	53	9.5
平均粒径 D_{so} (mm)	9.2	0.28
細粒分含有率 F_s (%)	11.0	16.7
最大乾燥密度 ^{※1} ρ_{dmax} (g/cm^3)	1.948	1.844
最適含水比 ^{※1} w_{opt} (%)	12.5	14.4

※1: JIS A 1210 日法

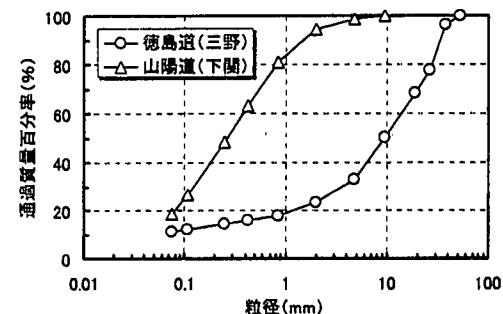


図-3 試験盛土に使用した盛土材料の粒径加積曲線

2. 締固め層厚の違いによる盛土圧縮沈下挙動の変化

(1) 試験盛土の概要

試験盛土は、徳島道美馬 IC と井川池田 IC 間および山陽道下関 JCT と山陽 IC 間の高速道路本線の盛土路体部で

表-2 現場転圧試験および試験盛土条件

	徳島道(三野)		山陽道(下関)		
締固め層厚	30cm	60cm	30cm	60cm	
現場 転 圧 試 験	ヤード寸法	20m × 30m	20m × 30m	20m × 30m	20m × 30m
	締固め機械	200VR	300VR	200VR	300VR
	転圧回数	0, 2, 4, 6, 10, 16(回)	0, 2, 4, 6, 8, 10(回)	0, 2, 4, 6, 10, 16(回)	0, 2, 4, 6, 10, 16(回)
	透過型RI計器	15点	15点	15点	15点
	2孔式RI計器	—	3点	—	3点
	表面沈下量	15点	15点	15点	15点
試 験 盛 土	締固め機械	200VR	300VR	—	300VR
	対象土量	約30,000m ³	約30,000m ³	—	約20,000m ³
	盛土厚(沈下計測領域)	4.8m	4.8m	—	5.4m
	設置箇所数	1	1	—	2
	クロスアーム式 層別沈下計	5段	5段	—	6段
	沈下板ピッチ	1.2m	1.2m	—	1.2m (5~6段は0.6m)

実施された、徳島道において、締固め機械 300VR による締固め層厚 60cm の厚層化施工および締固め機械 200VR による締固め層厚 30cm の従来施工を実施し、両者の盛土挙動の比較を行った。盛土高さは約 7m、盛土量約 30,000m³ である。一方山陽道では、締固め機械 300VR による締固め層厚 60cm の厚層化施工を盛土高さ約 6m、盛土量 20,000m³で実施している。

動態観測のため、各盛土内にはクロスアーム式層別沈下計が設置されている。徳島道では各施工ヤードごとに 1 箇所づつ、山陽道では 2 箇所に埋設された。各沈下板間のピッチは 1.2m とし、徳島道で計 5 段、山陽道では計 6 段の配置を行っている（ここで、盛土最深部から 1~6 段目と称している）。沈下板設置位置の標準横断を図-2 に示す。なお、図中の網掛けを施した部分が試験盛土領域である。

使用した盛土材料の物性を表-1 に、粒径加積曲線を図-3 に示している。

(2) 現場転圧試験

高速道路の盛土施工では、実施工に先立ち盛土材料ごとに現場転圧試験を行い、 v_a 、 D_60 、 D_{10} 等で示される締固め指標や表面沈下量の収束程度から締固め機械、締固め層厚および転圧回数等を決定するとしている³⁾。したがって、今回試験盛土を実施するにあたっても現場転圧試験を実施し、その締固め施工方法の検討を行った。表-2 に現場転圧試験および試験盛土条件を示す。

転圧試験ヤードは幅 20m × 延長 30m で、締固め層厚 30cm および 60cm の 2 箇所を造成し、各々 200VR および 300VR により転圧を 0~16 回まで行った。また、転圧 0, 2, 4, 6, 10, 16 回の完了時に透過型 RI 計器により 15 点、2 孔式 RI 計器⁵⁾により 3 点の密度を測定するとと

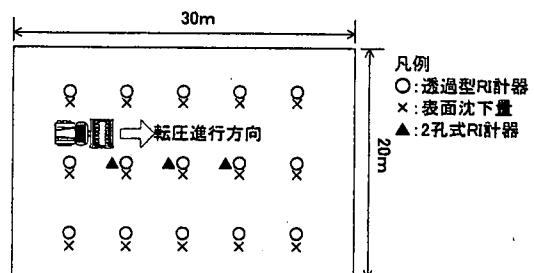


図-4 現場転圧試験の測定配置図

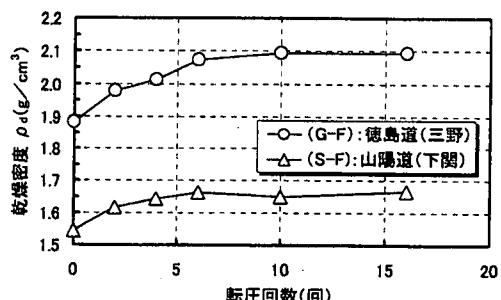


図-5 転圧回数と乾燥密度の関係 (締固め層厚 30cm)

もに、併せて 15 点の表面沈下量の測定を行っている。図-4 にその測定位置を示す。

図-5 は、締固め層厚 30cm での転圧回数と乾燥密度（透過型 RI 計器による 15 点の平均）の関係を示す。図から、両地点ともに転圧回数の増加に伴い乾燥密度も各々増加し、転圧 6 回以降で一定値に収束することがわ

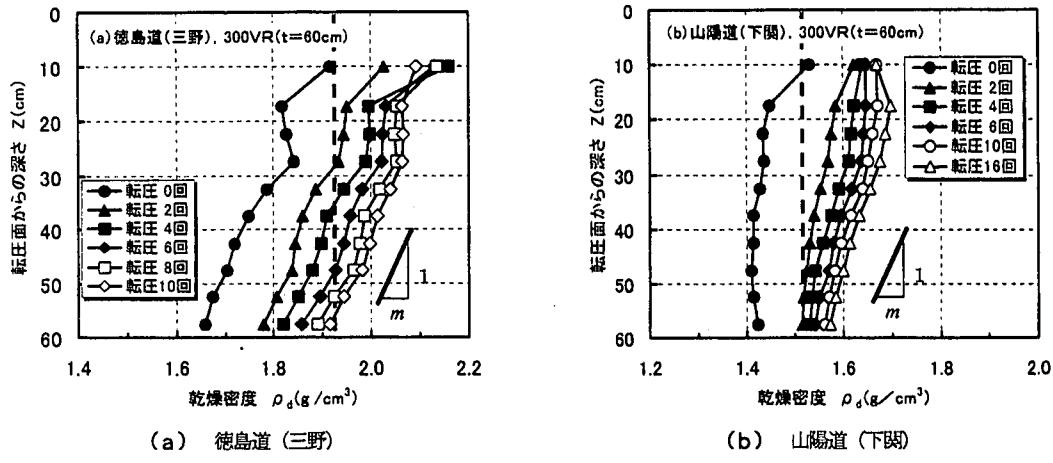


図-6 各転圧回数における層内密度分布(締固め層厚 60cm)

かる。しかしその増加の様相は両者で異なり、転圧 0 回から 16 回での増分は、山陽道（下関）で約 $0.1\text{ g}/\text{cm}^3$ であるのに対し、徳島道（三野）では約 $0.2\text{ g}/\text{cm}^3$ と 2 倍の値を示している。これは、土粒子密度の違いによるこもさることながら、徳島道（三野）の材料は、粒径加積曲線からもわかるように多粒径の粒子から構成され、非常に締まり易い材料であることに起因している。

図-6 (a), (b) は締固め層厚 60cm の層内密度分布(2 孔式 RI 計器による 3 点の平均値)を各転圧回数ごとに整理したものである。なお図中の破線は、締固め層厚 30cm 施工における盛土路体部の締固め管理基準値を示している。ここで高速道路の土工管理要領³⁾では、徳島道（図-6 (a)）のような粒径 40mm を越える材料が混入し、特にその粒子形状により締固め効果が支配される場合の管理基準値の設定については、200VR による締固め層厚 30cm での現場転圧試験を実施し、これにより確認された最大乾燥密度値の 92% として計画するようになっている。したがって、徳島道の管理基準値は図-5 に示す転圧 16 回の乾燥密度に対して 92% 以上と設定した。また、山陽道（図-6 (b)）の管理基準値は室内突固め試験 (JIS A 1210 B 法) により求められた最大乾燥密度 $\rho_{d\max}$ の 92% 以上の値としている。

図-6 (a) および (b) から、転圧回数の増加に伴って層内の密度も増加するが、その密度勾配の程度はそれぞれ異なっていることがわかる。(a) 図においては、上層 10cm 付近での密度は転圧回数の増加に伴い顕著に増加しているが、それ以深においては密度分布の変化は認められず、ほぼ直線的な形状を示しており、さらに転圧 10 回においても転圧 0 回時の分布形状を保持している。また、転圧 10 回での密度勾配 m は $0.45\text{ g}/\text{cm}^3/\text{m}$ 程度の値を示している。ここで、密度勾配 m とは層内の密度

分布を直線近似し、深さに対する乾燥密度の変化割合と定義している(図-6 中の挿入図参照)。

一方 (b) 図では、転圧 0 回での密度分布は層内ではなく均質な状態にあり、(a) 図と同様直線的な形状を示すものの、転圧回数の増加に伴って徐々に密度勾配が生じ、転圧 16 回での密度勾配は $m=0.3\text{ g}/\text{cm}^3/\text{m}$ になる。

このように、同じ締固め層厚であっても、材料の違いにより転圧の進行に伴う層内の密度分布形状やその密度勾配の程度は異なることがわかる。

また、管理基準値は (a) 徳島道で転圧 10 回、(b) 山陽道では転圧 2 回以上で全層にわたりクリアされていることから、300VR による締固めの効果を確実に認めることができる。このことから、締固め密度に関しては両材料とも締固め層厚 60cm による施工が十分可能であるといえる。

以上の現場転圧試験の結果より、300VR による締固め効果は確認されたが、やはりこれまでの締固め層厚 30cm と同様、層内には密度勾配が存在するため、このような締固めにより構築された盛土の圧縮沈下が如何なる挙動を呈するかを把握する必要がある。

そこで締固め層厚 60cm による試験盛土計画では、締固め層内の平均密度の違いに着目し、次の異なる 2 通りの管理基準値を設定した。なお、その品質管理方法としては透過型 RI 計器により上層 0~30cm の平均乾燥密度を管理することとした。徳島道（三野）では、締固め層厚 30cm と同様に全層 0~60cm の平均密度が管理基準値をクリアする時の上層 0~30cm の平均密度 ($\rho_d \geq 1.994\text{ g}/\text{cm}^3$) 以上とした。この密度は、現場転圧試験の結果から得られた密度勾配 $m=0.45\text{ g}/\text{cm}^3/\text{m}$ から算出している。一方山陽道（下関）では、下層 30~60cm で管理基準値をクリアする時の上層 0~30cm の平均密度 ($\rho_d \geq 1.602\text{ g}/\text{cm}^3$) 以

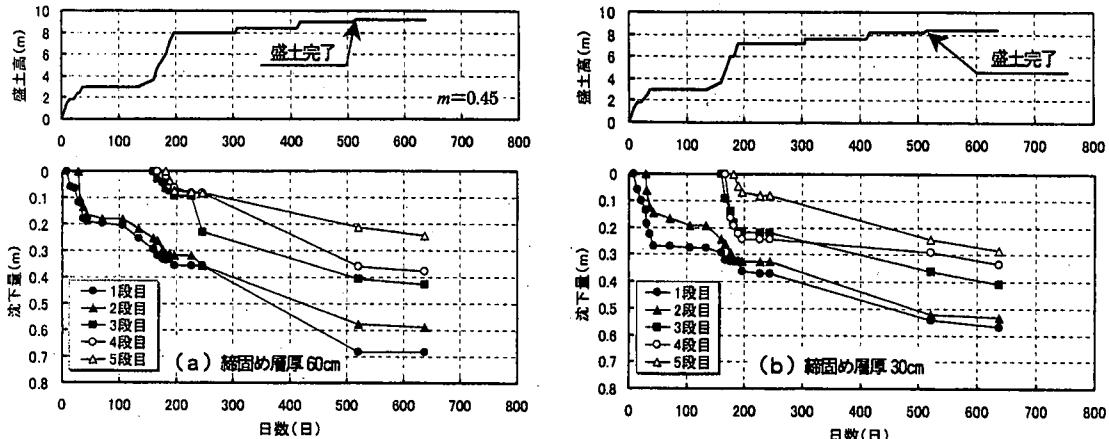


図-7 盛土圧縮沈下の経時変化（徳島道）

上とし、密度勾配 $m = 0.3 \text{ g/cm}^3/\text{m}$ から算出した。ここで各試験盛土における目標転圧回数は6回以上としている。

(3) 盛土の圧縮沈下挙動

図-7(a), (b)は、徳島道(三野)での盛土内圧縮沈下の経時変化を示している。盛土開始後約250日から500日は沈下計測が実施されなかったため、便宜上直線で表示している。締固め層厚30cmおよび60cmにおいても、盛土立上がり時では上載荷重の増加に伴なう即時沈下が発生している。また、特に160日付近における締固め層厚60cmおよび30cmでの4段目の沈下挙動は、盛土材料のばらつき等に起因したものと考えられる。締固め層厚60cmおよび30cmでの盛土完了500日以降(定圧状態)では、盛土下層の1,2段目の沈下はほぼ収束しているが、上層の3~5段目で無視できない沈下が発生しており、試験盛土領域でのクリープ沈下が認められる。

図-8には、山陽道(下関)における盛土内圧縮沈下の経時変化を示す。図-7と同様、盛土立上がり時において上載荷重の載荷による即時沈下の発生がみられるが、定圧状態となった盛土完了以後のクリープ沈下は、ほぼ400日以降から収束していることがわかる。

図-9は、締固め層厚の相違による盛土沈下ひずみ量の違いを比較するために、最上段と最下段の沈下計に挟まれた領域の圧縮量をその間の距離で除し、盛土完了以後(図-7参照)に生じた圧縮沈下ひずみとして整理したものである。図から、徳島道では経過日数約100日における締固め層厚60cmの圧縮沈下ひずみは約0.7%であり、同じ経過日数での締固め層厚30cmの値に比べて約2倍の値を示している。一方山陽道では、経過日数200日までに約1%に近い圧縮沈下ひずみが発生しているが、それ以後ではほぼ収束していくことがわかる。

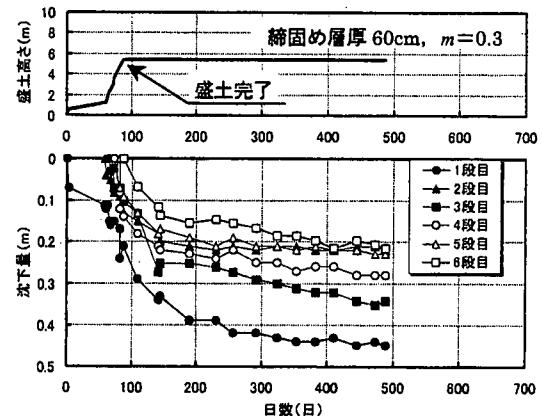


図-8 盛土圧縮沈下の経時変化（山陽道）

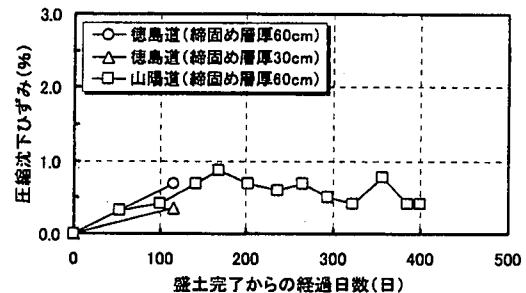


図-9 盛土完了後の圧縮沈下ひずみの経時変化

ここで徳島道において、締固め層厚の違いにより圧縮沈下ひずみに差が生じた要因として、締固め密度の違いが考えられる。そこで、図-10では品質管理データによる試験盛土内の密度分布を整理して示した。まず(a)

に図示した徳島道（三野）の結果から、締固め層厚30cm（○印）および60cm（△印）ともに設定した管理基準値を満たす十分な施工がなされていることがわかる。また、締固め層厚60cmの上層0～30cmにおける実測値から、密度勾配 $m=0.45$ より求めた締固め層厚60cmの全層における平均密度（▲印）でも締固め層厚30cmにおける管理基準値をはるかに上回っていると思われる。しかしながら、締固め層厚30cmと60cm全層での平均密度値（○、▲印）の比較は、試験盛土内の全層では前者の方が後者より高い値にあることを示している。

このことから、各締固め層内の平均密度の差が、図一9に示した圧縮沈下ひずみの違いを誘発したものと考えられる。

一方、（b）山陽道（下関）の結果では、上層0～30cmの平均密度（△印）は設定した管理基準値を大きく上回っており、また密度勾配 $m=0.3$ から求めた下層30～60cmの平均密度（▲印）においても、締固め層厚30cmにおける管理基準値を十分にクリアしていると考えられる。

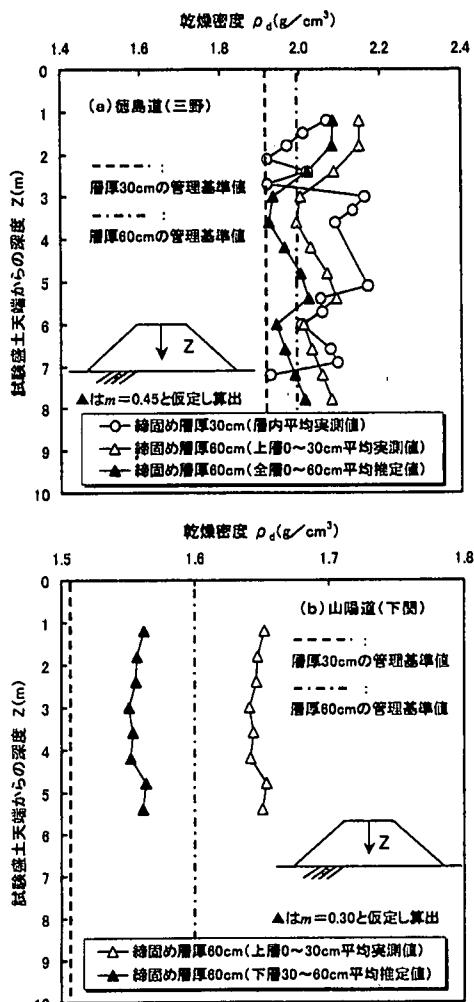
以上の試験盛土結果から、徳島道（三野）では締固め層厚60cmでの施工の場合、層内の平均密度で管理するものでは、締固め層厚30cm施工によるものより、若干ではあるが圧縮沈下ひずみが大きくなることが確認された。またこの沈下性状の相違には、現場転圧試験で確認された密度勾配の再現性や盛土材料のばらつき等の影響も含まれているが、少なからず密度勾配の影響は存在すると予想される。一方山陽道（下関）では、締固め層内に密度勾配が存在しても層内の平均密度を増加させることによって、圧縮沈下ひずみの程度は十分に抑制できることが示された。このことから、本試験盛土の結果は締固め層厚の厚層化による盛土施工が実用上充分な信頼度で適用できることを示すものであるといえよう。

3. 圧縮沈下特性におよぼす密度勾配の影響

（1）室内大型圧縮試験

現地試験盛土の動態観測結果より、締固め層厚の厚層化は実用上可能であることが確認されたが、現場締固めで生じる締固め層内の密度勾配は、締固め層厚、材料特性、締固め機械等の施工条件により変化する可能性がある。そこで、ここでは密度勾配の違いが圧縮沈下特性へおよぼす影響を詳細に調べるために、一連の室内大型圧縮沈下試験を実施した。

試験に用いた圧縮沈下試験装置の概略図を図一11に示す。本試験は、油圧シリンダーによる供試体軸方向への一次元圧縮載荷法であり、最大圧縮力300kNまでの定圧載荷が可能である。また最大ストロークは20cmであり、適用最大供試体径は40cmとなっている。さらに水浸



図一10 品質管理データによる盛土内の密度分布

作用下の圧縮沈下挙動を把握するために、供試体底部より定圧状態で浸水を与えることができるよう空気圧力制御の注排水タンクを取付けてある。なお、載荷板の2箇所に変位計を取付けて軸変位を測定している。

（2）実験に用いた材料

実験に用いた材料は、砂質土、礫質土Aおよび礫質土Bの3種類である。これらの材料物性を表一3、試料の粒径加積曲線を図一12に示す。礫質土Bについては砂質土と礫質土Aを1:2の割合で混合したものである。各材料の締固め特性を図一13に示す。ここで締固め方法は高速道路の盛土路床部の基準試験で規定されているJIS A 1210 B法によるものである。最大乾燥密度は礫質土B、礫質土A、砂質土の順に高い値となっている。

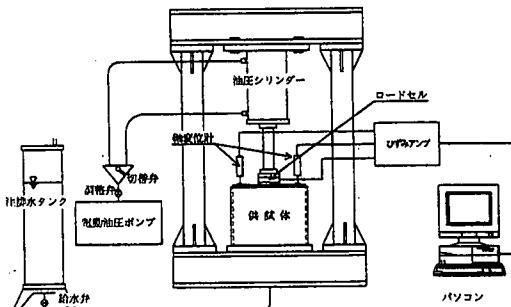


図-11 圧縮沈下試験機概略図

表-3 圧縮沈下試験に使用した材料の物性

	砂質土	礫質土A	礫質土B
土粒子の密度 ρ_s (g/cm^3)	2.641	2.664	2.656
最大粒径 D_{\max} (mm)	4.75	53.0	53.0
細粒分含有率 F_c (%)	18.6	6.4	10.5
均等係数 U_e	66	46.1	55.7
最大乾燥密度 $\rho_{d\max}$ (g/cm^3)	2.054	2.102	2.180
最適含水比 w_{opt} (%)	9.1	5.4	7.3

※1: JIS A 1210 B法

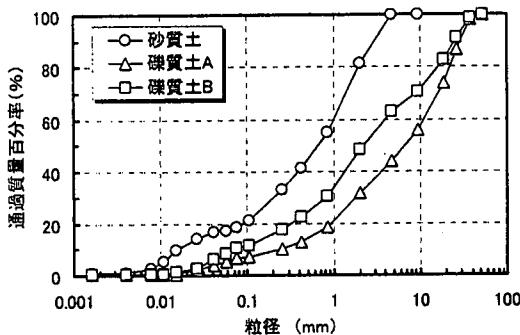


図-12 圧縮沈下試験に使用した材料の粒径加積曲線

(3) 試験方法

a) 供試体密度の設定

現場締固めによる締固め層内の密度分布は、材料の違いによりその程度に差が生じるが、締固め上端から深さ方向へほぼ直線的に減少していくことが判明している。

本試験では、現場締固めによる層内密度分布を模擬させるため、供試体作製条件を図-14に示すような供試体上端から下端へ直線的に密度を減少させるものと供試体全層が均質な密度となる条件を設定した。

上端から下端へ密度を減少させた供試体は、次の2種類である。

- ・最上層部と最下層部との乾燥密度の差 $\Delta \rho_d$ を 0.1,

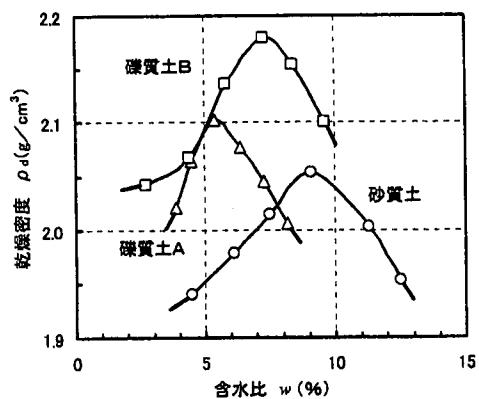


図-13 圧縮沈下試験に使用した材料の突固め曲線

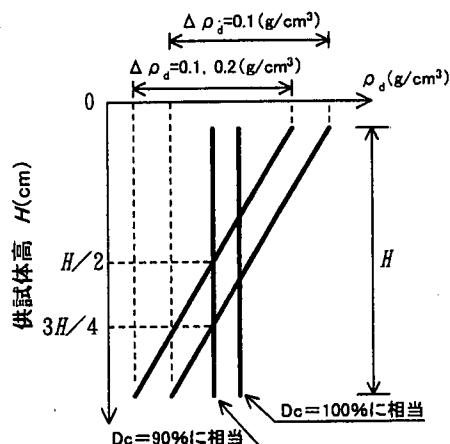


図-14 供試体密度の設定

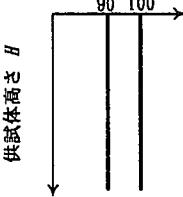
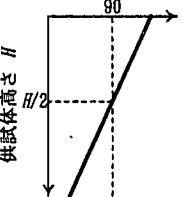
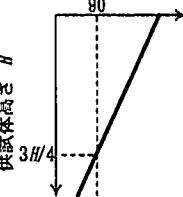
0.2 g/cm^3 とし、供試体高さ H の $1/2$ の位置で締固め度 $D_c=90\%$ となるように準備したもの。

・ $\Delta \rho_d=0.1 \text{g}/\text{cm}^3$ として、供試体（高さ H ）の上端から $3H/4$ の位置で締固め度 $D_c=90\%$ となるように準備したもの。

さらに供試体全層が均質なものについては締固め度 $D_c=90, 100\%$ の2種類としている。ここで、締固め度 D_c とは土の突固め試験（JIS A 1210 B法）による最大乾燥密度 $\rho_{d\max}$ に対する現場乾燥密度 ρ_d の比を百分率で示した値であって、道路盛土等の締固め管理示標に用いられるものである。高速道路の盛土路床部では $D_c=90\sim92\%$ を目標に管理している。

また、非水浸あるいは水浸条件の違いにより供試体寸法を内径 $\varnothing 300\text{mm}$ × 高さ $H 350\text{mm}$ （非水浸）および内径 $\varnothing 400\text{mm}$ × 高さ $H 250\text{mm}$ （水浸）としているため、供試体密度分布を深さ方向当たりの勾配 m （以下「密度勾配」と

表-4 試験条件

試験条件	条件①	条件②	条件③
供試体密度 —:供試体密度分布	締固め度 D_c 	締固め度 D_c 	締固め度 D_c 
供試体寸法	$\phi 400 \times H250$	$\phi 300 \times H350$	$\phi 400 \times H250$
密度勾配 m ($\text{g/cm}^3/\text{m}$) ()は供試体全体の締固め度 D_c	0 (90, 100%) 0.571 (90%)	0.285 (90%) 0.8 (90%)	0.285 (91.5%) 0.4 (91.5%)
水浸の有無	$D_c=90\%$ のみ水浸	無	有
供試体作製時の含水比	w_{opt} および $w_{opt}/2$		
載荷荷重の条件	$\sigma_v=245, 490, 980 (\text{kN/m}^2)$ の段階載荷、各荷重載荷時間は3600 (sec)		

いう)に換算すると、 $m=0\sim 0.8 \text{ g/cm}^3/\text{m}$ の範囲となる。これまでの現場転圧試験から得た締固め層内の最大密度勾配は、 $m=0.6 \text{ g/cm}^3/\text{m}$ であることから、今回の試験で設定した密度勾配の範囲は、現場転圧試験のそれを十分にカバーしていると考えられる。

b) 供試体作製法

供試体の作製は、内径 $\phi 300 \text{ mm} \times$ 高さ $H350 \text{ mm}$ あるいは内径 $\phi 400 \text{ mm} \times$ 高さ $H250 \text{ mm}$ の鋼製容器に、予め含水比を w_{opt} または $w_{opt}/2$ に調整した試料を締固め後の一層仕上がり厚さが 5 cm で所定の密度となる量を投入し、特に密度勾配を有した条件では供試体密度の大きい方から電動ランマーによる動的締固めを行うという手法によっている。この方法では、上記 a) で設定した密度勾配条件とは逆に、供試体下端ほど密度が大きくなるが、試験開始前に容器を反転させ所定の密度勾配条件になるようにした。

なお、試験完了後の解体時において各層の圧縮量を測定するため、締固め各層の境界にポリエチレン系合成繊維の織布をマーカーとして敷設している。

c) 試験条件および手順

試験条件を表-4に示す。供試体を載荷装置へ設置した後に、上載圧 $\sigma_v=245, 490, 980 \text{ kN/m}^2$ の順で段階載荷を行った。ここで、最大上載圧 $\sigma_v=980 \text{ kN/m}^2$ としたのは、盛土高さ 50 m 程度の高盛土を想定したためである。各上載圧段階への昇圧は 30 sec で行い、その即時沈下ひずみを測定するとともに、次段階への昇圧までの間 (3600 sec) 定圧状態を保持し、クリープ沈下ひずみを測定した。試験完了後、供試体内部における各層の圧縮量を測定している。

これらの試験は非水浸および水浸の 2 種類の条件で実

施したが、水浸条件では、最終の載荷段階 $\sigma_v=980 \text{ kN/m}^2$ で 3600 sec の間定圧載荷をした後、供試体下端から水浸させ上端まで完全に水で満たされるまで給水した。その後、上載圧 $\sigma_v=980 \text{ kN/m}^2$ を保持したまま 3600 sec の間放置し、水浸に伴なう即時沈下ひずみとクリープ沈下ひずみを測定している。

(4) 実験結果と考察

盛土の圧縮沈下は、施工中に発生する沈下と供用後に発生する残留圧縮沈下、いわゆるクリープ沈下とに大別することができる。特に道路盛土の場合では、クリープ沈下に起因する走行路面の不陸による車両走行の快適性の低下やその安全性の確保が問題となる。また十分に締固められた盛土でも降雨等の水没履歴を受けると、破壊に至らないまでも盛土各部位に求められる機能に対し有害な沈下や変形をもたらす、いわゆるコラプス現象の発生が懸念される。このようなコラプス現象に伴なう盛土の沈下は、水没直後で急激に発生することが知られている^{6), 7), 8)}。

そこで、本節では盛土の残留圧縮沈下に着目した非水浸条件でのクリープ沈下および水浸条件での即時沈下ひずみにおける影響要因を主たる検討対象とした。

a) 供試体内部の圧縮特性

ここでは、荷重載荷に伴なう供試体内部の変形量を調べ、密度勾配が供試体の圧縮特性におよぼす影響を明らかにすることを試みた。図-15 (a), (b) は、非水浸および水浸条件で、かつ供試体作製時の含水比が w_{opt} と $w_{opt}/2$ について、密度勾配 m と供試体内部の変形重心位置 Z_c の関係を示している。

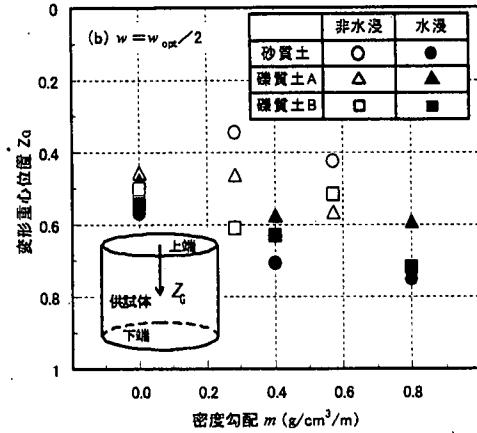
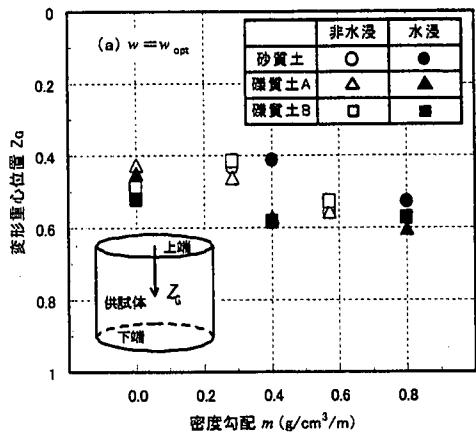


図-15 密度勾配と変形重心位置の関係

変形重心位置は、試験完了時における供試体各部の乾燥密度増分から求めた値であり、この値が大きいほど供試体下部での圧縮量が大きいことを意味する。変形重心位置 Z_G は次式で示される。

$$Z_G = \frac{\sum_{i=1}^n Z_i \cdot \Delta \rho_{di}}{H \cdot \sum_{i=1}^n \Delta \rho_{di}} \quad (1)$$

ここに、
 Z_i : 供試体の上端より i 番目の層の中心深さ。
 $\Delta \rho_{di}$: i 番目の層の乾燥密度増分； H : 供試体高さ

(a) に示す $w=w_{opt}$ 条件では、各値に若干のばらつきがみられるものの、密度勾配の増加に伴なう変形重心位置に顕著な変化は見られず、 $Z_G \approx 0.5$ (供試体高さの $1/2$) になっていることから、供試体各部で一様な圧縮変形がもたらされていることがわかる。また、材料や水浸条件の違いによる相違も特に認められない。

一方、(b) に示す $w=w_{opt}/2$ の条件では、非水浸 (○、△、□印) 条件は $w=w_{opt}$ の場合と同様その変形重心位置はおおよそ供試体高さの $1/2$ 程度を示す。しかしながら、水浸 (●、▲、■印) 条件の場合には、材料の違いによってその様相は異なるものの、密度勾配の増加につれて変形重心位置は明らかに供試体下層部へ移行する傾向にある。これは、含水比が乾燥側条件にあっては供試体下層部の密度の低い領域で水浸作用によるコラプス現象が発生し、変形が卓越したためであると考えられる。

これらのこととは、供試体内部の変形モードは供試体作製時の含水比が乾燥側でかつ水浸作用がある場合において、密度勾配の違いによりその程度が変化することを強く示唆している。

b) 上載圧とクリープ沈下係数および即時沈下ひずみの関係（非水浸）

締固めた粗粒土の一次元載荷における圧縮ひずみと時間の関係は、一般的に式 (2) によって示される。すなわち、任意の荷重段階でのクリープ沈下ひずみは時間 (対数) に比例して増加する。

$$\varepsilon = \alpha + \beta \cdot \log t \quad (2)$$

ここに、
 ε : 圧縮沈下ひずみ (%)

α : 即時沈下ひずみ (%)

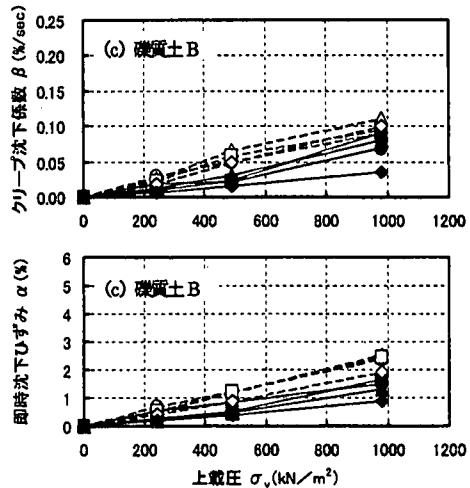
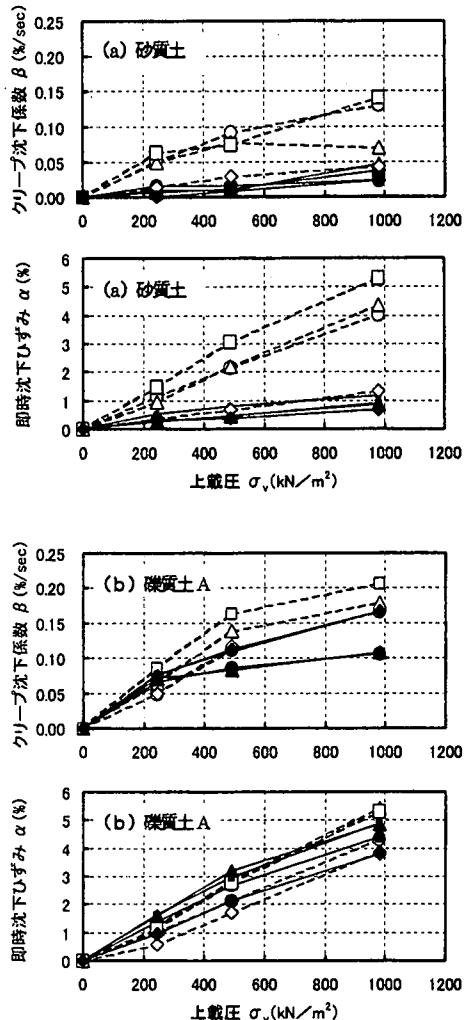
β : クリープ沈下係数 (%/sec)

t : 載荷時間 (sec)

図-16 (a), (b), (c) は、上載圧 σ_0 と式 (2) により算定したクリープ沈下係数 β 及び即時沈下ひずみ α の関係を整理したものである。これらの図より以下のことがわかる。

クリープ沈下係数および即時沈下ひずみは、密度勾配の違いによらず、上載圧の増加に伴い直線的に増加するようである。また両者の値は、図中の破線で示される w_{opt} よりも実線で示される $w_{opt}/2$ の方が低い傾向にある。このことはどの材料についても言える。さらにクリープ沈下係数 β 値を各材料間で比較すると、砂質土 > 矮質土 B > 矮質土 A の順で含水比の影響を受け易いことが理解されよう。これは、均等係数の大小関係とも符号しており、圧縮沈下特性に及ぼす含水比の影響が粒度特性に密接な関係にあることを示唆しているものであろう。

さらに即時沈下ひずみ α 値に関しては、例えば含水比が w_{opt} でみると、全体的に砂質土 > 矮質土 A > 矮質土 B なる傾向がある。突固め試験から得られた最大乾燥密度の大小関係とは逆の傾向である。このことから、即時沈下ひずみに関しては少なくとも締固め特性が主たる影響



図中の凡例

試験条件	密度勾配 m	供試体 平均締固め度 D_c	含水比	
			w_{opt}	$w_{opt}/2$
条件①	0	90	○-----○	●-----●
	0.285		△-----△	▲-----▲
条件②	0.571	90	□-----□	■-----■
	0.285		◊-----◊	◆-----◆
条件③		91.5		

図-16 上載圧とクリープ沈下係数および即時沈下ひずみの関係(非水浸)

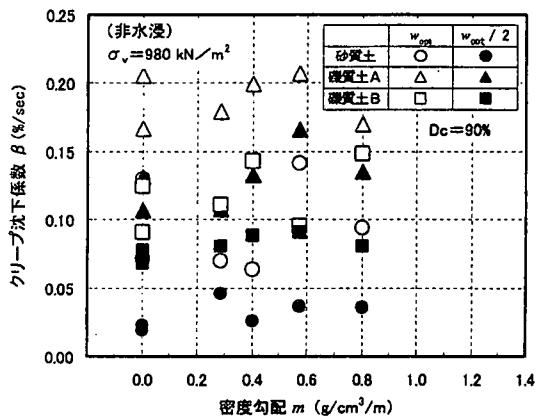


図-17 密度勾配とクリープ沈下係数の関係(非水浸)

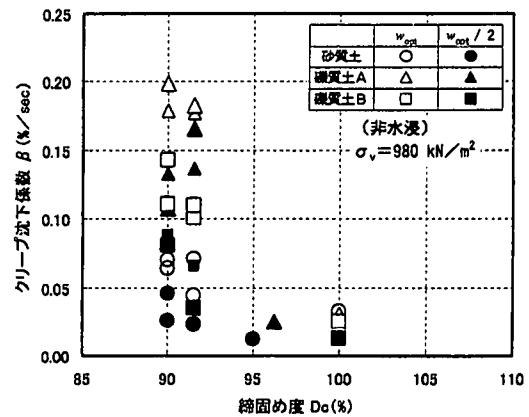


図-18 締固め度とクリープ沈下係数の関係(非水浸)

要因であると考えられる。

c) 密度勾配とクリープ沈下係数の関係(非水浸)

図-17は、密度勾配と上載圧 $\sigma_v=980\text{ kN/m}^2$ 時のクリープ沈下係数 β の関係を示す。なお、各供試体の平均密度の違いによる影響を除くため、図中のデータは表-4に示した条件①および条件②の供試体平均密度 $D_c=90\%$ のもので整理したものを示している。

図から、クリープ沈下係数には材料の違いや含水比条件の違いによりその値に差はあるものの、密度勾配の依存性は認められない。

d) 締固め度とクリープ沈下係数の関係(非水浸)

ここでは、供試体全層の平均締固め度とクリープ沈下係数の関係を調べた(図-18参照)。図中のデータは、密度勾配 $m=0.285$ および 0.4 ($D_c=90, 91.5\%$)および密度勾配 $m=0$ ($D_c=100\%$)のデータで整理されている(表-4参照)。なお、 $D_c=100\%$ での含水比 $w_{opt}/2$ における砂質土(●印)および礫質土A(▲印)は、目標密度に到達できなかったため、 $D_c \approx 95\%$ になっている。

この図から、締固め度が増加するとクリープ沈下係数は明らかに減少し、締固め度 $D_c=100\%$ に至るとほぼ収束していることがわかる。また均等係数が高くなるとクリープ沈下係数は低い値になるとともに、いずれの材料でも含水比が $w_{opt}/2$ よりも w_{opt} で高い値を示している。

以上のことから、非水浸条件下でのクリープ沈下挙動は密度勾配よりも供試体全層の平均密度に依存し、その程度は均等係数(粒度特性)と密接に関係すると指摘される。また、材料の違いによらず含水比が乾燥側へ移行するにつれ、クリープ沈下は小さくなるようである。

このことは、締固め層内での平均締固め度(密度)を増加させることにより、盛土の残留圧縮沈下が抑制できることを示唆するものであり、試験盛土の結果と合致する。

e) 密度勾配と即時沈下ひずみの関係(水浸)

実盛土の水浸作用に伴う沈下挙動は、即時に発生するものやクリープ的に発生するような時間依存性を示すものがある。本研究における水浸試験結果では、図-19に示すとおり即時沈下ひずみに対しクリープ沈下ひずみが著しく小さいため、水浸条件における検討は即時沈下ひずみを対象とし整理を行った。図-20は、上載圧 $\sigma_v=980\text{ kN/m}^2$ のもので水浸させた時の即時沈下ひずみと密度勾配の関係を示している。なお、供試体全層の締固め度の違いによる影響を除くため、表-4に示した条件①および条件②の供試体平均密度 $D_c=90\%$ のデータで整理している。

密度勾配 $m=0.4, 0.8$ での各材料における即時沈下ひずみは、密度勾配 $m=0$ のそれに対して無視できない程度の発生になっていることがわかる。しかし、含水比が $w_{opt}/2$ での礫質土A(▲印)および礫質土B(■印)で

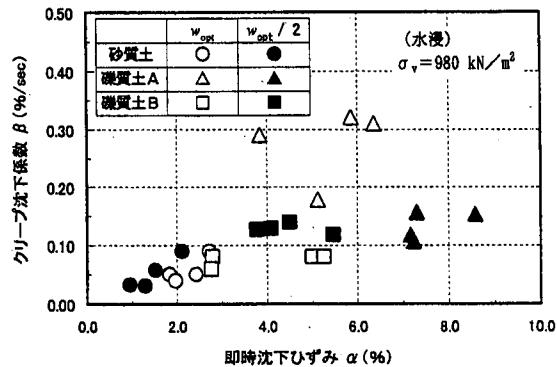


図-19 即時沈下ひずみとクリープ沈下係数の関係(水浸)

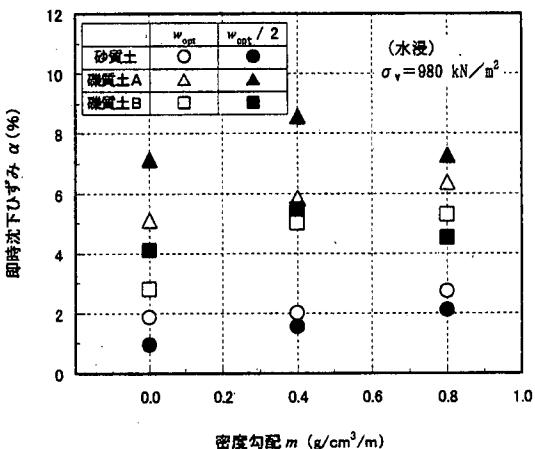


図-20 密度勾配とクリープ沈下係数の関係(水浸)

は、密度勾配 $m=0.4$ での即時沈下ひずみが $\alpha=8.5$ および 5.5% であるのに対し、 $m=0.8$ では $\alpha=7.3$ および 4.6% と減少している。上載荷重が供試体全層へ作用する応力伝播特性が密度勾配の違いにより異なるためにこのような結果がもたらされたと想定される。つまり、供試体全層の締固め度が同じであっても、密度勾配の違いにより供試体上層部での締固め度が異なることから、下層部へ伝達される応力状態が異なるものになると考えられる。

しかしながら、これまでの現場転圧試験の実態から締固め層内の最大密度勾配 m は 0.6 程度であること、また今回実験から密度勾配 $m=0\sim 0.4$ で確実に即時沈下ひずみに影響を及ぼすことが確認されていることから、この要因は無視できない。

一方、含水比の違いに着目すると、 $w_{opt}/2$ の礫質土A(▲印)で最も大きく、密度勾配 $m=0.4$ の w_{opt} (△印)に対する即時沈下ひずみ増分 $\Delta\alpha$ は 2.5% となっている。しかし、密度勾配の増加に伴なってその増分が小さくなっていることは、上述した供試体上層部の締固め度の違

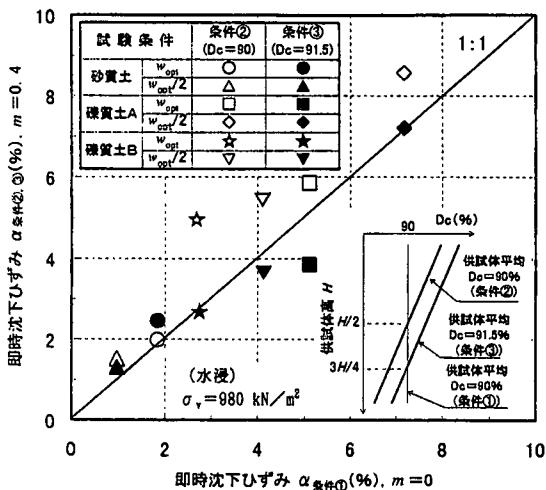


図-21 締固め度の違いによる即時沈下ひずみの変化
(水浸)

いによる影響が卓越してきたことによるものと思われる。また、砂質土および礫質土Bの結果からは、含水比の違いが即時沈下ひずみに及ぼす影響は顕著ではないことが示されている。

f) 締固め度と即時沈下ひずみの関係(水浸)

上記e)で、密度勾配は水浸条件における即時沈下ひずみに少なからず影響することが示された。そこで、本研究では締固め度の違いが即時沈下ひずみに及ぼす影響を水浸条件において検討した。

図-21は、均質供試体($D_c = 90\%$)の水浸即時沈下ひずみ $\alpha_{\text{水浸}}$ と密度勾配 $m = 0.4$ を有する供試体の平均締固め度 $D_c = 90\%$ および91.5%での水浸即時沈下ひずみ $\alpha_{\text{水浸}}$ との関係を示す。図から、条件②($D_c = 90\%$)の密度勾配を有する供試体の即時沈下ひずみは、砂質土では均質供試体とほぼ同程度の値を示し、礫質土Aおよび礫質土Bではそれより高い値を示している。このことは、含水比の違いによらず指摘される。しかし条件③($D_c = 91.5\%$)では、どの材料とも均質供試体と同程度またはそれ以下の即時沈下ひずみとなっており、条件②と同様、含水比の違いの影響は認められない。

この結果は、非水浸条件下でのクリープ沈下と同様に、水浸条件における即時沈下ひずみについても、供試体全層の平均密度の依存性があることを示すものである。

4. まとめ

本研究で得られた成果は以下のようにまとめられる。

(a) 徳島道試験盛土の結果から、締固め層厚60cmによ

る施工において全層(0~60cm)の平均密度が管理基準値を上回るとする条件とした場合では、盛土完了後の圧縮沈下ひずみは締固め層厚30cmによる施工のものより高くなる。これは締固め層内に生じる密度勾配によるものであることを明らかにした。

(b) 山陽道試験盛土の結果から、締固め層厚60cmでの締固め層内の下層(30~60cm)の平均密度が管理基準値を上回るとする条件とした場合には、盛土完了後の圧縮沈下ひずみは約400日(盛土完了以降で約300日)で収束していた。このことは、密度勾配を有するような盛土締固めでも、層内平均密度を増加させることにより有害なレベルの圧縮沈下を軽減させることができることを示すものである。

(c) 一次元圧縮載荷による供試体内部の変形は、非水浸では一様であり、密度勾配の違いの影響は認められないことが一連の室内圧縮沈下試験により示された。しかし、乾燥側($w_{opt}/2$)での水浸試験では密度勾配の増加に伴い変形重心は下方へ移行する。このことは、供試体下層部における低密度領域でコラプス沈下による変形によってもたらされたものであることを明らかにした。

(d) 非水浸条件におけるクリープ沈下ひずみは、密度勾配よりは供試体の平均密度に依存することが示された。これは試験盛土の結果と合致するものである。

(e) 水浸条件下における即時沈下ひずみは、密度勾配の増加とともに増加する傾向にあり、現場転圧試験で確認されている密度勾配の程度を考慮すると、その影響は無視できない。しかしながら、供試体の平均密度を増加させることにより、均質供試体と同程度の即時沈下ひずみに抑制でき、密度勾配の影響を軽減できることが確認された。

以上の結果から、締固め層厚の厚層化による盛土施工の品質管理は、締固め層内に生じる密度勾配の存在が避けられない以上、層内平均密度がこれまでの管理基準値を上回るとする管理ではなく、管理基準値を割増しするなどで締固め層内の下層部における平均密度を保証するような盛土品質管理が必要となろう。

謝辞：本論文に使用した試験盛土データの収集にあたっては、JH四国支社高松技術事務所、中国支社広島技術事務所の関係諸氏にご協力を頂いた。またデータ整理を行うにあたり北海道大学大学院工学研究科 浦嶋一馬君にご協力を頂いた。ここに記して深甚なる感謝の意を表します。

参考文献

- 日本道路協会：道路土工指針, pp. 202, 1986.
- 石井恒久、高梨健一：大型土槽を用いた締固め施工機械に

- よる土の締固め特性。日本道路公団試験所報告, pp. 1-10, 1987.
- 3) 日本道路公団: 土工施工管理要領, 1989
- 4) (社) 土質工学会: 粗粒材料の現場締固め, pp. 97-149, 1990
- 5) 益村公人, 三嶋信雄, 三浦清一: 道路盛土の締固め層厚に関する現場転圧試験, 土と基礎, Vol. 48, No. 2, pp. 28-30, 2000.
- 6) 福田護, 中沢重一: 盛土地盤の浸水に伴う沈下とその解析について, 土質工学会論文報告集, Vol. 17, No. 2, pp. 65-73, 1977.
- 7) 三笠正人, 高田直後, 木下哲生, 江口淳: レキ質盛土の圧密沈下について, 第 21 回土質工学シンポジウム論文集, pp. 25-32, 1976.
- 8) 藤田武彦, 山中敏和, 石黒昌信, 中里誠司: 南紀新空港造成高盛土における水浸沈下について, 土木学会論文集, No. 575/III-40, pp. 231-242, 1997.

(2000. 6. 20 受付)

DENSITY GRADIENT DUE TO COMPACTION WITH THICK FINISHING LAYERS AND ITS EFFECT ON SETTLEMENT BEHAVIORS OF HIGHWAY EMBANKMENT

Kimihito MASUMURA, Nobuo MISHIMA and Seiichi MIURA

Recent large-scale earth constructions such as Second Tomei and Meishin Expressways have needed rational compaction method with compaction vibrator roller of a large size. Therefore, in-site rolling compaction tests on two sites and a series of laboratory tests were carried out to develop a reasonable procedure that thick finishing layers can be sufficiently compacted by a big vibrator roller. Tests results showed that settlement performance of embankments with compacted to the layer of 60cm thick by the 300 kN vibrator roller satisfies the prescribed quality standard. Furthermore, influence of density gradients on deformation characteristics of soil layer has been quantitatively evaluated.