

軟岩ずりを活用した大規模盛土の設計・施工

Design and construction for the large scale embankment utilizing mudstone muck

たか すすき かず お みや ばやし ひで つぐ
高 薄 和 雄* 宮 林 秀 次**
こ 島 宗 たか 小 ばら きよし
小 隆***

1. ま え が き

最近、鉄道構造物における土構造物の占める割合は、スラブ軌道の普及と保守上の問題等から大きく減りつつある。在来線で約90%、東海道新幹線で54%占めていた土構造物の割合は、上越・東北新幹線ではわずか数%となっており、コンクリート構造物による代替化は、ともすれば鉄道建設費の増大を招いている。今後予定されている整備新幹線においては、土構造物の積極的な活用により建設コストの低減をはかることがひとつの課題とされている。

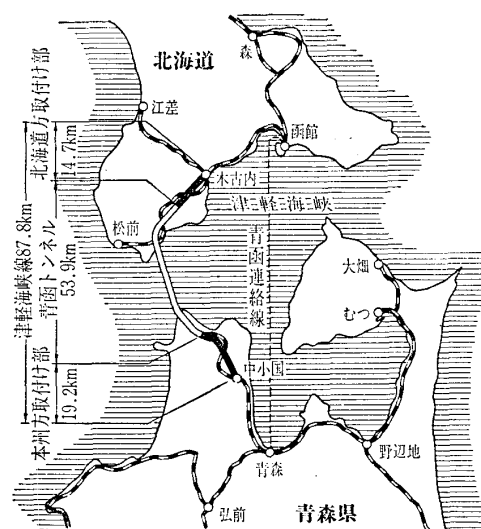
こうしたなか、現在建設中の津軽海峡線北海道方取付け部図一1においては、7本のトンネル群より発生する軟岩ずりを有効活用して約30万m³の大規模盛土を施工中である。盛土現場は将来信号所となるべき箇所、盛土延長約540m、一部区間では保守用車の留置線2線を含む4線の配線となっており、盛土高さは最大で約14mとなっている。

本稿は、その設計に先立って行われた様々な材料特性試験の結果と施工の概況について述べるものである。

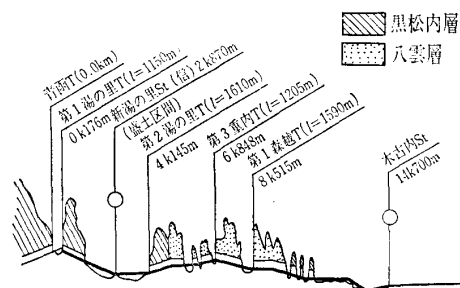
2. 盛土材料の適性

盛土構造物を検討するにあたって特に問題となったことはトンネルから発生する岩ずりが、盛土材料としての条件を満足しているかどうかにあった。

国鉄建造物設計標準“土構造物”(以下設計標準という)においては、盛土材料の適用区分を表一1および表一2のように規定している。本州～北海道を結ぶ主要幹線となる本線は適用区分Iに属し、列車荷重を直接支える上部盛土(施工基面から3m深までの部分)には[A]群か安定処理した[B][C][V]の各群を、また下部盛土には[A][B][C]の各群か安定処理した[V]群の材料を使用することになっている。トンネル部の地質は、新第三紀中新世下位の八雲層および上位の黒松内層より構成されており、その地質状況は図一2のとおりである。八雲層は灰白色凝灰質砂岩を挟む硬質頁岩・シルト岩の互層からなる。凝灰岩を一部挟んではいるが、比較的単調で均質な岩相となっている。一方の黒松内層は、処々に淡灰色を呈する薄い凝灰岩を挟む



図一1 津軽海峡線線路略図



図一2 線路縦断略図

泥岩、凝灰質シルト岩、砂質シルト岩より成っている。

トンネルの掘削に先立って実施されたボーリング試料による岩石試験の結果は表一3のとおりである。

これらデータから判断するにトンネルより発生する岩ずりは、設計標準における[B]群の軟岩ずりあるいは弱い弱岩ずりと考えられる。しかしながら施工後の風化や転圧による泥土化も懸念されD群としての可能性も考えられたため、次章に述べる各種の材料特性試験を行い、盛土材料としての適性の確認を行った。

なお、トンネルはいずれもロードヘッダー(MRH-S90)による機械掘削を基本としたが、一部のトンネルにおいては、岩の一軸圧縮強度が300kgf/cm²を超える箇所もあり、部分的に発破を併用した。また、掘削方法には全面的にNATMが採用された。

*日本鉄道建設公団札幌支社 工事第一課長
**日本鉄道建設公団札幌支社 知内鉄道建設所長
***日本鉄道建設公団札幌支社 知内鉄道建設所

表—1 盛土材料の適用区分

	適用区分 I	適用区分 II
上部盛土	[A群] 安定処理をした [B群][C群][V群]	[A群][B群] 安定処理をした [C群][V群]
下部盛土	[A群][B群][C群] 安定処理をした[V群]	[A群][B群][C群] 安定処理をした[V群]

表—2 盛土材料の群分類

群記号	土質および岩質
[A群]	(GW)(GP)(G-M)(G-C)(G-V) (GM)(SW)(S-M)(S-C) 硬岩ずり(はく離性の著しいものを除く)
[B群]	(G-O)(GC)(S-V)(S-O)(SP)(SM)(SC) 硬岩ずり(はく離性の著しいもの), 軟岩ずり, ぜい弱岩ずり([D群]を含むものを除く)
[C群]	(GO)(GV)(SV)(ML)(CL)
[D群]	(SO)(MH)(CH)(OL)(OH)(OV)(Pt)(Mk) ぜい弱岩(粘土化しているもの, 施工後風化が進行し, あるいは転圧により泥土化するもの)
[V群]	(VH ₁)(VH ₂)

(注) 岩ずりおよび岩石質材料の最大粒径は 300mm とする。

表—3 トンネル・FL 付近岩石試験

トンネル名	杆程	比重 (自然状態)	吸水率 (%)	圧縮強度 (kgf/cm ²)	浸水崩壊 強度	岩質	日本統一土質分類
第1湯の里T	—	2.13	16.3	41~216 (平均92)	—	シルト岩	—
第2湯の里T	4k250	2.19	14.6	160	A	頁岩	(SC)
	4k665	2.20	14.7	226	A~B	頁岩	—
	4k940	2.20	13.2	184	A~B	頁岩(凝灰質含)	(SC)
	5k500	2.14	12.6	202	A	頁岩・凝灰質砂岩	—
	5k700	2.20	13.6	267	A~B	頁岩	(SM)
第2重内T	6k320	—	12.1	248	B	泥岩	(MH)
	6k520	2.25	11.6	229	C	頁岩	—
	6k710	—	12.9	168	B	泥岩	(MH)
第3重内T	7k070	2.26	13.0	197	B~C	頁岩	—
	7k590	2.24	13.9	176	A~B	頁岩	—
	7k940	—	16.6	174	D	凝灰質泥岩	(MH)
第1森越T	9k250	—	14.7	37	D	泥岩	(MH)
	9k370	2.15	17.3	116	B	泥岩	—
第3森越T	10k660	1.89	19.7	33	B~C	泥岩	—

3. 盛土材料(岩ずり)特性試験

3.1 材料特性試験(1)

盛土材料としての適性確認のため, S56.11~S57.7にかけて材料特性試験を行った。時期的にトンネルの掘削が開始される前であり, ちょうど第1湯の里トンネル坑口に隣接して大規模な土取り場があったため, そこより採取した試料により, 締固め試験をはじめとする7項目について材料特性試験を行った。

(i) 締固め試験

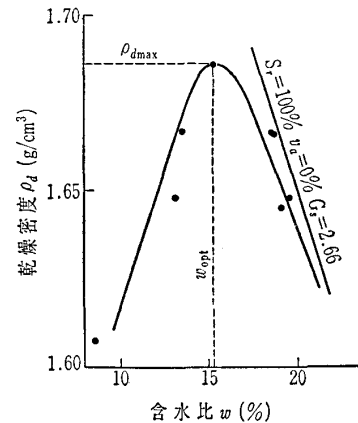
盛土材料の締固めにおける最適含水比と最大乾燥密度の関係を求めるため, 表—4に示す粒度組成のもとで締固め試験(JIS A 1210 2.5-b)を行い, 最大乾燥密度 ρ_{dmax} = 1.686 g/cm³, 最適含水比 w_{opt} = 15.3%を得た。実際の盛

表—4 粒度組成

粒 径 (mm)	重 量 比 (%)
38.1~25.4	10
25.4~19.1	40
19.1~9.52	40
9.52~2.00	10
計	100

表—5 突固めによる締固め試験結果

No.	含 水 比 (%)	乾 燥 密 度 (g/cm ³)	締 固 め 度 (%)	記 事
1	8.59	1.615	95.8	自然含水比
2	13.09	1.684	97.7	
3	13.56	1.667	98.9	
4	15.29	1.686	100.0	最適含水比
5	18.57	1.665	98.8	
6	18.74	1.666	98.8	
7	19.09	1.645	97.6	
8	19.51	1.648	97.7	



図—3 締固め曲線

土施工を締固め度により管理する場合, 設計標準では締固め試験による締固め度90%以上 ($\rho_a \geq 1.686 \times 0.9 = 1.517$) を満足することになっている。含水比と締固め度の関係は表—5のとおりで, 転圧時の適正含水比の範囲も比較的大きくとすることができる。

(ii) CBR 試験

盛土としての支持力をどの程度満足しえるのか, 判断の資料を得るため, 次の2種類の試料についてCBR試験(JIS A 1211)を行った。供試体の作成方法については締固め試験の方法と同様とした。

① 最適含水比で締固め, 非水浸状態で試験

② 最適含水比で締固め, 4日間水浸の後に試験

設計標準においては, 下部盛土は平板載荷試験による K_{30} 値が7 kgf/cm³ 以上を確保するよう転圧することになっている。一般に K_{30} 値と室内 CBR 値には図—4の関係があるとされているが, これによれば K_{30} 値 = 7 kgf/cm³ に相当する CBR 値は4.1%となる。本試験で得られた CBR 値は, 非水浸のものが53.4%, 水浸させたものが44.6%と十分大きな値を示している。

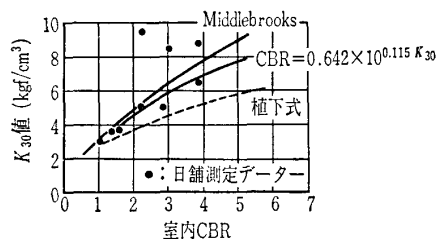


図-4 在来路床の K 値と路床土の室内 CBR 値との関係
(国鉄建造物設計標準解説より)

表-6 CBR 試験結果

項目	試料	最適含水比 非水浸	最適含水比 96h 水浸	記事
C B R 値		53.4%	44.6%	>4.1% 17.4%は試験後の値
CBR に対応する貫入量		5.0mm	5.0mm	
含水比		14.2%	17.4%	
乾燥密度		1.697g/cm³	1.748g/cm³	
膨張比			0.46%	

(ii) 静的載荷試験

盛土構造物において沈下は最も大きな問題点であり、特に岩ずりを使用した盛土の場合、供用後スレーキングによって発生する沈下量の大きさは最大の関心事である。このため、本試料により盛土を施工した場合の沈下特性を把握するため、次の6種類の供試体について静的載荷試験を行った。

- ⑧ 最適含水比 ($w=14.8\%$) で締め固め、供試体を水浸させた後ただちに試験荷重を載荷
- ⑨ 自然含水比 ($w=8.5\%$) で締め固め、供試体を水浸させた後ただちに載荷
- ⑩ 安定処理した後 ($w=13.8\%$) 締め固め、供試体を水浸させた後ただちに載荷
- ⑪ 最適含水比 ($w=14.7\%$) で締め固め、供試体を4日間水浸の後ただちに載荷

⑥ 青函トンネル(黒松内層)土捨場試料を、予想される仮置後の含水比 ($w=23.6\%$) で締め固め、供試体を水浸させた後ただちに載荷

⑦ 青函トンネル土捨場試料を安定処理した後 ($w=19.7\%$) 供試体を水浸させた後ただちに載荷

なお、試料の粒度組成は⑧～⑪については締め固め試験と同様(表-4)とし、⑥、⑦については土捨場より採取した状態のままとした。また、安定処理はケミコライムを試料重量比3%で添加し、3日間の養生を行った。

試験における載荷荷重には高さ14mに相当する実際の盛土荷重を想定し、それを $P_1=0.38 \text{ kgf/cm}^2$, $P_2=1.13 \text{ kgf/cm}^2$, $P_3=1.89 \text{ kgf/cm}^2$, $P_4=2.64 \text{ kgf/cm}^2$ の4段階に分けて載荷し、各段階の沈下量をダイヤルゲージにより測定した。図-5は載荷荷重ごとの経時沈下量(ひずみ量)を示したものである。

この試験結果をもとに盛土施工時および施工後の沈下量の予測を行った。

一般に、モールド中で所定の密度に突き固めた盛土供試体に一定の載荷荷重を静的に加えると、その載荷時間(t)と沈下量(全圧縮ひずみ ϵ)の関係は次式で表すことができる^{1),2)}。

$$\epsilon = a + b \log t$$

ここに、 a : 即時ひずみ、 b : 直線の勾配、 $b \log t$: クリープひずみ

図-5より載荷荷重ごとの a , b の値を読みとり、各荷重ごとの全圧縮ひずみ ϵ を計算し合計すれば、盛土全体の沈下量が算出される。なお、計算の仮定として、高さ14mの盛土のうち3.5mの施工に90日、7.0mに150日、10.5mに200日、14mの高さまでの施工に240日かかるとして t の値を設定した。また、施工後、供用までにかかる日数は1000日と仮定して計算を行った。

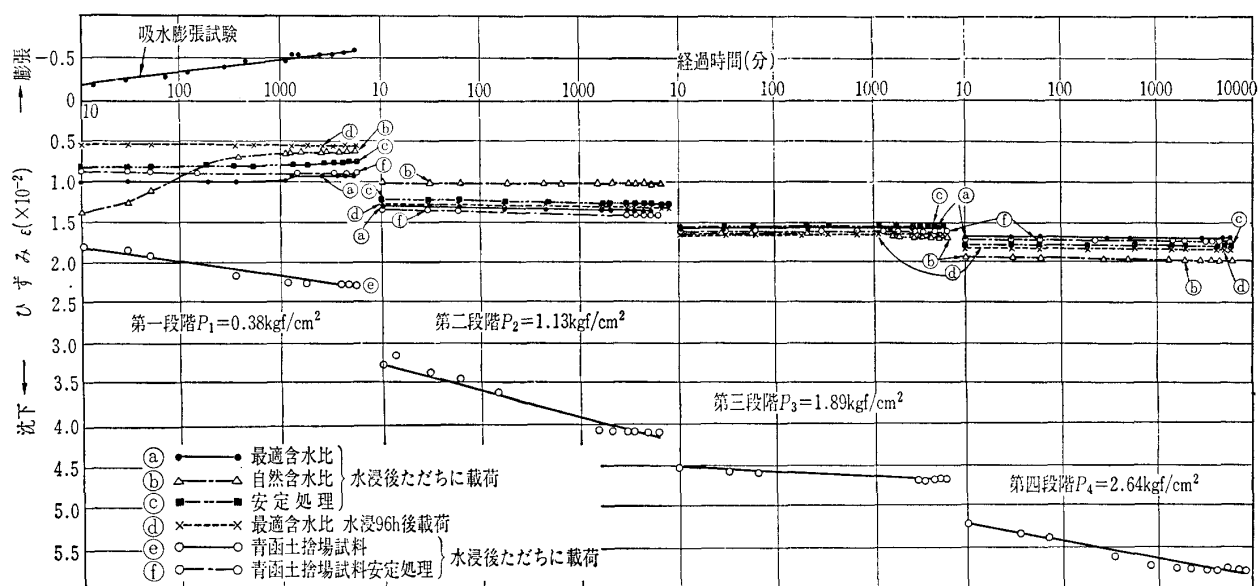


図-5 静的載荷試験

表—7 盛土沈下量

項 目	Case	供試体 ④	供試体 ①	供試体 ③	供試体 ④	供試体 ⑤	供試体 ⑥
		最適含水比 (水浸後)	自然含水比 (水浸後)	安定処理 (水浸後)	最適含水比 (96h)	自然含水比 (水浸後)	安定処理 (水浸後)
即 時 沈 下 量 (cm)		19.27	27.96	18.39	17.30	40.33	18.10
施行完了後までのクリープ沈下量 (cm)		1.49	2.46	1.57	1.69	26.72	2.58
盛土放置期間(760日)のクリープ沈下量 (cm)		0.25	0.43	0.27	0.26	3.58	0.36
開業後100年間の残留沈下量 (cm)		0.32	0.54	0.33	0.32	4.56	0.46
総 沈 下 量 (cm)		21.33	31.39	20.56	19.57	75.28	21.56
開業後1年間の沈下量 (cm)		0.03	0.06	0.03	0.03	0.46	0.04
開業後3年間の沈下量 (cm)		0.07	0.12	0.07	0.07	1.03	0.10

計算結果を表—7に示す。保守管理上で問題となるのは盛土施工後のクリープ沈下量であるが、供試体③の約8cmに対して他の供試体は1cm以下と小さな値であった。

(iv) 強制風化試験

盛土材料の気象条件の変化による風化の状態を把握するため、温度・湿度・日光などの諸条件を繰返し変化させ、その劣化状態を求め、耐候性の難易を把握する資料とした。一辺約10cmの立方体試料を高温と低温の繰返しにより促進劣化させ、最終的にどのような粒度に変化するかを試験した。まず、高温劣化装置ではサンシャインカーボンアークを光源とし、連続20時間(太陽光7～8日分に相当)照射する。この間、約18分間(18分/120分は日本の平均的降雨量)ノズルから水を噴霧させ湿度100%とする。次に試料を常温に戻した後、低温劣化装置内において-20℃で8時間凍結させる。以上の操作を1サイクルとして10サイクル繰返し、劣化の状態を調べるものである。

カーボンアークの照射は、20時間程度ではほとんど変化はなかったものの、3サイクルくらいになると風化の影響を受け始め、10サイクル後においては試料はほとんど原形をとどめないほどになっている。

なお、10サイクル終了時の試料の粒度分布と各粒度別のふるい分け重量は表—8に示すとおりである。

(v) スレーキング試験、破砕性試験

スレーキング試験は、自然含水比状態の試料(38.1～19.1mm)を110℃で24時間炉乾燥し、室温に下がるのを待って24時間常温水に浸す。これを1サイクルとし5サイクル繰返し、9.52mmのふるい通過率(スレーキング率)を求めるものである。

また、破砕性試験は岩ずりの破砕性を定量的に評価し、盛土材料としての圧縮性を把握しようとするもので、自然含水比状態の礫(38.1～19.1mm)をCBRモールドに押し込み、試料を高さ12.5cm程度になるよう調整した後、圧縮試験機で20kgf/cm²になるまで全断面圧縮を行う。その後、試料を9.52mmのふるいにかける通過率(破砕率)を求めるものである。

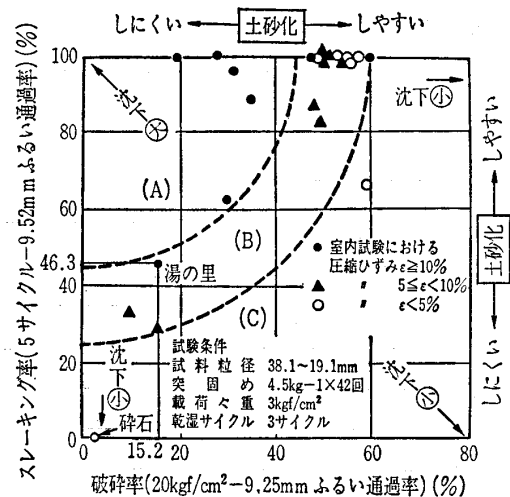
道路公団試験所では、ぜい弱岩のスレーキング率、破砕率の二つの指標から盛土材料としての圧縮性を評価しようと試みている³⁾。それによれば、①スレーキング率の高い

表—8 強制風化試験後の粒度分布

ふるい分け重量(g)			0.074mm 以下	0.074~ 2.0mm	2.0mm 以上	合 計
岩 種	前重 量(g)	No.				
湯の里泥岩	1	1615	29.5	478.8	1209	1717.3
	2	1486	35.0	535.5	976	1546.5
	3	1433	23.3	425.6	680	1128.9
	4	2065	36.8	743.8	1294	2074.6
	平均	1650	31.1	545.9	1039.8	1616.8
	%	—	1.9	33.8	64.3	100.0

(50%以上)材料は破砕率と圧縮ひずみとの間に一定の傾向が認められ、破砕率が小さいと圧縮ひずみは大きく、破砕率が大きくなると圧縮ひずみは小さくなる。②スレーキング率の低い(50%以下)材料は、破砕率と圧縮ひずみとに一定の傾向は認められないが、破砕率が小さくとも圧縮ひずみは大きくならない。

図—6は、スレーキング率、破砕率と圧縮特性との関係を示したものであるが、今回の試料は(B)領域(使用にあたっては注意を要する)に分類された。



図—6 ぜい弱岩材料の圧縮性試験

(vi) 岩石試験

試験結果は表—10のとおりである。

3.2 材料特性試験(2)

トンネルの掘削開始に伴い材料特性試験(1)の結果を補足する意味でS57.11～12にかけ第1森越T(西)工区でロードヘッダーにより切削された岩ずりについて次の試験を行

表-9 破碎性試験, スレーキング試験結果

項目		岩種	湯の里泥岩
破碎性試験	モールド高さ (cm)		12.5
	内径 (cm)		15.0
	試験料重量: A (g)		2089
	沈下量 (cm)		2.97
	ふるい残留重量: B (g)		1772
	ふるい通過重量: A-B (g)		318
スレーキング試験	通過率: $\frac{A-B}{A}$ (%)		15.2
	試験前重量: A (g)		1869
	ふるい残留重量: B (g)		1004
	ふるい通過重量: A-B (g)		865
	スレーキング率: $\frac{A-B}{A}$ (%)		46.3

表-10 岩石試験結果

試験項目		データー
1	土粒子の比重	2.66
2	含水率 (%)	8.19
3	含水比 (%)	4.84
4	吸水率 (%)	19.69
5	間隙率 (%)	33.33
6	単位体積重量 (g/cm ³)	1.95
7	圧縮強度 (kgf/cm ²)	116
8	引張り強度 (kgf/cm ²)	9.79
9	ぜい性度	11.8
10	すりへり減量 (%)	64.7
11	岩石安定度 サイクル	2
12	薄片観察	石英10.9
13	X線分析	<10%
14	ショアー硬度	16.3
15	液性限界 (%)	61.8
16	塑性限界 (%)	22.1
17	塑性指数	39.7
18	日本統一土質分類	CH
19	浸水崩壊度	Bに近いC
20	P波速度 (km/s)	1.71
21	S波速度 (km/s)	0.895

った。

(i) 粒度試験

実際に盛土材料として使用される岩ずりはロードヘッダーにより切削されるものであり、その粒度組成について試験を行った。試験結果は図-7に示すとおりである。均等係数 $U_c=10.5$ 、曲率係数 $U_c'=2.0$ となり、粒度分布の状態は $U_c \geq 10$ および $1 < U_c' \leq \sqrt{U_c}$ を満足しており、良好な粒度とされる。

(ii) 締固め試験

最大乾燥密度 $\rho_{dmax}=1.73 \text{ g/cm}^3$ 、最適含水比 $w_{opt}=16.8\%$ を得た。材料特性試験(1)の値 ($\rho_{dmax}=1.686$) に対して若干大きな値となっているが、試料の粒度が前回は表-4のとおりであったものが、今回はロードヘッダーの切削による細かなものであったため、良好な締固め効果が得られた結果と考えられる。

(iii) 土質試験

液性限界試験、塑性限界試験の結果は次のとおり。

$$w_L=52.4\% \quad w_P=27.7\% \quad I_P=24.7\%$$

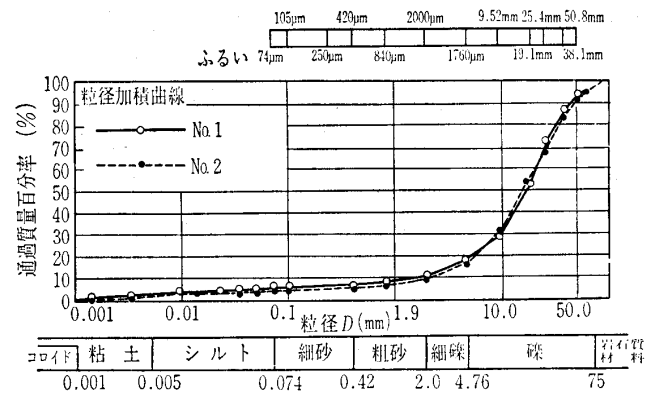


図-7 ロードヘッダー切削による岩ずりの粒度分布

日本統一土質分類の塑性図より判断すれば、(CH)に分類される。

また、土粒子の比重は2.70、自然含水比は14%であった。

3.3 考察

ボーリング調査や材料特性試験の結果から次のように考えられる。

ボーリングコアによる浸水崩壊度試験(国鉄における岩石標準試験法暫定案)では、C~Dとされるものも2~3見られるが、ほとんどがA~Bに類し、一軸圧縮強度も200 kgf/cm²前後と比較的大きな値を示している。しかしながら、風化により完全に細粒化した場合、(MH)(CH)となる材料もみられる。岩ずりのほとんどは[B]群の材料と判断されるが、一部風化によりぜい弱化しやすいものも含まれており、風化に対しては十分な配慮を要する。

締固め試験およびCBR試験では比較的良好な結果が得られており、十分な転圧を行えば所定の強度は得られるものと判断される。ロードヘッダーにより切削された岩ずりは良好な粒度となっており、含水比の管理を十分に行えば特に問題はないと考えられる。

静的載荷試験による盛土沈下量の予測では、施工後のクリープ沈下量が非常に小さな値を示しているが、試験はあくまで側方拘束の下での載荷であり、その結果を用いての沈下予測値は、実際の盛土沈下量よりかなり小さくなっているものと考えられる。しかしながら、一般に供用後問題ないとされる許容沈下量10cmに比して計算値は極めて小さな値となっており、沈下について問題はないものと考えられる。

総合的に判断するに、一部[D]群に近いものもあるが、総じて[B]群の材料と判断され、上部盛土の使用は無理であるが、風化に対して十分な配慮をし、厳しい管理の下に慎重な施工を行えば、下部盛土材料として十分使えるものと判断された。

4. 盛土の設計

盛土の形状については、基本的に設計標準により図-8のとおりとした。路盤については、本線が適用区分Iに類

表-13 盛土材料試験結果

工 区	地 山 含水比 $w(\%)$	土粒子 の比重 G_s	コンシステンシー特性試験			締 固 め 試 験		粒 度 試 験					
			液性限界	塑性限界	塑性指数	最適含水比	最大乾燥密度	礫 分 (2000 μm 以上)	砂 分 (74~2000 μm)	シルト分 (5~74 μm)	粘土分 (5 μm 以下)	均等係数 U_c	曲率係数 U_c'
			$w_L(\%)$	$w_p(\%)$	I_p	$w_{opt}(\%)$	ρ_{dmax} (g/cm^3)						
1. 第1湯の里T	14.8	2.66	55.6	22.5	33.1	15.0	1.790	74.0	10.0	15.3	0.7	350	20
2. 第2湯の里T(西)	16.8	2.69	48.1	21.3	26.8	15.5	1.794	80.6	10.7	8.2	0.5	178	9
3. 第2湯の里T(東)	15.8	2.67	55.0	19.7	35.3	16.5	1.770	60.6	14.1	23.8	1.5	62	1.5
4. 第2重内T	15.9	2.69	40.9	22.3	18.6	15.5	1.804	68.0	18.6	12.7	0.7	376	10.9
5. 第3重内T	15.4	2.66	61.0	20.3	40.7	18.0	1.730	68.6	18.9	11.5	1.0	200	12.5
6. 第1森越T(西)	16.4	2.67	41.4	24.0	17.4	16.5	1.792	77.3	13.5	8.4	0.8	113	11.2
7. 第1森越T(東)	22.1	2.68	55.2	22.5	32.7	19.2	1.700	63.1	18.5	17.8	0.6	424	1.3

いては、試験盛土の結果等から判断し、12 t 級振動ローラーとした。

また、盛土材料の管理については、表-11に基づいて行ったが、その結果は表-13および図-9に示すとおりであった。締固め度の管理結果は図-10, 11に示すとおりであるが、 K_{30} 値はすべて基準値 ($7 \text{ kgf}/\text{cm}^3$) をオーバーしており、乾燥密度と空気間隙率についても良好な結果が得られている。

今春(S59.4), 下部盛土(A)の天端よりボーリングを行いN値の測定をしたが、いずれも20~40の間に分布しており、十分な締固めが行われたことが確認されている。

また、下部盛土(A)の沈下量については、S58.12とS59.4の2度の測定の結果、最大約2 cmの沈下が認められたにすぎず、沈下に関しても問題はないものと思われる。

7. あとがき

わずか3か月半という限られた期間の中で、約20万 m^3 の下部盛土(A)の施工を終えることができた。

今後、下部盛土(B)および上部盛土(併せて約8万 m^3)の施工を進めることになるが、それに先立って、下部盛土(A)の上に大型起振機を据え、盛土共振試験および繰返し載荷試験を行うことを計画中である。繰返し載荷試験は、列車荷重に相当する荷重を繰返し載荷し、それに伴う変形を把握しようとするもので、これについては後日機会があれば報告したい。

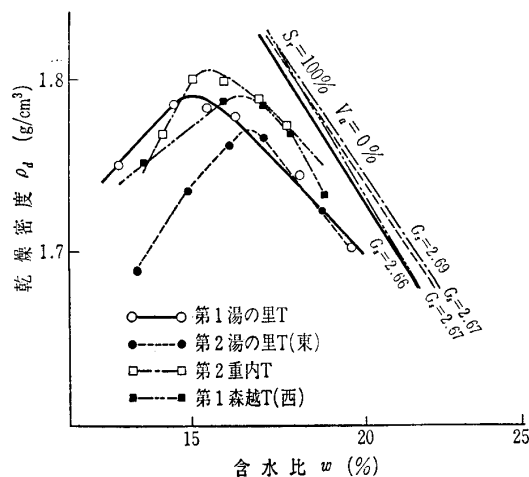


図-9 締固め曲線

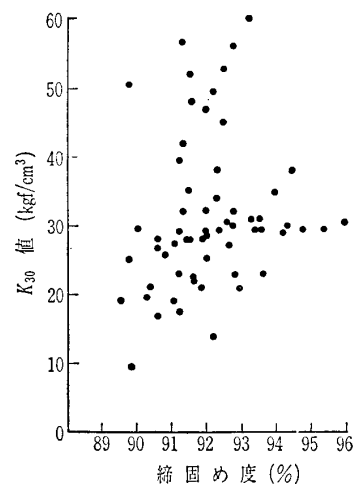
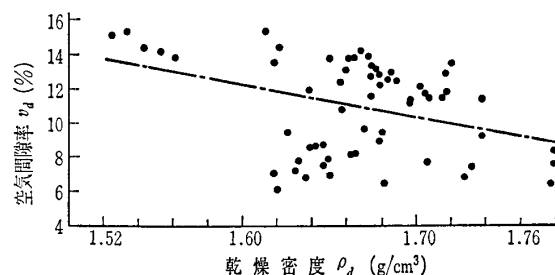
図-10 K_{30} 値-締固め度散布図

図-11 空隙率-乾燥密度散布図

盛土構造物は、今後ますますその重要性を増すものと考えられるが、今回のデーターが今後の参考となれば幸甚である。最後に、本工事を設計施工するにあたり貴重な御指導、御協力を頂いた関係各位に、紙面を借りて厚く御礼申し上げます。

引用・参考文献

- 1) 伊勢田ほか：粘性土を材料とする高盛土の沈下，土木技術資料14-6，1972.
- 2) 石井：盛土の圧縮沈下，日本道路公団試験所技術情報，32号，1976.
- 3) 市村・今川・井口：ぜい弱岩（風化岩）盛土の設計施工，道路公団試験所報告，1979.
- 4) 日本鉄道建設公団札幌支社：道幹岩ざり特性試験報告書，1982.
- 5) 土質工学会：盛土の調査・設計から施工まで，現場技術者のための土と基礎シリーズ4，土質工学会，1979.
- 6) 工藤・宮林・小島・北川：盛土材料としての機械掘削による泥岩ざりの特性について，土質工学会北海道支部技術報告集，第24号，1984.
- 7) 鉄：建造物国設計標準解説(土構造物)，日本鉄道施設協会，1978. (原稿受理 1984.4.18)