

## 高盛土による山岳空港の建設

### CONSTRUCTION OF MOUNTAIN AIRPORT BY HIGH EMBANKMENT

清水幸雄\*・河野伊一郎\*\*・会田敏雄\*\*\*・竹内秀明\*\*\*\*

By Yukio SHIMIZU, Ichiro KONO, Toshio AIDA and Hideaki TAKEUCHI

New Okayama Airport is the mountain airport which is constructed to cut the south-end of Kibi highlands at E. L. 239 m.

This report describes the case history of airport earth work that was restricted by large (embankment volume  $12.5 \times 10^6 \text{ m}^3$ ), high embankment ( $H=60 \text{ m}$ ) and rapid construction (3.5 years).

The embankment zoning method was adopted to use the embankment material applied by the cutting material.

The features of this airport that are rolling compaction test, drainage method, distinction of cutting, quality control of embankment, settlement due to submergence, field observation and construction machine are explained.

*Keywords*: New Okayama Airport, high embankment zoning method, excavation, field observation

#### 1. ま え が き

岡山県岡山市日応寺地区に設置されたジェット化対応の新岡山空港は、滑走路長2000mを有する第3種空港として整備されたもので、昭和63年3月11日に開港<sup>1)</sup>をした(図-1参照)。

旧岡山空港は、昭和37年10月第三種空港として開港し、滑走路1200m×30mの規模で、東京および鹿児島にYS-11が就航していた。

岡山県では近年の産業構造の高度化および生活様式の多様化に伴う高速交通手段の需要の増大、すなわち航空需要の増大に対応するため、昭和45年より空港のジェット化調査に着手した。昭和50年において、旧空港地点を含む6か所が適地候補に選ばれ、空域、運航条件、自然社会条件、建設条件等の評価により、昭和53年11月に現在の岡山市日応寺地区を最終候補地として決定した。その後、関係機関との調整、航空法上の諸手続きを

経て、昭和56年11月に新空港の設置許可を受け、滑走路2000m×45mのジェット空港として、新岡山空港整備事業がスタートした(工期:昭和56年度~62年度)。

新空港の建設に伴う土工事は、総面積141ha、切土量1209万 $\text{m}^3$ 、盛土量1250万 $\text{m}^3$ と大規模なものとなり、その大部分は、昭和59年度から昭和61年度までの、わずか3年の短期間で実施された。昭和61年度には最盛期となり、年間470万 $\text{m}^3$ の切土を実施し、ピーク日当たりの切土量は、約3.5万 $\text{m}^3$ となった。また、盛土の厚さは60mに及ぶ超高盛土であり、工程的にももろの規制により、この60mの盛土を約8か月で完了

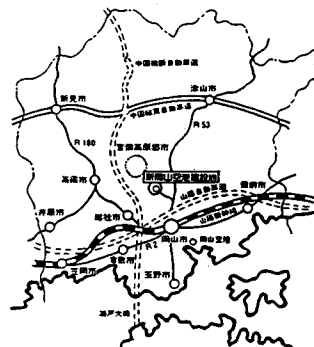


図-1 位置図

\* 岡山県新岡山空港建設事務所長  
(〒701-11 岡山市日応寺 1535)

\*\* 正会員 工博 岡山大学教授 工学部土木工学科  
(〒700 岡山市津島中 3-1-1)

\*\*\* 正会員 日本工営(株)設計部  
(〒102 千代田区麴町 5-4)

\*\*\*\* 鹿島建設(株)広島支店土木部工事部長  
(〒730 広島市中区中町 6-13)

させる急速盛土を余儀なくされた。

本論文では、高盛土による新岡山空港の建設で特徴的な事項について報告する。

## 2. 地形および地質概要

### (1) 地形

新空港建設地は、標高 200 m～300 m の丘陵地で、いわゆる吉備高原の南端部にあたる。地形の起伏量は、50 m～100 m で小さな谷が樹枝状に発達し、斜面の傾斜角は 30 度前後である。全体として北から南へ傾斜しているため、標準的な断面は、北側が切土、南側が盛土となった(図-2)。

切土部の最高標高 275 m、盛土部の最低標高 165 m、造成計画高 239～245 m となり、盛土高さの最高は 60 m に達した。

### (2) 地質および土質

地盤は中生代白亜紀花崗岩類である。地質模式断面を図-3に示す。この層を不整合に覆って、新生代以降の備北層群に代表される地層が不整合に載っている。これらの新生代の堆積層は、最大 35 m 程度の層厚をもつ淡水性から浅海性の堆積物で、その層相は泥岩・砂岩・礫岩・くさり礫層および薄い沖積層からなり、風化の程度差と相まった土質特性のばらつきが特徴となっている。

## 3. 盛土ゾーニング工法の採用

空港の基本施設(滑走路・誘導路・エプロン)の重要度、長大のり面の安定から、また各盛土材の特性(表-

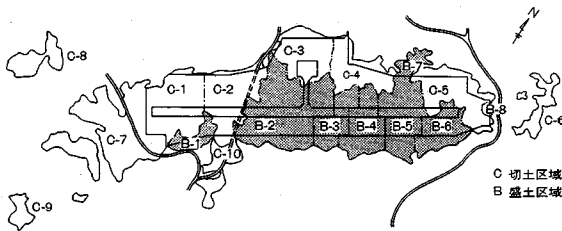


図-2 切土・盛土造成工区範囲図

地質時代	記号	地層
新第四紀	沖積世 (1~2万年前)	表土、産錫谷底堆積層
	洪積世	クサリ礫層
	鮮新世 (30~260万年前)	
中生代	中新世 (1,200~1,600万年前)	泥岩、砂岩、礫岩互層 (備北層群)
	白亜紀 (7千~1億4千万年前)	花崗岩類 (広島型)

図-3 地質模式断面

4参照)を生かして、表-1のような盛土ゾーニング工法を採用した。

採用に際しては、設計・施工の段階で次のような事柄を検討し実施した。

- i) 設計段階 斜面の安定解析、盛土の沈下
- ii) 施工段階 盛土の沈下検討(動態観測、FEM等より解析)、基礎地盤の処理(軟弱土除去、段切り、切盛土境界の摺付け)、地下湧水処理、施工時の雨水処理

しかし、工事の進捗に伴い、全体の工程・土量・土性を考慮し、盛土ゾーニングを図-4のように、次の事項について変更した。

- ① 排水ボックス、排水管の下方はⅡ材で盛土し、プレロードによる沈下終息確認後に、構造物を築造した。
- ② 滑走路、誘導路、エプロン、場周道路、保安道路、皿型水路の路床にくさり礫Bを盛土した。
- ③ Ⅲ材の礫岩の盛土ゾーンを、斜面部のⅢ材盛土ゾーンの背面に設定した(B-5工区)。

また、着陸帯(Ⅰ材)にフィルター層の設置を検討したが、材料試験・盛土試験結果より盛土材料が良質なため、雨水・湧水を盛土体内に浸入させないような施工管理を行えば、フィルター層等は必要ないと判断した。

## 4. 試験工事の実施

新岡山空港の用地造成工事の盛土材料は、一般的に良質である。しかし、土砂から硬岩まで、広範囲かつ多岐にわたる土および岩を取り扱わなければならなかった。

このため、昭和 58 年 12 月から昭和 59 年 3 月までに、

表-1 盛土ゾーニングの概要

ゾーニング	要求品質	盛土材	材料の特長
滑走路、誘導路、エプロン	空港の基本施設であり沈下を最小限とし荷重を安全に支持する。	Ⅱ材 軟岩、クサリ礫B、礫岩	圧縮沈下は少なく、透水性は高い。
斜面部 (1:2.0)	斜面の安定	Ⅲ材 中硬岩、Ⅳ材 硬岩	せん断強度は大、圧縮沈下は小さい。
着陸帯	基本施設に比較すれば沈下、支持力等の許容値は大きい。	Ⅰ材 砂質土、粘性土 (Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ材の余り)	

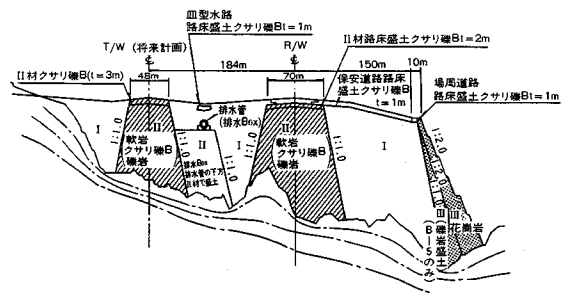


図-4 変更盛土ゾーニング

次のような試験<sup>2)</sup>を実施した。

- ① 効率的かつ経済的な掘削方法および発破方法の決定のための掘削試験
- ② 盛土体の適切な転圧方法を決定するための転圧試験
- ③ 実際の施工規模で盛土を実施し、盛土体の挙動を観測し、その安全性や変形特性を検証するための試験盛土および土量変化率試験

このうち、転圧試験について述べる。

転圧試験の目的は、盛土断面決定の前提となった土質特性（せん断強度、クリープ定数）に対応する土の締固め度を安定的に得るための、最適なまき出し厚、敷ならし機種、転圧機種、転圧回数および品質管理の基準値を決定することである。

転圧試験の仕様は、表—2に示すとおりであり、現場では、沈下量（転圧層厚変化）、現場密度（置換法、RI法）、コーン指数、転圧速度を測定した。

この転圧試験結果から、暫定的に表—3に示すような転圧仕様を設定した。なお、この仕様は実施工で確認を行い、品質管理および動態観測の結果によって見直しをすることとした。

各盛土材料の土質特性を表—4に一覧として示す。

## 5. 地下排水対策と施工中の仮排水

### (1) 地下排水対策

地質調査結果によれば、開口亀裂や断層破砕帯による地下水の大量流出の可能性は、ほとんど考えられない。

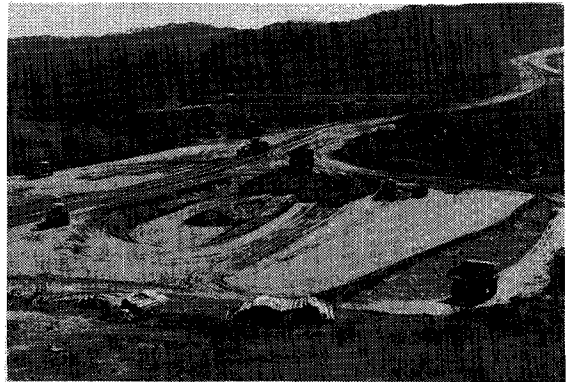
しかしながら、渇水期においても定常流が観測されており、また谷地では崩積土分布域で地下水がG.L. -0.5mと浅く、伏流している。

盛土の安定のためには、これら地下水が盛土部まで上昇するのを抑止することが肝要であり、このための排水施設が必要である。本工事では、既往調査結果をもとに、表—5に示すような地下排水工を施工した。

### (2) 施工中の仮排水

沢ごとにコルゲートパイプ（φ600～φ1500）を埋設し、各管路には数か所たて坑を設けて表面水を処理した（図—8、図—9）。

たて坑方式とした場合の利点は、以下のようである。



写真—1 試験盛土盛立状況



写真—2 試験盛土完成後の斜面

表—2 転圧試験仕様

盛土材料	転圧機種	まき出し厚 (cm)	転圧層数	転圧回数 (回)
I 粘性土	21 t ブルドーザ	30, 40	2	0, 2, 4, 6, 8, 10
	13.5t タイヤローラ			
II 砂質土	13.5t タイヤローラ	30, 40, 50	2	0, 2, 4, 6, 8
	9.8t 振動ローラ			
III 軟岩	9.8t 振動ローラ	50, 70, 90	2	0, 2, 4, 6, 10
	30.8t タンピングローラ			
	17.4t タイヤローラ			
	9.8t 振動ローラ			
IV クサリ礫B	9.8t 振動ローラ	30, 40, 50	2	0, 2, 4, 6, 8, 10, 12
	14.8t 振動ローラ			
III, IV 中硬岩	14.8t 振動ローラ	60, 90, 120	2	0, 4, 8, 12, 16

表—3 盛土材の転圧仕様

盛土材料	I層(粘性土)	I層(砂質土)	II層(軟岩)	II層(クサリ礫B)	III・IV層(中硬岩)
転圧機種	13.5t タイヤローラ	13.5t タイヤローラ	9.8t 振動ローラ	14.8t 振動ローラ	14.8t 振動ローラ
仕上り厚(敷き出し厚)	30cm (40cm)	30cm (36cm)	50cm (56cm)	30cm (32cm)	60cm (63cm)
転圧回数	6回	6回	6回	6回	12回
盛土材料の最大粒径	—	—	30cm	30cm	60cm
管理基準値	飽和度85%以上*	締固め度90%以上* (突固め試験第2方法)	締固め度90%以上 (突固め試験第2方法)	締固め度90%以上 (突固め試験第2方法)	乾燥密度1.95t/m <sup>3</sup> 以上

\* 試験盛土後 締固め度90%以上 (突固め試験第1方法) に変更

表—4 土質特性一覧（昭和58年度～昭和61年度）

区分	土質名	試験個数	粒度特性			コンシステンシー特性			土粒子の比重	自然含水比	締固め特性			粗粒材の特性		セン断強度	
			液性限界 W <sub>L</sub> %	塑性限界 W <sub>p</sub> %	塑性指数 I <sub>p</sub>	最大乾燥密度 ρ <sub>dmax</sub> t/m <sup>3</sup>	最適含水比 W <sub>opt</sub> %	カサ比量			吸水量 %	粘着力 (t/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 (度)				
														シルト分以下 0.074mm以下 (%)	シルト分 0.074~2mm (%)	2mm以上 (%)	
I	粘性土	1248	23	40	37	45	29	16	2.64	24	1.6.C	1.548	22.8	—	—	3.2°	8.4°
	砂質土	1206	29	47	24	44	26	18	2.64	17	1.6.C	1.702	17.9	—	—	—	—
II	軟岩	420	46	37	17	39 <sup>1)</sup>	23 <sup>2)</sup>	16 <sup>3)</sup>	2.64	10	2.5.C	1.934	11.2	2.49	2.4	—	—
	クサリ礫B	413	61	26	13	41 <sup>1)</sup>	25 <sup>2)</sup>	16 <sup>3)</sup>	2.65	13	2.5.C	1.977	11.8	2.47	1.9	1.8°	29.1°
III、IV	礫岩	67	54	28	18	32	18	14	2.65	8	2.5.C	2.037	9.4	2.43	3.3	—	—
	中硬岩	352	76~96°	4~18°	0~7°	—	—	—	—	1~4°	—	—	—	2.52	1.8	0°	36.0°

注： 上表の値は各年度毎のデータの加重平均値（セン断強度を除く）

- 1) NP も多かった
- 2) 盛土の不攪乱試料の三軸圧縮
- 3) 中型三軸圧縮（密度調整試料）試験値（締固め度90%）の80%
- 4) 大型三軸圧縮（ // ）試験値の粘着力を無視
- 5) 転圧試験時のデータ

- ① たて坑呑み口部に釜場を設けることで、沈砂効果、流出量の調整効果が期待できる。
- ② 盛土の途中段階では、たて坑の頂部が出ているだけのため、重機類の走行に支障を及ぼすことがない。

6. 切土施工と管理

(1) 土砂掘削

表土除去の後、ブルドーザ（D9クラス）による盤下げ（Vカット）を行い、ダンプ進入用道路の施工とともに、ショベル、ダンプ作業に切り替えていく。

土質の変化に伴い、ブルドーザの排土板での掘削が困難となった時点で、II材としての土層確認検査を順次行っていた。

土層確認において、普通は軟岩のように一見して判別できるものもあったが、中には泥岩のように32tブルドーザ（D8クラス）のリッピングによりやっと掘削できる材料でも、盛土材としてはI材となるものもあった。土層判定基準を表—6に示す。

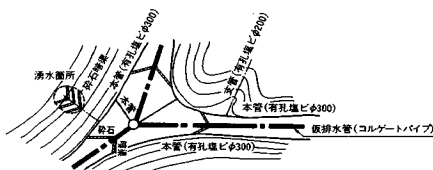
掘削盤は常に降雨時のために排水勾配を確保し、雨水、湧水が滞留しないようにした。

(2) 岩掘削

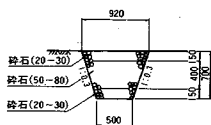
発破工事は、クレーター工法（削孔長5m以下）とベンチカット工法（基準高さ5m）を併用した。振動規制、地形条件等によりクレーター発破の方を多く使用し

表—5 地下排水施設一覧表

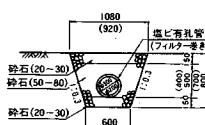
名称	構造	設置箇所	備考
盲排水本管	φ300 有孔塩ビ管	河谷底部	構造は図-6~7に示す。
盲排水支管	φ200 有孔塩ビ管	本管と湧水地点を結ぶ凹地形の斜面部	
砕石暗渠	砕石	河谷底部及び湧水地点	



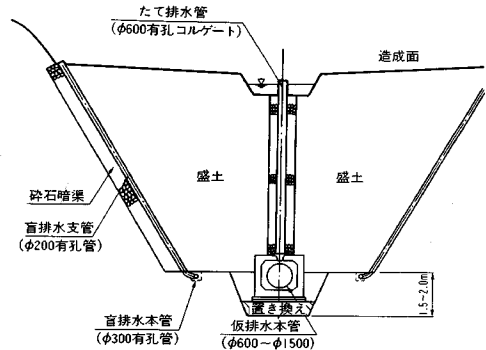
図—5 地下排水工平面図



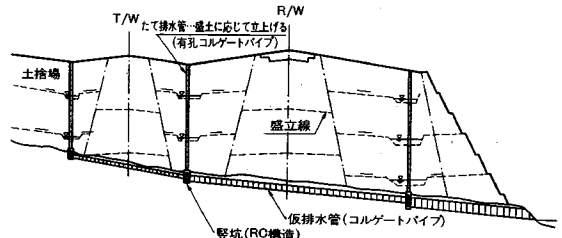
図—6 砕石暗渠布設図



図—7 盲排水管布設図



図—8 地下排水工断面図



図—9 仮排水計画断面図

表—6 土層分類基準および切土量

土層分類	弾性波速度 Vp(km/s)	想定される土質	施工性からの判定基準	切土量	
				推定値	実績値
I 材	0.2-0.9	表土、崖錐、沖積層 クサリ礫層(A)-(B)、マサ土 砂岩、礫岩風化帯	32t 級ブルドーザの排土板で掘削できるもの。	675万m <sup>3</sup> (54%)	564.2万m <sup>3</sup> (46.6%)
II 材	1.0-1.5	クサリ礫岩(B) 砂岩、礫岩 花崗岩類(軟岩)	上記排土板で掘削できなくて、 32t 級ブルドーザでリッピング (2本爪) できるもの。	412.5万m <sup>3</sup> (33%)	432.2万m <sup>3</sup> (35.8%)
III 材	1.8-2.4	花崗岩類(中硬岩)	上記リッピングできなくて発破 工法を採用するもの。	150万m <sup>3</sup> (12%)	212.9万m <sup>3</sup> (17.6%)
IV 材	4.0-5.0	花崗岩類(硬岩)		12.5万m <sup>3</sup> (1%)	-
合計				1,250万m <sup>3</sup> (100%)	1,209.3万m <sup>3</sup> (100%)

た。クローラードリルは、空圧式と油圧式の両方を使用した。急峻な地形には空圧式が適していた。

(3) 発破振動管理

発破作業は、昭和 58 年度工事から実施していたが、当初は民家までの距離が 300 m 以上あり、振動・騒音が問題になることはなかった。しかし、59 年度になると 100 m 程度の距離になり、振動・騒音(特に振動)についての苦情が出てくるようになった。

そこで、付近住民にとって、どの程度の振動まで受認できるか、またそのために許容火薬量は何 kg かを調べるために発破試験を行った。試験は、火薬量を順次変化させ、震源から民家までの間の数か所に設置された振動計により、1 回ごとの振動の減衰状況を測定する方法をとった。民家の住民に体感振動について聴き取り調査も併せて行った。

得られたデータをもとに、振動推定式の指数を求め、実施工をしながら推定値と実施値の違いから補正を加え、最終的な推定式で確定した。

聴き取り調査の結果から、住民の受認限度は 0.3 カインまでということが判明したが、安全のため実際の管理値は、0.25 カインで実施した。

推定式の係数は、表—7 に示すように、場所・岩質等により使い分けた。

$$\text{振動推定式}^3) : V = C \cdot R^{-m} \cdot W^n$$

ここで、 V : 速度振幅 (m/s)

C : 発破地点の岩質、地盤状況、発破方法、  
薬量等により定まる定数

R : 振源距離 (m)

W : 一段あたり最大薬量 (kg)

m, n : 振源距離、薬量にかかわる指数

規制発破の事例を表—8 に示す。

7. 盛土品質管理

仕様書は、「空港土木工事共通仕様書」をもとに設定し、各種の転圧試験・材料試験・実施工時の品質管理結果から協議し、次のような変更・追加を行った。

(1) 最大乾燥密度の決定

最盛期には、各切土場から 1 日合計 3~4 万 m<sup>3</sup>の搬出

表—7 発破振動推定式係数

年度	場所	岩質	対象物	距離(m)	C	m	n
59	C-1	花崗岩	ダム	150~300	69	1.80	0.50
60	C-1	花崗岩	ダム、仮設橋基礎	50~500	69	1.80	0.50
60	C-1	花崗岩	民家	180~300	1.2	1.41	0.75
60	C-3	花崗岩	民家-1	180~300	2.8	1.57	0.79
60	C-3	花崗岩	民家-2	150~400	1.7	1.55	0.75
60	C-4	花崗岩	民家	200	7.9	2.06	0.75
60	C-5	花崗岩	民家	400~500	7,240	2.63	0.46
60	C-5	礫岩	民家	180~300	120	2.09	0.51
61	C-1	花崗岩	ダム、仮設橋基礎	50~500	69	1.80	0.50
61	C-3	花崗岩	民家	150~250	1.7	1.55	0.75
61	C-4	花崗岩	民家-1	60~150	2.8	1.57	0.79
61	C-4	花崗岩	民家-2	150~200	7.9	2.06	0.75
61	C-5	花崗岩	仮設橋基礎	80~200	7,240	2.09	0.51
61	C-5	礫岩	民家	150~300	86.0	2.22	0.78

表—8 規制発破事例

場所	距離(m)	崩孔長(m)	崩孔間隔(m)	孔数(ヶ)	使用管(段)	装薬量(kg)	振動値(cm/sec)			
							1段当り	測定値		
C-4	70	2.0	1.2x1.2	15	1~15	300 g	0.10	0.32	0.26	
C-4	150	2.3	1.5x1.5	15	1~15	1,200 g	0.23	0.29	0.21	
C-5	220	5.5	2.5x2.5	7	1~14	3,000 g	0.17	0.28	0.24	2段装薬

を予定していたので、盛土の締固め管理を行う際、大きな問題点として

- ① I・II材とも材料のばらつきが大きく、一定の基準密度を設定できない。
- ② 材料試験(特記仕様書より 5 000 m<sup>3</sup>ごと)から、その材料の最大乾燥密度を決定するのに 1 週間かかる。

ことが挙げられ、その結果、盛土の締固め度が判定されないまま、次の層の盛土が行われることが懸念された。

このため、早期にその試料の最大乾燥密度を推定する方法について検討した結果、「自然含水比-最大乾燥密度」により相関があることを利用して、RI で現場締固め度を測定する際の含水比データから、その試料の最大乾燥密度を推定する方法を採用することにした。

(2) 「合格判定図」の作成

先の「自然含水比-最大乾燥密度」の関係を利用して、図—10 の「合格判定図」<sup>4)</sup>を設定した。

I 材の砂質土・粘性土および II 材の軟岩・くさり礫 B は、締固め度規定(最大乾燥密度の 90 % 以上)を満足する範囲を締固め度合格とした。この「合格判定図」に RI の測定結果をプロットし、締固め度を判定した。

また、工事の進捗に伴う、土取場の切土の深さ増加に

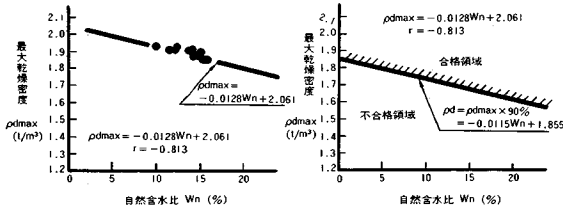


図-10 II材 くさり礫Bの合格判定図

よる土性値の変化については、最新のデータ 20 個の最大乾燥密度で「合格判定図」を作成し、締固め度を判定した。

(3) RI 法の導入

現場密度測定は、最盛期には 1 日 100 測点にも達することから、RI 法を導入して管理の省力化および施工に即フィードバックできるようにした。採用に際しては、各材料ごとに、砂質土・粘性土、軟岩、くさり礫 B、礫岩の 4 本の校正曲線を用意し、置換法との整合性を実証した。また、毎月定期的に、砂置換・水置換で RI の校正曲線のチェックを行った。

I 材 RI 法 砂置換 φ 200 mm

II 材 RI 法 水置換 φ 500 mm

(4) I 材の突固め試験を第 2 法から第 1 法に変更

I 材の砂質土・粘性土の転圧仕様、管理基準は転圧試験結果から決定され、その仕様に基づいて試験盛土が行われた。その結果、次のような問題点が挙げられた。

- ① 飽和度、締固め度 (2 法の 90% 以上) ととも管理基準値を満足しない。
- ② 土層が複雑なため、試験盛土で使用した材料は、転圧試験で使用した材料と大幅に異なった。特に自然含水比 22~34% の材料が約 70% を占め、設定した基準に適合しない。
- ③ 転圧試験では、粘性土・砂質土と分けて試験を行い、管理基準値を設定した。一方、現場においてはショベルによる積込み時、粘性土・砂質土が混ざり合い、盛土場での材料区別が困難である。
- ④ 転圧試験は堅固な切土地山で行われ、実施の施

工条件と異なっていた。

そこで、転圧試験と試験盛土で大きく異なる因子を取り上げ、実施と同じ条件で再試験を行った。

検討を重ねた結果、対象となる土質に突固め試験の第 2 法を適用することは現実的でないという結論になり、突固め試験第 1 法を適用することにした (図-11)。

(5) 転圧層厚管理

転圧試験の結果から、転圧層の厚さが増すにつれ、ある値を越えると層下部に極端な転圧不足が生じるという重大な事実を学び、盛土の品質 (締固め) 管理は、表面密度管理だけでは不十分で、転圧層厚管理を併せて行うことにした。

(6) 品質管理結果

4 年間の品質管理結果を表-9 に一覧として示す。

8. 水浸沈下実験

61 年度において、礫岩による滑走路部 (B-5 工区) の高盛土・急速施工が計画されたが、残留沈下が懸念された。このため、礫岩の大型クリープ (水浸・非水浸) 試験を実施<sup>5)</sup>、残留沈下量を予測することにした。

表-9 年度別品質管理結果一覧表

年	区	土	転圧仕様	品質管理結果													
				機	締固め度の管理結果				不良率 P (%)		層厚管理結果						
					現場密度 ρd (t/m³)	含水比 ω (%)	締固め度 Dc (%)	不良率 P (%)	不良率 P (%)	層厚 T (cm)	不良率 P (%)	不良率 P (%)	不良率 P (%)				
度	分	名	種	回	平均	σ	平均	σ	平均	σ	P	N	設計	不良率	σ	P	N
58	I	粘性土 砂質土	タイヤ ローラー	8	1.485	1.137	24.1	7.1	94.6	3.9	11.9	552	30	—	—	—	—
年	II	軟岩 クワリ目 中硬岩	振動 ローラー	8	1.829	0.077	9.1	3.3	94.0	2.7	6.9	160	50	—	—	—	—
度	IV	中硬岩	ローラー	12	1.811	1.066	5.9	3.3	93.6	2.6	8.4	10	60	—	—	—	—
59	I	粘性土 砂質土	タイヤ ローラー	6	1.914	0.102	2.3	0.3	95.7	4.8	11.7	10	60	—	—	—	—
年	II	軟岩 クワリ目 中硬岩	振動 ローラー	6	1.576	0.150	18.8	6.8	94.6	3.2	7.5	2550	30	30.7	7.2	11.7	473
度	IV	中硬岩	ローラー	12	1.815	0.095	10.9	4.2	94.4	3.0	7.1	1480	50	30.6	6.5	7.3	386
60	I	粘性土 砂質土	タイヤ ローラー	6	1.912	0.086	11.0	4.2	94.3	2.6	5.0	2235	30	—	—	—	—
年	II	軟岩 クワリ目 中硬岩	振動 ローラー	6	2.298	0.213	2.3	0.2	114.9	10.6	7.2	10	60	—	—	—	—
度	IV	中硬岩	ローラー	12	1.595	0.132	17.4	6.3	94.7	3.4	8.4	4145	30	29.9	6.6	6.7	570
61	I	粘性土 砂質土	タイヤ ローラー	6	1.834	0.100	10.0	4.2	94.2	3.4	10.8	1025	50	—	—	—	—
年	II	軟岩 クワリ目 中硬岩	振動 ローラー	6	1.921	0.098	10.6	4.0	95.5	4.0	8.4	1025	30	29.3	5.6	4.9	266
度	IV	中硬岩	ローラー	12	1.952	0.069	7.0	1.6	95.3	3.2	4.9	275	30	—	—	—	—
62	I	粘性土 砂質土	タイヤ ローラー	6	2.320	0.130	2.3	0.2	115.5	6.1	0.6	20	60	59.8	5.8	4.5	13
年	II	軟岩 クワリ目 中硬岩	振動 ローラー	6	1.578	0.104	17.5	4.9	95.3	3.2	4.9	3610	30	30.1	4.9	2.1	1045
度	IV	中硬岩	ローラー	12	1.833	0.108	12.0	5.0	97.3	3.2	1.1	1130	50	—	—	—	—
				6	1.978	0.040	10.1	1.5	98.1	2.1	0.0	1015	30	30.1	4.5	1.4	1161
				6	1.964	0.062	8.5	2.1	96.4	2.2	0.2	395	30	—	—	—	—
				12	2.330	0.125	2.1	0.2	116.5	7.9	0.7	18	60	61	9.2	16.5	160

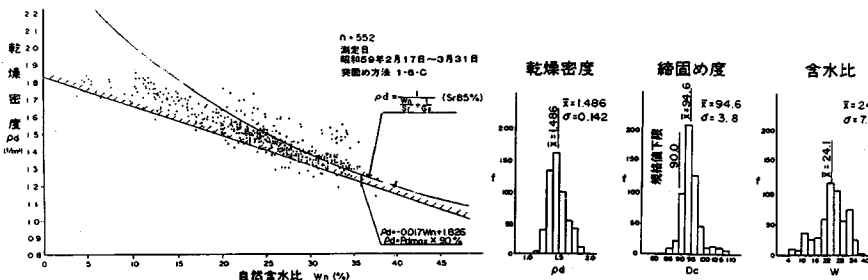


図-11 試験盛土結果

(1) 試験装置および方法

自然含水比 (5~6%) 状態の試料を用いて、大型締固め試験機により、締固め度 90% と 95% の供試体 ( $\phi=30$  cm,  $h=33$  cm) を作成した。

クリープ試験装置を図-12 に示す。クリープ荷重は油圧によって載荷し、沈下量はダイヤルゲージによって計測する。また載荷中にモールド下部から注水できる機構となっている。

クリープ荷重は3段階で載荷し、3段階目で盛土の最大荷重となるようにした。各段階では時間~沈下量関係を測定する。各載荷段階では1週間程度載荷して沈下がおさまるのを確認し、次の載荷荷重を加えたが、最終段階では、2週間ほど載荷した (図-13)。

水浸試料では試験前に供試体に注水し、水浸状態しておく。一方、非水浸試料では、最終荷重による沈下測

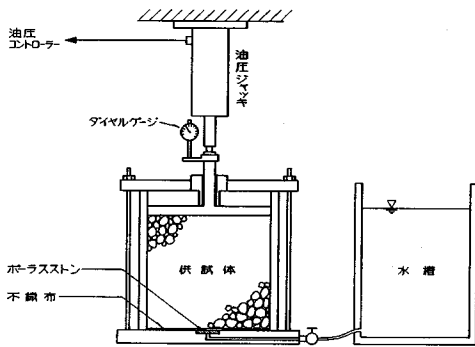


図-12 クリープ試験機概念図

定を終了後、モールド下部から注水して、水浸による沈下量の変化を観察した。

(2) 試験結果

時間~沈下曲線を図-14 に示す。締固め度 90% 試料と 95% 試料では水浸、非水浸とも沈下量 (圧縮ひずみ) に大きな違いがある。最終荷重において比較すると、非水浸試料で締固め度 90% 試料は 95% 試料の 2.7 倍、水浸試料で 3.8 倍の沈下量 (圧縮ひずみ) がでている。また水浸と非水浸でも沈下量に大きな差があり、同様に最終沈下量で比較すると、90% 試料で水浸試料は非水浸試料の 2.3 倍、95% 試料は 3.3 倍の沈下量 (圧縮ひずみ) となっている。しかし、非水浸試料でも通水後に大きな沈下量が発生し、沈下量 (圧縮ひずみ) は水浸試料の最終状態の 8~9 割にまで達する。

また圧縮ひずみと載荷重の関係を、図-15 に示す。

次に、この試験結果からクリープ係数を求め、盛土高 30 m での施工後の沈下を計算すると、締固め度 90% で 0.3 cm、締固め度 95% で 0.1 cm と少ない。

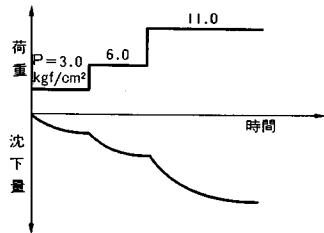


図-13 荷重載荷方法概念図

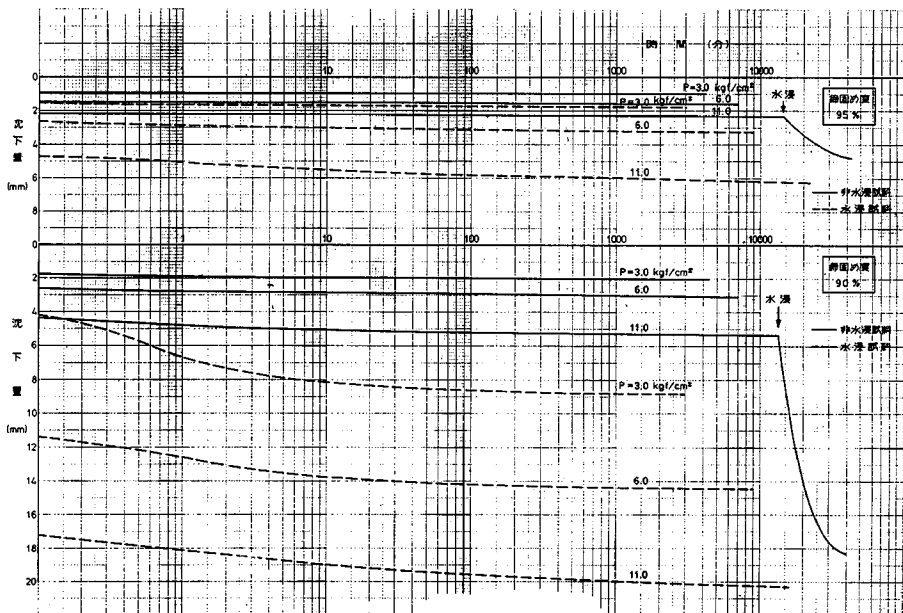


図-14 時間~沈下曲線

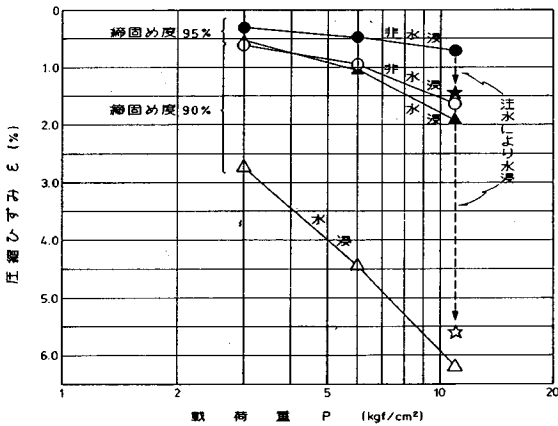
また、盛土高のうち下部 20 m が水浸、上部 10 m が非水浸と仮定したときの施工後の沈下も、締固め度 90 % で 1.2 cm、締固め度 95 % で 0.3 cm と少ない。

以上のどの条件でも、盛土後の残留沈下量は、わずかであり、設計上問題ないものとして施工を進めた。

### 9. 盛土動態観測

#### (1) 目的

新潟山空港の南側斜面の高盛土は、最大 60 m 程度と



図—15  $\epsilon \sim \log P$  曲線

なり、谷部の狭い場所は急速盛土施工となった。それゆえ、造成にあたり問題となったのは、斜面の安定と滑走路・着陸帯の残留沈下であった。

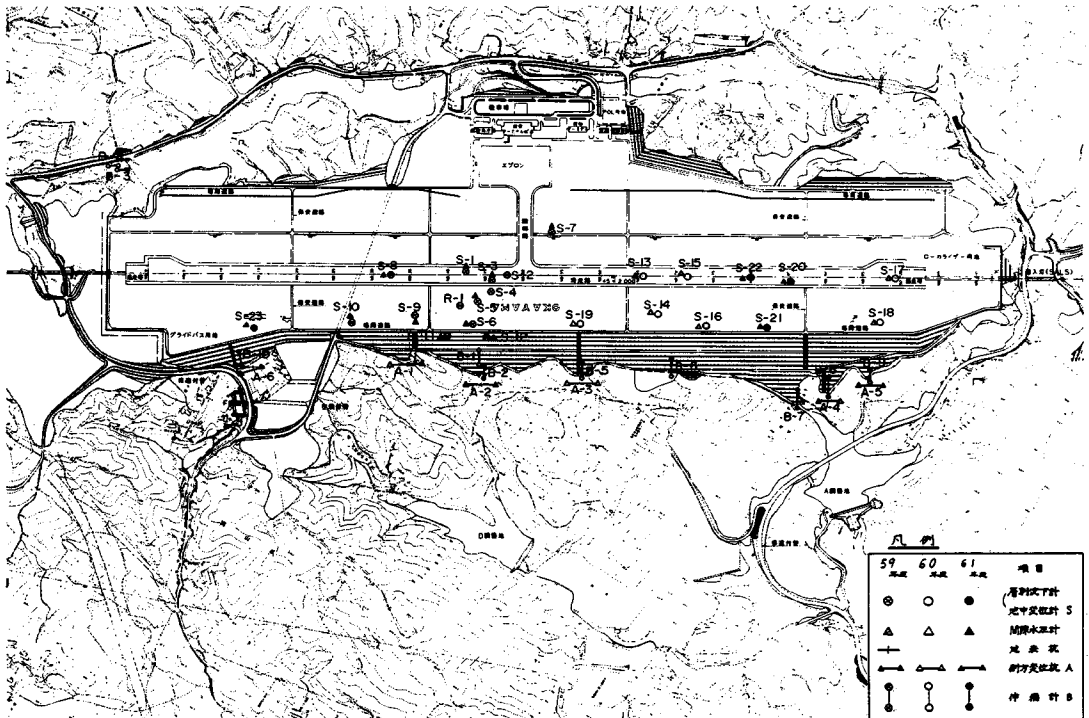
このため、基礎地盤の変形・盛土体の変形（特に斜面）が懸念された。したがって、施工初年度（試験盛土）から動態観測により、施工時の盛土構造の変形特性を把握し、盛土体の安定および施工の安全性を確保し、随時施工にフィードバックできるようにした。観測計器の設置位置を図—16 に、図—17 には模式断面を示す。

#### (2) 沈下

23 か所に設置したクロスアーム式層別沈下計<sup>6)</sup>による、盛土 I 材の平均沈下率は 5.0 % であり、II 材のそれは 2.7 % であった。施工中の平均沈下率は I 材で 4.5 %、II 材で 2.3 % であった。また、施工後の平均沈下率は I 材で 0.5 %、II 材で 0.4 % であった。盛土高と沈下率の関係を図—18 に示す。

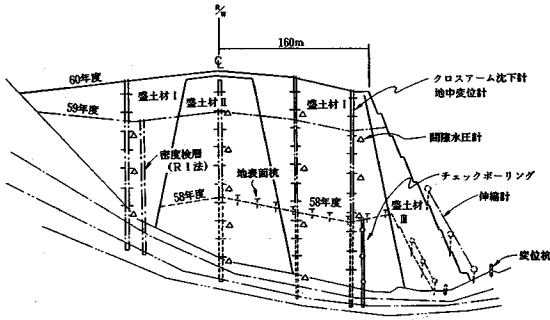
滑走路部の残留沈下は約半年で収まり、また着陸帯の残留沈下は約半年から 1 年以内に終了した。

盛土の締固め度を 90 % 以上に転圧管理できたので、既往のダム高等から予想した残留沈下とそう変わらず、昭和 58 年度の試験盛土（盛土高 13 m）が完成した後の地表面の残留沈下量は、4 cm 以下（ほとんど 2 cm 程度）であった。また、60 年度の滑走路部の盛土完了後の地表面残留沈下も、5 mm 以下と小さかった。

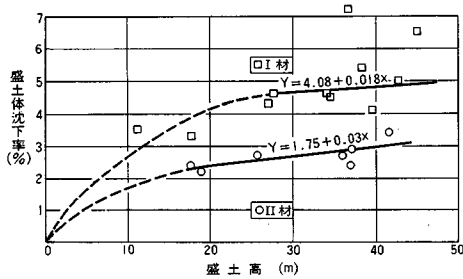


図—16 動態観測位置図





図一17 模式断面図



図一18 盛土高と沈下率

61年度急速盛立をしたB-5工区の滑走路部の残留沈下対策として、滑走路センターの沈下観測結果をみながら、62年5月に上層路盤で2cm、62年7月に中間層で2cmの上げ越しを実施した。

同じく場周道路(斜面のり肩部)の沈下についても、5月7日から地表面変位観測を開始し、12月10日までに最大19cmの沈下を観測し、12月10日までに収束した結果を得ている。

盛土内に埋設した66個のカールソン型間隙水圧計のほとんどは、0.2kgf/cm<sup>2</sup>以下のごくわずかな間隙水圧の発生であり、I材の高いものでも間隙水圧比で22%以下で、降雨の影響もなく、地下水位の上昇もみられなかった。

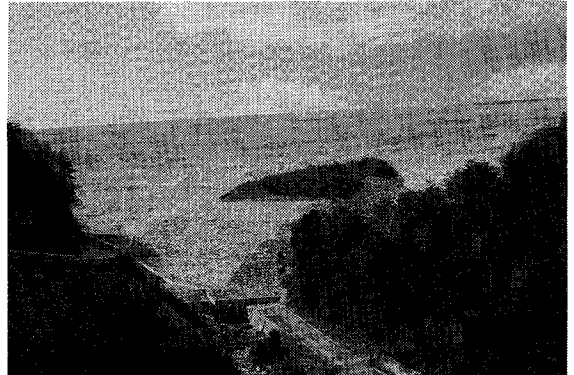
(3) 安定

盛土の盛立途中の変状に伴う水平変位量としては、挿入式地中変位計を用い観測したところ、1~6cmであった。これも62年3月には、ほとんど止まった状態になった。

III材斜面上に設置した伸縮計の変動は、盛土完成後はいずれも1cm以下と小さく、土取場の発破や降雨による影響もわずかであった。

斜面のり尻の基礎地盤の変位は、鉛直および水平変位とも1~2cmと小さく、盛土による基礎地盤への影響もわずかであった。

以上から、盛土斜面は安定しているものと判断した(写



写真一3 完成後の盛土のり面 (B-5)

真一3).

10. 施工機械

最後になるが、土工において使用した重機についてふれる。

新岡山空港では、当初よりピーク年間土工量450万m<sup>3</sup>、ピーク月間土工量60万m<sup>3</sup>、ピーク日当たり土工量2.6万m<sup>3</sup>程度の土工を施工する必要があると計画された。また実績でも、昭和61年10月には月間80万m<sup>3</sup>、日当たり3.5万m<sup>3</sup>を施工している。

このような大土工の運土計画を作成するには、まず基本的な積込運搬機械の機種を決定しなければならない。

当工事においては、次のような建設条件が考えられた。

- ① すべてのダンプトラックは岩砕運搬にも十分耐えるものであること。
- ② 交通管理上、車両間隔が十分とされ、車両台数が

表一10 年度別ピーク時の施工機械台数の実績 (台数)

区分	機 種	規 格	59年度(59年11月)		60年度(60年10月)		61年度(61年10月)	
掘削均し	ブルドーザ	90t級	2		2		5	
		60t級	3		7		6	
		44t級	4	14	6	20	6	25
		32t級	4		4		7	
		21t級	1		1		1	
積込	トラック	10.3m <sup>3</sup>	4	4	6	6	5	5
掘削積込	バックホウ	9m <sup>3</sup>	1		2		1	
		3m <sup>3</sup>	2	4		4	1	6
		2m <sup>3</sup>	1		2		4	
運搬	ダンプトラック	77t			3		3	
		45t	20	22	30	33	25	33
		32t	2				5	
転圧	タイヤローラー	10-15t	5		3		5	
		振動ローラー	4	9	5	8	5	10
削孔	クローラドリル	空	3		4		4	
		圧	2	5	3	7	5	9
道路維持管理	グレーダ	散	2		3		4	
		水	1	3	2	5	3	7
その他	ブルドーザ	11t以下						
		バックホウ		14		36		38
		ダンプトラック						
		その他						
計			75		119		133	

制限される。

- ③ 掘削運搬機械のセット数が作業ヤードの関係から限定される。
- ④ 作業機械が増加すると、施工管理・機械の維持管理・労務管理・安全管理が困難となる。

また、これらと合わせて積込運搬の機械台数を試算すると、当初計画ピーク日2.6万 $m^3$ にて、3 $m^3$ 級ショベル24台、11tダンプトラック200台以上が必要となり、これでは上記の条件を満足できないため、大型建設機械の投入が計られた。

ピーク時の使用機械の実績を表—10に示す。

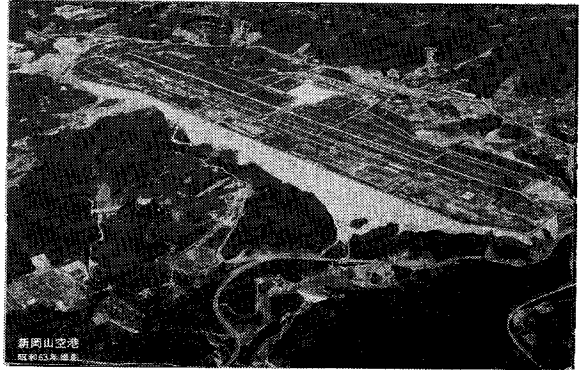
## 11. あとがき

新岡山空港の用地造成工事の土工を主に述べてきた。

新岡山空港の土工事は、大規模・高盛土・急速施工であったが、長大のり面の安定、残留沈下、工程の確保等当初の諸問題を解決し、昭和63年3月11日、中国地方の新たな空の玄関として開港した（写真—4）。

われわれの貴重な経験・実績データが、今後の山岳空港や大規模土工に携わる人々に役立てば幸いでありませう。

最後に、新岡山空港建設に際し、ご指導、ご支援をいただきました。新岡山空港技術検討委員会の委員の方、運輸省航空局、岡山県、コンサルタント、建設共同企業体ほか関係各位の皆様方に、深く感謝を申し上げます。



写真—4 完成後の全景

## 参考文献

- 1) 池上彰昌・内山博之：新岡山空港，口絵写真，ニュース，土と基礎，Vol.36，No.6，1988.
- 2) 岡山県土木部：新岡山空港試験盛土工事について，第19回空港土木工事報告会資料，1984.
- 3) 畑中元弘：発破による地盤および建物の振動—実験公式の提案—，建設工学研究所報告No.3，1962.
- 4) 岡山県土木部：新岡山空港試験盛土（その後），第20回空港土木工事報告会資料，1985.
- 5) 土質工学会編：風化花崗岩とまさ土の工学的性質とその応用，土質基礎工学ライブラリー16，pp.198~204，1979.
- 6) 岡山県土木部：新岡山空港の大規模土工について，第22回空港土木工事報告会資料，1987.

(1988.8.1・受付)