

## 高含水比火山灰質土による高盛土の設計・施工

DESIGN AND CONSTRUCTION OF LARGE SCALE EMBANKMENT  
USING HIGH-WATER CONTENT-VOLCANIC SOIL

熊谷秀哉\*・原 精一\*\*・大坂智通\*\*\*

By Hideya KUMAGAI, Seiichi HARA and Tomotoushi OSAKA

## 1. はじめに

青森県が昭和56年度から建設を進めていた新青森空港（以下、新空港という）の第1期工事（滑走路の長さ2000m）が完成し昭和62年7月県民待望の開港を迎えた。

新空港は青森市の南方約10kmの丘陵地に建設された典型的な山岳空港である。広大でかつ平坦な空港用地を造成するため、最大盛土高40m、切土量830万 $m^3$ 、盛土量630万 $m^3$ の急速・大量土工を実施した。土工の対象は、高含水比の火山灰質土（ローム、シラス）で、地山の状態では安定していても施工の過程で乱すと著しく軟弱化するため、施工機械のトラフィカビリティの確保、施工管理などに種々の工夫や対策を講じた。また、造成された高盛土は圧縮性が高く、滑走路の路床としての強度が不足するため、プレロード工法による残留沈下低減や生石灰安定処理方法による路床改良などの対策を実施した。

本論文では、新空港の高盛土工事における設計、施工について報告する。

## 2. 新空港計画の背景

昭和39年に開港した旧青森空港（以下、旧空港という）は、滑走路の長さが1400mと短いため、プロペラ

機のYS-11型機（64席）しか発着できず、かつ夏季の霧や冬季の吹雪などによる欠航が多いという悩みを抱えていた。一方、県東部の三沢空港は、昭和50年にジェット化されたが、県西部の主要都市（青森、弘前市など）から2～3時間を要する遠隔地にあり、米軍管理下にあるため種々の制約がある（図-1参照）。このような背景のもとで、新空港建設の動きは昭和45年頃から始まり、県西部から選定された6か所の候補地について比較検討した結果、最終的に昭和54年に旧空港隣接地が最適とされた。

## 3. 新空港計画の概要

将来の航空需要に対応できるように滑走路の長さはジャ

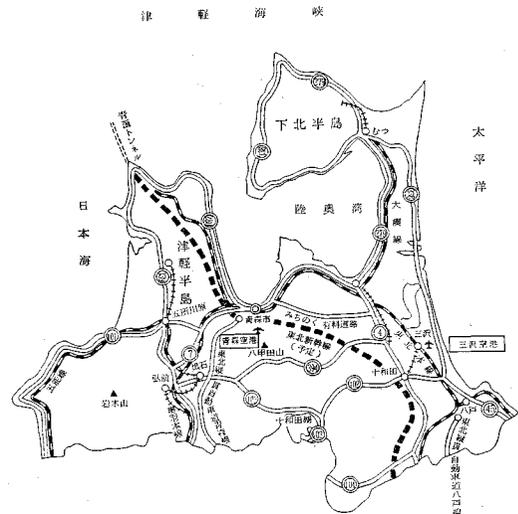


図-1 青森県全図

\* 正会員 青森県土木部空港建設局長  
(〒030 青森市長島 1-1-1)

\*\* 正会員 工修 青森県土木部空港建設局副参事 (同上)

\*\*\* 青森県青森空港建設事務所長  
(〒030-1 青森市大字高田字日野 61-5)

Keywords : New Aomori Airport, embankment, volcanic soil, trafficability, preloading method

ンボ機の発着が可能な 2500 m とし、滑走路の位置は、滑走路方向をできるだけ卓越風向に近づけること、ILS（計器着陸装置）進入に必要な空域が確保できること、建設条件（土工量）ができるだけ有利となることなどを考慮した結果、新滑走路の東端が旧滑走路と約 40 度の角度で交差する形に計画された。新空港の計画平面図および滑走路中心線縦断面図を図-2 に示す。計画は 2 段階に分けられ、第 1 期計画では昭和 62 年までに旧滑走路の運用に支障を与えずに 2000 m 滑走路を建設し、これの供用を待って第 2 期計画に着手し、昭和 65 年までに旧滑走路方向に 500 m 滑走路を延長することとされた。計画諸元を表-1 に、また、完成した新空港（第 1 期計画）の全景を写真-1 に示す。

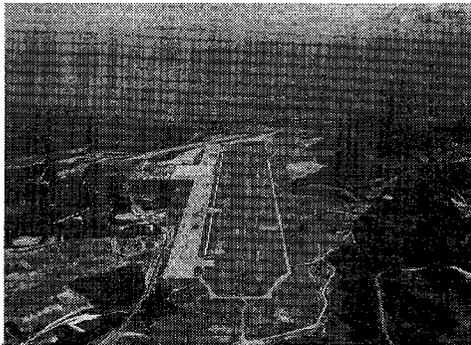


写真-1 新空港の全景

#### 4. 地質・土質概要

建設予定地は標高 200 m 前後の丘陵地で、4 本の沢が横断しているため、尾根部と沢部が交互に連なる地形を形成している。地質構成の模式図を図-3 に示すが、地表面から降下火山灰、火山灰流が厚く互層を成し、沢部にはこれらの二次堆積物が存在する。これらの火山灰は、堆積年代の違いからくる層相（色調、粒径など）の

表-1 新青森空港の計画諸元

項目	旧空港	新 空 港	
		第 1 期 計 画	第 2 期 計 画
位 置	青森市大谷地内	青森市大谷地内～浪岡町王余魚沢地内	
飛行場告示面積	406,649m <sup>2</sup>	2,388,817m <sup>2</sup> (注1)	
着 陸 帯	長さ 1,520m 幅 150m	2,120m 300m	2,620m 300m
滑 走 路	長さ 1,400m 幅 45m 方位(真方位) N93°07'E	2,000m 60m N62°E	2,500m 60m N62°E
誘 導 路	長さ 67.25m 幅 18m	139m (平行誘導路無し) 30m	2,858.4m (平行誘導路有り) 30m
エ プ ロ ン	YS-11用3パー	中型ジェット用3パー 小型ジェット用1パー	大型ジェット用2パー 小型ジェット用2パー YS-11用 1パー
駐 車 場	100台	290台	540台
航 空 灯 火	一式(VASIS等)	一式〔進入灯(注2)、VASIS等〕	
航空保安無線施設	VOR/DME	VOR/DME/ILS	
調 整 池	—	4ヶ所	

注1) 旧空港の面積を含む  
2) 第1期計画では420m、第2期計画では900m。

計 画 平 面 図

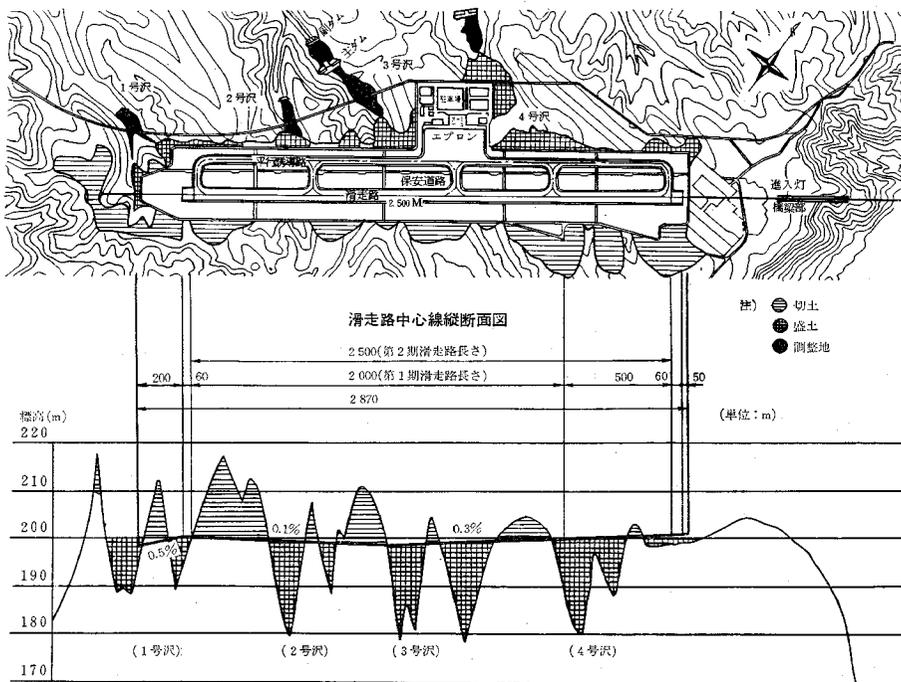
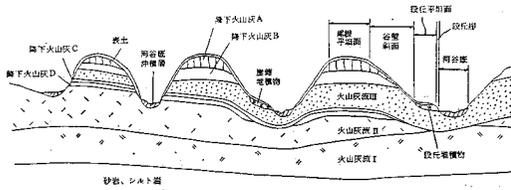


図-2 新青森空港の計画平面図および滑走路中心線縦断面図



図一3 地質構成の模式図

差によって、降下火山灰 A, B, C, D, 火山灰 I, II, III と分類し、便宜上の名称をつけた（以下、A材, B材, III材などという）。土工事では切盛バランスの関係上、尾根部の切土により発生する A材, B材（ほぼ同量で全切土量の約 70%）、III材（全切土量の 20%）のほとんどを活用し沢部を盛土した。

主な土質の性状を表一2に示す。

A材, B材はいずれも褐色の高含水比の粘性土でロームと称されるものであるが、土質定数のばらつきが大きく互いに重複する部分もあるので、土質工学的に明確に区分することは困難であった。自然含水比は最適含水比より 10~50% も高く、地山状態では比較的高い強度を有するが乱すと著しく軟弱化するので、施工機械のトラフィカビリティの確保、工事中ののり面の安定に十分配慮しなければならず、また、造成された盛土の圧縮性が高いため盛立て後の残留沈下対策が避けられないなど盛土材料としては問題が多い。

III材は、軽石を多量に含み褐色を帯びた高含水比の上部層 III<sub>U</sub>材と、灰色を呈する下部層 III<sub>L</sub>材に区別される。III<sub>U</sub>材は乱すと流動化するほど軟弱で、超湿地ブルドーザによる転圧も困難であったので捨土として処分した。III<sub>L</sub>材は、シラスと称される砂質土から、軟岩と分類される溶結凝灰岩まで広範囲にわたる。南西部の土取場からは III<sub>L</sub>材が生成時に変質作用を受けた乳白色の変質土（以下、変質 III<sub>L</sub>材という）が発生した。この層は他の III<sub>L</sub>材より含水比が若干高く細粒分をわずか

に多く含む程度であるが、乱すと極端に軟弱化するため施工時には特別の注意を必要とした。

5. 試験盛土工事<sup>1), 2)</sup>

前述のように、用地造成工事では盛土材料として問題の多い土質を用いて急速・大量土工を実施しなければならないため、施工方法、のり面の安定および沈下特性などを最終的に確認するには、実物大の試験盛土工事が必要であると判断された。試験盛土工事は、本工事（以下、本体盛土工事という）に先行して、昭和 57 年 8 月から昭和 58 年 6 月にかけて、切土量の大半を占める A材, B材を盛土材料に用い盛土高 20 m（標高 175~195 m）、盛土量 16 万 m<sup>3</sup> の規模で実施した。図一4 に示すように、盛土材料（A材, B材）の性質を把握するため 2 工区に分け、同時に水平ドレーン（厚さ 30 cm の切込砕石（φ 40 mm 以下）、盛土高 5 m ごとに設置）の圧密促進効果を確認するため、これのある区域とない区域に分けた。のり勾配は 2 割 5 分とし、盛土高 5 m ごとに幅 2 m の小段を設置した。また、盛土材料の管理や盛土の品質の確認のため、土取場および盛土場で土質調査を行った。さらに、盛土の動態観測のため、各種計器（クロスアーム式沈下計 5 か所、挿入式傾斜計 7 か所、間隙水圧計 54 個、土圧計 30 個、伸縮計 11 か所、地表面変位杭 65 本、等）を設置した。

(1) 施工機械の走行性

掘削、運搬については、当初、スクレーパー、スクレープドーザおよびバックホウ・ダンプトラックの 4 機種による 3 種類の組合せを計画したが、スクレーパーは A材盛土においても試験走行時に深いわだち掘れが生じ走行不能となったため採用をとりやめた。スクレープドーザは、A材盛土においては普通型でも走行可能であったが、B材盛土においては湿地型でも走行不能であった。11 トンダンプトラックは運搬路を切込砕石（φ 80mm 以下、地

表一2 主な土質の性状

土質名	略号	色調	土質分類	層厚 m (代表値)	N 値	細粒分含有率 (%)	土粒子比重	乾燥密度 (t/m <sup>3</sup> )	自然含水比 (%)	最適含水比 (%)	液性限界 (%)	塑性指数	液性指数	
降下火山灰 A	A	褐暗褐	火山灰質粘性土	2.1~4.6 (3~4)	1~11 (5) (70)	44~99 (89) (38)	2.63~2.90 (2.75) (44)	0.682~1.179 (0.894) (13)	34~109 (66) (99)	36~53 (44) (5)	56~182 (88) (55)	15~79 (48) (55)	0~2.8 (0.51)	
降下火山灰 B	B	黄褐灰	火山灰質粘性土	3.8~6.9 (5~6)	2~12 (5) (21)	61~94 (83) (56)	2.68~2.89 (2.77) (56)	0.510~0.853 (0.708) (18)	45~157 (99) (66)	69~75 (71) (3)	66~182 (116) (89)	7~91 (50) (89)	0.1~3.9 (0.89)	
火上部層	III <sub>U</sub>	橙~橙褐	砂質土	0.5~4 (1.5~2.5)	1~12 (6) (42)	22~65 (40) (28)	2.63~2.86 (2.73) (28)	0.703~1.139 (0.852) (23)	46~132 (78) (51)	51~73 (58) (6)	46~144 (81) (26)	5~26 (16) (26)	-0.3~2.2 (0.63)	
山下部	N値<20	III <sub>L1</sub>	淡灰	砂質土	4以上	0~20 (9) (44)	22~58 (40) (58)	2.60~2.87 (2.70) (58)	1.028~1.578 (1.370) (17)	18~90 (39) (25)	26~48 (36) (4)	26~99 (47) (42)	8~54 (16) (42)	-0.7~2.6 (0.63)
		III <sub>L3</sub>	淡紫灰	砂質土		21~50 (33) (95)	19~36 (30) (9)	2.59~2.75 (2.55) (9)		17~50 (30) (42)		29~39 (33) (4)	3~5 (4) (4)	
		III <sub>L5</sub>	青灰	砂質土		50以上	22~26 (24) (4)			20~42 (28) (11)				
流層	III <sub>LW</sub>	暗灰	溶結凝灰岩		50以上									

凡例  
最小~最大  
{平均値} (データ数)

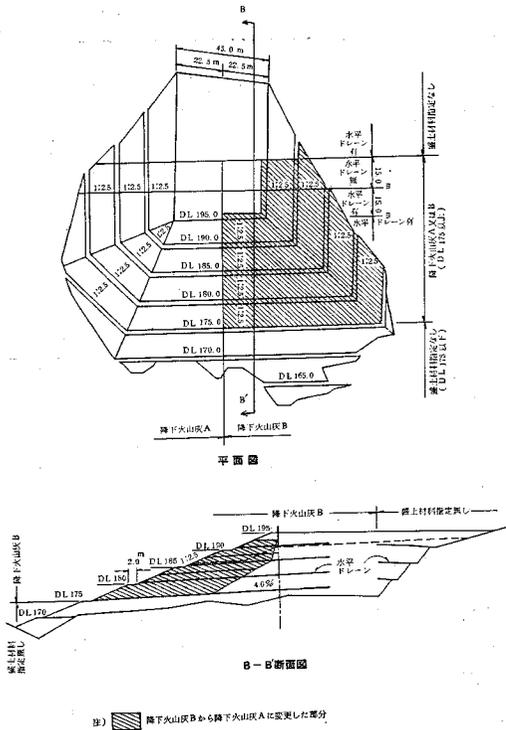


図-4 試験盛土の平面・断面図

山部で厚さ 30 cm、盛土部で厚さ 60 cm) で補強し、わだち掘れを随時補修したため、特段の支障はなかった。

敷均し、転圧については、当初、あらかじめ実施した転圧試験の結果、湿地ブルドーザで計画したが、B材盛土では深いわだち掘れが生じ走行が困難になったため、1.8 m (6層) 盛立てた時点で超湿地ブルドーザに変更した。

(2) 盛土のり面のはらみ出し

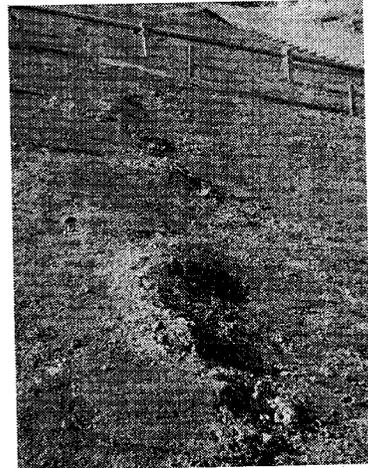


写真-2 水平クラックを伴うはらみ出し

B材盛土のり面部では、湿地ブルドーザにより 1.8 m (6層) まで盛立てたが、側方に流動する状況となり、これ以上続行すれば崩壊する可能性が高いと判断し、図-4 に示すように、のり面部をA材で盛土することに変更した。

A材、B材盛土ともに盛立て中に標高 170~175 m、175~180 m の小段間 (水平ドレーン間) のり面中央部に水平クラックを伴った局部的なはらみ出しが発生した (写真-2 参照)。クラック発生時点の盛立て位置は、クラック発生面から 5 m 上の所であり、盛立て位置がクラック発生面から 10 m 以上になると変位の進行は小さくなった。伸縮計により観測した小段間の相対変位量 (圧縮量) は図-5 に示すとおりであり、最高 1日 35 mm を記録した。このような大きな変位は崩壊の前兆と判断し、しばしば盛立てを中止した。この対策として、これ以降の盛土 (標高 180 m 以上) においては、のり

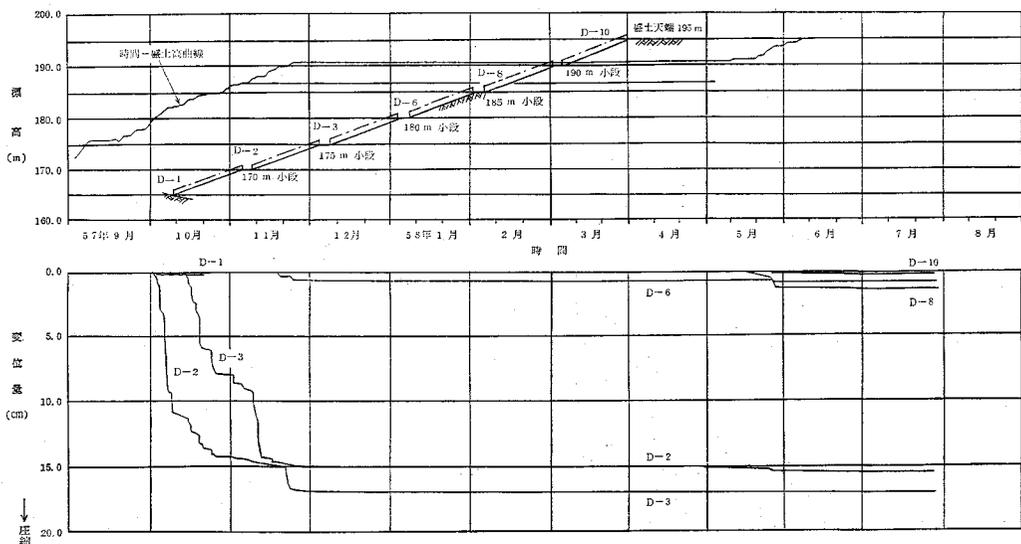


図-5 伸縮計による小段間相対変位量観測記録 (降下火山灰B盛土)

表—3 円形すべり面法による安定計算の前提条件

区 分		盛土の土質定数		設計震度	許容安全率	備 考
		降下火山灰A	降下火山灰B			
常 時 (盛立て直後)	全 応 力 法	$c_0=0.18 \text{ kgf/cm}^2$ $c_u/p=0.40$	$c_0=0.18 \text{ kgf/cm}^2$ $c_u/p=0.40$	—	1.2	三笠理論により 圧密度を算出
	全 応 力 法	$\rho_f=1.54 \text{ t/m}^3$	$\rho_f=1.43 \text{ t/m}^3$	0.2	1.0	圧密度 100%
地 震 時 (長期安定)	有 効 応 力 法	$c'=0$ $\phi'=28.0^\circ$ $\rho_f=1.54 \text{ t/m}^3$	$c'=0$ $\phi'=28.0^\circ$ $\rho_f=1.43 \text{ t/m}^3$	0.2	1.0	圧密度 100%

面部の水平ドレーン間隔を当初の 5 m から 2.5 m に変更し間隙水圧の消散を早めるとともに、伸縮計によりのり面の変状を監視しながら施工した。その際、上述の経験を踏まえ、伸縮計による施工管理基準は「盛立て中の変位速度が、10mm/時間を超えたら中止し、0.2mm/1.5時間となったら再開する」とした。その結果、異常変位はなくなったが、のり面部の盛立て速度は1日1層(30cm)程度に制限されるものとなった。

(1)、(2)に述べた試験盛土工事の施工経験により、本体盛土工事の施工方法や盛土の構造などに関して、貴重な知見が得られた。

試験盛土工事完了の前後に日本海中部地震(本震、余震)が発生し、地震時の盛土の安定性を検証するまたと

ない機会が与えられた。

さらに、クロスアーム式沈下計等による試験盛土の動態観測記録を解析することにより、盛土の圧密沈下特性の把握に努めた。これについては、7. で詳しく述べる。

### 6. 盛土の構造

盛土の代表的な断面を 図-6 に、また、完成した盛土の一例を 写真-3 に示す。滑走路下部やのり面部といった重要な箇所には比較的良好な盛土材料である A材を用い、着陸帯や誘導路下部にはその他の盛土材料を用いるという土質別ゾーニング構造とした。盛土の圧密を促進させて、残留沈下量を低減させるとともに、盛土の強度増加を図って施工機械のトラフィカビリティを向上させるため、盛土高 5 m (のり面部は 2.5 m) ごとに水平ドレーン(厚さ 30 cm の切込碎石(φ40 mm 以下))を設置した。盛土の底部には、地山からの地下水が盛土内へ侵入するのを防ぐためサンドマット(厚さ 50 cm の切込碎石(φ40 mm 以下)の上下を厚さ 25 cm の砂で挟んだサンドイッチ構造、総厚 100 cm)を敷設した。のり勾配は、盛土高 5 m 以下では通常の 2 割とし、5 m 以上では安定計算の結果から、5~15 m では 2 割 5 分、15 m 以上では 3 割とした。安定計算は円形すべり面法

(日本大ダム会議制定の改訂ダム設計基準で用いている簡便分割法)を用い、常時(盛立て直後)のせん断強度は全応力で求め、地震時(長期安定)のそれは全応力と有効応力の両ケースで求めている(表-3)。全応力を用いる場合は、圧密による強度増加を見込み、有効応力の場合は、のり表面から 5 m 以浅のすべりを無視して計算している。この理由は、粘性土の有効応力表示の粘着力が低い場合、現実にはあまり問題とならない表層すべりが最小安全率を示すことがあるので、これを除外するためである。

図-6 に示す盛土断面では、安定計算の結果、常時で 1.877、地震時で全応力の場合 1.198、有効応力の場合 1.020 の安全率が得られ、許容安全率を満足する。さらに、有限要素法による二次元地震応答解析(FLUSH)

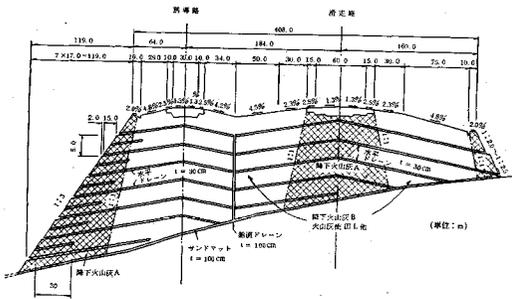


図-6 盛土構造(3号沢)

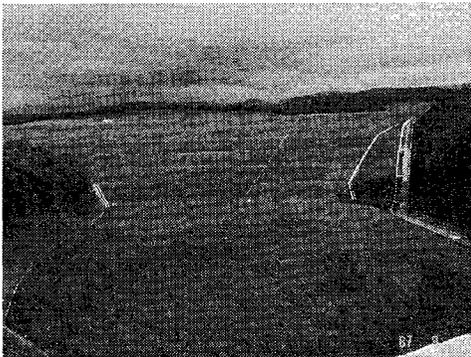
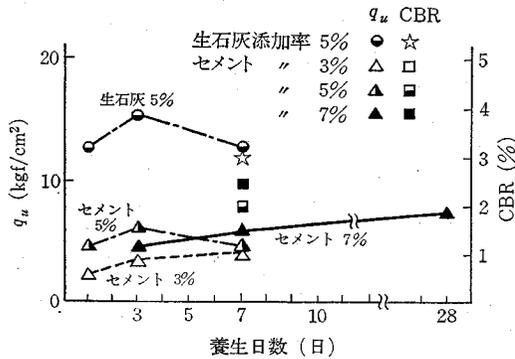


写真-3 完成した高盛土(3号沢)



注) 供試体作成条件: 15cmモールド, 4.5kgランマー, 3層25回突固め

図-7 生石灰およびセメント安定処理方法による改良効果の比較 (降下火山灰A)

を行い、地震時に部分的な変状の可能性はあるものの盛土全体としての安定性は確保でき、舗装構造等への影響はないことを確認している。

いずれの盛土材料でも CBR 値は 1 程度しか望めず、舗装体の路床としての必要強度 (CBR 値 $\geq 2$ ) を満足しないので、盛土路床 (厚さ 2m) の改良が必要となった。生石灰およびセメント安定処理方法を比較した結果 (図-7)、改良効果の高い生石灰安定処理方法を採用することとした。その際、生石灰混合率と CBR 値の関係を別途設定し、この関係を用いて、直接工事費 (路床改良費と舗装費の和) を最小とする生石灰混合率を求めた。A 材盛土路床の場合、生石灰混合率は 5% (CBR 値 5%) であった。

### 7. 盛土の沈下予測と残留沈下対策 —プレロード工法—

高含水比の粘性土を主体とする高盛土では、残留沈下対策が重要な問題点となる。盛土の沈下を一次圧密と二次圧密に区分し、一次圧密は漸増する盛土の自重と排水長の変化を理論的に考慮することができる三笠の圧密理論<sup>3)</sup>を用い、二次圧密は二次圧密係数  $C_\alpha$  により予測した。開港 10 年後までの盛土の残留沈下量を予測すると、滑走路の勾配は許容値を大幅に越え、しかも許容値以内に収めるためには、一次圧密だけでなく、二次圧密をも低減させる必要があることがわかった。この残留沈下対策としてプレロード工法を採用した。

#### (1) 盛土の基礎地盤 (地山) の沈下予測

盛土の基礎地盤の不攪乱試料に対する標準圧密試験結果によると、盛土の場合 (攪乱試料) と異なり、 $e \sim \log p$  曲線に明瞭な圧密降伏応力が現われ、段丘堆積物等の二次堆積物以外では、約 30 tf/m<sup>2</sup> 以上が期待できる。また、圧密の進行は比較的速く標準圧密試験から得られ

表-4 盛土の基礎地盤 (地山) の圧密係数

土質名	圧密係数 $c_v$ (cm <sup>2</sup> /d)
降下火山灰 A	2,000
降下火山灰 B	2,000
火山灰流 III a	2,500
火山灰流 III L	2,500

注) 圧密圧力 0.2~3.2 kgf/cm<sup>2</sup> の平均値

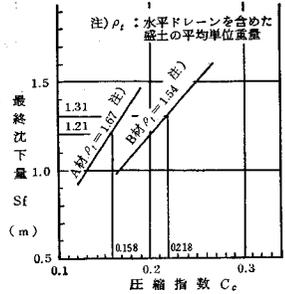
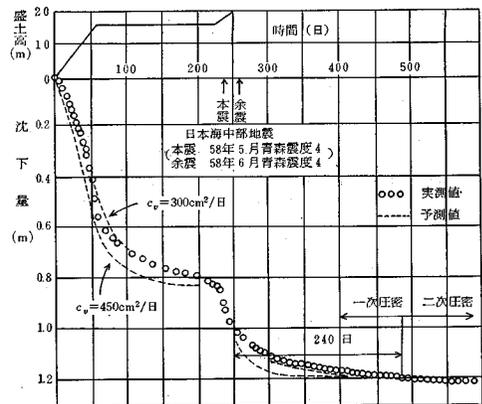


図-8 圧縮指数と最終沈下量



注) 実測値は地震後の記録を本震で95mm、余震で133mm修正した。

図-9 降下火山灰A盛土の沈下のシミュレーション

た圧密係数  $c_v$  (盛土高 1~20m の土被り圧に相当する圧密圧力 0.2~3.2 kgf/cm<sup>2</sup> の平均値、以下同じ) は、表-4 に示すとおりである。以上のことから、盛土の基礎地盤の沈下は、盛立て完了とともに収束すると考え、残留沈下の対象からはずした。なお、盛土の基礎地盤のうち、段丘堆積物等の二次堆積物 ( $N$  値 3 以下の軟弱層は盛土材料で置換えた) は盛土と同様に取り扱った。

#### (2) 盛土の沈下予測

試験盛土工事の際、盛立てと並行して設置したクロスアーム式沈下計により、盛土の沈下量を観測した。この沈下記録にキャサグランゼ法を適用すると、盛立て完了後 240 日までを一次圧密、それ以降を二次圧密に区分でき、間隙水圧が消散する傾向とも一致することから、一次圧密終了は、盛立て完了後 240 日とした。試験盛土から得られた一次圧密の最終沈下量から、図-8 に示すとおり、圧縮指数  $C_c$  を A 材: 0.158, B 材: 0.218 と推定した。また、三笠理論による予測沈下曲線が実測沈下曲線に最もよく追従するのは、圧密係数  $c_v$  が、A 材: 300 cm<sup>2</sup>/d, B 材: 250 cm<sup>2</sup>/d の場合であった。図-9 に A 材の例を示す。

試験盛土の転圧直後に採取したブロック・サンプル試料に対する標準圧密試験から得られた  $C_c$  値 ( $e \sim \log p$  曲線の圧密圧力 0.2~3.2 kgf/cm<sup>2</sup> の割線勾配で定義し

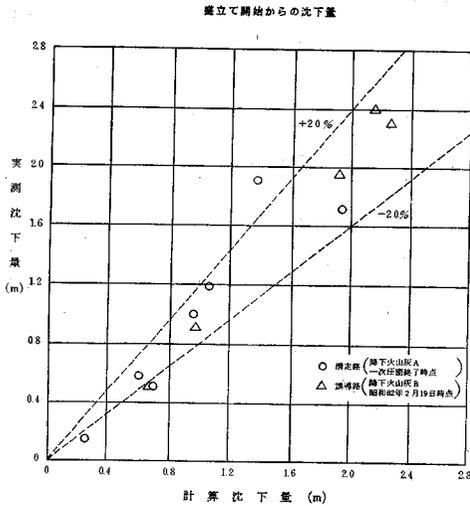


図-10 計算沈下量と実測沈下量の比較 (本体盛土)

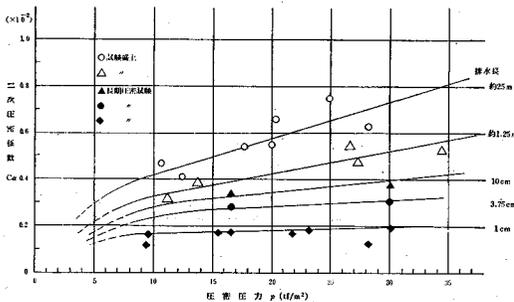


図-11 二次圧密係数に及ぼす圧密圧力、排水長の影響 (降下火山灰 A, B)

た、以下同じ)は A材:0.23, B材:0.30,  $c_v$  値は A材:  $200 \text{ cm}^2/\text{d}$ , B材:  $250 \text{ cm}^2/\text{d}$  であり、試験盛土の沈下記録から得られた値とはやや異なる傾向を示した。

本体盛土の実測沈下量と、試験盛土の沈下記録から得られた圧密定数を用いた計算沈下量 (三笠理論による) を比較して 図-10 に示す。一部に若干の差があるものの、実測値は計算値のおおむね  $\pm 20\%$  の範囲内に収まっているので、予測方法は実用上妥当なものと考えた。

盛土の二次圧密は、二次圧密係数  $C_\alpha$  ( $d\varepsilon/d \log t$ ,  $\varepsilon$ : 圧縮ひずみ,  $t$ : 時間) により予測した。試験盛土 (水平ドレーン間の層別沈下記録) および長期圧密試験<sup>1)</sup> (供試体の層厚 2 cm, 7 cm, 20 cm) から求めた  $C_\alpha$  値は、図-11 に示すとおり、排水長をパラメーターとして圧密圧力との関係で整理できる。さらに、試験盛土の層別沈下記録をもとに、単層と複合層の  $C_\alpha$  値を比較して図-12 に示した。これによると両者の違いを明確に区分できない。以上のことから、 $C_\alpha$  値は、排水長が一定であれば圧密圧力の影響を受けると考えた。本体盛土においても水平ドレーン間隔は試験盛土と同様 5 m であり、設計の安全を期するため、二次圧密沈下の予測に

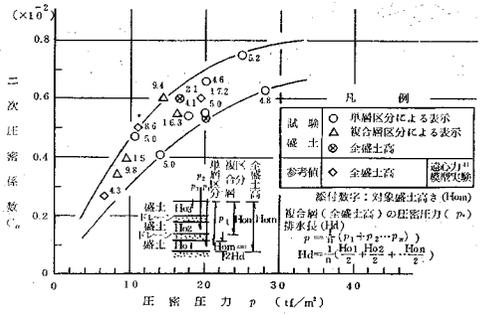


図-12 二次圧密係数と圧密圧力の関係 (降下火山灰 A, B)

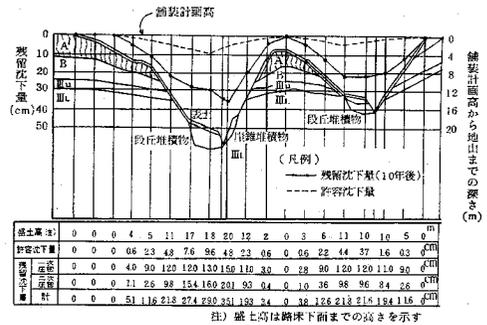


図-13 残留沈下量分布図 (4号沢滑走路中心 縦断方向: 緩速施工)

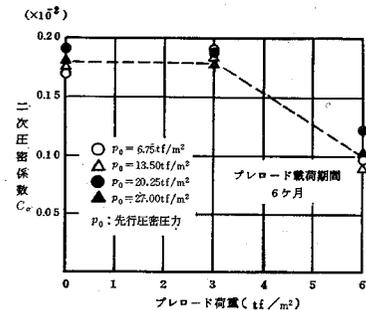


図-14 プレロード荷重による二次圧密係数低減効果 (降下火山灰 A)

際しては、図-12 の上限ラインを用いた。

以上に述べた圧密沈下の予測方法を用いて、盛立て完了後 6 か月経過してから舗装工事が始まる場合を想定し、舗装完成時から開港 10 年後までの残留沈下量を予測した一例を 図-13 に示す。残留沈下量を大幅に越えているため残留沈下対策が必要であり、しかも、一次圧密だけでなく、二次圧密をも低減させる残留沈下対策が要求されることが確認できる。

(3) プレロード工法

プレロード載荷後の本体盛土の一次圧密は冬季降雪中の工事休止期間 (11月~4月) の6か月でほぼ終了することや、後述のようにプレロードにより二次圧密の低減効果が期待できることから、残留沈下対策としては、プレロード工法が最も効率的、経済的と判断した。なお、

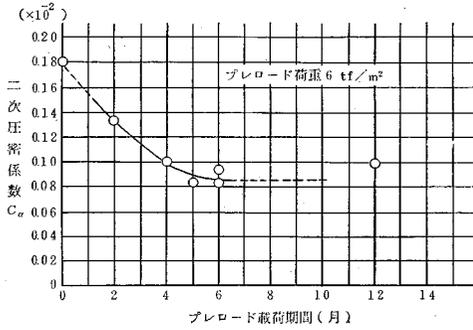


図-15 プレロード載荷期間が二次圧密係数に与える影響 (降下火山灰A)

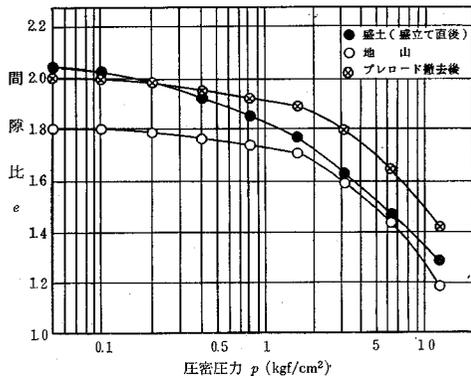


図-16  $e \sim \log p$  曲線の例

プレロードに用いた土は、撤去後、周辺の着陸帯の造成に活用した。

長期圧密試験の結果、図-14に示すとおり、舗装荷重 (3 tf/m<sup>2</sup>) と同じプレロード荷重では、舗装荷重載荷後の盛土の  $C_a$  値には変化がないが、プレロード荷重を舗装荷重以上にすると、たとえば舗装荷重の2倍の場合は約 60% に、低減することが確認できる。前述のように、 $C_a$  値は、排水長と圧密圧力の影響を受けるので図-14の  $C_a$  値を直接本体盛土に適用できないが、 $C_a$  値の低減率に換算することにより、プレロード荷重の算定に用いることができる。プレロード荷重の算定結果は、2.8~9.5 tf/m<sup>2</sup> (プレロード盛土高に換算すると 2.0~6.7 m) であった。

図-15は長期圧密試験により、プレロード載荷期間が  $C_a$  値に及ぼす影響を調べたものである。プレロード載荷期間は、工事工程上6か月しか確保できないが、同図によれば、4か月以上12か月までの載荷期間が  $C_a$  値に及ぼす影響は同程度とみられるので、6か月で十分と考えた。

(4) プレロード撤去後の盛土の状況

プレロード撤去後に各盛土の代表的地点でチェック・ボーリングを実施し、採取した不攪乱試料に対し標準圧密試験を行った。得られた  $e \sim \log p$  曲線の一例を、同

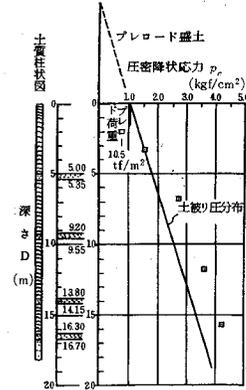


図-17 圧密降伏応力と深さの関係の例 (2号沢)

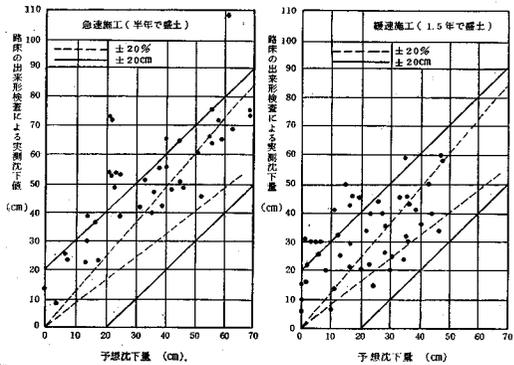


図-18 プレロードによる沈下の実態

程度の初期間隙比を有する盛土 (盛立て直後) や地山のそれと対比して図-16に示す。プレロード撤去後の  $e \sim \log p$  曲線は、盛土のそれに比較して過圧密領域が拡大し、地山のそれに似てくるとみられる。また、 $C_c$  値、 $c_v$  値はそれぞれ 0.16、600 cm<sup>2</sup>/d で、 $C_c$  値は試験盛土の沈下記録から得られた値とほぼ等しく、 $c_v$  値は2倍であった。さらに、図-17は圧密降伏応力と深さの関係の一例を示したものであるが、圧密降伏応力は、プレロード荷重を考慮した土被り圧の分布より大きい値となっている。以上のことから、プレロード荷重の影響が盛土の内部深くまで及び、プレロードの効果があったと考えている。

プレロードによる沈下を予測して盛土を上げ越し (予測沈下量の 80%)、その上に生石灰改良路床を全厚 2 m のうち 1.7 m を施工して、プレロードを載荷したので、プレロードによる沈下の予測精度は重要であった。図-18に実測値と予測値を対比して示す。概して実測値の方が予測値より大きい、予測値の ±20 cm の範囲にほとんど入っている。

8. 盛土の施工

(1) 施工機械



写真-4 湿地ブルドーザによる敷均し、転圧状況

盛土材料は乱すと著しく軟弱化するため施工機械のトラフィカビリティーの確保が重要であった。試験盛土工事や転圧試験の結果をもとに機種を選定した。土工の手順は、掘削-積込み-運搬-敷均し-転圧となる。

掘削、積込、運搬は、若干の近距離運搬を除き、バックホウ、ダンプトラックがほとんどであり、盛土体の支持力が低いため、大量土工にもかかわらず11トンダンプトラックを使用するとともに、運搬路を碎石で補強した。

敷均し、転圧については(写真-4参照)、A材とⅢ<sub>L</sub>材(Ⅲ<sub>L</sub>材で自然含水比 $\geq 50\%$ の場合は仮置脱水後)は湿地ブルドーザ、B材と変質Ⅲ<sub>L</sub>材は超湿地ブルドーザを使用した。変質Ⅲ<sub>L</sub>材は、仮置脱水してコーン指数

(標準エネルギーによる突固め試料)が4kgf/cm<sup>2</sup>以上に回復するのを待って敷均し、転圧を行ったが、仮置脱水期間は夏で7~10日、秋で1か月を要した。Ⅲ<sub>U</sub>材は、施工性がきわめて悪いため長期的に空港用地となる場所に捨土として処分したが、ダンプトラックの走行を確保し、押土距離を短くするため、土捨場内に碎石で築堤した運搬路を設置し、そこからダンピングし仮置脱水後超湿地ブルドーザで押上整形した。

(2) 施工管理

盛土の転圧については、試験盛土工事や転圧試験の結果を踏まえ、どの盛土材料も敷均し厚30cm、転圧回数4回と規定し、過転圧による強度低下に十分注意して施工した。締固め管理方法は、A材やB材は粘性土に通常適用されている飽和度管理とし、基準値を飽和度85%以上とした。さらに、Ⅲ<sub>L</sub>材や変質Ⅲ<sub>L</sub>材は砂質土であるため密度管理とし、自然含水比の区分ごとに最大乾燥密度の90%以上を目標として基準値を設定した。盛土の品質管理結果を図-19に示す。また、土取場、盛土場における土質試験結果を表-5に示す。

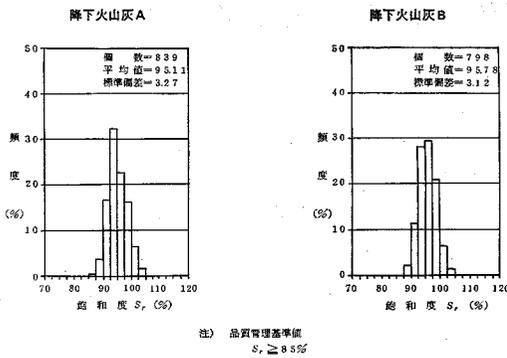
工事中ののり面の安定には特に注意を払い、試験盛土工事で得られた経験を生かし、伸縮計によりのり面の変状を監視しながら施工した。

工事中の降雨対策としては、随時釜場を設置し素掘削溝により有孔コルゲートパイプの立坑へ導き、既存の沢の流下を確保するために盛土底部に築造されたアーチ・

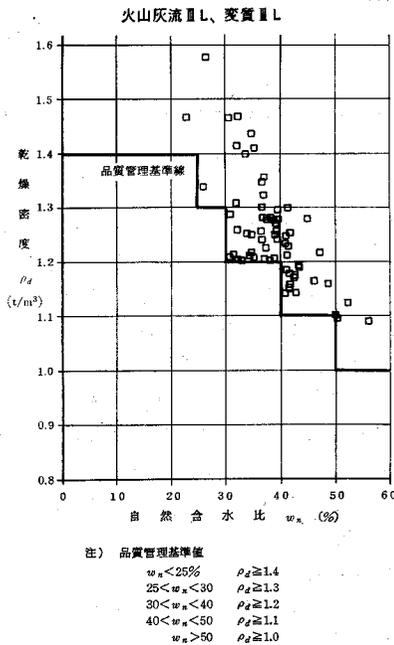
表-5 土質試験結果

材 料	年 度	土 取 場				盛 土 場				
		湿潤密度 ( $\rho_t$ ) (g/cm <sup>3</sup> )	乾燥密度 ( $\rho_d$ ) (g/cm <sup>3</sup> )	含 水 比 ( $w$ ) (%)	コーン指数 ( $q_c$ ) (kgf/cm <sup>2</sup> )	湿潤密度 ( $\rho_t$ ) (g/cm <sup>3</sup> )	乾燥密度 ( $\rho_d$ ) (g/cm <sup>3</sup> )	含 水 比 ( $w$ ) (%)	飽 和 度 ( $S_r$ ) (%)	コーン指数 ( $q_c$ ) (kgf/cm <sup>2</sup> )
降 下 火山灰 A	57年試験盛土	—	—	35.0~150.0 (73.2)	—	1.30~1.75 (1.53)	0.65~1.20 (0.93)	40.0~100.0 (64.1)	80.0~100.0 (90.2)	0.5~13.0 (5.1)
	58年本体盛土	1.10~1.70 (1.47)	0.50~1.20 (0.85)	40.0~140.0 (75.3)	1.0~11.5 (3.9)	1.30~1.65 (1.48)	0.65~1.10 (0.87)	50.0~100.0 (71.6)	85.0~100.0 (92.1)	2.0~8.5 (3.8)
	59年本体盛土	1.10~1.85 (1.56)	0.50~1.25 (0.95)	35.0~150.0 (67.0)	1.0~15.0 (4.4)	1.35~1.75 (1.61)	0.75~1.15 (0.99)	45.0~95.0 (63.0)	85.0~107.5 (96.7)	2.0~9.0 (4.0)
	60年本体盛土	1.30~1.80 (1.57)	0.65~1.25 (0.98)	40.0~100.0 (61.6)	1.50~14.5 (5.2)	1.40~1.75 (1.57)	0.70~1.15 (0.95)	50.0~95.0 (66.5)	87.5~105.0 (94.3)	2.0~6.5 (3.8)
降 下 火山灰 B	57年試験盛土	—	—	45.0~150.0 (96.1)	—	1.25~1.65 (1.41)	0.55~1.05 (0.76)	55.0~120.0 (85.1)	80.0~100.0 (89.8)	1.0~12.0 (3.7)
	58年本体盛土	1.20~1.75 (1.40)	0.50~1.15 (0.83)	45.0~140.0 (79.6)	1.0~13.0 (2.9)	1.30~1.65 (1.46)	0.65~1.10 (0.82)	50.0~110.0 (78.3)	85.0~102.5 (92.7)	1.5~5.0 (3.1)
	59年本体盛土	1.10~1.80 (1.43)	0.50~1.25 (0.76)	45.0~150.0 (94.8)	0~10.0 (2.5)	1.35~1.80 (1.52)	0.70~1.20 (0.85)	35.0~105.0 (79.7)	87.5~117.5 (96.9)	1.50~8.0 (2.9)
	60年本体盛土	1.15~1.80 (1.44)	0.50~1.00 (0.77)	55.0~145.0 (89.2)	0.5~15.0 (3.0)	1.35~1.70 (1.53)	0.65~1.15 (0.88)	45.0~105.0 (74.2)	87.5~105.0 (94.8)	2.0~7.5 (3.0)
	61年本体盛土	1.15~1.60 (1.37)	0.55~0.85 (0.71)	65.0~125.0 (95.0)	1.5~4.0 (2.4)	1.30~1.65 (1.45)	0.60~1.05 (0.77)	55.0~120.0 (89.3)	85.0~100.0 (92.9)	1.5~5.0 (2.9)
火山灰 Ⅲ <sub>L</sub> ・変質 Ⅲ <sub>L</sub>	59年本体盛土	1.45~1.95 (1.74)	1.05~1.55 (1.26)	25.0~50.0 (39.7)	—	1.65~1.90 (1.75)	1.05~1.40 (1.25)	30.0~55.0 (40.5)	75.0~102.5 (90.2)	—
	60年本体盛土	1.60~2.05 (1.83)	1.00~1.60 (1.34)	15.0~90.0 (38.4)	0~8.0 (1.5)	1.60~1.90 (1.75)	1.00~1.45 (1.25)	30.0~60.0 (40.4)	80.0~102.5 (91.1)	2.0~12.0 (3.6)
	61年本体盛土	1.45~2.10 (1.82)	1.10~1.75 (1.39)	15.0~50.0 (31.4)	2.5~16.0 (7.0)	1.55~2.00 (1.73)	1.05~1.60 (1.26)	20.0~60.0 (38.0)	62.5~107.5 (86.9)	2.0~9.0 (4.8)

注1) 表中のデータは最小値~最大値で( )内は平均値である。  
 2) 土取場におけるコーン指数は、標準エネルギーで突固めた後のデータである。  
 3) 盛土場におけるコーン指数は、現場における転圧盛土面上で実施したものである。



図一19 (1) 品質管理試験結果 (昭和 58~60 年度のデータ)



図一19 (2) 品質管理試験結果 (昭和 61 年度のデータ)

カルバート水路へ排水した。また、降雨が予想されるときは、盛土表面を転圧し、盛土内への雨水の浸透を極力防止するよう努めた。さらに、降雨中は原則として作業を中止し、降雨が止んだ後は盛土面でのコン指数が  $2 \text{ kgf/cm}^2$  となってから再開することとした。

第1期工事完成後においてもクロスアーム式沈下計等による盛土の動態観測を継続し、滑走路面上で沈下測定を行っているが、今までのところ特に異常な傾向はみら

表一6 土工事の年度別実績

(単位: 万 $\text{m}^3$ )

	全体	うち第1期	57年度	58年度	59年度	60年度	61年度
切土	868	832	21	57	292	380	82
盛土	689	626	16	40	247	225	98
計	1,557	1,458	37	97	539	605	180

注1) 切土には捨土を含む  
2) 盛土にはサンドマット、水平ドレーン、体内仮設道路用砕石、路床改良を含む

れない。

(3) 施工実績

盛土材料は施工性がきわめて悪く、降雨や積雪のため年間実稼働日数が十分とれないなど、厳しい施工条件下での工事であったが、本体盛土工事は昭和 59 年度より本格化し、1日最大  $3 \text{ 万 m}^3$ 、年間最大  $250 \text{ 万 m}^3$  の盛土量を施工し、昭和 60 年度には着陸帯を概成することができた (表一6)。

9. あとがき

新青森空港の第1期工事は、特殊な火山灰質土を主体とする急速・大量土工が中心であり、不安に包まれてのスタートではあったが、大きな事故もなく、当初の予定どおりの工期で無事完成させることができた。開港日は幸運にも快晴に恵まれ紺碧の空に現われた機影を見る間に大きくなり A-300 型 ジェット機の巨体が滑るように着陸したときは工事関係者一同胸にせまるものがあった。

最後に、調査、解析および設計の各段階で入念な技術指導を頂いた技術検討委員会 (議長: 星埜東京大学名誉教授) の委員各位、厳しい財政下でありながら予算面でご配慮くださった運輸省ご当局、苦勞を共にされた建設工事共同企業体 (鹿島建設, 間組, 戸田建設, 鹿内組), 調査共同企業体 (日本空港コンサルタンツ, 日本工営) をはじめとする皆様に対しまして、深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 高見之孝: 青森空港の試験盛土について, 技術講座, 土木学会東北支部, 1983年10月。
- 2) 高見之孝: 高含水比の火山灰質粘性土による試験盛土の解析, 土と基礎, Vol. 33, No. 8, 1985年8月。
- 3) 三笠正人: 軟弱地盤の圧密, 鹿島出版会, pp. 58~62, 1963。
- 4) 青森県土木部青森空港建設事務所: 青森空港における沈下予測及びプレロード工法について, 第21回空港土木工事報告会, 1986年10月。

(1987.12.11・受付)