

# 青森空港の建設

## Construction of Aomori Airport

小原 恒平 (おばら こうへい)

青森県土木部港湾課副参事

佐々木 秀則 (ささき ひでのり)

青森県土木部港湾課総括主査

### 1. はじめに

青森空港は、航空輸送の増大と高速化に対処するため、青森県が昭和56年度から建設を進めてきた滑走路長2500mの第三種空港である。約10年の歳月と約500億円の巨費を投じた本空港は、青森県の高速度交通体系の中核として、県民の大いなる期待の中で平成2年7月に予定どおり開港を迎えた。

空港建設地は、標高200m前後の丘陵地で、尾根部と沢部が交互に連なり、八甲田、十和田火山から噴出した火山灰質土が厚く堆積している。広大でかつ平坦な空港用地(230ha)の造成にあたり、尾根部の切土を沢部に盛り立て切盛土量をバランスさせる計画とした。このため、切土量870万 $m^3$ 、盛土量690万 $m^3$ 、最大盛土直高40mの大土工が必要となり、施工期間が短いえ、盛土材料は、高含水比の火山灰質土(ローム、しらす)であり、施工の過程で乱されると液状化するほど軟弱で、圧縮性が大きく、沈下の収束に長時間を要するなど、高盛土材料としては著しく不良な土質であった。

このような土質による急速、大量土工の高盛土工事は前例がないため、設計、施工の両面において、種々の角度から検討を加え最新の技術も導入し、諸対策を講じる必要に迫られた。

ここでは、新空港の建設に採用し

た技術のうち特筆すべきものを紹介する。

### 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、かつ夏季の霧や冬期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

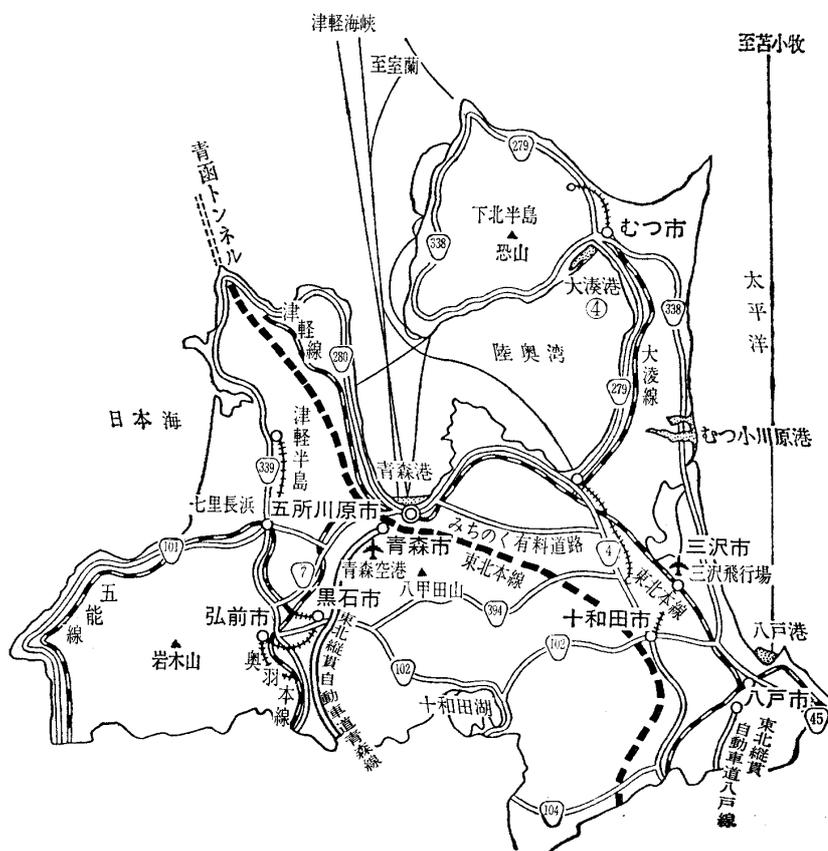


図-1 青森県全図

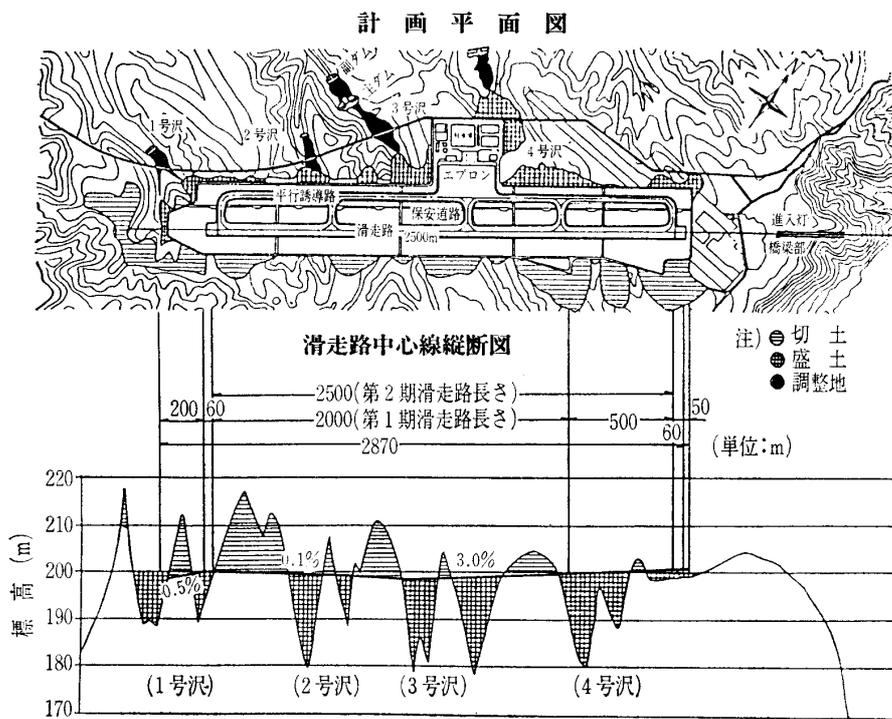


図-2 新青森空港の計画平面図および滑走路中心線縦断面図

(図-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箇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滑走路の長さはジャンボ機の発着が可能な2500m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2000m滑走路を建設し、これの供用を待って第2期計画を着工し、平成2年までに500m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の全景を口絵写真-4ページに示す。

### 4. 地質・土質の概要

空港建設地は標高200m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)の差によって、降下火山灰A、B、C、D、火山灰流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-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。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ーの確保、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材III<sub>上</sub>と、灰色を呈する下部層III<sub>下</sub>材に区分される。III<sub>上</sub>材は乱すと流動化するほど軟弱で、超湿地ブルドーザー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>下</sub>材料は、しらす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

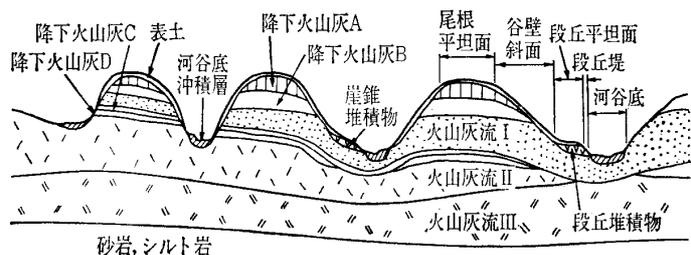


図-3 地質構成の模式

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>	2 299 085m <sup>2</sup> (注1)	
着 陸 帯 幅 長 さ	1 520m 150m	2 120m 300m	2 620m 300m
滑 走 路 幅 長 さ 方 位 (真方位)	1 400m 45m N93°07' E	2 000m 60m N52° E	2 500m 60m N52° E
誘 導 路 幅 延 長 幅	67.25m 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 バ ー ス 数	YS-11用 3 バース	中型ジェット用 3 バース 小型ジェット用 1 バース	大型ジェット用 2 バース 小型ジェット用 2 バース YS-11用 1 バース
駐 車 場 台 数	100台	290台	540台
航 空 灯 火	一式 (VASIS 等)	一式 [進入灯 (注2), PAPI 等 (注3)]	
航空保安無線施設	VOR/DME	VOR/DME, ILS	
調 整 池	—	4 箇所	

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

3) 第1期計画ではVASIS, 第2期計画では PAPI

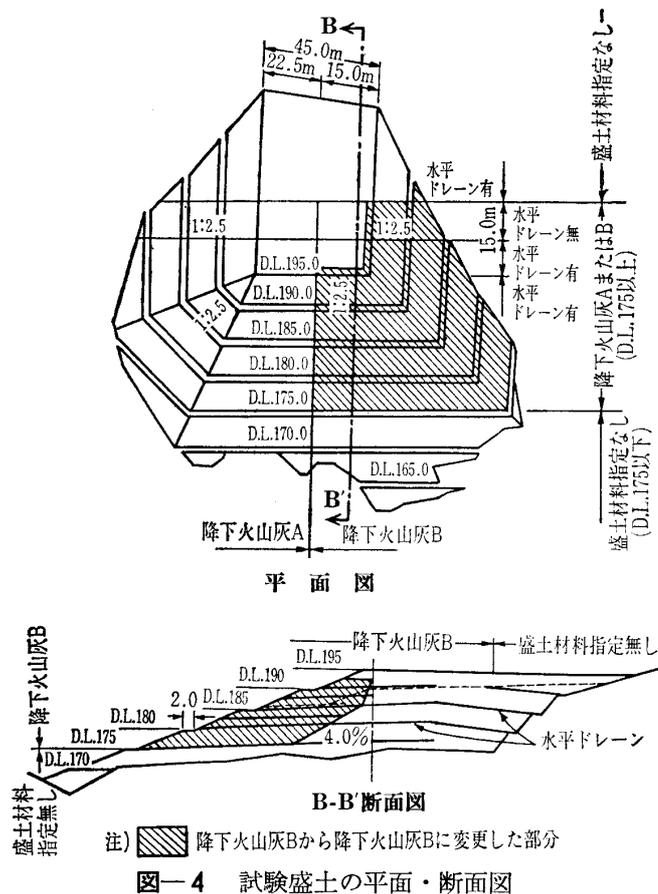
表-2 主な土質の性状

区 分 項 目	降下火山灰A		降下火山灰B	
	地山の状態	乱した状態 (盛土場)	地山の状態	乱した状態 (盛土場)
乾 燥 密 度 $\rho_d$ (t/m <sup>3</sup> )	0.39~1.33 (0.94)	0.69~1.31 (0.96)	0.49~1.25 (0.77)	0.62~1.30 (0.86)
含 水 比 $w$ (%)	35~148 (68)	48~99 (66)	46~161 (91)	37~115 (78)
液 性 限 界 $w_L$ (%)	56~132 (88)	—	66~182 (116)	—
塑 性 指 数 $I_p$ (%)	15~79 (48)	—	7~91 (50)	—
液 性 指 数 $I_L$	0~2.8 (0.51)	—	0.1~3.9 (0.89)	—
コ ー ン 指 数 $q_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	2.8~24.7 (14.0)	2.2~9.0 (3.9)	2.1~27.4 (14.9)	1.8~7.9 (2.9)
C B R (%)	2.40~7.58 (4.4)	0.30~2.60 (1.4)	1.70~7.37 (5.0)	0.30~1.27 (0.6)
圧 密 係 数 $c_v$ (cm <sup>2</sup> /d)	(2000)	(200) (300)	(2000)	(250) (200)
体 積 圧 縮 係 数 $m_v$ (cm <sup>2</sup> /kgf)	$4 \times 10^{-3} \sim 8 \times 10^{-2}$	$1 \times 10^{-2} \sim 1 \times 10^{-1}$	$1 \times 10^{-2} \sim 5 \times 10^{-2}$	$2 \times 10^{-2} \sim 2 \times 10^{-1}$

注1) 最小値～最大値を示す。( )内は平均値, (( ))内は設計値である。

2) CBR は現場 CBR 試験の結果 (水浸補正後) である。

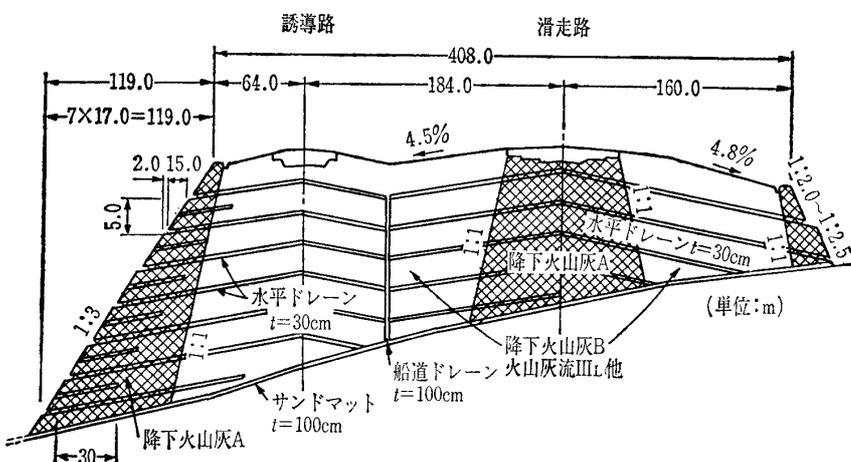
3) 圧密係数, 体積圧縮係数は圧密圧力 0.2~3.2 kgf/cm<sup>2</sup> の範囲の値である。



範囲にわたる。南西部の土取り場からは 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. 盛土の構造

滑走路下部やのり面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、実物大の試験盛土 (16万 $\text{m}^3$ , 図-4 参照) の施工経験から、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 の切込み砕石 ( $\phi$  40mm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 50cm の切込み砕石 ( $\phi$  40mm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 100cm) 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) は全応力と有効応力の両ケースで求めている。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-5 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 (常時で 1.2、地震時で 1.0) 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) 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 2 m) の改良が必要となった。生石灰およびセメント安定処理法を比較した結果、改良効果の高い生石灰安定処理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。生石灰混合率は、A材盛土路床の場合5%（CBR値5%）、B材盛土路床の場合10%（CBR値5%）であった。

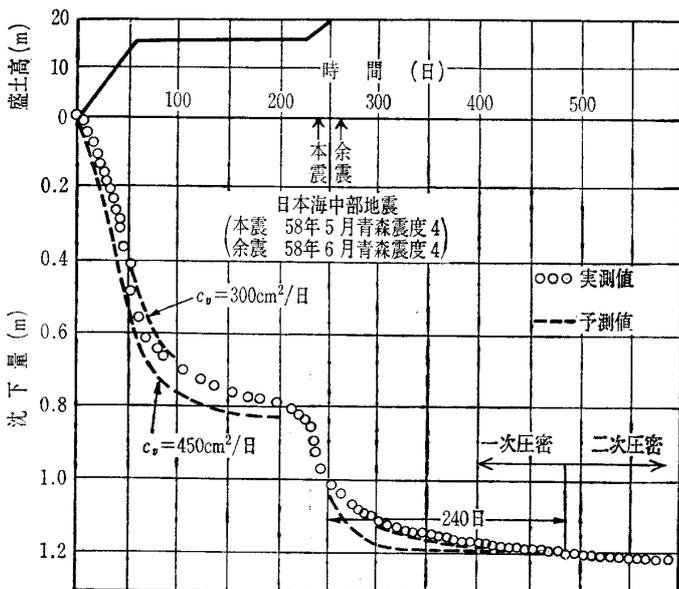
## 6. 盛土の沈下予測と残留沈下対策

### —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を用い、二次圧密は二次圧密係数  $c_a$  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。

### 6.1 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れ、段丘堆積物等の二次堆積物以外では、約  $30 \text{ tf/m}^2$  以上が期待でき、圧密の進行は比較的速い。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



注) 実測値は地震後の記録を本震で85mm, 余震で133mm修正した。

図-6 試験盛土（降下火山灰A）の沈下のシミュレーション

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。

### 6.2 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デ法を適用すると、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、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:  $300 \text{ cm}^2/\text{d}$ , B材:  $250 \text{ cm}^2/\text{d}$  の場合であった。図-6にA材の例を示す。

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-7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  $c_a (d\varepsilon/\log t, \varepsilon: \text{圧縮ひずみ}, t: \text{時間})$  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（供試体の層厚2cm, 7cm, 20cm）から求めた  $c_a$  値は図-8に示すとおり、排水長をパラメー

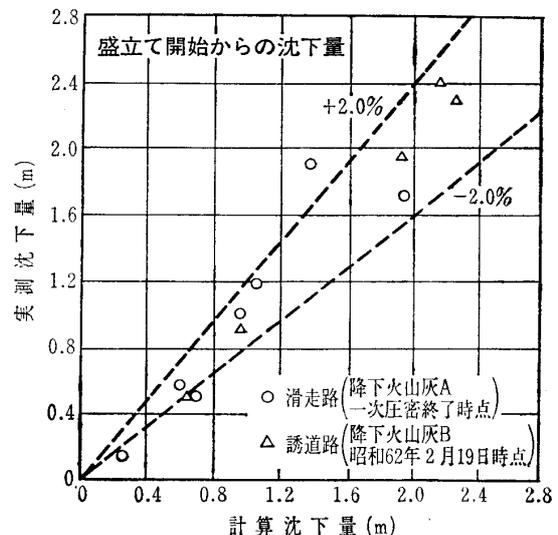


図-7 計算沈下量と実測沈下量の比較（本体盛土の一次圧密沈下）

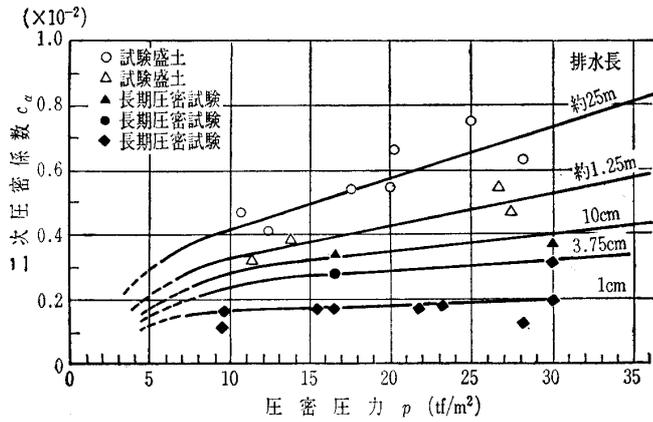


図-8 二次圧密係数に及ぼす圧密圧力、排水長の影響 (降下火山灰 A, B)

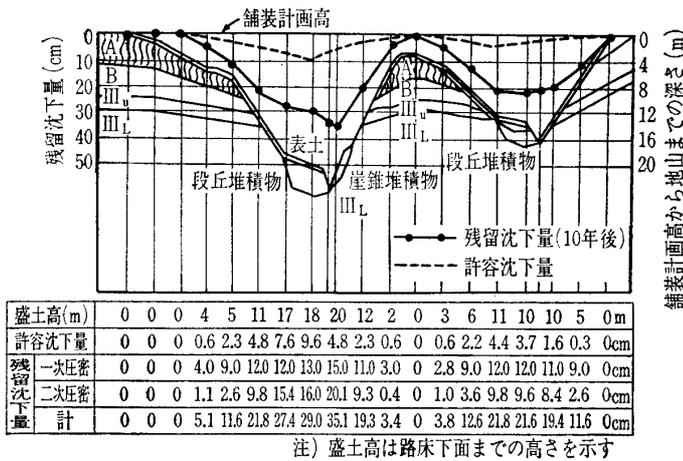


図-9 残留沈下量分布図 (4号沢滑走路 中心縦断方向: 緩速施工)

ターとして圧密圧力との関係で整理できる。

以上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-9に示す。残留沈下量は許容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。

### 6.3 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か月間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、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-10に示すとおり、舗装荷重(3tf/m<sup>2</sup>)と同じプレロード荷重では、舗装荷

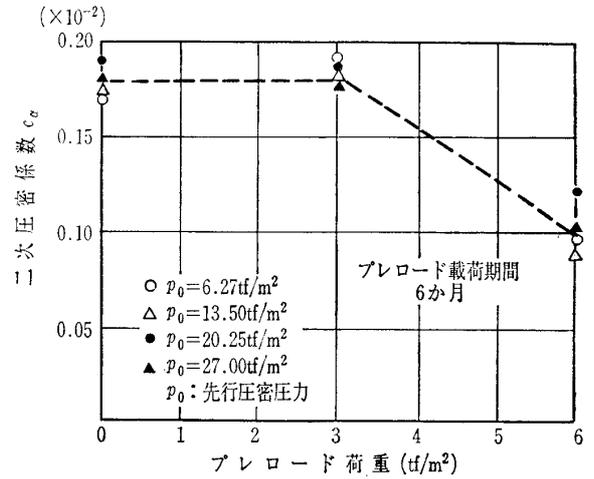


図-10 舗装荷重載荷後の二次圧密係数に及ぼすプレロード荷重の影響(降下火山灰A, 長期圧密試験)

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、例えば舗装荷重の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-10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、2.8~9.5tf/m<sup>2</sup>(プレロード盛土高に換算すると2.0~6.7m)であった。

なお、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、長期圧密試験の結果によれば、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。

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2mのうち1.7mを施工して、プレロードに

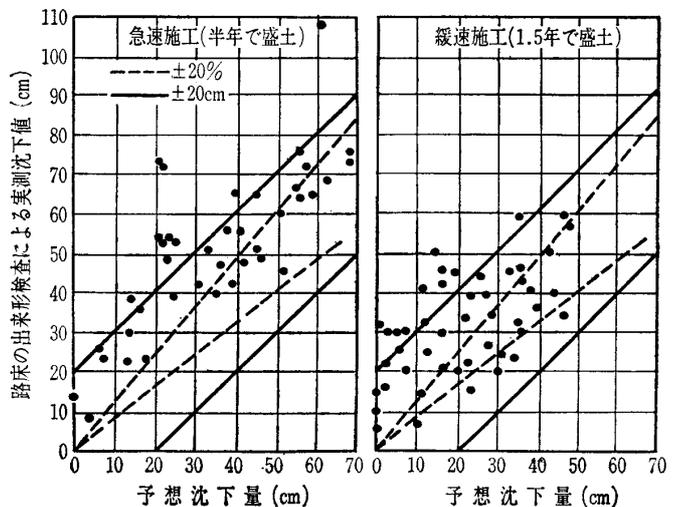
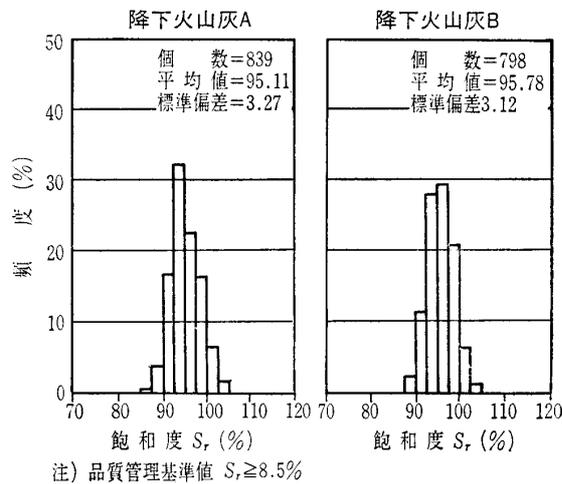
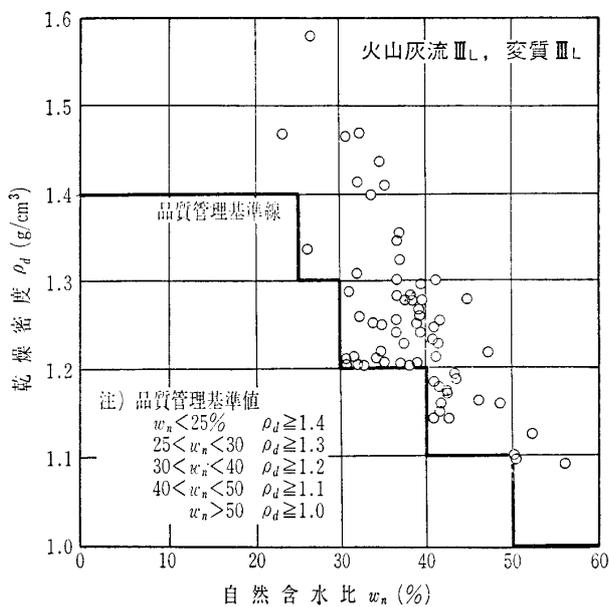


図-11 プレロードによる沈下の実態



図一12(1) 品質管理試験結果  
(昭和58～60年度のデータ)



図一12(2) 品質管理試験結果 (昭和61年度のデータ)

よる沈下の予測精度は重要であった。図一11に実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が、予測値の $\pm 20$  cmの範囲にほとんど入っている。

## 7. 盛土の施工管理

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 30 cm、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材や変質ⅢL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の一例

を図一12に示す。

盛土の沈下およびのり面の変形等を把握するため、盛土の施工に併行して各種計器（クロスアーム式沈下計25箇所、挿入式傾斜計 8 箇所、間隙水圧計46個、土圧計30個、伸縮計44箇所、地表面変位杭 132 本、等）を設置し、盛土の動態観測を実施した。第1期工事完成後においても盛土の動態観測を継続し、さらに、滑走路面上で沈下測定をも行っているが、今までのところ特に異常な傾向はみられない。

工事中ののり面の安定には特に注意を払い、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、試験盛土工事で得られた経験を生かし、伸縮計による施工管理基準は「盛立ての中の（のり面の小段間の）相対変位速度が10mm/hを超えたら中止し、0.2mm/1.5hとなったら再開する」とした。

工事中の降雨対策としては、随時釜場を設置し素掘り側溝により有孔コルゲートパイプの立孔へ導き、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・カルバート水路へ排水した。また、降雨が予想される時は、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ーン指数が2 kgf/cm<sup>2</sup> となってから再開することとした。

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動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、上述の施工管理の結果、本体盛土工事は昭和59年度より本格化し、1日最大3万m<sup>3</sup>、年間最大250万m<sup>3</sup>の盛土量を施工し、昭和60年度には第1期計画の着陸帯を概成することができた。

## 8. あとがき

青森空港の建設事業において、技術的に問題の多い火山灰質土を用いた大土工を急速かつ安全に行い、しかも長期間にわたって平坦性を保つような精度の高い構造物を構築することができた。この最大の理由は、現地にあった適切な設計手法を新たに導入し、施工技術を改良するとともに、計測に基づく綿密な施工管理を実施したことにあると考えている。

我が国に広く分布する火山灰質土の大量土工工事が、今後ますます増加することを考慮すれば、本事

## 報文-2121

業の実績は土木技術の発展に大きく貢献するものと確信するものである。

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いただ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.
- 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.
- 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およ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.

(原稿受理 1991.2.4)