

第2章 軟弱地盤改良計画

2.1 地形・地質及び土質概要

2.1.1 地形・地質概要

(1) 地質概要

浦東国際空港建設計画、設計に先立ち、地質・土質調査として、第1期地区を中心に以下の調査が行われた。これらを取りまとめて以下に述べる。

- 1) 中国側可研段階時地質・土質調査（滑走路地区） 1996年2月
- 2) 中国側可研段階時追加地質・土質調査（周辺盛土材料） 1996年5月
- 3) 滑走路地区詳細地質・土質調査 1996年8月
- 4) 誘導路地区詳細地質・土質調査 1996年9月
- 5) APRON地区詳細地質・土質調査 1996年9月

浦東国際空港建設予定地は、揚子江からの土砂が堆積して形成されたものであり、堤防工事、水路掘削工事等により現在の耕作地となっている。地形は平坦で標高3.5~4.4mである。地下水位は河川(運河)の水位の影響を受け、概ね地表から1m下部標高2.5~3.5mで分布する。

第1期空港建設計画予定地域においては、地層は比較的均一でそれほどの変化はみられない。Drilling位置を図III-2.1.1に、代表として第1期計画滑走路の地質縦断面を図III-2.1.2に示す。地質層序、層相を表III-2.1.1に示す。尚、⑤-3,4層は、Apron地区のみに一部おぼれ谷となって存在する。

表 III-2.1.1 空港建設予定地の地質層序及び層相

地層区分	層面標高 (m)	層厚 (m)	N値	色及び土質	特記事項
①層	3.5 ~4.4	0.4~0.7 平均 0.5		表土	・耕作土及び道路用盛土。 ・植物の根や茎を混入する。
②-1層	2.9 ~3.9	0.4~1.2 平均 0.8	2~5	褐黄色 silt 質粘土	・硬質核を含む。 ・中度圧縮性土壌に属する。
②-2層	1.9 ~3.2	0.5~1.7 平均 1.0	2~5	灰黄色 silt 質粘土	・局部的に砂質 silt を介在する。天然孔隙がある。 ・中度圧縮性土壌に属する。
②-3,4層	0.8 ~2.1	5.0~8.3 平均 6.5	3~18 平均 9.3	灰色 粘土質 silt ~砂質 silt	・土質は均質で薄層の細砂を交える。 ・雲母のかけらを含む。 ・中度圧縮性土壌に属する。
③層	-6.7 ~-3.7	0.0~2.4 平均 1.1	1~4	灰色 silt 質粘土	・silt 質砂の薄層を交える。 ・高度圧縮性土壌に属する。
④層	-8.3 ~ -4.3	8.8~ 12.8 平均 10.7	1 程度	灰色 silt 質粘土	・高含水比、高塑性の粘土 ・土質は均質で局部的に silt 質砂の薄層を交え、層底には貝殻が見られる。 ・高度圧縮性土壌に属する。
⑤-1~4層	-17.8 ~ -15.8	5.3~11.3 平均 8.1	1 程度	灰色 粘土 ~ silt 質砂	・高含水比、軟塑性、灰白色 silt 質結塊や半腐食状植物根茎を含む。 ・土質は均質で高度圧縮性土壌に属する。
⑦-1層	-26.7 ~ -22.8	4.6~ 11.6 平均 7.5	20 ~30	草黄色 砂質 silt	・やや密~中密、雲母片と鉄質浸透すじ状紋を含む。 ・圧縮性は中度。
⑦-2層	-34.4 ~-30.4		30 以上	草黄色 silt 混じり砂	・中密度、鉄質斑点と雲母片を含む。 ・圧縮性は中度。 ・この層は上海地区の第一帯水層である。

ボーリング調査位置図 (Airside)

S=1/10000

- F/S 設備標準貫入ボーリング孔 (機走路)
- 詳細調査設備標準貫入ボーリング孔 (機走路)
- 詳細調査のボーリング孔
- Apron 区のボーリング孔

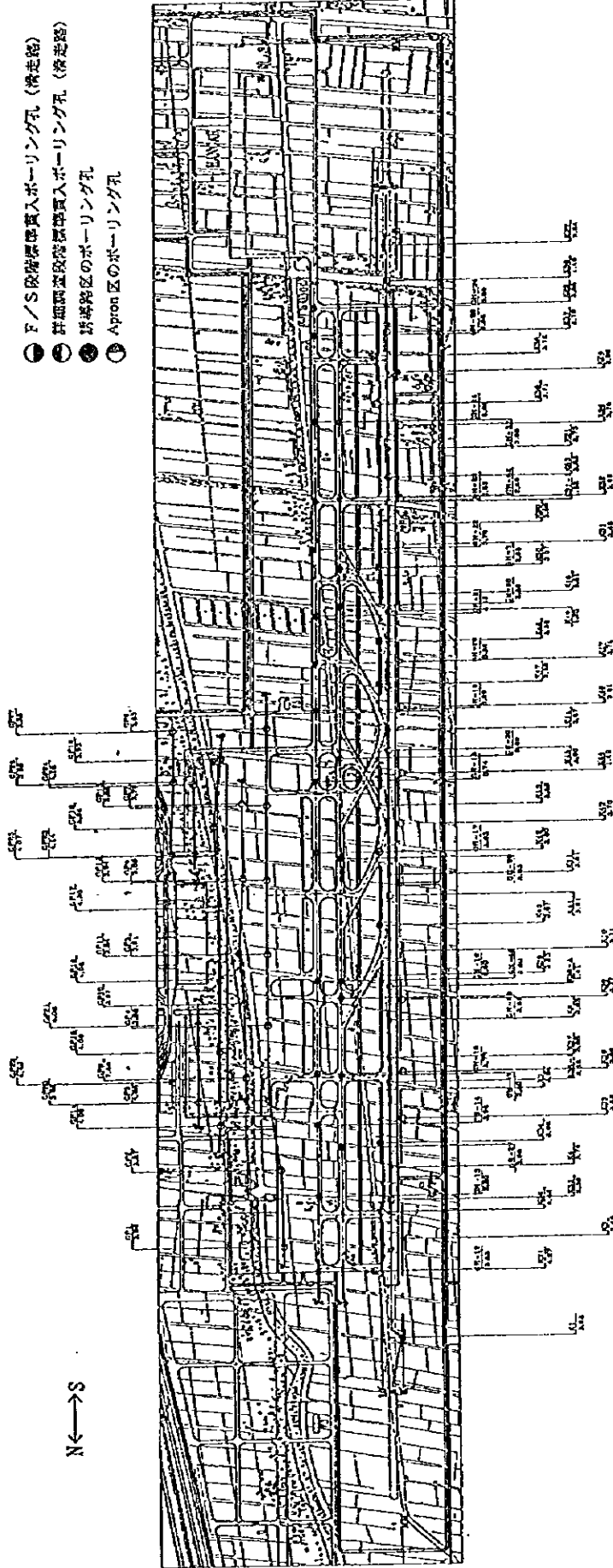


図 III-2.1.1 Drilling 調査位置平面図

清走路地层断面图 (8-8', 6-6', 10-10')

S=1/250 (Vertical) S=1/1000 (Horizontal)

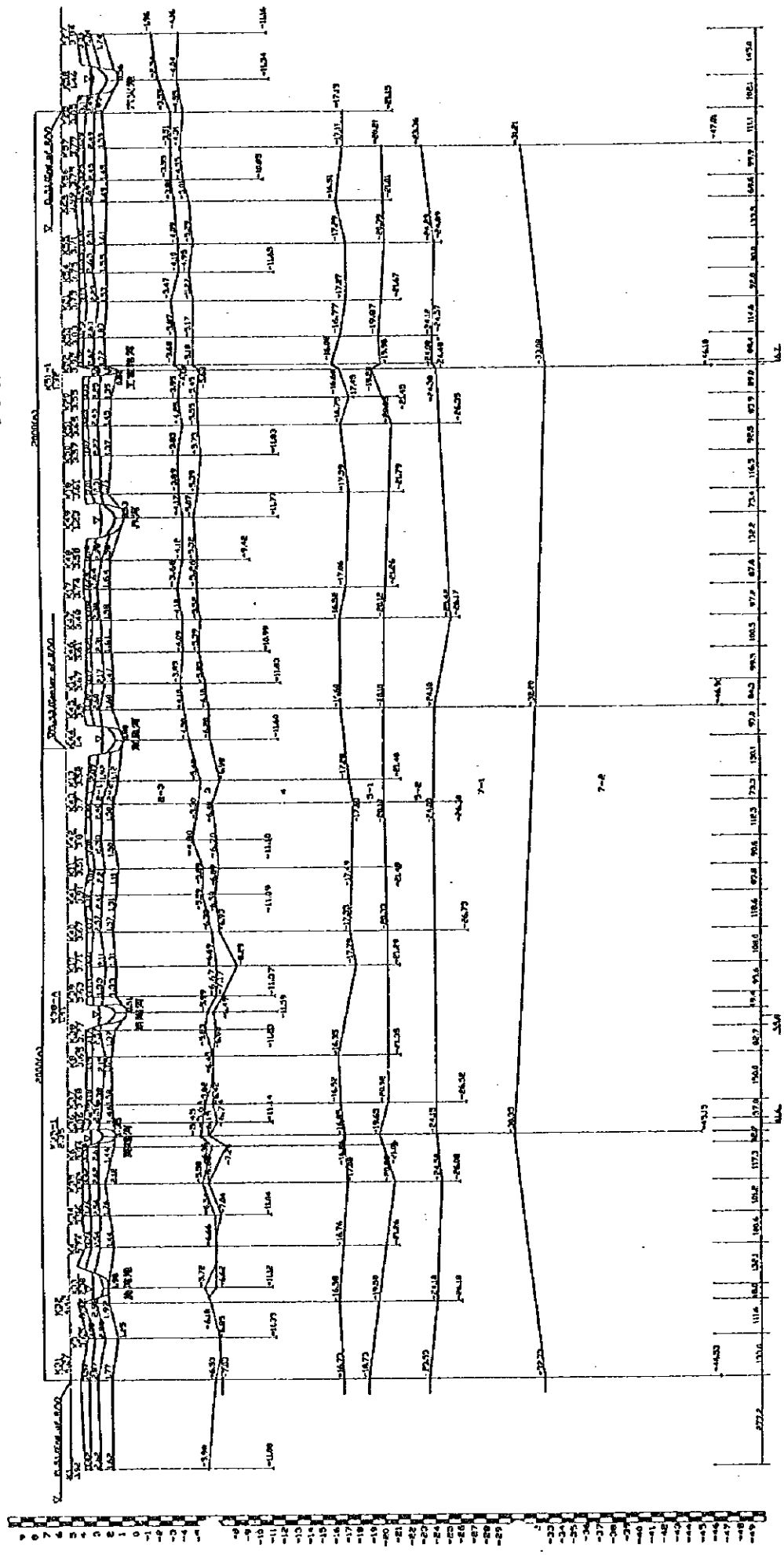


图 11-2.1.2 清走路地区地质断面图

(2) 水路(河川)状況

空港用地内には水路網が発達しており、名のある水路(河川)としては、空港北側の境界となる江鎮河、南側境界の薛家弘港河、また空港境界より東側に浦東運河がある。用地内では滑走路縦断方向と同方向に流れる水路として揚子江側から隋唐河、白龍河、横断方向水路として北側から施湾河、英雄川、朝陽河、東風河、界河、王家路河、六窰港河がある。これら主要水路(河川)は川幅 15~30m を有し舟運に使用されており、浦東運河で水位調整が行われ水位標高 2.0m 前後に保たれている。水路底の標高は 0.0m 前後である。

この他、川幅 5~10m の小規模な水路が縦横に走っており、川内は藻で覆われ、また川底にはヘドロが厚さ 1.0m 前後で堆積している(下図参照)。また、一度水路であったところを埋め戻し耕作地に使用しているところも数多くある。

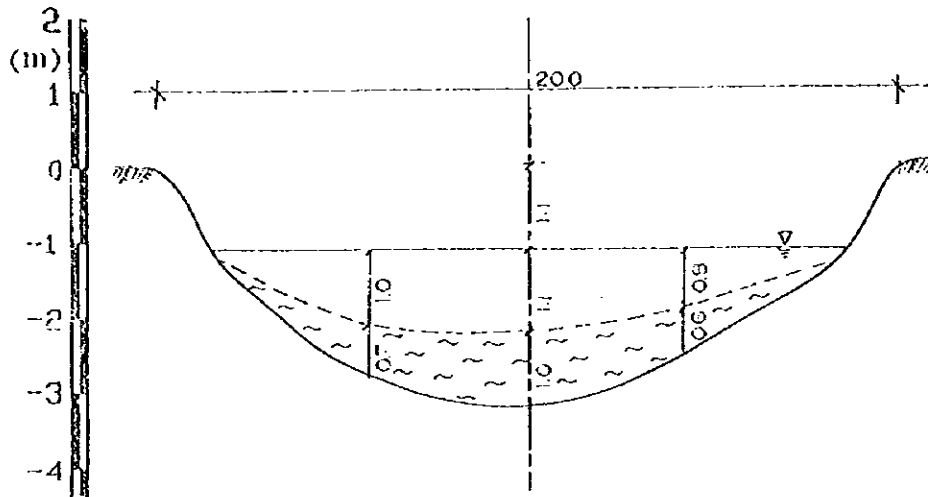


図 III-2.1.3 空港建設用地内水路(河川)の模式断面図

2.1.2 土質概要

表 III-2.1.2(a)~ 2.1.2(c)に滑走路地区詳細調査時の室内土質試験結果を代表として、各々の地層の物理特性、せん断強度特性、圧密特性特性一覧表を示す。

(1) 物理特性

①層は植物の根や茎を多く含む腐植土(耕土)層である。②-1,2,3、③、④、⑤-1,2層は粘土に分類され、自然含水比は $W_n=30\sim50\%$ である。一方、②-4、⑦-1,2層は silt ~細砂に分類され、砂分含有率は、それぞれ 20、30、60%前後となっている。これらの内、①層は、表土として除去する必要がある。

(2) せん断強度特性

粘土に分類される②-1,2,3,4、③、④、⑤-1,2層は、N値3以下の軟弱粘土であり、せん断強度は低い。一方、②-4層は沖積粘性土でありながら、N値は10前後と比較的高く、高いせん断強度を示している。⑦-2層はN値40前後と高く、くい基礎等の支持層になると判断される。

表 III-2.1.2(a) 各地層の物理特性一覧表 (滑走路地区詳細調査時土質試験結果平均値)

地層区分	名称	層厚 (m)	比重	砂分含	含水比	湿潤密度	乾燥密度	間隙比 e	塑性指数 Ip	液性指数 L _L
				有率 (%)	Wn(%)	γ_s (t/m ³)	γ_d (t/m ³)			
① 層	耕作土	0.3~0.7	-	-	-	-	-	-	-	-
②-1層	Silt質粘土	0.4~1.2	2.73	3	30.8	1.90	1.45	0.88	16.4	0.50
②-2層	Silt質粘土	0.5~1.7	2.73	4	36.8	1.83	1.34	1.04	14.9	0.58
②-3層	粘土質Silt	-	-	-	-	-	-	-	-	-
②-4層	砂質Silt	5.0~8.3	2.70	27	30.8	1.90	1.45	0.86	-	-
③ 層	Silt質粘土	0.0~2.4	2.73	3	41.8	1.79	1.26	1.16	14.9	>1
④ 層	Silt質粘土	8.8~12.8	2.75	0	51.6	1.71	1.13	1.44	20.2	>1
⑤-1層	粘土	2.0~5.0	2.74	0	41.5	1.78	1.26	1.18	18.9	0.96
⑤-2層	Silt質粘土	2.9~7.0	2.73	0	32.4	1.87	1.41	0.94	15.2	0.73
⑦-1層	砂質Silt	4.6~11.6	2.70	32	25.9	1.96	1.47	0.74	-	-
⑦-2層	灰色	-	2.69	57	26.4	1.94	1.53	0.75	-	-

表 III-2.1.2(b) 各地層の土質試験結果一覧表 (せん断強度特性：各試験時平均値)

地層区分	標準 貫入 N値	C _{cu} 貫入 qc kg/cm ²	Banc 試験 C _u (t/m ²)	一軸圧 縮試験 q _u (t/m ²)	一面せん 断試験		三軸圧縮試験						
					C (t/m ²)	ϕ (°)	UU試験		CU(CD)試験				
							C _u (t/m ²)	ϕ^u (°)	C _{cu} (t/m ²)	ϕ_{cu} (°)	C(CD) (t/m ²)	ϕ (ϕ_d) (°)	
① 層	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
②-1層	30	80	-	-	2.5	22.4	6.3	1.7	2.9	22.0	2.4	27.2	
②-2層	21	48	-	-	1.8	18.8	3.8	1.5	2.3	21.2	1.8	28.3	
②-3層	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
②-4層	103	156	-	-	0.6	30.7	-	-	0.7	26.3	0.3	31.8	
③ 層	13	5.4	-	-	1.4	17.2	1.8	0.5	1.9	20.3	1.4	28.0	
④ 層	1.1	5.0	3.2	-	1.1	11.0	1.9	0.0	-	-	-	-	
⑤-1層	-	7.4	4.2	-	1.7	15.5	-	-	-	-	-	-	
⑤-2層	-	9.6	4.8	-	2.0	21.2	-	-	-	-	-	-	
⑦-1層	25.5	69.4	-	-	0.8	30.9	-	-	-	-	-	-	
⑦-2層	40.5	153.1	-	-	0.3	35.1	-	-	-	-	-	-	

表III-2.1.2(c) 各地層の土質試験結果一覧表 (圧密特性：各試験時平均値)

地層区分	体積圧縮係数 mv(E=2cm ² /kg)						圧密係数 Cv(cm ² /day)						降伏応力 P _c (kg/cm ²)	圧縮指数 Cc
	0.0 ~0.5	0.5 ~1.0	1.0 ~2.0	2.0 ~3.0	3.0 ~4.0	4.0 ~6.0	0.0 ~0.5	0.5 ~1.0	1.0 ~2.0	2.0 ~3.0	3.0 ~4.0	4.0 ~6.0		
① 層	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
②-1層	-	-	1.85	-	-	-	129	182	241	-	-	-	1.50	0.208
②-2層	-	-	2.52	-	-	-	463	431	353	-	-	-	1.06	0.273
②-3層	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2.04	0.279
②-4層	-	-	1.05	-	-	-	737	546	439	-	-	-	1.50	0.111
③ 層	-	-	3.50	-	-	-	365	453	319	-	-	-	0.93	0.317
④ 層	-	-	4.67	-	-	-	82	95	59	-	-	-	1.29	0.467
⑤-1層	-	-	3.07	-	-	-	150	142	134	-	-	-	2.45	0.332
⑤-2層	-	-	2.28	-	-	-	392	331	326	-	-	-	2.92	0.225
⑦-1層	-	-	0.91	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4.13	0.087
⑦-2層	-	-	0.61	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

(3) 圧密特性

粘土に分類される②-1,2,3,4、③、④、⑤-1,2層は、N値3以下の軟弱粘土であり、体積圧縮係数は $mv=5 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{kgf}$ 前後と比較的高い圧縮性を示すと同時に、圧密係数も $200 \text{ cm}^2/\text{day}$ 以下と小さく典型的な圧密特性を示す。特に、④、⑤-1,2層は、層厚も厚く比較的大きな沈下量を示す層である。⑦-1,2層は体積圧縮係数は概ね $mv=1 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{kgf}$ 以下と圧縮性は小さく、また圧密降伏応力も高く、これ以下の層については沈下は殆ど示さないものと判断される。また、⑦-2層は、帯水層にもなっているが、圧密沈下に対して排水層になるものと判断される。

2.1.3 盛土材としての性質及び路床支持力

②-1,2層は、盛土材料として使用されると同時に、現地盤で路床となる層である。室内土質試験における締固め及び CBR 試験結果、また現位置試験における密度、含水比、CBR 試験結果を表 III-2.1.3(a)~2.1.3(c)に示す。室内土質試験結果は現位置試験結果に比較し、密度、CBR 値共に高い値を示している。即ち、これらの層は、自然状態では含水比が高く、緩い状態で堆積しており、締固めにより改良できる余地を残している。

表III-2.1.3(a) 空港用地周辺盛土材(②-1,2層)締固め、室内CBR試験結果

	試験個数	締固め試験						CBR試験(水浸)		
		最大乾積密度 ρ_{dmax} (t/m^3)			最適含水比 W_{opt} (%)			CBR25 (%)		
		最小値	最大値	平均値	最小値	最大値	平均値	最小値	最大値	平均値
用地周辺盛土材	8	1.74	1.78	1.76	17.2	19.0	18.0	5.4	7.9	7.0
②-1層	13	1.75	1.77	1.76	17.2	19.0	18.0	6.5	8.3	7.2
②-2層	13	1.76	1.79	1.77	16.9	18.5	17.6	6.0	8.0	6.7
水路底へド口	3	1.74	1.75	1.74	19.5	20.0	19.7	4.6	5.1	4.8

用地周辺盛土材料：可研段階追加調査時試験結果

②-1,2層、水路底へド口：詳細調査時試験結果

表III-2.1.3(b) 各地区路床部(②-1層) 密度・含水比、現場CBR試験結果

	試験個数	密度・含水比試験						現場CBR試験		
		乾燥密度 ρ_{dn} (t/m^3)			自然含水比 W_n (%)			CBR25 (%)		
		最小値	最大値	平均値	最小値	最大値	平均値	最小値	最大値	平均値
滑走路地区	20	1.44	1.55	1.48	26.3	31.3	29.2	2.8	4.4	3.6
誘導路地区	9	1.40	1.53	1.46	28.0	33.9	31.2	1.5	5.4	3.8

滑走路地区：可研段階調査時試験結果

誘導路地区：詳細調査時試験結果

表III-2.1.3(c) 各地区詳細調査時現場平板載荷試験結果 (75cm板)

地盤支持力 (kg/cm^2)			変形係数 E_0 (kg/cm^2)			膨張係数 E_{cr} (kg/cm^2)			支持力係数 k_{75} (kg/cm^3)		
最小値	最大値	平均値	最小値	最大値	平均値	最小値	最大値	平均値	最小値	最大値	平均値
0.64	1.02	0.89	44.7	105.8	71.7	116	228	157	1.25	2.91	1.72
0.69	1.04	0.90	57.8	129.6	80.4	90	249	144	1.84	3.31	2.54
0.54	0.82	0.63	27.7	40.4	33.9	89	125	100	1.77	2.86	2.39

上段：滑走路地区(11)、中段：誘導路地区(10)、下段：Apron地区(8) ()内は試験個数

2.2 現地盤状態での沈下量と改良の必要性

2.2.1 沈下解析手法及び解析条件

前節で述べたように当地域の地盤上部約30mは沖積粘性土層であり、盛土及び舗装をした場合は、圧密沈下を生じる。特に④、⑤層は、層厚も厚く比較的大きな沈下を示すと同時にその速度は遅いと判断される。沈下解析は一次元圧密解析とし Terzaghi の平均圧密度の式を用い、最終沈下量の算定は体積圧縮係数から求める方法を用いた。

また、沈下解析にあたっての方針及び条件は以下のとおりである。

- 1) 圧密沈下解析は、各 Drilling 地点毎で行い（各 Drilling 毎の層厚、圧密試験結果を用いる）、各地点の層厚、土質の違いによる不等沈下量を再現する。
- 2) 盛土及び舗装荷重による各荷重増分 ΔP については、載荷面積が大きいため、深度30m程度の上中においては上載荷重に等しい増加圧力が発生するものとする。
- 3) ①層は根や基を多く含むため掘削除去して盛土で置き換えることとする。
- 4) 舗装計画高は、滑走路、誘導路、Apron 各 Drilling 地点の計画高（滑走路、誘導路中間部標高5.3m、両端部標高5.1m、Apron 部標高4.3~5.3）に合わせる。
- 5) 沈下対象層は、②-1~⑤-2層までとする（⑦-1層以下は圧密降伏応力が大きく過圧密となっており、当空港盛土及び舗装荷重程度では沈下しないものと判断される）。
- 6) 排水層は、表面及び下部は⑦-2層の両面排水とする。

尚、上記5)、6)の項目については、後述する現場試験結果と理論解析値の比較により検証している。

2.2.2 現地盤における沈下量（圧密沈下解析結果）

現地盤(無処理地盤)における滑走路、誘導路、Apron 沈下量は、下表及び図 I-2.2.1~I-2.2.3 に示すとおりである。計画高を滑走路、誘導路で5.1~5.3m、Apron で4.5~5.3mとして盛土、舗装した場合の最終沈下量は15~34cmである。代表的な Drilling No.K11での時間-沈下量関係を図 III-2.2.4 に示す。これらの沈下の8割は④、⑤層で発生しており、対象地盤の層厚が35m強と厚いこと、圧密係数が小さいことから、90%圧密に達するまで40年近くの年数を要し、開港10年後では50%強の沈下量しか生ぜず、この間の沈下量(残留沈下量)は4~14cm、各 Drilling 位置間(100~200m)の不等沈下量は0~4cmと小さい。

表 III-2.2.1 滑走路、誘導路、Apron 各地区の沈下量

地 区	各層の最終沈下量 (cm)			全層の沈下量 (cm)			供用10年間の 沈下量 (cm)	
	② 層	③,④層	⑤ 層	1 年	11 年	最 終	絶 対	不 等
滑 走 路	2.1~4.7 (3.3)	8.7~22.6 (16.8)	3.7~8.5 (5.8)	1.8~4.1 (3.1)	8.0~10.2 (13.9)	14.8~34.1 (25.9)	6.2~14.1 (10.8)	0.1~4.3 (1.5)
R/W 側 誘 導 路	1.6~7.5 (4.2)	13.5~24.5 (19.0)	4.8~9.7 (6.8)	2.6~3.9 (3.3)	11.8~17.9 (15.0)	22.4~36.1 (29.9)	9.2~14.0 (11.8)	0.1~3.5 (1.0)
A/P 側 誘 導 路	2.8~6.4 (4.5)	12.1~22.2 (17.6)	3.6~8.3 (5.3)	2.4~3.7 (3.0)	10.9~16.8 (13.7)	21.8~33.0 (27.4)	8.5~13.1 (10.7)	0.1~2.6 (1.1)
Apron	1.7~3.7 (2.6)	5.1~14.5 (10.2)	2.1~6.6 (3.9)	1.2~2.6 (1.9)	5.6~12.0 (8.8)	8.9~22.7 (16.7)	4.4~9.4 (6.9)	0.0~4.3 (1.7)

尚、Apron 地区には既存の堤防（標高7.5m前後）があり現在道路として使用されているが、ここは沈下しないため周辺の沈下量4~9cmはそのまま不等沈下として現れることになる。

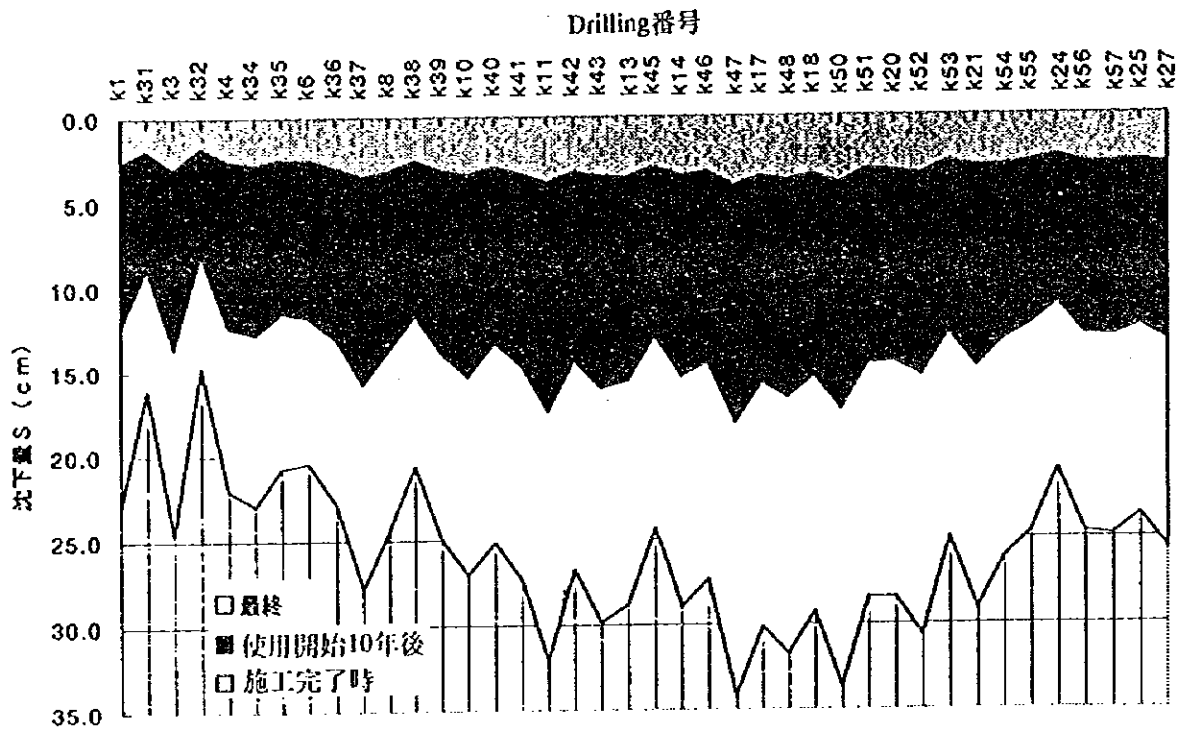


図 III-2.2.1 無処理地盤の沈下量 (滑走路)

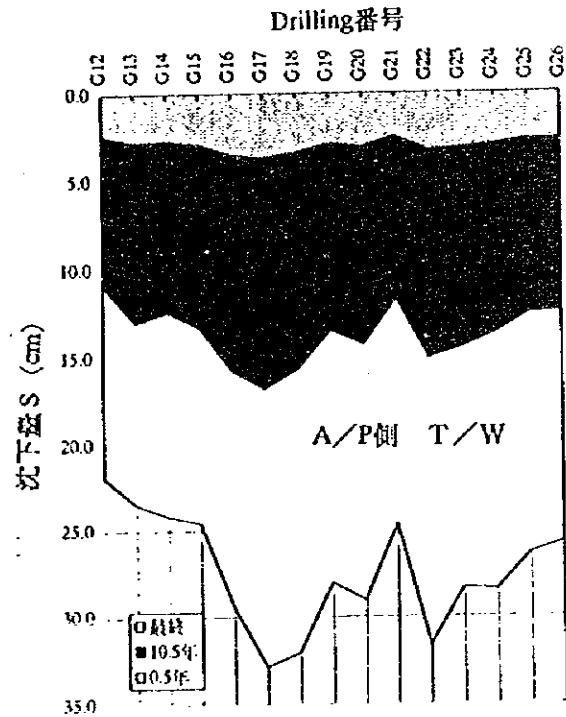
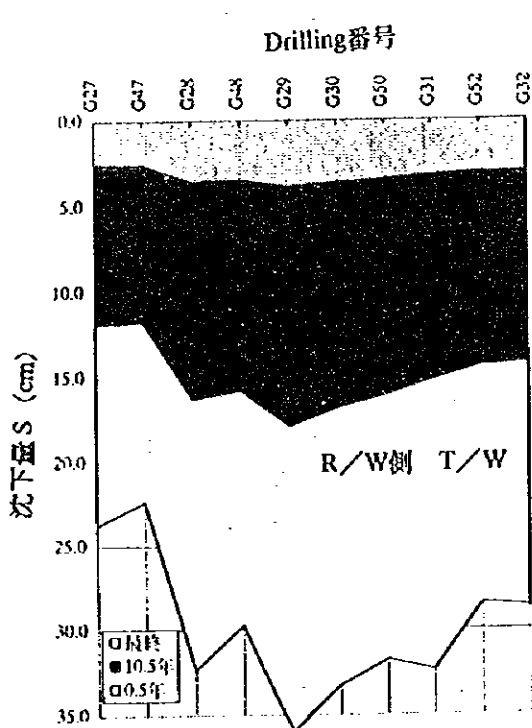


図 III-2.2.2 無処理地盤の沈下量 (誘導路)

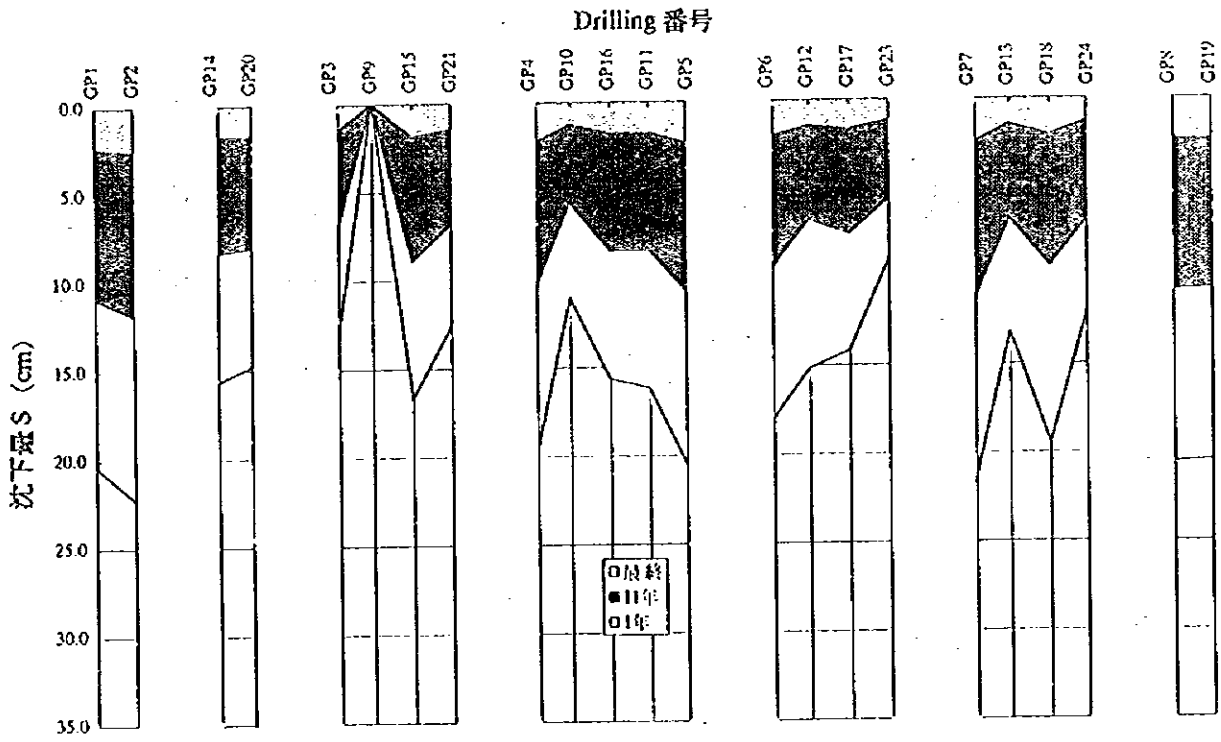


図 III-2.2.3 無処理地盤の沈下量 (Apron)

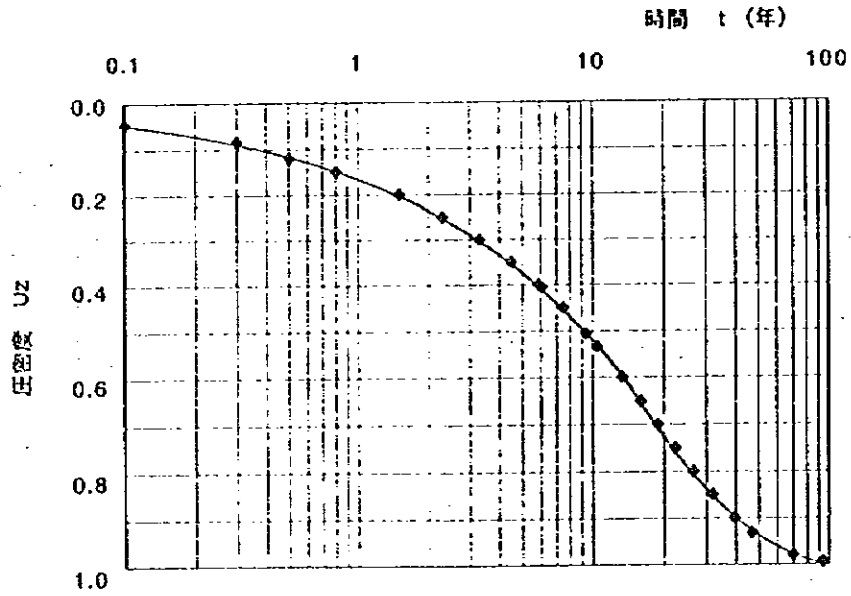


図 III-2.2.4 無処理地盤の圧密度-時間関係 (k45)

2.2.3 許容沈下量と地盤改良の必要性

(1) ICAOの基準と許容沈下量

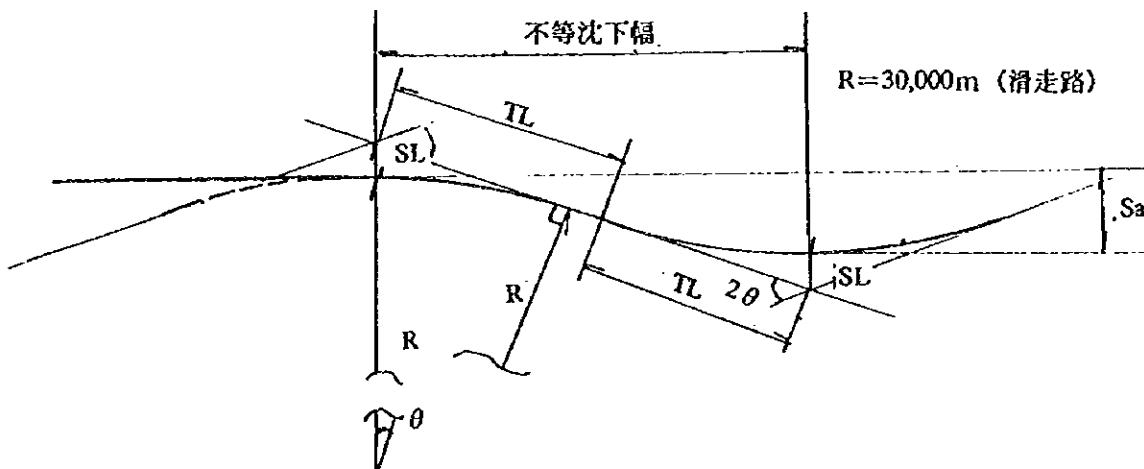
空港基本離着陸施設の設計において、明確に許容沈下量として示した基準値はないが、これに関連する基準値としてICAOの縦横断勾配規定がある。これらの内最も厳しい基準値となる勾配変化点における滑走路縦断曲線の設置から許容不等沈下量 S_a を求めると以下に示すとおりとなる。即ち、不等沈下幅が大きければ大きな許容沈下量が、小さければ小さな許容沈下量が設定できる。東京国際(羽田)空港の解析例によれば、不等沈下幅は平均で200m程度となっており、許容残留沈下量を供用期間10年間でI,II期地区で50cm(不等沈下量はこの半分程度)としている。

不等沈下幅を上記の半分100m程度とし、これ以下の不等沈下幅、不等沈下量は単なる不陸として捉えれば許容不等沈下量は $S_a=10\text{cm}$ 程度となる。当空港の地盤は羽田空港の地盤よりも一様であり、目安としてこの程度の値を設定してもよいものと思われる。

滑走路		誘導路		滑走路		誘導路	
TL=	39 m	39 m	39 m	TL=	55 m	45 m	45 m
R=	30,000 m	3,000 m	3,000 m	R=	30,000 m	3,000 m	3,000 m
$\theta =$	0.001300 Rad	0.012999 Rad	0.012999 Rad	$\theta =$	0.001833 Rad	0.014999 Rad	0.014999 Rad
SL+R=	30,000.025 m	3,000.253 m	3,000.253 m	SL+R=	30,000.050 m	3,000.337 m	3,000.337 m
SL=	2.5 cm	25.3 cm	25.3 cm	SL=	5.0 cm	33.7 cm	33.7 cm
R-Sa/2=	29999.975 m	2999.747 m	2999.747 m	R-Sa/2=	29999.95 m	2999.66256 m	2999.66256 m
Sa=	5.1 cm	50.7 cm	50.7 cm	Sa=	10.1 cm	67.5 cm	67.5 cm
縦断勾配=	0.130 %	1.300 %	1.300 %	縦断勾配=	0.183 %	1.500 %	1.500 %

滑走路	
TL=	100 m
R=	30,000 m
$\theta =$	0.003333 Rad
SL+R=	30,000.167 m
SL=	16.7 cm
R-Sa/2=	29999.833 m
Sa=	33.3 cm
縦断勾配=	0.333 %

TL : 正接(=不等沈下幅/2)
 R : 縦断曲線半径
 $\theta = \arctan(TL/R)$
 $SL+R = R/\cos\theta$
 $SL = SL+R-R$
 $R-Sa/2 = R\cos\theta$
 $Sa = (R - (R-Sa/2)) \times 2$
 縦断勾配 = $\tan\theta$
 * 下図参照



(2) 中国側基準値

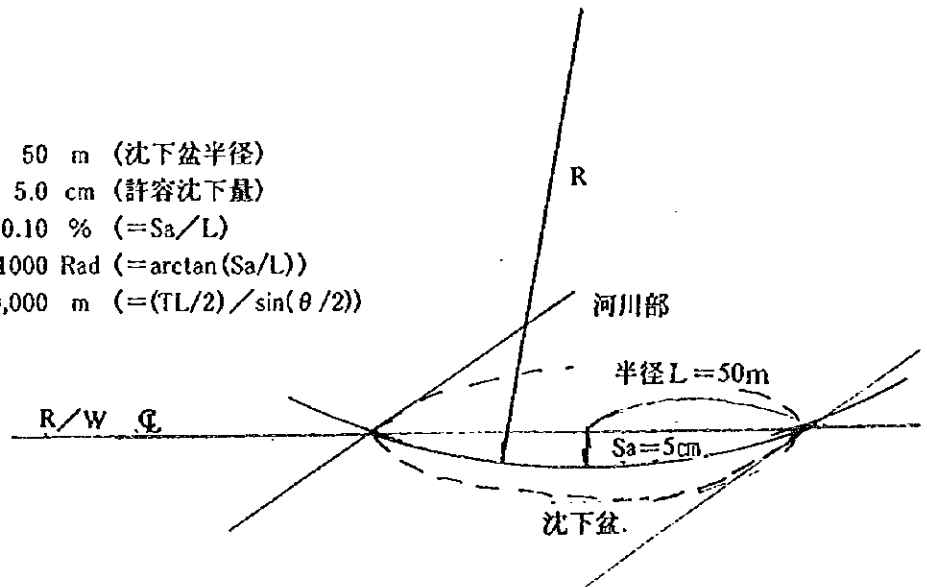
一方、中国側では、供用期間中10年間の許容沈下量の基準値として以下のものを定めている。

許容沈下量 : 10cm 以下

許容不等沈下量 : 半径50mの沈下盆内で5cm 以下 (勾配変化0.1%以下)

これらは、下図に示すことを想定しているものと考えられる。

L = 50 m (沈下盆半径)
Sa = 5.0 cm (許容沈下量)
縦断勾配 = 0.10 % (= Sa/L)
 $\theta = 0.001000 \text{ Rad} (= \arctan(Sa/L))$
R = 50,000 m (= (TL/2) / sin($\theta/2$))



(3) 地盤改良の必要性

滑走路下部の沈下量は、中国側の基準"10年間で10cm以内とする"を超えるため、これからすれば、沈下に対する地盤改良が必要ということになる。しかし、当地区の地盤は比較的均一で不等沈下量は2~3cmと少なく、航空機の運航上また舗装の構造上特に影響を及ぼすことはないと判断され、積極的に沈下に対する地盤改良を行う必要はあまりないと考えられる。ただし、路床改良は行った方が望ましい。

2.2.4 地盤の液状化の検討

これまでの調査結果によれば、②-4層は砂質 Silt 層で深度-7m 以浅に分布し、標準貫入試験結果のN値=3~18、各地区の平均値でN値=10前後である。また、各地区の静的 Cone 貫入試験値で $q_c=16\sim 29\text{kgf/cm}^2$ である。これらの試験値を上海市の「地基基礎設計規範」に適用すると、"②-4層は烈度7（日本の震度5に相当）の地震に対しては液状化する可能性がある"と述べられている。しかし、②-4層は砂分含有率が概ね 20%以下の砂質 Silt 層で、その割にはN値が高く液状化の可能性は低いと考えられる。

液状化の可能性についての検討は、日本側 F S 調査時に最も一般に用いられる FL 値法による液状化判定基準により行われている。FL 値法は、地盤内のある深さの液状化強度比 R とその深さの土に地震時に生じる繰り返しせん断応力比を地盤の N 値、粒径、地表最大加速度から推定し、両者の比をとって液状化に対する安全率 FL 値とするもので

$FL \leq 1$: 液状化の可能性あり。

$FL > 1$: 液状化の可能性は少ない。

と判定するものである。解析結果を表 III-2.2.2 に示す。地震時のせん断応力比 L については、上記規範によれば浦東空港地域の水平震度は、 $Kh=0.08$ であるが、国際空港の重要性を考慮し当検討では $Kh=0.10$ と $Kh=0.15$ の 2Case について検討している。解析結果では $Kh=0.15$ の場合でも $FL=1.15$ と大きな値を示しており、当検討結果からは液状化に対する可能性は極めて少ないと判断される。

表 III-2.2.2 ②-4層の液状化の判定結果（日本側 F S 調査時）

Drilling No.	G2-1	G2-2	G2-3	G2-4	
深度(m)	5.6~5.9	5.6~5.9	4.6~4.9	4.6~4.9	
N 値	4	14	4	12	
σ_v (kgf/cm ²)	1.101	1.103	0.904	0.909	
σ_v' (kgf/cm ²)	0.562	0.830	0.466	0.717	
D50 (mm)	0.076	0.036	0.030	0.028	
細粒分含有率 Fc (%)	45	77	90	91	
動的せん断強度比 R	R1	0.157	0.266	0.163	0.256
	R2	0.149	0.190	0.190	0.190
	R3	0.002	0.148	0.200	0.204
	R	0.308	0.604	0.553	0.650
低減係数 γ_d	0.915	0.915	0.930	0.930	
地震時せん断応力比 L	kn=0.1	0.179	0.122	0.181	0.118
	kn=0.15	0.269	0.182	0.271	0.177
FL 値	kn=0.1	1.72	4.97	3.06	5.52
	kn=0.15	1.15	3.32	2.04	3.68
液状化の危険性	無	無	無	無	

2.3 地盤改良工法の比較検討

2.3.1 地盤改良工法案の比較選定

当地区の地盤は、路床部に Silt 質粘土～粘土に分類される軟弱な②-1,2,3 層が、続いて比較的良好な砂質 Silt の②-4 層が分布し、この下部に当地区の地盤としては比較的大きな沈下を示す粘土～Silt 質粘土に分類される③,④,⑤層が分布する。当用地造成の盛土高は低いが、軟弱な④,⑤層の層厚が厚く 15～34cm の沈下を生じ沈下速度も緩やかである。

これらの地層状況、沈下特性及び上部構造物が滑走路、誘導路等の基本離着陸施設となることから対策工法としては、

- 1) ②-3,4 層以下の沈下は許容することとし、路床部のみの改良（支持力の増加）を対象とした

表層部改良案：路床改良（表層混合処理あるいは置換工法）案

- 2) 深層部（④,⑤層）の沈下は許容することとし、浅層部（②-4 層まで）の沈下及び路床改良を目的とした

浅層部改良案：重錐落下締固め工法案

- 3) 深層部（④,⑤層）の沈下対策を対象とした

深層部改良案：Preload+ Vertical drain 工法（+路床改良）案、

等が各々の目的から選定される。

尚、日本における対策工法の原理、目的、適用地盤等取りまとめた軟弱地盤対策工法一覧表を表 III-2.3.1 に示す。

2.3.2 路床改良（表層部改良）工法の検討

当空港建設予定地では、②-1～2 層が現地盤あるいは盛土材として使用され、基本離着陸施設舗装の路床部となる。これらの層は緩い状態で堆積しており、現地盤の CBR 試験結果では CBR=3%前後と低いのにに対し、締固めた場合には CBR=7%前後まで増大する。従って、路床改良を施した方が望ましく、また、地盤を均一にするという面からも路床改良を実施した方が望ましいと考えられる。改良工法としては、

- 1) 良質材量による置き換え
- 2) Cement あるいは石灰による表層混合処理工法

等が考えられる。表層混合処理技術については、中国では人力あるいは Backhoe 等汎用機械による小規模な改良は行われているが Stabilizer 等を利用した大規模な施工例はなく、ここでは置き換えによる路床改良を計画する。

置き換えによる路床改良を考えた場合、現地盤高さ、地下水位、必要路床支持力等から改良計画断面は概ね以下のとおりになると想定される。

改良後の路床支持力=10%

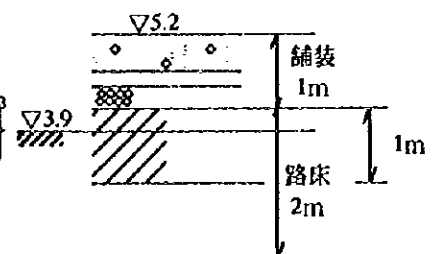
改良厚=1.0m

置換材の修正 CBR

$$CBR_m = \left\{ \frac{h_1 \times CBR_1^{1.5} + h_2 \times CBR_2^{1.5} + \dots + h_n \times CBR_n^{1.5}}{h} \right\}^{1/1.5}$$

$$CBR_1^{1.5} = 2 \times 10^{1.5} - 3^{1.5} = 2.86$$

$$CBR_1 = 23.4\%$$



表III-2.3.1 軟弱地盤対策工法一覽表 (出典：現場技術のための軟弱地盤対策工法—土質工学会)

対策の手法と主要な原理	工法の一般的名称	工法概要の説明	改良の目的	適用土質	II級相当	
I. 構造物の形式の変更	埋さへ盛土工法	盛土本体の側方(のり尻)に押さへえを行いモーメントを軽減し安定を確保。	すべり破壊防止	粘性土、有機質土	10	
	荷重軽減工法(袋地スナロール等)	荷重の軽減によって、安定確保と沈下低減を図る。	沈下低減	粘性土、有機質土	10	
	補強土工法(サールアルメタ等)	土構造物中に補強材を敷設し安定を図る。	盛土の破壊防止	砂質土、粘性土	9	
	矢板工法	矢板によって地盤を拘束し安定を図る。	すべり破壊の防止	砂質土、粘性土	—	
	各種の基礎工法	基礎構造物によって外力を支持 側に伝播する。	周辺地盤の變形、沈下抑制	有機質土	—	
	置換工法	軟弱層を良質土で置換	すべり破壊防止、沈下低減	粘性土、砂質土、有機質土	10	
	II. 除去・低減	緩衝盛土工法(ブローディング工法、サージャング工法)	盛土荷重を緩衝して間隙水圧を 高い地盤の圧密を図る。 (有効応力の増加)	沈下低減	粘性土、有機質土	1
		火気圧工法(真空圧密工法)	間隙水圧を真空で低下させ地盤の圧密を図る(同上)。	地盤の強度増加	—	
		地下水位低下工法	地下水位を低下させ地盤の圧密を図る(同上)。	—	—	
		バーナカルドレーン工法(サンドドレーン、袋詰めサンドドレーン、プラスチックボードドレーン)	鉛直ドレーンで排水距離を短縮して圧密を促進する。 (緩衝盛土、大気圧、地下水位、地下水位)	圧密促進、残留沈下の低減	粘性土、有機質土	2
生石灰パイル工法		生石灰の吸水、柱状打設で圧密 促進	地盤の強度増加	粘性土	10	
電気浸透工法、半透膜工法		電位差や溶液の濃度差を利用して排水し圧密を図る(事例は極少)	—	—		
砕石パイル工法		硬い砕石の地盤時の間隙水の早期 消散を図る。	液状化防止	砂質土	6	
炭層排水工法(トレンチナ、天井炭層)		炭層の排水を促進して地盤を図る(仮設的)。	液状化防止	粘性土、有機質土	5	
サンドコンパクションパイル工法		砂の強制圧入と振動で砂を締め固める。	液状化防止	砂質土	3	
ロッドコンパクション工法		振動棒により締め固める(砂の 補給を伴う)。	沈下低減	—		
III. 総論	バイアプロローチー工法	同上	地盤の強度増加	—		
	真鍮部下締め工法(動圧密工法)	真鍮部下締めにより締め固める。	沈下低減	砂質土	10	
	凍結工法/電気凍結工法	凍結や放電の衝撃で締め固める(事例は極少)。	液状化防止	—		
	表層混合処理工法	セメントなどの安定材で表層を 固化して形成する(仮設的)。	トラフィックビリティ確保	粘性土、有機質土	5	
	深層混合処理工法(機械的攪拌式工法、噴射攪拌式工法)	セメントなどの安定材で深層に 至る柱体、ブロックなどを 形成する(空挿層への荷重の伝 達など)。	すべり破壊防止	粘性土、砂質土、有機質土	4	
	蒸気注入工法	水ガラス等の蒸気を地盤に注入 し固化させる。	沈下抑制、低減	—		
	凍結工法	地中に熱風管を吹き込み、地盤 の乾燥固化を図る(日本での事例は少)。	せん断變形抑制	—		
	凍結工法	地盤を一定期間人工的に凍結し て固化させる(仮設的)。	ヒービング防止	—		
	凍結工法	地盤をある厚さで凍結し、応力 の分散を図る。	トラフィックビリティ確保	粘性土、有機質土	5	
	凍結工法(サンドマッド工法)	軟弱地盤の表層にシート、ネット、 ロープ等を敷設、あるいは組み合わせて敷 設して凍結や盛土の安定を図る。	局部破壊防止、局所沈下低減	—		
IV. 補 強	沈床工法	軟弱地盤に木や鋼の柱を打ち、 上部荷重の分散を図る。	すべり破壊防止、応力分散	—		
	ルートパイル、ソイルネイリング	ルートパイルは、ボーリング孔 に鉄棒を挿入しセメントを圧入、地山と の溶着を図る(ソイルネイルも同 様)。複数のルートパイルを駆体状に行ち 込み、地盤を補強する。	斜面安定の確保 土と構造物の形成	砂質土、粘性土、有機質土	—	
	パイルネット工法、パイルキャップ工法、パイルスタブ工法	上部構造物を以て直接支持 (沈 頭部を連結する)。	すべり破壊防止、応力分散	—		
	サンドコンパクションパイル工法	粘土地盤中に締め固めた砂状や 砕石状を打設し補強する。 (圧密、締固め、補強の3原 理を併せ持つ)	周辺地盤の變形、沈下抑制	—		
	深層混合処理工法	強固な安定処理土による地中構 造物の形成。	地盤の強度増加、沈下低減	粘性土、有機質土	3	
	—	—	沈下促進、すべり破壊防止	—		
	—	—	すべり破壊防止、沈下抑制	—		
	—	—	すべり破壊防止、沈下抑制	—		
	—	—	—	—		
	—	—	—	—		

ここに、CBR_m:その地点の CBR (改良後の路床支持力=10%)

CBR₁、CBR₂、--:それぞれ第1層、第2層--の CBR

CBR₁:第1層(改良層)、CBR₂:第2層(原地盤=3.0%)

h₁、h₂、--:それぞれ第1層、第2層--の厚さ(cm)

$h=h_1+h_2+--$ =路床厚(2m)

h₁:改良層厚=1.0m、h₂=1.0m

2.3.3 重錘落下締固め(浅層部改良)工法の検討

当工法については、日本では周辺環境への影響(騒音、振動等)から、ゴミ処理場、海上埋立地以外ではあまり採用されず、これに替えて浅層、深層混合処理技術が発達している。一方、中国では浅層混合処理技術に替えて当工法が盛んに用いられているようである。当工法の理論計算には十分なものはなく、現場試験結果によるところが大きいいため、当工法の検討については次節で現場試験結果と比較しながら述べることとする。

2.3.4 Preload+ Vertical drain(深層部改良)工法の検討

(1) 深層部改良(圧密沈下対策)工法の選定

深層部(④、⑤層)の圧密沈下を促進し、残留沈下量を低減する工法としては

- ・ Preload 工法
- ・ 大気圧工法、地下水位低下工法
- ・ Preload+ Vertical drain (Sand drain, Plastic board drain)工法
- ・ その他深層混合処理工法、生石灰 Pile 工法、電気浸透工法、半透膜工法

等があるが、当現場では深層部に沈下対象層があること、また、透水係数が比較的小さいこと、また短期間に地盤改良工事を終了させる必要があることから、Preload+ Vertical drain 工法が選定される。また、地下水位を低下させることができれば Preload に替えて地下水位低下工法を採用することも可能である。ここでは、Preload+ Vertical drain 工法として検討することとする。

(2) Preload+ Vertical drain 工法の検討

Vertical drain 工法の検討は、滑走路中心付近で Drilling 深度が⑦-2層まで貫通している Drilling No.K45 で行った。施工条件は、全体の施工行程から軟弱地盤にかけられる施工期間を1年間と想定し、放置期間を4ヶ月間とした。検討 Case 及びその結果を表 III-2.3.2 に示す。Drain 材は幅 10cm、厚さ 3mm の Plastic board drain を想定し、正方形配置とした。解析手法は、拡散型圧密方程式から Barron の解(高木の解)を用いた。その他、解析条件は現地盤(無処理地盤)の場合と同様である。

表 III-2.3.2 Preload+ Vertical drain 工法の検討結果

Preload 高	最終沈下量 (cm)	放置期間4ヶ月後の沈下量(圧密度)		
		Drain Pich 1.0m	Drain Pich 1.2m	Drain Pich 1.5m
標高 5.6m	26.6	25.5cm(96%)	22.9cm(85%)	18.1cm(68%)
標高 5.8m	29.5	28.3cm(96%)	25.1cm(85%)	20.1cm(68%)
標高 6.0m	32.4	31.1cm(96%)	27.5cm(85%)	22.0cm(68%)

cf: Drilling N0.45 最終沈下量②~④層: 19.7cm、⑤層: 4.7cm、全層: 24.4cm

前記の検討結果から、当地点での最終沈下量24.4cmを超える組み合わせとして、Drain Pich 1.0m+Preload 標高 5.6m(地盤標高 3.9m、Preload 盛土高 1.7m)、Drain Pich 1.2m+Preload 標高 5.8m(地盤標高 3.9m、Preload 盛土高 1.9m)が選定される。

また、Vertical drain の打設深度は、中国の実績では20m 前後までであり④層までしか改良できないが、⑤層の沈下量は10cm 以下であり④層まで改良すれば、残留沈下量を最終でも10cm 以下に押さえることが可能である。

2.4 地盤改良工法現場試験結果概要

2.4.1 目的及び試験計画

(1) 試験施工概要

以上の比較選定案の中から

- 1) 重錐落下工締固め工法
- 2) Preload+Vertical Drain 工法
- 3) 地下水位低下工法

について、その効果が得られるか、また河川部の不等沈下等確認するため、現場試験が計画された。試験施工は、滑走路中心から約300m 西側、施新公路沿いで以下の工程で実施され、その後継続して沈下、間隙水圧等現場観測が行われている。

3月1日～4月19日：仮設道路建設、試験地区地質調査、水路へド口除去及び埋立て

4月11日～5月3日：Vertical drain 打設、Preload 盛土

4月23日～6月10日：重錐落下締固め本打設、仕上げ打設

4月 日～5月9日：Vertical drain、周辺止水矢板、Wellpoint、Deepwell 打設、揚水開始

(2) 試験実施地盤改良工法

試験を実施した各改良工法の種類及び目的は以下のとおりである。

1) 重錐落下締固め工法（動圧密工法）

重錐落下締固め工法については、重錐落下の方法、Energy 等とその効果を検討するため、以下の種類が計画された。

試験工区 番 号	Mat 材料等	落下 Energy (KN/m)	落下点 間 隔 (m)	落下点 配 置	落下 段階	各段階 落下数 (回)
T1-1	Sand Mat80cm Drain 材 D=6m,□2.5m	2,000(点型)	3.5	正方形	2	8~9
		800(面型)	0		2	3~5
T1-2	周辺普通土	1,500(点型)	3.0	正方形	2	10 ~
		800(面型)	0		1	12 3~5
T1-3	Slug Mat 80cm	2,000(点型)	3.5	正方形	2	8~9
		800(面型)	0		1	3~5
T1-4	砂礫?つ 80cm Drain 材 D=6m,□2.5m	1,500(点型)	3.0	正方形	2	8~9
		800(面型)	0		1	3~5

河川部埋戻し T1-1地区：Fly ash、T1-3地区：周辺普通土

2) Preload+ Vertical Drain 工法

Preload+ Vertical Drain 工法については、Drainの長さ、間隔、Preloadの高さと効果を検討するため以下の種類が計画された。

試験工区番号	盛土面の標高(m)	盛土の厚さ(m)	Drainの打設間隔	Drainの長さ
T2-1	5.3	6.723	1.2	21.0
T2-2	5.3	6.723	1.2	21.0
T2-3	4.5	5.829	1.5	6.0
T2-4	4.5	5.829	2.0	6.0

3) 地下水位低下工法

地下水位低下工法については、Preload+ Vertical Drain 工法に準じ、以下の種類が計画された。

試験工区番号	Deep wellの深さ(m)	Drainの打設間隔(m)	Drainの長さ(m)
T3-1	14.6	1.5	22.0
T3-2	14.6	1.5	15.0
T3-3	14.6	無し	無し

試験位置計画平面図を図 III-2.4.1 に、各試験工区計画平面、断面図を図 III-2.4.2~III-2.4.3 に示す。尚、試験地区の地質・土質状況は、第1期空港建設計画地区と同様である。

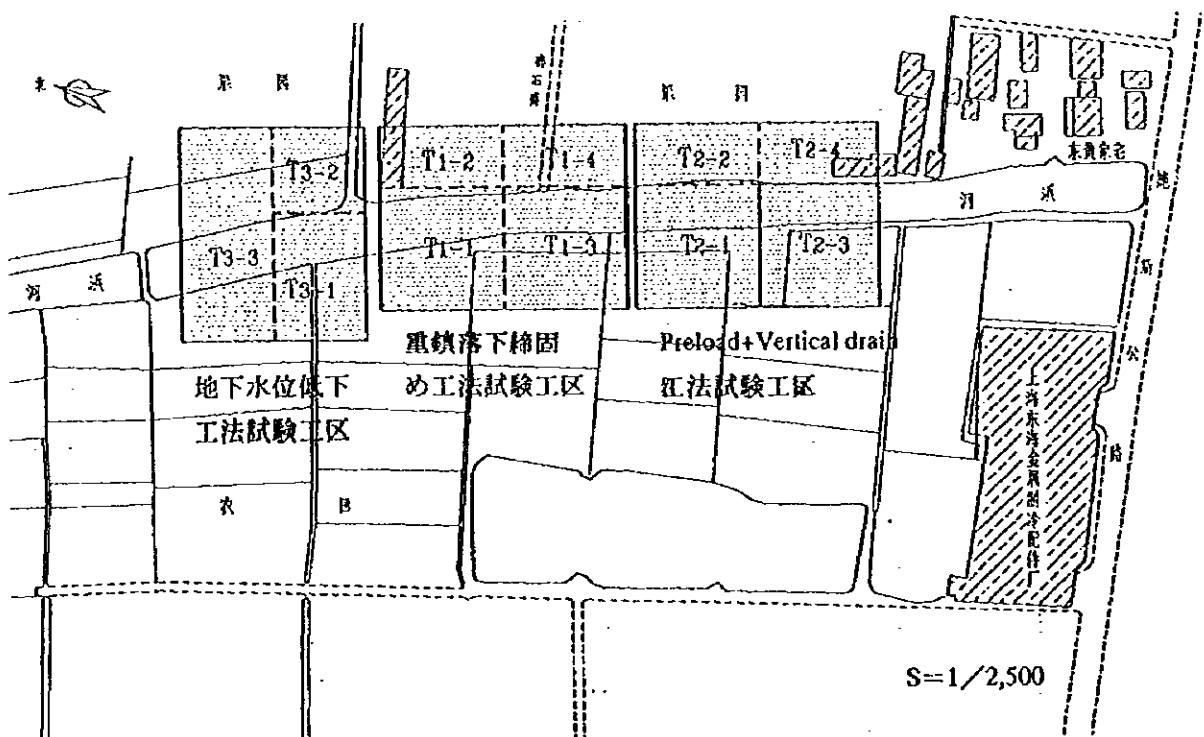
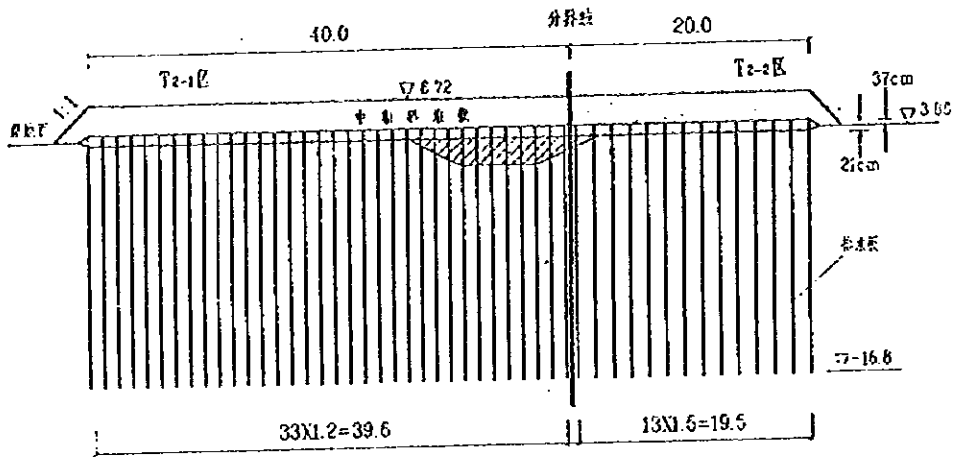
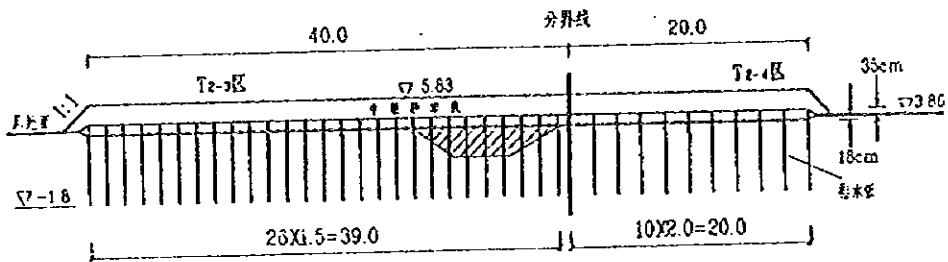


図 III-2.4.1 地盤改良工法現場試験計画平面図

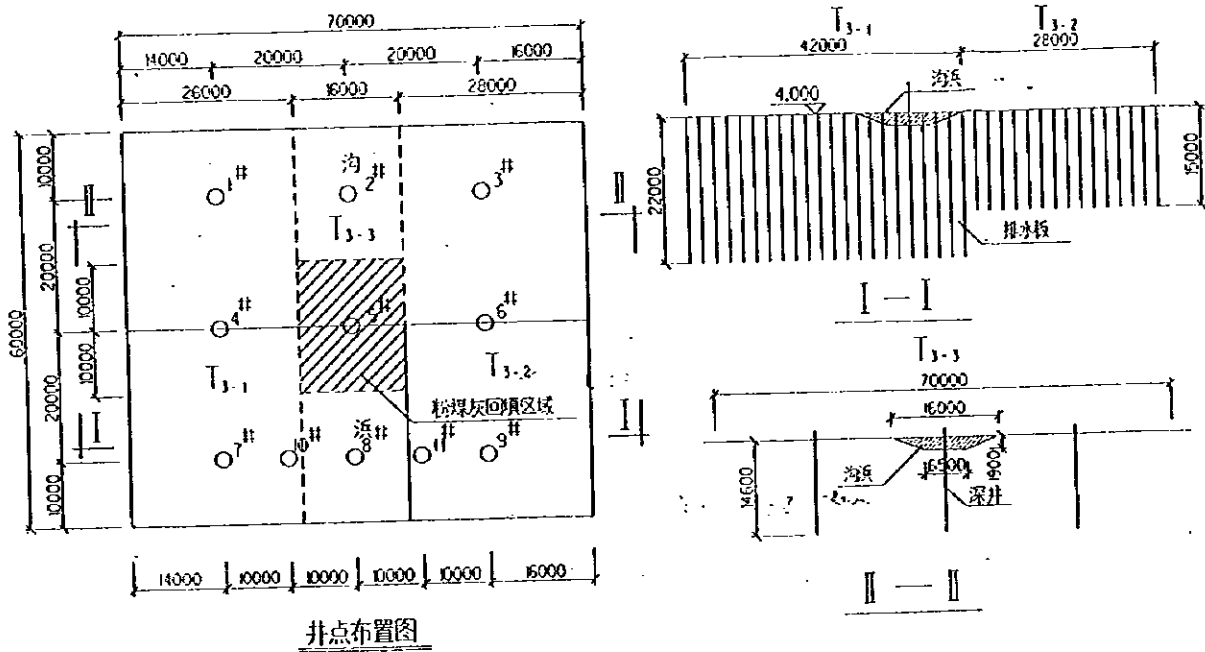


I—I剖面



I—II剖面

图 III-2.4.2 T2 (Preload + Vertical drain) 試驗工区断面图



井点布置图

图 III-2.4.3 T3 (地下水位低下工法) 試驗工区 Deep well 配置图·断面图

2.4.2 重錘落下工法試験結果

(1) 落下 Energy と沈下量

落下 Energy と全体平均沈下量の関係は以下に示すとおりである。

試験工区	落下 Energy	各地区平均沈下量	備考
T1-1	2,000kN・m	39.9cm	Sand mat 80cm, Drain 材
T1-2	1,500kN・m	34.8cm	周辺普通土
T1-3	2,000kN・m	30.9cm	Slug mat 80cm
T1-4	1,500kN・m	29.1cm	砂漠 mat 80cm, Drain 材

* 重錘重量 $12(f \times \text{落下高さ}(13\sim 17\text{m})) = 153\sim 204\text{tf}\cdot\text{m} = 1,500\sim 2,000\text{kN}\cdot\text{m}$

落下回数と沈下量の関係は下図に示すとおりであり、T1-1,3,4 工区では落下回数 7 回で全体沈下量の 85% を超えるため、最適な落下回数は 8~9 回と判断される。また、T1-2 工区では Mat 材がなく現地盤面に直接 Tamping が行われる形態であるため、2 段階に分け各段階 5~6 回の Tamping が行われたが、第 1 段階で全体沈下量の 85% を超えている。

尚、中国国内で使用されている落下 Energy の Crass は $1,000\sim 2,000\text{kN}\cdot\text{m}$ であり、当工事では最大級のもので計画している。落下 Energy と改良深さの関係は、日本の経験式では以下のとおり(中国でも同様)であるが、当工事ではこれより若干弱い Energy、密な間隔で施工が行われていることになる。

$$\text{改良深度 } D(\text{m}) = \alpha \sqrt{\text{重錘重量 } W(\text{tf}) \cdot \text{落下高さ } H(\text{m})}$$

α : 影響係数(0.5~0.6 ; Silt 地盤及び一般粘性土、地下水位が高い場合---中国参考書)

改良深度 $D=8\text{m}$ 、 $\alpha=0.5$ として

$$W \cdot H = (8/0.5)^2 = 256\text{tf}\cdot\text{m} = 2,510\text{kN}\cdot\text{m}$$

打撃点間隔 $l(\text{m}) = \text{改良深度 } D(\text{m}) = 8\text{m}$

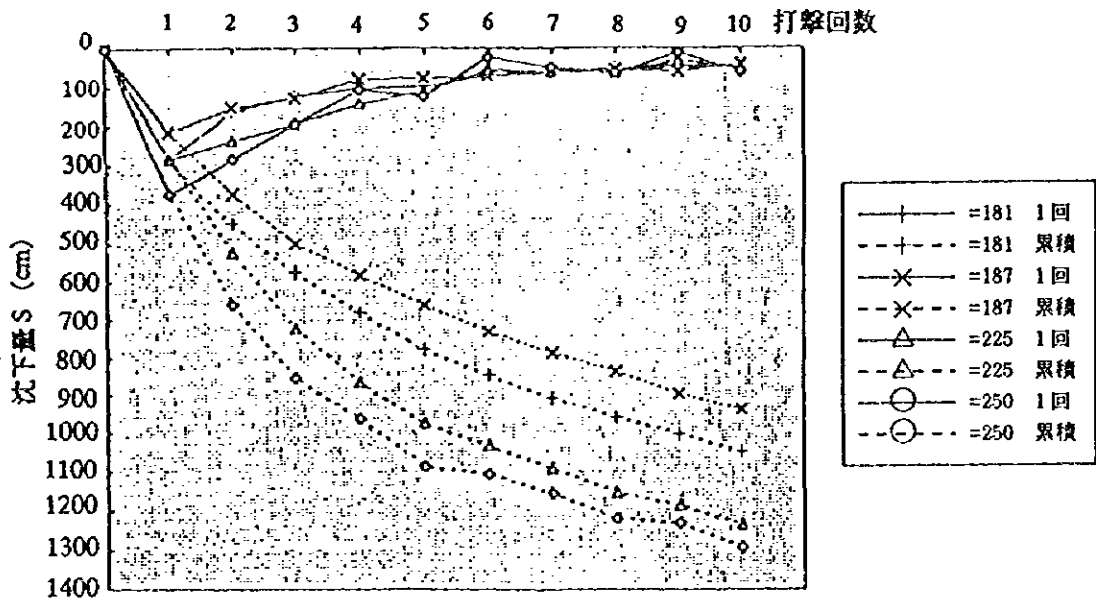


図 III-2.4.4 打撃回数と沈下量及び累計百分率 (T1-3 ; Slug mat 80cm 試験区)

(2) 改良深度及び改良強度

改良前後の N 値の深度分布を図 III-2.4.5 に示す。N 値の増加は Silt 質砂~砂質 Silt 層で見られ、これらの層である②-2,②-3-1~4 層、深度約 8m 程度まで認められる。また上部

及び中間に介在する Silt 質粘土から粘土質 Silt の②-1,②-3層では、N値の増加は認められない。

打撃 Energy と N 値の増加関係は、日本、中国共に経験式から以下のとおりである。

打撃 Energy $E(\text{tf}\cdot\text{m}/\text{m}^2) = E_v \cdot D$

E_v = : 改良対象土 1 m^3 当たりの

打撃 Energy 量($\text{tf}\cdot\text{m}/\text{m}^2$)

T1-1,3 : $E = 8 \text{ 回} \times 204 \text{tf}\cdot\text{m} / (3.5\text{m} \times 3.5\text{m})$
 $= 133 \text{tf}\cdot\text{m}/\text{m}^2$

$E_v = 133 / 8\text{m} = 17$

T1-2,4 : $E = 8 \text{ 回} \times 153 \text{tf}\cdot\text{m} / (3.0\text{m} \times 3.0\text{m})$
 $= 136 \text{tf}\cdot\text{m}/\text{m}^2$

$E_v = 136 / 8\text{m} = 17$

右図に当てはめれば N 値の増加は $\Delta N = 3 \sim 5$ 程度となり、試験結果では $\Delta N = 3 \sim 10$ の結果が得られている。

その他、密度等の増加を表 III-2.4.1 に示す。

尚、Drain 材打設の効果は見られなかった。

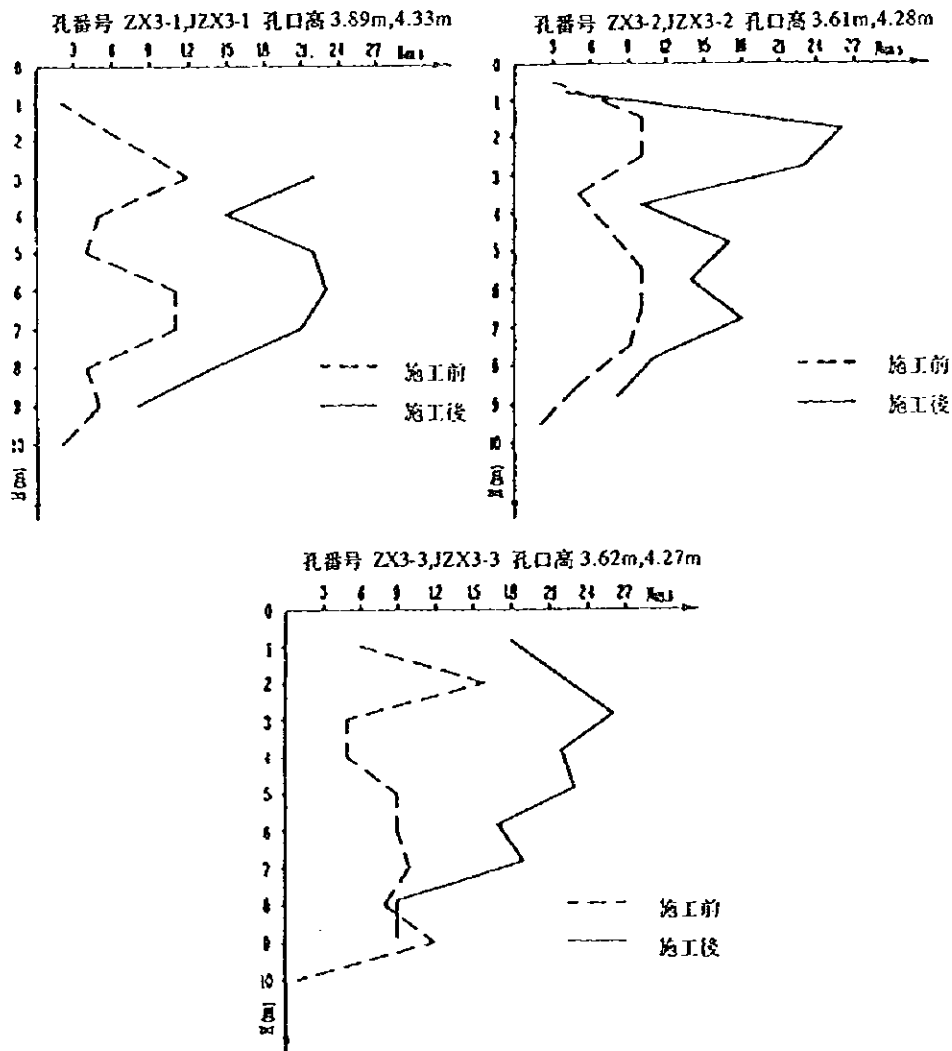
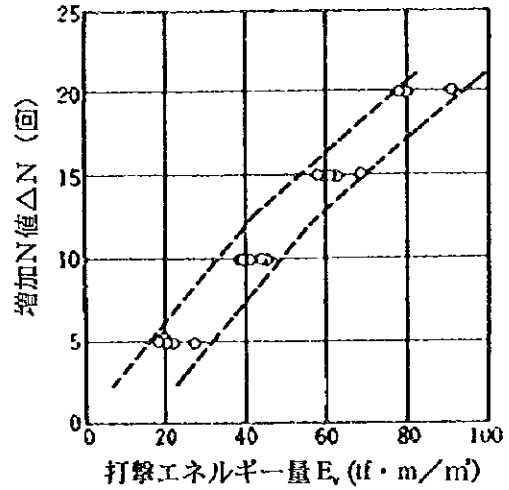


図 III-2.4.5 地盤改良前後の N 値の分布 (T1-3 : Slug mat 80cm 試験区)

表III-2.4.1 現場試驗各地層の土質試驗結果一覽表

地層区分	名称	含水比 W _n (%)		乾燥密度 γ _d (t/m ³)		間隙比 e		体積壓縮率係數 M _v (P-2cm ² /kg)		標準貫入 N值		時的Cone貫入 E _s (kPa)		地盤計算強度 (kPa)			
		前	後	前	後	前	後	前	後	前	後	前	後	前	後		
②-1-1層	灰色Silt質粘土 ~粘土	33.1	27.0	1.434	-	0.94	-	2.32	-	2.0	2.0	18.0	-	0.70	-	110	125
		31.0	25.2	1.434	1.582	0.94	0.76	2.32	2.19	2.0	-	18.0	1.35	0.70	1.35	110	130
		31.0	43.1	1.439	1.277	0.94	1.18	2.32	2.97	2.0	4.0	18.0	-	0.70	-	110	125
②-1-2層	黄色Silt質砂	33.1	29.7	1.434	1.448	0.94	0.99	2.32	2.44	2.0	15.0	18.0	-	0.70	-	110	130
		29.0	19.4	1.455	1.607	0.88	0.74	0.68	0.55	10.0	16.0	35.9	72.0	4.93	10.50	130	300
		29.0	22.3	1.455	1.610	0.88	0.72	0.68	-	10.0	14.5	35.9	67.5	4.93	11.00	130	300
②-3-1層	灰色Silt質砂	29.0	-	1.455	-	0.88	-	0.68	-	10.0	-	35.9	30.0	4.93	3.50	130	-
		29.0	24.1	1.455	1.521	0.88	0.80	0.68	-	10.0	24.5	35.9	80.0	4.93	9.15	130	300
		28.1	24.9	1.505	1.536	0.82	0.80	0.64	0.51	8.8	20.3	35.3	73.3	4.34	8.30	130	300
②-3-2層	灰色砂質 ~粘土質Silt	28.1	27.0	1.505	1.518	0.82	0.82	0.64	0.52	8.8	16.4	35.3	75.0	4.94	9.25	130	300
		28.1	27.7	1.505	1.502	0.82	0.82	0.64	0.56	8.8	20.0	35.3	85.0	4.34	8.50	130	300
		28.1	26.4	1.454	1.509	0.82	0.84	0.64	0.78	8.8	12.2	35.3	80.0	4.34	9.00	130	300
②-3-3層	灰色砂質 ~粘土質Silt	31.0	28.7	1.472	1.491	0.87	0.86	0.82	0.66	8.3	18.7	33.0	59.3	3.55	6.70	125	200
		31.0	28.4	1.472	1.518	0.87	0.83	0.82	0.61	8.3	19.3	33.0	70.0	3.55	6.70	125	200
		31.0	30.5	1.472	1.494	0.87	0.83	0.82	-	-	-	10.2	27.5	0.49	0.80	65	100
②-3-4層	灰色砂質 ~粘土質Silt	31.0	29.8	1.472	1.478	0.87	0.89	0.82	0.66	-	-	10.2	40.0	0.49	2.00	65	100
		27.4	25.0	1.538	1.584	0.79	0.74	0.60	0.59	10.4	18.5	57.9	81.0	6.57	8.00	150	300
		27.4	27.2	1.538	1.524	0.79	0.82	0.60	0.63	10.4	13.8	57.9	85.0	6.57	10.50	150	300
③層	灰色砂質 ~粘土質Silt	27.4	25.8	1.538	1.549	0.79	0.79	0.60	0.51	8.3	19.8	33.0	65.0	3.50	6.30	125	200
		27.4	26.8	1.538	1.529	0.79	0.81	0.60	0.61	8.3	20.0	33.0	65.0	3.50	9.00	125	250
		32.9	29.4	1.420	1.466	0.94	0.89	0.94	0.92	7.3	10.1	35.8	35.0	2.33	3.20	115	140
④層	灰色Silt質粘土	32.9	31.3	1.420	1.446	0.94	0.93	0.94	0.86	7.3	9.3	35.8	42.5	2.33	3.10	115	150
		32.9	31.2	1.420	1.439	0.94	0.94	0.94	0.88	10.4	19.7	57.9	75.0	6.57	8.00	150	300
		32.9	29.2	1.420	1.477	0.94	0.89	0.94	1.06	10.4	13.1	57.9	92.5	6.57	9.50	150	300
河川部 埋戻し	普通土 Flv a s h	42.9	39.6	1.257	1.294	1.21	1.15	3.66	2.68	2.0	4.0	12.8	12.5	0.55	0.70	70	80
		42.9	44.8	1.257	1.205	1.21	1.37	3.66	4.83	2.0	3.0	12.8	12.0	0.55	0.50	70	75
		42.9	41.6	1.257	1.268	1.21	1.20	3.66	3.92	7.3	11.3	35.8	43.3	2.33	2.90	115	150
河川部 埋戻し	普通土 Flv a s h	42.9	40.5	1.257	1.286	1.21	1.16	3.66	3.17	7.3	10.0	35.8	45.0	2.33	3.00	115	130
		48.6	48.2	1.181	1.178	1.36	1.38	3.84	4.07	-	-	-	-	-	-	-	-
		48.6	47.7	1.181	1.209	1.36	1.34	3.84	4.22	-	-	-	-	-	-	-	-
河川部 埋戻し	普通土 Flv a s h	48.6	46.6	1.181	1.197	1.36	1.34	3.84	4.24	2.0	2.0	12.8	20.0	0.55	0.88	70	80
		48.6	48.5	1.181	1.189	1.36	1.37	3.84	-	2.0	-	12.8	20.0	0.55	0.88	70	70
		25.2	19.0	1.476	1.588	0.89	0.77	0.71	0.67	11.0	24.4	30.0	80.0	4.40	11.00	140	250
河川部 埋戻し	普通土 Flv a s h	42.2	37.3	1.048	1.093	1.07	0.70	0.69	0.67	8.0	20.0	35.0	120.0	3.5	12.0	130	200

最上段：T 1-1 (Sand Mat 80cm, Drain材)
 中上段：T 1-1 (両辺普通土)
 最下段：T 1-1 (砂礫Mat 80cm, Drain材)

最上段：T 1-1 (Sand Mat 80cm, Drain材)
 中下段：T 1-3 (Slug Mat 80cm)

(3) 改良後の支持力等

改良後の地盤支持力は、下表に示すとおりである。現地盤上に Mat 材を敷いたところは、それぞれ Mat 材の影響により地盤支持力は高い値となっている。

表 III-2.4.2 改良後の地盤支持力 (各工区平均値)

試験区	弾性回復係数 En(Mpa)		支持力係数 k75(MN/m ³)		現場 CBR (%)	
	改良前	改良後	改良前	改良後	改良前	改良後
T1-1 (Sand mat 80cm)	19.4	55.0	40.4	50.9	2.8	12.0
T1-2 (周辺普通土)	12.4	24.7	33.1	24.2	5.1	5.5
T1-3 (Slug mat 80cm)	21.2	117.6	29.1	141.3	5.9	24.7
T1-4 (砂礫 mat 80cm)	12.7	70.7	34.6	62.0	3.5	11.4

* 改良前の試験地層は②-1層、改良後の試験地層は各工区 Mat 層、盛土層上

また、前記完了後の地盤に盛土した場合の沈下量は盛土高さ 2.0m に対して、浅層部 ②-1~3層の沈下量は施工中の即時沈下のみで 1~2cm であり、③、④層の沈下量は、約 2ヶ月間で 2~7cm である。

2.4.3 Preload+Vertical Drain 工法試験結果

Preload+Vertical Drain 工法 (T2) 地区試験結果を理論計算値と比較して下表に示す。Drain を 21m 打設した T2-1~2-2 工区では、Drain を 6m 打設した T2-3~2-4 工区より沈下速度は速くほぼ理論計算結果どおりの沈下量を示しており、当工法の効果が確認できた。一方、T2-3 工区の理論計算と観測結果の比較を図 III-2.4.6 に示すが、①-2層を排水層(両面排水)とした方が現場観測結果により近く、また各層の中間に Sand seam として挟在する層もあり現場観測結果の方が速い沈下速度を示している。

また、水路部の沈下量は、理論計算値の方が大きい値を示しており、これは理論計算では体積圧縮係数を $M_v = \text{一定}$ としたためと考えられる。掘込み水路であることを考慮すればこの分はすでに過圧密になっており水路埋立ての盛土による沈下は殆どないと解釈され、当初懸念されていた水路部の不等沈下はあまりないものと思われる。尚、表面沈下(全層の沈下)観測位置及び結果を図 III-2.4.7~2.4.8 に示す。

表 III-2.4.3 T2工区沈下量観測結果及び理論計算結果

試験工区 番号	盛土の 厚さ (m)	Drain の間隔 (m)	Drain の長さ (m)	施工中 沈下量 (cm)	観測期間 沈下量 (cm)	理論計算 沈下量 (cm)	
T2-1	2.9	1.2	21.0	7.5~11.2	41.8~48.4	43.5~46.7	(63.6)
T2-2	2.9	1.5	21.0	7.3~8.5	33.6~36.7	43.5~46.7	
T2-3	2.0	1.5	6.0	2.1~3.1	8.3~20.3	23.7~37.7	(49.2)
T2-4	2.0	2.0	6.0	1.3~2.4	2.8~12.8	23.7~37.7	

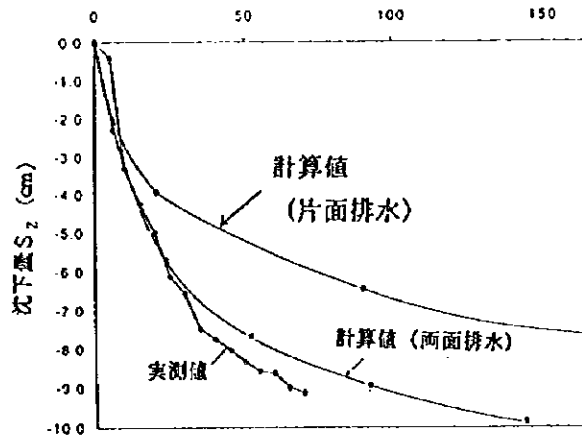


図 II1-2.4.6 T2-3 工区の沈下量現場観測結果と理論計算値との比較

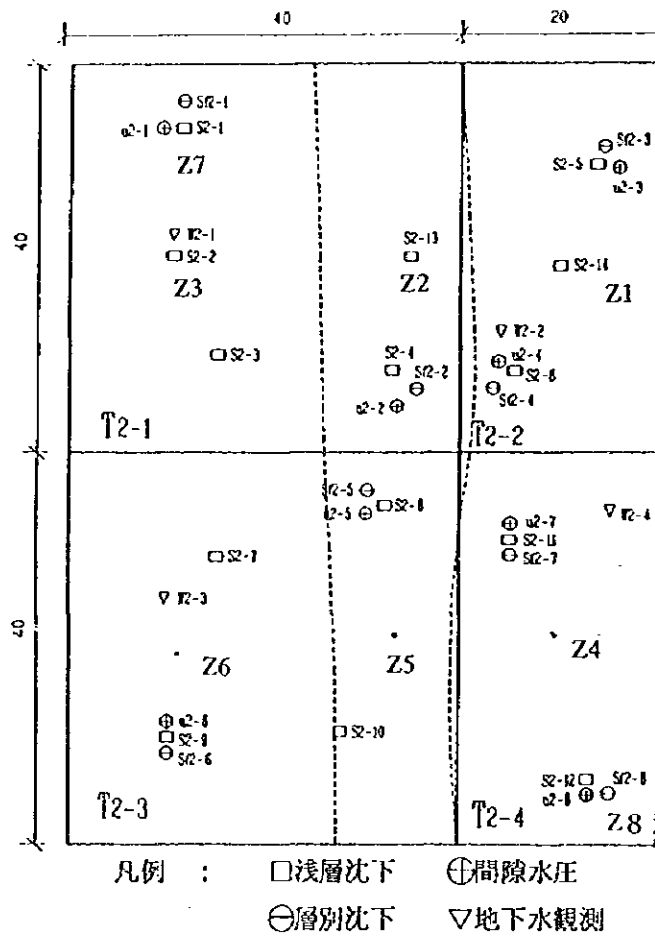


図 II1-2.4.7 各種計器埋設位置図

2.4.4 地下水位低下工法試験結果

当試験結果では、地盤の透水係数が低いこともあり、地下水位の低下に比較的長い期間を要すると共に十分な沈下量の増大もなく、当工法の有効性は認められなかった。

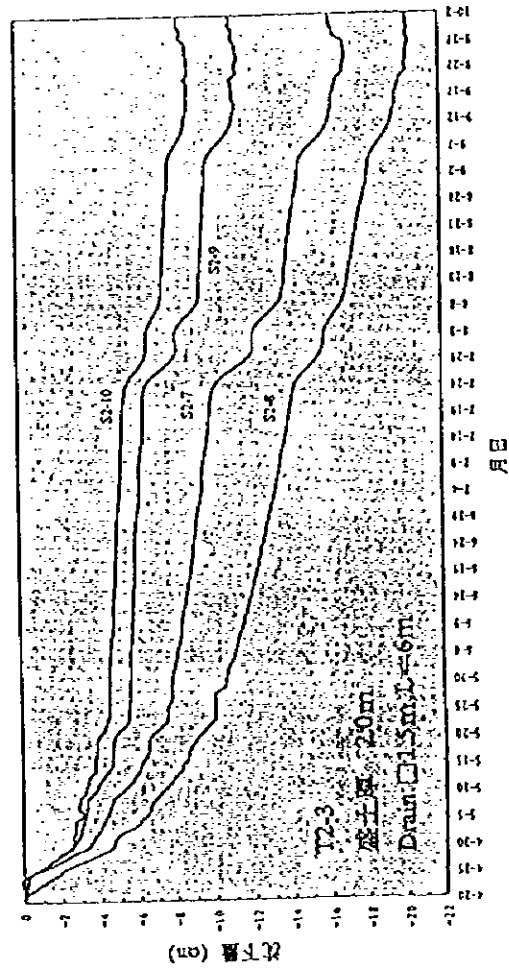
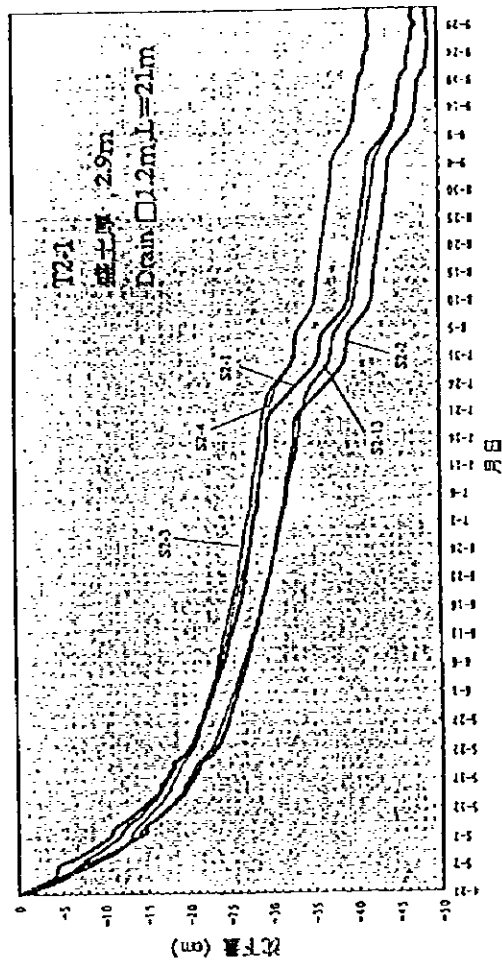
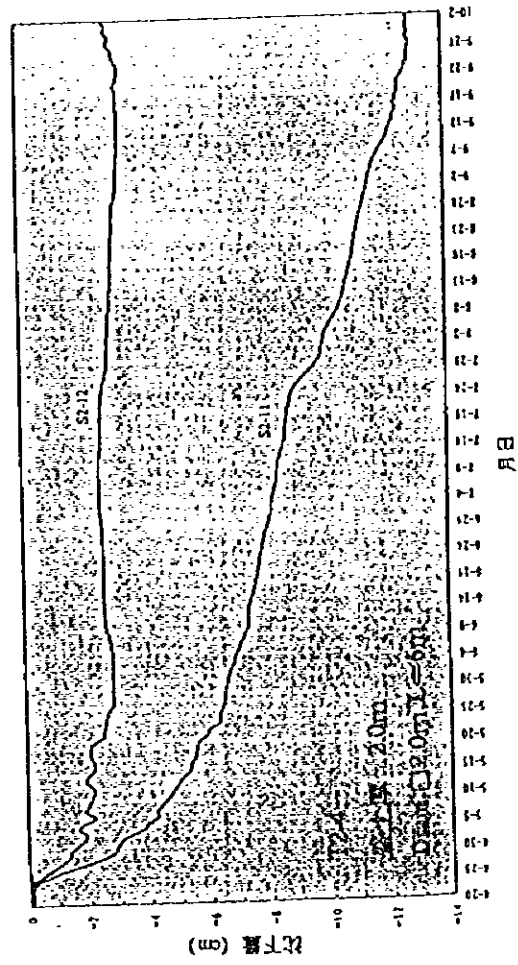
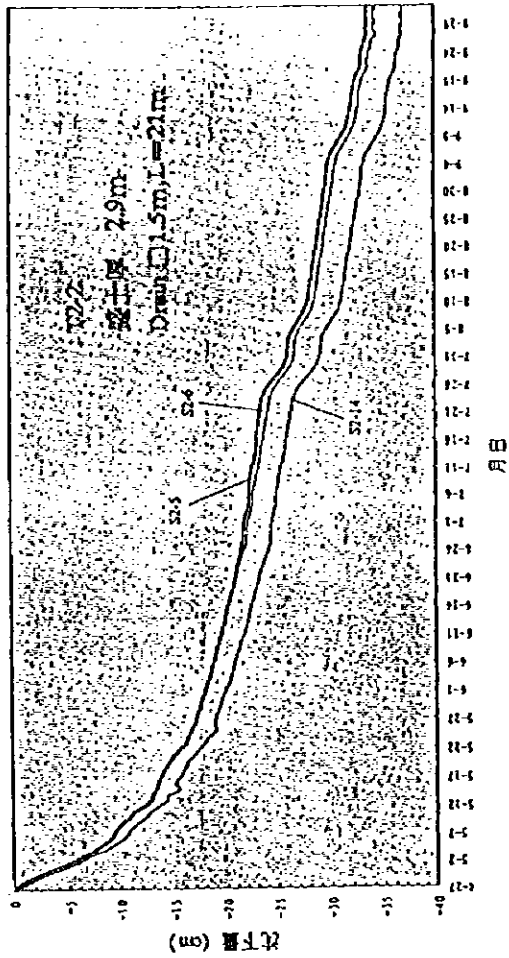


图 II1-2.4.8 各工区时间—沉下量曲线 (现场观测结果)

2.5 軟弱地盤改良計画

2.5.1 計画・設計条件

(1) 当地域の地盤の特徴

当地域の地盤の特徴は、これまで述べてきたように

- 1) 路床部分(深度 2m 程度)には、②-1~3 層の Silt 質粘土~粘土質 Silt が分布し、これらは極めて軟弱であると同時に不均質である。
- 2) 上記層の下部には②-4 層の砂質 Silt が厚さ約 5~8m で分布し上海市の基準では液状化の可能性があると述べられているが、日本側検討結果では液状化の可能性はないと判定される。
- 3) 更に、その下部に分布する③、④、⑤-1,2 層は砂分の含有が殆どない Silt 質粘土~粘土であり、層厚も厚く典型的な圧密沈下を示す層である。最終沈下量は上記層も含め 15~35cm、90%圧密に要する期間は 40 年程度と推定される等である。

(2) 計画・設計条件

一方、中国側の地盤の変形及び強度の技術的要求は以下のとおりである。

1) 地盤沈下に対して

- ・ 開港後供用期間 10 年間の残留沈下量 < 10cm
- ・ 不等沈下量 < 5cm (半径 ≤ 50m、勾配変化 0.1%)

実際には以下の 3 つの制限値を設定する。

- ・ 基礎地盤の平均圧密度 > 85%
- ・ 地盤沈下速度 < 0.1mm/日
- ・ 沈下観測 Data から予測した残留沈下量 < 10cm

2) 路床(地盤)支持力に対して

- ・ 地盤支持力係数 $k_{75} > 60 \text{MN/m}^3$ (6kgf/cm^3)、 $\text{CBR} > 10\%$

また、試験後の地盤に関する審査基準として以下のとおりとしている。

1) 地盤の圧密度 (水路以外の部分)

土工の Type	深さ(m)	圧密度
盛土	0~1	98%
	1~4	95%
	4以上	93%
切土、埋戻し	0~0.4	98%

2) 強度

- ・ 地盤の標準貫入試験の平均 N 値 > 8
- ・ 静的 Cone 貫入試験の抵抗値 $q_c > 4 \text{MPa}$ (地表 5m 以下)
- ・ 事前圧密試験を完了した後、基礎土層の平均圧密度 > 85%
(表面沈下、層別沈下及び各層の間隙水圧の連続観測を行う。)
- ・ 地盤の不均一性の減少、処理地盤の物理・力学試験 Parameter の変異指数 $\delta < 3$

2.5.2 地盤改良工法の比較選定

これらの地層状況、設計・計画条件（技術的要求）から対策工法としては、②-3,4層以下の沈下は許容することとし、路床部のみの改良を対象とした

- (1) 表層部改良案：路床改良（表層混合処理あるいは置換工法）案
深層部（④,⑤層）の沈下は許容することとし、浅層部（②-4層まで）の沈下及び路床改良を目的とした
- (2) 浅層部改良案：重錐落下締固め工法案、
また、深層部（④,⑤層）までの沈下対策を対象とした
- (3) 深層部改良案：Preload+ Vertical drain 工法（+路床改良）案、

が各々の目的から選定される。

各々の目的に応じた工法の比較検討及び現場試験結果は2.3節、2.4節で述べたとおりであるが、取りまとめて上記3工法の比較検討結果一覧表を表III-2.5.1に示す。

主な比較選定理由として

- ・ 当地区の地盤沈下量は比較的小さく沈下速度もゆっくりであり、上部構造物がある程度の沈下が許容される舗装構造物であることを考慮すれば、積極的に施工費が高くまた工期のかかる(3)案を採用する必要はない。
- ・ (2)案は、中国で比較的多く行われており実績も多く、安価であると同時に施工期間も短くて済み、当空港建設（中国では Infra Structure の建設を非常に急いでいる）と合致する。
- ・ ただし、(2)案では中国設定基準値である"供用期間 10 年間で残留沈下量<10cm"は超えるものの、舗装構造、航空機の運航に影響を与える不等沈下量は小さく、不等沈下の許容値は満足される。
- ・ 表層処理工法の内、混合処理工法は大規模に専用混合処理機を使用した例は中国ではない（専用混合処理機の調達の可能性も定かではない）。
- ・ 置換え工法については、揚子江の浚渫砂を使用することが考えられるが、浚渫設備を整えるのに工期を要すると共に施工費も高くなると考えられる。
- ・ また、(1)案の置換工法に Slug、Debris 等を使用した場合では、当工法と(2)案の重錐落下工法では、締固めを転圧機械で行うか、重錐落下で行うかのみ違いであり、地下水位の高い当地区では、置き換えに排水工事を伴うため、重錐落下工法の方が安価となる。
- ・ また、重錐落下工法では②-1~4層の締固めも期待でき、当層の不均一性を改善できる要素をもつ

等が揚げられ、(2)案の重錐落下工法が選定される。

表 III-2.5.1 地盤改良法比較検討一覽表

	1) 路床改良 (沈留混合処理または壓密工法)	2) 高締め下拵固め工法	3) Preload+Vertical drain 工法 (+路床改良)
工法概念図			
工法概要	<p>①-1.2層を改良対象層とし、置換あるいは石灰または石灰またはCommenti 混合処理工法により路床改良のみを実施する。</p> <p>最終残留沈下量 : 9~34cm 開港後10年間の絶対沈下量: 4~14cm 開港後10年間の不等沈下量: 0~4cm</p>	<p>①-3.4層までを改良対象層 (深度8.0m程度) とし、表土除去した後 Mat 材(粘床材)を敷設し、高締め下拵工法により締め固め、上記対象層の沈下を低減させると共に、強度増加を図る。</p> <p>②-3.4層(砂質Silt) : N値増加 9程度 11程度 ③-1.2層(Silt質粘土) : CBR増加 3.5%程度 4.0%程度</p> <p>最終残留沈下量 : 12~36cm 開港後10年間の絶対沈下量: 5~14cm 開港後10年間の不等沈下量: 0~4cm</p>	<p>④層までを改良対象層(深度20m程度)とし、この層まで Drain を打設する。また同時に、Preload を掛け、排水速度を高めた沈下を促進させる。併せて、路床改良を行う。</p> <p>最終残留沈下量 : 数cm(二次圧密による沈下のみ) 開港後10年間の絶対沈下量: ほとんど無し 開港後10年間の不等沈下量: ほとんど無し</p>
工事費	<p>①-1.2層置換 排水工 (t=100cm) 90 元/m² 10 路床追加盛立 (t=20cm) 30 合 計 130 元/m²</p>	<p>Mat 材(粘床材)敷設 (t=80cm) 高締め下拵 (1500~2000KN/m、3.0m 正方形配置) 路床追加盛立 (t=50cm程度) 合 計 135 元/m²</p>	<p>Sand mat(t=50cm)敷設 Vertical Drain 打設 (径さ=21cm、1.2m 正方形配置) Preloading(t=2.2m) 粘床改良、粘床盛立 (t=60cm程度) 合 計 285 元/m²</p>
施工性	<p>中国国内では沈留混合処理工法の進捗がないため、施工機械調達が難しく、置換工法となる可能性が高い。</p> <p>・置換工法とした場合は、②案と同様であるが、排水工法を併用。</p> <p>・施工期間は I 期地区で 1 年程度比較的に短くて済む。</p>	<p>中国国内ではよく行われる工事であり、実績も多い。施工期間は I 期地区で 1 年程度と比較的短くて済む。</p>	<p>・ Vertical Drain 打設、Preloading に工期 2 年近くを要する。</p>
場所・短所	<p>・路床改良という面では、最も高価な工法であり、均一で良質な地盤の形成が可能である。</p> <p>・また、均一で良質な地盤の形成は下部地盤に対する荷重分散も図られず、等沈下の低減にも寄与する。</p> <p>・開港後 10 年間の残留沈下量は中国側設置基準に合致しないが、不等沈下量は合致する。</p>	<p>・①-①~④層地盤の均一化を図ることができる。</p> <p>・②-③層の強度増加は下部地盤に対して荷重分散の効果があり、不等沈下の低減に役立つ。</p> <p>・ただし、必要以上の締め固めは、施工時の沈下が大きくなり、土工盤の増大につながる。</p> <p>・③-①.2層の Silt 質粘土層に対しての改良効果はあまりなく、その分 Mat 層を厚くする必要があり。</p> <p>・開港後 10 年間の残留沈下量は中国側設置基準に合致しないが、不等沈下量は合致する。</p>	<p>・沈下を低減させるという意味では、実績も多く確実な工法である。</p> <p>・しかし、当地区ではほとんど沈下量が少なく改良効果という点からは疑問が残る (舗装の維持補修で十分対応可能な沈下量である)。</p> <p>・また、短期間で工事を終了させるためには、Drain 間隔を小さくする、Preload を大きくする等の処置が必要であり、この場合地盤を乱し大きな沈下量を生じさせる等の危険性がある。</p> <p>・Preload 材料の確保が難しい (獅子江の淡水土砂の確保は港湾船及び埋砂管の設置等設備工事と同時に時間がかかる)。</p> <p>・残留沈下量は中国基準に合致する。</p>
評価	○	○	△

2.5.3 重錐落下締固め工法の改良範囲及び施工仕様

(1) 根拠

重錐落下締固め工法の施工方法の検討及び現場試験結果は2.3節、2.4節に述べたとおりであり、また、前記比較選定結果から正式に中国側で以下のとおり決定された。

- 1) Air side 地盤改良会議議事録 (1996年8月9日)
- 2) 上海浦東国際空港地盤改良試験中間Data (1996年7月)
- 3) 上海浦東国際空港舗装区域 Pre-F/S 段階地質調査報告書 (1996年2月)、滑走路地区 詳細調査報告書 (1996年8月)
- 4) 関連設計文献及び規範
- 5) 上海浦東国際空港指揮部内地盤改良会議 (1996年8月24,26日) 指針

(2) 改良範囲及び施工仕様

当工法の採用は、主に路床改良であり舗装下には全て当工法を適用する。ただし、舗装本体と Shoulder 部(Overrunを含む)ではその重要度が異なるため、各々A地区、B地区とし、地盤改良(重錐落下締固め)工事に関する施工仕様を以下のとおりとした。

- 1) 路床標高：舗装計画平面設計標高図を参照する。
- 2) 重錐落下締固め工法 Mat 層の検査指標 (管理基準値)
 - ・路床 (Mat 層表面) の地盤支持力係数 k_{75} 、CBR 値は以下の値とする。
A区： $k_{75}=80\text{MN/m}^3$ (8.2kgf/cm³)、許容範囲 60~120MN/m³ (6.1~12.2kgf/cm³)
CBR=10%、許容範囲 8~13%
 - B区： $k_{75}=60\text{MN/m}^3$ (6.1kgf/cm³)、許容範囲 40~80MN/m³ (4.1~8.2kgf/cm³)
 - ・Mat 層の締固め乾燥密度>最大乾燥密度の 96%
- 3) 地盤の検査指標 (管理基準値)
 - ・Mat 層底面以下 5m の地盤に対する標準貫入試験 N 値 (換算値) 及 Cone 貫入試験値から得られる P_s (換算値) に対して
A区： $10 \leq N \text{ 値} \leq 25$ 、 $4\text{MPa} \leq P_s \leq 9\text{MPa}$ (41kgf/cm² ≤ P_s ≤ 92kgf/cm²)
B区： $8 \leq N \text{ 値} \leq 23$ 、 $3\text{MPa} \leq P_s \leq 8\text{MPa}$ (31kgf/cm² ≤ P_s ≤ 82kgf/cm²)
 - ・Mat 層底面以下 5m の地盤の間隙比 e (換算値)
A区： $e \leq 0.9$ 、B区： $e \leq 0.95$
 - ・各試験項目の偏差 $\delta < 0.3$
 - ・換算値の計算式

$$A = \sum_{i=1}^n \frac{A_i \cdot H_i}{H}$$

ここに、 A：実測値の換算値 A_i ：第 i 層の実測値

H：換算層の総層厚 H_i ：第 i 層の層厚

註> A区：滑走路、平行・高速脱出・取付誘導路本体部分で Mat 材は Slug (鈉滓) を使用する。

B区：上記の Shoulder 及び過走帯 (Overrun) 部分で Mat 材は山皮石 (Debris) を使用する。

2.5.4 改良後の沈下量及び路床支持力

(1) 改良後の沈下量

重錐落下工法による地盤改良後の滑走路、誘導路、Apronにおける沈下量は、下表及び図 III-2.5.1~2.5.3 に示すとおりである。無処理地盤と比較し②-1~4 層の沈下量は重錐落下締固めによりなくなるが、締固めによる沈下分 30cm を余盛りする必要があり、この荷重増加による③、④、⑤層の沈下量が大きくなるため、全体の沈下量は無処理地盤の場合より若干ではあるが大きくなり、滑走路、誘導路、Apron での最終沈下量は 17~35cm となる。時間-沈下量関係は無処理地盤の場合と同様であり開港 10 年後では 50% 強の沈下量が生じ、この間の沈下量 (残留沈下量) は 7~14cm、各 Drilling 位置間(100~200m)の不等沈下量は 0~4cm と小さい。また、参考に開港 30 年後では約 85% 程度の下量が生じ、この間の沈下量 (残留沈下量) は 12~25cm、各 Drilling 位置間(100~200m)の不等沈下量は 0~7 cm と予測される。

表 III-2.5.2 重錐落下締固め工法による地盤改良後の沈下量

地区	全層 (③~⑤層) の沈下量 (cm)				供用10年間の沈下量 (cm)		供用30年間の沈下量 (cm)	
	1年	11年	31年	最終	絶対	不等	絶対	不等
滑走路	2.0~4.1 (3.2)	9.0~18.4 (14.1)	13.9~28.7 (22.3)	16.6~34.9 (26.4)	7.0~14.2 (10.9)	0.0~3.4 (1.4)	11.9~24.6 (11.9)	0.0~5.8 (2.5)
R/W側 誘導路	2.6~3.8 (3.4)	12.1~17.5 (15.4)	20.1~29.3 (26.0)	23.7~34.5 (30.6)	9.5~13.7 (12.0)	0.2~2.1 (0.9)	17.4~25.5 (22.7)	0.1~5.0 (1.4)
A/P側 誘導路	2.4~3.5 (3.0)	11.0~15.9 (13.8)	18.6~28.5 (23.4)	21.9~33.5 (27.6)	8.5~12.4 (10.8)	0.1~3.1 (1.2)	16.2~25.0 (20.4)	0.5~6.2 (2.1)
Apron	1.5~2.8 (2.1)	6.7~12.7 (9.6)	10.4~20.5 (15.5)	12.2~24.1 (18.1)	5.2~10.0 (7.5)	0.3~4.2 (1.7)	8.7~17.7 (13.4)	0.2~7.0 (3.0)

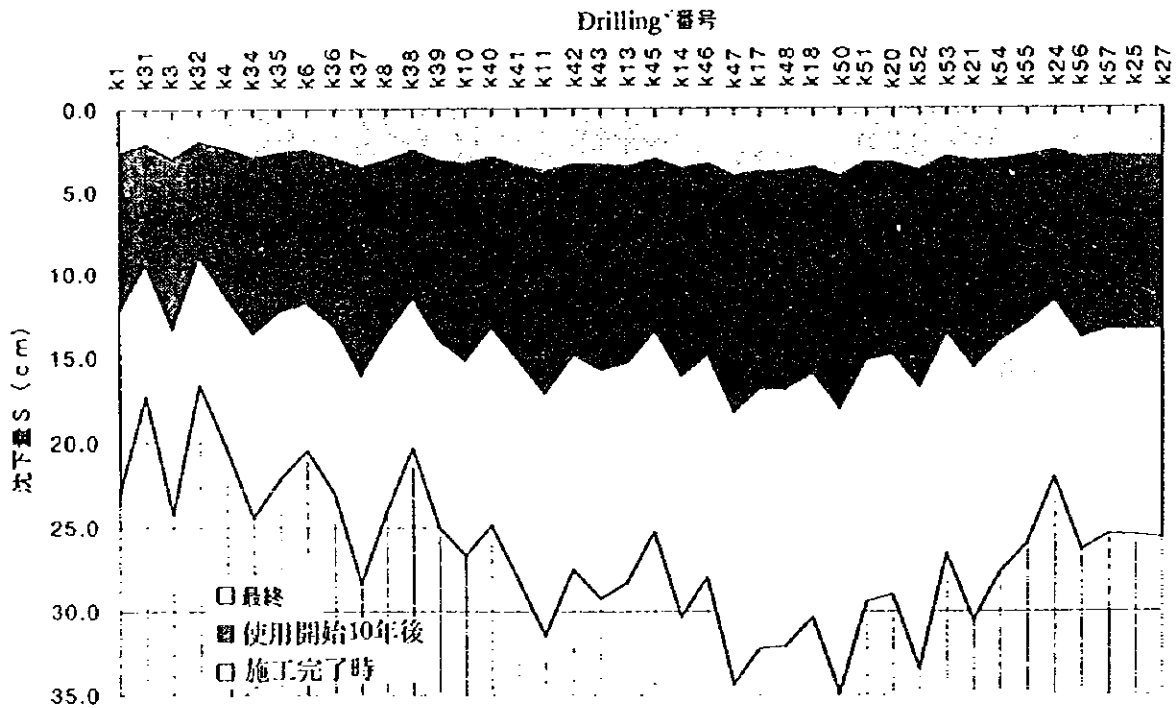


図 III-2.5.1 重錐落下締固め工法による地盤改良後の沈下量 (滑走路部)

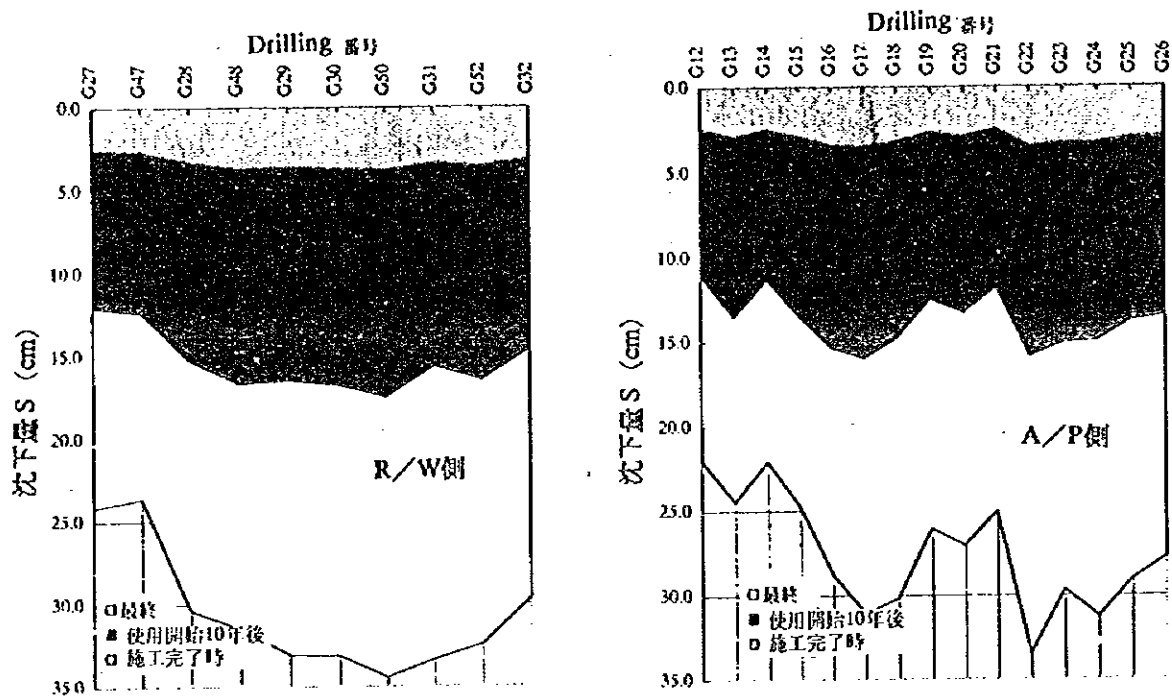


図 III-2.5.2 重錘落下締固め工法による地盤改良後の沈下量 (誘導路部)

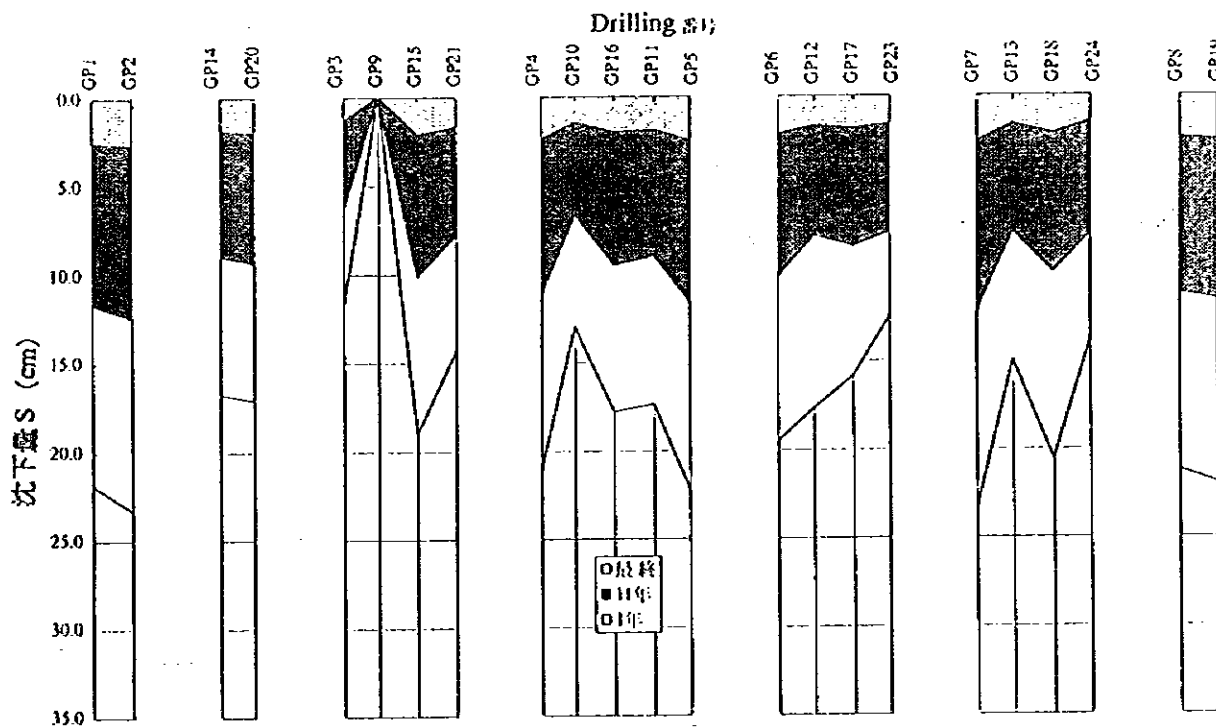


図 III-2.5.3 重錘落下締固め工法による地盤改良後の沈下量 (Apron部)

(2) 改良後の路床支持力

改良後の路床支持力については2.4.2節で示したとおりであり、Mat材料にSlug（鉾津）、Debris（山皮石）を使用すれば、目標値

A区： $k_{75}=80\text{MN/m}^3$ （ 8.2kgf/cm^3 ）、許容範囲 $60\sim 120\text{MN/m}^3$ （ $6.1\sim 12.2\text{kgf/cm}^3$ ）

CBR=10%、許容範囲8~13%

B区： $k_{75}=60\text{MN/m}^3$ （ 6.1kgf/cm^3 ）、許容範囲 $40\sim 80\text{MN/m}^3$ （ $4.1\sim 8.2\text{kgf/cm}^3$ ）

は十分確保されるものと考えられるが、これについては管理基準値とし管理を十分行う必要がある。

2.5.5 その他水路埋立て等の計画

水路（河川）部の埋め立てについては、埋土による③~⑤層の沈下はそれほど生じないと判断されるが、河床部に堆積するヘドロについては大きな沈下を示し、他の地盤との間での不等沈下が懸念される。従って、基本離着陸施設舗装下部はヘドロを除去する必要がある、下図に示すようにヘドロを除去することとする。

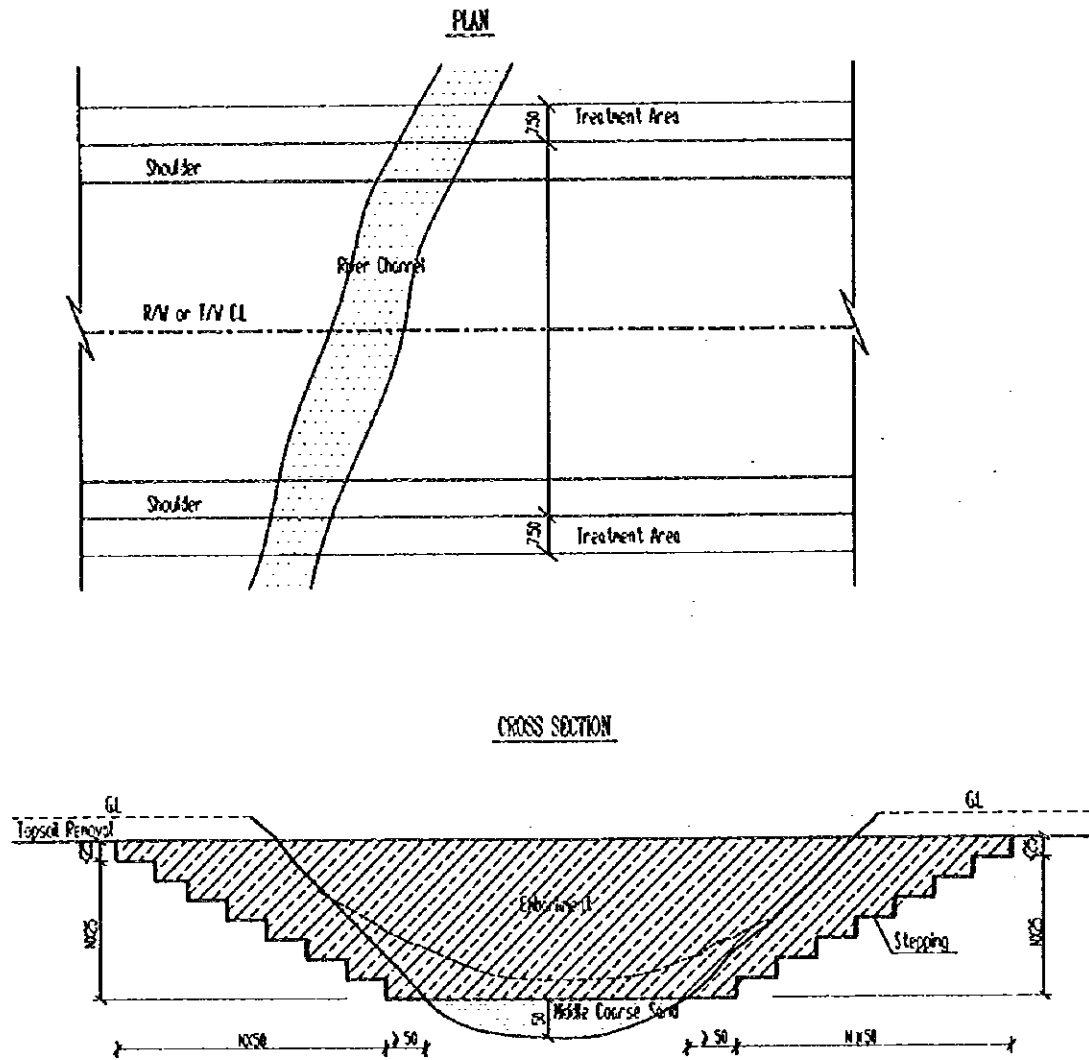


図 III-2.5.4 水路（河川）部のヘドロの処理

第3章 排水設計

3.1 基本方針

浦東地域は揚子江下流のデルタ地帯に位置していることから、揚子江の洪水、台風など季節的大豪雨、高波浪を受け易く、これまでに最高水位が+5.69 mに達したことがある。

空港周辺の流況は、縦横に交錯している水路により主要河川の川楊河、大治河に流れ込み、揚子江との接続点に設けられている水門によって排水制御されている。

河川の水位は通常+2.5~2.8 mで制御されており、空港地域の堤防外の潮位の特性については表III-3.1.1に示すとおりである。

表 III-3.1.1 潮位の特性 (単位: m)

	高潮位	低潮位	潮 差
最高 (最大)	+5.69	+2.44	4.65
最低 (最小)	+1.08	-0.52	0.02
平 均	+3.24	+0.57	2.67

空港は広大かつ平滑に整地され、滑走路舗装やターミナルビル等、降雨に対し流出量を増大させる要因が多いため、排水システムの設定は重要なポイントになる。

空港を含めた周辺の排水システムとしては、可行性調査による二段階ポンプステーション案、日本側F/Sの一段階ポンプステーション案、及びその中間案が考えられるが、表III-3.1.2に示した比較表より、二段階ポンプステーション案が優れていると判断され、これを採用する。

この案は、第一段階ポンプステーションを飛行区の中に設置して、空港当局が管理し、第二段階ポンプステーションを空港外に設置して地方行政当局が管理するものである。

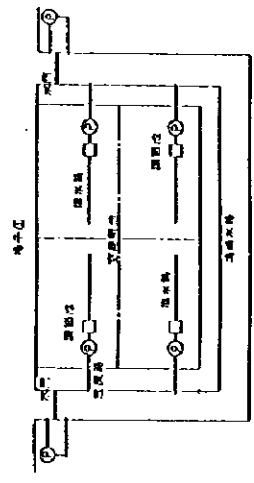
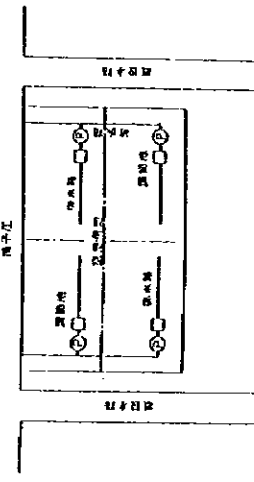
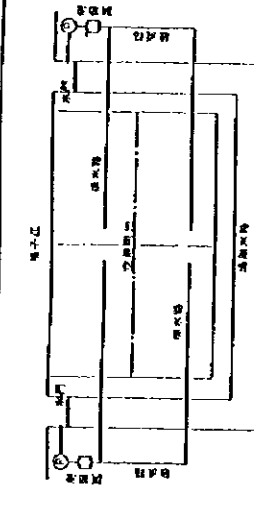
可行性調査によれば、空港造成計画との関連より、空港外の制御水位を、+2.35 mと設定し、空港周辺の農業生活、河川輸送に影響を及ぼさないこととしている。

空港内の排水システムの基本方針としては、飛行区の流末に自動調節水門、大型ポンプステーション、及び調節池で構成される第一段階ポンプステーションを設置し、調節池の制御水位を+1.0 m付近まで下げることにより、飛行区の雨水を自然流下可能とし、速やかに周辺水路に排水させるものとする。

飛行区流末施設の位置は、自然排水による動水勾配を確保するために極力飛行区に近い位置に設定するものとし、飛行区以外のターミナル地区、関連施設地区については、飛行区とは分離した排水システムを別途設定して空港周辺水路に放流させるものとする。

尚、飛行区の排水施設の設計条件は、5年確率降雨強度の要求を満たすものとし、且つ、50年確率の要求に対しても、滞水により安全運航が妨げられてはならないことを主眼とする。

表II-3.1.2 排水システム比較表

項目	第 1 案 (可行情調査)	第 2 案 (日本側 F/S)	第 3 案
概略図			
排水システム	<ul style="list-style-type: none"> 飛行区内専用の調節池・ポンプ場を設置し、場周水路に排水、場外には場周水路専用のポンプ場を設置する方法 	<ul style="list-style-type: none"> 場周水路を設けず、空港用地内に排水設備を設け直接揚子江に排水する 	<ul style="list-style-type: none"> 空港専用の調節池・ポンプ場を場外に出し、外周水路のポンプ設備と合体させる方法
長所	<ul style="list-style-type: none"> 飛行区内専用の排水設備となるため運転制御が容易である ポンプの選定（排水能力、規模等）が容易である 排水路が短く、放流路も最も短いため、維持管理が容易となる ポンプ設備が多いため、ポンプ故障等による危険分散がはかれる 場周水路掘削土を空港盛土に利用できる 	<ul style="list-style-type: none"> 最もシンプルなシステムである 排水路が短いため、維持管理が容易である 	<ul style="list-style-type: none"> ポンプ設備が2ヶ所に集約されているためポンプ設備の維持管理が容易である 管理費が安価となる 場周水路掘削土を空港盛土に利用できる
短所	<ul style="list-style-type: none"> ポンプ場が6ヶ所となるため、ポンプ設備の維持管理性に劣る 	<ul style="list-style-type: none"> 場周水路がないため、場外の降雨が侵入しないよう対策が必要となる 放流路が長いため、維持管理に劣るとともにポンプ動力も大きくなる 空港盛土を周辺から確保できないため、造成面から不利である 	<ul style="list-style-type: none"> 排水路が最も長くなるため、次のような問題点があげられる。 <ol style="list-style-type: none"> ① 既設水路部は伏起しとなる可能性が高く、伏起しの維持管理が問題となる ② ポンプ場まで自然流下となるため、流入管底が深くなり、土木構造が大規模となるとともに、ポンプ揚程から動力も大きくなる 場外と合体させるため、場外も空港同様50年確率降雨の容量が必要となる
総合評価	採用	-	-

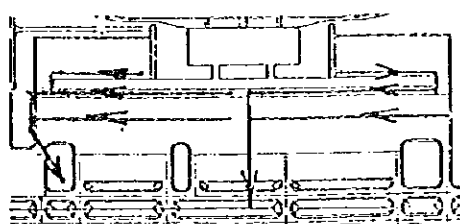
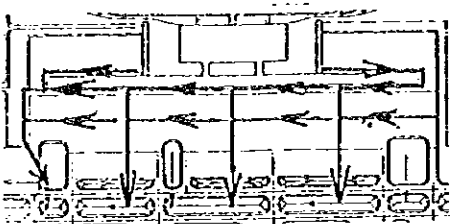
3.2 排水系統の設定

飛行区の排水系統は、空港全体が広大な流域になることから、滑走路の中央部で、南北2系統に大分割し、場内には排水路を設置し、流末の調節地に導くものとする。

排水系統は、滑走路、平行誘導路に平行した幹線排水路を設置し、それぞれ南北両方向に流下させる。ここで、滑走路や平行誘導路を横断させて、幹線を一本に集中させる案も考えられるが、横断構造物が損傷した時に与える重大性、幹線が大断面になることによる工事費用の増大及び動水勾配が設定し難くなること等より有利でないと判断した。

次にエプロン区域については、全体の流出量が大きくなることから、エプロン内排水溝を滑走路方向に導く方法として、図III-3.2.1に示すようにエプロン内の横断を一ヶ所にして集中させる案と、三ヶ所程度で分散させる案を考えた。このなかでエプロン舗装内の構造物は将来の予期せぬ不等沈下を考えれば極力断面を小さくしておくことが望ましく、また分散することにより、補修点検がし易くなることから、分散案が適当と思われこれを採用した。尚、分散案のルートは航空機の駐機位置を考慮して極力静止荷重が載荷しない場所を選定した。

図 III-3.2.1 エプロン排水系統の比較表

	集 中 型	分 散 型
基本形状		
排水施設延長	開渠	3 9 4 3 m
	暗渠	5 7 2 m
	合計	4 5 1 5 m
排水施設断面	開渠	0. 9 × 0. 9 ~ 1. 7 × 1. 7
	暗渠	1. 3 × 1. 3 ~ 1. 9 × 1. 9
排水施設延長	開渠	3 9 4 3 m
	暗渠	1 2 4 2 m
	合計	5 1 8 5 m
排水施設断面	開渠	0. 8 × 0. 8 ~ 1. 4 × 1. 4
	暗渠	0. 7 × 0. 7 ~ 1. 6 × 1. 6

第1期地区の対象流域は、滑走路1本とそれに付帯する施設で構成された区域（造成区域）を基本とする。滑走路西側の未造成部分については、将来造成計画で、第1期の開水路に流入することになるが、その時点で水路の拡幅等を行うものとし、本設計では見込まないものとした。但し、南側の系統については、誘導路間の幹線に将来のエプロン区域の雨水が合流することになるため、誘導路横断の暗渠部分については、将来エプロンが増設される時点で拡幅工事を行うことは誘導路の閉鎖に至るため、本設計で横断部分についてのみ先行して敷設しておくことにした。将来の流域については第1期計画のエプロンと同形状として設定しておくものとする。

3.3 場内排水施設

3.3.1 設計条件

流出量及び通水量計算に用いる諸条件は中国の基準に準じて設定した。

(1) 流出量計算

1) 確率降雨年, 降雨強度: I

確率降雨年は、以下に示すとおりとする。

- ・ 飛行区 5年
- ・ その他地区 3年

また、降雨強度式は、以下の式によるものとする。

$$I = \frac{(9.45 + 6.7932 \log T_e) \times 60}{(1 + 5.54)^{0.6514}}$$

T_e : 確率降雨年 (year)

t : 降雨継続時間(min)

I : 降雨強度 (mm/hr)

2) 流出係数: C

アスファルト舗装 : 0.95

コンクリート舗装 : 0.90

芝地 : 0.30

建物 : 0.90

3) 流出量 (合理式)

$$Q = \frac{1}{360} \cdot C \cdot I \cdot A$$

C : 流出係数

I : 降雨強度(mm/hr)

A : 流域面積(ha)

4) 降雨時間: t

$$t = t_1 + t_2$$

$$t_1 = \frac{3.261(1.1-c)\sqrt{D}}{\sqrt{S}}$$

$$t_2 = \frac{L}{60 \times V}$$

t₁ : 流入時間 (min) t₂ : 流下時間 (min)

D : 流入距離 (m) S : 勾配 (%) C : 流出係数

L : 流路の水平長 (m) V : 平均流速 (m/s)

(2) 通水量計算

1) 流速：V (マニング公式)

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}$$

n : 粗度係数

R : 径深 (m)

i : 勾配 $\frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}$

2) 粗度係数：n

コンクリート水路 : 0.014

管渠 (プレキャスト含む) : 0.014

練り石積水路 : 0.017

3) 通水量：Q

$$Q = A \cdot V$$

A : 水路断面積 (m²)

V : 流速 (m/s)

暗渠は満流計算とし、開渠はコンクリート水路 (蓋付、蓋なし共) で15cm、練り石積水路については20cmの余裕を確保するものとする。

3.3.2 排水路断面の算定

飛行区の排水路の構造形式は、U型溝、コンクリート蓋付U型溝 (着陸帯内及び舗装に近接したルート)、台形溝 (着陸帯外)、鋼製グレーチングU型溝 (エプロン内) の開渠とボックスカルバート等の暗渠で構成し、合理式により算出された各地区からの雨水流出量に見合う排水路断面をマニング公式により算定する。なお、滑走路西側の排水路の位置は滑走路中心線より155mとし、グライドパスのクリティカル地区を避けて配置した。

本設計においては、ローディング、カーゴ、メンテナンス地区の屋根からの排水及び建物前のGSE通路の道路排水については、原則として飛行区の排水系統に集水させず、別途の系統に導くものとし、対象流域には含んでいない。

これより、各区域からの流出量及び排水路断面を算定した結果は、表III-3.3.1~3.3.4に示すとおりである。但し、表中の水路形状は必要となる水理断面を示してある。

表III-3.3.1 流出量、通水量計算表 (1)

水路 番号	コンクリート C=0.90		アスファルト C=0.95		遊歩面 C=0.30		雑草地 C=0.20		その他		合計面積 (h.a)		流出量 (m ³ /s)	降雨強度 (mm/hr)	経過時間 (分)	計 画 水 路 勾 配 % H	水路形状		流速 (m/s)	通水可能量 (m ³ /s)						
	7.73	1.88	2.80	0.00	0.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00					47.34	47.34			3.05	D3	2.00	1.00	1.212	3.636
A1	7.73	1.88	2.80	0.00	0.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.34	47.34	3.05	60.4	1.00	2.00	1.00	1.212	3.636						
A2-1	1.88	0.02	0.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.23	2.23	110.58	17.43	1.00	1.00	1.00	1.00	0.97						
A2-2	2.80	0.13	3.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.44	8.44	102.34	20.33	1.20	1.20	1.20	1.20	1.59						
A2-3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.44	8.44	95.18	23.38	1.20	1.20	1.20	1.20	1.59						
A2-4	4.06	0.13	3.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	16.47	16.47	90.36	25.78	1.60	1.60	1.60	1.60	3.44						
A2-5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	16.47	16.47	85.92	28.30	1.60	1.60	1.60	1.60	3.44						
A2-6	3.79	0.11	3.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	24.29	24.29	82.46	30.50	1.80	1.80	1.80	1.80	4.71						
A2-7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	24.29	24.29	79.85	32.33	1.80	1.80	1.80	1.80	4.71						
A2-8	4.11	0.21	6.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	35.50	35.50	74.09	4.61	1.80	1.80	1.80	1.80	4.71						
A2-9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	35.50	35.50	72.08	18.77	1.80	1.80	1.80	1.80	4.71						
A2-10	2.16	0.07	2.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	39.91	39.91	71.38	39.44	1.80	1.80	1.80	1.80	4.71						
A2-11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	39.91	39.91	69.49	41.33	1.80	1.80	1.80	1.80	4.71						
A5-1-1	6.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.41	6.41	121.70	14.29	1.40	1.40	1.40	1.40	2.45						
A5-1-2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.41	6.41	111.38	17.18	1.40	1.40	1.40	1.40	2.41						
A5-1-3	4.87	0.00	1.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.04	6.04	107.62	18.41	1.60	1.60	1.60	1.60	3.44						
A5-2-1	7.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.37	7.37	124.88	13.52	1.40	1.40	1.40	1.40	2.45						
A5-2-2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.37	7.37	113.91	16.41	1.40	1.40	1.40	1.40	2.41						
A5-2-3	3.94	0.00	0.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.81	4.81	109.93	17.64	1.60	1.60	1.60	1.60	3.44						
A5-3-1	5.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.04	5.04	134.13	11.54	1.40	1.40	1.40	1.40	2.45						
A5-3-2	3.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.19	3.19	142.52	10.02	1.40	1.40	1.40	1.40	2.45						
A5-3-3	0.94	0.00	0.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.23	8.23	123.08	13.95	1.60	1.60	1.60	1.60	3.44						
A5-5	7.53	0.12	0.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.26	8.26	117.56	15.37	1.60	1.60	1.60	1.60	3.44						
A5-6	3.90	0.00	0.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.77	4.77	132.66	11.83	1.40	1.40	1.40	1.40	3.00						
(A5-1-3が流入)																										
A3-1	2.13	0.00	1.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.86	3.86	100.43	21.09	1.80	1.80	1.80	1.80	4.71						
A3-2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.86	3.86	98.12	22.06	1.80	1.80	1.80	1.80	4.71						
A3-3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.86	3.86	96.29	22.87	1.80	1.80	1.80	1.80	4.71						
(A5-2-3が流入)																										
A3-4	2.10	0.00	1.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.93	3.93	91.74	25.06	1.80	1.80	1.80	1.80	4.71						
(A5-3-3が流入)																										
A3-5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.23	4.23	91.62	25.12	1.80	1.80	1.80	1.80	4.71						
A3-6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.23	4.23	89.78	26.09	1.80	1.80	1.80	1.80	4.71						
A3-7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.23	4.23	88.85	26.60	1.80	1.80	1.80	1.80	4.71						
(A5-6が流入)																										
A3-8	1.76	0.00	1.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.93	2.93	86.30	28.07	1.80	1.80	1.80	1.80	4.71						
A3-9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.93	2.93	84.72	29.04	1.80	1.80	1.80	1.80	4.71						
A3-10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.93	2.93	84.32	29.29	1.80	1.80	1.80	1.80	4.71						

表III-3.3.2 流出量、逕水量計算表 (2)

水路 番号	逕域面積 (ha)		合 成 逕 係 数	ΣC・A	流入 時間 H(分)	流下時間 (分)		流達時間 (分)	降雨強度 (mm/hr)	流出量 (m ³ /s)	計 画 水 路								
	2/77以上 C=0.95	7/77以下 C=0.50				流下 延長 (m)	流下時間 (分)				水 路 形 状		勾 配 (%)	流 速 (m/s)	通水可能量 (m ³ /s)				
											タイプ	B				H			
A6-1	5.01	0.00	1.02	6.03	6.03	0.8	4.82	4.82	9.11	727	10.8	19.91	103.44	1.38	U2	1.2	0.08	1.22	1.99
(A5-5) が流入																			
A6-2	0.00	0.00	0.00	14.29	0.83	0.83	11.89	0.00	19.91	85	1.05	20.96	100.75	3.33	U4	1.60	0.08	1.35	3.44
A6-3	0.00	0.00	0.00	14.29	0.83	0.83	11.89	0.00	20.96	134	1.40	22.36	97.43	3.22	B4	1.60	0.08	1.35	3.44
A6-4	1.04	0.00	1.32	16.65	0.79	0.79	13.22	0.00	22.36	171	1.95	24.31	93.23	3.42	B5	1.80	0.08	1.46	4.71
A7-1	5.34	0.00	0.00	5.34	0.90	0.90	4.81	4.81	7.80	366	5.37	13.17	126.39	1.69	G1	1.40	0.08	1.14	2.45
A7-2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.90	4.81	0.00	13.17	100	1.34	14.51	120.83	1.61	B3	1.40	0.08	1.24	2.41
A7-3	4.01	0.13	0.78	4.92	0.81	0.81	3.97	3.97	7.80	318	4.67	12.47	129.57	1.43	G1	1.40	0.08	1.14	2.45
A7-4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.81	0.81	3.97	0.00	12.47	139	1.87	14.34	121.50	1.34	U3	1.40	0.08	1.24	2.41
(A6-4) が流入																			
A3-11	0.89	0.00	0.32	1.21	0.80	0.80	54.10	0.90	29.04	29	0.25	29.29	84.32	12.67	U6	3.80	0.08	1.94	19.25
A3-12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80	0.80	54.10	0.00	29.29	85	1.03	30.32	82.73	12.43	B9	4.80	0.08	1.38	13.08
A3-13	1.80	0.00	1.85	3.65	0.79	0.79	56.28	2.18	30.32	338	2.70	33.02	78.91	12.34	U7	4.25	0.08	2.09	17.69
(A7-2) が流入																			
A3-14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80	0.80	61.09	0.00	33.02	83	1.03	34.05	77.57	13.08	B9	4.80	0.08	1.38	13.08
A3-15	1.01	0.00	0.74	1.75	0.79	0.79	62.22	1.13	34.05	135	1.08	35.13	76.22	13.17	U7	4.25	0.08	2.09	17.69
A3-16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.79	0.79	62.22	0.00	35.13	96	1.16	36.29	74.84	12.93	B9	4.80	0.08	1.38	13.08
(A5-16) が流入																			
A2-12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.73	0.73	85.91	0.00	36.29	11	0.10	41.33	69.49	16.38	D7	3.00	0.08	1.83	18.32
(A7-4) が流入																			
A2-13	0.75	0.34	8.53	9.62	0.70	0.70	93.44	3.56	41.88	350	3.19	45.07	66.10	17.16	D7	3.00	0.08	1.83	18.32
A8	0.00	0.24	16.33	16.57	0.31	0.31	5.13	5.13	0.00	910	14.06	14.06	122.63	1.75	D1	1.00	0.08	1.08	2.16
A9	0.00	0.27	18.72	18.99	0.31	0.31	5.87	5.87	0.00	910	14.06	14.06	122.63	2.00	D1	1.00	0.08	1.08	2.16
(A8) が流入																			
A2-14	0.00	0.00	0.00	149.55	0.66	0.66	98.57	0.00	45.07	457	4.16	49.23	62.79	17.19	D7	3.00	0.08	1.83	18.32
(A9) が流入																			
A2-15	0.00	0.28	6.50	6.78	0.61	0.61	2.22	2.22	106.66	275	2.50	51.73	60.99	18.07	D7	3.00	0.08	1.83	18.32

表III-3.3.4 流出量、通水量計算表 (4)

水路 番号	コソリト C=0.90		Y277排水 C=0.95		流域 空地 C=0.30		流域 其他		流域 合計面積		合 成 流 出 係 数	CA	ΣC・A	流 入 時 間 t1(分)	延 長 (m)	流 下 時 間 t2(分)	流 送 時 間 (分)	降 雨 強 度 (mm/hr)	流 出 量 (m³/s)	計 画 水 路		
	Y277排水 C=0.95	空地 C=0.30	Y277排水 C=0.95	空地 C=0.30	流域 其他	流域 合計面積	流 送 時 間 (分)	流 出 量 (m³/s)	流 送 速 (m/s)	通 水 可 能 量 (m³/s)												
B3-1	1.15	0.00	2.02	3.17	3.17	1.64	22.13	2.55	24.69	92.47	0.42	1.00	1.00	0.08	1.00	0.97						
B3-2	1.35	0.00	0.76	2.11	5.28	1.44	24.69	0.94	25.63	90.64	0.78	1.00	1.00	0.08	1.00	0.97						
B3-3	0.00	0.00	0.00	0.00	5.28	0.00	25.63	1.42	27.05	88.05	0.75	1.00	1.00	0.08	1.00	0.97						
B3-4	0.00	0.00	0.00	0.00	5.28	0.00	27.05	0.15	27.20	87.79	0.75	1.00	1.00	0.08	1.00	0.97						
(B3-2)の流入																						
B3-5	2.16	0.02	1.62	3.80	19.96	2.45	27.20	3.45	30.65	82.24	3.02	1.60	1.60	0.08	1.55	3.44						
(B4-1)の流入																						
B3-6	0.00	0.00	0.00	0.00	42.20	0.00	30.65	0.09	30.74	82.11	6.09	3.80	1.80	0.08	1.94	13.25						
B3-7	0.00	0.00	0.00	0.00	42.20	0.00	30.74	0.30	31.04	81.67	6.06	3.60	1.80	0.08	4.71	9.42						
B3-8	1.99	0.02	1.54	3.55	45.75	2.27	28.99	2.18	33.22	78.65	6.33	3.80	1.80	0.08	1.94	13.25						
(B4-2)の流入																						
B3-9	0.00	0.00	0.00	0.00	56.38	0.67	33.22	0.13	33.35	78.48	8.25	3.80	1.80	0.08	1.94	13.25						
B3-10	0.00	0.00	0.00	0.00	56.38	0.67	33.35	0.30	33.65	78.08	8.21	3.60	1.80	0.08	4.71	9.42						
B3-11	1.88	2.02	1.41	5.31	61.69	4.03	41.38	2.13	35.78	75.44	8.78	3.80	1.80	0.08	1.94	13.25						
B3-12	0.00	0.00	0.00	0.00	61.69	0.68	35.78	0.30	36.08	75.08	8.73	3.60	1.80	0.08	4.71	9.42						
B3-13	0.00	0.00	0.00	0.00	61.69	0.68	36.08	0.15	36.23	74.91	8.71	3.80	1.80	0.08	1.94	13.25						
(B4-3)の流入																						
B3-14	3.36	0.03	2.52	5.91	80.81	0.70	36.23	3.43	39.66	71.15	11.19	3.80	1.80	0.08	1.94	13.25						
(B4-4)の流入																						
B3-15	0.00	0.00	0.00	0.00	94.01	0.72	39.66	0.54	40.20	70.61	13.25	3.80	1.80	0.08	1.94	13.25						
B3-16	0.00	0.00	0.00	0.00	94.01	0.72	40.20	1.03	41.23	69.59	13.06	4.80	2.00	0.08	1.38	13.08						
B3-17	1.44	0.00	0.74	2.18	96.19	0.72	39.06	41.23	42.31	68.56	13.15	4.25	2.00	0.08	2.09	17.69						
B3-18	0.00	0.00	0.00	0.00	96.19	0.72	42.31	1.95	44.27	66.79	12.81	4.80	2.00	0.08	1.38	13.08						
(B5-1)の流入																						
B6-1-1	9.72	0.24	1.01	10.97	10.97	0.85	11.99	3.46	14.85	119.51	3.08	1.40	1.70	0.14	1.50	3.24						
B6-1-2	0.00	0.00	0.00	0.00	10.97	0.85	14.85	2.98	17.83	109.35	2.82	1.60	1.60	0.08	1.35	3.44						
(B5-2)の流入																						
B6-2-1	10.35	0.00	0.00	10.35	10.35	0.90	11.99	3.33	14.72	120.01	3.11	1.40	1.70	0.14	1.50	3.20						
B6-2-2	0.00	0.00	0.00	0.00	10.35	0.90	14.72	2.98	17.70	109.75	2.84	1.60	1.60	0.08	1.35	3.44						
(B5-3)の流入																						
B6-3-1	10.42	0.19	0.92	11.54	11.54	0.85	11.99	3.69	15.08	118.64	3.24	1.40	1.70	0.14	1.50	3.24						
B6-3-2	0.00	0.00	0.00	0.00	11.54	0.85	15.08	2.98	18.06	108.65	2.97	1.60	1.60	0.08	1.35	3.44						
(B6-3)の流入																						
B7	0.66	0.12	10.92	11.70	23.24	0.59	18.06	3.24	21.30	99.92	3.84	2.00	1.50	0.08	1.48	7.78						
(B5-1)(B5-2)(B5-3)の流入																						
B2-12	0.00	0.00	0.00	0.00	135.42	0.68	44.27	0.18	44.45	66.64	17.09	3.00	2.00	0.08	1.83	18.32						
(B4-5)の流入																						
B2-13	1.95	0.12	12.33	14.40	176.22	0.66	44.45	3.10	47.55	64.07	20.55	3.50	2.00	0.08	1.88	20.68						
(B5-1)の流入																						
B2-14	0.66	0.12	8.22	9.00	196.19	0.65	47.55	2.60	50.15	62.11	22.07	4.00	2.00	0.08	1.92	23.08						
(B6-2)の流入																						
B2-15	0.10	0.00	1.25	1.35	207.89	0.66	50.15	0.38	50.53	61.83	23.65	4.50	2.00	0.08	1.96	25.49						
(B7)の流入																						
B2-16	0.00	0.00	0.00	0.00	231.13	0.66	50.53	3.91	54.44	59.18	24.91	4.50	2.00	0.08	1.96	25.49						

3.4 調節池及びポンプ施設

3.4.1 基本方針

排水ポンプ能力及び調節池の規模設定は、以下の基本方針によるものとする。

- ・ 調節池は5年確率降雨時の流出量を、空港内にボンディングすることなしに安全にその一部を一時貯留できる容量を持つこと。継続降雨時間は24時間とし、後方集中型降雨とする。
- ・ 調節池容量は流入量が設計値を上回る恐れがあるため（排水施設の余裕分により）、50年確率降雨時の流出量でも安全な容量を持つこと。（ボンディングでは許容する）
- ・ 50年確率降雨時にボンディングされた雨水は、24時間以内に排水されるポンプ設備を持つこと。
- ・ ボンディング容量は、排水路内貯留容量+着陸帯低地部可能滞水容量とする。
- ・ 5年確率降雨及び50年確率降雨時で算出したポンプ能力及び調節池容量は、規模を大きく与える安全側を採用する。

3.4.2 設計条件

(1) 対象流域面積A及び流出係数C

北側の流域をA地区、南側の流域をB地区とし、排水系統により設定した流域面積、流出係数は表III-3.4.1のとおりである。ここで流出係数については、5年確率の検討においては加重平均流出係数とするが、50年計画では安全側として0.90を採用することにした。

表 III-3.4.1 流域面積、流出係数

		A地区	B地区
流域面積 A		223ha	222ha
流出係数 C	5年確率	0.57	0.58
	50年確率	0.90	0.90

(2) 降雨強度 I

- ・ 5年確率降雨強度

$$I = \frac{(9.45 + 6.7932 \log Te) \times 60}{(t + 5.54)^{0.6514}}$$

Te : 確率降雨年 (year)

t : 降雨継続時間 (min)

I : 降雨強度 (mm/hr)

- ・ 50年確率降雨強度

$$I = \frac{107.4}{T^{0.724}}$$

T : 降雨継続時間 (hr)

I : 降雨強度 (mm/hr)

(3) 流出量 Q

$$Q = \frac{1}{360} \cdot C \cdot I \cdot A$$

C : 流出係数

I : 降雨強度 (mm/hr)

A : 流域面積 (ha)

3.4.3 排水ポンプ能力と調節池容量

排水ポンプ能力と調節池容量は相反するものであり、各排水ポンプ能力に対する調節池容量を算出し、両施設規模の適切な範囲で設定する。算出に用いる式は、以下のとおりとする。

(1) 5年確率降雨時

$$V_1 = \Sigma V - (Q \times 60 \times \Delta t + V_2)$$

ここに V_1 : 調節池容量 (m^3)

Q : 全排水ポンプ能力 (m^3/s)

ΣV : 排水ポンプで排水できなくなった時点の全降雨量

Δt : 排水ポンプで排水できなくなった時点以降の降雨時間

V_2 : 水路 (m^3)

(2) 50年確率降雨時

$$V_1 = \Sigma V - (Q \times 60 \times \Delta t + V_4)$$

ここに V_4 : ポンディング容量 (m^3)

[V_4 = 水路容量 (V_2) + 着陸帯容量 (V_3)]

V_3 : A地区 19.5 万 m^3

B地区 20.1 万 m^3

(3) 規模の設定

以上によりポンプ能力と調節池の関係を求めると図III-3.4.1~3.4.4に示すとおりである。ここで、排水ポンプ、調節池の工事費は、調節池の工事費に比べ排水ポンプ設備の工事費が割高になるため、調節池容量を大きくした方が経済性においては優位となる。しかし、本空港は地下水が高く、調節池へ常に地下水の流入が考えられることから調節池水位を2.0m程度と設定した。尚、中国では排水ポンプ能力に余裕(20~30%)を持たせることが通例であるため、本設計では水路内貯留量を考慮せず余裕分とすることにした。

これより、A及びB地区共、調節池水深を2.0m程度とすると、表III-3.4.2及び表III-3.4.3からポンプ能力は10 m^3/s が妥当と考えられる。よって各地区の施設規模は、以下のとおりとする。

・ A地区	ポンプ能力 : 10 m^3/s	調節池容量 : 36,500 m^3
・ B地区	ポンプ能力 : 10 m^3/s	調節池容量 : 37,500 m^3

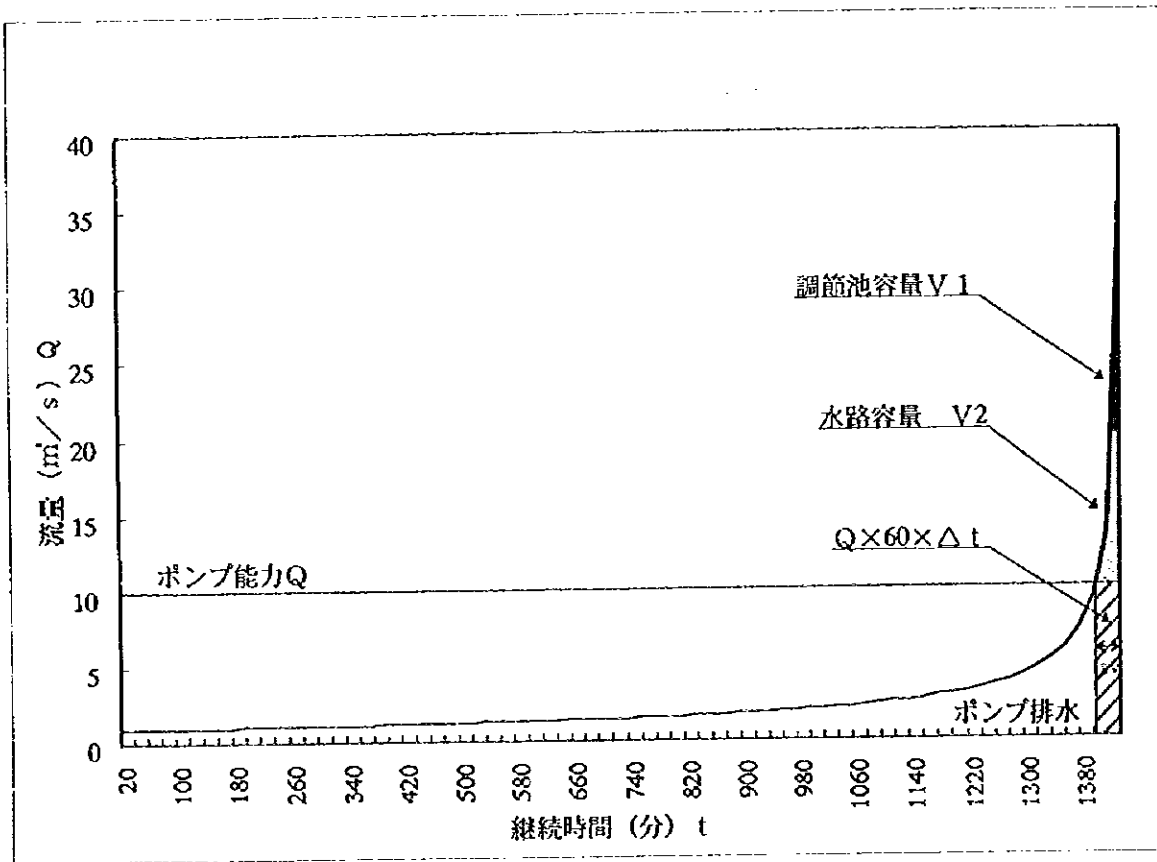


図 III-3.4.1 ポンプ能力と調節池との関係 (A調節池、5年確率)

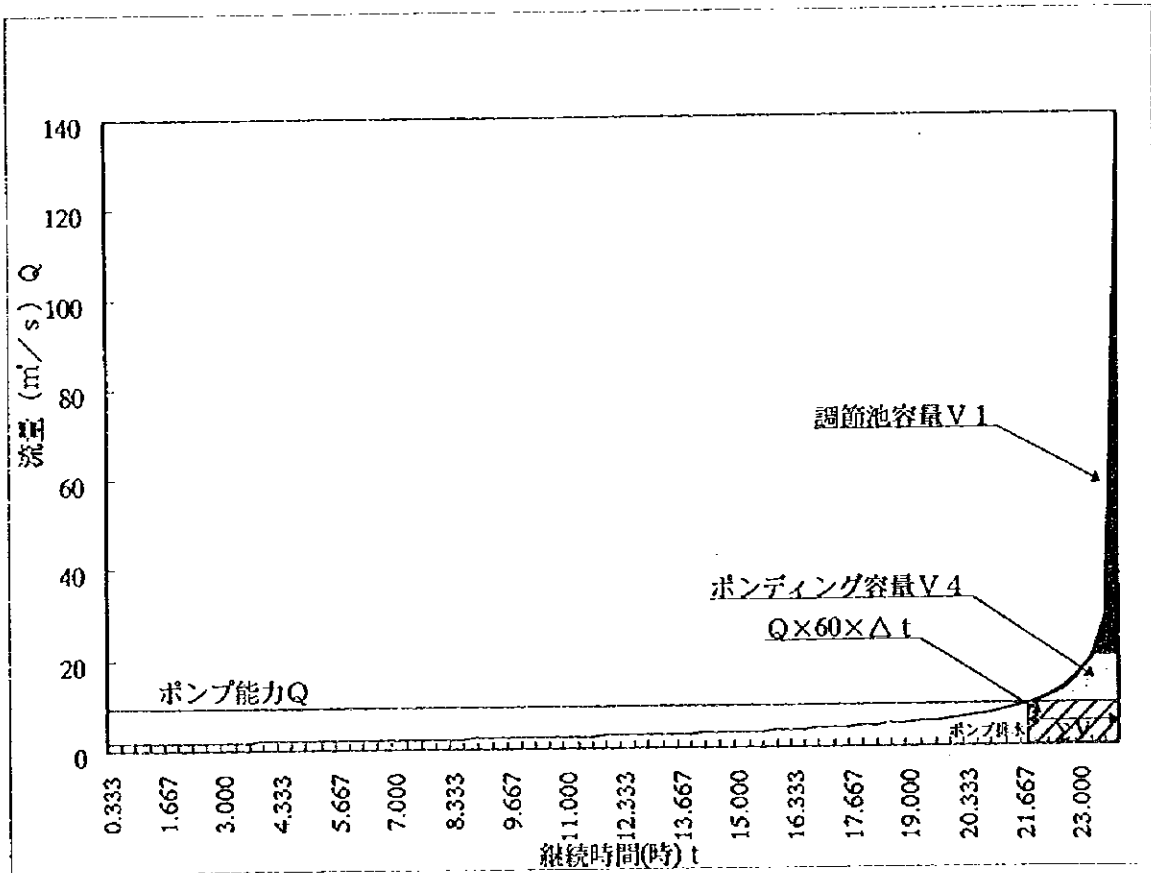


図 III-3.4.2 ポンプ能力と調節池との関係 (A調節池、50年確率)

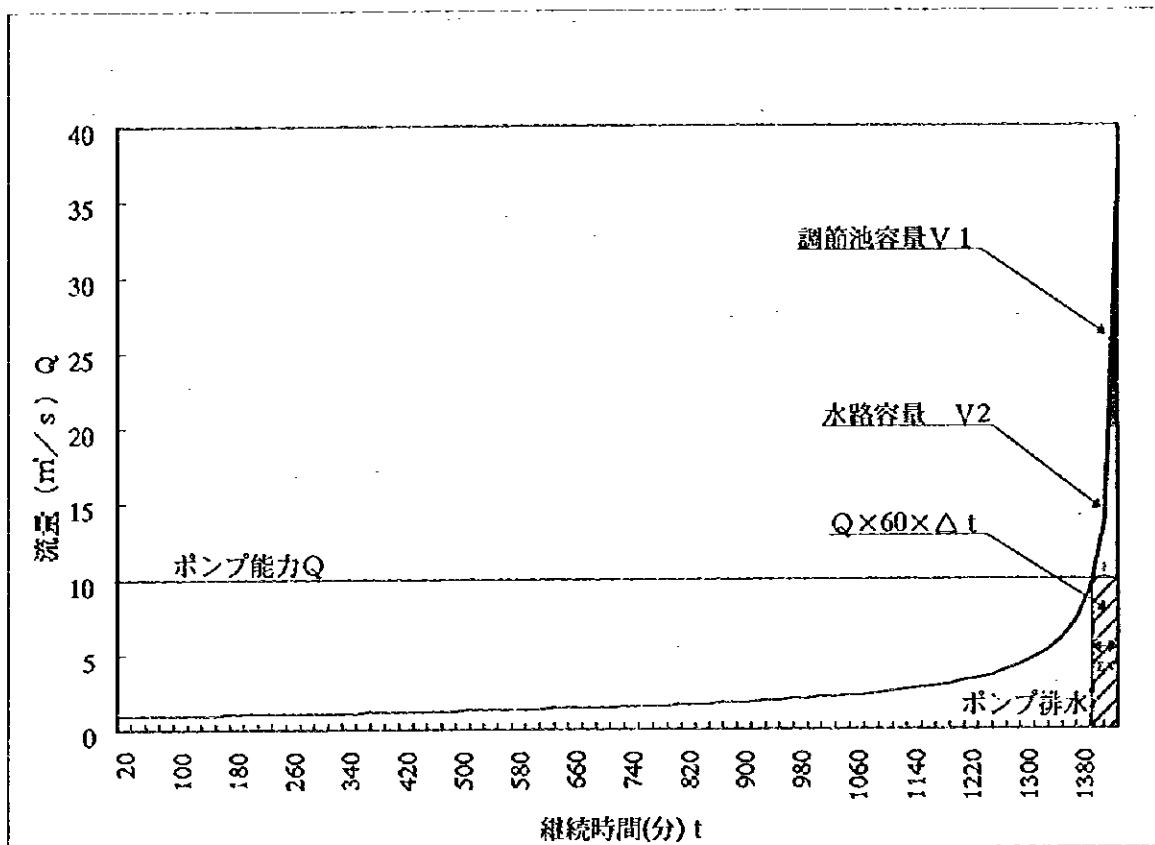


図 II1-3.4.3 ポンプ能力と調節池との関係 (B調節池、5年確率)

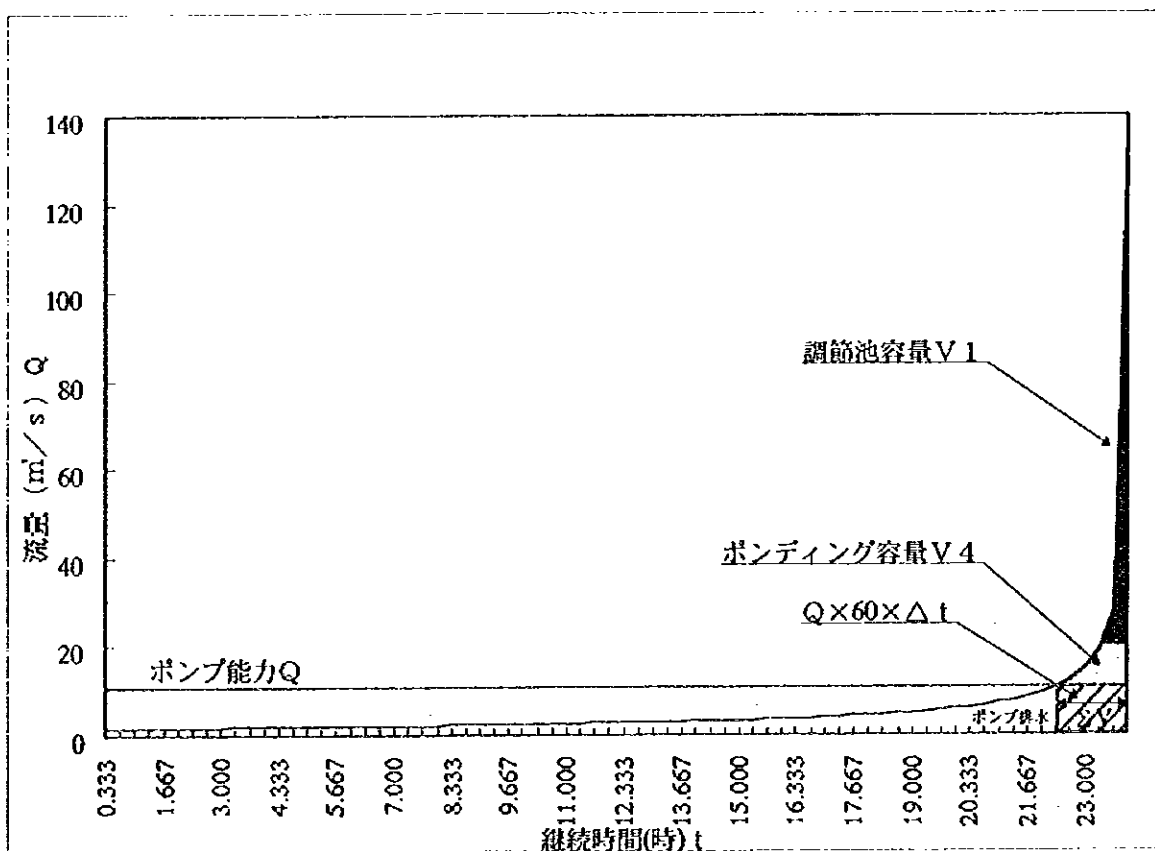


図 II1-3.4.4 ポンプ能力と調節池との関係 (B調節池、50年確率)

表 III-3.4.2 ポンプ能力と工事費の関係 (A調節池)

ポンプ能力 Q (m ³ /s)	調節池容量 V (m ³)	ポンプ設備 工事費	調節池工事費	計	採用確率 降雨年	調節池水深 (m)
12	31,700	10.4億円	1.3億円	11.7億円	5年	1.7
11	34,000	9.2億円	1.3億円	10.5億円	5年	1.85
10	36,500	8.0億円	1.4億円	9.4億円	5年	2.0
9	39,100	7.6億円	1.4億円	9.0億円	5年	2.15
8	42,700	7.0億円	1.5億円	8.5億円	5年	2.35

表 III-3.4.3 ポンプ能力と工事費の関係 (B調節池)

ポンプ能力 Q (m ³ /s)	調節池容量 V (m ³)	ポンプ設備 工事費	調節池工事費	計	採用確率 降雨年	調節池水深 (m)
12	32,700	10.4億円	1.6億円	12.0億円	5年	1.8
11	35,000	9.2億円	1.7億円	10.9億円	5年	1.95
10	37,500	8.0億円	1.7億円	9.7億円	5年	2.0
9	40,300	7.6億円	1.8億円	9.4億円	5年	2.15
8	43,900	7.0億円	1.9億円	8.9億円	5年	2.50

3.4.4 ポンプ台数と口径

ポンプの台数は排水量変動する雨水ポンプであることからポンプ能力を大小2種類で各2台以上となるように計画するものとし、さらに設定した能力が大きい方のポンプを1台予備として追加する。ポンプ口径は吐き出し量と吸込み口の流速により次式を用いて算定することにした。

$$D = 146 \sqrt{\frac{Q}{V}}$$

ここに D : ポンプの吸込み口径 (mm)

Q : ポンプの吐出し量 (m³/分)

V : 吸込み口の流速 (1.5~3.0m/秒)

ポンプ台数の設定は工事費・維持管理費等から最適なものを選定する必要があるが、通常ポンプ台数を増やすと全体的にコストが増大するため、ここでは予備を含め大型3台・小型3台の計6台として以下の仕様で設計を行うこととする。

・ A地区

φ 1200×172 m³/min×3.4m×160kw×3台 (1台予備)

φ 900×86 m³/min×3.4m×75kw×3台

・ B地区

φ 1200×172 m³/min×4.0m×200kw×3台 (1台予備)

φ 900×86 m³/min×4.0m×90kw×3台

3.4.5 ポンプ形式

ポンプの形式は、一般的に立軸形、横軸形、水中形に分類され、各形式の比較を行うと表 III-3.4.4 のとおりである。本設計においては、以下の理由により水中形を採用することとする。

- ・ 据付けスペースの制限が少なくすみ、必要機器は全て地下に設置されるため、上屋が不要である。
- ・ 起動時間が最も速く、降雨に対する対応が速い。
- ・ 電動機が水中形となるが、吐出量が少なく使用頻度も年数回と少ないため、点検が容易に行える。
- ・ 小型水中ポンプの多くの実績から耐食性に優れたものが可能である。

表 III-3.4.4 ポンプ形式比較表

比較項目	立軸形	横軸形	水中形
適用原動機	○	◎	△
据付スペース	◎	○	◎
建屋構造	○	◎	◎
運転操作性	○	○	○
補機類の要否	○	○	◎
上水の要否	○	○	○
吸揚げ性能	◎	○	◎
耐食性	△	◎	△
据付け工事の容易性	○	◎	◎
分解点検の容易性	○	◎	○
予備電源	○	◎	○
補修等	○	○	△
経済性	△	○	◎

3.4.6 ポンプの制御方式

一般にポンプを運転するには、ポンプの軸封、冷却及び潤滑、原動機の始動や停止、吐出し弁の開閉等の一連の操作が必要である。これらの操作を個別に行うことは煩雑であり、ポンプの形式によって操作手順が異なるため、誤操作の原因となるので、運転を合理化するために連動化又は自動化するのが一般的である。

ポンプ運転には、一つの操作スイッチを操作するだけで、ポンプの始動や停止が定められた順序で連動して運転される 1 人制御方式と、始動や停止はもちろん、運転中の制御要素を自ら検出して運転する自動制御方式とがある。

制御方式の選定に当たっては、流入雨水量の変動、ポンプの形式や運転頻度、建設費、維持管理費、操作員の人数や技術レベル及び併用開始当初における初期対策等を総合的に検討するが、制御技術の進歩、省力化、省エネルギー等の面から、自動制御方式が多く採用されている。

しかし、いずれの場合も試運転や調整のために、現場で単独運転ができるようにしておく必要がある。また自動制御方式でも、バックアップ用として1人制御方式で運転ができるようにしておく必要がある。

ポンプの自動制御方式には、水位を検出して自動で始動又は停止を行う簡単なものから、台数の選択、吐出し量の制御等を組合わせたものまで種々ある。

本施設は前段に調節池を設けており、調節池は非常に大きいため、水位上昇も比較的遅いことから降雨に対するポンプの緊急運転が必要とされない。又、経済性、運転管理の容易性等から、水位制御とポンプの台数制御による流量制御方式が適していると考えられる。

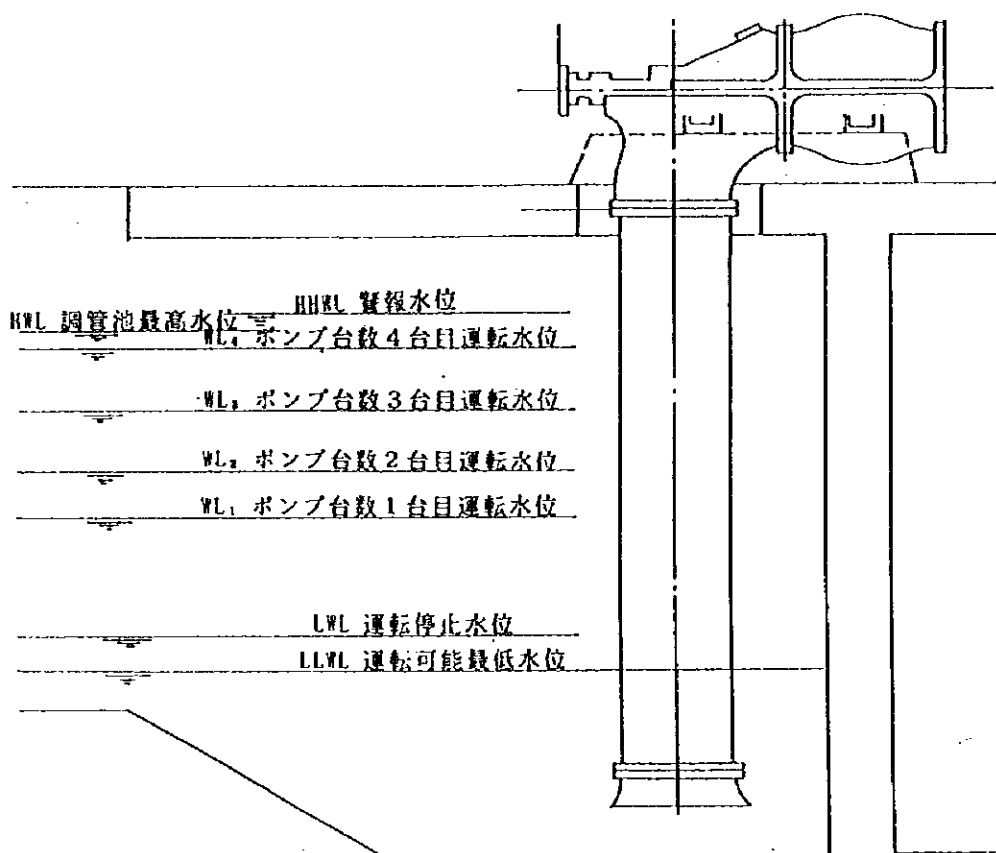


図 III-3.4.5 水位及びポンプ台数制御図

3.4.7 総合管理方式

(1) 概要

空港内施設は数ヶ所の雨水ポンプ場と汚水処理場があり、これらを総合的に集中管理することにより、各施設の状況が1ヶ所で把握できるとともに、多数の情報を正確かつ迅速に処理して、適切な運用を実現するための総合管理システムを確立することが、近年重要となってきたことから、この概要を次に示す。

(2) 管理システム

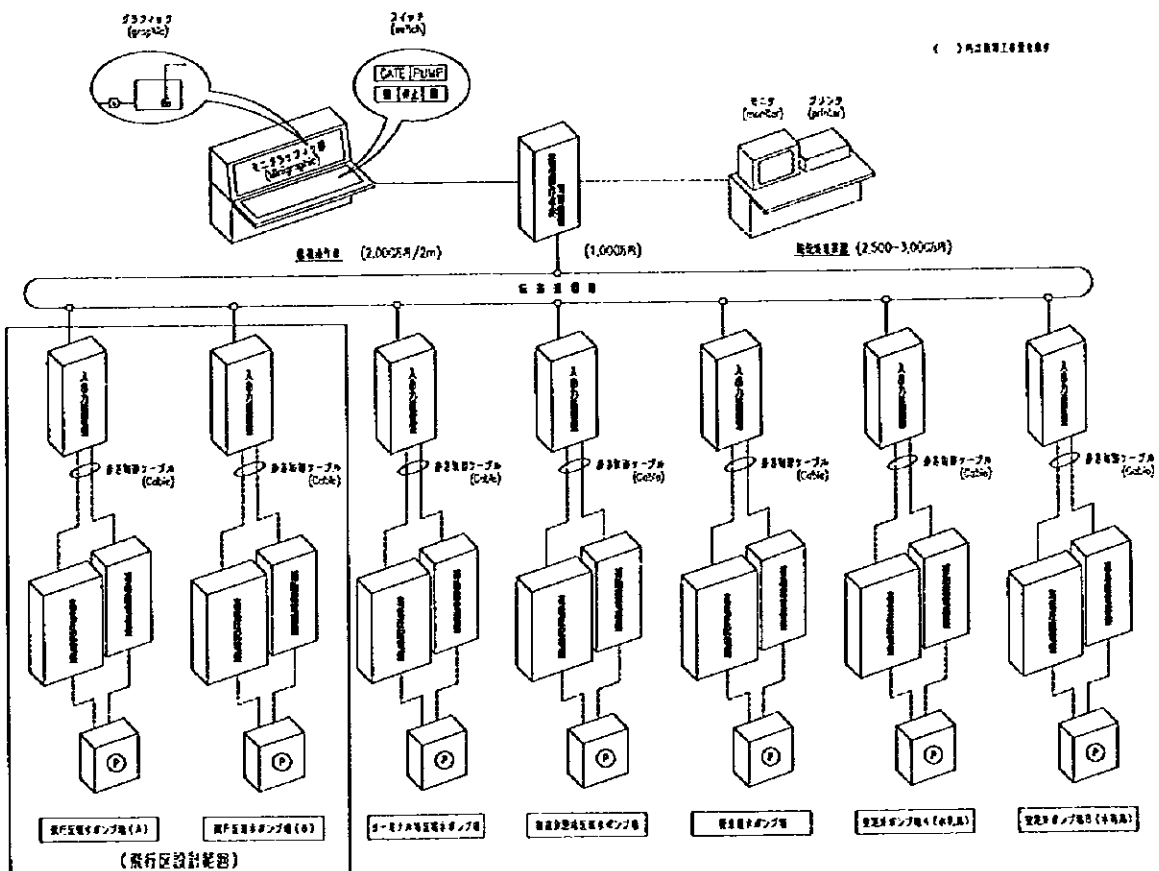
空港内各施設の総合的運営化を目指した広域管理下への展開を進める場合、総合管理方式の運用目的はその基本項目として

- ・ 雨水処理水の水質確保
- ・ 雨水排除の安定確保
- ・ 設備保全維持管理業務の効率運営

等々が従来より掲げられている。各施設の複雑化、高度化する運転制御技術への対応とともに、システム範囲の拡大による広域ネットワークによる総合管理システムの構築が中心的課題となってきた。図H1-3.4.6に下水道総合管理システムの構築図(案)を示す。

(3) プロセス制御概要

プロセス制御は、量的制御と質的制御に大別できる。量的制御は、ポンプの制御に代表され、雨水による浸水が起これぬよう確実に排除すること、変動する流入雨水量に対し処理効果が最大になるように、かつ管渠等の水位が適正になるようにポンプアップ量を制御することにある。質的制御は、曝気風量制御と返送汚泥量の制御及び放流水質等が主体項目となる。



図H1-3.4.6 下水道総合管理システム構築図(案)

3.4.8 除塵機設備

排水ポンプ場の流入水路に設置し、流入雨水中の夾雑物を阻止し、これを排除することにより、ポンプへの損傷、詰まり等を防ぐとともに、機能を円滑に行わせるために設置するものとする。又、ポンプ場の稼働時期は豪雨時となるため、夾雑物がスクリーンにたまりポンプへの円滑な流入が行われないことを考慮し、自動除塵機を設置することとし、掻き揚げられた夾雑物を運搬、貯留するためのコンベアー及びホッパーを設けることとする。

(1) 自動除塵機の選定

除塵機の一般的な型式は、以下のとおりである。

1) 型式

a) 間欠式

- ・ピンラック式 (固定式)
- ・ピンラック式 (走行式)
- ・回転式

b) 連続式

- ・ベルト走行式
- ・裏がき式
- ・コンベアー式

2) 型式の選定

本ポンプ場は、ポンプ場を通過せず自然流下による雨水排水が主流となり、ポンプ場の稼働は年数回と考えられる。従って、連続式は回転部が水中にあり稼働回数が少ないと回転部腐食等による点検が多く必要となる。よって、停止時は回転部が水中に一切ない間欠式が適していると考えられる。又、間欠式の内、回転式は水量の少ない施設に使用されるため、水路幅が2m以下となる。本施設の水路幅はポンプ口径から3.6m又は2.7mとなるためにピンラック式が適している。更に走行式のピンラックは人間が運転をするため、熟練した作業員が必要となる。以上のことから、無人の自動運転が可能で点検の容易な固定式とする。

3.4.9 ポンプ場建屋

ポンプ場建屋の概要は以下に示すとおりである。

建物名称 : 排水ポンプ場制御室

構造 : 鉄筋コンクリートラーメン平屋建築、煉瓦積みモルタル塗装仕上げ

基礎構造 : 鉄筋コンクリート布基礎

建築面積 : 150 m²

床面積 : 150 m²

外部仕上げ : モルタル塗装仕上げ、屋根 : アスファルト防水露出

建具 : アルミ製サッシュ、鉄製フラッシュ扉塗装仕上げ

内部仕上げ：床、モルタル床用塗料仕上げ

壁、モルタル塗装仕上げ

天井、打ち放しコンクリート

電気設備：電話設備

自動火災報知設備（ポンプ中央管理室に通知）

電灯設備、電気室、控室、倉庫；300 ルックス

制御盤室；500 ルックス

換気設備：電気室、制御盤室；サーモスタット連動換気扇

控え室、倉庫；照明スイッチ連動換気扇

消火設備：電気火災対応大型消火器

3.4.10 油分離槽設備

油分離槽は環境保全の立場から、空港が地域社会に与える影響を配慮することを目的として、場内水路排水の流末に設置することとする。

(1) 処理方式

油分離槽の処理方式には種々の方式があるが、空港における油流出はエプロンが主体となり、濃度的には他空港の実績から薄いと考えられる。よって経済性、施工性等から最も簡易的な API (American Petroleum Institute) 方式を採用する。

(2) 設定条件（原単位は日本の実績より）

対象粒径	150 μ
対象面積	223ha
流出負荷	0.072kg/日・ha
流出量	223ha×0.072=16.1kg/日
放流水質	5ppm
到達時間	約160分
油滴上昇速度	$V_t=9\text{cm/分}$
水平方向流速	$V_H=90\text{cm/分}$
処理対象水量	$Q_m=21\text{ m}^3/\text{分}$ (16.1÷5÷160)
安全係数	F=1.5

(3) 必要規模

・ 最小水平面積

$$A_H = F \frac{Q_m}{V_t} = 1.5 \times \frac{21}{0.09} = 350\text{m}^2$$

・ 必要長さ

$$L = F \frac{V_H}{V_t} d = 1.5 \times \frac{0.9}{0.09} \times 2 = 30\text{m} \quad (d: \text{水深 } 2.0\text{m})$$

・ 必要幅

$$B = 350\text{ m}^2 \div 30\text{m} = 11.7\text{m} \rightarrow 12\text{m とする}$$

第4章 舗装設計

4.1 平面線形の設定

4.1.1 設計条件

(1) 平面レイアウト

滑走路、誘導路、エプロン等の基本的平面レイアウトは、総体設計に準じる。

(2) 設計対象機材

総体設計より、当該空港の就航想定機材は次に示すように区分され、平面線形設定の対象機材は、後述する4.1.3(1)より、B-777-300とする。

表 III-4.1.1 就航想定機材

ICAO分類	区分	種別	航空機
A	I	中型短距離	MD-82、B-737
B,C,D	II	中型長距離	B-757、B-767-300、A310、A300-600
E	III	大型	B-747、B-777-200、MD-11
F	IV	巨型	B-747-400、A340、B-777-300
	V	未来型	NLA (B-747 発展型)

4.1.2 舗装幅員

(1) 滑走路の舗装幅員

滑走路の舗装幅員は、総体設計より次に示すとおりとする。

- ・ 滑走路本体：60 m
- ・ 滑走路ショルダー：7.5 m

(2) 誘導路の舗装幅員

1) 平行誘導路

平行誘導路本体の幅員は、未来型航空機を対象としてICAO基準で述べられる将来型航空機の想定メインギア間隔から、次のとおりとする。

- ・ 平行誘導路幅員 $W=T+2C=20+2\times 4.5=29.0$ m

ここに、T：メインギア間隔（ICAO基準より約20 m）

C：誘導路本体舗装縁までの必要クリアランス

2) 中間部取付誘導路

後述するフィレット形状検討及び中国の他空港事例を参考に、

- ・ 中間部取付誘導路幅員 $W=17.0+17.0=34.0$ m

とする。

3) 滑走路端部取付誘導路

滑走路末端部に接続するため交差部の必要幅は、片側のみとなるため、

・ 末端部取付誘導路幅員 $W=17.0+14.5=31.5\text{ m}$

とする。

4) 高速脱出誘導路

滑走路との接続部は中心線曲線半径が非常に大きく (ICAO 基準では 550 m) メインギアの内側への移動量は少ないこと、幅員の違いをすり付けるため十分な幅員がなされることなどから平行誘導路と同様に、

・ 高速脱出誘導路幅員 $W=14.5+14.5=29.0\text{ m}$

とする。

5) ショルダー

誘導路ショルダーの幅員は、ICAO 基準の必要舗装帯幅 (44 m) を確保するものとし、

・ ショルダーの幅員 $ws=(44-29)/2=7.5\text{ m}$

とする。

尚、誘導路本体幅が 31.5 m、34.0 m のショルダー幅員も同様に、7.5 m とする。

表 III-4.1.2 に誘導路舗装幅員を取りまとめて示す。

表 III-4.1.2 誘導路幅員

誘導路名称	本体幅員 (m)	ショルダー幅員 (m)
平行誘導路	29.0 (14.5+14.5)	7.5
中間取付誘導路	34.0 (17.0+17.0)	7.5
末端取付誘導路	31.5 (17.0+14.5)	7.5
高速脱出誘導路	29.0 (14.5+14.5)	7.5

4.1.3 交差部のフィレット形状

滑走路と誘導路及び各種誘導路の交差部におけるフィレット形状は、航空機の走行軌跡 (マヌーバリング) を再現し、図解法により設定する。

(1) 対象航空機の選定

誘導路交差部のフィレット形状検討に必要な要素は、航空機の車輪配置である。

将来、超大型機の出現も想定されるが、その車輪配置形状、就航時期が不明確であるため、現有最大の B-747-400 と数年後に就航が予定されている B-777-300 とを比較した結果、ホイールベース、主脚車輪外縁間隔共に寸法の大きい B-777-300 を対象航空機とする。

尚、接地点 (Touch Down Point) から最も近い高速脱出誘導路は、中型機以下の航空機を対象として、ホイールベースの長い B-767-300 を対象機材とする。

表 III-4.1.3 対象航空機の車輪配置

	航空機	ホイールベース (m)	主脚車輪外縁間隔 (m)	摘要
大型機	B-747-400	25.62 (ノズキア～メインア中心)	12.46 (ウイングア)	
	B-777-300	31.22 (ノズキア～メインア)	12.90 (メインア)	採用
	MD-11	24.60 (ノズキア～メインア)	12.40 (メインア)	
中型機	B-767-300	22.76 (ノズキア～メインア)	10.74 (メインア)	採用
	A-300-600	18.60 (ノズキア～メインア)	10.85 (メインア)	

(2) クリアランス

航空機の主脚車輪外縁と誘導路本体舗装端とのクリアランスは、ICAO 基準より 4.5 m とする。

(3) 中心線の曲線半径

高速脱出誘導路以外の誘導路における航空機のタクシーイング速度は、通常 30km/h である。従って、誘導路上をスムーズに走行するためには、曲線部においてもこの速度を維持できる曲線半径であることが望ましい。

1) 標準部の曲線半径

ICAO 基準では、航空機の走行速度と曲線半径の関係を表 III-4.1.4 のとおりとしており、標準部の曲線半径を 60 m とする。

尚、日本基準でも大型機に対する曲線部の中心線半径は 60 m としている。

表 III-4.1.4 航空機の走行速度と曲線半径との関係 (ICAO 基準)

航空機の走行速度 (km/h)	曲線半径 (m)
16	15
32	60
48	135
64	240
80	375
96	540

$$\begin{aligned} \text{航空機の走行速度 } V &= (127.133 \times (f) \times R)^{1/2} \\ &= (127.133 \times 0.133 \times R)^{1/2} \\ &= 4.1120 \times (R)^{1/2} \end{aligned}$$

ここに、(f) : 横方向の負荷率

従って、V=30km/h の場合

$$R = (V / 4.1120)^2 = 53.3 \text{ m} \rightarrow 60 \text{ m} \text{ となる。}$$

2) 平行誘導路間の曲線半径

平行誘導路間の間隔は、99 mであることから曲線半径は間隔の1/2として、

・ $99/2=49.5$ m

とする。

3) 高速脱出誘導路の曲線半径

滑走路から高速脱出誘導路に至る曲線半径は、ICAO 基準に基づき突入速度が96km/h程度であることから550 mとする。

高速脱出誘導路から平行誘導路に至る曲線半径は、高速脱出誘導路内での停止距離を考慮して直線区間を75 m確保するものとし、

・ 150° 旋回部は47.5 m、

・ 30° 旋回部は250 m (この曲線半径は、中国他空港の実績に基づいた)

とする。

(4) フィレット形状の設定

B-777-300 及び B-767-300 のマヌーバリングを再現し、主脚車輪外縁からの必要クリアランス 4.5m が確保できるフィレット形状は、施工性を考慮して単一曲線と直線との組み合わせとし以下に示す形状とする。

表 III-4.1.5 交差部のフィレット形状

位 置 (交差角度)	片側幅員 (m)	拡幅量～フィレット半径～拡幅量			検討機種
		L:W(m)	R(m)	L:W(m)	
① R/W～取付 T/W (90)	30.0～17.0	0 :0	～ 40.0～0	:0	B-777-300
② 取付 T/W～平行 T/W (90)	17.0～14.5	0 :0	～ 50.0～45.0	:3.0	B-777-300
③ 取付 T/W～平行 T/W (90)	14.5～14.5	45.0:3.0	～ 50.0～45.0	:3.0	B-777-300
④ 平行 T/W～平行 T/W (180)	14.5～14.5	45.0:5.736	～ 29.5～45.0	:5.736	B-777-300
⑤ R/W～高速脱出 T/W (30)	30.0～14.5	0 :0	～535.5～0	:0	B-777-300
高速脱出 T/W～平行 T/W (150)	14.5～14.5	0 :0	～ 32.0～45.0	:5.759	B-777-300
高速脱出 T/W～平行 T/W (30)	14.5～14.5	0 :0	～250.0～0	:0	B-777-300
⑥ R/W～高速脱出 T/W (30)	30.0～14.5	0 :0	～535.5～0	:0	B-767-300
高速脱出 T/W～平行 T/W (150)	14.5～14.5	0 :0	～ 34.0～0	:0	B-767-300
高速脱出 T/W～平行 T/W (30)	14.5～14.5	0 :0	～250.0～0	:0	B-767-300

検討の詳細を図 III-4.1.1、図 III-4.1.2 に示す。

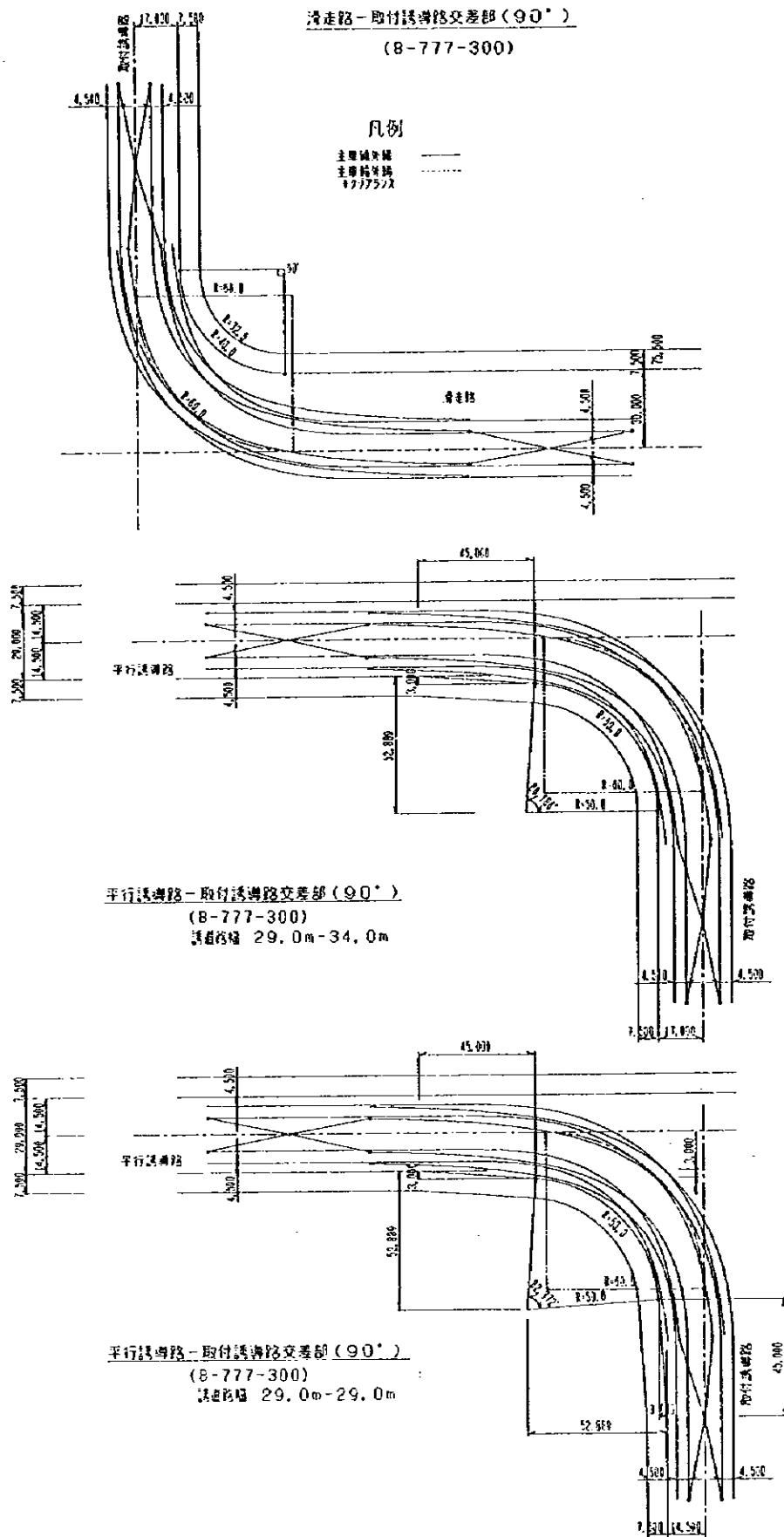
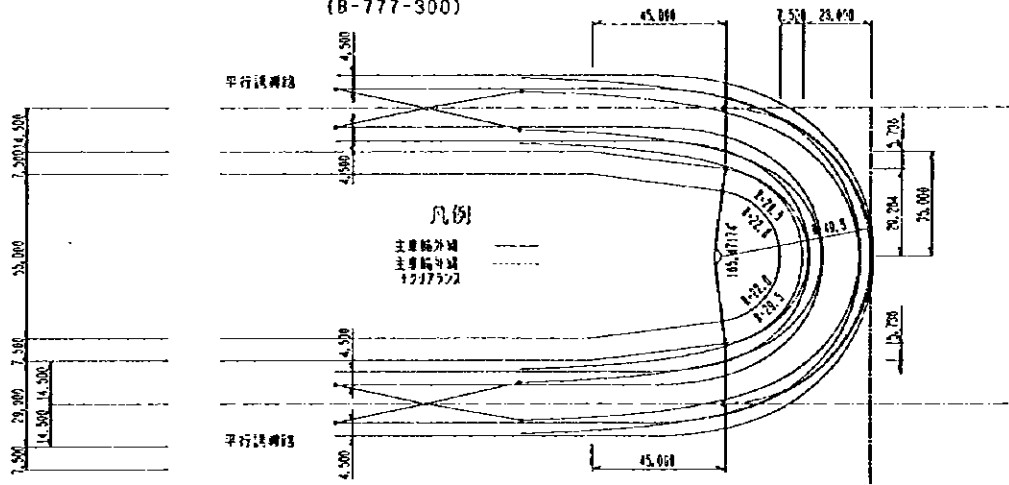


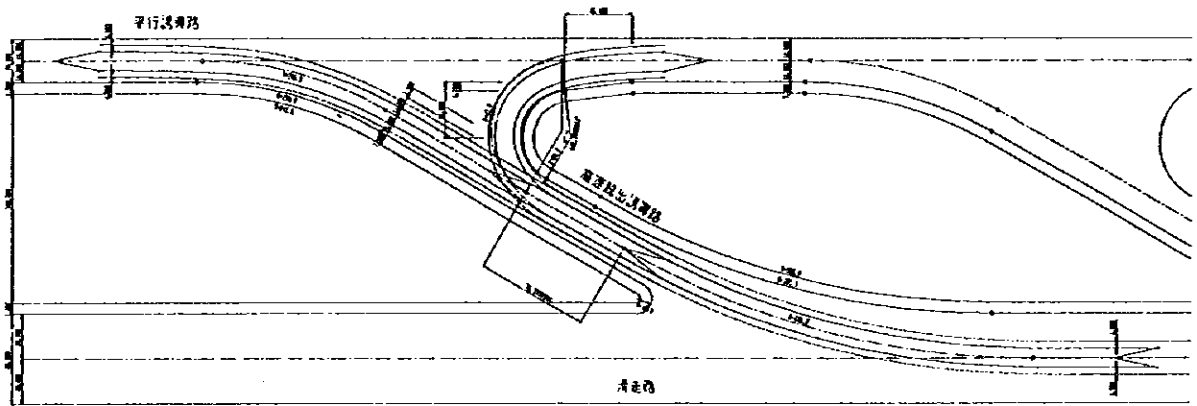
図 III-4.1.1 交差部のフィレット形状 (1)

平行誘導路-取付誘導路交差部(180°)
(B-777-300)

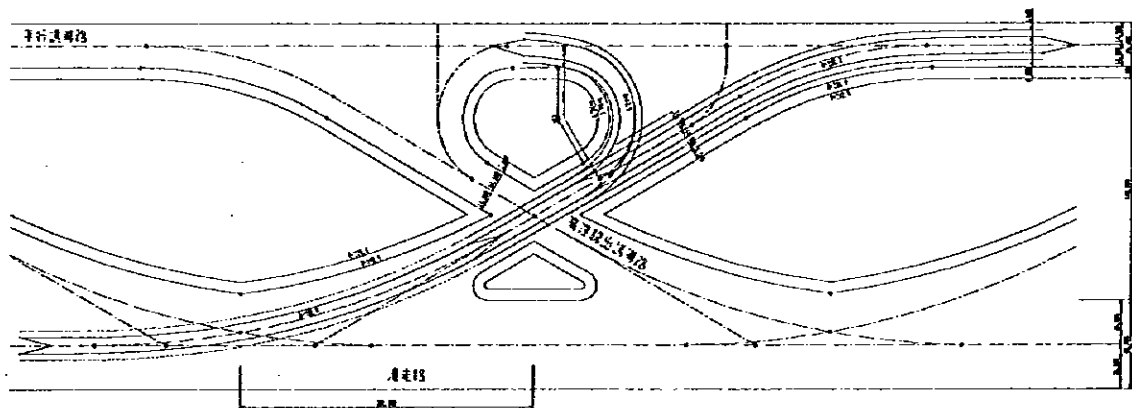


凡例
主要輪分線
主要輪分線
1227522

高速脱出誘導路-平行誘導路交差部(30°、150°)
(B-777-300)



滑走路-高速脱出誘導路-平行誘導路交差部(30°、150°)
(B-767-300)



図III-4.1.2 交差部のフィレット形状(2)

4.2 舗装種別

4.2.1 空港舗装種別の一般的事項

(1) 空港舗装の種別

空港基本施設（滑走路、誘導路、エプロン等）の舗装種別は、たわみ性舗装（アスファルトコンクリート舗装）と剛性舗装（セメントコンクリート舗装）の2種類に分けられる。セメントコンクリート舗装の種類には無筋コンクリート舗装、プレストレストコンクリート（PC）舗装、連続鉄筋コンクリート（CRC）舗装などがあるが、大きな不等沈下が予想される場合などの特殊なケースを除いて、建設費が安い無筋コンクリート舗装が一般的に採用されている。

(2) 各国空港舗装種別の実績

世界各国の民間国際空港の舗装種別採用の傾向を見ると、滑走路、誘導路にはアスファルトコンクリート舗装、エプロンにはセメントコンクリート舗装を採用している比率が大きい。日本では、国際空港だけでなく中型航空機（MD-81、A300等）以上が就航する地方空港においても、滑走路、誘導路にはアスファルトコンクリート舗装、エプロンにはセメントコンクリート舗装が採用されている。ただし、大型航空機の離着陸回数が多い国際空港では、交通量が多い滑走路末端などに耐久性に優れるセメントコンクリート舗装を採用している。これらの舗装種別選択の主な理由として、滑走路、誘導路舗装には高い平坦性や快適な走行性、維持補修の容易さが要求され、エプロン舗装には高い耐久性、耐油性が要求されることがあげられるほかに、建設費が一般的にアスファルトコンクリート舗装がセメントコンクリート舗装に比べて安価であることがあげられる。

(3) 中国国内空港の舗装種別の実績

一方、中国国内の民間空港では、過去ほとんど全ての空港がセメントコンクリート舗装で建設されてきている。アスファルトコンクリートの使用は近年のことであり、主にセメントコンクリート舗装の補修を目的としたオーバーレイに採用されている。新設の滑走路、誘導路にアスファルトコンクリート舗装が採用された例としては、西寧空港だけである。この主な理由としては、中国産アスファルトの品質・施工技術が現状では一定の水準に達していないことがあげられる。

4.2.2 舗装種別に関する日中協議

当空港基本施設の舗装種別の選定は重要課題の1つであり、滑走路及び誘導路の舗装種別の最終決定前に上海浦東空港建設指揮部は、日本側と中国側の意見の聴集のために協議の場を設けた。各々の意見の要旨は次のとおりであった。

(1) 日本調査団

「上海浦東国際空港実施設計調査中間報告書（1）」のとおり、平坦性、走行性に優れ、路面に不陸、損傷が生じた場合の補修が容易であること、大規模な改修が運用しながら可能であることなどを主な理由として、アスファルトコンクリート舗装を推奨する。

ただし、アスファルト材料の品質規格及びアスファルト舗装の施工技術、メンテナンス体制が一定の水準を満たすことが条件となる。

(2) 上海虹橋空港管理部門

建設、維持管理、運用の面からみて、セメントコンクリート舗装については中国の技術は成熟していると言えるが、アスファルトコンクリート舗装の技術はまた発展途上の段階であり、上海浦東空港の第1期工事にはセメントコンクリート舗装を採用することが適切である。

(3) 民航設計院（指揮部コンサルタント）

舗装区域には、運河が多数存在していることなどから、地盤の不等沈下が生じた場合、セメントコンクリート舗装よりアスファルトコンクリート舗装の方が追従性が高い。

セメントコンクリート舗装は、北京空港の例からも離着陸回数の増大により、破壊が進み易い。また、大規模な補修が必要となった場合、空港をクローズする必要が生じる。この問題の対策が中国国内の他空港で大きな課題となっている。

現状でもアスファルトコンクリート舗装を建設する技術力は充分持っている。

4.2.3 舗装種別の比較検討

(1) 舗装種別の検討対象種別

エプロン舗装は特に耐久性が要求されることから剛性舗装とする。

剛性舗装には、無筋コンクリート（NC）舗装、プレストレストコンクリート（PC）舗装、連続鉄筋コンクリート（CRC）舗装などの種類がある。NC舗装は最も一般的な種別であり中国国内の全ての民間空港で採用されている。PC舗装は沈下等により舗装面に発生した不陸をジャッキアップによって修正・修復することが可能であり、軟弱地盤上の舗装として優位性が高い種別である。CRC舗装は横方向目地を大幅に少なくし大きなひび割れや目地部の破損を最小限にでき、平坦性・走行性に優れる種別である。

これらのコンクリート舗装種別のうち、当空港の舗装区域では残留沈下量：10 cm/10年間、不等沈下量：5 cm/50 mを目標に地盤改良が実施されること、NC舗装に比べて他の舗装種別は経済性の面で劣ることや中国国内空港での実績が少ないことなどを考慮して、剛性舗装は無筋コンクリート舗装（NC）とする。

滑走路・誘導路の舗装種別の検討対象としては、たわみ性舗装でアスファルトコンクリート舗装、剛性舗装で無筋コンクリート（NC）舗装とする。

(2) 舗装構造

滑走路・誘導路舗装の代表的舗装構造を次の設計条件を基に検討した結果、表 H1-4.2.1 に示すとおりとなる。

- ・設計対象荷重 …… B-747-400
- ・設計耐用年数 …… アスファルトコンクリート舗装：10年間
セメントコンクリート舗装：30年間
- ・路床支持力 …… CBR=12%、k75=6kgf/cm³
- ・準拠基準 …… アスファルトコンクリート舗装：日本基準
セメントコンクリート舗装：中国基準

(3) 舗装種別の比較

たわみ性舗装（アスファルトコンクリート舗装）と剛性舗装（無筋コンクリート舗装）を当空港に採用する場合の舗装構造、技術、コストなどの面で比較すれば、表H1-4.2.1のとおりである。

	たわみ性 : アスファルトコンクリート舗装	剛性舗装 : 無筋セメントコンクリート舗装
舗装構造断面	<p>(cm)</p> <p>表層 (密粒度アスコン) 4</p> <p>基層 (粗粒度アスコン) 6</p> <p>基層 (粗粒度アスコン) 6</p> <p>上層路盤 (セメント安定処理) 17</p> <p>下層路盤 (切込砕石) 24 修正 CBR ≥ 30%</p> <p>下層路盤 (切込砕石) 24 修正 CBR ≥ 20%</p> <p>下層路盤 (切込砕石) 24 修正 CBR ≥ 10%</p> <p>路床 設計 CBR = 12%</p> <p>105</p>	<p>(cm)</p> <p>コンクリート版 45</p> <p>中間層 (フライアッシュ) 2</p> <p>上層路盤 (セメント安定処理) 18</p> <p>上層路盤 (セメント安定処理) 18</p> <p>下層路盤 (石灰、粉煤灰、スラグ) 18</p> <p>路床 設計支持力 $k75 = 6 \text{ kg/cm}^3$</p> <p>101</p>
平坦性、走行性	コンクリート舗装に比べて、路面は滑らかであるが、アスファルトの品質及び高い技術が条件となる。	目地が避けられず、これが平坦性、走行性に影響を及ぼす可能性がある。
維持、補修	一般的には補修は容易であるが、補修が必要となる時期が概ね 5 年～10 年と早く、頻度が高い。 品質規格を満たす少量のアスファルト材料の供給、補修技術及び管理体制などが問題となる。	耐久性が高く、補修が必要となる損傷が発生するまでの時期が概ね 10 年～20 年と長く、補修頻度も少ない。 これまでの実績から、補修の経験、技術、管理体制を有している。
大規模な改修荷重増大への対応	運用しながらの大規模な改修が可能である。(大規模改修を要するまでの耐用年数は概ね 10 年である。)	セメントコンクリートでの改修には運用休止が必要となり、運用しながらの改修はアスファルトによるオーバーレイに限定される。(大規模改修を要するまでの耐用年数は概ね 20 年～30 年である。)
不等沈下への追従性	許容値以上の不等沈下に対して追従性が高く、補修も容易である。	許容以上の不等沈下が生じた場合、コンクリート版の不陸、クラック発生などの不安が多少のこる。この補修は難しい。
経 済 性	254 元/m ²	202 元/m ²

表 H1-4.2.1 舗装種別の比較表

4.2.4 舗装種別の選定

アスファルトコンクリート舗装と無筋セメントコンクリート舗装の比較検討を行った結果、滑走路及び誘導路の一部には平坦性や将来の大規模な改修の面などでアスファルト舗装に優位性があるものの、現状では維持補修の技術・体制面で問題があり、経済性や耐久性の面で剛性舗装が優位である。これと上海浦東国際空港建設指揮部の舗装種別に関する方針を考慮のうえ、滑走路、誘導路、エプロン、GSE 通路及びショルダーの全域について、剛性舗装の無筋セメントコンクリート舗装を採用するものとする。

また、中国国内において一般構造物及び道路舗装に使用実績があり、その有効性が確認されつつあるスチールファイバーコンクリート（SFRC：強度増強のためにスチールファイバーチップを混入したコンクリート）及び前述した CRC 舗装については、未だ空港舗装への適用事例が無い。

従って、採用箇所や規模等の詳細は実施設計に委ねるものの一期計画の範囲内で一部 SFRC 及び CRC 舗装を試験的に採用し、空港舗装種別としての適応性や特性を調査し、今後展開される浦東国際空港の 2 期工事での採用の適否などを確認することも必要であろう。

尚、ストップウェイ（オーバーラン）の舗装は中国の事例をもとにアスファルトコンクリート舗装とする。

4.3 舗装構造設計

4.3.1 設計条件

舗装構造設計に必要な設計条件は以下のとおりとする。

(1) 適用設計基準

- ① 中国基準：『民用空港コンクリート舗装仕様書（中国民用航空総局、1995年）』
- ② 日本基準：『空港コンクリート舗装構造設計要領（財）航空振興財団、1995年）』
『空港アスファルト舗装構造設計要領（財）航空振興財団、1995年）』

(2) 舗装区域の区分及び使用状態

舗装区域は、図III-4.3.1に示すように使用状態を考慮した区分とする。

(3) 対象機材

舗装構造の設計に用いる代表機材を次の通りとする。

尚、舗装区域に応じて年間運行回数はA300-600あるいはB747-400に換算する。

表III-4.3.1 対象航空機の諸元

区 分		I	II	III	IV	V
航空機の種類		MD-82	A300-600	MD-11	B-747-400	B747 発展型
総重量 (ton)	(1) 満載時	68.3	165.9	284.9	396.0	607.4
	(2) 着陸時	59.0	138.0	195.0	285.8	423.2
脚荷重 (ton)	(1) 満載時	32.1	77.2	W109.8/C47.6	92.8	94.9
	(2) 着陸時	27.7	64.2	W75.2/C32.6	67.0	66.1
車輪の配置形式		複車輪	複々車輪	W複々車輪/C複車輪	複々車輪	特殊複々車輪
複車輪の横中心間隔 S (cm)		71.4	92.7	W137/C95	111.8	111.8
複々車輪の縦中心間隔 ST (cm)		—	139.7	163.0	147.3	147.3
タイヤ内圧 p_i (kg/cm ²)		11.0	12.9	W14.4/C12.7	14.1	14.1
タイヤ接地圧 p (kg/cm ²)		12.0	12.9	W14.4/C12.7	14.1	14.1
タイヤ接地 面積 Λ (cm ²)	(1) 満載時	1337	1496	W1906/C1874	1645	1645
	(2) 着陸時	1154	1244	W1306/C1284	1187	1187
一車輪の接地幅 d (cm)		28	29	--	34	34
脚配置形式		2脚3輪車型	2脚3輪車型	CD-10型	B-747型	特殊
脚中心間隔	S1 (cm)	509	960	1067	384	—
	S2 (cm)	—	—	--	358	—
	S3 (cm)	—	—	--	307	—

表 H1-4.3.2 トーイングトラクタの諸元

項 目	車 体	TT-35	TT-26
対象航空機		B-747	B-767
総重量 (ton)		49	35
輪荷重 (ton)		12.3	8.8
車両形式		単	単
複車輪の横中心間隔 (mm)			
タイヤ接地圧 (kgf/cm ²)		6.8	6.8
タイヤ接地面積 (cm ²)		1,810	1,290
ホイールベース (mm)		4,540	2,895
ホイールトレッド (mm)		2,385	2 240

(4) 舗装の耐用年数

コンクリート舗装：30年

アスファルト舗装：10年

(5) 年間運行回数

空港の開港を2000年と仮定し、30年耐用の場合は2015年を年間運行回数算定の基準年とする。

(6) 路床の支持力

路床の支持力は、第2章の軟弱地盤改良設計に基づいて、

$$K75=6 \text{ kgf/cm}^3$$

$$\text{CBR}=12\%$$

とする。

(7) 材料

1) コンクリート

設計曲げ強度 (28日) $\sigma_{28}(\text{fcm})=51\text{kg/cm}^2$

許容付着強度 $\tau_{oa}=18 \text{ kg/cm}^2$

許容支圧強度 $\sigma_{ca}=120 \text{ kg/cm}^2$

ヤング係数 $E=36700\text{kg/cm}^2$

ポアソン比 $\nu=0.15$

線膨張係数 $\alpha=9 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

2) 鉄筋

丸鋼 (φ) I級 $\sigma_{sa}=1370 \text{ kg/cm}^2$ (135Mpa)

異型 (Φ) II級 $\sigma_{sa}=1880 \text{ kg/cm}^2$ (185Mpa)

(8) 応力算定及び応力照査

コンクリート舗装は、次に示す条件で計算、照査を行う。

1) 応力の算定

- ・ 機材による応力： $0.75 \sigma_j$

ウエスターガード縁部荷重応力の75%（目地伝達考慮）とする。

- ・ 温度応力： σ_t

舗装の上下面の温度差を10℃とし、そり拘束応力とする。

尚、目地間隔は5mを標準とする。

$$\text{そり拘束応力 } \sigma_t = 0.35 \times C_w \times E \times \alpha \times \Delta t$$

ここに、 C_w ：そり拘束係数

E ：ヤング率 (kg/cm²)

α ：線膨張係数

Δt ：温度差

- ・ 不等沈下による応力： σ_Δ

地盤の不等沈下に対して不等沈下量及び沈下形状を想定し、コンクリート版に発生する応力とする。

不等沈下量：100m (L) で5cm (Δ) とする。

不等沈下形状

$$y = \frac{1}{2} \Delta \cos \frac{2\pi}{L} X$$

$$\text{応力算定式： } \sigma_\Delta = \frac{2}{3} \pi^2 E' \frac{\Delta}{L^2}$$

E' = クリープ (クリープ係数 1.5) を考慮したヤング率

$E' = E / 1.5$ (kg/cm²)

h ：コンクリート版厚 (cm)

2) 応力照査

応力は次のA式、B式いずれをも満足させるものとする。

- ・ A式

$$\Sigma \sigma = 0.75 \sigma_j + \sigma_t + \sigma_\Delta \leq \frac{1.1 f_{em}}{F} = \sigma_a$$

σ_j ：機材による応力 (kgf/cm²)

σ_t ：温度応力 (kgf/cm²)

σ_Δ ：不等沈下による応力 (kgf/cm²)

f_{em} ：設計曲げ強度 (kgf/cm²)

F ：安全率 (F=1.4 とする。)

・ B式

$$\sigma_p = 0.75 \sigma_j + \sigma_{\Delta}$$

$$\sigma_p \leq f_{rm} \text{ 及び}$$

$$|\sigma_p - f_{rm}| \leq 0.025 f_{rm}$$

f_{rm} : 疲労を考慮した許容応力度 (kgf/cm²)

$$= f_{rm} (0.885 - 0.063 \log N_e)$$

$$N_e = \frac{0.75 \times N_w \times W_t \times N_s \times t}{100T}$$

$$W_t = 0.6 L_t$$

$$L_t = \sqrt{\frac{P_s}{0.05227 \times q}}$$

q : タイヤ外圧 (kgf/cm²)

P_s : 一輪当たりの荷重 (kgf)

N_s : 年間運行回数

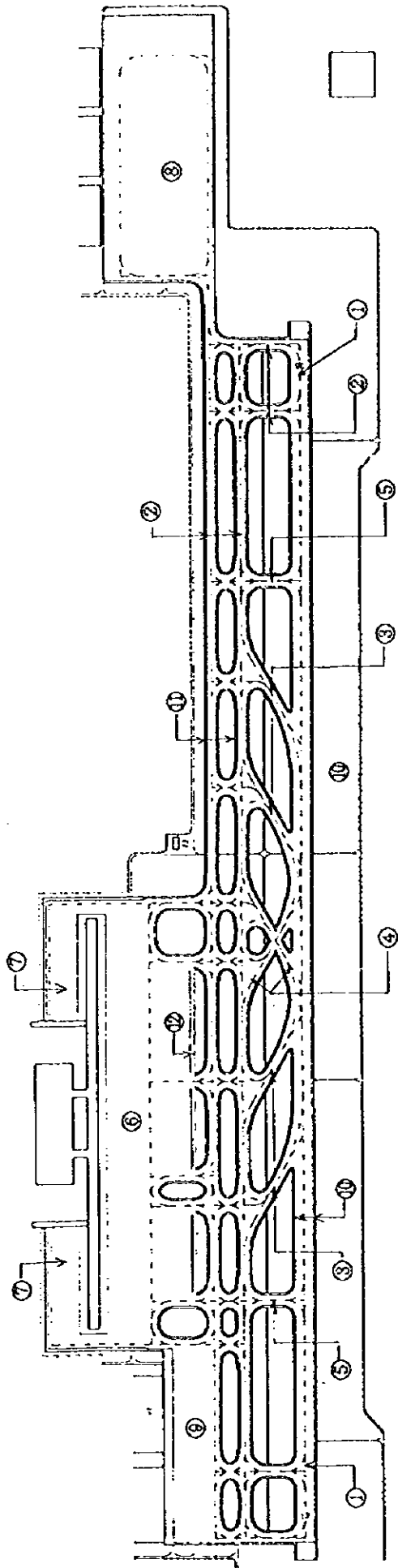
t : 耐用年数

N_w : 一輪当たりの輪数

T : 通行幅、

滑走路=11.4 m

誘導路・エプロン=2.3 m



備装区分	使用機材	状態	使用比率	備装区分	使用機材	状態	使用比率
①	全機材	離着陸回数70%		⑦	I・IIの機材	離着陸回数50%	
②	全機材	離着陸回数50%		⑧	B-747-400(機体)+最大燃料	離着陸回数50%	
③	I・III・IV・Vの着陸	着陸回数70%		⑨	全機材	離着陸回数50%	
④	I・IIの着陸	着陸回数70%		⑩	滑走路、エプロンのシヨルダ―		
⑤	I・IIの離陸、III・IV・Vの着陸	I・II離陸50%、III・IV・V着陸30%		⑪	誘導路のシヨルダ―		
⑥	全機材	離着陸回数50%		⑫	GSE通路		

図 III-4.3.1 備装区分及び使用状態

4.3.2 年間運行回数の計算

(1) 基準年の運行回数

年間運行回数は総体設計より、2005年（離着陸回数126,000回）、2020年（離着陸回数320,000回）の運行回数を基準として算定する。

尚、2015年時には、滑走路を2本として1本あたりに換算する。

- ・ 2005年：126,000回
- ・ 2015年：150,000回

(2) 機材構成比と機材別年間運行回数

当空港における機材構成比と年間運行回数は次のとおりである。

表 III-4.3.3 機材構成比と機材別年間運行回数

区分	機材	2005年			2015年		
		構成比	離陸	着陸	構成比	離陸	着陸
I	MD-82	40%	25,200	25,200	20%	15,000	15,000
II	A300-600	30%	18,900	18,900	30%	22,500	22,500
III	MD-11	20%	12,600	12,600	27%	20,250	20,250
IV	B-747-400	10%	6,300	6,300	17%	12,750	12,750
V	B747発展型	-	-	-	6%	4,500	4,500
合計		100%	126,000		100%	150,000	

(3) 年間運行回数

舗装区域別に設計対象機材に換算した年間運行回数は次のとおりである。

表 III-4.3.4 舗装区域別の年間運行回数

舗装区分	設計対象機材	年間運行回数	荷重状態
①	B-747-400	59,199	最大重量
②、⑥、⑨	B-747-400	41,867	最大重量
③	B-747-400	51,558	最大着陸重量
④	A300-600	19,087	最大着陸重量
⑤	A300-600	22,163	最大重量
⑦	A300-600	18,285	最大重量
⑧	B-747-400	41,867	機体重量+燃料
⑩	50t-インゲトラクター	7,500	

4.3.3 路盤の設計

(1) 路盤材料

路盤には中国の民用空港で一般的に使用される下記の材料を用いる。

- ・ 上層路盤：セメント安定処理 換算係数 1.25
- ・ 下層路盤：石灰、粉煤灰、スラグ 換算係数 1.20

(2) 路盤の支持力係数

路盤の構造を下図のとおり構成とし、路盤の支持力係数 (K75) を求める。

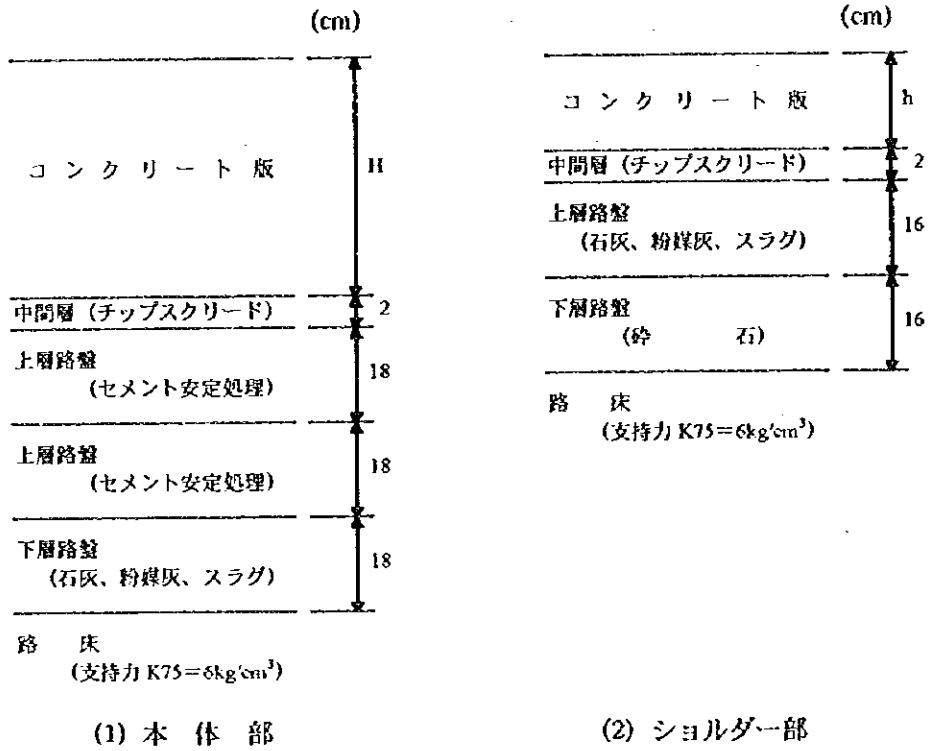


図 III-4.3.2 路盤の構造

上層路盤の支持力係数図、及び路床の支持力 $k_{75}=6\text{kg/cm}^3$ より得られる $k_{75}=11\text{kg/cm}^3$ を路盤の支持力係数とする。

- ・ 下層路盤

$$h=18 \times 1.2=21.6\text{cm}$$

$$k_{75}=6 \rightarrow k_{75}=7.4\text{kg/cm}^3$$

- ・ 上層路盤

$$h=18 \times 2 \times 1.25=45.0\text{cm}$$

$$k_{75}=7.4 \rightarrow k_{75}=11.4\text{kg/cm}^3$$

$$\rightarrow k_{75}=11.0\text{kg/cm}^3$$

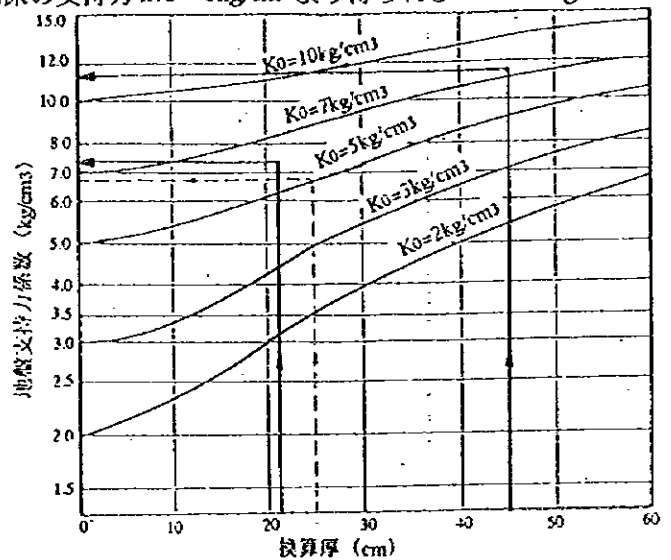


図 III-4.3.3 支持力係数図

4.3.4 コンクリート舗装厚の照査

(1) コンクリート舗装版の照査

舗装区域別の想定版厚に対して設計条件に示される機材による応力、温度応力、不等沈下による応力を計算し、式A、Bにて照査した結果、想定版厚が妥当なものと判断されることから、想定版厚をコンクリート版厚とする。

表 H1-4.3.5 コンクリート舗装版の照査

舗装区域	版厚 H (cm)	A 式					B 式					
		$0.75 \sigma_j$	σ_l	σ_Δ	$\Sigma \sigma$	σ_a	frn	$0.75 \sigma_j$	σ_Δ	σ_p	$\sigma_p - frn$	$0.025frn$
① ※	45	26.0	9.8	3.6	39.4	40.1	31.3	26.0	3.6	29.6	-	0.8
②、⑥、⑨	45	25.4	9.8	3.6	38.8	40.1	29.4	25.4	3.6	29.0	0.4	0.7
③	36	26.3	9.8	2.9	39.0	40.1	29.3	26.3	2.9	29.2	0.1	0.7
④	34	26.8	9.8	2.7	39.3	40.1	30.8	26.8	2.7	29.5	-	0.8
⑤	39	27.2	9.8	3.1	40.1	40.1	30.4	27.2	3.1	30.3	0.1	0.8
⑦	39	27.2	9.8	3.1	40.1	40.1	30.7	27.2	3.1	30.3	0.4	0.8
⑧	36	26.3	9.8	2.9	39.0	40.1	29.4	26.3	2.9	29.2	0.2	0.7
⑩	26	26.4	9.8	2.1	38.3	40.1	29.7	26.4	2.1	28.5	-	0.7

注) 1. ※印はグルーピング1cmを含む。

2. ①、④、⑩はA式にて決められた。

(2) 滑走路の版厚

中国規準により滑走路中間部は端部(1.0h)の0.9hに低減する。

また、滑走路ショルダー側の縁端帯は、端部で0.8h、中間部で0.7hに低減する。

- ・ 滑走路端部中央帯 : $H=45\text{cm}$
- ・ 滑走路端部縁端帯 : $H=45 \times 0.8 = 36\text{cm}$
- ・ 滑走路中間部中央帯 : $H=45 \times 0.9 = 41\text{cm}$
- ・ 滑走路中間部縁端帯 : $H=45 \times 0.7 = 32\text{cm}$

(3) ショルダーの版厚

中国規準により次のとおりとする。

- ・ 滑走路、エプロンのショルダー : $H=16\text{cm}$
- ・ 誘導路ショルダー : $H=12\text{cm}$

4.3.5 オーバーランの舗装構造

オーバーランの舗装構造は、中国の他の国際空港で採用している構造を参考に、日本基準による舗装構造と比較した結果、ほぼ必要厚が確保されることから中国案を採用する。

(1) 日本基準によるオーバーラン舗装構造

次に示す条件にてオーバーラン舗装構造を検討した結果をに示す。

- ・ 適用設計基準：日本基準：『空港アスファルト舗装構造設計要領』
- ・ 設計荷重の区分：LA-1 (B-747-400)
- ・ 設計反復作用回数：80,000回 (日本基準にて算出)
- ・ 基準舗装厚：A舗装区域 (113cm)
- ・ オーバーラン舗装厚：D舗装区域 (56.5cm：A舗装区域の50%)

(2) 中国案の構造照査

中国側より提示を受けたオーバーラン舗装構造は図II-4.3.4に示すようにアスファルト舗装が採用されている。

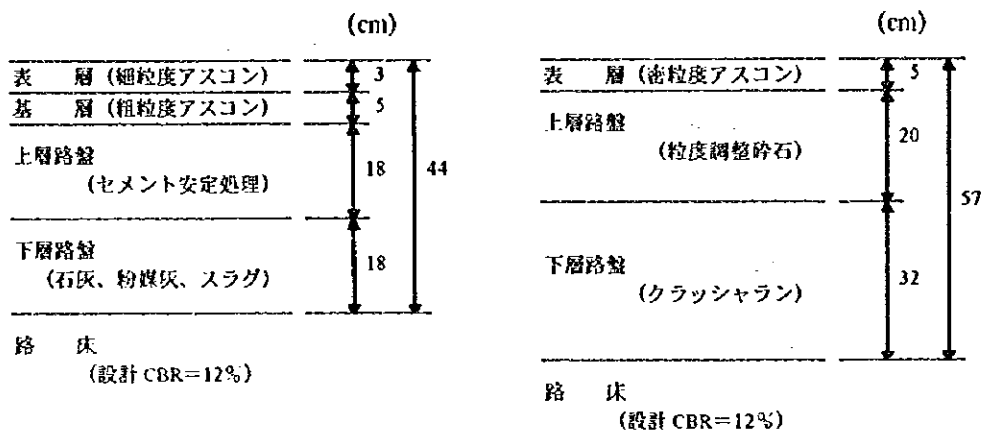
この構造について、次に示す条件にて構造照査を行う。

- ・ 材料特性 (等価値)：表 層：細粒度アスコン：2.0
：基 層：粗粒度アスコン：2.0
：上層路盤：セメント安定処理：1.25
：下層路盤：石灰、粉煤灰、スラグ：1.20

・ 構造照査

$$\begin{aligned} \text{オーバーラン基準舗装厚} &= 5 + (3 \times 2.0) + 18 \times 1.25 + 18 \times 1.20 \\ &= 5 + 6 + 22.5 + 21.6 \\ &= 55.1\text{cm} \end{aligned}$$

となり、ほぼ「日本基準56.5cm」と同等の厚さとなることから、問題は無いものと考えられる。



(1) 中国案 (国内実績)

(2) 日本の基準による構造

図II-4.3.4 オーバーランの舗装構造

4.3.6 目地構造設計

(1) コンクリート舗装の目地間隔

滑走路、誘導路、エプロン、GSE通路の本体舗装及びショルダーの目地間隔は、各施設の設定幅員及びコンクリート版の縦横比から次に示す間隔を標準とする。

表 III-4.3.6 コンクリート舗装の目地間隔

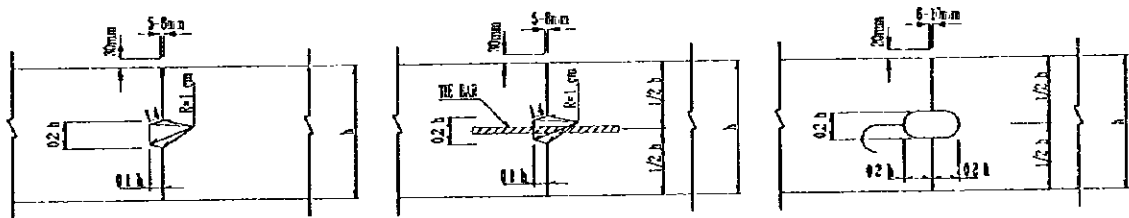
種 別	種 別	設定幅員	配 置 間 隔	縦 横 比
縦方向目地	滑走路中央帯	中央 30.0m	5.0m×6 スパン	1.00
	滑走路縁端帯	片側 15.0m	5.0m×3 スパン	1.00
	誘 導 路	片側 17.0m	4.5m×2 スパン+4.0m×2 スパン	1.11~1.25
		片側 14.5m	5.0m×2 スパン+4.0m×1 スパン	1.00~1.25
	エ プ ロ ン	—	5.0m	1.00
GSE 通 路	8.0m (10.0m)	4.0m×2 スパン (4.0m+6.0m)	1.20~1.25	
	ショルダー	7.5m	2.5m×3 スパン	1.00
	本体舗装全て	—	5.0m	1.00~1.25
横方向目地	ショルダー	—	2.5m	1.00

(2) 目地構造

1) 縦方向施工目地

縦方向施工目地は、「中国規準」による「かぎ型目地」とする。

尚、現行の「日本基準」では、長期に亘る繰返し荷重や不同沈下等で「かぎ型目地」の突起部が破損する例があるため、「バー付突合せ目地」もしくは「かぎ型目地」の欠点を改良した「改良かぎ型目地」を採用することとしているが、型枠の加工や目地材の作成など通常の「かぎ型目地」に比べ費用がかさむことなどから、採用しない。



(1) バー無かぎ型目地 (2) タイバー付きかぎ型目地 (3) 改良かぎ型目地

図 III-4.3.5 縦方向施工目地の構造

2) 横方向目地

横方向目地はダミー目地を標準とし、必要に応じてバーで精強する。

3) 付合せ目地

滑走路、誘導路等の交差部には、付合せ目地を採用し、端部を鉄筋で補強すると共に目地部の段差発生を抑止する目的で枕版を設置する。

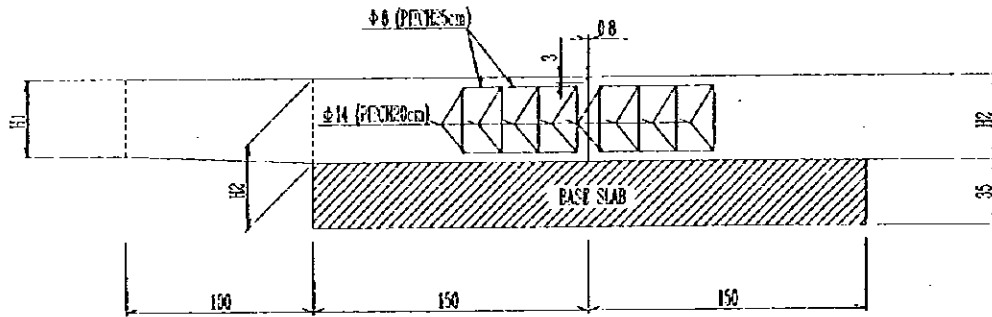


図 III-4.3.6 付合せ目地の構造

4) 膨張目地

滑走路、誘導路、エプロン、GSE 通路舗装には、膨張目地を設けない。

但し、ショルダーには 10m 間隔で、その他構造物との接合部には膨張目地を使用する。

5) タイバー

a) タイバーの種類

タイバーには異形棒鋼を使用する。

その寸法は「中国規準」に示される計算式による算定結果及び施工中の煩雑さを考慮して、コンクリート舗装の自由縁からの目地数に応じて次に示す 3 種類を採用する。

設置位置は、コンクリート版厚の中央とする。

表 III-4.3.7 タイバーの寸法

自由縁からの目地数	直径 (mm)	長さ (mm)	版当り本数 (本)
1 本	18	100	8
2 本	26	140	8
3 本以上	35	190	8

b) タイバーの設置位置

タイバーの設置位置は、次のとおりとする。

- ・滑走路：中央の 3 本と縁部から 2 本の縦方向施工目地
- ・誘導路：全ての縦方向施工目地
- ・エプロン：全ての縦方向施工目地（中国における実績より軟弱地盤上のエプロン部の縦方向施工目地にはタイバーを採用しているため。）
- ・GSE 通路：全ての縦方向施工目地

6) スリップバー

a) スリップバーの種類

スリップバーには丸鋼を使用する。

その寸法は「中国規準」に示される計算式による算定結果及び施工中の煩雑さを考慮して、コンクリート版厚に応じて次に示す3種類を採用する。

設置位置は、コンクリート版厚の中央とする。

表 III-4.3.8 スリップバーの寸法

コンクリート版厚 (cm)	直径 (mm)	長さ (mm)	設置間隔 (cm)
41~45	38	55	40
32~40	35	50	35
26	30	50	30

b) スリップバーの設置位置

スリップバーの設置位置は、次のとおりとする。

- ・ 滑走路：両端部各 100 m 区間のダミー目地
- ・ 誘導路：舗装自由縁から 3 本のダミー目地
- ・ エプロン：全てのダミー目地（中国における実績より軟弱地盤上のエプロン部の横方向ダミー目地にはスリップバーを採用しているため。）
- ・ GSE 通路：舗装自由縁から 3 本のダミー目地
- ・ その他：鉄筋で補強を行うコンクリート版のダミー目地
：横方向施工目地

4.3.7 コンクリート版の補強

コンクリート舗装版の補強は「中国規準」の他に、中国における実績を参考に行う。

(1) 補強箇所

コンクリート版の補強箇所は次に示すとおりとする。

- ・ コンクリート舗装下に排水構造物等大きな埋設物がある箇所。
- ・ 造成前に既設排水路等があった箇所の段切り部。
- ・ ランプソケット、各種ビット施設の周囲。
- ・ 付合せ目地部のコンクリート版端部。

(2) 補強鉄筋の寸法と配置間隔

補強鉄筋には、直径 12mm の異形棒鋼を使用する。

設置位置は、コンクリート版の上面から版厚の $2/5$ とする。

配置間隔は、「中国規準」に示される計算式による算定結果及び施工中の煩雑さを考慮して、コンクリート版厚、自由縁からの距離に応じて表 III-4.3.9 に示すとおりとする。

表 III-4.3.9 補強鉄筋の寸法と配置間隔

位 置		版厚 (cm)	配置間隔 (cm)	
			縦方向	横方向
滑走路端部	中央部	45	14	30
	縁端部	36	25	50
滑走路中間部	中央部	41	30	50
	縁端部	32	20	50
取付誘導路	中央部	45	14	30
	縁端部	45	30	30
取付誘導路	中央部	39	15	50
	縁端部	39	30	50
高速脱出誘導路	中央部	36	20	50
	縁端部	36	30	50
高速脱出誘導路	中央部	34	20	50
	縁端部	34	30	50
平行誘導路	中央部	45	14	30
	縁端部	45	30	30
エプロン		45	14	30
		39	15	50
		36	20	50

4.4 その他施設設計

4.4.1 グルーピング

滑走路及び高速脱出誘導路には、ハイドロプレーニング現象の解消を目的として、グルーピングを行うものとする。

グルーピングの範囲と形状を次に示す。

(1) グルーピングの範囲

- ・ 滑走路の全延長にわたり、中央部の2/3：(40m)
- ・ 高速脱出誘導路本体舗装全域

(2) グルーピングの形状

グルーピングの形状は、次に示すものを標準とする。

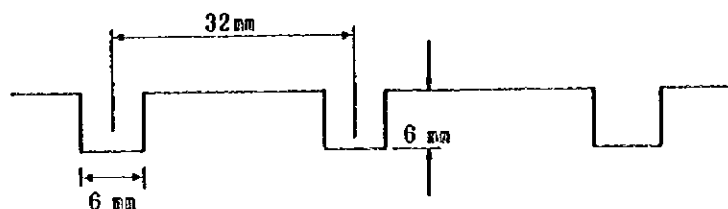


図 II-4.4.1 グルーピングの標準形状

4.4.2 標識設計

滑走路、誘導路、エプロンの標識は、次に示すものを設置する。

- ・ 指示標識 (17、35)
- ・ 滑走路中心線標識
- ・ 滑走路末端標識
- ・ 滑走路中央標識 (円形)
- ・ 接地点標識
- ・ 接地帯標識
- ・ 滑走路縁標識 (安全性を考慮して、日本基準に示されるものを採用)
- ・ 過走帯標識
- ・ 誘導路中心線標識
- ・ 停止位置標識
- ・ 誘導路縁標識
- ・ エプロン標識 (ガイドライン、バー、スポット番号等)