

### c) 変形係数

変形係数は道路橋、河川締切堤及び揚水機場予定地においてボーリング孔を利用して実施した孔内水平載荷試験より算定された。N値と変形係数の相関は図2-9に示されている。同図からN値4以下の極軟質層を除き良好な相関が認められ、N値10前後で変形係数60～70 kg/cm<sup>2</sup>、N値20前後で100～150 kg/cm<sup>2</sup>、N値30前後で200 kg/cm<sup>2</sup>前後を示すことが判る。

## 2.4 築堤材料

河川締切堤の築堤材料は現地踏査の結果、建設予定地東北東約35 kmに位置するラム・マハ・チャイ村近郊の土取場材料が有望と判断された。本土取場材料は十分な賦存量を有する。また、土質特性は表2-1、及び図2-10に示す通りである。この材料は比重2.62～2.70、粒度構成は砂58～90%、シルト6～33%、粘土6～11%を示し統一分類でSMに区分される砂質土であり、河川締切堤の築堤材料として十分使用可能と判断される。

表 2-1 土取場材の土質試験結果

1. Physical Tests

No. of Hole	Depth (m)	Unified, Soil Classification System	Field Moisture Contents, Wf (%)	Specific Gravity, Gs	Gradation Distribution (%)			Liquid Limit LL (%)	Plastic Limit PL (%)	Plastic Index, PI
					Sand	Silt	Clay			
No. 1	-	SM	4.7	2.66	82.6	6.2	11.2	-	-	-
No. 2	-	SM	2.0	2.65	79.4	14.8	5.8	-	-	-
TP-1	0.00~1.00	SM	6.6	2.70	71.5		28.5	-	-	-
	1.00~2.00	SC	9.0	2.60	58.0	32.0	10.0	19.8	11.8	8.0
	2.00~3.00	SM-SC	1.9	2.60	58.0	33.0	9.0	18.4	12.7	5.7
TP-2	0.00~1.00	SM	1.6	2.62	82.0		18.0	-	-	-
	1.00~2.00	SM	1.0	2.62	79.0		21.0	-	-	-
	2.00~3.00	SM	4.2	2.64	72.0		28.0	-	-	-
TP-3	0.00~1.00	SM	0.9	2.65	80.0		20.0	-	-	-
	1.00~2.00	SM	1.0	2.65	77.5		22.5	-	-	-
	2.00~3.00	SP-SM	0.9	2.65	90.0		10.0	-	-	-

2. Mechanical Tests

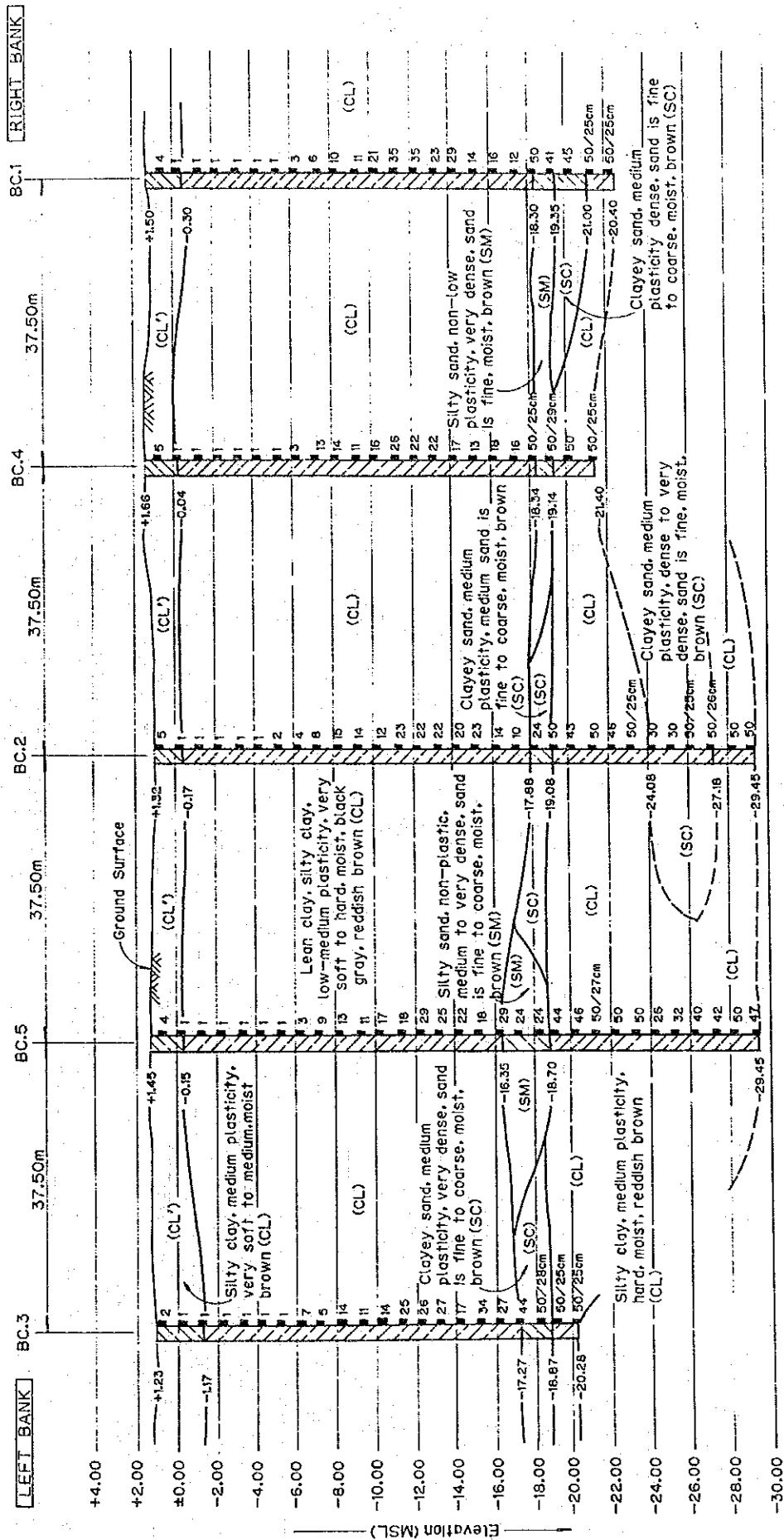
No. of Hole	Depth (m)	Compaction Test		Direct Shear Test		Coefficient of Permeability K, (cm/sec)
		Max - γd <sup>*1</sup> (gr/cm <sup>3</sup> )	Wopt <sup>*2</sup> (%)	C-U Condition		
				C (kg/cm <sup>2</sup> ) <sup>*3</sup>	φ(°) <sup>*4</sup>	
TP-1	0.00~1.00	2.021	7.6	0.12	34.4	6.25 × 10 <sup>-7</sup>
	1.00~3.00	2.004	9.7	0.27	28.1	8.70 × 10 <sup>-6</sup>
TP-2	0.00~2.00	1.851	6.0	0.01	31.1	1.18 × 10 <sup>-6</sup>
	2.00~3.00	2.112	6.4	0.05	34.1	1.46 × 10 <sup>-6</sup>
TP-3	0.00~2.80	1.887	4.9	0.00	33.0	3.11 × 10 <sup>-5</sup>

Note ; The direct shear test and permeability test have been carried out at 95% of the maximum dry density condition with 2% wet side of the optimum moisture content.

\*1 maximum dry density, \*2 optimum moisture content,

\*3 cohesion, \*4 internal friction angle,

圖 2-1 (a) 地質斷面圖 (防潮水門)



SYMBOLS

- CL= Silty clay, medium plasticity, very soft to soft to medium to stiff, moist, brown.
- CL= Lean clay, silty clay, low-medium plasticity, very soft to medium, stiff to very stiff, moist, black gray brown.
- SC= Clayey sand, medium plasticity, medium sand is fine to coarse, moist, brown.
- SM= Silty sand, non-plastic, medium to very dense, sand is fine to coarse, moist, brown.

图 2-1 (b) 地质断面图 (取付水路)

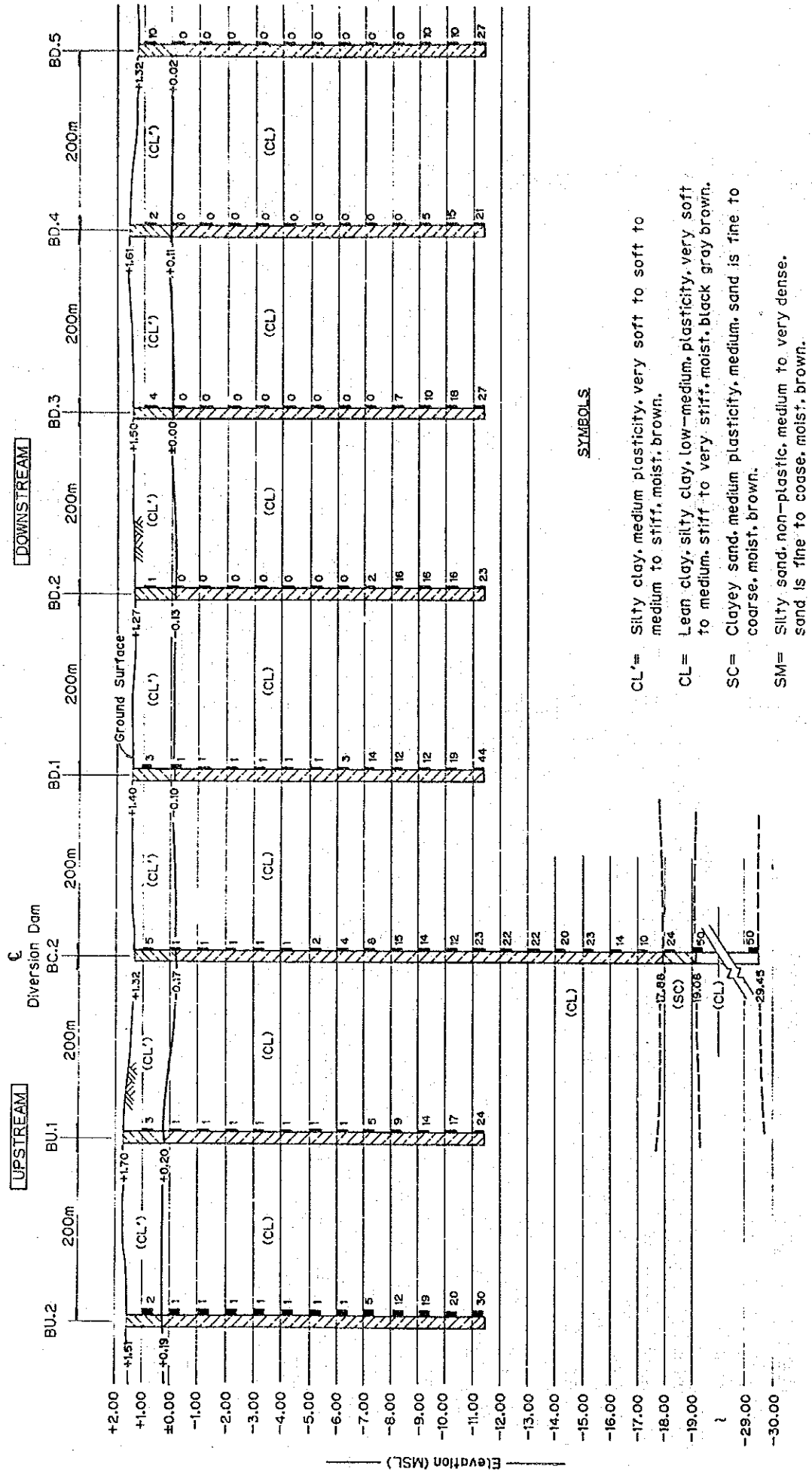
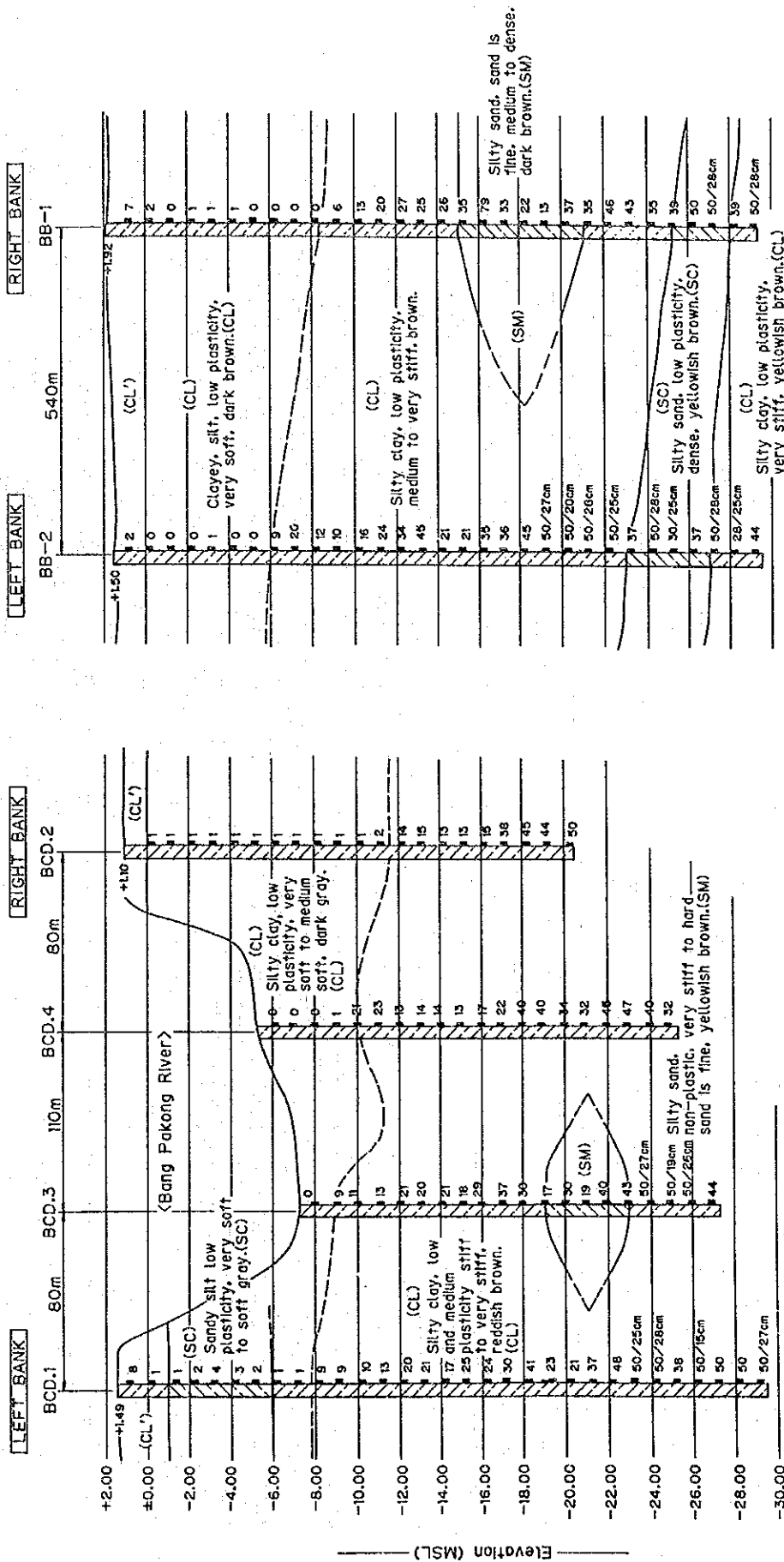


图 2-1(c) 地質断面图 (河川締切堤、道路橋)



**LEFT BANK**      **RIGHT BANK**

BB-2      BB-1

540m

(CL)

(CL)

Clayey, silt, low plasticity, very soft, dark brown.(CL)

(CL)

Silty clay, low plasticity, medium to very stiff, brown.

(SM)

Silty sand, sand is fine, medium to dense, dark brown.(SM)

(SC)

Silty sand, low plasticity, dense, yellowish brown.(SC)

(CL)

Silty clay, low plasticity, very stiff, yellowish brown.(CL)

**ROAD BRIDGE**

**SYMBOLS**

CL= Silty clay, medium plasticity, very soft to soft to medium to stiff, moist, brown.

CL= Lean clay, silty clay, low-medium, plasticity, very soft to medium, stiff to very stiff, moist, black gray brown.

SC= Clayey, sand, medium, plasticity, medium sand is fine to coarse, moist, brown.

SM= Silty sand, non-plastic, medium to very dense, sand is fine to coarse, moist, brown.

**LEFT BANK**      **RIGHT BANK**

BCD.1      BCD.3      BCD.4      BCD.5

80m      110m      80m      80m

(CL)

(CL)

Silty clay, low plasticity, very soft to medium soft, dark gray.

(CL)

Sandy silt low plasticity, very soft to soft gray.(SC)

(CL)

Silty clay, low plasticity, very soft to medium soft, dark gray.

(CL)

Silty clay, low plasticity, medium to very stiff, reddish brown.

(SM)

Silty sand, sand is fine, medium to dense, dark brown.(SM)

(CL)

Silty clay, low plasticity, very stiff, yellowish brown.(CL)

**CLOSURE DAM**

図 2-1 (d) 地質断面図 (揚水機場)

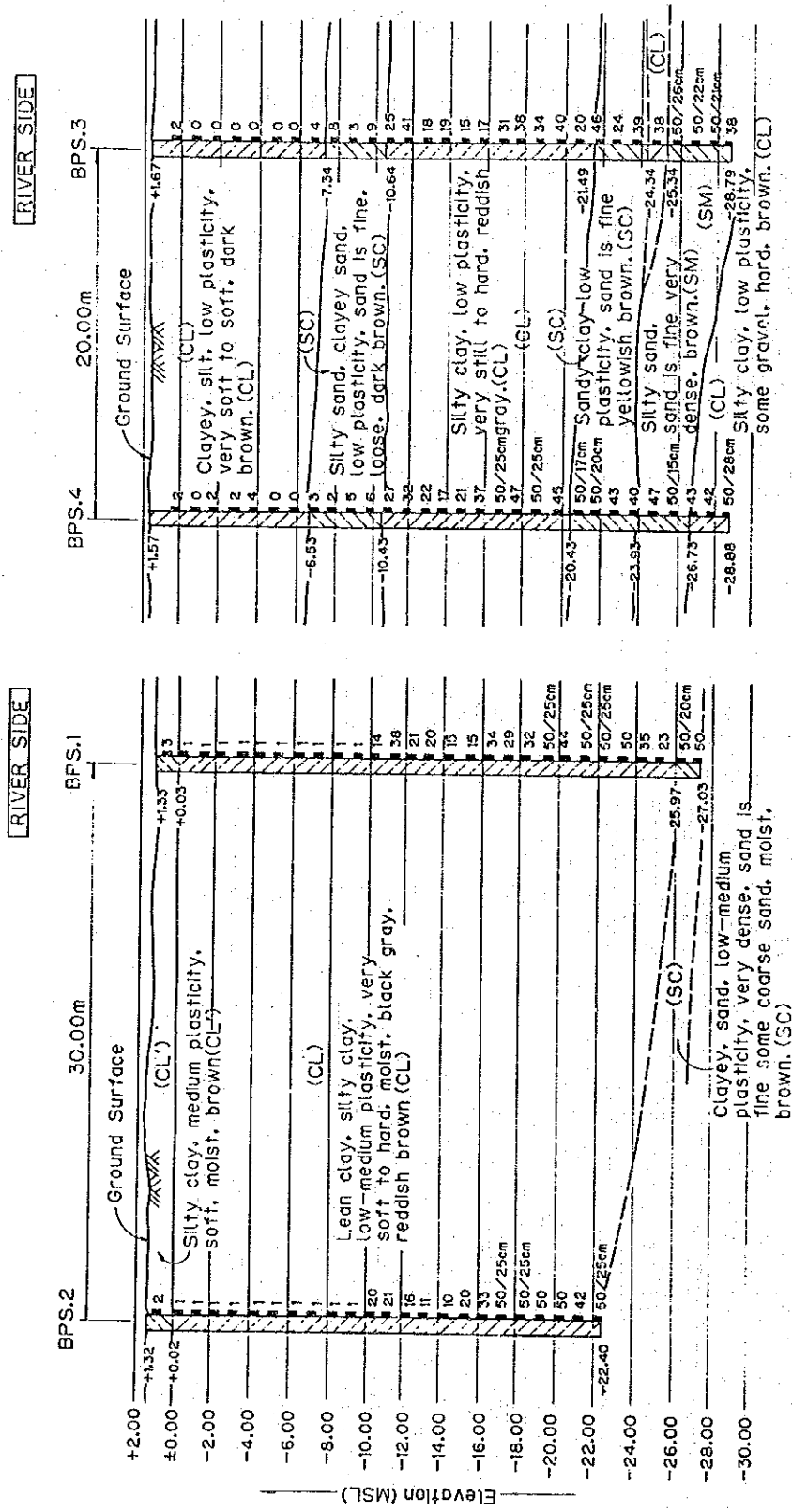


図 2 -2 比重と深度の関係図 (乱した試料による)

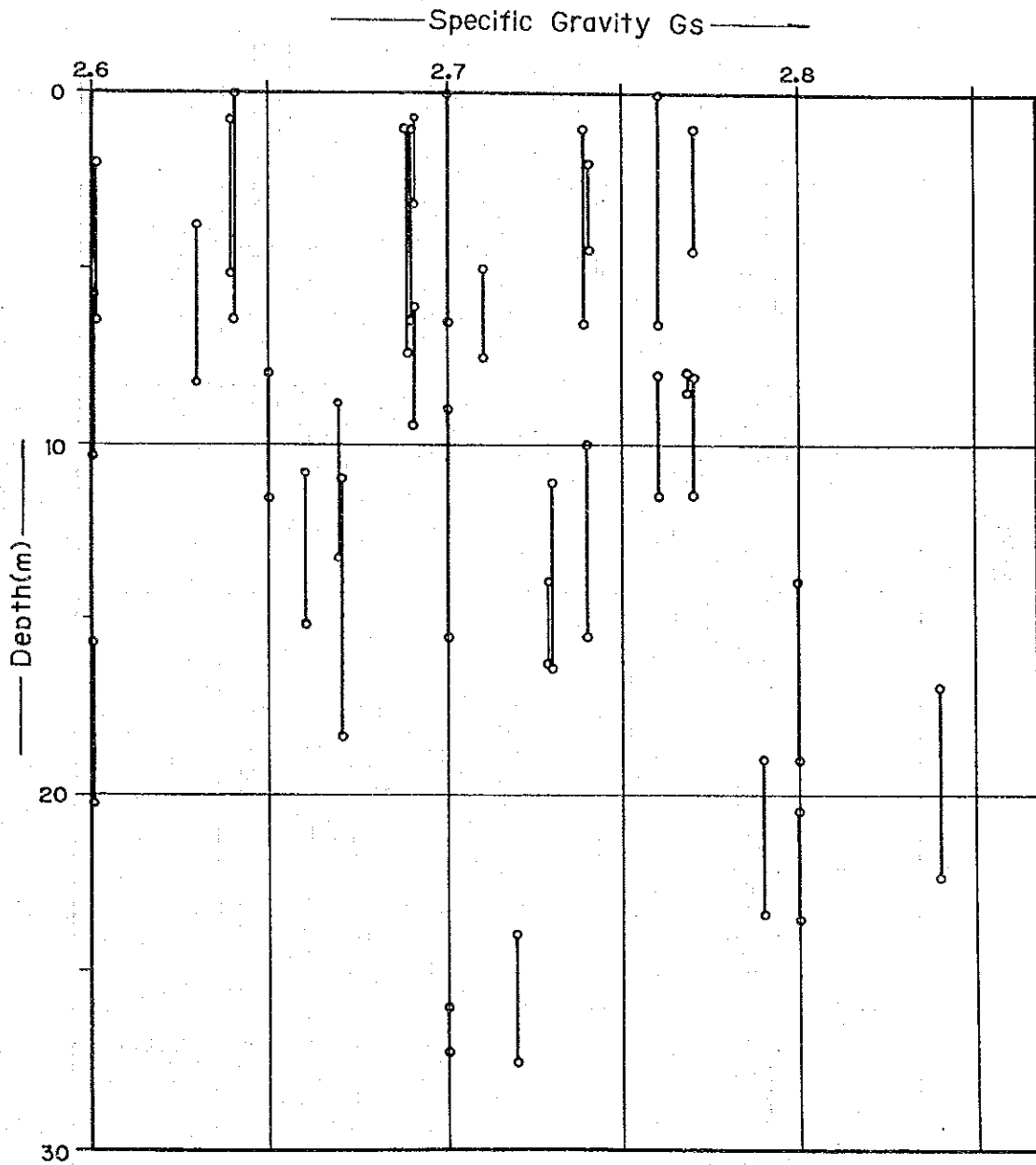


図 2-3 土質の物理的性質と深度の関係図 (乱した試料による)

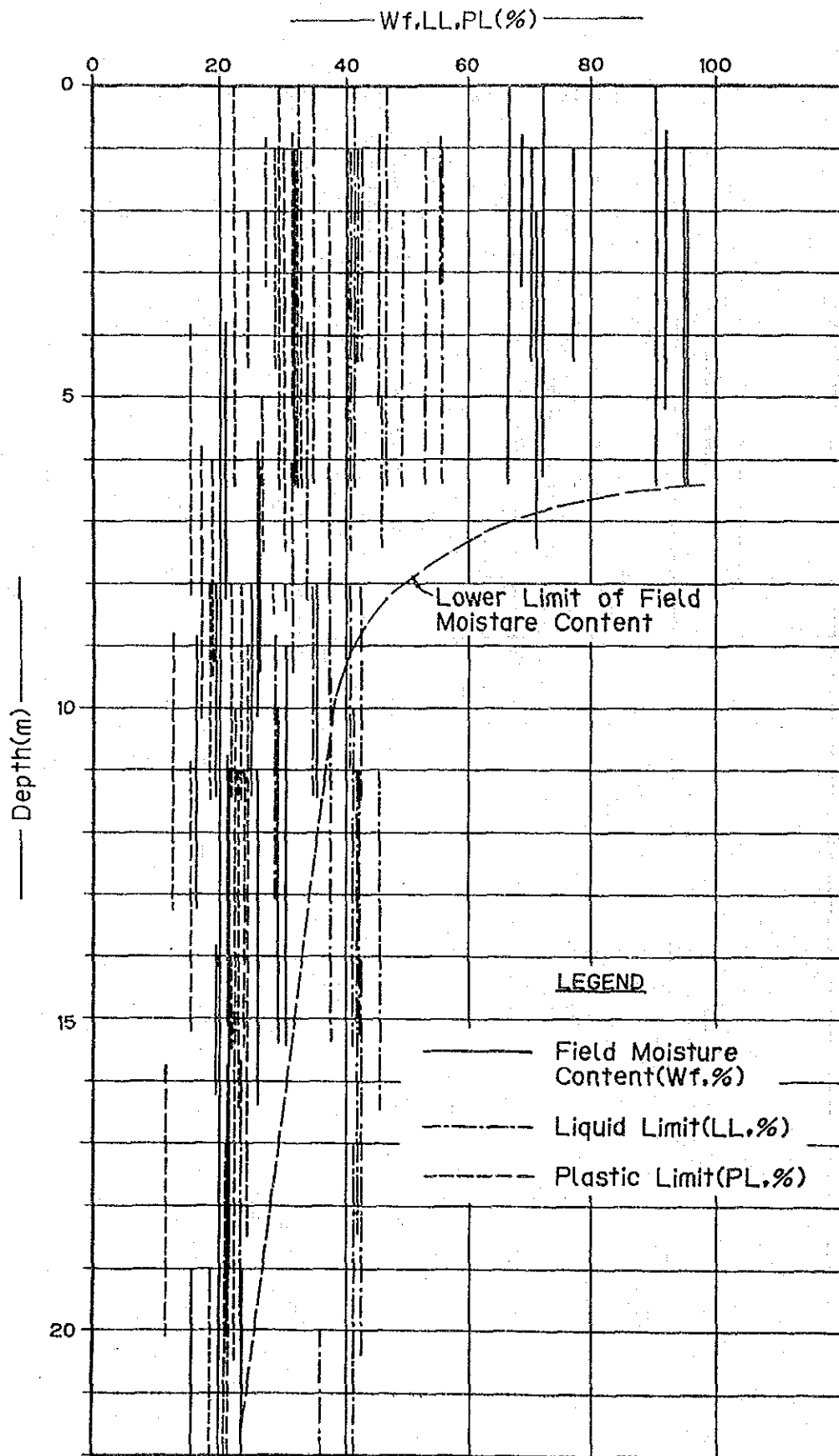




図 2-4 (a) 土質の粒径加積曲線 (1)

深度 0 ~ 8.0 m

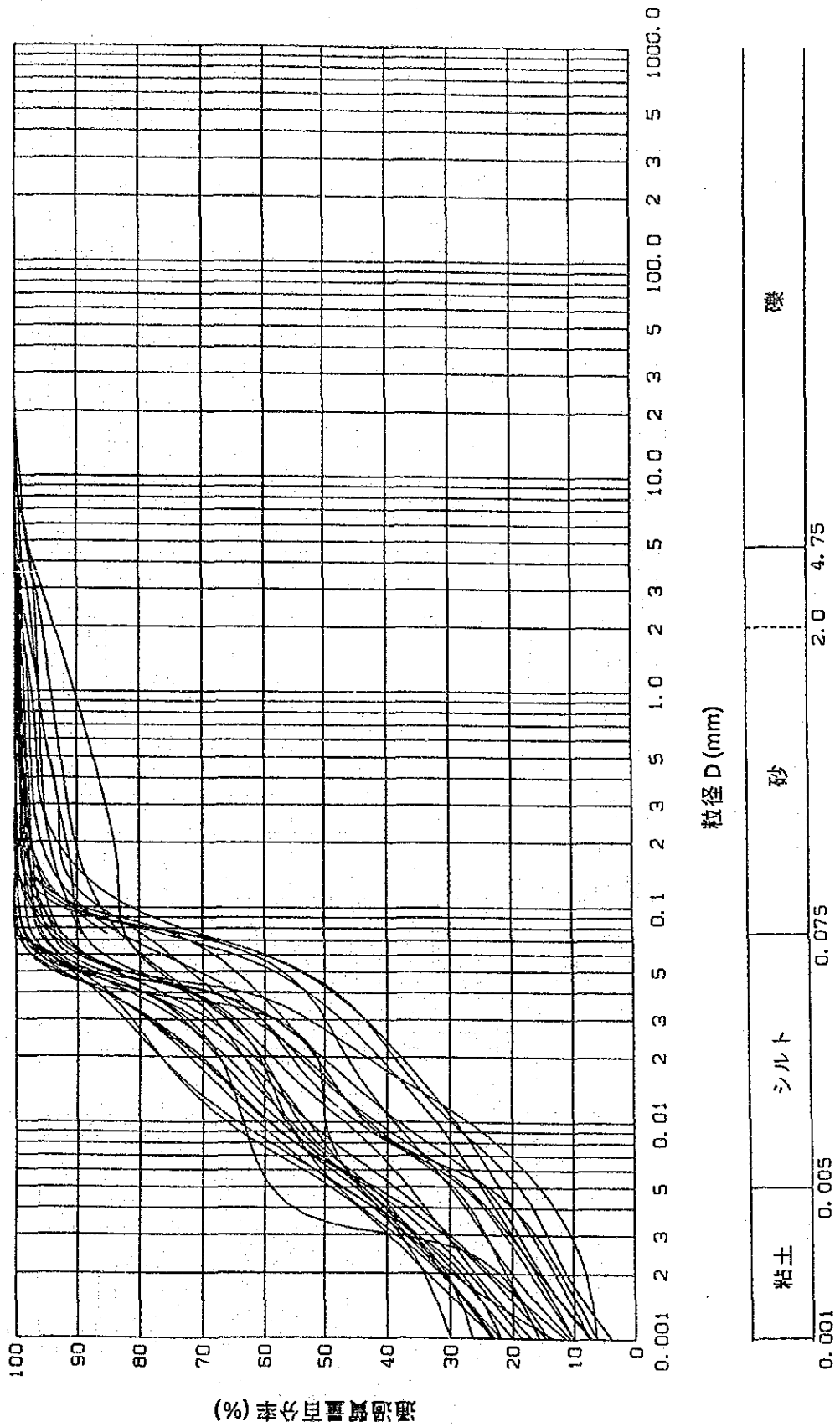


図 2-4 (b) 土質の粒径加積曲線 (2)

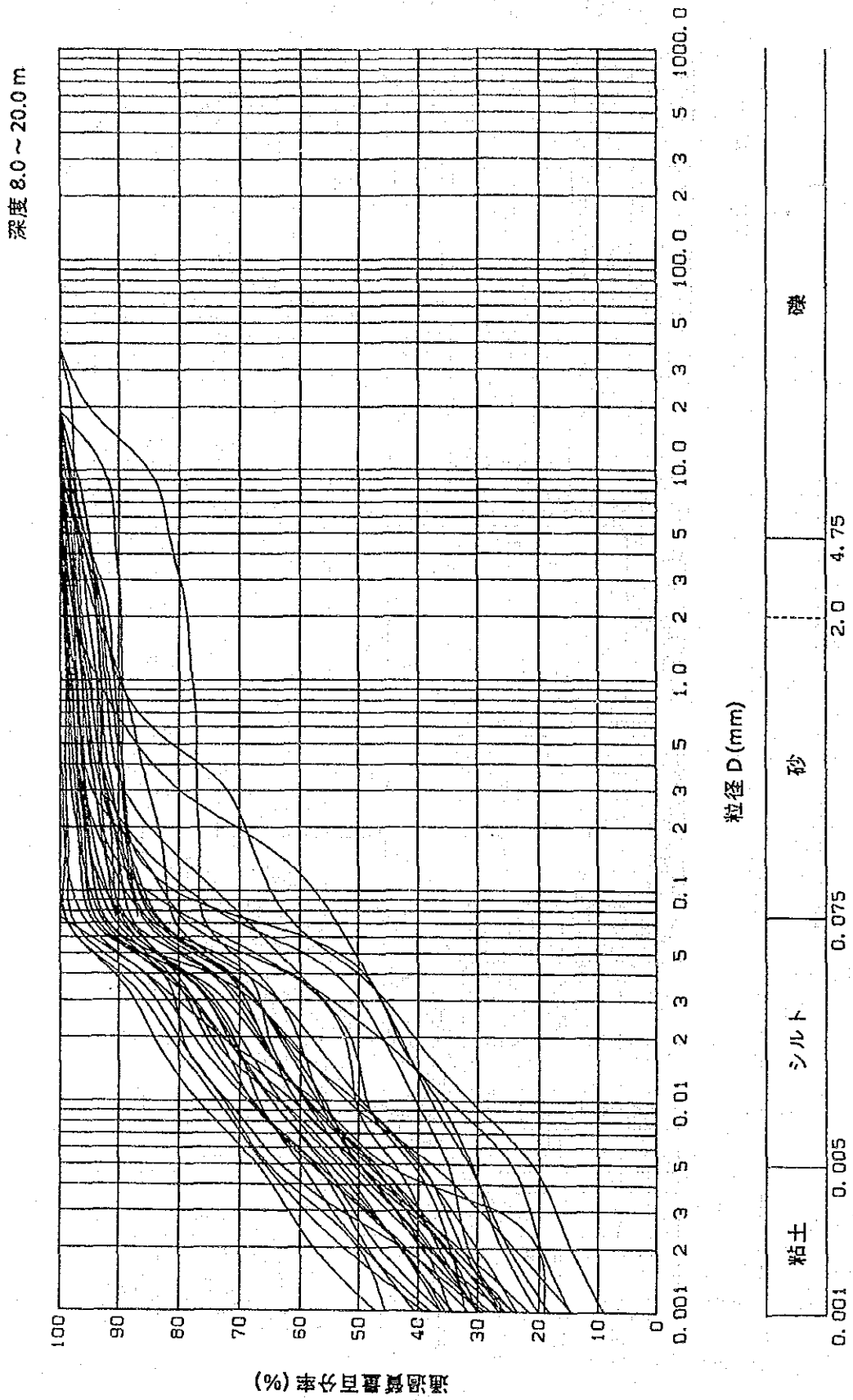


図 2-4 (c) 土質の粒径加積曲線 (3)

深度 20.0 m 以深

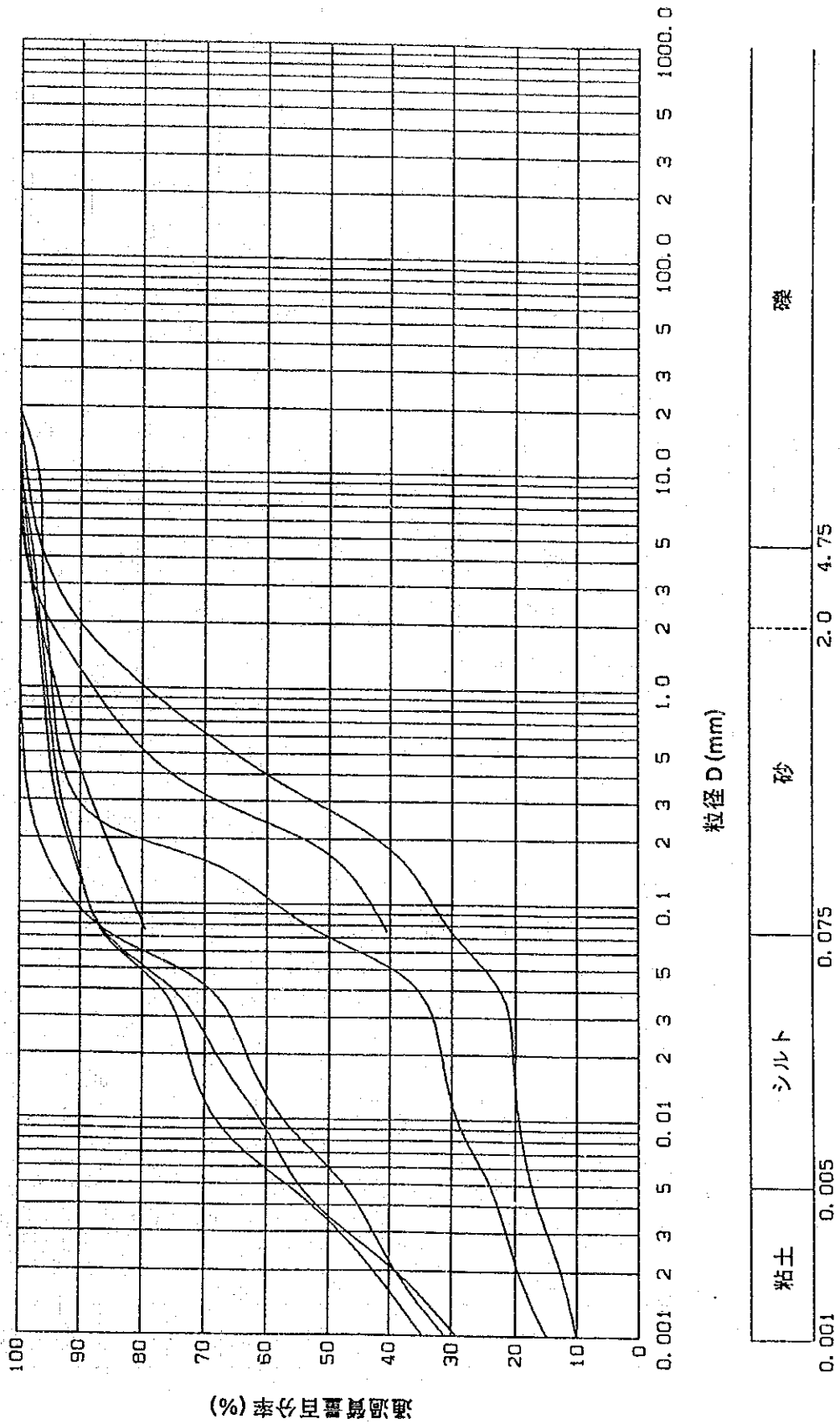


図 2-5 土質の塑性図

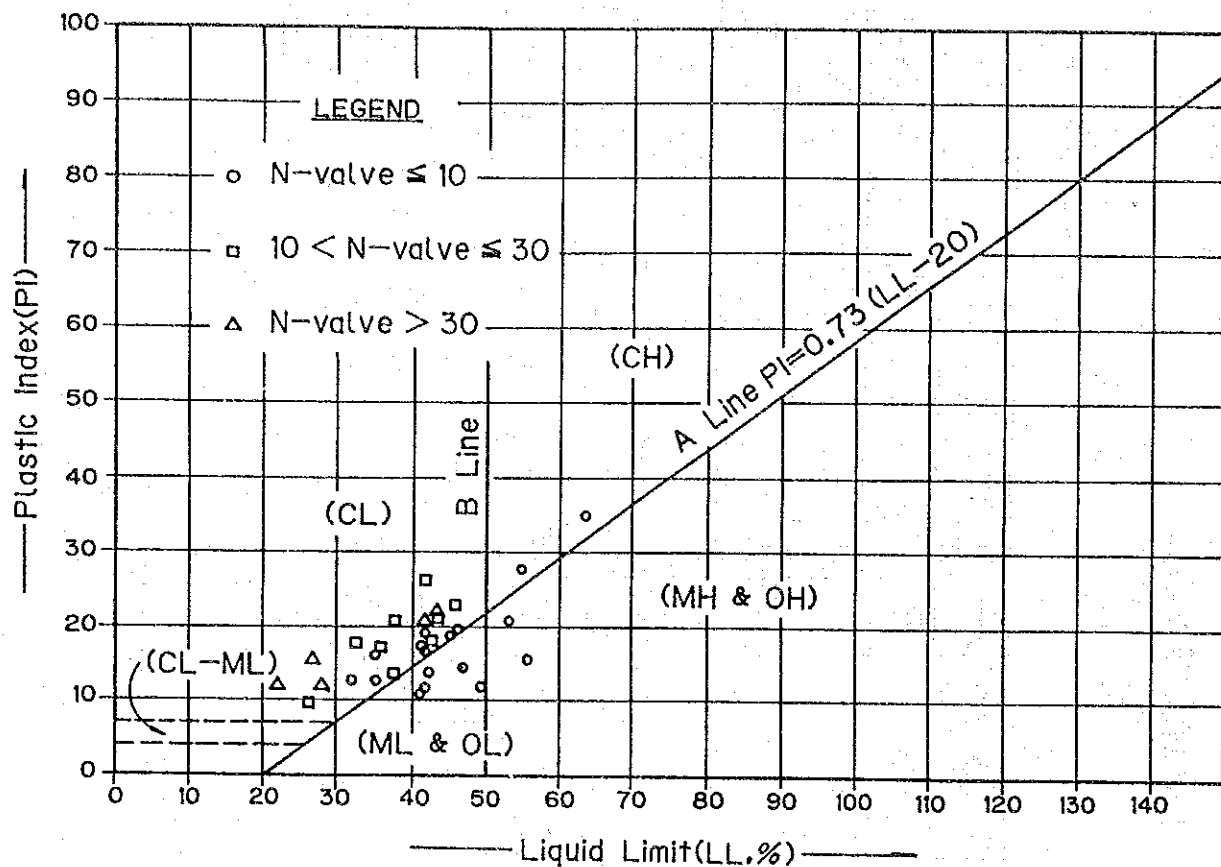


図 2-8 圧密降伏圧力と深度の関係図

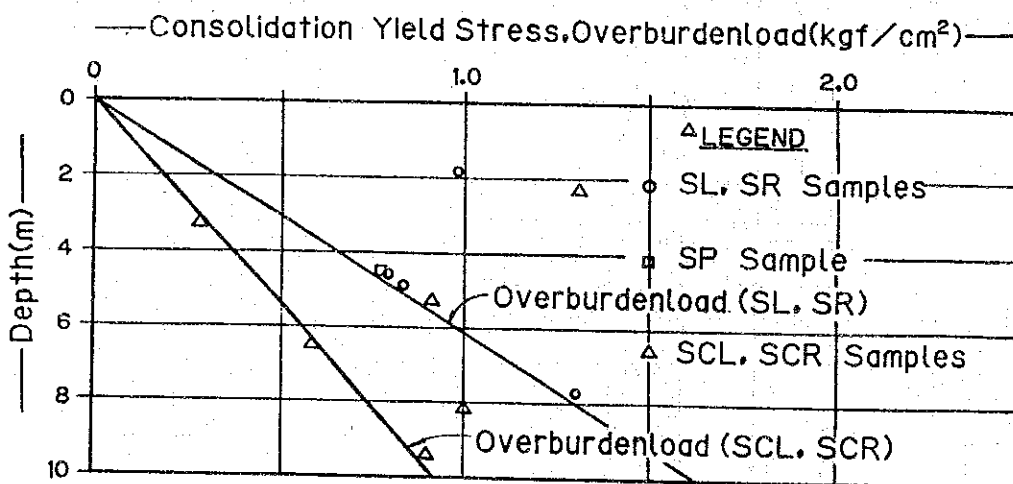


図 2-6 塑性指数、コンシステンシー指数、液性指数と深度の関係図

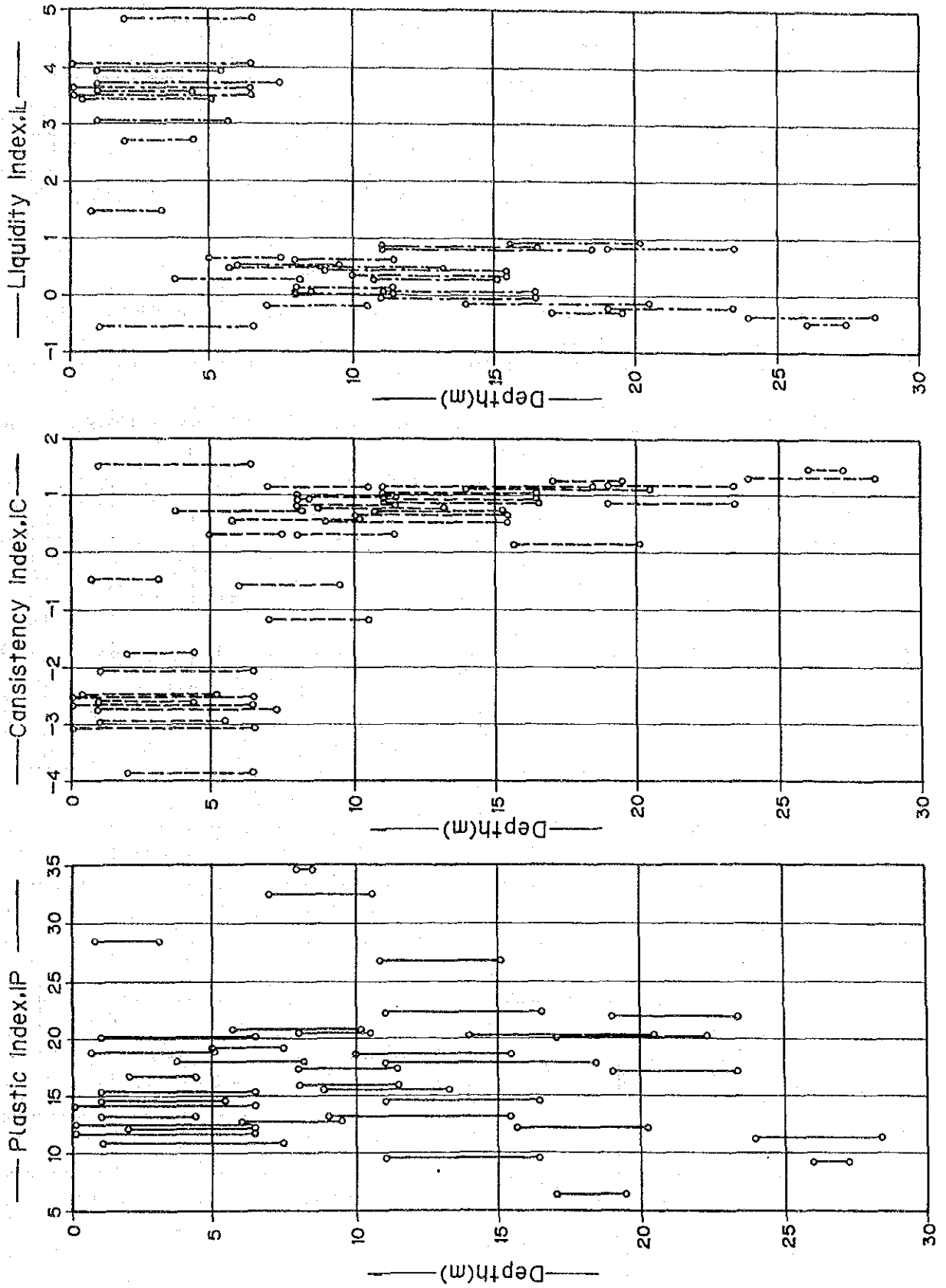


図 2-7 セン断強度 (粘着力) と深度の関係図

— Su, C, Cu (Cohesion, kgf/cm<sup>2</sup>) —

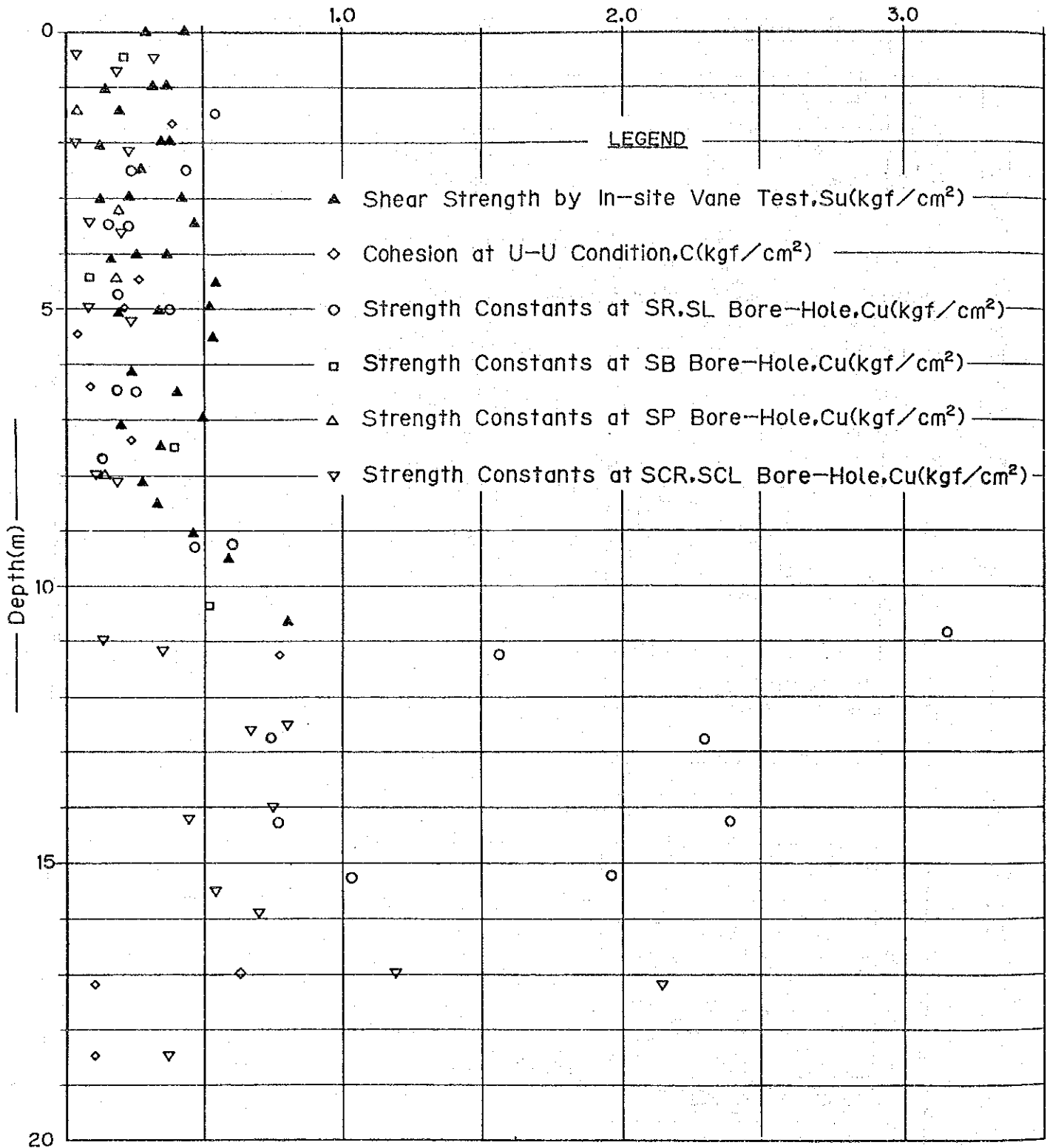


図 2-9 N 値と変形係数の関係図

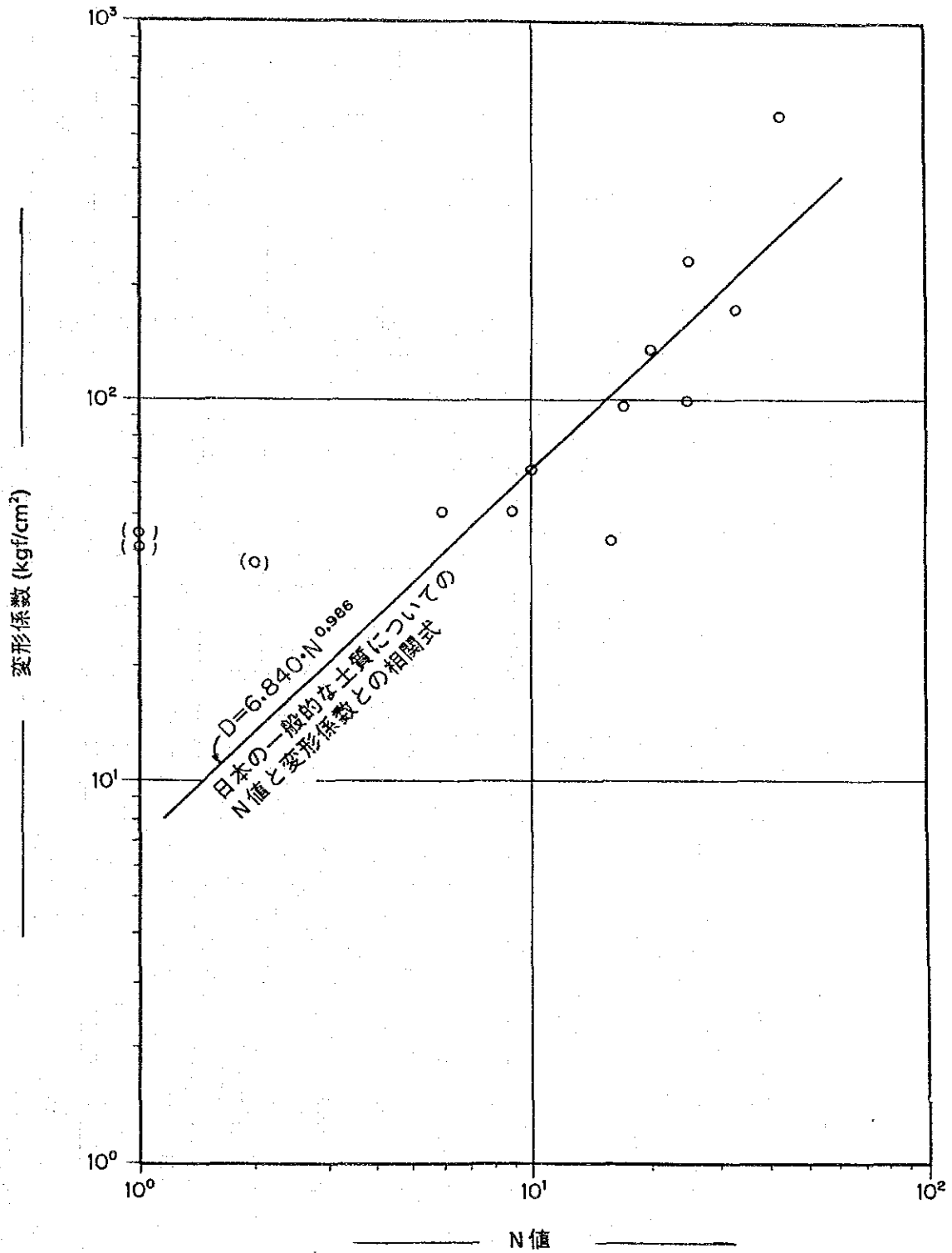
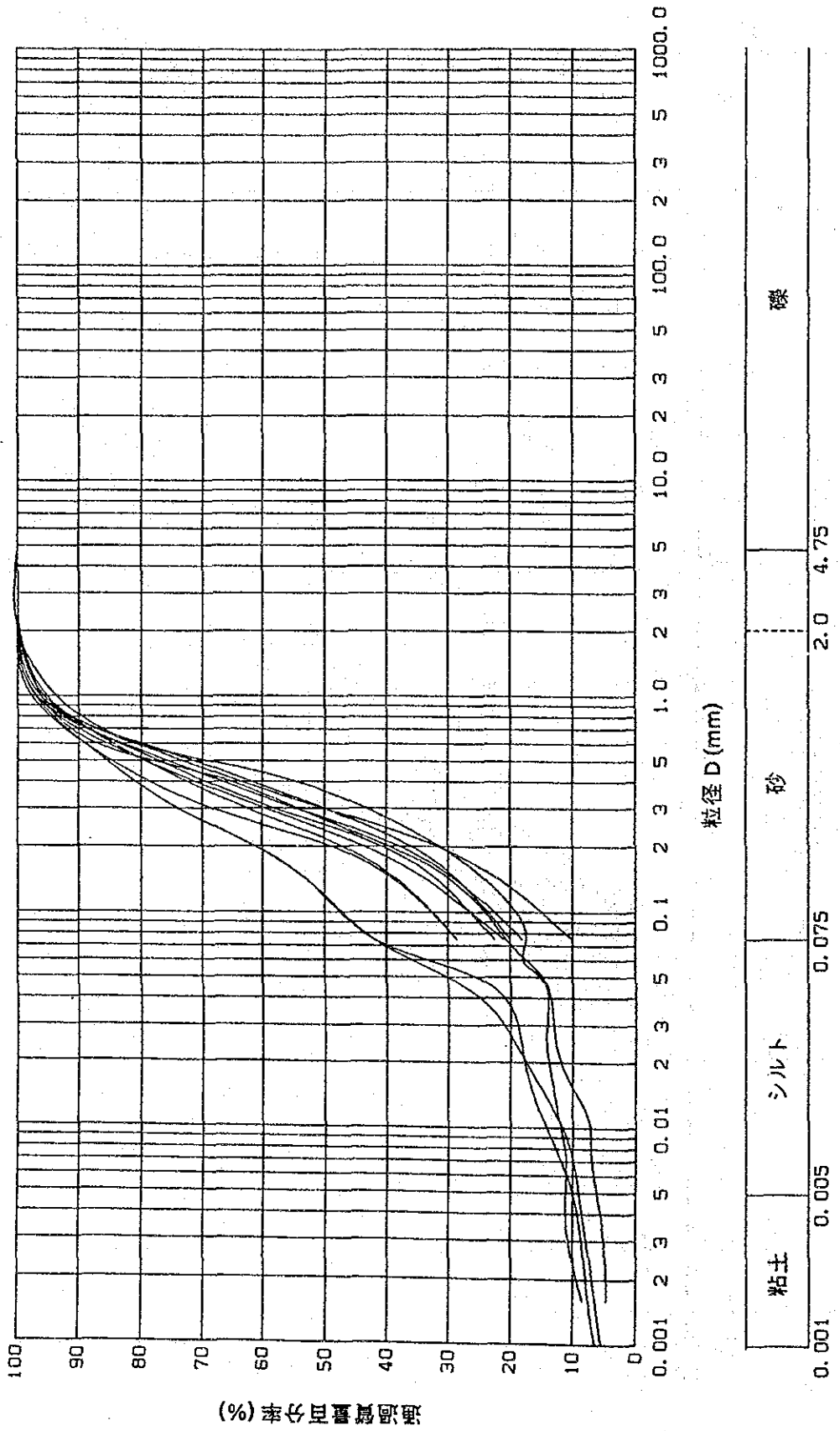


図 2-10 土取場材の粒径加積曲線





### 第3章 設計基準

#### 3.1 概要

バンパコン川防潮水門建設事業の事業施設は、この章に定めた設計条件に基づいて設計する。但し、この章に定めのない事項は、下記の設計基準に準拠することとする。

- 日本国農林水産省構造改善局制定の土地改良設計基準: 頭首工編、フィルダム編、ポンプ設備編、水路工編
- 日本国の道路構造令、道路橋示方書
- タイ国高速道路局制定の道路設計基準及び道路構造物標準設計図集

これらの設計基準に準拠して事業施設の設計を行う場合は、タイ国の設計基準は日本国の設計基準に優先して適用するものとする。

#### 3.2 一般設計条件

一般設計条件は下記の通りである。

##### 1) 建設材料の許容応力度

##### a) 鉄筋コンクリートの許容応力度

許容応力度 (kg/cm <sup>2</sup> )		28日設計基準強度 (kg/cm <sup>2</sup> )		
		180	210	240
許容曲げ圧縮応力度		81	94.5	108
許容せん断応力度	梁の場合	4	4.2	4.5
	版の場合	8	8.5	9
許容付着応力度	普通丸鋼	7	7.5	8
	異形丸鋼	14	15	16
許容支圧応力度		54	63	72
適用構造物		その他	主要構造物のスラブ、ウォール、ピアー	橋梁のスラブ

鉄筋とコンクリートの弾性係数比は、 $n = 10$ とする。

b) 無筋コンクリートの許容応力度

許容応力度 (kg/cm <sup>2</sup> )	28日設計基準強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	
	180	140
許容曲げ圧縮応力度	45	35
許容曲げ引張応力度	2.5	2
許容支圧応力度	54	42

c) 鋼材の許容引張応力度

- 異形丸鋼 (SD30)  $\sigma_{sa} = 1,400 \text{ kg/cm}^2$
- 普通丸鋼 (SR24)  $\sigma_{sa} = 1,200 \text{ kg/cm}^2$
- 構造用鋼材 (SS41)  $\sigma_{sa} = 1,200 \text{ kg/cm}^2$
- 鋼矢板 (SY30)  $\sigma_{sa} = 1,400 \text{ kg/cm}^2$

2) 荷重

a) 死荷重

死荷重は下記の通りとする。

- 鉄筋コンクリート  $\gamma_c = 2.4 \text{ t/m}^3$
- 無筋コンクリート  $\gamma_c = 2.2 \text{ t/m}^3$
- 水  $\gamma_w = 1.0 \text{ t/m}^3$
- 海水  $\gamma_w = 1.03 \text{ t/m}^3$
- 乾燥土  $\gamma_e = 1.6 \text{ t/m}^3$
- 湿潤土  $\gamma_e = 1.8 \text{ t/m}^3$
- 飽和土  $\gamma_e = 2.0 \text{ t/m}^3$
- 鋼材  $\gamma_s = 7.85 \text{ t/m}^3$

b) 活荷重

構造物の側を大型車が通過するところでは輪荷重を考慮して設計し、大型車が通過しないところでは、 $300 \text{ kg/m}^2$ の活荷重を考慮して設計する。

c) 地震荷重

地震荷重は考慮しない。

### 3) バンパコン貯水池計画

設計洪水量 (1/50 確率)	: 1,600 m <sup>3</sup> /s
設計洪水位 (Max. W.L.)	: EL. 2.40 m (防潮水門地点) EL. 2.50 m (揚水機場地点)
常時満水位 (N.W.L.)	: EL. 0.70 m
最低水位 (Min. O.L.)	: EL. -1.30 m
有効貯水量	: 3 千万 m <sup>3</sup>

### 4) 潮 位

朔望平均満潮位 (H.W.L.)	: EL. 1.30 m
朔望平均干潮位 (L.W.L.)	: EL. -1.00 m
既往最高潮位 (H.H.W.L.)	: EL. 2.10 m
既往最低潮位 (L.L.W.L.)	: EL. -1.70 m

## 3.3 防潮水門の設計条件

防潮水門の設計条件は次の通りである。

- 舟通しは設けず、ゲート巻上げ時も舟の通行を禁止する。河川締切堤の上、下流の左岸側に栈橋を設置する。
- 魚道は設置しない。但し、将来における魚道の設置を考慮して魚道の設置位置を概定し、概略設計図面を作成する。
- 防潮水門の上流側に網場を設置する。
- ゲートの補修、点検などのために、トラッククレーンが管理橋上を走行する。従って、管理橋は幅員 5 m 以上とし、活荷重 TL-20t に耐える構造とする。
- 予備ゲートは防潮水門ゲート 1 門分を製作することとする。
- 停電時にもゲート操作ができるように非常用発電機を設置する。

## 3.4 揚水機場の設計条件

揚水機場の設計条件は次の通りである。

- F/S レポートに記載されている幹線水路始点計画水位 EL. 3.70 m に、水路延長の増加による損失水頭とトランジション部の水位差を加えて、計画吐水位は EL. 3.80 m とする。

$$\begin{aligned} \text{水路延長の増加による損失水頭} &= (\text{水路延長の増加分}) \times (\text{水路の底勾配}) \\ &= 600 \text{ m} \times (1/12,000) = 0.05 \text{ m} \\ \text{トランジション部の水位差} &= (1 + \text{漸縮による損失係数}) \times (\text{速度水頭}) \\ &= 1.3 \times (0.815^2 / (2 \times 9.8)) = 0.05 \text{ m} \end{aligned}$$

- b) 取水路の前面に網場を設置し、取水路内にスクリーンを設置する。
- c) 揚水機場の上屋は、主ポンプ、受配電盤及び事務室の設置に必要なスペースに加えて、ポンプ設備の分解並びに補修のために必要なスペースを考慮して設計する。事務室は3人以上が勤務できる規模とし、寝室は設置しない。
- d) 主ポンプは停電時においても少なくとも1台は運転できるように計画する。
- e) 揚水機場の敷地は取水路、上屋及び吐水槽の敷地を含み、それらの構造物の配置に必要なスペース及び管理に必要なスペースを考慮して平面計画をたてることとする。

### 3.5 道路及び道路橋の設計条件

道路及び道路橋の設計条件は次の通りである。

- a) 道路は2車線とし、幅員は車道幅6m、路肩3m(1.5m×2)で全幅9mとする。道路橋の全幅は13mとする。
- b) 道路及び道路橋の設計速度は60～80km/hrとする。
- c) 路面の舗装はアスファルト塗装とし、道路の横断勾配は3.5%とする。
- d) 道路の排水溝は設置しない。
- e) 道路橋は活荷重TL-20tに耐える構造とする。
- f) 防潮水門及び道路橋部の舟の通行を禁止する。従って、水面から橋梁桁下までの余裕高の決定に際しては舟の通行は考慮しない。
- g) 道路及び道路橋には照明設備を設置する。

### 3.6 建築の設計条件

- a) 建築材料の許容応力度は"3.2一般設計条件"の項に示した値とする。
- b) 風圧力は、建物の高さにより次の通りとする。
 

10 m 以下	50 kg/m <sup>2</sup>
10 ~ 20 m	80 "
20 ~ 40 m	120 "
- c) 床荷重は次の通りとする。
 

車庫、機械庫	500 kg/m <sup>2</sup>
--------	-----------------------

## 第4章 取付水路の設計

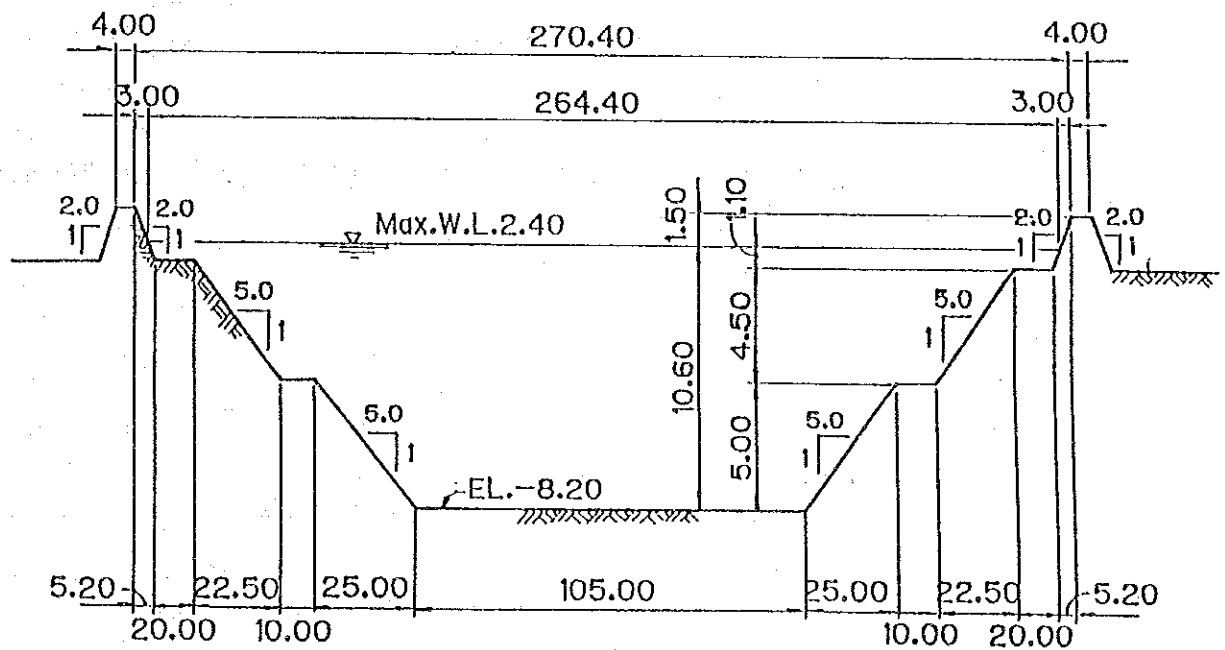
### 4.1 取付水路の位置及び平面形状

取付水路はバンパコン川の河口より上流約71kmの地点の河川の蛇行部をショートカットして建設される。取付水路の平面形状は、防潮水門及び道路橋を建設するため、できる限り取付水路の直線部を長くする。取付水路上下流部は流水のスムーズな流れを期待して交角20°、水路幅の約4倍に相当する1,000mの半径を有するカーブでバンパコン川に接続する。

### 4.2 取付水路標準断面

現況河川断面(水面幅230m、水深11m、通水面積1,750m<sup>2</sup>)を考慮して、また法面安定解析の結果から取付水路の標準断面は図4-1に示す通りとする。

図4-1 取付水路標準断面図  
(STA,1+534.13)



通水面積 :  $A = 1/2(105.0 + 155.0) \times 5.0 + 1/2(175.0 + 220.0) \times 4.5$   
 $+ 1/2(260.0 + 264.4) \times 1.1 = 1,827.17 \text{ m}^2 > 1,750 \text{ m}^2$   
 潤 辺 :  $P = 105.00 + (25.50 + 10.00 + 22.95 + 20.00 + 2.46) \times 2$   
 $= 266.82 \text{ m}$   
 径 深 :  $R = 1827.17 / 266.82 = 6.848 \text{ m}$   
 粗度係数 :  $N = 0.023$   
 動水勾配 :  $I = 1/32,000$   
 流 速 :  $V = 1/0.023 \times 6.848^{2/3} \times (1/32,000)^{1/2} = 0.88 \text{ m/s}$   
 流 量 :  $Q = 1,827.17 \times 0.88 = 1,608 \text{ m}^3/\text{s} > 1,600 \text{ m}^3/\text{s}$

#### 4.3 取付水路法面勾配の検討

取付水路はシルト・粘土等の細粒土により構成された軟弱な沖積層を掘削して建設される。この地盤では掘削により上載荷重が除去されると緩みを生じ、初期粘着力が著しく減少することが知られている。従って取付水路の法面勾配の安定性の検討に際しては掘削による初期粘着力の減少を考慮して安定解析を行わねばならない。

##### 1) 安定解析の条件

取付水路の法面勾配を決定するための安定解析は次に示す条件に基づいて、代表断面に対して円形すべり面法により行う。

- 取付水路の地盤及び堤防盛立材の密度、せん断強度(初期粘着力、内部摩擦角)の土質定数は表 4-1 に示す通りとする。

表 4-1 取付水路の安定解析に使用する土質定数

区分	深度 (m)	層厚 (m)	密度			せん断強度		
			$\gamma_t^{*1}$	$\gamma_{sat}^{*2}$	$\gamma^{*3}$	$C(t/m^3)^{*4}$	$\phi(^{\circ})^{*5}$	
現地盤	①	0~2.0	2.0	1.74	1.98	0.98	2.0	0.0
	③	2.0~4.0	2.0	1.47	1.48	0.48	2.0	0.0
	③	4.0~6.0	2.0	1.47	1.49	0.49	2.0	0.0
	④	6.0~8.0	2.0	1.47	1.53	0.53	2.0	0.0
	⑤	8.0~10.0	2.0	1.75	1.82	0.82	6.5	0.0
	⑥	10.0~12.0	2.0	1.75	1.88	0.88	6.5	0.0
	⑦	12.0~20.0	8.0	2.05	2.05	1.05	21.7	0.0
	⑧	20m以深	-	2.05	2.05	1.05	-	-
盛立材料	-	-	1.77	1.83	0.83	0.8	20.0	

注: \*1 湿潤密度 \*2 飽和密度 \*3 水中密度 \*4 初期粘着力(主に現場ベーン試験による) \*5 内部摩擦角

- 掘削による初期粘着力の減少の割合は基礎地盤試験工事 (RID 灌漑技術センタープロジェクト 1988年) の実施設計報告書に示された次式により求める。

$$Su = Su' \cdot \mu_A \cdot \mu_B$$

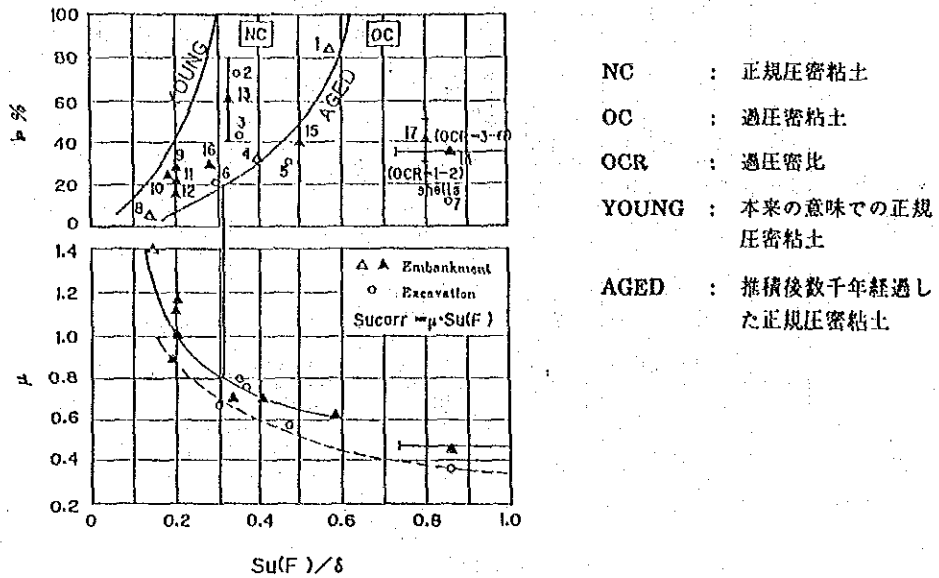
$$\mu_B = OCR^{-\alpha} = (\sigma_{vm}/\sigma_n)^{-\alpha}$$

ここで

- Su : 設計粘着力
- Su' : 初期粘着力
- $\mu_A$  : 補正係数 A
- $\mu_B$  : 補正係数 B
- OCR: 過圧密比
- $\sigma_{vm}$ : 先行圧密圧力
- $\sigma_n$  : 掘削後の有効応力

上式中の $\mu_A$ は現場ベーン試験より得られたせん断強度に対する補正係数であり図 4-2 を使用して求めることとし、現地盤の塑性指数(Ip)から 0.8 とする。但し、12m 以深ではベーンせん断試験が行われておらず土質試験結果よりせん断強度定めているため $\mu_A = 1$ とする。

図 4-2 応力履歴決定のための図 (上段)、現場ベーン修正係数 (Aas et al., 1986)



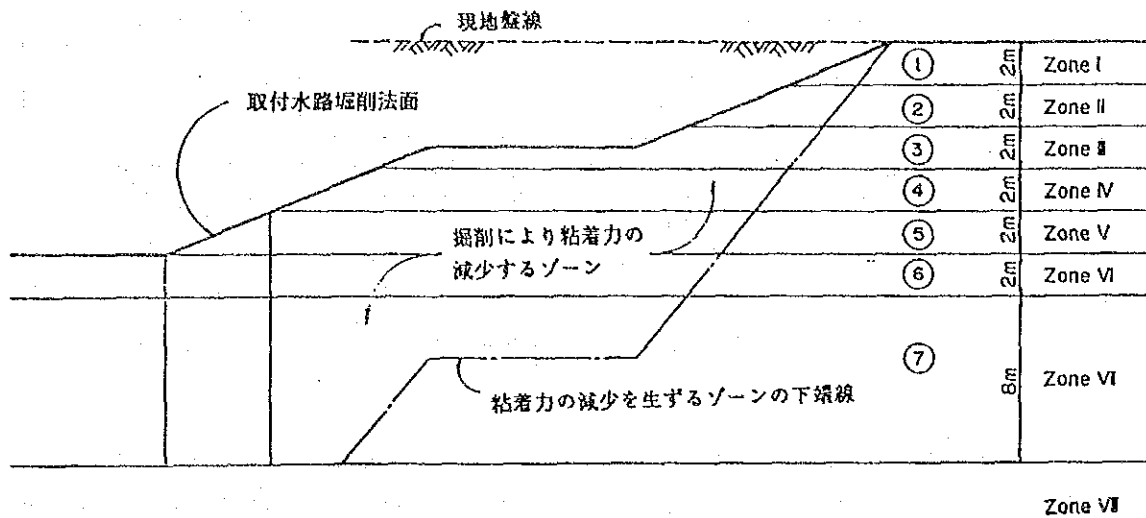
凡 例

- 1 Bangkok (Eide & Holmberg, 1972)
- 2 Fiumicino (Calabresi & Burghignoli, 1973)
- 3 San Francisco Bay (Duncan and Buchignani, 1973)
- 4 Onsoy (Berre, 1973)
- 5 Kimola (Kankare, 1969)
- 6 Posigiro (Aas, 1979)
- 7 Malmo (Pusch, 1968)
- 8 Ellingsrud (Aas, 1979)
- 9~17 MIT cases (Lacasse et al, 1978)  
(15, 16, 17 no failure)

- 掘削により発生する緩みの範囲は掘削深度の2倍とする。また地表下20m以深の土層はN値40以上を示す堅層であることから、緩みの影響は考慮しないこととする。
- 掘削による緩みに起因する粘着力の減少の計算は掘削前後の地盤応力の変化を考慮し深度2m毎に行い、その結果は付属書4.3に示す。また安定解析に用いた断面モデルは図4-3に示す。



図 4-3 取付水路掘削法面モデル図



- 安定解析は円形すべり面法により行う。尚、計算は次式により行う。

$$F.S = \frac{\sum[(N - U) \cdot \tan\phi + C \cdot \ell]}{\sum T}$$

ここで

F.S ; 安全率

N ; 各スライスのすべり面上に働く荷重の垂直分力

U ; 各スライスのすべり面上に働く間隙圧

$\phi$  ; 各スライスのすべり面の材料の内部摩擦角

C ; 各スライスのすべり面の材料の粘着力

$\ell$  ; 各スライスのすべり面の長さ

T ; 各スライスのすべり面上に働く接線分力

- 安定解析の水位条件は、下記の3条件とする。

表4-2 取付水路の安定解析を行うケース

ケース	水位条件	水 位
ケース1	水位一定	既往最高潮位(H. H. W. L.) * <sup>1</sup>
ケース2	水位一定	既往最低潮位(L. L. W. L.) * <sup>2</sup>
ケース3	水位急降下	既往最高潮位(H. H. W. L.) から 既往最低潮位(L. L. W. L.)へ降下

注 i) \*<sup>1</sup>EL 2.10, \*<sup>2</sup>EL - 1.70  
 ii) ケース3の場合は残留間隙圧を考慮する。

2) 安定解析の結果

安定解析は、すべり円弧の各中心点において半径を変化させ最小安全率が求められるまで試算を繰り返し実施した。法面勾配を1:4.0及び1:5.0とした場合の解析結果を表4-3に示す。

安定解析における許容安全率は地盤の土質性状、設計土質定数の評価、施設の重要度、水位条件の発生頻度、解析手法などを総合的に勘案して決定される。本取付水路は特に各ケースでの水位条件の発生頻度が異なることに留意して、ケース1及び2に0.2、ケース3に0.1の余裕を見込み、ケース1、2でF.S.=1.20、ケース3でF.S.=1.10を許容安全率とする。

表4-3 取付水路掘削法面の安定計算結果

ケース	法 面 勾 配					水 位 条 件
	1:4.0		1:5.0			
	安全率	許容安全率	安全率	許容安全率		
ケース1	1.738	> 1.20	1.880	> 1.20		H. H. W. L. 2.10
ケース2	1.174	< 1.20	1.278	> 1.20		L. L. W. L. - 1.70
ケース3	1.080	< 1.10	1.175	> 1.10		H.H.W.L 2.10 → L.L.W.L - 1.70

安定解析から得られた安全率は法面勾配1:4.0の場合にはケース2とケース3で許容安全率以下となっているが、法面勾配1:5.0の場合は全ケースで許容安全率を上回っている。従って、取付水路の法面勾配は1:5.0とする。

#### 4.4 法面保護工

堤防及び取付水路の法面は流水や波浪により侵食を受ける危険性があるので、この章ではこれらの法面保護工について検討する(付属書4.3.3参照)。

##### 4.4.1 許容流速

素掘水路についてはE. W. Laneの実験研究及び現地調査、芝付工は実績、捨石工はIsbashの公式により許容流速を検討した結果、素掘水路の許容流速は0.67~1.02 m/s、芝付工の許容流速は1.0~2.5 m/s及び直径30 cmの捨石工の許容流速は2.68 m/sである。

##### 4.4.2 法面保護工の設計

設計洪水流下時の流速は0.88 m/sであり、30人乗りの大型ボートにより生じる波浪の振幅は30~40 cm、風による波浪の振幅は15~20 cm程度である。振幅40 cmの波浪によって生じる流速は2.2 m/sである。

取付水路法面の各保護工に対する許容流速及び取付水路の流速は表4-4の通りである。

表4-4 許容流速

位 置		許 容 流 速 (m/s)			流 速 (m/s)	
		土水路	芝付工	捨石工	流 れ	波 浪
上,下流	堤 防	0.80	1.0~2.5	2.68	0.88	-
	上 部	0.67	〃	〃	〃	2.2
	下 部	0.97	〃	〃	〃	-
中 流	堤 防	0.84	〃	〃	〃	-
	上 部	0.67	〃	〃	〃	2.2
	下 部	1.07	〃	〃	〃	-

表4-4より、堤防には洪水時の流水に対する保護のために芝付工、取付水路掘削法面の上段部には洪水時の流水及び波浪に対する保護のために捨石工を計画する。取付水路掘削法面の下段部は洪水時の流水に対して安全であり、常に水面下にあり波浪の影響を受けないので素掘水路とする。

## 第5章 防潮水門の設計

### 5.1 防潮水門の位置

F/Sレポート及びB/Dレポートにおいて、防潮水門の位置はバンパコン川の河口より約71 km地点の取付水路直線部に選定されている。

### 5.2 ゲート敷高等主要部標高

#### 5.2.1 ゲート敷高

ゲート敷高は洪水の流下に支障のないよう計画する。防潮水門地点の取付水路敷高はEL(-)8.18mであることから、ゲート敷高はEL(-)8.20mとする。

#### 5.2.2 ゲートてんば標高

ゲートてんば標高は朔望平均満潮位(H.W.L. 1.30m)に波高(0.50m)を加えたEL1.80mとする。

#### 5.2.3 堰柱の高さ

堰柱のてんば標高は設計洪水位(Max. W. L. 2.40m)に余裕高①(1.50m)、ゲート高(10.00m)、余裕高②(2.00m)及び頂版厚(1.50m)を加えたEL17.40とする。

#### 5.2.4 擁壁てんば標高

擁壁てんば標高は朔望平均満潮位(W.L. 1.30)に余裕高(0.50m)を加えたEL1.80mとする。

### 5.3 ゲートスパン割

B/Dレポートにおいて、ゲートのスパン割は設計洪水量の規模、ゲート製作上の技術並びに経済性等を考慮して、径間長 30m × 5 門と決定されている。

### 5.4 堰柱

堰柱はゲートの操作に支障がなく、かつ力学的に安定したもので、洪水流下の際の障害を極力少なくし得る構造とする。B/Dレポートにおいて、堰柱は高さ 26.5m、長さ 19.0m 及び厚さ 4.0m と決定されている。

### 5.5 水叩き及び護床工

水叩き及び護床工はゲート上下流の河床が流水により洗掘されない構造とする。B/Dレポートにおいて、上流水叩きは長さ 13.0m 及び厚さ 0.7m、中間水叩きは長さ 24.0m 及び厚さ 2.0~2.9m、下流エプロンは長さ 18.0m 及び厚さ 1.10m と決定されている。護床工の長さは上流 30m 及び下流 80m とする。

### 5.6 擁壁

B/Dレポートにおいて、擁壁の高さが 12.0m ~ 12.9m となることから、経済性より控え壁式擁壁が採用されている。

### 5.7 ゲート

#### 5.7.1 制水ゲート

制水ゲートは径間 30m × 扉高 10m × 3 門と大型ゲートとなるためシェルタイプ、2モータ 2ドラムワイヤー巻取り式ローラーゲートを採用する。

### 5.7.2 調節ゲート

調節ゲート上段扉は、濁水時及び平常時において貯水池の水位調節を行うため径間30m×扉高3.1m×2門とする。二段ゲートは経済性においてフラップゲートより劣るが、剛性が良く、操作に対する信頼性が高く、構造的にも安定している。従って、二段ゲートとし、水理的に有利な正二段ゲートを採用する。

### 5.7.3 ゲート操作室

ゲート操作に支障となる、雨、日光及び風から捲上機及び電気設備を守るためにゲート操作室は計画される。ゲート操作室の規模は、流心方向12.5m、堰軸方向10.0m及び高さ4.5mとする。ゲート操作室の構造は鉄筋コンクリート造りとし、柱以外の側壁はコンクリートブロック造りとする。

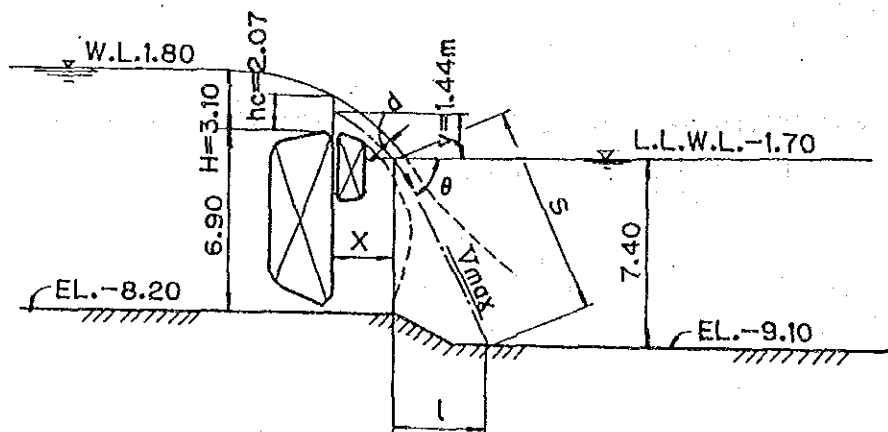
### 5.7.4 管理橋

管理橋の幅員は、予備ゲート設置時に10tトラックレーンが通行作業できるよう幅員5.0mとする。管理橋の径間はゲート径間を考慮して、純径間30.0m、支間長32.60m×5径間とする。管理橋の形式は経済性、塗装等の維持管理及び桁高が小さい点よりホロー型PCコンクリート橋を採用する。

## 5.8 護床工の水理計算

### 5.8.1 ゲート放流

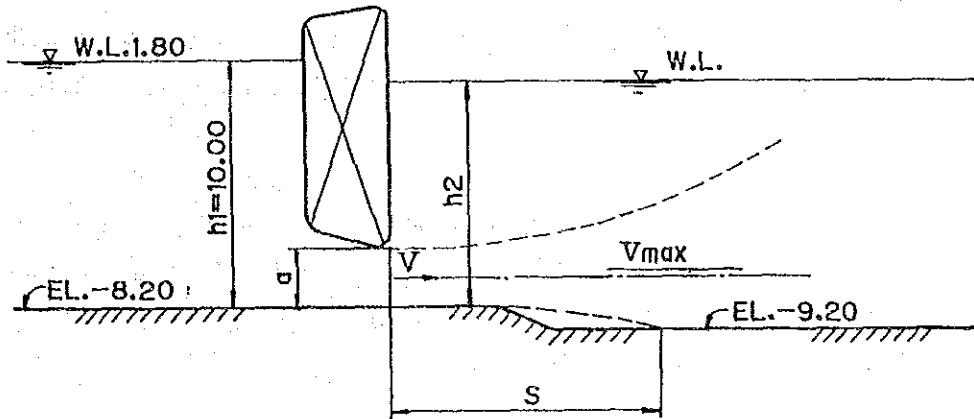
#### 1) 調節ゲート上段扉



- 越流水源  $H = \text{W.L. } 1.80 - (-) 1.30 = 3.10\text{m}$
- 完全越流係数  $C = 1.838(1 + 0.0012/3.10)(1 - \sqrt{3.10/28.30}/10.0) = 1.783$
- 越流量  $Q = 1.783 \times 28.3 \times 3.10^{3/2} = 275\text{ m}^3/\text{s}$
- 限界水深  $h_c = 3/2 H = 3/2 \times 3.10 = 2.07\text{ m}$
- 水脈落下距離  $Y = 1/2 \times 2.07 + 0.40 = 1.44\text{ m}$
- 水脈落下水平距離  $X/H = 1.155 \{(Y/H) + 0.333\}^{0.500}$   
 $X = 1.155 \times 3.10 \{(1.44/3.10) + 0.333\}^{0.500} = 3.19\text{ m}$
- 水脈中心の流速  $V = \sqrt{2 \times 9.8 \times 3.50} = 8.28\text{ m/s}$
- 水脈の厚さ  $d = 275 / (28.3 \times 8.28) = 1.17\text{ m}$
- 水脈の傾斜角  $Q = \tan^{-1}(1.500 \times 3.19/3.10) = 0^\circ 59'$
- 水脈の流速  $S \leq 5.82d : V_{\max} = V$   
 $S > 5.82d : V_{\max} = 2.41 V \sqrt{d/s}$

貫入量 S (m)	水平距離 ℓ (m)	水深 h (m)	流速 Vmax (m/s)
10.0	10.0	0.2	6.83
30.0	30.0	0.5	3.94
50.0	50.0	0.9	3.05
100.0	100.0	1.7	2.16
200.0	200.0	3.4	1.53
300.0	300.0	5.1	1.25
430.0	429.9	7.4	1.04

## 2) 制水ゲート



- 上流水深  $h_1 = \text{WL } 1.80 - (-) 8.20 = 10.00\text{ m}$
- ゲート開度  $a$  (m)
- 放流量  $Q = C \cdot a \cdot B \cdot \sqrt{2g h_1}$
- 放流幅  $B = 30.0 \times 3 = 90.0\text{ m}$
- 下流水深  $h_2$

ゲート開度 a (m)	下流推進 h <sub>2</sub> (m)	h <sub>1</sub> / a	h <sub>2</sub> / a	流量係数 C <sub>1</sub>	放流量 Q (m <sup>3</sup> /s)	流速 V (m/s)
0.30	9.15	33.33	30.50	0.20	76	2.81
0.60	9.20	16.67	15.38	0.18	136	2.52
0.90	9.25	11.11	10.28	0.16	181	2.23
1.50	9.30	6.67	6.20	0.14	265	1.96
2.10	9.35	4.76	4.45	0.13	344	1.82
3.00	9.40	3.33	3.13	0.11	416	1.54
3.90	9.45	2.56	2.42	0.09	442	1.26
4.80	9.45	2.08	1.97	0.075	454	1.05

ゲート開度 a (m)	放流量 Q (m <sup>3</sup> /s)	流速 V (m/s)	水叩き流速 Vmax (m/s)	護床工流速 Vmax (m/s)	備 考
0.30	76	2.81	0.67	0.37	・水叩き部とは S = 31 <sup>m</sup>
0.60	136	2.52	0.84	0.47	・護床工とは S = 100 <sup>m</sup>
0.90	181	2.23	0.92	0.51	
1.50	265	1.96	1.04	0.58	
2.10	344	1.82	1.14	0.64	
3.00	416	1.54	1.15	0.64	
3.90	422	1.26	1.08	0.60	
4.80	454	1.05	1.00	0.55	

### 5.8.2 護床工の設計

ゲート放流により生じる流速は、貯水池水位調節時は調節ゲート上段扉より、河川流量 275m<sup>3</sup>/s 時に最大となる。この場合ゲート直下流で最大流速 6.83m/s、水叩き下流端で 3.94m/s、護床工下流端で 2.16m/s である。しかしこの時の水脈は深さ 1.7m と河床部には達しない。水脈が河床部に達する地点は、ゲートより 430m 下流でありこの時の流速は 1.04 m/s と河床部の許容流速程度であるので、調節ゲート上段扉放流に対して下流護床工は必要としない。

一方、小洪水およびフラッシュ操作のため、制水ゲート进行操作すると各地点の最大流速は、ゲート直下流で 2.81m/s、水叩き下流端で 1.15m/s、及び護床工下流端で 0.64m/s となり護床工下流端では河床の許容流速 1.0m/s 以下となり、河床が洗掘されることはない。

### 5.8.3 護岸工の設計

ゲート操作により生じる流速に対して護岸が洗掘されないよう護岸工の範囲を検討する。

ゲート放流水理解析結果より、調節ゲート上段扉からの放流で生じる流速は護岸に影響を及ぼすことはない。制水ゲート放流で生じる最大流速は、水叩き下流端にて 1.15 m/s、ゲー



ト下流 46m 地点にて 0.95m/s であり、護岸許容流速は 1.0m/s である点より、護岸工の範囲は橋梁下流 10m とする。

## 5.9 堰柱の安定解析

### 5.9.1 設計条件

#### 1) 水位条件

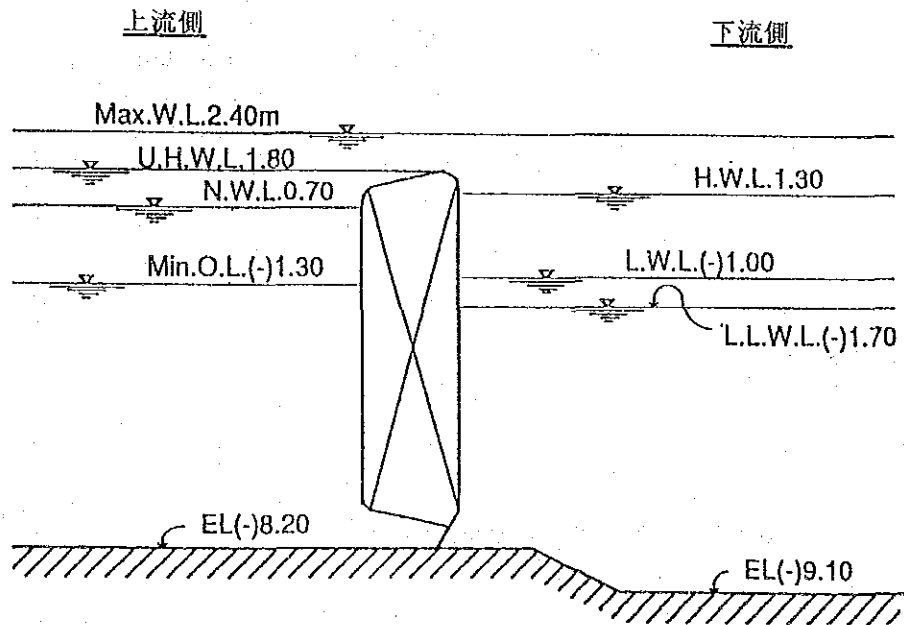
a) 計画洪水位                      Max.W.L.      2.40m

#### b) 上流側水位

- ・ 最高水位                      U.H.W.L.      1.80m
- ・ 常時満水位                  N.W.L.        0.70m
- ・ 最低水位                      Min.O.L. (-)   1.30m

#### c) 下流側水位

- ・ 朔望平均満潮位              H.W.L.        1.30m (波高 0.50m)
- ・ 朔望平均干潮位              L.W.L.        (-) 1.00m
- ・ 既往最低潮位                L.L.W.L.      (-) 1.70m



## 2) 荷重条件

堰柱に作用するゲート重量及び管理橋反力は以下の通りである。

### ゲート重量

	単位	制水ゲート	調節ゲート	備 考
扉体重量	t/門	300	350	
巻上機重量	t/基	50	100	
操作荷重	t/門	700	800	扉体自重を含む

### 管理橋反力

	単位	中間堰柱	端部堰柱	備 考
死荷重反力	t/基	320	160	
活荷重反力	t/基	100	50	
風荷重反力	t/基	20	10	

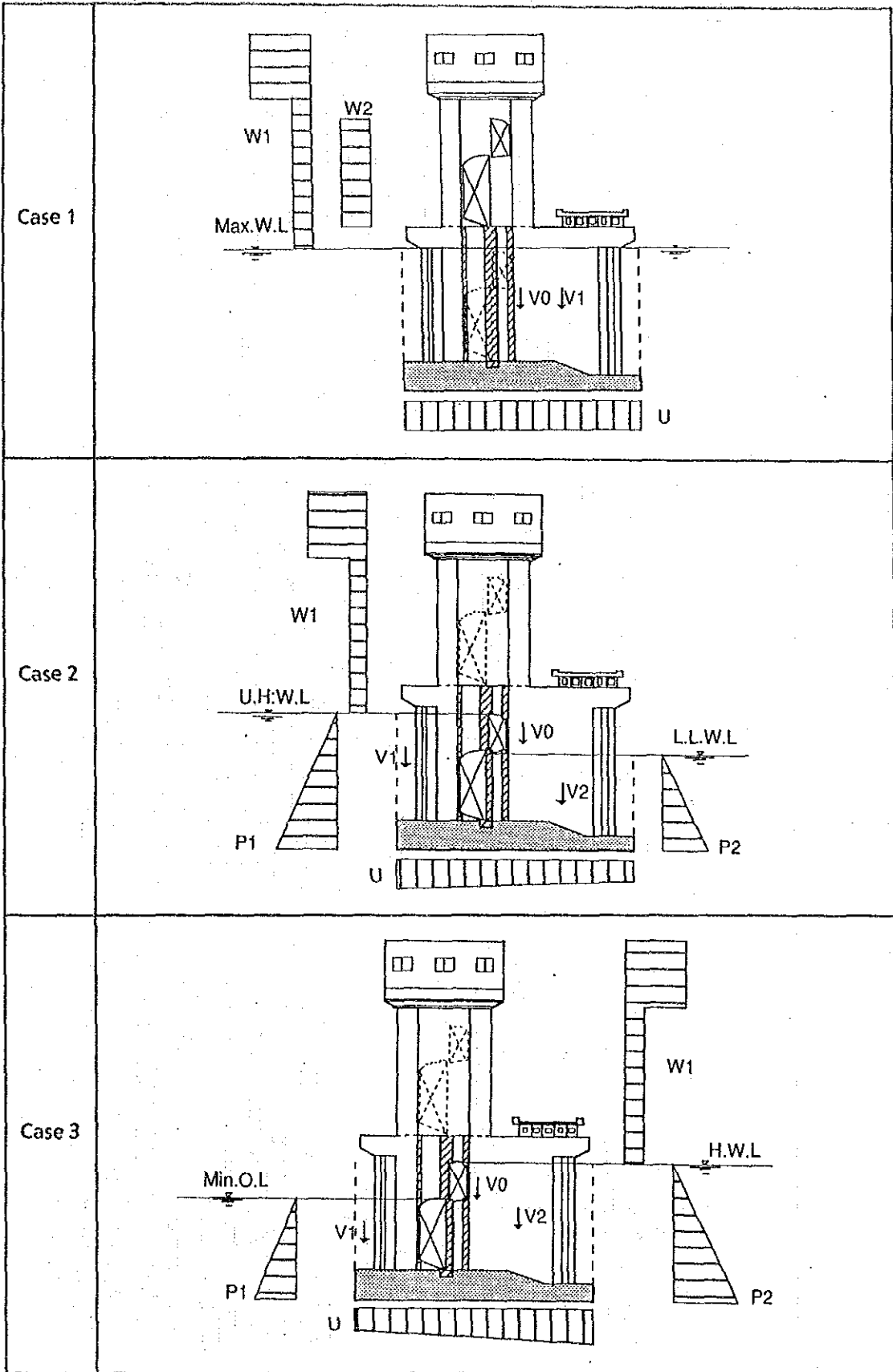
## 3) 安定計算ケース

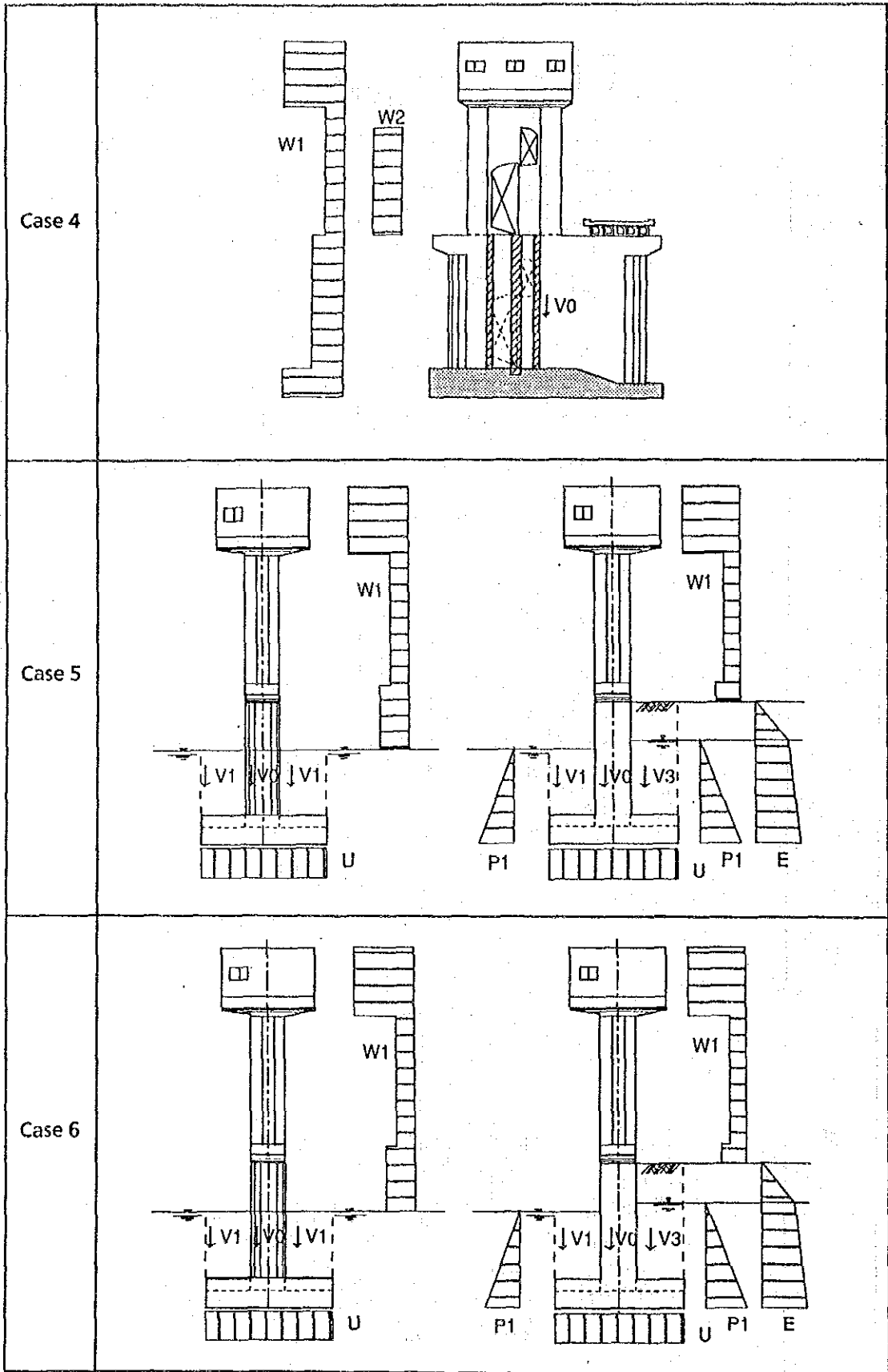
ケース	方 向	ゲート	状 態	水 位 条 件		備 考
				上流側	海 側	
1	流心方向	開 扉	計画洪水時	計画洪水位 Max.W.L.2.40m		
2	〃	閉 扉	小洪水時	最高水位 U.H.W.L.1.80m	最低潮位 L.L.W.L.(-)1.70m	
3	〃	〃	大潮時	最低水位 Min.O.L.(-)1.30m	最高潮位 H.W.L.1.80m	波高0.50mを 考慮
4	〃	開 扉	施工時	—	—	
5	堰軸方向	閉 扉	常時	最高水位 U.H.W.L.1.80m	最高潮位 H.W.L.1.80m	
6	〃	〃	〃	最低水位 Min.O.L.(-)1.30m	最低潮位 L.L.W.L.(-)1.70m	
7	〃	開 扉	施工時	—	—	

### 5.9.2 検討対象堰柱

安定計算を行う堰柱は以下の通りとする。

- 1) 制水ゲート及び調節ゲートを支持する中間堰柱
- 2) 片側制水ゲートを支持する端部堰柱





<p>Case 7</p>	
<p>注意事項</p>	<p> <math>V_0</math> ; 堰柱、ゲート及び管理橋の自重  <math>V_{1,2}</math> ; 水重  <math>V_3</math> ; 土及び水重  <math>P_{1,2}</math> ; 静水圧  <math>E</math> ; 土圧  <math>W_1</math> ; 風圧(堰柱、捲上機室、管理橋)  <math>W_2</math> ; 風圧(ゲート)  <math>U</math> ; 浮力又は揚圧力 </p>

図 5-1 ビア側面図

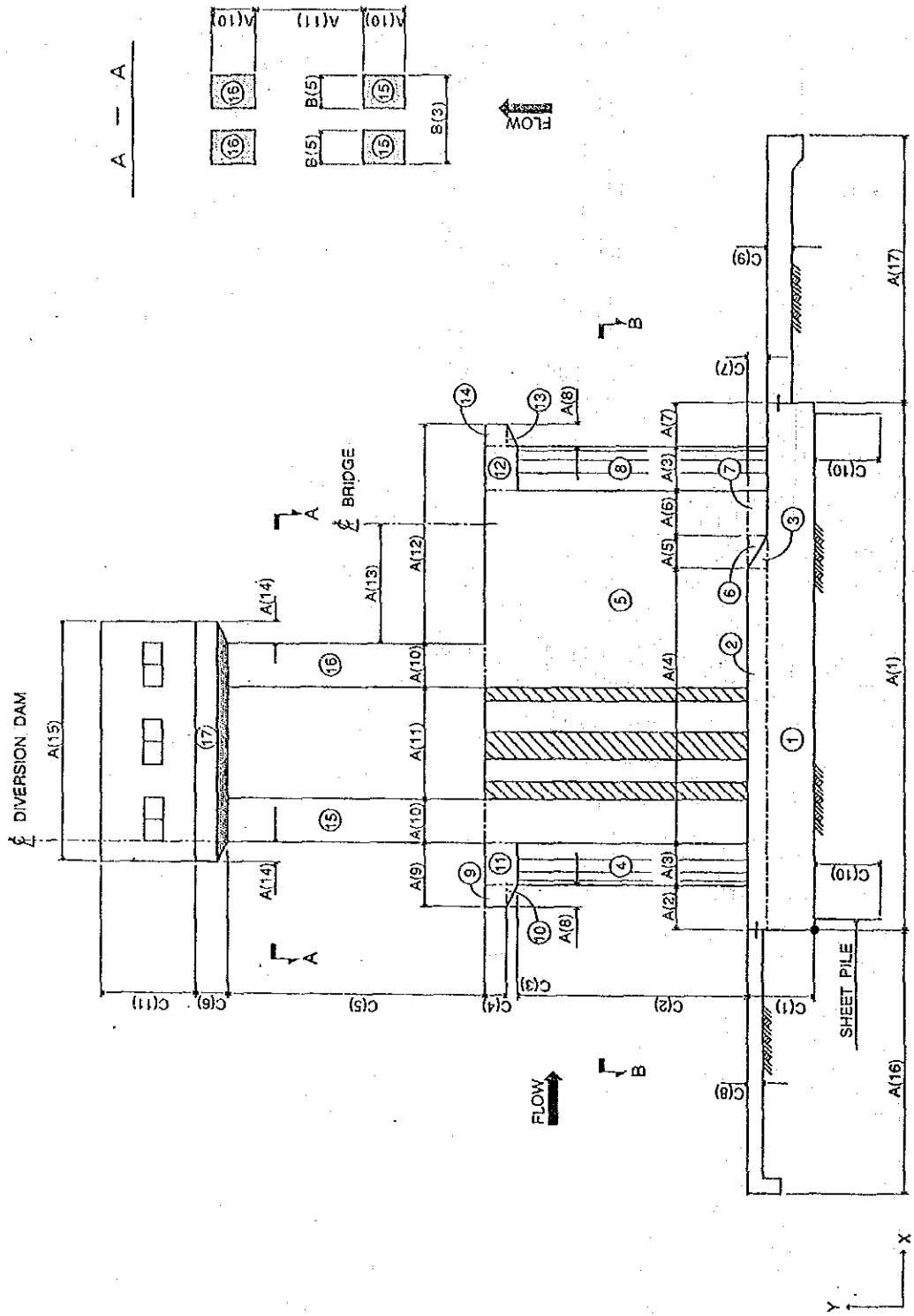
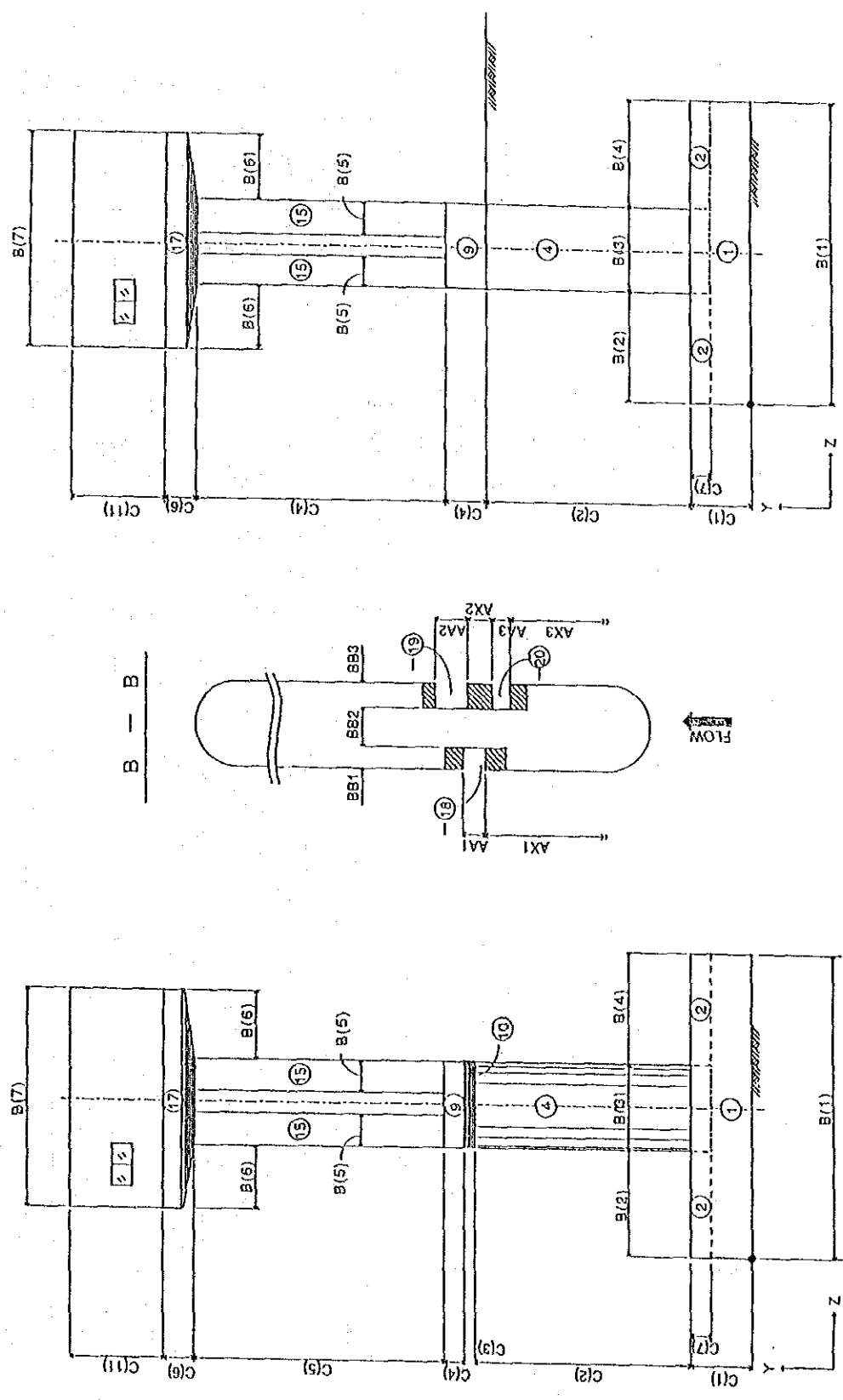


図 5-2 ピア - 断面図



### 5.9.3 安定計算結果

堰柱の安定計算結果は表 5-1 に示す通りである。中間堰柱において、滑動に対する安定は、大潮時ゲート閉扉の状態で見心方向の安全率が  $3.75 > 1.5$  と最小となる。転倒に対する安定は、河川水位が WL.1.80 m 時ゲート閉扉の状態で見軸方向の偏心距離が  $1.52 \text{ m} < 2.00 \text{ m}$  と最大になり、地盤の反力は最大  $37.82 \text{ t/m}^2$  となる。端部堰柱において、滑動に対する安定は河川水位が WL.1.80 m 時ゲート閉扉の状態で見軸方向の安定率が  $3.26 > 1.5$  と最小となり、転倒に対する安定の偏心距離が  $1.38 \text{ m} < 2.00 \text{ m}$  と最大となり、地盤の反力は最大  $43.73 \text{ t/m}^2$  となる。

両堰柱ともに、地盤の反力が  $3.82 \sim 43.73 \text{ t/m}^2$  と大きく、基礎地盤は N 値 10～15 の粘土、シルト層であるため、杭基礎工が必要となる。堰柱床版の寸法は杭の配列及び堰柱上部の形状を考慮して見心方向 24 m、堰柱方向 12 m と決定する。



表5-1 堰柱安定計算結果一覧表

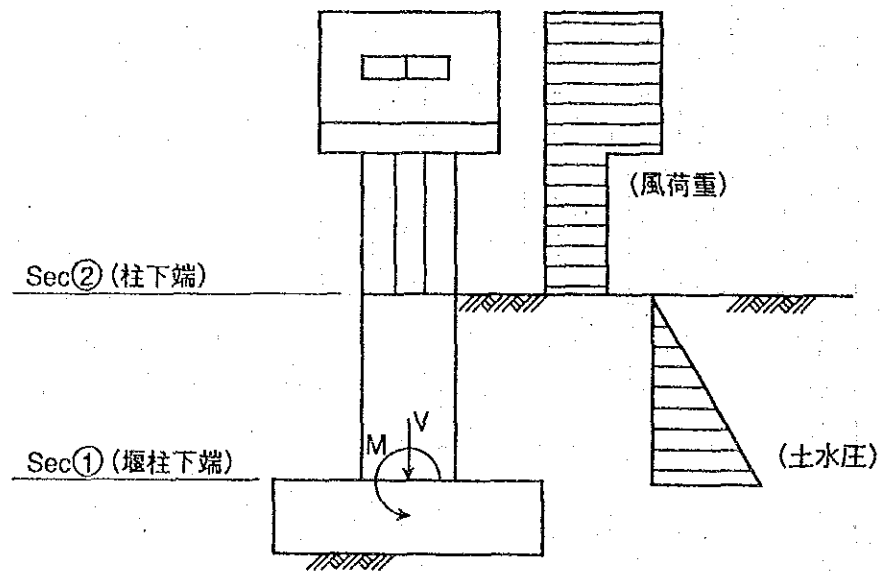
項目 堰柱名	ヶ 1 ス	鉛直力 V (t)	抵抗モーメント V・x (t・m)	水平力 H (t)	転倒モーメント H・y (t・m)	滑動に対する安定		転倒に対する安定		地盤の支持力に対する安定	
						安全率		偏心距離 e (m)	B/6 (m)	反力; Q1 (t/m <sup>2</sup> )	反力; Q2 (t/m <sup>2</sup> )
						計算値	許容値				
中間堰柱	1	6894.91	87405.31	118.30	2427.00	34.97	> 1.5	0.32	< 4.00	25.88	22.00
	2	6830.02	85434.44	1120.51	8021.92	3.66	> 1.5	(-)0.67	< 4.00	19.77	27.66
	3	6919.96	82524.56	1108.27	7887.77	3.75	> 1.5	1.21	< 4.00	31.32	16.73
	4	6168.05	79778.81	162.94	3253.70	22.71	> 1.5	0.41	< 4.00	23.59	19.24
	5	6194.35	28802.20	43.25	1029.51	85.94	> 1.5	1.52	< 2.00	37.82	5.20
	6	6920.72	41673.36	59.03	1201.66	70.35	> 1.5	0.15	< 2.00	25.86	22.20
	7	6168.05	37230.63	90.86	1406.34	40.73	> 1.5	0.19	< 2.00	23.47	19.36
端部堰柱	1	6435.89	81125.00	72.30	1551.74	53.41	> 1.5	0.36	< 4.00	24.38	20.31
	2	8097.98	100331.75	686.96	4852.20	7.07	> 1.5	(-)0.21	< 4.00	26.65	29.59
	3	8068.75	94161.37	682.92	4780.27	7.09	> 1.5	0.92	< 4.00	34.48	21.55
	4	8030.28	100890.37	93.84	2056.49	51.34	> 1.5	0.31	< 4.00	30.03	25.74
	5	7458.09	41277.91	1372.96	6801.48	3.26	> 1.5	1.38	< 2.00	43.73	8.06
	6	8830.37	61149.91	1532.03	6278.74	3.46	> 1.5	(-)0.21	< 2.00	27.38	33.94
	7	8565.81	62137.97	1259.75	6767.30	4.08	> 1.5	(-)0.46	< 2.00	22.84	36.64

## 5.10 堰柱の構造計算

### 5.10.1 堰柱

#### 1) 検討断面

堰柱の構造計算は、中間、端部堰柱ともに以下に示す2断面の堰軸方向について、軸力及び曲げモーメントが作用する片持梁として設計する。また、必要鉄筋量の算出及び、応力度の検討は単位幅(1.0m当たり)にて行い、単位幅当たりの荷重は、箱抜部を控除した有効長にて算出する。



#### 2) 水位条件

構造計算を行う水位条件は、両堰柱ともに最も不利な条件となるように下記の組合せとする。

- 上流側 ..... 最低水位 : Min. O.L. (-)1.30 m、残留水位 : WL.0.80 m
- 下流側 ..... 既往最低潮位 : L.L.W.L. (-)1.70 m、残留水位 : WL.0.30 m

### 3) 構造計算結果

構造計算結果は表 5-2 の通りである。両堰柱ともに、堰柱下部は軸力が大きく、モーメントが小さいため引張応力は発生しない。従って、最小鉄筋  $D25 @250 A_s = 19.64 \text{ cm}^2/\text{m}$  を計画する。一方堰柱上部は 4 本柱構造となっているため、引張応力が発生する。従って、 $D28 @125$  (二段)  $A_s = 98.56 \text{ cm}^2/\text{m}$  を計画する。

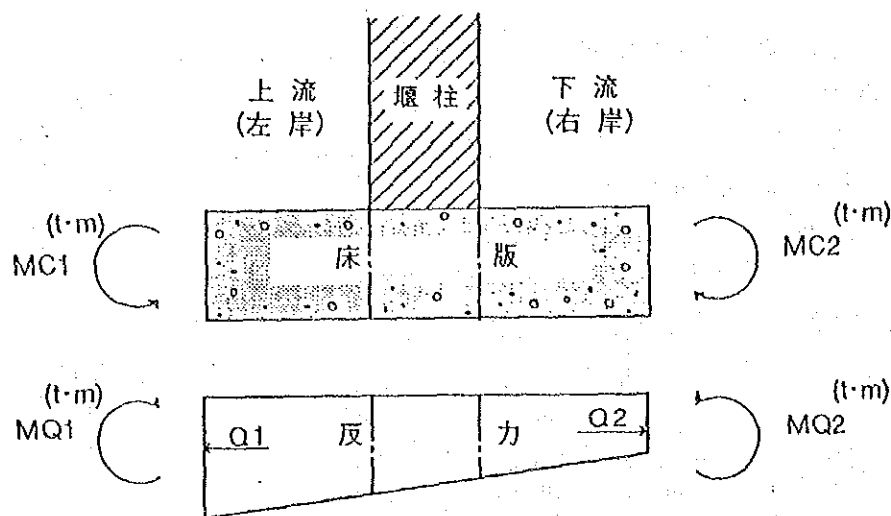
表 5-2 堰柱構造計算結果一覧表

項 目		中間堰柱		端部堰柱	
		sec ①	sec ②	sec ①	sec ②
断面寸法	b (cm)	100.00	100.00	100.00	100.00
	h (cm)	400.00	140.00	400.00	140.00
	d (cm)	390.00	125.00	390.00	125.00
モーメント 軸 力 水 平 力	M (t·m)	174.78	154.31	254.41	154.31
	V (t)	446.40	22.67	248.80	22.67
	H (t)	6.21	4.07	43.24	4.07
必要鉄筋量	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	0.00	91.19	0.00	91.19
配筋鉄筋量	鉄筋径 (mm)	D25	D28	D25	D28
	ピッチ (mm)	@250	@125 (2段)	@250	@125 (2段)
	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )	19.64	98.56	19.64	98.56
応 力 度	$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	-	50	-	58
	$\sigma_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	-	1,287	-	1,287
	$\tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )	-	0.3	-	0.3
許容応力度	$\sigma_{ca}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	94.5	94.5	94.5	94.5
	$\sigma_{sa}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1,400	1,400	1,400	1,400
	$\tau_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	4.2	4.2	4.2	4.2

### 5.10.2 堰柱床版

#### 1) 計算方法

堰柱床版の構造計算は堰柱の安定計算で得られた地盤反力等より、下図の如く堰柱に固定された片持梁として設計する。



注) Q1, Q2 : 堰柱の安定計算における地盤反力 ( $t/m^2$ )  
 MC1, MC2: 床版自重による曲げモーメント ( $t \cdot m$ )  
 MQ1, MQ2: 地盤反力による曲げモーメント ( $t \cdot m$ )

## 2) 構造計算結果

構造計算結果は表 5-3 ~ -4 の通りである。中間堰柱において流心方向は曲げモーメント及びせん断力が小さいため配筋筋として、主鉄筋の 1/3 を計画する。堰軸方向は上流側 D25 @125 (2 段)  $A_s = 78.56 \text{ cm}^2/m$  及び下流側は床版厚が 200 cm となるため D25 @125 (3 段)  $A_s = 117.84 \text{ cm}^2/m$  及びせん断応力  $\tau = 6.2 \text{ kg/cm}^2 > 5.4 \text{ kg/cm}^2$  となるためスターラップを計画する。端部堰柱において、流心方向は曲げモーメント及びせん断力が小さいため配筋筋として主鉄筋の 1/4 を計画する。堰軸方向は上流側 D28 @125 (2 段)  $A_s = 98.56 \text{ cm}^2/m$  及び下流側 D28 @125 (3 段)  $A_s = 147.84 \text{ cm}^2/m$  及びせん断応力  $\tau = 7.3 \text{ kg/cm}^2 > 5.4 \text{ kg/cm}^2$  となるためスターラップを計画する。

### 5.10.3 堰柱頂版

堰柱頂版の構造計算は、荷重的にも最も危険となる中間堰柱にて行い、頂版上の荷重は次図のように分担するものとする。

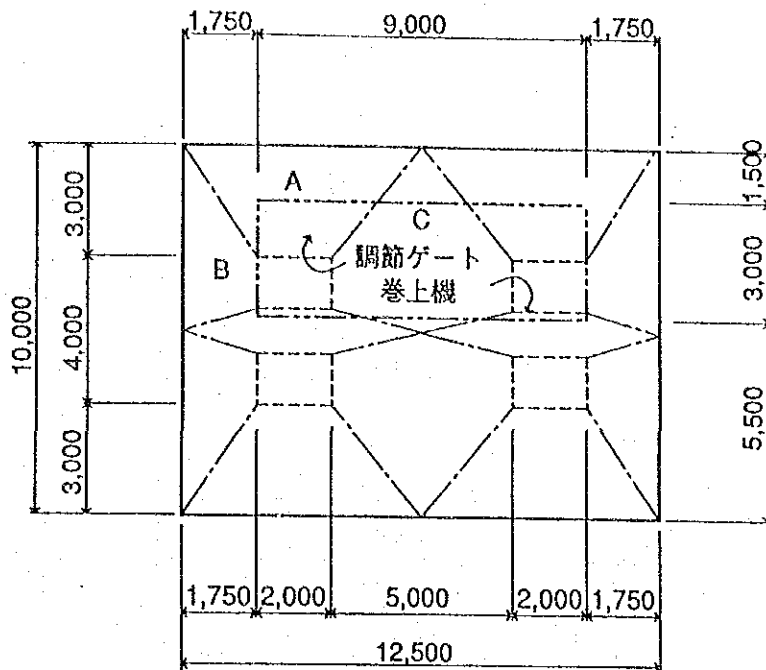
即ち、A, B のスラブは柱に支持された台形の片持梁とし、C のスラブは六角形の両端固定梁として計算する。

表5-3 中間廻柱床版構造計算結果一覽表

項	目	流 心 方 向		廻 軸 方 向	
		上 流 側	下 流 側	上 流	下 流
断面寸法	b (cm)	100.00	100.00	100.00	100.00
	h (〃)	290.00	200.00	290.00	200.00
	d (〃)	265.00	180.00	270.00	175.00
モーメント せん断力	M (t・m)	54.87	50.08	245.72	254.36
	S (t)	27.54	24.93	90.80	94.00
必要鉄筋量	As (cm <sup>2</sup> )	15.31	20.85	69.72	115.50
配筋鉄筋量	鉄筋径 (mm)	D16	D16	D25	D25
	ピッチ (〃)	@125 (2段)	@125 (3段)	@125 (2段)	@125 (3段)
	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )	32.16	48.24	78.56	117.84
応 力 度	$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	11	16	34	60
	$\sigma_s$ (〃)	676	619	1247	1373
	$\tau$ (〃)	1.2	1.6	3.9	6.2
許容応力度	$\sigma_{ca}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	94.5	94.5	94.5	94.5
	$\sigma_{sa}$ (〃)	1400	1400	1400	1400
	$\tau_a$ (〃)	8.4	8.4	8.4	5.4

表 5-4 端部堰柱床版構造計算結果一覽表

項	目	流 心 方 向		堰 軸 方 向	
		上 流 側	下 流 側	上 流	下 流
断面寸法	b (cm)	100.00	100.00	100.00	100.00
	h (〃)	290.00	290.00	290.00	200.00
	d (〃)	270.00	270.00	270.00	175.00
モーメントせん断力	M (t・m)	0.00	0.00	290.29	298.93
	S (t)	0.00	0.00	107.34	110.61
必要鉄筋量	As (cm <sup>2</sup> )	0.00	0.00	82.84	136.83
配筋鉄筋量	鉄筋径 (mm)	D16	D16	D28	D28
	ピッチ (〃)	@ 125 (2段)	@ 125 (3段)	@ 125 (2段)	@ 125 (3段)
	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )	32.16	48.24	98.56	147.84
応力度	$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	0.00	0.00	37	66
	$\sigma_s$ (〃)	0.00	0.00	1184	1301
	$\tau$ (〃)	0.00	0.00	4.6	7.3
許容応力度	$\sigma_{ca}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	94.5	94.5	94.5	94.5
	$\sigma_{sa}$ (〃)	1400	1400	1400	1400
	$\tau_a$ (〃)	8.4	8.4	8.4	5.4



## 1) 荷重条件

頂版に作用する荷重は以下の通りとする。

- a) 頂版自重 :  $2.4 \text{ (t/m}^2\text{)}$
- b) 載荷重 (等分布とする)
  - シンダーコンクリート :  $2.2 \text{ t/m}^3 \times 0.20 \text{ m} = 0.44 \text{ (t/m}^2\text{)}$
  - 調節ゲート (操作) 荷重 :  $400 \text{ (t)}$
  - 巻上機重量 :  $100 \text{ (t)}$
  - 等分布荷重 :  $(400 + 100) / (9.00 \times 3.00) + 0.44 = 18.96 \text{ (t/m}^2\text{)}$
- c) 上屋荷重 (スラブ先端に作用するものとする)
 

$W = 1.50 \text{ t/m}^2 \times 10.00 \times 12.50 = 187.50 \text{ (t)}$

壁 1 m 当たり :  $187.50 / (10.00 + 12.50) \times 2 = 4.17 \text{ (t/m)}$

## 2) 構造計算結果

構造計算結果は表 5-5 の通りである。頂版上側の流心方向の配筋は中間部 C (両端) の必要鉄筋量  $D25 @125$  (2 段)  $A_s = 78.56 \text{ cm}^2/\text{m}$  とする、堰軸方向は張出部 A の必要鉄筋量  $D25 @125$  (2 段)  $A_s = 78.56 \text{ cm}^2/\text{m}$  とする。頂版下側は最大必要鉄筋量が中間部 C (中央)  $A_s = 2.58 \text{ cm}^2/\text{m}$  であるから、引張側鉄筋の 1/2 以上の  $D25 @125 A_s = 39.28 \text{ cm}^2/\text{m}$  を計画する。

表5-5 頂版計算結果一覧表

項 目		張出部 A	張出部 B
断面寸法	b (cm)	100.00	100.00
	h (寸)	150.00	150.00
	d (寸)	135.00	135.00
曲げモーメント せん断力	M (t・m)	108.94	38.60
	S (t)	35.56	9.35
必要鉄筋量	Asr (cm <sup>2</sup> )	63.17	21.61
配筋鉄筋量	鉄筋径 (mm)	D25	D25
	配筋ピッチ (寸)	@125 (2段)	@125 (2段)
	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )	78.56	78.56
応 力 度	$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	46	16
	$\sigma_s$ (寸)	1136	403
	$\tau_m$ (寸)	3.0	0.8
許容応力度	$\sigma_{ca}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	95	95
	$\sigma_{sa}$ (寸)	1400	1400
	$\tau_a$ (寸)	4.2	4.2

項 目		中間部C (両端)	中間部C (中央)
断面寸法	b (cm)	100.00	100.00
	h (寸)	150.00	150.00
	d (寸)	135.00	140.00
曲げモーメント せん断力	M (t・m)	55.31	27.66
	S (t)	46.46	0.00
必要鉄筋量	Asr (cm <sup>2</sup> )	71.42	2.58
配筋鉄筋量	鉄筋径 (mm)	D25	D25
	配筋ピッチ (寸)	@125 (2段)	@125
	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )	78.56	39.28
応 力 度	$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	23	15
	$\sigma_s$ (寸)	577	562
	$\tau_m$ (寸)	3.4	0.0
許容応力度	$\sigma_{ca}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	95	95
	$\sigma_{sa}$ (寸)	1400	1400
	$\tau_a$ (寸)	4.2	4.2



## 5.11 堰柱基礎工の設計

### 5.11.1 荷重条件

基礎工の設計は、流心及び堰軸方向について行い、前述の安定計算結果より水平力及び荷重の偏心が大きいため以下の条件を採用する。

	ケース	方 向	鉛直力 (t)	水平力 (t)	偏心距離 e (m)	モーメント (t・m)
中間堰柱	1 (3)	流 心	6,920	1,110	1.21	8,380
	2 (5)	堰 軸	6,200	50	1.52	9,430
端部堰柱	1 (3)	流 心	8,070	690	0.92	7,430
	2 (5)	堰 軸	7,460	1,380	1.38	10,300

### 5.11.2 基礎工法の検討

各堰柱の荷重条件に対する地盤の許容支持力を求めると下表の通りであり、各ケースについて許容支持力以上の荷重が作用していることより、直接基礎工法は採用できない。

	方 向	極限支持力 Vu (t)	安全率 Fs	許容支持力 Va (t)	鉛直力 (t)
中間堰柱	流 心	7,407	3	2,469	< 6,920
	堰 軸	6,576	3	2,192	< 6,200
端部堰柱	流 心	9,507	3	3,169	< 8,070
	堰 軸	5,442	3	1,814	< 7,460

従って、堰柱はゲート及び管理橋を支持する重要構造物であることから、信頼性が高く、支持力の確認が容易である杭基礎工法を採用する。

### 5.11.3 杭長の決定

堰柱の基礎杭は、N値30以上の良質な支持層に杭径程度以上の根入れが確保できるよう、柱状図よりL=10.0mと決定する。

#### 5.11.4 使用杭種の検討

前述の如く、堰柱基礎面には大きな鉛直力及び水平力が作用することより、PC杭では杭耐力に問題があり、TIS規格(398-2524)での最大径である $\phi 600$  mmを使用しても、杭配置が非常に密になり、杭の最小間隔としている $2.5 \cdot D$ を確保できない。

従って、堰柱の基礎杭には、大きな杭耐力を有するPHC杭及び鋼管杭について比較検討を行い、使用杭種を決定する。

比較検討の結果、鋼管杭(SKK 490)  $\phi 800$  mm t = 9 mm が最も経済的であるので堰柱基礎杭に採用する。

#### 5.11.5 実配列の検討

前述の荷重条件及び経済比較結果に基づき、各堰柱について杭体応力、杭頭変位量等の検討を行うものとする。

検討の結果より、中間堰柱の杭基礎工は流心方向の検討時杭内部圧縮応力  $\sigma_c = 1,721$  kg/cm<sup>2</sup> < 1,900 kg/cm<sup>2</sup> となるため、鋼管杭(SKK 490)  $\phi 800$  mm t = 9 mm L = 10 m を 10 本 × 5 列 = 50 本とする。端部堰柱の基礎工は堰軸方向の検討時杭内部圧縮応力  $\sigma_c = 1,853$  kg/cm<sup>2</sup> < 1,900 kg/cm<sup>2</sup> となるため鋼管杭(SKK 490)  $\phi 800$  mm t = 9 mm L = 10 m を 11 本 × 5 列 = 55 本とする。

#### 5.11.6 エプロン杭基礎の設計

##### 1) 荷重条件

各エプロンの基礎面に作用する1バレル当たりの荷重条件は、以下の通りである。

	形状寸法 (m)			鉛直力 V (t/バレル)	備 考		
	幅	延長	厚さ		ゲート	上流水位	下流水位
上流エプロン	12.00	13.00	0.70	1,800	-	Max.WL.2.40m	Max.WL.2.40m
中間エプロン	8.00	24.00	2.90~2.00	2,710	開扉	〃	〃
下流エプロン	9.00	18.00	1.10	2,090	-	〃	〃

## 2) 基礎工法の検討

各エプロンの鉛直力に対する地盤の許容支持力を求めると下表の通りであり、すべてのエプロンにおいて許容支持力を超えるため、直接基礎工法は採用できない。

	極限支持力 Vu (t)	安全率 Fs	許容支持力 Va (t)	鉛直力 (t)
上流エプロン	5,070	3	1,690	< 1,800
中間エプロン	6,864	3	2,288	< 2,710
下流エプロン	5,265	3	1,755	< 2,090

また、基礎地盤の浅い位置に良質な支持層は存在しないことより、置換工法も採用できない。従って、エプロンの基礎工法には杭基礎工法を採用する。

## 3) 杭長の決定

エプロンの杭長は、N値30以上の層に杭径程度以上の根入れが確保できるように、以下の通り決定する。

	杭 長 (m)
上流エプロン	12.00
中間エプロン	10.00
下流エプロン	10.00

## 4) 使用杭種の決定

エプロンに使用する杭種は、大きな水平力が作用しないことよりPC杭とし、杭径については、荷重条件の最も大きな中間エプロンにて経済比較を行い決定する。

比較検討の結果より、TIS規格PC杭 $\phi 300$ mm L = 10 ~ 12 mを採用する。

## 5) 杭本数の決定

各エプロンの設計鉛直力及び杭1本当たりの許容支持力より、1バレル当たりの必要杭本数を求めると下表の通りであり、配列を考慮して杭本数を決定する。

	鉛直力 (t)	許容支持力 Ra (t/本)	必要杭本数 (本)	配列杭本数 (本)
上流エプロン	1,800	88	20.5	6 × 4 = 24本
中間エプロン	2,710	79	34.3	9 × 4 = 36本
下流エプロン	2,090	71	29.4	8 × 4 = 32本

### 5.12 擁壁の安定構造計算

本防潮水門の擁壁工には下記の2型式があり、それぞれについて安定構造計算を行うものとする。

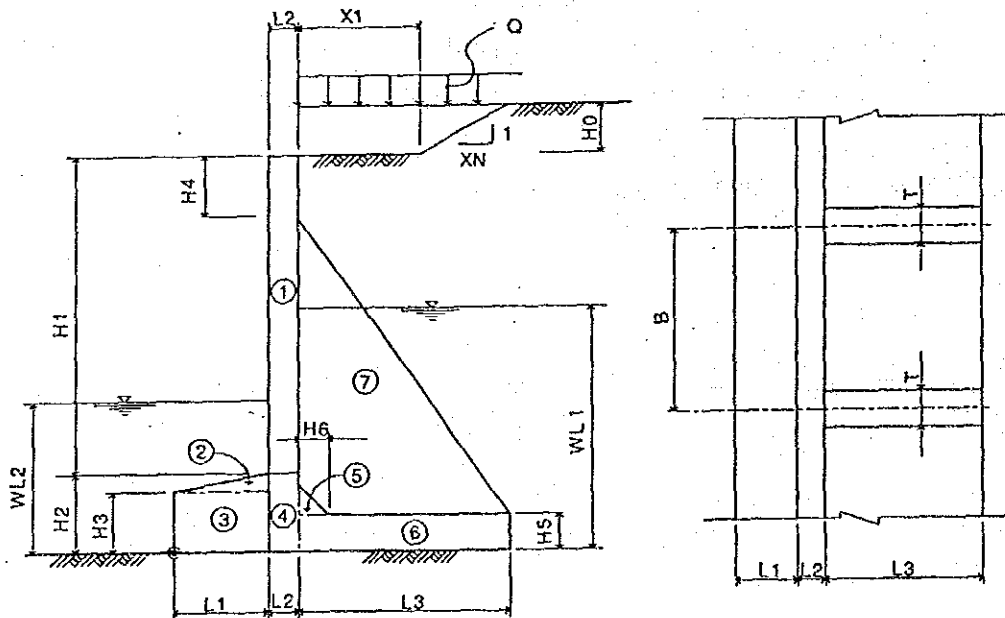
- 控え壁式擁壁 ..... W1型、W2型
- 逆T式擁壁 ..... W3型

#### 5.12.1 安定計算

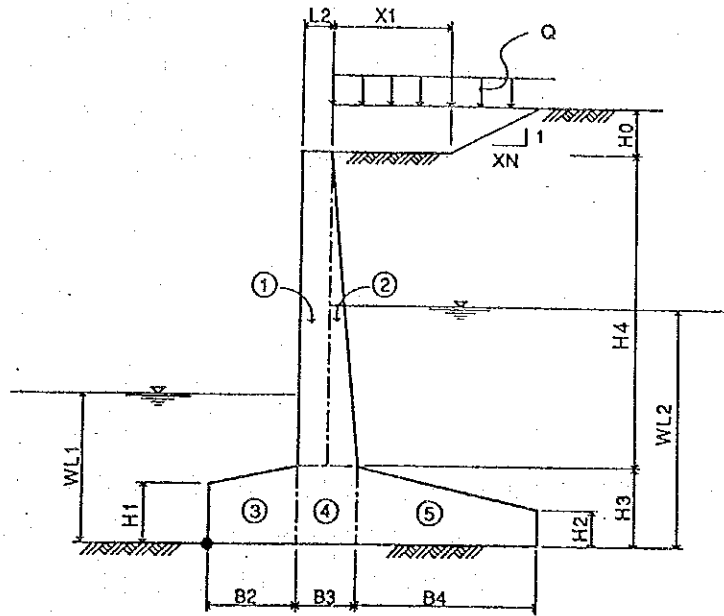
##### 1) 一般形状

控え式擁壁及び逆T式擁壁の一般形状は以下に示す通りである。

控え壁式擁壁一般形状図



逆T式擁壁一般形状図



2) 水位条件

安定計算における水位条件は、擁壁前面は発生し得る最低水位とし、擁壁背面については、最高水位(上流側:ゲートてんば標高EL.1.80 m、下流側:朔望平均満潮位 WL1.30 m)に対する残留水位を考慮するものとする。

	擁壁前面	擁壁背面	摘要
上流側	Min.O.L.(-) 1.30 m	WL 0.80 m	W1-1型,W1-2型,W2-1型,W3型
下流側	L.W.L.(-) 1.70 m	WL 0.30 m	W1-3型,W1-4型,W2-2型

3) 安定計算ケース

安定計算のケースは次の2ケースとする。

Case 1 : 完成後

Case 2 : 施工時

#### 4) 計算結果

安定計算結果は表 5-6 に示す通りである。前床版が設置可能な W1-1 及び W1-4 型控え壁式擁壁は滑動に対する安全率が所要値を確保できるよう床版幅を計画する。前床版が設置できない W1-2、W1-3 型控え壁擁壁及び曲線部の W2-1、W2-2 型控え壁擁壁は施工時にも転倒に対する安定が確保できるよう床版幅を計画する。逆 T 式擁壁は滑動及び転倒に対する安定は余裕があるが、基礎杭の配置を考慮して床版幅を計画する。

### 5.12.2 構造計算

#### 1) 計算方法

控え壁式擁壁の構造計算は、立壁及び後床版は土圧又は地盤反力に対して控え壁に支持された連続梁として設計し、前床版は地盤反力に対し立壁に固定された片持梁として設計する。また、逆 T 式擁壁は、立壁と床版が互いに固定された片持梁として、土圧又は地盤反力に対して設計する。

#### 2) 構造計算結果

控え壁擁壁の高さは 12.0～12.9 m と高いことから、床版及び控え壁の最小部材厚さ 1.0 m、立壁部 0.5 m として構造計算を行った。前床版の部材厚は最小の 1.0 m 及び立壁部の部材厚は最小の 0.5 m で設計する。使用鉄筋及び各種応力度の検討は付属書 5.12.2 に示す通りである。

表5-6 擁壁安定計算結果一覧表

項目	鉛直力 $\Sigma V$ (t)	抵抗モーメント $\Sigma V \cdot x$ (t·m)	水平力 $\Sigma H$ (t)	転倒モーメント $\Sigma H \cdot y$ (t·m)	滑動に対する安定		転倒に対する安定		地盤の支持力に対する安定		
					安全率 許容値	率	偏心距離 E (m)	B/6 (m)	反力; Q1 (t/m <sup>2</sup> )	反力; Q2 (t/m <sup>2</sup> )	
											計算値
型・ケース W1-1型	ケース1	534.04	2297.09	211.06	925.81	1.52	> 1.5	0.68	< 1.08	44.63	10.14
	ケース2	142.20	434.00	0	0	-	> 1.2	0.20	< 1.08	27.58	18.98
W1-2型	ケース1	808.14	3651.29	211.06	925.81	2.30	> 1.5	0.63	< 1.33	49.52	17.83
	ケース2	187.80	510.72	0	0	-	> 1.2	1.28	< 1.33	15.34	0.31
W1-3型	ケース1	861.45	3912.64	233.85	1084.95	2.21	> 1.5	0.72	< 1.33	55.21	16.58
	ケース2	199.14	535.83	-	-	-	> 1.2	1.31	< 1.33	16.45	0.15
W1-4型	ケース1	620.84	2853.19	233.85	1084.95	1.59	> 1.5	0.65	< 1.17	46.08	13.05
	ケース2	159.90	517.03	-	-	-	> 1.2	0.23	< 1.17	27.35	18.34
W2-1型	ケース1	950.80	3781.61	276.49	1212.80	2.06	> 1.5	0.80	< 1.17	58.21	10.91
	ケース2	196.78	452.66	-	-	-	> 1.2	1.20	> 1.17	57.03	- 0.80
W2-2型	ケース1	1148.66	5186.30	306.35	1421.29	2.25	> 1.5	0.72	< 1.33	56.33	16.74
	ケース2	230.56	610.76	-	-	-	> 1.2	1.35	> 1.33	19.33	- 0.12
W3型	ケース1	26.09	66.03	8.56	20.77	1.85	> 1.5	0.01	< 0.58	7.64	7.26
	ケース2	11.95	15.96	-	-	-	> 1.2	0.41	< 0.58	5.81	1.01

## 5.13 擁壁基礎工の設計

### 5.13.1 荷重条件

擁壁の安定計算結果より、各擁壁の基礎面に作用する荷重条件は下表の通りである。尚、下記の条件は、安定計算結果を擁壁1バレル当りの値に換算したものである。

型 式	鉛直力 V (t)	水平力 H (t)	偏心距離 e (m)	モーメント M (t・m)
W1-1	1,780	705	0.68	1,210
W1-2	1,750	460	0.63	1,110
W1-3	2,585	705	0.72	1,860
W1-4	2,070	780	0.65	1,350
W2-1	4,370	1,270	0.30	1,300
W2-2	5,050	1,350	0.72	3,640
W3	265	90	0.01	5

### 5.13.2 基礎工法の検討

各擁壁の荷重条件に対する地盤の許容支持力を求めると下表の通りであり、すべての擁壁において許容支持力を超えるため、直接基礎工法は採用できない。

従って、擁壁基礎工には堰柱と同様に杭基礎工法を採用する。

型 式	極限支持力 Vu (t)	安全率 Fs	許容支持力 Va (t)	鉛直力 V (t)
W1-1	741	3	247	< 1,780
W1-2	657	3	219	< 1,750
W1-3	954	3	318	< 2,585
W1-4	834	3	278	< 2,070
W2-1	990	3	330	< 4,370
W2-2	1,092	3	364	< 5,050
W3	576	3	192	< 265



### 5.13.3 杭長の決定

擁壁杭基礎工の杭長は、N値30以上の層に杭径以上の根入れを確保するものとし、堰柱と同様に  $L = 10.0\text{ m}$  と決定する。

### 5.13.4 使用杭種の検討

擁壁は堰柱に比べ、鉛直力に対する水平力が大きく、杭頭に大きな曲げモーメントが作用することより、PC杭及びPHC杭は使用できない。

従って、擁壁には杭耐力の大きい鋼管杭を使用し、規格(SKK400, SKK490)及び杭径については経済比較を行い決定する。尚、経済比較は鉛直力に対する水平力の比率が大きく、又、施工数量も多いW1-1型について行い、杭径は擁壁及び荷重の規模より  $\phi 600\text{ mm} \sim \phi 900\text{ mm}$  とする。

比較検討の結果より、鋼管杭(SKK490)  $\phi 800\text{ mm } t = 12\text{ mm}$  が最も経済的であるので、擁壁基礎杭に採用する。尚W3型擁壁については、他の擁壁に比べ作用荷重が非常に小さいことより、TIS規格P.C杭  $\phi 600\text{ mm}$  を採用する。

### 5.13.5 実配列の検討

各擁壁について、杭体応力、杭頭変位量等の検討を行う。検討の結果より、下表の通り杭本数を決定する。

型 式	配列本数(本)	備 考
W1-1	$5 + 4 + 5 = 14$	$\sigma_c = 1,775\text{ kg/cm}^2 < 1,900\text{ kg/cm}^2$
W1-2	$4 \times 3 = 12$	$\sigma_c = 1,617\text{ kg/cm}^2 < 1,900\text{ kg/cm}^2$
W1-3	$4 \times 4 = 16$	$\sigma_c = 1,877\text{ kg/cm}^2 < 1,900\text{ kg/cm}^2$
W1-4	$3 \times 5 = 15$	$\sigma_c = 1,863\text{ kg/cm}^2 < 1,900\text{ kg/cm}^2$
W2-1	$11 + 9 + 7 = 27$	$\sigma_c = 1,790\text{ kg/cm}^2 < 1,900\text{ kg/cm}^2$
W2-2	$10 + 8 + 7 + 6 = 31$	$\sigma_c = 1,776\text{ kg/cm}^2 < 1,900\text{ kg/cm}^2$
W3	$2 \times 4 = 8$	$\sigma_c = 120\text{ kg/cm}^2 < 170\text{ kg/cm}^2$

## 5.14 ゲートの設計

### 5.14.1 制水ゲート

#### 1) 設計条件

・ 型 式	単葉鋼製シェル構造ローラゲート	
・ 純 径 間	30.0m	
・ 扉 高	10.0 m	
・ 設 置 門 数	3 門	
・ 設 計 水 位	ケース 1	ケース 2
	上流水位 EL. 1.80 m	EL. (-) 1.30 m
	下流水位 EL. (-) 1.70 m	EL. 1.80 m
・ 操 作 水 位	上流水位 EL. 1.80 m、下流水位 EL. (-) 1.70 m	
・ ゲ ー ト 数 高	EL. (-) 8.20 m	
・ 水 密 方 式	下流側三方水密	
・ 開 閉 装 置	2 モーター、2 ドラムワイヤー巻取り式	
・ 開 閉 速 度	0.3 m/min	
・ 操 作 方 法	機側及び遠方操作	
・ 場 程	12.1 m	
・ 設 計 震 度	-	
・ 泥 圧	-	
・ 風 荷 重	0.3 tf/m <sup>2</sup>	
・ 余 裕 厚	上流側 1.0 mm、下流側 1.5 mm	
・ 主桁のたわみ度	1/800 以下	

#### 2) 扉体の設計

扉体に生じる応力度及びたわみ度は表 5-7 に示す通りである。

表 5-7 応力度及びたわみ度

ケース	水 圧 t	水平曲げ モーメント t-m	最大応力度 kg/cm <sup>2</sup>	許容応力度 kg/cm <sup>2</sup>	たわみ度		
					水 平	鉛 直	許 容
ケース 1	855.70	3,369.33	1,086	1,200	1/1,377	1/25,623	1/800
ケース 2	839.16	3,304.21	1,065	1,200	1/1,407	1/25,623	1/800

### 3) 主ローラの設計

主ローラの接触応力度は表 5-8 に示す通りである。

表 5-8 主ローラの接触応力度

ケース	水 圧 t	ローラ荷重 t	ローラ半径 mm	応力度 kg/cm <sup>2</sup>	許容応力度 kg/cm
ケース1	855.70	115.0	70.0	8,770	9,000
ケース2	839.16	110.0	70.0	-	-

### 4) 開閉装置

#### a) 開閉荷重

開閉荷重は扉体自重 (300.0 t)、ローラ抵抗 (28.1 t)、止水ゴム摩擦力 (3.9 t) 及びダウンブル (47.3 t) を加えて約 400 t とする。

#### b) 電動機の設計

開閉荷重: 400 t、開閉速度  $V = 0.3 \text{ m/min}$ 、機械効率 0.62 及びモータ 2 台の条件で電動機の所要出力は 16.05 kw となる。従って、電動機は 18.50 kw × 2 台を計画する。

## 5. 14. 2 調節ゲート

### 1) 設計条件

・ 型 式	複葉鋼製シェル構造ローラゲート	
・ 純 径 間	30.0m	
・ 扉 高	10.0 m (上段扉 3.1 m、下段扉 6.9 m)	
・ 設 置 門 数	2 門	
・ 設 計 水 位	ケース 1	ケース 2
	上流水位 EL. 1.80 m	EL. (-) 1.30 m
	下流水位 EL. (-) 1.70 m	EL. 1.80 m
・ 操 作 水 位	上流水位 EL. 1.80 m、下流水位 EL. (-) 1.70 m	
・ ゲート敷高	EL. (-) 8.20 m	

・ 水 密 方 式	下流側三方水密
・ 開 閉 装 置	2モーター、2ドラムワイヤー巻取り式
・ 開 閉 速 度	0.3 m/min
・ 操 作 方 法	機側及び遠方操作
・ 場 程	12.1 m
・ 設 計 震 度	-
・ 泥 圧	-
・ 風 荷 重	0.3 tf/m <sup>2</sup>
・ 余 裕 厚	上流側 1.0 mm、下流側 1.5 mm
・ 主桁のたわみ度	1/800 以下

## 2) 扉体の設計

扉体に生じる応力度及びたわみ度は表 5-9 に示す通りである。

表 5-9 応力度及びたわみ度

位 置	ケース	水 圧 t	水平曲げ モーメント t-m	最大応力度 kg/cm <sup>2</sup>	許容応力度 kg/cm <sup>2</sup>	たわみ度		
						水 平	鉛 直	許 容
上 段 扉	ケース1	156.85	629.37	971	1,200	1/1,103	1/4,263	1/800
	ケース2	161.21	646.86	998	1,200	1/1,073	1/4,263	1/800
下 段 扉	ケース1	695.69	2,739.27	1,186	1,200	1/1,196	1/7,834	1/800
	ケース2	674.66	2,656.46	1,150	1,200	1/1,235	1/7,834	1/800

## 3) 主ローラの設計

主ローラの接触応力度は表 5-10 に示す通りである。

表 5-10 主ローラの接触応力度

位 置	ケース	水 圧 t	ローラ荷重 t	ローラ半径 mm	応力度 kg/cm <sup>2</sup>	許容応力度 kg/cm
上 段 扉	ケース1	156.85	45.0	50.0	8,031	9,000
	ケース2	161.21	45.0	50.0	8,031	9,000
下 段 扉	ケース1	695.69	100.0	62.5	8,957	9,000
	ケース2	674.66	100.0	62.5	8,957	9,000

#### 4) 開閉装置

##### a) 開閉荷重

上段扉の開閉荷重は扉体自重 (90.0 t)、越流水重 (130.0 t)、ローラ抵抗 (7.4 t) 及び止水ゴム摩擦力 (6.7 t) を加えて約 235.0 t とする。一方下段扉の開閉荷重は扉体自重 (250.0 t)、越流水重 (126.0 t)、ローラ抵抗 (29.2 t) 及び止水ゴム摩擦力 (3.9 t) を加えて約 450 t とする。

##### b) 電動機的设计

開閉荷重 : 235 t、開閉速度  $V = 0.3 \text{ m/min}$ 、機械効率 0.64 及びモータ 2 台の条件にて、上段扉電動機の所要出力は 9.14 kw となる。一方開閉荷重 : 450 t、開閉速度  $V = 0.3 \text{ m/min}$ 、機械効率 0.61 及びモータ 2 台の条件にて、下段扉電動機の所要出力 18.92 kw となる。従って電動機出力は上段扉 11 kw、下段扉 22 kw とする。

#### 5.14.3 予備ゲート

##### 1) 設計条件

・ 形 式	鋼製角落し
・ 設置門数	扉体 1 門 戸当り 5 門
・ 純 径 間	30.0m
・ 扉 高	10.0 m
・ 敷 高	EL. (-) 8.20 m
・ 設計水深	上流側 8.9 m 下流側 7.2 m
・ 水密方式	下流側 三方水密
・ たわみ度	1/600 以下

## 2) 扉体の設計

扉体に生じる応力度及びたわみ度は表 5-11 に示す通りである。

表 5-11 応力度及びたわみ度

部 材	荷 重	曲げ モーメント	応力度		たわみ度	
			最 大	許 容	最 大	許 容
	t/m	t - m	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>		
下弦材	0.706	2.87	629	1,082	1/1,096	1/600
中弦材	1.080	4.39	566	1,259	1/982	1/600
スキンプレート	t/m <sup>2</sup> 1.700	-	217	1,200	-	-

## 3) 支柱の設計

支柱に生じる応力度及びたわみ度は表 5-12 に示す通りである。

表 5-12 応力度及びたわみ度

部 材	荷 重	曲げモーメント	応力度		たわみ度	
			最 大	許 容	最 大	許 容
	t/m <sup>2</sup>	t - m	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>		
鉛直材	1.700	59.99	947	1,038	1/700	1/600
斜 材	t 68.02	-	688	943	-	-

## 4) 据付方法

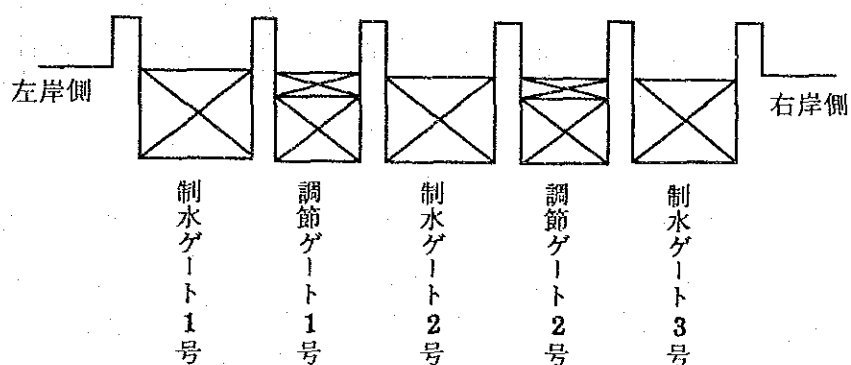
角落し部材の最大重量は鉛直支柱で長さ 11 m × 重さ 3.76 t/本となり据付時作業半径 7.5 m より 10 t トラッククレーンでの据付とする (付属書 5.9.1 参照)。

## 5.15 防潮水門ゲートの操作規程

### 5.15.1 各ゲート等の名称

#### 1) ゲートの名称

防潮水門の個々のゲートは、左岸に近いものから右岸に向かって順次、「制水ゲート1号」～「制水ゲート3号」、「調節ゲート1号」、「調節ゲート2号」とする。



#### 2) 水位計の名称

各水位計の名称は次の通りとする。

堰上流	第1号水位計(左岸側)、第3号水位計(右岸側)
堰下流	第2号水位計(左岸側)、第4号水位計(右岸側)

水位の算出に当たっては、第1号及び第2号水位計の測定結果を基準とする。ただし、当該水位計の故障等非常時には、第3号及び第4号水位計の測定結果によるものとする。

#### 3) 塩分濃度計の名称

塩分濃度計の名称は次の通りであり、両地点とも水深の異なる3点で測定する。

堰上流左岸側	第1号塩分濃度計
	1-1号(EL.0.0 m)
	1-2号(EL.-1.3 m)
	1-3号(EL.-5.0 m)

堰下流左岸側

第2号塩分濃度計

2-1号 (EL. -1.3 m)

2-2号 (EL. -4.0 m)

2-3号 (EL. -7.0 m)

### 5.15.2 ゲートの操作方法

本規程は、これまでの水文・流域状況等の解析結果に基づき、ゲート操作の基本的事項について暫定的に作成されたものである。従って、その運用に際しては、基礎資料の整理を続けるとともに、パンパコン川流域の総合的な管理を考慮しつつ、より合理的なゲート操作方法に改良していかなければならない。

#### 1) 制御モード

制御モードとは、防潮水門の制御特性に応じて操作方法を分類したもので、次の4つのモードで構成される。但し、貯水池の流入量  $Q_i$ 、貯水位  $H_1$ 、下流水位を  $H_2$  とする。

制御モード	判定条件	駆動するゲート	優先順位
湧水時モード	$Q_i < 30 \text{ m}^3/\text{s}$	overflow × 1 門	3
平常時モード ①	$30 < Q_i < 80 \text{ m}^3/\text{s}$	overflow × 1 門	3
②	$80 < Q_i < 300 \text{ m}^3/\text{s}$	overflow × 2 門	3
逆流防止モード	$H_1 < H_2 + 0.10 \text{ m}$	ゲート全閉	2
洪水時モード	$Q_i > 300 \text{ m}^3/\text{s}$	ゲート全開	1

ここで、逆流防止モードは、湧水時モード、平常時モードに優先して用いる。

#### 2) 制御方式

対象ゲートは、調節ゲート、制水ゲートであり、制御モードごとの操作方式は以下の通りである。

湧水時	定水位制御	貯水位を一定に制御するが、下流責任放流が主体となる。
平常時	定水位制御	貯水位を一定に制御する。 小洪水排除の目的で貯水位を下げる制御 湧水後に貯水容量を貯留する制御
逆流防止	全閉制御	堰下流より逆流を防ぐための制御



洪水時 全開制御 流入量が 300 m<sup>3</sup>/s を越えた場合ゲートを全開とし、洪水の疎通能力を高めるための制御

### 3) ゲート全閉の時期 (雨期から乾期への移行時)

雨期から乾期への移行時(11月頃)に、塩水の遡上を防ぐために全ゲートを閉じる必要がある。この時期は、河川流量の過去8カ年のデータ等から11月15日とする。但し、チャチェンサオ橋での週1回の塩分濃度サンプリング結果から塩分遡上時期を予測し、防潮水門下流での塩分濃度が、例えばRIDの定める農業用水水質基準Cl<sup>-</sup>濃度100mg/l以上になったときは、11月15日以前であっても全閉する。チャチェンサオ橋でのサンプリングは、10月第2週より開始し、貯水開始までとする。

ゲート全閉の順序は「調節ゲート1号」、「調節ゲート2号」、「制水ゲート2号」、「制水ゲート1号」、「制水ゲート3号」の順に1門ずつ閉める。

### 4) ゲート全開時期 (乾期から雨期への移行時)

乾期から雨期への移行時(5~7月)に、小洪水が発生し塩水の遡上が無くなる時期があることは調査結果により判明している。この移行時にゲートを全開する時期は、流入量が300m<sup>3</sup>/s以上になったときとする。

ゲート全開の順序は、「制水ゲート2号」、「制水ゲート1号」、「制水ゲート3号」、「調節ゲート1号」、「調節ゲート2号」の順に1門ずつ開ける。

ゲート全開後は、第2号塩分濃度計により堰下流の塩分濃度の監視を行い、再び塩分遡上の恐れがある場合はゲートを閉じる操作を行う。

### 5) 除塩のための操作

防潮水門上流の塩分濃度(第1-1号塩分濃度計)が例えばMOIの定める飲料水水質基準Cl<sup>-</sup>濃度250mg/l以上を示した時は、除塩のための放流操作を行う。放流は、貯水池水位と堰下流水位との差が大きい時に「制水ゲート」を操作して行う。水位等の関係で第1-1号塩分濃度計が使用できない場合は、第1-2号、もしくは第1-3号塩分濃度計の値で判定する。カセサート大学の資料によれば、河川流量が50m<sup>3</sup>/sあれば塩分遡上がないことから、放流量は50m<sup>3</sup>/sとする。なお、ゲート開度は次表を参考に決定する。

除塩放流のための制水ゲート開度 (単位 ; m)

貯水位 (m, MSL)	堰下流水位 (m, MSL)										
	1.0	0.8	0.6	0.4	0.2	0.0	-0.2	-0.4	-0.6	-0.8	-1.0
1.4	0.9	0.7	0.7	0.6	0.5	0.5	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
1.2	1.2	0.9	0.7	0.7	0.6	0.5	0.5	0.4	0.4	0.4	0.4
1.0	-	1.2	0.9	0.7	0.7	0.6	0.5	0.5	0.4	0.4	0.4
0.8	-	-	1.2	0.9	0.7	0.7	0.6	0.5	0.5	0.4	0.4
0.6	-	-	-	1.2	0.9	0.7	0.7	0.6	0.5	0.5	0.4
0.4	-	-	-	-	1.2	0.9	0.7	0.7	0.6	0.5	0.4
0.2	-	-	-	-	-	1.2	0.9	0.7	0.7	0.6	0.5
0.0	-	-	-	-	-	-	1.2	0.9	0.7	0.7	0.6

注 ; 本表は、対象流量 50 m<sup>3</sup>/s を 1 門の制水ゲートで放流する場合の開度を示す。

### 5. 15. 3 ゲート操作に関する記録の作成

ゲート操作記録、管理日報及び管理月報を作成する。

## 第6章 河川締切堤の設計

### 6.1 地形地質状況

河川締切堤は、バンパコン川左岸のチュクヌア村東方約300m付近で河川を横断して建設される。

河川締切堤が横断する河川の形状は、川幅約230m、河床最低標高は、EL.(-)6.8m、両岸は10~15°の非常に緩やかな傾斜をなしている。

河川締切堤の左右岸袖部及び河床部において削孔されたボーリング調査結果から判断すると、河川締切堤の基礎は沖積堆積物により構成されN値の分布状況から次の3層に区分される。

- ・ 表層はN値1~2の非常に軟弱なシルトと粘土で構成され、右岸袖部から河床部にかけてはEL.(-)12.0m付近まで、また左岸袖部ではEL.(-)8.0m~(-)10.0m付近まで分布する。この軟弱層は防潮水門や取付水路の位置でも類似した層厚を示すことから、地区全体にはほぼ水平に分布している判断される。
- ・ 表層の下位には層厚4.0~5.0mのN値10~15を示す中間基盤層が分布存在する。
- ・ 基盤層は中間基盤層の下位、EL.(-)12.0~(-)16.0m以深に分布し、N値25~40以上を示すことからほぼ堅固な地盤であると判断される。

### 6.2 設計の概要

河川締切堤は、バンパコン川の設計洪水水位(EL.2.40m)及び堤体完成後におけるてんばの道路としての使用を考慮し、余盛0.3mを除いたてんば標高をEL.3.9m、てんば幅を12.0mとする。

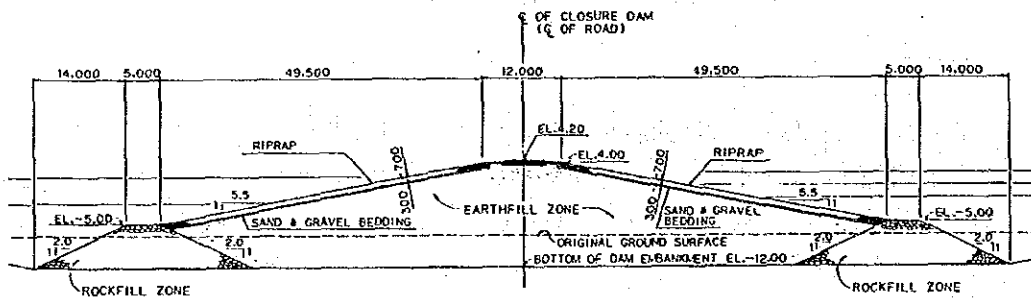
河川締切堤は堤軸に対し対称形とし、堤体は大部分を占めるアースフィルゾーンとこのゾーンの盛土材料の側方流失を防止するため堤体上流及び下流の法尻に設けるロックフィルゾーンで構成される。波の作用による盛土材料の流失と雨滴による侵食を防止するため、リップラップ工をアースフィルゾーンの上、下流法面上に設ける。

河川締切堤の上、下流法面勾配は、安定解析を行って決定し、アースフィルゾーンの法面は1:5.5、ロックフィルゾーンの法面は1:2.0である。

尚、河川締切堤の設計における要点は下記の3項目である。

- 1) 堤体基礎の表層に分布する軟弱層の処理方法の検討
- 2) 左右岸袖部の軟弱層に対する地盤改良工法(サンドコンパクションパイル)の設計
- 3) 築堤材料の選定(土取場材料と取付水路掘削材料の比較検討)

図 6-1 河川締切堤標準断面図

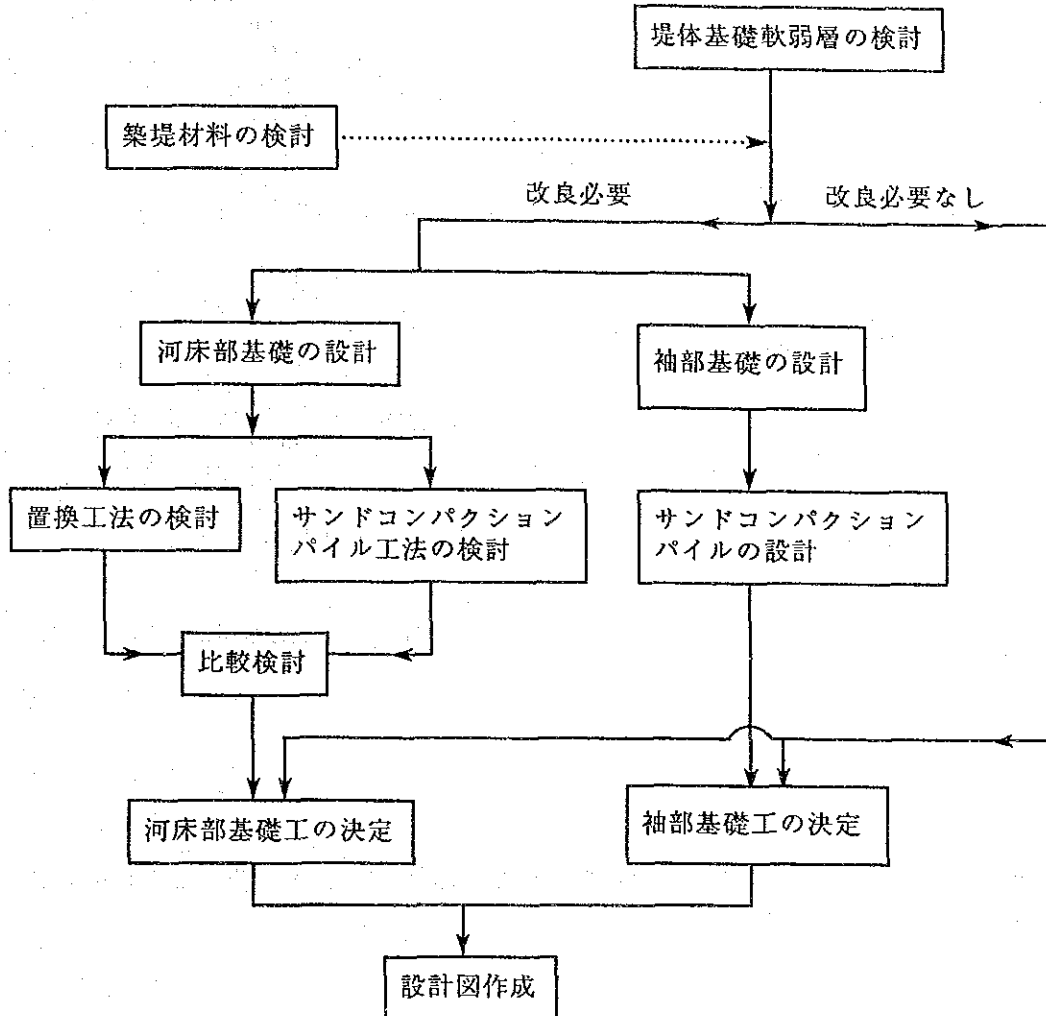


### 6.3 基礎の設計

#### 6.3.1 基礎の設計手順

基礎の設計手順は下記のフローチャートに示すとおりである。

表 6-1 基礎の設計作業フローチャート



#### 6.3.2 堤体基礎軟弱層の検討

堤体基礎には EL. (-) 12.0 m 付近まで N 値 1~2 の軟弱層が分布存在する。この軟弱層を残したまま河川締切堤を築堤した場合の圧密沈下解析並びに円形すべり面スライス法による安定解析の結果は次のとおりである。(付属書 6.1.1 参照)

・ 圧密沈下量の算定

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \cdot H \\
 &= \frac{2.31 - 1.81}{1 + 2.31} \times 400 \\
 &= 60.4 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

ここで S; 沈下量 (cm)  
 $e_0$ ; 河川締切堤築堤前の間隙比 (初期間隙比) 2.31  
 $e_1$ ; 河川締切堤築堤後の間隙比 1.81  
H; 軟弱層の層厚 (cm)、ここでは軟弱層の表層 1.0 m 程度は軟泥化していることから掘削除去することとし層厚を 400 cm とする

・ 圧密時間の算定

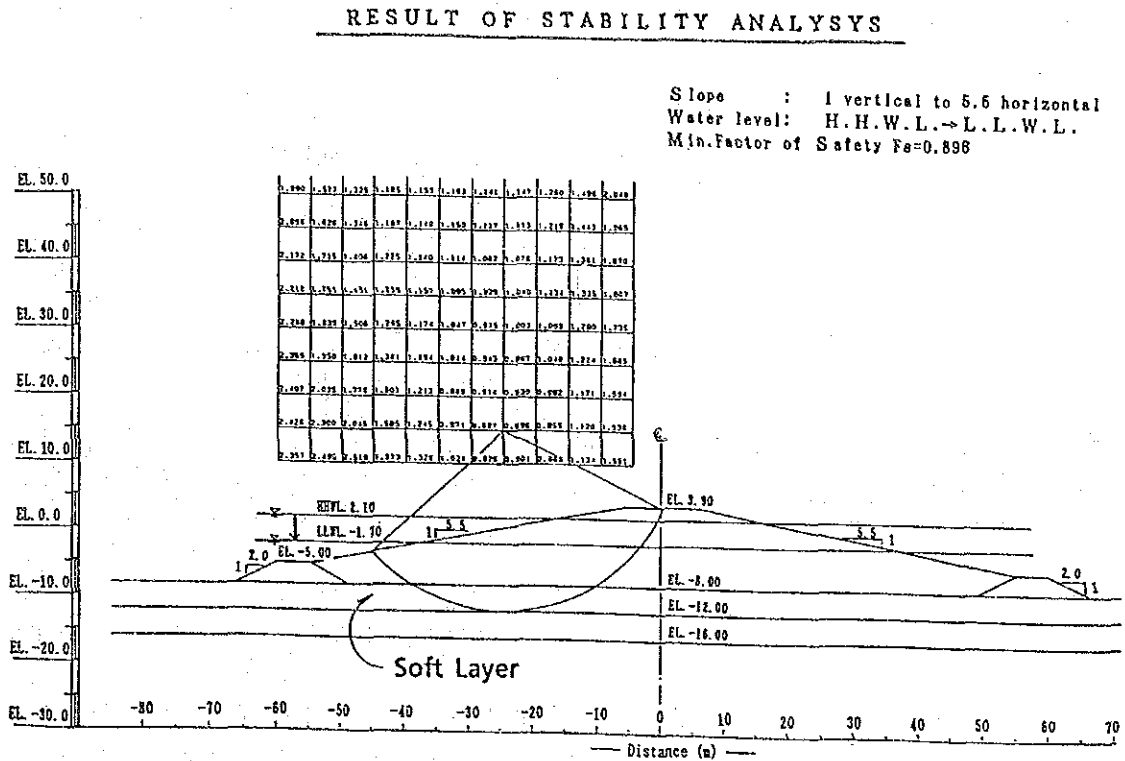
$$\begin{aligned}
 t &= \frac{T_u \cdot H^2}{C_v} \\
 &= \frac{0.567 \times 400^2}{8.64} \\
 &= 10,500 \text{ 日} \\
 &= 28.8 \text{ 年}
 \end{aligned}$$

ここで t; 経過時間  
 $T_u$ ; 圧密時間係数 (圧密度 80% の場合 0.567)  
H; 軟弱層の層厚 400 cm  
 $C_v$ ; 圧密係数  $6.0 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{min} = 8.64 \text{ cm}^2/\text{day}$

・ 安定解析結果

水位急降下時の安全率は  $F_s = 0.896 \leq 1.10$  であり、図 6-2 に示すような軟弱層を通る深い円弧すべりの危険性がある。

図 6-2 水位急降下時の安定解析 (軟弱層未改良の場合)



堤体基礎の軟弱層を残したまま築堤した場合、事業完工後約 29 年間沈下が継続すること及び軟弱層を通る深いすべり破壊の生ずる危険性があることからこの軟弱層は改良する必要があると判断される。

### 6.3.3 河床部基礎の設計

#### 1) 概要

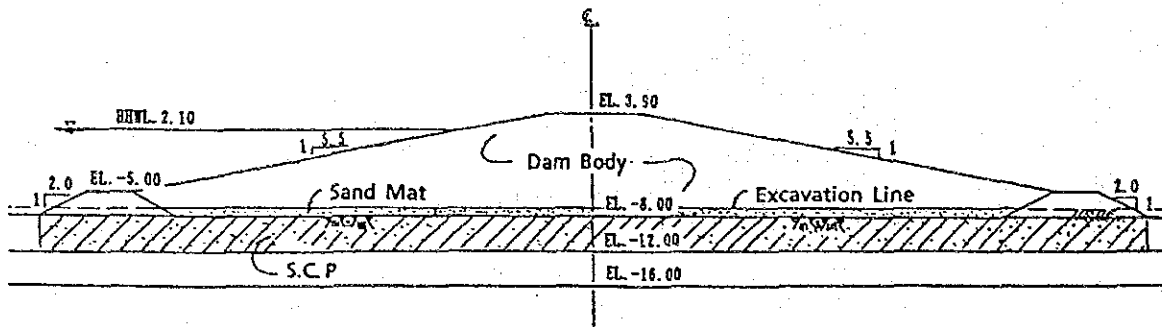
河床部の堤体基礎軟弱層の改良目的はすべり抵抗力を付与することによる安定性の向上と圧密沈下の促進による残留沈下量の減少である。この場合、適用可能な改良工法として置換工法とサンドコンパクションパイル工法が考えられ、両工法を比較検討して採用すべき改良工法を決定する。

尚、置換工法とは軟弱層を掘削除去し土取場の良質な砂質材料で埋戻すことである。

2) サンドコンパクションパイル工法

河床部の基礎軟弱層は河川締切堤の築堤前に水上施工によりサンドコンパクションパイルを設けることにより改良することができる。

図 6-3 サンドコンパクションパイル工法による改良案



サンドコンパクションパイルは水上施工であることから砂杭径 2000 mm (ケーシング径 1500 mm) の大口径パイルとし次のバロンの式により孔密度を決定する。孔密度の決定後、複合地盤として円弧すべり面法による安定解析を行う。(付属書 6.1.2 参照)

$$U(Th) = 1 - \exp\left(-\frac{8Th}{F(n)}\right)$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ell_n - \frac{3n^2 - 1}{4n^2}$$

$$n = d_e/d_w$$

$$Tn = (C_v/d_e^2) t$$

ここで  $U(Th)$ ; 所要時間係数に対する圧密度

$Th$ ; 所要圧密度に対する時間係数

$d_e$ ; 1本のパイルが受け持つ集水範囲を円換算した場合の直径 (cm)

$d_w$ ; サンドコンパクションパイルの径 (200 cm)

$C_v$ ; 水平方向圧密係数 (cm<sup>2</sup>/日)

$t$ ; 所要圧密度に達する時間 (日)

孔密度は圧密度が施工から事業完工までの約 1.5 年の間に 80% 以上になるように決定する。圧密係数は置換率が 20% 程度を越えると圧密度 (沈下速度) が遅くなることを考慮し下記の値を採用した。



$$C_v/C_{v0} = 0.2$$

ここで  $C_v$ ; 圧密解析に使用する圧密係数

$$C_v = 0.2 \times C_{v0}$$

$$= 0.2 \times 6 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{min}$$

$$= 1.2 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{min} = 1.73 \text{ cm}^2/\text{day}$$

$C_{v0}$ ; 土質試験から求められる圧密係数 ( $6 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{min}$ )

解析の結果、サンドコンパクションパイルの孔間隔と圧密度及び置換率の関係は下表の通りであり圧密度が80%以上となる孔間隔2.4mを採用する。

表 6-2 パイルの孔間隔と圧密度

孔間隔 (%)	圧密度 (%)	置換率 (%)
2.6	66.7	46.4
2.5	76.1	50.2
2.4	83.9	54.5

サンドコンパクションパイルにより軟弱層を改良した後の円形すべり面スライス法による安定解析は表 6-3 に示す設計数値に基づいて実施する。

表 6-3 安定解析設計数値一覧表

ゾーン	密度			せん断強度		
	$\gamma_t (\text{t/m}^3)$ *1	$\gamma_{\text{sat}} (\text{t/m}^3)$ *2	$\gamma_{\text{sub}} (\text{t/m}^3)$ *3	C (tf/m <sup>2</sup> ) *4	$\phi$ (°) *5	
アースフィルゾーン	1.50	1.80	0.80	0	25	
ロックフィルゾーン	1.80	2.20	1.20	0	35	
軟弱層	未改良部	1.55	1.55	0.55	$C_u = 1.5 (P \leq 7.5 \text{ tf/m}^2)$ *6 $C_u = 1.5 + 0.2(P - 7.5)U$ ( $P > 7.5 \text{ tf/m}^2$ )	0
	砂柱のみ	1.80	2.00	1.00	0	30
	複合体	1.69	1.80	0.80	0.45 $C_u$	17.6
中間基盤層	1.98	1.98	0.98	6.5	0	
基盤層	2.07	2.07	1.07	21.7	0	

\*1 湿潤密度    \*2 飽和密度    \*3 水中密度    \*4 粘着力    \*5 内部摩擦角  
\*6 P:対象地盤の有効上載荷重    U:対象地盤の圧密度

安定解析の結果は下表のとおりである

表 6-4 安定解析結果(サンドコンパクションパイル工法による改良後)

ケース	水位条件	計算結果		
		安全率		許容安全率
ケース1	水位一定 (H.H.W.L.)	2.074	>	1.20
ケース2	〃 (L.L.W.L.)	1.978	>	1.20
ケース3	水位降下 (H.H.W.L. → L.L.W.L.)	1.120	>	1.10

上表に示す通り、いずれのケースも許容安全率を満足する。

### 3) 河床部基礎の改良工法の決定

置換工法とサンドコンパクションパイル工法の経済性の比較を行うと下表の通りである。

表 6-5 置換工法とサンドコンパクションパイル工法の工事費の比較

工種	単価 (円)	置換工法		サンドコンパクションパイル工法	
		数量	金額	数量	金額
1. 基礎掘削工	80	845.0 m <sup>3</sup>	67,600	138.0 m <sup>3</sup>	11,040
2. 築堤工					
2.1 リップラップ	820	100.4 m <sup>3</sup>	82,328	100.4 m <sup>3</sup>	82,328
2.2 土取場材盛土	120	1132.1 m <sup>3</sup>	135,852	667.1 m <sup>3</sup>	80,052
2.3 ロック材盛土	700	266.0 m <sup>3</sup>	186,200	66.0 m <sup>3</sup>	46,200
3. サンドコンパクションパイル工					
3.1 サンドマット	250	-	-	101.0 m <sup>3</sup>	25,250
3.2 サンドコンパクションパイル(水上施工)	2,100	-	-	292.6 m <sup>3</sup>	614,460
工事費 (堤軸方向1m 当り工事費)			471,980		859,330

上表に示すように、堤軸方向1m当りで比較して置換工法がサンドコンパクションパイル工法に比べて約387,000円安価である。

両工法を比較した場合、置換工法の方が施工が容易であり、工期が短かくて済み、かつ工事費も安い。したがって河床部基礎の改良工法は置換工法を採用する。

### 6.3.4 袖部基礎の設計

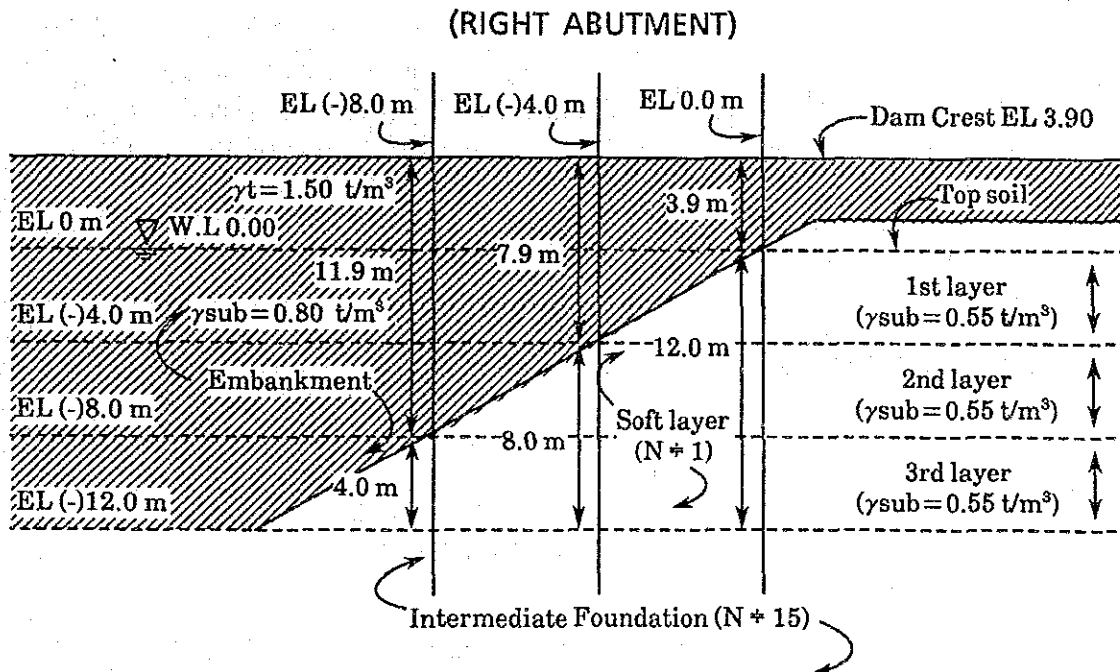
#### 1) 概要

“6.1 地形・地質状況”の項で記述した通り、河川締切堤の基礎にはN値1~2を示す軟弱層が右岸袖部から河床部でEL.(-)12.0m付近、左岸袖部でEL.(-)10.0mを下端標高としてはほぼ水平に分布している。この軟弱層の上に河川締切堤を築堤した場合は、“6.3.2 堤体基礎軟弱層の検討”の項に示した通り堤体の安定性を確保することができず、軟弱層の改良が必要となる。河床部では軟弱層全体を掘削除去する計画としたが左右岸袖部ではそれができず、河川締切堤は軟弱層の上に築堤されることになるので、この軟弱層はサンドコンパクションパイル工法により改良することとする。(付属書6.1.3参照)

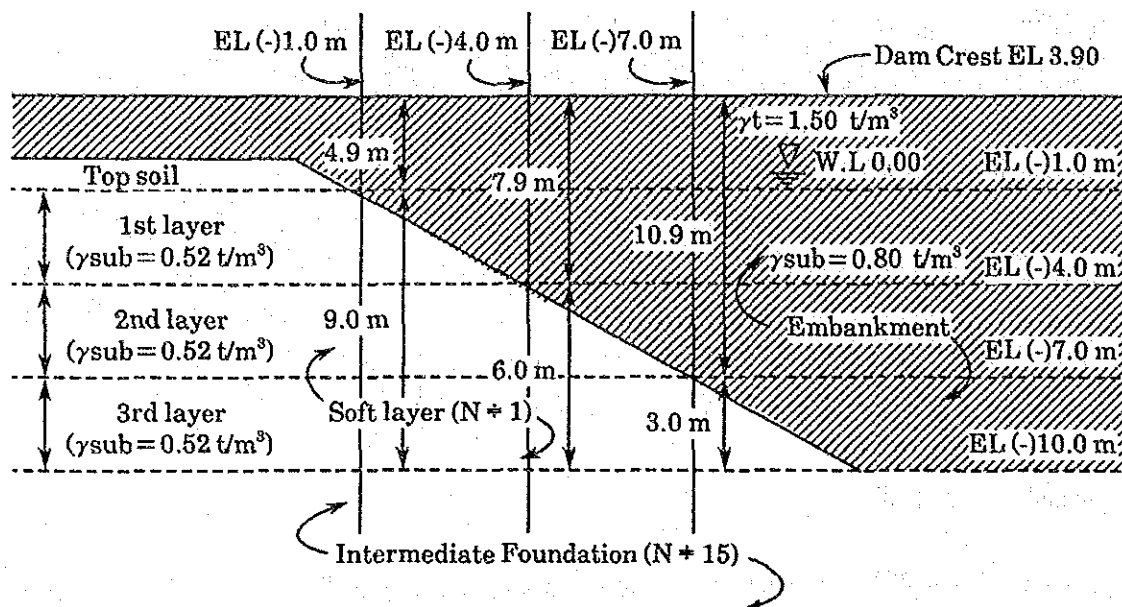
#### 2) 軟弱層の改良範囲の決定

基礎の軟弱層の改良範囲を決定するため、図6-4に示すように堤体基礎の標高を右岸袖部でEL.0m、EL.(-)4.0m及びEL.(-)8.0m、左岸袖部でEL.(-)4.0m及びEL.(-)7.0mとした場合の安定解析を行う。

図 6-4 河川締切堤袖部の地質状況



(LEFT ABUTMENT)



袖部の軟弱層の設計数値は下表に示す通りとする。

表 6-6 安定解析設計数値 (袖部) 一覧

位置	密度			せん断強度	
	$\gamma_t$ (t/m <sup>3</sup> ) *1	$\gamma_{sat}$ (t/m <sup>3</sup> ) *2	$\gamma_{sub}$ (t/m <sup>3</sup> ) *3	C (tf/m <sup>2</sup> ) *4	$\phi$ (°) *5
軟弱層	右岸袖部	1.55	1.55	$C_u = 1.5(P \leq 7.5 \text{ tf/m}^3)$ *6 $C_u = 1.5 + 0.2(P - 7.5)U$	0
	左岸袖部	1.52	1.52	$(P > 7.5 \text{ tf/m}^3)$	0

\*1 湿潤密度    \*2 飽和密度    \*3 水中密度    \*4 粘着力    \*5 内部摩擦角  
\*6 P: 対象地盤の有効上載荷重    U: 対象地盤の圧密度

尚、堤体盛土、基礎の中間基盤層及び基盤層の設計数値は表 6-3 に示した値と同一とする。

安定解析の結果は下表の通りである。

表 6-7 未処理時の安定解析結果

<右岸袖部>

解析断面*1	円弧すべり面法による安定解析				圧密沈下量	
	ケース	水位条件*2	安全率	許容安全率	総沈下量 (cm)	U <sub>80</sub> に達する期間(年)
I	ケース1	水位一定 (H.H.W.L.)	1.498	> 1.20	50.9	28.8
	ケース2	水位一定 (L.L.W.L.)	1.117	< 1.20		
	ケース3	水位急降下 (H.H.W.L.→L.L.W.L.)	0.896	< 1.10		
II	ケース1	水位一定 (H.H.W.L.)	1.410	> 1.20	89.9	115.1
	ケース2	水位一定 (L.L.W.L.)	1.024	< 1.20		
	ケース3	水位急降下 (H.H.W.L.→L.L.W.L.)	0.872	< 1.10		
III	ケース1	水位一定 (H.H.W.L.)	1.901	> 1.20	94.8	258.9
	ケース2	水位一定 (L.L.W.L.)	1.460	> 1.20		
	ケース3	水位急降下 (H.H.W.L.→L.L.W.L.)	1.314	> 1.10		

\*1 解析断面 I:基礎掘削標高 EL(-)8.0m、解析断面 II:基礎掘削標高 EL(-)4.0m、  
解析断面 III:基礎掘削標高 EL(-)0.0m、  
\*2 H.H.W.L. 2.10m L.L.W.L. (-)1.70m

<左岸袖部>

解析断面*1	円弧すべり面法による安定解析				圧密沈下量	
	ケース	水位条件	安全率	許容安全率	総沈下量 (cm)	U <sub>80</sub> に達する期間(年)
I	ケース1	水位一定 (H.H.W.L.)	1.618	> 1.20	30.7	16.2
	ケース2	水位一定 (L.L.W.L.)	1.228	< 1.20		
	ケース3	水位急降下 (H.H.W.L.→L.L.W.L.)	0.953	< 1.10		
II	ケース1	水位一定 (H.H.W.L.)	1.526	> 1.20	44.1	64.7
	ケース2	水位一定 (L.L.W.L.)	1.115	< 1.20		
	ケース3	水位急降下 (H.H.W.L.→L.L.W.L.)	0.931	< 1.10		
III	ケース1	水位一定 (H.H.W.L.)	2.074	> 1.20	44.5	145.6
	ケース2	水位一定 (L.L.W.L.)	1.601	> 1.20		
	ケース3	水位急降下 (H.H.W.L.→L.L.W.L.)	1.416	> 1.10		

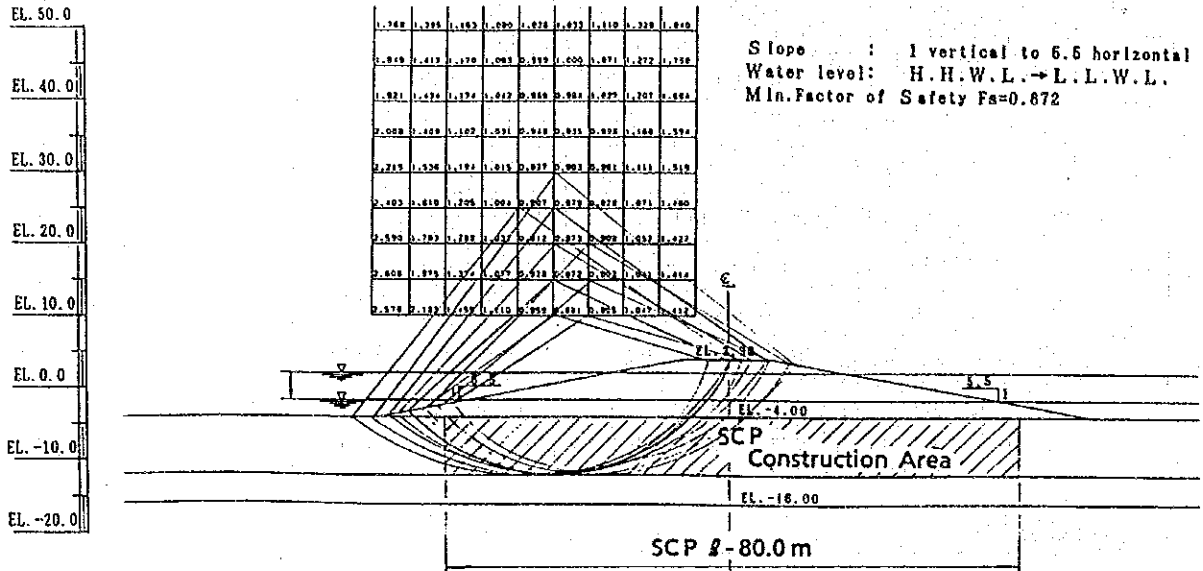
\*1 解析断面 I:基礎掘削標高 EL(-)7.0m、解析断面 II:基礎掘削標高 EL(-)4.0m、  
解析断面 III:基礎掘削標高 EL(-)1.0m、

表 6-7 から明らかな通り、堤体基礎が EL. (-)2.0 m より高くなると、即ち、堤高が 5.9 m より低くなると、基礎の軟弱層を改良せずそのままの状態でも築堤しても堤体の安定性は確保できる。従って、河川締切堤の縦断方向における軟弱層の改良範囲は堤体基礎が EL. (-)2.0 m より深い部分とする。他方、河川締切堤の横断方向の軟弱層の改良範囲は図 6-5 に示すよ

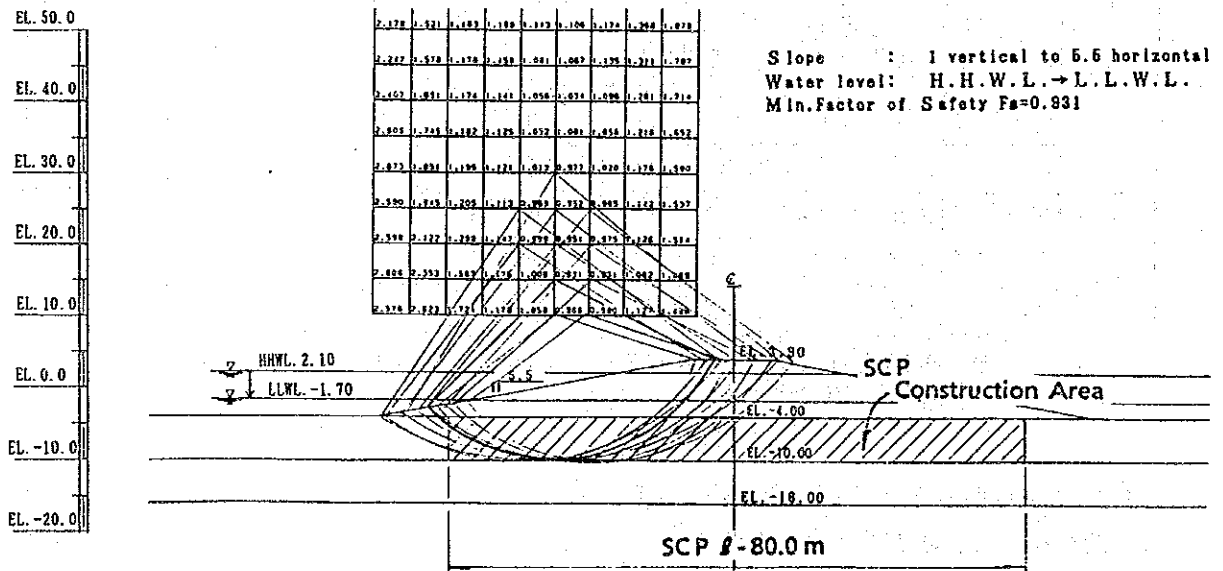
うに所要の安全率以下の円弧すべり面の通る位置を考慮して堤体中心線から上下流にそれぞれ 40 m の区間とする。

図 6-5 未処理時の安定計算結果

<RIGHT ABUTMENT>



<LEFT ABUTMENT>



### 3) サンドコンパクションパイルの設計

サンドコンパクションパイルはケーシング径 400 mm、造成砂杭径 700 mm とする。サンドコンパクションパイルの孔間隔の検討は図 6-4 に示した解析断面 II、即ち、堤体基礎の標高を左右岸袖部共に EL. (-) 4.0 m とした場合について行う。

孔間隔は圧密度が施工完了から事業完了までの約1年の間に80%以上となるように先ず概略決定する。

尚、軟弱地盤の圧密係数は置換率が15%以下の場合、圧密速度の遅れはほとんど生じないのに対し、置換率20%程度の場合、約80%の遅れを生ずる。従って、圧密係数は右岸袖部の場合、土質試験から求められた  $C_v = 6.0 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{min}$  に 0.8 を乗じ  $4.8 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{min}$  を、又左岸袖部の場合  $6.0 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{min}$  を採用する。

解析の結果サンドコンパクションパイルの孔間隔と圧密度及び置換率の関係は表 6-8 のとおりであり、圧密度が80%以上となるには孔間隔が右岸袖部で1.5m以下、左岸袖部で1.6m以下が各々必要となる。

表 6-8 パイルの孔間隔と圧密度 (袖部)

	孔 間 隔 (m)	圧 密 度 (%)	置 換 率 (%)
右 岸 袖 部	1.7	70.6	13.3
	1.6	78.2	15.0
	1.5	86.1	17.1
	1.4	92.6	19.6
左 岸 袖 部	1.8	71.1	11.8
	1.7	78.2	13.3
	1.6	85.1	15.0

サンドコンパクションパイル施工後の地盤を複合地盤として取り扱い、置換率を15.0%、17.1%及び19.6%とした場合の円弧すべり面法による安定解析を行った結果は下記の通りである。

置 換 率	右岸袖部	左岸袖部
0 %	$F_s = 0.872$	$F_s = 0.931$
15.0 %	$F_s = 1.061$	$F_s = 1.102$
17.1 %	$F_s = 1.083$	-
19.6 %	$F_s = 1.104$	-

従って右岸袖部では置換率 19.6% (孔間隔 1.4m)、左岸袖部で置換率 15.0% (孔間隔 1.6m) で許容安全率を満足する。

以上の捨付にもとづいてサンドコンパクションパイル工の仕様は以下の通りとする。

<右岸袖部>

---

施工条件	:	陸上施工 (施工盤 EL. 1.50 m)
パイル径	:	造成砂杭径 700 mm (ケーシング径 400 mm)
孔間隔	:	1.4 m 正方形配置
置換率	:	19.6 %
施工範囲	:	河川締切堤上下流各 40.0 m、計 80.0 m 両岸袖部基礎掘削線標高 EL (-) 2.0m ~ EL (-) 12.0m の範囲 施工深度 EL (-) 12.0m まで

<左岸袖部>

---

施工条件	:	陸上施工 (施工盤 EL. 1.50 m)
パイル径	:	造成砂杭径 700 mm (ケーシング径 400 mm)
孔間隔	:	1.6 m 正方形配置
置換率	:	15.0 %
施工範囲	:	河川締切堤上下流各 40.0 m、計 80.0 m 両岸袖部基礎掘削線標高 EL (-) 2.0m ~ EL (-) 10.0m の範囲 施工深度 EL (-) 10.0m まで



## 6.4 堤体盛土の設計

### 1) 概要

河川締切堤は水中盛立となることから、その築堤材料は細粒分の含有量が少ない砂質材料であることが望ましい。その理由は次の通りである。

- 砂質材料は盛立後、短時間の内に必要な地耐力を得ることができる。
- 砂質材料は圧密が短時間で終了し、かつ圧密沈下量が少ない。
- 施工時に河川水の汚濁を引き起こすことが少ない。

河川締切堤の築堤材料として、例えば建設現場の北東約 35 km に位置するラム・マハ・チャイ村近郊の土取場材料が十分な土質特性を有している。

他方、本事業では取付水路の建設のため大量の粘性土を掘削する。取付水路の掘削は、まず防潮水門から道路橋までの区間をドライ掘削し、引続き残りの部分をポンプ浚渫船で掘削する計画である。ドライ掘削の総量は約 1,060,000 m<sup>3</sup> であり、そのうち深度 8 m 以深の掘削材料約 230,000 m<sup>3</sup> は河川締切堤の築堤材料として使用できる可能性がある。但し、ドライ掘削部分の掘削材料が全て盛立材料として使用できると仮定しても、それだけでは管理用建物群の敷地、道路、河川締切堤等の盛立を賄うことができず、土取場材料をも使用せざるを得ない。このような場合、取付水路の掘削材料は粘性土であることから管理用建物群の敷地や道路の盛立に使用し、砂質土である土取場材料は河川締切堤の盛立に使用されるべきである。

この項では、土取場の砂質材料と取付水路の掘削材料について河川締切堤の築堤材料としての適否を検討する。(付属書 6.2.1、6.2.2 参照)

### 2) 土取場材料に対する検討

土取場材料は比重 2.62 ~ 2.70、粒度構成は砂 58 ~ 90%、シルト 6 ~ 33%、粘土 6 ~ 11% であり統一分類では SM に分類される砂質土である。本材料を築堤材料として使用する場合は図 6-1 に示す堤体断面形状の採用が可能である。

土取場材料を使用した場合の堤体沈下量は、堤体盛土を 8 層に分割し各層の圧密沈下量を算定しそれを累計することにより求めると約 48 cm となる。しかし、砂質材料は圧密係数が大きいことから沈下量の大半は盛立施工中に完了し、残存沈下量が堤体に悪い影響を与えることはないと判断される。

堤体のすべり破壊に対する安全性の検討は円形すべり面法により行う。堤体盛土及び基礎の設計数値は表 6-3 に示す通りであり、安定解析の結果は下表の通りである。

表 6-9 土取場材料を使用した場合の安定解析結果

ケース	水位条件	安全率		許容安全率
ケース 1	水位一定 (H.H.W.L.)	2.074	>	1.20
ケース 2	水位一定 (L.L.W.L.)	2.076	>	1.20
ケース 3	水位急降下 (H.H.W.L. → L.L.W.L.)	1.120	>	1.10

上表より明らかな通り、いずれのケースも許容安全率以上の安全率を示し、本堤体はすべり破壊に対して十分に安全であると判断される。

### 3) 取付水路掘削材料に対する検討

取付水路掘削材料のうち深度約 8.0 m までの粘性土は、自然含水比  $W_f = 50 \sim 100\%$ 、コンシステンシー指数  $IC < 0$ 、液性指数  $IL > 3.0$  を示し、掘削等により乱された場合は著しく強度が低下する材料であることから河川締切堤の築堤材料に流用することは困難と判断される。しかし、深度約 8.0 m 以深の掘削材料は自然含水比 30% 前後、コンシステンシー指数  $IC = 0.5 \sim 1.5$ 、液性指数  $IL < 1.0$  を示し比較的安定した材料と判断されることから築堤材料に流用できる可能性を有している。但し、この掘削材料は粘性土であり、また盛立が水中施工となることから施工中及び施工後を通して大きな沈下が生じ、それが堤体に対して悪影響を与えることが予想される。

取付水路掘削材料で築堤した場合、堤体基礎の軟弱層は築堤材料と同質の粘性土であり、強度的にも同程度と判断されることから軟泥化している表層 1.0 m 程度を掘削除去し、EL. (-) 8.0 ~ (-) 12.0 m 間の軟弱層は残置することとして総沈下量を求める。計算の結果、沈下量は堤体盛土部で約 110 cm、堤体基礎の軟弱層で約 50 cm、計 160 cm となった。

この圧密沈下に要する時間は、次の通りである。

表 6-10 圧密沈下に要する時間

サンドマットを施工しない場合 (片面排水条件)	圧密度 100% - 351 年
	〃 80% - 199 年
基礎掘削盤 EL. (-) 8.0 m 上にサンド マット (厚さ 2.0 m) を施工した場合 (両面排水条件)	圧密度 100% - 51 年
	〃 80% - 29 年

上記の検討結果から、取付水路の掘削材料を築堤材料として河川締切堤を建設した場合は160 cmを越える総沈下量、及び両面排水条件でも圧密度80%に達するのに約29年という長期間を要することから、取付水路掘削材料を築堤材料に流用することは不相当と判断される。

尚、すべり破壊に対する安定解析によると、取付水路掘削材料を使用した場合の堤体上下流斜面の安定勾配は1:10程度の極めて緩やかな勾配となる。

#### 4) 堤体盛土材料の決定

上記の検討結果から、土取場の砂質材料の方が取付水路のシルト、粘土を主体とする掘削材料より圧密特性において優れており、河川締切堤の築堤材料としてより適当であると言える。本事業では、取付水路の掘削材料だけでは事業全体に必要な盛立材料を確保することができず土取場材料をも使用せざるを得ない。このため、盛土高さが高く、また重要度も高い河川締切堤の盛立には土取場材料を使用することとする。但し、取付水路の掘削材料のうち工期、現場条件、工事費等の観点から要求される条件を満足する材料については河川締切堤の築堤材料としての使用を考慮することとする。

## 第7章 道路及び道路橋の設計

### 7.1 道路

#### 7.1.1 平面線形

B/Dレポートにおいて計画道路の路線は左岸側既設道路を始点とし、チュクヌア(Chukunua)村の居住地を避けて河川締切堤によりバンパコン川を横断する計画とする。道路が取付水路を横断する位置は、防潮水門の下流となるため防潮水門を通過する流水による影響を少なくするため、道路橋の位置は防潮水門下流200mの位置とする。計画道路の路線は道路橋を経由し、右岸側既設道路と連絡する計画である。

始点よりIP<sub>1</sub>区間の距離は178.0mと短く、交角62°13'16"であるので曲線半径は200mとなる。従ってSTA.0～STA.0+300の300m区間は設計速度60km/hrとする。その他の区間は設計速度80km/hrとし、IP<sub>2</sub>及びIP<sub>3</sub>の曲線半径は500mとする。一方本道路の曲線半径は200m以上であるので、曲線部拡幅は不必要である。従って、緩和区間は設置しない。

#### 7.1.2 縦断線形

タイ国高速道路局の道路設計基準によると、道路区分Class4、設計速度60～80km/hrの平坦で緩い地形での道路縦断勾配の最大は4%である。一方本道路には排水溝を設置しないため最小縦断勾配は水平とする。

各地点の計画道路高は、①始点(STA.0)は既設道路高と合わせてEL.2.26m、②河川締切堤区間(STA.0+920～STA.1+200)は河川締切堤てんば標高に合わせてEL.4.20m、③管理用建物群用地内(STA.2+160～STA.2+440)は取付水路の堤防てんば標高に合わせてEL.3.90m、④道路橋区間(STA.2+620～STA.2+820)は道路橋面高に合わせてEL.5.20m、及び⑤その他の区間は設計洪水位(Max.W.L.2.40m)に0.1mの余裕を見込みEL.2.50mとする。

計画縦断勾配は最大2.250%とし、縦断勾配の変化点には自動車の運動量の変化による衝撃の緩和及び視距の確保のため設計速度に応じた縦断曲線(設計速度60km/hr区間は半径1,400m以上、80km/hr区間は半径3,000m以上とする)を計画する。計画された縦断曲線の半径は3,560m～33,300mである。

### 7.1.3 横断線形

RIDと協議の結果、道路幅員は①一般部は2車線の9.0m、②河川締切堤部は2車線及び保護路肩付きの12.0m、③管理用建物群用地内は6車線及び歩道付きの28.0m、及び④道路橋部は2車線及び歩道付きの12.0mとする。

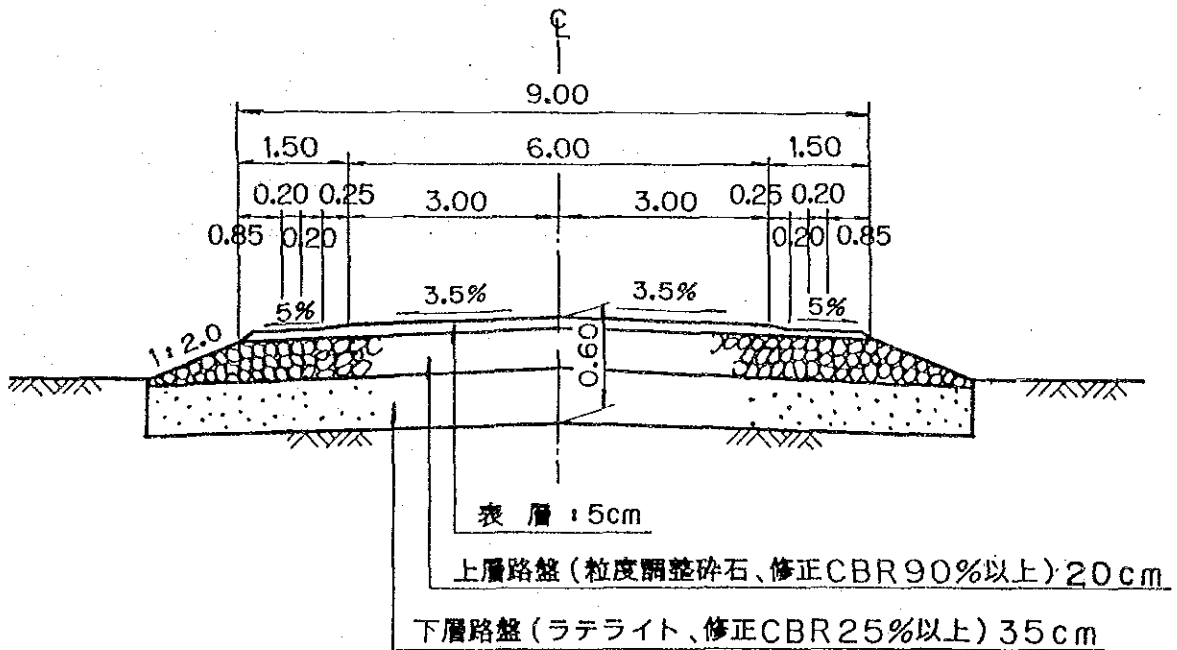
横断勾配はタイ国高速道路局の設計基準より3.5%とする。一方設計速度に応じて曲線半径200mの曲線部には8.0%及び曲線半径500mの曲線部には6.0%の片勾配を計画する。

タイ国高速道路局の設計基準より、盛土法勾配は1:2.0とする。

### 7.1.4 舗装工

大型車日交通はA交通(100~250台/日)及び設計C.B.Rは3%で、舗装構成を設計すると表層; 5cm、上層路盤; 20cm、下層路盤; 35cm及び合計舗装厚60cmとする。(付属書7.1.4参照)

図7-1 道路標準断面図



#### 7.1.5 道路照明施設

基準輝度;  $0.5 \text{ cd/m}^2$ 、平均照度;  $15 \text{ lx}$  及び保守率;  $0.65$  の設計条件にて道路照明を計画する。道路幅員  $9.0 \text{ m}$  の一般部の道路照明は灯具の取付高さ  $10 \text{ m}$  の高圧ナトリウム NH150F (光束  $13,000 \text{ lm}$ 、平均寿命  $12,000 \text{ hr}$ 、電力  $175 \text{ W}$ ) を間隔  $35 \text{ m}$  に片側配列とする。道路幅員  $28.0 \text{ m}$  の管理用建物群用地内の道路照明は灯具の取付高さ  $10 \text{ m}$  の高圧ナトリウム NH 150F を間隔  $30 \text{ m}$  に両側向き合わせ配列とする。(付属書 7.1.5 参照)

#### 7.1.6 道路横断工

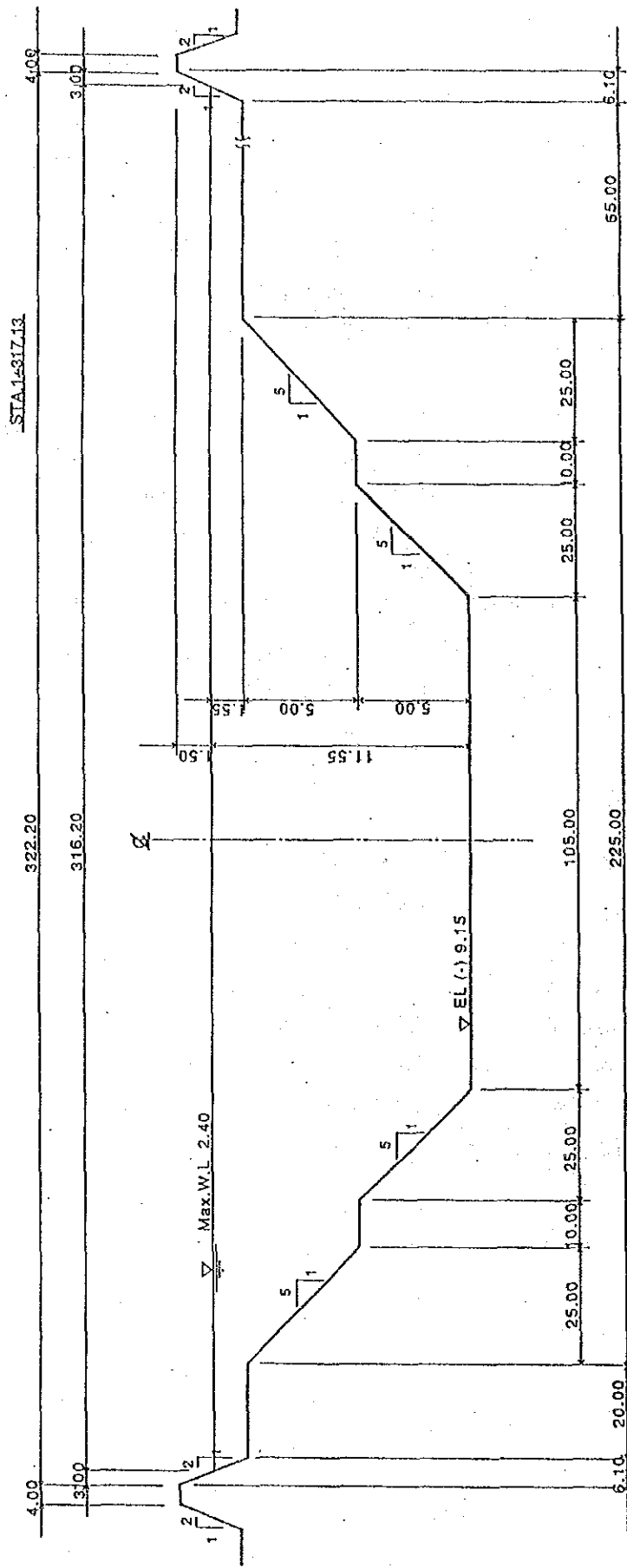
既設水路及び管理用建物群用地内の池の道路横断は管渠工にて行うものとする。横断管の規模は既設水路断面を考慮して決定する。道路横断工の構造はタイ国高速道路局の標準設計により STA.0 + 10 地点及び STA.2 + 365 地点の横断工は直径  $1,000 \text{ mm}$  のコンクリート管 2 連構造とする。その他の横断工は直径  $600 \sim 1,000 \text{ mm}$  のコンクリート管 1 連構造とする。

## 7.2 道路橋

### 7.2.1 基本設計条件

(1)	道路区分	:	CLASS 4(タイ国高速道路局設計基準)
(2)	設計速度	:	80 km/hr
(3)	計画交通量	:	300 ~ 1,000 台/日
(4)	橋 格	:	1等橋(TL-20)
(5)	橋 長	:	226.85 m
(6)	幅員構成	:	車線幅員 2車線 × 4.00 m = 8.00 m 路 肩 2 × 0.50 m = 1.00 m 歩道幅員 2 × 1.50 m = 3.00 m 計 12.00 m
(7)	平面線形	:	直線区間
(8)	斜 角	:	90°
(9)	舗 装	:	アスファルト舗装 車道部:6 cm
(10)	横断勾配	:	車道部 3.5%
(11)	縦断勾配	:	i = 水平
(12)	特殊荷重	:	照明
(13)	河川計画	:	
	河川名	:	バンパコン川
	橋梁位置	:	STA. 1 + 317.13
	計画洪水量	:	Q = 1,600 m <sup>3</sup> /s
	計画洪水水位	:	Max. W.L.(+) 2.40 m
	計画堤防高	:	EL.(+) 3.90 m
	計画河床高	:	EL.(-) 9.15 m
	計画河床勾配	:	I = 1/4,000
	計画横断形	:	図 7-2 の通り

图 7-2 河川断面横断面图



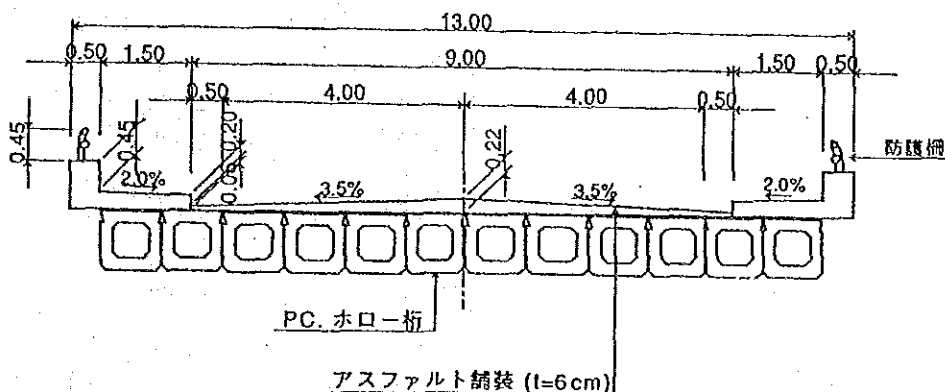


## 7.2.2 線形計画

### 1) 横断線形

道路橋の横断線形は、道路横断線形に合わせて図7-3の通りとする。

図7-3 道路橋標準断面



### 2) 縦断線形

道路橋の縦断線形は水平とする。

また、橋面高は、桁下高を横断する計画堤防高 (EL.(+) 3.90 m) 以上とすることとし、下記の通り EL.(+) 5.20 m とする。

$$\begin{aligned}
 \text{橋面高} &= \text{計画堤防高} + \text{桁高} + \text{舗装厚} \\
 &= \text{EL.}(+) 3.90 \text{ m} + 1.00 \text{ m} + 0.22 \text{ m} \\
 &= \text{EL.}(+) 5.12 \text{ m} \rightarrow \text{EL.}(+) 5.20 \text{ m}
 \end{aligned}$$

## 7.2.3 橋長

橋長は、計画洪水水位 (Max.W.L.(+) 2.40 m) において、計画洪水量 ( $Q = 1,600 \text{ m}^3/\text{s}$ ) を流下し得る断面を確保するものとして橋台前面を EL.(+) 0.85 m 小段法肩に一致させることにより、次式により決定する。

$$\begin{aligned}
 \text{橋長} &= \text{EL.}(+) 0.85 \text{ m 河川幅} + 2 \times \text{橋座幅} \\
 &= 225 \text{ m} + 2 \times 0.80 \text{ m} \\
 &= 226.60 \text{ m} \rightarrow 226.85 \text{ m}
 \end{aligned}$$

#### 7.2.4 上部工型式及び径間割

上部工型式及び径間割は、下記に示す型式とスパン割の組合せによる7ケースについて、経済性、施工性、維持・管理等を総合的に比較検討の上、決定する。

上部工型式	スパン割	ケース名
I型PCコンクリート桁	8スパン	A-1
	9スパン	A-2
ホロー型PCコンクリート桁	7スパン	B-1
	8スパン	B-2
	9スパン	B-3
単純合成鋼鉄桁	5スパン	C-1
	6スパン	C-2

上部工型式及び径間割は、表7-1の比較検討表より、経済性及び施工性が優れ、維持管理の容易なB-2案；ホロー型PCコンクリート橋 27.50 m × 8スパンとする。

#### 7.2.5 下部工型式

##### 1) 橋台

橋台の型式は、全高(H = 6.30 m)及び基礎構造(杭基礎)より一般的な逆T式橋台とする。

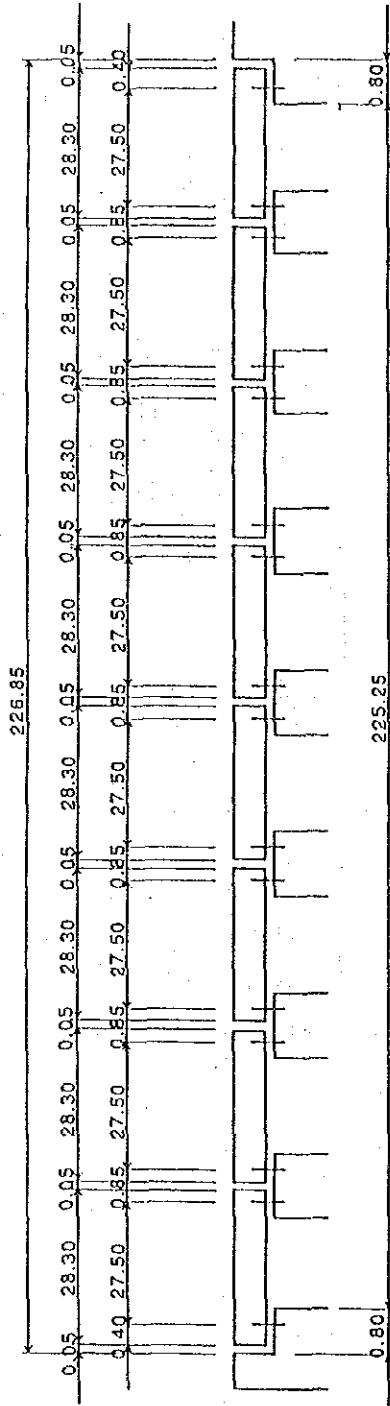
##### 2) 橋脚

橋脚の型式は、①パイルベンド方式と②逆T式小判型の2タイプが考えられる。表7-2の比較検討表より、経済性及び洪水時の水理面で優れている②逆T式小判型を採用する。

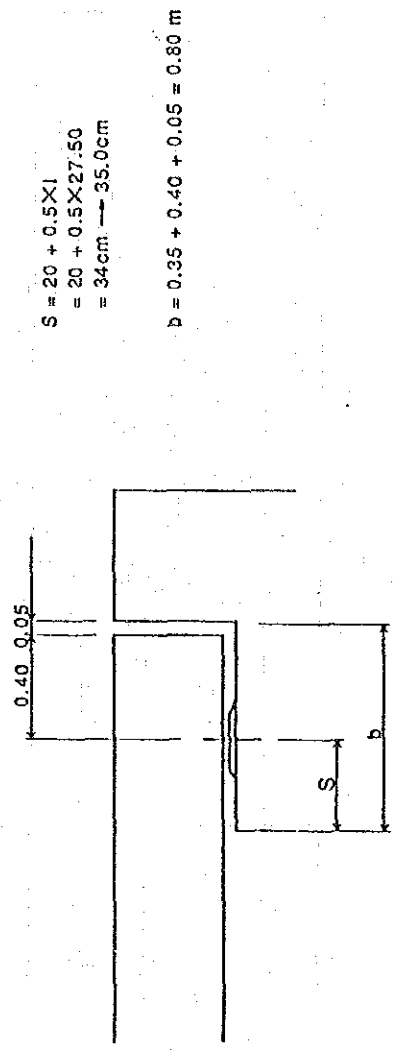
表7-1 上部工型式及びスパン割比較検討表

比較案	上部工型式	スパン割	経済性	上部工型式による特性	総合評価
A-1	I型PCコンクリート桁	27.50 m × 8	137%	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 死荷重反力が最も大きい。</li> <li>・ 維持管理が不要である。</li> <li>・ 経済的にイニシャルコストが最も高価である。</li> <li>・ ベント工法が不要で架設が容易である。</li> </ul>	△
A-2		24.50 m × 9	141%		△
B-1	ホロー型PCコンクリート桁	31.60 m × 7	104%	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 維持管理が不要である。</li> <li>・ 最も経済的に優れている。</li> <li>・ ベント工法が不要で架設が容易である。</li> </ul>	△
B-2		27.50 m × 8	100%		◎
B-3		24.50 m × 9	101%		○
C-1	単純合成鋼鉄桁	44.70 m × 5	118%	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 死荷重反力が最も小さい。</li> <li>・ ベント工法が必要となり、架設に高度な技術が必要となる。</li> </ul>	△
C-2		37.20 m × 6	113%		△

图 7-4 道路橋側面図



道路橋側面図



橋座部詳細図

表 7-2 下部工型式比較検討表

	①パイルベント方式	②逆T式小判型方式
概要図		
経済性	102%	100%
その他	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 渦流を起こしやすく、橋脚の周辺に異常洗掘を起こしやすい。</li> <li>・ 流木、塵芥などの流下物が引っかかり河積阻害を生じやすい。</li> <li>・ 継手が必要となり現場における十分な施工管理が必要となる。</li> <li>・ 継手部の腐食が懸念される。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 流水に対して最も安全な構造となっている。</li> <li>・ ドライワークが可能で施工基面も比較的良く、施工上問題はない。</li> </ul>

## 7.2.6 上部工の設計

### 1) 設計条件

- a) 型式 ; ポストテンション方式単純ホロー型  
 b) 活荷重 ; TL-20  
 c) 衝撃係数 ; L-荷重  $i = 10 / (25 + L)$   
                   T-荷重  $i = 20 / (50 + L)$   
 d) 橋長 ; 226.850 (m)  
 e) 桁長 ; 28.300 (m)  
 f) スパン ; 27.500 (m)  
 g) 幅員 ; 9.00 m (車道) + 1.50 × 2 (歩道) + 0.50 × 2 (地覆)  
               = 13.00 m  
 h) 斜角 ; 90°  
 i) 材料の品質及び許容応力度

#### ① コンクリート

項目	主桁
	kg/cm <sup>2</sup>
・ 設計基準強度	400
・ 許容曲げ圧縮強度	180
・ 許容曲げ引張強度	-15.0
・ 許容平均せん断応力度	5.5

#### ② P.C鋼材

項目	主桁
・ 種類	SWPR7A 12T12.4
・ 引張強度	17,500
・ 許容引張応力度 (設計荷重時)	10,500
(導入直後)	12,250

### 2) 主桁断面の決定

主桁断面は曲げ応力、施工性、PC鋼材等の配置を考慮して次のとおりとする。

- ・ ウェブ厚 ..... 最小厚 200 mm とする。

- ・ 底版厚 ..... 最小厚 150 mm とする。
- ・ 頂版厚 ..... 主桁の曲げ応力より 250 mm とする。

### 3) 断面力 (最大桁、G2、G11 桁)

	曲げモーメント (t・m)	せん断力 (t)
		(桁 1 本当たり)
・ 主桁自重	154.64	22.96
・ 場所打	26.00	3.78
・ 橋面荷重	59.99	8.73
・ L-荷重	50.03	7.28
・ 群集荷重	8.36	1.22
.....		
・ 死荷重合計	240.63	35.47
・ 活荷重合計	58.37	8.50
合 計	299.00	43.97

### 4) プレストレスの計算

- ・ PC 鋼材の仕様 SWPR7A 12T12.4 × 6 本
- ・ 導入直後のプレストレス  $\sigma_{pt} = 9,270 \text{ kg/cm}^2 < 12,250 \text{ kg/cm}^2$
- ・ プレストレス有効係数  $\eta = 0.762$
- ・ 設計荷重時 PC 鋼材応力度  $\sigma_p = 7,526.3 \text{ kg/cm}^2 < 10,500 \text{ kg/cm}^2$

### 5) 合成応力度の検討

最大荷重が作用する桁の最大応力度は次の通りである。

	上 縁 (kg/cm <sup>2</sup> )	下 縁 (kg/cm <sup>2</sup> )
導入時	最小 18.9 > -15.0	175.9 < 180.0
設計荷重時	137.2 < 180.0	最小 12.8 > -15.0

### 6) セン断に対する検討

- ・ 設計荷重時の平均せん断応力度  
 $\tau_m = 3.9 \text{ kg/cm}^2 < 5.5 \text{ kg/cm}^2$

7) たわみに対する検討

$$\text{たわみ度} = \frac{1}{1,338} < \frac{1}{500}$$

7.2.7 下部工の安定構造計算

本道路橋下部工の形式には、下記の2形式があり、それぞれについて安定構造計算を行うものとする。

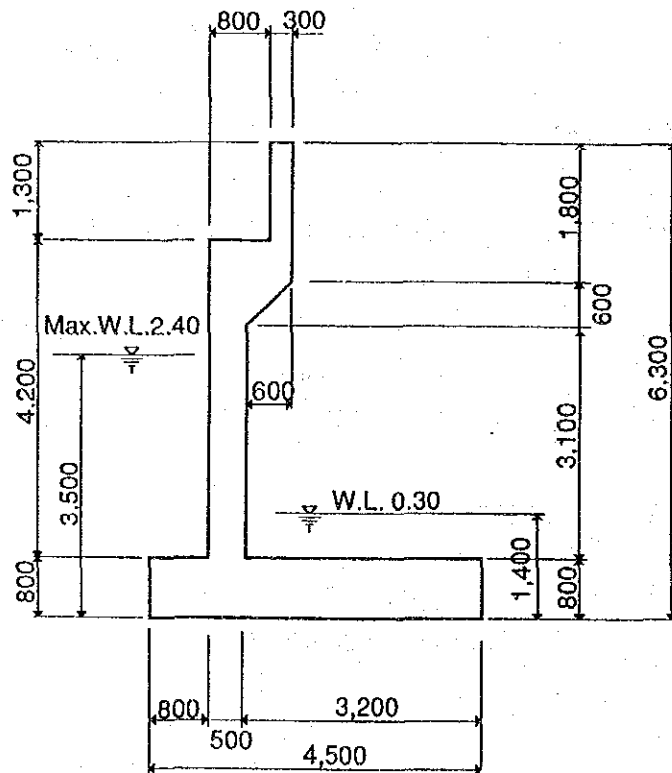
- ・ 逆T式橋台 ..... A1
- ・ 逆T式橋脚 ..... P1、P2、P3

1) 安定計算

a) 一般形状

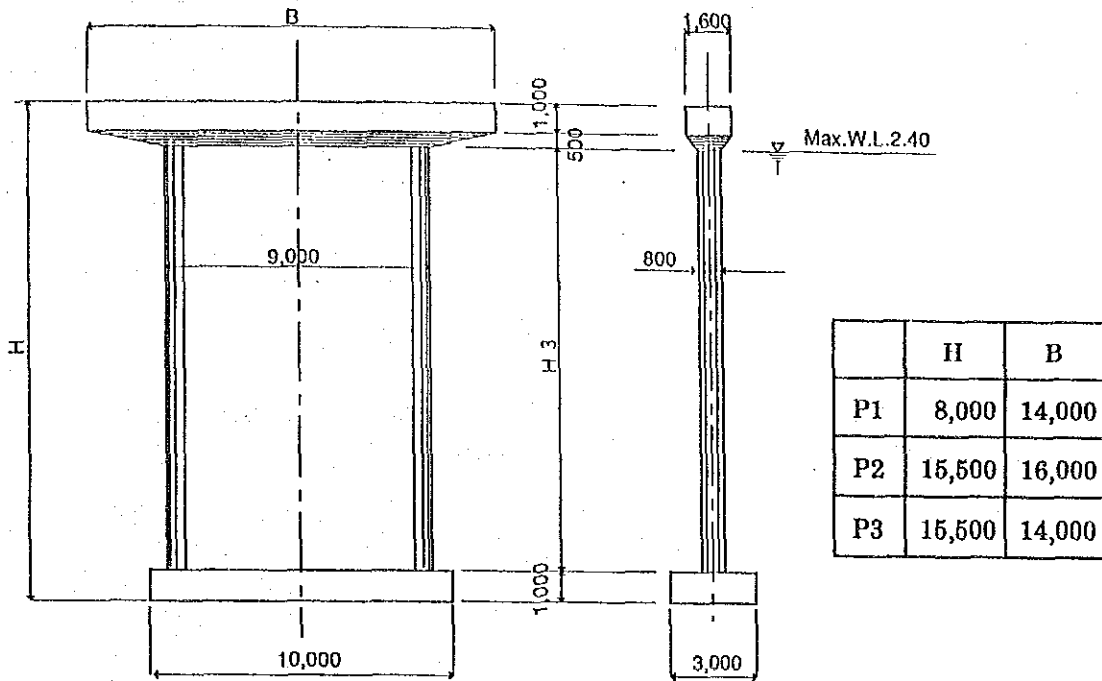
逆T式橋台及び逆T式橋脚の形状は以下に示す通りである。

逆T式橋台形状図





逆T式橋脚形状図



b) 水位条件

安定計算における水位条件は下記の通りとする。

	洪水時	橋台背面
橋台	Max. W. L. 2.40	W. L. 0.30
橋脚	〃	-

c) 安定計算ケース

安定計算ケースは次の3ケースとする。

ケース	条件	橋台	橋脚
ケース1	水位低下時	橋軸方向	流心方向
ケース2	洪水時	〃	〃
ケース3	施工時	〃	橋軸方向

#### d) 安定計算結果

安定計算結果は表7-3に示す通りである。橋台は施工時にも転倒に対する安全率が確保できるよう底版幅を計画する。橋脚は滑動及び転倒に対して余裕があるが、基礎杭及び柱の形状を考慮して底版幅を計画する。

#### e) 構造計算

橋台の床版厚さは橋台の高さ及び基礎杭の構造を考慮して0.80mとする。橋台立壁の厚さは必要部材厚さ0.40mに鉄筋の被り0.10mを加えて0.50mとする。

橋脚の最大高さ15.5mを考慮して、柱部の厚さは0.80m床版厚さは1.00mとする。使用鉄筋及び各種応力度の検討は、付属書7.2.8に示す通りである。

### 7.2.8 基礎工の設計

#### 1) 荷重条件

下部工の安定計算結果より、各ケースのうち鉛直荷重及び水平荷重の最大のケースにおける、橋台及び橋脚の基礎面に作用する荷重条件は下表の通りである。

	方 向	鉛直力 V(t)	水平力 H(t)	偏心距離 e(m)	モーメント M(t-m)
橋 台	橋 軸	1,218	185	0.49	597
橋脚 P1	流 心	1,361	14	0.11	150
〃 P2、P3	〃	1,454	14	0.15	218

#### 2) 基礎工法の検討

各下部工の荷重条件に対する地盤の許容支持力を求めると下表の通りであり、橋台及び橋脚において鉛直力が許容支持力を越えるため、直接基礎工法は採用できない。

従って下部工の基礎工には杭基礎工法を採用する。

表 7-3 下部工安定計算結果一覧表

項目 型・ケース	鉛直力 $\Sigma V$ (t)	水平力 $\Sigma H$ (t)	モーメント $\Sigma M$ (t・m)	滑動に対する安定		転倒に対する安定		地盤の支持力に対する安定		
				安全率		偏心距離 E (m)	B/6 (m)	反力; Q1 (t/m <sup>2</sup> )	反力; Q2 (t/m <sup>2</sup> )	
				計算値	許容値					
橋台 A1	ケース1	1,218.32	184.84	2,138.84	3.55	> 1.5	0.49	< 0.75	34.56	7.10
	ケース2	1,075.05	152.73	1,802.92	3.73	> 1.5	0.58	< 0.75	32.42	4.34
	ケース3	724.86	-	1,090.05	-	> 1.5	0.75	< 0.75	24.78	0
橋脚 P1	ケース1	1,360.55	14.00	147.00	58.31	> 1.5	0.11	< 3.33	48.29	42.41
	ケース2	1,214.18	14.00	147.00	52.04	> 1.5	0.12	< 3.33	43.41	37.53
	ケース3	718.68	-	900.02	-	> 1.5	0.25	< 0.50	35.93	11.98
橋脚 P2	ケース1	1,453.56	14.00	217.00	62.30	> 1.5	0.15	< 3.33	52.79	44.11
	ケース2	1,263.62	14.00	217.00	54.16	> 1.5	0.17	< 3.33	46.46	37.78
橋脚 P3	ケース3	803.46	-	1,027.15	-	> 1.5	0.22	< 0.50	38.56	15.00

	極限支持力 Vu (t)	安全率 Fs	許容支持力 Va (t)	鉛直力 V (t)
橋台	386	3	129	< 1,218
橋脚 P1	352	3	117	< 1,361
〃 P2、P3	1,134	3	378	< 1,454

### 3) 杭長の決定

杭基礎工の杭長は、N値20以上の粘土層に杭径以上の根入れを確保するものとする。橋台の杭長はL = 21.0 m 橋脚の杭長はL = 10.0 ~ 15.0 m とする。(図7-5参照)

### 4) 使用杭種の検討

橋台基礎杭には鉛直力に対する水平力が大きいいため鋼管杭を使用する。基礎地盤がN値0~1と軟弱であるため、鋼管杭の規格はSKK 400を採用し、杭径について経済比較を行った結果、鋼管杭(SKK 400)φ450 mm t = 9 mm が最も経済的であるので、橋台基礎杭に採用する。

橋脚基礎杭には鉛直力に対する水平力が小さいためPC杭を使用する。杭径について経済比較を行った結果TIS規格PC杭φ500 mm が最も経済的であるので、橋脚基礎杭に採用する。

### 5) 実配列の検討

下部工基礎杭計算結果は表7-4の通りである。橋台基礎杭は、杭体応力度及び水平変位量より鋼管杭φ450 mm t = 9 mm を11本 + 10本 + 11本 = 32本計画する。

橋脚基礎杭は鉛直支持力よりTIS規格PC杭φ500 mm をP1橋脚は6本 × 2列 = 12本、P2、P3橋脚は8本 × 2列 = 16本計画する(図7-6参照)。

図7-5 杭基礎工の杭長

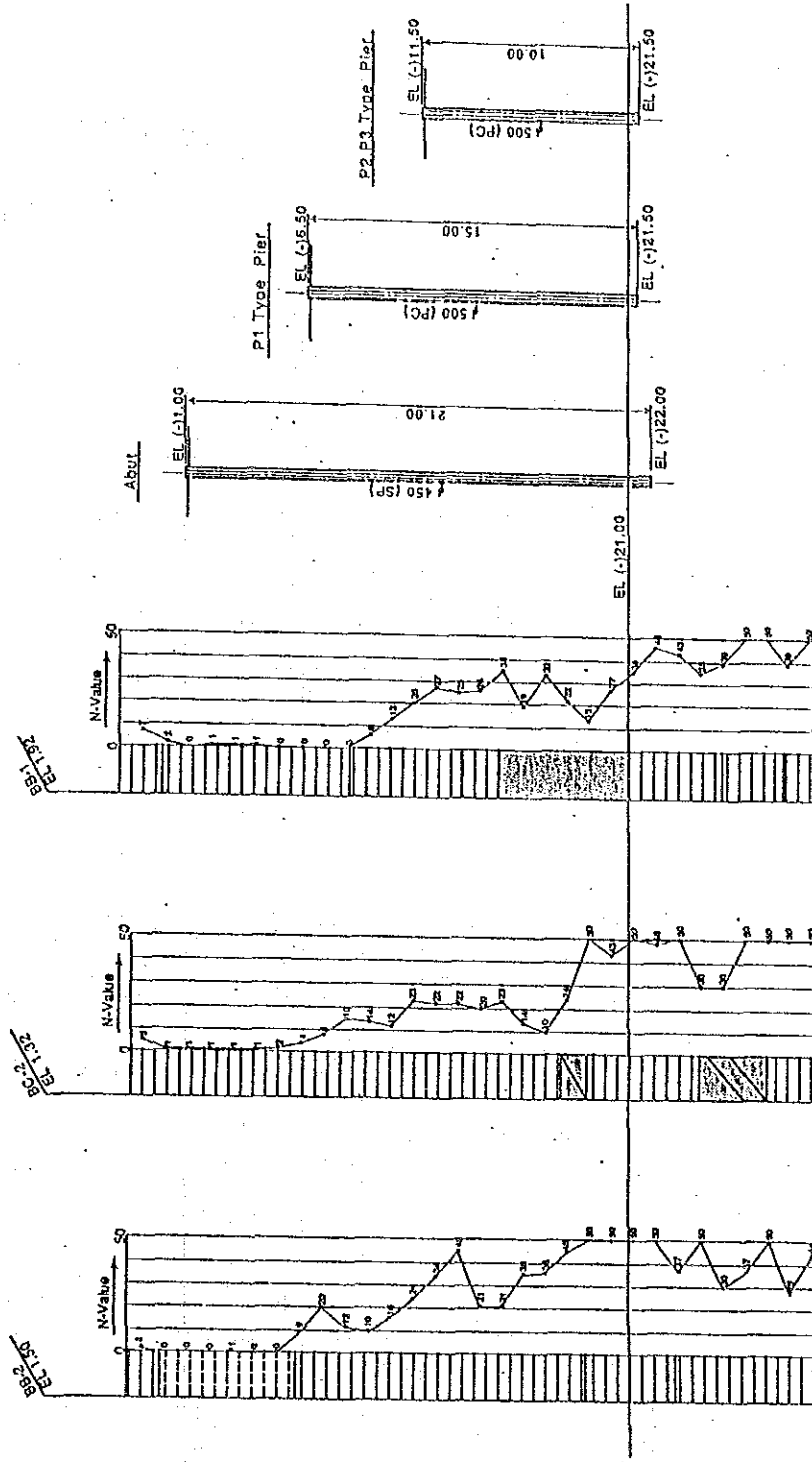
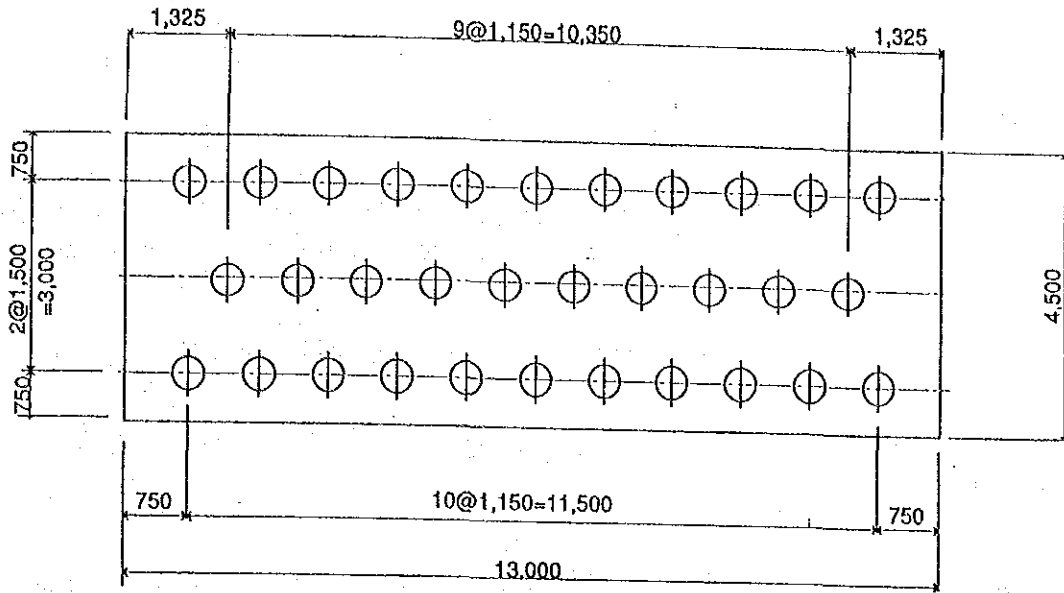


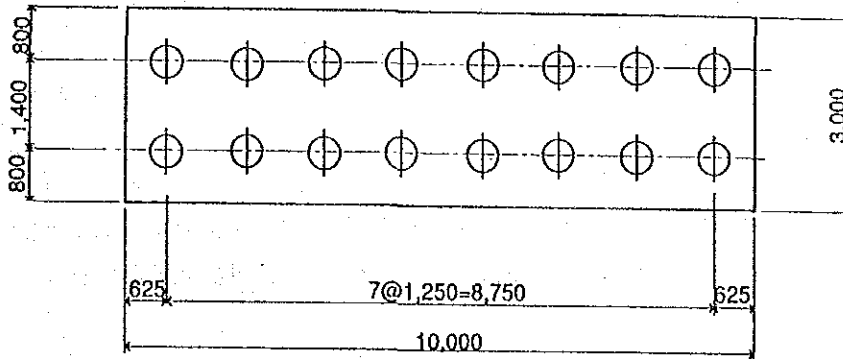
表 7-4 下部工杭基礎計算結果一覽表

	ケース	杭本数	軸方向押込力 (t/本)		軸直角方向力 (t/本)		圧縮応力 (kg/cm <sup>2</sup> )		引張応力 (kg/cm <sup>2</sup> )		水平変位 (cm)	
			計算値	許容値	計算値	許容値	計算値	許容値	計算値	許容値	計算値	許容値
橋台	A1	32	65	< 110	5.8	< 7.3	1314	< 1400	622	< 1400	1.40	< 1.5
	P1	12	121	< 128	1.2	< 21.0	146	< 170	0	< 0	0.10	< 1.5
	P2,P3	16	98	< 99	0.9	< 108.9	130	< 170	0	< 0	0.02	< 1.5
橋脚												

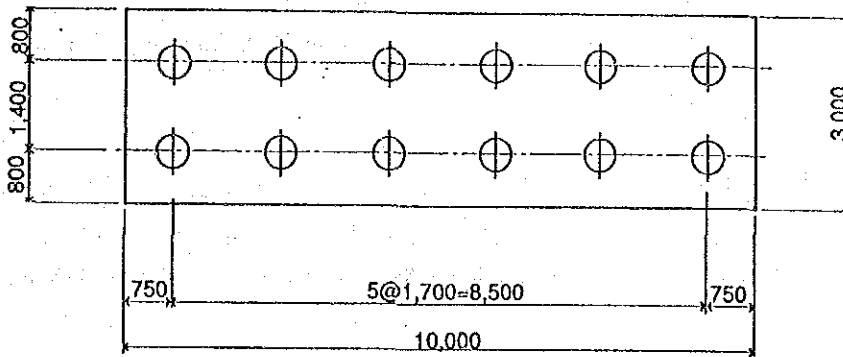
图 7-6 下部工杭基础杭配置图



桥台杭配置图



P2、P3 TYPE 桥脚杭配置图



P1 TYPE 桥脚杭配置图

## 第8章 揚水機場の設計

### 8.1 揚水機場の位置

揚水機場の位置は、防潮水門及び河川締切堤より上流地点の中から下記の理由により取付水路流入口より上流約2.3km地点のバンパコン川左岸側に選定する。(付属書8.1参照)

- (i) 幹線用水路との接続が比較的容易で、接続延長もそれ程長くない。
- (ii) 事業完成後に浮遊土砂や有機物の堆積の恐れがなく、浮草等が繁茂した場合には二期にフラッシュできる。
- (iii) 騒音公害の恐れがなく、洪水時に治水上著しい支障を与えることがない。

### 8.2 ポンプ

#### 1) 基本条件

##### a) 揚水量及び運転時間

揚水機場の施設容量は過去20ヵ年(1968～1987)の最大粗用水量をもとに $Q=16.00\text{ m}^3/\text{s}$ とし、ポンプの運転時間は日当り24時間運転で計画する。(付属書8.2参照)

##### b) 吸・吐水位

ポンプの吸水水位はバンパコン貯水池の最低水位 Min. O. L. (-) 1.30 m をもとに、計画吸水水位 P. S. W. L. (-) 1.60 m、最低吸水水位 Min. S. W. L. (-) 1.90 m とする。

また、計画吐水位は幹線用水路の計画に基づいて P. D. W. L. 3.80 m とする。(付属書8.2参照)

#### 2) ポンプ台数及び口径

ポンプの設置台数は、以下の点を考慮し同一容量機4台とし、予備機は設けないものとする。



- i) 流量変動への対応性
- ii) 故障等に対する危険分散
- iii) 部品の互換性
- iv) 経済性

ポンプ口径は1台当たり吐出量  $4.00 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $16.00 \text{ m}^3/\text{s}/4$ 台) より  $\phi 1,350 \text{ mm}$  とする。(付属書 8.2 参照)

### 3) ポンプ形式

ポンプの形式は、吸込性能の検討結果より、予想される運転範囲において有害なキャビテーションを発生しない立軸斜流ポンプとする。(付属書 8.2 参照)

### 4) 揚程

ポンプ設計点における実揚程 ( $H_a$ ) は、計画吸・吐水位から  $H_a = 5.40 \text{ m}$  とし、これにポンプ廻り配管損失水頭を加えて全揚程 ( $H$ ) を次のとおりとする。(付属書 8.2 参照)

モーター掛ポンプ  $H = 6.10 \text{ m}$

エンジン掛ポンプ  $H = 6.20 \text{ m}$

### 5) 主配管及び弁類

主ポンプと吐水槽は鋼管により接続し、吐出弁及び逆流防止弁を設置する。

ポンプ口径	主配管	吐出弁	逆流防止弁
$\phi 1,350 \text{ mm}$	$\phi 1,350 \text{ mm} \sim \phi 1,650 \text{ mm}$ (鋼管)	$\phi 1,350 \text{ mm}$ (電動蝶形弁)	$\phi 1,650 \text{ mm}$ (フラップ弁)

### 6) 天井クレーン

天井クレーンはポンプ設備の据付と保守管理上必要な分解点検時に使用する。クレーンの形式及び容量はポンプ設備の形式と規模により決定され、本揚水機場の場合、 $\phi 1,350 \text{ mm}$  立軸斜流ポンプ、コラム長  $5.9 \text{ m}$  より  $20 \text{ t}$  電動式天井走行クレーンを採用する。

### 8.3 原動機

#### 1) 原動機の機種

主ポンプ用の原動機機種は、本地区のポンプ運転状況及び電力事情を考慮し、経済的にも優れたものとし、全4台の内モーター3台、ディーゼルエンジン1台とする。(付属書 8.3 参照)

#### 2) 電動機の出力

電動機の出力は、設計点におけるポンプ吐出量及び全揚程より以下のとおりとする。(付属書 8.3 参照)

モーターの出力  $P_M = 350 \text{ kw}$

ディーゼルエンジンの出力  $P_E = 500 \text{ ps}$

#### 3) 動力伝達装置

原動機の動力伝達装置として直交軸傘歯車減速機を設ける。  
減速比は以下のとおりである。

a) モーター (6P、1,000 rpm) 掛用  
1,000 rpm : 約 250 rpm  $\times 4 : 1$

b) ディーゼルエンジン (1,000 rpm) 掛用  
1,000 rpm : 約 250 rpm  $\times 4 : 1$

#### 4) 冷却方式

ディーゼル機関の冷却方式は以下の理由により管内クーラーを採用する。

- i) 大量の清水を必要とせず、長時間の運転が可能である。
- ii) 関連機器が少ないことから、信頼性が高く、維持管理が容易である。

## 8.4 取水路および取水口

### 1) 取水路

取水路には、ポンプ保護の為に沈砂機能を持たせることとし、取水路の全長は50.0 mとする。また、流入口の敷高はバンバコン川からの流入土砂を極力少なくするようEL. (-) 2.70 mとする。(付属書 8.5 参照)

### 2) 取水口

#### a) 敷高

取水口の水路敷高はスクリーン前面における流入流速が0.50 m/s以下となるようEL. (-) 3.50 mとする。(付属書 8.5 参照)

#### b) てんば幅員及び標高

取水口のでんばには、除塵作業スペース及び車輛通行スペースを設け、幅員はそれぞれ $W_1 = 4.00 \text{ m}$ ,  $W_2 = 5.00 \text{ m}$ とする。また、除塵作業スペースの標高は通常の除塵作業に支障とならないようEL. 2.00 mとし、車輛通行スペースの標高は設計洪水位 (Max. W. L. 2.50m) に余裕高を加えてEL. 4.00 mとする。(付属書 8.5 参照)

#### c) スクリーンの目幅

取水口にはバースクリーンを設け、その有効目幅は主ポンプの口径 $\phi 1,350 \text{ mm}$ をもとに50mmとする。(付属書 8.5 参照)

## 8.5 吸水槽

### 1) 吸水槽の水深

吸水槽の水深(H)は $\phi 1,350$  mmポンプの所要潜没深等から $H = 3.65$  m必要となる。従って、吸水槽の敷高は最低吸水位 (Min. S. W. L. (-) 1.90 m) より 3.65 m低い EL. (-) 5.55 mとする。(付属書 8.6 参照)

### 2) 吸水槽の広さ

各ポンプの吸水槽水路幅はポンプ口径(D)の3倍とし、最深部の長さはポンプ上流側を 5.00 m( $\geq 3D$ )、下流側壁面までを 1.50 mとする。

吸水槽の全長は、機場としての所要規模から 16.00 mとし、全幅はポンプ設置台数及び壁厚を考慮し 19.90 mとする。(付属書 8.6 参照)

### 3) 床面の標高

#### a) 原動機据付床

原動機の据付床高さは機場地点の設計洪水位 (Max. W. L. 2.50 m) に対して安全であるよう EL. 4.00 mとし、仕上げ床面高さはシンダーコンクリートの厚さを加えて EL. 4.30 mとする。(付属書 8.6 参照)

#### b) ポンプ据付床

ポンプ据付床高さは極力低くする方がポンプ設備費、機場工事とも安価となるが、機場内への浸水による湿気に対する配慮から、通常発生する洪水位(W=1/10確率程度)以上とし、据付床面高さを EL.1.70mとする。尚、設計洪水位 (Max. W. L. 2.50 m) に対する配慮から、水密形ポンプベースを採用するとともに、ポンプ室内に場内排水ポンプを設置する。(付属書 8.6 参照)

## 8.6 上 屋

### 1) ポンプ室の長さ

ポンプ室の長さはディーゼルエンジン掛けポンプの設置に必要な長さとし、全長 15.00 m とする。(付属書 8.7 参照)

### 2) 上屋の幅員

上屋の全幅はポンプ設置床幅、搬入床幅、電気室床幅より 30.50 m とする。(付属書 8.7 参照)

### 3) 上屋の高さ

#### a) ポンプ室

搬入床を含めたポンプ室部分の上屋の高さは、主ポンプの天井クレーン吊上げ高さ、クレーンの所要高さ及び上屋の梁高さにより決定され、機場地盤面 (EL. 4.00 m) から 11.00 m の高さとする。(付属書 8.7 参照)

#### b) 電気室

電気室の床面から梁下面までの有効高さを 3.00 m とし、2階部分の事務室と合わせた全高は機場地盤面から 7.50 m の高さとする。(付属書 8.7 参照)

### 4) 上屋の構造形式

上屋の構造は、梁、柱、床部分は鉄筋コンクリート造とし、壁はコンクリートブロックを使用する。尚、ポンプ室の梁はスパンが 15.0 m と長いことから鉄骨造とする。

## 8.7 吐水槽

### 1) 吐水槽の水深

吐水槽の水深(H)は吐出管の末端が埋没する深さとし、 $H = 2.05$  m以上とする。従って、吐水槽の敷高は最低吐水位 (Min. D. W. L. 1.39m) より 2.05 m 以上低い EL. (-) 0.80 m とする。(付属書 8.8 参照)

### 2) 吐水槽の平面規模

吐水槽の幅はポンプの据付間隔により決定され、内法幅で全幅 18.30 m とする。全長は幹線用水路への接続部分も含め 43.50 m とする。(付属書 8.8 参照)

## 8.8 吸水槽の構造計算

吸水槽の構造計算は、頂版、底版、側壁、隔壁から成る4連のボックスラーメン構造として行うことを原則とするが、ポンプ背面の水圧壁、土圧壁については四辺固定版として計算する。

本項においては、吸水槽各部の構造計算のうち、原動機据付部及びポンプ据付部の2断面の計算結果を示す。

### 荷重条件

#### a) 死荷重

鉄筋コンクリート自重 :  $2.4 \text{ t/m}^3$

無筋コンクリート自重 :  $2.2 \text{ t/m}^3$

#### b) 載荷重

ディーゼルエンジン 500 ps :  $5.49 \text{ t} \times 1.3 = 7.14 \text{ t/台}$

モーター 350 kw :  $2.40 \text{ t} \times 1.3 = 3.12 \text{ t/台}$

主ポンプ、減速機 :  $34.76 \text{ t/台}$

群集荷重 : 原動機据付床  $0.50 \text{ t/m}^2$

ポンプ据付床  $0.30 \text{ t/m}^2$

外部盛土上  $1.00 \text{ t/m}^2$

#### c) 上屋荷重

上屋の柱に作用する軸力を考慮する。

#### d) 土圧

土の内部摩擦角 :  $\phi = 25^\circ$

土圧係数 :  $K = 0.461$

土の重量 : 湿潤土  $\gamma_t = 1.8 \text{ t/m}^3$

飽和土  $\gamma_{\text{sub}} = 2.0 \text{ t/m}^3$

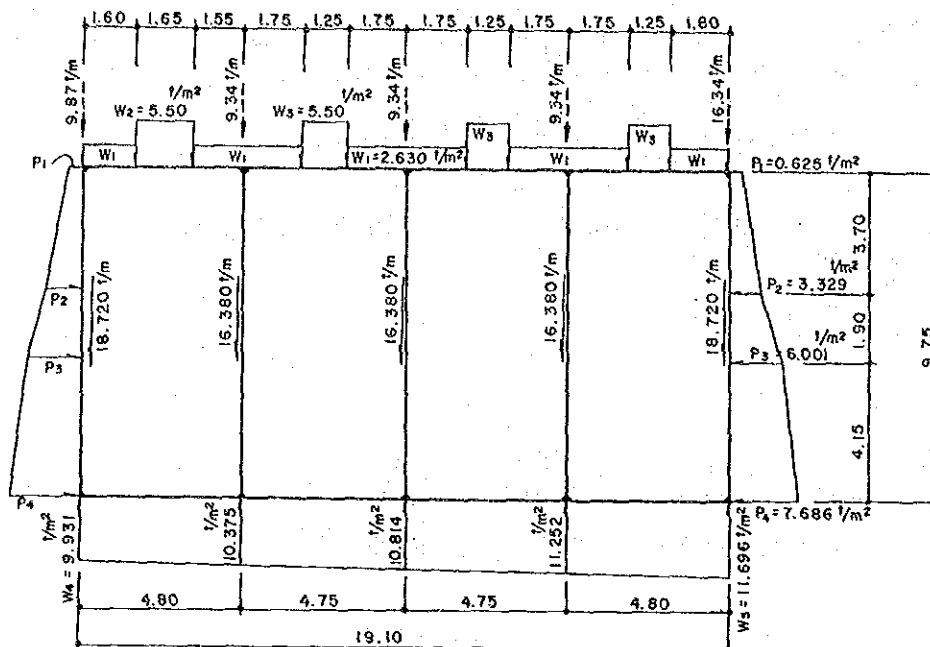
#### e) 水位条件

水槽内水位 : Min. S. W. L. (-) 1.90 m

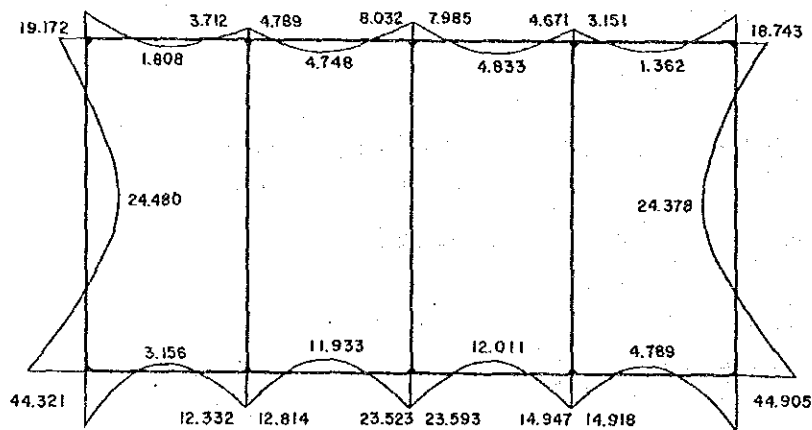
地下水水位 : G. W. L. 0.00 m

図8-1 原動機据付部の荷重及び断面力

荷重図



曲げモーメント図 (t-m)



せん断力図 (t)

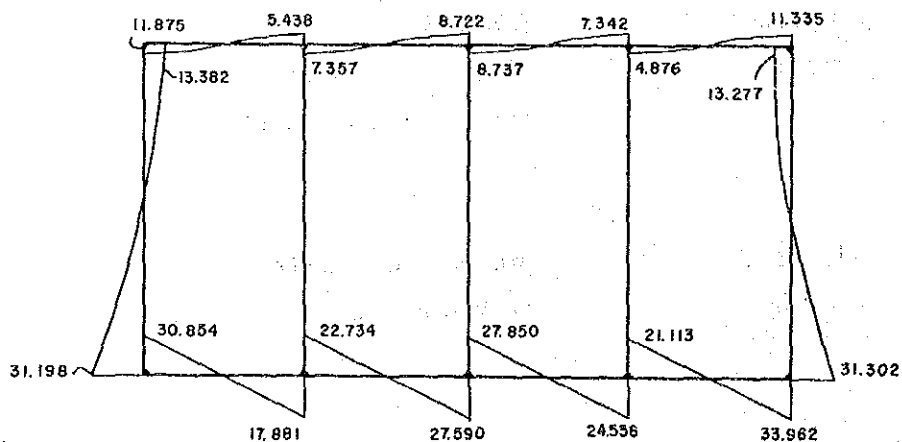




表8-1 (a) 原動機据付部計算結果一覧表 (1/2)

項目	頁			版		
	端部1	中央	端部2	端部1	中央	端部2
断面寸法	b (cm)	100	100	100	100	100
	h (〃)	60	60	60	100	100
	d (〃)	52.5	52.5	52.5	85	90
曲げモーメント 軸力 せん断力	M (t・m)	19.172	4.833	8.032	44.905	23.593
	N (t)	13.382	13.431	13.443	31.302	31.149
	S (〃)	11.875	-	8.737	33.692	27.850
配筋計画	鉄筋径 (mm)	D20	D20	D20	D25+D28	D25
	ピッチ (〃)	@125	@250	@250	@250	@250
	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )	25.12	12.56	12.56	44.28	19.64
係数	k	0.265	0.916	0.196	0.275	0.193
	j	0.912	0.935	0.935	0.908	0.936
応力度	$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	66.6	31.1	43.8	61.9	52.9
	$\sigma_s$ (〃)	1,312	205	724	927	622
	$\tau$ (〃)	2.5	-	1.8	4.4	3.5
せん断応力度の照査	S' (t)				* 24.054	
	$\tau'$ (kg/cm <sup>2</sup> )				3.1	
許容応力度	$\sigma_{ca}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	94.5	94.5	94.5	94.5	94.5
	$\sigma_{sa}$ (〃)	1,400	1,400	1,400	1,400	1,400
	$\tau_a$ (〃)	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2

\* 照査位置は内法面より h/2 スライドした位置とする。

表8-1 (b) 原動機掘付部計算結果一覧表 (2/2)

項目	側壁			隔壁		
	上端	中間	下端	上端	下端	下端
断面寸法	b (cm)	100	100	100	100	100
	h (〃)	80	80	80	70	70
	d (〃)	70	70	70	60	60
曲げモーメント 軸力 せん断力	M (t・m)	19.172	24.480	44.905	9.605	21.428
	N (t)	11.875	21.235	30.055	-	16.380
	S (〃)	13.382	-	31.302	3.655	17.439
配筋計画	鉄筋径 (mm)	D20	D16 + D20	D25 + D28	D20	D16 + D20
	ピッチ (〃)	@125	@250	@250	@250	@250
	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )	25.12	20.60	44.28	12.56	20.56
係数	k	0.234	0.215	0.298	0.185	0.230
	j	0.922	0.928	0.901	0.938	0.923
応力度	$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	42.9	63.1	82.0	29.0	66.9
	$\sigma_s$ (〃)	930	1,274	1,253	1,283	1,444
	$\tau$ (〃)	2.1	-	5.0	0.6	3.1
せん断応力度の照査	S' (t)			*24.549		
	$\tau'$ (kg/cm <sup>2</sup> )			3.9		
許容応力度	$\sigma_{ca}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	94.5	94.5	94.5	118.1	118.1
	$\sigma_{sa}$ (〃)	1,400	1,400	1,400	1,750	1,750
	$\tau_a$ (〃)	4.2	4.2	4.2	5.2	5.2

\*照査位置は内法面より h/2 スライドした位置とする。

図8-2 ポンプ据付部の荷重及び断面力

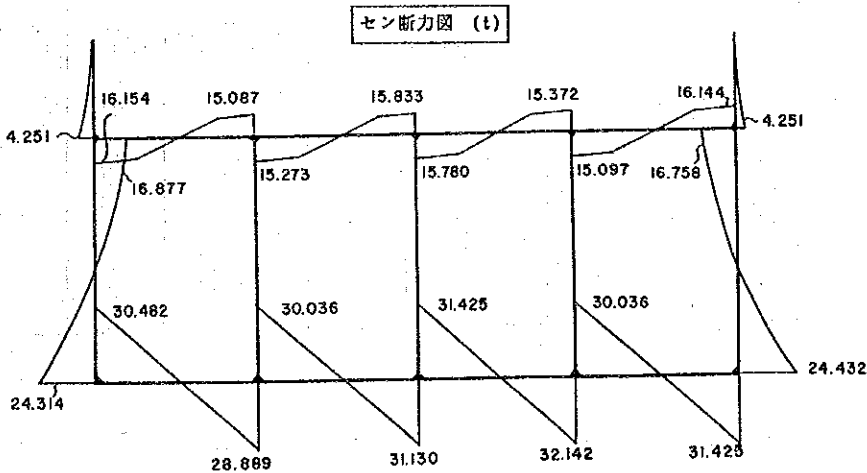
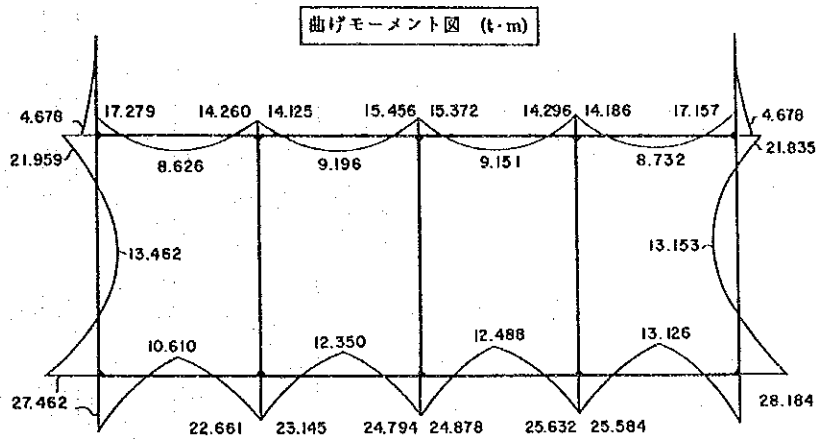
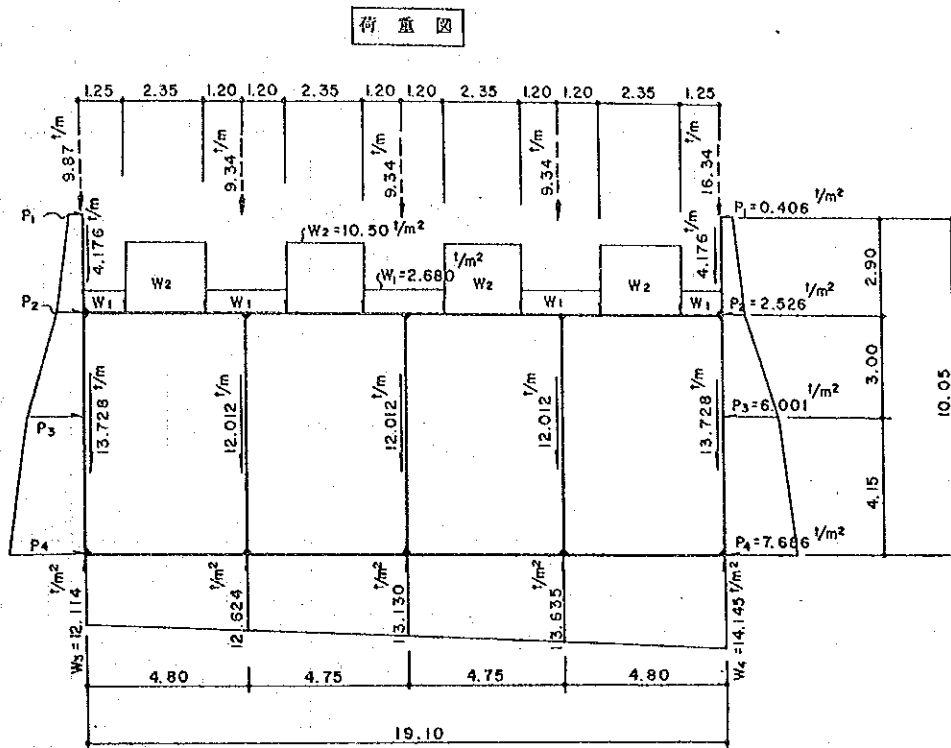


表8-2 (a) ポンプ据付部計算結果一覧表 (1/2)

項目	頂 版			底 版		
	端部 1	中 央	端部 2	端部 1	中 央	端部 2
断面寸法	b (cm)	100	100	100	100	100
	h (〃)	80	80	80	100	100
	d (〃)	70	70	70	85	85
曲げモーメント 軸 力 せん断力	M (t·m)	17.279	9.196	15.456	28.184	25.632
	N (t)	21.128	21.041	21.041	24.433	24.424
	S (〃)	16.154	-	15.833	31.425	32.142
配筋計画	鉄筋径 (mm)	D20	D20	D20	D25	D25
	ピッチ (〃)	@125	@250	@125	@125	@250
	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )	25.12	12.56	25.12	39.28	39.28
係 数	k	0.234	0.172	0.234	0.261	0.261
	j	0.922	0.943	0.922	0.913	0.913
応力度	$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	44.6	39.0	41.1	42.6	40.0
	$\sigma_s$ (〃)	616	196	505	583	500
	$\tau$ (〃)	2.5	-	2.5	4.0	4.1
せん断応力度の照査	S' (t)					
	$\tau'$ (kg/cm <sup>2</sup> )					
許容応力度	$\sigma_{ca}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	94.5	94.5	94.5	94.5	94.5
	$\sigma_{sa}$ (〃)	1,400	1,400	1,400	1,400	1,400
	$\tau_a$ (〃)	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2

表8-2 (b) ポンプ掘付部計算結果一覧表 (2/2)

項目	側壁			隔壁		
	下端	上端	中間	下端	上端	中間
断面寸法	b (cm)	100			100	
	h (〃)	60			80	
	d (〃)	50			70	
曲げモーメント 軸力 せん断力	M (t・m)	4.678			21.959	13.462
	N (t)	4.176			20.330	27.194
	S (〃)	4.251			16.877	-
配筋計画	鉄筋径 (mm)	D20			D20	D20
	ピッチ (〃)	@250			@125	@250
	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )	12.56			25.12	12.56
係数	k	0.200			0.234	0.172
	j	0.933			0.922	0.943
応力度	$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	23.6			53.0	54.3
	$\sigma_s$ (〃)	608			922	444
	$\tau$ (〃)	0.9			2.6	-
せん断応力度の照査	S' (t)					
	$\tau'$ (kg/cm <sup>2</sup> )					
許容応力度	$\sigma_{ca}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	94.5			94.5	94.5
	$\sigma_{sa}$ (〃)	1,400			1,400	1,400
	$\tau_a$ (〃)	4.2			4.2	4.2