

柔構造・柔支持樋管の設計計算事例

平成 3年 12月

(財) 国土開発技術研究センター

貸し出し用

— 目 次 —

第1章 まえがき	1
第2章 TYPE-Aの設計	6
§ 1. 設計方針	6
§ 2. 設計条件	7
2.1 モデル地盤	7
2.2 堤 体	8
2.3 樋管の諸元	8
§ 3. 地盤沈下の検討	11
3.1 即時沈下量分布の検討	11
3.2 地盤の残留沈下量	15
§ 4. 法面の安定検討	17
§ 5. 基礎地盤の検討	18
5.1 残留沈下量分布の検討	18
5.2 対策工の検討	18
§ 6. 函体のスパン割の検討	19
6.1 継手形式の検討	19
6.2 スパン割の検討	22
§ 7. 函体縦方向の検討	23
7.1 直接基礎の設計法	23
7.2 函体縦方向の計算	25
7.3 プレストレインドゴム継手を使用した計算	55
§ 8. 函体横方向の検討	73
8.1 荷 重	73
8.2 断面力の照査方法	76
8.3 函体横方向の計算	77
§ 9. 施工時の地盤支持力の検討	78
一般図	79

第3章 TYPE-Bの設計	81
§ 1. 設計方針	81
§ 2. 設計条件	82
2.1 モデル地盤	82
2.2 堤 体	83
2.3 樋管の諸元	83
§ 3. 地盤沈下の検討	86
3.1 即時沈下量分布の検討	86
3.2 圧密沈下量分布の検討	91
3.3 地盤の沈下量	93
3.4 筆算による地盤沈下量の計算	96
§ 4. 地盤改良の検討	101
§ 5. 法面の安定検討	105
§ 6. 基礎地盤の検討	106
6.1 残留沈下量分布の検討	106
6.2 対策工の検討	106
6.3 キャンバー盛土	111
§ 7. 函体のスパン割の検討	112
7.1 継手形式の検討	112
7.2 スパン割の検討	114
§ 8. 函体縦方向の検討	115
8.1 直接基礎の設計法	115
8.2 函体縦方向の計算	117
§ 9. 函体横方向の検討	133
9.1 荷 重	133
9.2 許容たわみ率・許容応力度	136
9.3 外圧荷重によるたわみ量および曲げ応力度	137
9.4 断面計算	138
一般図	141

第4章 TYPE-Cの設計	143
§ 1. 設計方針	143
§ 2. 設計条件	144
2.1 モデル地盤	144
2.2 堤 体	145
2.3 樋管の諸元	145
§ 3. 地盤沈下の検討	148
3.1 即時沈下量分布の検討	148
3.2 圧密沈下量分布の検討	154
3.3 地盤の沈下量	157
§ 4. 地盤改良の検討	159
§ 5. 法面の安定検討	161
§ 6. 基礎地盤の検討	162
6.1 対策工の検討	162
§ 7. 函体のスパン割の検討	167
7.1 継手形式の検討	167
7.2 スパン割の検討	170
§ 8. 函体縦方向の検討	171
8.1 捨杭の設計法	171
8.2 摩擦杭基礎の設計法	173
8.3 函体縦方向の計算	176
§ 9. 函体横方向の検討	203
9.1 荷 重	203
9.2 断面力の照査方法	206
9.3 函体横方向の計算	207
§ 10. 胸壁部材の検討	208
10.1 二辺固定版の設計方法	208
10.2 胸壁部材の設計	209
一般図	219

卷末資料 221

参考図 (TYPE-1~5) 223

第1章 まえがき

柔構造・柔支持の樋門・樋管の設計法は比較的大きな沈下を許容するところに特徴がある。このような手法は他の土木構造物に類例のない設計・施工法となるため、設計者にとって馴染みのないものとなる。

特に函体縦断方向の設計計算法、継手の設計、そして地盤改良工や基礎工の設計の考え方等は、設計上の重要な課題の一つであり、本設計計算事例によって、その考え方の理解を深める一助とすることは意義あるものと考えられる。

今回の計算例では、函体および基礎の設計について、その設計手順や設計の基本的考え方を例示するために、堤体および地盤条件を3種設定してケーススタディを実施した。

最近、全国的に特定パイロット事業の一環として多くの樋門・樋管の設計・施工およびその動態観測の結果が集積されつつある。また、関東地方建設局（渡良瀬遊水池）において、柔構造の函体の試験施工が実施され多くの成果を得た。現在、九州地方建設局（六角川）と北海道開発局（石狩川）において地盤改良や遮水矢板等を考慮した柔構造・柔支持の樋管の試験施工が実施されている。これらの成果を総合的に検討することによって、柔構造・柔支持の樋門・樋管の設計法の実用化が図られることになろう。

本設計計算事例は、(財)国土開発技術研究センター「軟弱地盤上の樋門・樋管設計の手引き（2次案）平成3年11月」に準拠して計算例を作成したものであり、その検討内容の特徴は次のとおりである。

- ① 堤体は、実際の堤体断面を考慮して3ケースとも複断面の堤体とし、そのうち1ケースは腹付け盛土のケースとした。
- ② 基礎地盤は、ゆるい砂地盤および粘性土地盤を想定し、軟弱層厚も3ケースとも異なるものとした。
- ③ 函体は、PCプレキャスト函体、鋼製函体、RC函体の3種の構造を考慮した。
- ④ 地盤改良は、基本的な工法であるプレロード工法を検討した。
- ⑤ 基礎工法は、直接基礎2ケースと摩擦杭基礎1ケースを考慮した。

ここでは、あくまでも計算手法を理解するのに都合のよいケースを選定したため、必ずしも仮定した地盤条件に最適な構造形式とはなっていない。また、設計全体を体系的に整

理したものでもない。

手引き（案）は、今後の各種データの集積、検討によって、さらに修正・加筆が予定されている。本計算例では、未だ設計法として確立されていない所が多いためかなり大胆な仮定のもとに計算が組み立てられているところも随所があり、それらは手引き（案）の改正とともに修正・加筆が実施されることになろう。

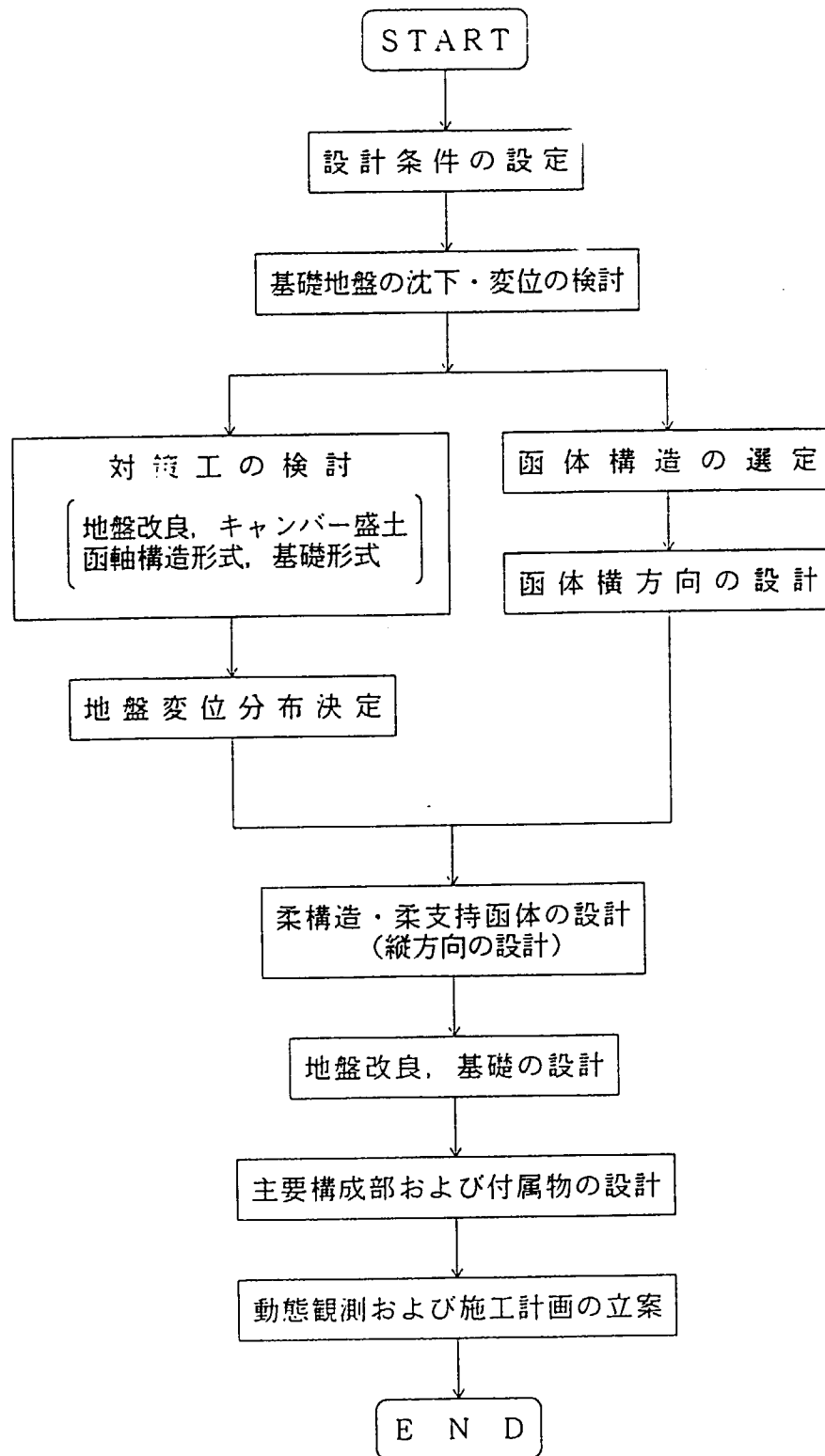


図-1 柔構造・柔支持の樋門・樋管の設計手順

第2章 TYPE-Aの設計

§ 1. 設計方針

軟弱地盤上の樋門・樋管の設計に、“柔”構造・“柔”支持の設計法を採用した場合の計算事例を示すものとする。

TYPE-Aの計算事例は、次の方針に基づき条件の設定および設計を行った。

- ① ゆるい砂地盤を想定し、砂地盤における地盤沈下量の算定方法について整理する。
- ② 函体はPC構造のプレキャスト製品を使用する。
- ③ 砂地質の液状化については、別途検討が必要である。
- ④ 函体縦方向の計算で胸壁と門柱の荷重も考慮し、一体構造としての解析を行う。

§ 2 設計条件

2.1 モデル地盤

モデル地盤としては、表-2.1.1に示す砂質土を主体とした地盤を想定する。

表-2.1.1 土層区分と土質定数

標尺 (m)	柱状図	層名	記号	深 (m)	層厚 (m)	N 値	自然含水比 w_n (%)	湿潤単位体積重量 γ_t (tf/m ³)	水中単位体積重量 γ_t' (tf/m ³)	初期地中応力 P_0 (kgf/cm ²)	一軸圧縮強度 q_u (kgf/cm ²)	変形係数 E_p (kgf/cm ²)
0.0		表土	TS	1.0	1.0	1	----	1.70	0.80	0.170	----	----
2.0		第1層	AS1-1	2.0	6.0	2	35	1.80	0.90	0.350	----	25.0
				3		0.440						
4.0				4		0.530						
				2		0.620						
6.0				3		0.710						
		5	0.800									
8.0		第2層	AS2	12.0	5.0	9	30	1.80	0.90	0.890	----	55.0
						4				0.980		
10.0						5				1.070		
						8				1.160		
12.0					12.0	12				1.250		
14.0					22				1.350			
					31	15	1.90	1.00	1.450	----	220.0	
					38				1.550			
16.0				16.0	48				1.650			
					50							
18.0					50							

2.2 堤 体

堤体形状は、図-2.2.1に示す断面とした。

堤体盛土は、引堤に伴う新規盛土と仮定した。

2.3 樋管の諸元

樋管の諸元は、図-2.3.1に示すものとした。

主要な諸元は、

構造型式	PCプレキャスト（川表側端部は現場打ちコンクリート）
樋管長	L=32.5m
内空断面	2.0m×2.0m
敷 高	GL-2.5m

とした。

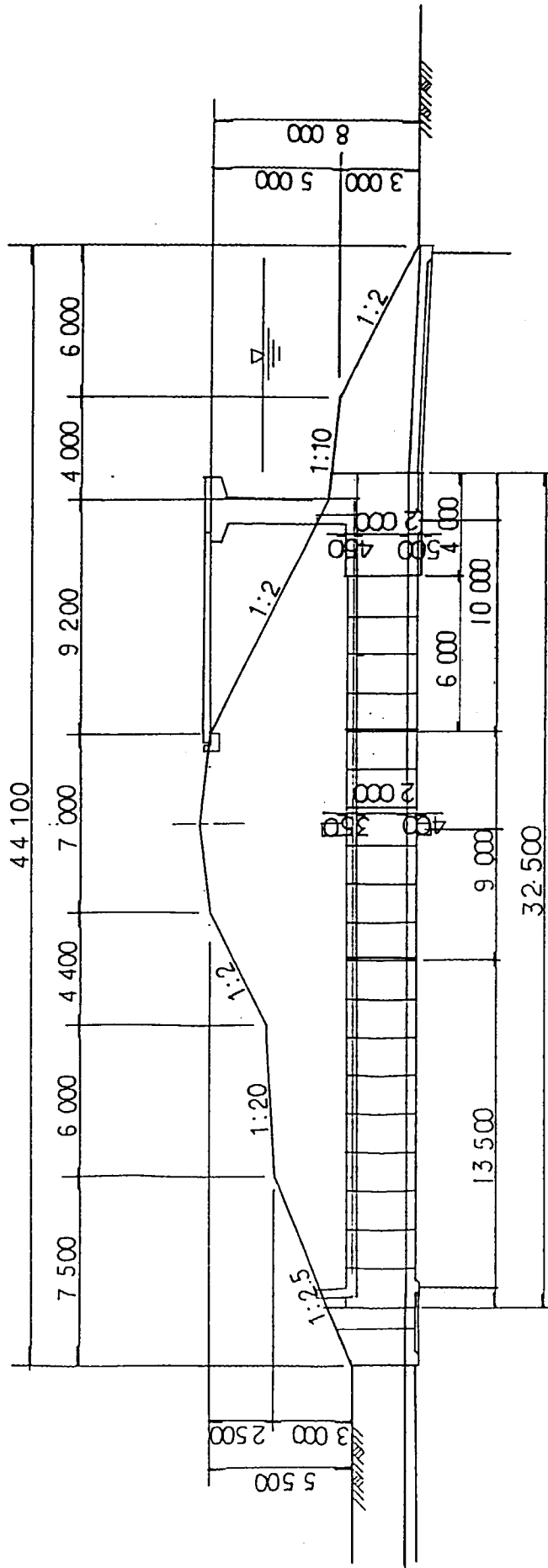


図-2.2.1 樋管計算モデル (TYPE-A) 図 (函体縦断方向)

標尺 尺 (m)	標尺 圖	標尺 名	標尺 記号	標尺 厚 (m)	標尺 厚 (m)	N
0.0	×	標尺	IS	1.0	1.0	1
2.0			▽	2.0		2
4.0			AS1-1	6.0		3
6.0						4
8.0						5
10.0			AS1-2	5.0		6
12.0						7
14.0						8
16.0						9
18.0						10
20.0						11
22.0						12
24.0			AS2	4.0		13
26.0						14
28.0						15
30.0						16
32.0						17
34.0						18
36.0						19
38.0						20
40.0						21
42.0						22
44.0						23
46.0						24
48.0						25
50.0						26

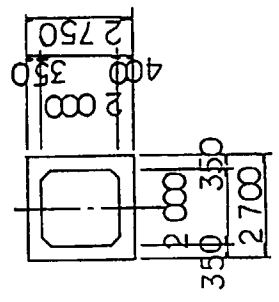


図-2.3.1 樋管計算モデル (TYPE-A) 図 (函体横断方向)

§ 3 地盤沈下の検討

砂質土の地盤沈下は、盛土の載荷と同時に終わる即時沈下とする。

砂地盤の即時沈下の推定方法としては、以下に示す方法の他に $e - \log p$ 曲線を用いる Hough の方法があるが、ここでは粘性土地盤を想定した TYPE - B・C と同一の弾性論に基づく方法で算定した。

3.1 即時沈下量分布の検討

ここで即時沈下量は、道路土工 軟弱地盤対策工指針に基づき帯状荷重の中心点における即時沈下量は下式で算定される。

$$S_i = \frac{q_E \cdot B_m}{E} \cdot n \quad (3.1.1)$$

- ここに、
- q_E : 盛土荷重 (tf/m²)
 - E : 軟弱層の換算変形係数 (tf/m²)
 - B_m : 載荷幅 (m)
 - n : 図-3.1.1 から求まる係数

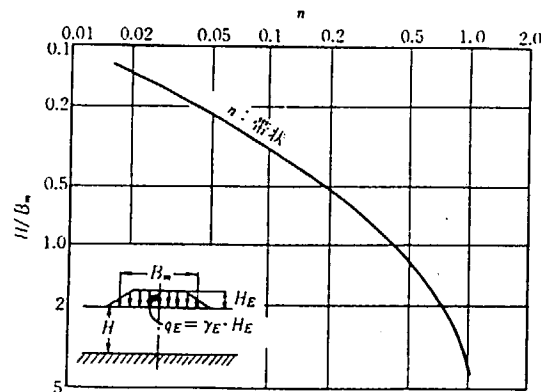
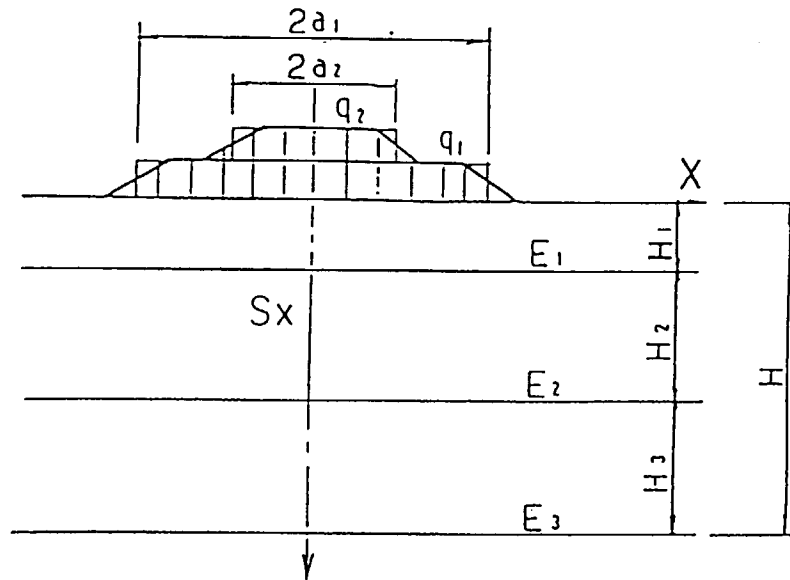


図-3.1.1 H/B_m と係数 n の値

堤体横断方向の即時沈下量分布を推定する方法として、実際の利用の便を考慮して、堤体を等価な複数の帯状荷重に近似した次式を用いることができる。

$$S_x = \sum_{i=1}^n \frac{3 a q}{E \pi} \log \sin \left(\tan^{-1} \frac{a}{H} \right) \left[1.0 - 0.75/\pi \left\{ (1+x/a) \log |1+x/a| + (1-x/a) \log |1-x/a| \right\} \right] \quad (3.1.2)$$

- ここに、
- S_x : x の位置の地表沈下量
 - q : 盛土荷重強度 (tf/m²)
 - E : 軟弱層の換算変形係数 (tf/m²)
 - $2a$: 載荷幅 (m)
 - H : 軟弱層の全厚 (m)
 - n : 等分布荷重数
 - x : それぞれの等分布荷重のセンターからの距離



(1) 換算変形係数

基礎底面下の地盤が深さ方向に変化する場合、特に弱い層が存在する場合などには、次式によりその影響を考慮に入れる必要がある。

B=Lのとき

$$E_m = \frac{-\frac{1}{B+2h_n \tan \theta} + \frac{1}{B}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{E_{o,i}} \left[-\frac{1}{B+2h_i \tan \theta} + \frac{1}{B+2h_{i-1} \tan \theta} \right]} \quad (3.1.3)$$

B≠Lのとき

$$E_m = \frac{\ell_{o,s} \frac{(B+2h_n \tan \theta) \cdot L}{(L+2h_n \tan \theta) \cdot B}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{E_{o,i}} \ell_{o,s} \frac{(B+2h_i \tan \theta) (L+2h_{i-1} \tan \theta)}{(L+2h_i \tan \theta) (B+2h_{i-1} \tan \theta)}} \quad (3.1.4)$$

ここに、

E_m : 地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数 (kgf/cm²)

B : 基礎の幅 (m)

L : 基礎の長さ (m)

hn : 影響を調べなければならない深さ (m) で、基礎幅 B の 3 倍以上とする。

h_i : 細分する各層の層厚 (m)

E_{o,i} : 細分した第 i 番目の層の変形係数 (kgf/cm²)

θ : 荷重の分散角度で、θ=30° とする。

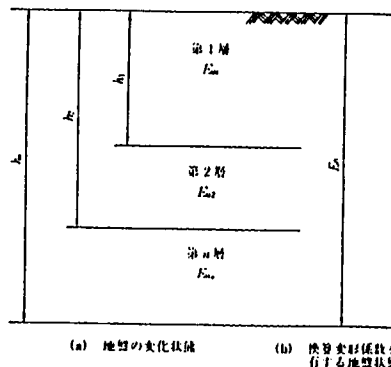


図-3.1.2 地盤が深さ方向に変化する場合

(2) 即時沈下量の計算

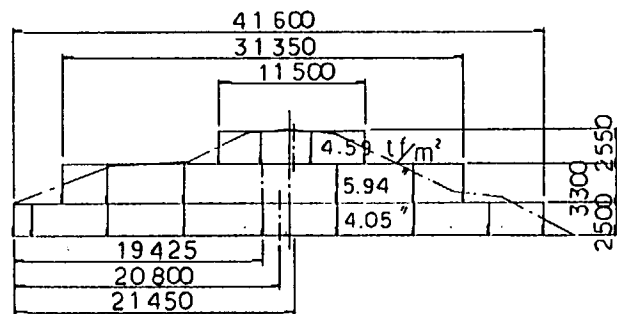
3. 1 に記述した方法で地盤（床付面）の即時沈下量を求める。

基礎の $B \times L$ については、現在のところ適切な考え方が提示されていない。ここでは、函体設置時の堤体の開削幅を想定して、 $B = 6.7\text{m}$, $L = 41.6\text{m}$ とした。

多層地盤の換算変形係数

全層厚 H_n (m)	13,500			
層毎の変形係数	LAY	層厚 (m)	変形係数 (tf/m^2)	寄与率 (%)
	1	4.500	250.0	76.0
	2	5.000	550.0	21.2
	3	4.000	2200.0	2.8
基礎の幅×奥行 $B \times L$		B(m)	L(m)	
		6.700	41.600	
換算変形係数 E_m (tf/m^2)			368.1	

堤体荷重は下図のように考える。ここでは、計算を解りやすくするために計画堤防の荷重を載荷している。しかし、実際には余盛を加えた堤体荷重を考慮する必要がある。



3.2 地盤の残留沈下量

(1) 地盤の残留沈下量分布

砂地盤においては、地盤沈下はそのほとんどが即時沈下であり、いわゆる圧密沈下はないと考えてよい。このため、函体の縦断方向の設計に必要な地盤の残留沈下量分布は、即時沈下量分布と考えてよい。地盤の即時沈下量分布を図-3.2に示す。

最大沈下量は、盛土中央付近に生じ、 $S_{max} = 17\text{cm}$ となる。また函渠端部での沈下量は、呑口（川裏）吐口（川表）でそれぞれ $S_1 = 6.5\text{cm}$ 、 $S_0 = 8.5\text{cm}$ となった。

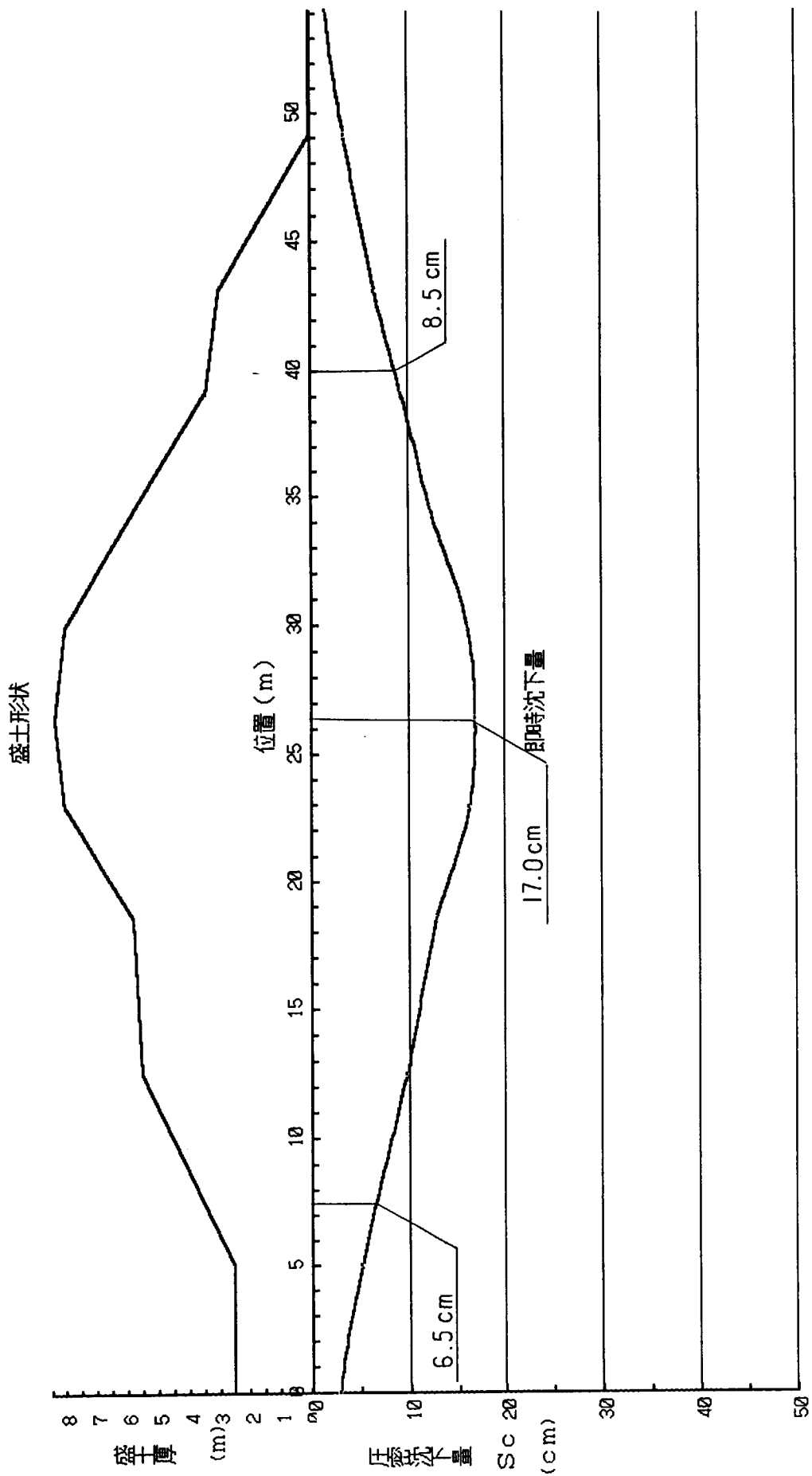


図-3.2 計画盛土による地盤沈下量分布

§ 4 法面の安定検討

盛土荷重が地盤の極限支持力をこえると、盛土は図-4.1に示すようなすべり面に沿って破壊する。

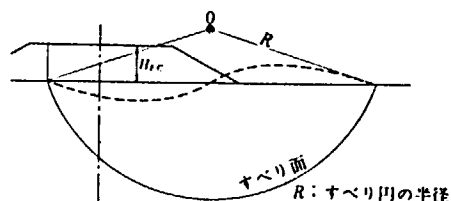


図-4.1 盛土の破壊

したがって、盛土の計画にあたっては、すべり破壊に対するおそれのある場合には、安全性を確かめることが必要である。

盛土の安定は、このすべり面における安全率を求めることで判断される。

§ 5 基礎地盤の検討

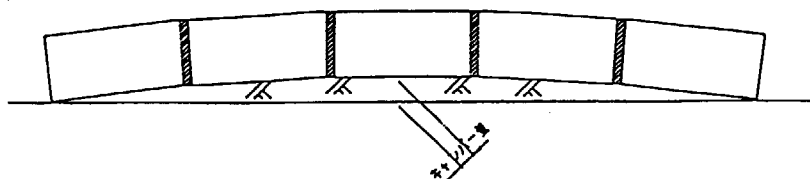
5.1 残留沈下量分布の検討

この計算例では、即時沈下量が残留沈下量となる。(図-3.2 参照)

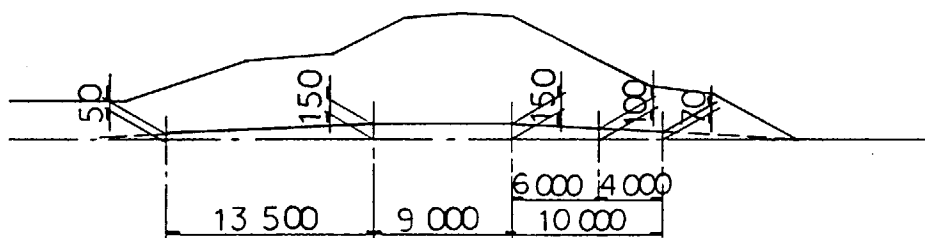
5.2 対策工の検討

盛土中心において残留沈下量は最大となり、 $S_{r,ss} = 17\text{cm}$ である。この沈下量は、盛土载荷とともに終る即時沈下量であるから、これに相当する高さのキャンバー盛土を設置し、沈下対策とする。

キャンバー盛土は、函体の沈下障害を軽減する目的で、あらかじめ将来予測される沈下量の一部に対応して設置される上げ越し盛土である。



ここでは、後述するスパン割りの条件より、キャンバー盛土は下図に示す形状とする。



なお、この計算例では、沈下量が小さく地盤改良の検討を行っていないが、「液状化」の可能性のある地盤である。したがって、類似地盤の実施設計に際しては、その検討と対策工の設計が必要となる。

§ 6 函体のスパン割の検討

6.1 継手形式の検討

継手形式の選定にあたっては次の諸条件を考慮する必要がある。

- ① 函体の材質や構造特性
- ② 基礎地盤の残留沈下量の大きさやその分布形式および側方流動量などの変形特性
- ③ 函体断面の大きさや施工工期およびキャンバー盛土などの施工条件
- ④ 維持管理上の制約条件

継手形式は、カラー継手、可撓継手、弾性継手の3種類に分類される。この継手形式と函体構造とは協同して変形に追随するなど函体の変形能力を計る上で、不可分の関係にあり、また、継手形式の違いによって函体に生じる応力が異なるから、継手形式の選定は函体構造の選定と合わせて行う必要がある。

各継手形式の特徴を表-6.1に示した。この表は一般的な適性の概略を知るための参考となる。

継手は、次の理由により選定表で判断して可撓継手を採用する。

- ① 函体構造がPCであり、可撓継手との適合性に優れる。
- ② 地盤は砂層であり、側方流動量は小さいと思われる。
- ③ 残留沈下量はキャンバー盛土で対処するので、函体設置時より継手部に折れ角（初期折れ角）を持つこととなる。したがって、初期折れ角に対応した設置が可能な、可撓性のある継手が望まれる。

表-6.1 継手形式の特徴

選 定 条 件		カラー 継手	可撓 継手	弾 性 継 手		
				ゴ ム	スチールボーズ	メカニカルソケット
函 体 構 造	RC函体	◎	◎	—	△	—
	PC函体	△	○	◎	△	—
	鋼製函体	△	△	—	◎	△
	ダクタイル鑄鉄管	—	△	—	△	◎
地 盤 変 形 特 性	残留沈下量が大きい	△	◎	○	◎	◎
	側方流動量が大きい	△	△	◎	◎	○
	沈下分布形状が複雑	△	◎	○	◎	◎
施 工 条 件	函体断面が大きい	△	◎	○	○	○
	工期が短い	△	○	◎	◎	◎
	キャンバー盛土を考慮	△	◎	○	◎	◎
維 持 管 理	継手部の改築（開削）	△	◎	—	△	—
	継手部の取替え	—	◎	—	—	—

◎ : 良く適合する

○ : 適合する

△ : 不適合ではないが検討を要する

— : 該当しない

大

第

二

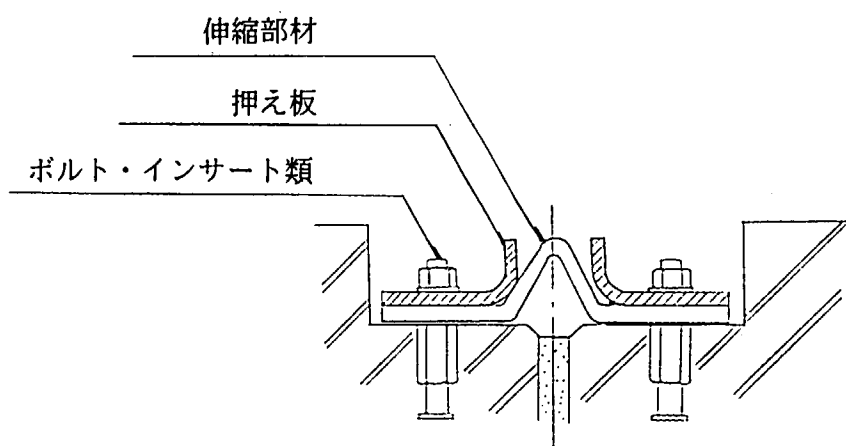
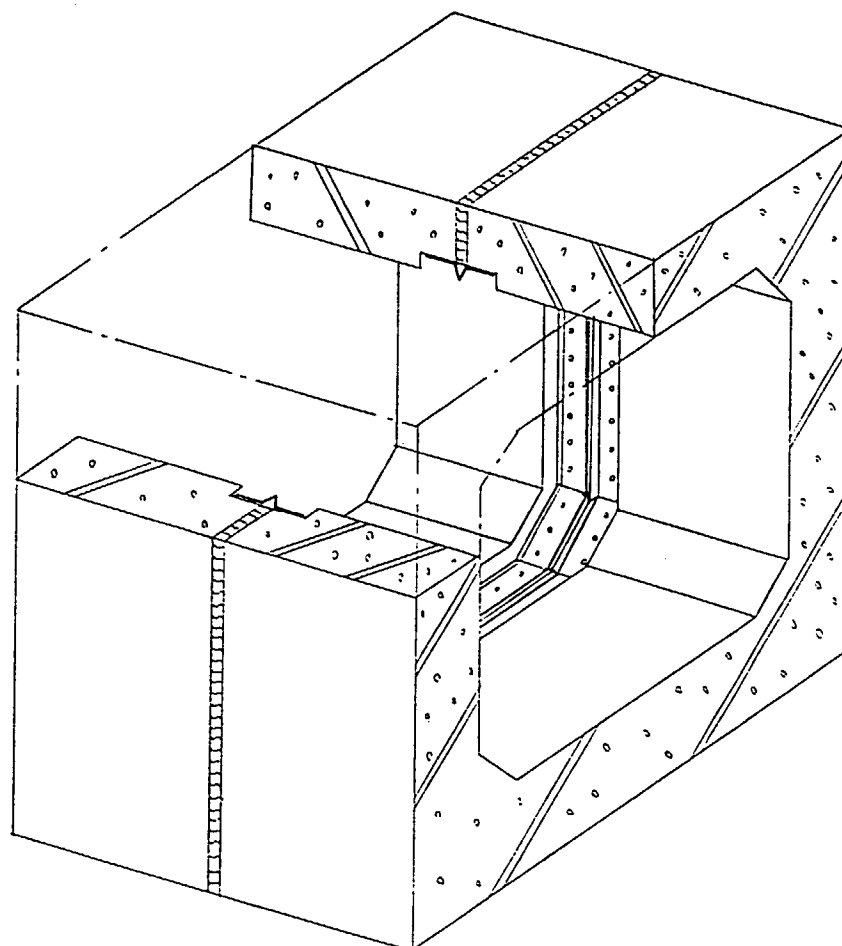


図-6.1 可撓継手 (プレキャスト函体用)

6.2 スパン割の検討

函体および基礎の設計に際して、函体のスパン割と継手の構造形式は、函体の地盤沈下に対する追随性に大きな影響を及ぼす。

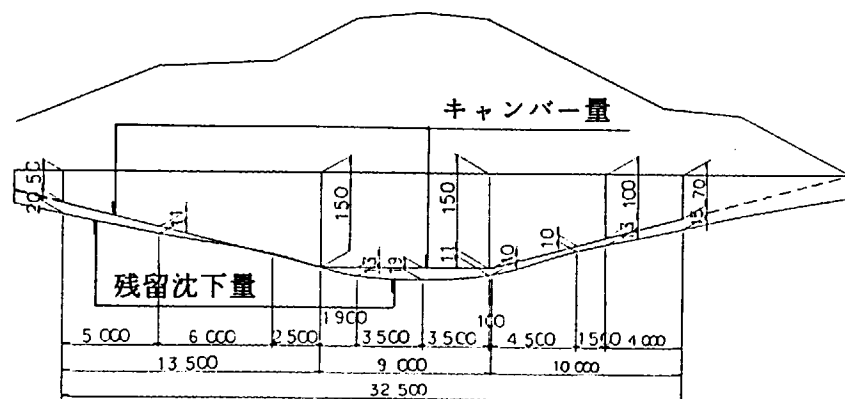
継手は、構造系の弱点となり易いため継手の数をできるだけ少なくするよう、函体のスパン割を適切に設計することが必要である。スパン長が長くなると、不同沈下や地震の影響あるいはコンクリートの収縮等によって、函体にクラックが生じ、また堤体へ悪影響を及ぼす可能性があるため、慎重な配慮を要する。

従来、函体のスパン割は詳細な比較検討を伴わずに決定されてきた。しかし、函体にかんがりの沈下を許容する“柔”支持の樋管の設計においては、地盤沈下分布が函体の変位・断面力に対して支配的な条件となるので、スパン割の良否が函体および堤体の安全性に大きく影響を及ぼすことになる。

また、函体のスパン割と継手構造は不可分の関係にあるから、スパン割の検討にあたっては、使用する継手の変形能力の許容値を念頭に置く必要がある。

地盤沈下分布は曲線分布となるから、これに沿う函体のスパン長は短かければ短いほど相対沈下防止の面で有効となるが、漏水上の弱点となる可能性のある継手の数を必要以上に設けることは好ましくない。最大スパン長は、地盤条件によらず15mを限度とすることが望ましい。また、継手位置は、その折れ角が大きくなる地盤沈下の最大値付近や、輪荷重載荷部の中央付近を避ける必要がある。

この計算では、キャンバー盛土に相当する量を差し引いた、残留沈下量を極力小さくするため、スパン割りは、13.5m+9.0m+10.0mとした。



§ 7 函体縦方向の検討

地盤の残留沈下分布等の諸条件を用いて直接基礎の函体縦方向の設計を行う。ここでは函軸直角方向のみを扱うこととし、函体を「弾性床上の梁」として計算を行う。

7.1 直接基礎の設計法

(1) 函体の変位と断面力

地盤の沈下を考慮した弾性床上の梁理論は、

$$E I \frac{d^4 w}{d x^4} + k (w - w_g) = q \dots\dots\dots (7.1.1)$$

ここで、

- w : 函体のたわみ
- w_g : 地盤変位
- k : 地盤反力係数
- E I : 函体の剛性
- q : 荷重

となる。上式において、 $q_{wg} = k w_g$ とおけば、それはとりもなおさず地盤変位 w_g による等価な荷重 q_{wg} (以後地盤変位荷重と称する) と見なし得る事が判る。

この方法により、地盤沈下量 w_g は既知であり、地盤反力係数 k を介して等価な地盤変位荷重 q_{wg} に置き換えられる。

すなわち、式(7.1.1) は

$$E I \frac{d^4 w}{d x^4} + k w = q + q_{wg} \dots\dots\dots (7.1.2)$$

ここで、

- q_{wg} : 地盤変位荷重

となり、一般の弾性床上の梁と同一の式となる。

式(7.1.2) 式の解法については、成書に詳しいので省略するが、一般にはマトリクス解法を用いて解かれる事が多い。

式(7.1.2) を解くにあたっては、地盤反力強度に正負があり、いずれも極限值を有する場合がある。大型樋門や重要度の高い樋門・樋管の場合には、弾塑性計算が必要となることがある。

(2) キャンバー盛土を考慮する場合

キャンバー盛土を考慮した設計法は、単純にキャンバー分だけ地盤沈下量が減ずると考えて設計すればよい。

すなわち、前述した微分方程式において、キャンバー分を既知変位分布として取り込む事でよい。

$$W_G = W_{G_0} - W_c$$

ここで

W_{G_0} ; 地盤変位

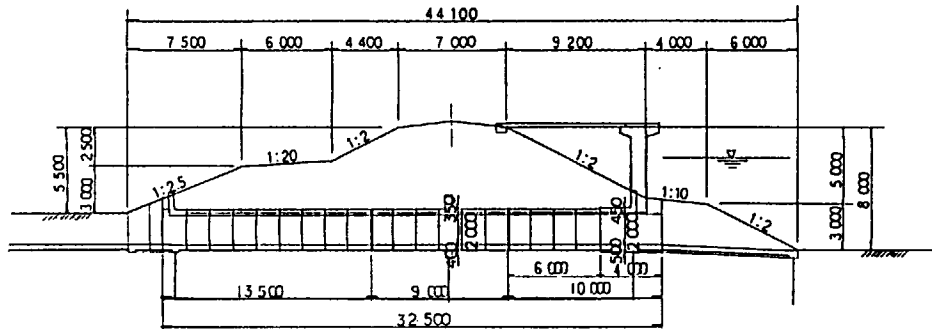
W_c ; キャンバー盛土量

この際、継手のバネは、設置時の折れ角および継手の設置方法によって解析に取り込む方法が異なることに注意が必要である。可撓継手の場合には、それをフリー継手とすることもバネ継手として評価することも可能である。ここではバネ継手として計算するが、バネ定数の値は小さいので設置時の折れ角（初期折れ角）の影響は無視できる。

7.2 函体縦方向の計算

(1) スパン割

継手位置として堤防天端直下付近を避けるとともに、残留沈下量を極力小さくするように、下図のようなスパン割とする。



(2) 継手のバネ特性

計算で使用する可撓継手のバネ定数は、渡良瀬遊水池における樋管の試験施工の現地実験によって得られた値を参考として下記の値を設定した。

① 回転バネ定数

$$K_M = 70 \text{ tfm/rad}$$

② せん断バネ定数

$$K_S = 40 \text{ tf/m}$$

(3) 地盤反力係数

地盤反力係数は、道路橋示方書に従い次式により求める。

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{30} \right)^{-3/4}$$

ここに、 k_v : 鉛直方向の地盤反力係数 (kgf/cm²)

k_{v0} : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する地盤反力係数 (kgf/cm²) で、各種土質試験、調査により求めた変形係数から推定する場合は、次式により求める。

$$k_{v0} = \frac{1}{30} \alpha E_0$$

B_v : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (cm) で、表-7.2.1に示す方法で求める。

表-7.2.1 地盤の換算載荷幅

函体形式	B_v	相対剛性	備考
剛性函体	$\sqrt{A_v}$	$\beta \cdot \ell < 1.5$	安定計算・部材計算
函軸たわみ性函体	$\sqrt{D/\beta}$	$\beta \cdot \ell > 1.5$	安定計算・部材計算

E_0 : 表-7.2.2に示す方法で測定または推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kgf/cm²)

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数で、表-7.2.2に示す。

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (cm²)

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 (cm)

$1/\beta$: 抵抗に関与する地盤の範囲で、函体の長さ以下とする。

β : 基礎の特性値 $\left(\frac{k_v \cdot D}{4 E \cdot I} \right)^{1/4}$ (cm⁻¹)

$E \cdot I$: 基礎の曲げ剛性 (kgf/cm²)

ℓ : 函体スパン長 (cm)

函体の B_v を算定する際の k_v は常時の値で代表させるものとする。

表-7.2.2 E_o と α

次の試験方法による変形係数 E_o (kgf/cm ²)	α	
	常時	地震時
直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の繰り返し曲線から求めた変形係数の1/2	1	2
ボーリング孔内で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験のN値より $E_o=28N$ で推定した変形係数	1	2

(a) 変形係数

① スパン1 (L=13.5m)

全層厚 H_n (m)		13.500		
層毎の変形係数	LAY	層厚 (m)	変形係数 (tf/m^2)	寄与率 (%)
	1	4.500	250.0	84.2
	2	5.000	550.0	14.3
	3	4.000	2200.0	1.5
基礎の幅×奥行 $B \times L$		B (m)	L (m)	
		2.700	13.500	
換算変形係数 E_p (tf/m^2)		322.4		

② スパン2 (L=9.0m)

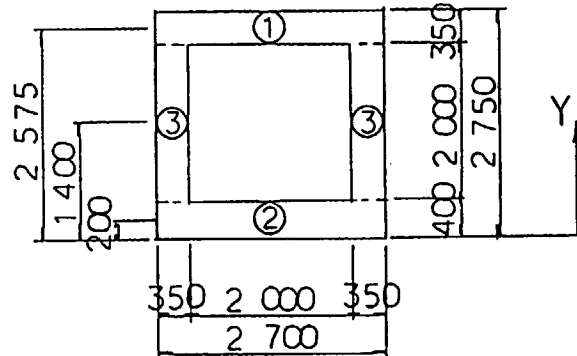
全層厚 H_n (m)		13.500		
層毎の変形係数	LAY	層厚 (m)	変形係数 (tf/m^2)	寄与率 (%)
	1	4.500	250.0	85.6
	2	5.000	550.0	13.1
	3	4.000	2200.0	1.3
基礎の幅×奥行 $B \times L$		B (m)	L (m)	
		2.700	9.000	
換算変形係数 E_p (tf/m^2)		314.8		

③ スパン3 (L=6.0m)

全層厚 H_n (m)		13.500		
層毎の変形係数	LAY	層厚 (m)	変形係数 (tf/m^2)	寄与率 (%)
	1	4.500	250.0	87.2
	2	5.000	550.0	11.7
	3	4.000	2200.0	1.1
基礎の幅×奥行 $B \times L$		B (m)	L (m)	
		2.700	10.000	
換算変形係数 E_p (tf/m^2)		316.8		

(b) 函体の剛性評価

(i) 函体の断面二次モーメント



$$Y_L = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} \quad I_{o,i} = \frac{b h^3}{12}$$

	A_i (m ²)	Y_i (m)	$A_i Y_i$ (m ³)	$A_i Y_i^2$ (m ⁴)	$I_{o,i}$ (m ⁴)
①	0.945	2.575	2.433	6.266	0.0096
②	1.080	0.200	0.216	0.043	0.0144
③	1.400	1.400	1.960	2.744	0.4667
Σ	3.425		4.609	9.053	0.4907

$$Y_L = \frac{4.609}{3.425} = 1.346 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \therefore I &= \sum A_i Y_i^2 + \sum I_{o,i} - Y_L^2 \cdot \sum A_i \\ &= 9.053 + 0.4907 - 1.346^2 \times 3.425 \\ &= 3.339 \text{ m}^4 = 3.339 \times 10^8 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

(ii) 相対剛性 $\beta \cdot \ell$ の検討

コンクリートのヤング係数

$$E_c = 2.95 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$$

① スパン 1

β の初期値を β_{11} として

$$\beta_{11} \cdot \ell_1 = 1.5 \text{ と仮定すると、}$$

$$\beta_{11} = 1.5 / \ell_1 = 1.5 / 1,350 = 0.00111 \text{ cm}^{-1}$$

$D = 270 \text{ cm}$ より、

$$B_{v1} = \left(\frac{270}{0.00111} \right)^{1/2} = 493 \text{ cm}$$

$$E_{p1} = 322.4 \text{ tf/m}^2 = 32.24 \text{ kgf/cm}^2$$

$$k_{v0} = \frac{1}{30} \times 4 \times 32.24 = 4.299 \text{ kgf/cm}^3$$

$$k_{v1} = 4.299 \times \left(\frac{493}{30} \right)^{-3/4} = 0.527 \text{ kgf/cm}^3$$

$$\beta_{12} = \left(\frac{0.527 \times 270}{4 \times 2.95 \times 10^5 \times 3.339 \times 10^8} \right)^{1/4} = 0.00078 \text{ cm}^{-1}$$

$\beta_{11} \neq \beta_{12}$ であるから、 β の値を仮定し直して再度計算を行う。この計算を数回繰り返すと、最終的に仮定値と計算値が一致して計算が収束する。そのときの β が求める基礎の特性値である。

スパン 1 では $\beta_1 = 0.00075 \text{ cm}^{-1}$ となる。

したがって

$$\beta_1 \cdot \ell_1 = 0.00075 \times 1,350 = 1.01 < 1.5$$

となる。

② スパン 2

スパン 1 と同様にして、 β の仮定から計算を始める。

$$\beta_{21} = 1.5 / 900 = 0.00167 \text{ cm}^{-1}$$

$$B_{v2} = \left(\frac{270}{0.00167} \right)^{1/2} = 402 \text{ cm}$$

$$E_{p2} = 3.148 \text{ tf/m}^2 = 31.48 \text{ kgf/cm}^2$$

$$k_{v0} = \frac{1}{30} \times 4 \times 31.48 = 4.197 \text{ kgf/cm}^2$$

$$k_{v2} = 4.197 \times \left(\frac{402}{30} \right)^{3/4} = 0.599 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\beta_{22} = \left(\frac{0.599 \times 270}{4 \times 2.95 \times 10^5 \times 3.339 \times 10^8} \right)^{1/4} = 0.00080 \text{ cm}^{-1}$$

$\beta_{21} \neq \beta_{22}$ であるから、計算を繰り返して、最終的に $\beta_2 = 0.00074 \text{ cm}^{-1}$ が求められる。

$$\therefore \beta_2 \cdot l_2 = 0.00074 \times 900 = 0.67 < 1.5$$

③ スパン3

スパン1, 2と同様にして $\beta_3 = 0.00074 \text{ cm}^{-1}$ が求められる。

$$\therefore \beta_3 \cdot l_3 = 0.00074 \times 1,000 = 0.74 < 1.5$$

以上のように、全てのスパンで $\beta \cdot l < 1.5$ になると判断されるので、函体は剛体として計算する。

(c) 地盤反力係数

① スパン1

$$E_p = 32.24 \text{ kgf/cm}^2$$

$$k_{v0} = \frac{1}{30} \times 4 \times 32.24 = 4.3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$B_{v1} = \sqrt{1,350 \times 270} = 604 \text{ cm}$$

$$k_{v1} = 4.3 \times \left(\frac{604}{30} \right)^{-3/4}$$
$$= 0.45 \text{ kgf/cm}^2 = 450 \text{ tf/m}^2$$

② スパン2

$$E_p = 31.48 \text{ kgf/cm}^2$$

$$k_{v0} = \frac{1}{30} \times 4 \times 31.48 = 4.2 \text{ kgf/cm}^2$$

$$B_{v2} = \sqrt{900 \times 270} = 493 \text{ cm}$$

$$k_{v2} = 4.2 \times \left(\frac{493}{30} \right)^{-3/4}$$
$$= 0.51 \text{ kgf/cm}^2 = 510 \text{ tf/m}^2$$

③ スパン3

$$E_p = 31.68 \text{ kgf/cm}^2$$

$$k_{v0} = \frac{1}{30} \times 4 \times 31.68 = 4.2 \text{ kgf/cm}^2$$

$$B_{v3} = \sqrt{1,000 \times 270} = 520 \text{ cm}$$

$$k_{v3} = 4.2 \times \left(\frac{520}{30} \right)^{-3/4}$$
$$= 0.49 \text{ kgf/cm}^2 = 490 \text{ tf/m}^2$$

(4) 地盤変位荷重

キャンバー盛土を差し引いた残留沈下量を、地盤反力係数を介して等価な地盤変位荷重に置き換える。

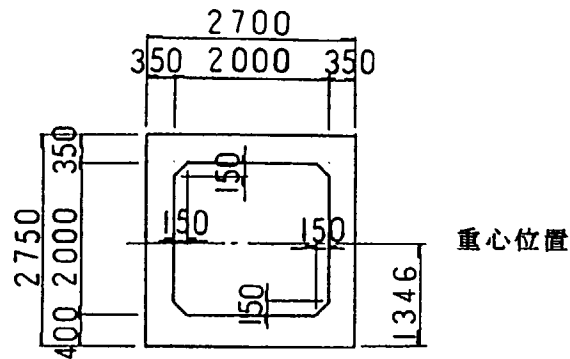
表-7.2.3 地盤変位荷重 (常時)

スパンNo.	位置 (m)	残留 沈下量 S (m)	k_v (tf/m ³)	基礎幅 B (m)	$k_v \cdot B$ (tf/m ²)	$q =$ $k_v \cdot B \cdot S$ (tf/m)
1	0.00	0.020	450	4.70	2115	42.30
	3.50	0.014				29.61
	5.00	0.011		2.70	1215	17.01
	11.00	0.000				13.37
	13.50	0.000				0.00
2	15.40	0.013	510	2.70	1377	0.00
	18.90	0.019				17.90
	22.40	0.011				26.16
	22.50	0.010				15.15
	27.00	0.010				13.77
3	28.50	0.013	490	2.70	1323	13.23
	32.50	0.015				13.23
				5.20	2548	17.20
						33.12
				38.22		

※地震時の k_v および q はこの表の2倍の値となる。

(5) 函体自重

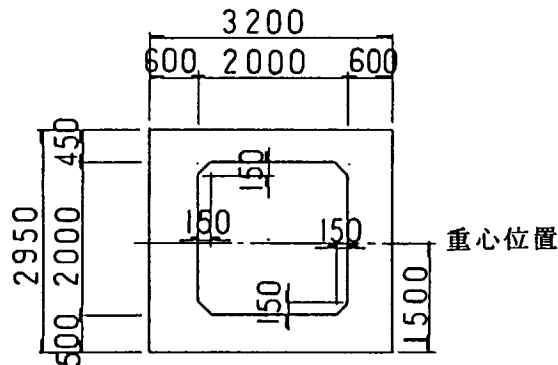
(a) 一般部



$$W_{p1} = (2.700 \times 2.750 - 2.000 \times 2.000 + 0.150 \times 0.150 \times 2) \times 2.5$$

$$= 8.68 \text{ tf/m}$$

(b) 川表胸壁部



$$W_{p2} = (3.200 \times 2.950 - 2.000 \times 2.000 + 0.150 \times 0.150 \times 2) \times 2.5$$

$$= 13.71 \text{ tf/m}$$

(6) 函体の地震時慣性力による作用力

函体端部における地震時の慣性力は、胸壁と胸壁と同じ函軸方向長さの函体を考慮する。

(a) 川表側胸壁部

$$H_{p2} = 13.71 \times 4.000 \times 0.24 = 13.16 \text{ tf}$$

$$M_{p2} = 13.16 \times 1.500 = 19.74 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

(b) 川裏側胸壁部

$$H_{p3} = 8.68 \times 3.500 \times 0.24 = 7.29 \text{ tf}$$

$$M_{p3} = 7.29 \times 1.346 = 9.81 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

(7) 函内水重

$$\begin{aligned} W_w &= (2.000 \times 2.000 - 0.150 \times 0.150 \times 2) \times 1.0 \\ &= 3.96 \text{ tf/m} \end{aligned}$$

(8) 胸壁部の作用力

胸壁の底版下面の中心における作用力は次の通りである。

(a) 川表側胸壁 (片側幅 1.0m) \times 2

① 常時

$$N = 76.16 \text{ tf}$$

$$H = 28.56 \text{ tf}$$

$$M = 0.48 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

② 地震時

$$N = 98.12 \text{ tf}$$

$$H = 75.16 \text{ tf}$$

$$M = 51.00 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

(b) 川裏側胸壁 (片側幅 1.0m) \times 2

① 常時

$$N = 64.61 \text{ tf}$$

$$H = 22.69 \text{ tf}$$

$$M = 7.42 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

② 地震時

$$N = 82.07 \text{ tf}$$

$$H = 60.53 \text{ tf}$$

$$M = 45.53 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

(9) 門柱部の作用力

門柱による作用力を、函体の底版下面における外力として
求めると、次の通りである。

① 常時

$$N = 29.80 \text{ tf}$$

$$H = 0$$

$$M = -5.30 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

② 地震時

$$N = 26.60 \text{ tf}$$

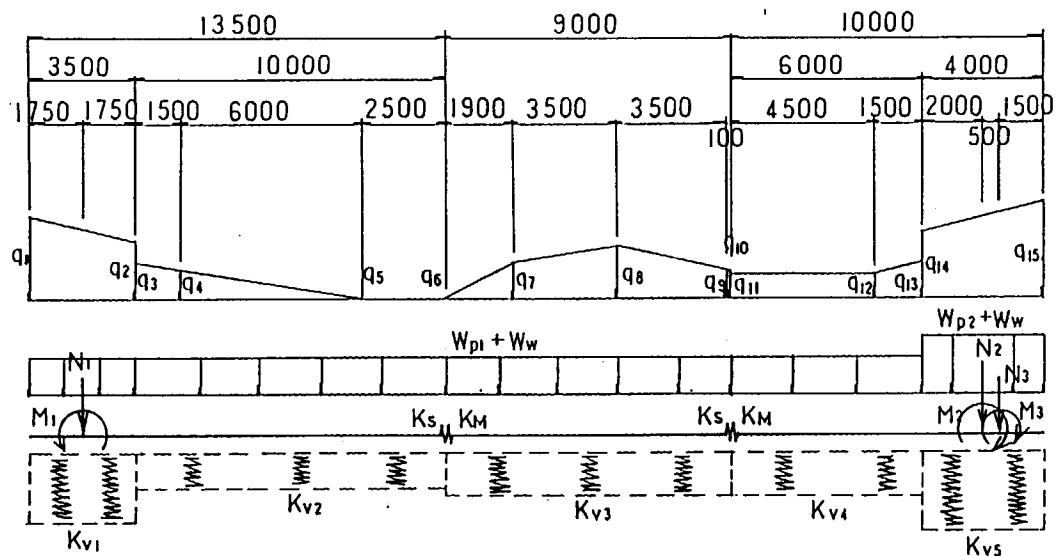
$$H = 5.38 \text{ tf}$$

$$M = 20.44 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

(10) 検討荷重ケース

- ① 常時 (函内水重考慮)
- ② 常時 (函内水重無視)
- ③ 地震時 (函内水重無視)

(11) 荷重図



		単 位	常 時	地 震 時
函 体 自 重	W_{p1}	tf/m	8.68	8.68
	W_{p2}	"	13.71	13.71
函 内 水 重	W_w	"	3.96	3.96
胸 壁 (+函体の 地震時の影 響)	N_1	tf	64.61	64.61
	M_1	tf·m	7.42	7.42
	N_2	tf	76.16	98.12
	M_2	tf·m	0.48	70.74
門 柱	N_3	tf	29.80	26.60
	M_3	tf·m	-5.30	20.44
地 盤 反 力 係 数	K_{v1}	tf·m ²	2115	4230
	K_{v2}	"	1215	2430
	K_{v3}	"	1377	2754
	K_{v4}	"	1323	2646
	K_{v5}	"	2548	5096
継 手 バ ネ	K_s	tf·m	40	40
	K_M	tf·m /rad	70	70

※ $q_1 \sim q_{13}$ の値は表-7.2.3 を参照のこと。

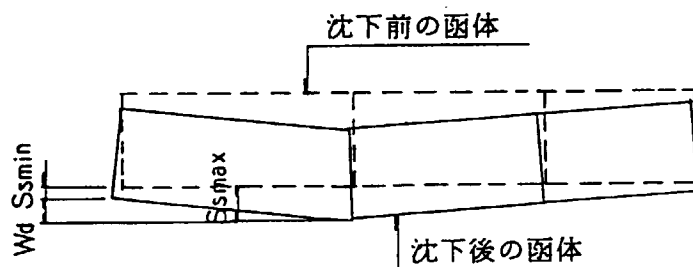
(12) 計算結果

前項の荷重条件に基づき、函体を「弾性床上の梁」として計算した結果に対して次の照査を行う。

① 函体の不同沈下量

函体の最大沈下量と最小沈下量の差であり、20cm以下に抑える。

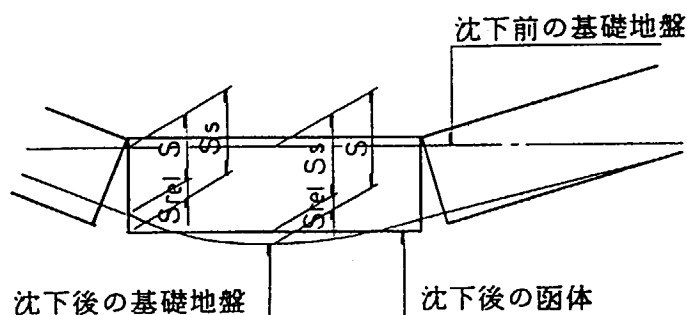
$$Wd = S_{smax} - S_{smin}$$



② 堤体と函体の相対沈下量

相対沈下量とは、函体沈下量とその直近における堤体（基礎地盤）の沈下量の差とし、次式で求める値とする。

$$S_{rel} = S_s - S$$



相対沈下量が負値の場合は、計算上函体直下に空洞が生ずるという結果となる。この空洞量を-5cm以下とする。

③ 函体端部の地盤の降伏変位量

函体端部における安定性を得るため、地盤の降伏変位量に対する照査を行う。

函体の変位量が、基礎幅の1.0%かつ5cm以内であれば、基礎地盤の弾性変形以内であり、安全であると考えられる。

④ 断面応力度

函体の縦方向に発生した最大断面力による応力度が、許容値以内となるようにする。

(a) 変位図・曲げモーメント図・せん断力図

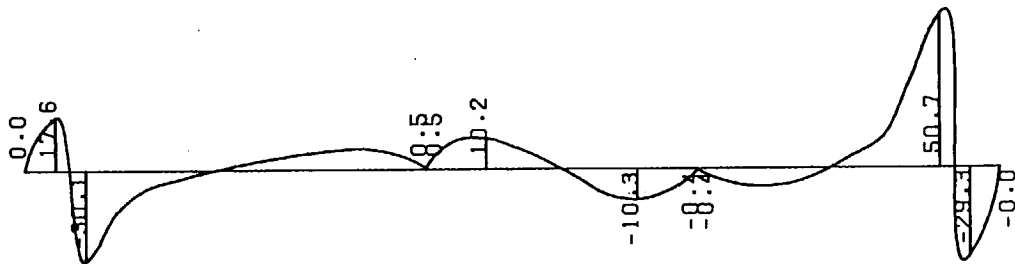
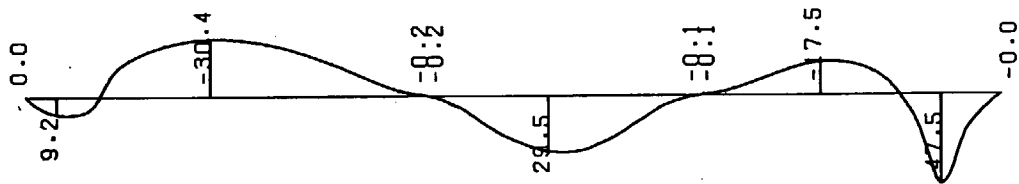
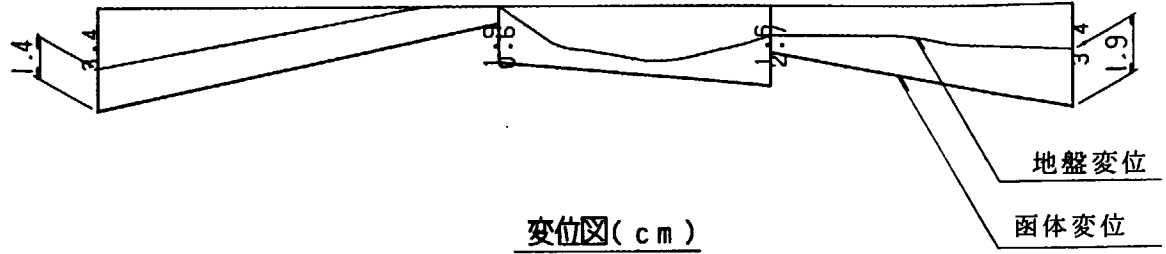
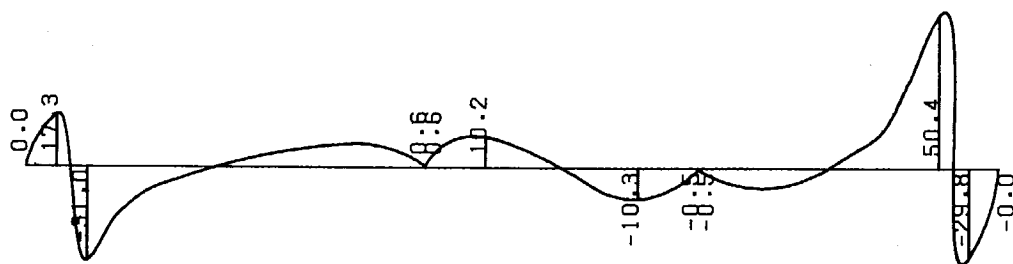
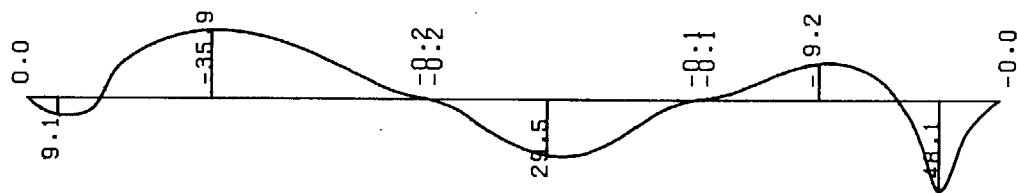
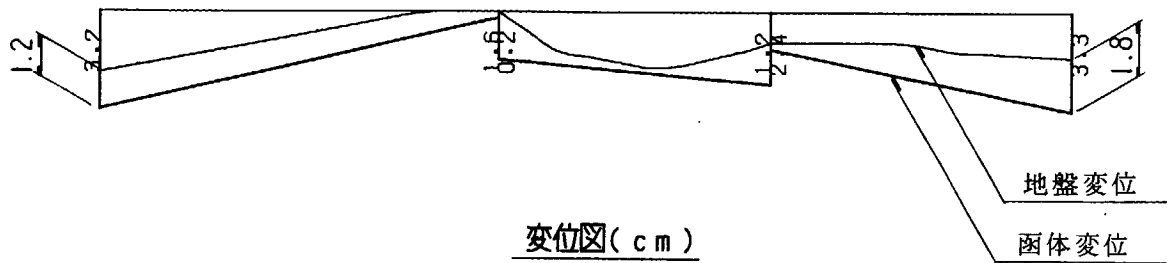


図-7.2.1 変位と断面力図 (常時・函内水重考慮)



図一7.2.2 変位と断面力図 (常時・函内水重無視)

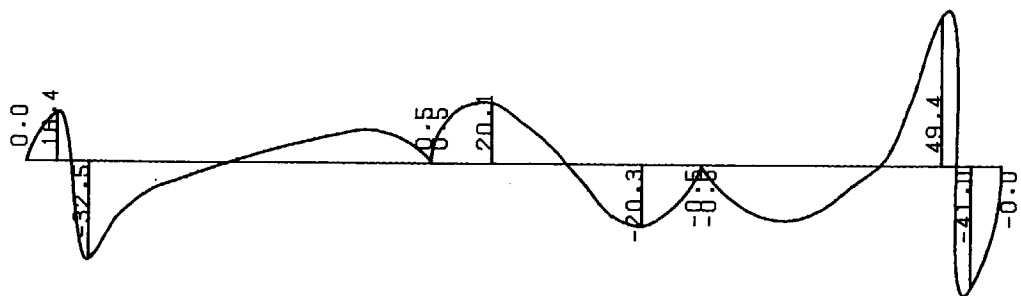
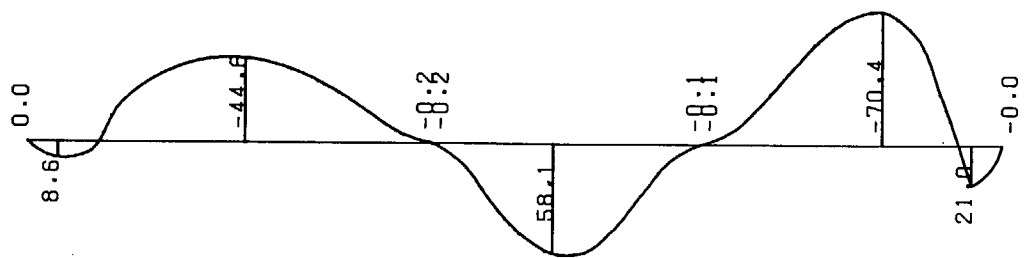
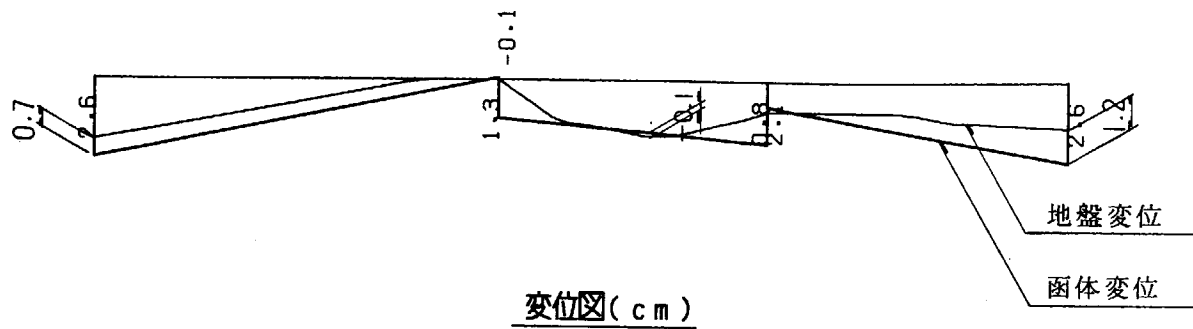


図-7.2.3 変位と断面力図 (地震時・函内水重無視)

(b) 計算結果の考察

- ① 総じて函体変位は地盤変位より大きく、函体は基礎地盤にめり込む結果となっている。

函体直下の空洞は、地震時に中央スパンで僅かに生じるのみである。

(単位：cm)

荷重ケース 種 別		常 時 (函内水重考慮)	常 時 (函内水重無視)	地 震 時 (函内水重無視)	許容値
不 同 沈 下 量		2.8	3.1	2.7	20.0
函体直下の空洞量		—	—	0.1	5.0
函体端部の 降伏変位量	川表側	1.9	1.8	1.2	5.0
	川裏側	1.4	1.2	0.7	4.7

- ② 正の最大曲げモーメントは、中央スパンの中央付近あるいは川表側胸壁部分で発生し、負の最大曲げモーメントは、両端スパンの中央付近で発生する。

最大曲げモーメント

(単位：tf・m)

荷 重 ケ ー ス	プレキャスト部		現 場 打 ち 部	
	上 側	下 側	上 側	下 側
常 時 (函内水重考慮)	30.42	29.96	10.20	47.45
常 時 (函内水重無視)	35.90	29.51	10.52	48.11
地震時 (函内水重無視)	44.61	58.06	70.38	21.05

- ③ 最大せん断力は、3ケースともに、川表側胸壁の荷重載荷位置で発生する。

最大せん断力

(単位：tf)

荷 重 ケ ー ス	プレキャスト部	現 場 打 ち 部
常 時 (函内水重考慮)	30.12	50.72
常 時 (函内水重無視)	31.00	50.43
地震時 (函内水重無視)	32.46	49.39

(13) PC構造の検討

(a) 設計条件

① コンクリート

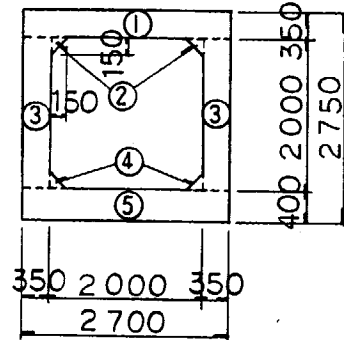
設計基準強度 $f_{ck} = 350 \text{ kgf/cm}^2$

② PC鋼材

使用鋼材	PC鋼棒
径	$\phi 23 \text{ mm}$ (SBPR 785/930)
断面積	415.5 mm^2
引張強度	95 kgf/cm^2
降伏点強度	80 kgf/cm^2
許容引張応力度	
導入時	72 kgf/cm^2 (29,900 kgf)
導入直後	66.5 kgf/cm^2 (27,600 kgf)
設計時	57 kgf/cm^2 (23,600 kgf)

(b) 断面諸定数の計算

① プレキャスト部



	b × h (cm)	A _i (cm ²)	y' _i (cm)	A _i y' _i (cm ³)	A _i y' _i ² (cm ⁴)	I _{o,i} (cm ⁴)
①	270 × 35	9,450	17.5	165,375	2,894,063	964,688
②	15 × 15	225	40.0	9,000	360,000	2,813
③	35 × 200 × 2	14,000	135.0	1,890,000	255,150,000	46,666,667
④	15 × 15	225	230.0	51,750	11,902,500	2,813
⑤	270 × 40	10,800	255.0	2,754,000	702,270,000	1,440,000
合計		34,700		4,870,125	972,576,563	49,076,981

上縁より断面図心までの距離

$$y'_c = \frac{\sum A_i y'_i}{\sum A_i} = \frac{4,870,125}{34700} = 140.4 \text{ cm}$$

下縁より断面図心までの距離

$$y_c = 275.0 - 140.4 = 134.6 \text{ cm}$$

図心位置における断面二次モーメント

$$\begin{aligned} I_c &= \sum A_i y_i'^2 + \sum I_{o,i} - y_c'^2 \cdot \sum A_i \\ &= 972,576,563 + 49,076,981 - 140.4^2 \times 34,700 \\ &= 337,641,592 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

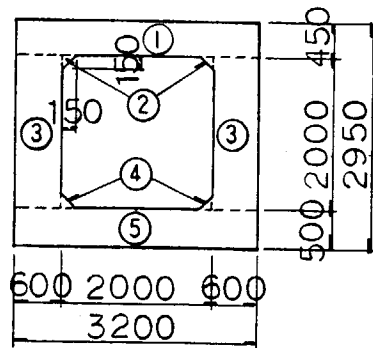
上縁に関する断面係数

$$z_c' = \frac{I_c}{y_c'} = \frac{337,641,592}{140.4} = 2404855 \text{ cm}^3$$

下縁に関する断面係数

$$z_c = \frac{I_c}{y_c} = \frac{337,641,592}{-134.6} = -2508481 \text{ cm}^3$$

② 現場打ちコンクリート部



	$b \times h$ (cm)	A_i (cm ²)	y'_i (cm)	$A_i y'_i$ (cm ³)	$A_i y'^2_i$ (cm ⁴)	I_{oi} (cm ⁴)
①	320×45	14,400	22.5	324,000	7,290,000	2,430,000
②	15×15	225	50.0	11,250	562,500	2,813
③	60×200×2	24,000	145.0	3,480,000	504,600,000	80,000,000
④	15×15	225	240.0	54,000	12,960,000	2,813
⑤	320×50	16,000	270.0	4,320,000	1,166,400,000	3,333,333
合計		54,850		8,189,250	1,691,812,500	85,768,959

上縁より断面図心までの距離

$$y_c' = \frac{8,189,250}{54850} = 149.3 \text{ cm}$$

下縁より断面図心までの距離

$$y_c = 295.0 - 149.3 = 145.7 \text{ cm}$$

図心位置における断面二次モーメント

$$I_c = 1,691,812,500 + 85,768,959 - 149.3^2 \times 54,850$$

$$= 554,948.083 \text{ cm}^4$$

上縁に関する断面係数

$$z_c' = \frac{554,948,083}{149.3} = 3,717,000 \text{ cm}^3$$

下縁に関する断面係数

$$z_c = \frac{554,948,083}{-145.7} = -3,808,841 \text{ cm}^3$$

(c) 断面応力度

		単 位	スパン1	スパン2	スパン3	
					プレキャスト部	現場打ち部
曲げモーメント		tf・m	-44.61	58.06	-67.22	-70.38
曲 げ	上 縁	kgf/cm ²	- 1.9	2.4	- 2.8	- 1.9
	下 縁	kgf/cm ²	1.8	- 2.3	2.7	1.8

※スパン3では、曲げ応力度大となるプレキャスト部において検討を行う。

(d) プレストレス力の計算

有効プレストレス力は、次式によって求める。

$$P(x) = P_i - [\Delta P_{i(x)} + \Delta P_{t(x)}]$$

ここに、

$P(x)$: 考慮している設計断面における有効プレストレス力

P_i : 緊張材端に与えた引張力によるプレストレス導入時のプレストレス力

$\Delta P_{i(x)}$: プレストレス導入直後に生ずるプレストレス力の損失で、次の影響を考慮して算出する。

- ① コンクリートの弾性変形
- ② PC鋼材とシースの摩擦
- ③ 函体と均しコンクリートの摩擦

$\Delta P_t(x)$: プレストレス力の経時損失で、次の影響を考慮して算出する。

- ① コンクリートのクリープ
- ② コンクリートの乾燥収縮
- ③ PC鋼材のリラクセーション

(i) 導入プレストレスによる応力度

PC鋼材は、PC鋼棒(SBPR 785/930) $\phi 23$ を6本配置するものとする。

$$\sigma_{pi} = \frac{N \cdot P_i}{A_c}$$

ここに、

- N : 鋼材本数 6本
- P_i : 初期緊張力 29,900 kgf/本
- A_c : コンクリート断面積 34,700 cm^2

$$\sigma_{pi} = \frac{6 \times 29,900}{34,700} = 5.2 \text{ kgf/cm}^2$$

(ii) プレストレス導入直後のプレストレスの損失

① 函体と均しコンクリートの摩擦による損失

$$\Delta P_t = f \cdot W$$

ここに、

ΔP_t : 函体と均しコンクリートの摩擦によるプレストレスの損失量(tf)

f : 摩擦係数 $f=1.0$ (ビニールフィルム2重敷)

W : 函体重量 (緊張端から設計断面までの長さ)

$$W = A \cdot \gamma_c \cdot \ell$$

A : 断面積 (m^2)

γ_c : コンクリートの単位体積重量(tf/m³)

l : 緊張端から設計断面までの長さ(m)

スパン1

$$W_1 = 3.470 \times 2.5 \times 13.500 \times 1/2 = 58.56 \text{ tf}$$

$$\Delta P_{f1} = 1.0 \times 58.56 = 58.56 \text{ tf}$$

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_{f1} &= \frac{\Delta P_{f1}}{A_c} \\ &= \frac{58.56 \times 10^3}{34,700} = 1.68 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

スパン2

$$W_2 = 3.470 \times 2.5 \times 9.000 \times 1/2 = 39.04 \text{ tf}$$

$$\Delta P_{f2} = 1.0 \times 39.04 = 39.04 \text{ tf}$$

$$\Delta \sigma_{f2} = \frac{39.04 \times 10^3}{34,700} = 1.13 \text{ kgf/cm}^2$$

スパン3

$$W_3 = 3.470 \times 2.5 \times 10.000 \times 1/2 = 43.38 \text{ tf}$$

$$\Delta P_{f3} = 1.0 \times 43.38 = 43.38 \text{ tf}$$

$$\Delta \sigma_{f3} = \frac{43.38 \times 10^3}{34,700} = 1.25 \text{ kgf/cm}^2$$

② PC鋼材とシースの摩擦による損失

$$\Delta \sigma_{pt} = \sigma_{pi} \times \left(1 - \frac{1}{1 + \mu \alpha + \lambda \times L/2} \right)$$

$\Delta \sigma_{pt}$: シース摩擦および角変化ロス

μ : 角変化/ラジアンあたりの摩擦係数

α : 角変化 (ラジアン)

$$\alpha = 0$$

λ : PC鋼材の単位長さあたりの摩擦係数 (=0.003)

$L/2$: PC鋼材の引張端から設計断面までの長さ

スパン1

$$\Delta \sigma_{pt_1} = 5.2 \times \left(1 - \frac{1}{1 + 0.003 \times 10^{-2} \times 675} \right) = 0.10 \text{ kgf/cm}^2$$

スパン2

$$\Delta \sigma_{pt_2} = 5.2 \times \left(1 - \frac{1}{1 + 0.003 \times 10^{-2} \times 450} \right) = 0.07 \text{ kgf/cm}^2$$

スパン3

$$\Delta \sigma_{pt_3} = 5.2 \times \left(1 - \frac{1}{1 + 0.003 \times 10^{-2} \times 500} \right) = 0.08 \text{ kgf/cm}^2$$

③ コンクリートの弾性変形による損失

$$\Delta \sigma_{p.e} = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_c} \times \sigma_{ct} \times \frac{A_p}{A_c}$$

σ_{ct} : 導入直後のコンクリート応力度
($\sigma_{P_i} - \Delta \sigma_f - \Delta \sigma_{P_i}$)

A_p : PC鋼棒の断面積
(6本 \times 4.155 cm^2)

スパン1

$$\Delta \sigma_{p.e1} = \frac{1}{2} \times \frac{2.0 \times 10^6}{2.95 \times 10^5} \times 3.42 \times \frac{6 \times 4.155}{34,700} = 0.01 \text{ kgf/cm}^2$$

スパン2

$$\Delta \sigma_{p.e2} = \frac{1}{2} \times \frac{2.0 \times 10^6}{2.95 \times 10^5} \times 4.00 \times \frac{6 \times 4.155}{34,700} = 0.01 \text{ kgf/cm}^2$$

スパン3

$$\Delta \sigma_{p.e3} = \frac{1}{2} \times \frac{2.0 \times 10^6}{2.95 \times 10^5} \times 3.87 \times \frac{6 \times 4.155}{34,700} = 0.01 \text{ kgf/cm}^2$$

(iii) プレストレスの経時損失

① クリープ、乾燥収縮によるプレストレスの損失

$$\Delta \sigma_{cP} \phi = \frac{n \cdot \phi \cdot \sigma_{cpt} + E_P \cdot \epsilon_s}{1 + n \cdot \frac{\sigma_{cpt}}{\sigma_{pt}} \times \left(1 + \frac{\phi}{2}\right)} \cdot \frac{A_P}{A_C}$$

ここに、

σ_{cpt} : PC鋼線図心位置におけるコンクリートの圧縮応力度

$$\sigma_{cpt} = \sigma_{pi} - \Delta \sigma_e$$

$$\sigma_{pt} = \sigma_{cpt} \times A_C / A_P$$

ϕ : クリープ係数 $\phi_0 = 2.6$

スパン1

$$\sigma_{cpt1} = 5.2 - (1.68 + 0.10 + 0.01) = 3.41 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{pt1} = 3.41 \times 34,700 / 6 \times 4.155 = 4,746 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_{cP} \phi_1 &= \frac{6.78 \times 2.6 \times 3.41 + 2.0 \times 10^6 \times 20 \times 10^{-5}}{1 + 6.78 \times \frac{3.41}{4,746} \times \left(1 + \frac{2.6}{2}\right)} \times \frac{6 \times 4.155}{34,700} \\ &= 0.33 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

スパン2

$$\sigma_{cpt2} = 5.2 - (1.13 + 0.07 + 0.01) = 3.99 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{pt2} = 3.99 \times 34,700 / 6 \times 4.155 = 5,554 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_{cP} \phi_2 &= \frac{6.78 \times 2.6 \times 3.99 + 2.0 \times 10^6 \times 20 \times 10^{-5}}{1 + 6.78 \times \frac{3.99}{5,554} \times \left(1 + \frac{2.6}{2}\right)} \times \frac{6 \times 4.155}{34,700} \\ &= 0.33 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

スパン3

$$\sigma_{cpt3} = 5.2 - (1.25 + 0.08 + 0.01) = 3.86 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{pt3} = 3.86 \times 34,700 / 6 \times 4.155 = 5,373 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_{cP} \phi_3 &= \frac{6.78 \times 2.6 \times 3.86 + 2.0 \times 10^6 \times 20 \times 10^{-5}}{1 + 6.78 \times \frac{3.86}{5,373} \times \left(1 + \frac{2.6}{2}\right)} \times \frac{6 \times 4.155}{34,700} \\ &= 0.33 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

② PC鋼材のリラクセーションによる損失

$$\Delta \sigma_{cp} \gamma = \gamma \cdot \sigma_{pt} = \gamma (\sigma_{pi} - \Delta \sigma_{pt})$$

ここに、

γ : PC鋼材の見かけのリラクセーション率

$$\Delta \sigma_{cp} \gamma = 0.03 \times (5.2 - 0.1)$$

$$= 0.15 \text{ kgf/cm}^2$$

(iv) 有効プレストレス

スパン1

$$\sigma_e = \sigma_{pi} - (\Delta \sigma_f + \Delta \sigma_{pt} + \Delta \sigma_{pe} + \Delta \sigma_{cp} \phi + \Delta \sigma_{cp} \gamma)$$

$$= 5.2 - (1.68 + 0.10 + 0.01 + 0.33 + 0.15)$$

$$= 2.9 \text{ kgf/cm}^2$$

スパン2

$$\sigma_e = 5.2 - (1.13 + 0.07 + 0.01 + 0.33 + 0.15)$$

$$= 3.5 \text{ kgf/cm}^2$$

スパン3

$$\sigma_e = 5.2 - (1.25 + 0.08 + 0.01 + 0.33 + 0.15)$$

$$= 3.3 \text{ kgf/cm}^2$$

(e) 合成応力度

(単位 : kgf/cm²)

		荷重による 曲げ応力度	プレストレス	合成応力度
スパン 1	上縁	-1.9	2.9	1.0
	下縁	1.8	2.9	4.7
スパン 2	上縁	2.4	3.5	5.9
	下縁	-2.3	3.5	1.2
スパン 3	上縁	-2.8	3.3	0.5
	下縁	2.7	3.3	6.0

7.3 プレストレインドゴム継手を使用した計算

プレストレインドゴム継手とは、函体のスパン間にCRゴムを設置し、函体全体をPC鋼材で緊張することによりゴムを圧縮し、このゴムとPC鋼材の弾性挙動によって圧縮方向および引張方向の函軸弾性を得るとともに、函軸たわみ性を図るものである。

現在のところ、この継手を使用した事例は少ないが、側方変位等の函軸変位を抑制できる構造として期待できるものである。

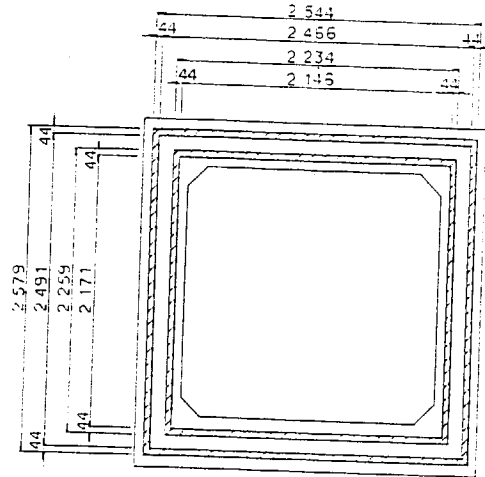
ここでは、このプレストレインドゴム継手を使用した函体縦方向の計算例を示す事とする。

(1) ゴム継手のバネ定数

(a) 回転バネ定数

① ゴムの接面積 A

$$\begin{aligned}
 A &= 2 \times t \times (b_o + h_o) + 2 \times t \times (b_i + h_i) \\
 &= 2 \times 0.044 \times (2.510 + 2.535) + 2 \times 0.044 \times (2.190 + 2.215) \\
 &= 0.832 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$



② ゴムの断面二次モーメント

$$\begin{aligned}
 I &= 1/12 (b_o \cdot h_o^3 - b_i \cdot h_i^3) \\
 &= 1/12 \times (2.554 \times 2.579^3 - 2.466 \times 2.491^3) \\
 &\quad + 1/12 \times (2.234 \times 2.259^3 - 2.146 \times 2.171^3) \\
 &= 0.4745 + 0.3162 = 0.7907 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

③ ゴムの回転バネ k_M

ゴム厚 $d = 5 \text{ cm}$

圧縮量 $\Delta d = 2.5 \text{ cm}$

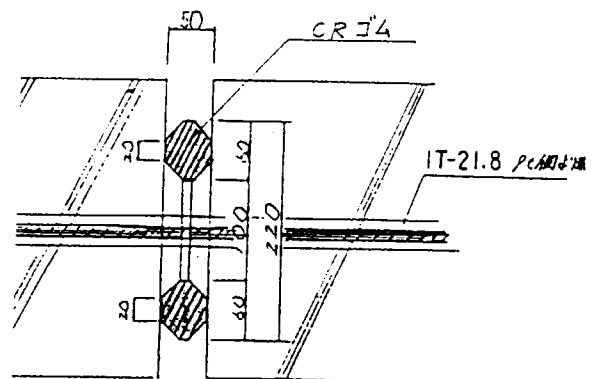
とすれば、

$$\varepsilon = \frac{\Delta d}{d} = 0.5$$

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{40}{0.5} = 80 \text{ kgf/cm}^2$$

ゴムの回転バネ k_M (kgf · cm/rad) は、次式で表される。

$$k_M = \frac{E}{t} \cdot I$$



ここに、

E : ゴムのヤング係数 (kgf/cm^2)

t : 圧縮したゴムの厚さ (cm)

I : ゴムの断面二次モーメント (cm^4)

$$E = 80 \text{ kgf/cm}^2, \quad t = 2.5 \text{ cm}, \quad I = 7.907 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

であるから、

$$\begin{aligned} k_M &= \frac{80}{2.5} \times 7.907 \times 10^7 \\ &= 2.53 \times 10^9 \text{ kgf} \cdot \text{cm/rad} \\ &= 2.53 \times 10^1 \text{ tf} \cdot \text{m/rad} \end{aligned}$$

となる。

④ ゴムのせん断バネ

ゴムのせん断バネ k_s (kgf/cm) は、次式で表される。

$$k_s = \frac{G}{t} \cdot A$$

ここに、

G : ゴムのせん断弾性係数 (kgf/cm^2)

t : 圧縮したゴムの厚さ (cm)

A : ゴムの接面積 (cm^2)

$$G = 24 \text{ kgf/cm}^2, \quad t = 2.5 \text{ cm}, \quad A = 0.832 \times 10^4 \text{ cm}^2$$

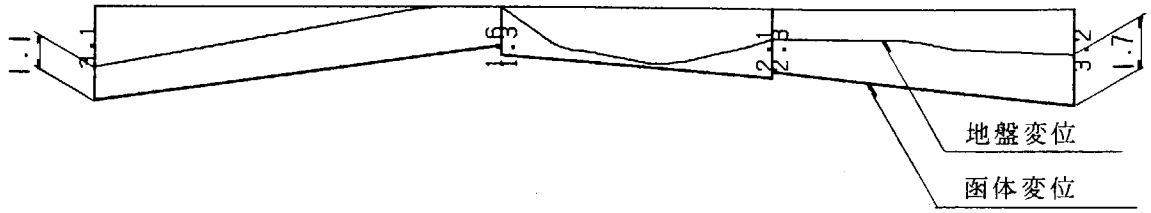
であるから、

$$\begin{aligned} k_s &= \frac{24}{2.5} \times 0.832 \times 10^4 \\ &= 79,872 \text{ kgf/cm} = 7,987 \text{ tf/m} \end{aligned}$$

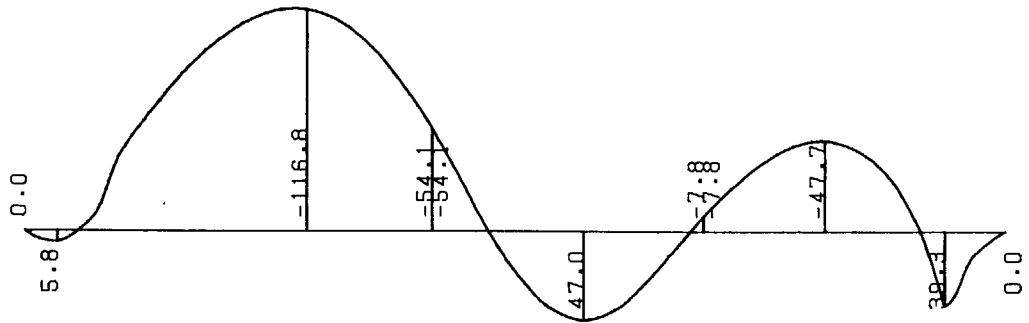
となる。

(2) 計算結果

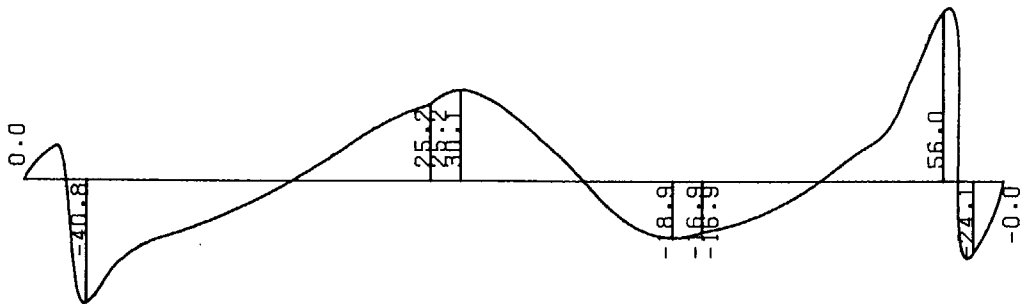
(a) 変位図・曲げモーメント図・せん断力図



変位図 (cm)



曲げモーメント図 (tf·m)



せん断力図 (tf)

図-7.3.1 変位と断面力図 (常時・管内水重考慮)

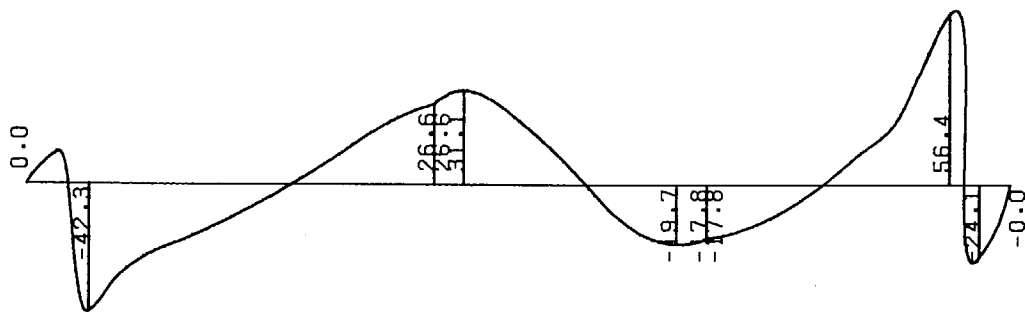
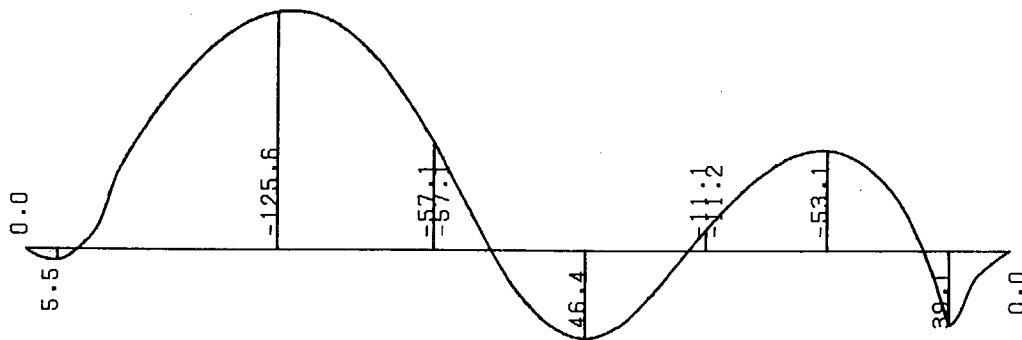
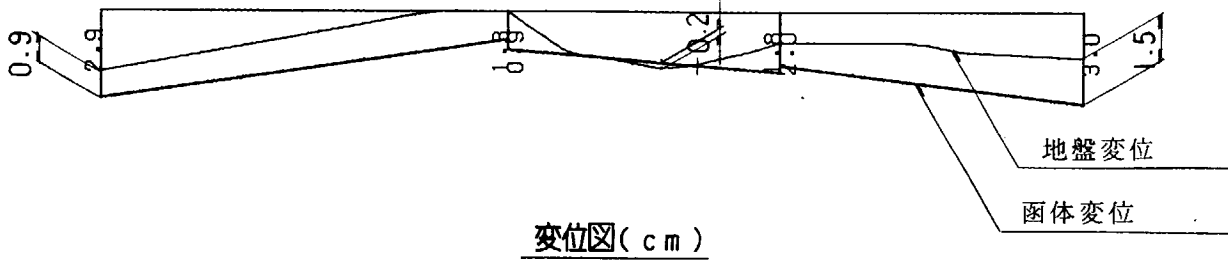
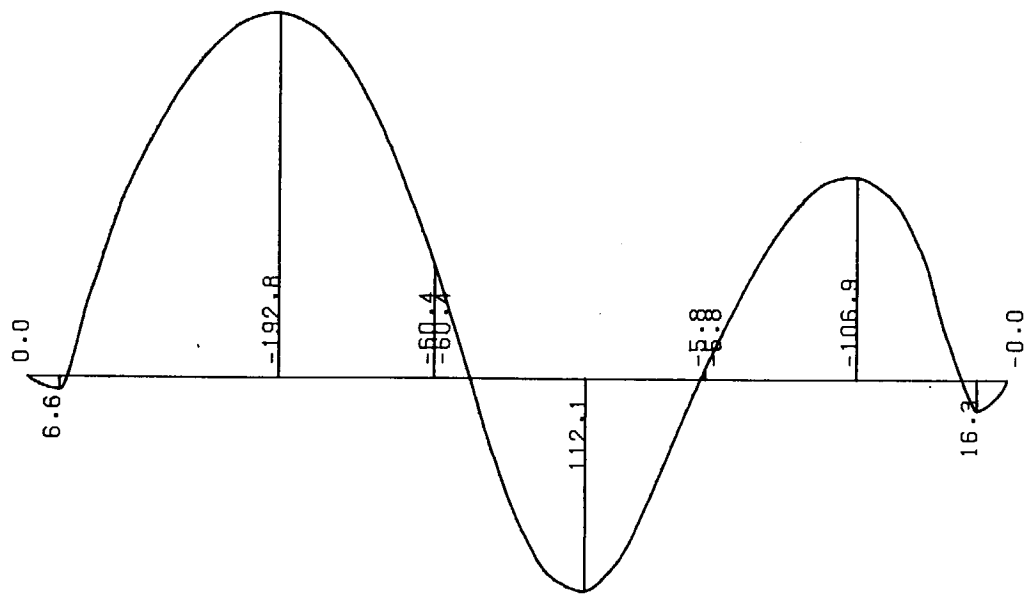
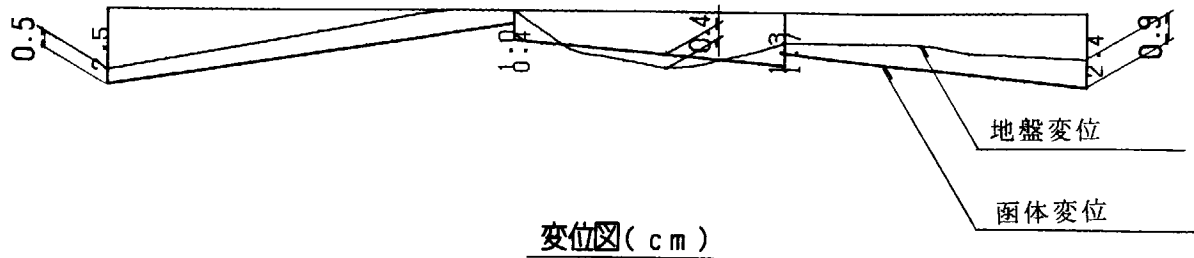
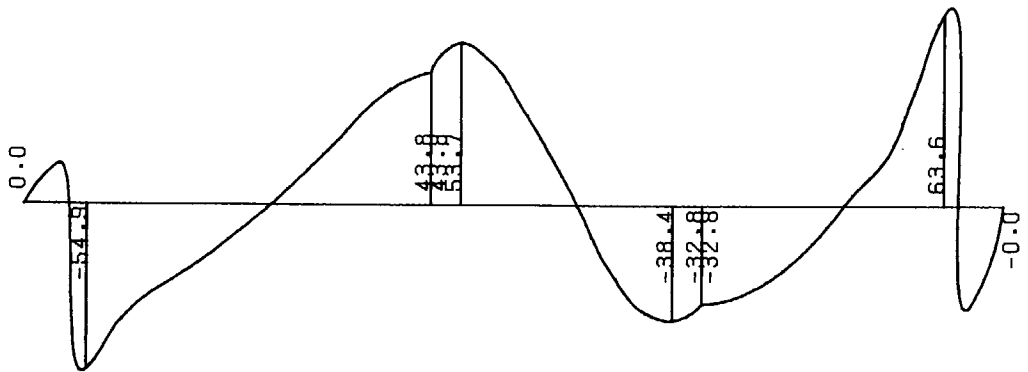


図-7.3.2 変位と断面力図 (常時・函内水重無視)



曲げモーメント図 (tf·m)



せん断力図 (tf)

図-7.3.3 変位と断面力図 (地震時・函内水重無視)

(b) 計算結果の考察

- ① 函体の変位は、可撓継手の場合と同様に、中央スパンの一部を除いて地盤変位より大きい。函体直下の空洞は中央スパンで僅かに生じる。

(単位 : cm)

荷重ケース		常 時 (函内水重考慮)	常 時 (函内水重無視)	地震時 (函内水重無視)	許容値
種 別					
不 同 沈 下 量		1.9	2.1	2.1	20.0
函体直下の空洞量		—	-0.2	0.4	-5.0
函体端部の	川表側	1.7	1.5	0.9	5.0
降伏変位量	川裏側	1.1	0.9	0.5	4.7

- ② 正の最大曲げモーメントは、中央スパンの中央付近で発生し、負の最大曲げモーメントは、川裏側端スパンの中央付近で発生する。

最大曲げモーメント

(単位 : tf・m)

荷 重 ケ ー ス	プレキャスト部		現 場 打 ち 部	
	上 側	下 側	上 側	下 側
常 時 (函内水重考慮)	116.80	47.03	31.08	39.27
常 時 (函内水重無視)	125.60	46.36	33.74	39.15
地震時 (函内水重無視)	192.78	112.07	97.64	16.29

- ③ 最大せん断力は、3ケースともに川表側胸壁の荷重載荷位置で発生する。

最大せん断力

(単位 : tf)

荷 重 ケ ー ス	プレキャスト部	現 場 打 ち 部
常 時 (函内水重考慮)	40.83	56.02
常 時 (函内水重無視)	42.30	56.41
地震時 (函内水重無視)	54.93	63.58

(3) PC構造の設計条件

① コンクリート

設計基準強度 $f_{ck} = 350 \text{ kgf/cm}^2$

② PC鋼材

使用鋼材	PC鋼棒	PC鋼より線
径	$\phi 26\text{mm}$ (SBPR 785/930)	1T 21.8mm
断面積	530.9 mm^2	312.9 mm^2
引張強度	95 kgf/cm^2	185 kgf/cm^2
降伏点強度	80 kgf/cm^2	160 kgf/cm^2
許容引張強度		
導入時	72 kgf/cm^2 (38,200kgf)	144 kgf/cm^2 (45,400kgf)
導入直後	66.5 kgf/cm^2 (35,300kgf)	129.5 kgf/cm^2 (40,880kgf)
設計時	57 kgf/cm^2 (30,260kgf)	111 kgf/cm^2 (35,040kgf)

(4) 曲げ応力度

		単位	スパン1	スパン2	スパン3	
					プレキャスト部	現場打ち部
曲げモーメント		tf・m	-192.78	112.07	-106.92	-97.64
曲げ 応力度	上縁	kgf/cm ²	-8.0	4.7	-4.5	-2.6
	下縁	kgf/cm ²	7.7	-4.5	4.3	2.6

※ 断面諸定数は前項で計算した数値を使用した。
スパン3では曲げ応力度大となるプレキャスト部において検討を行う。

(5) プレキャストブロック工法の検討

複数のプレキャスト函体をPC鋼材で緊結する事により、スパンを形成させることとする。この構造はPC構造として導入したプレストレスにより、函体に生ずる応力を制御することが目的である。

(a) プレストレス力の計算

PC鋼材はPC鋼棒(SBPR 785/930)φ26をスパン1に12本配置し、スパン2、3には6本配置するものとする。

(i) 導入プレストレスによる応力度

$$\sigma P_i = \frac{N \cdot P_i}{A_c}$$

N : 鋼材本数 12本〔6本〕

P_i : 初期緊張力 38,200 kgf/本

A_c : コンクリート断面積 34,700 cm²

$$\sigma P_i = \frac{[6] \cdot [6.6]}{34,700} = 13.2 \text{ kgf/cm}^2$$

注) [] はスパン2、3の場合

(4) 曲げ応力度

		単位	スパン1	スパン2	スパン3	
					プレキャスト部	現場打ち部
曲げモーメント		tf・m	-192.78	112.07	-106.92	-97.64
曲げ 応力度	上縁	kgf/cm ²	-8.0	4.7	-4.5	-2.6
	下縁	kgf/cm ²	7.7	-4.5	4.3	2.6

※ 断面諸定数は前項で計算した数値を使用した。
スパン3では曲げ応力度大となるプレキャスト部において検討を行う。

(5) プレキャストブロック工法の検討

複数のプレキャスト函体をPC鋼材で緊結する事により、スパンを形成させることとする。この構造はPC構造として導入したプレストレスにより、函体に生ずる応力を制御することが目的である。

(a) プレストレス力の計算

PC鋼材はPC鋼棒(SBPR 785/930)φ26をスパン1に12本配置し、スパン2, 3には6本配置するものとする。

(i) 導入プレストレスによる応力度

$$\sigma P_i = \frac{N \cdot P_i}{A_c}$$

N : 鋼材本数 12本〔6本〕

P_i : 初期緊張力 38,200 kgf/本

A_c : コンクリート断面積 34,700 cm²

$$\sigma P_i = \frac{[6] \quad [6.6]}{12 \times 38,200} = 13.2 \text{ kgf/cm}^2$$

注) [] はスパン2, 3の場合

(ii) プレストレス導入直後のプレストレスの損失

① 函体と均しコンクリートの摩擦による損失

前項で計算した可撓継手を使用した場合と同じとなる。

スパン1

$$\Delta \sigma_{r1} = 1.68 \text{ kgf/cm}^2$$

スパン2

$$\Delta \sigma_{r2} = 1.13 \text{ kgf/cm}^2$$

スパン3

$$\Delta \sigma_{r3} = 1.25 \text{ kgf/cm}^2$$

② PC鋼材とシースの摩擦による損失

$$\Delta \sigma_{pt} = \sigma_{pi} \times \left(1 - \frac{1}{1 + \mu \alpha + \lambda \times L/2} \right)$$

$\Delta \sigma_{pt}$: シース摩擦および角変化ロス

μ : 角変化/ラジアンあたりの摩擦係数

α : 角変化 (ラジアン)

$$\alpha = 0$$

λ : PC鋼材の単位長さあたりの摩擦係数 (=0.003)

$L/2$: PC鋼材の引張端から設計断面までの長さ

スパン1

$$\Delta \sigma_{pt_1} = 13.2 \times \left(1 - \frac{1}{1 + 0.003 \times 10^{-2} \times 675} \right) = 0.26 \text{ kgf/cm}^2$$

スパン2

$$\Delta \sigma_{pt_2} = 6.6 \times \left(1 - \frac{1}{1 + 0.003 \times 10^{-2} \times 450} \right) = 0.09 \text{ kgf/cm}^2$$

スパン3

$$\Delta \sigma_{pt_3} = 6.6 \times \left(1 - \frac{1}{1 + 0.003 \times 10^{-2} \times 500} \right) = 0.10 \text{ kgf/cm}^2$$

③ コンクリートの弾性変形による損失

$$\Delta \sigma_{p.e.} = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_c} \times \sigma_{ct} \times \frac{A_p}{A_c}$$

σ_{ct} : 導入直後のコンクリート応力度

$$(\sigma P_i - \Delta \sigma_f - \Delta P_i)$$

A_p : PC鋼棒の断面積

スパン1

$$\Delta \sigma_{p.e.1} = \frac{1}{2} \times \frac{2.0 \times 10^6}{2.95 \times 10^5} \times 11.26 \times \frac{12 \times 5.309}{34,700} = 0.07 \text{ kgf/cm}^2$$

スパン2

$$\Delta \sigma_{p \cdot \epsilon_2} = \frac{1}{2} \times \frac{2.0 \times 10^6}{2.95 \times 10^5} \times 5.38 \times \frac{6 \times 5.309}{34,700} = 0.02 \text{ kgf/cm}^2$$

スパン3

$$\Delta \sigma_{p \cdot \epsilon_3} = \frac{1}{2} \times \frac{2.0 \times 10^6}{2.95 \times 10^5} \times 5.25 \times \frac{6 \times 5.309}{34,700} = 0.02 \text{ kgf/cm}^2$$

(iii) プレストレスの経時損失

① クリープ、乾燥収縮によるプレストレスの損失

$$\Delta \sigma_{cp} \phi = \frac{n \cdot \phi \cdot \sigma_{cpt} + E_p \cdot \epsilon_s}{1 + n \cdot \frac{\sigma_{cpt}}{\sigma_{pt}} \times \left(1 + \frac{\phi}{2}\right)} \cdot \frac{A_p}{A_c}$$

ここに、

σ_{cpt} : PC鋼線図心位置におけるコンクリートの圧縮応力度

$$\sigma_{cpt} = \sigma_{pi} - \Delta \sigma_e$$

$$\sigma_{pt} = \sigma_{cpt} \times A_c / A_p$$

ϕ : クリープ係数 $\phi = 2.6$

スパン1

$$\sigma_{cpt1} = 13.2 - (1.68 + 0.26 + 0.07) = 11.19 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{pt1} = 11.19 \times 34,700 / 12 \times 5.309 = 6,095 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_{cp} \phi_1 &= \frac{6.78 \times 2.6 \times 11.19 + 2.0 \times 10^6 \times 20 \times 10^{-5}}{1 + 6.78 \times \frac{11.19}{6,095} \times \left(1 + \frac{2.6}{2}\right)} \times \frac{12 \times 5.309}{34,700} \\ &= 1.07 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

スパン2

$$\sigma_{cpt2} = 6.6 - (1.13 + 0.09 + 0.02) = 5.36 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{pt2} = 5.36 \times 34,700 / 6 \times 5.309 = 5,839 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_{cp} \phi_2 &= \frac{6.78 \times 2.6 \times 5.36 + 2.0 \times 10^6 \times 20 \times 10^{-5}}{1 + 6.78 \times \frac{5.36}{5,839} \times \left(1 + \frac{2.6}{2}\right)} \times \frac{6 \times 5.309}{34,700} \\ &= 0.45 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

スパン 3

$$\sigma_{cpl3} = 6.6 - (1.25 + 0.10 + 0.02) = 5.23 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{pl3} = 5.23 \times 34,700 / 6 \times 5.309 = 5,697 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_{cp} \phi_3 &= \frac{6.78 \times 2.6 \times 5.23 + 2.0 \times 10^6 \times 20 \times 10^{-5}}{1 + 6.78 \times \frac{5.23}{5,697} \times \left(1 + \frac{2.6}{2}\right)} \times \frac{6 \times 5.309}{34,700} \\ &= 0.45 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

② PC鋼材のリラクゼーションによる損失

$$\Delta \sigma_{cp} \gamma = \gamma \cdot \sigma_{pl} = \gamma (\sigma_{pi} - \Delta \sigma_{pl})$$

ここに、

γ : PC鋼材の見かけのリラクゼーション率

スパン 1

$$\Delta \sigma_{cp} \gamma_1 = 0.03 \times (13.2 - 0.26) = 0.39 \text{ kgf/cm}^2$$

スパン 2

$$\Delta \sigma_{cp} \gamma_2 = 0.03 \times (6.6 - 0.09) = 0.20 \text{ kgf/cm}^2$$

スパン 3

$$\Delta \sigma_{cp} \gamma_3 = 0.03 \times (6.6 - 0.10) = 0.20 \text{ kgf/cm}^2$$

(iv) 有効プレストレス

スパン 1

$$\begin{aligned} \sigma_{e1} &= \sigma_{pi} - (\Delta \sigma_f + \Delta \sigma_{pl} + \Delta \sigma_{pe} + \Delta \sigma_{cp} \phi + \Delta \sigma_{cp} \gamma) \\ &= 13.2 - (1.68 + 0.26 + 0.07 + 1.07 + 0.39) \\ &= 9.7 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

スパン 2

$$\begin{aligned} \sigma_{e2} &= 6.6 - (1.13 + 0.09 + 0.02 + 0.45 + 0.20) \\ &= 4.7 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

スパン 3

$$\begin{aligned} \sigma_{e3} &= 6.6 - (1.25 + 0.10 + 0.02 + 0.45 + 0.20) \\ &= 4.6 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

(b) 合成応力度

(単位 : kgf/cm²)

		荷重による 曲げ応力度	プレストレス	合成応力度
スパン 1	上縁	-8.0 kg/cm ²	9.7 kg/cm ²	1.7 kg/cm ²
	下縁	7.7 "	9.7 "	17.4 "
スパン 2	上縁	4.7 "	4.7 "	9.4 "
	下縁	-4.5 "	4.7 "	0.2 "
スパン 3	上縁	-4.5 "	4.6 "	0.1 "
	下縁	4.3 "	4.6 "	8.9 "

※ スパン3のプレストレスはスパン2と断面力が同じなので同じとする。

(6) 函体全体に必要なプレストレス

函体全体に導入するプレストレスは、継手部のCRゴムを圧縮するために必要となる。ゴム断面積 ($A_G = 8,320 \text{ cm}^2$) に対して $\sigma = 40 \text{ kgf/cm}^2$ を必要プレストレス量とする。

(a) プレストレス力の計算

PC鋼材はPC鋼より線 IT21.8 を10本配置するものとする。

(i) 導入プレストレスによる応力度

$$\sigma_{pi} = \frac{N \cdot P_i}{A_G}$$

N : 鋼材本数 10本

P_i : 初期引張力 45,400 kgf/本

A_G : ゴムの断面積 8,320 cm^2

$$\sigma_{pi} = \frac{10 \times 45,400}{8,320} = 54.6 \text{ kgf/cm}^2$$

(ii) プレストレス導入直後のプレストレスの損失

① 函体と均しコンクリートの摩擦による損失

$$W = 3.470 \times 2.5 \times 32.500 \times 1/2 = 140.97 \text{ tf}$$

$$\Delta P_f = 1.0 \times 140.97 = 140.97 \text{ tf}$$

$$\Delta \sigma_f = \frac{140.97 \times 10^3}{34,700} = 4.06 \text{ kgf/cm}^2$$

② PC鋼材とシースの摩擦による損失

$$\Delta \sigma_{pi} = \sigma_{pi} \times \left(1 - \frac{1}{1 + \mu \alpha + \lambda \times L/2} \right)$$

ここに、

$\Delta \sigma_{pi}$: シース摩擦および角変化ロス

μ : 角変化/ラジアンあたりの摩擦係数

α : 角変化 (ラジアン)

α は計画キャンバー盛土の沈下前を考慮する

$$\alpha = \alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3$$

$$= 0.0006 + 0.001 + 0.001 = 0.0026$$

λ : PC鋼材の単位長さあたりの摩擦係数
(=0.002, アンボンド)

$L/2$: PC鋼材の引張端から設計断面までの長さ
(= 16.25m)

$$\Delta \sigma_{pt} = 54.6 \times \left(1 - \frac{1}{1 + 0.30 \times 0.0026 + 0.002 \times 10^{-2} \times 16.25} \right)$$

$$= 0.06 \text{ kgf/cm}^2$$

③ コンクリートの弾性変形による損失

$$\Delta \sigma_{pe} = \frac{1}{2} \times \frac{E_P}{E_C} \times \sigma_{ct} \times \frac{A_P}{A_C}$$

σ_{ct} : 導入直後のコンクリート応力度
($\sigma_{pi} - \Delta \sigma_f - \Delta \sigma_{pt}$)

A_{pi} : PC鋼より線の断面積
(10本 \times 3.129cm²)

$$\Delta \sigma_{pe} = \frac{1}{2} \times \frac{2.0 \times 10^6}{2.95 \times 10^5} \times 50.48 \times \frac{10 \times 3.129}{8,320}$$

$$= 0.64 \text{ kgf/cm}^2$$

(iii) プレストレスの経時損失

① クリープ、乾燥収縮によるプレストレスの損失

$$\Delta \sigma_{cp\phi} = \frac{n \cdot \phi \cdot \sigma_{cpt} + E_P \cdot \epsilon_s}{1 + n \cdot \frac{\sigma_{cpt}}{\sigma_{pt}} \times \left(1 + \frac{\phi}{2} \right)} \cdot \frac{A_P}{A_C}$$

ここに、

σ_{cpt} : PC鋼線図心位置におけるコンクリートの圧縮応力度

$$\sigma_{cpt} = \sigma_{pi} - \Delta \sigma_e = 54.6 - (4.06 + 0.06 + 0.64)$$

$$= 49.84 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{pt} = \sigma_{cpt} \times A_C / A_P$$

$$= 49.84 \times 8,320 / 10 \times 3.129 = 13,252 \text{ kgf/cm}^2$$

ϕ : クリープ係数 (=2.6)

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{cp}\phi &= \frac{5.71 \times 2.6 \times 49.84 + 2.0 \times 10^6 \times 20 \times 10^{-5}}{1 + 5.71 \times \frac{49.84}{13,252} \times \left(1 + \frac{2.6}{2}\right)} \times \frac{10 \times 3.129}{8,320} \\ &= 4.09 \text{ kgf/cm}^2\end{aligned}$$

② PC鋼材のリラクセーションによる損失 $\Delta\sigma_{cp}\gamma$

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{cp}\gamma &= \gamma \cdot \sigma_{pt} = 0.03 \times \left(\frac{\sigma_{pi}}{\sigma_{pt}} \Delta\sigma_{pt}\right) \\ &= 1.64 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

(b) 有効プレストレス

$$\begin{aligned}\sigma_e &= \sigma_{pi} - (\Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{pt} + \Delta\sigma_{pe} + \Delta\sigma_{cp}\phi + \Delta\sigma_{cp}\gamma) \\ &= 54.6 - (4.06 + 0.06 + 0.64 + 4.09 + 1.64) \\ &= 44.1 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

以上の結果、PC鋼より線 IT 21.8 mmを10本配置する。

§ 8 函体横方向の検討

函体の横方向の計算は、函体がラーメン構造であるものとして断面力を算定する。

8.1 荷 重

(1) 土 圧

(a) 鉛直土圧

函体上面に作用する鉛直土圧は、式 (8.1.1) によって算出する。

$$p_{vd1} = \alpha \cdot \gamma \cdot h \quad (8.1.1)$$

ここに、

p_{vd1} : 鉛直土圧 (tf/m²)

α : 鉛直土圧の割増し係数

γ : 函体上部の土の単位体積重量 (tf/m³)

h : 土被り厚 (m)

盛土中の函体には、函体の直上にある載土重量以外に堤体と函体との相対沈下によって生じる荷重が作用する。そのため、函体上面に作用する鉛直土圧は次表の割増し係数を考慮して計算する。

鉛直土圧割増係数 α

H/B	1未満	1以上 2未満	2以上 3未満	3以上 4未満	4以上
割増係数 α	1.0	1.2	1.35	1.5	1.6

(b) 水平土圧

函体の側面に作用する水平土圧は、式 (8.1.2) によって算出するものとする。

$$p_{hd} = k_0 \cdot \gamma \cdot h \text{ (tf/m}^2\text{)} \quad (8.1.2)$$

ここに、

p_{hd} : 任意の深さにおける水平土圧 (tf/m²)

h : 任意の深さ (m)

k_0 : 静止土圧係数で、 k_0 は土質や締固めの方法によって異なり、0.4 ~ 0.7 程度であるといわれているが、通常の砂質土や粘性土 ($W_L < 50\%$) に対しては $k_0 = 0.5$ と考えてよい。

なお、 p_{hd1} 、 p_{hd2} は図-8.1.1 に示す断面の軸線 (部材の中心線) 位置へ作用させるものとする。

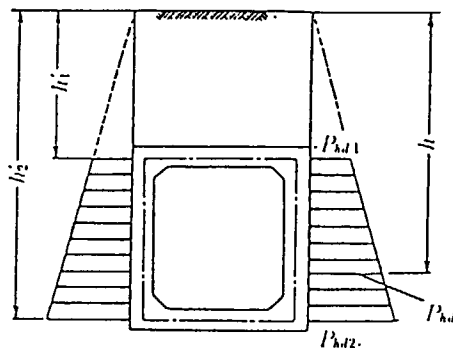


図-8.1.1 水平土圧

(c) 上載荷重による水平土圧

樋門・樋管の側面に作用する上載荷重 q による水平土圧 p_{hde} は式 (8.1.3) により算出するものとする。

$$p_{hde} = k_0 \cdot q \text{ (tf/m}^2\text{)} \quad (8.1.3)$$

図-8.1.2 に示すように堤体上の上載荷重を $q = 1 \text{ tf/m}^2$ とし、これに静止土圧係数 k_0 を乗じて深さに関係なく両側面に作用させた場合について検討する。

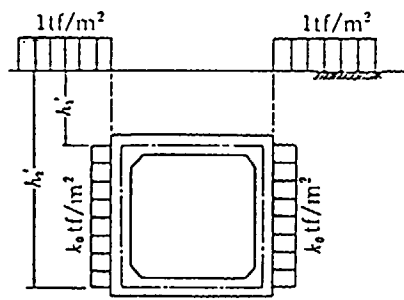


図-8.1.2 上載荷重による水平土圧

(d) 水 圧

静止水が作用すると考えられる場合にはこれを考慮し、式(8.1.4)により算出するものとする。

$$p_w = \gamma_w \cdot h \quad (\text{tf/m}^2) \quad (8.1.4)$$

ここに、

p_w : 任意の深さに作用する静水圧 (tf/m^2)

γ_w : 水の単位体積重量 (tf/m^3)

h : 地下水位面から任意の深さまでの距離 (m)

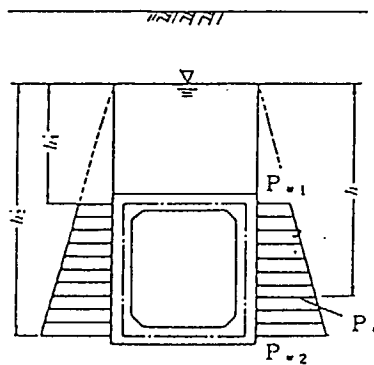


図-8.1.3 水 圧

8.2 断面力の照査方法

隅角部の設計曲げモーメントは、部材の内面に等高移動させ、断面算定を行う。

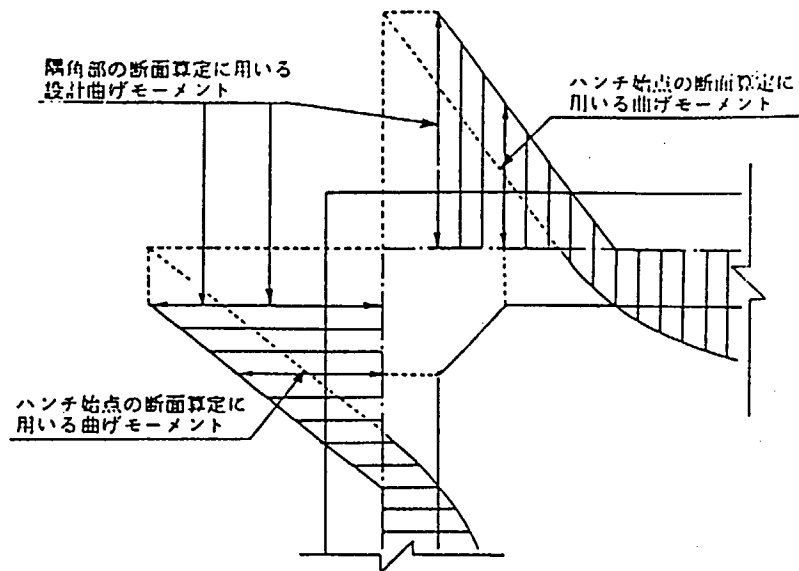


図-8.2.1 隅角部の設計曲げモーメント

部材のせん断応力度の照査は、図-8.2.2に示すように $x=0 \sim x=2d$ の範囲内で行うものとする。ただし、分布荷重の場合は、 $x=0$ 、 $x=2d$ の2箇所で行うものとする。この場合の許容せん断応力度は、通常の応力度に次式で求められる α の値を乗じたものとしてよい。

$$\alpha = 2 - \frac{x}{2d} \quad \text{ただし、} 1 \leq \alpha \leq 2$$

ここに、

- x : 照査位置の支点からの距離 (m)
- d : 部材の有効高さ (m)

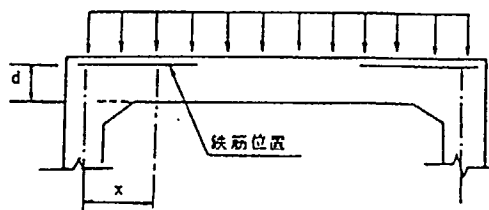


図-8.2.2 部材のせん断応力の照査位置

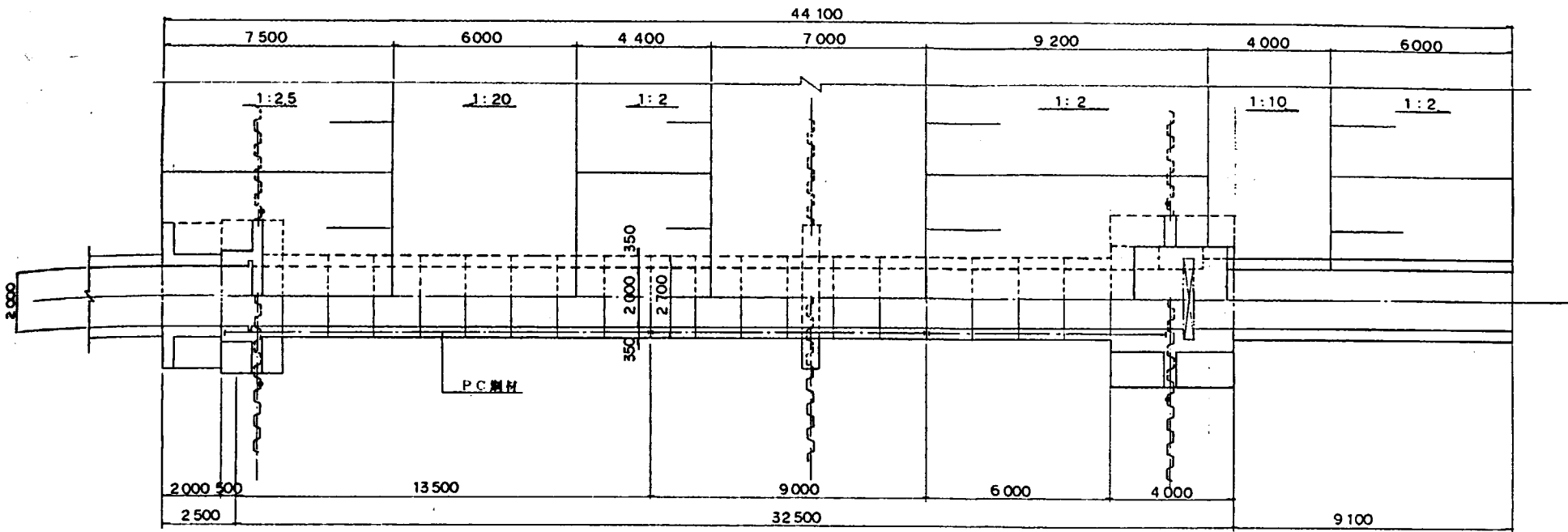
8.3 函体横方向の計算

計算方法は、従来通りであるので省略する。

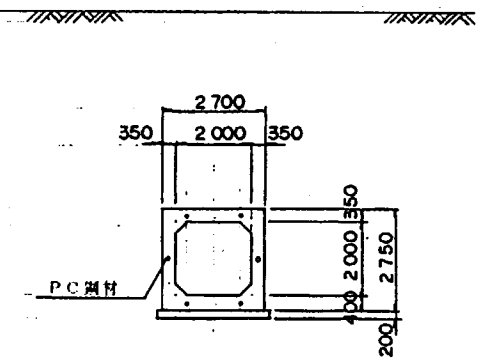
§ 9 施工時の地盤支持力の検討

施工時の函体の不同沈下やトラフィカビリティ対策として、基礎地盤の短期許容支持力に対する照査が必要となる。この場合、胸壁、門柱を含めたスパン内の総重量を考慮するものとする。

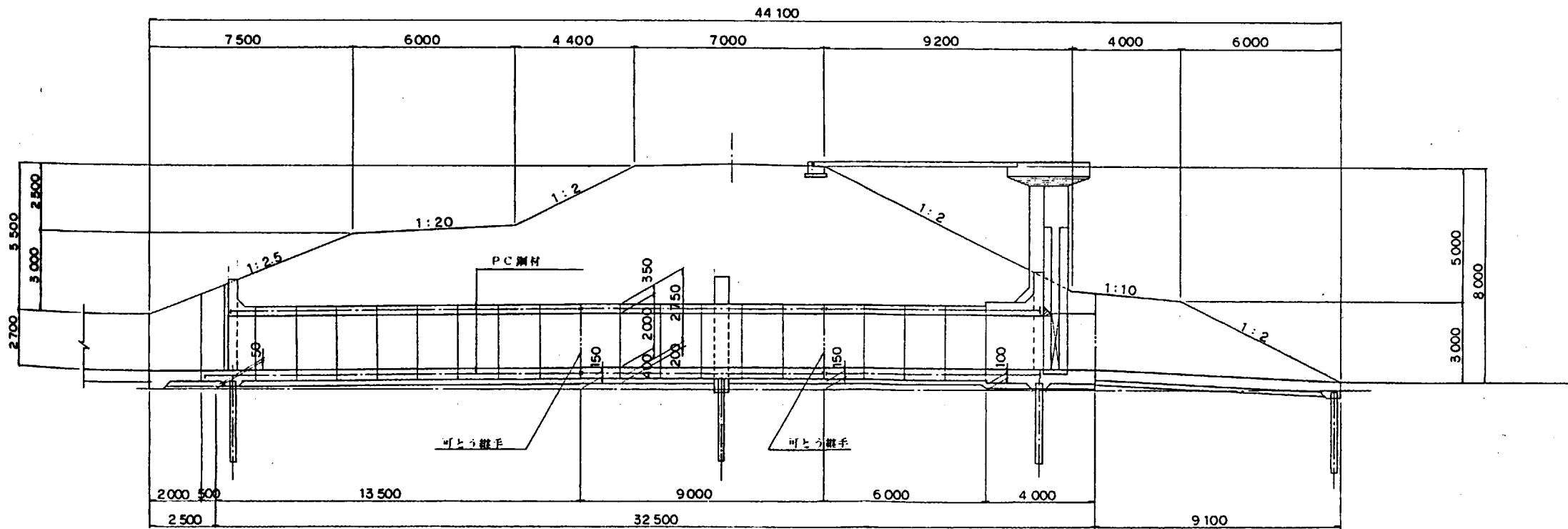
平面図



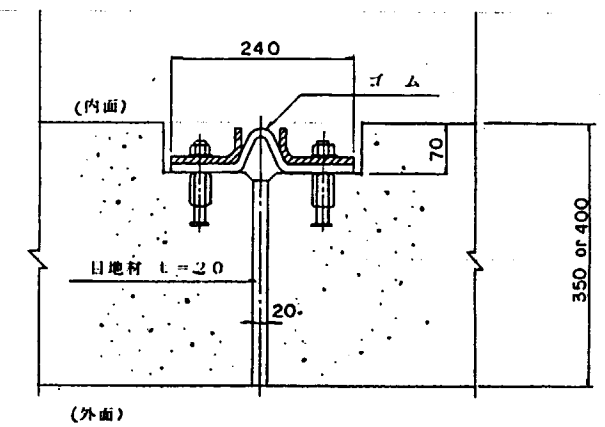
標準断面図



縦断図



可とう継手詳細図



排水管の諸元 (TYPE-A)		
場体タイプ	新規盛土	
地盤改良工	無処理	
函体	構造形式	PCプレキャスト
	函体長	3.25m
	スパン割	13.5m+9.0m+10.0m
	内空断面	2.0m×2.0m
基礎工	基礎形式	直接基礎
	キャンバー盛土	15cm
継手構造	可とう継手	

第3章 TYPE-Bの設計

§1 設計方針

軟弱地盤上の樋門・樋管の設計に、“柔”構造・“柔”支持の設計法を採用した場合の計算事例を示すものとする。

TYPE-Bの計算事例は、次の方針に基づき、条件の設定および設計を行った。

- ① 一般的な粘性土地盤を想定し、地盤沈下量の検討では、筆算による計算方法も示す。
- ② 函体は鋼製構造とする。
- ③ 地盤改良工法は、実績が多く、その効果の信頼性が認められているプレローディング工法を検討する。
- ④ 函体縦方向の計算で胸壁と門柱の荷重も考慮し、一体構造としての解析を行う。

§ 2 設計条件

2.1 モデル地盤

モデル地盤としては、表-2.1.1 に示す粘性土を主体とした地盤を想定した。

表-2.1.1 土層区分と土質定数

標尺 (m)	柱状図	層名	記号	深度 (m)	層厚 (m)	N 値	自然含水比 w_n (%)	湿潤単位体積重量 γ_t (tf/m ³)	水中単位体積重量 γ_t' (tf/m ³)	初期地中応力 P_0 (kgf/cm ²)	一軸圧縮強度 q_u (kgf/cm ²)	変形係数 E_p (kgf/cm ²)	
0.0	X	表土	TS	1.0	1.0	2	----	1.70	0.90	0.170	----	----	
2.0													Y
4.0	1	0.390											
5.0	1	0.450											
6.0	Z	第2層	AC2	4.0	1	60	1.70	0.80	0.610	0.45	20.00		
8.0												2	0.690
9.0												3	0.770
10.0	O												
												18	
												32	
12.0						38							

2.2 堤 体

堤体は、図-2.2.1に示す断面とした。堤体盛土は引堤に伴う新規盛土と仮定した。
すなわち、地盤の初期応力等の初期条件に既設盛土等の影響は無いものとした。

2.3 樋管の諸元

樋管の諸元は、図-2.3.1に示すものとした。

主要な諸元は、

構造型式	鋼製管体
樋管長	$L = 23.0\text{m}$
鋼管断面	$\phi 1,219.2\text{mm}$
敷 高	$GL - 1.3\text{m}$

とする。

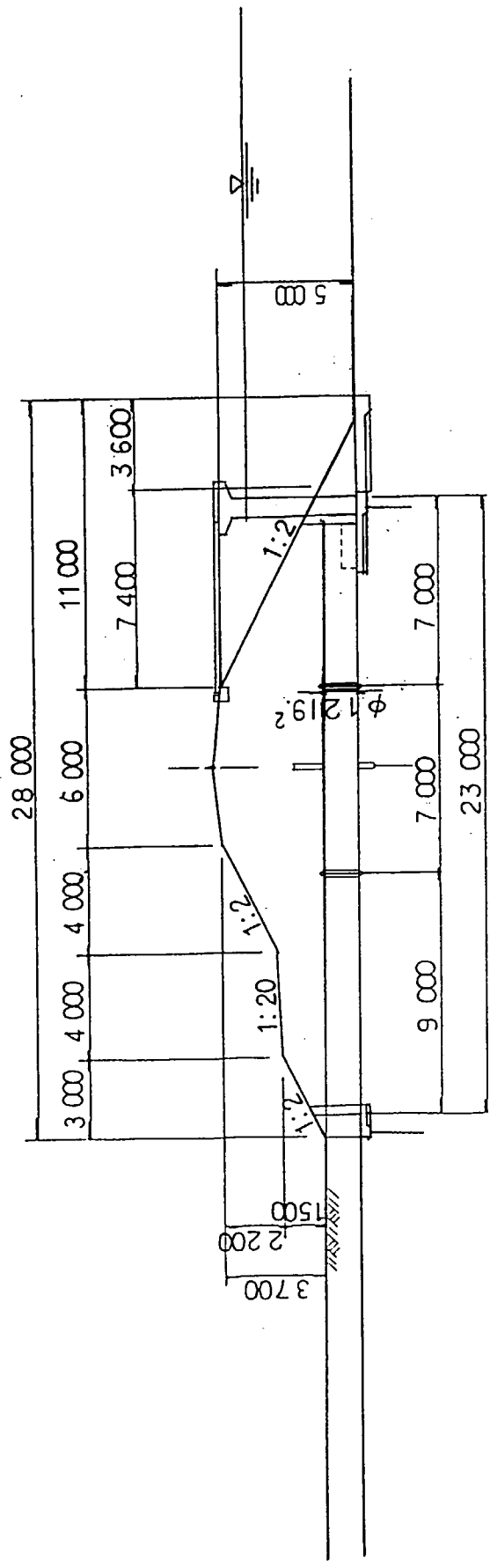


図-2.2.1 涵管計算モデル (TYPE-B) 図 (涵体縦断方向)

高さ (m)	注記	房名	記号	厚さ (m)	距離 (m)	N
0.0	⊗	井上	TS	1.0	1.0	1
2.0	T					0
4.0	T	第1層	AC1	4.0	1	1
5.0	T			5.0	1	1
6.0					2	2
5.0		第2層	AC2	4.0	1	1
9.0				9.0	2	2
10.0					15
12.0					32
17.0					33

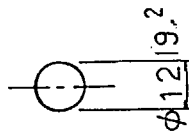


図-2.3.1 樋管計算モデル (TYPE-B) 図 (函体横断方向)

§ 3 地盤沈下の検討

地盤沈下は、盛土荷重による即時沈下と圧密沈下とを考慮する。

3.1 即時沈下量分布の検討

盛土の荷重によって生じる地盤のせん断変形に伴う沈下は荷重後かなり短時間で終息するので、ここでは荷重と同時に終わる即時沈下とする。

一般に函体は、堤体を開削した後に施工される。このような場合、堤体盛土による圧密沈下が終了している場合でも、開削によって基礎地盤がリバウンドし、函体施工後の再盛土によって、即時沈下が生ずる。設計には、このような即時沈下も考慮する必要がある。この場合、荷重としては函体床付け面から上の全盛土荷重を考える。

(1) 粘性土における即時沈下量

粘性土地盤における即時沈下量を正確に計算する方法は確立されていないが、帯状荷重である堤体中央部に生じる即時沈下量を推定する一手段として次式を用いてよい。なお、この即時沈下量は、非排水条件のせん断変形のみによって生じるとした値である。

$$S_i = \frac{q_E \cdot B_m}{E} \cdot n \quad (3.1.1)$$

- ここに、
 q_E : 盛土荷重 (tf/m²)
 E : 軟弱層の換算変形係数 (tf/m²) (2) 参照
 B_m : 載荷幅 (m)
 n : 図-3.1.1 から求まる係数

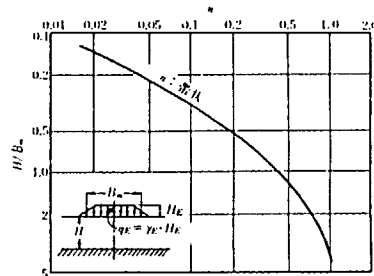


図-3.1.1 H/B_mと係数nの値

堤体横断方向の即時沈下量分布を推定する方法としては、実際の利用の便を考慮して、堤体を等価な複数の帯状荷重に近似した次式を用いることができる。

$$S_x = \sum_{i=1}^n \frac{-3 a q}{E \pi} \log \sin \left(\tan^{-1} \frac{a}{H} \right) \left[1.0 - 0.75/\pi \left\{ (1+x/a) \log |1+x/a| + (1-x/a) \log |1-x/a| \right\} \right] \quad (3.1.2)$$

- ここに、
- S_x : x の位置の地表沈下量
 - q : 盛土荷重強度(tf/m²)
 - E : 軟弱層の換算変形係数(tf/m²)
 - $2a$: 載荷幅(m)
 - H : 軟弱層の全厚(m)
 - n : 等分布荷重数
 - x : それぞれの等分布荷重のセンターからの距離

(2) 換算変形係数

基礎底面下の地盤が深さ方向に変化する場合、特に弱い層が存在する場合などには、次式によりその影響を考慮に入れる必要がある。

$$E_m = \frac{B=L \text{ のとき} \quad - \frac{1}{B+2hn \tan \theta} + \frac{1}{B}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{E_{o,i}} \left[- \frac{1}{B+2h_i \tan \theta} + \frac{1}{B+2h_{i-1} \tan \theta} \right]} \quad (3.1.3)$$

$$E_m = \frac{B \neq L \text{ のとき} \quad l_{og} \frac{(B+2hn \tan \theta) \cdot L}{(L+2hn \tan \theta) \cdot B}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{E_{o,i}} l_{og} \frac{(B+2h_i \tan \theta) (L+2h_{i-1} \tan \theta)}{(L+2h_i \tan \theta) (B+2h_{i-1} \tan \theta)}} \quad (3.1.4)$$

ここに、

- E_m : 地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数 (kgf/cm²)
- B : 基礎の幅 (m)
- L : 基礎の長さ (m)
- hn : 影響を調べなければならない深さ (m) で、基礎幅 B の 3 倍以上とする。
- h_i : 細分する各層の層厚 (m)
- $E_{o,i}$: 細分した第 i 番目の層の変形係数 (kgf/cm²)
- θ : 荷重の分散角度で、 $\theta = 30^\circ$ とする。

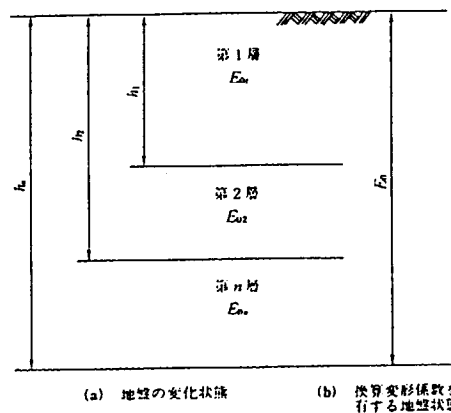


図-3.1.2 地盤が深さ方向に変化する場合

(a) 層別の変形係数

地盤の層別の変形係数Eは、一軸圧縮試験より推定し、下記の通りとする。

地盤の変形係数

	層厚 (m)	E_{50} (kgf/cm ²)
A _{c1}	3.7	12.0
A _{c2}	4.0	20.0

(b) 換算変形係数

基礎のB×Lについては、現在のところ適切な考え方が提示されていない。ここでは、函体設置時の堤体の開削幅を想定して、B = 5.2m, L = 25.7mとした。

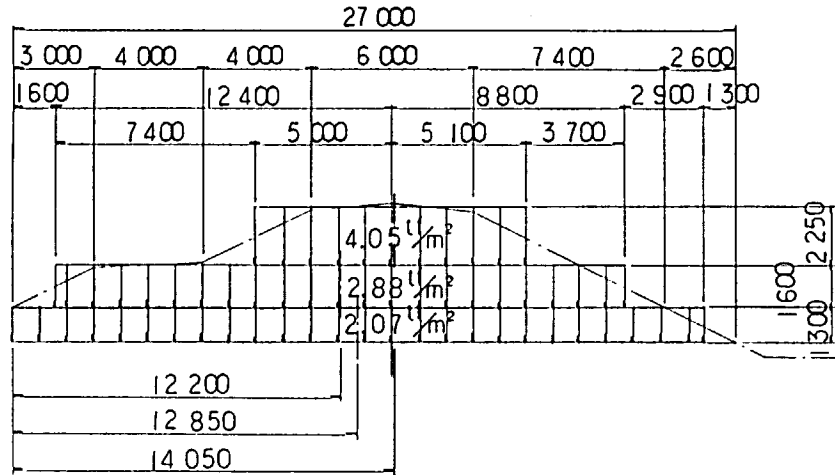
多層地盤の換算変形係数

全層厚H _n (m)	7.700			
層毎の変形係数	LAY	層厚 (m)	変形係数 (tf/m ²)	寄与率 (%)
	1	3.700	120.0	74.5
	2	4.000	200.0	25.5
基礎の幅×奥行 B×L		B(m)	L(m)	
		5.200	25.700	
換算変形係数 E_{m50} (tf/m ²)	140.4			

(3) 即時沈下量の計算

荷重モデル図

堤体荷重は下図の3つの帯状荷重にモデル化する。ここでは、計算を解りやすくするために、計画堤防の荷重を載荷している。しかし、実際には載荷後に地盤沈下するのであるから、沈下後に計画堤防高となるように余盛を加えた堤体を考慮する必要がある。



3.2 圧密沈下量分布の検討

圧密沈下量分布は、地盤内増加応力分布からTerzaghiの圧密理論を用いて計算する。

圧密沈下量は、層区分された圧密層毎に式(3.2.1)より一次圧密沈下量を求めた合計とする。

$$S_c = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \cdot H \quad (3.2.1)$$

ここに、

S_c : 軟弱層の一次圧密沈下量 (m)

e_0 : 圧密層の初期間げき比

e_1 : 圧密層の圧密後の間げき比で $e \sim l$ の P 曲線に中央深度の $P_0 + \Delta p$ を適用して求める。

H : 圧密層の層厚 (m)

P_0 : 盛土前土被り圧 (tf/m²)

Δp : 盛土荷重による増加応力 (tf/m²)

(1) 初期地中応力

各層の初期地中応力の計算結果を、表-3.2.1に示す。

表-3.2.1 P_0 の計算

層名	深度 (m)	層厚 H (m)	水中単位 体積重量 γ_s (tf/m ³)	$H \cdot \gamma_s$ (tf/m ²)	中央深度における土被り圧	
					P_0 (tf/m ²)	P_0 (kgf/cm ²)
第1層	3.00	4.00	0.70	2.80	3.10	0.310
第2層	7.00	4.00	0.80	3.20	6.10	0.610

(2) 地盤の圧密特性

地盤内の増加応力については、現地盤より上の盛土部分のみと考えて計算する。

各層の圧密特性を図-3.2.1, 図-3.2.2および表-3.2.2に示す。

表-3.2.2 地盤の圧密特性 (C_v値)

層名	P ₀ (kgf/cm ²)	$\frac{\Delta p}{2}$ (kgf/cm ²)	P ₀ + $\frac{\Delta p}{2}$ (kgf/cm ²)	P ₀ + $\frac{\Delta p}{2}$ に 対するC _v (cm ² /sec)
第1層	0.310	0.325	0.635	0.00790
第2層	0.610	0.264	0.874	0.00027

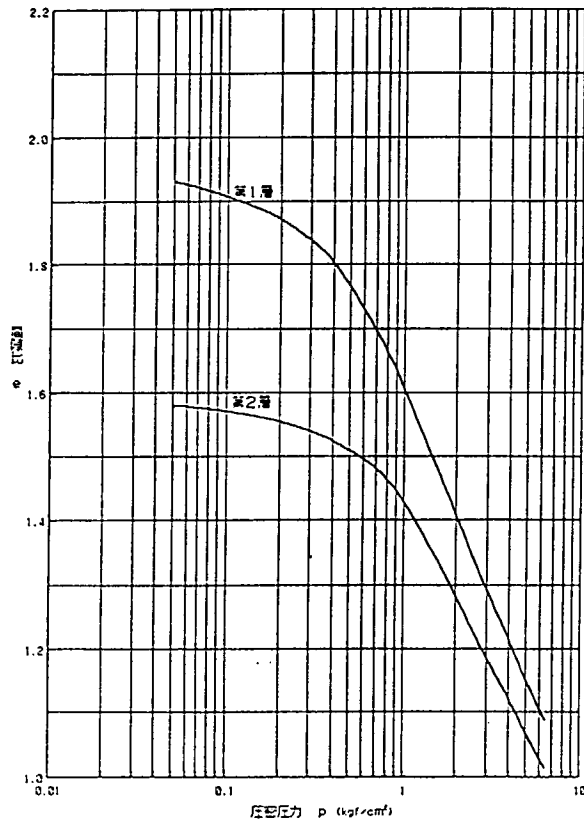


図-3.2.1 e ~ log p 関係

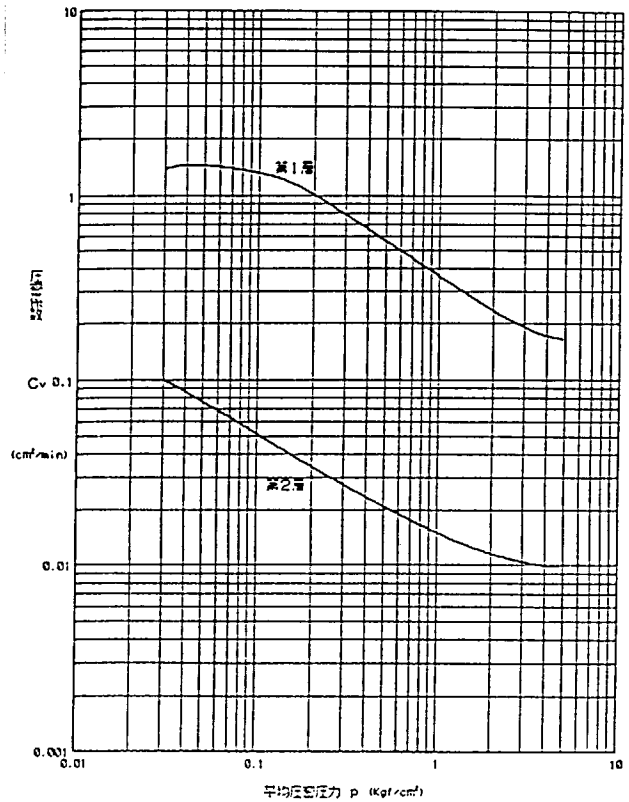


図-3.2.2 log C_v ~ log p 関係

3.3 地盤の沈下量

(1) 地盤の沈下量分布

地盤の床付け面における即時沈下量分布および圧密沈下量分布、そしてそれらを重ね合わせて、全沈下分布曲線を描いたものを図-3.3.1に示す。

最大沈下量は、盛土高が最大の位置で生じ、

$$S_{\max} = 61 \text{ cm}$$

となる。また函体端部位置における沈下量は、川表側 S_1 、川裏側 S_2 としてそれぞれ

$$\begin{aligned} S_1 &= 15 \text{ cm} \\ S_2 &= 16 \text{ cm} \end{aligned}$$

である。

(2) 地盤沈下の経時変化

地盤沈下の経時変化を、図-3.3.2に示す。

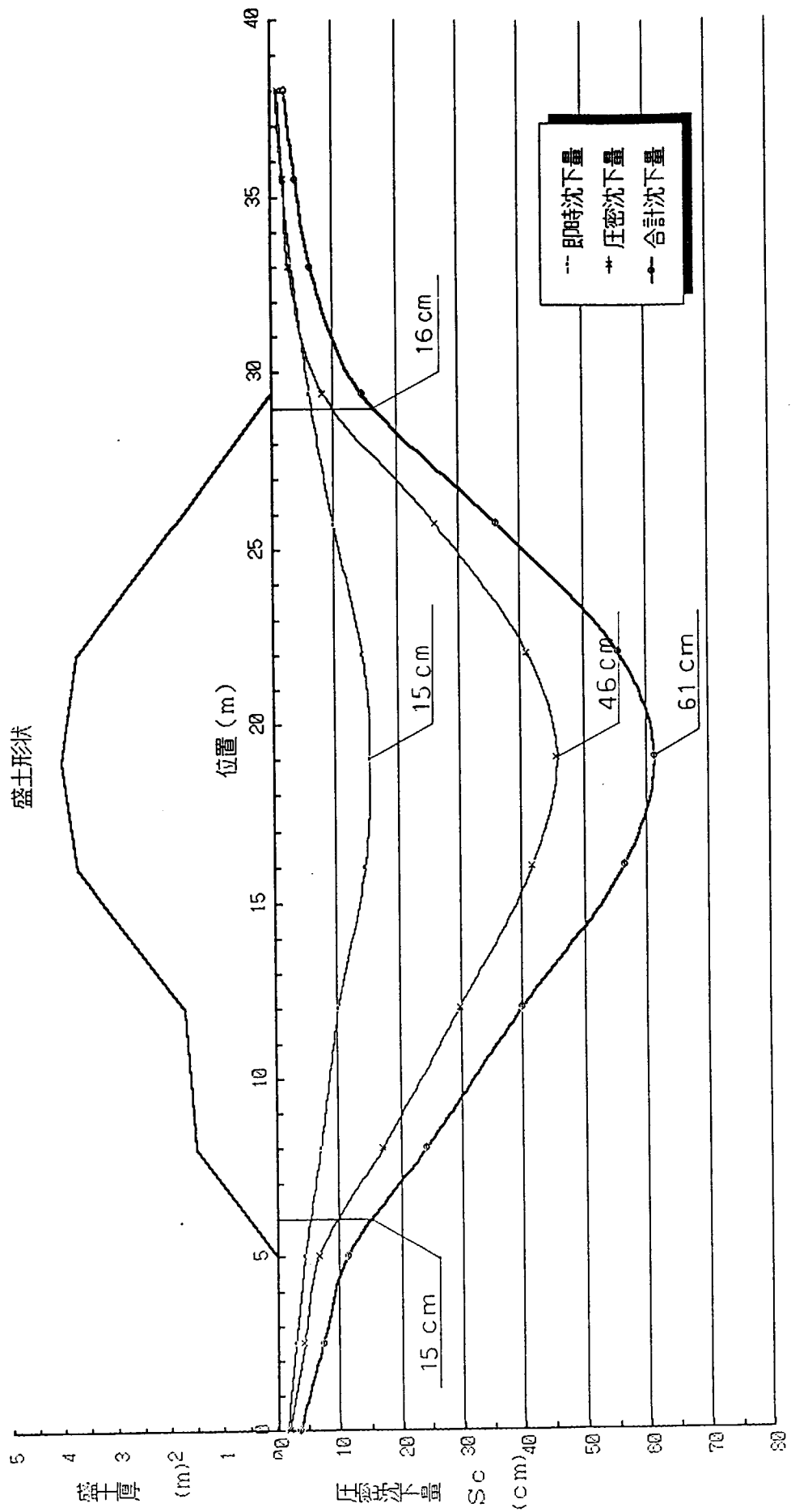


図-3.3.1 計画盛土による地盤沈下量分布

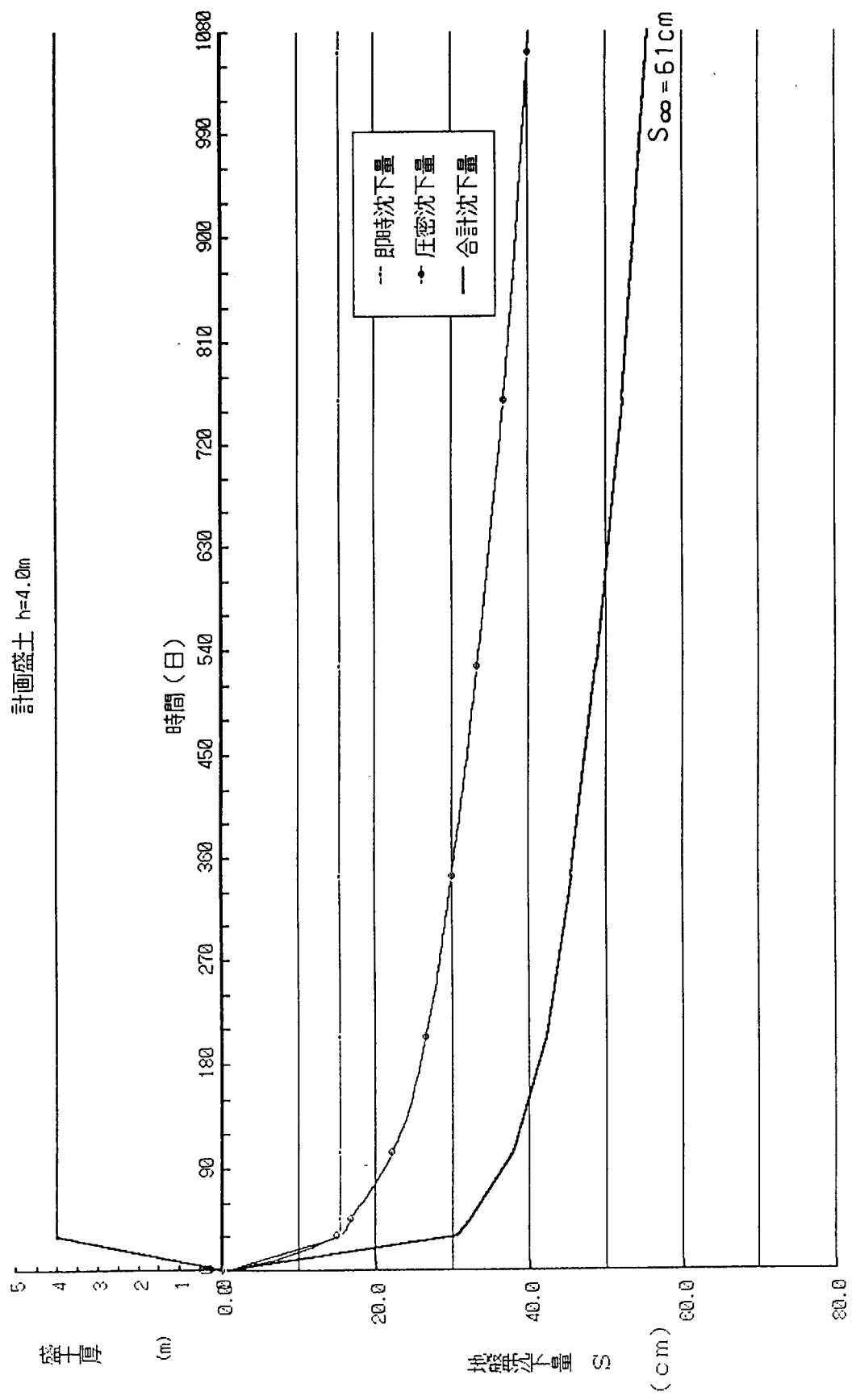


図-3.3.2 計画盛土による地盤沈下量の経時変化

3.4 筆算による地盤沈下量の計算

(1) 即時沈下量

粘性土の即時沈下量を求める方法として、式 (3.1.2) によって計算する。また、地盤の変形係数は、深さ方向によって変化するので、式 (3.1.4) によって換算変形係数 E_m を求めるものとする。

(a) 換算変形係数

$$E_m = \frac{\ell_{og} \frac{(B+2h_n \tan \theta) \cdot L}{(L+2h_n \tan \theta) \cdot B}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{E_i} \ell_{og} \frac{(B+2h_i \tan \theta) (L+2h_{i-1} \tan \theta)}{(L+2h_i \tan \theta) (B+2h_{i-1} \tan \theta)}}$$

$$= \frac{\ell_{og} \frac{(5.20+2 \times 7.70 \times \tan 30^\circ) \times 25.70}{(25.70+2 \times 7.70 \times \tan 30^\circ) \times 5.20}}{\frac{1}{12} \times \ell_{og} \frac{(5.20+2 \times 3.70 \times \tan 30^\circ) \times 25.70}{(25.70+2 \times 3.70 \times \tan 30^\circ) \times 5.20}}$$

$$+ \frac{1}{20} \times \ell_{og} \frac{(5.20+2 \times 7.70 \times \tan 30^\circ) \times (25.70+2 \times 3.70 \times \tan 30^\circ)}{(25.70+2 \times 7.70 \times \tan 30^\circ) \times (5.20+2 \times 3.70 \times \tan 30^\circ)}$$

$$= \frac{0.69978}{0.03716 + 0.01269} = 14.04 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 140.4 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

(b) 即時沈下量

$$S_n = \frac{-3 a q}{E_m \pi} \ell_{og} \sin(\tan^{-1} \frac{a}{H}) \left\{ 1.0 - \frac{0.75}{\pi} \left\{ \left(1 + \frac{x}{a} \right) \ell_{og} \left| 1 + \frac{x}{a} \right| + \left(1 - \frac{x}{a} \right) \ell_{og} \left| 1 - \frac{x}{a} \right| \right\} \right\}$$

$$S_1 = \frac{-3 \times 5.05 \times 4.05}{140.4 \times \pi} \times \ell_{og} \sin(\tan^{-1} \frac{5.05}{7.70}) \times \left\{ 1.0 - \frac{0.75}{\pi} \left\{ \left(1 + \frac{0.05}{5.05} \right) \times \ell_{og} \left| 1 + \frac{0.05}{5.05} \right| + \left(1 - \frac{0.05}{5.05} \right) \times \ell_{og} \left| 1 - \frac{0.05}{5.05} \right| \right\} \right\} = 0.084 \text{ m}$$

$$S_2 = \frac{-3 \times 10.6 \times 2.88}{140.4 \times \pi} \times \ell_{0.8} \sin(\tan^{-1} \frac{10.6}{7.70}) \times (1.0 - \frac{0.75}{\pi})$$

$$\times \{ (1 + \frac{1.80}{10.6}) \times \ell_{0.8} | 1 + \frac{1.80}{10.6} | + (1 - \frac{1.80}{10.6})$$

$$\times \ell_{0.8} | 1 - \frac{1.80}{10.6} | \}] = 0.044 \text{ m}$$

$$S_3 = \frac{-3 \times 12.85 \times 2.07}{140.4 \times \pi} \times \ell_{0.8} \sin(\tan^{-1} \frac{12.85}{7.70}) \times (1.0 - \frac{0.75}{\pi})$$

$$\times \{ (1 + \frac{1.15}{12.85}) \times \ell_{0.8} | 1 + \frac{1.15}{12.85} | + (1 - \frac{1.15}{12.85})$$

$$\times \ell_{0.8} | 1 - \frac{1.15}{12.85} | \}] = 0.028 \text{ m}$$

$$\sum_{n=1}^3 S_n = 0.084 + 0.044 + 0.028 = 0.156 \text{ m}$$

(2) 圧密沈下量

圧密沈下量は、式 (3.2.1) を用いて計算する。

(a) Δp の計算

各土層の中央深さの土が盛土によって受ける増加応力 Δp は、図-3.4.2 を用いて影響値 I を求め、式 (3.4.1) より計算する。

しかし、実際の堤防は複断面であることが多く、この方法を用いるには、堤防形状を簡略モデル化することが必要である。

この計算では、図-3.4.1 に示すように2つの台形に分割して考える。

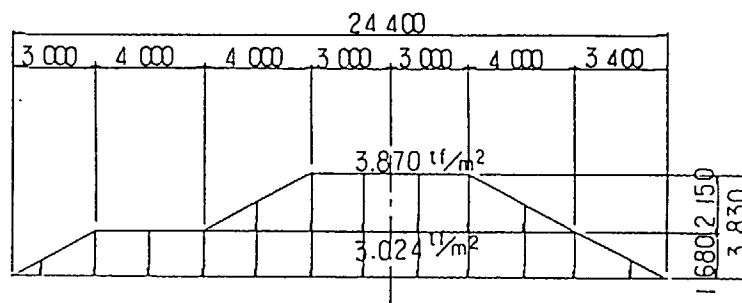


図-3.4.1 荷重モデル図

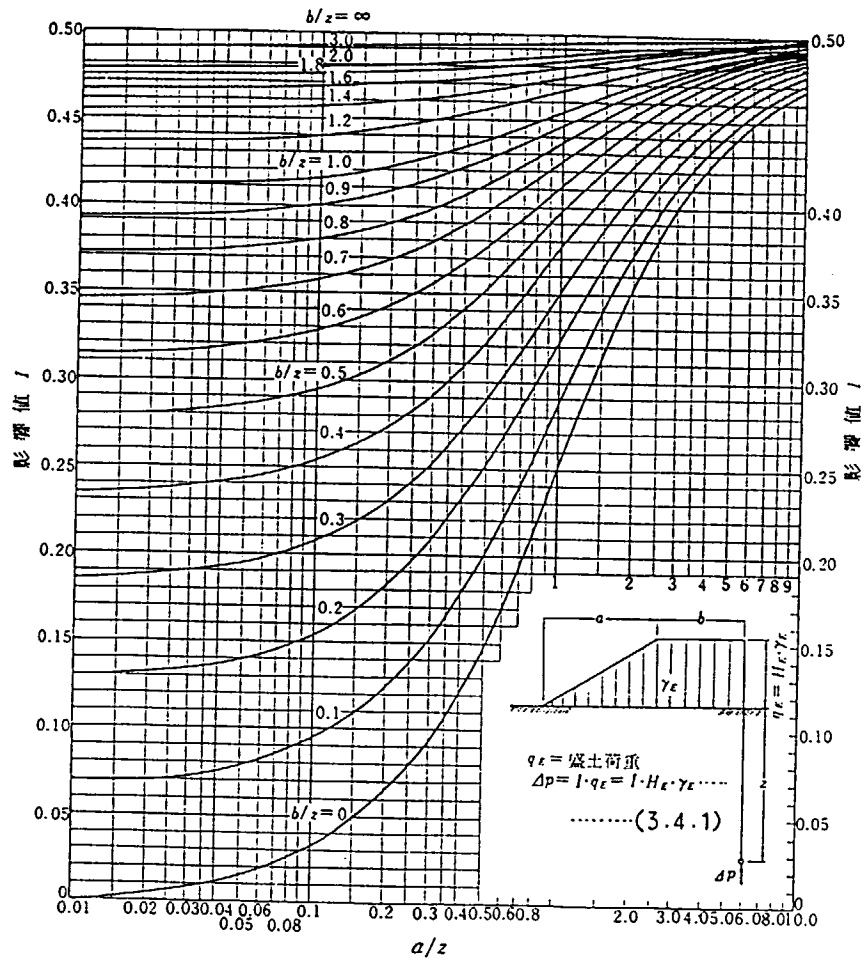


图-3.4.2 台形荷重による鉛直地中応力影響値

表-3.4.1 ΔPの計算

層名	Z(m)	ΔP1 (kgf/cm ²)						ΔP2 (kgf/cm ²)						ΔP (kgf/cm ²)		
		aL=	bL=	3.00	bL=	3.00	11.00	aL=	bL=	3.00	bL=	11.00	aR=		bR=	7.00
		qE= 0.387 (kgf/cm ²)						qE= 0.298 (kgf/cm ²)								
		a/Z	b/Z	I	Σ I	ΔP1=Σ I · qE	a/Z	b/Z	I	Σ I	ΔP2=Σ I · qE	a/Z	b/Z	I	Σ I	ΔP (kgf/cm ²)
第1層	3.00	L 1.33	1.00	0.460	0.920	0.356	L 1.00	3.67	0.500	0.988	0.294					0.650
		R 1.33	1.00	0.460			1.13	2.33	0.488							
第2層	7.00	L 0.57	0.43	0.340	0.680	0.263	L 0.43	1.57	0.470	0.910	0.271					0.534
		R 0.57	0.43	0.340			0.49	1.00	0.440							

表-3.4.2 間げき比 e_0 , e_1 の値

	p_0 (kgf/cm ²)	Δp (kgf/cm ²)	$p_0 + \Delta p$ (kgf/cm ²)	e_0	e_1
第1層	0.345	0.650	0.995	1.825	1.590
第2層	0.650	0.534	1.184	1.490	1.400

表-3.4.3 S_c の計算

	層厚 H (cm)	e_0	e_1	$e_0 - e_1$	$\frac{e_0 - e_1}{1 + e_0}$	S_c (cm)
第1層	400	1.825	1.590	0.235	0.083	33.3
第2層	400	1.490	1.400	0.090	0.036	14.5
合計						47.7

同様にして、堤防断面方向各位置における圧密沈下量を求めることができる。

§ 4 地盤改良の検討

以上の検討により地盤の沈下量 S は、

$$\text{地盤の最大沈下量} \quad S_{\max} = 61 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

となり、対策工としてキャンバー盛土を考慮するにしても函体設置後の許容変位量を満足しないことが予想される。したがって、地盤改良などの対策工により、沈下量を抑えることが必要である。

表-4.1に地盤改良工法の一覧表を示した。

この中から工法を選定する場合の着目点としては、

- ① 軟弱層が粘性土であること。
- ② 軟弱層厚が10m未満であること。
- ③ 地盤改良の目的は、沈下対策（促進または抑制）が目的であること。
- ④ プレローディングの盛土を計画盛土と同一断面とすると、1年6ヶ月で圧密度は、80%に達する。また6ヶ月では約70%の圧密度となる。

があげられる。

これより、図-4.1選定フローを参考として、載荷重工法（プレローディング工法）が適当な対策工であると考えられる。これは、前述の3条件に経済性、施工実績が加味されたものといえる。

表-4.1 主要地盤改良工法の種類と工法の説明

	工 法	工 法 の 説 明	工法の効果
置換工法	掘削置換工法	<p>軟弱層の一部または全部を除去し、良質材で置き換える工法である。置き換えによってせん断抵抗が付与され安全率が増加し、沈下も置き換えた分だけ小さくなる。掘削して置き換えるか、盛土の重さで押出して置き換えるかで名称が分かれる。</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・全沈下量の減少 ・地盤強度の改善
	強制置換工法		
表層処理工法	表層混合処理工法	セメント・石灰などを使用して、表層の軟弱土と混合処理することによって地盤の強度を上げる。	<ul style="list-style-type: none"> ・全沈下量の減少 ・地盤強度の改善
載荷重工法	プレローディング工法 サーチャージ工法	盛土や構造物の計画されている地盤にあらかじめ荷重をかけて沈下を促進した後、あらためて計画された構造物を造り、構造物の沈下を軽減させる。載荷重としては盛土が一般的であるが水や大気圧、あるいはウェルポイントで地下水を低下させることによって増加した有効応力を利用する工法などもある。	<ul style="list-style-type: none"> ・圧密沈下の促進 ・地盤強度増加の促進
バードレカルン工法	サンドドレーン工法 カードボードドレーン工法	<p>地盤中に適当な間隔で鉛直方向に砂柱やカードボードなどを設置し、水平方向の圧密排水距離を短縮し、圧密沈下を促進し、併せて強度増加を図る。</p> <p>工法としては、砂柱を袋やケーシングで包むもの、カードボードのかわりにロープを使うものなど各種のものがある。</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・圧密沈下の促進 ・沈下時間の短縮
締固め工法	サンドコンパクションパイル工法	地盤に締固めた砂ぐいを造り、軟弱層を締め固めるとともに砂ぐいの支持力によって安定を増し、沈下量を減ずる。施工法として打込みによるもの、振動によるもの、また、砂の代わりに砕石を使用するものなど各種のものがある。	<ul style="list-style-type: none"> ・全沈下量の減少 ・圧密沈下の促進 ・液状化の防止
	振動締固め工法	ゆるい砂質地盤中に棒状の振動機を入れ、振動を与え、ゆるい砂質地盤中に棒状の振動機を入れ、振動を与えることによって締まった砂質土層に改良する。他に、重錘を落下させて地盤を締固める工法がある。	<ul style="list-style-type: none"> ・全沈下量の減少 ・液状化の防止
固結工法	深層混合処理工法 石灰パイル工法	地盤中にセメントまたは石灰と原地盤の土とを混合した柱を造るもので吸水による脱水や化学的結合によって地盤の強度を上げる。他に薬液注入工法がある。	<ul style="list-style-type: none"> ・全沈下量の減少 ・地盤強度の改善
パイルネット工法 捨杭工法		軟弱層に支持させる摩擦杭として用い、ある程度の沈下を許容することによって表層部の沈下を抑制する。パイルネット工法は、杭頭部を鉄筋またはロープ等で連結する。	<ul style="list-style-type: none"> ・全沈下量の減少

表-4.2 地盤改良工法選定表

地盤改良工法 選定条件			置換工法	表層混合処理工法	載荷重工法		パーテカルド工法	締固め工法		固結工法		および杭工法 パイルネット	備考
					ブロングデ工法	サーチャージ工法		サクル工法 サンドコンバイ	振動締固め工法	深層混合工法	石灰パイル工法		
地盤 条件	土質及び 層厚	砂質土 10m 以下	△	○	○	○	-	△	○	△	×	△	
		砂質土 10m 以上	×	×	○	○	-	○	○	△	×	△	
	粘性土	10m 以下	○	○	○	○	△	△	×	○	○	○	
		10m 以上	×	×	△	△	○	○	×	○	○	△	
	腐植土	3m 以下	○	○	△	△	×	×	×	△	×	×	
		3m 以上	×	×	○	○	△	△	×	△	×	△	
	中間層	透水層がある	-	-	○	○	-	-	-	△	△	○	
		不透水層がある	-	-	△	△	○	○	△	○	○	○	
		きわめて硬い層がある	-	-	○	○	×	△	△	×	×	×	
		支持層	透水層とみなせる	△	-	○	○	-	-	-	○	○	
支持層	不透水層とみなせる	○	-	△	△	○	○	○	○	○	-		
堤体への影響 (不同沈下等)			○	△	○	○	○	△	△	△	△	○	
施工 条件	施工深度	3m 以下	○	○	-	-	×	×	×	△	△	×	
		3 ~ 10 m	×	×	-	-	○	△	○	○	○	○	
		10 ~ 20 m	×	×	-	-	○	△	△	○	○	△	
		20 ~ 30 m	×	×	-	-	△	△	△	○	△	△	
		30m 以上	×	×	-	-	△	△	×	△	△	×	
	施工工期	十分長い	○	○	○	○	△	△	△	△	△	△	
		ある程度長い	○	○	△	○	○	○	○	△	△	○	
		短かい	○	○	△	△	△	△	○	○	○	○	
	施工実績が多い	○	△	○	○	○	○	△	△	△	△		
	作業空間が狭い	○	○	△	△	△	△	△	△	△	△		
トラフィカビリティが悪い	○	○	○	○	△	△	△	△	△	△			
環境 条件	低振動・低騒音	○	○	○	○	△	×	×	△	△	△		
	地下水に対する影響	○	○	○	○	○	△	△	△	△	○		
	隣接構造物に対する影響	○	○	△	△	△	×	×	○	○	△		
	周辺地盤の変形抑制	○	○	△	△	△	△	△	○	○	○		
工法の 効果	沈下促進	-	-	○	○	○	○	○	-	-	-		
	沈下抑制	○	○	-	-	-	-	-	○	○	○		
	強度増加	○	○	○	○	○	○	○	○	○	-		
	盛土の安定	○	○	○	△	△	○	○	○	○	○		
	側方流動抑制	○	○	△	△	△	△	△	○	○	○		
	波状化抑制	○	○	△	△	△	○	○	△	△	×		
	透水性低減	○	○	-	-	×	×	×	△	△	-		
経済性	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△	△		

○ : 適合する。
 △ : 詳細な検討を要する。
 × : 不適合となる場合がある。
 - : 該当しない。

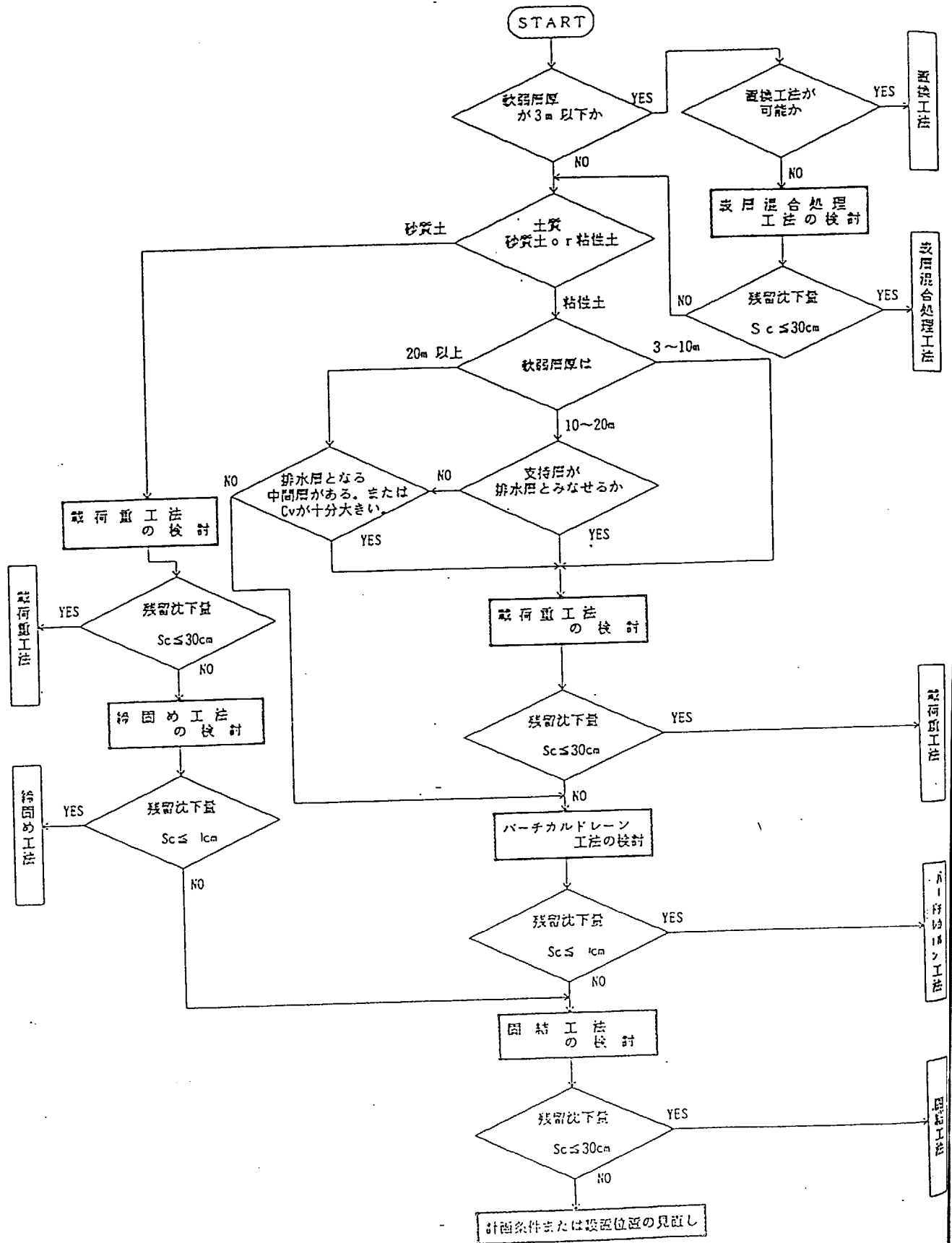


図-4.1 残留沈下量に着目した地盤改良工法の選定フロー

§ 5 法面の安定検討

盛土荷重が地盤の極限支持力を越えると、盛土は図-5.1に示すようなすべり面に沿って破壊する。

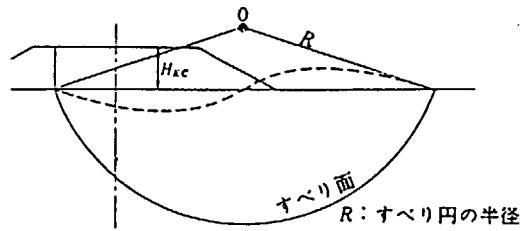


図-5.1 盛土の破壊

したがって、盛土の計画にあたっては、すべり破壊に対するおそれのある場合には、安全性を確かめることが必要である。

盛土の安定は、このすべり面における安全率を求めることで判断される。

§ 6 基礎地盤の検討

6.1 残留沈下量分布の検討

盛土が開削され、樋管の設置時を基準時点として、圧密沈下が終わるまでの沈下量を残留沈下量とする。

地盤を無処理の状態では、図-3.3.1に示す合計沈下量が残留沈下量分布となる。

残留沈下量 S_{res} は、盛土の中心位置で最大となり、

$$S_{res} = 15.5 + 45.7 = 61.2 \text{ cm}$$

となる。このため対策工として § 4 の検討でプレローディング工法が選定された。

6.2 対策工の検討

(1) プレローディング工の諸元

- ① 盛土形状は、計画堤体盛土と同じとする。
(盛土厚 $H = 4.0 \text{ m}$)
- ② プレローディング工の载荷期間は、6ヵ月とする。この後に函体設置をすれば、後述するキャンバー盛土を併用して残留沈下量を30cm以内とすることが可能である。

(2) 即時沈下量

プレローディング工による即時沈下量は、初期地盤より上の盛土荷重を考える。

(3) プレロード後の地盤の変形係数

粘性土地盤の変形係数は、粘性土の一軸圧縮強さに相関が高いことが知られている。プレロード後の地盤の変形係数 E' は、初期変形係数 E_{50} および初期粘着力 C_0 、そしてプレロード後の粘着力 C_p より

$$E' = E_{50} \times C_p / C_0$$

で表現できるものとした。

ここで、

$$C_p = C_0 + m \cdot \Delta p \cdot U$$

ここに、

m : 強度増加率

Δp : 盛土による増加応力

U : 圧密度

盛土による増加応力は、堤体横断方向に一定ではないので、厳密にはプレロード後の変形係数は場所毎に異なるものとなる。ここでは第1層、第2層の平均的な増加応力からそれを求めることとした。

(a) 第1層

$$E_{s0} = 120 \text{ tf/m}^2, \quad C_0 = 1.50 \text{ tf/m}^2, \quad m = 0.3$$

$$\Delta p = 3.30 \text{ tf/m}^2 \quad U = 69\%$$

$$C_p = 1.50 + 0.3 \times 3.30 \times 0.69 = 2.18 \text{ tf/m}^2$$

$$E'_{1} = 120 \times \frac{2.18}{1.50} = 174 \text{ tf/m}^2$$

(b) 第2層

$$E_{s0} = 200 \text{ tf/m}^2, \quad C_0 = 2.25 \text{ tf/m}^2, \quad m = 0.3$$

$$\Delta p = 2.80 \text{ tf/m}^2 \quad U = 25\%$$

$$C_p = 2.25 + 0.3 \times 2.80 \times 0.25 = 2.46 \text{ tf/m}^2$$

$$E'_{2} = 200 \times \frac{2.46}{2.25} = 219 \text{ tf/m}^2$$

(c) 多層地盤の換算変形係数

全層厚 H_n (m)	7.700			
層毎の変形係数	LAY	層厚 (m)	変形係数 (tf/m ²)	寄与率 (%)
	1	3.700	174.0	68.9
	2	4.000	219.0	31.1
基礎の幅×奥行 $B \times L$		B(m)	L(m)	
		5.200	25.700	
換算変形係数 E_m (tf/m ²)		188.0		

(4) 再盛土の即時沈下量

プレロード除荷時の地盤のリバウンド量は、一般には再盛土時の即時沈下量より小さな値となることが知られている。ただしそれは土質や荷重強度によって大きく異なると言われている。ここでは両者を等しいと仮定して計算することとした。

(5) 計算結果

6ヵ月間のプレローディング工を実施した場合の、地盤沈下の経時変化を、図-6.2.1に示す。

函体設置後の残留沈下量 S_{res} は、

$$S_{res} = 32.5 \text{ cm}$$

となる。

図-6.2.2には、函体設計用の残留地盤沈下分布を示す。

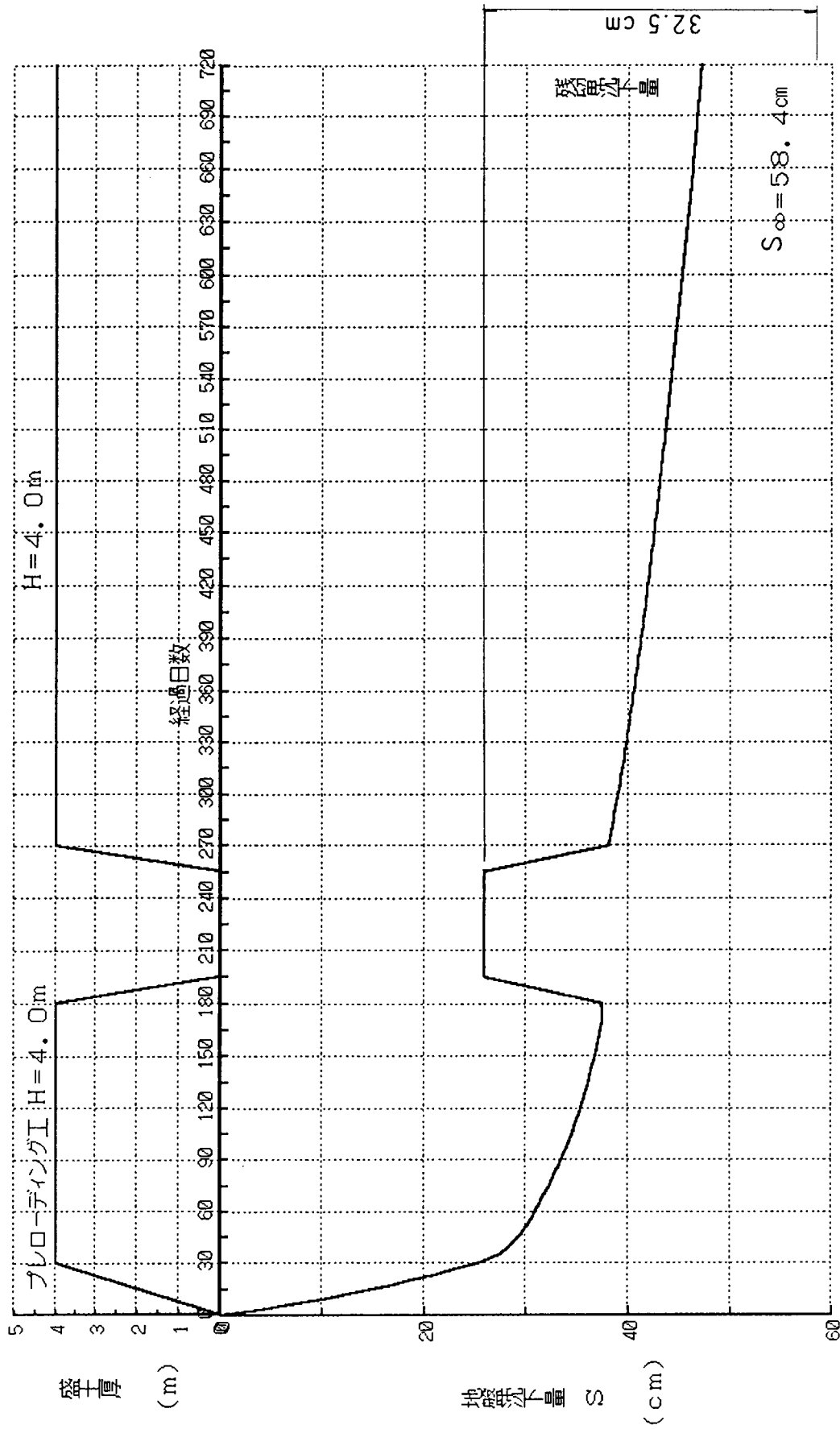


図-6.2.1 地盤沈下量の経時変化曲線 (プレローディング工法)

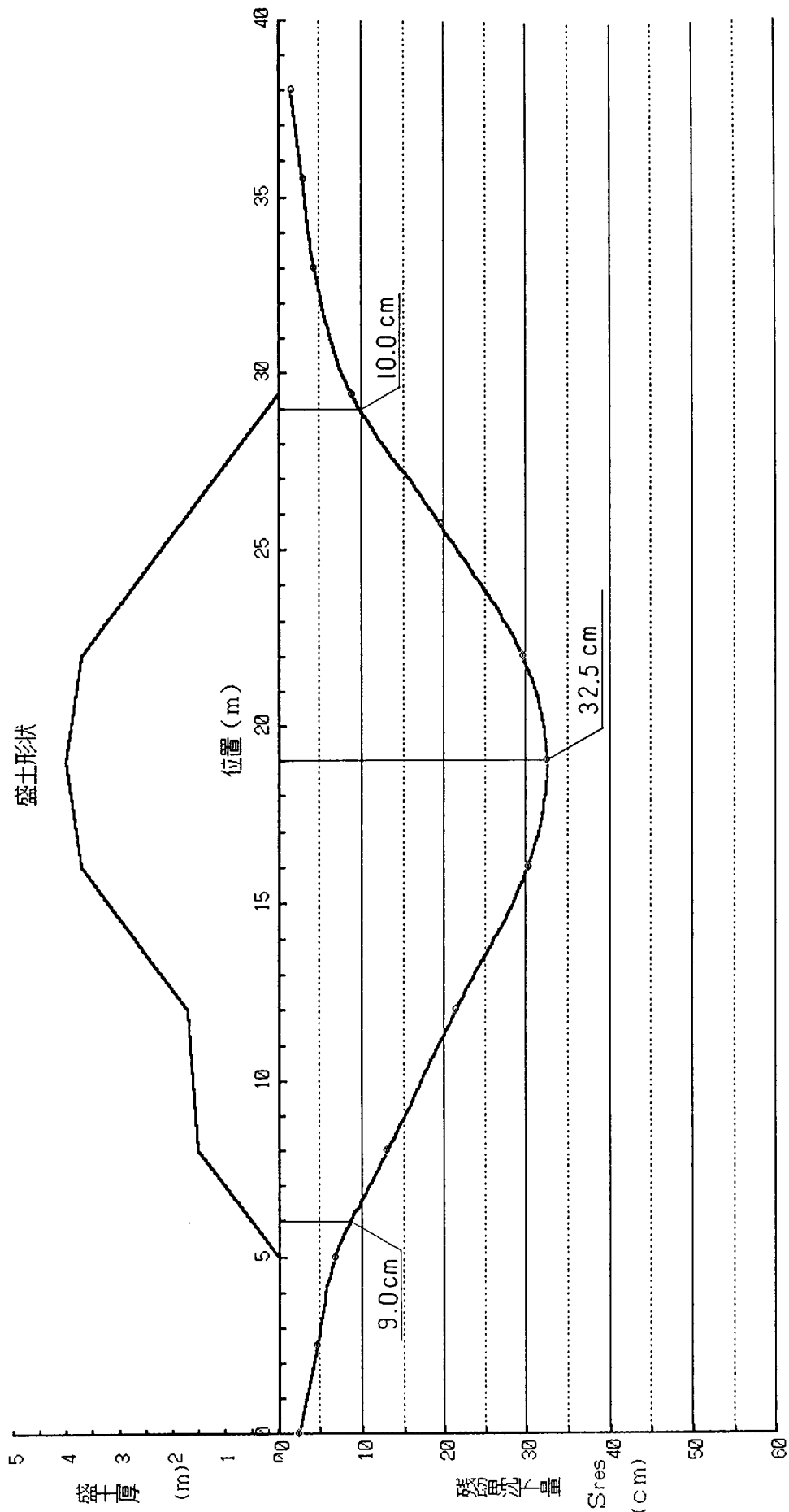


図-6.2.2 プローディング工実施後に函体設置した場合の残留沈下量分布

6.3 キャンバー盛土

キャンバー盛土は、函体の沈下障害を軽減する目的で、あらかじめ将来予測される沈下量の一部に対応して設置される上げ越し盛土である。(図- 6.3.1参照)

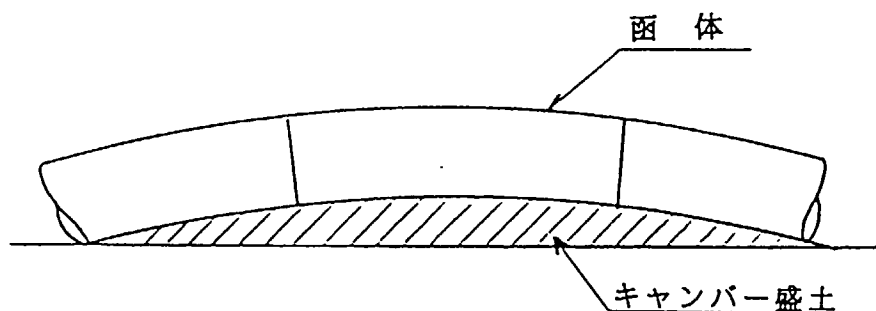
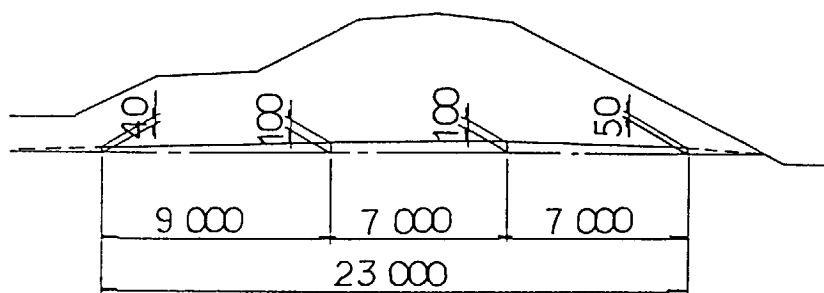


図- 6.3.1

函体は圧密沈下終了以前に供用されるから、この時点で相当量のキャンバーが残っている場合は、断面の疎通能力に支障が生じる。したがって、キャンバー量の基準としては、次の2つが考えられる。

- ① 即時沈下分布
- ② 即時沈下分布+ある短期の圧密沈下分布

ここでは、プレロード除荷後、計画盛土载荷による即時沈下量に相当する高さをキャンバー盛土とし、その高さは $H=10\text{cm}$ とする。



§ 7 函体のスパン割の検討

7.1 継手形式の検討

継手形式の選定にあたってはつぎの諸条件を考慮する必要がある。

- ① 函体の材質や構造特性
- ② 基礎地盤の残留沈下量の大きさやその分布形状および側方流動量などの変形特性
- ③ 函体断面の大きさや施工工期およびキャンバー盛土などの施工条件
- ④ 維持管理上の制約条件

継手形式は、カラー継手、可撓継手、弾性継手の3種類に分類される。この継手形式と函体構造とは共同して変形に追随するなど函体の変形能力を計る上で、不可分の関係にあり、また、継手形式の違いによって函体に生じる応力が異なるから、継手形式の選定は函体構造の選定と合わせて行う必要がある。

各継手形式の特徴を表-7.1に示した。この表は一般的な適性の概略を知るための参考となる。

この計算例では、函体形式が鋼製であることから、スチールベローズ継手が適していると判断し、採用するものとする。

表-7.1 継手形式の特徴

選 定 条 件		カラー 継手	可撓 継手	弾 性 継 手		
				ゴ ム	スチールボーズ	メカニカルソケット
函 体 構 造	RC函体	◎	◎	—	△	—
	PC函体	△	○	◎	△	—
	鋼製函体	△	△	—	◎	△
	ダクタイル鋳鉄管	—	△	—	△	◎
地 盤 変 形 特 性	残留沈下量が大きい	△	◎	○	◎	◎
	側方流動量が大きい	△	△	◎	◎	○
	沈下分布形状が複雑	△	◎	○	◎	◎
施 工 条 件	函体断面が大きい	△	◎	○	○	○
	工期が短い	△	○	◎	◎	◎
	キャンバー盛土を考慮	△	◎	○	◎	◎
維 持 管 理	継手部の改築（開削）	△	◎	—	△	—
	継手部の取替え	—	◎	—	—	—

◎ : 良く適合する

○ : 適合する

△ : 不適合ではないが検討を要する

— : 該当しない

7.2 スパン割の検討

函体および基礎の設計に際して、函体のスパン割と継手の構造形式は、函体の地盤沈下に対する追随性に大きな影響を及ぼす。

継手は、構造系の弱点となり易いため継手の数をできるだけ少なくするよう、函体のスパン割を適切に設計することが必要である。スパン長が長くなると、不同沈下や地震の影響あるいはコンクリートの収縮等によって、函体にクラックが生じ、また堤体へ悪影響を及ぼす可能性があるため、慎重な配慮を要する。

従来、函体のスパン割は詳細な比較検討を伴わずに決定されてきた。しかし、函体にかんがりの沈下を許容する“柔”支持の樋管の設計においては、地盤沈下分布が函体の変位・断面力に対して支配的な条件となるので、スパン割の良否が函体および堤体の安全性に大きく影響を及ぼすことになる。

また、函体のスパン割と継手構造は不可分の関係にあるから、スパン割の検討にあたっては、使用する継手の変形能力の許容値を念頭に置く必要がある。

地盤沈下分布は曲線分布となるから、これに沿う函体のスパン長は短ければ短いほど相対沈下防止の面で有効となるが、漏水上の弱点となる可能性のある継手の数を必要以上に設けることは好ましくないため、最小スパン長は原則として4 m以上とし、等スパン割りとする必要はない。

なお、最大スパン長は、地盤条件によらず15mを限度とすることが望ましい。

また、継手位置は、その折れ角が大きくなる地盤沈下の最大値付近や、輪荷重載荷部の中央付近を避ける必要がある。

ここでは、堤防裏法肩直下に継手を位置させた3スパンで考え、スパン割りは9.0 m + 7.0 m + 7.0 mとした。

§ 8 函体縦方向の検討

プレローディング工による地盤の圧密促進を考慮した場合の、残留沈下分布を用いて直接基礎の設計を行う。ここでは函軸方向のみを扱うこととし、函体を「弾性床上の梁」として計算を行う。

8.1 直接基礎の設計法

(1) 函体の変位と断面力

地盤の沈下を考慮した弾性床上の梁理論は、

$$E I \frac{d^4 w}{d x^4} + k (w - w_G) = q \quad \dots\dots\dots (8.1.1)$$

ここで、

- w : 函体のたわみ
- w_G : 地盤変位
- k : 地盤反力係数
- E I : 函体の剛性
- q : 荷重

となる。上式において、 $q_{wG} = k w_G$ とおけば、それはとりもなおさず地盤変位 w_G による等価な荷重 q_{wG} （以後地盤変位荷重と称する）と見なし得る事が判る。

この方法により、地盤沈下量 w_G は既知であり、地盤反力係数 k を介して等価な地盤変位荷重 q_{wG} に置き換えられる。

すなわち、式(8.1.1)は

$$E I \frac{d^4 w}{d x^4} + k w = q + q_{wG} \quad \dots\dots\dots (8.1.2)$$

ここで、

- q_{wG} : 地盤変位荷重

となり、一般の弾性床上の梁と同一の式となる。

式(8.1.2)の解法については、成書に詳しいので省略するが、一般にはマトリクス解法を用いて解かれる事が多い。

式(8.1.2)を解くにあたっては、地盤反力強度に正負があり、いずれも極限值を有する場合がある。大型樋門や重要度の高い樋門・樋管の場合には、弾塑性計算が必要となることがある。

(2) キャンバー盛土を考慮する場合

キャンバー盛土を考慮した設計法は、単純にキャンバー分だけ地盤沈下量が減ずると考えて設計すればよい。

すなわち、前述した微分方程式において、キャンバー分を既知変位分布として取り込む事でよい。

$$w_G = w_{G_0} - w_c$$

ここに、

w_{G_0} ; 地盤変位

w_c ; キャンバー盛土量

この際、継手のバネは、設置時の折れ角および継手の設置方法によって解析に取り込む方法が異なることに注意が必要である。

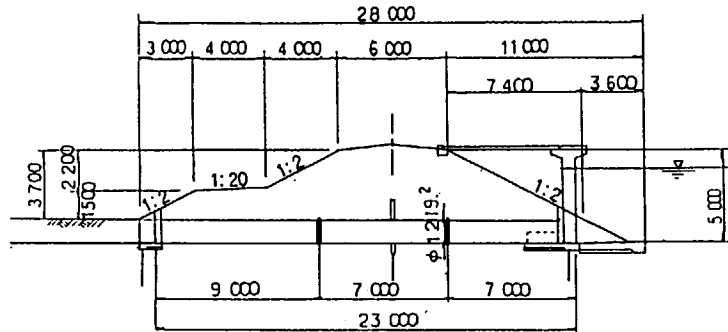
(3) 地盤改良を伴う直接基礎の設計法

地盤改良を伴う直接基礎についても(1)、(2)と同様であるが、改良地盤の応力度チェックや未改良地盤の残留沈下量チェックも必要となる。

8.2 函体縦方向の計算

(1) スパン割

継手位置は堤防中央付近を避け、下図のようなスパン割を考える。



(2) 継手のバネ特性

スティールベローズ継手は、継手部における軸力、せん断力、曲げモーメントを継手部の弾性に応じて配分する、弾性継手と考えることができる。

したがって、管体縦方向の計算では、継手部をバネ結合として考える。

(a) 継手のバネ定数

軸方向

$$\begin{aligned}
 K_F &= \frac{2 \cdot E_b \cdot d_p \cdot t^3}{3 \cdot h^{0.5} \cdot H^{2.5}} \\
 &= \frac{2 \times 2.1 \times 10^4 \times 1,389.2 \times 8^3}{3 \times 128^{0.5} \times 170^{2.5}} \\
 &= 2,336 \text{ kgf/mm} = 2,336 \text{ tf/m}
 \end{aligned}$$

軸直角方向

$$\begin{aligned}
 K_s &= \frac{1.5 \cdot K_F \cdot d_p^2}{L^2} \\
 &= \frac{1.5 \times 2,336 \times 1,389.2^2}{256^2} \\
 &= 103,184 \text{ kgf/mm} = 103,184 \text{ tf/m}
 \end{aligned}$$

曲げ方向

$$\begin{aligned}
 K_M &= \frac{K_F \cdot d_p^2}{8,000} \\
 &= \frac{2,336 \times 1,389.2^2}{8,000} \\
 &= 563,524 \text{ kgf} \cdot \text{m/rad} = 564 \text{ tf} \cdot \text{m/rad}
 \end{aligned}$$

ここに、

E_b : ベローズ材の縦弾性係数 $2.1 \times 10^4 \text{ kgf/mm}^2$

d_p : ベローズの平均直径

t : ベローズの板厚

H : ベローズの山の高さ

L : ベローズの有効長さ (=ピッチ×山数)

(3) 地盤反力係数

地盤反力係数は、道路橋示方書に従い次式により求める。

$$k_v = k_{vo} \cdot \left(\frac{B_v}{30} \right)^{-3/4}$$

ここに、 k_v : 鉛直方向の地盤反力係数 (kgf/cm^2)

k_{vo} : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する地盤反力係数 (kgf/cm^2) で、各種土質試験、調査により求めた変形係数から推定する場合は、次式により求める。

$$k_{vo} = \frac{1}{30} \alpha E_u$$

B_v : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (cm) で、表-8.2.1に示す方法で求める。

表- 8.2.1 地盤の換算載荷幅

函体形式	B_v	相対剛性	備考
剛性函体	$\sqrt{A_v}$	$\beta \cdot l < 1.5$	安定計算・部材計算
函軸たわみ性函体	$\sqrt{D/\beta}$	$\beta \cdot l > 1.5$	安定計算・部材計算

E_0 : 表-8.2.2 に示す方法で測定または推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kgf/cm²)

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数で、表-8.2.2 に示す。

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (cm²)

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 (cm)

$1/\beta$: 抵抗に関与する地盤の範囲で、函体の長さ以下とする。

β : 基礎の特性値 $(\frac{k_v \cdot D}{4 E \cdot I})^{1/4}$ (cm⁻¹)

$E \cdot I$: 基礎の曲げ剛性 (kgf/cm²)

l : 函体スパン長 (cm)

函体の B_v を算定する際の k_v は常時の値で代表させるものとする。

表-8.2.2 E_0 と α

次の試験方法による変形係数 E_0 (kgf/cm ²)	α	
	常時	地震時
直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の1/2	1	2
ボーリング孔内で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験のN値より $E_0=28N$ で推定した変形係数	1	2

(a) 変形係数

① スパン1 (L=9.0 m)

多層地盤の換算変形係数

全層厚 H_n (m)	7.700			
層毎の変形係数	LAY	層厚 (m)	変形係数 (tf/m ²)	寄与率 (%)
	1	3.700	174.0	81.8
	2	4.000	219.0	18.2
基礎の幅×奥行 $B \times L$		B (m)	L (m)	
		1.220	9.000	
換算変形係数 E_m (tf/m ²)	182.2			

② スパン 2、3 (L=7.0 m)

多層地盤の換算変形係数

全層厚 H_n (m)	7.700			
層毎の変形係数	LAY	層厚 (m)	変形係数 (tf/m ²)	寄与率 (%)
	1	3.700	174.4	82.9
	2	4.000	219.0	17.1
基礎の幅×奥行 $B \times L$		B (m)	L (m)	
		1.220	7.000	
換算変形係数 E_m (tf/m ²)	181.7			

(b) 函体縦方向の剛性評価

(i) 函体の断面二次モーメント

$$I = \frac{\pi}{64} \times (D^4 - d^4) = \frac{\pi}{64} \times (121.92^4 - 118.52^4) \\ = 1.16 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

(ii) 相対剛性 $\beta \cdot l$ の計算

鋼管のヤング係数

$$E_m = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$$

① スパン 1

β の初期値を β_{11} として、

$\beta_{11} \cdot l_1 = 1.5$ と仮定すると、

$$\beta_{11} = 1.5 / l_1 = 1.5 / 900 = 0.00167 \text{ cm}^{-1}$$

$D = 122 \text{ cm}$ より、

$$B_{v1} = \left(\frac{122}{0.00167} \right)^{1/2} = 270 \text{ cm}$$

$$E_{50} = 182.2 \text{ tf/m}^2 = 18.22 \text{ kgf/cm}^2$$

$$k_{v0} = \frac{1}{30} \times 4 \times 18.22 = 2.429 \text{ kgf/cm}^3$$

$$k_{v1} = 2.429 \times \left(\frac{270}{30} \right)^{-3/4} = 0.467 \text{ kgf/cm}^3$$

$$\beta_{12} = \left(\frac{0.467 \times 122}{4 \times 2.1 \times 10^6 \times 1.16 \times 10^6} \right)^{1/4} = 0.00156 \text{ cm}^{-1}$$

$\beta_{11} \neq \beta_{12}$ であるから、 β の値を仮定し直して再度計算を行う。この計算を繰り返して、最終的に仮定値と計算値が一致して $\beta_1 = 0.00154 \text{ cm}^{-1}$ が求められる。

$$\therefore \beta_1 \cdot \ell_1 = 0.00154 \times 900 = 1.39 < 1.5$$

② スパン 2、3

スパン1と同様にして、 $\beta_2 = 0.00154 \text{ cm}^{-1}$ が求められる。

$$\therefore \beta_2 \cdot \ell_2 = 0.00154 \times 700 = 1.08 < 1.5$$

以上のように、全てのスパンで $\beta \cdot \ell < 1.5$ となる。したがって、函体は剛体として計算する。

(c) 地盤反力係数

① スパン 1

$$E_{50} = 18.22 \text{ kgf/cm}^2$$

$$k_{v0} = \frac{1}{30} \times 4 \times 18.22 = 2.429 \text{ kgf/cm}^3$$

$$B_{v1} = \sqrt{900 \times 122} = 331 \text{ cm}$$

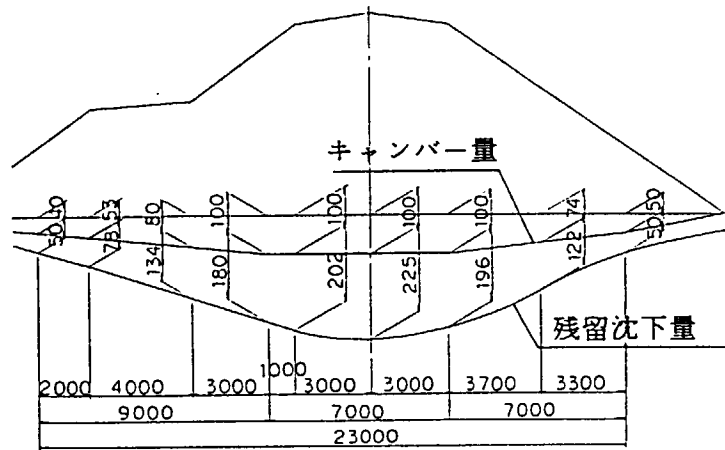
$$\begin{aligned} k_{v1} &= 2.429 \times \left(\frac{331}{30} \right)^{-3/4} \\ &= 0.401 \text{ kgf/cm}^3 = 401 \text{ tf/m}^3 \end{aligned}$$

② スパン 2、3

スパン1と同様にして、 $k_v = 0.440 \text{ kgf/cm}^3$ が求まる。

(4) 地盤変位荷重

キャンバー量を差し引いた残留沈下量を下図に示すものとする。



この残留沈下量を、地盤反力係数を介して等価な地盤変位荷重に置き換える。

表-8.2.3 地盤変位荷重 (常時)

スパンNo.	位置 (m)	残留 沈下量 S (m)	k_v (tf/m ³)	基礎幅 B (m)	$k_v \cdot B$ (tf/m ²)	$q = k_v \cdot B \cdot S$ (tf/m)
1	0.00	0.050	401	3.22	1291	64.55
	2.00	0.078				100.70
	2.30	0.082				105.86
	6.00	0.134		1.22	489	40.10
	9.00	0.180				65.53
2	10.00	0.202	440	1.22	537	88.02
	13.00	0.225				96.66
	16.00	0.196				108.47
	19.70	0.122				120.83
3	20.70	0.100	440	1.22	537	105.25
	23.00	0.050				65.51
				3.22	1417	53.70
						141.70
				70.85		

※地震時の k_v および q はこの表の2倍の値となる。

(5) 函体自重

$$W_p = \frac{\pi}{4} \times (1.2192^2 - 1.1932^2) \times 7.850 = 0.39 \text{ tf/m}$$

(6) 函内水重

$$W_w = \frac{\pi}{4} \times 1.1932^2 \times 1.0 = 1.12 \text{ tf/m}$$

(7) 胸壁部の作用力

胸壁の底版下面の中心における作用力は次のとおりである。

(a) 川表側胸壁 (片側幅1.0 m) × 2

① 常時

$$N = 31.74 \text{ tf}$$

$$H = 11.70 \text{ tf}$$

$$M = -1.22 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

② 地震時

$$N = 40.74 \text{ tf}$$

$$H = 30.90 \text{ tf}$$

$$M = 13.94 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

(b) 川裏側胸壁 (片側幅1.0 m) × 2

① 常時

$$N = 37.04 \text{ tf}$$

$$H = 12.82 \text{ tf}$$

$$M = 4.34 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

② 地震時

$$N = 46.90 \text{ tf}$$

$$H = 34.30 \text{ tf}$$

$$M = 23.20 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

(8) 門柱部の作用力

門柱部による作用力を、函体の底版下面における外力として求めると、次のとおりである。

① 常時

$$N = 20.24 \text{ tf}$$

$$H = 0$$

$$M = -3.73 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

② 地震時

$$N = 17.06 \text{ tf}$$

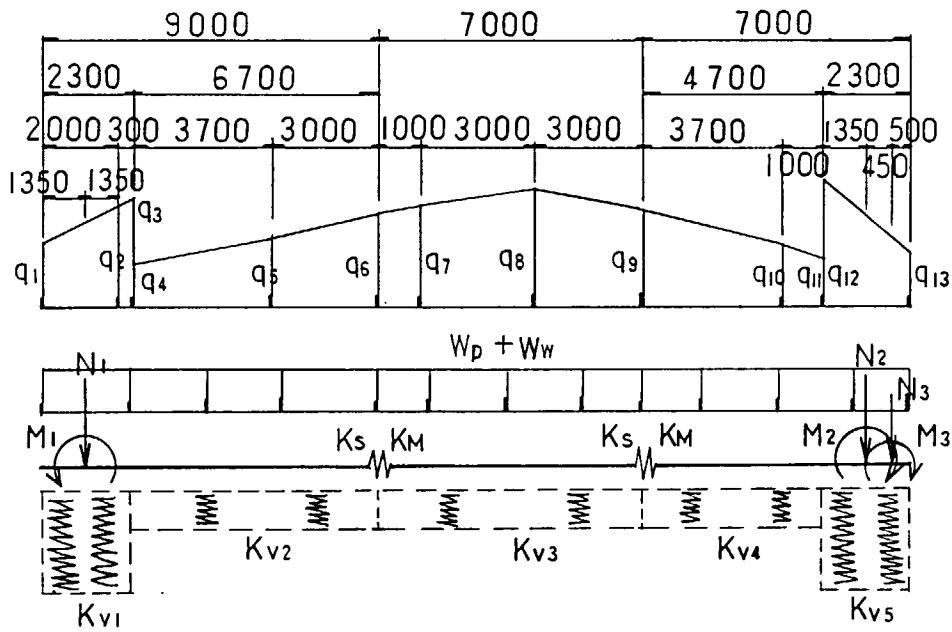
$$H = 3.46 \text{ tf}$$

$$M = 12.13 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

(9) 検討荷重ケース

- ① 常時 (函内水重考慮)
- ② 常時 (函内水重無視)
- ③ 地震時 (函内水重無視)

(10) 荷重図



		単位	常 時	地 震 時
函体自重	W_p	tf/m	0.39	0.39
函内水重	W_w	"	1.12	1.12
胸 壁	N_1	tf	37.04	37.04
	M_1	tf·m	4.34	4.34
	N_2	tf	31.74	40.74
	M_2	tf·m	-1.22	13.94
門 柱	N_3	tf	20.24	17.06
	M_3	tf·m	-3.73	12.13
地 盤 反 力 係 数	K_{v1}	tf/m ²	1291	2582
	K_{v2}	"	489	978
	K_{v3}	"	537	1074
	K_{v4}	"	537	1074
	K_{v5}	"	1417	2834
継手バネ	K_s	tf/m	103,184	103,184
	K_M	tf·m /rad	564	564

※ $q_1 \sim q_{13}$ の値は表-8.2.3 を参照のこと。

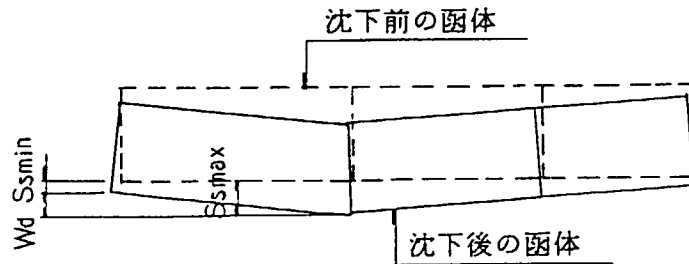
(11) 計算結果

前項の荷重条件に基づき、函体を「弾性床上的梁」として計算した結果に対して次の照査を行う。

① 函体の不同沈下量

函体の最大沈下量と最小沈下量の差であり、20cm以下に抑える。

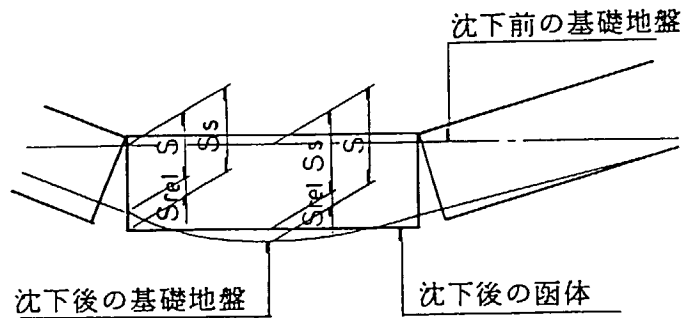
$$Wd = S_{smax} - S_{smin}$$



② 堤体と函体の相対沈下量

相対沈下量とは、函体沈下量とその直近における堤体（基礎地盤）の沈下量の差とし、次式で求める値とする。

$$S_{rel} = S_s - S$$



相対沈下量が負値の場合は、計算上函体直下に空洞が生ずるという結果となる。この空洞量を - 5 cm以下とする。

③ 函体端部の地盤の降伏変位量

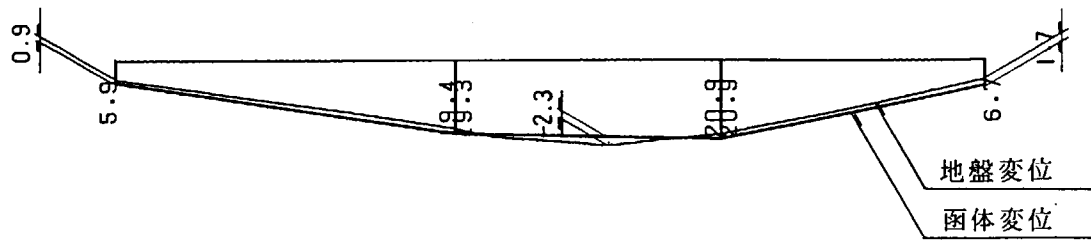
函体端部における安定性を得るため、地盤の降伏変位量に対する照査を行う。

函体の変位量が、基礎幅の1.0%かつ5cm以内であれば、基礎地盤の弾性変形以内であり、安全であると考えられる。

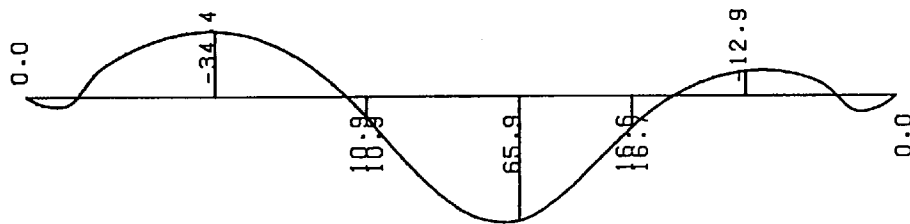
④ 断面応力度

函体の縦方向に発生した最大断面力による応力度が、許容値以内となるようにする。

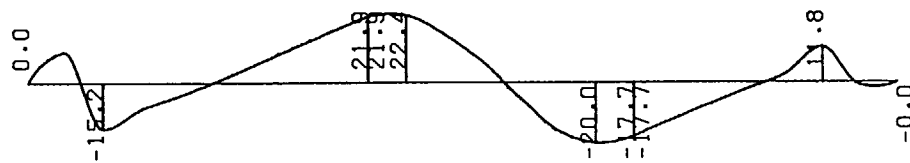
(a) 変位図・曲げモーメント図・せん断力図



変位図 (cm)

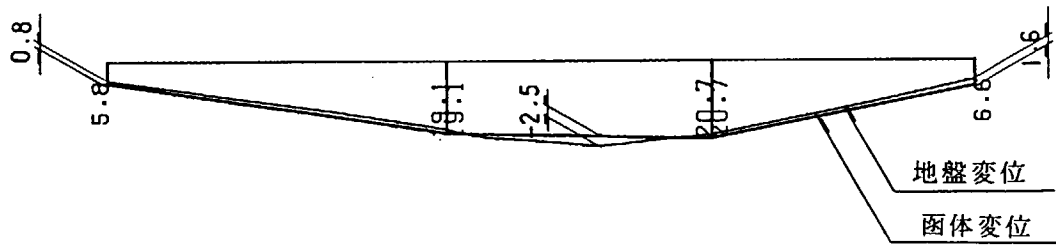


曲げモーメント図 (tf·m)

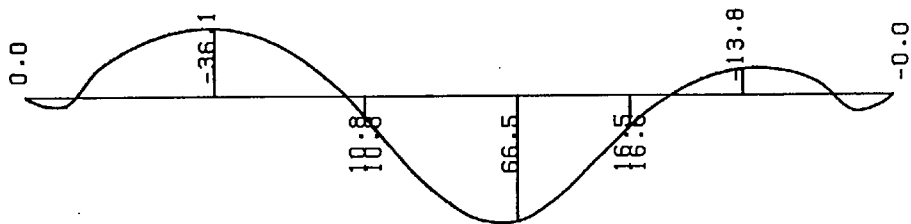


せん断力図 (tf)

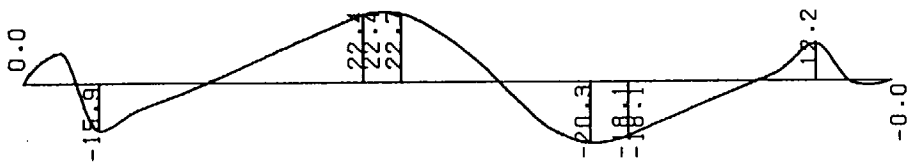
図一 8.2.1 変位と断面力図 (常時・函内水重考慮)



変位図 (cm)

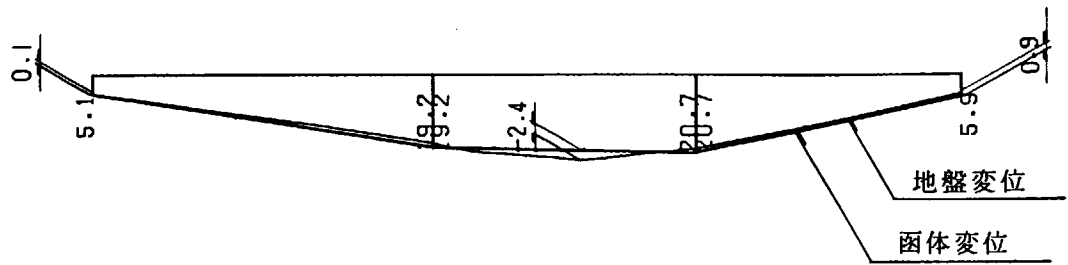


曲げモーメント図 (tf·m)

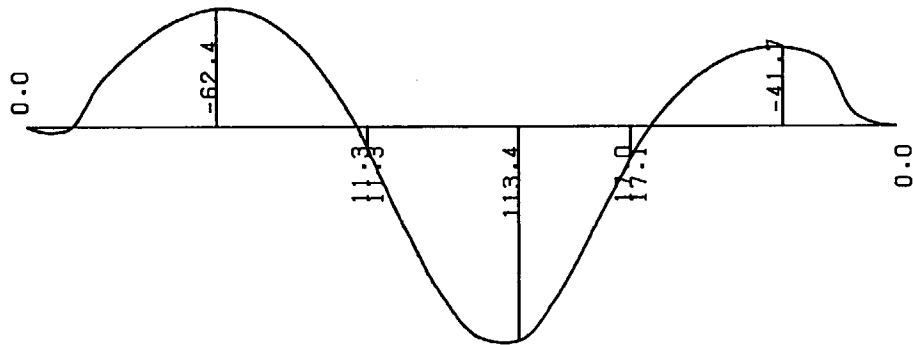


せん断力図 (tf)

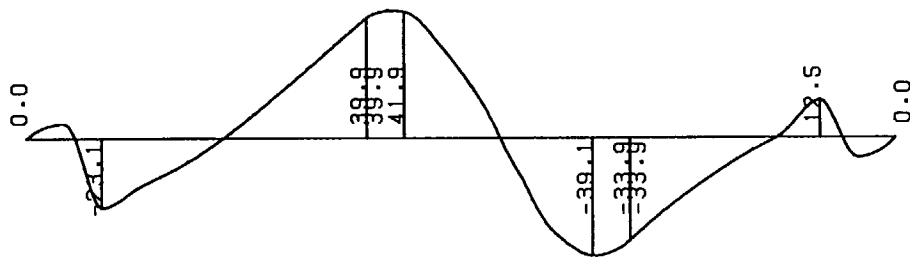
図-8.2.2 変位と断面力図 (常時・函内水重無視)



変位図 (cm)



曲げモーメント図 (tf·m)



せん断力図 (tf)

図一8.2.3 変位と断面力図 (地震時・函内水重無視)

(b) 計算結果の考察

- ① 中央スパンでは、函体変位は地盤変位より小さく函体直下に空洞が生じる。両端スパンでは逆に函体変位は地盤変位より大きい。

(単位：cm)

荷重ケース 種 別		常 時 (函内水重考慮)	常 時 (函内水重無視)	地 震 時 (函内水重無視)	許容値
不同沈下量		15.0	14.9	15.6	20.0
函体直下の空洞量		-2.3	-2.5	-2.4	-5.0
函体端部の 降伏変位量	川表側	1.7	1.6	0.9	3.2
	川裏側	0.9	0.8	0.1	3.2

- ② 正の最大曲げモーメントは、中央スパンの中央部分で発生し、負の最大曲げモーメントは川裏側端スパンの中央付近で発生する。

最大曲げモーメント

(単位：tf・m)

荷 重 ケ ー ス	計算値	常時換算値
常 時 (函内水重考慮)	65.92	—
常 時 (函内水重無視)	66.52	—
地震時 (函内水重無視)	113.36	67.18

- ③ 最大せん断力は、常時では川裏側胸壁の荷重載荷位置で発生し、地震時には継手付近で発生する。

最大せん断力

(単位：tf)

荷 重 ケ ー ス	計算値	常時換算値
常 時 (函内水重考慮)	22.38	—
常 時 (函内水重無視)	22.69	—
地震時 (函内水重無視)	39.89	26.59

(c) 断面応力度の計算

(i) 断面係数および断面積

$$\text{管 厚} \quad t = 1.70 \text{ cm}$$

$$\text{外 径} \quad D = 121.92 \text{ cm}$$

$$\text{内 径} \quad d = D - 2t = 121.92 - 2 \times 1.70 = 118.52 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} Z &= \frac{\pi}{32} \cdot \frac{D^4 - d^4}{D} \\ &= \frac{\pi}{32} \times \frac{121.92^4 - 118.52^4}{121.92} = 19,032 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) \\ &= \frac{\pi}{4} \times (121.92^2 - 118.52^2) = 642 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

(ii) 断面応力度の計算

地震時（管内水重無視）で計算を行う。

$$\sigma = \frac{M}{Z} = \frac{113.36 \times 10^5}{19,032} = 596 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_a = 2,100 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\tau = \frac{S}{A} = \frac{39.89 \times 10^3}{642} = 62 \text{ kgf/cm}^2 < \tau_a = 1,200 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{OK}$$

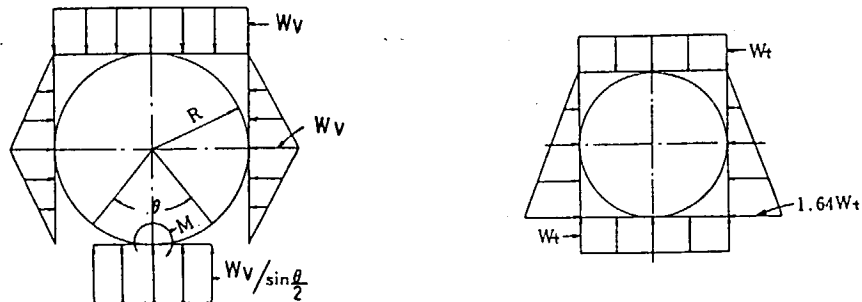
§ 9 函体横方向の検討

函体の横方向の計算は、外圧荷重によるたわみ量および曲げ応力度でチェックする。函体はリブ付き管とリブ無し管が想定できるが、リブ付き管は大口径の場合を除いては、一般に経済性に劣ることが多く、ここではリブ無し管を想定する。

9.1 荷重

(1) 計算モデル

土圧、各種の載荷重等の外圧が作用した場合の計算モデルを示す。



- W_v : 鉛直土圧
- W_t : 自動車荷重
- θ : 基礎支持角

図-9.1.1 計算モデル

(2) 鉛直土圧

函体上面に作用する鉛直土圧は、式(9.1.1) によって算出する。

$$W_v = \alpha \cdot \gamma_s \cdot H \quad (9.1.1)$$

ここに、

W_v : 鉛直土圧 (tf/m²)

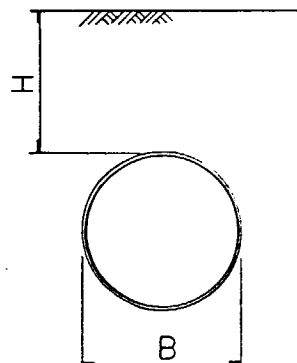
α : 鉛直土圧の割増し係数 (表-9.1.1 参照)

γ_s : 函体上部の土の単位体積重量 (tf/m³)

H : 土被り厚 (m)

表-9.1.1 鉛直土圧の割増し係数の値

h_1/B_0	1 未満	1 以上 2 未満	2 以上 3 未満	3 以上 4 未満	4 以上
α	1.0	1.2	1.35	1.50	1.60



函体上面に作用する鉛直土圧は式(9.1.1) のように割増して考えるものとしている。この時、側圧を割増して考えるかどうかについては議論のあるところである。ここでは手引き(2次案)に従って側圧も割増しを考慮することにした。

(3) 自動車荷重

自動車荷重は函体（堤体横断方向）には、制限なく載荷させるものとする。

したがって、函体縦方向単位長さ当りの荷重はT-20 の場合では式 (9.1.2) のようになる。

$$P_{L+i} = \frac{2 \times \text{後輪荷重}(t)}{\text{車両占有幅}(m)} \times (1 + \text{衝撃係数})$$

$$= \frac{2 \times 8.0}{2.75} \times (1 + 0.3) = 7.56 \quad (9.1.2)$$

ここに、

P_{L+i} : T-20 後輪による活荷重 (tf/m)

また、活荷重の分布は図-9.1.2 に示すように、接地幅 0.2m で堤体縦断方向にのみ 45° で分布するものとする。したがって、頂版上面に作用する活荷重は次のようになる。

(a) 土被り 3.5m 未満の場合

$$W_t = \frac{P_{L+i}}{B_1} = \frac{7.56}{2H + 0.2} \quad (9.1.3)$$

ここに、

H : 土被り厚(m)

B_1 : 活荷重の分布幅(m)

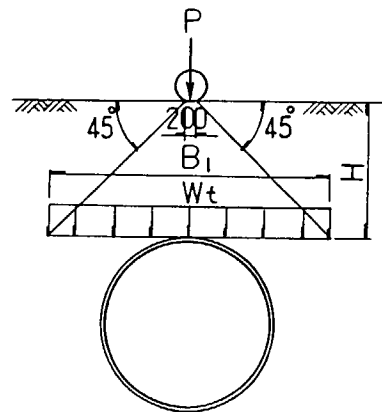


図-9.1.2 活荷重

(b) 土被り 3.5m 以上の場合

土被り 3.5m 以上の場合には、鉛直荷重として函体上面に一様に 1 tf/m² の荷重を考慮するものとする。

9.2 許容たわみ率 許容応力度

- (1) 許容たわみ率は、呼び径とたわみ量の比で表し、5%とする。
- (2) 許容応力度は下表のとおりとする。

許 容 応 力 度

名 称	記号	許容応力度(kgf/cm ²)
水輸送用塗覆装鋼管	STW400	1,400

9.3 外圧荷重によるたわみ量及び曲げ応力度

鋼管に土圧、各種上載荷重等が作用したときのたわみ量及び曲げ応力度は、次式により算出する。

$$\text{たわみ量} \quad \Delta x = \frac{(k_3 \cdot W_v + k_4 \cdot W_t) R^4}{E I}$$

$$\text{曲げ応力度} \quad \sigma_b = \frac{6 (k_1 \cdot W_v + k_2 \cdot W_t) R^2}{t^2}$$

σ_b : 外圧による曲げ応力度 (kgf/cm²)

t : 管厚 (cm)

W_v : 鉛直土圧強度 (kgf/cm²)

W_t : 自動車荷重 (kgf/cm²)

R : 管の平均半径 (計算簡略化のためには呼び径を用いてもよい) (cm)

E : 鋼のヤング係数 $E = 2,100,000$ kgf/cm²

I : 管の単位幅の断面 2 次モーメント $I = t^3/12$ (cm³)

k_1, k_3 : 土圧に対する係数

k_2, k_4 : 活荷重に対する係数

Δx : 管のたわみ量 (cm)

k_1, k_3 の値

θ 係数		60°	90°	120°
k_1	管頂部	0.132	0.120	0.107
	管底部	0.223	0.160	0.121
k_3		0.100	0.084	0.070

k_2 の値

管頂部	0.079
管底部	0.011

k_4 の値

k_4	0.030
-------	-------

9.4 断面計算

(1) 設計条件

① 鋼管の外径

函体には、水輸送用塗覆装鋼管(JIS G 3443)を使用し、外径 $D=1,219.2$ とする。
(図-9.4.1 参照)

② 管厚

管厚は、 $t = 17 \text{ mm}$ とする。鋼管には内外面に塗装を施すものとし、腐食代は考慮しない。

③ 土被り

土被りは、計画盛土高 $H=4.08\text{m}$ で検討する。

④ 土の単位体積重量

土の単位体積重量は、 $\gamma_s = 0.0018 \text{ kgf/cm}^3$ とする。

⑤ 自動車荷重

$Wt = 0.100 \text{ kgf/cm}^2$

⑥ 設計基礎支持角

設計基礎支持角は、 $\theta = 90^\circ$ とする。

⑦ 鉛直土圧割増係数

鉛直土圧割増係数は、 $\alpha = 1.5$ とする。

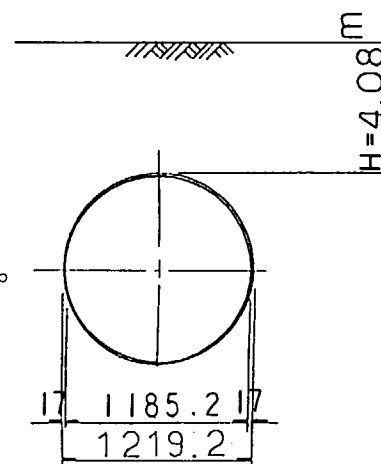


図-9.4.1 管体の断面形状

(2) 断面計算

① 鉛直土圧

$$W_v = \alpha \cdot \gamma_s \cdot H = 1.5 \times 0.0018 \times 408 = 1.102 \text{ kgf/cm}^2$$

② 自動車荷重

$$W_t = 0.100 \text{ kgf/cm}^2$$

③ 断面性能

単位幅当りの断面二次モーメント

$$I = \frac{t^3}{12} = \frac{1.7^3}{12} = 0.4094 \text{ cm}^4/\text{cm}$$

④ たわみ量

$$\begin{aligned} \Delta_x &= \frac{(k_3 \cdot W_v + k_t \cdot W_t) R^4}{E \cdot I} \\ &= \frac{(0.084 \times 1.102 + 0.030 \times 0.100) \times 60^4}{2.1 \times 10^6 \times 0.4094} \\ &= 1.44 \text{ cm} \end{aligned}$$

たわみ率

$$\frac{\Delta_x}{D} \times 100 = \frac{1.44}{120} \times 100 = 1.2 \% < 5.0\% \quad \text{〔OK〕}$$

⑤ 曲げ応力度

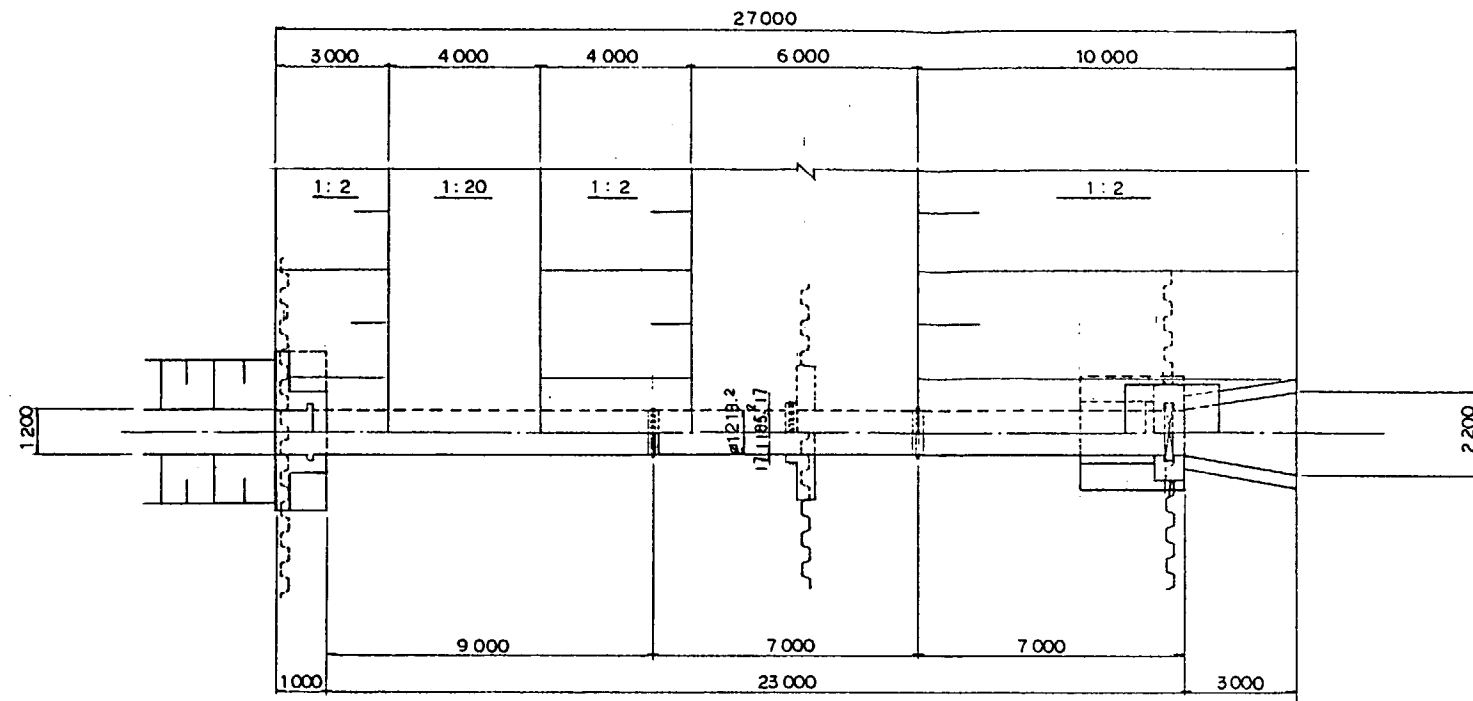
管頂部

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{6 (k_1 \cdot W_v + k_2 \cdot W_t) R^2}{t^2} \\ &= \frac{6 \times (0.120 \times 1.102 + 0.079 \times 0.100) \times 60^2}{1.7^2} \\ &= 1047 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_a = 1400 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{〔OK〕} \end{aligned}$$

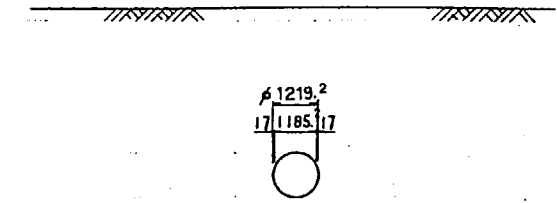
管底部

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{6 \times (0.160 \times 1.102 + 0.011 \times 0.100) \times 60^2}{1.7^2} \\ &= 1326 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_a = 1400 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{〔OK〕} \end{aligned}$$

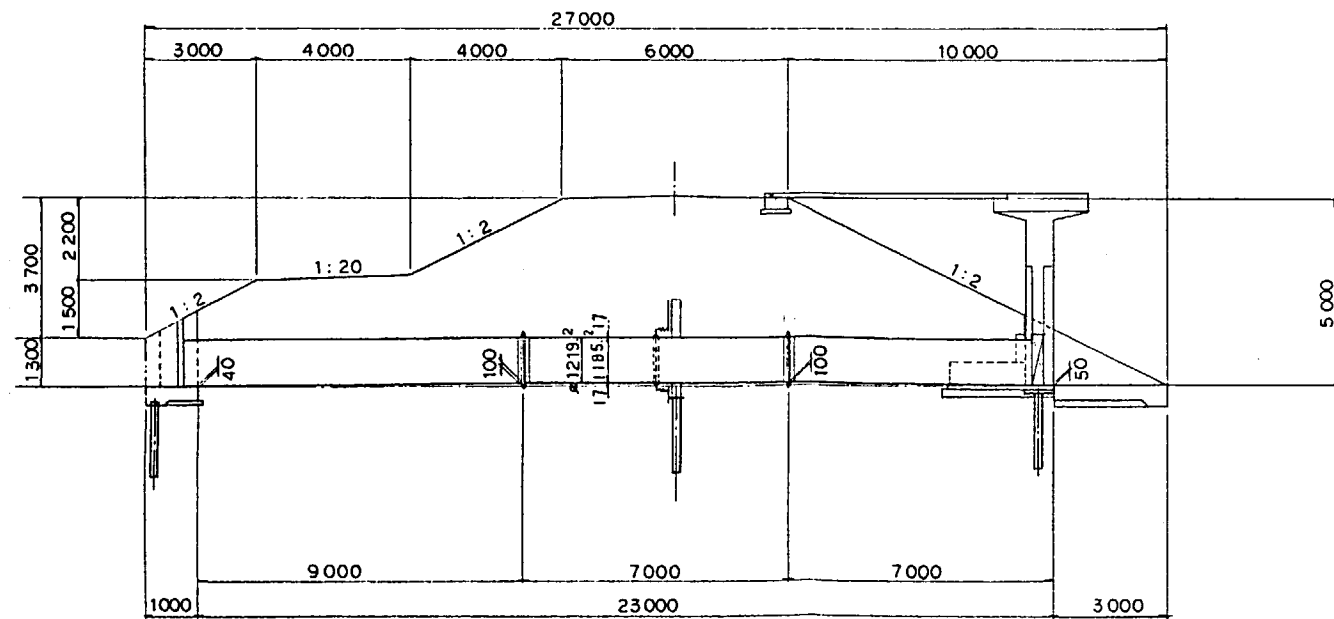
平面図



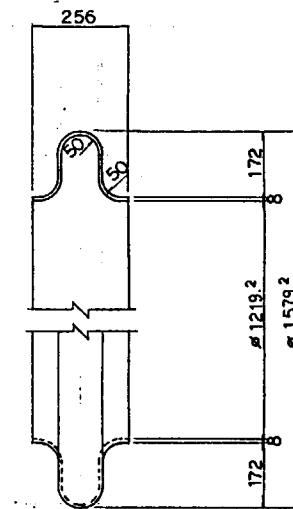
標準断面図



縦断面図



スチールベローズ継手詳細図



鋼管の諸元 (TYPE-B)		
堤体タイプ	新規盛土	
地盤改良工	プレロード工法	
面体	構造形式	鋼製
	面体長	23.0m
	スパン割	9.0m+7.0m+7.0m
基礎工	外径・管厚	$\phi 1219.2$ t=13mm
	基礎形式	直接基礎
継手構造	スチールベローズ	

第4章 TYPE-Cの設計

§1 設計方針

軟弱地盤上の樋門・樋管の設計に、“柔”構造・“柔”支持の設計法を採用した場合の計算事例を示すものとする。

TYPE-Cの計算事例は次の方針に基づき、条件の設定および設計を行った。

- ① 堤体は、既設の堤防に腹付け盛土を施した形状を想定し、その場合の地盤沈下量の計算方法について整理する。
- ② 層厚の厚い粘性土地盤を想定し、地盤沈下量が大きい場合のその対策工の一例を示すとともに、柔構造・柔支持の樋門・樋管における杭基礎の考え方を提案する。
- ③ 函体は、一般的な場所打ち鉄筋コンクリート構造とするが、樋管縦方向を柔構造とするために、可撓性のある継手を採用する。
- ④ 函体縦方向の計算で胸壁と門柱の荷重も考慮し、一体構造としての解析を行う。

§ 2 設計条件

2.1 モデル地盤

モデル地盤としては、表-2.1.1に示す粘性土を主体とした地盤を想定した。

既設の堤防がある場合には、堤防横断方向にその土質特性は異なるものとなることが考えられるが、ここでは堤内地における既設堤防の影響の無い地点の地質調査データのみを利用して検討するものとした。

表-2.1.1 土層区分と土質定数

標尺 (m)	柱状図	層名	記号	深度 (m)	層厚 (m)	N値	自然含水比 w _n (%)	湿潤単位体積重量 γ _t (tf/m ³)	水中単位体積重量 γ _{t'} (tf/m ³)	初期地中応力 P ₀ (kgf/cm ²)	一軸圧縮強度 q _u (kgf/cm ²)	変形係数 E _p (kgf/cm ²)
0.0	▽	表土	TS	1.0	1.0	1	----	1.70	0.50	0.170	----	----
2.0												
4.0	2	0.320										
5.0	3	0.370										
6.0	2	0.420										
7.0	1	0.470										
8.0	3	0.520										
9.0	2	0.570										
10.0	3	0.640										
11.0	4	0.710										
12.0	4	0.750										
13.0	2	0.850										
14.0	3	0.920										
15.0	第2層 AC2	11.0	70	1.60	0.70	0.60	35.00					
16.0								2	1.060			
17.0								3	1.130			
18.0	4	1.200										
19.0	3	1.270										
20.0	5	1.340										
21.0	○											
22.0												32

2.2 堤 体

堤体は、図-2.2.1に示す断面とした。堤体盛土は、既設の堤防の川裏側に腹付け盛土を施した場合を想定した。したがって、地盤の初期応力等の初期条件に、既設堤防の影響を考慮することとした。

2.3 樋管の諸元

樋管の諸元は、図-2.3.1に示すものとした。

主要な諸元は、

構造型式	RC (現場打ちコンクリート)
樋管長	L=45.0m
樋管断面	2.5 m×2.5 m
敷 高	GL-3.4m

とする。

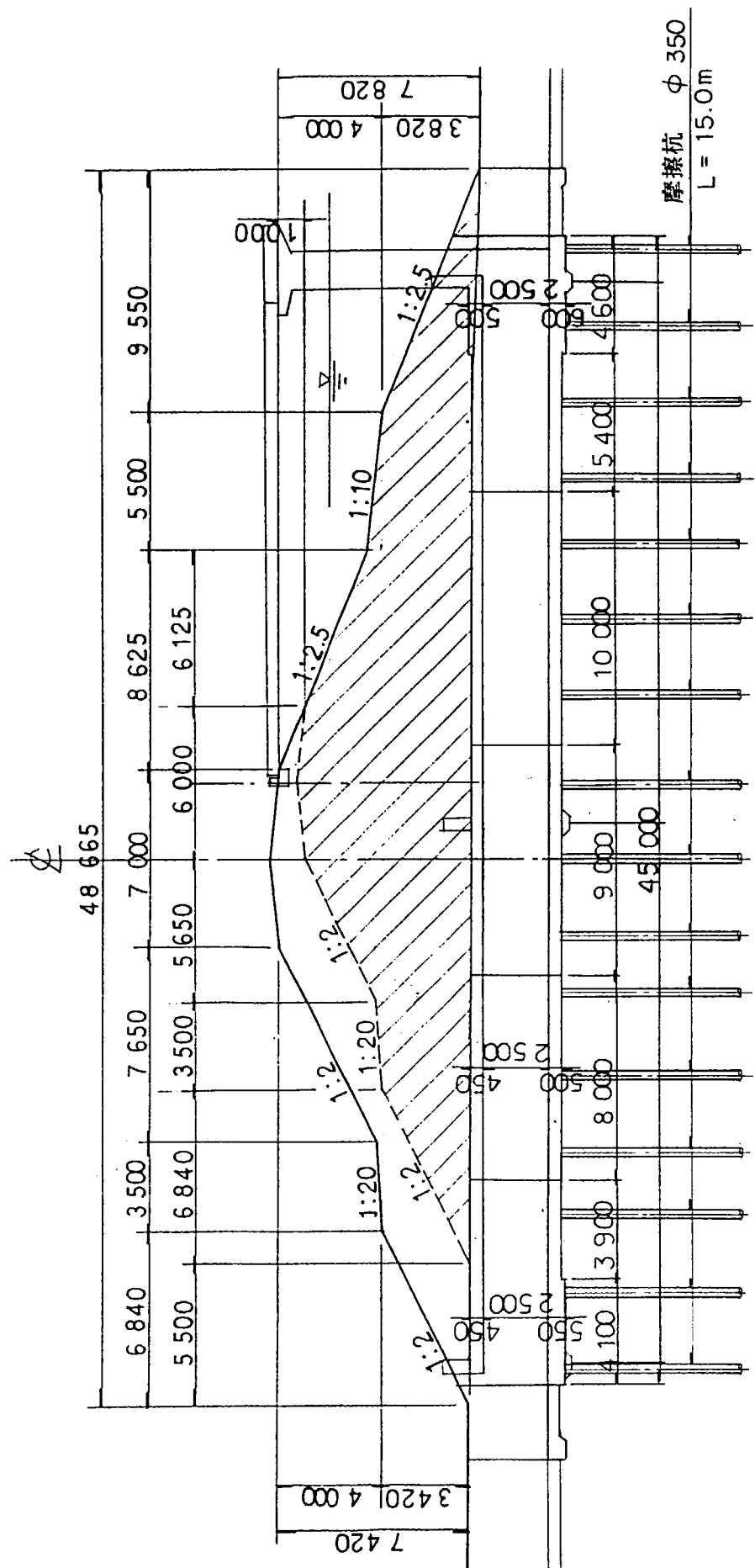


図-2.2.1 槌管計算モデル (TYPE-C) (函体縦断方向)

鉄 尺 図 (m)	注 記 号	層 名	層 記 号	深 度 (m)	層 厚 度 (m)	N
0.0	×	表土	TS	1.0	1.0	1
2.0						0
4.0		第1層	AC1	5.0		1
6.0						2
8.0						3
10.0				9.0 [*]		2
12.0						3
14.0		第2層	AC2	11.0		4
16.0						4
18.0						2
20.0				20.0		3
22.0						4
						3
						5
						32
						50

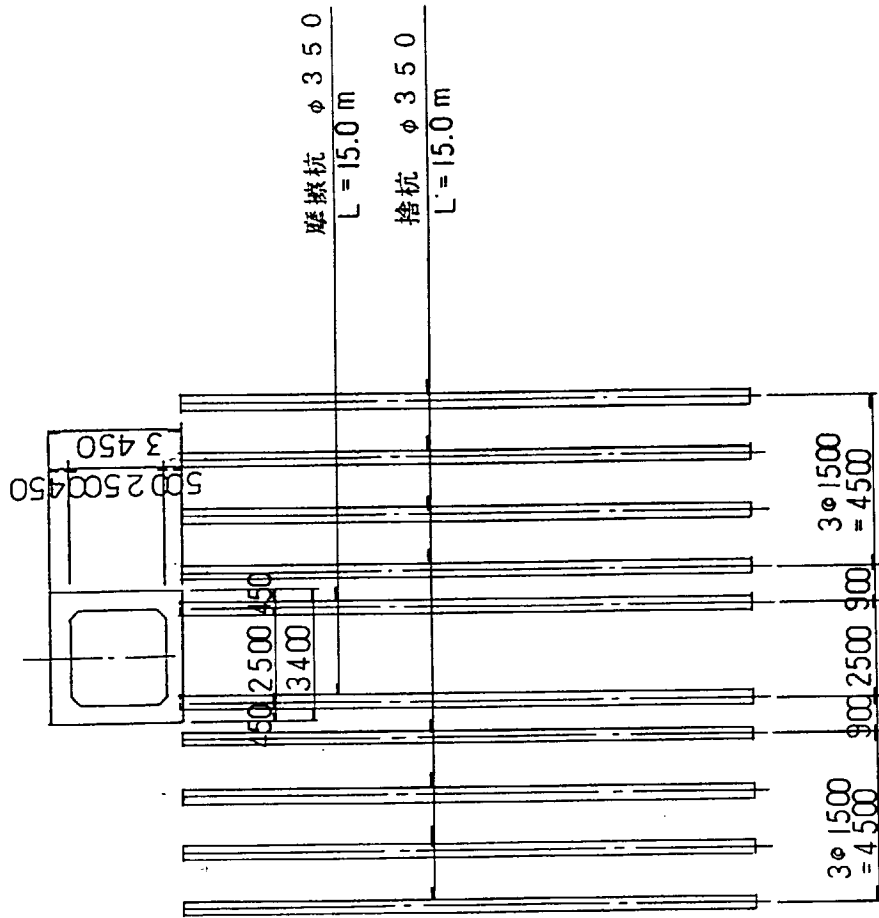


図-2.3.1 極管計算モデル (TYPE-C) 図 (函体横断方向)

§ 3 地盤沈下の検討

地盤沈下は、盛土荷重による即時沈下と圧密沈下とを考慮する。

3.1 即時沈下量分布の検討

盛土の荷重によって生じる地盤のせん断変形に伴う沈下は荷重後かなり短時間で終息するので、ここでは荷重と同時に終わる即時沈下とする。

函体は、堤体を開削した後に施工される。このような場合、堤体盛土による圧密沈下が終了している場合でも、開削によって基礎地盤がリバウンドし、函体施工後の再盛土によって、即時沈下が生ずる。設計には、このような即時沈下も考慮する必要がある。この場合、荷重としては函体床付け面から上の全盛土荷重を考える。

(1) 粘性土における即時沈下量

粘性土地盤における即時沈下量を正確に計算する方法は確立されていないが、帯状荷重である堤体中央部に生じる即時沈下量を推定する一手段として次式を用いてよい。

なお、この即時沈下量は、非排水条件のせん断変形のみによって生じるとした値である。

$$S_i = \frac{q_E \cdot B_m}{E} \cdot n \quad (3.1.1)$$

- ここに、
- q_E : 盛土荷重 (tf/m²)
 - E : 軟弱層の換算変形係数 (tf/m²) (2)参照
 - B_m : 載荷幅 (m)
 - n : 図-3.1.1から求まる係数

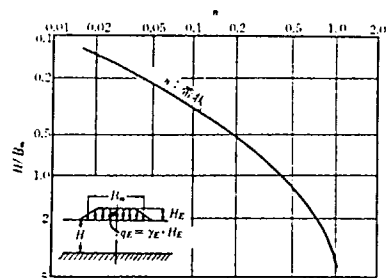
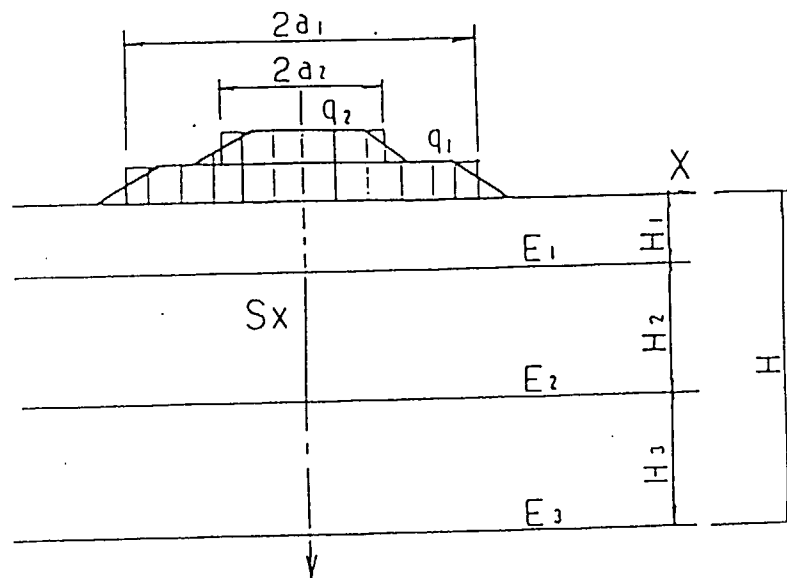


図-3.1.1 H/B_mと係数nの値

堤体横断方向の即時沈下量分布を推定する方法としては、実際の利用の便を考慮して、堤体を等価な複数の帯状荷重に近似した次式を用いることができる。

$$S_x = \sum_{i=1}^n \frac{3 a_i q_i}{E_i \pi} \log \sin \left(\tan^{-1} \frac{a_i}{H} \right) \left[1.0 - 0.75/\pi \left\{ (1+x/a_i) \log |1+x/a_i| + (1-x/a_i) \log |1-x/a_i| \right\} \right] \quad (3.1.2)$$

- ここに、
- S_x : x の位置の地表沈下量
 - q : 盛土荷重(tf/m^2)
 - E : 軟弱層の換算変形係数(tf/m^2)
 - $2a$: 載荷幅 (m)
 - H : 軟弱層の全厚 (m)
 - H_i : 軟弱層を構成する各層の層厚 (m)
 - E_i : 軟弱層を構成する各層の変形係数(tf/m^2)
 - n : 等分布荷重数
 - x : それぞれの等分布荷重のセンターからの距離



(2) 換算変形係数

基礎底面下の地盤が深さ方向に変化する場合、特に弱い層が存在する場合などには、次式によりその影響を考慮に入れる必要がある。

$B = L$ のとき

$$E_m = \frac{-\frac{1}{B + 2h \tan \theta} + \frac{1}{B}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{E_{o,i}} \left[-\frac{1}{B + 2h_i \tan \theta} + \frac{1}{B + 2h_{i-1} \tan \theta} \right]} \quad (3.1.3)$$

$B \neq L$ のとき

$$E_m = \frac{\ell_{og} \frac{(B + 2h \tan \theta) \cdot L}{(L + 2h \tan \theta) \cdot B}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{E_{o,i}} \ell_{og} \frac{(B + 2h_i \tan \theta) (L + 2h_{i-1} \tan \theta)}{(L + 2h_i \tan \theta) (B + 2h_{i-1} \tan \theta)}} \quad (3.1.4)$$

ここに、

E_m : 地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数 (kgf/cm²)

B : 基礎の幅 (m)

L : 基礎の長さ (m)

hn : 影響を調べなければならない深さ (m) で、基礎幅 B の 3 倍以上とする。

h_i : 細分する各層の層厚 (m)

$E_{o,i}$: 細分した第 i 番目の層の変形係数 (kgf/cm²)

θ : 荷重の分散角度で、 $\theta = 30^\circ$ とする。

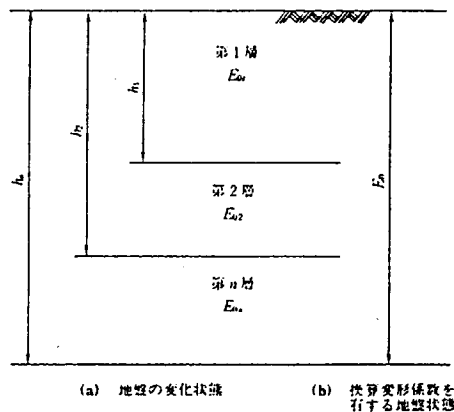


図-3.1.2 地盤が深さ方向に変化する場合

(a) 層別の変形係数

ボーリング調査は、既設堤防の影響が無いと考えられる堤内地で行われていることを想定している。したがって、一軸圧縮試験より推定した変形係数 E_{s0} は原地盤の値であって、既設堤防下の地盤では圧密沈下によって強度増加とともに、変形係数も増大していると考えられる。

この場合、堤防下の地盤の変形係数は、既設堤防の影響によって場所毎に異なる値となっていることが想定される。ここでは、全体を平均的に取り扱うこととしてその変形係数を式 (3.1.5) により求めることとする。

$$E = E_0 \times \frac{C_p}{C_0} \dots\dots\dots (3.1.5)$$

ここに、

E : 堤防下の地盤の変形係数 (kgf/cm²)

C_p : 堤防下の地盤の粘着力 (kgf/cm²)

$$C_p = C_0 + m \cdot \Delta p_m \cdot U$$

C_0 : 一軸圧縮試験より求めた粘着力 (kgf/cm²)

m : 強度増加率

Δp_m : 盛土による対象とする層中心の平均的な増加応力 (kgf/cm²)

U : 圧密度 (%)

① 地盤の変形係数 (一軸圧縮試験からの推定値)

	層 厚 (m)	E (kgf/cm ²)
A _{c1}	5.6	25.0
A _{c2}	11.0	35.0

② 堤防下の地盤の変形係数

A_{c1} 層

$$C_0 = \frac{q_u}{2} = \frac{0.20}{2} = 0.10 \text{ kgf/cm}^2$$

$$m = 0.3$$

$$\Delta p_m = 0.50 \text{ kgf/cm}^2$$

$$U = 100 \%$$

$$C_p = 0.10 + 0.3 \times 0.50 \times 1.0 = 0.25 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_1 = 25.0 \times \frac{0.25}{0.10} = 62.5 \text{ kgf/cm}^2 = 625 \text{ tf/m}^2$$

A c₂ 層

$$C_o = \frac{0.60}{2} = 0.30 \text{ kgf/cm}^2$$

$$m = 0.3$$

$$\Delta p_m = 0.40 \text{ kgf/cm}^2$$

$$U = 100\%$$

$$C_p = 0.30 + 0.3 \times 0.40 \times 1.0 = 0.42 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_2 = 35.0 \times \frac{0.42}{0.30} = 49.0 \text{ kgf/cm}^2 = 490 \text{ f/m}^2$$

(b) 換算変形係数

基礎の B × L については、現在のところ適切な考え方が提示されていない。ここでは、函体設置時の堤体の開削幅を想定して、B = 7.4m, L = 48.665m とした。

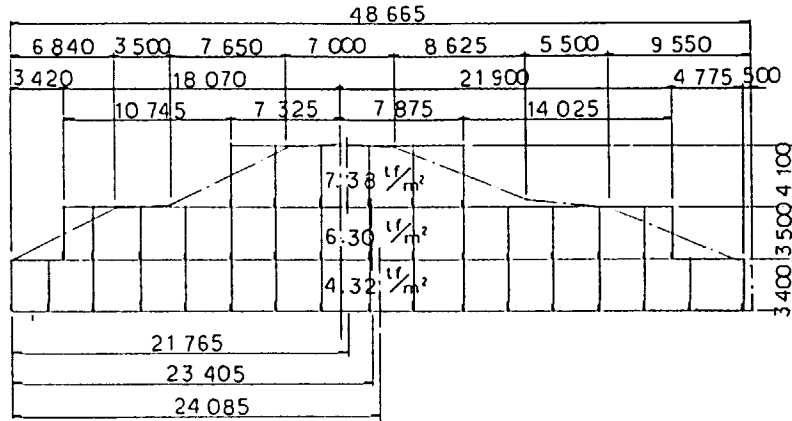
多層地盤の換算変形係数

全層厚 H _n (m)	16.600			
層毎の変形係数	LAY	層厚 (m)	変形係数 (tf/m ²)	寄与率 (%)
	1	5.600	625.0	47.1
	2	11.000	490.0	52.9
基礎の幅 × 奥行 B × L		B (m)	L (m)	
		7.400	48.665	
換算変形係数 E _m (tf/m ²)	553.6			

(3) 即時沈下量の計算

荷重モデル図

堤体荷重は下図の3つの帯状荷重にモデル化する。ここでは、計算を解りやすくするために計画堤防の荷重を載荷している。



3.2 圧密沈下量分布の検討

圧密沈下量は、計画堤防を載荷した場合の沈下量と、既設堤防を載荷した場合の沈下量を算出し、その差を腹付け盛土による圧密沈下量と考える。

圧密沈下量は、層区分された圧密層毎に式(3.2.1)より一次圧密沈下量を求めた合計とする。

$$S_c = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \cdot H \quad (3.2.1)$$

ここに、

S_c : 軟弱層の一次圧密沈下量 (m)

e_0 : 圧密層の初期間げき比

e_1 : 圧密層の圧密後の間げき比で $e \sim \ell$ の P 曲線に中央深度の $P_0 + \Delta p$ を適用して求める。

H : 圧密層の層厚 (m)

P_0 : 盛土前土被り圧 (tf/m²)

Δp : 盛土荷重による増加応力 (tf/m²)

(1) 初期地中応力

各層の初期地中応力の計算結果を、表-3.2.1 に示す。

表-3.2.1 P_0 の計算

層名	深度 (m)	層厚 H (m)	水中単位 体積重量 γ'_s (tf/m ³)	$H \cdot \gamma'_s$ (tf/m ²)	中央深度における土被り圧	
					P_0 (tf/m ²)	P_0 (kgf/cm ²)
第1層	5.00	8.00	0.50	4.00	3.70	0.370
第2層	14.50	11.00	0.70	7.70	9.55	0.955

(2) 地盤の圧密特性

地盤内の増加応力については、現地盤より上の盛土部分のみと考えて計算する。

各層の圧密特性を図-3.2.1, 図-3.2.2および表-3.2.2に示す。

表-3.2.2 地盤の圧密特性 (C_v値)

層名		P ₀ (kgf/cm ²)	$\frac{\Delta p}{2}$ (kgf/cm ²)	P ₀ + $\frac{\Delta p}{2}$ (kgf/cm ²)	P ₀ + $\frac{\Delta p}{2}$ に 対するC _v (cm ² /sec)
計画堤防	第1層	0.370	0.630	1.000	0.000640
	第2層	0.955	0.480	1.435	0.000920
既設堤防	第1層	0.370	0.530	0.900	0.000700
	第2層	0.955	0.400	1.355	0.000930

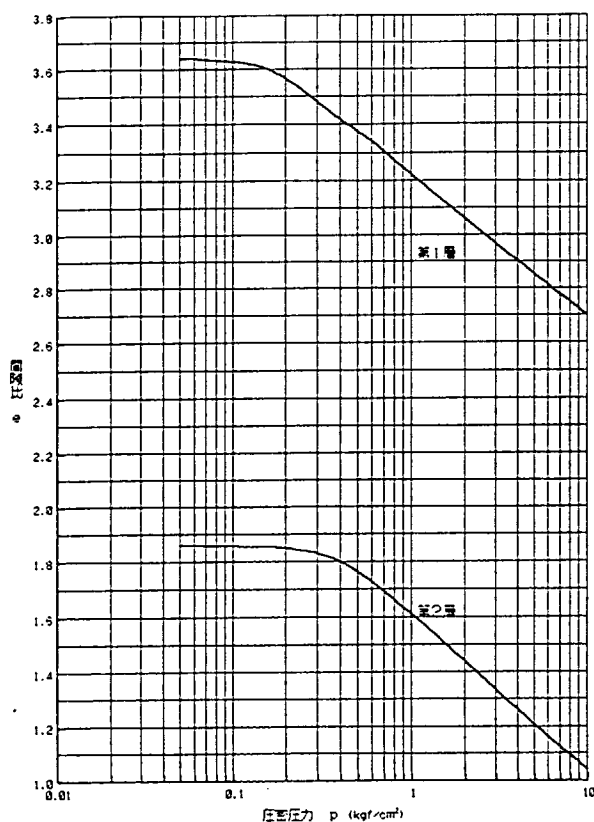


図-3.2.1 e ~ log p 関係

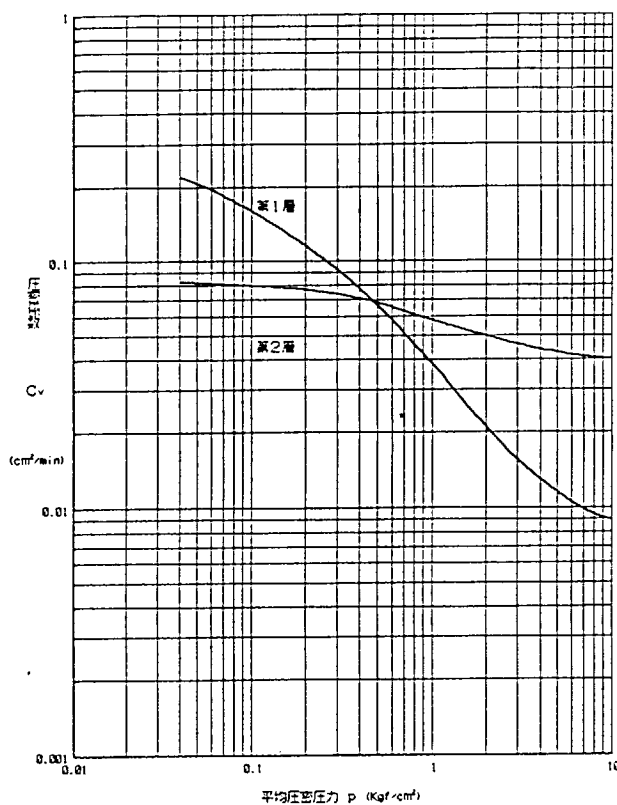


図-3.2.2 log C_v ~ log p 関係

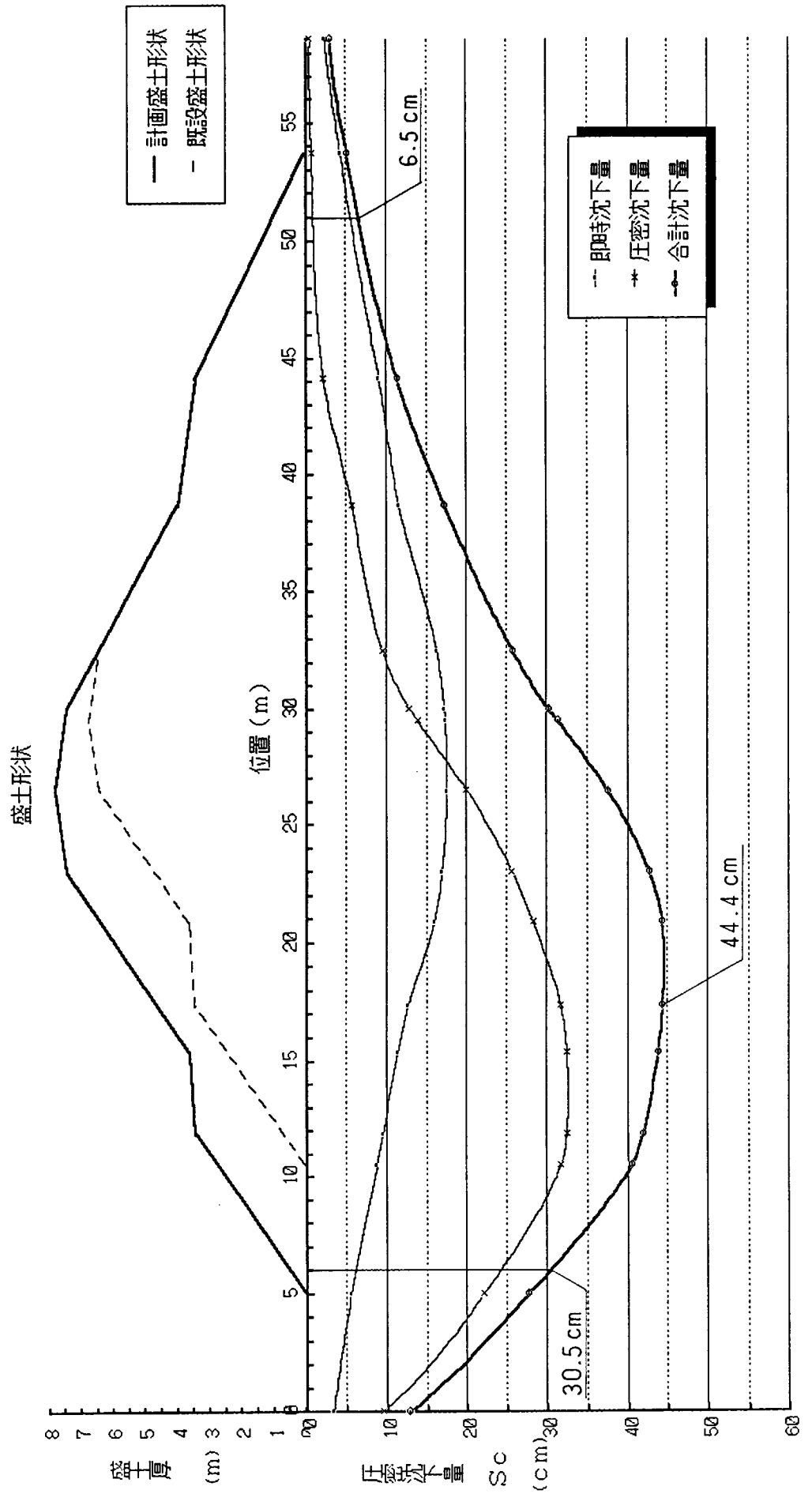


図-3.3.1 計画盛土による地盤沈下量分布

3.3 地盤の沈下量

(1) 地盤の沈下量分布

地盤の即時沈下量分布および圧密沈下量分布、そしてそれらを重ね合わせて、全沈下分布曲線を描いたものを図-3.3.1に示す。

最大沈下量は、腹付け盛土をおこなった中央付近に生じ、

$$S_{\max} = 44.4 \text{ cm}$$

となる。函端部における地盤沈下量は川表側 S_1 、川裏側 S_2 、それぞれ

$$\begin{aligned} S_1 &= 6.5 \text{ cm} \\ S_2 &= 30.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

である。

(2) 地盤沈下の経時変化

地盤沈下の経時変化を、図-3.3.2に示す。

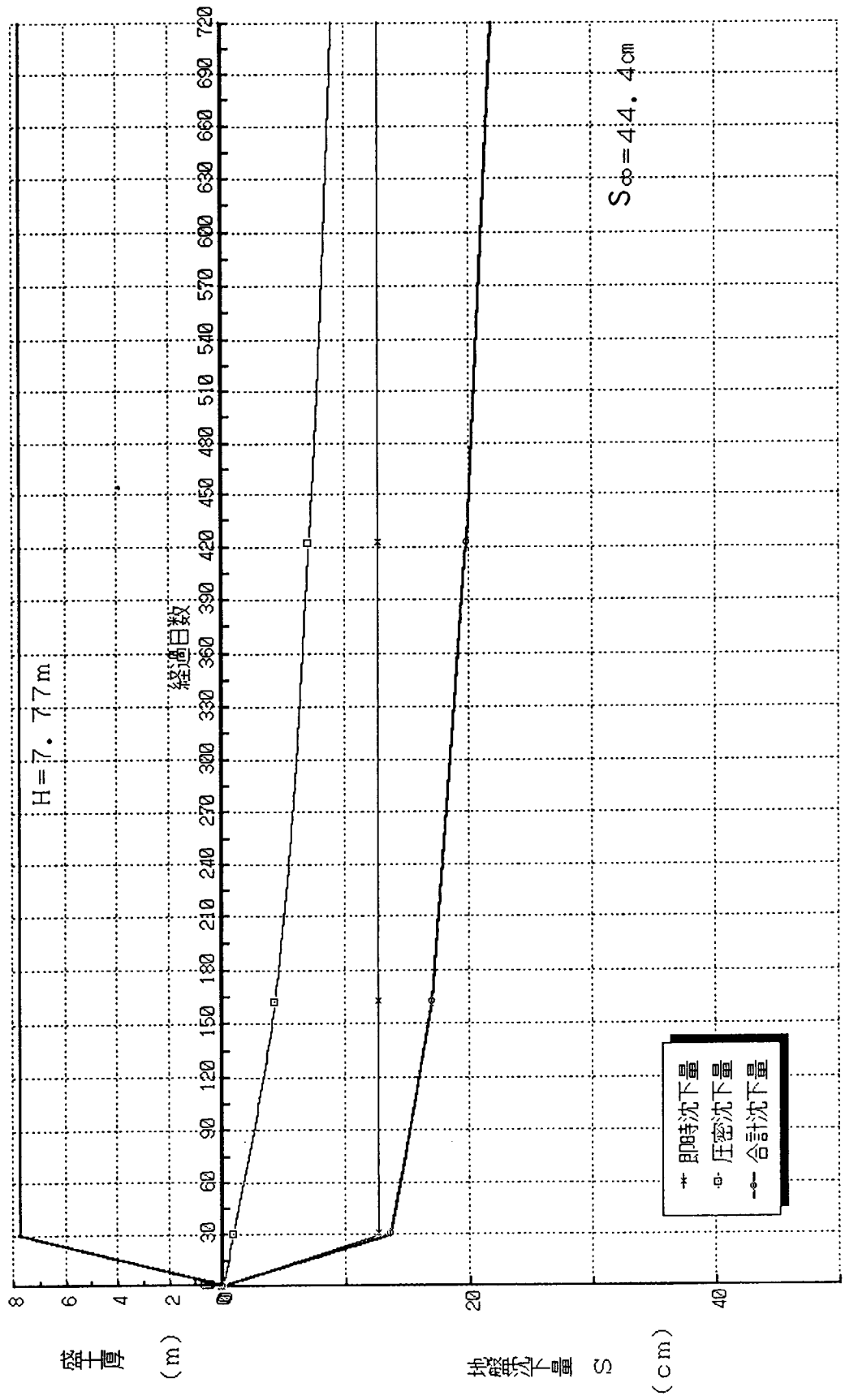


図-3.3.2 地盤沈下量の経時変化曲線

§ 4 地盤改良の検討

以上の検討により地盤の沈下量 S は、

$$\text{地盤の最大沈下量} \quad S_{\max} = 44.4 \text{ cm}$$

$$\text{地盤の不同沈下量} \quad S_{\text{rel}} = 37.9 \text{ cm}$$

となり、この状態で直接基礎の函体を設計しても、函体設置後の許容変位量を満足しないこととなる。したがって、地盤改良などの対策工により、沈下量をおさえることが必要である。

ここでは、捨杭と摩擦杭基礎の併用工法を採用した。この工法は、函体周辺に配置した捨杭によって、広範囲の地盤沈下を抑制し、さらに函体下に設置した摩擦杭により函体の沈下を抑制するものである。

摩擦杭を選定した理由は、かならずしも必要十分なものではないが、計算例としての理由の外に、敢えて理由を付せば下記のとおりである。

- ① 軟弱層が粘性土であること。
- ② 軟弱層厚が20mもあり、通常の地盤改良工法では不経済となる可能性が高い。
- ③ 地盤の不同沈下量が大きいため、沈下抑制効果の高い工法が望まれる。
- ④ 側方流動の抑制効果も期待できる工法が望ましい。

表-4.1 地盤改良工法選定表

地盤改良工法 選定条件			固 結 工 法	表 層 混 合 処 理 工 法	載 荷 重 工 法		パ ー テ レ カ レ ド ン 工 法	持 固 め 工 法		固 結 工 法		パ イ ル ネ ッ ト	お よ び 抗 工 法	
					ブ レ ン グ デ ィ 工 法	サ ー チ ャ ー 工 法		サ ク シ ョ ン コ ン パ イ	振 動 締 固 め 工 法	深 層 混 合 処 理 工 法	石 灰 パ イ ル 工 法			
地 盤 及 び 透 厚	土質	10m 以下	△	○	○	○	-	△	○	△	×	△		
		10m 以上	×	×	○	○	-	○	○	△	×	△		
	粘性土	10m 以下	○	○	○	○	△	△	×	○	○	○		
		10m 以上	×	×	△	△	○	○	×	○	○	△		
	腐植土	3m 以下	○	○	△	△	×	×	×	△	×	×		
		3m 以上	×	×	○	○	△	△	×	△	×	△		
	条 件	中間層	透水層がある	-	-	○	○	-	-	-	△	△	○	
		不透水層がある	-	-	△	△	○	○	△	○	○	○		
		きわめて硬い層がある	-	-	○	○	×	△	△	×	×	×		
		支持層	透水層とみなせる	△	-	○	○	-	-	-	○	○	-	
	不透水層とみなせる	○	-	△	△	○	○	○	○	○	-			
堤体への影響 (不同沈下等)			○	△	○	○	○	△	△	△	△	○		
施 工 条 件	施工深度	3m 以下	○	○	-	-	×	×	×	△	△	×		
		3 ~ 10 m	×	×	-	-	○	△	○	○	○	○		
		10 ~ 20 m	×	×	-	-	○	○	△	○	○	△		
		20 ~ 30 m	×	×	-	-	△	△	△	○	△	△		
		30m 以上	×	×	-	-	△	△	×	△	△	×		
施工工期	十分長い	○	○	○	○	△	△	△	△	△	△			
	ある程度長い	○	○	△	○	○	○	○	△	△	○			
	短かい	○	○	△	△	△	△	○	○	○	○			
環境 条件	施工量が多い	○	△	○	○	○	△	△	△	△	△			
	作業空間が狭い	○	○	△	△	△	△	△	△	△	△			
	トラフィカビリティが悪い	○	○	○	○	△	△	△	△	△	△			
工 法 の 効 果	低振動・低騒音	○	○	○	○	△	×	×	△	△	△			
	地下水に対する影響	○	○	○	○	○	△	△	△	△	○			
	隣接構造物に対する影響	○	○	△	△	△	×	×	○	○	△			
	周辺地盤の変形抑制	○	○	△	△	△	△	△	○	○	○			
	沈下促進	-	-	○	○	○	○	○	-	-	-			
	沈下抑制	○	○	-	-	-	-	-	○	○	○			
	強度増加	○	○	○	○	○	○	○	○	○	-			
環 境 性	腐土の安定	○	○	○	△	△	○	○	○	○	○			
	側方流動抑制	○	○	△	△	△	△	△	○	○	○			
	液状化抑制	○	○	△	△	△	○	○	△	△	×			
透水性低減	○	○	-	-	×	×	×	△	△	-				
経 済 性		○	○	○	○	○	○	△	△	△	△			

○ : 適合する。
 △ : 詳細な検討を要する。
 × : 不適合となる場合がある。
 - : 該当しない。

§ 5 法面の安定検討

盛土荷重が地盤の極限支持力を越えると、盛土は図-5.1に示すようなすべり面に沿って破壊する。

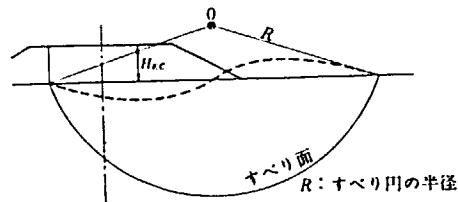


図-5.1 盛土の破壊

したがって、盛土の計画にあたっては、すべり破壊に対するおそれのある場合には、安全性を確かめることが必要である。

この例題のような地盤では、腹付け盛土による増加応力ですべりの安全率がかなり低下することが予測される。また側方流動の恐れもある地盤である。このような場合一般にすべり安全率が $F_s > 1.5$ であるかどうかをチェックし、そうでない場合にはしかるべき対策が必要になる。今回は捨杭および摩擦杭の側方流動抑制効果の検討は省略している。

§ 6 基礎地盤の検討

6.1 対策工の検討

函体周辺に配置した捨杭による地盤沈下抑制効果を算出する。この場合の地盤沈下分布を予測する計算手法は確立されていない。ここでは「昭和61年度 河川構造物等の軟弱地盤対策工法検討業務報告書」に提案した計算法によって地盤沈下分布を求めることとする。

(1) 計算条件

① 使用杭

杭種 : PC杭

杭径 : $\phi 350$

杭長 : 15.0m

② 捨杭の打設方法

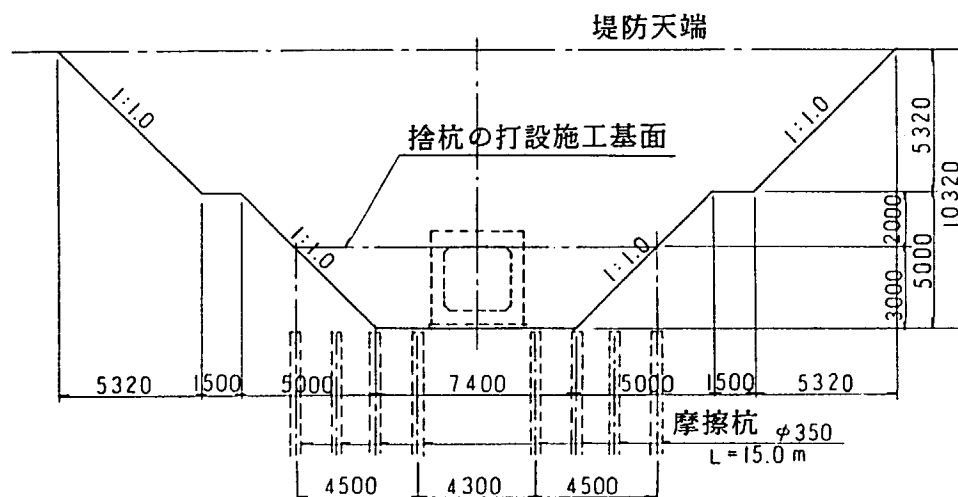


図-6.1.1 堤防の開削断面

捨杭の打設は、上図に示す打設施工基面よりやっところを用いて行う。

(2) 捨杭間隔の検討

捨杭間隔は、群杭効果を得るために、次式により検討を行う。

$$\ell = 1.5 \sqrt{\frac{1}{2} \cdot D \cdot D_r}$$

ここに、 D : 杭 径 D = 0.35 m

D_r : 地中の杭長 D_r = 15.00 m

$$\ell = 1.5 \times \sqrt{\frac{1}{2} \times 0.35 \times 15.00} = 1.5 \times 1.11 = 2.43 \text{ m}$$

また、杭体の強度より求まる最大杭間隔は次式による。

$$\ell^2 \cdot H \cdot \gamma_t \leq \sigma_{ca} \cdot A_p$$

$$\ell \leq \sqrt{\frac{\sigma_{ca} \cdot A_p}{H \cdot \gamma_t}}$$

ここに、 ℓ : 杭間隔

H : 盛土高 (m) H = 7.72m

γ_t : 土の湿潤単位体積重量 γ_t = 1.8tf/m³

A_p : 杭の断面積 (m²)

$$A_p = \pi/4 \times 0.35^2 = 0.0962 \text{ m}^2$$

σ_{ca} : 杭の許容圧縮応力度

$$\sigma_{ca} = 230 \text{ kgf/cm}^2 = 2,300 \text{ tf/m}^2$$

$$\ell = \sqrt{\frac{2,300 \times 0.0962}{7.72 \times 1.80}} = 3.99 \text{ m}$$

捨杭の間隔は、以上の計算から 2 m 程度が適切かと思われるが、図-6.1.1 に示すように、開削時の法面に位置する捨杭を最小限度とし、かつ必要本数を確保するために 1.5 m とした。

(3) 杭の先端支持力

捨杭の計算には杭の先端支持力を考慮するものとし、次式により算出する。

$$p_a = 9 C_u \cdot A$$

ここに、 p_a : 杭の先端支持力 (tf/本)

C_u : 杭先端の地盤の粘着力 (tf/m²)

$$C_u = 4.2 \text{ tf/m}^2$$

A : 杭先端の面積 (m²)

$$A_p = \pi / 4 \times 0.35^2 = 0.096 \text{ m}^2$$

$$p_a = 9 \times 4.2 \times 0.096 = 3.6 \text{ tf/本}$$

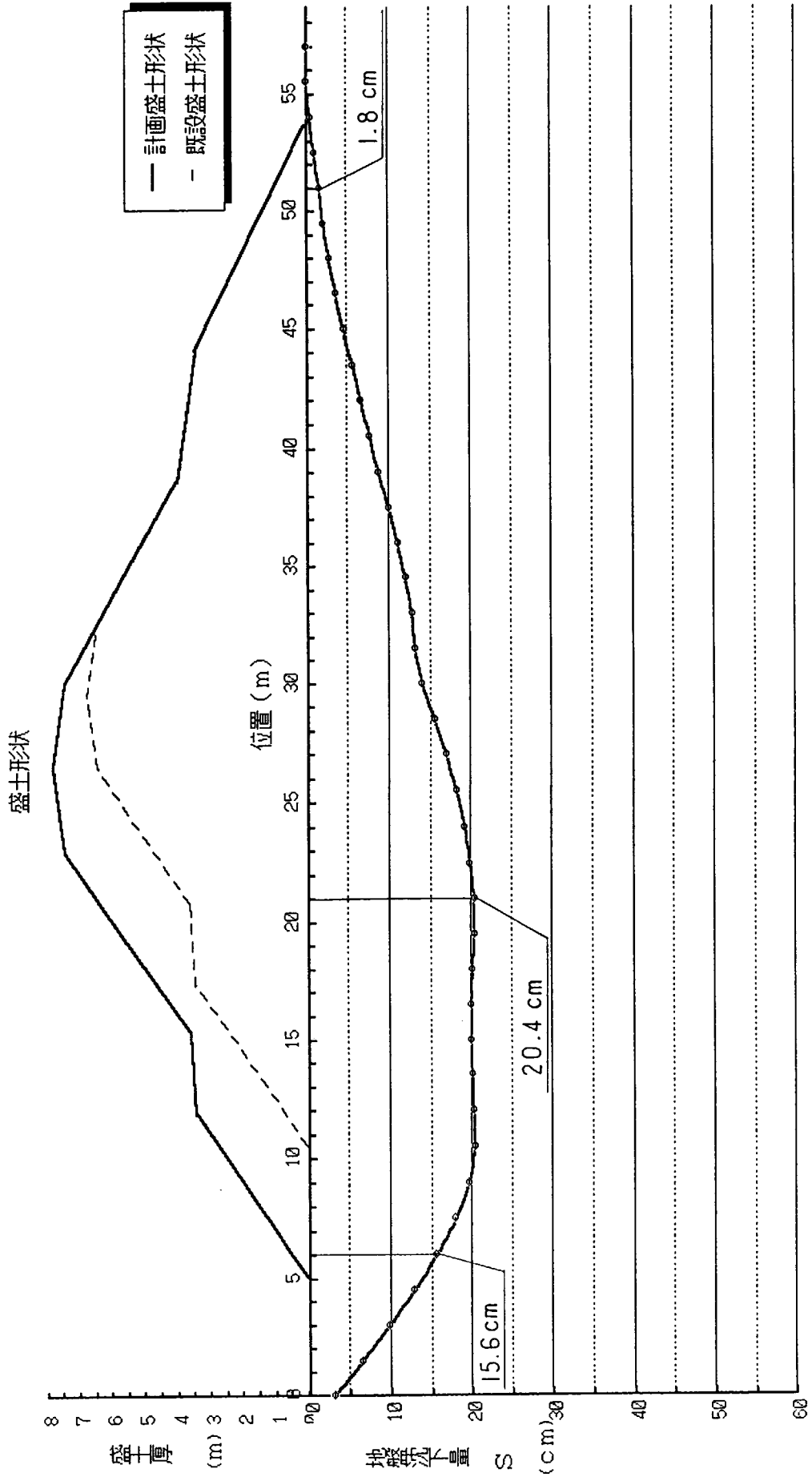


図-6.1.2 対策後の地盤沈下量分布 (残留沈下量分布)

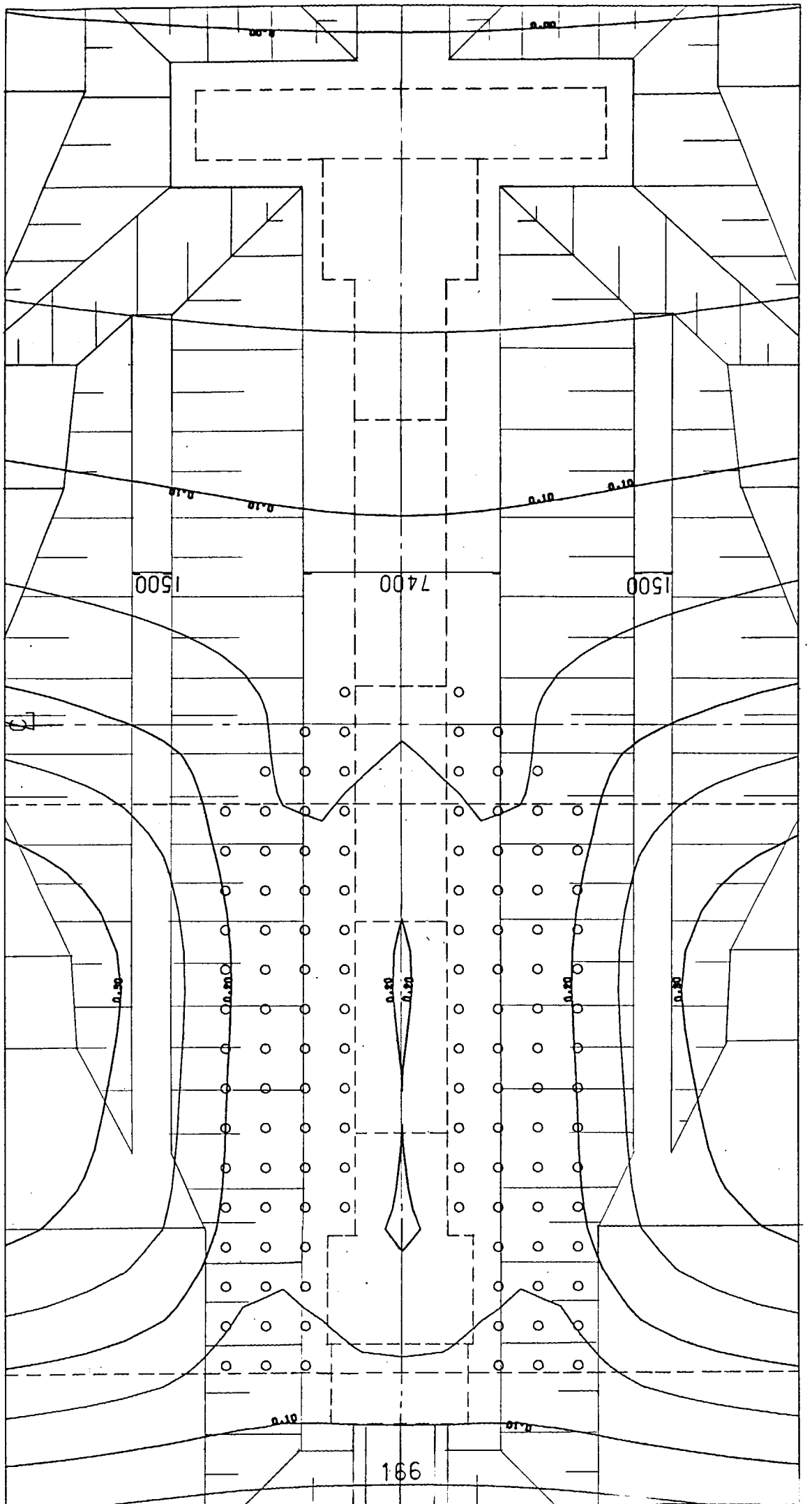


図-6.1.3 対策後の地盤沈下量分布および開削計画図

§ 7 函体のスパン割の検討

7.1 継手形式の検討

継手形式の選定にあたってはつぎの諸条件を考慮する必要がある。

- ① 函体の材質や構造特性
- ② 基礎地盤の残留沈下量の大きさやその分布形状および側方流動量などの変形特性
- ③ 函体断面の大きさや施工工期およびキャンバー盛土などの施工条件
- ④ 維持管理上の制約条件

継手形式は、カラー継手、可撓継手、弾性継手の3種類に分類される。この継手形式と函体構造とは共同して変形に追随するなど函体の変形能力を計る上で、不可分の関係にあり、また、継手形式の違いによって函体に生じる応力が異なるから、継手形式の選定は函体構造の選定と合わせて行う必要がある。

各継手形式の特徴を表-7.1 に示した。この表は一般的な適性の概略を知るための参考となる。

この計算例では、次の理由により可撓継手が適していると判断した。

- ① 函体構造がRCであり、適合性に優れた継手としてはカラー継手、可撓継手が考えられる。
- ② 堤体は、既設の堤防に腹付けする形状であることから、沈下分布形状が複雑となることが予想される。また摩擦杭の沈下抑制効果も十分な精度で予測することは難しい。さらに摩擦杭によって函体はそれがない場合よりも動きが抑制される。これは函体に発生する断面力が大きくなることを意味する。したがって、函体の沈下分布曲線に対する追随性を良くするためには、可撓性の高い継手が望まれる。

表-7.1.1 継手形式の特徴

選 定 条 件		カラー 継手	可撓 継手	弾 性 継 手		
				ゴ ム	スチールベローズ	メカニカルソケット
函 体 構 造	R C 函体	◎	◎	—	△	—
	P C 函体	△	○	◎	△	—
	鋼製函体	△	△	—	◎	△
	ダクタイル铸铁管	—	△	—	△	◎
地 盤 変 形 特 性	残留沈下量が大きい	△	◎	○	◎	◎
	側方流動量が大きい	△	△	◎	◎	○
	沈下分布形状が複雑	△	◎	○	◎	◎
施 工 条 件	函体断面が大きい	△	◎	○	○	○
	工期が短い	△	○	◎	◎	◎
	キャンバー盛土を考慮	△	◎	○	◎	◎
維 持 管 理	継手部の改築（開削）	△	◎	—	△	—
	継手部の取替え	—	◎	—	—	—

◎ : 良く適合する

○ : 適合する

△ : 不適合ではないが検討を要する

— : 該当しない

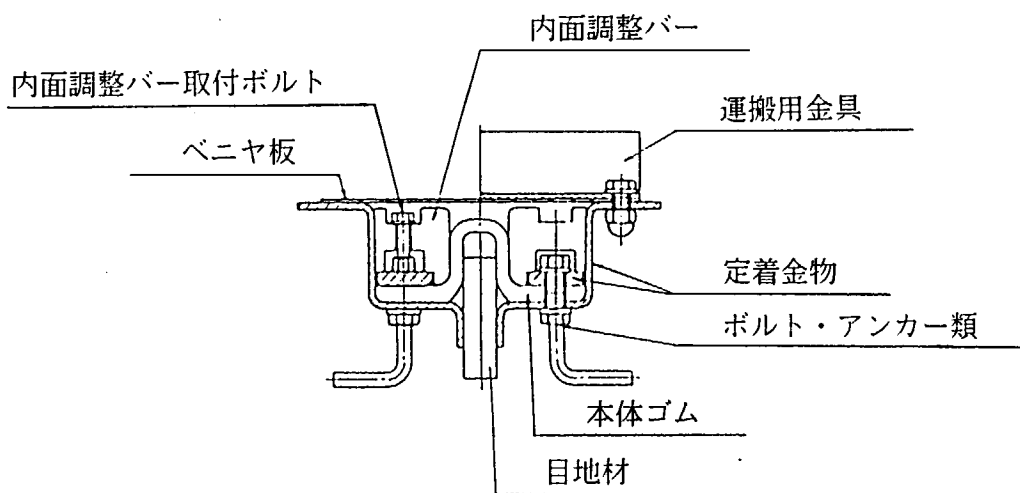
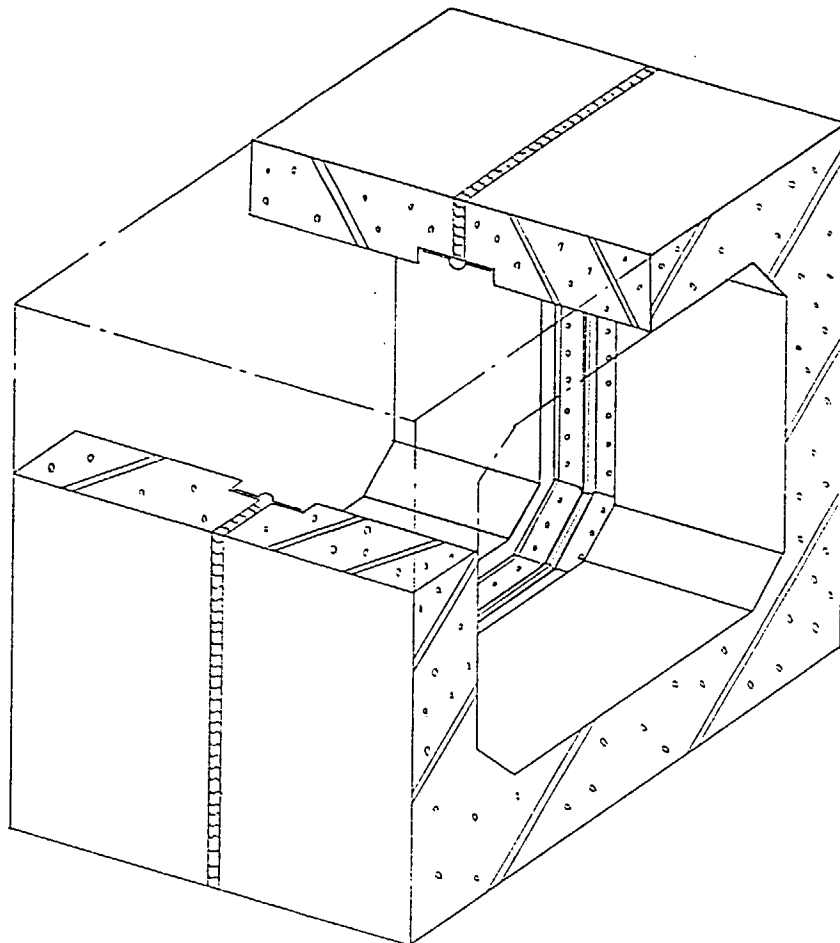


図-7.1.1 可撓継手

7.2 スパン割の検討

函体および基礎の設計に際して、函体のスパン割と継手の構造形式は、函体の地盤沈下に対する追随性に大きな影響を及ぼす。

継手は、構造系の弱点となり易いため継手の数をできるだけ少なくするよう、函体のスパン割を適切に設計することが必要である。スパン長が長くなると、不同沈下や地震の影響あるいはコンクリートの収縮等によって、函体にクラックが生じ、また堤体へ悪影響を及ぼす可能性があるため、慎重な配慮を要する。

従来、函体のスパン割は詳細な比較検討を伴わずに決定されてきた。しかし、函体にかんがりの沈下を許容する“柔”支持の樋管の設計においては、地盤沈下分布が函体の変位・断面力に対して支配的な条件となるので、スパン割の良否が函体および堤体の安全性に大きく影響を及ぼすことになる。

また、函体のスパン割と継手構造は不可分の関係にあるから、スパン割の検討にあたっては、使用する継手の変形能力の許容値を念頭に置く必要がある。

地盤沈下分布は曲線分布となるから、これに沿う函体のスパン長は短ければ短いほど相対沈下防止の面で有効となるが、漏水上の弱点となる可能性のある継手の数を必要以上に設けることは好ましくないため、最小スパン長は原則として4 m以上とし、等スパン割りとする必要はない。

なお、最大スパン長は、地盤条件によらず15mを限度とすることが望ましい。

また、継手位置は、その折れ角が大きくなる地盤沈下の最大値付近や、輪荷重載荷部の中央付近を避ける必要がある。

この計算では、スパン割を

$$8.0\text{m} + 8.0\text{m} + 9.0\text{m} + 10.0\text{m} + 10.0\text{m}$$

とした。

§ 8 函体縦方向の検討

摩擦杭基礎においては、函体に直結された摩擦杭と函体のみでは抜け上がり等の問題の発生が予測されるので、地盤沈下の緩和領域をとるため、函体周辺に捨杭の設置が必要となる。函体周辺の捨杭による、地盤の沈下抑制効果を考慮した場合の残留沈下分布を用いて、摩擦杭基礎の設計を行う。

摩擦杭はいずれの杭も極限釣合い状態にあるとし、杭頭に伝達する力を考慮して、「弾性床上の梁」として計算を行う。

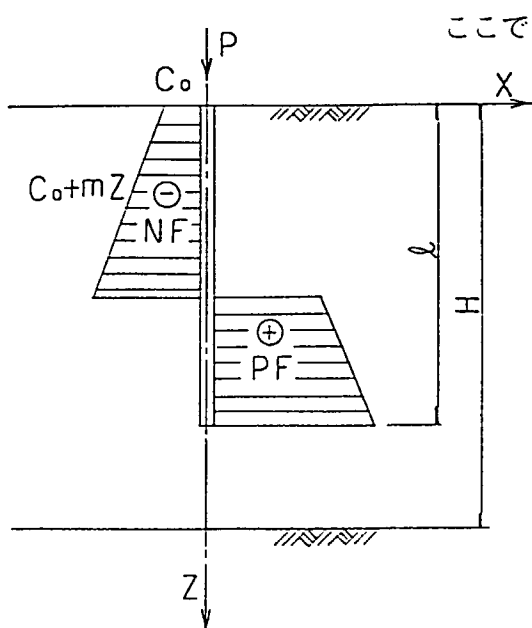
8.1 捨杭の設計法

函体周辺の捨杭による地盤沈下の抑制量を推定する。捨杭は各々極限釣合い状態にあると仮定して、地盤沈下によって杭体に発生するNFとPFとの力の釣合い及び地盤沈下と杭の中立点との関係式から、捨杭の地盤沈下抑制効果を推定する。

(1) 捨杭の地盤沈下抑制効果の計算式

i 番目の杭の力の釣合いについて考えると、極限釣合い状態においては、下図において、

$$P_i = (0.5 \cdot m \ell^2 + C_0 \ell - m \mu^2 - 2 C_0 \mu) U + k_v w_0 \quad \dots\dots\dots (8.1.1)$$



- ここで、
- P_i : 杭頭荷重
 - C_0 : 地表面における地盤の粘着力
 - m : 粘着力の深度方向増加率
 - ℓ : 杭 長
 - U : 杭 径
 - k_v : 杭先端バネ定数
 - μ : 中立点の位置
 - w_0 : 杭頭の沈下

一方で、杭の中立点の位置 μ は、地盤沈下と杭の沈下との関係から、

$$\frac{\mu}{H} w_g = w_g - w_o \quad \dots\dots\dots (8.1.2)$$

ここで、 H : 軟弱層厚

w_g : 地表面における地盤沈下量

となる。

式(8.1.2) を式(8.1.1) に代入し、 $P_i = 0$ とおけば、単杭による地盤沈下抑制効果が得られる。群杭による地盤沈下の抑制効果は、各杭による地盤沈下抑制の相互作用を考慮に入れて単杭の抑制効果を加え合わせればよい。

8.2 摩擦杭基礎の設計法

(1) 函体の変位と断面力

地盤の沈下を考慮した弾性床上の梁理論は、

$$EI \frac{d^4 w}{dx^4} + k(w - w_g) = q \quad \dots\dots\dots (8.2.1)$$

ここで、

- w : 函体のたわみ
- w_g : 地盤変位
- k : 地盤反力係数
- EI : 函体の剛性
- q : 荷重

となる。上式において、 $q_{wg} = k w_g$ とおけば、それはとりもなおさず地盤変位 w_g による等価な荷重 q_{wg} (以後地盤変位荷重と称する) と見なし得る事が判る。

この方法により、地盤沈下量 w_g は既知であり、地盤反力係数 k を介して等価な地盤変位荷重 q_{wg} に置き換えられる。

すなわち、式(8.2.1) は

$$EI \frac{d^4 w}{dx^4} + k w = q + q_{wg} \quad \dots\dots\dots (8.2.2)$$

ここで、

- q_{wg} : 地盤変位荷重

となり、一般の弾性床上の梁と同一の式となる。

式(8.2.2)の解法については、成書に詳しいので省略するが、一般にはマトリクス解法を用いて解かれる事が多い。

式(8.2.2)を解くにあたっては、地盤反力強度に正負があり、いずれも極限值を有する場合がある。大型樋門や重要度の高い樋門・樋管の場合には、弾塑性計算が必要となることがある。

(2) 摩擦杭基礎の設計法

杭基礎の函体においては、杭と函体とは一体として挙動すると考えられる。ところで、支持杭基礎においては、外力（主として鉛直力）は函体から直接杭基礎に伝達されると考えられ、函体の底版には地盤反力を考慮しない。

一方で、摩擦杭基礎においては、地盤沈下に伴って杭と函体は沈下し、杭体には N と P と F そして函体には地盤反力が生ずると考えられる。より具体的には、各杭頭には杭頭伝達力 P_i があり、この力とその位置における地盤沈下と杭体の沈下との相対沈下に係わる N および P と F とが杭に作用する力である。一般に杭に作用する摩擦力は相対沈下が $1\sim 2$ cmとかなり小さな値で極限に達することが知られており、ここでは杭に発生する N 、 P 、 F 等の摩擦力はいずれの杭においても極限值となっていると仮定している。一方で杭のバネと函体の地盤反力係数および地盤と函体との相対変位との関係から函体には地盤反力が生ずると仮定しても無理がないと考えられる。

これらの考察から摩擦杭の設計においては、式(8.1.1)、式(8.1.2)、式(8.2.2)を連立に解けばよい。ただし、この連立方程式は非線形となるので解法はかなり複雑なものとなる。

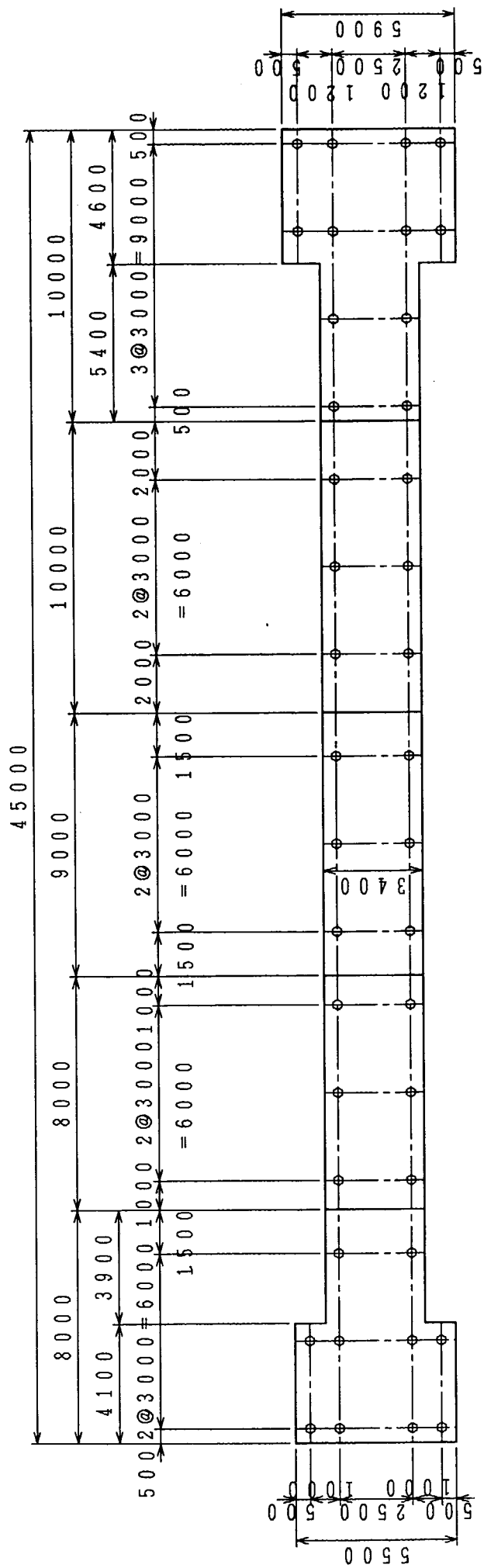
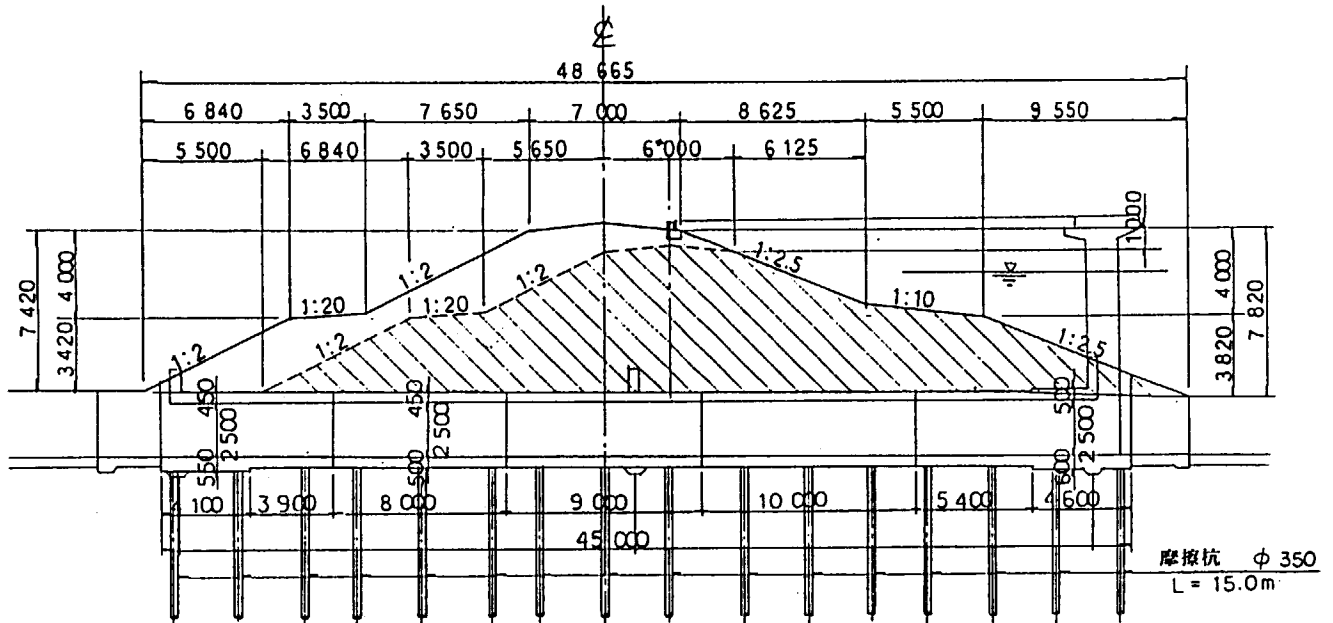


图-8.2.1 摩擦杭配置图

8.3 函体縦方向の計算

(1) スパン割

継手位置は堤防天端付近を避け、下図のようなスパン割を考える。



(2) 継手のバネ特性

可撓継手は、弾性継手と考えることができる。

計算で使用する可撓継手のバネ定数は、渡良瀬遊水池における樋管の試験施工によって得られた値を参考として下記の値を設定した。

① 回転バネ定数

$$K_M = 80 \text{ tf} \cdot \text{m/rad}$$

② せん断バネ定数

$$K_S = 50 \text{ tf/m}$$

(3) 地盤反力係数

地盤反力係数は、道路橋示方書に従い次式により求める。

$$k_v = k_{vo} \cdot \left(\frac{B_v}{30} \right)^{-3/4}$$

ここに、 k_v : 鉛直方向の地盤反力係数 (kgf/cm²)

k_{vo} : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する地盤反力係数 (kgf/cm²) で、各種土質試験、調査により求めた変形係数から推定する場合は、次式により求める。

$$k_{vo} = \frac{1}{30} \alpha E_0$$

B_v : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (cm) で、表-8.3.1に示す方法で求める。

表- 8.3.1 地盤の換算載荷幅

函体形式	B_v	相対剛性	備考
剛性函体	$\sqrt{A_v}$	$\beta \cdot \ell < 1.5$	安定計算・部材計算
函軸たわみ性函体	$\sqrt{D/\beta}$	$\beta \cdot \ell > 1.5$	安定計算・部材計算

E_0 : 表-8.2.2に示す方法で測定または推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kgf/cm²)

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数で、表-8.3.2に示す。

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (cm²)

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 (cm)

$1/\beta$: 抵抗に関与する地盤の範囲で、函体の長さ以下とする。

β : 基礎の特性値 $\left(\frac{k_v \cdot D}{4 E \cdot I} \right)^{1/4}$ (cm⁻¹)

$E \cdot I$: 基礎の曲げ剛性 (kgf/cm²)

ℓ : 函体スパン長 (cm)

函体の B_v を算定する際の k_v は常時の値で代表させるものとする。

表-8.3.2 E_0 と α

次の試験方法による変形係数 E_0 (kgf/cm ²)	α	
	常時	地震時
直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の1/2	1	2
ボーリング孔内で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験のN値より $E_0=28N$ で推定した変形係数	1	2

(a) 変形係数

変形係数は、表層のみでなく多層地盤における換算変形係数を用いる。

① スパン1、2 (L = 8 m)

全層厚 H_n (m) 16.600

層毎の変形係数	LAY	層厚 (m)	変形係数 (tf/m ²)	寄与率 (%)
	1	5.600	625.0	65.3
	2	11.000	490.0	34.7

基礎の幅×奥行 $B \times L$ 3.400 8.000

換算変形係数 E_m (tf/m²) 578.1

② スパン3 (L = 9 m)

全層厚 H_n (m) 16.600

層毎の変形係数	LAY	層厚 (m)	変形係数 (tf/m ²)	寄与率 (%)
	1	5.600	625.0	64.3
	2	11.000	490.0	35.7

基礎の幅×奥行 $B \times L$ 3.400 9.000

換算変形係数 E_m (tf/m²) 576.8

③ スパン4、5 (L = 10m)

全層厚 H_n (m) 16.600

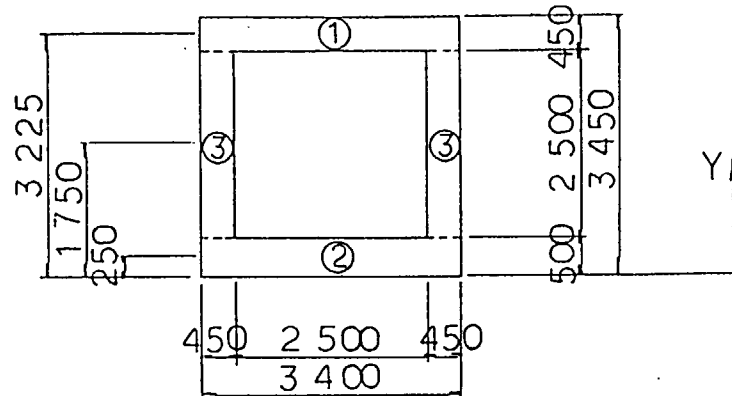
層毎の変形係数	LAY	層厚 (m)	変形係数 (tf/m ²)	寄与率 (%)
	1	5.600	625.0	63.5
	2	11.000	490.0	36.5

基礎の幅×奥行 $B \times L$ 3.400 10.000

換算変形係数 E_m (tf/m²) 575.7

(b) 函体の剛性評価

(i) 函体の断面二次モーメント



$$Y_L = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} \quad I_{o_i} = \frac{b h^3}{12}$$

	A_i (m ²)	Y_i (m)	$A_i Y_i$ (m ³)	$A_i Y_i^2$ (m ⁴)	I_{o_i} (m ⁴)
①	1.530	3.225	4.934	15.913	0.0258
②	1.700	0.250	0.425	0.106	0.0354
③	2.250	1.750	3.938	6.891	1.1719
Σ	5.480		9.297	22.910	1.2331

$$Y_L = \frac{9.297}{5.480} = 1.697 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \therefore I &= \sum A_i Y_i^2 + \sum I_{o_i} - Y_L^2 \cdot \sum A_i \\ &= 22.910 + 1.233 - 1.697^2 \times 5.480 \\ &= 8.362 \text{ m}^4 = 8.362 \times 10^8 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

(ii) 相対剛性 $\beta \cdot \ell$ の検討

コンクリートのヤング係数

$$E_c = 2.35 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$$

① スパン 1、2

β の初期値を β_{11} として、

$\beta_{11} \cdot \ell_1 = 1.5$ と仮定すると、

$$\beta_{11} = 1.5 / \ell_1 = 1.5 / 800 = 0.00188 \text{ cm}^{-1}$$

$D = 340 \text{ cm}$ より、

$$B_{v1} = \left[\frac{340}{0.00188} \right]^{1/2} = 425 \text{ cm}$$

$$E_{1,2} = 578.1 \text{ tf/m}^2 = 57.81 \text{ kgf/cm}^2$$

$$k_{v0} = 1/30 \times 4 \times 57.81 = 7.708 \text{ kgf/cm}^2$$

$$k_{v1} = 7.708 \times \left[\frac{425}{30} \right]^{-3/4} = 1.056 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\beta_{12} = \left[\frac{1.056 \times 340}{4 \times 2.35 \times 10^5 \times 8.362 \times 10^8} \right]^{1/4} = 0.00082 \text{ cm}^{-1}$$

$\beta_{11} \neq \beta_{12}$ であるから、 β の値を仮定し直して再度計算を行う。この計算を繰り返して、最終的に仮定値 と計算値が一致して $\beta_1 = 0.00075 \text{ cm}^{-1}$ が求められる。

$$\therefore \beta_1 \cdot \ell_1 = 0.00075 \times 800 = 0.60 < 1.5$$

② スパン 3

スパン 1、2 と同様にして、 β の仮定から計算を始める。

$$\beta_{21} \cdot \ell_2 = 1.5 / 900 = 0.00167 \text{ cm}^{-1}$$

$$B_{v2} = \left[\frac{340}{0.00167} \right]^{1/2} = 451 \text{ cm}$$

$$E_3 = 576.8 \text{ tf/m}^2 = 57.68 \text{ kgf/cm}^2$$

$$k_{v0} = 1/30 \times 4 \times 57.68 = 7.691 \text{ kgf/cm}^2$$

$$k_{v2} = 7.691 \times \left[\frac{451}{30} \right]^{-3/4} = 1.007 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\beta_{22} = \left[\frac{1.007 \times 340}{4 \times 2.35 \times 10^5 \times 8.362 \times 10^8} \right]^{1/4} = 0.00081 \text{ cm}^{-1}$$

$\beta_{21} \neq \beta_{22}$ であるから、計算を繰り返して、最終的に $\beta_2 = 0.00075 \text{ cm}^{-1}$ が求められる。 $\therefore \beta_2 \cdot \ell_2 = 0.00075 \times 900 = 0.68 < 1.5$

③ スパン 4、5

スパン 1, 2, 3 と同様にして、 $\beta_3 = 0.00075 \text{ cm}^{-1}$ が求められる。

$$\therefore \beta_3 \cdot \ell_3 = 0.00075 \times 1,000 = 0.75 < 1.5$$

以上のように、全てのスパンが $\beta \cdot \ell < 1.5$ になると判断されるので、函体は剛体として計算する。

(c) 地盤反力係数

① スパン 1、2

$$E_{1,2} = 57.81 \text{ kgf/cm}^2$$

$$k_{v0} = \frac{1}{30} \times 4 \times 57.81 = 7.708 \text{ kgf/cm}^3$$

$$B_{v1} = \sqrt{800 \times 340} = 522 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} k_{v1} &= 7.708 \times \left(\frac{522}{30} \right)^{-3/4} \\ &= 0.905 \text{ kgf/cm}^3 = 905 \text{ tf/m}^3 \end{aligned}$$

② スパン 3

$$E_3 = 57.68 \text{ kgf/cm}^2$$

$$k_{v0} = \frac{1}{30} \times 4 \times 57.68 = 7.691 \text{ kgf/cm}^3$$

$$B_{v2} = \sqrt{900 \times 340} = 553 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} k_{v2} &= 7.691 \times \left(\frac{553}{30} \right)^{-3/4} \\ &= 0.865 \text{ kgf/cm}^3 = 865 \text{ tf/m}^3 \end{aligned}$$

③ スパン 4、5

$$E_{4,5} = 57.57 \text{ kgf/cm}^2$$

$$k_{v0} = \frac{1}{30} \times 4 \times 57.57 = 7.676 \text{ kgf/cm}^3$$

$$B_{v3} = \sqrt{1000 \times 340} = 583 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} k_{v3} &= 7.676 \times \left(\frac{583}{30} \right)^{-3/4} \\ &= 0.829 \text{ kgf/cm}^3 = 829 \text{ tf/m}^3 \end{aligned}$$

(4) 地盤変位荷重

残留沈下量を、地盤反力係数を介して等価な地盤変位荷重に置き換える。

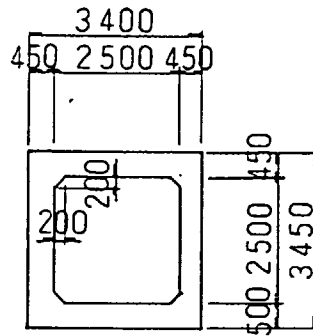
表-8.3.3 地盤変位荷重 (常時)

スパン No.	位置 (m)	残留沈下量 S (m)	k v (tf/m ³)	基礎幅 B (m)	k v · B (tf/m ²)	q = k v · B · S (tf/m)
1	0.00	0.156	905	5.50	4978	776.49
	1.50	0.180				895.95
	3.00	0.197				980.57
	4.10	0.202				1005.46
	4.50	0.204		3.40	3077	621.55
	6.00	0.203				627.71
	7.50	0.201				624.63
	8.00	0.201				618.48
2	9.00	0.200	905	3.40	3077	618.48
	10.50	0.200				615.40
	12.00	0.202				615.40
	13.50	0.204				621.55
	15.00	0.204				627.71
	16.00	0.201				627.71
3	16.50	0.199	865	3.40	2941	618.48
	18.00	0.192				591.14
	19.50	0.182				585.26
	21.00	0.169				564.67
	22.50	0.155				535.26
	24.00	0.140				497.03
	25.00	0.135				455.86
	25.50	0.132				411.74
4	27.00	0.128	829	3.40	2819	397.04
	28.50	0.120				380.51
	30.00	0.111				372.06
	31.50	0.100				360.78
	33.00	0.088				338.23
	34.50	0.077				312.86
	35.00	0.073				281.86
	36.00	0.066				248.04
5	37.50	0.056	829	3.40	2819	217.03
	39.00	0.046				205.76
	40.40	0.038				205.76
	40.50	0.037				186.03
	42.00	0.029	5.90	4891	157.84	
	43.50	0.022			129.66	
	44.50	0.018			107.11	
	45.00	0.018			185.86	
						180.97
						141.84
						107.60
						88.04

※ 地震時の k v および q はこの表の 2 倍の値となる。

(5) 函体自重

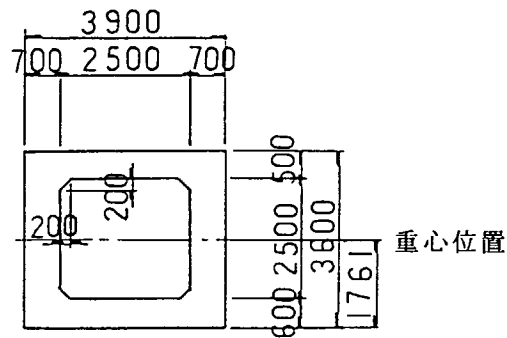
(a) 一般部



$$W_{p1} = (3.400 \times 3.450 - 2.500 \times 2.500 + 0.200 \times 0.200 \times 2) \times 2.5$$

$$= 13.90 \text{ tf/m}$$

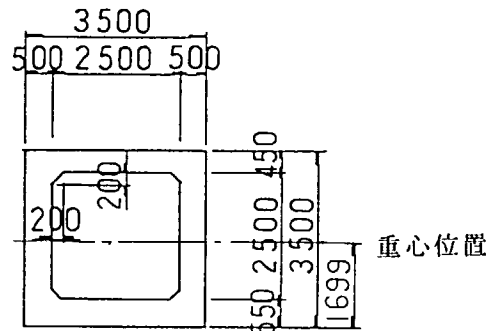
(b) 川表側胸壁部



$$W_{p2} = (3.900 \times 3.600 - 2.500 \times 2.500 + 0.200 \times 0.200 \times 2) \times 2.5$$

$$= 19.68 \text{ tf/m}$$

(c) 川裏側胸壁部



$$W_{p3} = (3.500 \times 3.500 - 2.500 \times 2.500 + 0.200 \times 0.200 \times 2) \times 2.5$$

$$= 15.20 \text{ tf/m}$$

(6) 函体の地震時慣性力による作用力

函体端部において、胸壁の函軸方向の長さ分考慮する。

(a) 川表側胸壁部

$$H_{p2} = 19.68 \times 4.600 \times 0.24 = 21.73 \text{ tf}$$

$$M_{p2} = 21.73 \times 1.761 = 38.27 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

(b) 川裏側胸壁部

$$H_{p3} = 15.20 \times 4.100 \times 0.24 = 14.96 \text{ tf}$$

$$M_{p3} = 14.96 \times 1.699 = 25.42 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

(7) 函内水重

$$W_w = (2.500 \times 2.500 - 0.200 \times 0.200 \times 2) \times 1.0 = 6.17 \text{ tf/m}$$

(8) 胸壁部の作用力

胸壁の底版下面の中心における作用力は、次のとおりである。

(a) 川表側胸壁 (片側幅 $\times 1.0 \text{ m}$) $\times 2$

① 常時

$$N = 76.64 \text{ tf}$$

$$H = 25.01 \text{ tf}$$

$$M = -5.36 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

② 地震時

$$N = 98.82 \text{ tf}$$

$$H = 65.38 \text{ tf}$$

$$M = 33.43 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

(b) 川裏側胸壁 (片側幅 1.0 m) $\times 2$

① 常時

$$N = 79.32 \text{ tf}$$

$$H = 25.47 \text{ tf}$$

$$M = 21.92 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

② 地震時

$$N = 108.32 \text{ tf}$$

$$H = 77.10 \text{ tf}$$

$$M = 76.09 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

(9) 門柱部の作用力

門柱による作用力を、函体の底版下面における外力として求めると、次のとおりである。

① 常時

$$N = 55.05 \text{ tf}$$

$$H = 0.00 \text{ tf}$$

$$M = -10.14 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

② 地震時

$$N = 48.65 \text{ tf}$$

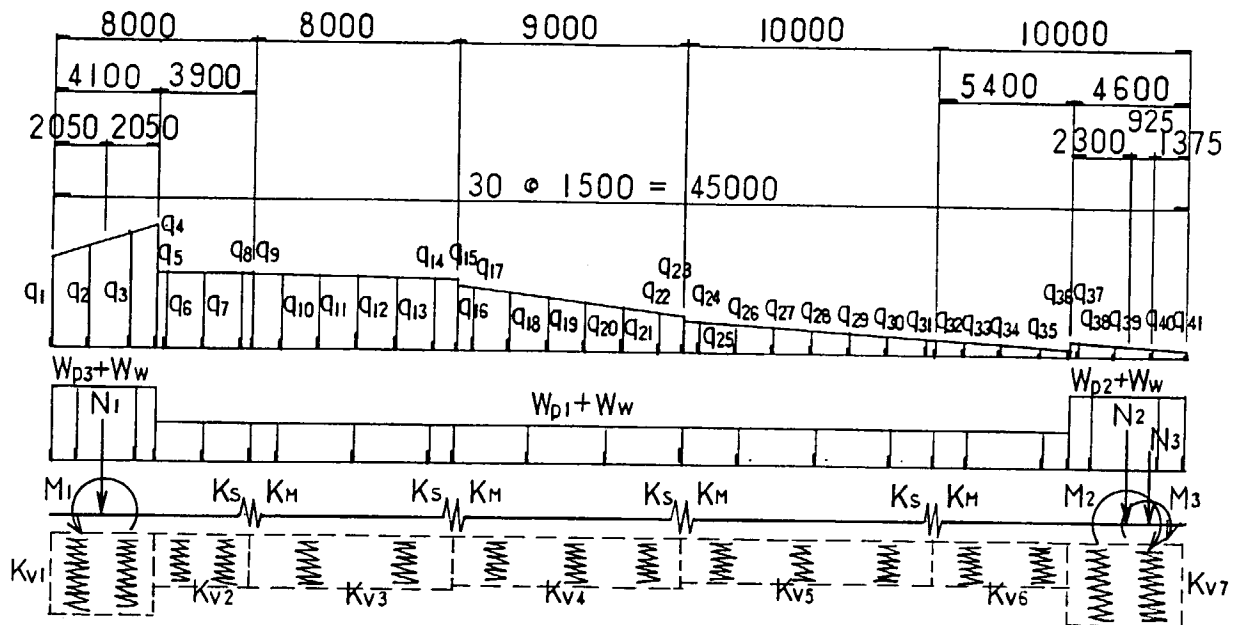
$$H = 9.26 \text{ tf}$$

$$M = 74.54 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

(10) 検討荷重ケース

- ① 常時 (函内水重考慮)
- ② 常時 (函内水重無視)
- ③ 地震時 (函内水重無視)

(11) 荷重図



		単位	常 時	地震時
函体自重	W_{p1}	tf/m	13.90	13.90
	W_{p2}	"	19.68	19.68
	W_{p3}	"	15.20	15.20
函内水重	W_w	"	6.17	6.17
胸 壁 (+函体の 地震時の 影響)	N_1	tf	79.32	79.32
	M_1	tf·m	21.92	21.92
	N_2	tf	76.64	98.82
	M_2	tf·m	-5.36	71.70
門 柱	N_3	tf	55.05	48.65
	M_1	tf·m ²	-10.14	74.54
地盤反力 係 数	K_{v1}	tf/m	4978	9956
	K_{v2}	"	3077	6154
	K_{v3}	"	3077	6154
	K_{v4}	"	2941	5882
	K_{v5}	"	2819	5638
	K_{v6}	"	2819	5638
	K_{v7}	"	4891	9782
継手バネ	k_s	tf/m	50	50
	k_M	tf·m /rad	80	80

※ $q_1 \sim q_{11}$ の値は表-8.3.3 を参照のこと。

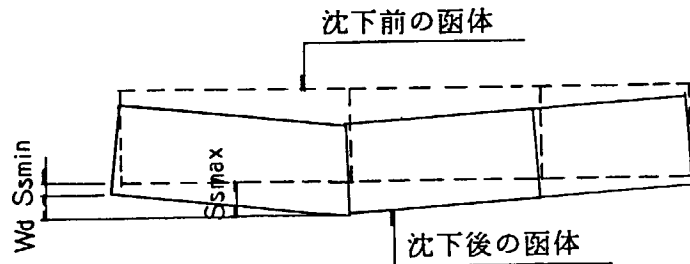
(12) 計算結果

前項の荷重条件に基づき、函体を「弾性床上的梁」として計算した結果に対して次の照査を行う。

① 函体の不同沈下量

函体の最大沈下量と最小沈下量の差であり、20cm以下に抑える。

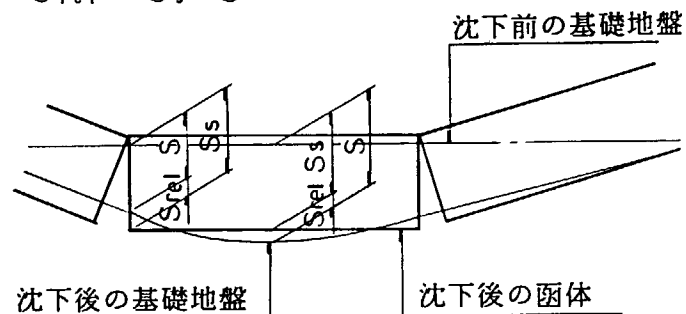
$$Wd = S_{smax} - S_{smin}$$



② 堤体と函体の相対沈下量

相対沈下量とは、函体沈下量とその直近における堤体（基礎地盤）の沈下量の差とし、次式で求める値とする。

$$S_{rel} = S_s - S$$



相対沈下量が負値の場合は、計算上函体直下に空洞が生ずるという結果となる。この空洞量を-5cm以下とする。

③ 函体端部の地盤の降伏変位置量

函体端部における安定性を得るため、地盤の降伏変位置量に対する照査を行う。

函体の変位置量が、基礎幅の1.0%かつ5cm以内であれば、基礎地盤の弾性変形以内であり、安全であると考えられる。

④ 断面応力度

函体の縦方向に発生した最大断面力による応力度が、許容値以内となるようにする。

(a) 変位図・曲げモーメント図・せん断力図・杭周面摩擦力分布図

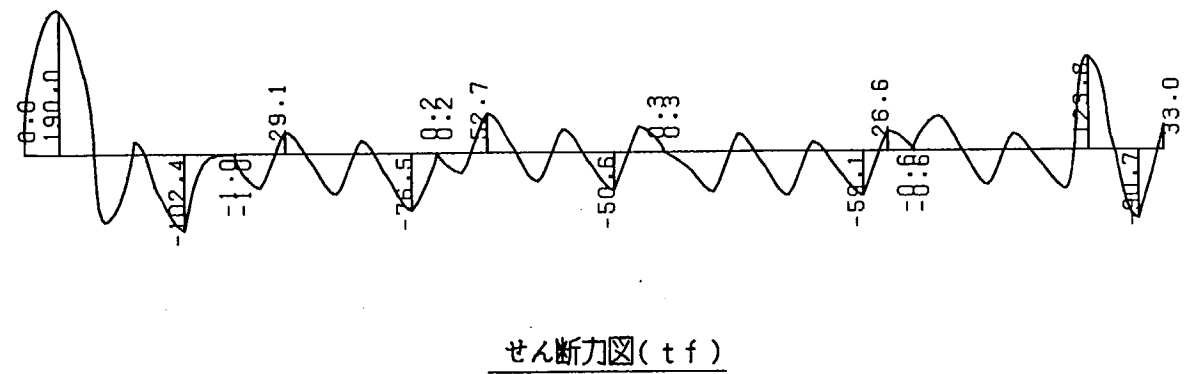
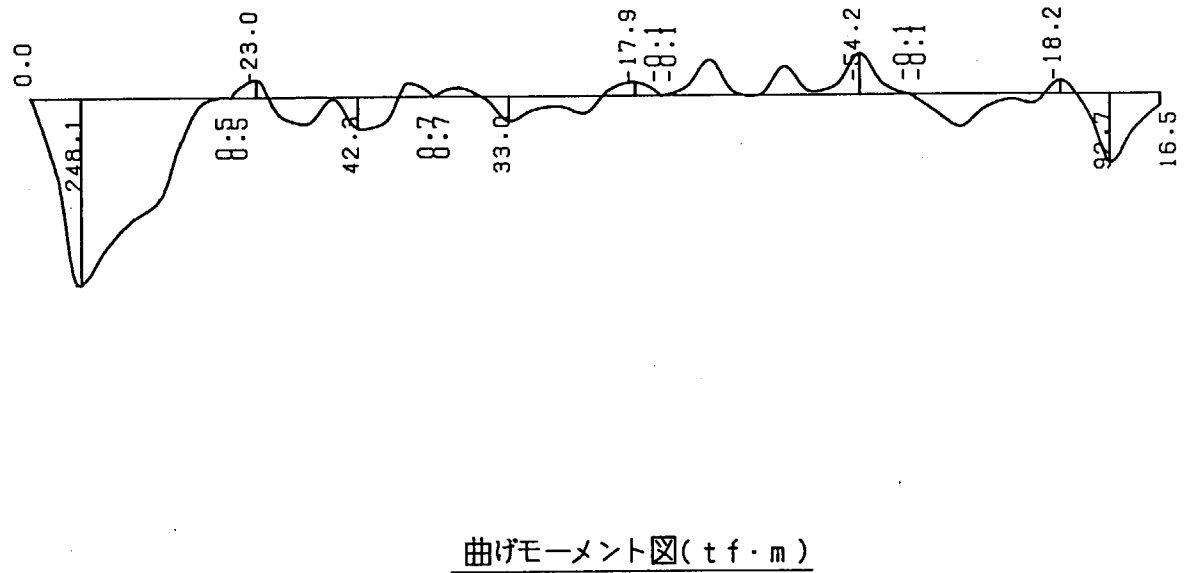
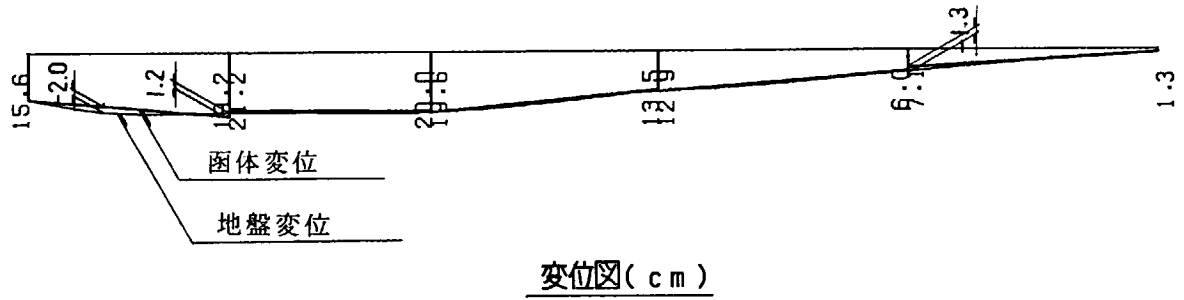


図-8.3.1 変位と断面力図 (常時・函内水重考慮)

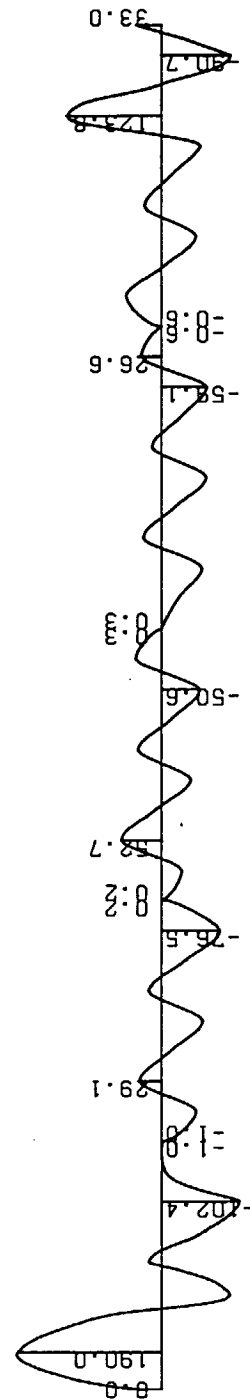
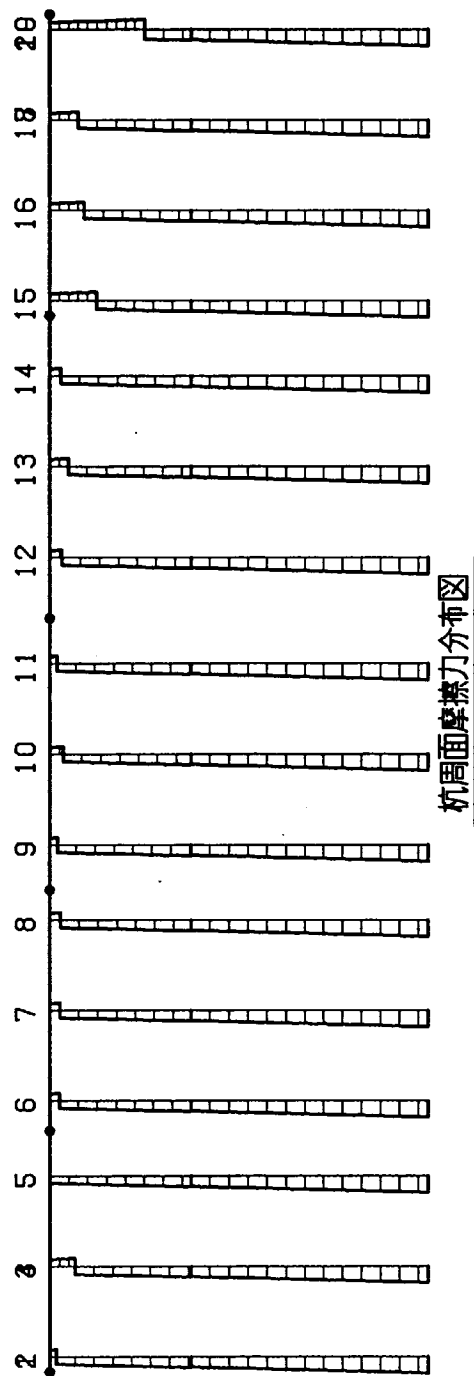


図-8.3.2 函体・杭断面力分布図 (常時・函内水重考慮)

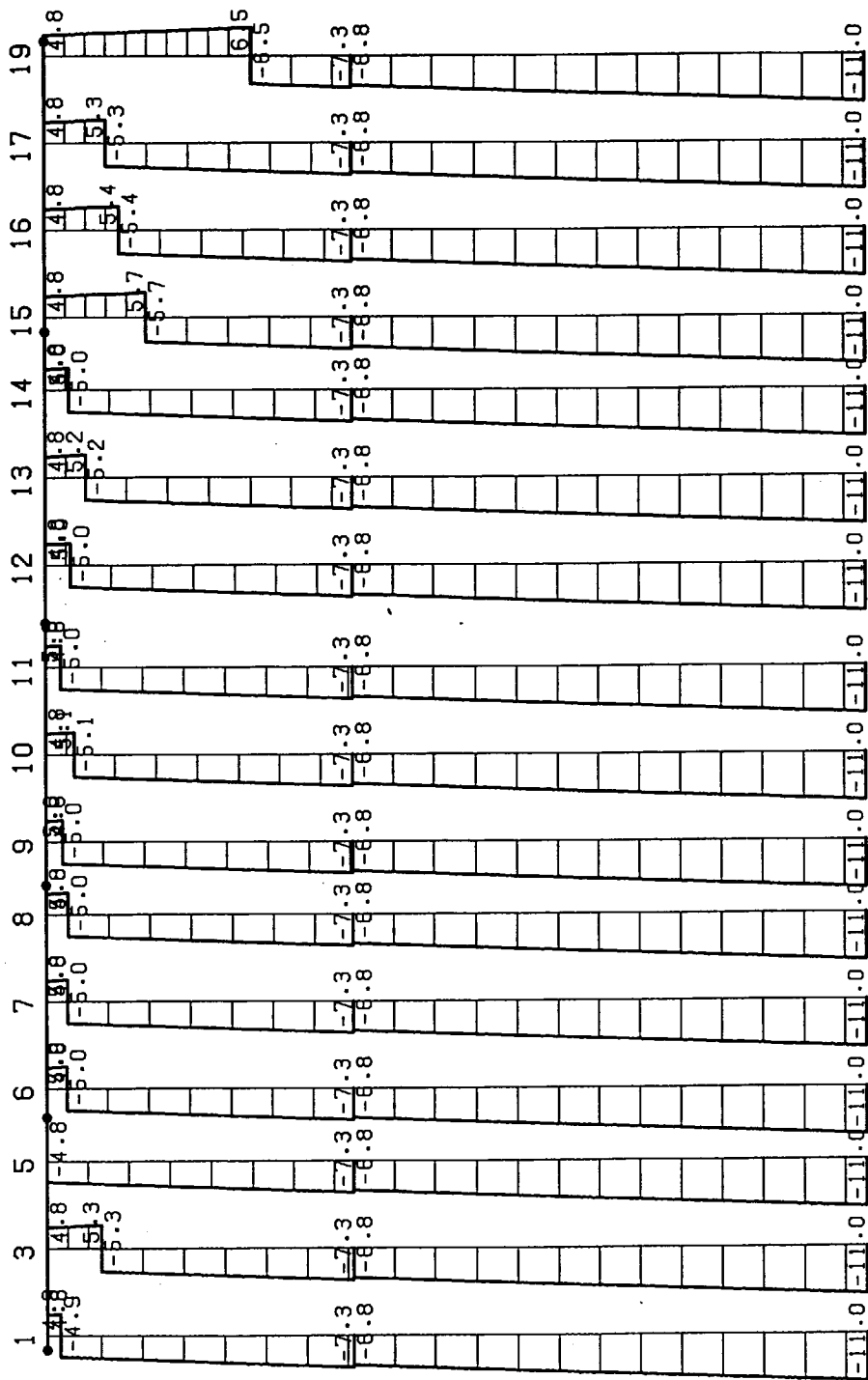
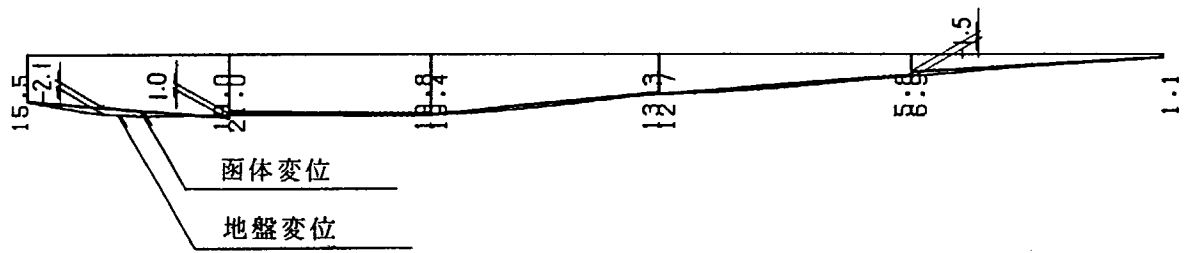
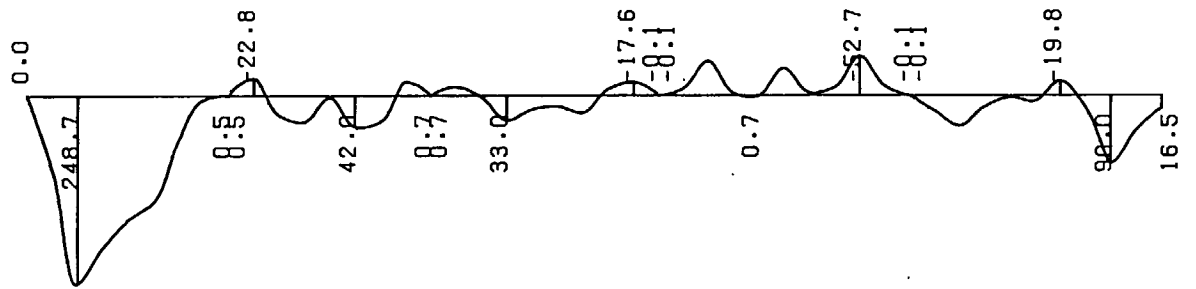


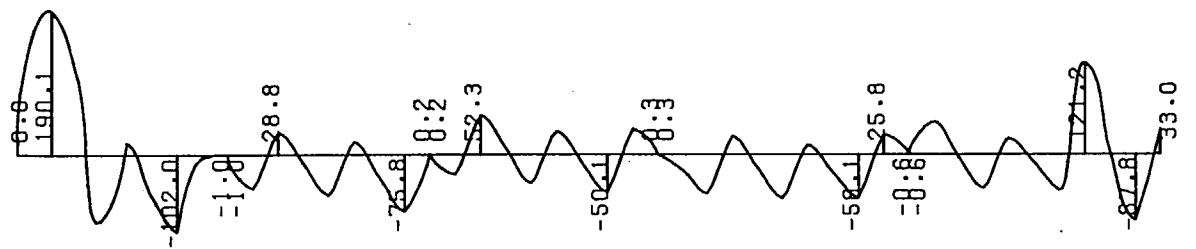
図-8.3.3 杭周面摩擦力分布図 (常時・図内水重考慮)



変位図 (cm)

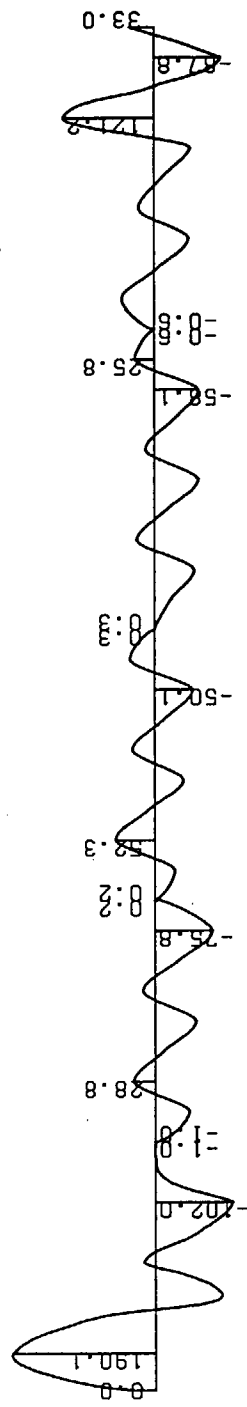
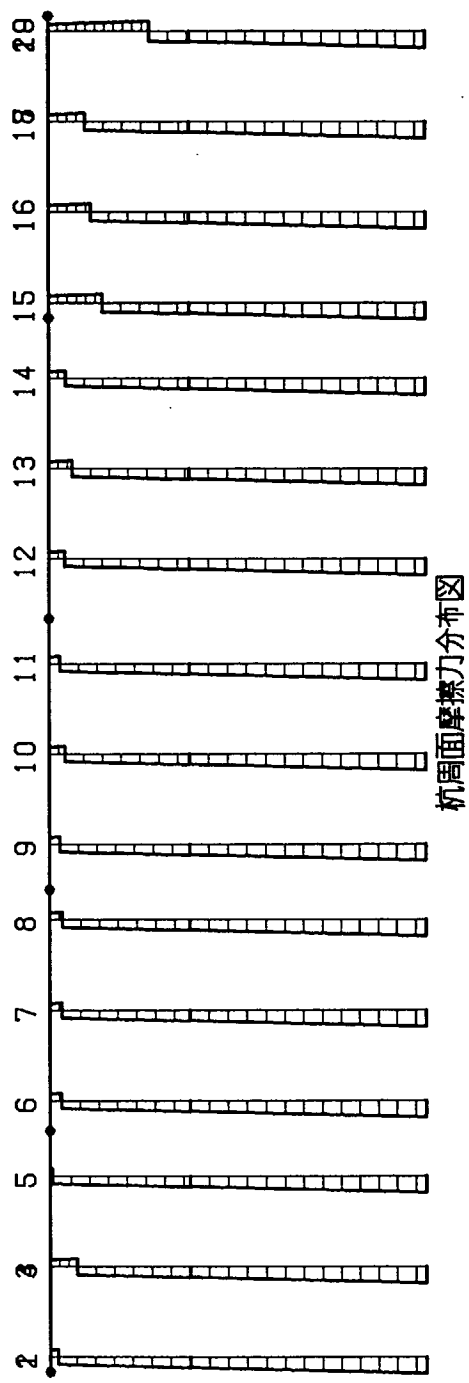


曲げモーメント図 (tf·m)



せん断力図 (tf)

図-8.3.4 変位と断面力図 (常時・函内水重無視)



図—8.3.5 函体・杭断面力分布図 (常時・函内水重無視)

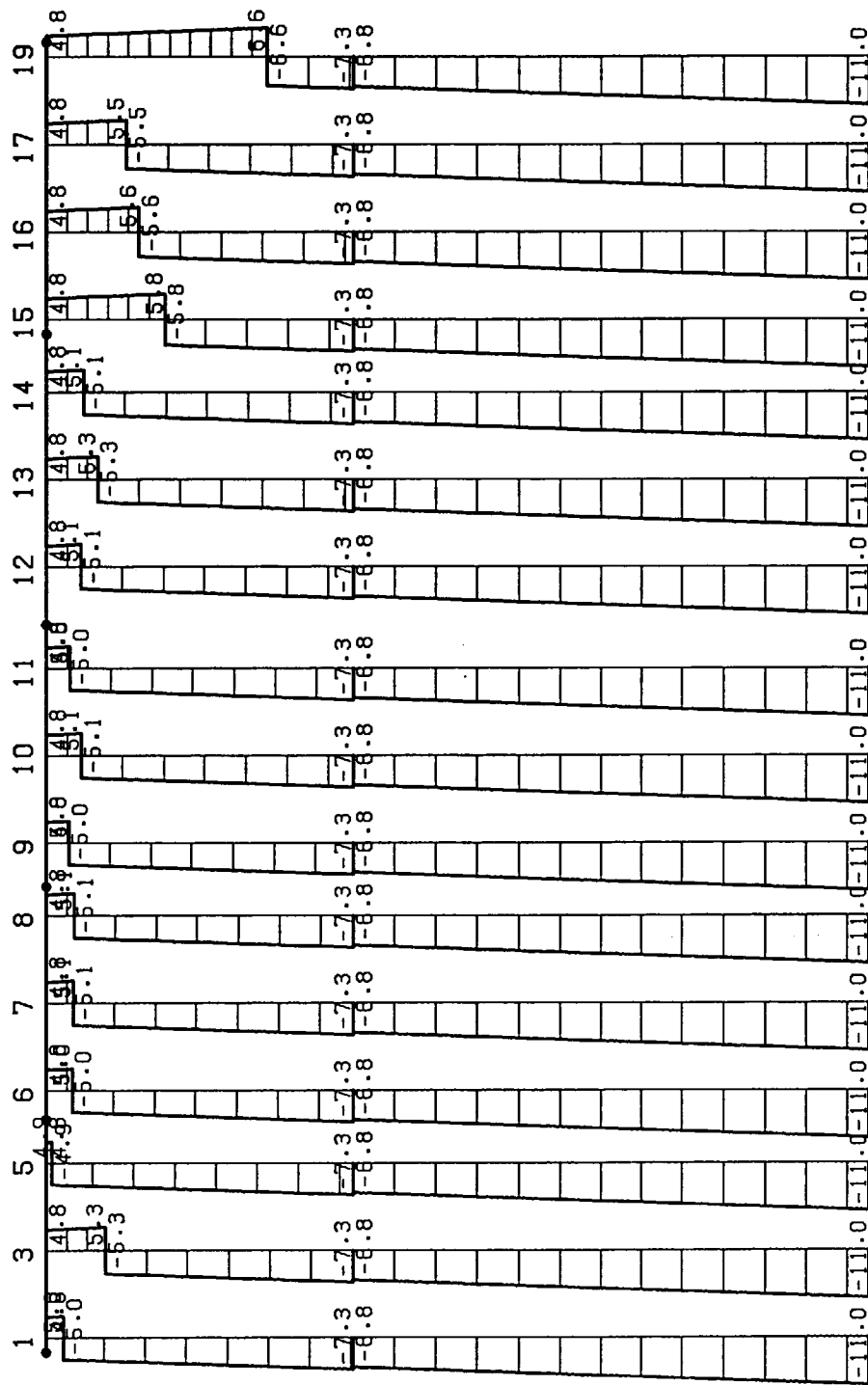
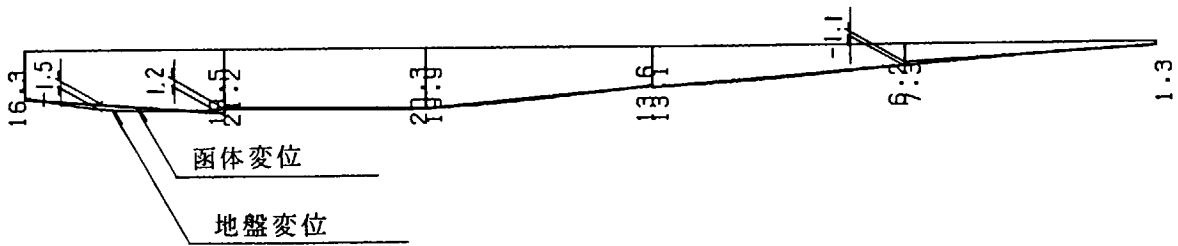
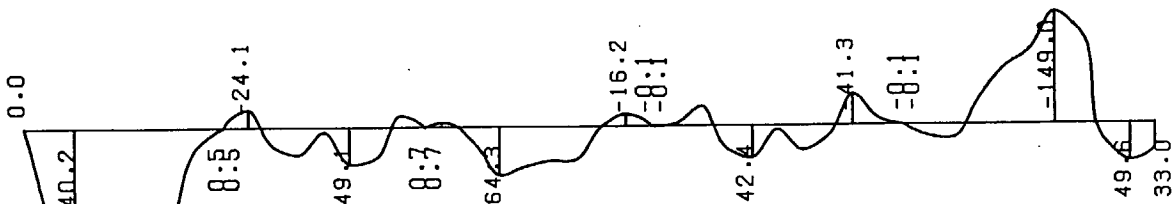


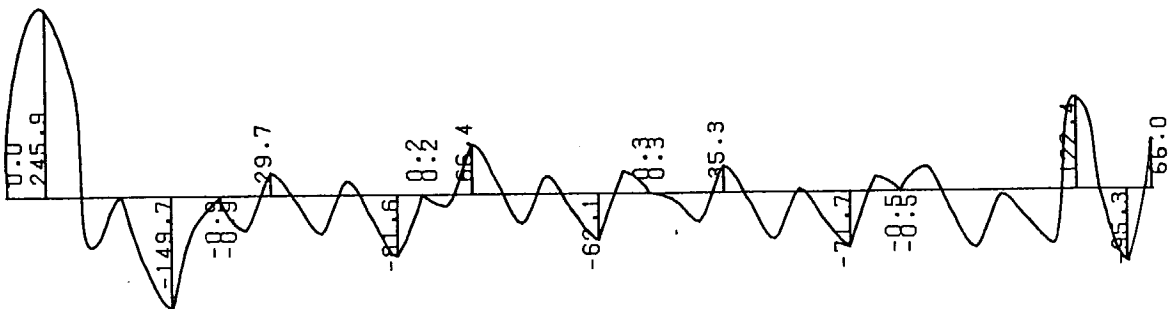
图-8.3.6 桩周面摩擦力分布图 (常时·管内水重無視)



変位図 (cm)

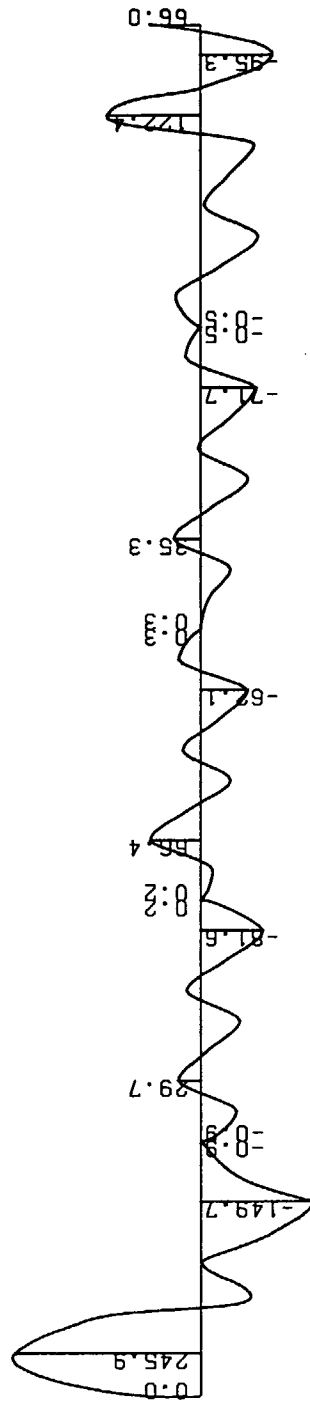
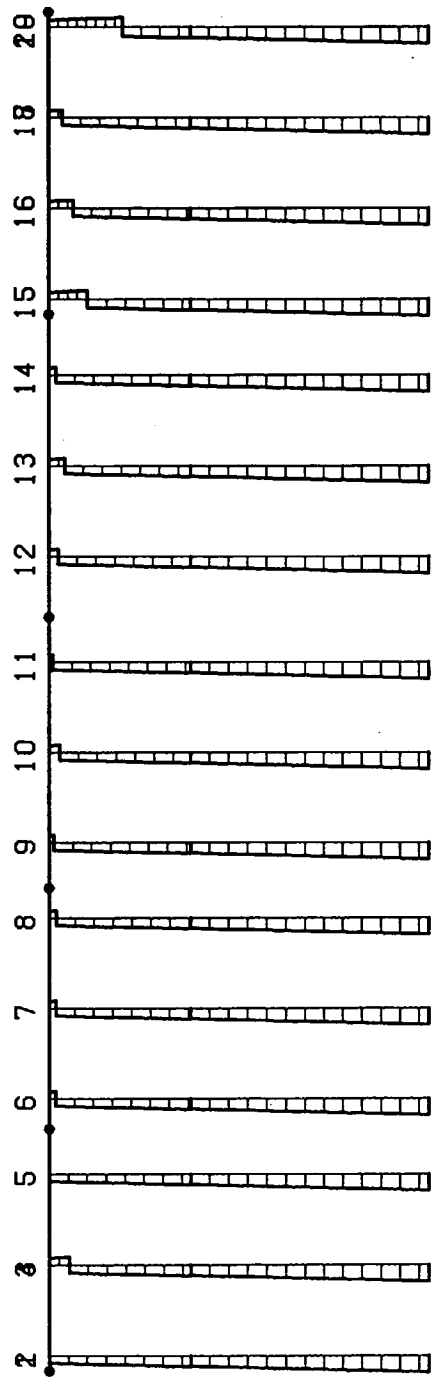


曲げモーメント図 (tf·m)



せん断力図 (tf)

図-8.3.7 変位と断面力図 (地震時・函内水重無視)



図一8.3.8 函体・杭断面力分布図 (地震時・函内水重無視)

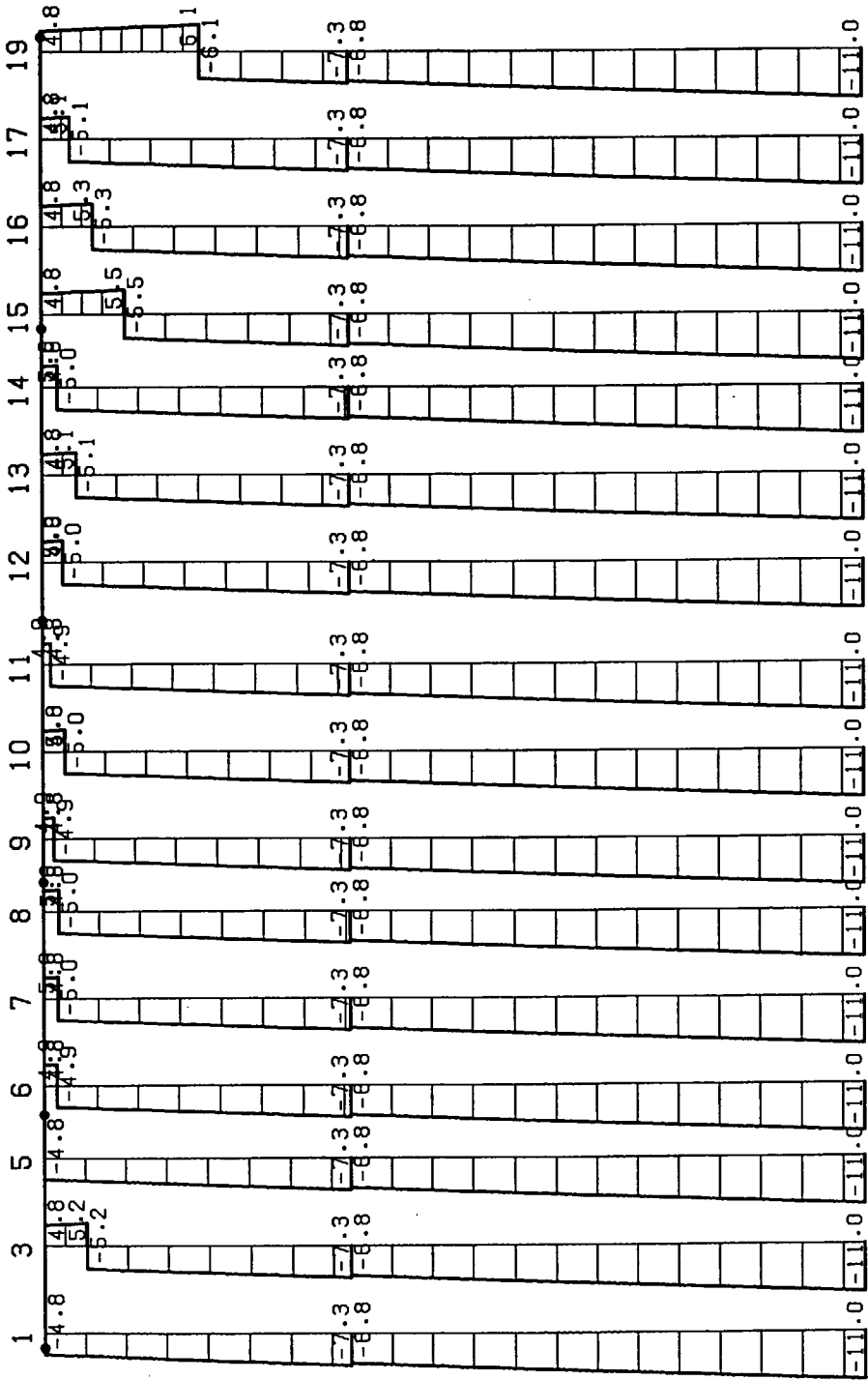


图-8.3.9 机周面摩擦力分布图 (地震时·管内水重无视)

(b) 計算結果の考察

- ① 摩擦杭による沈下抑制効果のため、ほとんどの位置で函体変位は地盤変位より小さく、函体直下に空洞が生じる結果となっている。

(単位 : cm)

種別	荷重ケース			許容値
	常 時 (函内水重考慮)	常 時 (函内水重無視)	地 震 時 (函内水重無視)	
函体の不同沈下量	19.9	19.9	19.9	20.0
函体直下の空洞量	- 2.0	- 2.1	- 1.5	-5.0
函体端部の 降伏変位置量	川表側	1.2	1.0	5.0
	川裏側	—	—	5.0

- ② 正の最大曲げモーメントは、川裏側胸壁の荷重載荷位置で発生し、負の最大曲げモーメントは、地震時に川表側端スパンの中央付近で発生する。

最大曲げモーメント

(単位 : tf・m)

荷重ケース		下側引張	上側引張
川表側端部	常 時 (函内水重考慮)	* 92.68	18.22
	常 時 (函内水重無視)	90.00	19.81
	地震時 (函内水重無視)	49.59 [29.39]	* 148.99[88.29]
中間部	常 時 (函内水重考慮)	* 42.27	54.22
	常 時 (函内水重無視)	32.97	52.71
	地震時 (函内水重無視)	64.29 [38.10]	* 117.56[69.67]
川裏側端部	常 時 (函内水重考慮)	248.08	—
	常 時 (函内水重無視)	* 248.71	—
	地震時 (函内水重無視)	340.24[201.62]	—

[]内の数値は常時換算値を示す。
*で示した数値で検討を行う。

③ 最大せん断力は、各ケースともに川裏側胸壁の荷重載荷位置で発生する。

最大せん断力

(単位 : kgf)

	川表側端部	中間部	川裏側端部
常時 (函内水重考慮)	123.76	102.38	190.00
常時 (函内水重無視)	121.25	101.96	190.11
地震時 (函内水重無視)	122.40	149.71	245.95

(c) 断面応力度計算

函体縦方向に発生する断面力に対して、許容応力度を満足するように鉄筋を配置する。なお、中空矩形断面の応力度計算はT形断面で考えることができる。

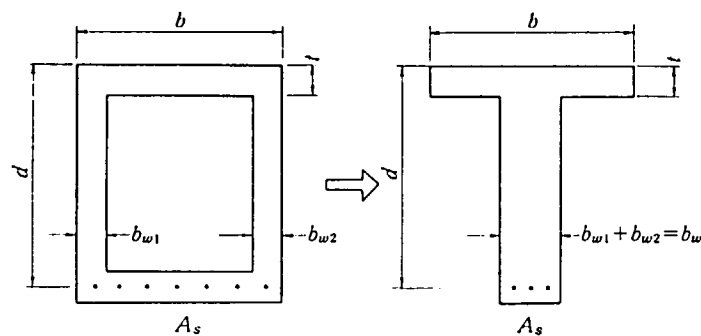


図-8.3.14 中空矩形断面の解析方法

T形断面の応力度計算(1)

断面 NO.	川表側端部		中間部	
	下側	上側	下側	上側
M [t·m]	92.68	148.99	42.27	117.56
S [t]	0.00	0.00	0.00	0.00
b [cm]	390.0	390.0	340.0	340.0
bo [cm]	140.0	140.0	90.0	90.0
h [cm]	360.0	360.0	345.0	345.0
t [cm]	50.0	60.0	45.0	50.0
d [cm]	325.2	334.0	315.5	321.7
d' [cm]	0.0	0.0	0.0	0.0
n = Es/Ec	15.0	15.0	15.0	15.0
配筋段数 [段]	2	2	2	2
本数 [本]	28.0	28.0	28.0	28.0
鉄筋径 Dia[mm]	13	13	13	13
ピッチ [cm]	7.429	8.486	3.857	4.914
As [cm ²]	35.476	35.476	35.476	35.476
配筋段数 [段]	0	0	0	0
本数 [本]	0.0	0.0	0.0	0.0
鉄筋径 Dia[mm]	0	0	0	0
ピッチ [cm]	0.000	0.000	0.000	0.000
As' [cm ²]	0.000	0.000	0.000	0.000
P=As/(b*d) [%]	0.028	0.027	0.033	0.032
d' /d	0.000	0.000	0.000	0.000
As' /As	0.000	0.000	0.000	0.000
t /d	0.154	0.180	0.143	0.155
bo /b	0.359	0.359	0.265	0.265
x [cm]	28.456	28.856	29.902	30.204
c	23.542	23.834	21.793	21.987
s	245.481	252.023	208.181	212.152
σc [kg/cm ²]	5.3	8.2	2.7	7.3
σs [kg/cm ²]	874.4	1360.3	405.6	1110.1
σs' [kg/cm ²]	0.0	0.0	0.0	0.0
τm [kg/cm ²]	0.00	0.00	0.00	0.00
σca [kg/cm ²]	70.0	105.0	70.0	105.0
σsa [kg/cm ²]	1600.0	2700.0	1600.0	2700.0
τa [kg/cm ²]	3.60	5.40	3.60	5.40

注：σsの-は圧縮を示す。 σs'の-は引張を示す。

2段配筋の場合は、最遠鉄筋の応力度を示す。

T形断面の応力度計算 (2)

川裏側端部

断面 NO.	下 側
M [t·m]	248.71
S [t]	0.00
b [cm]	350.0
bo [cm]	100.0
h [cm]	350.0
t [cm]	45.0
d [cm]	317.9
d' [cm]	0.0
n = Es/Ec	15.0
配筋段数 [段]	2
本数 [本]	28.0
鉄筋径 Dia[mm]	19
ピッチ [cm]	4.529
As [cm ²]	80.220
配筋段数 [段]	0
本数 [本]	0.0
鉄筋径 Dia[mm]	0
ピッチ [cm]	0.000
As' [cm ²]	0.000
P=As/(b*d) [%]	0.072
d' /d	0.000
As'/As	0.000
t /d	0.142
bo /b	0.286
x [cm]	43.440
c	15.334
s	96.873
σc [kg/cm ²]	10.8
σs [kg/cm ²]	1073.3
σs' [kg/cm ²]	0.0
τm [kg/cm ²]	0.00
σca [kg/cm ²]	70.0
σsa [kg/cm ²]	1600.0
τa [kg/cm ²]	3.60

注：σsの-は圧縮を示す。σs'の-は引張を示す。

2段配筋の場合は、最遠鉄筋の応力度を示す。

(d) 最小鉄筋量の検討

表-8.3.4 に示すように、応力度計算で使用した鉄筋量は全ての断面で必要鉄筋量の $4/3(=1.33)$ 倍以上となる。したがって、最小鉄筋量をコンクリート有効断面積の0.3%以上とする規定によらず、応力度計算で使用した鉄筋量を配置するものとする。

表-8.3.4 使用鉄筋量と必要鉄筋量の比

	単位	川表側端部		中間部		川裏側端部
		下側	上側	下側	上側	下側
使用鉄筋量 A_s	cm ²	35.48	35.48	35.48	35.48	80.22
必要鉄筋量 A_{sreg}	cm ²	18.20	16.86	8.51	13.81	50.79
A_s/A_{sreg}	—	1.95	2.10	4.17	2.57	1.58

§ 9 函体横方向の検討

函体の横方向の計算は、函体がラーメン構造であるものとして断面力を算定する。

9.1 荷 重

(1) 土 圧

(a) 鉛直土圧

函体上面に作用する鉛直土圧は、式 (9.1.1) によって算出する。

$$p_{vd1} = \alpha \cdot \gamma \cdot h \quad (9.1.1)$$

ここに、

p_{vd1} : 鉛直土圧 (tf/m²)

α : 鉛直土圧の割増し係数

γ : 函体上部の土の単位体積重量 (tf/m³)

h : 土被り厚 (m)

盛土中の函体には、函体の直上にある載土重量以外に堤体と函体との相対沈下によって生じる荷重が作用する。そのため、函体上面に作用する鉛直土圧は次表の割増し係数を考慮して計算する。

鉛直土圧割増係数 α

H/B	1未満	1以上 2未満	2以上 3未満	3以上 4未満	4以上
割増係数 α	1.0	1.2	1.35	1.5	1.6

(b) 水平土圧

函体の側面に作用する水平土圧は、式(9.1.2)によって算出するものとする。

$$p_{hd} = k_0 \cdot \gamma \cdot h \text{ (tf/m}^2\text{)} \quad (9.1.2)$$

ここに、

p_{hd} : 任意の深さにおける水平土圧(tf/m²)

h : 任意の深さ (m)

k_0 : 静止土圧係数で、 k_0 は土質や締固めの方法によって異なり、0.4~0.7程度であるといわれているが、通常の砂質土や粘性土($W_L < 50\%$) に対しては $k_0 = 0.5$ と考えてよい。

なお、 p_{hd1} 、 p_{hd2} は図-9.1.1に示す断面の軸線(部材の中心線)位置へ作用させるものとする。

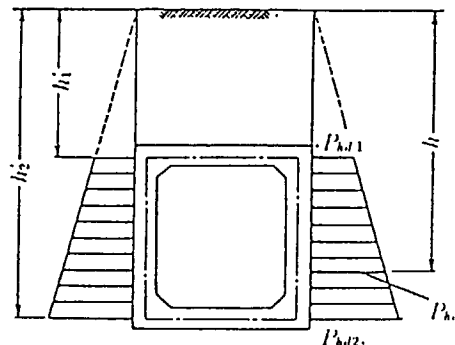


図-9.1.1 水平土圧

(c) 上載荷重による水平土圧

樋門・樋管の側面に作用する上載荷重 q による水平土圧 p_{hde} は式(9.1.3)により算出するものとする。

$$p_{hde} = k_0 \cdot q \text{ (tf/m}^2\text{)} \quad (9.1.3)$$

図-9.1.2に示すように堤体上の上載荷重を $q = 1 \text{ tf/m}^2$ とし、これに静止土圧係数 k_0 を乗じて深さに関係なく両側面に作用させた場合について検討する。

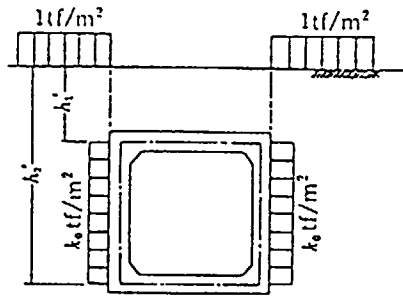


図-9.1.2 上載荷重による水平土圧

(d) 水 圧

静止水が作用すると考えられる場合にはこれを考慮し、式 (9.1.4)により算出するものとする。

$$p_w = \gamma_w \cdot h \quad (\text{tf/m}^2) \quad (9.1.4)$$

ここに、

p_w : 任意の深さに作用する静水圧 (tf/m²)

γ_w : 水の単位体積重量 (tf/m³)

h : 地下水位面から任意の深さまでの距離 (m)

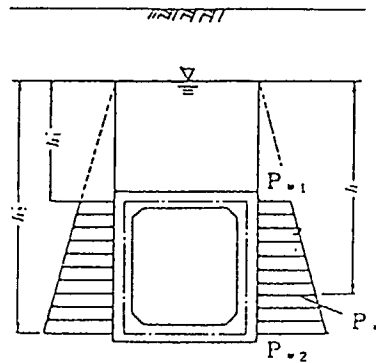


図-9.1.3 水 圧

9.2 断面力の照査方法

隅角部の設計曲げモーメントは、部材の内面に等高移動させ、断面算定を行う。

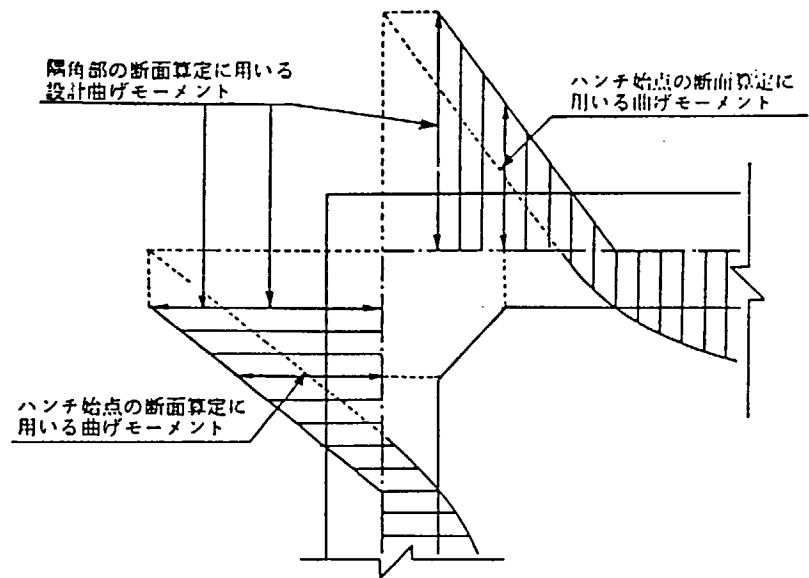


図-9.2.1 隅角部の設計曲げモーメント

部材のせん断応力度の照査は、図-9.2.2に示すように $x=0 \sim x=2d$ の範囲内で行うものとする。ただし、分布荷重の場合は、 $x=0$ 、 $x=2d$ の2箇所で行うものとする。この場合の許容せん断応力度は、通常の応力度に次式で求められる α の値を乗じたものとしてよい。

$$\alpha = 2 - \frac{x}{2d} \quad \text{ただし、} 1 \leq \alpha \leq 2$$

ここに、

x : 照査位置の支点からの距離 (m)

d : 部材の有効高さ (m)

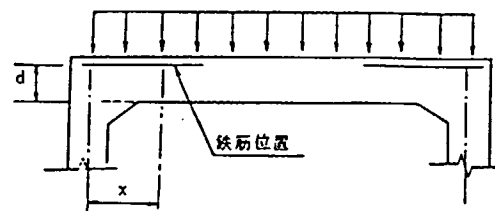


図-9.2.2 部材のせん断応力度の照査位置

9.3 函体横方向の計算

計算方法は、従来通りであるので省略する。

§ 10. 胸壁部材の検討

胸壁のたて壁は樋管本体および底版に、底版は本体およびたて壁に固定された二辺固定版として設計する。

10.1 二辺固定版の設計方法

厳密な二辺固定版としての解析は繁雑となるので、簡略的な方法として「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 5.3.6 翼壁の設計」に基づき、次のような考え方で設計する。

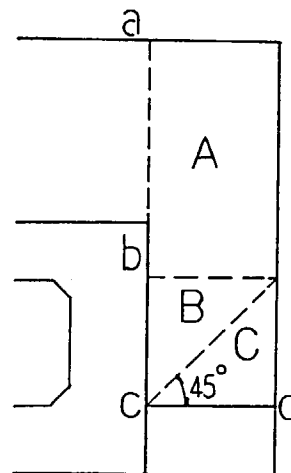


表-10.1.1 二辺固定版の荷重分担

- ① 図-10.1.1のAの部分は、 $a-b$ に支持された片持ばりとして設計する。この場合 $a-b$ の設計は、Aの部分に働く土圧合力を作用させて求まる固定端断面力を $a-b$ に等分布させて行う。
- ② B、Cの部分については、 $b-c$ および $c-d$ に支持された片持ばりとして設計する。この場合それぞれの区間で一番不利な場所で計算した断面力でその区間を設計する。

したがって、図-10.1.2において $b-c$ 区間では、 b 点における単位長さあたりモーメント M_b によって設計すればよく、同様に $c-d$ 区間では d 点の M_d によって設計すればよい。

なお、胸壁の幅 ($c-d$ の長さ) が長い場合は、 $b-c$ および $c-d$ を2区間程度に分割し、それぞれの区間で設計するのが望ましい。

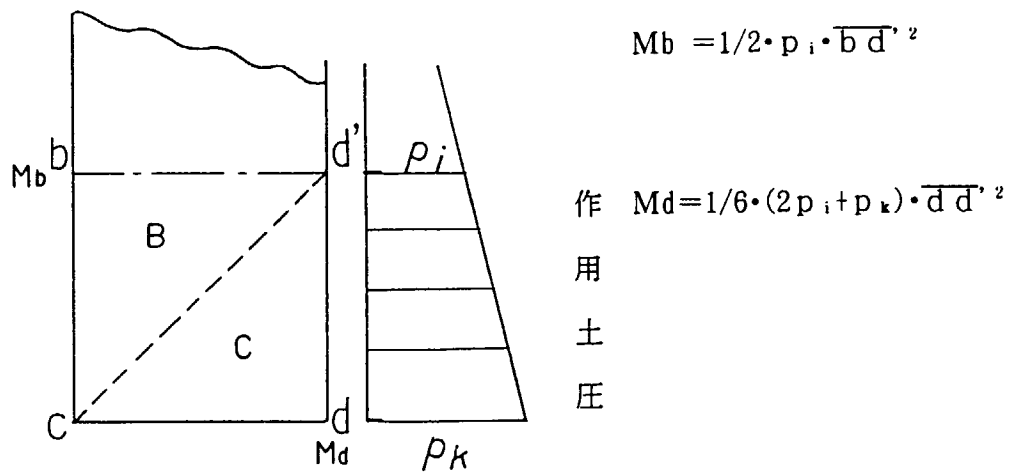


表-10.1.2 二辺固定版の設計方法

③ 底版もたて壁と同様にして、各固定端で支持する範囲を区分し、その部分の作用力を集計して設計を行う。

この場合の作用力としては、上載土砂、鉛直土圧、底版自重、地盤反力、浮力等がある。

10.2 胸壁部材の設計

ここでは、一事例として川表側胸壁の設計を行う。

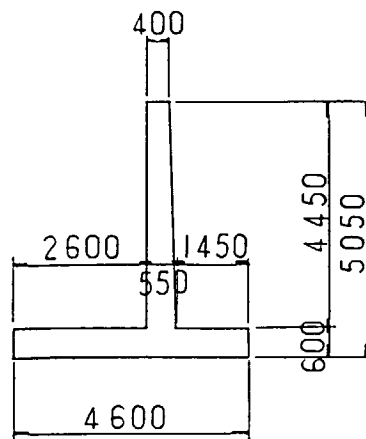


図-10.2.1 川表側胸壁の断面形状図

(1) 設計条件

① 単位体積重量

鉄筋コンクリート $\gamma_c = 2.5 \text{ tf/m}^3$

裏 込 土 $\gamma_s = 1.8 \text{ tf/m}^3$

② 使用材料

コンクリート $f_{ck} = 210 \text{ kgf/cm}^2$

鉄 筋 SD 295 A

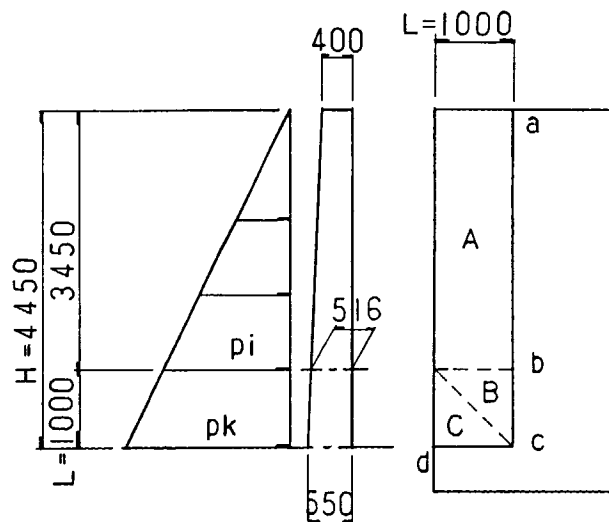
③ 許容応力度

		常 時	地震時
コ ン ク リ ー ト	許容曲げ圧縮応力度	70	105
	許容せん断応力度	3.6	5.4
鉄 筋	許容引張応力度	1600	2700

④ 設計水平震度

$$k_h = 0.24$$

(2) たて壁の設計



土 圧 壁 厚

210

(a) 土圧強度

土圧の計算 (くさび法)

土圧係数と土圧力

	Kv	Kh	Pv	Ph	x	y	h
常時	0.147	0.404	0.000	7.205	0.28	1.48	4.45
地震時	0.241	0.898	0.000	16.004	0.28	1.48	4.45

	α	δ	θ	ε	W(t/m)	Pa(t/m)
常時	49.4°	20.0°	0.0°		23.08	7.67
地震時	26.2°	15.0°	0.0°	13.5°	90.65	16.57

ここに

- Kh : 土圧係数 (水平方向)
- Kv : 土圧係数 (鉛直方向)
- Ph : 土圧力 (水平方向) (t/m)
- Pv : 土圧力 (鉛直方向) (t/m)
- y : 作用位置 (水平方向) (m)
- x : 作用位置 (鉛直方向) (m)
- h : 土圧作用高 (m)
- Pa : 最大土圧力 (t/m)
- W : すべり面より上の土砂重量および過載荷重 (t/m)
- α : すべり面と水平面のなす角(°)
- δ : 壁面摩擦角(°)
- θ : 壁面傾斜角(°)
- ε : 地震合成角(°)

① 常時

$$p_k = \frac{2 P_h}{H} = \frac{2 \times 7.205}{4.450} = 3.238 \text{ tf/m}^2$$

$$p_i = 3.238 \times \frac{3.450}{4.450} = 2.510 \text{ tf/m}^2$$

② 地震時

$$p_k = \frac{2 \times 16.004}{4.450} = 7.193 \text{ tf/m}^2$$

$$p_i = 7.193 \times \frac{3.450}{4.450} = 5.577 \text{ tf/m}^2$$

(b) たて壁の地震時慣性力

① a点

$$q_a = 0.400 \times 2.5 \times 0.24 = 0.240 \text{ tf/m}^2$$

② b点

$$q_b = 0.516 \times 2.5 \times 0.24 = 0.310 \text{ tf/m}^2$$

③ c点

$$q_c = 0.550 \times 2.5 \times 0.24 = 0.330 \text{ tf/m}^2$$

(c) 断面力の計算 (m当り)

① A部 (a - b間)

常時

$$M_A = 1/4 p_i L^2 = 1/4 \times 2.510 \times 1.000^2 = 0.63 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

$$S_A = 1/2 p_i L = 1/2 \times 2.510 \times 1.000 = 1.26 \text{ tf}$$

地震時

$$\begin{aligned} M_A &= 1/4 p_i L^2 + 1/4 (q_a + q_b) L^2 \\ &= 1/4 \times 5.577 \times 1.000^2 + 1/4 \times (0.240 + 0.310) \times 1.000^2 \\ &= 1.53 \text{ tf}\cdot\text{m} [0.91 \text{ tf}\cdot\text{m}] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_A &= 1/2 p_i L + 1/2 (q_a + q_b) L \\ &= 1/2 \times 5.577 \times 1.000 + 1/2 \times (0.240 + 0.310) \times 1.000 \\ &= 3.06 \text{ tf} [2.04 \text{ tf}] \end{aligned}$$

② B部 (b点)

常時

$$M_B = 1/2 p_i L^2 = 1/2 \times 2.510 \times 1.000^2 = 1.26 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

$$S_B = p_i L = 2.510 \times 1.000 = 2.51 \text{ tf}$$

地震時

$$\begin{aligned} M_B &= 1/2 (p_i + q_b) L^2 \\ &= 1/2 \times (5.577 + 0.310) \times 1.000^2 = 2.94 \text{ tf}\cdot\text{m} [1.74 \text{ tf}\cdot\text{m}] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_B &= (p_i + q_b) L \\ &= (5.577 + 0.312) \times 1.000 = 5.89 \text{ tf} [3.93 \text{ tf}] \end{aligned}$$

③ C部 (d点)

常時

$$\begin{aligned}M_c &= 1/6(2 p_i + p_k) L^2 \\ &= 1/6 \times (2 \times 2.510 + 3.238) \times 1.000^2 = 1.38 \text{ tf}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S_c &= 1/2 \times (p_i + p_k) L \\ &= 1/2 \times (2.510 + 3.238) \times 1.000 = 2.87 \text{ tf}\end{aligned}$$

地震時

$$\begin{aligned}M_c &= 1/6(2 p_i + p_k) L^2 + 1/6(2 q_b + q_c) L^2 \\ &= 1/6 \times (2 \times 5.577 + 7.193) \times 1.000^2 + 1/6 \times (2 \times 0.310 + 0.330) \\ &\quad \times 1.000^2\end{aligned}$$

$$= 3.22 \text{ tf}\cdot\text{m} [1.91 \text{ tf}\cdot\text{m}]$$

$$\begin{aligned}S_c &= 1/2(p_i + p_k) L + 1/2(q_b + q_c) L \\ &= 1/2 \times (5.577 + 7.193) \times 1.000 + 1/2 \times (0.310 + 0.330) \times 1.000 \\ &= 6.71 \text{ tf} [4.47 \text{ tf}]\end{aligned}$$

※[]内は常時換算値を示す。

以上の結果より、地震時で検討を行う。

(d) たて壁の断面応力度計算

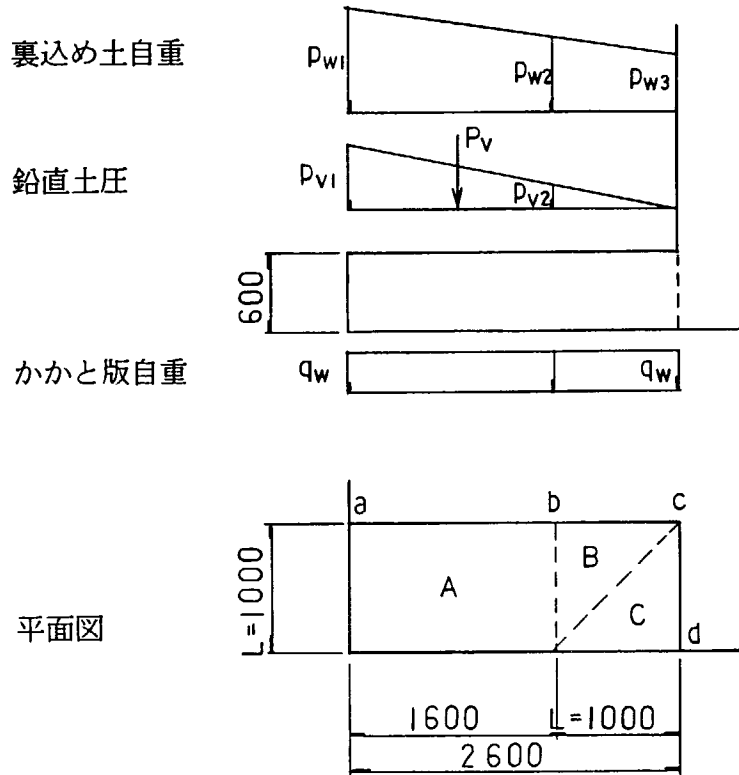
断面 NO.	A	B	C
M [t·m]	1.53	2.94	3.22
N [t]	0.00	0.00	0.00
S [t]	3.06	5.89	6.71
b [cm]	100.0	100.0	100.0
h [cm]	40.0	51.6	55.0
d [cm]	29.7	41.3	46.0
d' [cm]	0.0	0.0	0.0
As [cm ²]	5.068	5.068	5.068
As' [cm ²]	0.000	0.000	0.000
n = Es/Ec	15.00	15.00	15.00
P=As/(b*d) [%]	0.171	0.123	0.110
u=d-h/2 [cm]	9.700	15.500	18.500
f=M/N+u [cm]	9.700	15.500	18.500
f/d	0.327	0.375	0.402
d'/d	0.000	0.000	0.000
As'/As	0.000	0.000	0.000
M'=M+N*u [t·m]	1.530	2.940	3.220
x [cm]	6.002	7.200	7.637
C	10.611	12.180	12.752
S	41.891	57.680	64.055
Z	1.072	1.062	1.059
σ_c [kg/cm ²]	18.4	21.0	19.4
σ_s [kg/cm ²]	1089.9	1491.3	1462.1
$\sigma_{s'}$ [kg/cm ²]	0.0	0.0	0.0
τ [kg/cm ²]	1.10	1.51	1.54
τ_m [kg/cm ²]	1.03	1.43	1.46
σ_{ca} [kg/cm ²]	105.0	105.0	105.0
σ_{sa} [kg/cm ²]	2700.0	2700.0	2700.0
τ_a [kg/cm ²]	5.40	5.40	5.40

注： σ_s の-は圧縮を示す。 $\sigma_{s'}$ の-は引張を示す。
 τ_m は平均せん断応力度を示す。

(3) 底版の設計

(a) かかと版の設計

かかと版には、裏込め土自重、かかと版自重、仮想背面に作用する鉛直土圧を考慮して設計を行う。地盤反力、杭反力は地盤沈下の過程において、作用しない状態が考えられるので、これらの影響は無視する。



(i) 裏込め土自重

$$p_{w1} = 5.490 \times 1.8 = 9.882 \text{ tf/m}^2$$

$$p_{w2} = 4.850 \times 1.8 = 8.730 \text{ tf/m}^2$$

$$p_{w3} = 4.450 \times 1.8 = 8.010 \text{ tf/m}^2$$

(ii) 鉛直土圧

常時

$$P_v = 2.872 \text{ tf/m}$$

$$p_{v1} = \frac{2 P_v}{2.600} = \frac{2 \times 2.872}{2.600} = 2.209 \text{ tf/m}^2$$

$$p_{v2} = 2.209 \times \frac{1.000}{2.600} = 0.850 \text{ tf/m}^2$$

地震時

$$P_v = 13.961 \text{ tf/m}$$

$$p_{v1} = \frac{2 \times 13.961}{2.600} = 10.739 \text{ tf/m}^2$$

$$p_{v2} = 10.739 \times \frac{1.000}{2.600} = 4.130 \text{ tf/m}^2$$

(iii) かかと版自重

$$q_w = 0.600 \times 2.5 = 1.500 \text{ tf/m}^2$$

(iv) 断面力の計算 (m当り)

① A部 (a-b間)

常時

$$\begin{aligned} M_A &= 1/4(p_{w1} + p_{w2} + p_{v1} + p_{v2})L^2 + 1/2q_wL^2 \\ &= 1/4 \times (9.882 + 8.730 + 2.209 + 0.850) \times 1.000^2 + 1/2 \times 1.500 \\ &\quad \times 1.000^2 \\ &= 6.17 \text{ tf}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_A &= 1/2(p_{w1} + p_{w2} + p_{v1} + p_{v2})L + q_wL \\ &= 1/2 \times (9.882 + 8.730 + 2.209 + 0.850) \times 1.000 + 1.500 \times 1.000 \\ &= 12.34 \text{ tf} \end{aligned}$$

地震時

$$\begin{aligned} M_A &= 1/4 \times (9.882 + 8.730 + 10.739 + 4.130) \times 1.000^2 + 1/2 \times 1.500 \\ &\quad \times 1.000^2 \\ &= 9.12 \text{ tf}\cdot\text{m} [5.40 \text{ tf}\cdot\text{m}] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_A &= 1/2 \times (9.882 + 8.730 + 10.739 + 4.130) \times 1.000 + 1.500 \times 1.000 \\ &= 18.24 \text{ tf} [12.16 \text{ tf}] \end{aligned}$$

② B部 (b点)

常時

$$M_B = 1/2(p_{w2} + p_{v2} + q_w)L^2$$

$$=1/2 \times (8.730 + 0.850 + 1.500) \times 1.000^2 = 5.54 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

$$S_B = (p_{w2} + p_{v2} + q_w) L$$

$$= (8.730 + 0.850 + 1.500) \times 1.000 = 11.08 \text{ tf}$$

地震時

$$M_B = 1/2 \times (8.730 + 4.130 + 1.500) \times 1.000^2 = 7.18 \text{ tf}\cdot\text{m} [4.25 \text{ tf}\cdot\text{m}]$$

$$S_B = (8.730 + 4.130 + 1.500) \times 1.000 = 14.36 \text{ tf} [9.57 \text{ tf}]$$

③ C部 (d点)

常時

$$M_c = 1/6 (2 p_{w2} + p_{w3}) L^2 + 1/3 p_{v2} L^2 + 1/2 q_w L^2$$

$$= 1/6 \times (2 \times 8.730 + 8.010) \times 1.000^2 + 1/3 \times 0.850 \times 1.000^2 + 1/2 \times 1.500 \times 1.000^2 = 5.28 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

$$S_c = 1/2 (p_{w2} + p_{w3}) L + 1/2 p_{v2} L + q_w L$$

$$= 1/2 \times (8.730 + 8.010) \times 1.000 + 1/2 \times 0.850 \times 1.000 + 1.500 \times 1.000 = 10.30 \text{ tf}$$

地震時

$$M_c = 1/6 \times (2 \times 8.730 + 8.010) \times 1.000^2 + 1/3 \times 4.130 \times 1.000^2 + 1/2 \times 1.500 \times 1.000^2 = 6.37 \text{ tf}\cdot\text{m} [3.78 \text{ tf}\cdot\text{m}]$$

$$S_c = 1/2 \times (8.730 + 8.010) \times 1.000 + 1/2 \times 4.130 \times 1.000 + 1.500 \times 1.000 = 11.94 \text{ tf} [7.96 \text{ tf}]$$

※[]内は常時換算値を示す。

以上の結果より、常時で検討を行う。

(v) かかと版の断面応力度計算

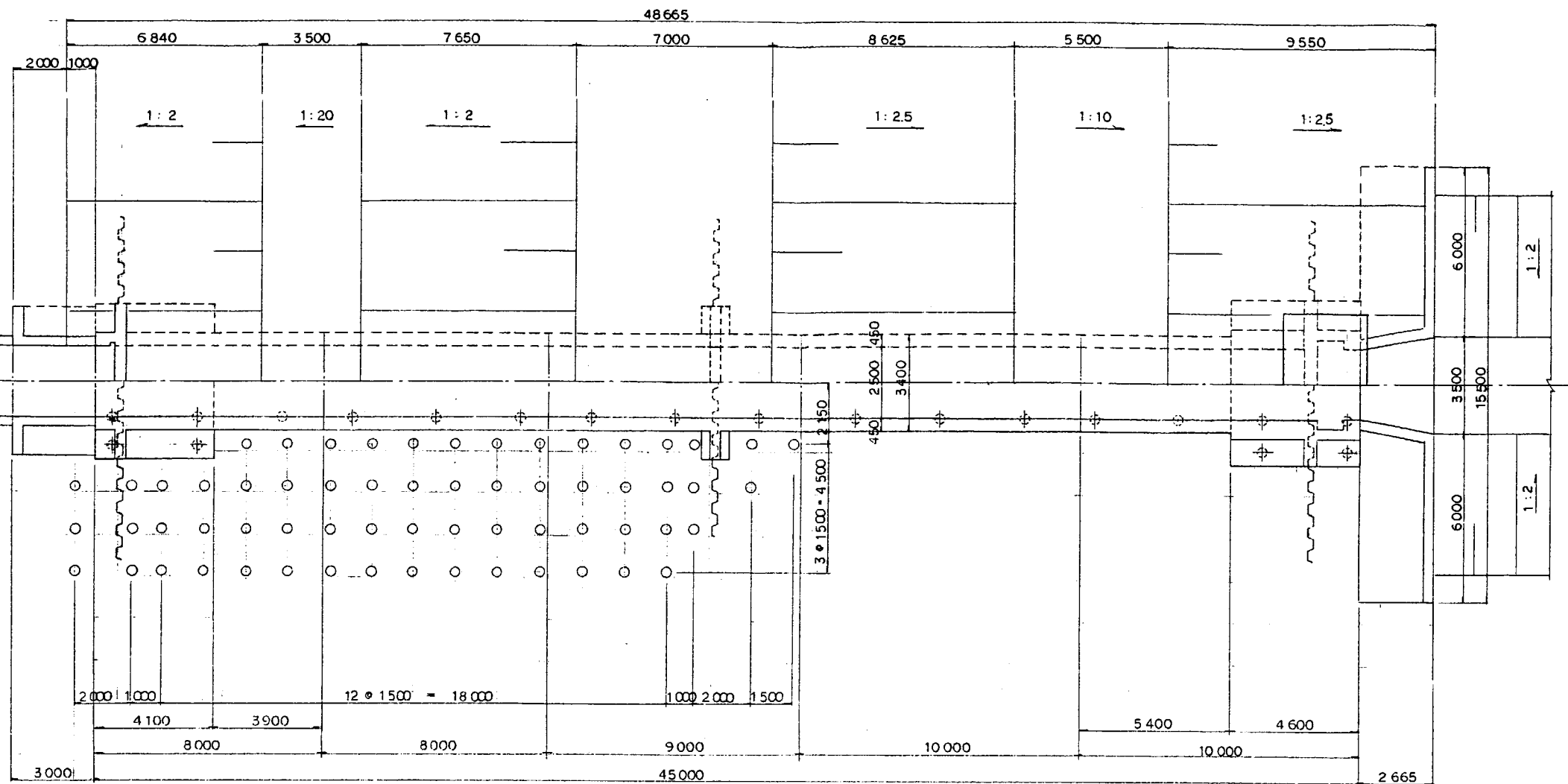
断面 NO.	A	B	C
M [t·m]	6.17	5.54	5.28
N [t]	0.00	0.00	0.00
S [t]	12.34	11.08	10.30
b [cm]	100.0	100.0	100.0
h [cm]	60.0	60.0	60.0
d [cm]	49.7	49.7	51.0
d' [cm]	0.0	0.0	0.0
As [cm ²]	10.136	10.136	10.136
As' [cm ²]	0.000	0.000	0.000
n = Es/Ec	15.00	15.00	15.00
P=As/(b*d) [%]	0.204	0.204	0.199
u=d-h/2 [cm]	19.700	19.700	21.000
f=M/N+u [cm]	19.700	19.700	21.000
f/d	0.396	0.396	0.412
d'/d	0.000	0.000	0.000
As'/As	0.000	0.000	0.000
M'=M+N*u [t·m]	6.170	5.540	5.280
x [cm]	10.867	10.867	11.025
C	9.866	9.866	9.970
S	35.259	35.259	36.149
Z	1.079	1.079	1.078
σ_c [kg/cm ²]	24.6	22.1	20.2
σ_s [kg/cm ²]	1321.1	1186.2	1100.7
$\sigma_{s'}$ [kg/cm ²]	0.0	0.0	0.0
τ [kg/cm ²]	2.68	2.40	2.18
τ_m [kg/cm ²]	2.48	2.23	2.02
σ_{ca} [kg/cm ²]	70.0	70.0	70.0
σ_{sa} [kg/cm ²]	1600.0	1600.0	1600.0
τ_a [kg/cm ²]	3.60	3.60	3.60

注： σ_s の-は圧縮を示す。 $\sigma_{s'}$ の-は引張を示す。
 τ_m は平均せん断応力度を示す。

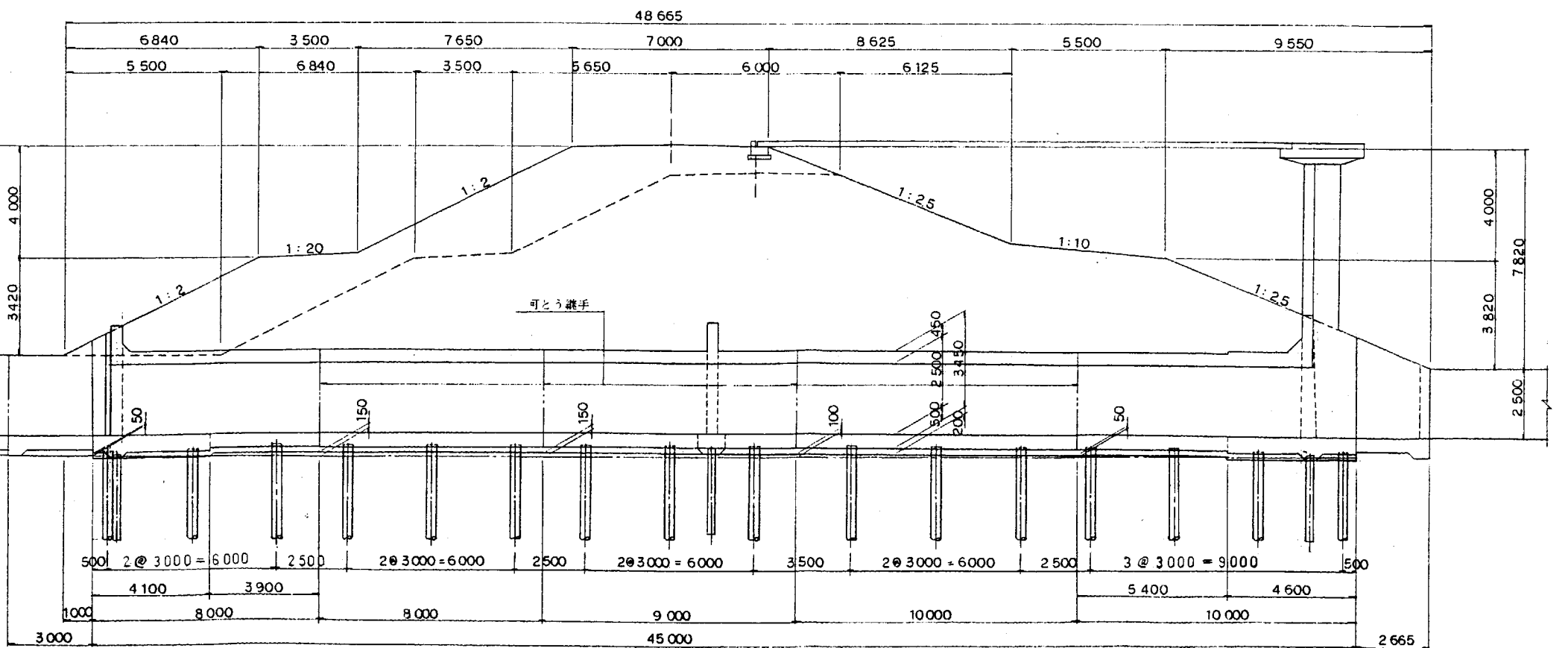
(b) つまさき版の設計

つまさき版もかかと版と同様な考え方で二辺固定版として設計することができるが、ここでは計算は省略する。

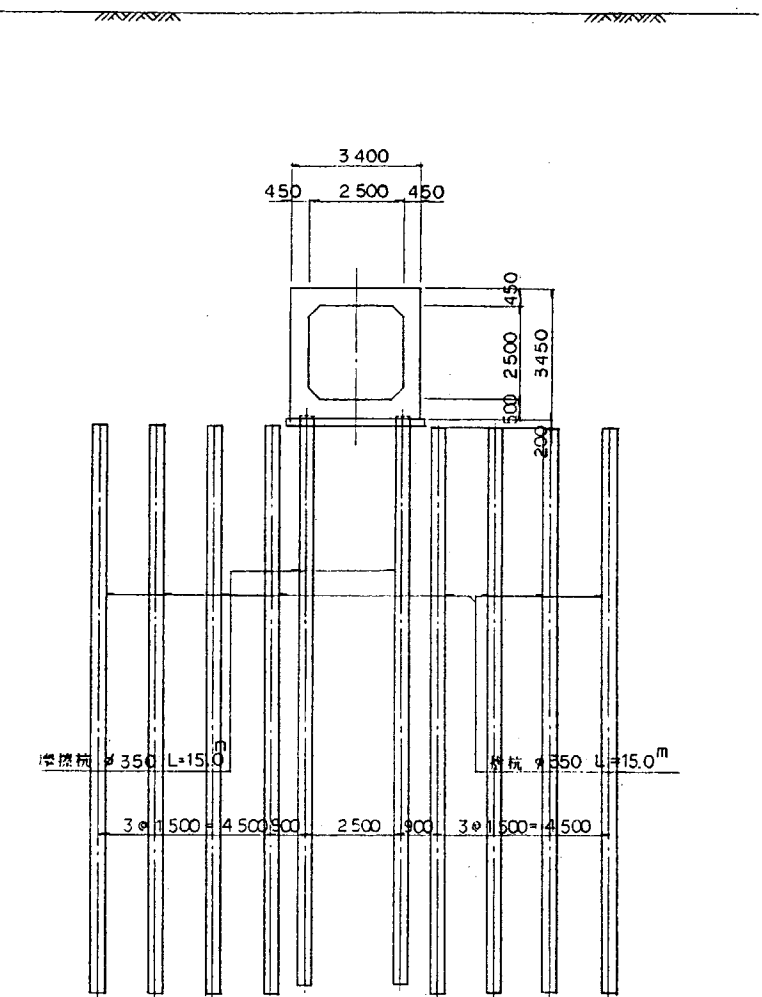
平面図



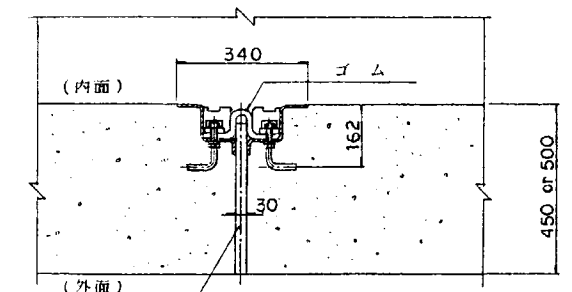
縦断面図



標準断面図



可とう継手詳細図



目地材 t=30

構造の諸元 (TYPE-C)		
堤体タイプ	覆付け盛土	
地盤改良工	掃状工法	
面体	構造形式	R C
	面体長	45.0m
	スパン割	8.0m×2+9.0m+10.0m×2
基礎工	内空断面	2.5m×2.5m
	基礎形式	摩擦杭基礎
	キャンバー盛土	15cm
継手構造	可とう継手	

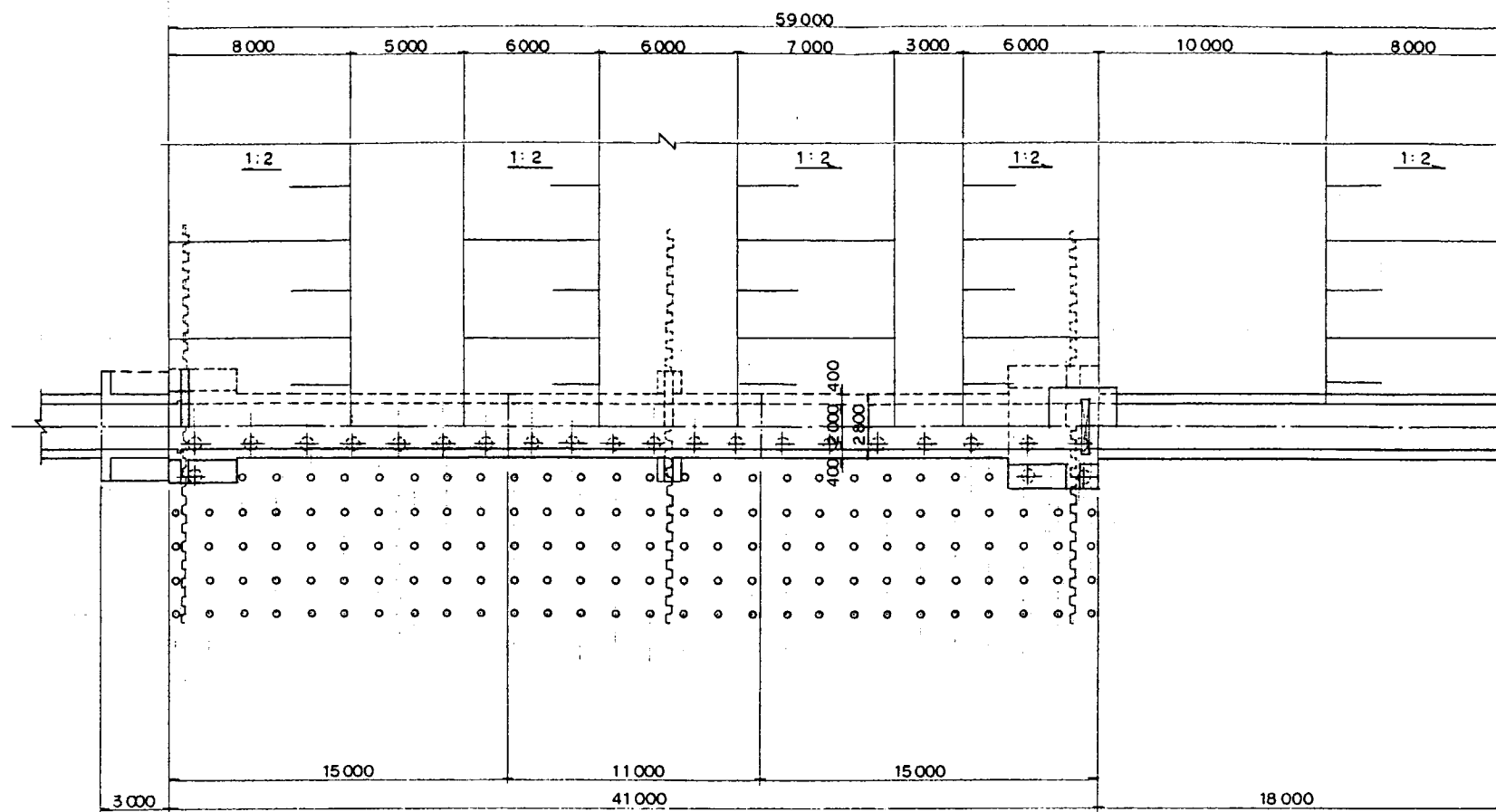
卷末資料

参考図 (TYPE - 1 ~ 5)

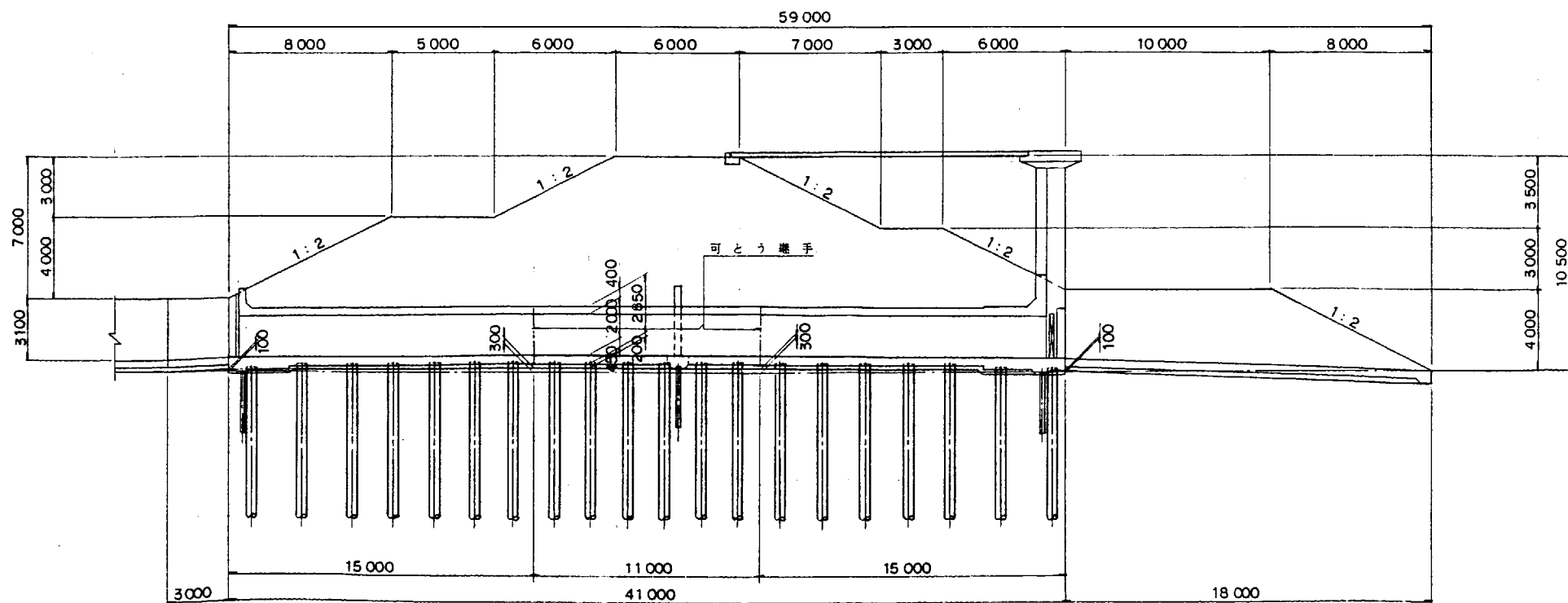
参考図の解説

名称	樋管の諸元		構造の特徴
TYPE-1	函体構造	RC	腐植土層等で構成された地盤の残留沈下量が比較的大きい地盤を想定した。 函体下に摩擦杭を配置し、函体周辺は沈下抑制効果および沈下分布の摺付効果を期待する捨杭工法、継手は不同沈下に対応性の高い可撓継手を選択した。
	内空断面	2 m × 2 m	
	基礎形式	摩擦杭基礎	
	地盤改良工	捨杭	
	継手構造	可撓継手	
TYPE-2	函体構造	RC	既設堤防が計画堤防断面で圧密沈下が終了しており、地盤沈下量が少ないケースを想定した。 沈下対策として即時沈下量に相当する高さのキャンバーを設置し、地盤改良は実施していない。継手における変形も小さいと判断されたので、カラー継手を選定した。
	内空断面	2 m × 2 m	
	基礎形式	直接基礎	
	地盤改良工	無処理	
	継手構造	カラー継手	
TYPE-3	函体構造	PCプレキャスト	地盤沈下量が極めて大きい粘性土系の地盤を想定した。 地盤改良工として沈下抑制効果の高いD J M工法を選定した。同時に堤体のすべり破壊、地盤の側方移動に対しての安定も図っている。 改良体は杭状配置とし、その置換率は35%とした。函体はプレキャストブロックを単スパン緊張により一体化して5スパンとし、丸ストランド鋼継手を用いて全スパン緊張とした。
	内空断面	2 m × 2 m	
	基礎形式	直接基礎	
	地盤改良工	D J M 工法	
	継手構造	丸ストランド鋼継手	
TYPE-4	函体構造	鋼管	地盤の残留沈下量が60cm程度の粘性土層と砂層の互層地盤を想定した。 地盤改良を実施せずに、高さ40cmのキャンバーを設置し、鋼管とスチールベローズ継手を組合せて、比較的大きなキャンバーへの適合性に優れたものとした。ここでは、スチールベローズの許容角変位 3° に対して、2° 20' の角変位が設計値となっている。
	外径	φ2200	
	基礎形式	直接基礎	
	地盤改良工	無処理	
	継手構造	スチールベローズ	
TYPE-5	函体構造	ダクタイル 鋳鉄管	地盤の残留沈下分布が複雑な形状となる場合を想定した。 軟弱層厚が変化している地盤、あるいは堤防に腹付け盛土を行った場合等で地盤沈下形状が単純でない場合、それに函体を追随させるためにスパン長の短いダクタイル鋳鉄管を選定した。この構造はスパン長が4~6 mと短く、継手のバネも比較的小さいので地盤沈下追随性に優れる。
	外径	φ2280	
	基礎形式	直接基礎	
	地盤改良工	無処理	
	継手構造	メカニカル継手	

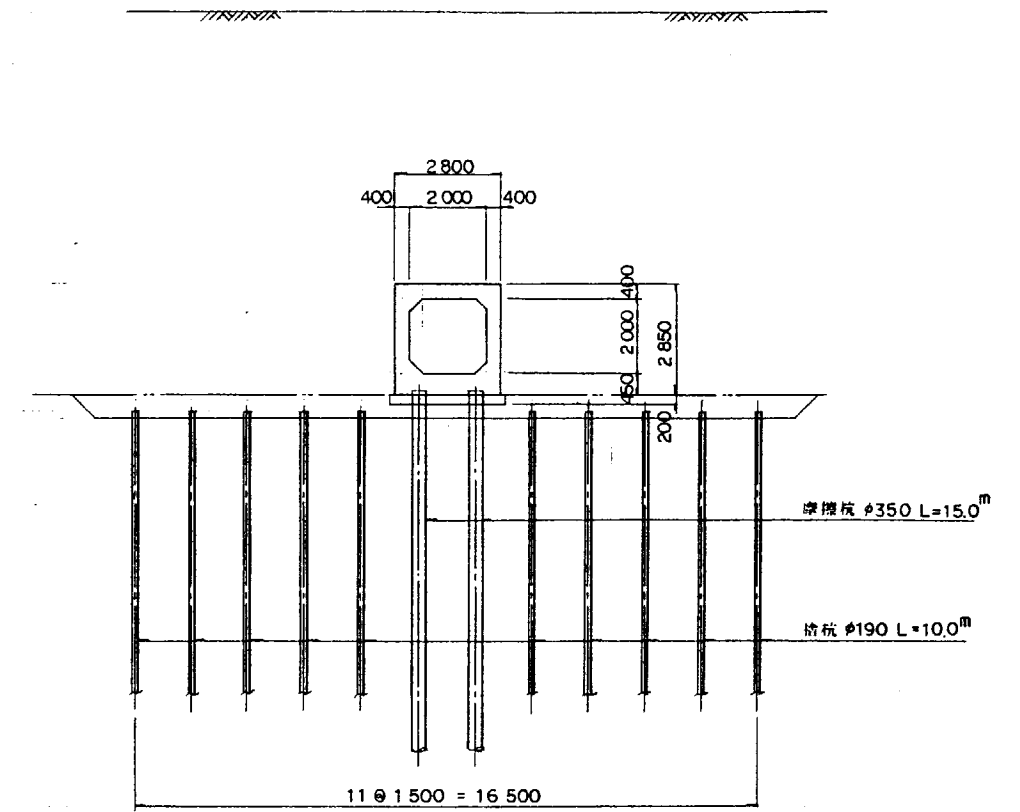
平面図



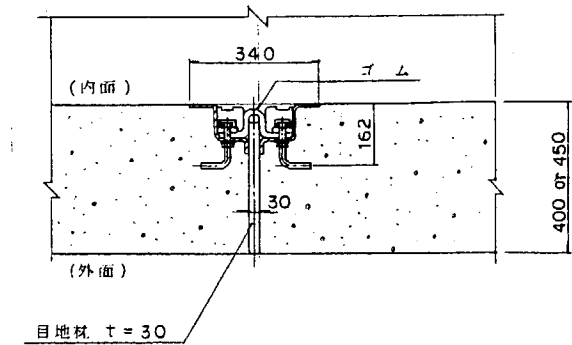
縦断面図



標準断面図

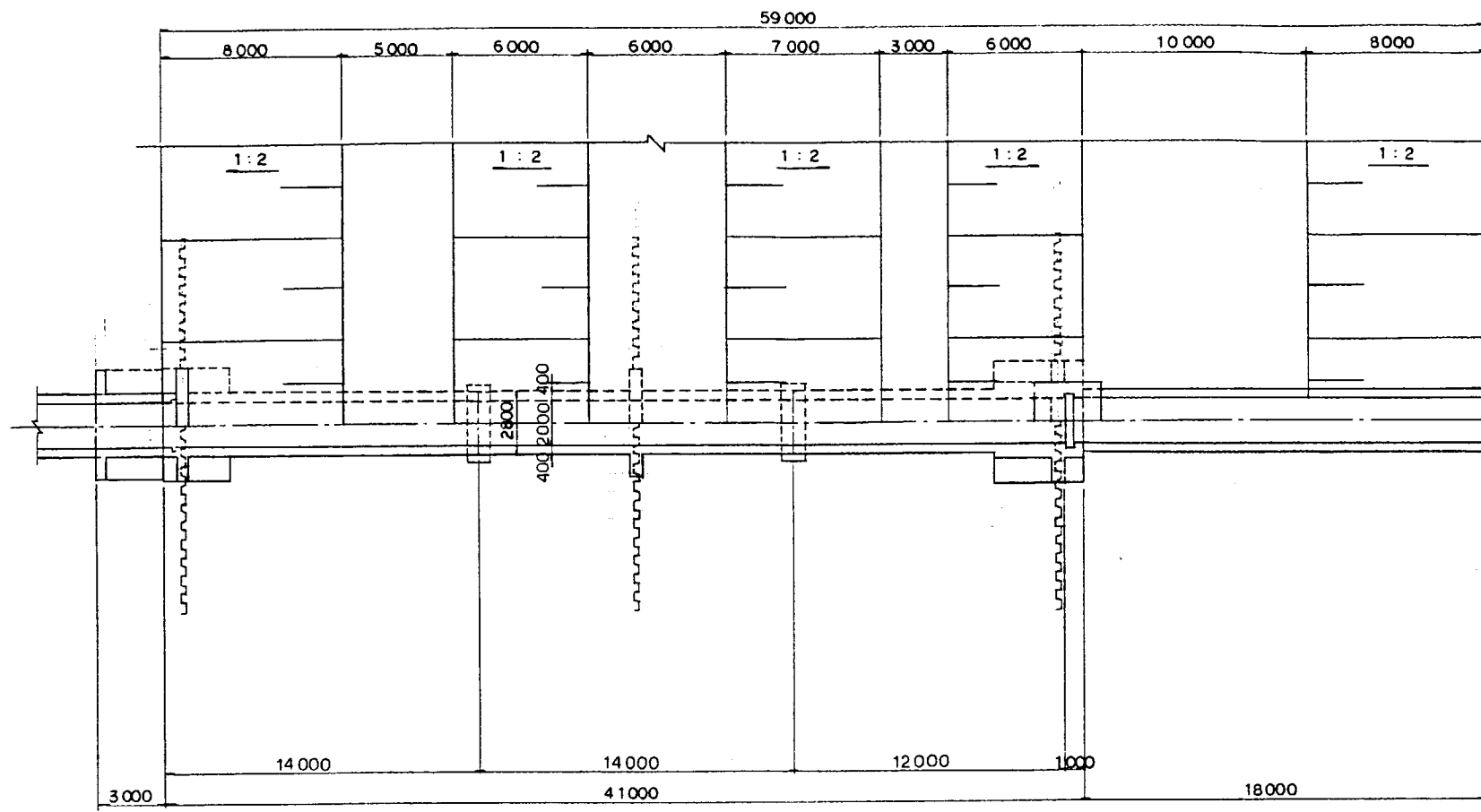


可とう継手詳細図

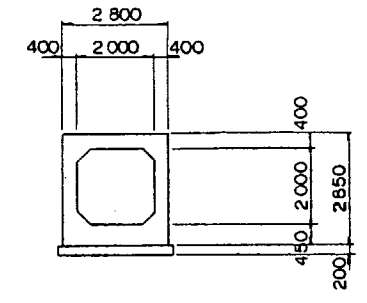


補管の諸元 (TYPE-1)		
函体	構造形式	R C 函体
	函体長	4.1.0m
	スパン間	15.0m+11.0m+15.0m
基礎工	基礎形式	摩擦杭基礎
	キャンバー盛土	3.0cm
地盤改良工		掃杭
継手構造		可とう継手

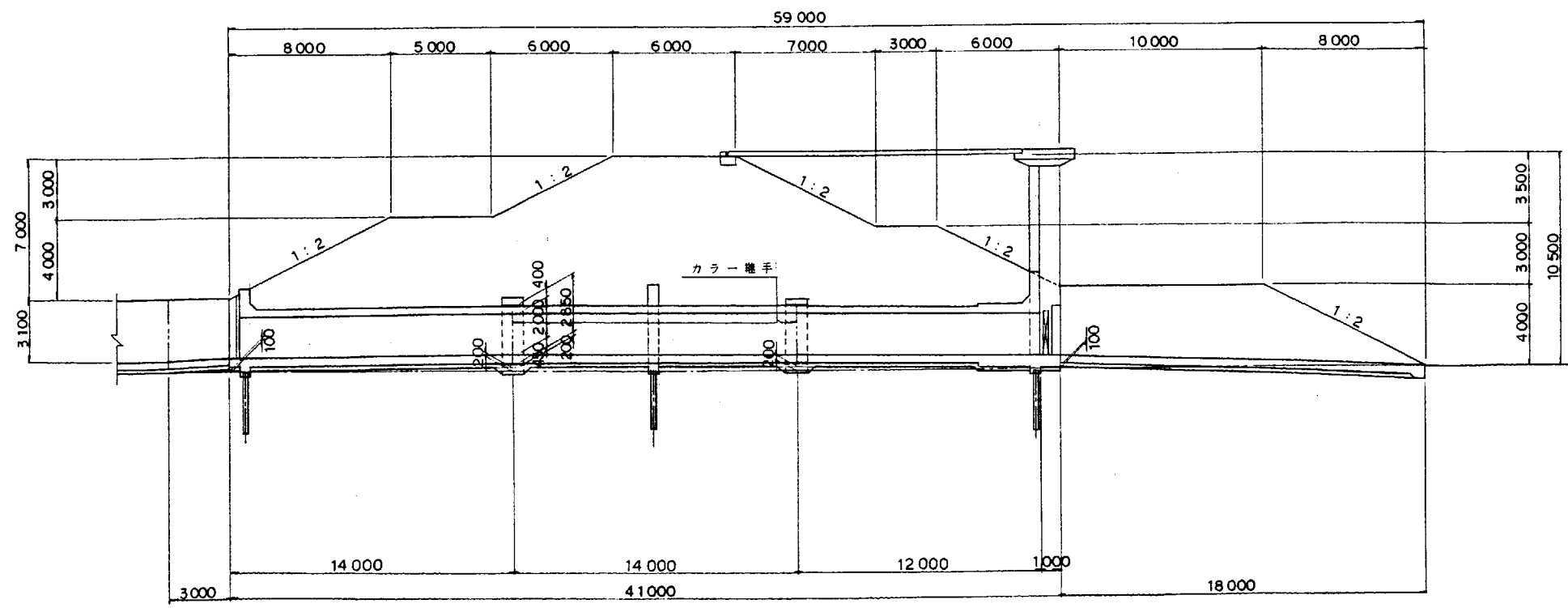
平面図



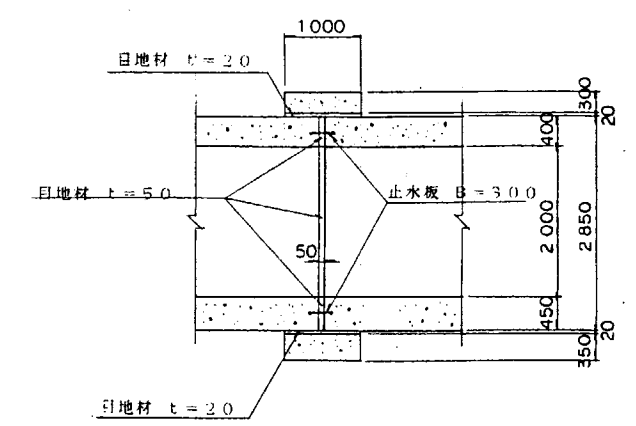
標準断面図



縦断図

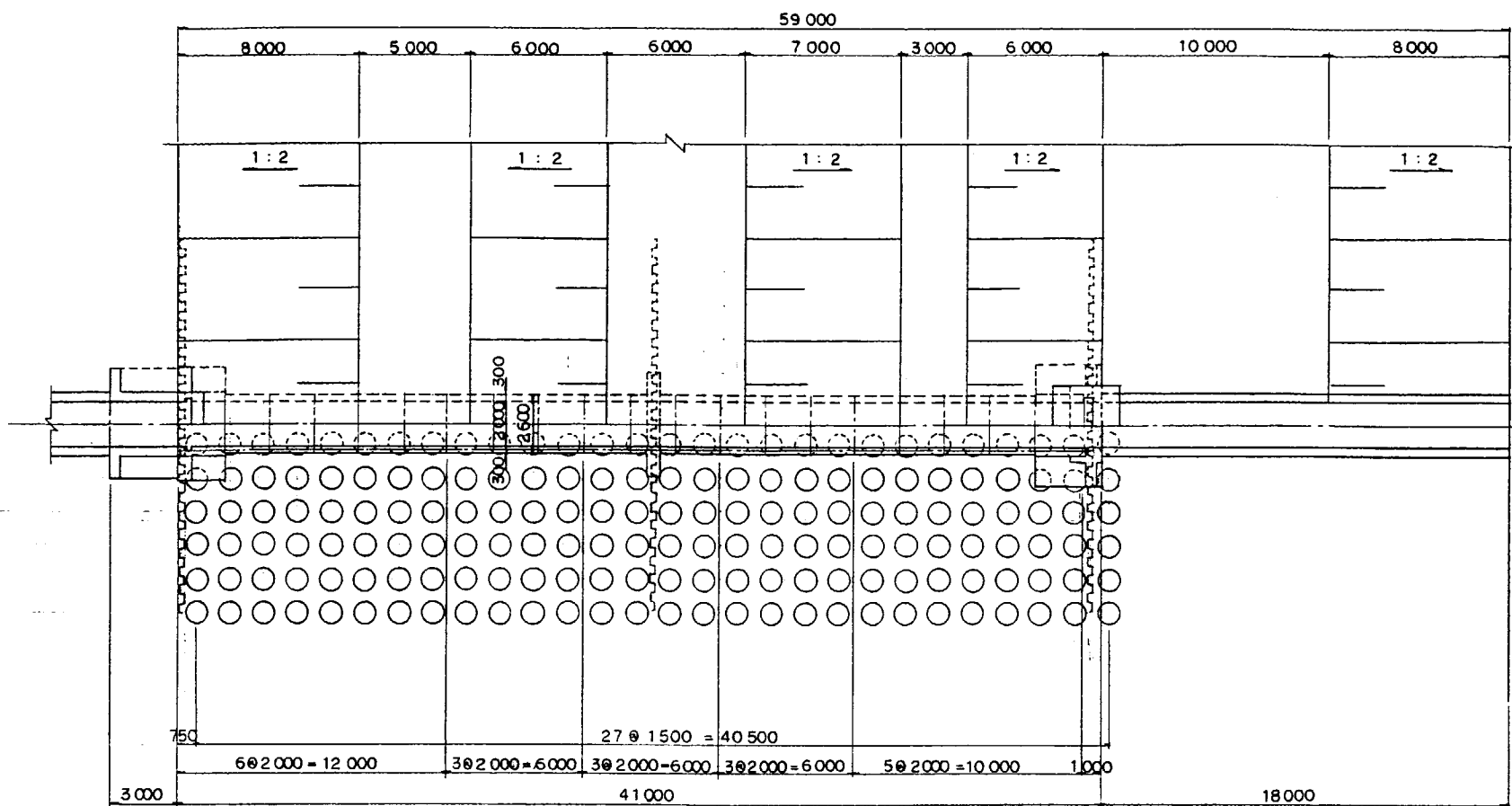


カラー継手詳細図

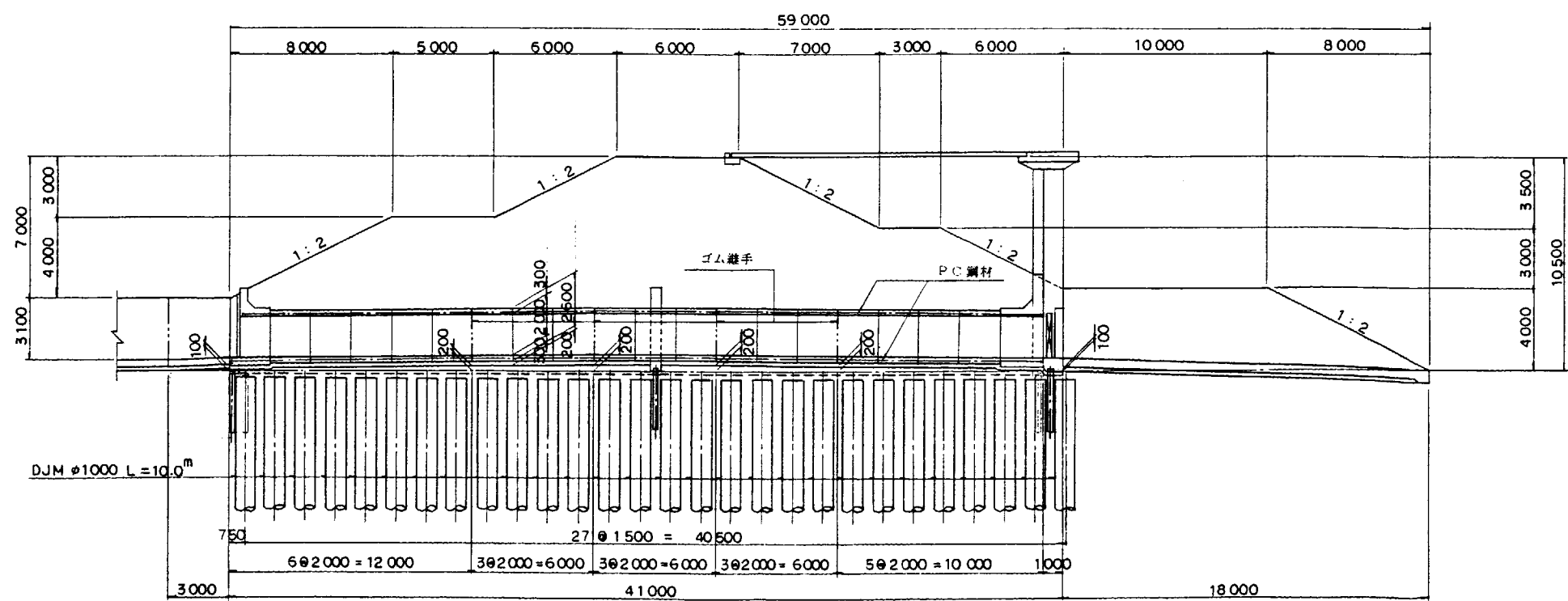


継手の諸元 (TYPE-2)		
函体	構造形式	R C 函体
	函体長	11.0m
	スパン割	14.0m+14.0m+13.0m
基礎工	内空断面	2.0m x 2.0m
	基礎形式	直接基礎
	キャンバー露土	30cm
地盤改良工		無地盤
継手構造		カラー継手

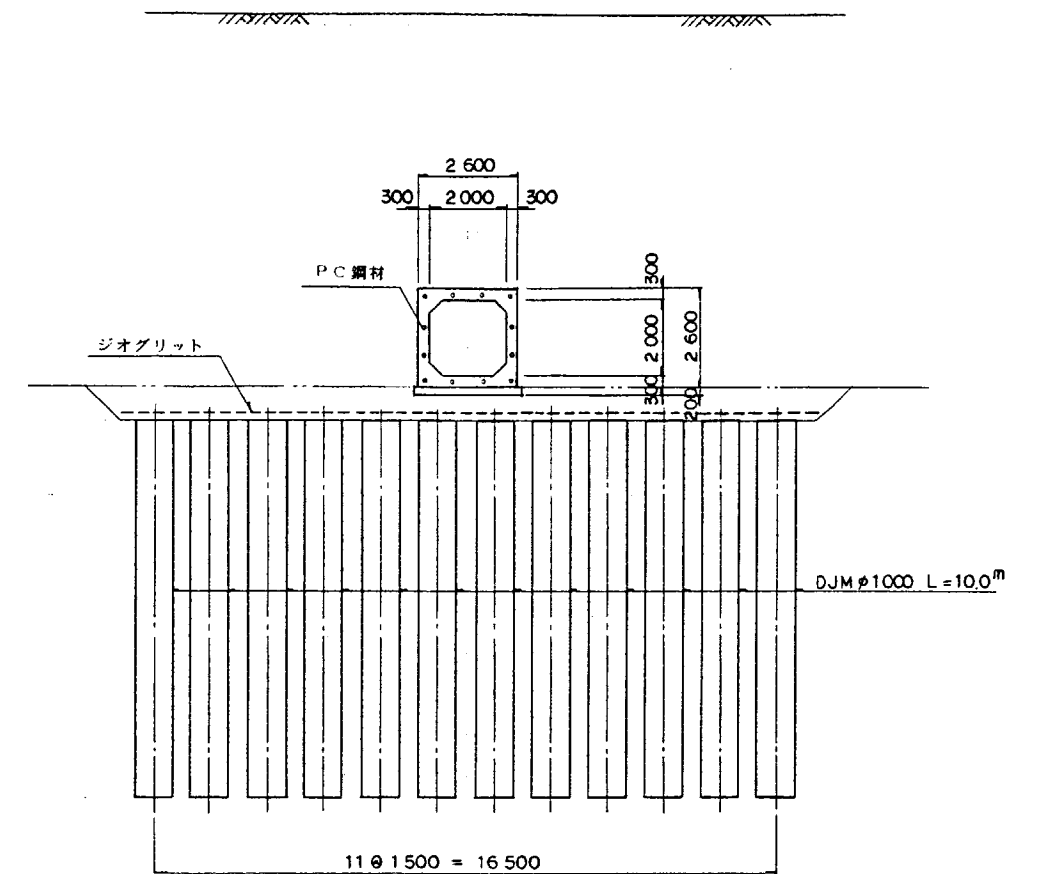
平面図



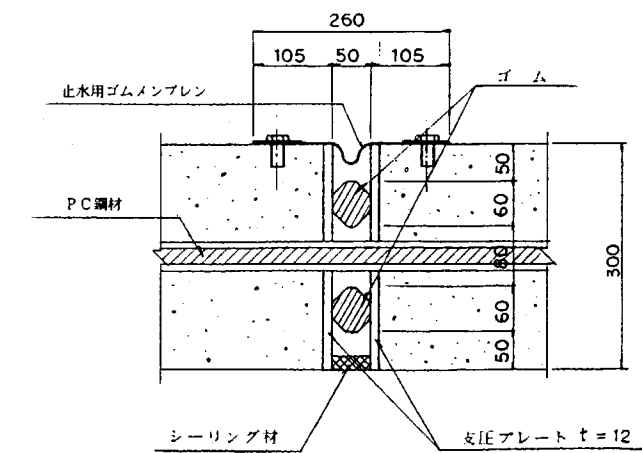
縦断図



標準断面図

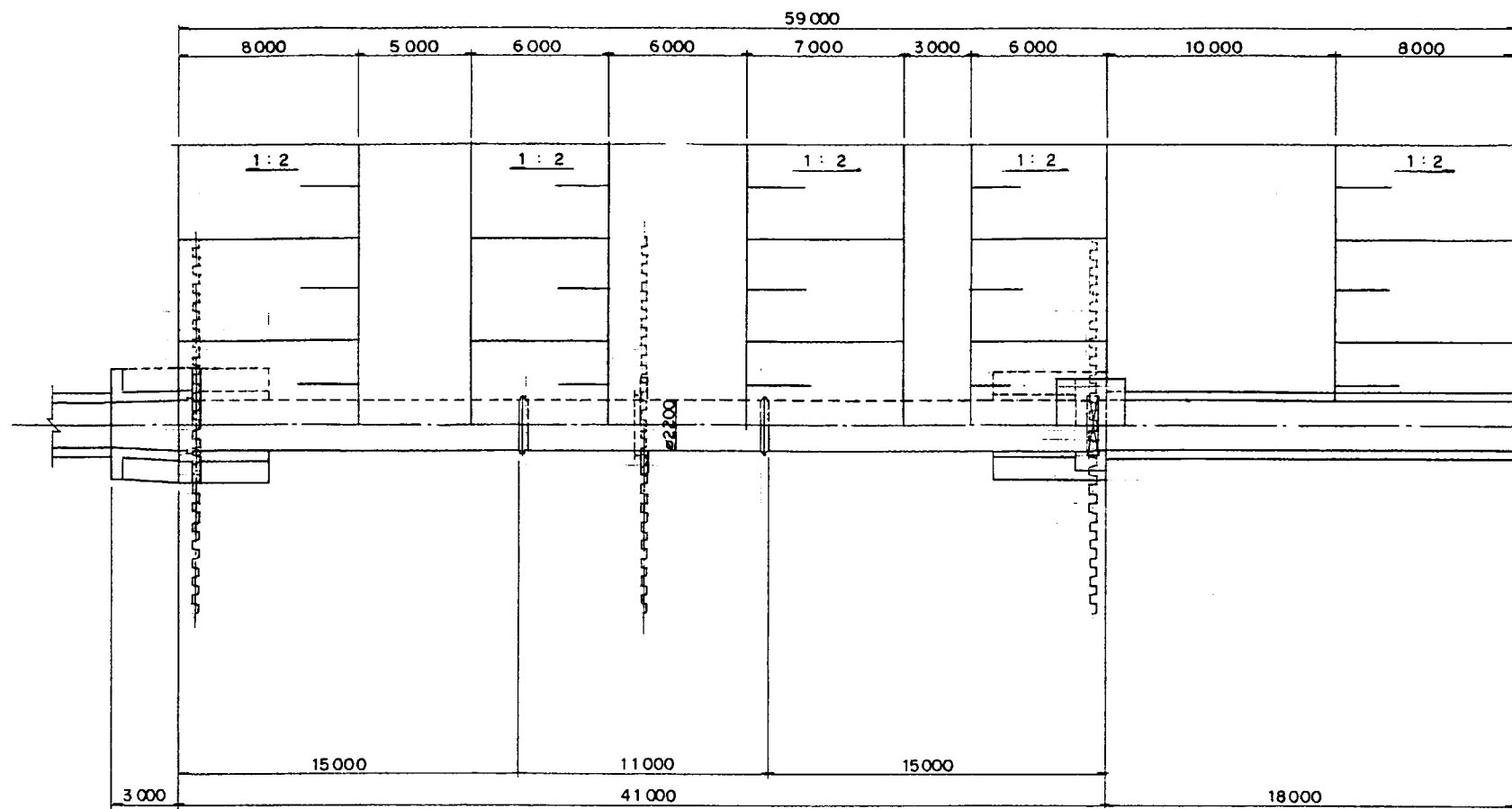


プレストレインドゴム継手詳細図

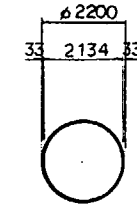


構管の諸元 (TYPE-3)		
函体	構造形式	PCプレキャスト
	函体長	4.1.0m
	スパン割	12.0m+8.0m+8.0m+6.0m+11.0m
基礎工	内空断面	2.0m × 2.0m
	基礎形式	直接基礎
	キャンバー盛土	20cm
地盤改良工		DJM工法
継手構造		プレストレインドゴム継手

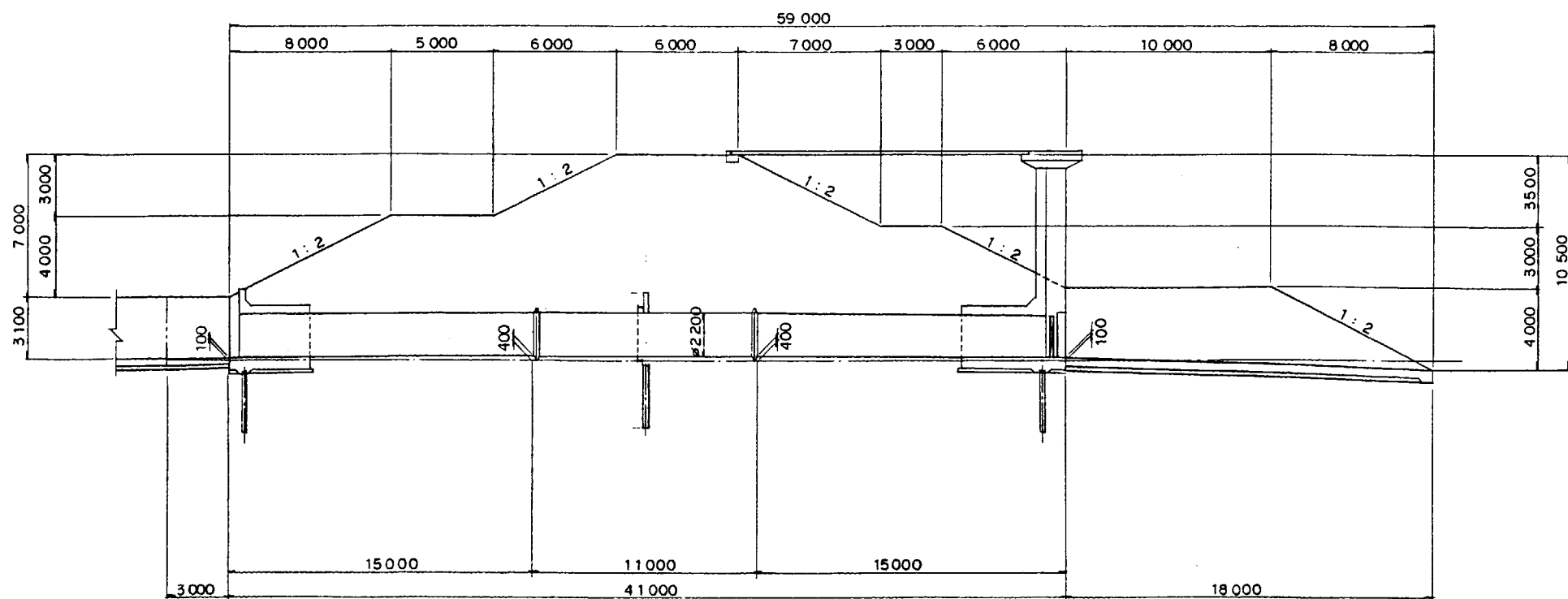
平面図



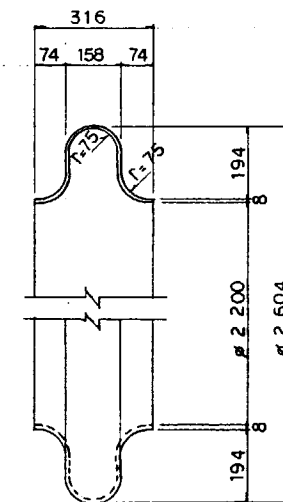
標準断面図



縦断図

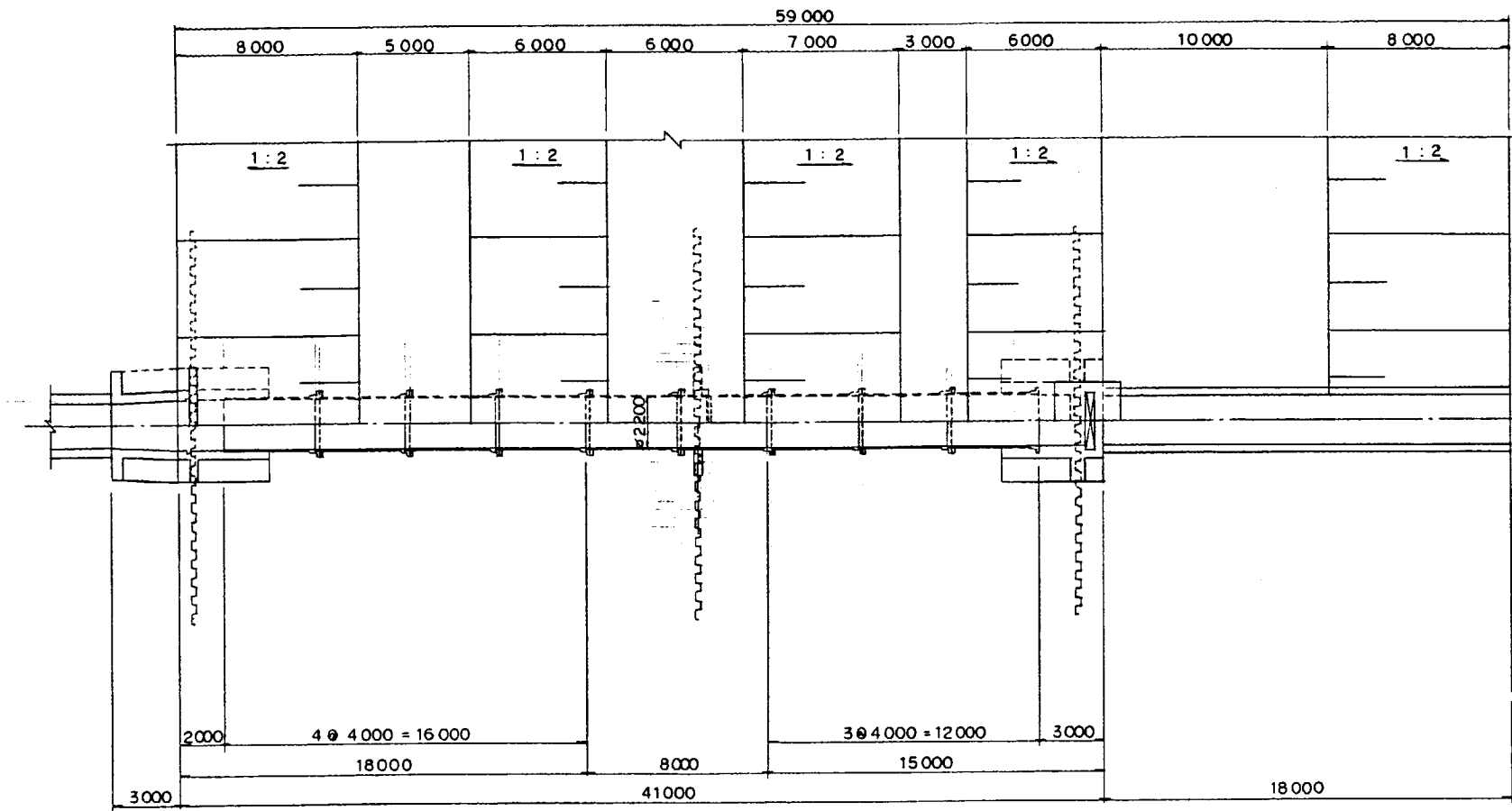


スチールペローズ継手詳細図

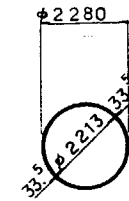


構造の諸元 (TYPE-4)		
函体	構造形式	鋼製函体
	函体長	41.0m
	スパン割	15.0m+11.0m+15.0m
基礎工	外径・管厚	φ2200 t=33mm
	基礎形式	直接基礎
地盤改良工	キャンバー盛土	40cm
継手構造		スチールペローズ継手

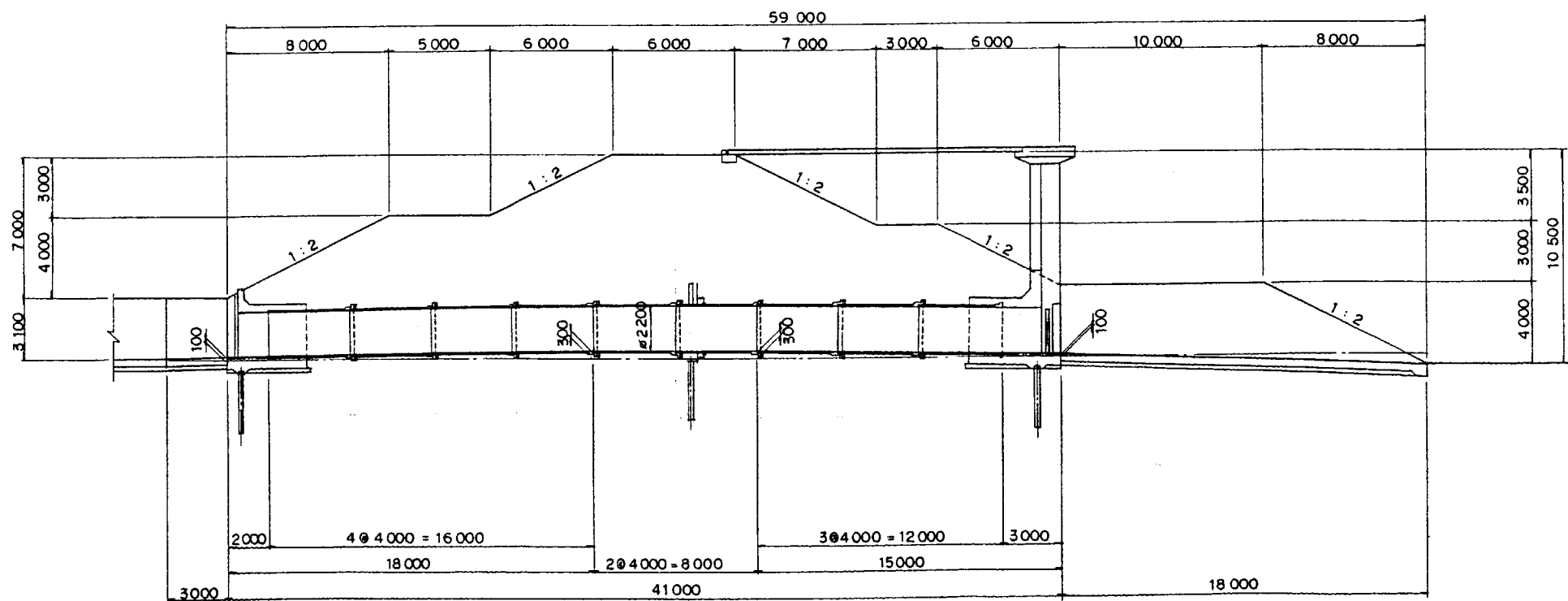
平面図



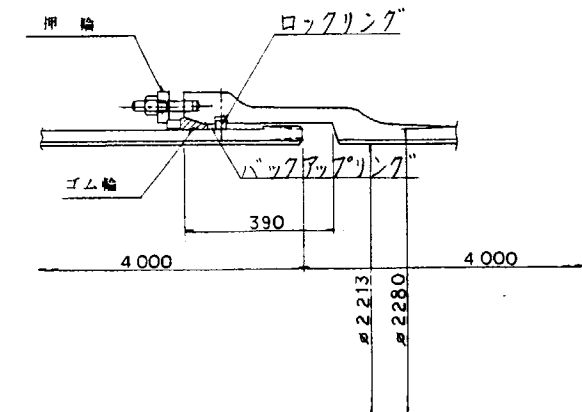
標準断面図



縦断図



メカニカル継手（耐震用）詳細図



継手の諸元 (TYPE-5)		
管体	構造形式	ダクタイル鋳鉄管
	管体長さ	41.0m
	スパン割	8.0m@7.0m
基礎工	基礎形式	直接基礎
	キャンパ―盛上	30cm
地盤改良工	無処理	
継手構造	メカニカル継手(耐震用)	