

## 第九章 溝 橋

### 1 溝橋の種類

橋梁の小さきものを特に溝橋と云ふ、即ち一徑間 1 m 以上、橋臺面間 5 m 未満を、國有鐵道に於ては溝橋と稱す。

即ち徑間 2 m の桁二連を架し、橋臺面間の距離が 5 m 未満ならば溝橋であるが、徑間 2 m の桁三連を架せば橋梁となる。

溝橋を暗渠と開渠とに區別する。暗渠は桁又は拱の上に或る高さの土の築堤があり、其の上に軌道のあるものを云ひ開渠は桁の上に直接軌道の來るものを云ふ。

暗渠に次の種類がある。鐵筋混凝土函渠、函渠にして蓋石を鐵筋混凝土とせるもの、及び拱暗渠とせるものである。

何れを選ぶべきかは、主として基礎地質の良否による。基礎の大部分が岩盤の上に乗る時には拱とする。鐵筋を使用する手數なき故である。基礎が少しでも沈下すれば、拱に龜裂を生ずる故、斯る虞のある所は他の型を選ぶ。鐵筋混凝土函渠は徑間小にして（普通 3 m 以下）築堤淺きか、又は沈下の虞ありて其の自重を少くする必要のある箇所に造る。函渠は二箇並べて二列とする事がある。

### 2 溝橋の設計

溝橋の位置、大きさ並に種類を決定するには考慮を要する。溝橋の大きさを決定するものは川の流水量である故、川の流域面積を圖上に計算し、之と溝橋の大きさととの間に關係を持たした實驗式もあるが其の地方の降水量、川の勾配、流域の形及び勾配、樹木繁茂の程度等により最大流水量が異なるのであるから、我國の如き地形では、單に流域の面積のみから溝橋の大きさを決定出來ない。

幸ひ我國に於ては古くから土地が開けて居り、附近には道路橋其他參考とすべき構造物があり、出水狀況等を教ふる土地の人が居るから、計算して決定する

よりは、寧ろ觀察判斷の方が宜しい。勿論流域面積の大小も亦考慮に入れなければならぬ。要するに流域面積より溝橋の大きさを與ふる實驗公式は、米大陸の如き未開の土地に鐵道を通ずるに當り、水系のみありて、出水記録、道路橋其他參考す可き何物もない場所に於て、溝橋の大きさを見當付ける爲め、已むを得ず適用するのであつて、米國の公式を降水量の異なる他國に其の儘使用する事が出来ないのは言を俟たない。

人工的水路、及び整理されて川幅の一定せる水路に架する溝橋の大きさは、無論之に應ずれば宜しい。只水路を斜に横斷する時、又は蛇行する水路を線路が縫ふ場合、水路を付替へ斜角の度を減するか、或は水路を線路の一方の側に之に沿ひて付替へ、二箇の溝橋を廢し、舊水路跡には土管を伏設するのが得策の事がある。

一般に溝橋には多少の川溝付替工事が伴ふのであつて、水路の位置に溝橋を置き、時期によりては假水路を造り一時水を之に導きながら根掘りして、溝橋を築造するのは厄介である。寧ろ陸地に先づ溝橋を造り、然る後に之を通るやう水路を付替ふる方が、施工容易の場合もある。要するに溝橋に於て工費を如何程節約し、川溝付替に於て如何程失ふのが適當であるか、水の疏通の良否をも考慮し、現場に就き判斷して溝橋の位置及び大きさを決定すべきである。

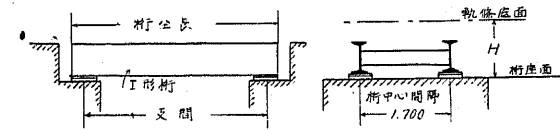
開渠にすべきか、又暗渠にすべきかは、施工基面の高さによつて自ら定まるのであつて、谷川等に於て徑間を増大して開渠にすると、徑間の小さき暗渠にし其の延長を増すのと何れが利益であるかは、大略設計して工事數量の概略を知り、工費を計算し、出水の状況をも考慮に入れ比較判斷す可きである。

溝橋の下を水路と共に道路を通す事がある。此の場合水路を一方の側に道路を他方の側に置くのと、水路の上を蓋石にて覆ひ、其の上を道路にすると二種類の設計がある。水路、道路の幅員、溝橋との取り付け等周圍の關係から適當の設計を選ぶ。道路より上の高さは馬を通す場合に 9 尺、人の交通ならば 6 尺とする。

### 3 開 渠

開渠は普通桁、橋臺及び基礎より成る。桁は線路の等級即ち其の上を通過する機關車の標準重量に應じて、基本設計を定めて置く。

國有鐵道にては、甲線 *K.S.* 18、乙線 *K.S.* 15、丙線 *K.S.* 12、簡易線 *K.S.* 10 として、之に相當する桁の基本設計を定む。其の主要寸法及び重量を第 1 表に掲ぐ。

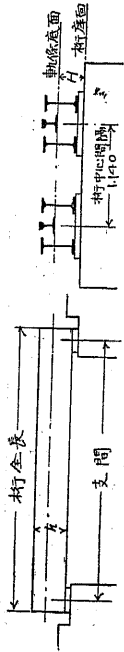


第 1 圖 工 形 桁 表

支 間 (mm)	桁全長 (mm)	KS 12			KS 15			KS 18		
		H (mm)	總重量 (噸)	ペイント塗 面積 (m <sup>2</sup> )	H (mm)	總重量 (噸)	ペイント塗 面積 (m <sup>2</sup> )	H (mm)	總重量 (噸)	ペイント塗 面積 (m <sup>2</sup> )
1,300	1,600	549	0.469	7.6	549	0.469	7.6	599	0.518	7.5
1,600	1,900	"	0.497	8.3	599	0.553	8.2	649	0.615	9.4
1,900	2,100	599	0.589	8.9	649	0.658	9.9	"	0.658	9.9
2,200	2,500	"	0.639	10.3	"	0.716	11.1	699	0.852	12.8
2,900	3,200	"	0.905	11.7	699	0.982	15.1	749	1.121	16.3
3,550	3,850	699	1.164	19.2	749	1.329	20.7	"	1.329	20.7
4,150	4,450	749	1.489	23.3	849	1.704	25.7	849	1.704	25.7
5,050	5,350	849	1.953	29.1	"	2.409	29.1	"	2.409	29.1
6,000	6,300	"	2.848	34.0	858	3.007	34.5	861	3.203	35.0
6,700	7,000	858	3.261	37.0	861	3.525	38.0			

何れも製鐵場に於て展壓して造られた工字形桁である。支間 3 m 以下の桁にては *S* 荷重 (二軸) が最大應力を與ふる。

停車場の近く等にて、前後の關係より施工基面を下ぐる必要ある時は、槽狀(トラフ) 桁を使用する。其の基本設計の主要寸法は第 2 表の如し。



第 2 圖 槽 形 桁 表

支間 (mm)	桁全長 (mm)	KS 12			KS 15			KS 18			
		h(mm)	H(mm)	総重量 (噸)	h(mm)	H(mm)	総重量 (噸)	h(mm)	H(mm)	総重量 (噸)	
1,300	1,600	300	210	0.856	300	210	0.856	300	210	0.856	
1,600	1,900	〃	〃	0.972	〃	〃	0.972	〃	〃	0.972	
1,900	2,200	〃	〃	1.030	〃	〃	1.030	〃	〃	1.030	
2,200	2,500	〃	〃	1.149	〃	〃	1.149	〃	〃	1.149	
2,900	3,200	〃	〃	1.345	〃	〃	1.345	350	260	1.515	
3,550	3,850	〃	〃	1.551	〃	260	1.764	〃	〃	2.203	
4,150	4,450	260	260	2.482	〃	〃	2.482	400	310	2.643	
5,050	5,350	〃	〃	2.877	400	310	3.092	450	360	3.568	
6,000	6,300	〃	360	3.635	450	360	4.214	500	410	5.024	
6,700	7,000	〃	〃	4.661	500	410	5.558	600	510	5.297	

### 4 橋 臺

橋梁の橋臺と略同様の形態であつて、國有鐵道では幅員 2.5~3 m 前面の勾配は桁受より 2.5 m 間は 1/10、それ以下は 2.5 m づゝ 1/4, 1/3 とし、裏側は垂直とする。

國有鐵道の基本設計は第十章に示す。

### 5 基 礎

基礎混凝土の厚さを約 60 cm 内外とする。用水路其の他平地の川溝は、出水しても流速小にして洗掘さるゝ虞なき故、其の根入は必要以上に深くするに及ばない。基礎混凝土の天端を河床より、15~30 cm 下か、或は將來其の水路を掘り下ぐる時の河床面に置けば宜しい。特別の場合を除き基礎を 50~100 cm 深く下げても、地盤の支持力を増さない。

徑間の小さき溝橋では、一つの基礎混凝土の上に兩側の橋臺を乗せる。基礎が岩盤か、或は兩側の基礎の間に 2 m 以上の地山を残す場合にのみ、各箇別々にする。

### 6 拱 橋

拱橋の上に来る荷重は築堤の土壓である。盛土中の土壓はランキン系の理論に比較的よく適合すると考へて宜しい。拱の形をランキン理論に基くジオスタチック曲線に合致するやうに定むれば、壓力線は拱肋の中心を通過し、拱肋の一部に張力を生ずることなく、一様に應壓力が働き最大應力強度が低い故、拱肋の厚さを減ずることが出来る。

ジオスタチック曲線は拱の徑間と拱頂より施工基面に至る高さの比によつて其の形が變る。即ち築堤の高さ大なる程拱頂が尖り、低ければ扁平なる曲線となる。前者はイントラドスの形を五心又は三心の圓曲線により近似的に代らしむる。拱頂上の盛土の高さ低き時は、土壓と共に機關車の活荷重の影響がある為、ジオスタチック曲線に依らず半圓形とする。

拱を設計するには、豫め其の形と拱肋の厚さを定め、之に來る土壓を計算し、拱肋に壓力線を入れて檢する。壓力線を入れる方法に二種類ある。何れも圖上計算によるを便とする。

十分の一乃至二十分の一の縮尺を以て拱の形を描く。イントラドスとエキストラドスの線は普通一定の圓弧にするが、拱肋の中心線は始めより定めずして、圖上に之を近似的に求むる方が便宜である。其の方法は拱肋の外又は内側線上の任意の一點と、イントラドス及びエキストラドスの圓弧の中心を結ぶ二直線を描き、其の二直線の角を二等分する線を、拱肋の中心線に直角なる線と假定し、其の線に沿ひ斷面の厚さを測るとし、厚さの中點を拱中心線中の一點とする。斯く任意に數點を採り、之を曲線定規により結べるものを拱の中心線とする。

此の中心線に直角に引ける直線が、實際中心線により二等分されない事を發見すれば、又一層近い中心線を求むる。斯の如くテンタチープに繰り返せば、手數少く眞の中心線を直に發見し得る。

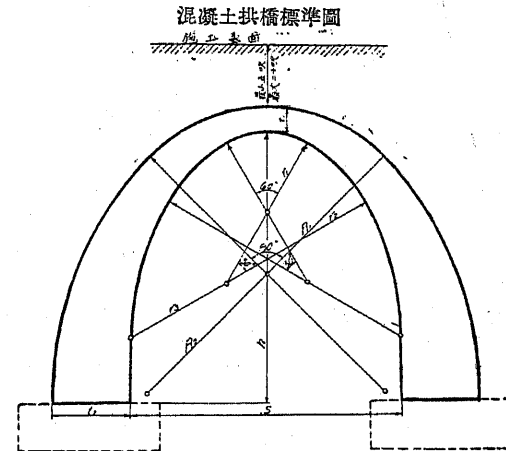
此の中心線に沿ひ一定の長さ(約 70 cm)に、拱肋を區切り、各部分に働く土壓を圖上に高さを測り計算する。機關車の活荷重は、施工基面幅全體に高さ 5 尺の土があるものに換算し、軌道の重量は、1 尺乃至 2 尺に換算する。外力の力の多角形を適當の縮尺により圖上に造り、拱頂斷面に於ける水平力の働點と、起拱線に於て反力の働く點とを假定すれば、圖上に容易に壓力線を引く事を得。

壓力線は何れの斷面に於ても、拱肋の厚さの中の三分の一以外に出なければ、何れの部分にも應張力が起らない故に安全とする。若し外へ出る様なれば拱頂及び起拱線の水平力及び反力の働く點を適當に變じて、入れるやうに勉むる。如何にするも中の三分の一に收まらなければ、適當に拱の厚さを増す。

此の方法は昔より行はれた周知のものである。一見餘りに勝手過ぎた不正確の方法であるとして、理論を好む人達には嫌はれるかも知れぬが、根本の考へが「最小働」原理とも通ずる所あり、捨てたものではない。不正確であつても不安全で

ない。

理論的に正確に計算せんとする人は、彈性理論、又は最小働の理論に基き、ヒンジなし拱の應力の計算方法に従へば宜しい。但し此の場合でもイントラドス、エキストラドスの兩曲線から、中心線を現はす方程式を得んとするが如き手數をせず、前記の方法で圖上に中心線を定む。xy を圖上に計り、 $\delta_1$  は一區切の長さ

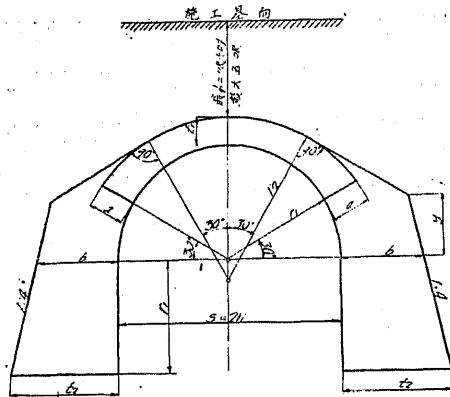


第 3 圖 徑間  $S =$  拱矢  $h$

徑 間 $S$	拱頂の 厚さ $t_1$	基拱線に 於ける厚 さ $t_2$	$R_1$	$R_2$	$r_1$	$r_2$	$r_3$
6'-0"	9"	2'-6"	4'-3"	8'-6"	$1'-9\frac{1}{2}"$	$3'-6\frac{1}{2}"$	6'-0"
8'-0"	10"	3'-0"	5'-5"	10'-10"	$2'-4\frac{1}{2}"$	$4'-9\frac{1}{2}"$	8'-0"
10'-0"	1'-0"	3'-6"	$6'-7\frac{1}{2}"$	$13'-0\frac{1}{2}"$	2'-11"	6'-0"	10'-0"
12'-0"	1'-3"	4'-0"	7'-9"	15'-5"	$3'-6\frac{1}{2}"$	7'-2"	12'-0"
15'-0"	1'-6"	4'-9"	$9'-5\frac{3}{4}"$	$18'-11\frac{1}{2}"$	$4'-4\frac{3}{4}"$	9'-0"	15'-0"
18'-0"	1'-9"	5'-6"	$11'-2\frac{1}{2}"$	$22'-5\frac{1}{2}"$	$5'-4\frac{1}{2}"$	10'-8"	18'-0"
20'-0"	2'-0"	6'-0"	$12'-4\frac{1}{2}"$	24'-9"	5'-11"	11'-11"	20'-0"

備考 煉瓦石を以て拱橋を築造する場合には本圖に示す拱背面を包括する適宜の形状を選用すべし。混凝土の調合は 1:2:4 とす。

混凝土拱橋標準圖 (半圓徑)



第 4 圖

徑 間 $S = 2r_1$	拱頂の 厚さ $t_1$	$a$	$b$	$t_2$	$r_1$	$r_2$	$y$
6'-0"	10"	1'-0"	2'-0"	3'-0"	3'-0"	4'-2"	1'-8 $\frac{1}{8}$ "
8'-0"	10"	1'-3"	2'-9"	3'-9"	4'-0"	5'-9 $\frac{1}{2}$ "	2'-1 $\frac{7}{8}$ "
10'-0"	1'-0"	1'-6"	3'-3"	4'-6"	5'-0"	7'-1 $\frac{5}{8}$ "	2'-8 $\frac{5}{8}$ "
12'-0"	1'-3"	2'-0"	3'-9"	5'-3"	6'-0"	9'-0 $\frac{1}{8}$ "	3'-6 $\frac{1}{4}$ "
15'-0"	1'-6"	2'-6"	4'-7 $\frac{1}{2}$ "	6'-6"	7'-6"	11'-4 $\frac{1}{2}$ "	4'-4 $\frac{5}{3}$ "
18'-0"	1'-9"	3'-0"	5'-6"	7'-9"	9'-0"	13'-8 $\frac{7}{8}$ "	5'-3 $\frac{1}{8}$ "
20'-0"	2'-0"	3'-6"	6'-0"	8'-6"	10'-0"	15'-7 $\frac{3}{4}$ "	6'-0 $\frac{5}{8}$ "

備考 煉瓦石を以て拱橋を築造する場合には本圖に示す背面を包括する適宜の形状  
を選用すべし。拱頂より施工基面に至る高さは最小2呎6吋最大5呎とす。

(60 cm) にして、積分する代りに  $\Sigma$  とし、一つ宛果計すれば宜しい。

只何れの所を起拱線とするかは、設計によりては判定に苦しむことがあるが、  
橋臺と拱との境が多少移動しても計算の結果殆んど變りはない。

圖に國有鐵道の基本設計と應力計算の實例を示す。

此の基本設計に就き注意すべきは、築堤が或る高さになり、拱の左右の土壓が

徑 間 15 呎

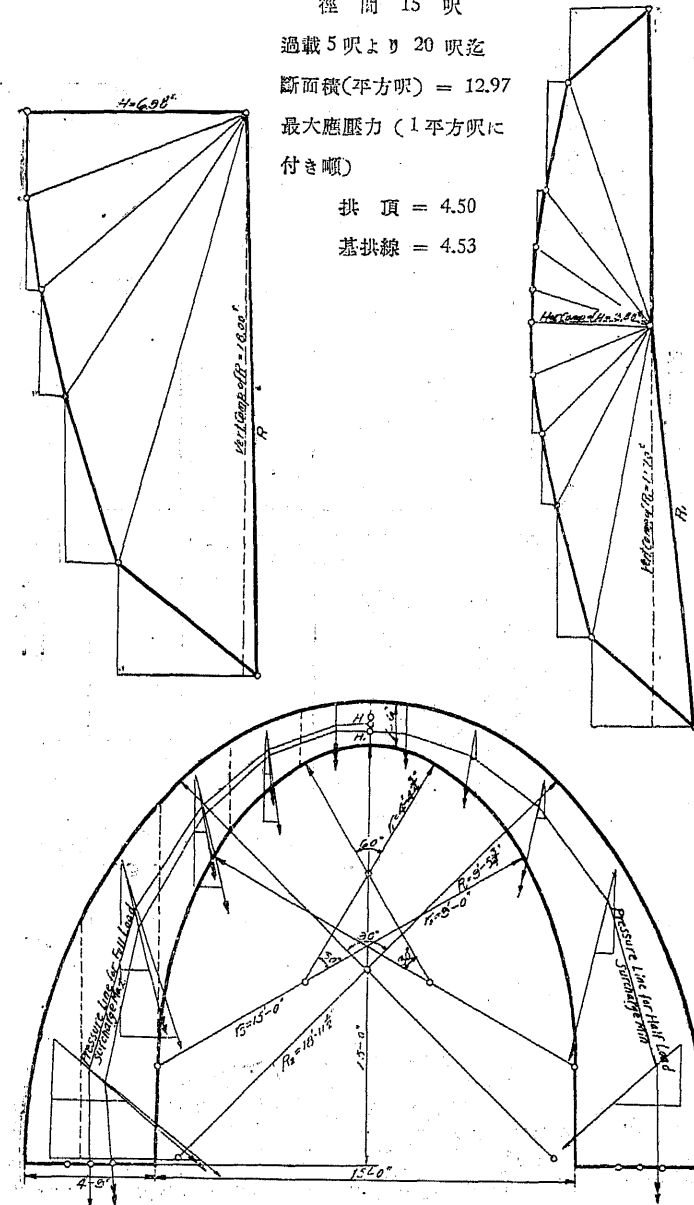
過載 5 呎より 20 呎迄

斷面積(平方呎) = 12.97

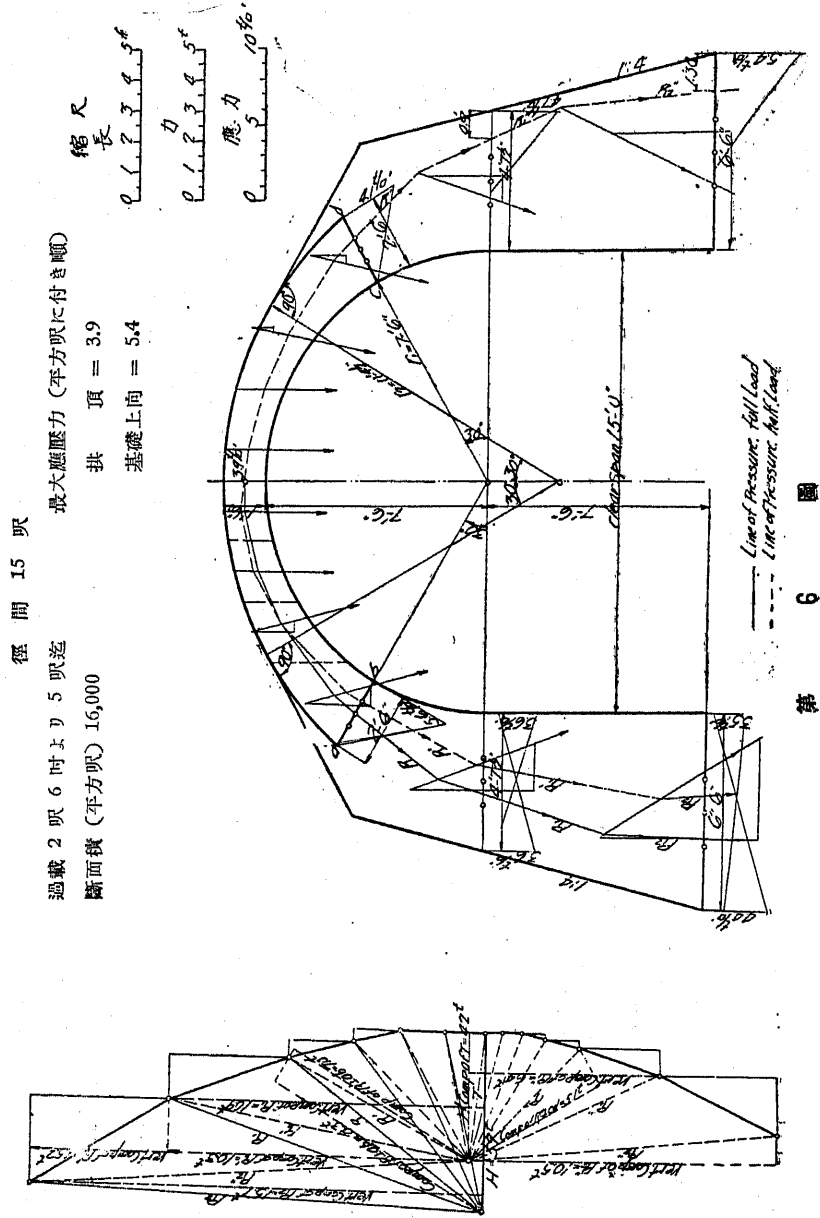
最大應壓力 (1 平方呎に  
付き噸)

拱 頂 = 4.50

基拱線 = 4.53



第 5 圖



第 6 圖

釣り合ひたる時に、此の設計が安全なのであつて、若し不均衡の場合は特別の設計を要する事である。

一般に拱渠の完成後、其の上に土を盛り築堤を完成せしむるには、必ず拱の左右両側平均に土を置き、等しく盛る事を何れの示方書も厳に命じて居るに係らず、事實間々拱の一方の側から土を運ぶ。即ち所謂一方から「巻き出す」事があり、土壓の不均を生じ、拱の肩の所に必ず龜裂を生ずる。然し幸にして其の後築堤が完成されれば、壓力線は拱の中心線に殆んど一致する如き形に拱が設計されて居るので、拱肋には張力働かず、龜裂の箇所にも殆んど等布の應壓力が働くので、龜裂の有無は土壓に對しては問題ではないが、地震其他の事故に對しては、龜裂は依然として弱點である故、之を避くべきである。

拱の兩側に平均して土を盛る事が困難であると豫想さるゝ所では、最初より形を變へ、不均の土壓に對して、龜裂を生ずる如き應張力の起らない設計にすれば宜しい。盛土の各状態に就き壓力線を入れて見れば簡単に斯る形を設計し得る。

基礎の地盤良好にして、相當築堤の高さある所の暗渠は多く拱とする、徑間 6 m まで此の形とする。

基礎混凝土は兩橋臺を連結し、水の流通をよくする爲め仰拱形とする事が多い。

ジオスタチック曲線

シュウエツドレルの與ふる所によればジオスタチック曲線は次の式にて表はすを得る。

$$\rho = Z_0 \frac{a}{\cos^3 \alpha \sqrt{(1+2\phi \tan^2 \alpha)^3 \left\{ 1 + \frac{a(\sqrt{1+2\phi \tan^2 \alpha} - 1)}{\phi \sqrt{1+2\phi \tan^2 \alpha}} \right\}}}$$

$$\phi = \frac{1}{2} \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\theta}{2} \right) \quad a = \frac{\rho_0}{Z_0}$$

$\rho$  = 曲線上の一點の曲率半徑

$\alpha$  = 中心線と曲率半径との爲す角度

$\theta$  = 土の休息角

$\theta$  を  $30^\circ$  として  $a$  の各種の價に對して  $\rho$  と  $\alpha$  との關係は次表の如し。

$\alpha$	$\rho$	$a = 3$	$a = 1$	$a = 0.5$	$a = 0.3$	$a = 0.1$
$0^\circ$	$a$	3.00	1.00	0.50	0.30	0.10
$10^\circ$	$\frac{a \times 1.046}{\sqrt{0.03a + 1.02}}$	2.99	1.02	0.51	0.31	0.103
$20^\circ$	$\frac{a \times 1.204}{\sqrt{0.15a + 1.11}}$	2.90	1.07	0.55	0.34	0.113
$30^\circ$	$\frac{a \times 1.54}{\sqrt{0.4a + 1.275}}$	2.94	1.19	0.64	0.39	0.134
$40^\circ$	$\frac{a \times 2.213}{\sqrt{1.036a + 1.64}}$	3.04	1.34	0.76	0.47	0.168
$50^\circ$	$\frac{a \times 3.739}{\sqrt{2.81a + 2.49}}$	3.43	1.62	0.95	0.61	0.225
$60^\circ$	$\frac{a \times 3.975}{\sqrt{2.583a + 1.323}}$	4.00	2.00	1.25	0.83	0.316
$70^\circ$	$\frac{a \times 6.638}{\sqrt{5.593a + 1.699}}$	4.62	2.46	1.57	1.08	0.442
$80^\circ$	$\frac{a \times 12.182}{\sqrt{16.054a + 3.001}}$	5.12	2.76	1.83	1.31	0.567
$90^\circ$	$\frac{8a}{\sqrt{8a + 1}}$	4.80	2.70	1.79	1.30	0.60

此の曲線に近似する三心圓又は五心圓を求めれば次表の如し。

$\alpha$	$r_1$	$\alpha$	$r_2$	$\alpha$	$r_3$	$\alpha$
3.0	3	$0^\circ \sim 45^\circ$	4	$45^\circ \sim 90^\circ$	—	—
1.0	1	$0^\circ \sim 45^\circ$	2	$45^\circ \sim 90^\circ$	—	—
0.5	2	$0^\circ \sim 30^\circ$	3	$30^\circ \sim 60^\circ$	5	$60^\circ \sim 90^\circ$
0.3	3	$0^\circ \sim 30^\circ$	6	$30^\circ \sim 60^\circ$	10	$60^\circ \sim 90^\circ$
0.1	1	$0^\circ \sim 30^\circ$	2	$30^\circ \sim 60^\circ$	4	$60^\circ \sim 90^\circ$

$l$  = Span

$l = 2(r_1 \sin \alpha_1 + r_2 (\sin \alpha_2 - \sin \alpha_1) + r_3 (\sin \alpha_3 - \sin \alpha_2))$

$a = 3.0 \quad l = 2.195 r_1$

$a = 1.0 \quad l = 2.586 r_1$

$a = 0.5 \quad l = 2.770 r_1$

$a = 0.3 \quad l = 3.333 r_1$

$a = 0.1 \quad l = 3.536 r_1$

$\alpha$	$r_1$	$\alpha_1$	$r_2$	$\alpha_2$	$r_3$	$\alpha_3$	$z_0$
3.0	0.455 $l$	$45^\circ$	0.607 $l$	$90^\circ$	—	—	0.152 $l$
1.0	0.387 $l$	$45^\circ$	0.774 $l$	$90^\circ$	—	—	0.387 $l$
0.5	0.361 $l$	$30^\circ$	0.542 $l$	$60^\circ$	0.903 $l$	$90^\circ$	0.722 $l$
0.3	0.300 $l$	$30^\circ$	0.600 $l$	$60^\circ$	1.000 $l$	$90^\circ$	1.000 $l$
0.1	0.283 $l$	$30^\circ$	0.566 $l$	$60^\circ$	1.132 $l$	$90^\circ$	2.800 $l$

前掲鐵道省基本設計實例の應力の圖上計算は次のデータによるものである。

活荷重は衝擊を入れて土の高さ 5 呎に換算する。

軌道重量は毎平方呎 200 封度とす

土の重量は 1 立方呎 100 封度

混凝土の重量は 1 立方呎 140 封度

土の休息角  $\varphi = 30^\circ$

垂直壓力  $P$  はピールマウエル氏の公式により

$$P = rh \left\{ 1 - \frac{h \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \tan \varphi}{b + 2 \tan \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} \right\}$$

$\varphi$  = 土の休息角

$r$  = 土の重量

$h$  = 土の高さ

$b$  = 拱橋の幅

$t$  = 拱橋の高さ

水平土壓  $q = P \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$   $\varphi = 30^\circ$  ならば  $q = \frac{1}{3} P$

拱に生ずる應力は混凝土の強度に比して小さい、換言すれば安全過ぎると考へらるゝかも知れぬが計算の正確さ、現場の混凝土施工の程度から檢すると、此の位の寸法が適當と考へらる。

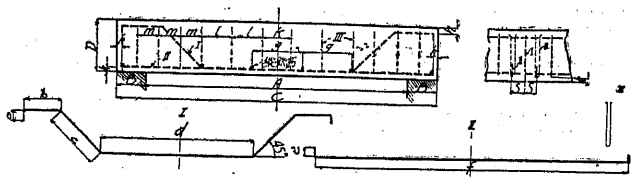
7 鐵筋混凝土蓋を有する函渠

暗渠の内最も多數あるものは此の形である。施工容易であつて、拱の如く、僅かの基礎の沈下により龜裂を生ずる恐れもなく、徑間3m以下の函暗渠は特別の理由なき限り、此の形を採用するのは工費其の他の點より得策である。

國有鐵道の標準設計を次圖に掲ぐ。

函渠用鐵筋混凝土蓋標準圖

活荷重クーパー氏 E 33  
過載1呎より 15 呎まで



備考 ※は函渠の延長 1 呎に付 〆は(II)の鐵筋 1 本に付

(1) 過載 1 呎以上 2 呎 6 吋以下なるときは(III)の鐵筋(スターラップ)を圖に示せる位置に使用し其他の場合には是を使用せず

注 (2) 土の息角は 30 度以上とし建造物周圍の地盤は沈下せざるものとす

(3) I, II の鐵筋は交互に配列し(III)の鐵筋を用ふときは(II)の鐵筋と同一平面にのみ配列す

意 (4) 鐵筋の交叉點は總て鐵線にて緊結し縱鐵筋の繼目には其の徑の約 40 倍に相當する繋接を要す

(5) 混凝土の混合率は 1:2:4 とし蓋の上面上には場合により排水のため適當の勾配を附するものとす

徑間 A	掘置長 B	全長 C	蓋厚 D	h	積立方呎 ※	鐵筋の數量						及配列		1本の重量		
						a	b	c	d	1本の長	1本の重量	徑	e		f	1本の長
3'-0"	8"	4'-4"	8 1/2"	1 1/2"	2.889	3 1/8"	7 1/2"	7 1/8"	2'-0"	4'-9"	1,786	3 1/8"	1 1/8"	4'-1"	4'-4 3/4"	1,653
4'-0"	8"	5'-4"	10 1/2"	1 1/2"	4.444	1 1/2"	8 1/2"	9 1/8"	2'-6"	5'-11 1/4"	3,994	1 1/2"	1 1/2"	5'-1"	5'-6"	3,674
6'-0"	9"	7'-6"	13 1/2"	2"	9.375	5 3/8"	11"	1'-3 1/2"	3'-6"	8'-5 1/4"	8,800	5 3/8"	1 1/8"	7'-2"	7'-8 1/4"	8,018
8'-0"	1'-0"	10'-0"	19"	2"	15.833	3 3/4"	1'-3 3/4"	1'-9 1/4"	4'-8"	11'-4"	17,023	3 3/4"	3 3/4"	9'-8"	10'-3 1/2"	15,458
10'-0"	1'-2"	12'-4"	24"	2"	24.667	3 3/4"	1'-5 3/4"	2'-4 1/4"	5'-10"	14'-0"	21,028	3 3/4"	3 3/4"	12'-0"	12'-7 1/2"	18,963

I II 間隔	總鐵筋		數量及配列		數量及配列 (スターラップ)		m
	徑	總數	1本の重量	總重量	K	l	
3"	1 1/4"	7	1.169	8.123	5 1/4"	4 3/4"	1 1/2"
4"	1 1/4"	7	1.169	8.123	6 1/2"	6"	1 1/2"
4 1/2"	1 1/4"	8	1.336	10.688	10 3/8"	8"	1 1/2"
4 1/2"	1 3/8"	9	3.384	30.456	1'-3 3/4"	11"	1 1/2"
3 1/2"	1 3/8"	10	3.760	37.600	1'-2 3/4"	1'-2 3/4"	10

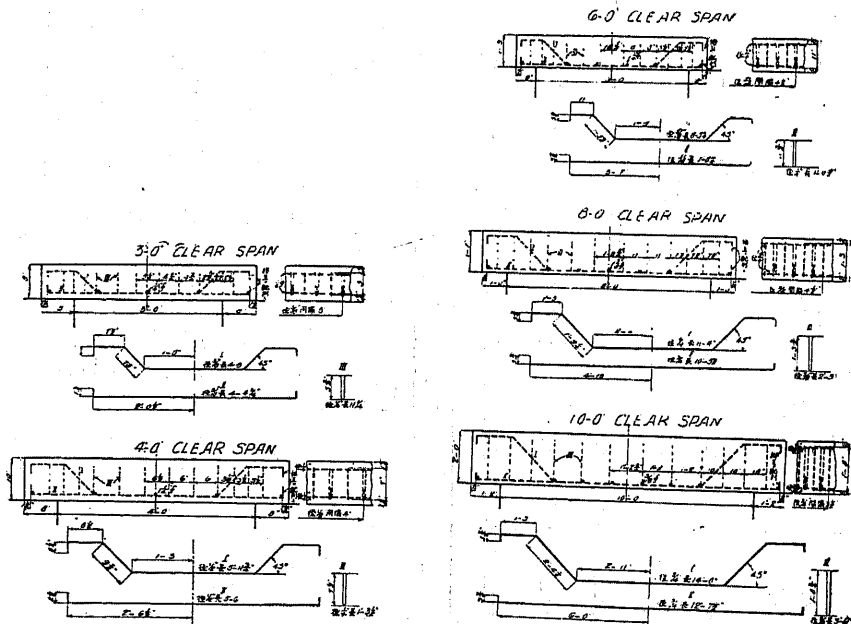


函渠用鉄筋混凝土蓋参考圖

注意 記事は第 7 圖参照

A	D	h	D-h	$\phi$	S	$\omega$	$f_s$	$f_c$	v	u	V	W
呎	吋	吋	吋	吋	吋	磅	磅	磅	磅	磅	立方呎	制度
5	0	8	1 1/2	6 1/2	3/8	5	1,700	13,500	460	50	120	2 389 8 047
4	0	10	1 1/2	8 1/2	1/8	4	1,800	13,200	450	50	120	4 444 12 671
6	0	15	2	13	5/8	4 1/2	1,870	14,200	450	50	110	9 375 23 760
8	0	19	2	17	3/4	4 1/2	2,140	14,600	500	50	100	15 833 46 692
10	0	24	2	22	3/4	3 1/2	2,220	14,700	480	50	80	24 667 72 316

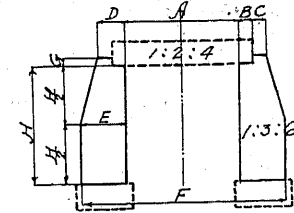
A = 徑間  $f_s$  = 鐵筋に生ずる單位應張力  
 D = 蓋の厚さ  $f_c$  = 混凝土に生ずる單位應壓力  
 h = 蓋下端より鐵筋の中心に至る距離 v = 混凝土に生ずる單位應剪力  
 $\phi$  = 鐵筋の直徑 u = 混凝土の鐵筋間の單位粘着力  
 s = I. I. 鐵筋の間隔 V = 混凝土の體積(函渠の延長 1 呎に付)  
 $\omega$  = 推定荷重(蓋の自重を含む) W = 鐵筋重量(函渠の延長 1 呎に付)  
 本表中に掲げた鐵筋の重量中には第 7 圖注意第 4 項に要する重量及スタ  
 ップの重量を包含せず。



第 8 圖

函渠用側壁標準圖

大正五年十二月達第一三〇五號

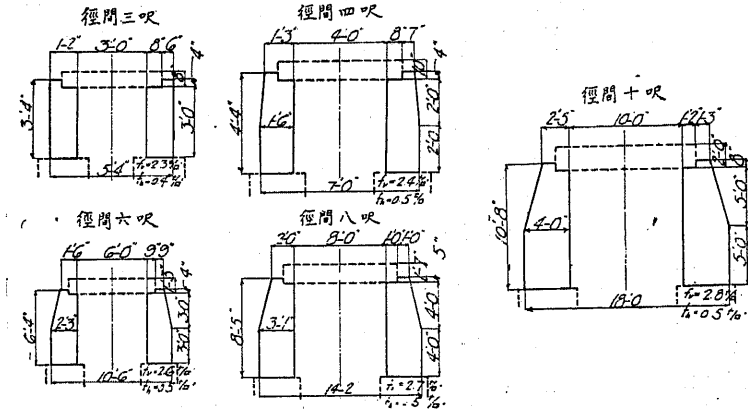


A (徑間)	B	C	D	E	F	G	H	體積 ※ 立方呎
3'-0"	8"	6"	1'-2"	1'-2"	5'-4"	4"	3'-0"	7.336
4'-0"	8"	7"	1'-3"	1'-6"	7'-0"	4"	4'-0"	11.972
6'-0"	9"	9"	1'-6"	2'-3"	10'-6"	4"	6'-0"	25.498
8'-0"	1'-0"	1'-0"	2'-0"	3'-1"	14'-2"	5"	8'-0"	46.286
10'-0"	1'-2"	1'-3"	2'-5"	4'-0"	18'-0"	8"	10'-0"	74.814

備考 ※は函渠の延長 1 呎に付兩側壁の體積なり

- 注 意  
 (1) 側壁用混凝土の配合率は 1:3:6 とす  
 (2) 地盤良好ならざる場所に於ては基礎混凝土を連続せしむべし

函渠用側壁参考圖



備考

$f_v$  = 基礎上面に於ける單位垂直應壓力  
 $f_h$  = 基礎上面に於ける單位水平力

第 9 圖

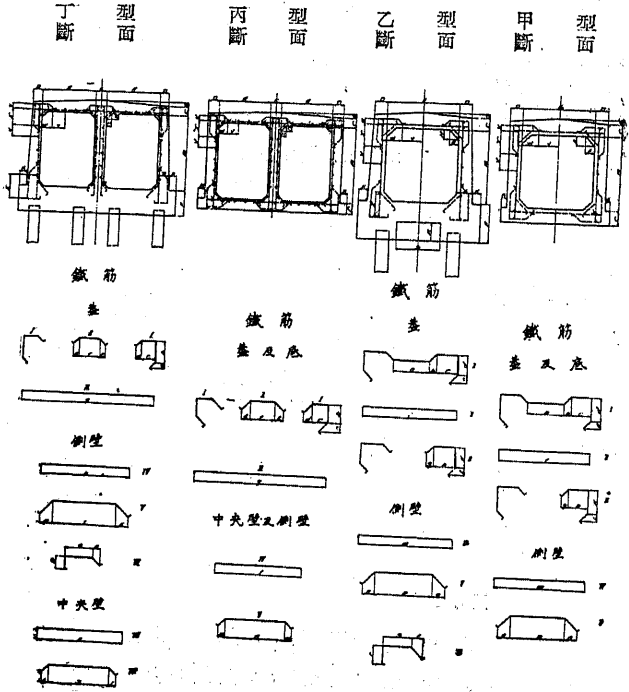
8 鐵筋混凝土函渠

函暗渠にして径間の大なる場合、又は基礎の地盤軟弱なる爲め、構造物の重量を軽くする必要のある所等に使用する。又特に二徑間連続せるものを使用する事がある。基礎を兼ねた底部を特に厚くして鐵筋を使用しない場合もある。國有鐵道の設計例及び計算方法を次に掲ぐ。

鐵筋混凝土函渠標準

備考

- (1) 混凝土の混合率は總て 1:2:4 とす。(2) 混凝土の構造物全部に對し連續して打込むものとす。(3) 總ての鐵筋は混凝土打込以前に 20 番 (B.W.G) 鐵線にて纏結すべし。(4) 本函渠は盛土高 15 呎以上の場合には使用し得ざるものとす。(5) 鐵筋の中心より混凝土の表面に至る間隔は 2 吋とす。



第 10 圖

鐵筋混凝土函渠標準主要寸法表 (標準蓋高 6' 吋以上 15' 吋迄に用ふ) (標準側壁間隔は 12' 6" 以上)

蓋高	側壁間隔	蓋の寸法				側壁の寸法				底の寸法			
		長さ	幅	厚	重	長さ	幅	厚	重	長さ	幅	厚	重
6'-0"	12'-0"	12'-0"	6'-0"	8"	12'-0"	12'-0"	12'-0"	12'-0"	12'-0"	12'-0"	12'-0"	12'-0"	12'-0"
6'-0"	14'-0"	14'-0"	6'-0"	8"	14'-0"	14'-0"	14'-0"	14'-0"	14'-0"	14'-0"	14'-0"	14'-0"	14'-0"
6'-0"	16'-0"	16'-0"	6'-0"	8"	16'-0"	16'-0"	16'-0"	16'-0"	16'-0"	16'-0"	16'-0"	16'-0"	16'-0"
6'-0"	18'-0"	18'-0"	6'-0"	8"	18'-0"	18'-0"	18'-0"	18'-0"	18'-0"	18'-0"	18'-0"	18'-0"	18'-0"
6'-0"	20'-0"	20'-0"	6'-0"	8"	20'-0"	20'-0"	20'-0"	20'-0"	20'-0"	20'-0"	20'-0"	20'-0"	20'-0"

乙 蓋(蓋高を合算したる蓋高は蓋高を合算すべし)

丙 蓋(蓋高を合算したる蓋高は蓋高を合算すべし)

丁 蓋(蓋高を合算したる蓋高は蓋高を合算すべし)

蓋高	側壁間隔	蓋の寸法				側壁の寸法				底の寸法			
		長さ	幅	厚	重	長さ	幅	厚	重	長さ	幅	厚	重
6'-0"	12'-0"	12'-0"	6'-0"	8"	12'-0"	12'-0"	12'-0"	12'-0"	12'-0"	12'-0"	12'-0"	12'-0"	12'-0"
6'-0"	14'-0"	14'-0"	6'-0"	8"	14'-0"	14'-0"	14'-0"	14'-0"	14'-0"	14'-0"	14'-0"	14'-0"	14'-0"
6'-0"	16'-0"	16'-0"	6'-0"	8"	16'-0"	16'-0"	16'-0"	16'-0"	16'-0"	16'-0"	16'-0"	16'-0"	16'-0"
6'-0"	18'-0"	18'-0"	6'-0"	8"	18'-0"	18'-0"	18'-0"	18'-0"	18'-0"	18'-0"	18'-0"	18'-0"	18'-0"
6'-0"	20'-0"	20'-0"	6'-0"	8"	20'-0"	20'-0"	20'-0"	20'-0"	20'-0"	20'-0"	20'-0"	20'-0"	20'-0"

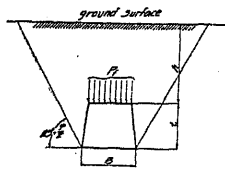
鐵筋混凝土函渠參考圖

鐵筋混凝土函渠設計要旨

- (1) 動荷重はクーバー氏 E 33 とし此れを土の高さに換算して 5 呎とす
- (2) 蓋の上面より施工基面に至る高さは 2 呎 6 吋乃至 15 呎とす
- (3) 蓋に作用する垂直荷重はビールバウム氏の公式による

即ち  $P_f$  = 蓋上面に作用する垂直荷重の強度

$h$  = 蓋上面より地表面迄の高さ (動荷重を土に換算したる高さを含む)



$B$  = 函渠の幅

$t$  = 函渠の高

$A$  = 土の息角

$$K = \tan A \cdot \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{A}{2} \right)$$

$$C = \tan \left( 45^\circ - \frac{A}{2} \right)$$

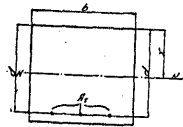
$r$  = 土の單位重量とし

$B = t$  とすれば

$$P_f = rh \left( 1 - \frac{hK}{1+2tc} \right)$$

- (4) 鐵筋混凝土 1 立方呎の重量を 150 封度とす
- (5) 土 1 立方呎の重量を 100 封度とす
- (6) 鐵筋混凝土牀の計算は直線式による

即ち



$b$  = 牀の幅

$d$  = 牀の有効高

$X$  = 抗壓縁維より中立線に至る距離

$n$  = 鐵筋の彈性係數ト混凝土ノ彈性係數との比

$f_c$  = 混凝土に生ずる縁維應壓力

$f_s$  = 抗張鐵筋に生ずる應張力

$V$  = 應剪力

$u$  = 粘着力

$A_s$  = 抗張鐵筋の斷面積

$U$  = 抗張鐵筋周邊の和

$m$  = 剪力に對して必要なる傾斜鐵筋の數

$L$  = 牀を單桁と考へたる場合の有効徑間

$M$  = 彎曲率

$Q$  = 剪力

とすれば

$$x = \frac{nA_s}{b} \left\{ \sqrt{1 + \frac{2bd}{nA_s}} - 1 \right\}; f_c = \frac{2M}{bv \left( d - \frac{x}{3} \right)}; f_s = \frac{M}{A_s \left( d - \frac{x}{3} \right)}$$

$$V = \frac{Q}{b \left( d - \frac{x}{3} \right)}; u = \frac{Q}{U \left( d - \frac{x}{3} \right)}; m = \frac{VbL}{4V \cdot 2f_s A_s}$$

- (7) 混凝土彎曲應張力に對し抵抗し得ざるものとす
- (8) 鐵筋の彈性係數は混凝土の彈性係數の 15 倍とす
- (9) 許容應力

混凝土に生ずる縁維應壓力は 1 平方吋に付 500 封度とす

鐵筋に生ずる應張力は 1 平方吋に付 15,000 封度とす

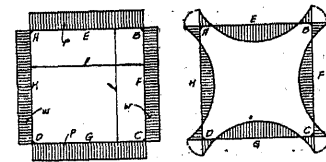
粘着力は 1 平方吋に付 80 封度とす。但し抗張鐵筋の端を充分碇着するときは此値を 160 封度とす

應剪力は 1 平方吋に付 60 封度とす

- (10) 彎曲率及剪力

(I) 圓まれたる矩形匡構 (甲型)

$P$  を蓋に作用する垂直荷重  $W$  を  $P$  に對應する水平壓力  $L$  を有效徑間とし匡構の各點  $A, B, C, D, E, F, G, H$  等の各點に於ける彎曲率を次の如く假定す



$$M_A = M_B = M_C = M_D = -\frac{1}{10} PL^2;$$

$$M_E = M_G = +\frac{1}{10} PL^2;$$

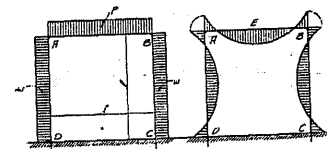
$$M_H = M_F = +\frac{1}{20} PL^2$$

(II) 鉸を有せざる矩形匡構 (乙型)

(I) の如く  $M_A, M_B$  等を次の如く假定す

$$M_A = M_B = -\frac{1}{10} PL^2; M_C = M_D = -\frac{1}{10} PL^2$$

$$\text{及} +\frac{1}{20} PL^2; M_E = +\frac{1}{10} PL^2$$



$AD$  又は  $BC$  に生ずる正值最大彎曲率

$$= +\frac{1}{20} PL^2 \text{ 剪力}$$

(I) と同様の記號を用ひ側壁に生ずる最大

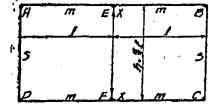
剪力を  $Q_{max}$  とすれば

$$Q_{max} = Q_0 \times \frac{M_D - M_A}{L} \quad \text{但し} \quad Q_0 = \frac{1}{2} WL^2$$

本設計に於ては  $Q_{max} = \frac{1}{3} PL$  と假定せり

(Ⅱ) 中央壁を有する圓まれたる矩形匡構 (丙型)

$$M_A = M_B = M_C = M_D = M_E = M_F = -\frac{1}{10} PL^2$$



$$M_m = +\frac{1}{17} PL^2$$

$$M_s = +\frac{1}{16} PL^2; \quad X = \frac{6}{5} PL$$

$$M_A = M_B = M_C = M_D = M_E = -\frac{1}{10} PL^2$$

$$M_m = +\frac{1}{17} PL^2$$

AD 又は BC に生ずる正值最大彎曲率 =  $+\frac{1}{16} PL^2$

$$X = \frac{6}{5} PL$$

甲型函渠計算の一例

函渠の大き 6'-0" × 6'-0"

(1) 函渠に作用する垂直壓力

$$B = t = 6.0 + 1.0 = 7.0; \quad A = 20^\circ; \quad K = 0.18; \quad c = 0.70$$

$$P_f = 100 \times 20 \times \left\{ 1 - \frac{0.18 \times 20}{7.0 \times (1 + 2 \times 0.70)} \right\} = 1,570 \text{ 磅}$$

$$\begin{aligned} \text{蓋の重さ} &= \frac{150 \times 1.0}{P} = \frac{150}{1,720} \text{ 磅} \end{aligned}$$

(2) 蓋及底

$$L = 7.0; \quad d = 10'' \quad A_s = 0 \text{ 吋}^2 \cdot 96 \text{ (直徑 } \frac{3}{4} \text{ 間隔 } 5 \frac{1}{2} \text{ 吋)}; \quad U = 5'' \cdot 18$$

$$M = \frac{1}{10} PL^2 = \frac{1}{10} \times 1,720 \times 7^2 \times 12 = 10,100 \text{ 吋}^2 \cdot \text{磅}$$

$$Q = \frac{1}{2} PL = \frac{1}{2} \times 1,720 \times 7 = 6,020 \text{ 磅}$$

$$\begin{aligned} x &= \frac{15 \times 0.96}{12} \left\{ \sqrt{1 + \frac{2}{15} \times \frac{12 \times 10}{0.96}} - 1 \right\} = 3'' \cdot 85; \quad d - \frac{x}{3} \\ &= 10 - \frac{3.85}{3} = 8'' \cdot 72 \end{aligned}$$

$$f_c = \frac{2 \times 10,100}{12 \times 3.85 + 8.72} = 500 \text{ 磅}; \quad f_s = \frac{10,000}{0.93 \times 8.72} = 11,800 \text{ 磅}$$

$$V = \frac{6,020}{12 \times 8.72} = 58 \text{ 磅}; \quad U = \frac{6,020}{5.18 \times 8.72} = 133 \text{ 磅}$$

$$m = \frac{58 \times 12 \times 84}{4 \times 1,414 \times 12,000 \times 0.96} = 0.9 \text{ 殆んど } 1$$

(3) 側壁

$$L = 7.0; \quad d = 8''; \quad A_s = 0.53 \text{ (直徑 } \frac{3}{4} \text{ 間隔 } 10'')$$

$$M = \frac{1}{20} P_f L^2 = \frac{1}{20} \times 1,570 \times 7^2 \times 12 = 46,200 \text{ 吋}^2 \cdot \text{磅}$$

$$Q = \frac{1}{4} P_f L = \frac{1}{4} \times 1,570 \times 7 = 2,750 \text{ 磅}$$

$$\begin{aligned} X_1 &= \frac{15 \times 0.53}{12} \left\{ \sqrt{1 + \frac{2}{15} \times \frac{12 \times 8}{0.53}} - 1 \right\} = 2'' \cdot 66; \quad d - \frac{x_1}{3} \\ &= 8 - \frac{2.66}{3} = 7'' \cdot 11 \end{aligned}$$

$$X_2 = \frac{15 \times 0.96}{12} \left\{ \sqrt{1 + \frac{2}{15} \times \frac{12 \times 8}{0.96}} - 1 \right\} = 3'' \cdot 55; \quad d - \frac{x_2}{3} = 8 - \frac{3.55}{3} = 6'' \cdot 88$$

$$f_c = \frac{2 \times 46,200}{12 \times 7.11 \times 2.66} = 410 \text{ 磅}; \quad f_s = \frac{46,200}{0.53 \times 7.11} = 12,000 \text{ 磅}$$

$$V = \frac{2,750}{12 \times 6.88} = 33 \text{ 磅}; \quad U = \frac{2,750}{5.18 \times 6.88} = 77 \text{ 磅}$$

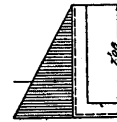
(4) 翼壁

$$d = 8''; \quad A_s = 0.53 \text{ (直徑 } \frac{3}{4} \text{ 間隔 } 10'') \quad U = 2'' \cdot 83$$

$$M = \frac{200}{3} \times (7.08)^2 = 23,700 \text{ 吋}^2 \cdot \text{磅}$$

$$Q = \frac{50}{3} \times (7.08)^2 = 840 \text{ 磅}$$

$$X = \frac{15 \times 0.53}{12} \left\{ \sqrt{1 + \frac{2}{15} \times \frac{12 \times 8}{0.53}} - 1 \right\} = 2'' \cdot 66$$



$$d - \frac{X}{3} = 8 - \frac{2.66}{3} = 7'' \cdot 11$$

$$f_c = \frac{2 \times 23,700}{12 \times 2.66 \times 7.11} = 210 \text{ 磅}$$

$$f_s = \frac{23,700}{0.53 \times 7.11} = 6,300 \text{ 磅}$$

$$V = \frac{840}{12 \times 7.11} = 10 \text{ 磅}; \quad U = \frac{840}{2.83 \times 7.11} = 41 \text{ 磅}$$

(5) 基礎

蓋に作用する垂直荷重 = 1,570 磅

函渠の重さ = 150 × 41.6 = 6,240\*

基礎に生ずる単位應圧力 =  $1,570 \times \frac{6,240}{9.5} = 2,230$  磅

延長 1 呎に付き基礎に生ずる合成圧力 = 1,570 × 8.0 + 6,240 = 18,800\*

基礎の厚さ = 2'-0"

基礎に於ける単位應剪力 =  $\frac{18,800}{2 \times 2 \times 12 \times 12 \times 4} = 0.8$  磅

以上の如くにして甲型函渠に就き計算せる結果を示せば次の如し

最大應力表 (毎平方呎に付封度)

函渠の大きさ		$f_c$	$f_s$	V	u
4'-0" × 4'-0" {	蓋	430	11,200	49	150
	側壁	330	11,500	27	81
6'-0" × 6'-0" {	蓋	500	11,800	58	133
	側壁	410	12,000	33	77
8'-0" × 8'-0" {	蓋	490	11,200	60	109
	側壁	310	11,400	32	58

丙型函渠計算の一例

4'-6" × 6'-0"

$h = \frac{4}{3} \times 4.5 = 6'-0"$

$B = 2 \times (4.5 + 0.83) = 10.67 \quad t = 6.0 + 0.83 = 6.83$

$P_f = 100 \times 20 \times \left\{ 1 - \frac{0.18 \times 20}{10.67 + 2 \times 6.83 \times 0.7} \right\} = 1,644$

蓋の重さ =  $150 \times 0.83 = 125$   
 $P = 1,770$  磅

$L = 4.50 + 0.83 = 5.33$ ;  $d = 8"$ ;  $A_s = 0.74$  口" (直徑  $\frac{5"}{8}$  間隔 5")

$U = 4.71$

A, B, C, D, E, F 等の各點に於ける彎曲率は

$M = -\frac{1}{10} PL^2 = -\frac{1}{10} \times 1,770 \times 5.33^2 \times 12 = 60,300$  磅

$X = \frac{15 \times 0.74}{12} \left\{ \sqrt{1 + \frac{2}{15} \times \frac{12 \times 8}{0.74}} - 1 \right\} = 3.02$

$d - \frac{X}{3} = 8.0 - \frac{3.02}{3} = 6.99$

$f_c = \frac{2 \times 60,300}{12 \times 3.02 \times 6.99} = 480$  磅;  $f_s = \frac{60,300}{0.74 \times 6.99} = 11,700$  磅

$Q = \frac{3}{5} PL = \frac{3}{5} \times 1,770 \times 5.33 = 3,660$  磅

$V = \frac{3,660}{12 \times 6.99} = 44$  磅;  $u = \frac{3,660}{4.71 \times 6.99} = 111$  磅

$m = \frac{45 \times 12 \times 64}{4 \times 1,414 \times 12,000 \times 0.74} = 0.69$  殆んど 1

m 點に於ては  $A_s = 0.46$  口" (直徑  $\frac{5"}{8}$  間隔 8")

$M = \frac{1}{17} PL^2 = \frac{1}{17} \times 1,770 \times 5.33^2 \times 12 = 35,500$  磅

$x = \frac{15 \times 0.46}{12} \left\{ \sqrt{1 + \frac{2}{15} \times \frac{12 \times 8}{0.46}} - 1 \right\} = 2.51$ ;

$d - \frac{x}{3} = 8 - \frac{2.51}{3} = 7.16$

$f_c = \frac{2 \times 35,500}{12 \times 2.51 \times 7.16} = 330$  磅

$f_s = \frac{35,500}{0.46 \times 7.16} = 10,800$  磅

s 點に於ては  $A_s = 0.46$  口";  $x = 2.51$ ;  $d - \frac{x}{3} = 7.16$

$M = \frac{1}{16} PL^2 = \frac{1}{16} \times 1,770 \times 5.33^2 \times 12 = 37,700$  磅

$f_c = \frac{2 \times 37,700}{12 \times 2.51 \times 7.16} = 350$  磅

$f_s = \frac{37,700}{0.46 \times 7.16} = 11,400$  磅

以上の如くにして丙型函渠に就き計算せる結果次の如し

最大應力表 (毎平方呎に付封度)

函渠の大きさ		$f_c$	$f_s$	V	u
4'-6" × 6'-0" {	蓋	480	11,700	44	111
	m 點	330	10,800		
	s 點	350	11,400		
6'-0" × 8'-0" {	蓋	470	11,200	70	148
	m 點	320	10,300		
	s 點	340	10,900		
7'-6" × 10'-0" {	蓋	480	10,900	73	133
	m 點	340	11,200		
	s 點	360	11,900		

各種函渠材料表

備考 翼壁は單に其の一例をあげたるものなれば實地施工に當りては適宜設計すべし

種類	函渠の大きさ	混凝土の體積		鐵筋の重量	
		函渠底を含む (1呎に付立方呎)	翼壁及底を含む (立方呎)	函渠底を含む (1呎に付封)	翼壁及底を含む (封)
甲型	4'-0"×4'-0"	14.6	166.0	73.6	358
	6'-0"×6'-0"	27.1	419.0	144.9	910
	8'-0"×8'-0"	49.3	836.0	285.1	1,847
乙型	4'-0"×4'-0"	25.3	248.2	58.7	269
	6'-0"×6'-0"	41.6	593.0	122.8	699
丙型	8'-0"×8'-0"	63.7	1024.0	238.1	1,460
	4'-6"×6'-0"	36.8	492.0	148.6	928
	6'-0"×8'-0"	63.0	966.0	276.2	1,886
丁型	7'-6"×10'-0"	96.2	1546.0	442.5	3,124
	4'-6"×6'-0"	54.3	619.4	121.8	641
	6'-0"×8'-0"	92.1	1136.0	219.8	1,388
	7'-6"×10'-0"	128.7	1840.6	353.1	2,332

函渠全體が沈下する虞ある時、其の基礎の鐵筋配置には特に注意しなければならぬ。之に就き田中豊博士が計算され次の結果を得られた。此の力率及び剪斷面を考慮し之に堪へる様、縦鐵筋の位置、配置、大きさを定めなければならぬ。即ち函渠を彈性基床上の桁と假定して梯形の載荷重を受けた場合の沈下量をフーリエ (Fourier) の級數を適用して計算したのである。先づ函渠を彈性基床上に在る桁と假定し、其の撓剛率 (Flexural rigidity) は一定であり、且つ基床各點の沈下が壓力に正比例し、然かも沈下率が一定であるものと假定すれば、一般に函渠の撓度及び沈下は次の式に依つて求められる。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -bky + q \dots\dots\dots(1)$$

但し  $EI$  = 函渠の撓剛率

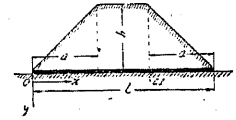
$b$  = 函渠の幅

$k$  = 基床の沈下率 (Sinking modulus)

$q$  = 函渠の單位長に作用する載荷重

$y$  = 函渠の垂直沈下

$x$  = 函渠の一端よりの水平距離



第 11 圖

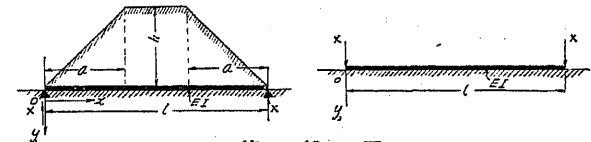
此の (1) 式を左圖に示した様な分布荷重を受けた場合に嚴格に解くのは非常に難しいものである。そこで Fourier の級數を適用して近似的に解くのである。先づ沈下量  $y$  を

$$y = y_1 + y_2 \text{ と二種類の沈下に分つ。}$$

但し  $y_1$  = 假想兩

支點を有する場合の

沈下



第 12 圖

$y_2$  = 假想兩支點

に於ける反力と同量にして方向相反せる端荷重による沈下

然して  $y_1$  を求めるのに Fourier 級數を適用し、 $y_2$  は普通の方法で求めたのである。荷重  $q$  の形も次の如く大體假定する。

$$q = \frac{4l}{\pi^2} \frac{wbh}{a} \sum \frac{1}{k^2} \sin \frac{k\pi}{l} a \sin \frac{k\pi}{l} x \quad k = 1; 3; 5; \dots$$

但し  $w$  = 土の單位容積の重量

$b$  = 函渠の幅

$$y_1 = \sum B_k \sin \frac{k\pi}{l} x$$

但し  $B_k$  = 解法によつて決定せらるべき係數

此の  $q; y_1$  を (1) 式に入れて

$$y_1 = \frac{4l}{\pi^4} \frac{wbh}{a} \frac{\sin \frac{\pi}{l} a \sin \frac{\pi}{l} x}{EI \left( \frac{\pi}{l} \right)^4 + k} \text{ と出る}$$

従つて此の場合の假想兩支點の反力  $X$  は

$$X = \frac{W}{2} \frac{4lw^2bh}{\pi^3\alpha} \frac{\sin \frac{\pi}{l}\alpha}{EI\left(\frac{\pi}{l}\right)^4 k}$$

但し  $W =$  函渠上の梯形盛土の全重量

$$k = bk$$

此の  $X$  に対する沈下は

$$y_2 = \frac{4x}{kL} \frac{\cosh \xi_1 \cos \xi_1}{\sinh 2\xi_1 + \sin 2\xi_1} \cosh \xi \cos \xi$$

$$+ \frac{4X}{kL} \frac{\sinh \xi_1 \sin \xi_1}{\sinh 2\xi_1 \sin 2\xi_1} \sinh \xi \sin \xi$$

但し

$$L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K}}$$

$$K = bk$$

$$\xi = \frac{l}{L} \left( \frac{x}{l} - \frac{1}{2} \right)$$

$$\xi_1 = \frac{l}{2L}$$

以上求めた  $y_1$  と  $y_2$  とから沈下量  $y$  を出し次に示した圖式解法によつて函渠の縦軸に沿ふ剪力と彎曲率等を算出することが出来るのである。

次に計算例を示す。

今無鐵筋のコンクリート函渠が下圖の如く築造された場合の

載荷重に依る沈下を求め

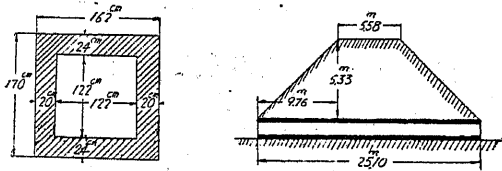
て見る。但し盛土の單位容積の重量  $w = 1,600 \text{ kg/m}^3 = \frac{16}{10,000} \text{ kg/cm}^3$

と假定する。然る時は圖に依つて

$b = 162 \text{ cm}$   $a = 976 \text{ cm}$   $h = 533 \text{ cm}$   $l = 2,510 \text{ cm}$  又  $I = 47.9 \times 10^6$

$\text{cm}^4$   $E = 2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  とし  $EI = 100.59 \times 10^{11} \text{ kg/cm}^2$  従つて

$$EI \left( \frac{\pi}{l} \right)^4 = 24.69 \text{ kg/cm}^2$$



第 13 圖

$$L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K}} = \sqrt[4]{\frac{2518.6}{K}} \text{ cm}$$

但し

$$K = bk$$

故に  $b = 162 \text{ cm}$  に對し種々なる  $k$  に對し  $K; L;$  及び  $X$  を求めて見ると次の通りである。

$k \text{ (kg/cm}^2\text{/cm)}$	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
$K \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	81	162	243	324	405	486
$L \text{ (cm)}$	839.52	705.95	637.90	593.63	561.42	536.41
$X \text{ (kg)}$	2,3100	1,2160	7,830	5,510	4,070	3,080

但し  $W = 211,930 \text{ kg}$

是等の數値を使用して  $y_1, y_2$  及  $y$  を求むれば次の如くである。

$\frac{x}{l}$	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5
	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5

$k = 0.5 \text{ kg/cm}^2\text{/cm}$  の場合

$y_1 \text{ (cm)}$	0.0000	0.3962	0.7529	1.0359	1.2176	1.2803
$y_2 \text{ (cm)}$	0.6062	0.4138	0.2491	0.1252	0.0494	0.0239

$y \text{ (cm)}$	0.606	0.810	1.002	1.161	1.267	1.304
------------------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

$k = 1.0 \text{ kg/cm}^2\text{/cm}$  の場合

$y_1 \text{ (cm)}$	0.0000	0.2243	0.4262	0.5874	0.6893	0.7248
$y_2 \text{ (cm)}$	0.2066	0.1301	0.0663	0.0204	-0.0067	-0.0156

$y \text{ (cm)}$	0.207	0.354	0.493	0.607	0.683	0.709
------------------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

$k = 1.5 \text{ kg/cm}^2\text{/cm}$  の場合

$y_1 \text{ (cm)}$	0.0000	0.1564	0.2974	0.4090	0.4807	0.5055
$y_2 \text{ (cm)}$	0.1008	0.0606	0.0280	0.0055	-0.0073	-0.0114

$y \text{ (cm)}$	0.101	0.217	0.325	0.415	0.473	0.494
------------------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

$k = 2.0 \text{ kg/cm}^2\text{/cm}$  の場合

$y_1 \text{ (cm)}$	0.0000	0.1201	0.2282	0.3140	0.3691	0.3881
$y_2 \text{ (cm)}$	0.0580	0.0337	0.0145	0.0017	-0.0053	-0.0075

$y \text{ (cm)}$	0.058	0.154	0.243	0.316	0.364	0.381
------------------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

$k = 2.5 \text{ kg/cm}^2/\text{cm}$  の場合

$y_1(\text{cm})$	0.0000	0.0975	0.1852	0.2548	0.2995	0.3149
$y_2(\text{cm})$	0.0364	0.0206	0.0083	0.0005	-0.0036	-0.0049
$y(\text{cm})$	0.036	0.118	0.194	0.255	0.296	0.310

$k = 3.0 \text{ kg/cm}^2/\text{cm}$  の場合

$y_1(\text{cm})$	0.0030	0.0820	0.1558	0.2144	0.2520	0.2650
$y_2(\text{cm})$	0.0240	0.0132	0.0050	0.0000	-0.0025	-0.0032
$y(\text{m})$	0.024	0.095	0.161	0.214	0.250	0.262

以上の計算によつて函渠の沈下量が分つたから一例として  $k = 0.5 \text{ kg/cm}^2/\text{cm}$  の場合の函渠の剪力及び彎曲率を求めて見ると第 14 圖の様なものである。

注 意

築堤の高さ高き時は暗渠の長さも亦増す、然して中央部と兩端に近き部分とは、上に来る土壓荷重の強度異なるので、場合により断面の厚さを變へる。勿論断面の厚さを變更する毎に縁を切つて置く。長き場合は断面の厚さを變へる變へないに係らず、10 m 位毎に縁切り継目を置く可きである。基礎の状態の變る箇所にも之を置く。

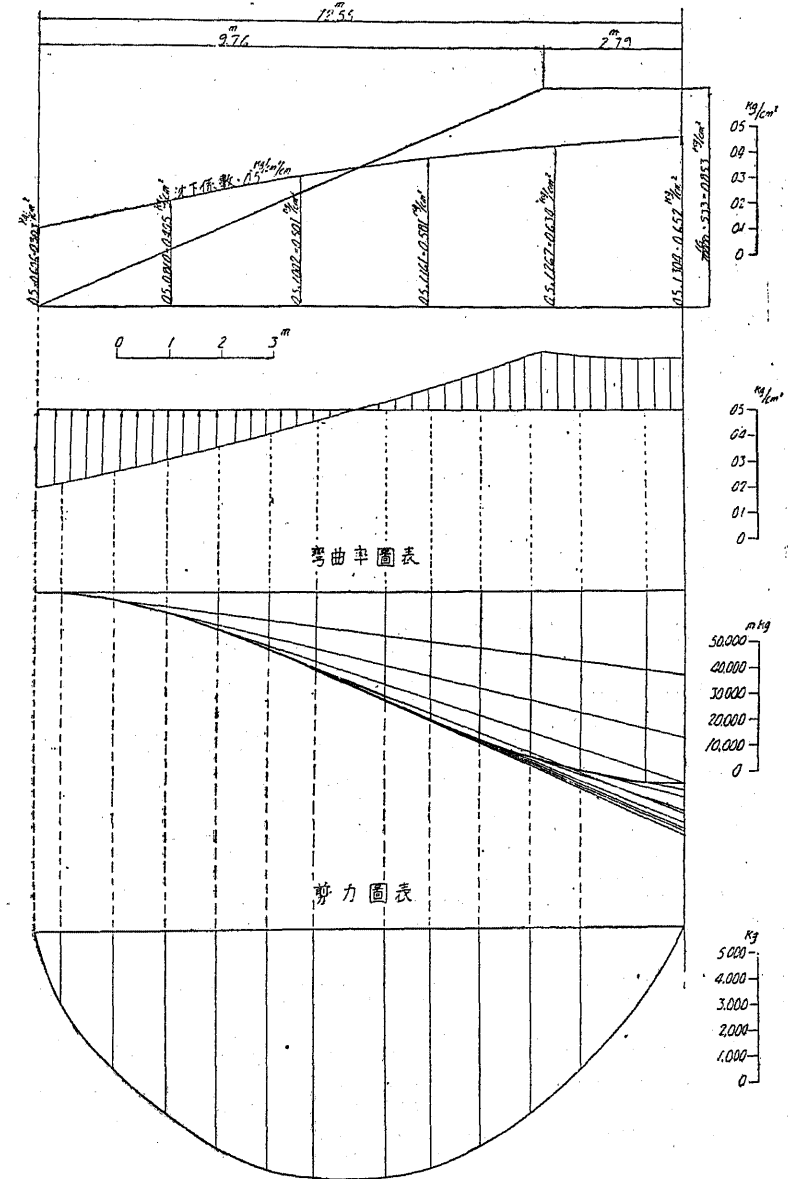
9 溝橋基礎

基礎の根入りは橋梁の如く深く入るゝ必要はない。基礎の上に来る荷重も橋梁の如く多くない故、大仕掛の基礎を必要としない。基礎杭も長さ 6 m 以上のものを打つに及ばない。

山の裾の谷川に暗渠を造る時、其の基礎の一部分は岩盤に乗るが、他の部分では、岩盤は地表より陰るゝ事がある。斯る所では場所により長さの異つた杭を打ち、岩盤まで届かせ其の上に基礎を置けば沈下の虞がなく拱橋にても差支へない。

屢々地質軟弱にして沈下の虞ある箇所承知の上已むを得ず溝橋を築造する場合がある。斯る地質では下に砂層の如き相當締つた地質なき限り、概ね杭打しても打留めのない事が多い。長さ 6 m 以上 10 m 近くの杭を打ち、よし留まつても、隣の杭を打てば逆に其の杭が上に上つて來、之を押へて置く仕掛を必要とす

(函渠の幅 1 m 當りの彎曲率及剪力圖表)



第 14 圖



るが如き奇現象を呈する事がある。

斯る所では「打ち留」より計算せる杭の支持力、又は實際に荷重を載せて試験せる杭の支持力は、1本の杭に対しては其の儘信頼し得るが、10本20本の杭の群の支持力は此の10倍又は20倍とはならない。一般に之より遙かに少い。

斯る地質では基礎杭に信じ得ない。寧ろ根入を浅くし基礎の面積を廣くし、鐵筋を入れて彎曲力率に堪へしめ、基礎混凝土の厚さを減少し溝橋全體の自重を重くし、且つ沈下するに従つて、(桁を)それだけ橋臺の上部を繼ぎ足し得る如き設計とするのが得策である。

柔軟地盤でも、溝橋の基礎程度の面積では基礎の單位面積の支持力は基礎の面積の大小により異なる。大きな面積の基礎程單位面積の支持力は減ずる。

斯くの如く設計し、溝橋を築造して、別に著しき沈下を生じない場合でも、其の後溝橋の前後の築堤が完成するに及び、此の築堤が沈下し、夫れに伴ひ今まで沈下しなかつた溝橋が沈下する事がある。

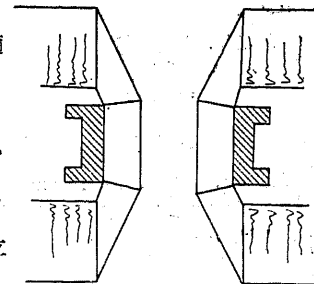
斯る地質では、溝橋の基礎混凝土を打つた儘暫く放置し、其の前後に築堤の土が盛らるるに伴ひ、附近全體の地盤の沈下するのを觀測し、築堤が竣功し、沈下が多少落付いたのを見極めて、最後に溝橋の軀體を築造すれば宜しい。

柔軟地盤に於て溝橋の沈下せる實例が甚だ多い。函渠が沈下して水面以下に没して吮放管の如くなつたものや、道路を通ずる拱橋が沈下して、側壁の部分が地中に没し、起拱線以上を残すのみで、車馬の通行に差支へるもの等、時に見受けらる。

破壊的の沈下は論外であつて、一般に沈下は永年に亘り極めて徐々に生ずるのであるから、之を絶対に防止するが如き不可能に近い手段を取るより、従つて沈下すれば従つて繼ぎ足すと云ふ設計若くは、函渠の高さを餘分に高くして造り、或る程度の沈下に始めから備ふる如き手段を採るのが得策である。

## 10 袖石垣

開渠の橋臺は桁を支へ其の背後の築堤の土留の役をするが、築堤の施工基面の幅は3.8~4.8mなるに對し、開渠の橋臺の幅は2.5~3m橋梁で3~4mであるので、橋臺以外の残りの部分即ち築堤の法を主とした、大略三角形の部分の土留を要する。普通此の部分の土留には間知石積を以つてし之を袖石垣と稱す。



第 15 圖

袖石垣の形及び位置は現場の地形に應ずる様適宜設計しなければならぬ。平面なれば簡單であるが、水路の方向に合せて之に取り附くる爲めには、圓曲線を挿入して屢々圓錐面形にしなければならぬ。普通の間知石垣の工事契約數量は面積が單位となつて居るので、請負の支拂、財産帳簿への記入には是非其の面積を算出しなければならぬ。其

の算出及び現場の遺形を設置するには、簡單なる幾何學的知識が必要である。

平坦なる地面に袖石垣のみある場合、其の形に二種類ある。一つは其の肩が線路の中心線に直角をなし、石垣の平面及び其の裾の線が之と少しく傾斜するものである。

之は圖に示す如く溝橋を夾みて前後に袖石垣の前面に餘地がある。道路を通ず時は此の餘地は利用價值があるが、水路の場合、其の川幅は兩橋臺間の距離即ち水面での徑間で充分であるとすれば、此の餘地は無意味のもので、水路に必要だけの川幅に保つとすれば、石垣と水路の岸とは關係がなくなる。一般に在來の川溝の岸が、袖石垣の根掘りの際一部崩れ去り、其の儘放置されるので、其の部分は、川幅の廣き濶みとなつて居る事が多い。

石垣と岸との取付けを善くするためと云ふより、寧ろ、早く岸から逃げるため、石垣の終りを第16圖の如く卷く事が多い。

此の形は最も自然であつて、僅かではあるが築堤の土坪も少ない。

築堤の高さ築堤及び石垣の勾配と開きの角度の關係其の他を第 18 圖に示す。

$s$  を築堤の法とす一割五分ならば  $s = 1.5$

$k$  を石垣の勾配とす三分五厘ならば

$$k = 0.35$$

$h$  は石垣の直高

$$b = s \cdot h$$

$$a = k h \quad \sin \alpha = \frac{a}{b} = \frac{k}{s}$$

築堤の法を一割五分とし石垣の各種勾配に對する  $\alpha$  の價は次の如し。

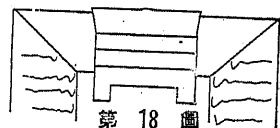
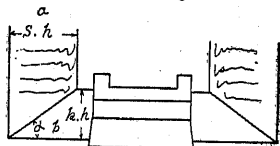
$\alpha$	2分5厘	3分	3分5厘	4分
	9°36'	11°32'	13°30'	15°28'

一般に  $1/10 \sim 1/20$  の縮尺にて平面圖及び側面圖を描き之より石垣の面積を示す圖を造り、面積は圖上の寸法より計算する。

他の種類は、石垣の平面、從つて其の裾の線が線路の中心線に直角をなし、石垣の肩が之と或る角度を爲すものである。石垣と水路の兩岸との取り付き宜しく、橋臺、袖石垣を通じ水路は直線にて一様の河幅を保つ事となる。

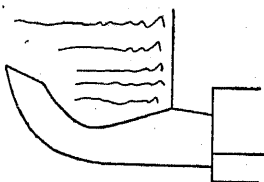
一般に採用せらるゝは前の型である。

$$\begin{aligned} a &= s \cdot h \\ b &= k h \\ \tan \alpha &= \frac{b}{a} \\ &= \frac{k}{s} \end{aligned}$$

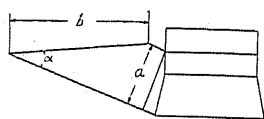
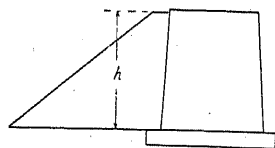


第 18 圖

然しながら斯る規則正しき袖石垣を設計する事は少い。自然の川溝は概ね曲折



第 16 圖



第 17 圖

して居り、線路は之を直角に横斷する事は殆んどない。從つて溝橋の橋臺の所を離るれば川溝は何れかの方向に曲るので、袖石垣も川溝の形に伴ひ種々の形となる。

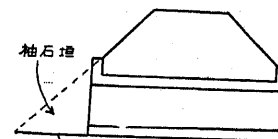
袖石垣を間知積とする時は然しながら其の形に制限がある、即ち橋臺の側面と餘り鋭角を爲して接続させては、其の接続の部分は普通の間知石を以つて積み得ない。橋臺と袖石垣平面のなす角少くとも  $60^\circ$  より大くなければならぬ。若し水路との取付け上袖石垣を斜角にする必要ある時は、橋臺と接続の所は直角に近き角度にし、其の後平面圖の上にて圓曲線を入れる。

此の曲線の半径も 3 尺より小さくは間知石を積むに困難である。内向曲線は土壓に對して弱く、且つ裏込め栗石の量が少いので石垣は孕み出す傾向がある。外向曲線は拱の働きを爲すので土壓に對して強く、且つ裏込め栗石の量も多く安全である。

暗渠の袖石垣

袖石垣の形が複雑となるのは開渠よりも寧ろ暗渠である。暗渠の長さは、其の背中が築堤の法から外へ出る程は長くせず、一般

にパラベツトウォールを造り土を留め暗渠を短くし、其の餘りの土留の爲めに袖石垣を造る。暗渠



第 19 圖

は開渠と異り其の長さ大であり、且つ線路と必ずしも直角にする必要がないので、水路との取付上線路と斜角になる事が多い。斜角と云つても全體の構造を斜角にするのではなく、普通の型としながら、只出入口のパラベツトウォールを肩上りの形にする。

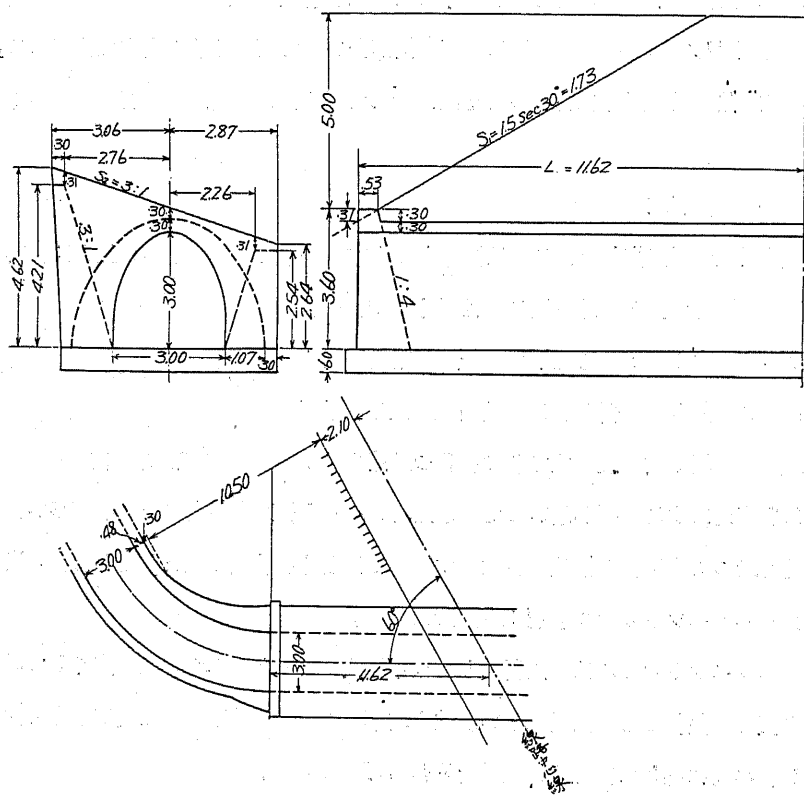
パラベツトウォールは、土留としては不安定の形であるから、餘り高くして暗渠の長さを儉約する事は出来ない。之と暗渠の軀體との取付けには施工上充分注意し、必要に應じて繼ぎめに鐵筋を入れる可きである。

此の出口の壁に接続し、在來水路に取付くるのである故、袖石垣の形は複雑と

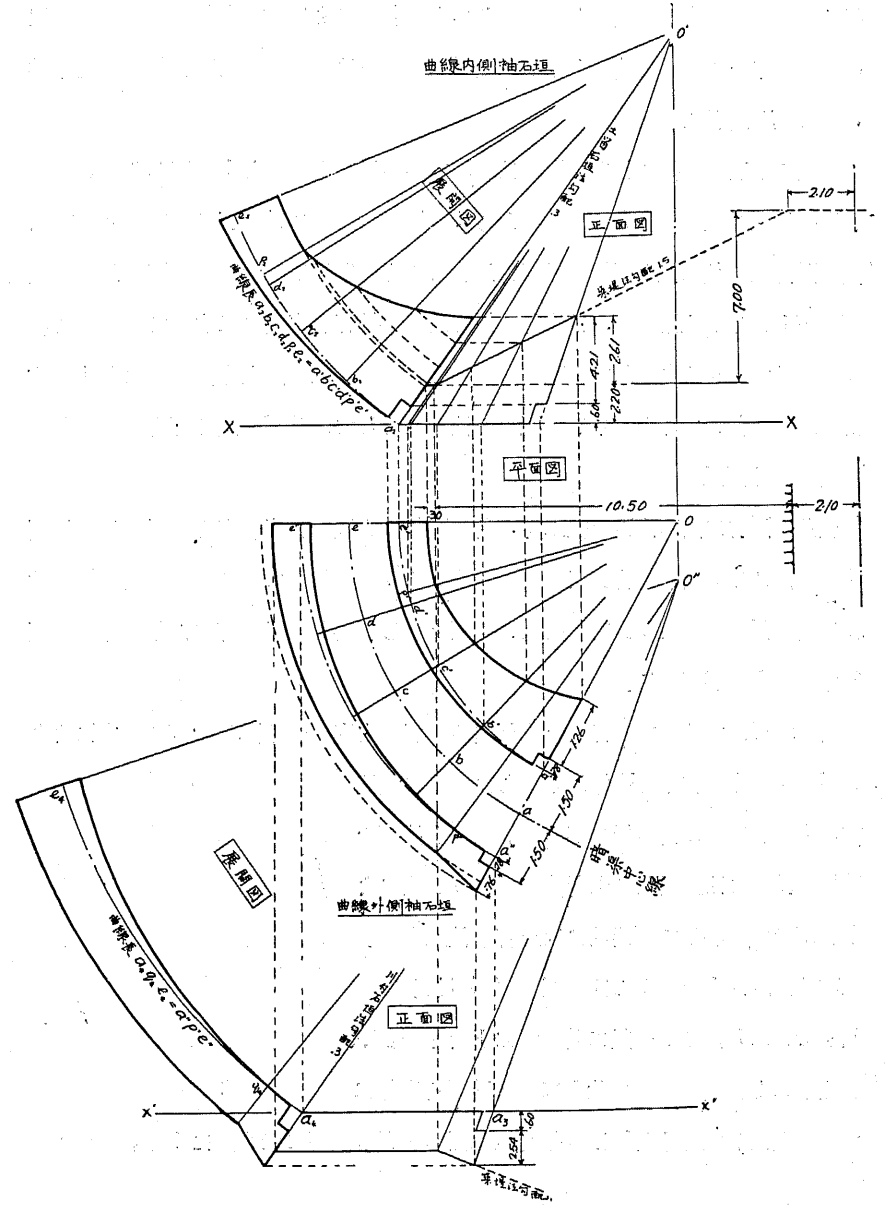
なる。

袖石垣を設計するには溝橋の基礎天端、或は水平面等高さの知られたる水平面を假定し、此の平面に於ける石垣の圓の半徑を川溝に適合するやうに定め、然る後に必要なる側面圖を畫き、用器畫に於て圓錐曲線を取扱ふ如くに、川底の種々なる高さに對して、石垣の高さを適當にし、其の後に石垣全體の展開圖を造り、其の面積を展開圖上より計算する其の方法を第 21 圖に掲ぐ。

袖石垣の基礎は普通橋臺の基礎より根入れを少くする。之は橋臺と袖石垣とは



第 20 圖



第 21 圖

洪水に對する安全度を異にしても宜しいとの判斷による。橋臺基礎の天端を石垣の基礎の下端とする程度である。地質軟弱なる所は、基礎杭及び混凝土を置き其の上に石垣を積む。

袖石垣は石材の得られない所では、L字形の混凝土擁壁とする事がある。

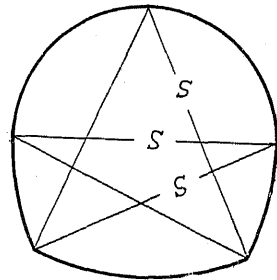
溝橋は設計及び施工共大仕掛けならず、普通の常識にて解決し得るものであり、其の設計及び施工法が現場の地形に適合せるものなるや否やも直に明になり、批評を下し得る。大雨の際には自然が最も適切な批評を事實に示すのであるから、初學者は溝橋により、最初に現場の地形其他の狀況の觀察方法、之に對する設計判斷を如何にするかを學び、現場の技術者としての基礎を造る可きである。

## 11 疏水隧道

線路が溪谷に沿ひ山腹を縫ふ時、其の溪谷の支流の谷川を高き築堤を以て横斷する事がある。斯る場合谷川の勾配が急であり、屈折して居るので、暗渠を設ければ其の長さ大となり、其の出入口に瀧を造るを要し、又一部には相當深き根掘を必要とする事がある。

斯る地形にては、此の谷川を全部埋め、別に山腹に疏水隧道を穿ち、之により谷川の水を鐵道線路と關係なく直ちに本流に放流する方が、工費の安い場合がある。勿論上流側の築堤の法尻には堅固なる土留擁壁を造り、之により谷川の水を堰して舊川筋には土管を伏設する。

疏水隧道は小なるものは狸掘（幅 4 尺高さ 6 尺まで）にし得る。一般に其の形は上を半圓、下を垂直にし、底を弧形に仕上げて水の疏通を良好にする、断面が大きくなれば水路隧道の標準断面形（圖に示す）にする。!



第 22 圖