

# 第五編 鐵道建設 (Railway Construction)

## 第一章 線路建設規程 (Standards of Railway Construction)

線路の統一を保たしめ何れの列車をも運轉せしめんとするには建造物の大き及び強度を一定せなければならぬ。故に國有鐵道には建設定規を設けて、之に據りて總てを建設することになつて居る。又地方鐵道に於て同様なる主意によりて地方鐵道法の下に建設規程を設けてある。

國有鐵道に於ては線路の種類を三つに分ち運輸數量により幹線であるか、又準幹線であるか、又枝線であるかによりて甲線、乙線、丙線と區別し、更に之に簡易線を加へ夫れ夫れ建造物の大き強度を異ならしめ不必要なる所に無駄の強度を有する線路をさけ建造費の節減を圖つてあるは前にも述べたる通りである。

### 第一節 軌 間 (Gage)

軌間とは軌條面より 16mm 以内の距離に於ける頭部間の最短軌條間を云ふので、國有鐵道に於けるものは 1.067 (3'-6") で地方鐵道に於ては 1.435 (4'-8 1/2"), 1.067 (3'-6"), 762mm (2'-6") の三種で、地方の状況によりて其の何れかを採用し得ることになつて居る。

國有鐵道は 1.067 と規定してあるが、曲線の場合には擴度を附するは勿論で他の場合と雖も次の公差はよきことになつて居る。

- (1) 轍又の場合 増 4mm, 減 2mm,
- (2) 其他の場合 増 6mm, 減 3mm,

軌條面より 16mm と定めたるは車輪の輪縁と軌條の頭部との接觸部分は通例軌條面より 16mm 以内であるし又 30kg の軌條に於て考へると其の頭部の厚さは 24mm で約 8mm の磨耗を許すからこの場合でも尚軌條頭部の厚さは 16mm 残る故にこの寸法を軌間測定的基础としたのである。(鐵道省建設規程 8.9.10 條)

### 第二節 曲 線 (Curve)

曲線に就ては曲線布設の章に於て既に述べた通りであるも、尙地方鐵道の建設規定と並記すれば次の様である。(建設規程 11.12.13.14 條)

國 有 鐵 道					地 方 鐵 道			
	特別線路	甲	乙	丙	簡易線	1.067 軌間	1.435 軌間	762mm 軌間
曲線半徑	400m	300m	250m	200m	160m	160m 以上	160m 以上	100m 以上
分岐に附帶		160m	160m	100m	100m			160m は 10 番

### 第三節 勾 配 (Grade)

特	甲	乙	丙	簡易線	電車線用線	停車場最端轉轍器間	地方鐵道
10%	25%	25% 特別の場合 30%	35%	35%	35%	3.5%	35% 以上 本線は 33% より急なるを得ず、停車場に於ては 5% より急なるを得ず特別の事由ある場合は 10% に至るを得

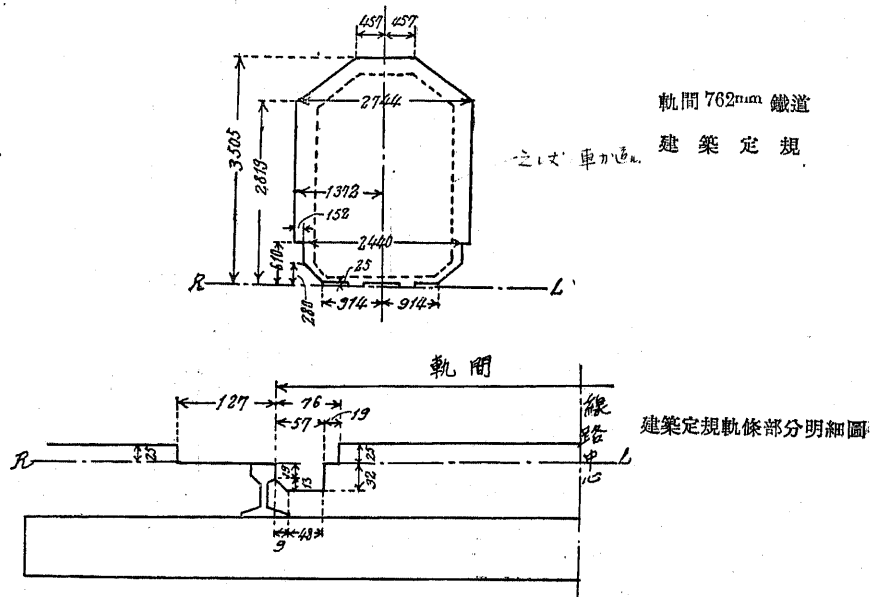
- (a) 曲線にて 25% より急なる所は前記%迄曲線補正を要する。  
(第三編勾配補正の部参照) 但し簡易線はなさざることを得る。
- (b) 停車場内最端轉轍器外が下り勾配なるときは之より外方 20m 迄は 3.5% 以内なるを要する。但し簡易線は外方 10m 迄でよい。
- (c) 停車場にて車輛の解結をなさざる本線路にして列車の發着に支障なきときは 10% 迄になすことを得る。(電車専用驛又は簡易なる驛) 簡易線は 15% 迄よい。
- (d) 側線も 3.5% 以内なるを要するが車輛を留置せざるものは急でも差し支へない。
- (e) 縦曲線勾配の變化が 10% 以上のときは次の縦曲線の挿入を要す。  
半徑 800m 以下の曲線のとき 4000m  
其の他の場合 3000m (縦曲線の部参照)  
(建設規程 15.16 條)

### 第四節 建築限界 (Construction Gage)

列車運轉に差支へなき様總て建造物は其の範圍内に入ることなき様になさねばならぬ。之を建築限界と云ふ。之は列車の大きに幾分の餘裕をとつてある。

する 場合	(之はポイントの半徑なるもポイントより離れて本線と並行になるための曲線半徑は之より大なるを要す)				100m 以上	100m 以上	40m 以上	の片開分岐で 100m は 8 番のである。
停車場内本線路乗降場に沿ふ部分の曲線半徑	500m	400m	300m	200m				
側線半徑	100m 以上 (車輛を制限する場合 80m)							80m は 6 番の半徑である。
緩和曲線の長さ (高度の倍數)	600倍	450倍	300倍		本線路の反方向曲線間には相當長の直線を挿入すべし			





第 77 圖

$$w^{mm} = \frac{22500}{R^m} \quad \omega = \text{軌道中心線の各側に於ける擴大寸法 (mm)}$$

R = 半徑 (m)

國有鐵道の規程は半徑 800<sup>m</sup> より以下の曲線は更に車輛の偏倚に對して限界を擴大することに  
なつて居る。其の大きさは次の通りである。

曲線上に於ける車輛の偏倚

$$w = PM' - B$$

$$\beta = AS - B$$

$$w = \frac{l^2}{2R} \dots \dots \dots (1)$$

$$AS = \sqrt{AM^2 + MO^2} - R$$

$$= \sqrt{AM^2 + (MQ - PQ + PO)^2} - R$$

$$= \sqrt{AM^2 - (AQ - w + R)^2} - R$$

$$= \sqrt{L^2 + (B + \sqrt{R^2 - l^2})^2} - R$$

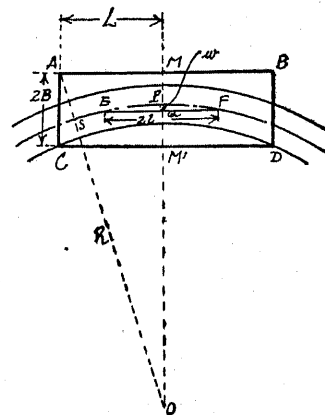
$$\therefore \beta = \sqrt{L^2 + (B + \sqrt{R^2 - l^2})^2} - (R + B)$$

$$= (B + \sqrt{R^2 - l^2}) \sqrt{1 + \frac{L^2}{(B + \sqrt{R^2 - l^2})^2}} - (B + R)$$

$$= (B + \sqrt{R^2 - l^2}) \left\{ 1 + \frac{1}{2} \frac{L^2}{(B + \sqrt{R^2 - l^2})^2} \right\} - (B + R)$$

$$= \sqrt{R^2 - l^2} + \frac{L^2}{2(B + \sqrt{R^2 - l^2})} - R$$

$$= \sqrt{R^2 - l^2} + \frac{L^2}{2(B + R - \frac{l^2}{2R})} - R = \frac{L^2}{2B + 2R - \frac{l^2}{R}} - \frac{l^2}{2R} \dots \dots \dots (2)$$



第 78 圖

國有鐵道の車輛定規は  $2L=19^m$ ,  $2l=13.4^m$ ,  $2B=3000^m$  である故に  $2l=13.4^m$  とするとき  
 $w = \frac{l^2}{2R} = \frac{22445}{R}$  である。

- (a) 緩和曲線のあるとき  $w^{mm}$  は其の全長に亙りて遞減する。
- (b) 緩和曲線のなきとき又は緩和曲線の長が 17<sup>m</sup> より小なるときは圓曲線端 (直線と曲線との場合) 又は半徑小なる圓曲線端 (曲線と曲線との場合) より 17<sup>m</sup> の長に於て之を遞減する。
- (c) 曲線に於ける建築限界は高度に伴ひ傾斜せしむる。
- (d) 隧道内に於ては上記餘裕の外更に電燈電線等の添加其の他の爲め必要なる相當餘裕を附することを要する。

第 43 圖は隧道の断面がアーチ形なる普通の場合に於ける最小餘裕を示すものにして、若し其の断面が特種の形狀を有し電燈電線等の添附其の他に對して差支へなき時は必ずしも本圖の如き餘裕を要せず、例へば断面角形にて其の上部に前記添加に對し充分なる餘裕のある場合は中に對する餘裕を縮小し得るが如くである。(建規 17, 18, 19, 20 條)

### 第五節 軌道中心間隔 (Distance between Track Centers)

中心間隔は列車の同時に通過する際に其の間に相當餘裕を要するもので國有鐵道では次の大きさを規定してある。

- (a) 停車場外軌道中心間隔 3.6<sup>m</sup>以上
- (b) 三線以上の軌道を並設する場合、二中心間隔の一は 4<sup>m</sup>以上
- (c) 停車場内 4<sup>m</sup>以上
- (d) 同 (構内作業上必要なき場合) 3.8<sup>m</sup>迄
- (e) 荷物積卸線と之に隣接する側線との中心間隔 3.4<sup>m</sup>迄
- (f) 車輛の收容を主とする軌道相互間の中心間隔 3.4<sup>m</sup>迄

中心間隔は本線路の曲線は  $w^{mm} = \frac{2 \times 22500}{R^m}$  により擴大を要す。又側線の半徑 300<sup>m</sup> より小なるときは相當の擴大を要す。

地方鐵道にありては兩軌道中心間の間隔は 1.067<sup>m</sup> 及 1.435<sup>m</sup> のものにありては 3.35<sup>m</sup> 以上 762<sup>mm</sup> のものにありては 2.74<sup>m</sup> 以上と規定してある。(建規 21 條)

### 第六節 軌道 (Track)

[ ] 本線路に於ける軌道の負擔力は第 79 圖に示す左の記號の標準活荷重によることを標準とす。

甲線 K—16 (特別の線路 K—18)

乙線 K—15

丙線 K—13

簡易線 最大軸重 11 噸 最小軸距 1500<sup>mm</sup>, 機關車が重連して列車を牽引する場合直線に於て 45<sup>km/h</sup> の速度の運轉に堪ふるものを標準とす。

尙客貨車の車輪一對の軌條に對する壓力は停止中に於て 12 噸以下なるを要する。


前項の標準は運轉車輛の重量其他線路の狀況により之を増減することを要す。

地方鐵道では其處を運轉の動荷重に耐ふる負擔力を有することを要すと規定してある。

標準活荷重

記號	荷重 (單位噸)																軸距		
K-12	6	12	12	12	12	8	8	8	8	6	12	12	12	12	8	8	8	8	4
K-13	6.5	13	13	13	13	8.6	8.6	8.6	8.6	6.5	13	13	13	13	8.6	8.6	8.6	8.6	4.5
K-14	7	14	14	14	14	9.3	9.3	9.3	9.3	7	14	14	14	14	9.3	9.3	9.3	9.3	4.6
K-15	7.5	15	15	15	15	10	10	10	10	7.5	15	15	15	15	10	10	10	10	5
K-16	8	16	16	16	16	10.6	10.6	10.6	10.6	8	16	16	16	16	10.6	10.6	10.6	10.6	5.3
K-18	9	18	18	18	18	12	12	12	12	9	18	18	18	18	12	12	12	12	6

記號 荷重 (單位噸) K は Cooper Specification E の對度を應にて表したるもの。  
 S-12 14.6 14.6 本荷重は車輛の停止中に於ける軌條に對する壓力を示すものなり  
 S-13 15.6 15.6  
 S-14 17.1 17.1 本圖に於ける○は動輪を示し運轉時に於ける動輪の不釣合遠心力は停止中に於ける壓力の百分の十五とす  
 S-15 18.3 18.3 車輛のペネ下重量は其の總重量の百分の二十五とす  
 S-16 19.5 19.5 K-18 と S-18 とを考慮すべき標準活荷重を KS-18 と稱す其他之に準ず  
 S-18 22 22



第 79 圖

[ ] 軌條は左の大きさのものたることを要す。

	停車場外の本線路及停車場内の主要なる本線路	其他の場合
甲線	37 <sup>kg</sup> 軌條 (特別の線路又は特別の場合 50 <sup>kg</sup> 軌條)	30 <sup>kg</sup> 軌條
乙線	37 <sup>kg</sup> 軌條	30 <sup>kg</sup> //
丙線	30 <sup>kg</sup> 軌條	30 <sup>kg</sup> //
簡易線	30 <sup>kg</sup> 軌條の 80% の強度を標準とす (古軌條の場合)	

[ ] 道床の厚さ (砂利ノ厚サ)

甲線 200<sup>mm</sup>

乙線 200<sup>mm</sup>

丙線 150<sup>mm</sup> (地盤の支持力大なる場合は 120<sup>mm</sup> 迄減少し得)

簡易線 120<sup>mm</sup> (地盤の支持力大なる場合は 100<sup>mm</sup> 迄減少し得)

但し本條はコンクリート道床の如き特種の場合を含まず。

地方鐵道に於ては厚さは 1.067, 1.435 のものは 100<sup>mm</sup> 以上 762<sup>mm</sup> のものは 76<sup>mm</sup> としてある。

[ ] 直線に於ては兩軌條面の高さを等しくし曲線には外軌條に高度を附す。115<sup>mm</sup> を最大とする高度を附する長さは緩和曲線の長さとし同方向異半徑の接續せる曲線には大なる半徑曲線にて 300 倍にて低減せしむる。(建規 22, 23, 24, 25 條)

第七節 施工基面 (Formation Level) (路盤の項参照)

[ ] 築堤又は切取に於ける施工基面の中は片側甲線 2.4 乙線 2.25 丙線 2.1 とする。簡易線は 1.9 以上とす。但し道床の中又は線路の狀態によりて擴大するを要す。(建規 26 條)  
 地方鐵道にありては軌間 1.067 及 1.435 のものにありては片側 1.83 以上 762<sup>mm</sup> のものにありては 1.52 以上とす。

第八節 橋梁 (Bridge) (橋梁の項参照)

[ ] 本線路に於ける 3.5 以上の橋梁は木造とすることを得ず。  
 [ ] 交通繁き道路又は河川の橋梁は軌道中心より左右 1.75 以上軌道下を蓋ふを要す。

地方鐵道では車輛の中及其兩側 150<sup>mm</sup> 以上蓋ふことを規定しある。

[ ] 本線路に於ける橋梁の負擔力は次による。 Track Cross-section.

甲線 KS—18

乙線 KS—15 但し急勾配又は其他必要な場合に K.S—18 を用ふ

丙線 KS—12 " K.S—15 を用ふ

簡易線 KS—10 を標準とす " K.S—12 を用ふ (右行使用、見地の斷り定り)

(尙機關車二臺 等荷重一米に付き 4 噸の場合に對する負擔力を要す)

電車専用線路 KS—12 " K.S—15 を用ふ

(建規 27, 28, 29 條)

地方鐵道にありては其處を運轉の動荷重に耐ふる負擔力を有することを要すと規定してある。

第九節 架空電車線 (Trolley Wire)

電氣方式、直流式 1,500 ボルトを標準とす。

架空電車線の高さ 軌條面より5,200mmを標準とす

橋梁、隧道、雪覆、跨線橋に於ては 4,550mm迄

乗降場上屋庇の部分に於ては 4,700mm迄

停車場構内にては 5,500mm迄増すことを得

架空電車線は軌條面に直角なる軌道中心面より左右各 250mm 以上の偏倚なきを要す。

架空電車線の軌條面に對する勾配は本線路にありては  $\frac{5}{1000}$  側線にありては  $\frac{15}{1000}$  より急ならざるを要す。

(建規 30, 31, 32, 33條)

第十節 停車場 (Station)

列車の發着する本線路の有効長

Handwritten notes: 斯の如く定メテカノ例ナリ. 30, 105, 130, 150, 200, 250, 300, 350, 400, 450, 500, 550, 600, 650, 700, 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1050, 1100, 1150, 1200, 1250, 1300, 1350, 1400, 1450, 1500, 1550, 1600, 1650, 1700, 1750, 1800, 1850, 1900, 1950, 2000, 2050, 2100, 2150, 2200, 2250, 2300, 2350, 2400, 2450, 2500, 2550, 2600, 2650, 2700, 2750, 2800, 2850, 2900, 2950, 3000, 3050, 3100, 3150, 3200, 3250, 3300, 3350, 3400, 3450, 3500, 3550, 3600, 3650, 3700, 3750, 3800, 3850, 3900, 3950, 4000, 4050, 4100, 4150, 4200, 4250, 4300, 4350, 4400, 4450, 4500, 4550, 4600, 4650, 4700, 4750, 4800, 4850, 4900, 4950, 5000, 5050, 5100, 5150, 5200, 5250, 5300, 5350, 5400, 5450, 5500, 5550, 5600, 5650, 5700, 5750, 5800, 5850, 5900, 5950, 6000, 6050, 6100, 6150, 6200, 6250, 6300, 6350, 6400, 6450, 6500, 6550, 6600, 6650, 6700, 6750, 6800, 6850, 6900, 6950, 7000, 7050, 7100, 7150, 7200, 7250, 7300, 7350, 7400, 7450, 7500, 7550, 7600, 7650, 7700, 7750, 7800, 7850, 7900, 7950, 8000, 8050, 8100, 8150, 8200, 8250, 8300, 8350, 8400, 8450, 8500, 8550, 8600, 8650, 8700, 8750, 8800, 8850, 8900, 8950, 9000, 9050, 9100, 9150, 9200, 9250, 9300, 9350, 9400, 9450, 9500, 9550, 9600, 9650, 9700, 9750, 9800, 9850, 9900, 9950, 10000.

甲線 380m~460m 乙線 250m~380m 丙線 150m~250m 簡易線 80mを標準とす。

有効長は次の算式による。 有效長 =  $\frac{2LN}{an + (1-a)n'} + L + C$  汽機車一定セラルテ常トスルカ 此ノ算式ニ依リテ用ユルニ足ラス。

l = 貨車一輛の長 a = 積車割合 n = 貨車一輛の平均積車換算輛數

n' = 貨車一輛の平均空車換算輛數 N = 機關車の牽引定數

L = 機關車の長さ C = 列車の前後に於ける餘裕

- [ ] 旅客を取扱ふ驛には乗降場、待合所、便所等の設備をなすことを要す。
[ ] 荷物を取扱ふ驛には荷物積卸場、荷物庫等の設備をなすことを要す。
[ ] 乗降場及荷物積卸場の線端より軌道中心迄の距離 1.56

半徑 800m より小なるときは限界を大にす。

Table with 2 columns: Requirement/Location and Minimum Value. Rows include: 乗降場の幅 (両面を使用するもの) 3.0m以上, 同上 (その他のもの) 2.0m以上, 乗降場の高 軌條面上 760mm, 同上 (電車専用の場合) 1,100mm, 同上 (電車及其他列車に共用の場合) 920mm, 乗降場に在る柱類と乗降場線端との距離 1.0m以上, 乗降場に在る本家跨線橋口、地下道口、待合所、便所等と乗降場線端との距離 1.5m以上, 荷物積卸場の高 軌條面上 960mm, 同上 (手小荷物専用) 760mm, 同上 (小口扱貨物専用) 1020mm.

(上三項特別の場合を除く)

- [ ] 地方の状況によりて特に前三條の規定によらざる驛を設けることを得。
[ ] 機關車用轉車臺の長さ 12m - 20m
貨車用の轉車臺及選車臺 5m - 以上

(建規 34 - 39 條)

第十一節 分岐及平面交叉 (Point Crossing, Level Crossing)

- [ ] 本線路に於ける分岐は停車場内又は信號所に於てなすこと。但し側線を分岐する場合又は貨物列車のみを運轉する本線路に於ける分岐にして特別の事由ある場合に限り相當の保安設備をなし之に依らざることを得。
[ ] 本線路は停車場に於て相當の保安設備ある場合を除き本線路又は他の鐵道軌道と平面交叉をなすことを得ず。但し本線路が貨物列車のみを運轉する場合又は他の鐵道が人力又は馬力を動力とする場合に於て相當の保安設備を爲したるときは此の限にあらず。 (建規 40, 41 條)

第十二節 常置信號機 (Signaling)

- [ ] 停車場には場内信號機を設けることを要す。但し列車の進路に轉轍器なき場合又は轉轍器が常時鎖錠せらるゝ場合は之を設けざることを得 (簡易線にありては列車の行違をなす停車場に必要とし上下列車に對し同一柱に設けることを得)。
[ ] 停車場には出發信號機を設けることを通例とす。
[ ] 停車場には必要に應じて入換信號機及誘導信號機を設けるものとす。
[ ] 閉塞區間の始點には閉塞信號機を設けることを要す。但し其の始點が停車場内に在りて左の各號の一に該當する場合は之を設けざることを得。
(1) 出發信號機又は場内信號機の設あるとき
(2) 出發信號機を設ける必要なきとき
[ ] 停車場外に於て可動橋線路の交叉其の他特に防護を要する地點には必要に應じて掩護信號機を設けるものとす。
[ ] 場内信號機閉塞信號機及掩護信號機に對しては其の前方相當の距離に於て遠方信號機を設けることを要す。但し左の各號の一に該當する場合は之を設けざることを得。
(1) 場内信號機、閉塞信號機又は掩護信號機が停止信號を現示する場合其の前方相當の距離に於て之を表示する他の常置信號機の設けあるとき
(2) 場内信號機、閉塞信號機又は掩護信號機の信號機の信號現示を 200m 以上の距離に於て列車より認識する必要なきとき
(3) 丙線に限り場内信號機、閉塞信號機又は掩護信號機の信號現示を 400m 以上の距離に於て列車より認識し得るとき
出發信號機に對しては必要に應じて遠方信號機を設けるものとす。
(4) 簡易線にありては出發信號機、閉塞信號機、入換信號機及誘導信號機は之を設けざるを通例とす

- (5) 簡易線にありては場内信號機及掩護信號機の信號現示を其の防護區域外 200<sup>m</sup> 以上の距離に於て列車より認識すること能はざる場合は該信號機の前相當の距離に於て遠方信號機を設けることを要す。但し上り勾配にして其の必要を認めざる時は之を設けざるを得 (建規 42—47 條)

### 第十三節 保安設備 (Safety Equipments)

- [ ] 相互關係を有する常置信號機及轉轍器は聯動の裝置となすことを要す。但し本線路に關せざるものは常時鎖錠せらるゝ轉轍器及使用稀なる背向轉轍器に付ては之に依らざることを得。尙簡易線にて列車對向通過の際取柄を支持する轉轍器、發條轉轍器及背向轉轍器に付ては之に依らざることを得。
- [ ] 軌道の終端には相當の車止裝置を設ることを要す。
- [ ] 車輛が本線路に逸走し又は列車が過走して危害を生ずる虞れある個所には相當の保安設備をなすことを要す。
- [ ] 停車場及信號所には電氣通信の設備を爲すことを要す。但し驛員を配置せざる停車場にありては之を爲さざることを得。
- [ ] 交通頻繁なる踏切道に對しては門扉其他相當の保安設備をなすことを要す。
- [ ] 人又は牛馬の線路に踏み入る虞ある場所には堤塘柵垣又は溝渠等を設ることを要す。
- [ ] 列車を避くるに困難なる隧道橋梁其他には待避所を設ることを要す。

前項の待避所は 50<sup>m</sup> 以内毎に之を設ることを要す。(建規 48—54 條)。

### 第十四節 線路標 (Roadway Signs)

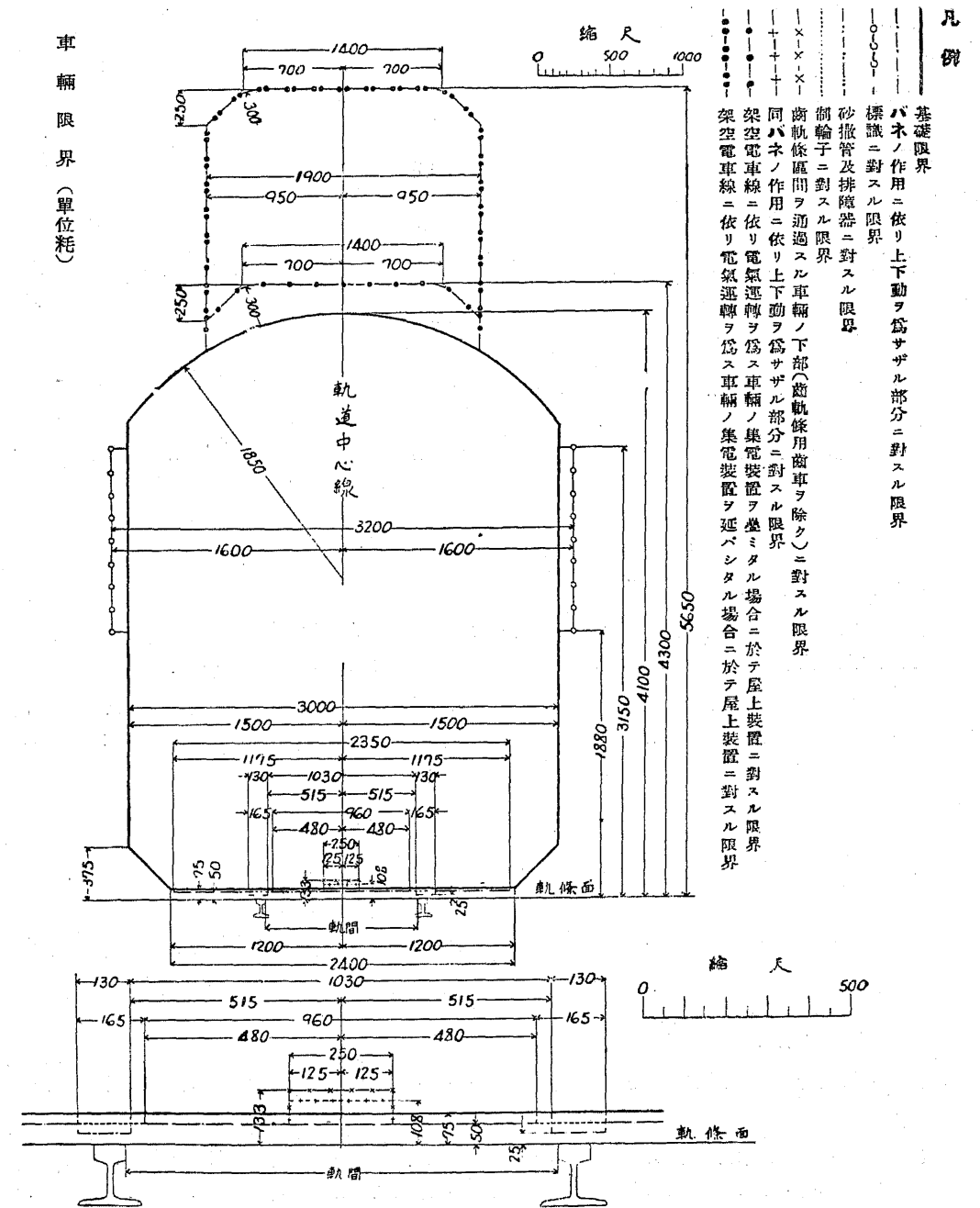
- [ ] 線路には左の標を設ることを要す。
    - (1) 一杆毎に其の距離を示す標
    - (2) 勾配の變更する個所には其の勾配を示す標
    - (3) 本線路より分岐する個所には車輛の接觸限界を示す標
    - (4) 列車の運轉上特に注意を要する箇所には必要に應じて之を示す標
    - (5) 踏切道には必要に應じて通行人の注意を惹くべき標
- (建規 55 條)

## 第二章 車輛定規 (Standards of Car Construction)

車輛の最大限度を制定して之より大なる車輛を製作せざることにしてある。此は大きさのみならず

又線路の強度の點より或る重量以上のものを制限してある。

### 第一節 車輛限界 (Car Gage)



第 80 圖

### 第二節 車輛の重量

甲乙線 2×機關車+等荷重 (1<sup>m</sup>毎に5<sup>T</sup>)  
 丙線 2×同+同 (1<sup>m</sup>毎に4<sup>T</sup>)  
 簡易線 2×同+同 (1<sup>m</sup>毎に4<sup>T</sup>)

機關車重量は次の大きによる。

	甲	乙	丙	線路の状況により	簡易線
軌道に對し	K-16	K-15	K-13	K-18	前章第六節より以下なるを要す
橋梁に對し	KS-16	KS-15	KS-12	KS-18	第八節 "

軌條に對する壓力 甲 乙 丙 線路の状況により 簡易  
 16<sup>T</sup> 15<sup>T</sup> 13<sup>T</sup> 18<sup>T</sup> 11<sup>T</sup>

此の重量は働輪の不釣合、遠心力、車輛、バネ下重量を考慮して之を増減するも  $\frac{5}{100}$  以上を増すことを得ず。

乙種丙線の急勾配箇所及特に必要ある場所にして軌道及橋梁の負擔力あるときは次の限度まで増加し得。

	乙	丙	簡易
標準活荷重	軌道に對し K-16 橋梁に對し KS-16	K-15 KS-15	負擔力以内
車輛一對の軌條に對する壓力	16 <sup>T</sup>	15 <sup>T</sup>	

客貨車の車輪一對の軌條に對する壓力は停止中にて 13<sup>T</sup> 以下たるとを標準とし 14<sup>T</sup> に至ることを得。但し兩端連結器間の距離 1<sup>m</sup> に付き平均 5<sup>T</sup> 以下たるとを要す。簡易線に於ては停止中 12 以下

[ ] 前規定する限度は運轉區間又は連結位置に制限を有する車輛に付ては軌道及橋梁の負擔力の範圍内に於て之を超過することを不得 (但し本條は電動車氣動車石炭車冷藏車特種貨車其他特に重量大なる客貨車に對する規定である)。(建規 56-62 條)

### 第三節 輪 軸

[ ] 輪軸の配置は 18<sup>mm</sup> の擴度を有する半径 100<sup>m</sup> の曲線を通過し得るを要す。固定軸距は 4.46 以下なるを要す。

[ ] 車輪の直徑は車輪一對の中心線より 560<sup>mm</sup> の距離に於ける踏面に於て測り 730<sup>mm</sup> 以上たるとを要す。但し特別の場合は之に依らざることを得。

[ ] **タイヤ** (タイヤなき場合はリム) の巾は 120<sup>mm</sup> 以上 150<sup>mm</sup> 以下たるとを要す。又其の一對の内面距離は 988<sup>mm</sup> 以上 994<sup>mm</sup> 以下とし 990<sup>mm</sup> を以て標準とす。

[ ] 輪縁の高は車輪一對の中心線より 560<sup>mm</sup> の距離に於ける踏面より測りて 25<sup>mm</sup> 以上 35<sup>mm</sup> 以下たるとを要す。車輪一對の中心線より輪縁外面迄の距離は前項の踏面より 10<sup>mm</sup> の下位に於て 516<sup>mm</sup> 以上 527<sup>mm</sup> 以下たるとを要す。(建規 63-67 條)

### 第四節 車輛連結器

- [ ] 車輛は兩端に自動連結器を備ふることを要す。
- [ ] 自動連結器は其の連結部に於て第六圖 (鐵道省建設規程圖) に示す寸法の輪廓を有し又は之と相互連結して使用し得るものたるとを要す。但し電車の連結器は之に依らざることを得。
- [ ] 自動連結器の連結面の中心の高さは車輛停止中に於て軌條面上 790<sup>mm</sup> 以上 890<sup>mm</sup> 以下たるとを要す。(建規 68-70 條)

### 第五節 制 動 機

- [ ] 貫通制動機の制輪子に作用する壓力は制動車輪の軌條に對する壓力に對し左の割合以上たるとを要す。
- [ ] 1. 機關車 (タンク機關車にありては積載石炭及水量が規定量の  $\frac{1}{2}$  の場合其他の機關車にありては運轉整備の場合) 50/100  
 2. 炭水車 (空車の場合) 80/100  
 3. 客貨車 ( " ) 70/100
- [ ] 貫通制動機は制動管が切斷したる場合に於ては自動的に制動するものたるとを要す。但し特種の車輛にありては之に依らざることを得。
- [ ] 運轉室を有する車輛及緩急車には貫通制動機を作用せしめ得る装置及制動管の壓力を示す装置をなすことを要す。
- [ ] 運轉室を有する車輛 (テンダー機關車を除く) 炭水車及緩急車には他の制動機を備ふる場合に於ても手用制動機を備ふることを要す。
- [ ] 手用制動機の制輪子に作用する壓力は制動車輪の軌條に對する壓力 (空車の場合) に對し百分の二十以上たるとを要す。(建規 71-76 條)

### 第六節 車輛の装置

- [ ] 蒸汽機關車及蒸汽動車には次の装置をなすことを要す。  
 1. 二個の獨立したる給水器 2. 罐内の水位を認むべき二個の獨立したる装置  
 3. 罐の安全弁 4. 罐の壓力計 5. 火粉又は燃滓の散出を防ぐ装置 (本號の装置は其の使用する燃料の性質によりて之を省略することを不得)
- [ ] 電氣機關車及電動車には左の装置をなすことを要す。  
 1. 自動遮斷装置 2. 架空電車線に於ける場合に於ては避雷器
- [ ] 旅客の使用する室には通風點燈及必要に應じて暖房の装置を爲すものとす。
- [ ] 客車の側面に在る外開戸及引戸には二重の閉装置を爲すことを要す。(特種の装置自動閉装置の如きを有する場合は之に依らざることを得) (建規 77-82 條)

### 第七節 車輛の標記

- [ ] 機關車には番號を標記することを要す。
- [ ] 客貨車には左の事項を標記することを要す。但し特種の車輛にありては之に依らざることを得。
  - (1) 國有鐵道の記號 (2) 記號及番號 (3) 自重 (4) 客車には等級及旅客定員
  - (5) 荷物車郵便車及貨車には積載重量 (建規 83—84條)

### 第三章 路盤 (Road Bed)

#### 第一節 路盤及施工基面 (Road Bed and Formation Level)

路盤は軌道を敷設する地盤にして施工基面とは線路を敷設する路盤面で切取の敷面又は築堤の上面である。

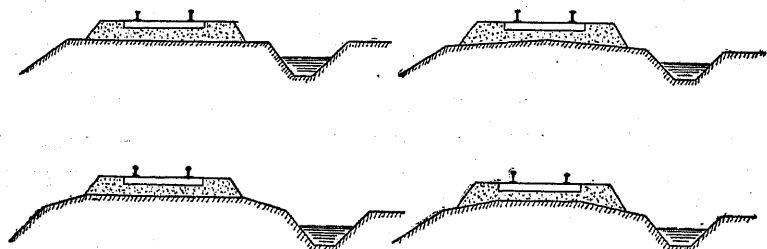
基面の中は線路の砂利の法尻より少なくとも兩側に45<sup>m</sup>宛は廣きを要し、軌間1.354一等線路に於ては巾6<sup>m</sup>を有し砂利の兩尻より45<sup>m</sup>を要するとしてある。國有鐵道にて定むるものは前述の如く築堤又は切取に於ける施工基面巾は側測を除きて軌道中心より外縁迄甲線<sup>m</sup>2.4乙線<sup>m</sup>2.25丙線<sup>m</sup>2.1簡易線<sup>m</sup>1.9である。尙道床の中其他線路の狀況によりて擴大することを要することになつてゐる。即ち高度を附する必要上外側道床の厚さが大なる場合又は降雪大なる地方其他保線上必要なる場合である。

複線の場合には建設規程に線路の中間3.6以上三線以上の軌道を並列する場合には二つの中心間隔は4<sup>m</sup>以上を離すことになつて居る。之は線路巡同等のため特に廣くしたるものである。

尙本線路の曲線の場合は其の間は  $w^{min} = \frac{2 \times 22500}{R^m}$  なる式によりて擴大するを要する。

尙停車場構内に於ても軌道間の中心間隔を定めて構内作業上必要な場合は3.8迄荷物積卸場と之に隣接する側線の間は3.4迄車輛と收容を主とするものは3.4と定めてある。(建設規程参照)

路盤の形は表面水平になすと排水をよくする爲め勾配を附するとあり。勾配は二面又は三面とす。



第 81 圖

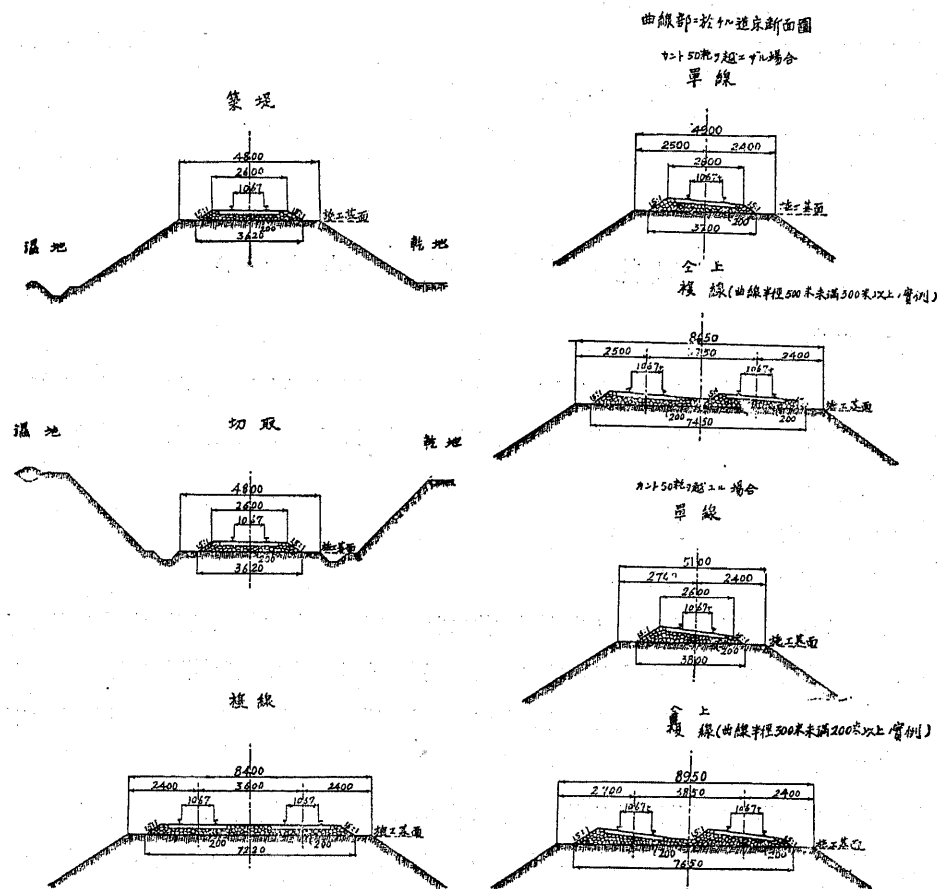
勾配を用ふるものの中央の高さは鐵道によりて異なり 4~15<sup>m</sup> 迄である。又中央を平にする

ものは兩方の勾配は  $\frac{1}{50} \sim \frac{1}{5}$  迄とす。隧道内に於ては水平になすと勾配を附するとあり。勾配を附するものは中央の下水に向つて  $\frac{1}{30}$  位の勾配を附す。

曲線に於ては路盤巾を外方に廣め又路盤を外方に高め砂利の量を減することあり。又築堤の高さに従つて基面巾を増加する國有鐵道に於けるものは次のものである。

#### 土 工 定 規

##### 甲 線



第 82 圖

#### 施 工 基 面 幅

築堤高	國 有 鐵 道				地 方 鐵 道		
	甲 線	乙 線	丙 線	簡易線	<sup>m</sup> 1.067	<sup>m</sup> 1.435	762mm
6米未満の場合	4800耗	4500耗	4200耗				
6米以上9米未満	5100耗	4800耗	4500耗	3,800耗	3,660耗	3,660耗	3,040耗



9米以上12米未満	5400耗	5100耗	4800耗			
12米以上の場合	5700耗	5400耗	5100耗			

施工基面幅は曲線のカント50耗を越えざる場合に於て100耗をカント50耗を越ゆる場合に於ては300耗を中心より外方に於て増加するものとす。

停車場外に於ける複線軌道の中心間隔

曲線半径	甲線	乙線	丙線			
800米以上の場合	3600耗	3600耗	3600耗			
800米未満500米以上	3700耗	3700耗	3700耗	3350耗以上	3350耗以上	2740耗以上
500米未満300米以上	3750耗	3750耗	3750耗			
300米未満200米以上	3850耗	3850耗	3850耗			

第二節 築堤 (Embankment)

(1) 盛土の収縮 (Shrinkage of Embankment)

築堤をなすとき土は収縮して必ずしも盛つた土だけの築堤は出来ない。其の収縮の量は土の種類によりて相違があるのみならず又施工方法によりても差がある。普通の土の収縮は平均したものは次のやうである。

青粘土	12.27%
細砂	7.76%

又數多の工事の平均をとりて見るも10.4%位になつて居る。故に粘土及砂の場合に於ては大約10%位と見て差支へなきものである。之に反して堅岩を切り取りて之を築堤に用ふるときは25%位の増加を來す之は岩の質及び大きさにもよりて異なり堅岩隧道掘削のときの如き岩の増加は50%にも達する。

斯く土砂にて築堤をなす際は豫め其の収縮に備ふる爲め餘分の築堤をなす必要がある。實施に就て餘盛は築堤の高さによりて異ならしめ工事示方書で明示す。普通のものは次の割合でなす。

築堤高	餘盛の高さ	築堤高	餘盛の高さ
		6~9m	高さの7分
3m以下	高さの1割	9~12m	” 6分
3~6m	” 8分	12m以上	” 5分

(2) 築堤沈下 (Subsidence)

築堤をなすに當りて元が湖沼であつた跡又は河流の深淵をなしたる跡等は土の量は何程でも沈下して止め度もないことが屢々起る。斯る所になると沈下する土の量を豫め想像することは困難

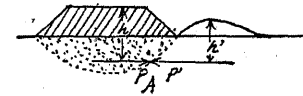
である。故に豫め鐵棒を挿入して軟土の深さを檢して推定するより外はない。線路敷設に當りてはかゝる所を避くる方法をとる。沈下は上記の外普通の場所に於ても多少は存在するが故に土量の計算には前節の収縮量と共に加算するを要するのである。

(a) 沈下大なるときの工法

沈下大なるは土の支持力の弱きより生ずるものなれば築堤の基礎面を廣くして下部の平方面當りの土の重量を減ぜしむるより外はない。之がために普通粗朶敷基礎を作る。粗朶を厚さ60cm位築堤の下部に充分廣く敷き詰めて其の上に築堤をなすのである。

(b) 築堤の安定限度

築堤が沈下して安定する限度は土中の土の壓力が相平均すること例へばA點に於てPは盛土の能働地壓でP'は在來の土の受働地壓とするときは



第88圖

w = 築堤土の重量      w' = 在來の土の重量

h = " 高さ      h' = " 深

φ = " 息角      φ' = " 息角

$$P = wh \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

$$P' = w'h' \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

之が平均するためには P = P'

$$\therefore wh \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = w'h' \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

$$h' = \frac{wh(1 - \sin \phi)(1 - \sin \phi')}{w'(1 + \sin \phi)(1 + \sin \phi')}$$

即ち築堤が沈下して側方が高まり h' に達したるときに初めて安定せらるゝのである。

第三節 路盤の支持力 (Bearing Power of Road Bed)

路盤へ荷重の傳ふる状態は軌條より枕木に枕木より砂利に砂利より路盤に傳はる。壓力は枕木下部に於て大にして順次擴がりて少くなる。同壓力線を引きたるものは次圖にて示す通りで枕木下面が砂利に與ふる平均壓力を100とし其割合で各深度に於ける壓力の状態を示したものである。路盤は此の壓力に抵抗し得なければならぬ。夫れが爲めには相當厚さの砂利を入れて壓力を分布し、又其の厚さに對するだけ路面巾も大にすることを要する。

6"×8"×8"の枕木を用ひて21"を隔て之に Mikado type 機關車をのせ10,400#/□なるとき枕木の下方6"に於て7,800#/□である。又18"の下では最大2,500#/□で平均すると2,000#/□となる。

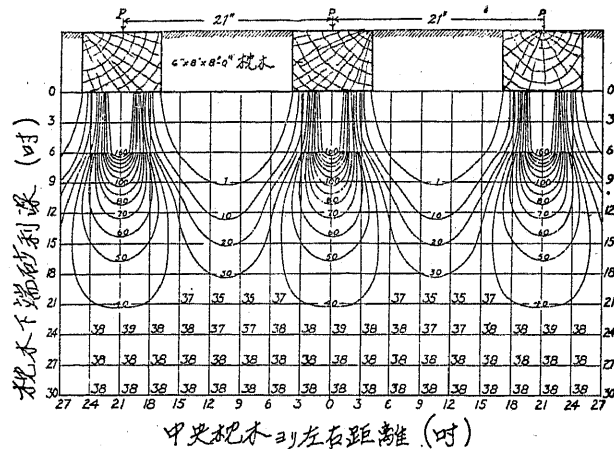
斯く6"下部で普通の土では抵抗することが出来ない。従て地面は沈下することゝなる。18"の深さにて漸く普通の土が抵抗する點に達するのである。

又枕木の長さだけの路盤の中に一樣に上部の重量が分布するとして

枕木下部の壓力を見るに12吋の深さに於ては平均壓力の2.75倍

18 " " " 1.6 倍

枕木下部に於ける砂利の等壓線 (米國技術協會實測)



第 84 圖

又枕木の長さより尙 6 吋の巾だけ廣く分布するときは24吋の深さに於て丁度此の平均壓力と同様となる。之は車輛が靜止の狀態に測定したものである。故に激衝率を加算せなければならぬ。

今車一軸の重量を 60,000# として軸間 5'-6" とし枕木長 8'-6" の面積に於ける平均壓力は 1,280#/方である。砂利12吋の深さに於ける壓力を見るに

$$1,280\#/方 \times 2.75 = 3,520$$

之に激衝率として50%を加ふるときは 壓力=5280#/方 (2.6k#/方) である。路盤の支持力は土の性質によるは勿論尙水分の有無、霜の影響等によりて異なり之を正確に言ふことが出来ないが、普通の土の支持力として知られて居る所のものは次のものである。

1. 泥土又は軟粘土 < 0.50k#/方 (7.1#/方)
2. 土砂又は砂混り粘土 2 ~ 3k# (28 - 43#/方)
3. 砂利又は締りたる粘土 3 ~ 6k# (43 - 85#/方)
4. 硬地盤 > 6k# (85#/方)

故に軟弱なる土質になるときは良質なる土砂を以て或る深さを交換して上部の壓力を一様に分布せしむる方法をとらなければならない。

#### 第四節 築堤切取法面勾配 (Side Slopes of Roadway)

(1) 法面勾配は土の安定して表面を保護する芝草が崩れ落ちない勾配なるを要する。

法面勾配は全く地質によりて判定すべきものにして土質が締りたるものにあつても水の作用を受け易き地質なるときは極めて緩勾配にせなければならない。之に反して水の作用を受け難き土質にありては柔くても急勾配を用ゐるも差支へない。普通用ひらるゝは次のものである。

#### 築堤

土砂 一割五分 (1 <sup>1</sup>/<sub>2</sub> : 1)  
(横) (高)

岩石 一割 (1 : 1) 乃至一割五分

#### 切取

土砂 一割 柔きとき一割五分

軟岩 五分 (1/2 : 1)

硬岩 二分五厘 (1/4 : 1)

軟岩にありては却て急勾配を可とすることあり。之は空氣に曝露せらるゝ面積が少ないからである。

#### (2) 法面保護

##### (a) 芝草付け

盛土斜面には芝の成長に適當なる土壤を置き筋芝となし植へ付け切取面にありては全部張芝となし竹串の類を以て剝脱を防止す。此の際に法面は少くも切取は1割、築堤は1.5割とせなければ芝は離脱する。

##### (b) 張石又はコンクリート張

土の崩壞の虞れある個所へは張石又はコンクリート張となす。水の浸出する個所にありては玉石空張となす。コンクリート張を用ふるときには所々水抜き孔を要する。コンクリート張を用ふるときは厚さを薄くなし得る得點がある。

##### (c) 「セメントガン」による「モルター」吹付

斜面岩石にて岩片離脱して線路上に轉び落つる如き所へはセメントガンを使用してモルターを吹きかけ岩片の離脱を防止する。併し岩石の表面水の浸出する所には少なくとも 8cm 以上の厚さを要し餘りに薄きときは土との間の水分は氷結して膨脹の爲め離脱する。

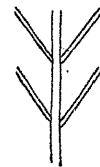
セメントガンを用ひて表面保護工を施すは前の張石又はコンクリート張りと比較して工事費を減ずることが出來て丁度 1/2 ~ 1/3 の工費にて足る。是は必要によりて厚さを適宜になすことが出来るからである。

著者はセメントガンを初め横須賀線復線建設の際に切取面に使用した。是は我國にて初めて使用したものであつた。此附近は土丹盤にて地質硬きも風雨に胃され易きによりてセメントガンを用ひてモルターにて表面を被覆したのであつた。其厚さを 2 ~ 3cm になしたが冬期モルター層は地盤の濕氣が氷結膨脹したる爲め龜裂を生じ離脱するに至つた。是はモルター層が餘り薄かつた爲めである。併し乍らセメントガン

によりてモルタルの厚き層を施行するは工費増加するが故にセメントガンの有効なるは水氣のなき硬き岩盤の離脱するときに厚薄層何れをも混用して之を防止する際に適する。

第五節 排水 (Drainage)

線路兩側には排水溝を設く。巾は水量によるも普通底巾 30cm とす。勾配を附し水の流通をよくなさしむ。故に切取個所に於ける施工基面は幾分線路撰定の際に勾配を附し置かねばならぬ。溝のみにて勾配を附すときは深くなるからである。



第 85 圖

切取の法面は濕潤の個所には豎下水を設く。時には中央に縦溝を設け兩側は斜に枝溝を出して中央の溝に集むる。此の際溝は盲下水になし又はコンクリートにて開き溝を築造する。又法の表面全部に亘りて張石をなし表面より地面を押へて水は張石裏を傳ひて下方に流れ出づる如くなさしむ。切取の崩壞は排水不十分に歸することが多い。水は地中に滲入し表面土砂は自分の重量に堪へ得ずして所謂地滑りを起

して線路を埋没するものである。

線路と平行の切取法の面に設くる水路は出來得るだけ避くるを可とし漏水して法面を濕潤ならしむのみならず冬期結氷して春期融解の際法面全部を破壊する。

線路下部下水。

線路下部より湧水あるときは普通盲下水 (Blind Drain) を造り湧水を集め兩側の側溝に排除するも、之は時日を経るに従て泥土は盲下水の玉石間を填充し排水充分ならずして、線路面に浸出する。故に蓋石下水にするを最も可とす。時には粗朶を束にして埋設する方盲下水になすに優る。

第六節 土砂掘鑿器械 (Power Shovel)

[I] スチーム及ガソリンシヨベル (Steam Shovel and Gasoline Shovel)

蒸氣を用ふるものとガソリンを用ふるものとある。後者は小型に用ひらる。掘鑿器械を用ふる場合に其の大きさを決定するには土の量によらなければならぬが、普通鐵道に用ふるものは 60 ~ 80 噸シヨベルである。土坪の少き一杆に付 12,000 立方米位なるときは小型回轉式を可とし、順次増して

一杆に付	12,000~20,000立方米に至れば	50噸
"	20,000~30,000 "	60~80噸
"	30,000立方米以上 "	100噸

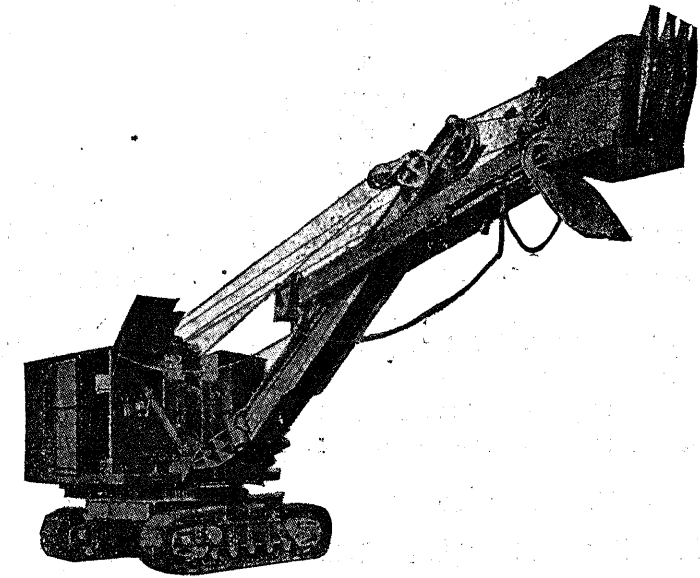
を可とするも之を載せる地盤が此の重量に堪へなければならぬ。

シヨベルを使用するには土の運搬方法を主なるものとする。之を常に働かしむる爲めに其の下

部に常に土運車を置かなければならぬ。其の土運車の供給が能率を左右することになる。故にシヨベルに接して軌道を布設して積込中のものと運送中のものを用意して絶へず運轉するによりて能率を増すことが出来る。軌道は二線を布設して一線には積込中の列車を入れ他線には次に積み込むべき空の列車の收容線とする。

この機械は動臂を有し蒸汽其の他の動力に依つて何れの方向にも自由に廻轉される。シヨベルは圓狀をなし先端には刃を備へ土砂中に容易に喰ひ入ることが出来る。

シヨベルには長い柄がついて居つて柄には齒が直線に並んで動臂中程の齒車に噛み合ひ上下に動く。又動臂の先端にはシーブがあつて捲揚ドラムから導かれた索は之にかけられてシヨベルに取付けられこの索を捲きとればシヨベルは土砂を掬ひ取る作用をなす。シヨベルの底には蝶番付の扉があり門でしめられる様になつて居る。



第 86 圖 シヨベル

今實例として鐵道省東京第二改良事務所管内の四谷御所隧道土砂掘鑿用として東口にはビサイラス會社のスチームシヨベル (0.8立方米) を用ひ、西口にはデーゼル、オイル、シヨベル (0.6立方米) を用ひたが其のときに兩者の運轉費用を實際に計つて比較したものを掲げると次の通りである。

スチームシヨベル

一日 10 時間作業して平均 120 立方米の土砂を處理する。

石	炭	800斤	14.00
水		23.5石	1.05
オ	イ	0.5斤	0.135
グ	リ	1.0听	0.27
シ	リ	0.7升	0.21
ボ	ロ	0.2貫	0.20
小	計		16.17

一立方米當り 0.185 以上消耗品費

運轉手	1人1日	円 3.50
火夫	1人1日	2.50
小計		6.00
合計		22.17

一立方米當り費用 0.183

ディーゼルショベル

一日 10 時間作業して平均 108 立方米の土砂を處理する。

重油	30升	円 3.60
石油	0.8升	0.24
ガソリン	0.8升	0.32
オイル	1.8升	0.48
グリース	1.0听	0.27
ボロ	0.5貫	0.26
小計		5.17

一立方米當り 0.048 以上消耗品費

運轉手	1人1日	円 3.50
合計		8.67

一立方米當り費用 0.08

即ちこれで見ると同じ仕事をするのにディーゼルショベルを使へば半分以下の運轉費で間に合ふことになる。但し後者の方は幾分高價なると取扱に相當の練習を要すること並に故障修繕が前者程手軽にゆかないことの缺點がある。

此何れを使用しても掘鑿費は人力に比して極めて安く  $\frac{1}{5} \sim \frac{1}{10}$  の工費で出来るけれども、之を準備する爲めには次の價格を要する。

スチーム、ショベル	0.8 立方米のもの	40,000 圓
ディーゼル、ショベル	0.6 立方米のもの	45,000 圓

(II) 壓搾氣ショベル (Air Operated Shovel)

隧道又は地下鐵道に於て土の掘鑿に用ふ。只蒸氣に更ふるに壓搾空氣を用ひたるのみに止まる。之を地表に用ひては經濟的ではない。

(III) 電氣ショベル (Electric Shovel)

未だ一般に使用せられざるも順次使用せられんとして居る。只此の式の缺點は掘鑿中は電力を要すること大なるも、其の後は殆ど不用にて電氣の不規則ピークを生じ従て電力料金の嵩ることと同じ電導線を他の器械と同時に使用するときはショベルが働いて居る際は他は止ることになる。普通使用せらるゝは小型のものである。

(IV) 電氣水壓ショベル (Electro-Hydraulic Shovel)

電力により水に壓力を加へ置き其水を使用するもので電氣は均等に用ひらる。未だ充分發達せざるも將來大いに使用せられんとして居る。

(V) ドラッグライン掘鑿機 (Drag-Line Excavator)

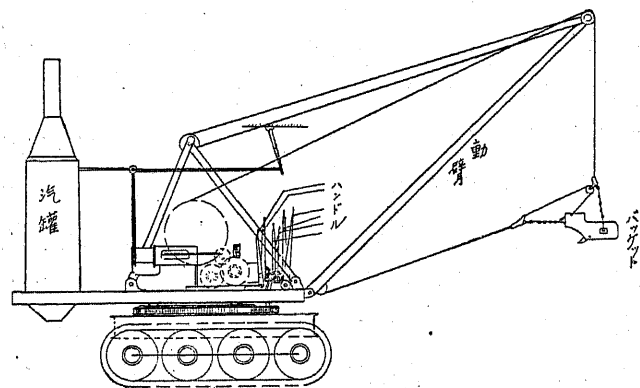
スチームショベルと同様に用ひらるるも使用箇所を異にする。スチームショベルは何れの所に

も適するも此ものは土質が柔くて掘鑿容易なる所に用ひて適當である。又は土の運搬を要せざる所例へば運河の掘鑿等に用ふるに適する。又湧水ある所に用ひても便利である。

之を鐵道にて東海道線稻澤操車場の土工に用ひ田の面を土取場として土運車にて運搬した例を見るにバツケットの容量は 0.6 立方米で土運車は 12~13 輛よりなる列車を備へ、掘鑿箇所には線路二線を設け第一列に積み込み盛土個所に送ると次に第二線に待合せ中の列車に積み込むのである。この器械に適當の土質は粘土で、掘鑿機は掘鑿一回に約 30 秒を要し土運車一車を二回で満載した。一列車に積み込む時間は約 15 分で土捨場迄の往復 15 分、取卸 20 分、合計 50 分にて出来一日 180 立方米内外の成績を擧げた。荷取卸に時間を要する爲めに更に一列車を準備して三列車にて作業したるに一日能く 270 立方米位の成績を得た。

此の器械の優れて居る點は作業簡單にして消耗品小なく修繕費も少く掘鑿量も相當あることである。前記の場合の掘鑿量は土の運搬によりて左右せられて居るけれども之を線路の片切取の如き場合に用ふるときは一日能く 600 立方米位はなし得る。

(器械代 38,000 圓 運送費 600 圓 組立費 600 圓 計 39,200 圓)



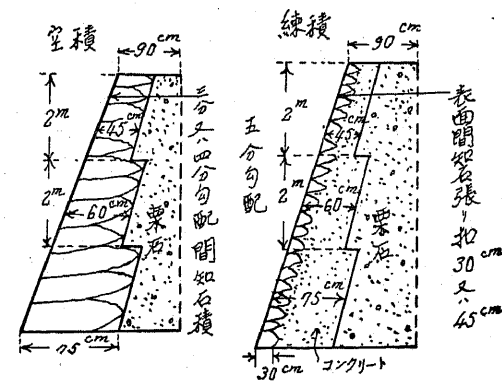
第 87 圖

第七節 石垣 (Retaining Wall)

(1) 土留石垣

築堤の法尻又は切取の法尻には土の崩壊を防止する爲めに土留石垣を設く。高さ低きときは玉石積又は割石積にして其の地方産出の材料を用ふると雖も高さの増加に伴ひて間知石積を用ひ尙一層増加するに従ひて間知石練積又はコンクリート壁にする。

線路側に設くる石垣は天端 90mm を要し石材も扣 45mm を用ひ高さ増すに従て扣長を増し高さ 2m 毎に 15mm を増し高さ 6m 以上に至れば練積



第 88 圖

とする。此際表面の石積は扣 30mm 位のものを用ふるは普通の施工方法である。又勾配も低きときは三分又は四分勾配となし高きに至つて五分勾配となす。

(2) 側溝石垣 (Side Drain)

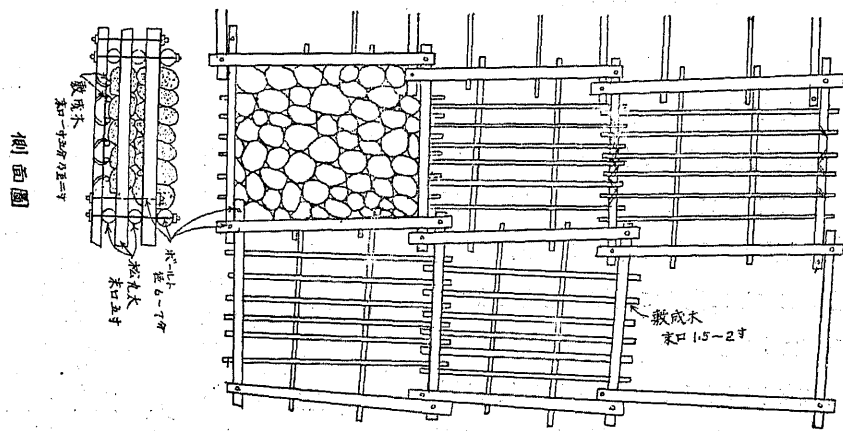
線路の兩側排水を充分ならしむる爲めに設くるもので殊に凍み上りの大なる所に於て此必要あり。延長長きに亘るが故になるべく低廉なる材料を可とす。普通玉石又は割石積となす。著者は石炭燃殻コンクリートを用ひて築造したるに價格は普通石積に比して二分の一にて足り好成績を得た。

(3) 川溝石垣

築堤が川溝に沿ふ場合には築堤の法尻に石垣を設けて疏水を充分ならしむると共に大なる河川に沿ふ場合は更に上方の法面に張石をなして防備す。基礎は杭打胴木工となし水流の爲めに掘鑿崩壊せられざる様になす水流急激なる處に設くる場合に基礎へ井筒を沈下し上部をアーチにてつなぎ其上に築造したる例あり。然れども井筒間が掘進せらるゝ場合には後部の土砂は洗ひ去るるを以て斯る個所にありては却て川に沿ひて圓形橋脚を設け橋梁になすを可とする。

又直接石垣の基礎を洗はるるを防止する爲めに石垣の前面に防護工を設くる。此の際木工沈床を設けるのが最も有效である。木工沈床は小西式と呼ぶるゝもので水に掘らるるとき弾力性を有して先端より順次下降して夫れ以上の水の掘進を防止して他の種類の水制に比して結果良好のものである。著者は之を東海道線富士川橋臺防禦に用ひたるが、洪水に際して効果充分であつた。併し乍ら洪水毎に部分的に破損し屢々修復を要して永久的のものとしては尙工夫を要するものである。

小西式木工沈床  
平面圖



第 89 圖

第八節 土留石垣の設計 (Design of Retaining Wall)

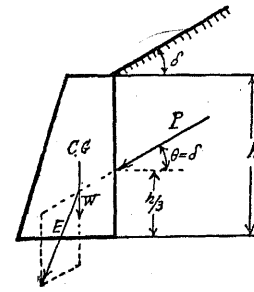
$\phi$  = 土の息角

$W$  = 土の單位重量

横壓力  $P$  は次の式で知ることを得る。方向は表面に並行とする。

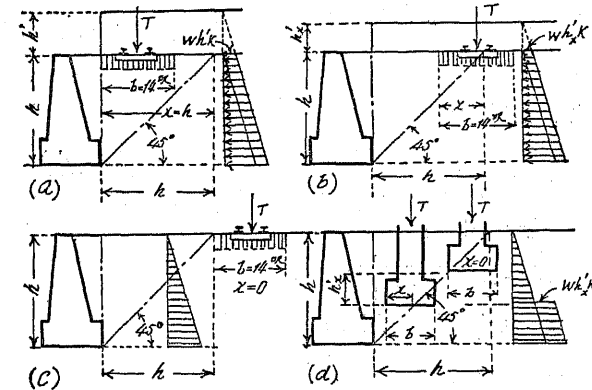
$$P = \frac{1}{2} wh^2 \cos \delta \frac{\cos \delta - \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}}{\cos \delta + \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}}$$

次に土留石垣の重量  $W$  を計算してこの二力の合成力  $E$  が基礎面に於ける土の支持力以内なることを要する。次に上部線路あるときは線路重量は上載荷重として計算する。米國鐵道技術協會にて定めあるものは次のものである。



第 90 圖

線路重量の換算上載高



第 91 圖

$T$  = 石垣單位長に於ける上部線路重量

$b$  = 線路重量の擴る巾

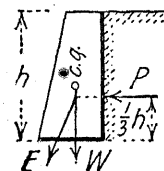
$h'$  及び  $h'_x$  = 線路荷重の換算高

$$h' = \frac{T}{bw}$$

$$h'_x = h' \frac{x}{h} \quad \text{Safe Side}$$

計算例

1. 垂直壁上部水平面なる場合



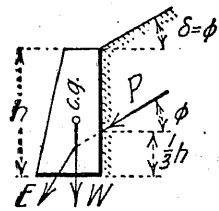
第 92 圖

$$P = \frac{1}{2} wh^2 \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1}{2} wh^2 \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

For  $\phi = 1 \frac{1}{2}$  to  $1 = 33^\circ - 42'$ ,  $P = 0.143wh^2$

For  $\phi = 1$  to  $1 = 45^\circ$ ,  $P = 0.086wh^2$

2. 垂直壁上部傾斜面なる場合



第 93 圖

$$P = \frac{1}{2} wh^2 \cos \phi$$

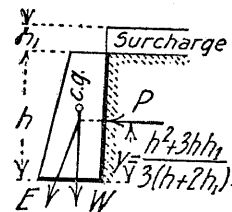
For  $\phi = 1 \frac{1}{2}$  to  $1 = 33^\circ 42'$

$$P = 0.416wh^2$$

For  $\phi = 1$  to  $1 = 45^\circ$

$$P = 0.353wh^2$$

3. 垂直壁上載荷重ある場合



第 94 圖

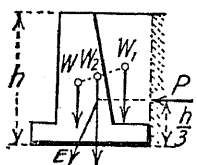
$$h_1 = \frac{\text{上載重量(單位面積當り)}}{w}$$

$$P = \frac{1}{2} wh (h+2h_1) \frac{1-\sin \phi}{1+\sin \phi}$$

For  $\phi = 1 \frac{1}{2}$  to  $1 = 33^\circ 42'$ ,  $P = 0.143wh(h+2h_1)$

For  $\phi = 1$  to  $1 = 45^\circ$ ,  $P = 0.086wh(h+2h_1)$

4. 裏面傾斜壁上部水平面の場合



第 95 圖

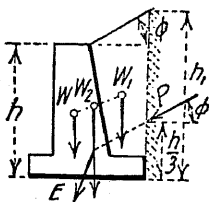
$$P = \frac{1}{2} wh^2 \frac{1-\sin \phi}{1+\sin \phi} = \frac{1}{2} wh^2 \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$W_2 = W + W_1$$

$W$  = 土留壁單位長の重量

$W_1$  = 土留壁後部土の單位長重量

5. 裏面傾斜壁上部傾斜面の場合

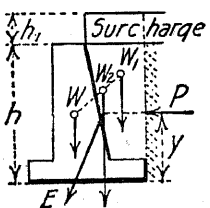


第 96 圖

$$P = \frac{1}{2} wh_1^2 \cos \phi$$

$$W_2 = W + W_1$$

6. 裏面傾斜壁上載荷重ある場合

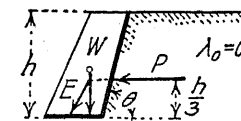


第 97 圖

$$P = \frac{1}{2} wh (h+2h_1) \frac{1-\sin \phi}{1+\sin \phi}$$

$$y = \frac{h^2 + 3h_1h}{3(h+2h_1)}$$

7. 傾斜壁上部水平面なる場合

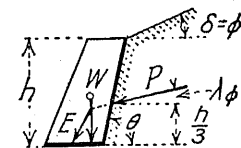


第 98 圖

$$P = \frac{1}{2} wh^2 K_0$$

$K_0$  は次の圖表より求む

8. 傾斜壁上部傾斜面なる場合

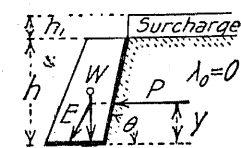


第 99 圖

$$P = \frac{1}{2} wh^2 K_\phi$$

$K_\phi$  及  $\lambda\phi$  は次の圖表より求む

9. 傾斜壁上載荷重ある場合



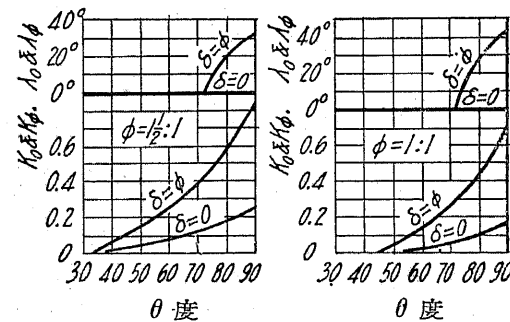
第 100 圖

$$P = \frac{1}{2} wh(h+2h_1)K_0$$

$$y = \frac{h^2 + 3h_1h}{3(h+2h_1)}$$

$K_0$  は次の圖表より求む。

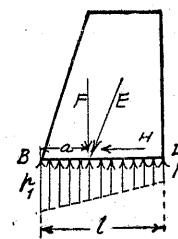
10.  $K$  及び  $\lambda$  の値



第 101 圖

(Howe: Retaining Wall. 参照)

底部壓力計算



第 102 圖

石垣の底部 BD に来る壓力 E の分布を一端  $p_1$  とし他端を  $p_2$  とする。

今  $p_1, p_2$  の値を求む。F = 垂直力 H = 横力 E = 合成力

$$(1) F = \frac{p_1 + p_2}{2} \times l, \quad p_2 = \frac{2F}{l} - p_1 \dots \dots \dots (1)$$

$$Fa = p_2 \times l \times \frac{l}{2} + \frac{p_1 - p_2}{2} \times l \times \frac{l}{3} \dots \dots \dots (2)$$

(1) (2) 式より

$$p_1 = (4l - 6a) \frac{F}{l^2}$$

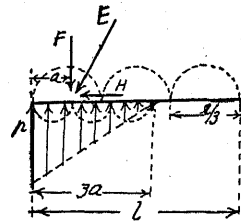
$$p_2 = (6a - 2l) \frac{F}{l^2}$$

(2)  $a = \frac{1}{3}l$  なるとき

$$p_1 = \frac{2F}{l}$$

$$p_2 = 0$$

(3)  $a < \frac{1}{3}l$  なるとき



$$p = \frac{2F}{3a}$$

第 103 圖

設計に就て注意事項

(1) 土の息角

築堤土砂が  $1\frac{1}{2} : 1$  の勾配で保持せらるゝ様なとき其の角度は  $33^{\circ}42'$  である。又乾砂の如きものにありて  $1:1$  の勾配を保持せらるゝとき其角度は  $45^{\circ}$  で地質によりて適當に決定する。

(2) 土留石垣の前趾に來る壓力 ( $p_1$ ) は土の支持力以内であらねばならぬ。

(3) 土留石垣が築堤其の他の沈下し易き土質の上に設けらるゝ場合は合成力 E は底の中心又は其の内側にある様に設計して前方に倒れるより寧ろ背部の土に據りかゝる様に設計するを要する。即ち  $a \leq \frac{l}{2}$  になす。

(4) 基礎が土質なるときは沈下する懼れなき場合にも  $a \leq \frac{l}{3}$  だけになすことを要する。

(5) 土留石垣が堅牢なる岩石又は杭打基礎の上のりて前趾に於ける壓力  $p_1$  を充分支持し得らるゝ場合には合成力 E は幾分  $\frac{1}{3}l$  の外へ出るも可とする。即ち  $a < \frac{1}{3}l$  にすることが出来る。

(6) 土留石垣は底部に於ける摩擦によりて背部の横推力の爲めに滑り出さないだけの厚さを要する。之は前の顛倒に對するだけあれば大抵充分なるも尙再檢することを要する。

前圖に於て  $F \times (\text{石垣底部と土との間の摩擦}) > H$

又は  $F \times 0.3 > H$

(7) 土留石垣は腹部に於て前面に弓形に押し出さるゝことあり是は空積に於て屢々起ることで裏込の厚さが土の横推力に對して少きに起因するにより中間の厚さにも注意を要す。

(8) 土留石垣の背面は排水を充分ならしむる様に栗石を入れ置くことが必要である然らざればより大なる水の壓力を受くることとなる。  $\phi = 30^{\circ}$  の土圧  $\frac{1}{2} \rho h^2 + \rho h$  比し水圧  $\rho h^2 + \rho h$ 。

(9) 石垣基礎は寒氣に冒されざるだけ地中深く入れ置かなければならぬ。

(10) 土留石垣の高さ大なるに至るときは地震に對して再檢することを要す。

第九節 土留柵 鐵道に於ての餘り用はラバ

築堤法尻に石垣の代りに用ふ。法尻に沿ひて  $70 \sim 80\text{cm}$  間に杭木を打ち込み其間を粗梁にて縫ひ土留となし後方へ盛土をなすもので、假工事の場合に使用し鐵道工事には餘り使用せられない。著者は常盤線複線工事に際し土浦附近の池中の盛土をなすに當り、杭は鐵筋コンクリート杭を打ち込み控をとり是に鐵筋コンクリート板を取り付け、後部より盛土をなしたるに良好なる成績をおさめた。勿論斯る個所には土留石垣を設くるを普通の工法とするも是が施工には締切と水かへをなすを要し、従つて多大の工費を要するを以て直に水中に柵を作りて盛土をなしたるもので著しく工費の節減を得た。同じ構造法を停車場乗降場擁壁に應用せしに在來の石積に比して工費を節減したるによりて其後諸所に用ひられ、今日にては一般の工法となるに至つた。

第四章 伏樋 (Drain)

*Drain Culvert Bridge.*

國有鐵道に於ては費目上より橋梁を便宜三つに別ちて伏樋、溝橋、橋梁となして居る。伏樋は徑間  $1\text{m}$  以下のもので  $1\text{m}$  以上  $5\text{m}$  迄を溝橋となし  $5\text{m}$  以上を橋梁と區別してある。従つて此の名稱によりて拱形たると開渠たるを問はず、唯徑間によりて區別する。

第一節 盲下水 (Blind Drain)

築堤の素地に於て湧水のあるときに使用する。素地に溝掘をなし其の中に玉石又は碎石を入れ水の流れを計り上部に至るに従て順次小なるものを撰み内部に土砂の入るを防止す。水量の大なる場合に適せず。

第二節 土管 (Vitrified Earthen Pipe)

水量の稍多き場合に用ふ。普通  $23\text{cm}(9'')$ ,  $30\text{cm}(1'-0'')$ ,  $45\text{cm}(1'-6'')$  の三種とし徑の小なるものは水量の點よりは寧ろ將來の掃除其の他維持の上より使用せず。

### 第三節 混凝土管 (Concrete Pipe)

鐵筋を入れるを普通とす、築堤高きときは上部の土の壓力のために土管にて破損することあり斯る場合に使用す。内徑も土管より大なるものを用ひ 60<sup>mm</sup> を普通とす。強度の點より土管と比するに次の表の如く初め龜裂の入る迄は何等土管と異なるなきも其後破壊せらるゝ迄の強度は遙かに大である。併し龜裂の入る迄上部に荷重を置くは不可にして此際は管厚の大なるものを用ひなければならぬ。

野幌煉瓦株式會社製土管

昭和二年十月二十八日破壊試験施行

内 徑	有效厚さ	有 效 長	龜裂初め の 荷 重	長さ一尺 當り強度	破壊荷重	長さ一尺 當り強度
尺	尺	尺	封度	封度	封度	封度
2.5	0.18	1.8	3,500	1,944	3,500	1,944
2.0	〃	〃	2,600	1,444	2,600	1,444
1.5	0.17	1.8	3,000	1,667	3,650	2,028
1.0	0.125	1.9	6,500	3,421	6,750	3,553
1.0	0.14	1.9	3,100	1,632	4,100	2,158

東邦混凝土株式會社製鐵筋コンクリート管

昭和二年十月二十八日破壊試験施行

製作年月日	内徑	有效厚さ	有效長	龜裂初め の 荷 重	長さ一尺 當り強度	破壊荷重	長さ一尺 當り強度
天正	尺	尺	尺	封度	封度	封度	封度
15.7.31	2.0	0.18	1.5	2,400	1,600	4,100	5,300
〃	1.5	0.15	1.8	2,850	1,500	9,050	5,020
15.7.23	1.0	0.15	1.7	2,500	1,471	10,300	6,050
15.8.4	1.0	0.13	1.7	4,250	2,500	10,100	5,941

### 第四節 下 水 (Drain)

水路底面が線路基面に接し土管を埋設する空間なき場合に用ひ、従て下水の側壁面上には直に枕木を据へ付くる。下水の徑間は枕木間隔によりて定まるものにして普通 45<sup>mm</sup> 迄である。

### 第五節 箱 下 水 (Box Drain)

築堤高く水量の大なる場合に使用す。両側は石又は煉瓦積或はコンクリートとし石蓋を置く。

### 第六節 吮 放 管 (Siphon)

線路が水路を切り取る時は疏水の爲めに吮放管を設く。切取の兩肩に取水溜と放水溜を各設

け兩方の切取り法面及び線路の下部を通じ土管を埋設するもので、線路下の部分は粘土を厚く塗り列車激衝に對して破損せられざらしめ法面の下方線路兩側には掃除柵を設置すると共に土管は疏水の必要以上に太さを大になし掃除に便ならしむる。切取の高さ大なるに従て水の壓力も大となる故に線路の下部に當る部分はコンクリート巻になし時には鐵管を使用する。

## 第五章 溝 橋 (Culvert)

開渠、拱渠、函渠とし開渠は築堤の低き場合に用ひ拱渠及び函渠は築堤深き場合に於て又函渠は徑間の小なる場合に用ふ。

### 第一節 溝橋の徑間 (Span of Culvert)

徑間を定むるに開渠は普通築堤高と同じとなすと雖も何れも降雨時の最大流量を流し得る大きでなければならない。

徑間を決定するに主なる事項は次のものである。

- (1) 流域
- (2) 雨量
- (3) 地形
- (4) 地面勾配、雨水を流出するに緩急あり
- (5) 地面種類、耕作地、牧場、荒廢地等によりて雨水を吸収する量に相異あり。
- (6) 温度
- (7) 地面が水を飽和する有無

今日迄存在する公式にて徑間を決定するものは次の如きものである。之は米國にて用ふるものなれば日本にて用ふる場合には多少の變更を要するは勿論である。

$x$  = 水路の斷面積 (平方呎)

$A$  = 流域面積 (エーカー)

$M$  = 同 (平方哩)

$C$  = 定數

$Q$  = 流量 (立方呎/秒)

(1) Col. Myers 氏公式  $x = C\sqrt{A}$

平原地帯…………… $C = 1$

山地帯…………… $C = 4$

(2) R. M. Peck 氏公式  $x = \frac{A}{C}$



(3) Engineering News 公式  $x = \sqrt[3]{8A}$

(4) J. T. Fanning 氏公式  $x = 50\sqrt[6]{M^5}$

(5) Robert Mc. Math 氏公式  $x = 0.34375\sqrt[5]{15A^4}$

(6) A. N. Talbot 氏公式  $x = C\sqrt[4]{A^3}$

C = 22.8 平原より山地帯迄

(7)  $x = \frac{F}{10}$  一平方哩より廣き場合

$x = \frac{F}{CV}$  小流域の場合

F = 流量

C = 定數 V = 流速度 呎/秒

$F = \frac{3,000 \times M}{3 + 2\sqrt{M}}$

以上(7)までの式は非常の相違があつて其の何れを正しきものとして採用するか取捨に苦むも前記の調査事項によりて適當に按配するより外ない。(5)(6)式は略一致す。

斯く前掲の式は唯大さの見當を知るに止まるを以て適當の方法としては其の川の前後の状態によりて推定するが確かなる方法である。若し上流又は下流に道路橋又は流量を測定し得らるる所に於て最大洪水時の浸水の状況によりて次の Kutter 氏公式によりて流量を計算し更に橋梁架設附近に於ける流速によりて徑間を定むるのである。

水路斷面積 (平方呎) =  $\frac{\text{流量(立方呎/秒)}}{\text{平均流速(呎/秒)}}$ , 平均流速 =  $C\sqrt{r \times s}$

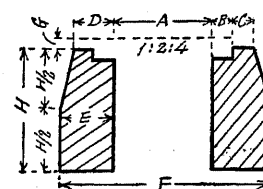
s = 勾配, r = 動水半徑 =  $\frac{\text{水流斷面積(平方呎)}}{\text{潤周(呎)}}$

$C = \frac{41.6 + \frac{0.00281}{s} + \frac{1.811}{n}}{1 + \sqrt{\frac{0.00281}{s} \times n}}$

n の 値		不 規 則 斷 面	
等 一 斷 面		締りたる砂利	0.020
鈰仕上板樋	0.009	石塊及び雜草を交る土質	0.030
セメント仕上げ	0.010	玉石交り急流	0.050
粗石積	0.017		

第二節 開 渠 (Open Culvert)

石、煉瓦又はコンクリート造とし國有鐵道にて規定せる寸法は次の様である。



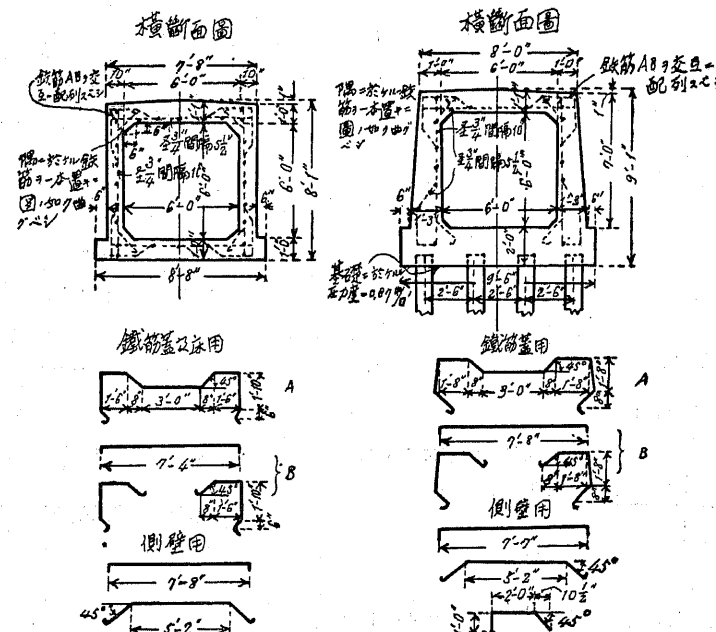
第 104 圖

A	B	C	D	E	F	G	H	體積
徑間呎	呎吋	呎吋	呎吋	呎吋	呎吋	吋	呎吋	立方呎
3	8	6	1 2	1 2	5 4	4	3 0	7.336
4	8	7	1 3	1 6	7 0	4	4 0	11.972
6	9	9	1 6	2 3	10 8	4	6 0	25.498
8	1 0	1 0	2 0	3 1	14 2	5	8 0	46.286
10	1 2	1 3	2 5	4 0	18 0	8	10 0	74.814

體積は延長一呎に付兩側壁の體積にして地盤良好ならざる場合には基礎コンクリートを連続せしむる。コンクリート割合は 1:3:6 とする。

第三節 函 暗 渠 (Box Culvert)

鐵筋コンクリート函渠、(鐵道省大臣官房研究所編纂鐵道設計圖表全集参照)



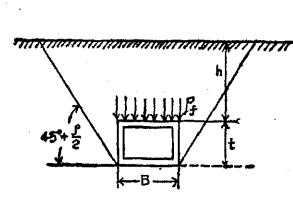
第 105 圖

第 106 圖

計算例

活荷重 E 33 換算重量土高 5' 蓋の上面より F. L. 迄の高さ 2.5 ~ 15 呎 蓋に作用する垂直荷重は上部の土の重量をとると雖も高さ増すときは Bielbaumer 氏式によりて計算する。

$P_f =$  蓋上面垂直荷重 (單位面積)  
 $h =$  蓋上面土高 (動荷重換算高を含む)  
 $\rho =$  土の息角



第 107 圖

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

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

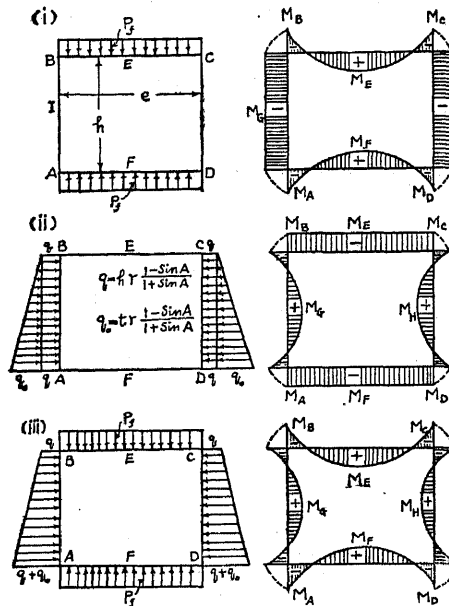
r = 土の單位重量

$$P_f = rh \left[ 1 - \frac{hk}{kh+B} + \sqrt{\left( \frac{kh-B}{2} \right)^2 + h^2 C^4} \right]$$

M = 彎曲率

Q = 剪力

函管渠は函框として上部の重量と側面よりの壓力に對し計算し次の (i) は前者を計算し (ii) は後者の計算 (iii) は合計である。



第 108 圖

$$\left\{ \begin{aligned} M_B = M_A = M_C = M_D = M_G = M_H &= \frac{-P_f l^2}{12(1+k)} \dots (1) \\ M_E &= -\frac{P_f l^2}{12(1+k)} + \frac{P_f l^2}{8} \quad k = \frac{hI_2}{lI_1} \text{ とす} \end{aligned} \right.$$

I<sub>2</sub> = 横桁の慣性率

I<sub>1</sub> = 縦柱の慣性率

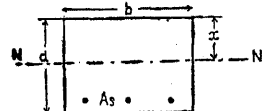
$$\left\{ \begin{aligned} M_B = M_C &= -\frac{q_0 h^2 k}{12(1+k)} - \frac{k(2k+7)q_0 h^2}{60(k^2+4k+3)} \dots (2) \\ M_A = M_D &= -\frac{q_1 h^2 k}{12(1+k)} - \frac{k(3k+8)q_0 h^2}{60(k^2+4k+3)} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_B &= -\left\{ \frac{P_f l^2}{12(1+k)} + \frac{q_0 h^2 k}{12(1+k)} + \frac{k(2k+7)q_0 h^2}{60(k^2+4k+3)} \right\} \\ M_A &= -\left\{ \frac{P_f l^2}{12(1+k)} + \frac{q_1 h^2 k}{12(1+k)} + \frac{k(3k+8)q_0 h^2}{60(k^2+4k+3)} \right\} \\ M_E &= M_B + \frac{P_f l^2}{8} \text{ (此の } M_B \text{ は } (-) \text{ である)} \end{aligned} \right. \dots (3)$$

$$Q = Q_0 + \frac{M_C - M_B}{l} \quad \text{但し } Q_0 = \frac{1}{2} P_f l$$

前記の力率によりて鐵筋コンクリート箱暗渠の寸法を計算すると次の通りである。

(鐵道省鐵筋混凝土橋梁設計心得參照)



第 109 圖

f<sub>s</sub> = 鐵筋の抗張力

v = 剪力

u = 粘着力

U = 鐵筋周圍面積

A<sub>s</sub> = 鐵筋の斷面積

m = 剪力に對して必要な傾斜鐵筋の數

L = 桁を單桁と考へたる場合の有効徑間

$$x = \frac{nA_s}{b} \left\{ \sqrt{1 + \frac{2bd'}{nA_s}} - 1 \right\}$$

$$f_c = \frac{2M}{bx(d' - \frac{x}{3})}$$

f<sub>c</sub> = コンクリートの抗壓力

n =  $\frac{\text{鋼の彈性係數}}{\text{コンクリート}} = 15$

d' = 下部鐵筋より桁上面迄の距離

$$f_s = \frac{M}{A_s(d' - \frac{x}{3})}$$

$$v = \frac{Q}{b(d' - \frac{x}{3})}$$

$$u = \frac{Q}{U(d' - \frac{x}{3})}$$

$$m = \frac{vbL}{4\sqrt{2} f_s A_s}$$

許容應力

$$f_c = 500 \text{ \#/} \square \text{ or } 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$u = 80 \text{ \#/} \square \text{ or } 6 \text{ kg/cm}^2$$

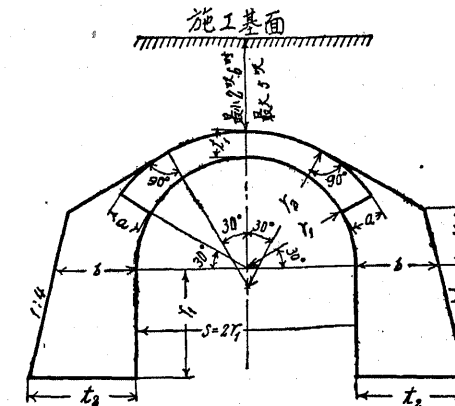
$$v = 60 \text{ \#/} \square \text{ or } 4 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 15,000 \text{ \#/} \square \text{ or } 1,000 \text{ kg/cm}^2$$

但し鐵筋の端を充分碇着するときは  $u = 160 \text{ \#/} \square \text{ or } 11 \text{ kg/cm}^2$

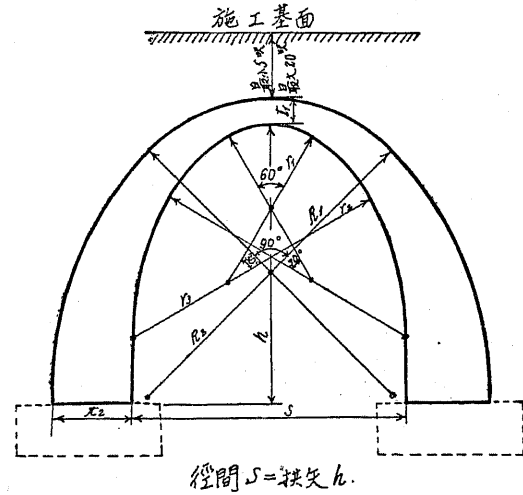
第四節 拱 渠 (Arch Culvert)

寸法は土の厚さによりて壓力線を入れて定むべきものなるも國有鐵道にて規定せるものは次のものである。



第 110 圖

徑 間 s = 2r <sub>1</sub>	拱頂の厚さ t <sub>1</sub>	a	b	t <sub>2</sub>	r <sub>1</sub>	r <sub>2</sub>	y
6'-0"	10"	1'-0"	2'-3"	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 $\frac{5}{8}$
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 $\frac{5}{8}$



第 111 圖

径 間 s	拱頭の厚さ t <sub>1</sub>	基拱線に於ける厚さ t <sub>2</sub>	R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	r <sub>1</sub>	r <sub>2</sub>	r <sub>3</sub>
6'-0"	9"	2'-6"	4'-3"	8'-6"	1'-9 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> "	3'-6 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> "	6'-0"
8'-0"	10"	3'-0"	5'-5"	10'-10"	2'-4 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> "	4'-9 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> "	8'-0"
10'-0"	1'-0"	3'-6"	6'-7 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> "	13'-0 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> "	2'-11"	6'-0"	10'-0"
12'-0"	1'-3"	4'-0"	7'-9"	15'-5"	3'-6 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> "	7'-2"	12'-0"
15'-0"	1'-6"	4'-9"	9'-5 <sup>3</sup> / <sub>4</sub> "	18'-11 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> "	4'-4 <sup>3</sup> / <sub>4</sub> "	9'-0"	15'-0"
18'-0"	1'-9"	5'-6"	11'-2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> "	22'-5 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> "	5'-4 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> "	10'-8"	18'-0"
20'-0"	2'-0"	6'-0"	12'-4 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> "	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撰用すべし。混凝土の調合は 1:2:4 とす

## 第六章 橋 梁 (Bridge)

### 第一節 橋梁の設計 (Design of Bridge)

國有鐵道の建設規程として本線路に於ける橋桁は支間 3.5<sup>m</sup> 以上のものは木造となすことは出来ないことになつてゐる。橋梁の径間は水流の量によりて決定し桁の下端は流出物を考慮し普通鋸桁にありては 60<sup>m</sup> 乃至 1<sup>m</sup> 桁に於ては内務省の規定として 1.5<sup>m</sup> 以上となつてゐる事は既に述べた。舟楫の便ある河にありては舟の通行に差支へなき様にせねばならぬ。径間の餘り大ならざる橋梁にありては築堤の高さと径間とは同一になす可とす。高さが餘り高く径間の小なるは望ましくない。径間が僅かに増加するも桁の重量は餘り増加しないからである。

径間の小なるときは疊築工になす可とし径間 9<sup>m</sup> 迄は鐵筋コンクリートスラブを用ひたる例あり。桁下端より水面迄の明きによりては其構造は制限せらる。明きが小なる時は下路橋となす。又高き築堤にありてはコンクリートアーチになすは普通である。

橋桁の形式は短き径間にありては工形桁とし夫より 24<sup>m</sup> 迄鋸桁にて 30<sup>m</sup> (100呎) 以上は構桁を用ふ。構桁は鐵道省では 30<sup>m</sup>, 45<sup>m</sup> (150'), 60<sup>m</sup> (200'), 90<sup>m</sup> (300') を標準桁として規定してある。

市内にて用ふるものは床は砂利敷きになす可とす。騒音を防ぐことを得る。之は靜荷重を増すも激衝小なるを以て餘り大なる寸法とはならない。

橋梁の設計は上部を通過する荷重による。鐵道省の規定は甲線 KS-18 乙線 KS-15 丙線 KS-12 電車専用線 KS-12 にして急勾配箇所又は特に必要ある場合には乙線にては KS-18 丙線及び電車専用線 KS-15 を用ふる。簡易線にありては KS-10 を用ふる。

KS はクーパー-E 荷重をメートル式に換算したるもので

$$KS-18 = E 40$$

$$KS-16 = E 35$$

$$KS-15 = E 33$$

$$KS-14 = E 31$$

$$KS-13 = E 28$$

$$KS-12 = E 26 \quad \text{である。}$$

軌道に於て K のみにて計算するも橋梁に於ては特に K と S とで計算して其何れか大なる方を採る。(建設規程参照)。

軌道に於て K16 を用ふるも橋梁は架更迄相當の時期がある。故に特に大なる K18 を用ふる。丙線にては軌道は K13 を用ふるも橋梁にては K12 を用ふる。之は一軸 12<sup>T</sup> を超ゆる機關車でも其形式によりて KS 12 にて計算したる橋梁上を通過し得るによりて古桁の利用等を考慮して斯く決定したのである。

### 第二節 橋 桁 (Girder)

前記重量によりて鐵道省にて設計したる規定圖は卷尾添附第六表 (1)(2)(3)(4)(5) にして是によりて橋桁の重量を知り細部記載の寸法によりて橋臺、橋脚の設計をなすことが出来る。

### 第三節 橋桁の重量 (Weight of Girder)

橋桁一米當りの重量は  $W = K_1 + K_2 L^2$  にて表し得る、 $K_1, K_2$  は或る定數にして L は橋脚中心間である。

$$\text{版 桁} \begin{cases} W_{18} = 0.476 + 0.00546 L^{1.61} \\ W_{15} = 0.400 + 0.0044 L^{1.65} \end{cases}$$

$W_{18}, W_{15}$  は  $K_{18}, K_{15}$  の設計に於ける 1<sup>m</sup> 當り重量 (噸) で  $L$  は米である。

構桁は  $W = K_1 + K_2 L$  にて表し得る。

$$\begin{cases} W_{18} = 0.910 + 0.0328L \\ W_{15} = 0.977 + 0.0262L \end{cases}$$

又桁の種類によりて重量を異にする。其割合は次の様である。

$$\frac{\text{下路版桁}}{\text{上路版桁}} = 1.4 \sim 1.8 \text{ (一般に徑間大なる程小なり)}$$

$$\frac{\text{道床を有する上路版桁}}{\text{普通の上路版桁}} = 1.6 \sim 2.3 \text{ ( " )}$$

$$\frac{\text{道床を有する下路版桁}}{\text{普通の下路版桁}} = 1.3 \sim 1.5 \text{ ( " )}$$

$$\frac{\text{槽状桁}}{\text{I 形桁}} = 1.6 \sim 1.8$$

$$\frac{\text{上部構桁}}{\text{下部構桁}} = 1.15$$

$$\frac{\text{複線式構桁}}{\text{單線式構桁}} = 1.8 \sim 1.9$$

#### 第四節 橋脚體積 (Volume of Pier)

橋脚體積は  $V = K_3 L^y$  にて表し得る。  $K_3, y$  は定數にして  $L$  (米單位) は橋脚の中心間隔である。

橋脚の線路延長一米當り體積 立方米/米

$H$  = 軌條面より橋脚軀體底面に至る高さ

版桁	$k_{15}$ 設計		$k_{18}$ 設計	構桁	$k_{15}$ 及 $k_{18}$ 構桁	
	$H = 6^m$	$V = 7.41L^{-0.646}$	$V = 12.92L^{-0.732}$			$H = 6^m$
" 9	" $12.43L^{-0.549}$	" $23.22L^{-0.728}$		" 9	" $12.57L^{-0.384}$	
" 12	" $17.63L^{-0.581}$	" $34.72L^{-0.697}$		" 12	" $20.19L^{-0.404}$	
" 15	" $26.30L^{-0.589}$	" $47.03L^{-0.669}$		" 15	" $32.12L^{-0.434}$	
" 18	" $37.53L^{-0.555}$	" $59.97L^{-0.647}$		" 18	" $45.70L^{-0.449}$	

#### 第五節 橋梁徑間の決定

##### (1) 河川の狀態より徑間決定

(a) 河流の中心に大なる徑間を用ひ兩側に小徑間を用ふるは普通の方法であるが、河中に岩盤

が凸出する如き場合には其岩盤を利用する徑間を採り専ら將來の維持保存の上より考慮を拂はなければならない。

- (b) 舟楫の便ある河川にありては徑間は是に差支へなきを要すると共に橋桁下端も自由に航行し得らるゝ高さを要し、之が出来ざる場合には可動橋の設置を要する。
- (c) 河底地盤が柔軟にして橋脚の支持力少き場合には是に相當する重量になる様な徑間を撰ばなければならない。
- (d) 流心に橋脚を設置するは宜しからず。之は水流が阻止せらるゝのみならず基礎を掘鑿せらるゝ故である。
- (e) 橋脚の爲め上流は水位が高まる故に此影響を考慮して設計し、大なる時は橋脚の數を減ぜなければならない。此背水の上昇高を知る實驗式は數多あるも、其内 Nagler jr. 氏のものを掲ぐ。

F. A. Nagler jr. 氏の實驗公式

$$h = \frac{Q^2}{2g \left[ cW \left( d - \frac{0.3V_1^2}{2g} \right) \right]^2} - K \frac{V_1^2}{2g} \quad (\text{Trans. Am. Soc. C. E., vol. LXXX II})$$

$h$  = 橋脚の上下流に於ける高さの差 (ft),  $Q$  = 流量 (ft<sup>3</sup>/sec),  $d$  = 橋脚個所河の深さ (ft)

$W$  = 橋脚個所の支障せられざる河幅

$c$  = 定數 (橋脚長方形に於て 0.86 より舟形に於ける 0.96 に至る)

$V_1$  = 橋脚上流側流速 (ft/sec),  $V_2$  = 橋脚下流側流速 (ft/sec)

$K$  = 河幅が橋脚の爲めに支障せらるゝ割合によりて異なる定數

支障せらるゝ割合 %	0	5	10	15	20	30	40	50	60	70	80	90
K	1	1.04	1.27	1.50	1.70	1.93	2.00	2.03	2.04	2.05	2.06	2.07

例  $Q = 19,500 \text{ cub. ft./sec}$

流の面積 = 3,680 sq. ft. 橋脚の爲め支障面積 351 sq. ft. = 9.5%

純流の面積 = 3,329 " , 河の深さ = 16.4 ft.  $V_1 = \frac{19,500}{3,680} = 5.3 \text{ ft./sec}$

$\frac{V_1^2}{2g} = \frac{V_2^2}{2g} = 0.4362 \text{ ft.}$   $0.3 \frac{V_2^2}{2g} = 0.131 \text{ ft.}$   $W = \frac{3,329}{16.4} = 203$

$c = 0.894, k = 1.25$

$h = \frac{19,500^2}{2 \times 32.2 \times [0.894 \times 203 \times (16.4 - 0.13)]^2} - 1.25 \times 0.4362 = 0.131 \text{ ft.}$

##### (2) 徑間の經濟的決定

$C_s$  上部構造の價格 圓/噸

(上部構造材料費、製作費、工場より現場迄の輸送費、架設費、塗料塗替資金の合計)

$C_o$  橋脚構造用コンクリート單價 圓/立方米

$F$  橋脚基礎工費と橋脚軀體工費との比

然るときは前章により延 1<sup>m</sup> 當り横斷費  $G$  は次の通りである。

$$G = C_s (K_1 + K_2 L^z) + C_c K_3 L^{-y} (1+F)$$

最小値を求むるに

$$\frac{dG}{dL} = C_s K_2 z L^{z-1} - C_c K_3 (1+F) y L^{-(y+1)} = 0 \dots\dots\dots (a)$$

次に上部構造費 O と下部構造費 U との割合はどうなりあるを見るに (a) によりて

$$C_s K_2 L^{z-1} z = C_c K_3 (1+F) y L^{-(y+1)}$$

$$C_s K_2 L^z \frac{z}{y} = C_c K_3 L^{-y} (1+F)$$

$$[C_s (K_1 + K_2 L^z) - C_s K_1] \frac{z}{y} = C_c K_3 L^{-y} (1+F)$$

$$\left[1 - \frac{K_1}{K_1 + K_2 L^z}\right] \frac{z}{y} = \frac{C_c K_3 L^{-y} (1+F)}{C_s (K_1 + K_2 L^z)}$$

即ち

$$\therefore \frac{\text{下部構造費}}{\text{上部構造費}} = \left[1 - \frac{K_1}{K_1 + K_2 L^z}\right] \frac{z}{y} \dots\dots\dots (b)$$

此式に各異なる橋脚高 H に對し徑間の異なる L の値を挿入して表を作るときは次の結論を得る。

- (1) 經濟的の下部構造費對上部構造費の割合は徑間大なるに従つて次第に増加する。
- (2) 小徑間にありては 0.5 にして大徑間 (例へば 90<sup>m</sup>) にありては 2.0 にして徑間 9~12<sup>m</sup> の見當に於ては上部は下部構造と相等しい。(土木學會誌第 7 卷第 1 號)

例 荷重 K 18 .

- H 軌條面より橋脚軀體底面に至る高 8<sup>m</sup>
- C<sub>s</sub> 上部構造の單價 231圓/噸
- C<sub>c</sub> 下部構造コンクリート工の單價 26.6圓/立方米
- F 橋脚基礎工費と軀體工費の比 3

上の場合に經濟的の徑間を定む。

$$K_{18} \text{の鉸桁重量 } w = K_1 + K_2 L^z = 0.476 + 0.005463 L^{1.61}$$

$$\text{橋脚體積 } v = K_3 L^{-y} = 18.8 L^{-0.74}$$

$$C_s K_2 z L^{z-1} - C_c K_3 (1+F) y L^{-(y+1)} = 0$$

$$231 \times 0.005463 \times 1.61 \times L^{0.61} - 26.6 \times 18.8 \times (1+3) \times 0.74 \times L^{-1.74} = 0$$

$$2.031744 L^{0.61} - 1480.2368 L^{-1.74} = 0$$

$$L^{2.35} = \frac{1480.2368}{2.031744} = 728.55$$

$$2.35 \log L = \log 728.55$$

$$\log L = \frac{2.8624594}{2.35} = 1.21806$$

$$\therefore L = 16.522$$

一米當り總工費は

$$G = C (K_1 + K_2 L^z) + C_c K_3 L^{-y} (1+F) = 231 \times (0.476 + 0.005463 \times 16.522^{1.61}) + 26.6 \times 18.8 \times 16.522^{-0.74} \times (1+3)$$

$$\left. \begin{aligned} 1.61 \log 16.522 &= 1.61 \times 1.2180626 = 1.96108 \\ \therefore 16.522^{1.61} &= 91.428 \\ -0.74 \log 16.522 &= -0.74 \times 1.2180626 = -0.901366 = -1.098634 \\ \therefore 16.522^{-0.74} &= 0.12550 \end{aligned} \right\}$$

$$\therefore G = 231 \times (0.476 + 0.005463 \times 91.428) + 26.6 \times 18.8 \times 0.1255 \times 4$$

$$G = 476 \text{ 圓/米}$$

第六節 開渠と暗渠の比較 (Open and Arch Culvert)

次表は溝橋及び橋梁の開渠と暗渠を設計して其建設費を調査したものである。

溝 橋 價 格 表

徑間 高 類 呎	3		4		6		8	
	開 渠	暗 渠	開 渠	暗 渠	開 渠	暗 渠	開 渠	暗 渠
6	957 <sup>円</sup>	720 <sup>円</sup>	965 <sup>円</sup>	798 <sup>円</sup>	986 <sup>円</sup>	985 <sup>円</sup>		
7	1,066	786	1,074	877	1,095	1,081		
8	1,186	848	1,194	959	1,215	1,177		
9	1,288	918	1,296	1,037	1,317	1,273	1,350	1,400
10	1,453	975	1,461	1,121	1,482	1,369	1,515	1,523
11							1,663	1,646
12							1,821	1,772
13							1,989	1,898

徑間 高 類 呎	10		12		15		18	
	開 渠	暗 渠	開 渠	暗 渠	開 渠	暗 渠	開 渠	暗 渠
21	3,813 <sup>円</sup>	3,927 <sup>円</sup>						
22	4,097	4,100						
23	4,668	4,435	6,313	6,577				
24	5,001	4,597	6,727	6,866				
25	5,351	4,770	7,159	7,143				
26			7,611	7,432	7,716	8,867	7,963	10,399

27		8,081	7,721	8,186	9,225	8,453	10,896
28				8,678	9,588	8,945	11,393
29				9,193	9,941	9,460	11,889
30				9,725	10,426	9,992	12,548

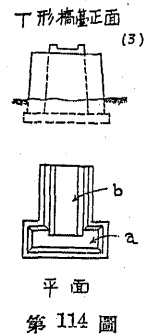
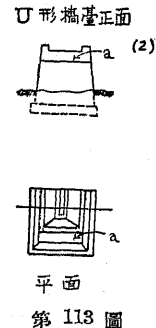
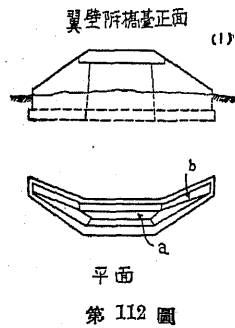
前表によりて次の結論をなすことが出来る。

- (1) 徑間3~6呎の開渠は暗渠より高價に當るが故に特種の場合の外開渠を用ふる必要なし。而して3~4呎の場合に於ては寧ろ安價なる下水土管若くは混凝土管を代用し疏水に大なる過誤を來さざる事多きを見る。
- (2) 徑間8呎の場合に於て施工基面より地盤迄の高さ10呎迄は暗渠の方高價に當り11呎, 12呎位に至りて殆ど同價となり以上漸次低廉となる故に高さ10呎迄開渠を用ふることは得策である。然れども事情の許す限り暗渠を用ひて乗心地よき線路を作ることは必要である。
- (3) 徑間10呎, 12呎にして高さ20~25呎に至りて兩者の價殆ど同一である。
- (4) 徑間15呎以上に至りては拱橋の價著しく増大し高さ30呎以内に於ては到底開渠の低廉なるに若かない。故に普通高さが徑間の二倍に達せない間は開渠を用ゆる方を可とする。

### 第七節 橋 臺 (Abutment)

#### 橋臺の種類

- (1) 翼壁附橋臺 (Wing Abutment) 橋臺に兩翼を作りて袖石垣 (Wing wall) を兼ねたるもの。
- (2) U形橋臺 (U Abutment) 橋臺の兩翼を後に曲げ袖石垣は別に取り付くるもの。
- (3) T形橋臺 (T Abutment) 橋臺の主體を後方に延して之を築堤に連続し袖石垣を廢するもの。



普通用ひらるゝはU形橋臺で之に間知石の翼壁を附す。力の計算としては橋臺全體を一つの軀體として計算する。石積或は煉瓦積又はコンクリートを用ふ。體積は他の二種類に比して少ない。

(1) は鐵筋コンクリートを用ふるときに用ひ(3)は特種の場合に用ふ。此際bなる部分はアーチとなすことが多い。

### 第八節 橋 臺 設 計 (Design)

#### 荷 重

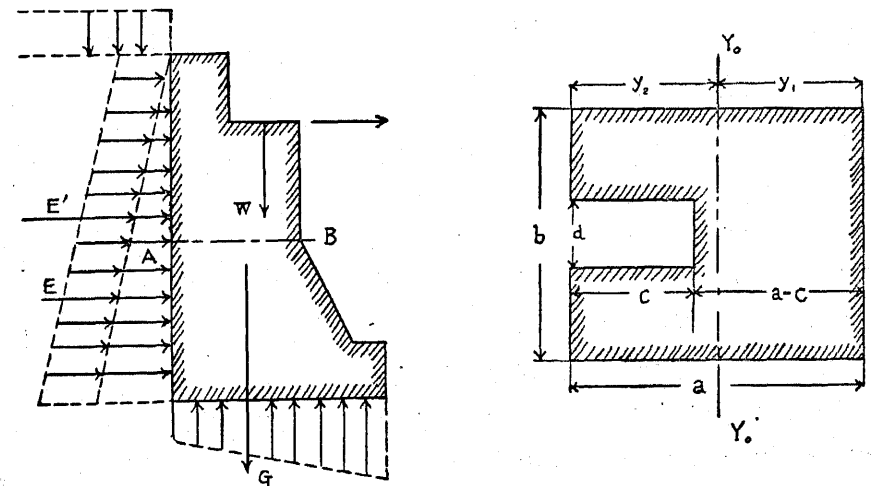
##### (A) 垂直力

- (1) 橋臺自重  $2200^{kg}/m^3$  ( $140^{kg}/ft^3$ )
- (2) 桁の重量 (第六編桁の重量表より)
- (3) 軌道重量  $300^{kg}/m$  ( $200^{kg}/ft$ )
- (4) 活荷重 前記規定荷重によりて橋臺上部に來る最大反力
- (5) 同上激衝  $\frac{L}{2(L+D)+G}$

$L$ =活荷重  $D$ =靜荷重  $G$ =橋臺自重

##### (B) 横 力

- (1) 列車進行の方向に活荷量の20%
  - (2) 土 壓
    - (a) 靜荷重 土の息角  $30^\circ$ , 土の重量  $1600^{kg}/m^3$  ( $100^{kg}/ft^3$ )
    - (b) 活荷重 橋臺後方機關車の等荷重  $2400^{kg}/m^2$  ( $500^{kg}/ft^2$ ).....k15の場合
- (1) 橋臺の中間異りたる断面毎の最大應力を求め其材料の抗壓力及び抗張力以内なるを要する。



第 115 圖

斷面積  $A = a \cdot b - c \cdot d$

中立軸の距離

$$y_1 = \frac{b \times \frac{1}{2}(a-c) + (b-d) \times c \times \{(a-c) + \frac{1}{2}c\}}{A}$$

$$y_2 = a - y_1$$

$$Y_0 - Y_0 \text{ に対する慣性率 } I = \frac{b y_1^3 + d (y_2 - c)^3 + (b-d) y_2^3}{3}$$

$$\text{最大壓力 } f_c = \frac{W}{A} + \frac{M y_1}{I}$$

最大張力又は最小壓力

$$f_t \text{ or } f_c = \frac{W}{A} - \frac{M y_2}{I}$$

$W = AB$  斷面上の總重量

$M =$  任意斷面に於ける力率

$f_c$  及び  $f_t$  は其材料の許容應力以内なることを要する。疊築工の許容壓力は  $7.6 \text{ kg/cm}^2$  ( $7 \text{ t/ft}^2$ ) としコンクリートになれば  $35 \text{ kg/cm}^2$  もある。

張力は  $2.2 \text{ t/cm}^2$  ( $2 \text{ t/in}^2$ ) とするも  $\frac{4.5 \text{ kg/cm}^2}{\frac{1}{1.5} \text{ t/in}^2}$  ( $65 \text{ t/ft}^2$ ) 迄堪ふことが出来る。

次に横滑りに對して安定なるや否やを調べなければならない。

$H$  を横推力とせば

$H <$  疊築工の剪力

又は

$$H < (\text{二層間の摩擦}) \times W = 0.3 \times W$$

次に底面に於ける土の支持力を計算することを要する。之は土留石垣の部に於ける底面の計算方法と同方法にて計算する。  
(第三章第八節)

$M =$  底面に於ける  $Y-Y$  軸の力率

$W =$  總重量

$\alpha =$  合力の中心よりの距離

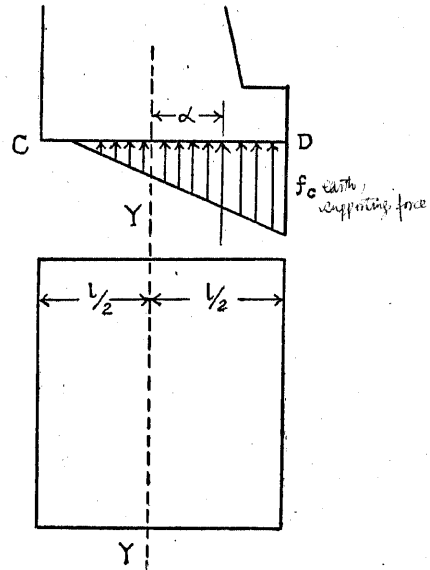
$$\alpha = \frac{M}{W}$$

$$f_c = \frac{W \times 2}{3 \times (\frac{l}{2} - \alpha)}$$

$f_c$  は土の支持力以内なることを要する。之は矩形基礎の場合なるも圓形なるときは別の計算を要す。

支持力は其所の土質によりて適當に推定する支持力小なきときは杭打基礎になす。杭打は前面のみにて可なる譯なるも普通の施工法としては橋臺前面に礎段を付けて廣くなし杭打は一樣の間隔になす。

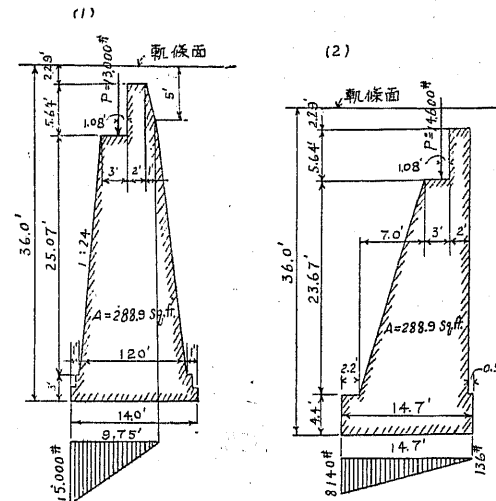
高き橋臺なるときは地震に對して再檢することを要する。



第 116 圖

設計上の注意

下の如き二つの橋臺を設計して比較するに



第 117 圖

(1) は前部後部に傾を附するに (2) にありては前部にのみ傾を附し、後部は垂直とす。而して斷面積は一樣なるも底部の壓力を比較するに前者は  $15,000 \text{ t/ft}^2$  なるに後者は  $81,40 \text{ t/ft}^2$  にして 45% の壓力が減ずる。

(2) に於ては (1) と同徑間になさんとせば稍水の流量を減ずるも左程のことはない。若し同じ川中を橋臺の前面に於て保たんとすれば徑間を 5 呎 増加せば足る。此費用は桁代を増すも大なる金額にはならない。而して同じ強度にするとき疊築に於て利得する所が大である。故に前面に傾きを附することは必要である。

卷尾添附第三圖及び第四圖は鐵道省規定橋臺設計圖で K12 の荷重によりて設計したものである。同第五圖は米國 D. L. & W 鐵道の橋臺設計圖で第六圖は同鐵道に於ける橋臺を函型になしたる特種設計で列車の方向の横力に對して強度を増したるものである。

第九節 橋脚設計 (Design)

高き橋脚なるときは所定の荷重の外尙水流及び風力を考慮し地震に對して再檢するを要する。

設計荷重

1. 橋脚自重.....  $2,200 \text{ kg/m}^3$  ( $140 \text{ t/ft}^3$ )
2. 桁の重量..... 第六編重量表より
3. 軌道の重量.....  $300 \text{ kg/m}$  ( $200 \text{ t/ft}$ )
4. 活荷重..... 前述規定による
5. 激衝.....  $\frac{L}{2(L+D)+G}$

$L =$  活荷重  $D =$  靜荷重  $G =$  橋脚自重

6. 列車の方向の横力・橋桁端に於ける活荷重の 20%
7. 風力

(a) 列車の通過せざる時.....  $150 \text{ kg/m}^2$  ( $30 \text{ t/ft}^2$ ) 橋脚垂直平面へ

(b) 列車の通過するとき

橋桁及橋脚へ.....  $\begin{cases} 50^{kg/m^2} (10^{#/ft^2}) \text{ 橋脚垂直平面へ} \\ \frac{2}{3} \times 50^{kg/m^2} \text{ 垂直圓形面へ} \end{cases}$

列車及軌道へ.....  $120^{kg/m} (80^{#/ft})$  働く點は軌條底部上  $2^m$

但し此際活荷重として  $1,500^{kg/m} (1,000^{#/ft})$  の垂直空車荷重を見込む。

8. 水流

$$P = \frac{kwv^2}{2g}$$

P = 水流の壓力  $^{#/ft^2}$

v = 水流の速度  $^{ft/sec}$

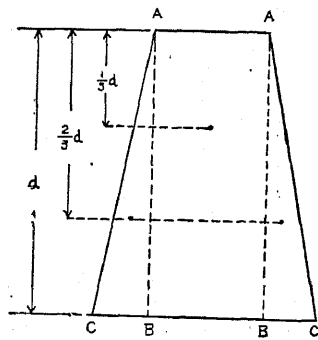
K = 橋脚の形狀又は巾と長さによりて異なる係數

$$\frac{kw}{2g} = 1.5 \quad \text{平面の場合}$$

$$K = 0.75 \quad \text{圓形面の場合}$$

w = 水の重さ =  $62.5^{#/cub. ft.}$

$$g = 32.2^{ft/sec^2}$$



壓力の働く位置

$$\frac{1}{3}d \quad \text{for AABB}$$

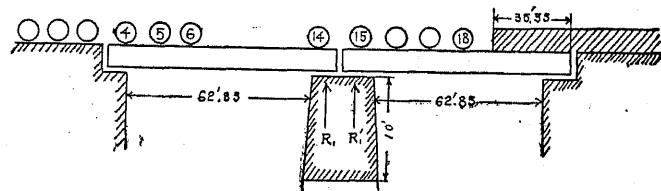
$$\frac{2}{3}d \quad \text{for ABC}$$

水流面は橋脚頂面以下  $3'$

水流底は橋脚底部より  $3'$  とす

第 118 圖

例 1. 橋脚設計々算



第 119 圖

左側徑間活荷重 =  $300,300^{#}$

右側徑間 " =  $202,400^{#}$

$R_1 = 163,800$

$R_1' = 98,780$

列車方向の横力を機關車、テンダー、等荷重により各割合を區別して計算するときは次の通りである。

$$T = \text{列車方向の横力} \begin{cases} 18.8\% \times \text{機關車重量} \\ 10.0\% \times \text{テンダー重量} \\ 20\% \times \text{等荷重} \end{cases}$$

$$T = 163,800 \times \left\{ \frac{\text{機關車重量} \times 0.188 + \text{テンダー重量} \times 0.1}{\text{機關車重量} + \text{テンダー重量}} \right\} = 27,000^{#} \dots \text{第一徑間}$$

$$T' = 98,780 \times \left\{ \frac{\text{テンダー重量} \times 0.1 + \text{等荷重} \times 0.2}{\text{テンダー重量} + \text{等荷重}} \right\} = 15,600^{#} \dots \text{第二徑間}$$

$$\Sigma = 42,600^{#}$$

$$I = R \frac{L}{2(L+D)+G} = 163,800 \times \frac{300,300}{714,600+112,800} = 59,000$$

$$I' = R' \frac{L}{2(L+D)+G} = 98,780 \times \frac{202,400}{518,800+112,800} = 31,600$$

$$I+I' = 90,600^{#}$$

$$I-I' = 27,400^{#}$$

10' 断面個所

垂直力及び力率

	臂長	M	
T	42,600	11.25'	479,250
$R_1 - R_1'$	65,000	1.25'	81,250
$I - I'$	27,400	1.25'	34,250
		$\Sigma M = 594,750^{#}$	

$$\Sigma V = R_1 + R_1' + D + I + I' + G = 319,600 + 90,600 + 112,800 = 523,000^{#}$$

A =  $82^{\square}$ , 断面力率 =  $78^{C/S}$

$$\therefore f = \frac{\Sigma M}{\text{断面力率}} = \frac{594,750}{78} = 7630^{#/ft} \quad \frac{\Sigma V}{\text{面積}} = \frac{523,000}{82} = 6380^{#/ft^2}$$

$$f_c \text{ max} = 7,630 + 6,380 = 14,010^{#/ft^2} = 6.3^T/ft^2$$

$$f_t \text{ max} = 7,630 - 6,380 = 1,250^{#/ft^2} = 0.6^T/ft^2$$

同様に 20' 断面個所

$$f_c \text{ max} = 9,220 + 6,320 = 6.9^T/ft^2$$

$$f_t \text{ max} = 9,220 - 6,320 = 1.3^T/ft^2$$

30' 断面個所

$$f_c \text{ max} = 9,650 + 6,450 = 7.2^T/ft^2$$

$$f_t \text{ max} = 9,650 - 6,450 = 1.4^T/ft^2$$

40' 断面個所

$$f_c \text{ max} = 9,390 + 6,290 = 7.0^T/ft^2$$

$$f_t \text{ max} = 9,390 - 6,290 = 1.4^T/ft^2$$

例 2. 水流に對する檢算

$$\text{列車の風壓} = 80^{#} \times 65' - 4' = 5,230^{#}$$

$$\text{桁} = 10^{#} \times 6.3 \times 65' - 4' = 4,120^{#}$$

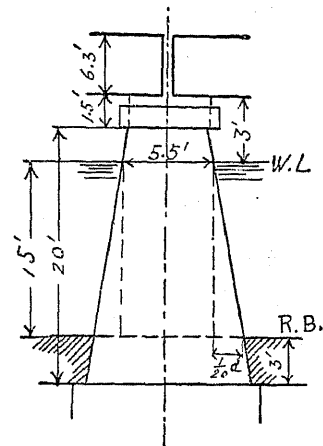
$$\text{橋脚床石} = \frac{2}{3} \times 10^{#} \times 5' - 4' \times 1 = 40^{#}$$

$$\text{計} = 9,400^{#}$$

床石下面にて風壓に對する力率

$$5,230 \times (7.0 + 6.3 + 1.5) + 4,120 \times \left( \frac{6.3}{2} + 1.5 \right) + 40 \times 0.5 = 96,500^{#}$$





第 120 圖

橋脚高 = 20' 水深 = 15'  
 橋脚の底部に於ける力率  
 $96,500 + 9,400 \times 20 + \frac{2}{3} \times 10 \times 5.5 \times 1.5 \times \left(20 - \frac{1.5}{2}\right) + 0.75v^2 \times \left\{5.5 \times 15 + \left(\frac{2}{3} \times 15 + 3\right) + 1.0 \times \frac{15}{2} \times \left(\frac{15}{3} + 3\right)\right\} = 285,500 + 872v^2 \text{ lbs.}$   
 6,820 = 垂直力の最大強度  
 65,300 = 列車最小重量 (1,000 lbs./ft.)  
 57,000 = 桁軌道の重量  
 240,600 = 橋脚重量  
 15,680 = 壘築工の許容抗壓力  
 4,480 = " " 抗張力  
 100,84 = 橋脚斷面積  
 橋脚許容強度  
 15,680 - 6,820 = 9,860 #/ft<sup>2</sup> ..... 抗壓力  
 $4,480 + (65,300 + 57,000 + 240,600) \div 100,84 = 8080 \text{ #/ft}^2$  抗張力

斷面力率 =  $215.7 \text{ (')}^2$   
 抵抗力率 =  $8,080 \times 215.7 = 1,742,860 \text{ #}$   
 $\therefore 285,500 + 872v^2 = 1,742,860 \text{ #}$   
 $v = \sqrt{\frac{1,742,860 - 285,500}{872}} = 40.9 \text{ ft/sec}$   
 即ち流速が 40.8 ft/sec に達せざる間は強度充分である。

巻尾添附圖面第七圖、第八圖、第九圖、第十圖は鐵道省の K12 の設計に據りたるもので各徑間に對する矩形、楕圓、圓形の斷面を有する定規圖である。

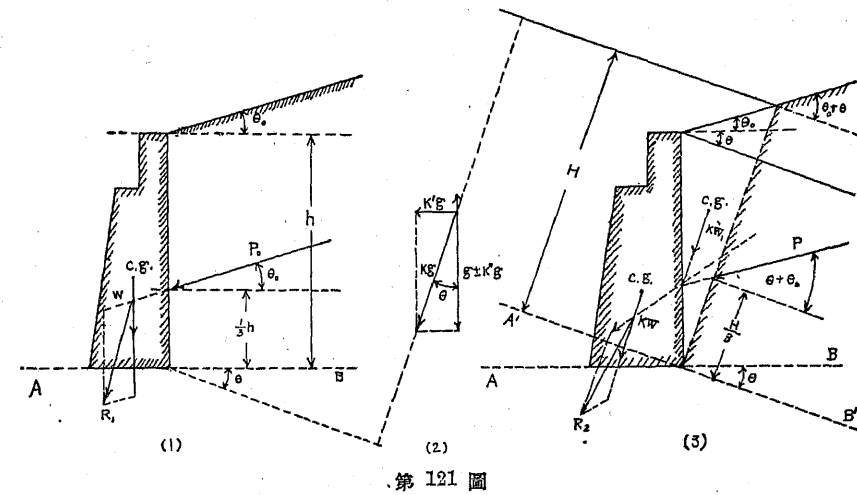
第十節 地震の橋臺及び橋脚に及ぼす影響 (Seismic Stability)

震災の一般の現象は破壊 (Fracturing) 顛倒 (Overturning) 轉回 (Rotation) 滑動 (Sliding) 投出 (Projection) にして橋脚に及ぼす損害は主に破壊である。地震の強さは其土地の軟弱の程度によりて異なり  $g$  を重力加速度とするときは地震加速度の最大は次のものである。

	水平動	上下動
地盤土質にて普通の場合	0.20g	0.05g
中以下の時	0.30g	0.10g
不良の時	0.40g	0.10g

(1) 橋臺の安定

次圖の (1) は平時に於ける状態にして (2) は地震時の加速度の方向 (3) は地震時の擁壁が力を受くる状態である。



$P_0$  = 平時に於ける土壓  
 $P$  = 地震の場合の土壓  
 $W$  = 擁壁の重量  
 $W'$  = 擁壁後部土の重量 ((3)圖の擁壁後面と點線間)  
 $h$  = 擁壁高  
 $w$  = 土の單位重量  
 $\theta$  = 背土表面の傾斜角  
 $\phi$  = 土の息角

Rankine の土壓論によりて

$$P_0 = \frac{w}{2} h^2 \frac{\cos \theta_0 (\cos \theta_0 - \sqrt{\cos^2 \theta_0 - \cos^2 \phi})}{\cos \theta_0 + \sqrt{\cos^2 \theta_0 - \cos^2 \phi}}$$

(2) 圖にて地震の横方の加速度を  $k'g$  とし垂直方面の加速度の増加を  $k''g$  とするときは其合力の方向は  $kg$  にして加速度は此方向に擁壁に働く。

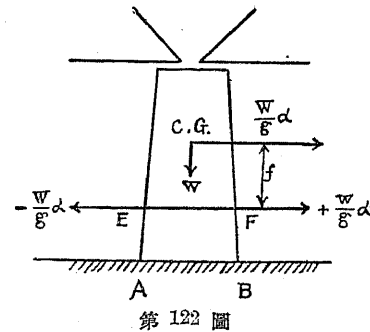
$$\theta = \tan^{-1} \frac{k'g}{g \pm k''g} \quad kg = \sqrt{(k')^2 + (1 \pm k'')^2} g$$

$$P = \frac{1}{2} H^2 w k \frac{\cos(\theta_0 + \theta) \{ \cos(\theta_0 + \theta) - \sqrt{\cos^2(\theta_0 + \theta) - \cos^2 \phi} \}}{\cos(\theta_0 + \theta) + \sqrt{\cos^2(\theta_0 + \theta) - \cos^2 \phi}}$$

$$= \frac{1}{2} h^2 \{ \cos \theta + \sin \theta \tan(\theta_0 + \theta) \}^2 w k \frac{\cos(\theta_0 + \theta) \{ \cos(\theta_0 + \theta) - \sqrt{\cos^2(\theta_0 + \theta) - \cos^2 \phi} \}}{\cos(\theta_0 + \theta) + \sqrt{\cos^2(\theta_0 + \theta) - \cos^2 \phi}}$$

$P$  を知るときは  $kg$  方向に於ける  $kW_1$  との合力を求め更に  $kW$  との合力によりて  $R_2$  を求め之が  $AB$  底部に於て充へ得るやを檢算するのである。 $W$  に  $k$  を乗じたるは  $g$  が  $kg$  に増加したからである。

(2) 橋脚の安定



今 EF 面に於て破壊せらるゝ状態を見るに

$W$  = EF 面上の重量

$f$  = EF 面上より重心迄の高さ

$g$  = 重力加速度  $9,800 \text{ mm/sec}^2$

$\alpha$  = 地震加速度

$F$  = 抗張力 ( $65 \text{ #/sq in}$  又は  $4.5 \text{ kg/cm}^2$ )

地震の爲め  $G$  なる重心點に働く力は  $\alpha \frac{W}{g}$  にして

EF 面に  $+\alpha \frac{W}{g}$  と  $-\alpha \frac{W}{g}$  の等しく相反せる力

を加へるとする時之と重心に働く力とが隅力となりて

$$M = \alpha \frac{W}{g} f$$

此際に EF 面には働く他の力  $\alpha \frac{W}{g}$  は剪力となりて柱を断んとするも此力は脚の強度に比して小なるものである。

$P$  = 橋脚の兩側中心より  $x$  に於ける纖維力とするときは

$$P = \frac{Mx}{I} = \alpha \frac{W}{g} f \frac{x}{I} \quad \frac{1}{2} AB = x_0 \text{ とし } AB \text{ 面をとり } f \text{ を其の面より重心迄の高さ}$$

となせば  $P = \frac{\alpha W f x}{g I}$  但し  $P \geq F$  なることを要す。

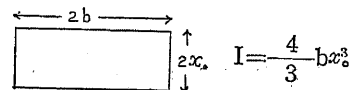
$$\therefore \alpha = \frac{I g F}{x_0 f W}$$

$W$  は桁重量, 軌道重量, 橋脚重量の合計にして  $f$  は次によりて求め得。

$$f = \frac{(\text{橋脚重量} \times \text{脚の重心高}) + (\text{桁及軌道重量} \times \text{重心高})}{W}$$

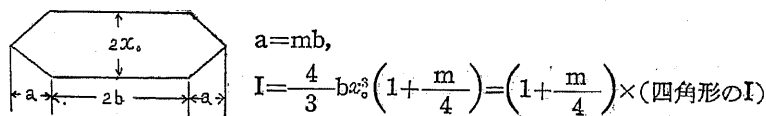
前記の  $I$  の値は橋脚断面の形によりて異り次のものである。

矩形 (Rectangular)



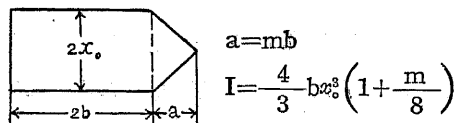
第 123 圖

兩端三角形 (Triangular Ends)



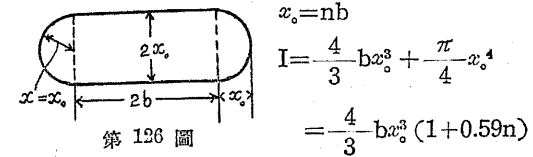
第 124 圖

一端三角形 (One Triangular End)



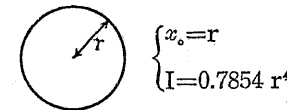
第 125 圖

兩端半圓形 (Circular Ends)



第 126 圖

圓形 (Circular Section)



第 127 圖

今單位を  $f$  吋,  $b$  吋,  $x_0$  吋,  $F \text{ lbs}$ ,  $W \text{ lbs}$  とし  $\alpha \text{ mm/sec}^2$  を求むるときは次の通りである。

四角形。  $\alpha = 13,066 \times \frac{b x_0^3 F}{f W}$

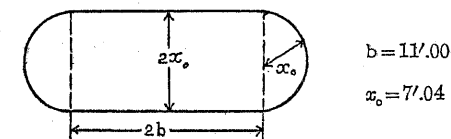
兩端三角形  $\alpha = 13,066 \left(1 + \frac{m}{4}\right) \frac{F b x_0^3}{f W}$

一端三角形  $\alpha = 13,066 \left(1 + \frac{m}{8}\right) \frac{F b x_0^3}{f W}$

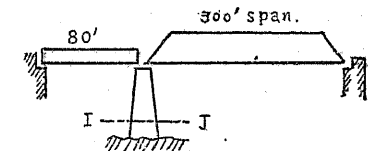
兩端半圓形  $\alpha = 13,066 (1 + 0.59n) \frac{F b x_0^3}{f W}$

圓形  $\alpha = 7,697 \times \frac{r^3 F}{f W}$

計算例 中央線木曾川 300 呎橋脚



第 128 圖



IJ より上部橋脚體積 = 15,988.8 cub. ft.

重量 = 15,988.8  $\times$  150# = 2,398,320 lbs.

80 呎桁重量の二分の一 =  $\frac{69,963}{2}$  lbs.

300 呎構桁 " " =  $\frac{698,520}{2}$  lbs.

$\frac{1}{2} \times (\text{軌道重量}) = \frac{306.25 \times 250 \#}{2} = \frac{76,560}{2}$  lbs. (for 300')

$\frac{83.25 \times 150 \#}{2} = \frac{12,488}{2}$  lbs. (for 80')

IJ より上部の重心高  $f = 419''$

$$\therefore \alpha = 13,066 (1 + 0.59n) \frac{F b x_0^3}{f W}$$

$$n = \frac{x_0}{b} = \frac{7'04''}{11'}$$

$F$  = 抗張力 = 65# / sq in

$$W = IJ \text{ 上部全重量} \\ = \frac{698,520}{2} + \frac{69,963}{2} + \frac{76,560}{2} + \frac{12,488}{2} + 2,398,320 = 2,827,085 \text{ lb.}$$

$$\text{一平方時當り重量} = \frac{W}{A} = \frac{2,827,085}{66,508} = 43 \#/\text{sq}$$

$$\alpha = 13066 \left( 1 + 0.59 \frac{7.04}{11} \right) \frac{(65+43)(11 \times 12) \times (7.04 \times 12)^2}{419 \times 2,827,085} = 1,545 \text{ mm/sec}^2$$

此断面にては 1,545 mm/sec<sup>2</sup> に對して抵抗し得るのみである。之より以上に至れば表面龜裂を生ず。併し崩壊する迄には至らない。崩壊せらるに至るは他側が壓挫せられたるときで之は前述石垣前面と同様な方法にて計算することが出来る。重要な建造物に至るときは α=3,000 mm/sec<sup>2</sup> 位に抵抗し得るものでありたい。斯る場合にありては普通の建築工にては困難で次節に述ぶる構造を撰ぶを要す。

地震の影響を計算するに加速度を何程にするか又單に地震の加速度によらず構造物の振動をも考慮して其振動週期と地震地盤の週期とが一緒になりたるときによるべきであるかは大地震に於ては強き振動は數回に繰り返へるに過ぎずして振動が累積せらるゝことは少い故に急激なる地動の橋脚に與ふる影響を計算すれば足れりとする。

之は構造物の振動週期と地震の振動週期の大きさに關係し又橋脚自體の重量と上部の積載せらる重量とに關係する。之が關係は次の式にて表し得る。(土木學會誌第六卷第四號)

$$\frac{T}{2} \leq T' \leq T \text{ の場合 } \mu_x = \left\{ 1 + \frac{W}{4P} \left( 1 - 2 \frac{T'}{T} \right) \right\} \left\{ 1 + \frac{W}{8P} \left( \frac{T'}{T} \right)^2 \frac{x}{l} \right\}$$

$$2T \leq T' \leq T \text{ の場合 } \mu_x = \left( 1 + \frac{W}{4P} \right) \left( \frac{T}{T'} \right)^{\frac{2}{3}} \left\{ 1 + \frac{W}{8P} \left( \frac{T'}{T} \right)^2 \frac{x}{l} \right\}$$

$$M_x = \mu_x M$$

μ<sub>x</sub> = 構造物上部の凡ての質量に作用する加速度を地動の加速度にて除したるもの

M = 高さ x に於ける地動の加速度にて計算したる彎曲力率

M<sub>x</sub> = 高さ x に於ける彎曲力率

T' = 構造物の振動週期(秒)

T = 地震の " "

W = 構造物の自體總重量

l = 構造物の高さ

P = 構造物の上に乗せたる荷重

μ<sub>x</sub> の値に就て  $\frac{T'}{T}$  と  $\frac{W}{P}$  との各異なる澤山の場合をとり算出するに T' と T とが一致する場合を除きては他は底部に於て最大 30% の増加にして頂點に於ては最大 50% の増加である。

α の値: 一大森博士の報告により α を被害の程度により假に七種に分ち實例を擧ぐれば

α=300 mm/sec<sup>2</sup> の加速度を有するものは墻壁に小龜裂を生じ棚上の物體は落ち水溜内の水は濁り時計の振子は振動を中止せられ不良なる煙突の一二を破壊せしむるに至る。

α=900 mm/sec<sup>2</sup> に至れば屋壁に裂罅を生じ木製の古屋は垂直の位置を變ずれども全潰するに至らず石碑燈籠等は倒れ又稀に礦泉溫泉等に異状を呈することあり。

α=1,200 mm/sec<sup>2</sup> に至れば工場の煙突の  $\frac{1}{4}$  及煉瓦家屋は半潰或は全潰し古くして弱き木橋は損害を受け屋根瓦は亂さるゝ位なり。

α=2,000 mm/sec<sup>2</sup> に至れば普通の煉瓦家屋の多數は半潰し工場煙突の多數は折れ木造家屋も幾分か潰れ河岸に沿ひ又は低濕の地には二三寸の地割れを生じ鐵道の築堤も潰崩す。

α=2,500 mm/sec<sup>2</sup> に至れば通常の煉瓦家屋は皆非常の損害を受け日本造りの家屋は全潰  $\frac{3}{100}$  以上に

及び軌條は曲り河縁等には巾一二尺の地割れを生じ堀の水は打ち上げられ井戸の多數は異状を來たし又山崩れを生ずることあり。

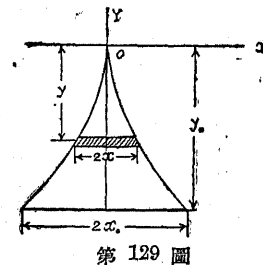
α=3,000 mm/sec<sup>2</sup> に達すれば寺院の多くは潰れ日本の家屋は 50~70% 潰れ堤防は殆ど破摧せられ堅牢なる鐵橋も破壊し木橋は半潰或は全潰となり墓石の如きも倒れ土管は折れ樹木は土壤の非常に震蕩せし爲め土との接觸を害され枯るゝことあり。地面に凸凹を起し地滑り等起る。

更に α=4,000 mm/sec<sup>2</sup> 以上に至れば地滑りは一面に生じ建物の多數は潰れ地面に非常なる變動を來たし山崩れ著し(濃尾の大地震は最も大なるもの 4,000 mm/sec<sup>2</sup> なりしと云ふ)

他の現象即ち顛倒、轉回、滑動、投出等は橋臺、橋脚等の大なる質量にして短柱に及ぼす影響は α が非常に大ならざるよりは殆ど考ふるに足らざる程微々たるものである。例へば濃尾の震災は 4,000 mm/sec<sup>2</sup> (最も烈しき地) ありしにも拘らず其の震幅は僅かに 7 寸内外(水平にて)であつた。是れ斯かる大地震は其周期 1~2 秒位にして小なるを以て加速度  $= \frac{4\pi^2 a}{T^2}$  (a=震幅) も小である。而して斯く 7 寸内外位の震幅にては顛倒を起さず。又橋脚等は其質量も大なるを以て滑動も容易に起らず。之等は煙突、墓石等に考ふべきである。故に橋脚の耐震力には破壊のみを考ふれば良いのである。

### 第十一節 等一耐震力を有する橋脚

(Pier of Uniform Strength for Seismic Stability)



断面四角形橋脚

2b=幅

f=重心高

V=容 積

$$f = \frac{\int_0^y 4bx(y-y)dy}{V}$$

$$\alpha = \frac{4}{3} \frac{bx^2 gF}{fwV} = \frac{gFx^2}{3w \int_0^y 4bx(y-y)dy}$$

前節より

α を常に同じからしむる様に x と y との關係を求むるときは次の様な條件を必要とする。

$$y^2 = \frac{4gF}{aw} x \dots \dots \dots (A)$$

圓形断面にては

$$y^2 = 7 \frac{1}{2} \frac{Fg}{aw} x \dots \dots \dots (A')$$

兩端三角形断面にては

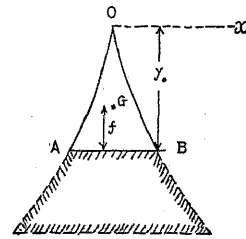
$$y^2 = 4 \times (1 - 0.25m) \frac{gF}{aw} x \dots \dots \dots (A'')$$

上式を橋脚に應用する方法

地震動の加速度 α が與へられたるときは上式より橋脚の厚さを知り得る。然るに橋脚の頂部に

は桁があるが故に上式の表す曲線断面を有する橋脚の上部を適當に切り去りて桁を其上に置くも尙等一耐震力を有せしめねばならぬ。

今切り去りし部分の橋脚重量を  $W$  とし其重心點の高さを  $f$  とすれば



第 130 圖

$$W = 4bw \int_0^{y_0} x dy = \frac{abw^2 y_0^3}{3gF}$$

前式より  

$$f = \frac{\int_0^{y_0} 4bx(y_0 - y) dy}{\text{OAB 體積}} = \frac{y_0}{4}$$

次に橋脚の支ふる鐵桁及び軌道の重量を  $W'$  とし夫れ等の重心點の高さを  $AB$  より  $h$  とするとき  $AB$  面に對する地震動の加速度  $a$  を受けたる時の屈撓率は

$$\frac{W'}{g} ha$$

之を切り取りし部分  $OAB$  の屈撓せらるゝ能率に等しとするときは

$$\frac{W'}{g} ha = \frac{y_0}{4} \frac{W}{g} a = \frac{a^2 bw^2 y_0^4}{4 \times 3g^2 F}$$

即ち  $y_0^4 = \frac{12gFW'h}{abw^2} \dots\dots(B)$

之より  $y_0$  の値を定めて  $A$  式より  $x_0$  に相當する  $a_0$  の値を見出すことを得る。

次に兩端三角形の橋脚に就ても同様に

$$f = \frac{y_0}{4}$$

$$\frac{W'}{g} ha = \frac{y_0}{4} \frac{W}{g} a = \left(1 + \frac{m}{2}\right) \frac{bw^2 a^2 y_0^4}{3g^2 \times 4F}$$

$$\therefore W = \left(1 + \frac{m}{2}\right) \frac{bw^2 y_0^3}{3gF}$$

$$\therefore y_0^4 = \frac{1}{1 + \frac{m}{2}} \frac{12gFW'h}{abw^2} \dots\dots(B')$$

斯くして  $y_0$  の値を求めたる時は

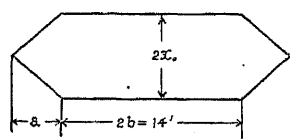
$$y_0^2 = 4(1 - 0.25m) \frac{gF}{aw}$$

より  $x_0$  の値を得。

計算例

等一耐震力を有する兩端三角形断面橋脚の厚さを求むること。

徑間 80' 鐵桁,  $F = 65 \#/\square'$



第 131 圖

$a = 3,000\text{mm}$  の等一耐震力を有せしむ。  
 橋脚の高さ  $30' = 360''$   $w =$  煉瓦一立方吋の重量  $= 0.0608 \#$   
 $m = 0.75$   
 $a = mb = 0.75b = 63''$   
 $(A')$  式より  $y_0^2 = 4 \times (1 - 0.25m) \frac{gF}{aw} x_0 = 4 \times (1 - 0.25m) \frac{9800 \times 65}{3,000 \times 0.0608} x_0 = 11,350 x_0$

$$W' = \text{桁, 床面及び軌條其他} = 67,300 + 400 \times 80 = 99,300 \#$$

$$h = \frac{\left[ \begin{array}{l} \text{桁重量} = 10 \times (\text{Span}^2 + 330) \\ \text{床面重量} = 400 \#/\text{sq. ft.} \end{array} \right] \times 6}{99,300} = 4' = 48''$$

(B')より  $y_0 = 389.5''$  を得、之を(A'')に當嵌むれば

$$x_0 = 13.4'' = 1'2'' \text{ を得}$$

以上の結果を集むれば次の如し

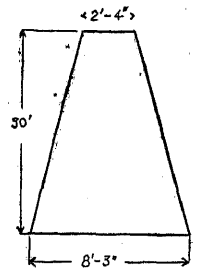
底の厚さを見出すには  $y_0 = 389.5 + 360 = 749.5''$  に相當する。

$x_0$  の値を(A'')式より求むるに

$$y_0^2 = 11,350 x_0$$

$$749.5^2 = 11,350 x_0 \quad x_0 = \frac{561,750}{11,350} = 49.493'' = 4' - 1.5''$$

即ち傾斜は  $\frac{1}{10}$  となる。



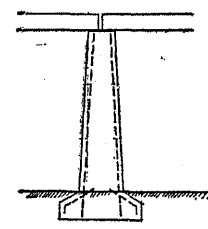
第 132 圖

第十二節 耐 震 橋 脚

前記同一耐震力を有する橋脚として四邊に傾斜を附するも橋脚高さ大なるに従て體積増加する故に他の方法に據らなければならない。夫れには次の三方法がある。

(1) 橋脚をコンクリート造となし兩側へ鐵筋を入れること。

地震力に對して龜裂を生ぜざらしめん爲めに橋脚は相當の中を必要とするも兩壁に鐵筋を入れて中を小になし鐵筋によりて抵抗せしむる。勿論底部の地盤と接する所は鐵筋によること能はざるによりて中を充分大にするを要する。



第 133 圖

(2) 橋脚内部を中空にすること。

地震力は (質量) × (地震加速度) にて表さるるによりて之を小ならしむる爲めには橋脚質量を減するにある。故に橋脚を中空に築造する。

鐵道省の設計は卷尾第十一圖に示す所のものである。之は全部鐵筋コンクリートとなしたるものであるが大なる構造にて鐵筋を主要部のみに止めたるものに次の例がある。米國 Southern Railroad North Broad

高架橋にして 8 個の中空橋脚よりなり高さ 190 呎徑間は 100 呎で此間に橋脚の中空に渡す幅 26 呎の小徑間を架してある。形狀は外面矩形中空は楕圓である。頂部は 30 呎 × 40 呎で四面は 1:24 の勾配を附し壁厚底部 4 呎頂部 3 - 1/2 呎で鐵筋の小數を入れてある高さ 50 呎毎に内部につなぎを設けて全體として補剛してある。全徑間は 11 × 100 呎 + 8 × 26 呎 = 1,308 呎の鉄桁橋梁である。

この施工方法は極めて簡易で丁度煙突の施工方法と同じく橋脚の下方より側壁に孔を明けて置き材料を運び入れ内部のエレベーターによりて高きに運び上げ壁の四邊に型枠を張りコンクリートを填充し之がかたまるを待ちて順次高きに及ぼすエレベーターの塔は順次に繼ぎ足し頂

部に上る。

(3) 橋脚を構脚となすこと

鐵材又は鐵筋コンクリートを以て構脚 (Trestle) となし質量を減じたるものである。高き橋脚になるときは地震力も大になる故に柱の足を充分擴げて之に對し得る様にせねばならない。高架橋に於ては鐵構脚は屢々用ひられ鐵筋コンクリート橋脚は施工の上より餘り高きものは用ひられて居ない。

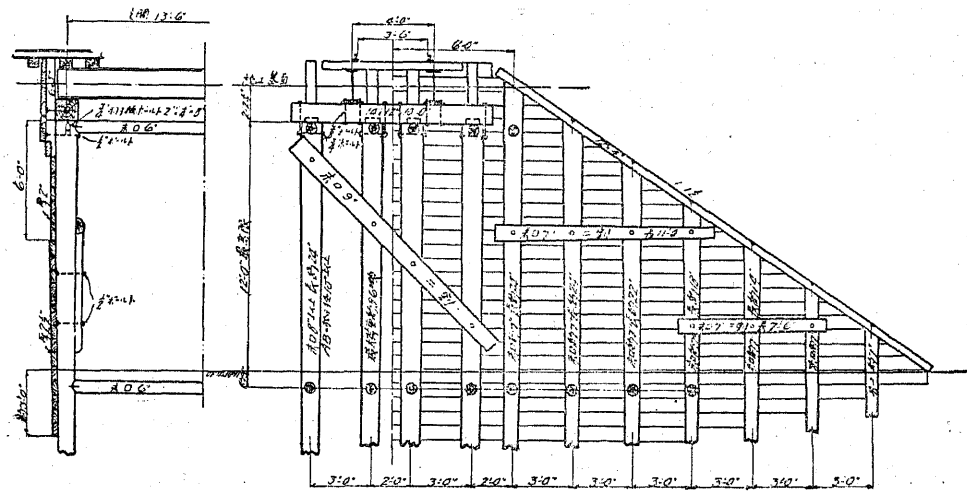
第十三節 木 橋 (Wooden Bridge)

鐵道本線の 3.5m 以上の橋桁には木造の桁は用ひられないが木造の橋臺及び橋脚は輕便線に於て又は水害等の復舊工事に於て盛に用ひらる。

其の形狀は次の圖に示す如くであるが高さ大なるときは一本の通し杭は用ひず河底に杭打をなし之に角材を載せて其上に柱を建て短冊金具にて三者を接ぎ合す。桁及び枕梁に於ては強度は 1,000#/sq となし杭に於ては 1500#/sq 板は 3,000#/sq 位となし設計する。桁は I ビーム又は軌條桁を用ふるのが普通である。

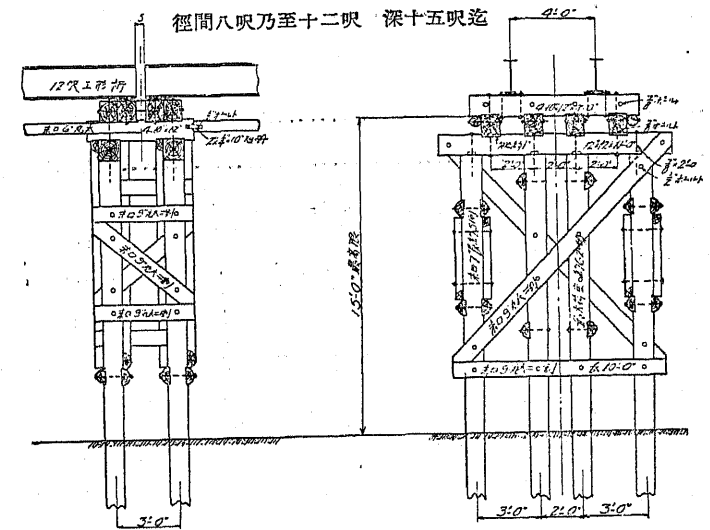
輕便鐵道木造橋臺標準圖

徑間十二呎 深十二呎



第 134 圖

輕便鐵道木造橋脚標準圖 假定活荷重クーパー E 26



第 135 圖

第十四節 高架陸橋 (Viaduct)

鐵道が大なる溪谷を横斷する際に築堤によるときは大なる工費を用するのみならず建設に長時間を要するが故に鐵材又は疊築工にて高き橋梁を架して通過せしむる。此際に築堤をやめて高架橋によるかは研究すべき問題にして第一に竣工期日の點より第二は經濟的より調べなければならない。經濟的には築堤以外の高架橋によるとしても之を高架鐵橋にするか又はコンクリートアーチにするかを比較するを要し又高架鐵橋にするとしても橋脚は鐵材にするか又はコンクリートを用ふるかを究めなければならない。

C=建設費  
P=n 年後の改築費を生むべき爲めの積立金

R=利息  
$$P = \frac{C}{(1+R)^n - 1}$$
  
I=積立のため n 年迄毎年仕拂ふべき金額

$$I = P \cdot R = \frac{CR}{(1+R)^n - 1}$$

例. 今假高架橋を架して工費 1,444 圓を要し 7 年間を持續するものとし疊築工によるときは 3,976 圓を要し十倍の年月持續するものとを比較するに年利 6% とするとき

假設備  
毎年の所要金額は  
建設費利息 ..... 1,444円 × 6% = 86.64円

毎年の修繕費 ..... 78.00円 とす

$$\text{改築の爲めの積立金に對し毎年の仕拂金} \dots\dots\dots I = \frac{1.444 \times 0.06}{(1+0.06)^7 - 1} = \frac{172.00}{336.64}$$

墨築工

建設費利息 .....  $3,976 \times 0.06 = 238.56$ 円

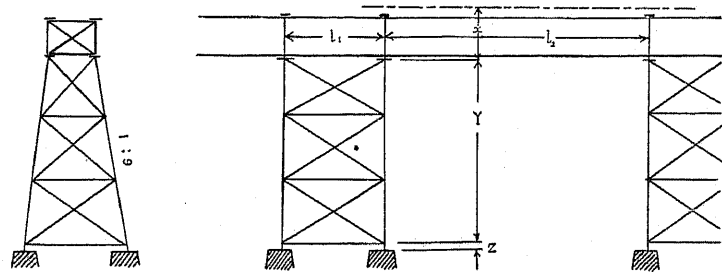
毎年の修繕費 ..... 16.00円 とす

$$\text{七十年後に改築の爲め積立金に對する毎年の仕拂金} \dots\dots\dots I = \frac{3,976 \times 0.06}{(1+0.06)^{70} - 1} = \frac{4.11}{258.87}$$

即ち假設備に對して本構築なるときは毎年の所要金額は  $336.64 - 258.87 = 77.77$  餘の有利となる。

〔I〕 高架構脚 (Steel Trestle)

構脚と橋桁の經濟的徑間割 (業務研究資料第16卷第8號)



第 136 圖

今構脚徑間 ( $l_1$ ) と桁徑間 ( $l_2$ ) との組合せに付て如何なる割合が經濟的なるやを次の徑間に就て試るに

徑間組合せ	桁重量 (噸)	徑間組合せ	桁重量 (噸)
$\overset{m}{9}(30') + \overset{m}{9}(30')$	6.50 + 6.50	$\overset{m}{12}(40') + \overset{m}{12}(40')$	10.25 + 10.25
9 + 12(40')	6.75 + 10.25	12 + 15(50')	10.55 + 14.70
9 + 15(50')	7.00 + 14.70	12 + 18(60')	11.05 + 20.25
9 + 18(60')	7.25 + 20.25	12 + 21(70')	11.05 + 27.50
9 + 21(70')	7.25 + 27.50	12 + 24(80')	11.05 + 36.70
9 + 24(80')	7.25 + 36.70		

$x$  は普通 2.3<sup>m</sup>~3.2<sup>m</sup> 平均 2.75<sup>m</sup>

$Y$  は高さ一格間に 7.5<sup>m</sup> となし其倍數とす

$Z$  は 0.75<sup>m</sup>

$$\therefore \text{總高} = x + Y + Z = 2.75 + Y + 0.75 = 3.50 + Y$$

活荷重.....K18 とし激衝率、靜荷重、縱荷重、横荷重等を計算して勾配  $\frac{1}{6}$  となして設計し構脚の高さに對して各重量を計算し之に桁の重量を加算し桁及び構脚の單價を次の如くなし

桁代(材料製作)	185 <sup>円</sup> /m	鋼構脚代(材料製作)	210 <sup>円</sup>
運賃	10 <sup>円</sup>	運賃	10 <sup>円</sup>
組立架設	15 <sup>円</sup>	組立架設	30 <sup>円</sup>
ペンキ塗	10 <sup>円</sup>	ペンキ塗	10 <sup>円</sup>
	220 <sup>円</sup>		260 <sup>円</sup>

荷重は K18 としたるも K15 又は K12 に對して構脚の重量の減少は小なり。何となれば全重量の 50% は斜材重量なる爲めである。最小工費の徑間割及び其場合の桁並びに塔の工費は次の如くである。

橋脚の高さ(Y) m	最小工費の徑間割 m+m	桁及び脚の費用 円/m
7.5	9+ 9	291
15	9+12	432
22.5	9+15	575
30	12+18(or 9+18)	730
37.5	12+21	885
45	12+24	1,041
52.5	12+24	1,205
60	12+24	1,377

高架構脚に就て最も考慮すべきは後の保守方法である。振動による鐵筋の弛緩又は鐵材の腐蝕あるが故に常にペンキ塗を要するも建造物の高さが故に危険を伴ひ保守頗る困難である。日本に於ては山陰線余部のものは其大なるもので大なる橋梁に至るときは常にペンキ塗組を備へて

一度全部を塗り終るも既に初期のものは再びペンキ塗を要し終始此組は此橋梁の爲めに他を顧るに暇ないものである。

〔II〕 コンクリート橋脚高架陸橋

鋼橋脚なるときはペンキの塗更等維持に困難なる故にコンクリートを用ふ。此際地震に對し強度を大にすると共に工費の少きを期する爲め中空の橋脚になし又は鐵筋コンクリート構脚になすは前の第十二節に於て述べた通りである。

〔III〕 鐵筋コンクリートスラブ

高架橋の餘り高からざる所に於て桁梁をも鐵筋コンクリートを用ひて床桁になす。是は市内の高架橋に於て最も適當して居る砂利床なるによりて騒音を防止し外觀も可にして特に下部は倉庫として利用せらるゝ便がある。卷尾添附第十二圖は一般の設計を示したるものである。圖中横斷面圖の橋柱は三本を用ひあるも之を二本に変更し二本の間は拱形になし兩側は幾分懸け出しになしたる方經濟的設計である。

〔IV〕 コンクリートアーチ陸橋

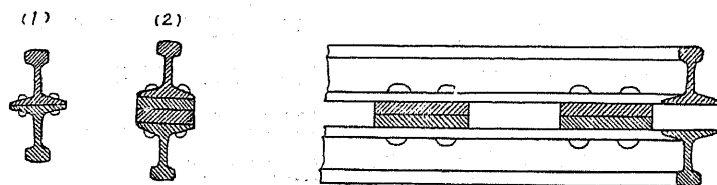
美觀の點保守の上より可なるも建設費が多なるを以て低き場合には用ひられない。高き且つ徑間大なる所に用ふるを可とする。卷尾添附第十三圖は米國 D.L. & W 鐵道に於ける例である。

### 第十五節 水道橋及道路橋 (Aqueduct and Foot Bridge)

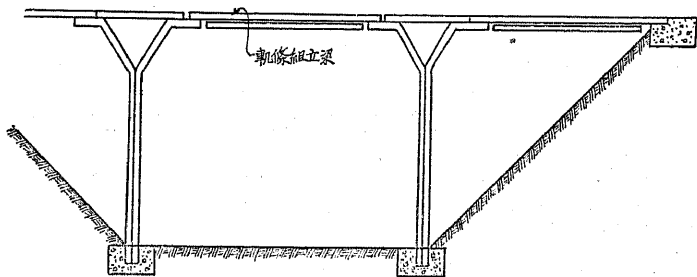
水道橋は線路を横断する場合線路の上部の空間のありたる時に用ふ。小なるときは木樋になし大なる時は煉瓦又はコンクリートアーチになす。

道路橋は線路が道路の下部を通過するものにて設計荷重は道路の示方書による。一般には鐵橋又はコンクリートスラブを用ふ。架道橋は線路が道路上に架したるものにして此際には蔽板を要する。國有鐵道にては交通頻繁なる道路又は河川に架設する橋梁は軌道中心より左右各 1.75m 以上軌道下を蔽ふことになつてゐる。

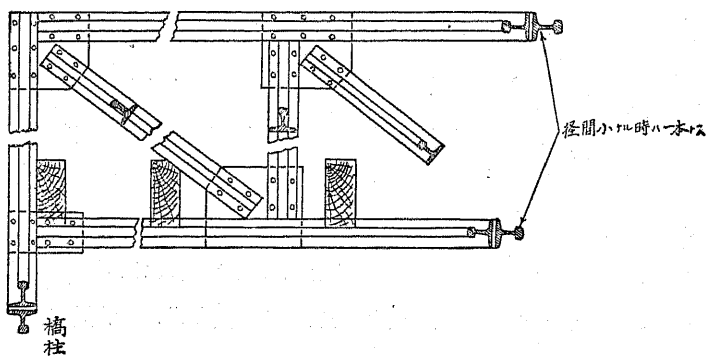
跨線人道橋は數多存在し木橋を用ひたるものが多い。著者は初めて古軌條の利用を考案し數多木橋の腐蝕したるものの架け替へをなした。軌條は斷面力率小なる爲め之を増さんが爲めに (1) の如く二本の底邊を鉸接して組立梁となし尙一層大なるものには (2) の如く底邊間に填材を挿入



第 137 圖 第 138 圖



第 139 圖



第 140 圖

した。尙徑間大なるに従ひて組立梁は強度小なるにより構桁に古軌條を使用せんとし之を常盤線平蹕の跨線橋に試みた。要するに軌條は特種の形狀をなすによりて只此相互間の取り付け及び工費の多少の如何であつた。實施後工事容易に工事費も低廉なりしによりて所々に用ひ今日にては一般に用ひらるゝに至つた各部材の取り付け方法は前の第 140 圖に示すものである。

## 第七章 基礎工

### 第一節 地質調査及支持力測定 (Bearing Power of Soil)

(1) 重要なる建造物に於ては地質調査は第一に試みななければならない。夫れにはボーリングをなして試材を採取する。ボーリングの器械は回轉式鑽孔機と衝鑽式とある。簡單の場合には後者によるも重要なる場合は回轉式によりて棒状になりたる試材をとり上げて検査する。

(2) 前記の地質調査に於て建造物を保持するに足る堅牢なる地層存在せざるときは土の支持力を測定して上部の建造物を支持し得るや否やを知る。

測定試験荷重は土の沈下が始まる迄設計荷重の 2 倍迄となすを普通とする。試験は小面積に於てなすと實物大に於てなすと非常に相違あり。小面積に於ては大なる支持力を有するも其の割合には大面積に於て支持力を有せず。

(3) 杭打基礎を用ふる場合に於ても地盤柔軟なるときは杭の周圍の摩擦によりて支持せらるゝ故に支持力を知る爲めに矢張試験荷重によりて知るより外なし。此際前同様小數の杭の支持力と全體としての支持力に大なる相違があることに注意せなければならない。

### 第二節 杭打基礎 (Pile Foundation)

地盤の悪しき際に杭木を打込み上部の重量を支持せしむ。杭の打込み間隔は 75~90cm なるを要す。其の支持力は打込みの際最後に於ける沈降によりて定む。

沈降によりて杭の支持力を定むる實驗式は數多あるも大體の見當を附するに止り之にのみ信頼するは大なる誤りにして基礎の廣狹と杭の數によりて修正を加へなければならない。普通用ひらるるものは Sander 氏の實驗式であるが簡單なる爲めである。

## Sander 氏實驗式

$$P = \frac{Wh}{8d}$$

P = 杭の支持力 (kg or lbs)

W = 錘重量 (kg or lbs)

h = 錘の落下距離 (m or ft)

d = 最後の杭の沈下 (m or ft)

杭木は松材とし普通 2~7m 迄とし之より以上は材料費著しく嵩むを以て繼杭を用ふ。杭木は打込みの際に回轉しつゝ降下するを以て之に抵抗する様な繼手を要す。然れども完全なる繼手は望むこと難きが故につとめて避くるを可とす。近年米國オレゴン松にて 12m 以上のものあり材料費又安價である。

スチームハンマーを用ふるものは

Wellington or Engineering News 實驗式

$$P = \frac{(W_1 + AD) H}{6(d + 0.3)}$$

P = 支持力 (lbs)

W<sub>1</sub> = スチームハンマー重量 (lbs)

D = スチーム壓力 (psi)

A = ピストンの面積 (inch<sup>2</sup>)

H = ピストンのストローク (ft)

d = 最後の杭の沈下 (ft)

コンクリート杭は地盤がより悪しき場合又乾きたる地質にして木材杭木にては直ちに腐蝕する場合に用ふるものにして次式により計算する。

Brix 氏實驗式

$$P = \frac{hW^2w}{Fe(W+w)^2}$$

P = 支持力 (kg or lbs)

W = ピストン重量 (kg or lbs)

w = 杭の重量 (kg or lbs)

h = ストローク (cm or ft)

e = 杭の最後の沈下 (cm or ft)

F は安全率にして普通 2 とし建造物によりて 2~5 とす。

杭打基礎に於て木材杭木は常に地下水以下に入れなければならない。潮の影響を受ける處では平均低水位以上 60mm を越えてはならない。

柔軟なる地盤で杭打ちをなすに當りて固き地盤に達せざる場合は其杭は周圍の摩擦にて支持せられ支持力は (杭周圍面積×摩擦係数) によりて計算し得らるゝも杭の數少き場合に限る。杭の多數なるときは其地盤は杭にて固められた一つの浮地形を形成することゝなり杭打の意味は變つたものとなる。摩擦係数は試験杭によりて知ることが出来る。

著者は赤羽發電所の基礎の設計をなすに當りて此附近地盤軟弱なるを以て杭の上に荷重を置き沈下を現場に於て測定して土の支持力を考察し基礎工事を施行した。(鐵道省業務研究資料第 11 卷第 5 號) 然るに完成して器械据付後沈下をなし最終の安定迄には 1 呎に達した。是は浮地形の状態を呈し周圍の土との均衡を保つ迄沈降を續けたるもので此種の基礎に於ては蓋し止むを得ざるものである。

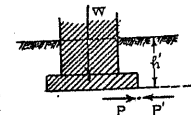
## 第三節 浮地形 (Floating Foundation)

杭打基礎にて支持力を得ざる時は浮地形になる。普通は格床基礎を用ふ。即ち角材を格子形に組み間隙には栗石を填充し上面は板張りをなし其上へ建造物を築造するもので上部の重量を地盤に廣く分布せしむる目的である。

軟弱なる地盤の上に築堤をなすとき粗朶敷きをなすは既に述べたが之も一種の浮地形である。

又軟弱なる土を掘り取り良質なる土と入れ更へを行ふことあり。之亦浮地形として良き方法である。

浮地形なるときは其下面に於ける土の能働地壓と周圍の土の受働地壓とが均衡を保つときに初めて安定するもので夫れ以外にも尙地中に存する空隙は上部の壓力によりて填充せられ従て多少の沈下を生ずるものである。浮地形の深さは第三章の地盤支持力と同様に計算し得らる。



$$A = \text{底面積} \quad P = \frac{W}{A} \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad P' = wh' \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

$$\phi' = \text{土の息角} \quad P = P' \quad \therefore h' = \frac{W}{Aw} \left( \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \right)^2$$

第 141 圖 w = 土の單位重量

(基礎參考、米國土木學會報 Nov. 1927 業務研究資料第 6 卷第 3 號譯出)

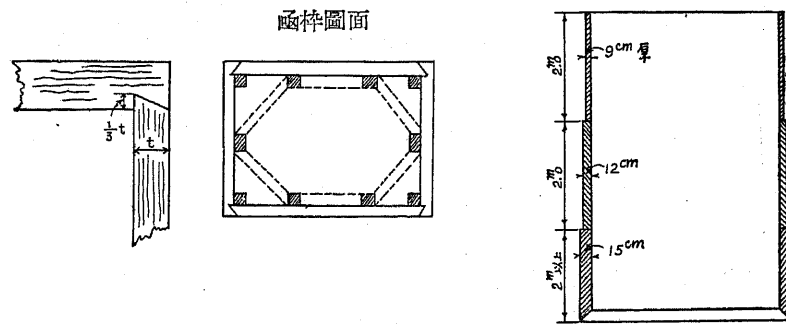
## 第四節 函 枠 基 礎

水中の基礎に用ふ。水中の確固たる基礎に達せしめ又は出水に對して其浸蝕顛倒を防止のため



水底より深く達せしむる爲めに此基礎を用ふ。施工上より深さ 6<sup>m</sup> 迄とし夫れ以上は工事困難である。函枠を作り重量をかけ内部の土砂を掘りつゝ沈下す。掘鑿の方法は内部の水のある儘にて長柄の袋「ジヨレン」を用ひて掘鑿す。所定の掘鑿終れば水中混凝土を打ち、水替へをなして上部の軀體コンクリートを施工す。水換へをなすに際して最も注意を要するは水の浮力の爲め函枠を浮き上らしめざることである。之を防止する爲めには充分厚き基礎混凝土をなすを要する。

$$(\text{函枠の重量}) + (\text{基礎混凝土重量}) + (\text{函枠周囲の磨擦}) > \text{水の浮力}$$



第 142 圖

### 第五節 鐵 矢 板 (Steel Sheet Pile)

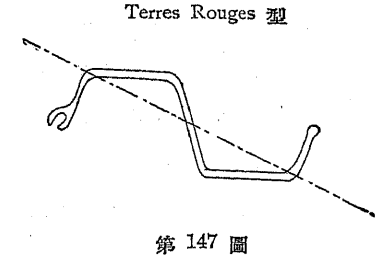
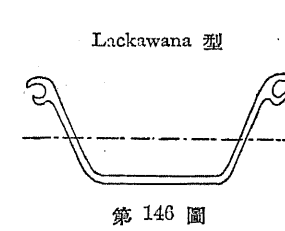
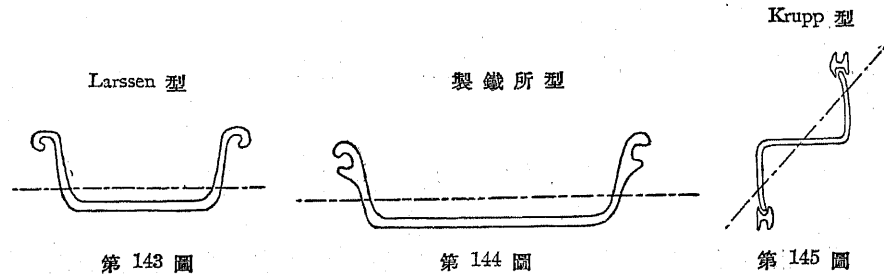
橋梁基礎に函枠の代りに基礎の周圍に鐵矢板を打ち込み掘鑿する。矢板には色々の種類があるが今日主に使用せらるゝものは次のものである。

#### 第一種 溝型断面

筒々の矢板は溝型をなし此種類に屬するものは製鐵所型、Larssen 型、Lackawana D.P. 型である。

#### 第二種 波型断面

筒々の矢板の形狀が既に波型をなし Terres Rouges 型は之に屬する。



#### 第三種 L 型断面

筒々の形狀 L 型をなし Hoesch 型、Krupp 型は之に屬する。

今前記三種の強度を實驗 (内務省土木試験所) したるものを見るに

##### 第一種 溝型断面

###### (1) 製鐵所 A 型 II 號

組立たせたる時中心軸に於て計算せる慣性率 I に比して實測の結果は其の 30% のみである。

###### (2) Larssen 型

之は製鐵所型に比して繼手が窮屈なるため強度稍勝れて居るが荷量の小なる間は 60-70% 迄あるも増加するに従つて 45% 程度に減少する。複 Larssen 型として繼手を一つ置きに壓力機にて壓縮して二枚を一枚になしたるものは次の Terres Rouges と同一結果である。

###### (3) Lackawana 型 D.P. 166 號

米國の實驗によるときは組合せの効果は認められて居ないので個々別々の強度である。

##### 第二種 波型断面

###### (1) Terres Rouges 型第 1 號

組立たせたる時の壁軸を中心軸とせる場合の理論撓度と實測撓度を比するに後者は前者の 80-90% を示し荷重大なるに至りて 68%~75% に下るも組合せの結果の大なることを知る。

##### 第三種 L 型断面

###### (1) Krupp 型

獨乙に於ける實驗によれば前記撓度間に殆んど一致したる結果を得て組合せの効果更に大なるものがある。但し此實驗に於ては組合せたる繼手に砂を填充して居る。

鐵矢板の特徴としては打ち込みたる後は漏水を止めることであるも初め水替へをなしたる許りのときは隙間より漏水する。此際に石炭殻を外側より投入するとき隙間を埋めて之を防止することが出来る。

斯く鐵矢板は裏側の水を止むるため壓力増加して時に倒壊せらるゝことあるが故に内方には堅固なる支柱を置くことが必要である。又砂地で地質柔軟なときは鐵矢板の後方にセメント注入をなすことがある。之は地下鐵道工事に用ひらるゝ方法で後方約 1<sup>m</sup> 位の處の砂層へ鐵棒を差し通し之を抜き取り代りに鐵管を入れてセメント乳を壓入し砂層を固めて後方よりの壓力を減ずる。尙一列で充分でない場合には二列に波形に孔を穿ちてセメント乳を注入する。

鐵矢板の打込み費は地質によりて異なるも隅田川橋梁に於ける例を見るに長さ 9<sup>m</sup> 打込深 3<sup>m</sup> 一日の工程打込 20 枚にして工費は

積込運搬一枚に付き 1.54<sup>円</sup>

打込費 一枚に付き	2.00円
計	3.00円
引き抜き費一日の工程10枚、1枚に付き3.10円であつた。	
又長さ12mのものにありては一日の工程打込15枚	
積込運搬費一枚に付き	2.02円
打込費 "	2.60円
計	4.62円

引き抜き費一日の工程8枚、一枚に付き4.10円であつた。

同じ例を山陰峰上線野田川橋梁に於て見るに起重機スチーム杭打機を用ひ鐵板厚2.5cm巾80cm長さ6m打込深4mにして一日の進行10本にして其費用一本に付き約4圓で引き抜きにはジャツキを用ひて一本約3.5圓であつた。引き抜き方法としては Demag Union 會社製杭打機による時は便である。之は杭を下方より倒に叩きて引き抜くのである。

之は引き抜きに便なるも騒音ある爲め近來は水壓引拔機によることが多い。

### 第六節 井筒基礎 (Well Foundation)

地盤軟弱なときは地中の深き堅固なる層に達せしむるために井筒基礎を用ふ。又地中適當なる層なきときは井筒の周圍と土の摩擦によりて上部の重量を支持せしむる。小なる建造物に於ては圓形を用ひ大なるものにありては橢圓形を用ふ。

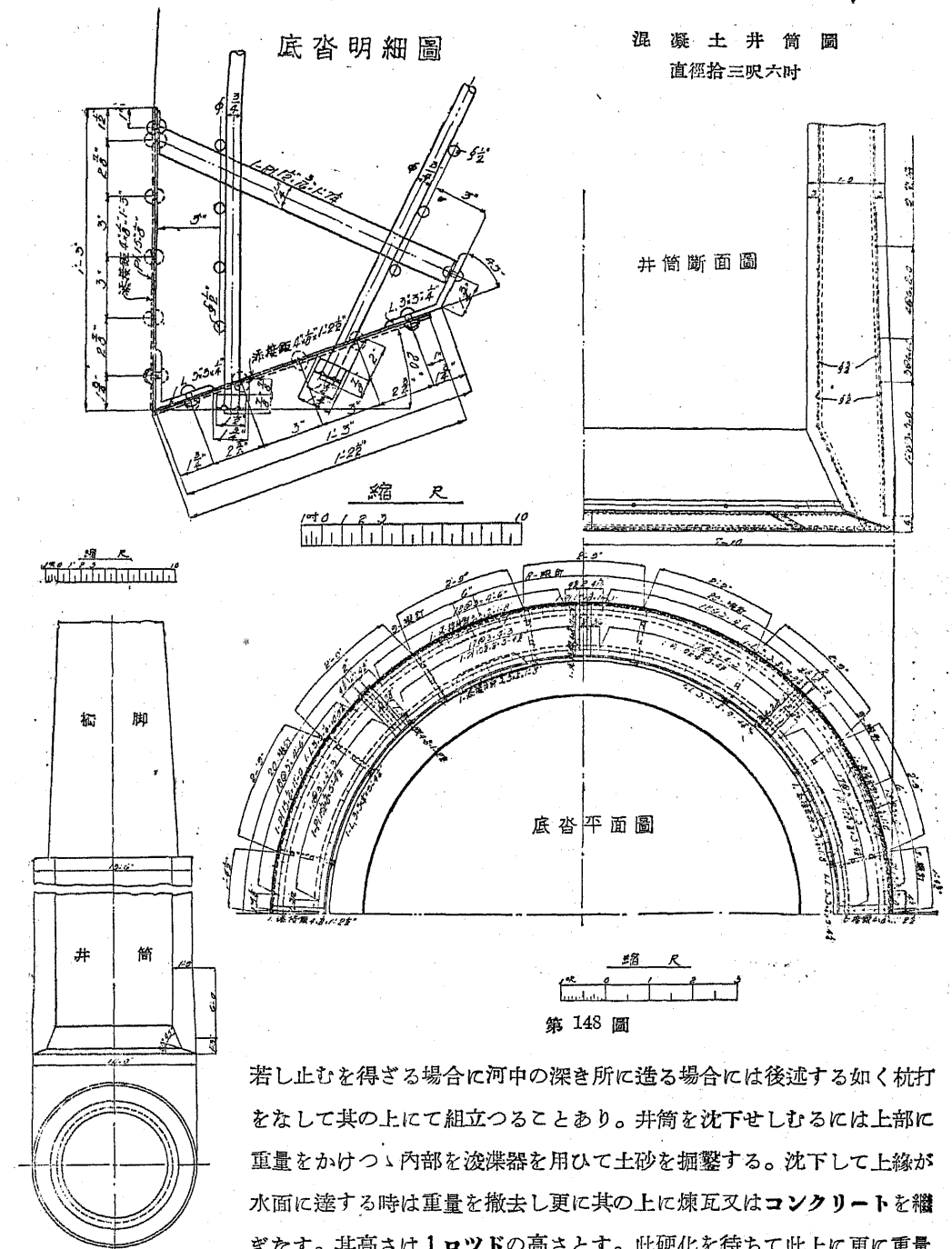
#### (1) 構造上の注意

井筒の底沓は外面を鐵板にて張り内部にコンクリートを填充する。是は沈下の際に土砂の中に喰ひ込ましむるによりて底部を堅固にする。古き施工法として木片を以て組立て尖端にのみ鐵板を張つたが工費大なるが故に用ひられない。簡單なるものは古軌條を横になして之を圓形に曲げ直ちにコンクリートを打ちたるものがある。底沓の内側の傾きは土質によりて異ならしめ土質硬きときは急角度になし土中に入るに容易ならしめ柔きときは鈍角となす。井筒の軀體は煉瓦を使用したりしが近來コンクリートを使用する。但し硬化を待つため工事期間の稍長きは免れない。煉瓦を使用する場合には底沓の周圍適當の隔りに鐵棒 (Rod) を立て長さ10呎となして上部に至るに従つて繼ぎ合す。其個所には軀體の周圍に鐵輪を埋め込みて横の強度を増す。此鐵棒の長さ10呎を1ロツドの長さと呼びて一工事のさかい目として煉瓦を積み終り又積み始めとする。コンクリートを用ふるものは鐵筋コンクリートとなす。

次圖は徑13呎6吋の圓形井筒の鐵道省定規圖である。橋脚の大なるに従つて橢圓形井筒を用ふ。明細圖は卷尾添附第十四圖、第十五圖であつて長徑16呎6吋と31呎の二種である。

#### (2) 施工上の注意

底沓を河中に据へ付けるに築島を造り其の上に据へ付け内部を掘鑿して重量をかけつゝ沈下せしむる故に橋脚の位置は築島工施の設を容易ならしむる様河深の淺き所を撰ばなければならない。



第 148 圖

若し止むを得ざる場合に河中の深き所に造る場合には後述する如く杭打をなして其の上にて組立つることあり。井筒を沈下せしむるには上部に重量をかけつゝ内部を液漂器を用ひて土砂を掘鑿する。沈下して上縁が水面に達する時は重量を撤去し更に其の上に煉瓦又はコンクリートを繼ぎたす。其高さは1ロツドの高さとす。此硬化を待ちて此上に更に重量を積載して再び元の如く掘鑿しつゝ沈下せしむる。斯く水中に於て掘鑿作業を繼續するが故に其の進行遅々として1日の進行極めて僅少で平均して見ると今迄の例は1日3~5呎である。勿論1日の1ロツドも沈下せしむることあるも平均するときは斯るものである。

土砂の硬きときは1回の掘り上げる量は僅少なるによりて斯る際にはポンプを用ひて水噴射によりて土砂を緩めて浚渫器を掛くるを便とす。

實際に行つた例としてはポンプはMyer's pumpへ5馬力モートルをベルトに接ぎ80封度を保たしむ。管の尖端噴射口は先端の孔以外に周圍に細い數多の孔を設け水を迸出せしめ井筒周圍の粘土を軟かになし然る後に浚渫して好成績を得た。井筒の上部に荷重をかける代りに内部の水を汲み上げることあり。此時は内部と外部と壓力が平衡を失ひて井筒は沈下するが土質柔きときは折々外部より泥土は底部内に突入し突然に沈下する。故に此方法は出来るだけ避くべき方法で之が爲めに井筒の周圍は不平衡なる土の突入により不平均なる沈下をなし傾斜するを常とする。井筒内の水を汲み出す代りに更に水を汲み入るゝ方法がある。此際井筒内は重量を増加して内外平衡を失ひて底部の土の移動が起りて井筒は沈下する。此沈下は矢張り突然起る故に井筒の傾斜を全々止むる譯には行かないが前者には優る。

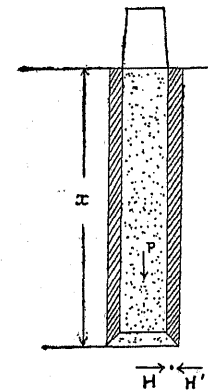
井筒沈下の際に障害物に當り又は片側岩盤に逢遇することあり。斯る際には水上より長き軌條等を用ひて破壊し又は潜水者によりてニューマチツクカツターを用ひて掘り起すを常とするも水替へをなさざれば施行し能はざることあり。水替へは地質粘土なるとき容易なるも砂なるときは水の浸入すること多きにより井筒の外周に沿ひて細き鐵管を打ち込みてセメント乳を注入して砂を固めて施行することあり。施工中の井筒の傾斜を直す方法として底脊の片側を餘分に掘鑿し、又は井筒の上部の荷重を片側のみに置き少し宛起す方法を講ずるも垂直に正位置に復すること困難にして費用多く數多の井筒が傾斜し積み上り之字形になつて居るのは此の爲めである。著者は井筒の出水の際に傾倒せるものを引き起したるに工費は殆んど新築費と同額を要した。

(鐵道省業務研究資料第11卷第3號)

(3) 井筒の深さ

- 1) 水流の急なる河川にありては井筒の深さは激流の爲めに底部を掘進せられざる程度迄深くせなければならぬ。富士川橋梁の如きは井筒の深さ 8m なりしも洪水の爲めに轉倒せられたる例がある。
- 2) 地盤軟弱なるときは井筒は周圍の土との摩擦と井筒底部の支持力による故に之に必要な深さがなければならぬ。今施工中の内部にコンクリートを填充前に於ける井筒の深さを決定するには次の通りになる。此際は荷重は (W<sub>1</sub>+W<sub>2</sub>+W<sub>3</sub>) の場合とする。

- W<sub>1</sub>= 橋脚重量
- W<sub>2</sub>= 橋桁及軌道重量
- W<sub>3</sub>= 列車重量
- w = 壘築工の單位重量
- x = 深さ
- A = 井筒斷面積



第149圖

總重量  $W = wxA + W_1 + W_2 + W_3$

井筒と周圍の摩擦  $= \frac{w'x^2}{2} \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \mu c$

$\phi$  = 土の息角

$\mu$  = 摩擦係數 = 0.35

$c$  = 圓周長

$w'$  = 土の單位重量

$P$  = 井筒底部の壓力

$b$  = 單位面積に於ける水の浮力

$P = wxA + W_1 + W_2 + W_3 - \frac{w'x^2}{2} \frac{(1 - \sin \phi) \mu c}{(1 + \sin \phi)} - Ab$

受働地壓  $= H' = xw' \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$

能働地壓  $= H = \frac{P}{A} \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$        $H = H'$

$\frac{P}{A} \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = xw' \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$        $P = Axw' \left( \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right)^2$

$\therefore wxA + W_1 + W_2 + W_3 - \frac{w'x^2(1 - \sin \phi) \mu c}{2(1 + \sin \phi)} - Ab = Axw' \left( \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right)^2$

$\frac{w' \mu c (1 - \sin \phi)}{2(1 + \sin \phi)} x^2 + A \left\{ w' \left( \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right)^2 - w \right\} x + Ab - (W_1 + W_2 + W_3) = 0$

此式の  $\mu$  及び  $b$  に適當なる値を入れて  $x$  の二次式として  $x$  の値を見出すことが出来る。上部荷重には安全の餘裕を見込むことを要するは勿論である。

前式に於て表面摩擦は地質によりて相違するは勿論にして今日迄の實測したるものを擧ぐるときは次の様である。

橋梁名稱	各橋脚の摩擦	平均摩擦	橋脚數	地質
Bellefontaine	600~700#/□	648#/□	4	細砂、砂、粗砂、玉石
Blair Crossing	300~410 "	381 "	4	細砂、粗砂、粘土
Brooklyn	600 "	—	—	—
Cairo	622~932 "	750 "	10	砂
Havre de Grace	308~489 "	400 "	4	沈泥、砂、泥
Mckinley	600 "	—	—	—
Memphis	365~837 "	584 "	5	砂、砂利、泥、粘土、沈粘土、流砂
Miles Glacier	620 "	—	—	—
Nebraska city	409~590 "	525 "	3	—
New Omaha	472~678 "	617 "	5	砂、砂利、粘土、床岩
Rulo	351~944 "	614 "	4	川砂、粗砂、荒粘土、砂利

Sionx city	314~535 "	463 "	4	細砂、黃砂、粘土、玉石
Williamsburg	750 "	—	—	—

浮力 (Bouyancy)

水の浮力は地質と井筒の深さによりて異なる。其大きさは零より水の場合に迄變化する。用氣潛函の場合は壓搾空氣の壓力によりて知ることが出来るが井筒沈下の場合に於ては今迄の例によるより外はない。

Delaware 河の Camden 側橋脚の場合 14<sup>m</sup> の深さにて泥土及び砂の場合 98<sup>k<sub>w</sub>/m<sup>2</sup></sup> (20<sup>#/sq</sup>) で 15<sup>m</sup> の深さにて砂及び砂利層にて 88<sup>k<sub>w</sub>/m<sup>2</sup></sup> (18<sup>#/sq</sup>) 18<sup>m</sup> の深さにて青色堅粘土 98<sup>k<sub>w</sub>/m<sup>2</sup></sup> (20<sup>#/sq</sup>) 21<sup>m</sup> の深さの雲母及び粘土のとき 122<sup>k<sub>w</sub>/m<sup>2</sup></sup> (25<sup>#/sq</sup>) 24<sup>m</sup> の深さに於て同様な地質にて 146<sup>k<sub>w</sub>/m<sup>2</sup></sup> (30<sup>#/sq</sup>) に達した。

試験荷重

井筒の支持力は前記によりて大略知ることが得るも實際に當りては試験荷重を置いて幾日かを經て沈下なきとき之を安全支持力とする。荷重は多くは軌條を使用し其の重量は井筒の自重と其の上に来る重量なるも試験荷重を置く際には内部及び底部は尙完成せざる前なるによりて實際のものを知るに困難である。試験重量としては橋臺若しくは橋脚の重量並に同様に受ける桁及び軌道等の靜荷重及び列車の動荷重を加算したるものへ百分の二十を割増した重量を用ひ之が井筒の外周摩擦と底部の支持力にて持つとなし、井筒の内部に填充するコンクリート重量は竣工後井筒外部の土の重量と平衡し尙底部の支持力にて持つことに考へるのが今迄の施行方法である。

(4) 井筒の内部

井筒の内部はなるべく粗悪なるコンクリートを填充し支持力の上より石炭殻コンクリートの如き輕きものを可とす。

近來の施工法として内部を空筒の儘になす。是は井筒の重量を減ずるのみならず地上に出ずる部分に於ては地震に對して質量の少きだけ影響少く又外周に生ずる抗張力に對して上部の重量が周圍に集まるだけ單位面積に於ける壓力大となり夫れだけ張力が減ずることとなる。又工事費の上より約  $\frac{1}{4}$  を減額し得る。斯く凡ての點に於て有利なるも中空なる故に井筒が一個體として働き得るや否やの點であるが、是がためには中筒の所々につなぎを入れて強固にする必要がある。

(5) 井筒の工費

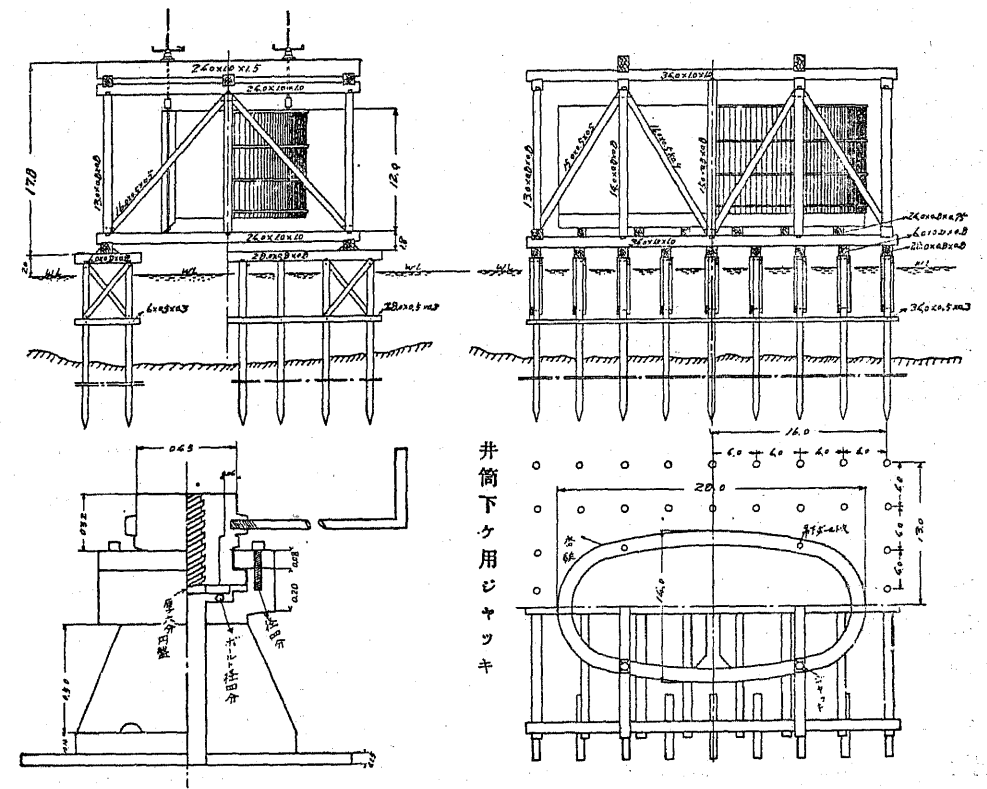
施工の場所と施行の時によりて相違あるも鐵道省新設線路に於て施行せる單價は卷尾添附第七表に示す通りで工事は請負に附したるもので、材料工費を合せて圓形小形のもの深さ 1 呎當り平均 160 圓にして橢圓大形のもの 450 圓に當つて居る。

(6) 井筒据付

井筒の据付けには築島を造り其上に据へ付くるを普通とするも水深大にして築島困難なる場合には次の方法による。

- (a) 井筒懸吊据付け 水中深所に於ては懸吊方法による。水中に杭打をなし之に桁を渡しジャッキを取り付け夫れに捻子を附せる四本の鐵棒を通じ棒の先端を脊鐵に取り付け井筒コンクリートを施行す。次にジャッキに依りて鐵棒を動かして徐々に沈下し川敷に達せしめる方法で第 150 圖に示すものである。
- (b) 他の方法として底沓及び井筒の周圍内外を鐵板にて張り中空の井筒外壁を作り之を水上に浮べて運搬して所定の位置に据へ付けコンクリートを填充する方法で鎮南浦の石炭横込設備の橋脚井筒は此方法を用ひてある (土木學會誌昭和九年)

井筒懸吊沈下法



第 150 圖

第七節 潛函基礎 (Caisson Foundation)

〔I〕 開潛函 (Open Caisson)

井筒の如く深からずして確固たる地盤に達する時は前記の如き函枠を沈下する。之も開潛函で

あるが、此木材の代りに**コンクリート**を使用して直ちに之を基礎となす。其の沈下の方法は井筒と同様なるも其の構造は井筒工に比して極めて簡単でよい。底沓の如きは函枠に準じたるものでよい。又之は橋脚の形になすを以て函枠に比して断面を少くし底面を小になし得て湧水量も少く従て渦巻ポンプ等にて水替へをなして掘鑿することが出来、又函枠の如く切り張りを要せざる故に仕事も容易である。

〔II〕 氣用潜函 (Pneumatic Caisson)

基礎工事中に障害物に逢遇するとき前記の如き井筒工事に於ては之を除去するために大なる困難と時日を要し、又地質軟弱なるときは井筒は眞直に沈下せしむること困難にして傾斜し易く一旦傾斜するときは之を直すこと困難にして之を正當の位置に置かんためには曲げて積むより外はない。従つて出来上りたる井筒は之字形となり極めて不安定の基礎となる。斯る際には氣用潜函によりて壓搾空氣を以て水を排除して函の内外同一壓力に保たしめ陸上と同様に掘鑿する。殊に深所に岩盤ありて此中に平に切り込みて基礎を造る場合には此方法は最も適當したる方法である。只此方法は機械設備を要し工費著しく高價に上る缺點がある。又壓搾空氣を用ふる故に此内に作業する人の保健上限度あるもので空氣壓力  $2.8\text{kg/cm}^2$  ( $40\text{#/sq}$ ) 迄で深度より云ふときは  $30\text{m}$  ( $100\text{呎}$ ) 迄である。

(1) 潜 函

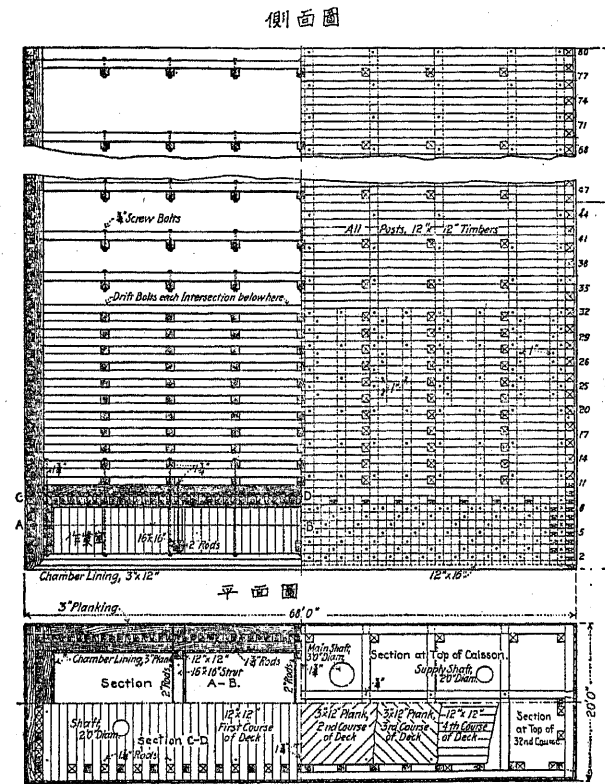
第 151 圖及第 152 圖は木造及び**コンクリート**造潜函で鋼鐵の双口を有し作業室の周圍は鐵筋**コンクリート**又は木材にて組立て作業室には圓筒を立て其の上部に氣閘を備へて材料の搬出及び作業者の出入に備へる。其の外に 2 本の送氣管を備へ壓搾空氣を送りて水の浸入を防止し内部を掘鑿して徐々に沈下せしめ沈下に從ひて作業室の上部は木材又は鐵筋**コンクリート**にて繼足す。第 152 圖 A は作業室、B は井筒の下部断面を示し C は**コンクリート**外周、D は**コンクリート**施工中の型枠、E は送氣管、F は圓筒、G は氣閘で H は作業中の假設備である。

斯くして沈下終りたるときは潜函内に於ける支持力を検査し充分なるとき内部は**コンクリート**を填充するものとす。尙**コンクリート**の空隙を填充する爲めには豫め潜函の四隅天井に上より  $2.5\text{m}$  の鐵管を挿し込み置き是を通じて最後に**モルタル**を注入する。

初め潜函を据へ付くるには水中設置の分は進水臺上にて作り進水して之を所定の位置迄浮べて運搬し繫留して正位置に就かしめ**コンクリート**を打ち河底に膠着せしめ双口を河底に突入せしめて送氣する前に壓搾空氣の爲め浮き上らざる様充分の重量の**コンクリート**を打たなければならぬ。井筒を据へ付ける以前に於て河底は水平に浚渫して置くは勿論である。

陸上に於けるものは直ちに据へ付け水深小なるときは築島工を設け其の上に据へ付ける。掘鑿せる土砂は氣閘の上下二個の扉の交互の開閉によりて潜函より排除するもので尙此氣閘の扉は垂直にバケツトの操作に便しクレーンによりて作業せしむる。

米國 Broadway 橋梁潜函圖



第 151 圖

氣閘は作業人夫の出入と土砂の搬出兩様に使用し得るもので人の場合には急激の増壓又は減壓を避け概ね 20秒 ~ 40秒 に  $0.075\text{kg/cm}^2$  ( $1\text{#/sq}$ ) の割合を以て増壓し壓力を下げるときは 2分間に  $0.35\text{kg/cm}^2$  ( $5\text{#/sq}$ ) 3 分間を休みつゝ下げる。

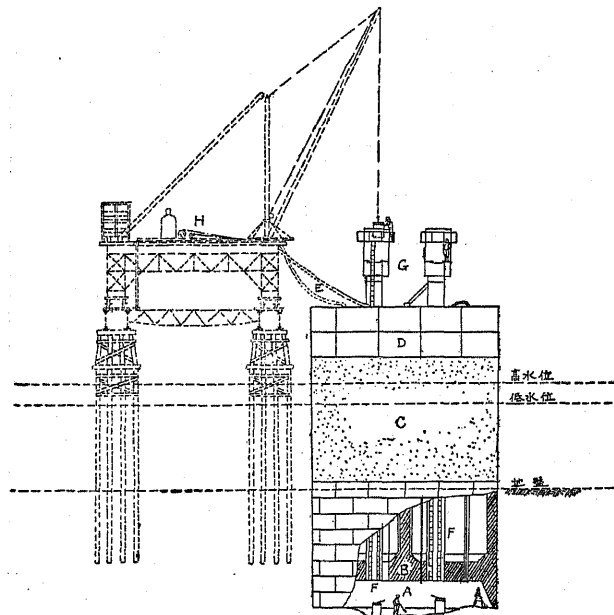
(2) 壓搾空氣量

之は作業人員の保健上の見地より他は潜函排水を完全にするの點である。前者は人員一人に付きて一分間の所要空氣量を 7 立方尺 ( $25\text{ft}^3$ ) と査定して居る。而して後者に於ける空氣の漏る量は通常此量を凌駕する故に後者にて決定するも地中深く粘土量なるときは特に此量を考慮することを要す。

空氣の漏れる量は地質によりて異なり一概に云ふことは困難で卷尾第八表は今日迄用ひられたる例である。今是より大略の量を云ふときは作業室面積の一平方呎當り一分時 1.05 立方尺 (一平方呎當り 0.3 立方尺) にして周圍の一呎當りより云ふときは一分時に 12.02 立方尺 (一米當り 1.1 立方尺) である。

(3) 空氣の壓力

木曾川橋梁潜函及作業圖



第 152 圖

潜函の沈下には下部の作業室に於て湧水を防止して掘鑿を行ふものなれば湧水の防止の爲め地下水の水壓に對應するだけの壓搾空氣を絶へず作業室に送氣せしむるを要する。今假りに水中として相當氣壓を概算すれば大凡水深 23 呎に對して每平方呎 10# の壓力となる。而して 100 呎に至るときは 43# にして之れ以上の壓力に對しては高氣壓に起因する特種の病氣を惹起することがある。故に國によりて之に制限を置く。米國の如き 40# 迄とす。又就業時間にも壓力の高度によりて差あらしめ。

20#	8 時間
20#~28#	6 "
28#~33#	4 "
33#~39#	3 "
39#~44#	2 "

潜函の病に對しては療養間によりて殆んど全快せしむることを得るものなれば設備の初めに當りて之が備付けをなし置くこと必要である。

(4) 工 費

關西線木曾川橋梁基礎は長徑 13<sup>m</sup> 短徑 6<sup>m</sup> 鐵筋コンクリートの井筒にして潜函作業によりて施行した。而して潜函井筒の費用のみを井筒の總高にて除したるものは高さ 1<sup>m</sup> 當り準備工事費として 4,500 圓、本工事費として約 3,300 圓を要し合計 7,800 圓を要した。而して兩橋臺基礎は同

型にして深さ 17<sup>m</sup> の内 7<sup>m</sup> 迄は各普通の井筒沈下方法によりて  $\frac{3}{4}$  立方ヤードのクラムシエルバケットを用ひて掘鑿して沈下を助くる爲め相當量の軌條を荷重として上部に積載した。而して此方法による沈下の費用は工費、機械運轉費を合計して沈下 1<sup>m</sup> 當り僅々 530 圓で深度小なる關係もあるが、極めて僅少にて一割にも足りない工費で出來上つて居り、従つて氣用潜函工費は井筒に比して相當大なるものなることを知る。(土木學會誌第 15 卷第 4 號)

尙潜函の費用を比較する爲め前掲以外の普通井筒沈下に要する工費を見るに大型橢圓井筒沈下の費用は深さ 1<sup>m</sup> に付きて約 1,500 圓で潜函井筒費用は是に比すれば約倍額で準備費迄加入するときは五倍の工費を要することになつて居る。併しながら今日にては之を専門に施工する會社が出來施工方法にも改良が加へられて其の工費も低減せられつゝある。

第八章 橋桁架設方法 (Election)

橋桁架設は鐵道建設工事中の重要なものの一つで近來架設期日の短縮と經濟的施設とは重要視せられ色々の架設方法が考案せられて地勢に適應したる方法を探り架設費も著しく遞減せらるるに至つた。

橋桁架設に大切なるは架橋の時期を撰ぶことで之が爲め出水による危険を避け得るのみならず工費をも節減することが出来る。著者は北上川 300 呎橋桁架設中出水に出會し苦い經驗を有するが故に特に其の必要を感じる。出水時期は河によりて異り夏期の洪水と雪解けの出水にて後者は思はざる時期に起ることあり。故に今迄の長き統計によりて出水期を調査して其の時期は避くべきである。大抵一年中の十一月、十二月、一月は出水なく、此時期を撰ぶときは架橋の爲め假設工事は簡單に出來、工費を節減し得るのみならず出水による危険を避けることが出来る。

鐵桁架設には足場を用ふる方法と足場を省略して器械的施行によるのと二つある。

第一節 足 場 (False Work)

[I] 杉丸太にて足場を作り其の上に軌條を敷き鉸桁を運搬架設する方法である。徑間大となり構桁になるときは其の上にゴライヤスを組立て滑車を吊りて橋桁各部材を吊り上げ一端より順次組立つ。

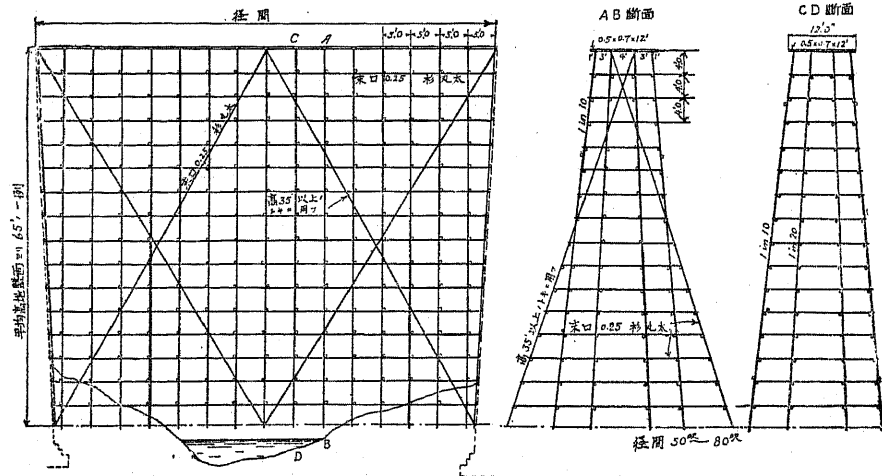
鉸桁の架設足場は床石面高に作り其の上に枕木にてサンドルを組みレールを敷き鉸桁をトロリーに載せ架設の位置に運びジャツキにて昂上しトロリーを抜き更にジャツキによりて下降せしめて据へ付ける。

足場による架設工事費

足場の組立は次の圖 153~156 圖に示すもので之に要する架設工事費は大略次の圖表 157~158 圖

に示す通りで岩越線にて施行したる例である。同時に當時の勞銀表を掲げた。今日施工するにせは勞銀を比較して割増を要する。

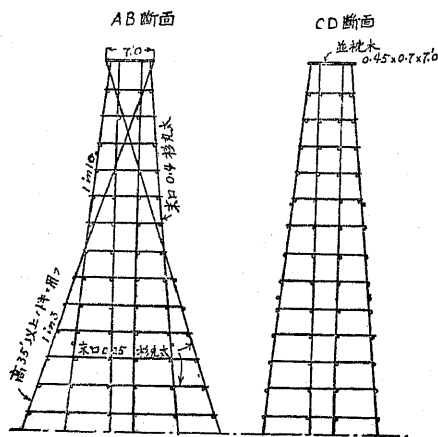
版桁架設足場圖 其一



第 153 圖

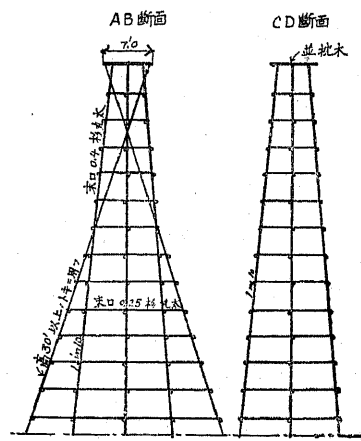
第 154 圖

版桁架設足場圖 其二



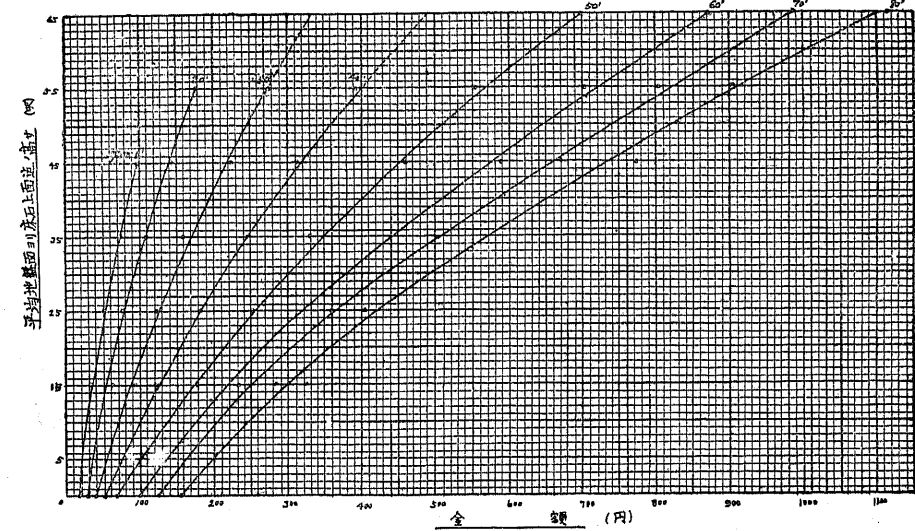
徑間 40 呎  
第 155 圖

版桁架設足場圖 其三



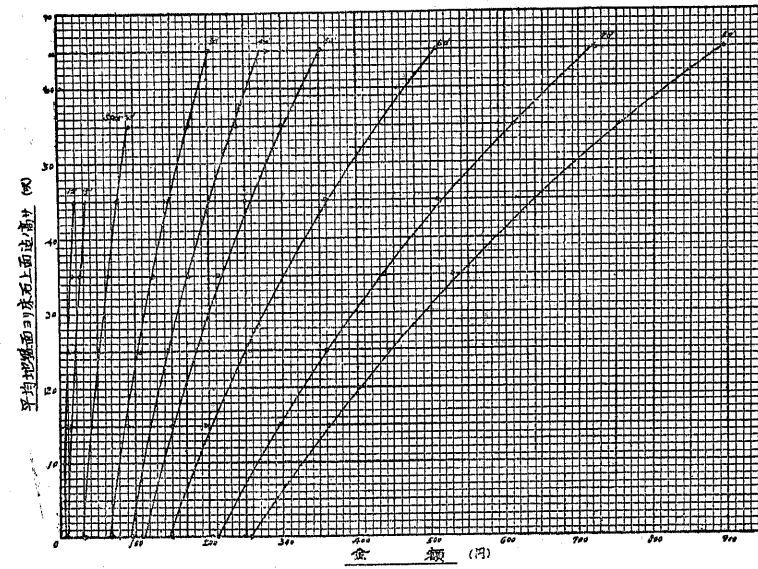
徑間 20 呎 30 呎  
第 156 圖

鐵桁架設材料費 (概代り金で示す)



第 157 圖

鐵桁架設工費



第 158 圖

力之算成に使用セル職人勞銀表

職名	賃金
熟練工	1,100
鍛冶工	1,050
熟練工	800
熟練工	800
熟練工	800
熟練工	700
熟練工	500
熟練工	400
熟練工	330

〔II〕 橋梁架設用構桁 (Election Truss)

大なる徑間を有する橋梁を架設する場合には前記の如き足場を用ふる時は費用の點並びに出水の際流失せらるゝ虞れあるを以て特に架設用構桁を備へ何れの徑間にも切り縮め又は他の桁或は足場にて前後を補足して用ふる。

鐵道省に於て使用するものは徑間 150 呎全重量 27 噸で片側トラスのみなるときは 10 噸である。



各部材の接合は鉋又はボルトで第159圖に示したるものである。架設方法としては鐵索を張り片側主構の一區劃宛組立て漸次送り出して架設する方法である。(第160圖参照)

先づ最初に構桁組立用のゴライアスを組立て之は鐵索の受臺とすると共に之によりてトラスを組立て懸吊して送り出すのである。鐵索は兩岸より吊り一方を高くして送り出すに容易ならしむる。構桁の組立てはゴライアスの直下にて組立て吊り上げ出來上りたるだけ順次前方に送り出すので全部終りて前方所定の受臺上に達したるとき先づ後端を受臺上に吊り下し据付くる。此の構桁は斷面が小にして横に對する剛性が至つて微弱で全徑間を通じて前後二點で吊り下げると著しく主構全體が彎曲するにより尙中央に中吊りを要する。

斯くして片側主構が架け渡されたる後に他の片側の主構の架け渡しを要する。之は前と並行に吊りたる鐵索によりて同様に架け渡し床桁下部上部綾構を取り付け完全なる一連の構桁となすのである。

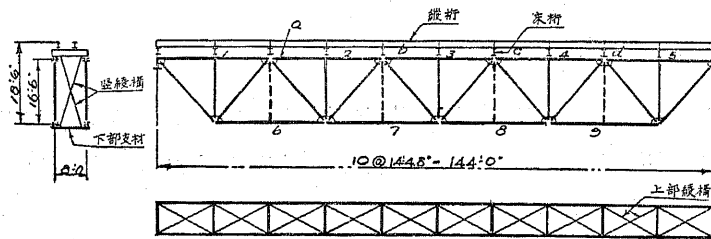
斯く出來上りたるものは尙上部の本桁架設の爲め弱く二連又は三連を要するが故に前に架設したるものは横に移動して更に第二連目の桁を架設する。横に移動するには床桁の下部に鐵棒を入れてローラーとなし他方へ押しやるのである。

此方法は前述の如く急流又は深谷の爲め丸太足場を使用する事が出來ない場合に用ひらるゝも今假に丸太にても足場を作り得らるゝとし費用の點を比較するに架設用構桁を二連並列に架け渡し中心間隔を10呎として全巾23呎となる故に丸太足場も同様となし兩側に $\frac{1}{20}$ の勾配を附し比較箇所は高さ80呎で縦斷面積は前者が7,853平方呎、丸太足場は6,525平方呎である場合に架設用構桁の場合は普通足場に比して次表の如く $\frac{2}{3}$ にて仕上げることが出来る。

工費	名稱		架設用構桁		丸太足場切組	
	薦並大	人夫計	人	円	人	円
費	人	夫	425.5	1,276.5	470.3	1,410.9
	大	工	33.0	49.5	44.0	66.0
	計		27.0	81.0	122.0	366.0
材料費	物	品		1,993.4		4,403.2
	損	料		732.0		—
	計			2,725.4		4,403.2
合計			4,133.4		6,246.1	

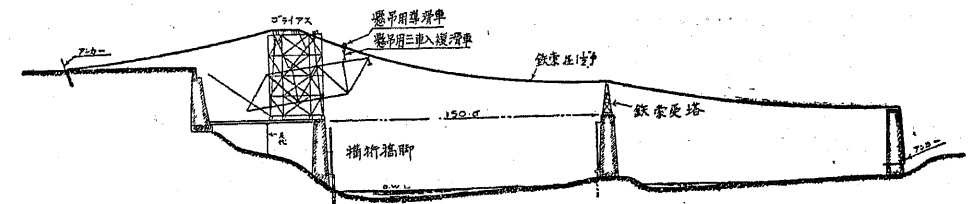
材料費中損料は構桁の5%鐵索の10%とした

構桁の代價は二連分にて 9,385圓  
 鐵索 徑1  $\frac{1}{2}$  二卷分 一卷分 540圓  
 " 徑  $\frac{5}{8}$  五卷分 " 310圓



第159圖

第二利根川橋梁エレクション・トラス架設し圖



第160圖

第二節 板桁架設方法 (Plate Girder)

(I) 操重車

國有鐵道で年々架設する板桁は多數に上り從來の足場による方法は費用大なる故足場を廢して架設する爲めに特に製作したるもので其の構造は第161圖にて示し次のものよりなる。

- (1) 車臺 (a) ボギー車で前後はボギー4軸宛の上のせ中心間55呎である。最小半徑300mの曲線に於て偏倚するも巾に餘裕を附し運轉には差支へがないようにしてある。
- (2) クレーン柱 (b) 車臺の上にクレーン柱を立つ柱の下端は關節となし之を伏せるときは全く車輛限界内に收められる。柱を起すには其の頂點中央に締結せる索條と連絡しある所の前部ウインチを巻くのであるが、柱が起きて垂直の状態を稍過ぎる頃から後部のウインチを働かせ控へ索條によりて柱を靜かに所定の位置迄起すのである。柱を倒す場合は全く反對の順序になす。
- (3) ウインチ (c) 車體前部ウインチは二つの用途を有し、其の一つは柱を引き起し他の一つは桁取付金具の運搬用に用ふる。後部のウインチは二個を有し第一は架設すべき桁の捲き揚げ捲き卸して作業中最も重要なものである。第二は操重車が桁を吊つて所定位置に卸し終つた後に取付け金具其の他を手許の方へ引き戻すに用ふる。
- (4) 桁受 (d) 車體の前方に取付け二本を一組とせる鑄鐵製の腕が二組あり、其の各組の腕の上に鑄鐵製ビームを架し此の上に鐵桁の後端を載せるものである。此の腕は車臺の左右兩側梁の側面に設けられある所の鑄鐵製の溝に嵌つて居り把手を廻轉すれば齒車装置によつて容易に之を溝に沿ひて前進又は後退せしめ得るのである。
- (5) 平分装置 (e) 桁を吊つたとき尖端が左右一對のウインチの捲方が多少不揃ひであつても左右兩側の桁吊り索條に負擔せらるゝ荷重を均齊に保つ爲めに索條を短き鐵桿の兩端と結び鐵桿の中央にピンを差し此のピンより桁の兩側を吊るのである。
- (6) 自轉機 (f) 操重車は架設の際に寸を争ふ程正確なる位置に停止するを要する。之は機關車によることは困難であり且つ危険であるから車の側に設けたる廻轉把手によりて人力を以て運轉し得る様にしてある。



(7) 軌條掴み (g) 操重車が鉸桁を吊りて所定の位置に止り愈々架設作業を行ふに當つて操重車の安定を期するため軌條を把握せしむる。

能率と所要人数

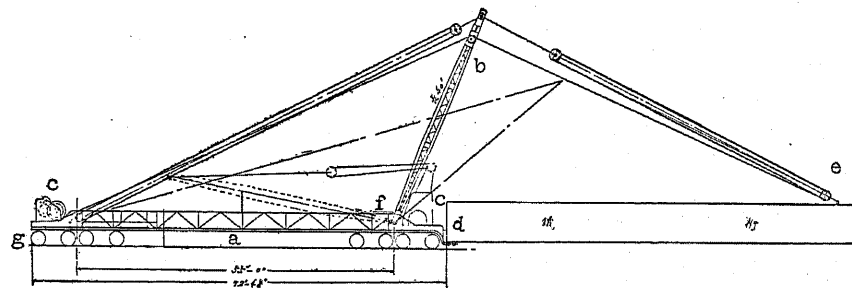
日豊線小丸川に於て施行したる例によると70呎鉸桁三連を一日にて架設することを得た。而して架設に要したる人数は桁数が三十五連にも達したから比較的少人数で間に合ふて経費が安くついた。一徑間當りにするときは一連16人の割合に當る。尤も此の内には軌道取付け人夫は含有して居ない。

足場架設法との比較

小丸川と状態酷似したる一ツ瀬川に於ける足場架設法と比較するときは次の表に示す通りで前者は約一割にて足りて居る。

	橋梁名	工費	物品費	合計
操重車	小丸川橋梁	40.6	11.5	52.1
足場架設	一ツ瀬川橋梁	297.9	181.0	478.9

前掲橋梁は桁数多き爲に工費多きも他の例で高山線に於ける益田川は同じく70呎 徑間で一徑間に付き工手 9.9 人、並人夫 23 人、駕人夫 4.9 人、合計 38 人 を要し之に支拂ふた金額 71 圓であるから操重車を使用すれば大體に於て 1~1.5 割の架設費用で足りる。



第 161 圖

〔II〕 二又式架設方法

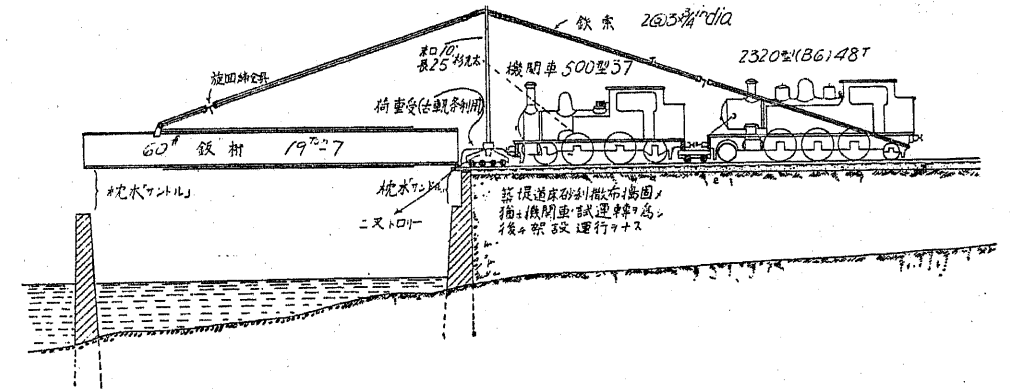
操重車式架設法と同じ方法であるが、操重車の備付けなき場合に二又式架設法が用ひらる。普通橋桁運搬用トローリ臺に四車軸を取り付ける。この臺上に角材を縦横に架し中央に二又(柱は杉丸太末口10" 長さ25' 二本)を建て胴付きは柄狀となす。桁受けは古軌條12本を3本づゝ組合せ四筋をトローリ臺上に並列し互に繋ぎ合せ一端はトローリ臺より懸垂せしめ尖端を曲げて桁受けとなし他端は同じく折り曲げて機關車に取り付ける。

ワイヤロープは二又の頂點より張り一端は鉸桁を掴金具によりて掴み他端は機關車の後端に結び付け旋回締金具によりて伸縮を調節せしむる。

斯る構造の下に機關車二臺にて推進し所定の位置に止め桁の尖端が先方の橋脚上サンドルに達せば橋脚及び橋臺サンドル上に用意せるジャツキによりて少しく扛上し掴金具を取り去り機關車を後退せしめ後はジャツキによりてサンドルの枕木を一丁宛取り外しつゝ所定の位置に下げるの

である。

伯備線日野川橋梁は徑間7×60呎で此方法により施行した。曲線なるため偏倚角だけ橋脚頂部に古軌條にてブラケットを出し置き桁を架け渡し下降せしめたる後に横に移動せしめた。之等の工事をなしたため時間を要したが一日一徑間の進行をなした。之に使用人数は桁運搬架け渡し軌條敷設迄含みて一徑間50人で足りた。

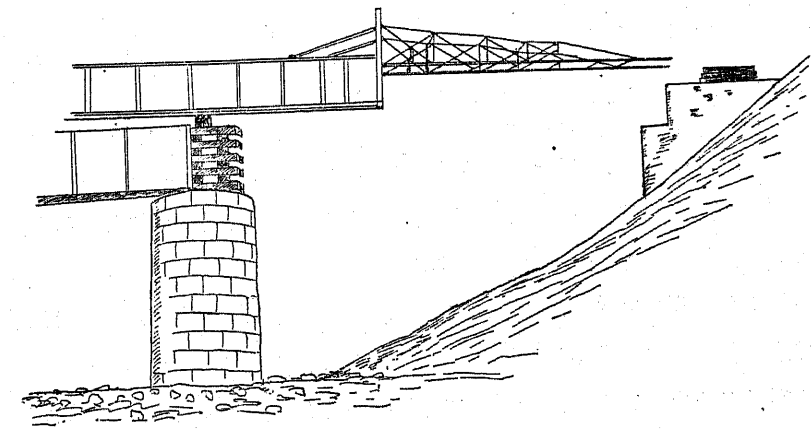


第 162 圖

〔III〕 手延式

(a) 鉸桁の一端に小型のパイロツトラスを取り付け鉸桁をトローリ上に載せ押し進むときはパイロツトラス並びに桁の先きは川の上に懸垂するも鉸桁の重心は尙陸上にあり。トラス尖端が先きの橋脚に達するに至りて重心は陸上を離るゝも此の時はパイロツトラスと鉸桁とは一徑間となる譯である。尙押し進めて桁を所定の位置に達せしむる。

橋脚及び橋臺床石の上には豫め枕木サンドルを積み置きて其の上に簡單なるローラーを載せ又桁の後端は豆トロの上に載せて容易に押し進め得せしむる。

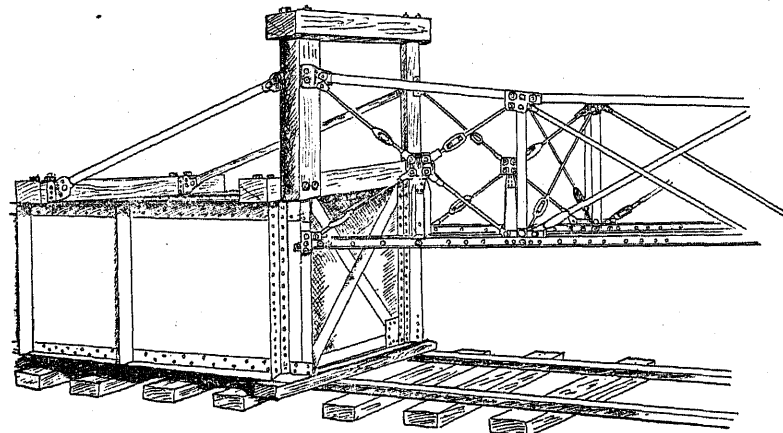


第 163 圖

斯くして所定の位置に桁が達したるときに桁はジャツキによりてサンドルの枕木を取り除けつ

↓下降せしめ据へ付くる。パイロットトラスは鐵桁の下端と同一高さに取り付くるも最終の徑間は胸壁のある爲め圖面の如く高く取り付くる。パイロットトラスは架設桁の半分の重量によりて設計し接手も皆錐又はボルトによるものなれば取扱簡便にして容易に組立て得るものである。

尙パイロットトラスを鉄桁に取付け又は取外す場合に移動小型クレーンを使用するときは極めて便利である。



第 164 圖

此の方法によりたる高山線第一益田川の例を見るに70呎鉄桁に於て人数は工手23.6人、並人夫51.9人、高人夫25.5人、鍛冶1.5人にて足り架設費としては210圓を要した。

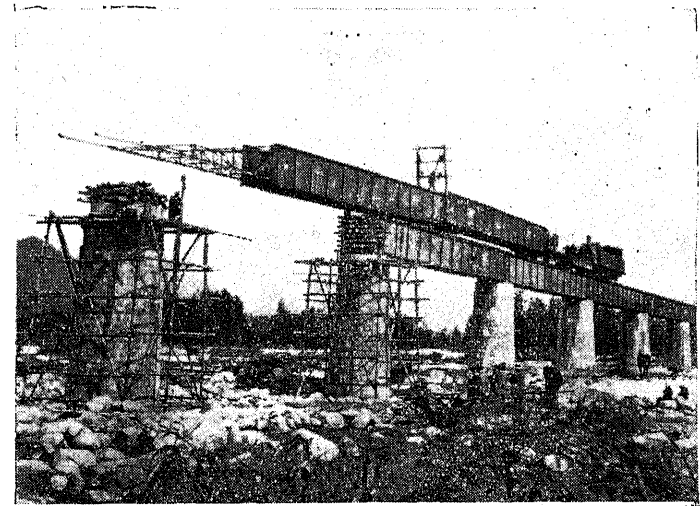
手延式と足場式と状態相似の橋梁に就て比較せるに次の様である。

	名稱	徑間	徑間數	川底より桁 上端まで高	工費	材料費	合計	一呎當り 架橋費
足場式	山田線第八米内川	40 <sup>呎</sup>	3	27 <sup>呎</sup>	140.80 <sup>圓</sup>	362.18 <sup>圓</sup>	502.26 <sup>圓</sup>	4.18 <sup>圓</sup>
手延式	〃 第十二米内川	40	4	29	165.38	86.40	252.38	1.58

此比較に於て一呎當りにするときは足場式の4圓18錢に對して手延式は1圓58錢である。前者は材料費に多きを要し假に材料の半分が再用に堪ゆるものとするも尙一呎當り2.67圓となる。然し手延式の機具は4,000圓を要するが故に之が原價の償却金利等を要するも之は計算に入れてない。

(b) 前記の手延式は架設後桁を所定の位置に下げる爲めにジャツキを用ふるもこの繁を除く方法として特別の設備によりたる次の例がある(第165圖)

架設せんとする桁の先方にパイロットトラスを取り付けると共に後方には他の桁を連ね其の頭部に鳥井立を作り鐵索にて架設せんとする桁を吊りて其の儘押し進めパイロットトラスの先端が先の橋脚上に達するときにワイヤーロープにて桁の後端を吊り上げ傾斜の儘にて控綱を取りつゝ桁を前に押し進め所定の位置に達したるときワイヤーロープを緩めて吊り下げ床石上に据へ付くるのである。



第 165 圖

〔IV〕 鉄桁連接架設法

(a) 鉄桁を二連以上架け渡す場合は二連の桁端を結び合せ上縁端には前の桁の垂れを防止するに充分なる接目鉄を置き前同様の方法にて押し出す。この際後方の鉄桁上には對重として古軌條其の他重量物を載せ置かねばならぬ。

(b) 徑間數多るときは二連のかはりに全徑間を接ぎ合せ先方より鐵索にて引き寄せ架設する方法である。此の際桁を接ぎ合する桁の間に橋脚上に於ける桁の間隔を離し置かなければならない。接手は前方桁のみは上縁に接目板を要するも他は桁の半分の重量を支へるだけの下縁の接目でよい。此の方法によるときは橋臺胸壁を除去し同時に橋臺の裏方の線路を低め置くとときは橋脚上サンドルを要せず直に据へ付ることが出来る。桁を引き寄せる場合には橋脚上簡單なるローラーを置く。

第三節 構桁架設方法 (Election of Truss)

〔I〕 ゴライアス (Goliath) による方法

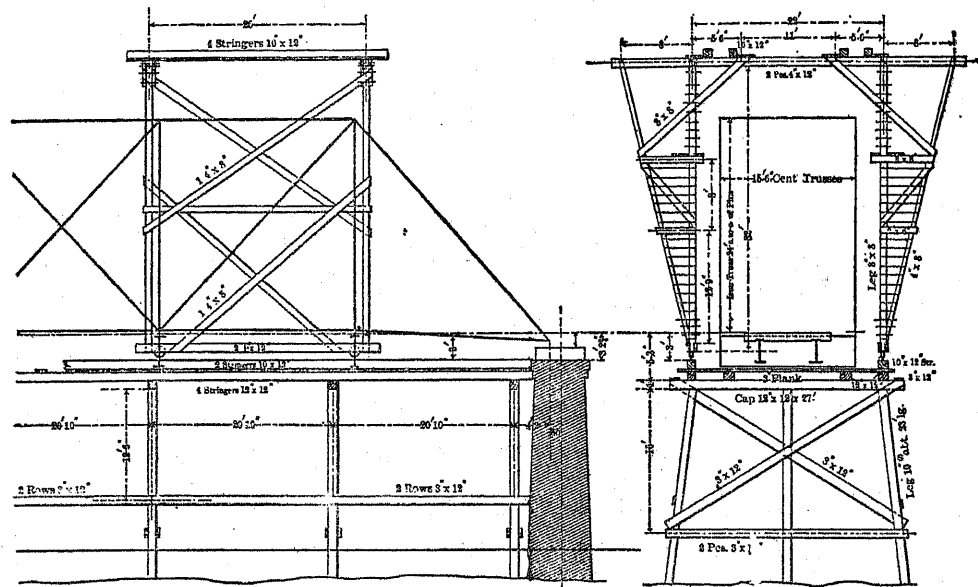
足場を作り床張りをなし其の上に材料運搬用の軌道を敷設すると共に架設すべき構桁を跨ぎてゴライアスを組立て夫れによりて橋桁を組立つのである。ゴライアスは足場の上に組立て下部には車輪を取り付けて移動し得る様にせしめ上部には滑車を取り付けてウインチによりて材料を吊り上げ順次桁を組立つるもので一般に行はる方法である。ゴライアスは普通松角材を使用するも古軌條を用ふる場合もある。之等は一度造り置くとときは何回も使用し得るによりて之に要する費用は組立費のみにて足る。第166圖に示すものは小徑間のものなるも徑間大なるに従ひて丈夫な

るものを用ふ。卷尾第十六圖は鐵道省にて使用中のものである。

ゴライアスを使用して桁架設に要する費用は次のものである。但し桁の種類と時と場所を異にして相違あるは勿論である。

200' 鐵桁組立	$\left\{ \begin{array}{l} \text{鉄打} \quad 11,200 \times 0.20 = 2,240\text{圓} \\ \text{組立ボルト締共} \quad 2,500 \\ \text{ゴライアス組立(材料を除く)} \quad 600 \end{array} \right\}$	5,340圓	但し足場及ペンキ塗を含まず	
100' 鐵桁組立 (ゴライアスを用ひず)	$\left\{ \begin{array}{l} \text{鉄打} \quad 5,684 \times 0.20 = 1,140\text{圓} \\ \text{組立} \quad 700 \end{array} \right\}$	1,840圓	但し足場及ペンキ塗を含まず	

尙利根川橋梁の鉄打、桁組立に要したる精細なる工費は卷尾添附第九表(1), (2)に掲ぐるもので200呎鐵桁組立費合計2,400圓、鉄打1,400圓である。



第 166 圖

〔II〕 動臂起重機 (Derrick Crane)

(a) 上路構桁の場合に組立て二重臂起重機を用ふ。

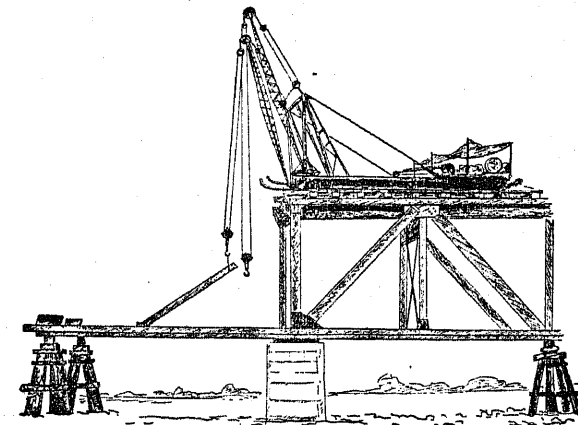
橋梁架設用として用ふるものは臂の半径は7~10m 迄荷重は3~6 噸迄である。

起重機の中は14呎なるが故に之を載せるためには充分の中を要す。若し近接したる徑間が鉄桁なるときは特に鉄桁にブラツケットを出し巾を廣くして其の上にて組立を要する。

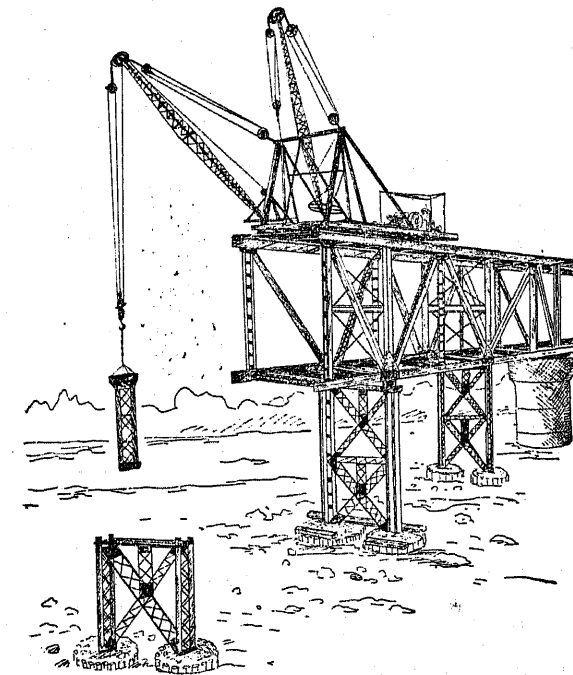
起重機にて橋桁を組立つ場合も少許の足場を要する。夫れは臂の長さ以上は組立つことが出来ない。故に其の先には杭打足場を要し第167圖に示すものである。尙高きときは足場の上に更に鳥井立を設くる。堅固になすには鳥井立を二重にする。

鳥井立は1徑間又は2徑間毎に設けて其の上にて下弦材を渡し順次上に組立て漸次前方に移る。

桁架設費としては150呎構桁6連、60呎鉄桁2連を架設したる例を見るに機械器具類の償却費の10%。



第 167 圖



第 168 圖

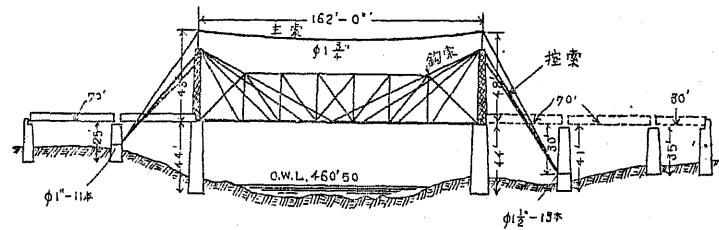
を見込み架設材料費は 13,116 圓、架設工費 21,550 圓、合計 1 呎當り 32.4 圓である。

(b) 尙橋桁の下川底迄高さを増すに従つて杭打鳥井立てには不安定なるため鐵製ベントを用ふ。ベントは恰も橋梁の一部の如く構格毎に準備し之を建てつゝ架設して最後に撤去する方法で第 168 圖に示すものである。

〔III〕 鐵索による架設方法 (Cable Election)

兩橋臺に鐵塔二本宛を立て左右トラスの中心線が同一線上にあるやう立つ。次に主鐵索 (Main cable)、鈎索 (Hunger)、控索 (Backstay) を張る。主鐵索は構材の運搬並びに吊上げに用ひ鈎索は構材取り付けより鉸鉸完了迄トラス全部を吊り上げると同時に幾分反り整正作用をなす。

控索は主鐵索の控並びに鈎索の後控作用をなすと共に鐵塔上より先きの橋脚に取り付け鐵塔の内方に倒れるを防止すると共に反りの調節は殆ど此の控索に取り付けられたる旋回締金具を緊縛することに依りてなされる。



第 169 圖

引綱は主鐵索上を動く滑車に其の一端を固定し他端は鐵塔頂部に取り付けたる滑車を通じて更に該鐵塔直下に設備せられたる滑車によりて方向轉換して吊上機に連る。吊上機の運轉によりて主鐵索上滑車にて構材の運搬組立をなす。徑  $\frac{3}{4}$  吋、長さ 560 呎である。

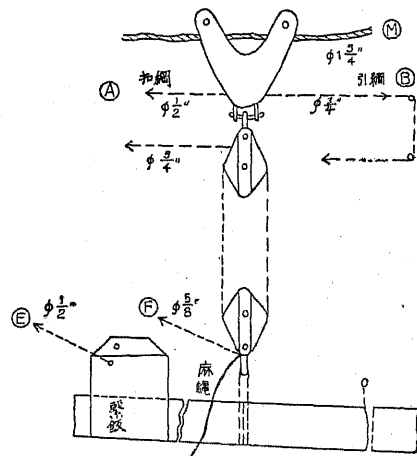
控綱は主鐵索上の滑車を引き寄せ構材吊上げの際に中央に向ひ滑動するを防止且又組立の場合前後を加減するに使用する。

吊上用卷綱は構材吊上用に供し其の一端は上部の三車入滑車に固定し該滑車並びに下部の四車入滑車を通じて吊上機に至る。

構材を此の卷綱によりて適當の高さに吊上げ引綱を引くと共に控綱を緩めつつ所定の位置に送り出し取付けに必要なだけ上下作用をなす。

又適宜 E, F なる綱をとりて部材の操縦に便ならしむる。

斯く所定の取付け終るときは鈎索につなぎて部材の反りを附して控索によりて整正する。



第 170 圖

越美線長良川 150 呎架設に要したる時は 23 日を要し使用人員は合計 423 人を要した。此の數中には單に組立のみに止り鉸鉸に要する數は含有しない。鐵索による架設方法と架設用構桁を用ひたる方法とを比較するときは次の通りである。

鐵索架設 越美線第三長良川に於ける例		架設用構桁を用ひて架設 高山線第二飛彈川に於ける例		準備使用材料撤去 まで
工費	3,823.0	6,461.0	6,461.0	
ベイント塗	1,498.0	1,324.0	1,324.0	
材料償却費	4,167.0	7,818.0	7,818.0	鐵桁代を含まず
電氣工事其他料金	1,166.0	—	—	
雜費	2,302.0	132.0	132.0	
架設費一呎當り	88.0	105.0	105.0	

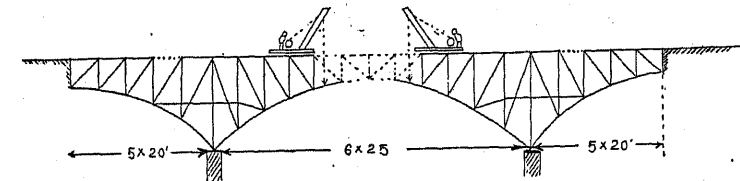
前記の外運送費は鐵索架設の方は 2,983 圓なるも架設用構桁によるものは不明なるが故に兩方共計算せず。鉸鉸は前者は 0.228 円にして後者は 0.208 円 ベンキ塗 1 面坪當り前者 3.141 円 後者は 2.776 円である。

〔IV〕 控架法による架設 (Cantilever Election)

橋梁の型を決定するには架橋方法を考慮して決定せなければならぬ。橋梁の高さ低くして架橋方法容易なときは普通の橋桁を用ふるも高さ大にて足場を作るに困難なる所は控架法によるより外はない。一二の例を擧ぐれば次のものである。

(1) 高森線白川橋梁

全延長 500 呎軌條面より河底迄 200 呎橋桁衝拱 (Balanced Arch) 中央徑間 300 呎にして兩方に鉸を有し兩側に夫々 40 呎 (2×20 呎) の突桁徑間を具へ更に其の兩端には 60 呎 (3×20 呎) 翼徑間を有す。突桁徑間及び翼徑間は其の下弦材に於て鉸にて結合をなし上弦材にはアイドルメンバ一を挿入す。故に其の形態に於ては半拱を形成し主徑間に對して 100 呎の側徑間を構成す。



第 171 圖

組立方法。兩側徑間は谷間の斜面上に足場を作り、其の上にて組立て桁端を橋臺に固着して碇徑間 (Anchor Span) となし兩側より中央に向ひ組立て中央に於て連絡組立を完成した。従つて最初に沓 (Shoe) を固定して支間を決定し又桁の組立てたる部分は直にリベットを打ちて形を固むるのである。故に徑間測量の最も正確なることを要すると共に橋桁製作の正確なること、組立の正確なることを要する。徑間測定には鋼鐵卷尺によりて一定の牽引力と溫度の補正を行ひて支間誤差を  $\frac{1}{4}$  吋に止めた。

橋桁組立てには移動起重機を使用し、起重機は35呎の臂を二本有し、電氣ウインチ15馬力二臺を有するものであつた。

起重機を側徑間上に組立て中央徑間に向ひ兩端より架設に着手して中央を結び合はする迄50日の時日を要した。

本架設法の眼目とする處は中央の結び目で之を容易ならしむる爲めに次の設計をなした。

(a) 突桁の撓度によりて桁の伸びて中央に衝突するを妨ぐために桁を $1\frac{1}{2}$ 吋 短くし尙兩側より第四格間のアイドルメンバー上弦にトツグル (Toggle) を設く。トツグル (第 172 圖) はアイバーを菱形に組み中央に縦ジャツキを置きたるものでジャツキの上下可動行程16吋によりて中央に於て水平の開き約9吋を得る。此アイドルメンバーの下部格點は鉚を使用する。

(b) 中央格點下弦材に砂ジャツキをつけトツグルを弛むるに從て一部分之に水平力を受けしめ接觸を安全にする。

(c) 中央格點はリベット孔を徑  $\frac{5}{8}$  吋になし  $\frac{15}{16}$  吋に擴大することとし尙鉋孔なき板を一組用意した。

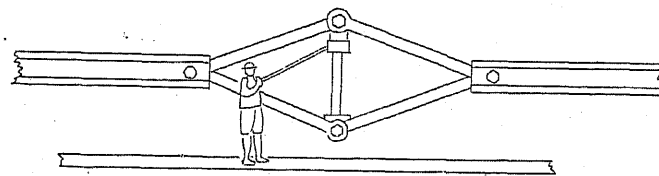
然るに實際は桁の設計は2較なればなるべく突桁の儘連絡するを可としたること、トツグルのジャツキの強度十分にして砂ジャツキの助力を要せざるを知りたること、下弦材中央格點の合ふことは確實なること、又中央格點の鉋孔  $\frac{5}{8}$  吋にては假締又は穿孔に困難なること等の理由によつて下弦材中央格點のリベット孔は先づ全部  $\frac{15}{16}$  吋 徑に穿孔し置くこと、桁は全部トツグルによつて支へ之を徐々にゆるめて中央を接すること、下弦材を先づ連絡させること、次に上弦の開きを計りて正しければ上弦材の鉋孔は穿ちて後組立て不正なれば上弦材を組立てて穿孔すること、斯くして突桁の儘上弦材の連絡が終ればトツグルを開放してなるべく結果を鉋接掛に近からしめんとした。

斯くして兩側共中央の第十一徑間の下弦材及び斜材を組立て其の間隔を測りしに下弦材中心に於ける間隔は8吋にして丁度トツグルに於ける水平の開きと製作による間隔、撓度、溫度による縮まり等を計算するときは丁度一致する結果であつた。

斯くして砂ジャツキは取り付けたるもトツグルの動き滑かで安全なるを以て取り外して容易に下弦材を合すことが出来た。此時上弦材の開き尙  $\frac{1}{4}$  吋長かつたが夜間の溫度の下降を待ちて容易に合することが出来た。

横の方向に於ては中央にて左右  $\frac{5}{8}$  吋の喰遣を生じたりしも添接板にてボルトにて締め付け容易に匡正して接合することを得た。

トツグル 側面圖



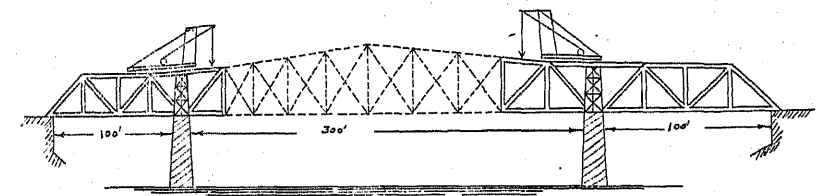
第 172 圖

(2) 整越線阿賀野川釜淵橋梁

阿賀川に架せる例である。釜淵橋梁は徑間500呎で中央に300呎兩側100呎で、兩側の100呎構桁を礎徑間として中央300呎を架設する方法で、100呎上弦材の終端と300呎上弦材とを結び合せ100呎の方には荷重を置いて桁の自重と共に對重となさしめた。二徑間の中間には繫材の外

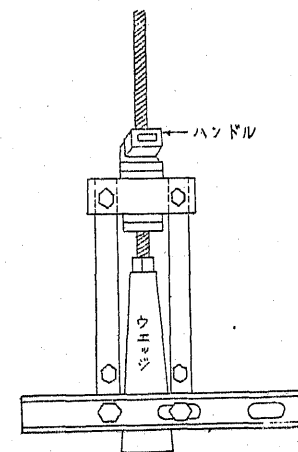
に移動起重機の通過の爲め塔を立て之を支柱とし桁を渡し線路を布設した。

斯くして300呎橋桁を兩方より控架法により組立て中央にて連接して一致せしむるに次の方法を用ひた。300呎と100呎徑間との間(桁の端柱の中間)の下部に楔 (Wedge) を設備し置き楔は垂直螺旋によりて上下し得せしむ。(第 174 圖)



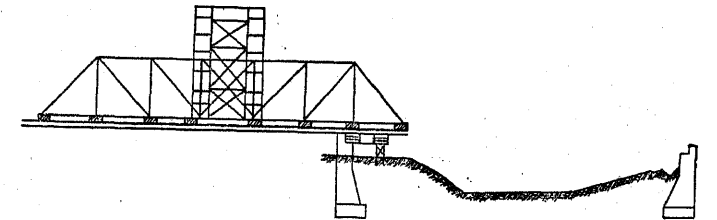
第 173 圖

此の楔の上下によりて兩方より組立てられたる突桁の先端は相接近し又は相遠ざかることが出来る。之と同時に100呎桁の他端をジャツキによりて上下せしむるによりて先端を上下整正せしむるのである。

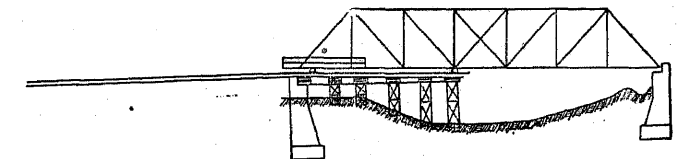


徑間整正用楔

第 174 圖



第 175 圖



第 176 圖

[V] 前記の外尙鉋桁と同様な方法にてなしたる例がある。八幡濱線石牛川に架設したのが其の一例で徑間150呎下路構桁106匹を陸上に於て普通のゴライアスにて組立て川の中には半途迄の足場を作りて引出し夫れより先は突桁となす方法で足場には $\frac{1}{30}$ の下り勾配を附し控綱を緩めつゝ前進せしむる方法である。(第 175 圖及び第 176 圖) 又水深のある河にありては船を浮べ橋桁の先端を船に載せ一方へ引き寄せせる方法もある。

[VI] 潮の干満のある所に於て之を利用して架橋する。大泊に於ける海陸聯絡線は此の例で海岸に於て假足場の上にて組立て満潮の際に橋桁の兩端下部に達磨船を入れ満潮の際浮かして架橋個

所迄運搬し干潮を待ち又は達磨船へ水を入れ少し宛下げて架け渡す方法である。

〔VII〕 橋桁架更

機關車の重量の増加するに従つて橋桁の強度減少するにより架更を要するに至る。此の方法として今日迄種々なる方法を用ひてゐるが概ね復線區間なるを以て單線運轉として一方の線路の運轉を休止し舊桁を取り解き新桁を組立つる方法を探つて居る。

(a) 單線區間なるときは假線を設くるか又列車の運轉の合間に在來の橋桁を横に取り豫め線路側に設けたる新橋桁と差し交ふる方法で 200 呎複線橋桁に於て施工した例がある。

今 100 呎舊桁を新桁に交換せる例をとるに新舊兩桁徑間は何れも同徑間なるも床石面より軌條面迄の高さは新桁は舊桁よりも 1 呎高きを以て床石面を降下せしむるの必要があつた。之が施工の順序として、構桁上足場として杭打工の上に桁と直角に 18 呎の鉸桁を挿入し之に枕木を敷き並べてジャツキ臺として下弦材の下部に片側 20 疋ジャツキ臺宛を使用して列車合間に漸次扛上し之に伴ひ前後の線路も扛上し適當の勾配を附して列車運轉に差支へなからしむる。

斯くして床石面の改造を待ち線路と直角に桁の移動用線路を敷設して再び前と同じく桁を扛上して其の下部にトローリーを挿入する。

新桁は舊桁に接近して組立て其の下部にはトローリーを備へ付け移動に便ならしめる。

新舊兩桁は之を個々に牽引するは時間に於て損失あるを以て兩桁を同時に牽引する方針を採用して新舊兩桁の連結方法としては下弦材の側面間に木材の支材を入ると共に鐵索にて適當に締結する。

牽引用ウインチは 10 疋卷二臺使用し三重滑車を用ひ、斯くして列車運轉の合間に移轉せしめたるに線路の破線より桁の移動据へ付け線路復舊まで要せる時間は 26 分にて而して移動に要せし人数も 37 人で足つた。(巻尾添附第十七圖)

(b) 版桁の架更をなす場合に新舊兩桁を上下に結合して回轉によりて架更をなしたる例がある。特種トローリーに新桁を轉倒して載せ豫め軌道を取り付け置き之を現場に運び架更をなさんとす舊桁と結合し兩端に回轉装置を設置して一回轉をなして新桁と舊桁とを取り更へて舊桁はトローリーに取り付けある儘に運び去るものである。(業務研究資料第 19 卷第 34 號)

(c) 前記の外橋桁架更工法に舊桁を利用して足場を省略したる著者の實施せるものあり舊構桁の上にて新構桁を組立て最後に新桁を利用して舊桁を撤去せるものである。(業務研究資料第 11 卷第 1 號)

第九章 工事施工法 (Execution)

設計が出来たるときは建造物の各工事種類毎に數量を計算し工事は直營と請負との二様ありて工事が困難で竣工期日の判らないもの、又は工費の豫め定むることの出来ないもの、又は特種の技能を要するものは直營工事として起業者が直接人夫を使用して工事をなすものであるが、斯るもの以外は請負に附するを普通とする。此際工事の方法を指示し豫め兩者の間に契約せる單價により又實費請負によりて工事を進む。

第一節 工事示方書 (Specification)

工事の方法を指示する示方書を作製す。使用する材料の示方と工法の示方書である。設計及び寸法は圖面に於て指示し示方書に於ては單に材質及び工事の方法のみを述べ。鐵道省に於て定めたるものは巻尾第十表に擧げたるものにして凡ての工事に就きて網羅してある。

工事數量表

示方書には工事の種類、數量を擧げて其の工事の概要を知ると共に單價を記入して總工費を算定するの便に供す。巻尾第十一表に掲ぐるものである。

第二節 工 費 (Estimate)

工事費は各工事種目に付き歩掛より起算せねばならぬ。而して歩掛も時を異にし非常の相違あるが故に各工事場所に就き施工時期に應じて單價を調べねばならぬ。今歩掛に於ける一二の例を示すときは次の如きものである。而して斯く出たものは實際より高價となる傾向あり、故に實際其の場處に就きて出來た價格を調べるのが肝要である。

切取 (一立方米に付き)

普通土砂

種 類	所要人数	單 價	金 額	摘 要
土 方	0.2 <sup>人</sup>			張芝代は別に計上することを要す。
並 夫	0.3			
合 計				

軟 岩

坑 夫	0.08 <sup>人</sup>			"
土 方	0.3			
並 人 夫	0.5			
ダイナマイト	0.13 <sup>kg</sup>			

硬 岩

坑 夫	0.2 <sup>人</sup>			"
土 方	0.5			
並 人 夫	0.7			
ダイナマイト	1.13 <sup>kg</sup>			

盛 土 (一立方米に付き)

普通土砂

土 方	0.5 <sup>人</sup>			畚運搬とす。土砂掘鑿費並びに地代筋芝代を含まず。
-----	------------------	--	--	--------------------------



根掘 (壺掘) (深3尺以内一立方に付き)

土	方	0.5人			1米を増す毎に0.3人を増す。粘土のときは以上の倍。砂利混りのときは四割増。
---	---	------	--	--	--

杭打 長3.5m (一本に付き)

高	人	夫	0.3人		杭打用 " 廣矢モンキーを用ひ地盤硬き場合。 " 杭尖らし小運搬及杭打用 " 足場設置並びに取毀用 " 杭頭切揃
女	人	夫	2.3		
並	人	夫	0.38		
高	人	夫	0.8		
並	人	夫	0.4		
大		工	0.08		
杭木	松丸太	長3.5m	1		

基礎コンクリート (一立方に付き) (幕板及足場費を含まず)

土	方	0.3人			砂利及砂採集を含まず。 一日の工程12立方内外。  1:3:6の調合のもの 1:2:4なればセメント2樽
並	人	夫	0.7		
女			0.3		
セ	メ	ン	ト	1.2樽	

煉瓦積 (一立方に付き) (足場及遺形を除く)

煉	瓦	職	0.8人		モルター調合 1:4 1:3なればセメント0.7樽
人		夫	1.7		
煉		瓦	600枚		
セ	メ	ン	ト	0.6樽	
砂			0.04立方		
土		方	0.3人		

粗石積 ( " )

石	工	1.3人			モルター 1:4 1:3なればセメント0.8樽
人	夫	1.7			
土	方	0.3			
粗	石	1立方			
セ	メ	ン	ト	0.7樽	
砂			0.055立方		

間知石積 (一平方に付き)

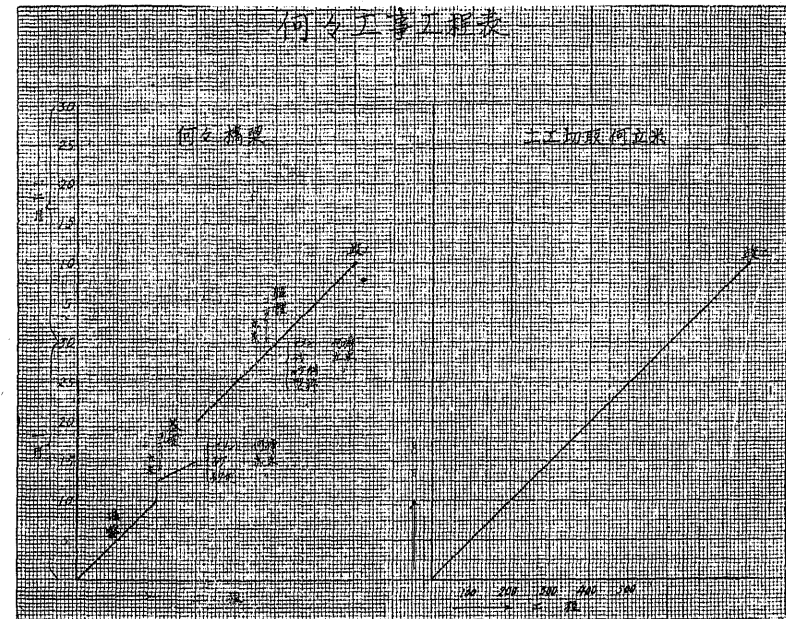
控	石	工	土	方	人	夫	
45 <sup>mm</sup>		0.45人	0.32人		0.60人		裏込栗石は石垣の圖面によりて計算するを要す。
60"		0.60"	0.45"		0.76"		
75"		0.76"	0.60"		0.90"		

第三節 工事方法 (Execution)

工事に着手するや最小期限内に竣工せしむる方法を講ぜなければならない。従つて工事の順序を定め緩急に従ひて工事を進め投下建設費に對して出來得る丈け早く利用し得せしむる方法を採らねばならない。又一工事にありても其の順序方法を考へ工事を進め後になすべき工事を先になすは不可にして其の一工事全體としての進捗を考へねばならぬ。工事は豫め工程表を作製し置き施行方法を記載し所要材料の準備、供給の方法、期日を明記して之に従ひて施行し材料の不足の爲め工事を休止する等のことなき様留意を要する。

現場の仕事は工事主任者が全部自ら行ふのが本旨であるが工事の範圍大なるときは他の従事員をして代行せしむるも主任者は工事の全體を常に頭の中に畫き材料の準備配給に不備なからしめ工程表によりて自分は工事場にあらざるも工事の進捗を明細に知悉して居らねばならぬ。

工程表の様式は次のものである。



第177圖

工事は常に經濟的施工に考慮を拂ひ必要以上に強度を求むるの必要なく、用途に應じて建設すべきである。又外觀も建造物の性質及び場所柄を考慮して定むべきで徒に紀念事業の如く其の美を飾るは不可で從來此點に遺憾がある。大いに留意すべき事柄である。