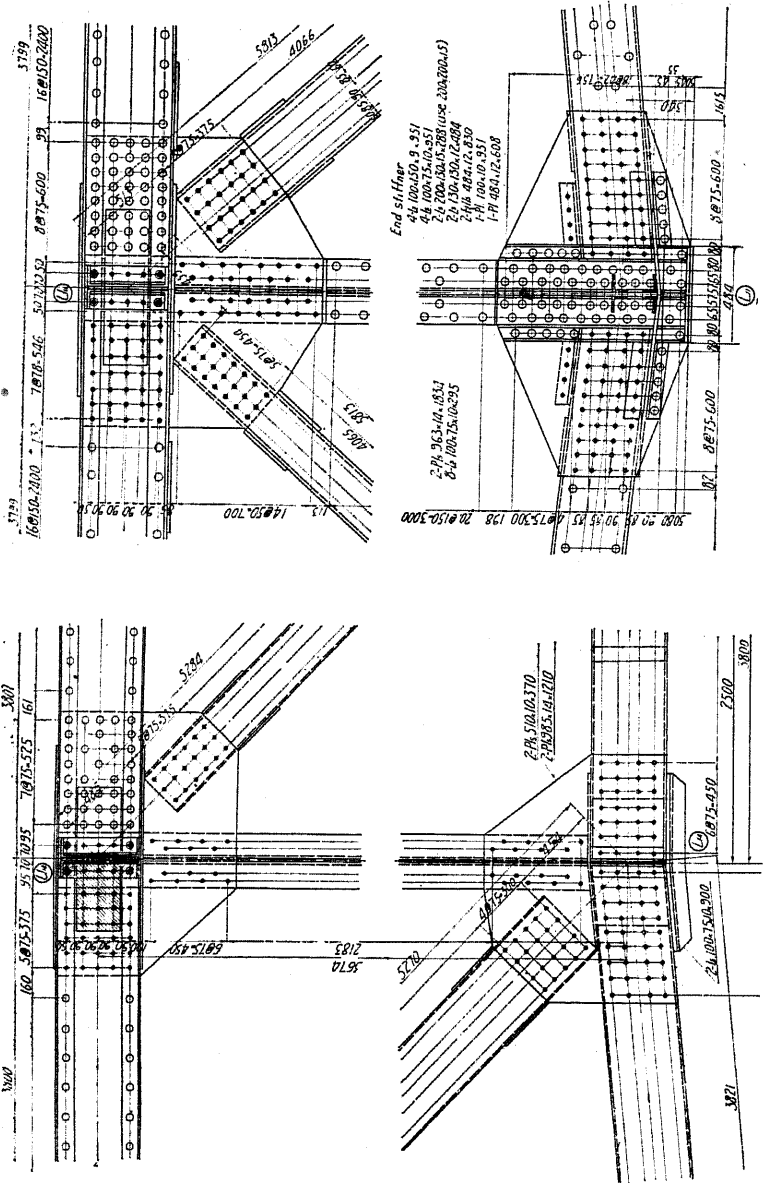
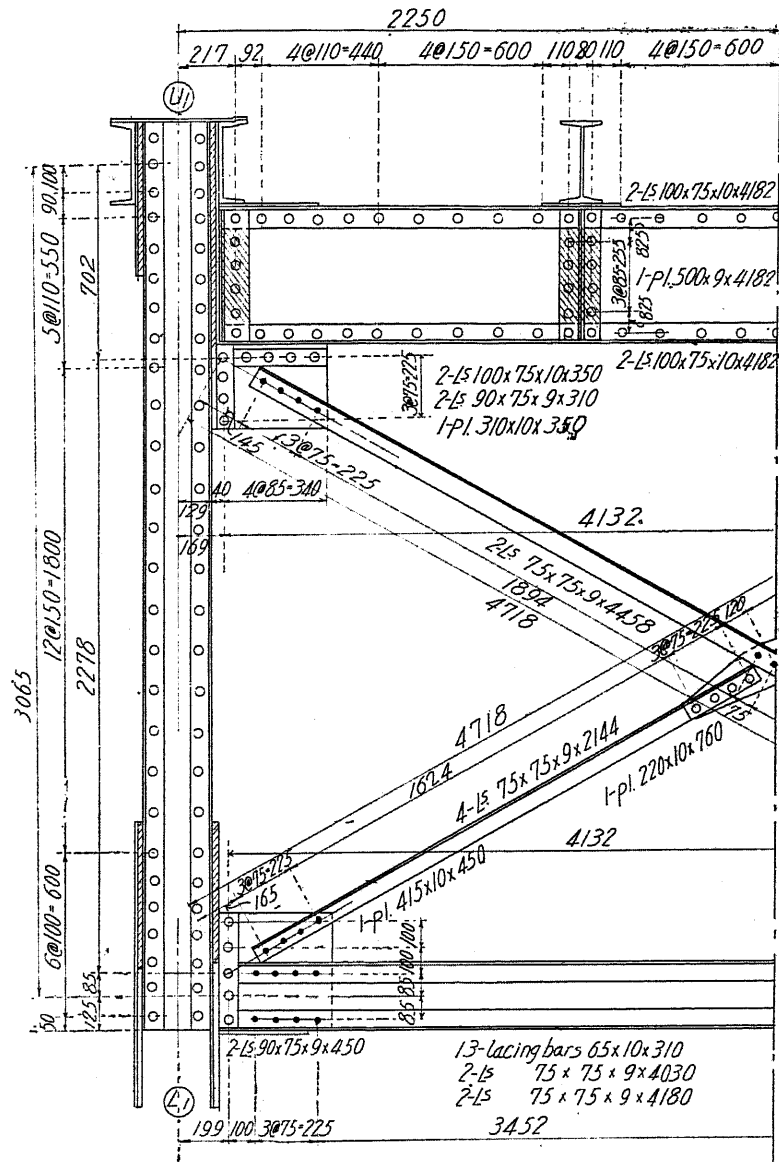


第十五章 單構の實例及計算

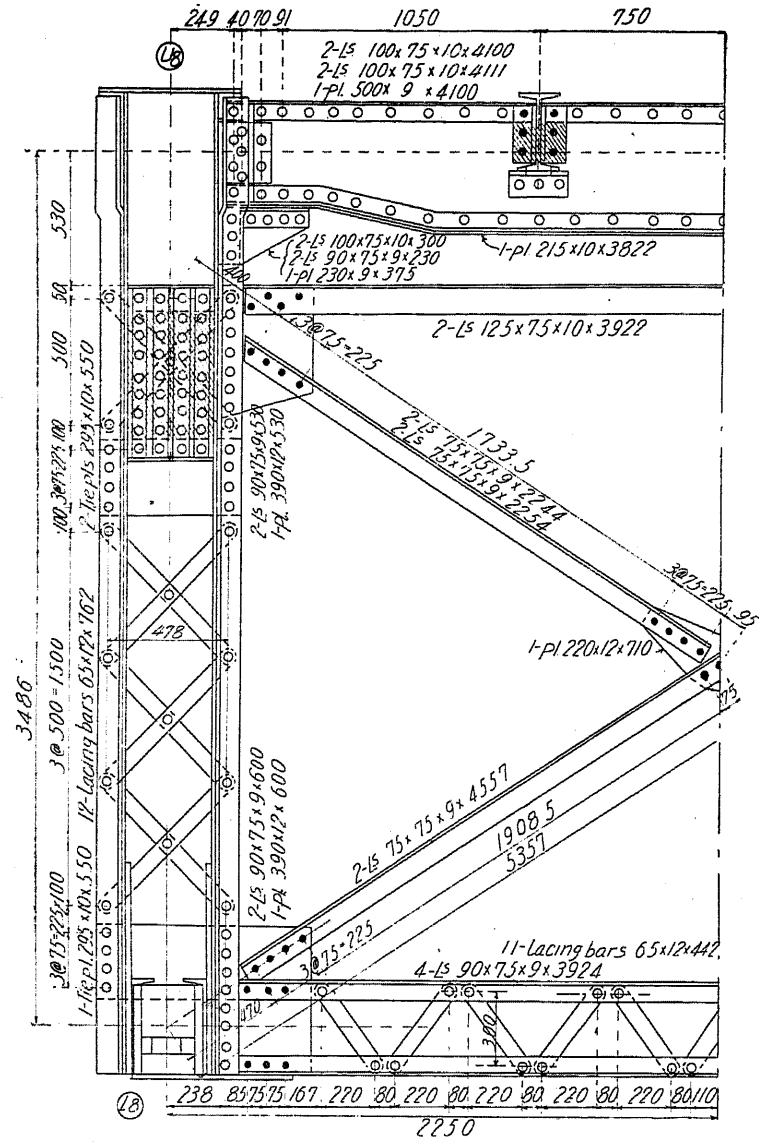
1. 實例 第 432 圖其一乃至其四は支間 58.0 m の鐵道橋の標準圖、第 433 圖其一乃至其五は府縣道橋の例にして第三種荷重に依り計算せるもの、第 434 圖其一乃至其三は國道橋にして第二種荷重に依り計算せるもの、第 435 圖其一乃至其八は國道橋にして橋長 131.0 m 、有效幅員 5.5 m の突桁式鋼構橋である（第 432 圖乃至第 434 圖は卷末に添付す）。



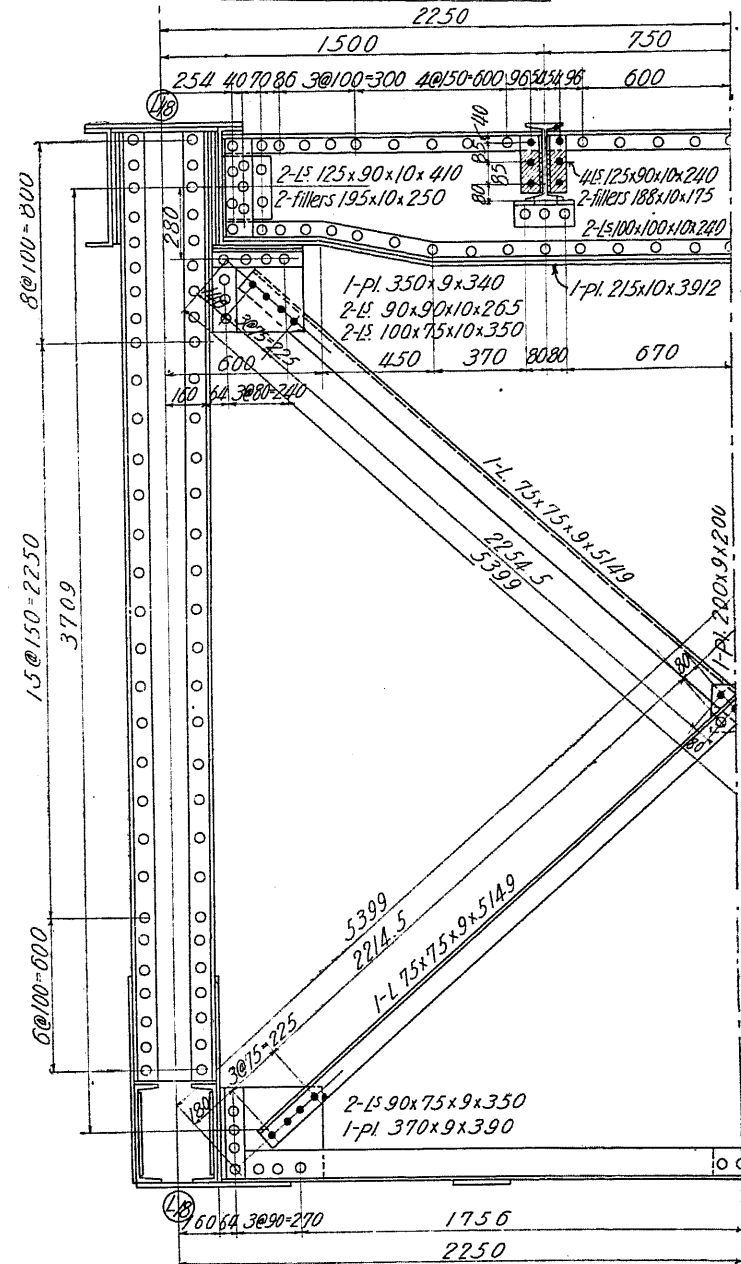
第 435 (共三) 圖



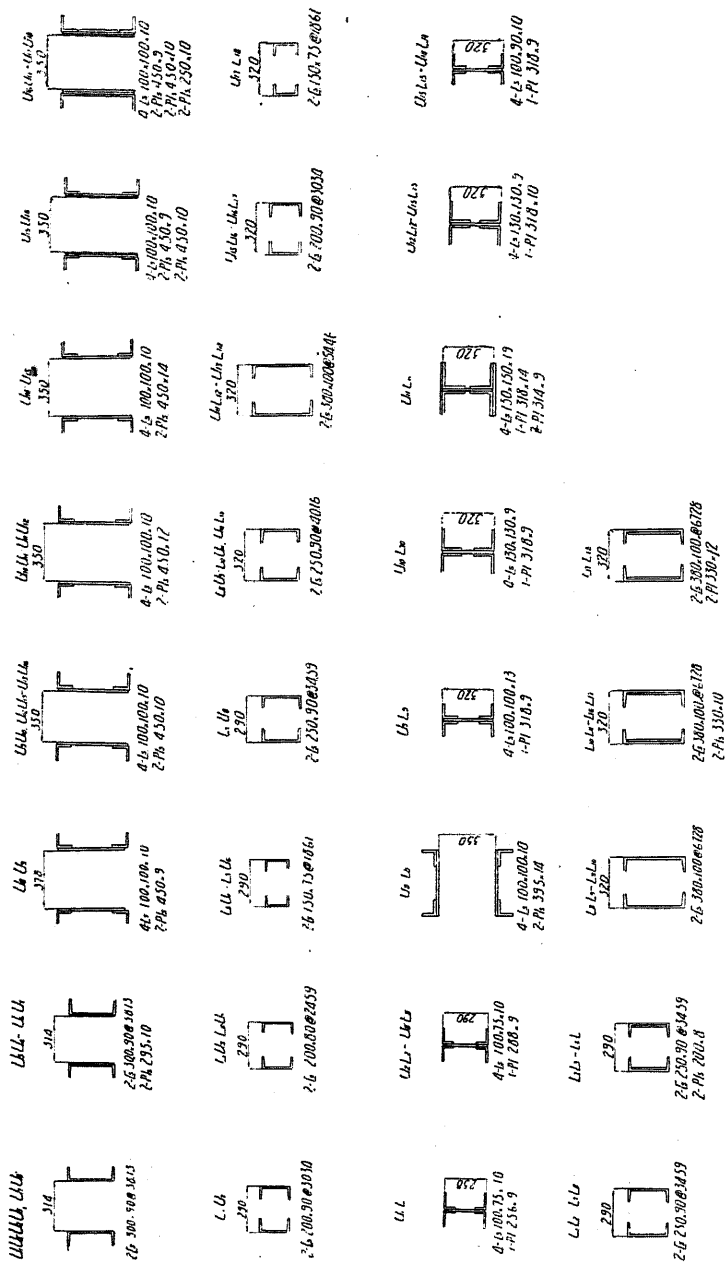
第 435 (共四) 圖



第 435 圖
(其 五)

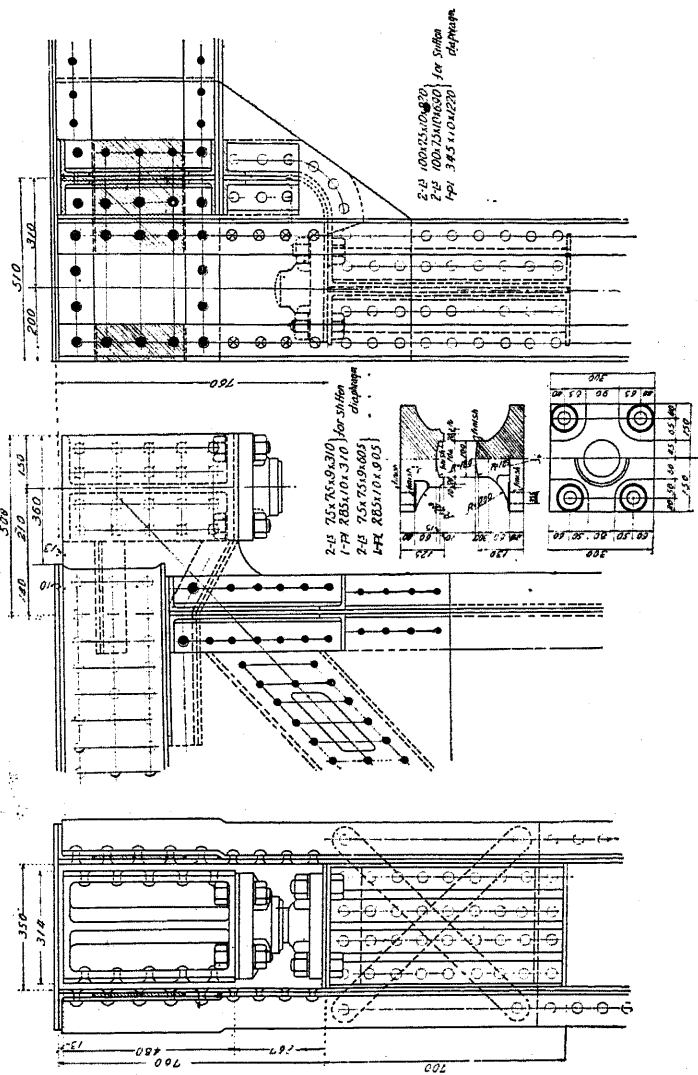


第 435 圖
(其 六)



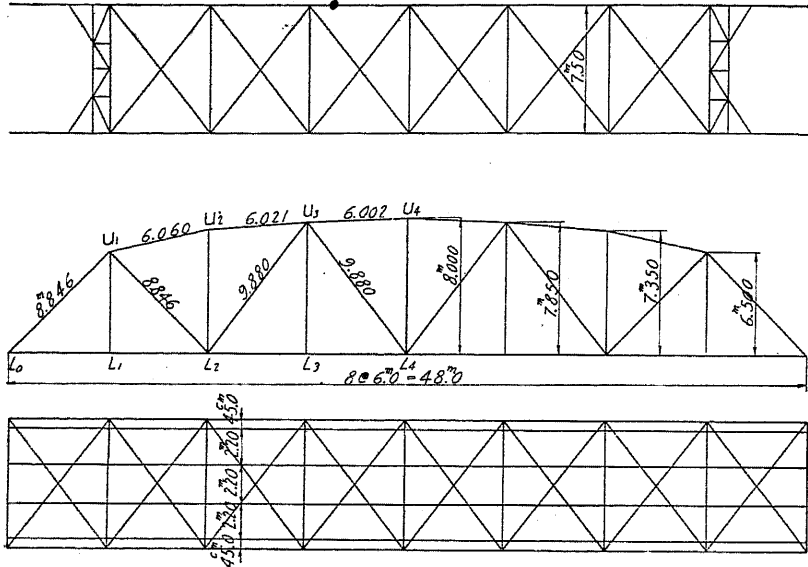
第 435 圖 (共七)

DETAIL OF HINGE SCALE 1/5



第 435 圖 (共八)

2. 計算 支間 48.0 m、有効幅員 6.5 m (構の中心距離 7.5 m) (第 436 圖)、自動車 8.0 t、輾壓機 11.0 t、群集荷重 = $\frac{100\,000}{170+l} \div 500 \text{ kg/m}^2$ 、撃衝係數 = $\frac{20}{60+l} \div 0.8$ (自動車に對するもの) を採り、曲弦ワーレン構橋 (國道橋) を設計せんとす。



第 436 圖

1. 各部材の應力。

各部材に最大應力を生ずる活荷重は、8.0 t 自動車並に自動車の前後左右に在る群集荷重とし、計算の結果次表 (328 頁) の如き應力を得たり。

尙死荷重による應力は、構部材のみの重量を 0.25 t/m^2 として計算せり。

2. 各部材の構造。

(1) 格點の構造。横桁の最大反力 (横桁の最大剪力) 即ち格點荷重は、死荷重 + 活荷重 (撃衝を含む) = $24\,770 \text{ kg}$ となる。

構と横桁とは現場鉄にて第 437 圖の如く緊結し、横桁の最大反力を構に傳達するものとす。

各部材應力表

各部材の名稱	各部材の符號	活荷重による應力 (kg)	死荷重による應力 (kg)	合計 (kg)
I_0-U_1	-	50 300	81 510	131 810
U_1-U_2	-	51 150	84 570	135 720
U_2-U_3	-	50 650	83 810	134 460
U_3-U_4	-	61 310	102 710	164 100
$L_0-I_1-I_2$	+	34 120	55 280	89 400
$L_2-I_3-L_4$	+	58 870	98 090	156 960
U_1-I_1 U_3-L_3	+	12 910	17 110	30 020
U_2-I_2	+	3 090	4 900	7 990
U_4-I_4	+	3 070	5 130	8 200
U_1-I_2	+	39 250	58 220	97 470
U_3-I_2	-	21 370	32 340	53 710
U_3-I_4	+	8 570	10 570	19 140
				外に (-) 5 420

今鉄徑を 22 mm とすれば、其の應剪強は $3.8 \times 750 = 2\,850 \text{ kg}$ となる。

故に接合に要する鉄數は

$$n = \frac{24\,770}{2\,850} = 9 \text{ 本}$$

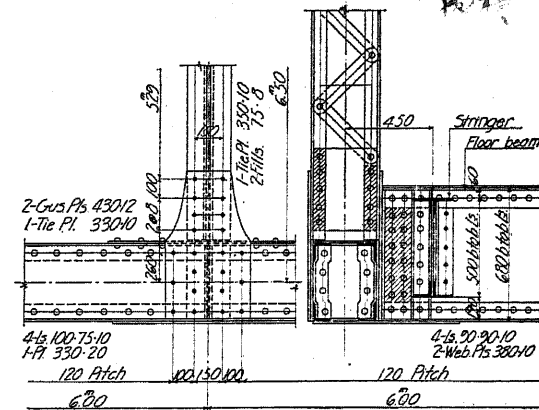
第 437 圖に於て所要鉄

數より餘分の鉄綴を施せるは、構造上の要求に據りたる結果なり。

(2) 端柱 (End Post) の

構造。端柱の構造は上弦材と略ほ同様の形態と

し、高さを第十一章第三



第 437 圖

節に依り格點間距離の $\frac{1}{12} \sim \frac{1}{15}$ と採れば、上弦材の高は $\frac{6.0}{15} = 40.0 \text{ cm}$ となり、端柱にも同様の高を與ふことゝす。腹鉄間の内側距離は、控鉄の内側に挿入せらるべき腹材の寸法により決定すべきものにして、本例に於ては腹材の幅を 35.0 cm とさせるを以て之れに控鉄の厚さ 12.0 mm の 2 倍を加算し、腹鉄間の内側距離を 37.4 cm とする。

(a) 抗壓材としての端柱の所要斷面積。先づ附録道路構造に關する細則に依り鋼材の許容壓應力を決定すれば

許容壓應力 $= f_c = 1500(1 - 0.0055 \frac{l}{r}) \leq 1000 \text{ kg}$ の式に依り

$f_c = 1500(1 - 0.0055 \frac{884.6}{16}) = 1044 \text{ kg}$, 故に $f_c = 1000 \text{ kg}$ を採れば

端柱の所要斷面積は

$A = \frac{131810}{1000} = 131.8 \text{ cm}^2$

端柱の腹鉄の所要斷面積は端柱斷面積の $\frac{4}{10}$ を必要とす。

故に $A_w = 131.8 \times \frac{4}{10} = 52.72 \text{ cm}^2$

腹鉄の厚は端柱に用ひたる上下兩突縁山形の重心間距離の $\frac{1}{30}$ を要する。

$\therefore \tau = \frac{30.7}{30} \approx 1.02 \text{ cm}$ とする。

蓋鉄の厚は上部突縁山形の鉛直鉄線間距離の $\frac{1}{40}$ なるを以て

$t = \frac{48.2}{40} \approx 1.2 \text{ cm}$

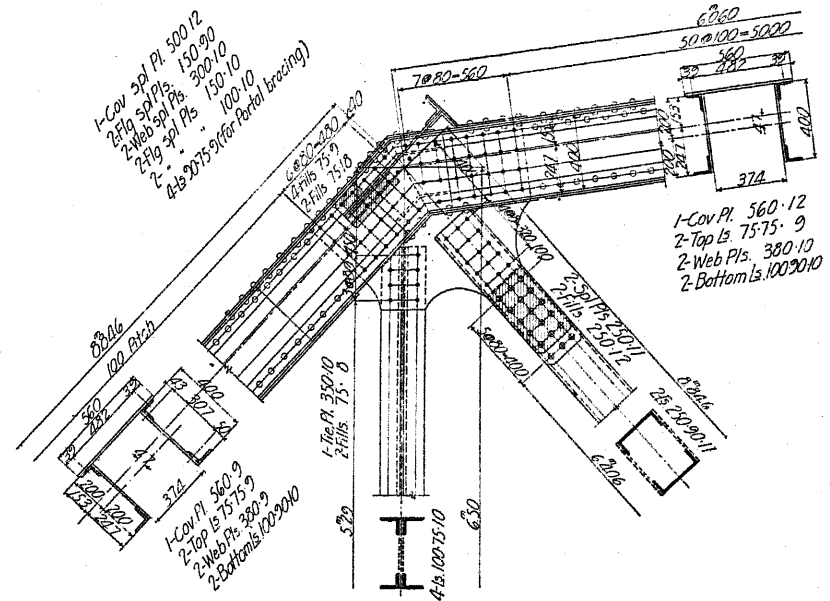
前記の計算を満足するが如き端柱の斷面積を算定すれば次の如し。

1 - 蓋 鉄	$560 \times 12 = 67.2 \text{ cm}^2$
2 - 上部突縁山形	$75 \times 75 \times 9 = 25.4 \text{ ''}$
2 - 腹 鉄	$380 \times 10 = 76.0 \text{ ''}$
2 - 下部突縁山形	$100 \times 90 \times 10 = 36.0 \text{ ''}$
	計 204.6 cm^2

壓應力によつて算出したる斷面積は 131.8 cm^2 にして、 204.6 cm^2 の斷面積を有する端柱を使用するは安全過ぎる觀あるも、種々の條件を満足するため構造上

已むを得ざるものとす (第 438 圖)。

(b) 端柱自身の重量に依る應力の計算。



第 438 圖
端柱自身の重量

1 - 蓋 鉄	52.75 kg/m
2 - 上部突縁山形	19.94 "
2 - 腹 鉄	59.66 "
2 - 下部突縁山形	28.26 "
	計	160.61 kg/m

此の他添接鉄、控鉄、綾鉄及鉄頭等の重量を前記重量の 25% と假定すれば、

端柱の總重量 = $160.61 \times 1.25 = 201 \text{ kg/m}$

該重量に依つて端柱に生ずる彎曲率は

$$M = \frac{w l^2}{12} \cos \theta = \frac{201 \times 8.846^2}{12} \times \frac{6.00}{8.846} \times 100 = 889\,028 \text{ kg cm}$$

彎曲應力は次式より算出することを得。

$$f_b = \frac{My}{J - \frac{Sl^2}{CE}}$$

f_b は彎曲應力

M は彎曲率 = 889 028 kg cm

y は中立線より縁維までの距離

= 16.5 cm 又は 24.7 cm

E は部材の弾性恒数

$$= 2\,100\,000 \text{ kg/cm}^2$$

l は端柱の長さ = 884.6 cm

S は端柱の全軸應力

$$= 131\,810 \text{ kg}$$

J は端柱断面の慣性率 (次表参照)

C は係数 = 32 (両端固定状態なるを以て)

故に断面の A 中立線に対する慣性率は

$$J = 39\,089.8 + 9\,540.2$$

$$- 204.6 \times 4.7^2 = 44\,110.4 \text{ cm}^4$$

従て上部縁維に対する應力は

$$f_o = \frac{889\,028 \times 16.5}{44\,110.4 - \frac{131\,810 \times 884.6^2}{32 \times 2\,100\,000}}$$

$$= 345 \text{ kg/cm}^2$$

種別	寸法 (mm)	断面積 (cm ²)	慣性率 (cm ⁴)	接率 (cm)	静力率 (cm ²)	慣性率 × 接率 ² (A × r ²) (cm ⁴)	断面自身の中立線周りの慣性率 (J ₀) (cm ⁴)	値
蓋	1-560×12	67.2	15.9	15.9	67.2×15.9=1,068.5	1,068.5×15.9=16,989.2	$\frac{56 \times 1.2^3}{12} = 8.10$	8.10
上部突縁山形	2-75×75×9	25.4	13.1	13.1	25.4×13.1=332.7	332.7×13.1=4,353.4	64.4×2 = 128.8	128.8
腹	2-380×10	76.0	$\frac{1.0 \times 38.0^3}{12} \times 2 = 9,145.3$	9,145.3
下部突縁山形	2-100×90×10	36.0	-22.2	-22.2	36.0×(-)22.2=799.2	799.2×22.2=17,742.2	129.0×2 = 258.0	258.0
計		204.6			602.0	39,089.8	9,540.2	9,540.2

下部縁維に対する張應力

$$f_t = \frac{889\,028 \times 24.7}{44\,110.4 - \frac{131\,810 \times 884.6^2}{32 \times 2\,100\,000}} = 516 \text{ kg/cm}^2$$

端柱の決定断面積は前記の如く 204.6 cm² 其の壓應力は 131 800 kg なるを以て、其の単位断面積に働らく壓應力は $\frac{131\,800}{204.6} = 644 \text{ kg/cm}^2$ なり。

端柱自重の彎曲應力に起因し上部縁維に生ずる壓應力は 345 kg/cm²、下部縁維に働く張應力は 516 kg/cm² なるを以て

$$644 + 345 = 989 \text{ kg/cm}^2 \text{ (上部縁維に働らく合成壓應力)}$$

$$644 - 516 = 128 \text{ kg/cm}^2 \text{ (下部縁維に働らく合成張應力)}$$

構造に関する細則に據れば、部材の抗壓繊維に對し 1 200 kg/cm²、抗張繊維に對し 1 000 kg/cm² なるを以て假定断面にて充分安全なり。

(c) 風壓荷重による端柱の應力。

構の上弦材に働く風壓荷重は規定により其の弦の長さ 1 m に付 200 kg なるを以て、橋門構(Portal bracing)上部に

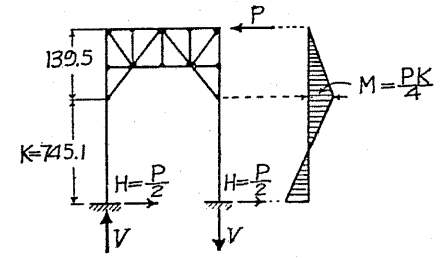
來る總風壓荷重は $3 \times 6.0 \times 200 = 3\,600 \text{ kg}$ なり。

故に橋門構の下部(端柱と接合する個所)に於て端柱に生ずる彎曲率は、端柱の兩端を固定状態に在りと

考ふるを以て

$$M = \frac{1}{4} \times 3\,600 \times (8.846 + 0.155 - 0.05 - 1.500) = 900 \times 7.451 = 6\,706.0 \text{ kg m} = 670\,600 \text{ kg cm}$$

今端柱の B 中立線に對する慣性率を求むれば次表の如くなる。



第 433 圖

種別	寸法 (mm)	面積(A) (cm ²)	挺率 r (cm)	A _r ² (cm ⁴)	断面自身の中立線に對する慣性率 J ₀ (cm ⁴)
蓋 板	1-560×12	67.2	-	-	$\frac{1.2 \times 56.0^3}{12} = 17\,561.6$
上突縁山形	2-75×75×9	25.4	21.9	12182.1	2×64.4 = 128.8
腹 板	2-380×10	76.0	19.2	28016.6	$\frac{38.0 \times 1.0^3}{12} \times 2 = 6.3$
下突縁山形	2-100×90×10	36.0	22.6	18337.4	2×169.4 = 338.8
計		204.6		58586.1	18035.5

$$\therefore J = 58\,586.1 + 18\,035.5 = 76\,621.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{環動半徑 } r = \sqrt{\frac{J}{A}} = \sqrt{\frac{76\,621.6}{204.6}} = 19.4 \text{ cm}$$

端柱の上部蓋板の最遠縁に生ずる壓應力は

$$f_c = \frac{670\,600 \times \frac{56.0}{2}}{76\,621.6 - \frac{131\,800 \times 884.6^2}{32 \times 2\,009\,200}} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

下部突縁山形の遠縁に生ずる壓應力は

$$f_c = \frac{670\,600 \times \frac{37.4 + 2.0 + 20.0}{2}}{76\,621.6 - \frac{131\,800 \times 884.6^2}{32 \times 2\,100\,000}} = 265 \text{ kg/cm}^2$$

故に直壓應力と、自重に依る彎曲應力と、風壓に依る合成應力は次の如くなる。

蓋板の最遠縁に對しては $644 + 345 + 250 = 1\,239 \text{ kg/cm}^2$ 、

同上 $644 + 345 - 250 = 739 \text{ ''}$

突縁山形の最遠縁に對しては $644 - 516 + 265 = 393 \text{ kg/cm}^2$ 、

同上 $644 - 516 - 265 = -137 \text{ ''}$

構造に関する細則に依れば、風壓荷重を加算せる時は各應力に 25% を増加し得るを以つて $f_c = 1\,250 \text{ kg/cm}^2$ となる。故に本例の如きに於ては前記(a)、(b)

の合成應力にて設計せば充分なり。

(3) 綾釘。

綾釘に生ずる剪力 Q は

$$Q = \frac{Pl}{400y} = \frac{131\,810 \times 884.6}{400 \times 29.7} = 9\,815 \text{ kg}$$

上部突縁には蓋板を使用せるを以て、綾釘に

働く剪力は $\frac{9\,815}{2} = 4\,908 \text{ kg}$ となるべし。

而して此の剪力によりて綾釘に生ずる應力は

$$S = \frac{Q}{4} \frac{C}{b} = \frac{4\,908}{4} \frac{72.7}{51.4} = 1\,735 \text{ kg}$$

S は張應力及壓應力として取扱はれるが故に先づ張應力を檢するに、綾釘は第 440 圖に見る

が如く、其の斷面積は $80 \times 12 = 9.6 \text{ cm}^2$ なり、

板徑 22 mm の銀孔を減すれば純斷面積は $9.6 - 2.2 \times 1.2 = 6.96 \text{ cm}^2$ となる。細則

により張應力は $1\,200 \text{ kg/cm}^2$ なるを以て $6.96 \times 1\,200 = 8\,352 \text{ kg}$ となり充分安

全なることを知り得べし。

次に壓應力につきて檢せんに、本例に使用せる綾釘の

$$J_A = \frac{1.2 \times 8.0^3}{12} = 51.2 \text{ cm}^4$$

$$J_B = \frac{8.0 \times 1.2^3}{12} = 1.15 \text{ cm}^4$$

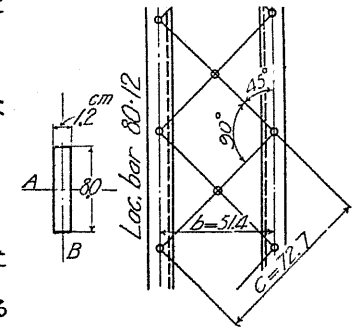
故に最小環動半徑を求むれば

$$r_B = \sqrt{\frac{J_B}{A}} = \sqrt{\frac{1.15}{9.6}} = 0.35 \text{ cm}$$

抗壓材としての許容壓應力は

$$1\,500 \left(1 - 0.0055 \frac{l}{r}\right) \cong 1\,000 \text{ kg/cm}^2$$

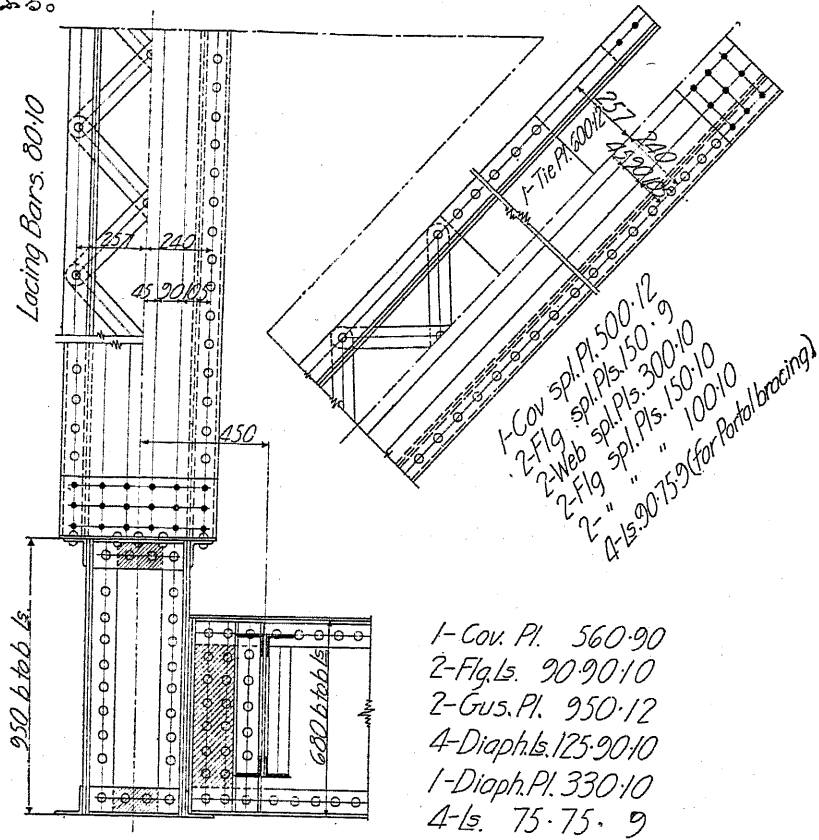
$$\therefore 1\,500 \left(1 - 0.0055 \frac{72.7}{0.35}\right) = 642 \text{ kg/cm}^2$$



第 440 圖

綫釘の斷面積は 9.6 にして、其の壓應力は $642 \times 9.6 = 6163 \text{ kg}$ となりて之又充分安全なり。尙釘徑 22 mm 1 個の抗剪強は 2850 kg にして、應力の 1735 kg より大なる應力を有すること明かなり。

前記計算の如く綫釘は極く小なる釘にて充分なるべしと雖も、綫釘の使命は只單に算定應力に抵抗するのみならず部材相互を連絡し、傾斜張應力をも受くべきを以て、常に算定應力によりて決定せる斷面積より大なるものを使用する必要あり、故に一般には其の斷面積は計算によらず示方書にて規定せる寸法のものを用ふる。



第 441 圖

(4) U_1 の構造。 $L_0 - U_1$ 、 $U_1 - U_2$ 、 $U_1 - L_1$ 及 $U_1 - L_2$ に生ずる應力は、各部材應力表に見る如く夫れぞれ

$$-181810 \text{ kg}, -135720 \text{ kg}, +30020 \text{ kg}, +97470 \text{ kg} \text{ となる。}$$

釘は各部材の中立線に對稱に綴釘すべきものにして、若し對稱的ならざる場合に於ては釘には偏心應力を生ずるを以て、此の偏心應力にも抵抗し得る様所要數より餘分の釘を用ふる必要がある。

今 U_1 に會する四部材の釘數を算出すれば次の如し (全部現場釘とす)。

釘徑 22 mm とせば單剪力 2850 kg、複剪力 5700 kg、支壓力 3960 kg (繫釘を 12 mm とし、支壓力を 1500 kg/cm^2 とす)。

$$\text{故に } L_0 - U_1 = \frac{181810}{2850} = 42 \text{ 本 (單剪力)}$$

$$U_1 - U_2 = \frac{135720}{2850} = 48 \text{ 本 (單剪力)}$$

$$U_1 - L_1 = \frac{30020}{2850} = 11 \text{ 本 (單剪力)}$$

$$U_1 - L_2 = \frac{97470}{3960} = 25 \text{ 本 (支壓力)}$$

$L_0 - U_1$ 及 $U_1 - U_2$ に對する釘數は、是等の部材を構成する各材料の斷面積に應じ、按分比例的に綴釘すべきものとし、 $L_0 - U_1$ 、 $U_1 - U_2$ に對しては、繫釘の外に各蓋板上に添接釘を用ひて其の緊結を充分ならしむる。

次に $U_1 - L_1$ 、 $U_1 - L_2$ は抗張部材なるを以て、所要の釘數によりて失はれる斷面積を減じたる純斷面積が、張力に抵抗し得る様設計せねばならない。

第 438 圖は U_1 に於ける各部材の接合状態を示せるものであるが、 $L_0 - U_1$ 、 $U_1 - U_2$ の兩抗壓部材を所要釘數より餘分の釘を用ひて繫釘に取付けたのは、(a) $U_1 - L_1$ 、 $U_1 - L_2$ の兩抗張部材を接合する大きな繫釘を應壓材の部分のみ縮少出來ざると、(b) 釘が断面の中立線に對稱的に綴結し得られない爲めに起る偏心應力に抵抗せしむるためである。

(5) 杓の計算。(a) 固定端用杓。構の端に生ずる反力は、活荷重 (撃衝を

含む) + 死荷重 = 124 200 kg とす。

ピン (第 442 圖、第 443 圖) は其の中央に於て支壓力を生じ、両端に於て剪應力を起すこととして算定する。今反力をピンの両端並に中央の 3 點に等しく分擔せしむるものと考ふれば、1 箇所に來る

荷重の量は $\frac{124\,200}{3} = 41\,400\text{ kg}$ となる。

ピンの徑を 10 cm と假定すれば、其の斷面積は 78.54 cm^2 となり、之が單剪に抵抗し得る強度は

$$78.54 \times 900 = 70\,686\text{ kg}$$

其の支壓力は (ピンを支持する材料の厚さは 4.0 cm)

$$4.0 \times 10.0 \times 1800\text{ kg} = 72\,000\text{ kg}$$

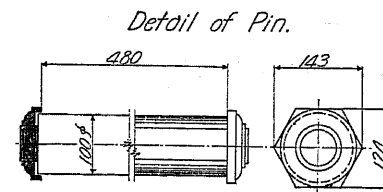
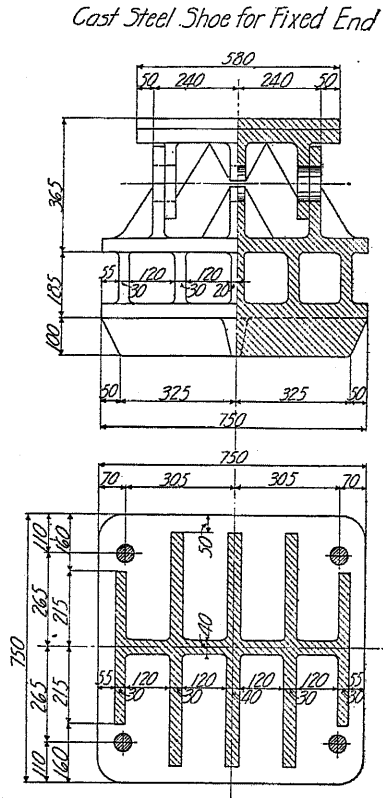
となる。

故に徑 10 cm のピンは剪應力、支壓力共に 41 400 kg を超過しないから安全である。

承臺 (Pedestal) は第 444 圖の如く考へ、地震による水平推力係数を 0.25 とすれば、反力 124 200 kg によりて生ずる水平推力は

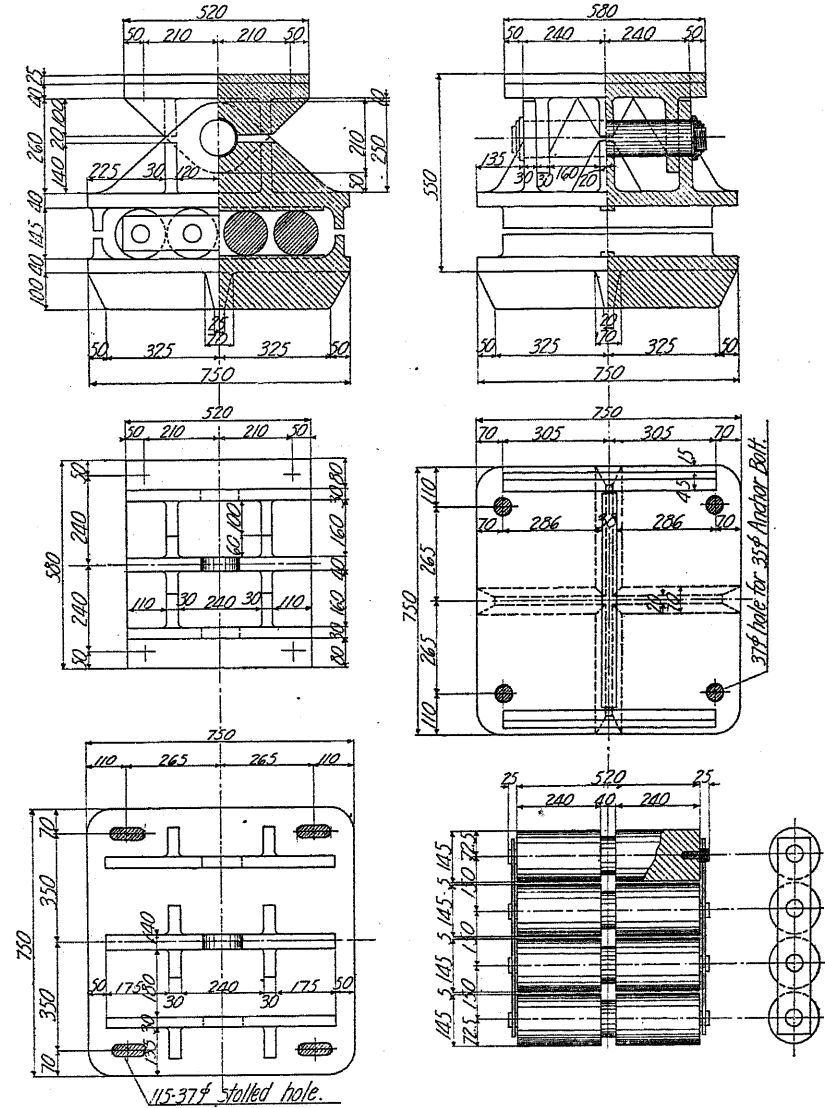
$$124\,200 \times 0.25 = 31\,050\text{ kg}$$

此の水平推力がピンの中心に働くものと考ふれば、承臺に於ける最大抗壓力 (p_1) は次の如くなる。



第 442 圖

Cast Steel Shoe for Roller End



第 443 圖

$$p_1 = \frac{124200}{75.0} \times \left(1 + \frac{6 \times 8.0}{75.0}\right) \times \frac{1}{75.0} \approx 35.0 \text{ kg/cm}^2$$

配合 1:2:4 混凝土の許容應力は 35 kg/cm^2 であるから充分である。猶最小抗

$$\text{壓力 } p_2 = \frac{124200}{75.0} \times \left(1 - \frac{6 \times 8.0}{75.0}\right) \times \frac{1}{75} \approx 8.2 \text{ kg/cm}^2 < 35 \text{ kg/cm}^2$$

以上計算せるものより外の部分は總て充分なる應力を有するから省略する。

(b) 放端用脊。ピン

並に承臺の計算は固定端用脊の場合と同様である。

道路構造に関する細則に依り長さ 1 cm 輦子の支應力は 45 d kg である。

今 l を輦子の長さとし、直徑 d を 14.5 cm とすれば

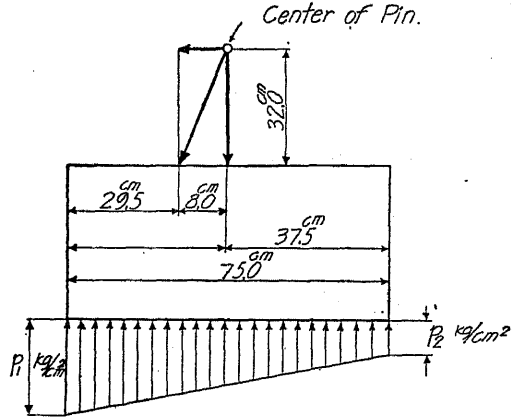
$$l = \frac{124200}{14.5 \times 45} = 190.3 \text{ cm}$$

之を 4 本に截斷して用ふ

ることゝすれば 1 本の長さは

$$\frac{190.3}{4} = 47.6 \text{ cm} \approx 48 \text{ cm} \text{ となる。 (第 442 圖, 第 443 圖)。}$$

尙輦子が構の伸縮に連れて移動し、輦子と輦子とが接觸することがあるから、之を防ぐ爲め側鋼板を Separator として取付るを可とす。又長年月の間には輦子の下に塵芥等ノ堆積することがあるから、之を避くる爲め Protector として圖の如く板を以て圍繞するのも一方法である。



(承臺は 75.0 cm 平方とす)

第 444 圖