

又  $p=0.0067$  トスレバ  $K=0.358$   $j=0.881$  トナル。

故  $M=9600 \text{ 磅} = psjbd^2 = 0.0067 \times 16000 \times 0.881 \times 12d^2$

$$d^2 = \frac{9600}{0.0067 \times 16000 \times 0.881 \times 12} = \frac{9600}{1133.3} = 8.45$$

$$d = 2.91$$

前ニ述ベタル如ク版ノ厚サハ3"以上トナスヲ可トシ、又死荷重ノタメニ、多少ノ重量増加スルヲ以テ、上記  $300 \text{ 磅/方}$ ノ等布荷重ヨリ大トナル。故ニ  $d$ ヲ2.91ヨリ少シク大トナシ、今

$$d = 3 \frac{1}{2} \text{ トス。}$$

然ルトキハ  $A_s = 0.0067 \times 12'' \times 3.5'' = 0.2814 \text{ 方}$

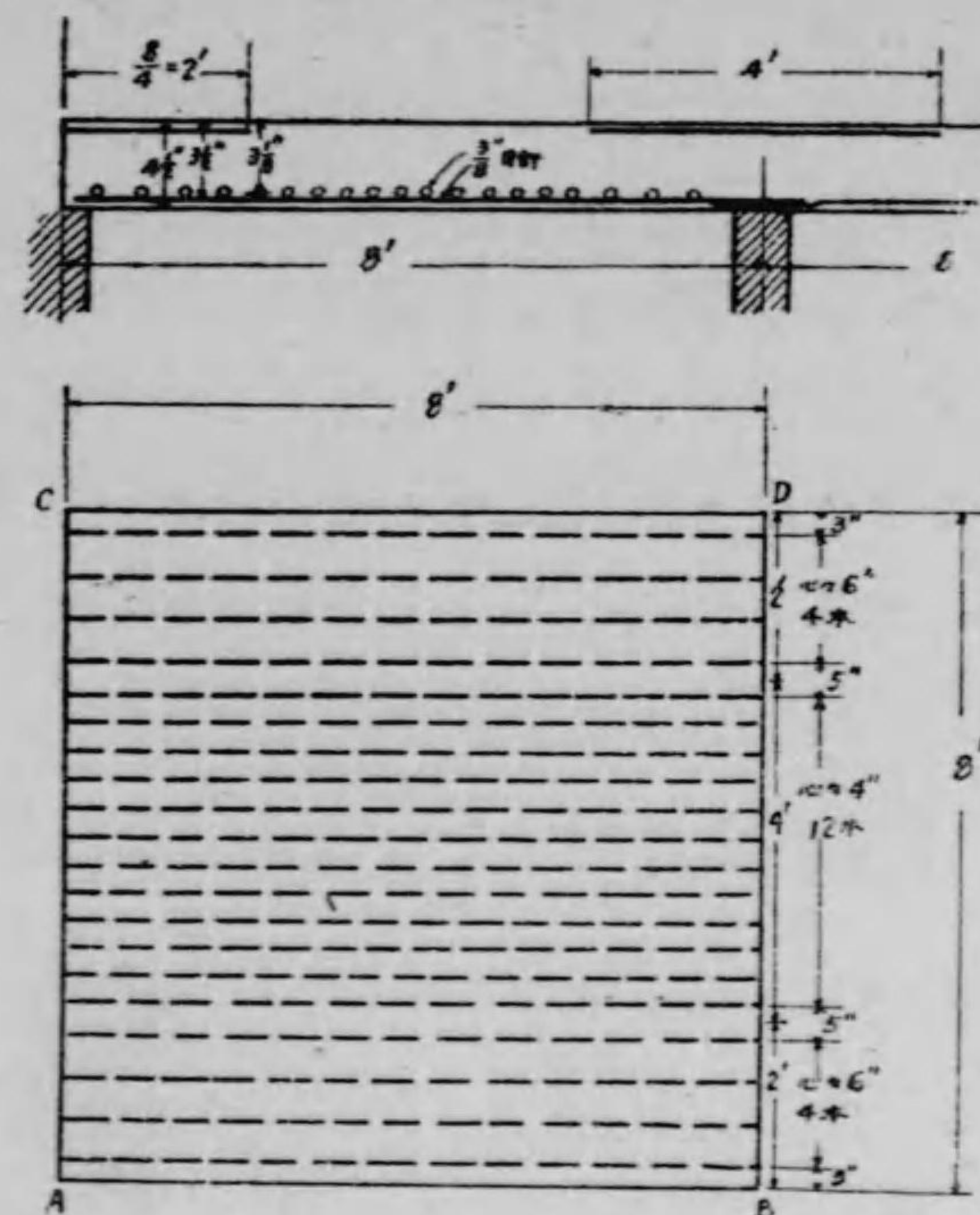
幅12''ニ對シテ  $\frac{3''}{8}$  圓釘三本用ユルトキハ、實ノ

$$A_s = 3 \times 0.1104 = 0.3312 \text{ 方}$$

トナリテ、版ノ中央部分ニ於テハ心々4''ノ距離ニ配置ス。版一側長サ8''ニ對シテ全部心々4''ノ距離ニ配置スルトキハ、第百十一圖AC間ニハ  $8 \times 3 = 24$  本ノ鋼釘ヲ要ス。然ルニ彎曲率ハ中央ニ於テ最大ニシテ、側AB又ハCDニ近クニ從ツテ拋線ノ理ニヨリ次第ニ小トナルヲ以テ、中央ヨリAB及ビCDニ近クニ從ツテ、鋼釘配置間隔ヲ大トナシテ可ナリ。即チ中央  $\frac{8}{2} = 4''$ ノ間ハ心々4''ノ距離ニ  $\frac{24}{2} = 12$  本配置シ、AB又ハCDニ近カキ  $\frac{8'' - 4''}{2} = 2''$ ノ間ハ各々  $\frac{24}{6} = 4$  本組ミ合ハセバ、鋼釘ノ數ハ24本ヲ要セズシ

テ20本トナリ其數減少ス。又強度モ充分ナリ。但若シ此場合ニ於テ心々距離ガ床版ノ厚サノ二倍以上トナルハ可ナラズ。ABニ平行ナル鋼釘配置ハ第百十二圖平面ノ如シ。ACニ平行ナル鋼釘配置モ之レト同様ニシテ、

第百十二圖



繁雜ヲ避クルタメニ、第百十二平面圖ニハ之レヲ記入セズ。此床版ハ四側ニ於テ碇着セラレ、連續的ナルヲ以テ、四側ニ於テハ負彎曲率ノタメニ、床版ノ上部ニ應張カヲ生ズ。之レニ對シテ備フルタメニ碇着端ノ左右  $\frac{7}{4} = \frac{8'}{4}$



=2' ノ間ハ上部ニ鋼筋ヲ組ミ合ハス。断面圖ハ其有様ヲ明カニ示セルモノナリ。

以上ヨリシテ此ノ問題ノ牀版トシテ、第百十二圖ニ於テ、ABニ平行ナル方向ニ對シテハ、有効厚サ  $d=3\frac{1''}{2}$ 、ACニ平行ナル方向ニ對シテハ鋼釘ハ之レヲ前者ノ上ニ配置スルヲ以テ、有効厚サ  $d=3\frac{1''}{2}-\frac{3''}{8}=3\frac{1''}{8}$  トナル。而シテ全厚サハ  $4\frac{1''}{2}$  ナリ。

此牀版設計ニ於テ荷重ヨリ起ル彎曲率 M ハ其正負何レニ係ラズ  $\frac{wl^2}{12}$  トシテ計算シタリ。

以上ノ如ク設計シタルトキハ牀版上 1 平方呎ニ對シテ 300.\* ノ活荷重ノ外ニ牀版自身ノ死荷重加ハルヲ以テ、之レニ對シテモ猶安全ナルヤ否ヤヲ更ニ檢定スルヲ要スナリ。

$$\text{死荷重} = 150 \times \frac{12''}{12'} \times \frac{4\frac{1''}{2}}{12''} \times 1' = 56.25^*/\square$$

$$\therefore \text{全荷重} = 300 + 56.25 = 356.25^*/\square$$

$$M = \frac{\frac{356.25}{2} \times 8' \times 8' \times 12''}{12} = 11400 \text{ 吋封度}$$

先ヅ第百十二圖 AB ノ方向ヲ檢査セントス。

$$p = \frac{0.3312}{12 \times 3.75} = 0.008$$

$$K = -0.008 \times 15 + \sqrt{(0.008 \times 15)^2 + 2 \times 15 \times 0.008} = 0.384$$

$$j = 1 - \frac{0.384}{3} = 0.872$$

$$s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{11400}{0.3312 \times 0.872 \times 3.5} = 11287^*/\square$$

$$< 16000^*/\square$$

$$c = \frac{2M}{K j b d^2} = \frac{2 \times 11400}{0.384 \times 0.872 \times 12 \times 3.5 \times 3.5} = \frac{22800}{49.24}$$

$$= 463^*/\square < 600^*/\square$$

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{\frac{356.25}{2} \times \frac{8}{2}}{12 \times 0.872 \times 3.5} = \frac{712.5}{36.6} = 20^*/\square < 40^*/\square$$

故ニ皆許容應力以下ニシテ安全ナリ、又腹鋼筋ヲ要セズ。

次ニ第百十二圖 AC ノ方向ヲ檢査スルニ、有効厚サ

$$d = 3\frac{1''}{8} = 3.125$$

$$p = \frac{0.3312}{12 \times 3.125} = 0.009$$

$$K = -0.009 \times 15 + \sqrt{(0.009 \times 15)^2 + 2 \times 15 \times 0.009} = 0.402$$

$$j = 1 - \frac{0.402}{3} = 0.866$$

$$\therefore s = \frac{11400}{0.3312 \times 0.866 \times 3.125} = \frac{11400}{0.896} = 12723^*/\square$$

$$< 16000^*/\square$$

$$c = \frac{22800}{0.402 \times 0.866 \times 12 \times 3.125 \times 3.125} = \frac{22800}{40.8}$$

$$= 559^*/\square < 600^*/\square$$

$$v = \frac{712.5}{12 \times 0.866 \times 3.125} = \frac{712.5}{32.5} = 22^*/\square < 40^*/\square$$



故ニ此方向ニ於テモ皆許容應力以下ニシテ安全ナリ。  
 故ニ腹鋼釦ヲ要セザルナリ。  
 鋼筋ハ所々ニ於テ兩方向ヲ鐵線ヲ以テ互ニ緊結スルヲ  
 可トス。

例、牀版ハ12'×10'ニシテ連續的構造トス。一平方呎  
 ニツキ300\*ノ活荷重ヲ安全ニ支ヘ得ベキ様設計セヨ。  
 此問題ニ於テハ  $l_1=12'$   $l_2=10'$  故ニ  $\frac{l_1}{l_2}=\frac{12}{10}=1.2$  ナリ。  
 300\*/ $\square'$ ノ活荷重中、ACニ平行ナル鋼筋ノ支持スベキ量  
 ハ、第十五表ニヨリテ  $0.67w$  ナルヲ以テ  $0.67 \times 300=201*$ / $\square'$ 。  
 ABノ方向ニ平行ナル鋼筋ノ支持スベキ量ハ

$$0.33w=0.33 \times 300=99*/\square'$$

牀版ハ連續的ナルヲ以テ最大彎曲率トシテ  $\frac{wl^2}{12}$ ヲ用ヒ  
 テ設計ス。然ルトキハ、ACニ平行ナル中央幅12"ノ桁  
 ヲ考フレバ、

$$M=\frac{201 \times 10 \times 10 \times 12''}{12}=20100 \text{ 吋封度}$$

ABニ平行ナル中央幅12"ノ桁ヲ考フレバ、

$$M=\frac{99 \times 12' \times 12' \times 12''}{12}=14256 \text{ 吋封度}$$

故ニ牀版ノ厚サハ前者、即チ短支間ノ彎曲率ニヨリテ定  
 ムルヲ要ス。

$$c=600*/\square'' \quad s=16000*/\square'' \quad n=15 \quad p=0.0067$$

ヲ用ユレバ、

$$K=0.358 \quad j=0.881$$

トナルヲ以テ、

$$M=20100=psjbd^2=0.0067 \times 16000 \times 0.881 \times 12 \times d^2$$

$$d^2=\frac{20100}{1133.3}=17.78$$

$$d=4.22$$

此レハ活荷重ノミニ對シテ要スル厚サニシテ、猶死荷重  
 ノタメニ多少ノ増加ヲ要スルヲ以テ、

$$\text{今} \quad d=4\frac{1}{2} \text{ トス}$$

$$A_s=0.0067 \times 12'' \times 4.5=0.3618 \square''$$

故ニ  $\frac{3''}{8}$  圓釦四本用ヒテ之

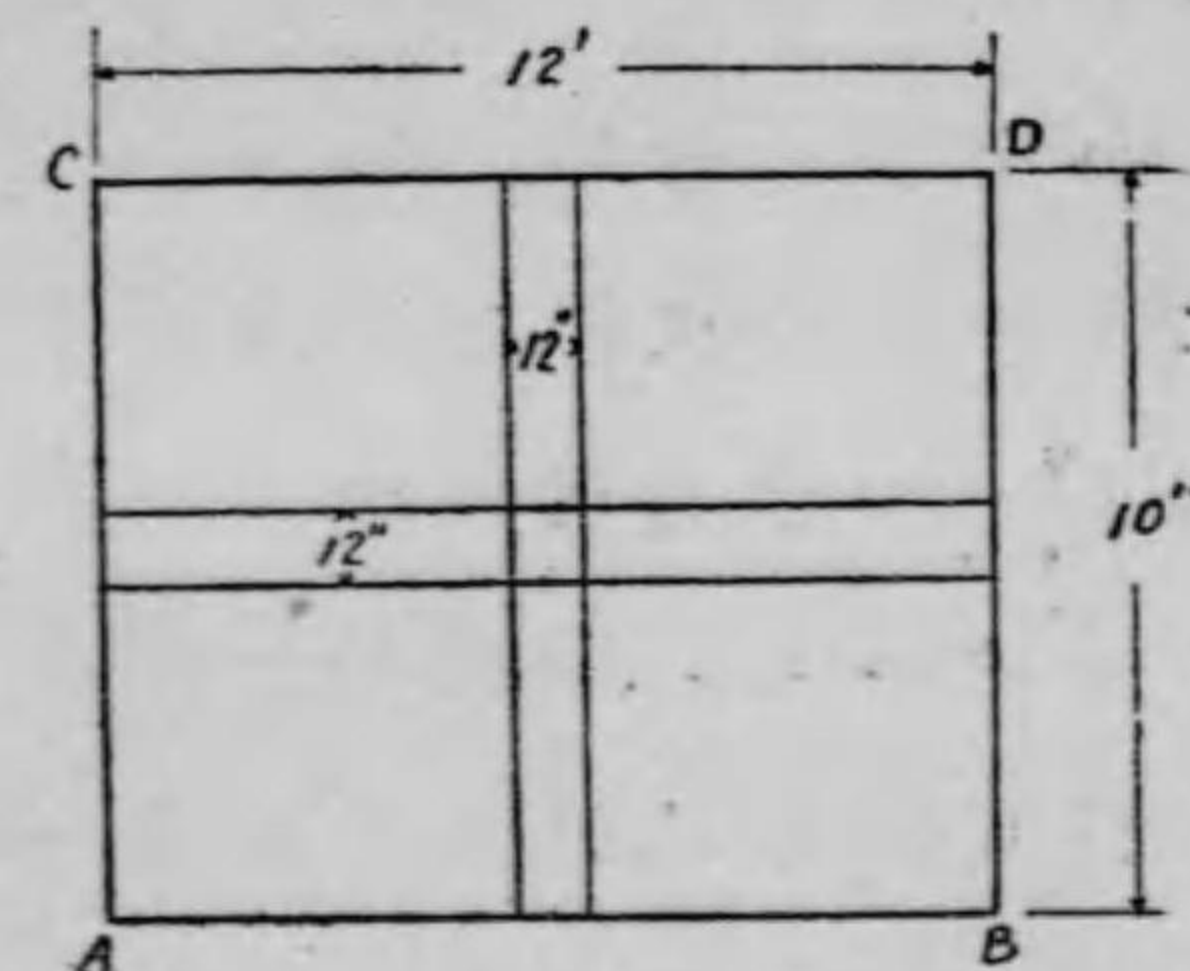
レヲ心々3"ノ距離ニ組ミ合  
 ハス。然ルトキハ實ノ

$$A_s=4 \times 0.1104=0.4416 \square''$$

トナル。此レハACニ平行  
 ナル方向ニ於ケルモノニシ  
 テ、中央  $\frac{12'}{2}=6'$ ノ間ハ以上ノ

如ク心々3"ノ距離ニ組ミ合ハスモ、側ニ近ズクニ從ツテ  
 其間隔ヲ大トシテ可ナリ。若シ全體ニ心々3"ノ距離ニ  
 組ミ合ハストキハ、ACニ平行ナル鋼釦ノ數ハ  $12 \times 4=48$   
 本ヲ要スルモ、上記ノ如ク中央6'ノ間ハ心々3"ノ距離ニ  
 組ミ合ハシ、残りノ側ニ近カキ各々3'ノ間ニ於テハ、

第百十三圖





$\frac{48-6 \times 4}{4} = 6$ 本用ヒテ、心々6"ノ距離ニ組ミ合ハス。然ルトキハ釘ノ數ハ48本ノ代リニ24+12=36本ヲ要スルノミトナル。ABニ平行ナル方向ニ於テハ鋼釘 $\frac{3''}{8}$ 釘ヲ前者ノ上ニ直角ニ置ク、然ルトキハABニ平行ナル方向ノ有効ノ厚サ $d = 4\frac{1''}{2} - \frac{3''}{8} = 4\frac{1''}{8}$ トナルナリ。

ABニ平行ナル方向ニ於テハ前ニ見出セシ如ク、  
 $M = 14256$  吋封度ニ抵抗シ得ル様設計スレバ可ニシテ、又有効厚サ $d = 4\frac{1''}{8}$ ニシテ、 $\frac{3''}{8}$ 釘ヲ組ミ合ハス可キ心々距離ハ前ノ場合ヨリモ計算上少シク變ズ。左レド實際工事ニ於テ正方形ニ近カキ此問題ノ如キニ於テハ、兩方向共ニ同ジ距離ニ配置スルガ便利ニシテ、中央 $\frac{10}{2} = 5'$ 間ハ心々3"ノ距離ニ配置シ、残りノ側ニ近カキ各々2.5ノ間ハ心々6"ノ距離ニ配置ス。然ルトキハ其數ハ20+10=30本トナル。又牀版ノ全厚サハ $4\frac{1''}{2} + \frac{3''}{16} + \frac{13''}{16} = 5\frac{1''}{2}$ トス。以上ハ一平方呎ニツキ300.\*ノ活荷重ニ對シテ設計セルモノニシテ、猶此外ニ死荷重加ハルヲ以テ之レニ對シテ再ビ牀版ノ強度ヲ検査スルヲ要ス。

$$\text{死荷重} = 150 \times \frac{12''}{12} \times \frac{5\frac{1''}{2}}{12} \times 1 = 68.75^*/\square'$$

$$\therefore \text{全荷重} = 300 + 68.75 = 368.75^*/\square'$$

此内短支間即チACニ平行ナル鋼筋ニヨリテ支持セラルモノハ、  
 $0.67 \times 368.75 = 247^*/\square'$

長支間即チABニ平行ナル鋼筋ニヨリテ支持セラルモノハ、  
 $0.33 \times 368.75 = 122^*/\square'$

先ヅACニ平行ナル方向ヨリ検査セントス。中央12"ノ幅ヲ考フルニ

$$M = \frac{247 \times 10' \times 10' \times 12''}{12} = 24700 \text{ 吋封度}$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{0.4416}{12' \times 4.5} = 0.008$$

$$K = 0.384$$

$$j = 0.872$$

$$s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{24700}{0.4416 \times 0.872 \times 4.5} = \frac{24700}{1.73} = 14277^*/\square''$$

$$< 16000^*/\square''$$

$$c = \frac{2M}{K j b d^2} = \frac{2 \times 24700}{0.384 \times 0.872 \times 12 \times 4.5 \times 4.5} = \frac{49400}{81.4}$$

$$= 607^*/\square''$$

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{247 \times \frac{10}{2}}{12 \times 0.872 \times 4.5} = \frac{1235}{47} = 26.3^*/\square'' < 40^*/\square''$$

以上ニ於テ $c = 607^*/\square''$ トナリテ許容應壓力 $600^*/\square''$ ヨリ超過スルコト僅カニ $7^*/\square''$ ナリ。

次ニABニ平行ナル方向ヲ検査セントス。中央12"ノ幅ヲ考フルニ此方向ニ於テハ

$$d = 4\frac{1''}{8} = 4.125$$



$$p = \frac{0.4416}{12'' \times 4.125} = 0.009$$

$$\therefore K = 0.402$$

$$j = 0.866$$

トナル。從ツテ、

$$s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{122 \times 12' \times 12' \times 12''}{12 \times 0.4416 \times 0.866 \times 4.125} = \frac{17568}{1.58} = 11119 \#/\text{sq}''$$

$$< 16000 \#/\text{sq}''$$

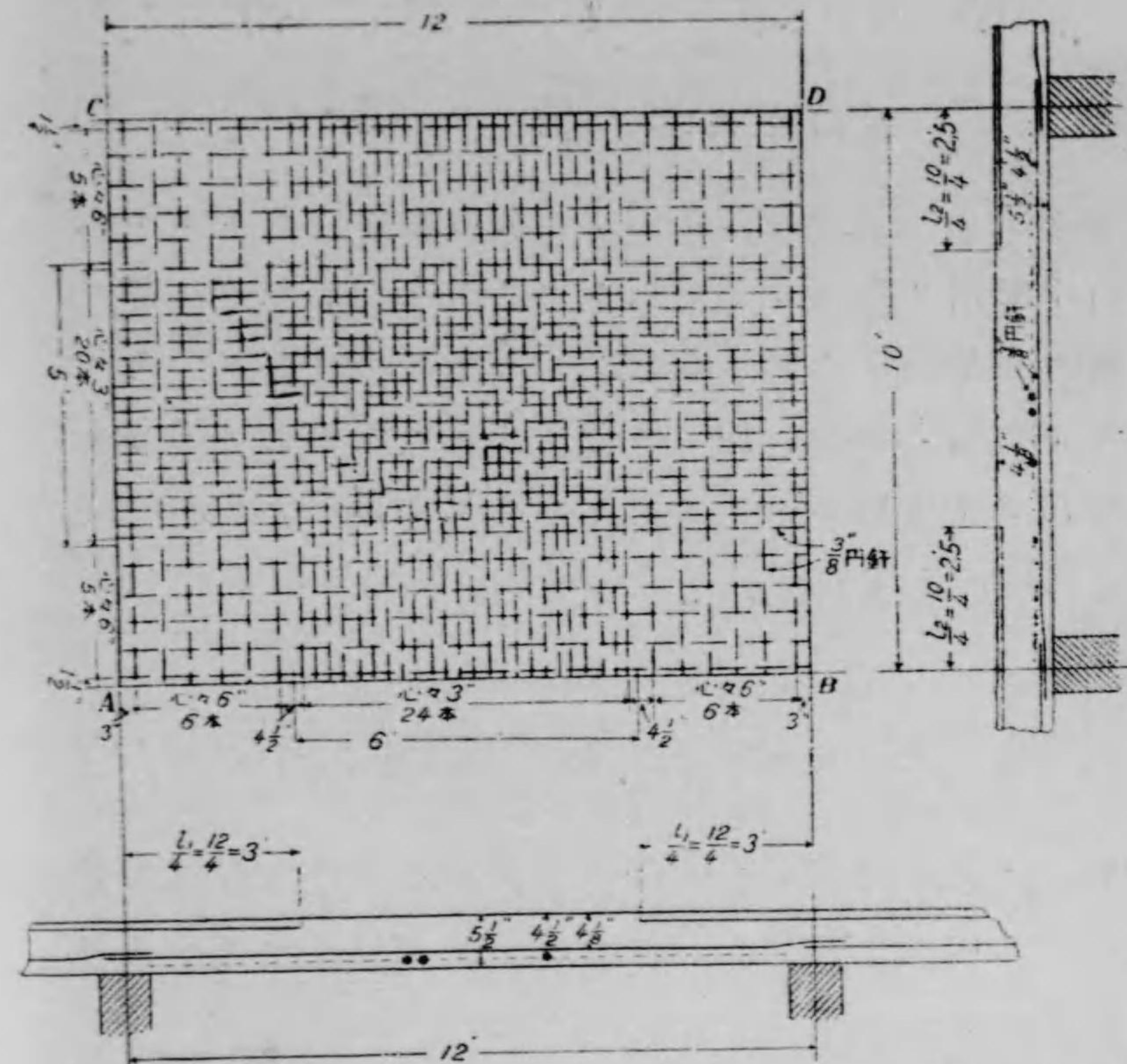
$$c = \frac{2M}{K j b d^2} = \frac{35136}{0.402 \times 0.866 \times 12 \times 4.125 \times 4.125} = \frac{35136}{71} = 495 \#/\text{sq}'' < 600 \#/\text{sq}''$$

$$v = \frac{122 \times \frac{12}{2}}{12 \times 0.866 \times 4.125} = \frac{732}{42.9} = 17 \#/\text{sq}'' < 40 \#/\text{sq}''$$

故ニ安全ナリ。

牀版ハ連續的ニ作ラレ、連續桁ノ性質ヲ有スルヲ以テ、支點附近ニハ上部ニ應張力ヲ生ズ。故ニ此附近ニ於テハ牀版ノ上部ニ鋼筋ヲ組ミ合ハスヲ要スルコト、前問題ト同様ナリ。又兩方向ノ鋼筋ハ所々ニ於テ互ニ鐵線ヲ以テ結ビ付クルヲ可トス。第百十四圖ハ此版ノ圖面ニシテ支點附近ニ於テハ別ニ釘ヲ用ヒテ之レヲ上部ニ組ミ合ハシタルモノナリ。

第百十四圖



以上第六節ニ於テ述ベタルモノノ外、猶鐵筋混凝土牀版ニ關シ、はつは氏 (Bach) 方法アリテ、以上ト其趣キヲ異ニス。第二十六章雜集中ニ之ヲ記述シタルヲ以テ參照スベシ。

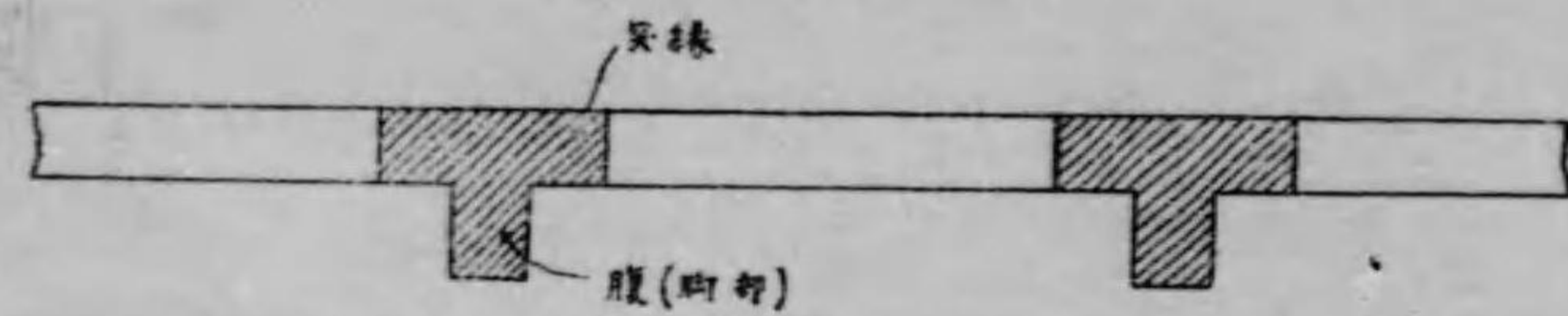


## 第七章 T形桁

### 第二十九節 總論

牀版ト之レヲ支フル矩形桁トガ同時ニ作ラル、トキハ、第百十五圖ノ如キT形断面トナリテ、上部牀版ノ一部ニハ、恰モ矩形桁ノ上部ノ如ク、之レニ應壓力ヲ生ズ。斯ノ如キT形桁ノ應力ニ關スル計算公式ハ矩形桁ノ場合ト略ボ同ジキ方法ニヨリテ求ムルコトヲ得ルナリ。

第百十五圖



一般ニT形桁ニ於テハ、其上部應壓力ノ生ズル部分ニ於テ多クノ混凝土面積ノ存在ニヨリ、矩形桁ニ比シテ其強度大ナリ。

### 第三十節 T形桁ニ於ケル應力計算

T形桁ノ抵抗力率ヲ見出すニ當リニツノ場合ヲ生ズ。即チ一ツハ中立線ガ突縁内ニ位スル場合、他ノ一ツハ中立線ガ脚部ニ來ル場合之レナリ。故ニ普通此ニツノ場合ニ分チテ應力計算ヲナス。

第百十六圖ニ於テ示ス如ク、

$b$  = 突縁ノ幅

$d$  = T形桁ノ有效厚サ

$b'$  = 脚部ノ幅

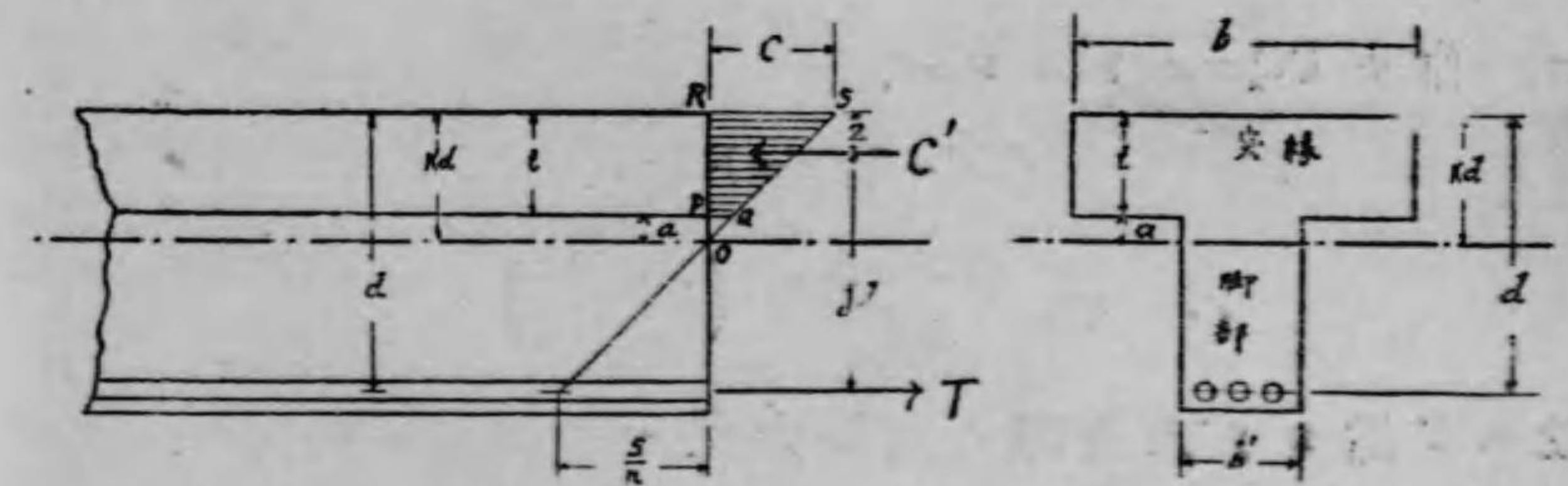
$t$  = 突縁ノ厚

$p$  = 鋼ノ比 =  $\frac{A_s}{bd}$

トス。

(1) 中立線ガ突縁内ニアル場合、中立線ガ突縁内ニアルトキハ、前ニ第二十三節ニ於テ述べタル (31) 乃至 (41) 式ナル抵抗力率ニ關スル公式ヲ其儘使用スルコトヲ得。但シT形桁ノ場合ハ、 $b$ ハ第百十六圖ノ如ク突縁ノ幅ニ

第百十六圖



シテ、第二十三節ニ於テ述べタル如キ幅ニアラズ。又脚部ノ幅ハ $b'$ ニシテ、上記 (31) 乃至 (41) 式ヲ用ユルトキハ $b$ ハ突縁ノ幅ナルコト、又 $p = \frac{A_s}{bd}$ ニシテ $\frac{A_s}{b'd}$ ニアラザルコト、是等ニ注意シテ第二十三節ノ公式ヲ用ユベキモノトス。

(2) 中立線ガ脚部ニアル場合、中立線ガ脚部ニアル場



合ニ於テハ、普通突縁ガ脚部ヨリ大ナルヲ以テ突縁ヨリ僅カニ下ルノミ。即チ  $a$  ハ僅小ナリ。斯ノ如キ場合ハ中立線ヨリ突縁ニ至ル間ノ混凝土ノ應壓力ハ之ヲ無視スルモ、T形桁設計上殆ンド支障ヲ生ズルコトナク、且ツ公式モ簡單トナリテ、實際使用上便利トナルナリ。

第二十三節ノ所ニ於テ (31) 式ニテ示セル如ク、T形桁ノ場合ニ於テモ、

$$\frac{s}{c} = \frac{1-K}{K} n \dots\dots\dots(108)$$

$$\therefore K = \frac{nc}{nc+s} = \frac{1}{1+\frac{s}{nc}} \dots\dots\dots(109)$$

第百十六圖ニ於テ P 點ニ於ケル混凝土ノ應壓力ヲ  $x$  トス。即チ  $PQ=x$  トスレバ、

$$(Kd-t):x = Kd:c$$

$$\therefore x = \frac{c(Kd-t)}{Kd} = c\left(1 - \frac{t}{Kd}\right)$$

故ニ P 點ヨリ上全部ノ應壓力  $C'$  ハ

$$C' = \frac{1}{2} \left\{ c + c\left(1 - \frac{t}{Kd}\right) \right\} tb = cbt\left(1 - \frac{t}{2Kd}\right)$$

單ニ彎曲率ノミナルトキハ断面ニ於ケル全應壓力ハ、全應張力ニ等シキヲ要スルヲ以テ、

$$sA_s = cbt\left(1 - \frac{t}{2Kd}\right)$$

$$\frac{s}{c} = \frac{bt}{A_s} \left(1 - \frac{t}{2Kd}\right) \dots\dots\dots(110)$$

故ニ (108) 式及ビ (110) 式ヨリ

$$\frac{1-K}{K} n = \frac{bt}{A_s} \left(1 - \frac{t}{2Kd}\right)$$

是ヨリ  $K$ ヲ求ムルトキハ、

$$K = \frac{\frac{2ndA_s + bt^2}{2dA_s}}{\frac{nA_s + bt}{A_s}} = \frac{2ndA_s + bt^2}{2d(nA_s + bt)} = \frac{nA_s + \frac{bt^2}{2d}}{nA_s + bt}$$

$A_s = pbd$  ナルヲ以テ此最後ノ式ハ

$$K = \frac{npbd + \frac{bt^2}{2d}}{npbd + bt} = \frac{np + \frac{1}{2}\left(\frac{t}{d}\right)^2}{np + \frac{t}{d}} \dots\dots\dots(111)$$

次ニ  $C'$  ナル應壓力ノ合成力ノ働ク點ハ、 $PRSQ$  ナル四邊形ノ重心ニシテ、 $z$ ヲ見出ストキハ、偶力臂  $jd$ ガ明カトナル。

$PQ$  線ヲ基トシテ力率ヲ求ムルトキハ、

$$(t-z)C' = \frac{t}{2}bt(PQ) + \frac{1}{2}bt(c-PQ)\frac{2}{3}t$$

$$(t-z)cbt\left(1 - \frac{t}{2Kd}\right) = \frac{t^2}{2}bc\left(1 - \frac{t}{Kd}\right) + \frac{2t^2b}{6}\left\{c - c\left(1 - \frac{t}{Kd}\right)\right\}$$

$$(t-z)\frac{2Kd-t}{2Kd} = \frac{t}{2} \times \frac{Kd-t}{Kd} + \frac{t}{3} \times \frac{t}{Kd}$$

$$(t-z) = \frac{tKd-t^2}{2Kd-t} + \frac{t}{3} \times \frac{2t}{2Kd-t}$$

$$\therefore z = t - \frac{tKd-t^2}{2Kd-t} - \frac{2t^2}{3(2Kd-t)}$$

$$z = \frac{t(3Kd-2t)}{3(2Kd-t)}$$



$$\therefore z = \frac{t(3K - 2\frac{t}{d})}{3(2K - \frac{t}{d})} \dots\dots\dots(112)$$

z が明カトナリシヲ以テ、

$$\left. \begin{aligned} jd &= d - z \\ j &= 1 - \frac{z}{d} = 1 - \frac{t(3K - 2\frac{t}{d})}{3d(2K - \frac{t}{d})} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(113)$$

然ルニ K ハ (111) 式ニヨリテ明カナルヲ以テ、

$$\left. \begin{aligned} j &= 1 - \frac{t \left( 3 \frac{np + \frac{1}{2}(\frac{t}{d})^2}{np + \frac{t}{d}} - 2\frac{t}{d} \right)}{3d \left( 2 \frac{np + \frac{1}{2}(\frac{t}{d})^2}{np + \frac{t}{d}} - \frac{t}{d} \right)} \\ j &= \frac{6npd^2 - 6npdt + 2np^2 + \frac{1}{2}\frac{t^3}{d}}{6npd^2 - 3npdt} \\ j &= \frac{6 - 6\frac{t}{d} + 2(\frac{t}{d})^2 + \frac{1}{2np}(\frac{t}{d})^2}{6 - 3\frac{t}{d}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(114)$$

(114) 式ニヨリテ j が明カトナルトキハ、T形桁ノ抵抗力率ハ直ニ之ヲ求ムルコトヲ得ルナリ。即チ抗張鋼筋ノ量少ナキトキハ、抵抗力率ハ鋼筋ニヨリテ制限セラルコト、ナリテ、

$$M = A_s s j d = p s b j d^2 \dots\dots\dots(115)$$

又抗張鋼筋ノ量大ナルトキハ、抵抗力率ハ混凝土ニヨリテ制限セラルコト、ナリテ、

$$M = cb \left( 1 - \frac{t}{2Kd} \right) j d \dots\dots\dots(116)$$

(115) 式及ビ (116) 式ノ何レヲ以テ、抵抗力率ヲ定ムベキカノ初メニ於テ不明ナルトキハ、此兩式ヲ以テ計算シ、其小ナル方ヲ以テT形桁ノ安全ニ抵抗シ得ル力率トナス。又與ヘラレタル彎曲率ニヨリテ、鋼筋及ビ混凝土ニ生ズル應力ヲ見出スニハ (115) 式又ハ (116) 式ヨリ s 或ハ c ヲ見出セバ可ナリ。即チ

$$s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{M}{p b j d^2} \dots\dots\dots(117)$$

$$\left. \begin{aligned} c &= \frac{M}{bt \left( 1 - \frac{t}{2Kd} \right) j d} \\ \text{又ハ (108) 式ヨリ } s &\text{ヲ知レバ} \\ c &= \frac{s}{n} \frac{K}{1-K} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(118)$$

T形桁ニ關スル問題ヲ見ルニ、大抵次ノ三種類中ニ含マラル。即チ

(1) T形桁ノ總テノ太サガ明カナルトキニ、其桁ノ抵抗シ得ル彎曲率若シクハ荷重ヲ見出スコト。或ハ與ヘラレタル彎曲率ノタメニ鋼筋又ハ混凝土ニ生ズル應力ヲ見出スコト。斯ノ如キ問題ノ場合ニ於テハ先ヅ K ヲ見出スナリ。而シテ  $Kd < t$  ナルトキハ、中立線ハ突縁内



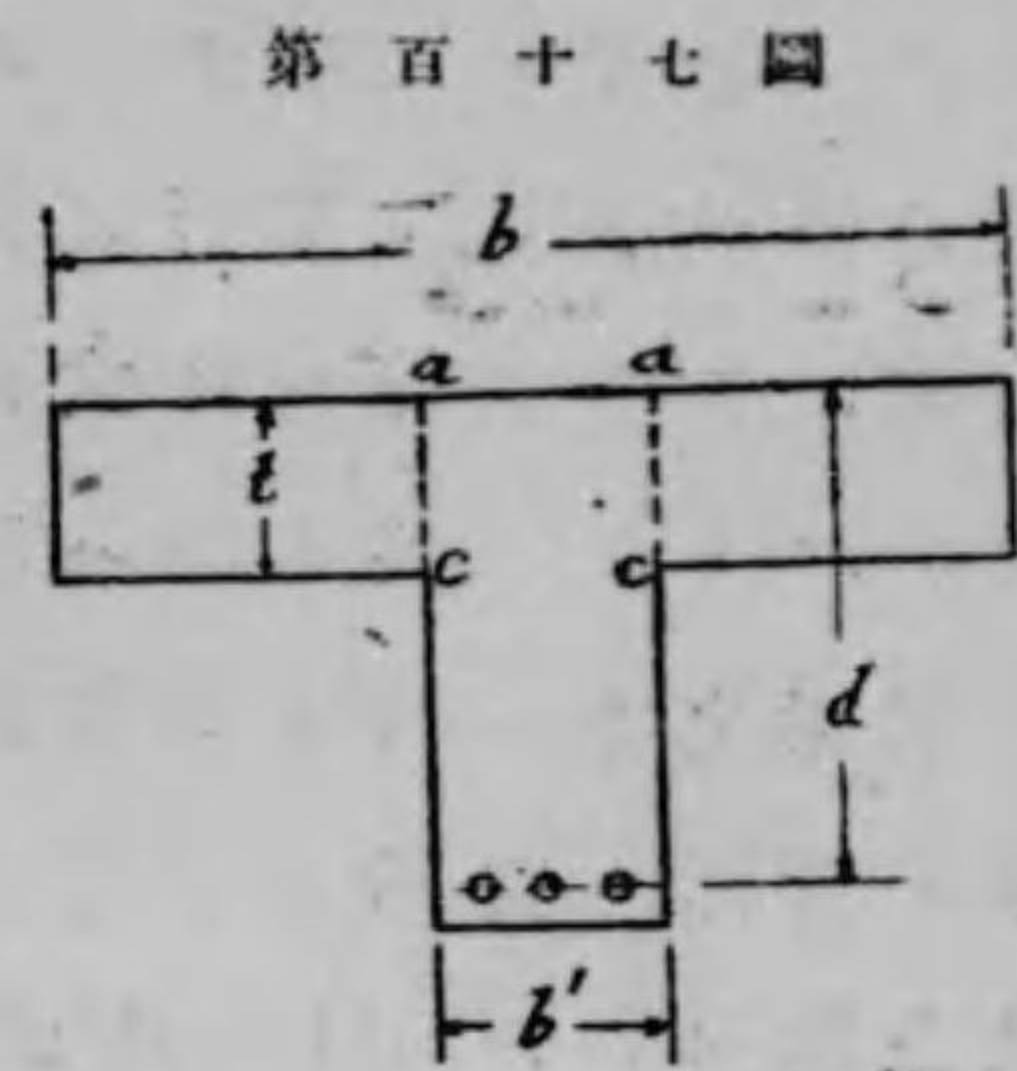
ニアルヲ以テ、(31)乃至(41)式ヲ用ヒテ計算ス。之レニ反シテ  $Kd > t$  ナルトキハ、中立線ハ突縁ノ外ニ出デ、脚部内ニ位スルヲ以テ、本節ニ於テ述ベタル(112)式(118)式ヨリ計算ス。

(2) T形桁ノ突縁ガ牀版ノ一部ナル場合ニ於テハ、牀版ハ既ニ決定セルモノナルヲ以テ、其厚サ  $t$  ハ明カニシテ、又荷重モ明カナルヲ以テ、之レニ抵抗スベキ脚部ノ太サ、鋼筋ノ量ヲ見出サントスル場合ニシテ、斯ノ如キ問題ニ於テハ、脚部ノ幅  $b'$  ハ剪斷力若シクハ鋼筋ヲ組ミ合ハスニ必要ナル幅ニヨリテ決定シ、而シテ桁ノ有効厚サ  $d$  及ビ鋼筋ノ量ヲ假定シテ、混凝土及ビ鋼筋ニ生ズル應力ヲ計算シ、之レガ許容量以下ナレバ可ナルモ、若シ許容數量ヲ超過スルトキハ、更ニ桁ノ有効厚サ、又ハ鋼筋ヲ撰定シテ再計算ヲナシ、 $s$  及ビ  $c$  ヲシテ許容數量以下トナルニ至リテ止ムナリ。

斯ノ如キ問題ノ場合ニ於テモ、初メニ  $K$  ヲ見出シ  $Kd \leq t$  何レナルカヲ見テ、第二十三節ノ公式ヲ用ユベキカ否カヲ決定スベキモノトス。

(3) 許容應力、及ビ荷重ヲ與ヘテT形桁ヲ設計スル如キ場合ニ於テハ、先ヅ脚部ニ對シテ適當ナル太サヲ假定シ、次ニ  $t$  ヲモ假定シ、斯クシテ假定ヨリ  $\frac{t}{d}$  ガ明カトナレバ、 $K$  及ビ  $j$  ハ明カトナルヲ以テ、(115)式又ハ(116)式ニヨリテ、鋼筋ノ斷面積、突縁ノ幅ヲ定ムルコトヲ得。

T形桁ノ太サニ關シテハ、 $b$  ハ  $t$  ニ比シテ非常ニ大トナスハ之レヲ避クルヲ要ス。之レガ大ナレバ  $ac$  線ニ於ケル剪斷力大トナルヲ以テ、此剪斷力ニ對シテ横ニ適當ノ鋼筋ヲ用ユルヲ要スルニ至ルナリ。普通



第一百十七圖

- $b$  ハ  $8t$  又ハ  $10t$  以下
  - $b$  ハ  $4b'$  又ハ  $6b'$  以下
  - $b$  ハ  $\frac{l}{3}$  又ハ  $\frac{l}{4}$  以下
  - $t$  ハ 支間
  - $b'$  ハ  $\frac{1}{2}d$  乃至  $\frac{1}{3}d$
- トス。

$b'$  ハ  $\frac{1}{2}d$  乃至  $\frac{1}{3}d$  ヲ普通トスト雖、此脚部ノ幅ハ主トシテ剪斷力ニ抵抗シ、且ツ鋼筋ヲ適當ニ組ミ合ハシ得ルモノタルヲ要ス。

T形桁剪斷力ノ計算ハ

$$v = \frac{V}{b'jd} \dots \dots \dots (119)$$

ニヨル可キモ、又

$$v = \frac{V}{b'(d - \frac{t}{2})} \dots \dots \dots (120)$$

或ハ

$$v = \frac{V}{bd} \dots \dots \dots (121)$$



トナスモ、殆ンド誤リナク近似値ヲ得。(121)式ハ脚部ト同ジ幅ヲ有シ、T形桁ノ有効厚サト同ジ厚サノ矩形桁ニ於ケルモノト等シキ式ナリ。又T形桁ニ於テ腹鐵筋ヲ用ユルトキハ、其方法ハ第二十五節ニ於テ述ベタルモノト同様ナリ。而シテ腹鐵筋ハ之レヲ突縁中ニ延長シテ以テ脚部ト突縁トヲ能ク結合セシムルヲ要ス。以上述ベタル(113)及ビ(114)式ニ於テハ、脚部ニ於ケル混凝土ノ應壓力ヲ無視シタリ。左レド大ナル桁ニ於テ、脚部ガ應壓力ノ大部分ニ抵抗スベキ場合、即チ突縁ガ脚部ニ比シテ小ナル場合ハ用ユルヲ得ズシテ、斯ノ如キ場合ニ於テハ脚部ニ於ケル應壓力ヲ無視セズ。之レヲ考フルニ入レタル次ノ如キ計算式ヲ用ユベキモノトス。

$$K = \frac{1}{d} \left\{ -\frac{nA_s + (b-b')t}{b'} + \sqrt{\frac{2ndA_s + (b-b')t^2}{b'} + \left(\frac{nA_s + (b-b')t}{b'}\right)^2} \right\} \dots\dots\dots(122)$$

$$z = \frac{\left( (Kd - \frac{2}{3}t) \right) b + \left[ (Kd - t) \left\{ t + \frac{1}{3} (Kd - t) \right\} \right] b'}{t(2Kd - t)b + (Kd - t)^2 b'} \dots\dots\dots(123)$$

$$j = 1 - \frac{z}{d}$$

抵抗力率等ハ(115)、(116)式等ト同ジ。但シ(122)、(123)式ノK及ビjヲ用ヒテ計算スルモノトス。此(122)、(123)式ハ前ト同ジ方法順序ヲ以テ、容易ニ導キ出シ得ルニヨリ茲ニハ只其結果ノ公式ノミヲ記セシモノナリ。

例、T形桁ニ於テ、

$$b = 25'' \quad t = 6''$$

トス。此レガ600000吋封度ノ彎曲率ニ對シテ安全ナルタメニハ、d及ビ鋼筋ノ斷面積如何。

此問題ニ於テハd及ビpヲ假定シテ應力ヲ算出シ、之ガ許容數量以下ナルカ否カラヲ檢査セバ可ニシテ、

$$d = 18'' \quad p = 0.0075$$

ト假定ス。先ヅ中立線ノ位置ヲ見出シテKdガt=6''ヨリ大ナルカ否カラヲ知ルノ必要アリ。

中立線ガ突縁中ニアルトキハ、(32)及ビ(33)式

$$K = -pn + \sqrt{(pn)^2 + 2np}$$

$$j = 1 - \frac{K}{3}$$

ニヨリテ計算スベキコトハ前ニ述ベシ如シ。而シテ

$$n = 15 \quad p = 0.0075$$

$$\text{トスレバ} \quad K = 0.375 \quad j = 0.875$$

トナル。故ニ

$$Kd = 0.375 \times 18'' = 6.75'' > 6''$$

ナルヲ以テ、此問題ニテハ中立線ハ突縁外ニ出デテ、脚部中ニ位ス。從ツテ(117)式(118)式ヲ用ユルヲ要ス。

$$A_s = 0.0075 \times 25'' \times 18'' = 3.375''$$

之ニ對シテ $\frac{7''}{8}$ 圓釘六本用ユルトキハ、實A\_sハ

$$A_s = 6 \times 0.6013 = 3.6''$$



$$p = \frac{3.6}{18 \times 25} = 0.008$$

$$K = \frac{np + \frac{1}{2} \left(\frac{t}{d}\right)^2}{np + \frac{t}{d}} = \frac{15 \times 0.008 + \frac{1}{2} \left(\frac{6}{18}\right)^2}{15 \times 0.008 + \frac{6}{18}} = \frac{0.175}{0.45} = 0.389$$

$$j = \frac{6 - 6\frac{t}{d} + 2\left(\frac{t}{d}\right)^2 + \frac{1}{2np}\left(\frac{t}{d}\right)^3}{6 - 3\frac{t}{d}}$$

$$= \frac{6 - 6\frac{6}{18} + 2\left(\frac{6}{18}\right)^2 + \frac{1}{2 \times 15 \times 0.008} \left(\frac{6}{18}\right)^3}{6 - 3\frac{6}{18}}$$

$$= \frac{6 - 1.998 + 0.220 + 0.154}{6 - 0.999} = \frac{4.375}{5} = 0.855$$

故 = (117) 式 = ヨリテ、

$$s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{600000}{3.6 \times 0.855 \times 18} = \frac{600000}{55.4} = 10830^*/\square''$$

$$< 16000^*/\square''$$

(118) 式 = ヨリテ、

$$c = \frac{M}{kt \left(1 - \frac{t}{2Kd}\right) j d} = \frac{600000}{25 \times 6 \left(1 - \frac{6}{2 \times 0.389 \times 18}\right) \times 0.855 \times 18}$$

$$= \frac{600000}{1327.4} = 452^*/\square'' < 600^*/\square''$$

故 =  $b = 25.0''$   $t = 6.0''$   $d = 18.0''$   $A_s = 3.6 \square''$

トナセバ、600000 吋封度ノ彎曲率ニ抵抗シ得テ猶餘リアリ。又  $b'$  ハ  $\frac{7''}{8}$  圓釘六本ヲ水平ニ組ミ合ハスヲ要シテ

其最小限ハ (43) 式 = ヨリテ、

$$b' = \{4 + 2.5(N-1)\} \frac{7''}{8} = \{4 + 2.5(6-1)\} \frac{7''}{8} = 14.5''$$

∴  $b' = 15''$  トス。

此問題ノ答トシテハ  $c = 452^*/\square''$   $s = 10830^*/\square''$  トナリテ許容數量ヨリ遙カニ小ナリ。故ニ猶少シク  $d$  ヲ減ジ、又  $A_s$  モ少シク減ジ、更ニ再ビ計算ヲ繰リ返セバ、以上ヨリ少シク大サノ小ナル最モ適當ナル斷面ヲ求メ得ルナリ。

例、T形桁ニ於テ脚部ノ最モ經濟的ナル大サハ如何ニシテ求ム可キカ。

脚部ハ之レヲ矩形桁ト見做スコトヲ得、即チ其幅ハ  $b'$  高サハ  $(d-t)$  ト考フルコトヲ得テ、今

$$r = \frac{\text{鐵筋ノ價額}}{\text{混凝土ノ價額}}$$

トス。T形桁ニ於テ、鐵筋ノ斷面積ハ (117) 式

$$A_s = \frac{M}{s j d}$$

ニヨリテ求メ得テ、 $j d$  ハ  $\left(d - \frac{t}{2}\right)$  ニ等シトスルモ、此如キ問題ヲ解決スル上ニ於テ殆ンド支障ナシ。桁長サ 1 呎ニツキテ考フルニ、

$c_1$  = 單位面積ノ長サ 1 呎ノ混凝土ノ價額

トスレバ、長サ 1 呎ノ脚部混凝土ノ價額ハ、

$$c_1 b' (d-t)$$

ニシテ又長サ 1 呎ノ鐵筋ノ價額ハ、



$$c_1 r \frac{M}{s(d-\frac{t}{2})}$$

ナリ。故 = 脚部鐵筋混凝土長サ 1 呎ノ價額 Q ハ

$$Q = c_1 b'(d-t) + c_1 r \frac{M}{s(d-\frac{t}{2})} = c_1 \left\{ b'(d-t) + \frac{rM}{s(d-\frac{t}{2})} \right\}$$

此最後ノ式ヲ見ルニ  $s$  ガ大トナレバ  $Q$  ハ減ズ。又  $b'$  ガ一定セルトキハ、 $d$  ニヨリテ  $Q$  ノ價ニ差異ヲ生ズ。 $d$  ガ一定セルトキハ、 $b'$  ノ小ナル程  $Q$  ガ減少ス。 $b'$  ハ剪斷力ニ抵抗シ、又水平鋼筋ヲ組ミ合ハスニ必要ナル幅ニヨリテモ制限セラレルヲ以テ、 $b'$  ヲ一定スレバ上述ノ如ク  $d$  ノ變ズルニ從ツテ  $Q$  ニ増減ヲ生ズルヲ以テ、 $d$  ヲ變數 (Variable) トシテ、高等數學ノ助ケヲカリテ微分シ、以テ  $Q$  ノ最小ナルトキノ  $b'$  ト  $d$  トノ關係ヲ定ムルコトヲ得ルナリ。即チ

$$d = \sqrt{\frac{rM}{sb'}} + \frac{t}{2} \dots\dots\dots(124)$$

ノ如シ。此 (124) 式ヨリシテ  $b'$  ガ明カナレバ之レニ對シテ最モ經濟的ナル T 形桁ノ有効厚サ  $d$  ヲ定ムルコトヲ得ルナリ。

例、牀版厚サ 6" ヲ支フル桁アリテ、其桁ノ支間ヲ 30 呎トス。桁ノ兩端ハ支點上ニ休止シ、長サ 1 呎ニ對シ 500.# ノ等布死活荷重ニ抵抗シ得ベキ桁ノ經濟的有効厚サ  $d$  ハ如何。

$t=6."$  又  $r=70$  トス。

$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{500 \times 30' \times 30' \times 12''}{8} = 675000 \text{ 吋封度}$$

$$V = \frac{wl}{2} = \frac{500 \times 30'}{2} = 7500 \text{ 封度}$$

脚部ノ面積ヲ此剪斷力ヨリ定ムルトキニハ (120) 式ヲ用ヒ、

$$40^{\#} \times b' \times \left( d - \frac{1}{2}t \right) = 7500.*$$

トシテ殆ンド設計上支障ナシ。

$$40b' \left( d - \frac{6}{2} \right) = 7500$$

$$b' \left( d - \frac{6}{2} \right) = 187.5''$$

(124) 式ヨリ

$$d = \frac{t}{2} + \sqrt{\frac{rM}{sb'}}$$

ナルヲ以テ、

$$b'=5'' \text{ ナレバ } d = \frac{6''}{2} + \sqrt{\frac{70 \times 675000}{16000 \times 5}} = 27.''3$$

$$b'=7'' \text{ ナレバ } d = \frac{6}{2} + \sqrt{\frac{70 \times 675000}{16000 \times 7}} = 23.''6$$

$$b'=9'' \text{ ナレバ } d = \frac{6}{2} + \sqrt{\frac{70 \times 675000}{16000 \times 9}} = 21.''1$$

$$b'=10'' \text{ ナレバ } d = \frac{6}{2} + \sqrt{\frac{70 \times 675000}{16000 \times 10}} = 20.''2$$



$$b'=11'' \quad \text{ナレバ} \quad d = \frac{6}{2} + \sqrt{\frac{70 \times 675000}{16000 \times 11}} = 19.74$$

$$b'=12'' \quad \text{ナレバ} \quad d = \frac{6}{2} + \sqrt{\frac{70 \times 675000}{16000 \times 12}} = 18.78$$

故に  $b'=12''$ ,  $d=18.78$  トスレバ、

$$12''(18.78 - 3'') = 189.6'' \doteq 187.5''$$

故に此問題ノ答トシテハ、

$$b'=12'' \quad d=18.78 \quad t=6''$$

猶進ミテ  $K, j$  ヲ計算シ、之レヨリ  $A_s$  及ビ  $b$  ヲ計算スベキモノトス。

例、支間  $50'$  ニシテ其兩端支點上ニ休止セララル所ノT形桁ヲ設計セヨ。此場合ニ於テハT形桁ハ牀版ノ一部分ヲナサヌモノニシテ、等布活及ビ死荷重ハ桁長サ  $1$  呎ニツキ、 $4000 \cdot \#$  トス。之レニ安全ニ抵抗スルヲ要スルヲ以テ、

$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{4000 \times 50' \times 50'}{8} \times 12'' = 15000000 \text{ 吋封度}$$

$$V = w \frac{l}{2} = 4000 \times \frac{50'}{2} = 100000 \text{ 封度}$$

剪斷力ハ  $100000$  封度ノ如ク、大ナルヲ以テ腹鐵筋ヲ用ユ。而シテ之レヲ用ユルトキハ、垂直許容應剪力ハ  $120 \cdot \#/\text{吋}^2$  トシテ可ナルコトハ前ニ述ベタル所ナリ。今T形桁ノ脚部ノ幅  $b'$  ヲ定ムルニ (121) 式ニヨリテ、約

$$b'd = \frac{100000}{120} \doteq 834 \text{吋}^2$$

左レド此問題ニ於テハ彎曲率モ亦大ニシテ、水平鋼釘ヲ多ク組ミ合ハスノ必要アルコトガ豫想セララルヲ以テ、

$$b'=22.0'' \quad d=48.0''$$

ト假定シ、又  $t=12''$  ト假定ス。此問題ハ單ニ計算法ノ一例ニシテ、計算ヲ簡易ナラシムルタメニ脚部混凝土ノ應壓力ヲ無視ス。(109) 式ヨリシテ、

$$K = \frac{1}{1 + \frac{s}{nc}} = \frac{1}{1 + \frac{16000}{15 \times 600}} = 0.391$$

(112) 式ニヨリテ、

$$z = \frac{t}{3} \frac{3K - \frac{t}{d}}{2K - \frac{t}{d}} = \frac{12}{3} \frac{3 \times 0.391 - \frac{12}{48}}{2 \times 0.391 - \frac{12}{48}} = 4 \times \frac{0.673}{0.532} = 5.0''$$

$$jd = d - z = 48.0'' - 5.0'' = 43.0''$$

(115) 式ニヨリテ、

$$M = s A_s j d$$

$$A_s = \frac{15000000}{16000 \times 43} \doteq 22 \text{吋}^2$$

之レニ對シテ  $1 \frac{1}{2}$  圓釘  $15$  本用ユ。然ルトキハ實ノ

$$A_s = 15 \times 1.7671 = 26.5 \text{吋}^2$$

又 (116) 式ニヨリテ、

$$M = cbt \left( 1 - \frac{t}{2Kd} \right) jd = 600 \times 12 \times b \left( 1 - \frac{12}{2 \times 0.391 \times 48} \right) \times 43 = 210528b$$

$$b = \frac{M}{210528} = \frac{15000000}{210528} = 71.2$$



$$\therefore b=72'' \quad \text{トス}$$

以上ヨリシテ、

$$b=72'' \quad d=48'' \quad b'=22'' \quad A_s=26.5''^2$$

$1\frac{1}{2}$  圓釘 15本之レヲ三列ニ用ユ。而シテT形桁ノ全厚  
サハ第百十八圖ノ如クニ、

$$48'' + \frac{3''}{4} + \frac{3''}{4} + 1\frac{1}{2}'' + 2'' = 53''$$

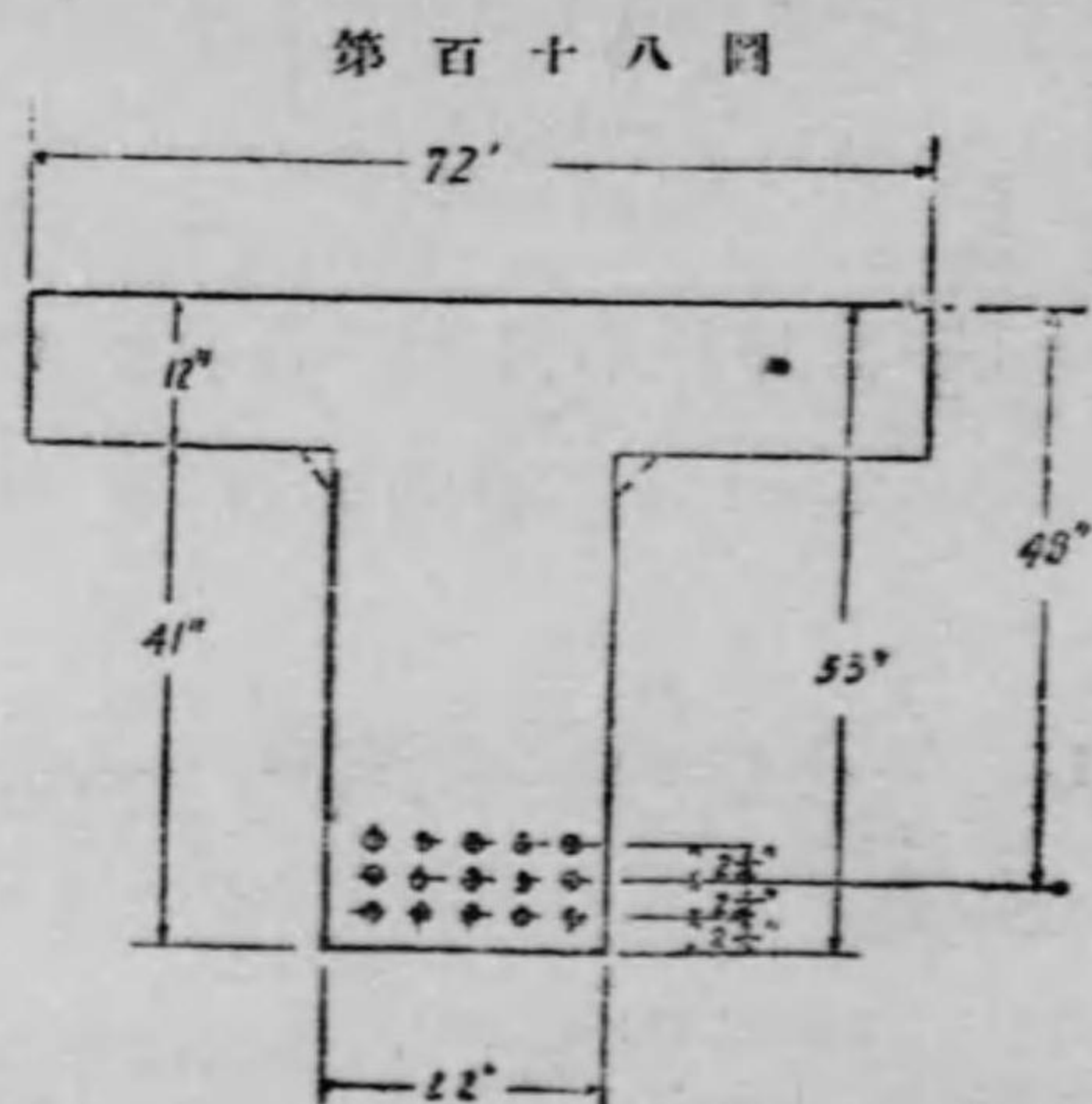
以上ノ如ク定ムルトキハ第百十八圖ノ如キ断面トナリ  
テT形桁ノ死荷重ハ

$$\left( \frac{72''}{12} \times \frac{12''}{12} + \frac{41''}{12} \times \frac{22''}{12} \right) \times 150 \# \times 1' = 1839. \#$$

故ニT形桁長サ1呎ニ對スル活荷重ハ、

$$4000 - 1839 = 2161. \#$$

ナリ。混凝土及ビ鋼筋ニ生ズル應力ヲ見出スニハ、



(111) 式ニヨリテ、

$$Kd = \frac{nA_s + \frac{bt^2}{2d}}{nA_s + bt} \times d = \frac{15 \times 26.5 + \frac{72 \times 144}{2 \times 48}}{15 \times 26.5 + 72 \times 12} \times 48$$

$$= \frac{505.5 \times 48}{1261.5} = 19.2''$$

故ニ(112)式ヲ用ヒテ、

$$z = \frac{t(3Kd - 2t)}{3(2Kd - t)} = \frac{12(3 \times 19.2 - 2 \times 12)}{3(2 \times 19.2 - 12)} = \frac{403.2}{79.2} = 5.1''$$

$$\therefore jd = 48'' - 5.1'' = 42.9''$$

$$\therefore s = \frac{M}{A_s jd} = \frac{15000000}{26.5 \times 42.9} = 13107 \# / \text{sq.} < 16000 \# / \text{sq.}$$

$$c = \frac{M}{bt \left(1 - \frac{t}{2Kd}\right) jd} = \frac{15000000}{72 \times 12 \left(1 - \frac{12}{2 \times 19.2}\right) \times 42.9}$$

$$= \frac{15000000}{25587} = 586 \# / \text{sq.} < 600 \# / \text{sq.}$$

故ニ安全ナリ。

次ニ(88)式ニヨリテ、

$$B = \frac{V}{N \pi d_r jd}$$

ナルヲ以テ  $1\frac{1}{2}$  圓釘一本ニ對シテ、

$$B = \frac{100000}{4.712 \times 42.9} \doteq 500 \# / \text{sq.}$$

故ニ此T形桁ノ端附近ニ於テハ附着力ニ對シテ充分ナル  
強度ヲ有スルタメニハ、水平鋼釘ハ

$$\frac{500}{80} \doteq 7 \text{ 本} \quad (\text{許容附着力} = 80 \# / \text{sq.})$$



ハ必ズアルコトヲ要ス。

斯ノ如キヲ以テ、若シ腹鐵筋トシテ水平鋼釘ヲ曲ゲ傾斜セシメテ用ユルトキハ、 $15-7=8$ 本ハ之レヲ曲ゲテ腹鐵筋トシテ支障ナキコト、ナル。桁ノ兩端支點ヨリ腹鐵筋ノ不必要ナル點ニ至ルマデノ距離ハ(93)式ニヨリテ、

$$x = \frac{l}{2} - \frac{vb'jd}{w} = \frac{50}{2} - \frac{40 \times 22'' \times 42.9''}{4000} = 25' - 9.4'' = 15.6'$$

傾斜腹鐵筋ニヨリテ抵抗セシム可キ應力ハ、第百十九圖三角形DBCノ面積ヲ以テ表ハスコトヲ得テ、

$$BC = \frac{2}{3} \frac{V}{jd} = \frac{2}{3} \frac{100000}{42.9} = 1554.*$$

$$\sin 45^\circ = \frac{DC}{AD}$$

$$DC = AD \sin 45^\circ = 15.6' \times 0.707 \times 12'' = 132.35$$

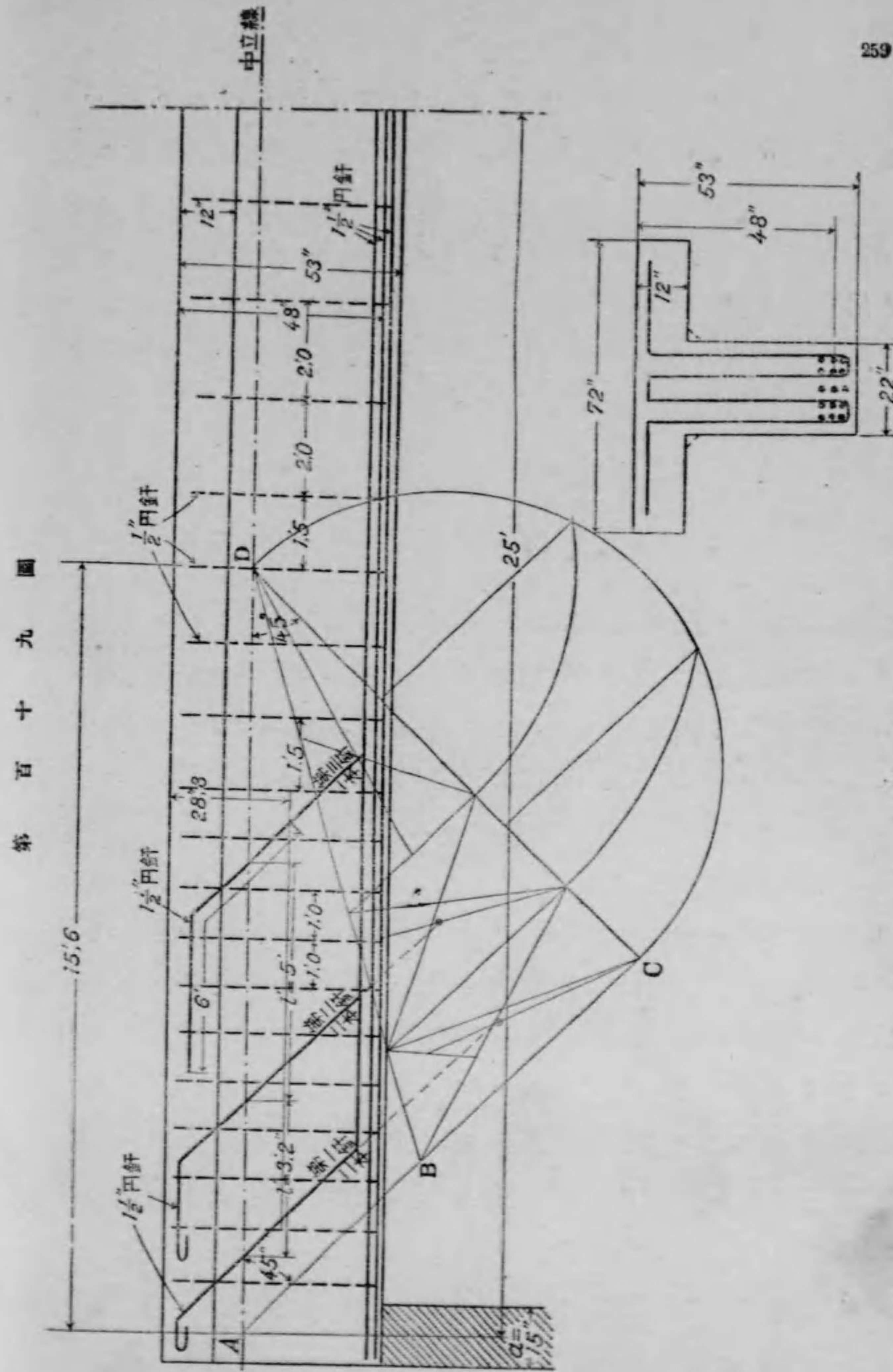
$$\text{三角形DBCノ面積} = \frac{BC \times DC}{2} = \frac{1554 \times 132.35}{2} = 102836.*$$

故ニ  $102836.*$  ハ全腹張力ニシテ之レヲ傾斜腹鐵筋ニヨリテ抵抗セシメ、鋼釘(斷面  $1.7671''^2$ )一本ノ抵抗シ得ベキ最大量ハ  $16000* \times 1.7671 = 28274.*$

故ニ  $102836.*$  ニ抵抗スベキ鋼釘ノ數ハ、

$$\frac{102836}{28274} = 3.9 \text{ 本}$$

第百十九圖ニ示ス如ク水平鋼釘ハ五本ヅ、三列ニ配置セラル、ヲ以テ、最上列ノ五本ヲ曲ゲテ傾斜腹鐵筋トシテ用ヒントス。



第百十九圖



水平鋼釘ヲ何レノ點ヨリ曲グテ傾斜セシムベキカニツキテハ、(100)式

$$x = \frac{l}{2} \left( 1 - \sqrt{\frac{N_i}{N}} \right)$$

ヲ用ユ。即チ

$$x = \frac{50}{2} \left( 1 - \sqrt{\frac{1}{15}} \right) = 18.65$$

$$x = \frac{50}{2} \left( 1 - \sqrt{\frac{3}{15}} \right) = 13.75$$

$$x = \frac{50}{2} \left( 1 - \sqrt{\frac{5}{15}} \right) = 10.5$$

即チA點ヨリ、最初曲グベキ圖面ノ第三釘ハ18.65ヨリ大ナル距離ニ於テナスハ不可ニシテ、次ニ曲グベキ第二釘ハ13.85ヨリ大ナルハ不可、次ノ第一釘モ10.5ヨリ大ナル點ニ於テ曲グルコトハ不可ナリ。而シテ $l$ ハ

$$\frac{3}{4}d = \frac{3}{4} \times 48 = 36''$$

ヨリ大トナラス様ニナスコトヲ要スルモ此第百十九圖ノ場合ニ於テハ36''ヨリ大トナルナリ。又桁ノ支間モ長キヲ以テ圖ノ如クニ垂直腹鐵筋ヲ併用ス。而シテ桁ノ支間ノ中央附近ニ於テハ2'ノ間隔ニ、端ニ至ルニ從ツテ其間隔ヲ小トシ、端附近ニテハ1'トス。

腹鐵筋ヲ混凝土中ニ入レ込ムベキ長サハ、桁ノ上面ヨリ $0.6d = 0.6 \times 48'' = 28.8''$ ノ所ヨリ上ニ適當ノ長サアルヲ要シテ、最大應力ノ場合ヲ考フレバ(8)式ニヨリテ、

$$\frac{16000 \times d_r}{4B} = \frac{16000 \times 1 \frac{1}{2}''}{4 \times 80} = 75.0''$$

トナル。此長サヲ取ルヲ得ザルトキハ、釘端ヲ鈎形ニナスヲ可トス。

傾斜腹鐵釘一本ノ腹張力ニ抵抗スベキ最大量ハ、上記ノ如ク28274.\*ナリ。第百十九圖第三釘ハ一本ニシテ

$$\frac{102836}{3} = 34279.*$$

ノ腹張力ニ抵抗スルヲ要スルヲ以テ、垂直腹鐵筋ヲ併用スルヲ要スルコト明カナリ。又

$$a = \frac{100000}{22 \times 450^*} = 10.0''$$

ナルモ前述ノ如ク4''ヨリ大ナルヲ以テ荷重ノ不規則ナル分布ニ對スル安全率ハ50%位トシテ支障ナク、從ツテ、

$$a = 10 \times 1.5 = 15'' \text{トス。}$$

傾斜及ビ垂直腹鐵筋ハ突縁中ニ充分入レ込ミ、突縁ト脚部トノ接續ヲ完全ナラシムルヲ要ス。若シ此問題ノ如キT形桁ノ場合ニ於テ、荷重ガ上面72''ノ間ニ等布セラレズシテ、突縁ノ突出部ニ來ル如キトキハ、突縁ノ上方ニ横ニ鋼筋ヲ組ミ合ハスヲ要スルコトアリ。此種ノ鋼筋ノ所要斷面積ヲ見出サントスルトキハ、突縁ヲ脚部ノ左右ニ於テ各々肋木桁トシテ考ヘテ以テ見出スコトヲ得ルナリ。第百十九圖ノ如クニ垂直腹鐵筋ヲ其上部ニ於



テ、左右ニ曲グテ突縁ノ突出部中ニ入レ込ミ置クトキハ、此種ノ荷重状態ニ對シテモ其強度ヲ増加スルナリ。脚部ト突縁トノ結合部ニ於テ、銳角ヲ作ルハT形桁ノ弱點ナルヲ以テ點線ノ如クナシ、角ヲトリ去ルヲ可トスルナリ。

以上本章ニ於テ記セシ所ヨリシテ、混凝土ノ應張力ハ一般ニ之レヲ無視スルヲ以テ、中立線以下ノ混凝土ノ部分ハ徒ラニ桁ノ死重ヲ増加スルノミニシテ、何等桁ノ抵抗力率ヲ増スノ効力ナシ。故ニ剪斷力ニ對シテ必要ナルモノ、外ハ成ルベク此部分ノ混凝土ヲ少ナクシ、鐵筋ヲシテ脚部ニ集合セシメテ用ユルトキハ、比較的死荷重ノ少ナキ桁タラシムルヲ得ベク、T形桁ハ斯ノ如キ目的ニ能ク適合セルモノナルコトヲ知ルヲ得ベシ。

### 第三十一節 T形桁ニ於テ脚部ニ應壓力ヲ生ズル場合

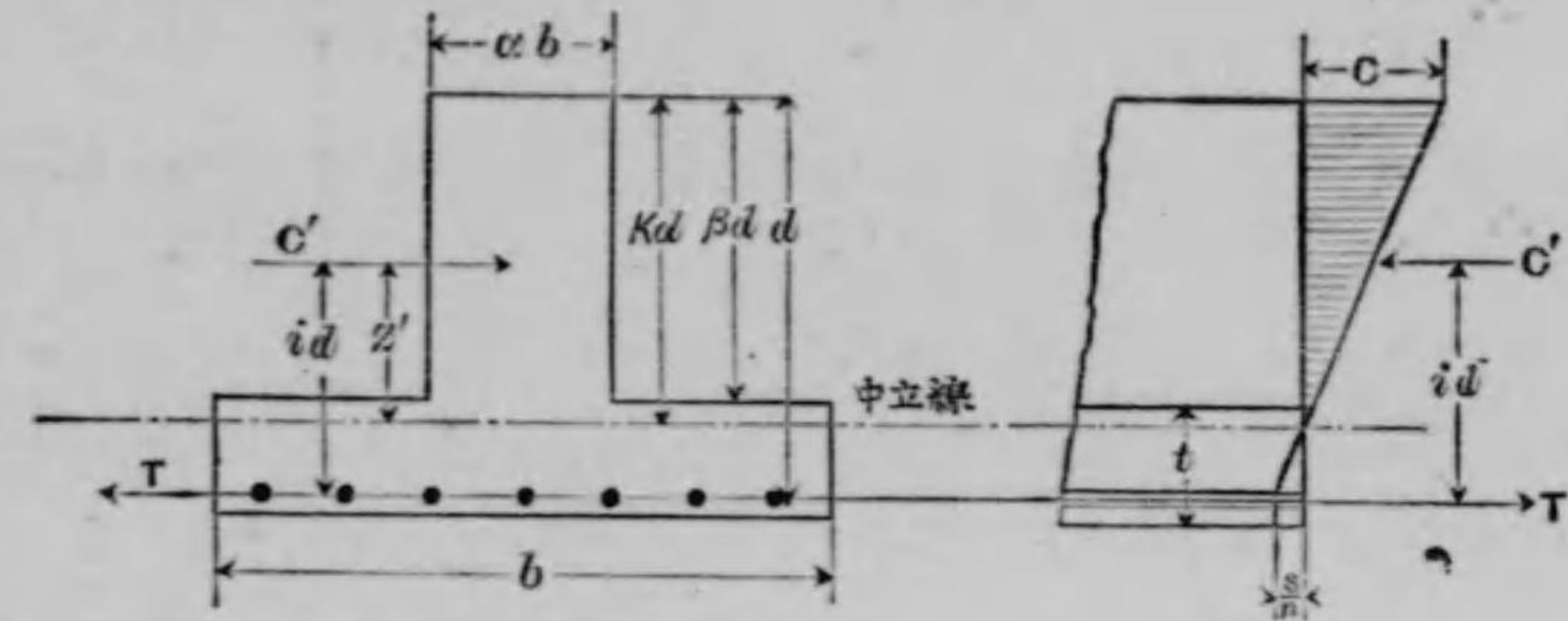
T形桁ガ其端ニ於テ碇着セラル、トキハ上部突縁ニハ應張力ヲ生ジ、下部脚部ニハ應壓力ヲ生ズベシ。

#### (1) 中立線ガ突縁内ニアル場合

此場合ニ於テハ突縁ノ内部ニモ應壓力ヲ生ズ。第百二十圖ニ於テ(108)式ト同ジク、

$$\frac{s}{c} = \frac{1-K}{K} n$$

第百二十圖



$$\begin{aligned} \text{又} \quad sA_s &= \frac{1}{2} cKd\alpha b + \frac{1}{2} \frac{c(K-\beta)}{K} (K-\beta)db \\ &\quad - \frac{1}{2} \frac{c(K-\beta)}{K} (K-\beta)d\alpha b \\ &= \frac{1}{2} cKd\alpha b + \frac{1}{2} c \frac{(K-\beta)}{K} (K-\beta)bd\{1-\alpha\} \\ \frac{s}{c} &= \frac{1}{2pbd} Kd\alpha b + \frac{1}{2p'd} \frac{(K-\beta)^2}{K} (1-\alpha)bd \\ \therefore \frac{1-K}{K} n &= \frac{1}{2pbd} Kd\alpha b + \frac{1}{2pbd} \frac{(K-\beta)^2}{K} (1-\alpha)bd \\ \frac{1-K}{K} n &= \frac{1}{2p} K\alpha + \frac{1}{2p} \frac{(K-\beta)^2}{K} (1-\alpha) \end{aligned}$$

此レヨリ Kヲ見出セバ、

$$K = -pn + (1-\alpha)\beta + \sqrt{pn^2 + 2pn - \beta(1-\alpha)(2pn + \alpha\beta)} \dots (125)$$

次ニ z'ヲ見出スニハ力率ニヨリテ、

$$\frac{1}{2} \left\{ cK\alpha + \frac{c(K-\beta)^2}{K} (1-\alpha) \right\} z' = \frac{cK^2 d\alpha}{3} + \frac{c(K-\beta)^2}{2K} (1-\alpha) \frac{2}{3} (K-\beta)d$$



$$\left. \begin{aligned} \therefore z' &= \frac{K^2\alpha + (1-\alpha)(K-\beta)^2\left(1-\frac{\beta}{K}\right)}{K\alpha + (1-\alpha)(K-\beta)\left(1-\frac{\beta}{K}\right)} \frac{2}{3}d \\ \therefore jd &= d - Kd + z' \\ \therefore j &= 1 - K + \frac{z'}{d} \end{aligned} \right\} \dots\dots(126)$$

jd が明カトナレバ 鐵筋ノ抵抗力率ハ、

$$M = Tjd = A_s s jd = spbjd^2 \dots\dots(127)$$

混凝土ノ抵抗力率ハ、

$$\begin{aligned} M &= \left\{ \frac{cKd}{2} \alpha b + \frac{1}{2} \frac{c(K-\beta)}{K} (K-\beta) db (1-\alpha) \right\} jd \\ &= \frac{1}{2} c \left\{ K\alpha + \frac{(K-\beta)^2}{K} (1-\alpha) \right\} bjd^2 \dots\dots(128) \end{aligned}$$

(2) 中立線ガ突縁ノ縁端ト一致スル場合

此場合ニ於テハ  $K = \beta$  ナルヲ以テ (125) (126) 式ニ於テ  $\beta$  ノ代リニ  $K$  ヲ用ユレバ各々其値ヲ見出シ得テ、

$$\left. \begin{aligned} K &= -\frac{pn}{\alpha} + \sqrt{\left(\frac{pn}{\alpha}\right)^2 + 2\frac{pn}{\alpha}} \\ z' &= \frac{2}{3}Kd \end{aligned} \right\} \dots\dots(129)$$

此レヨリシテ 鐵筋及ビ混凝土ノ抵抗力率ハ容易ニ求メ得ルナリ。

(3) 中立線ガ脚部ニアル場合

$$\frac{s}{c} = n \frac{1-K}{K}$$

$$sA_s = \frac{cKd}{2} \alpha b$$

$$\frac{s}{c} = \frac{K\alpha bd}{2pbd} = \frac{K\alpha}{2p}$$

$$\therefore n \frac{1-K}{K} = \frac{K\alpha}{2p}$$

$$\alpha K^2 + 2pnK - 2pn = 0$$

$$K = -\frac{pn}{\alpha} + \sqrt{\left(\frac{pn}{\alpha}\right)^2 + 2\frac{pn}{\alpha}}$$

トナリテ (2) ノ場合ト同様ナリ。蓋シ混凝土ノ應張力ヲ全ク無視スルヲ以テナリ。而シテ T形桁ニ於テハ中立線ガ突縁内ニアルコト極メテ稀レナルヲ以テ、脚部ニ應壓力ヲ生ズル第百二十圖ノ如キ仰 T形桁 (Inverted T beam) ノ計算ハ比較的簡單ナリ。

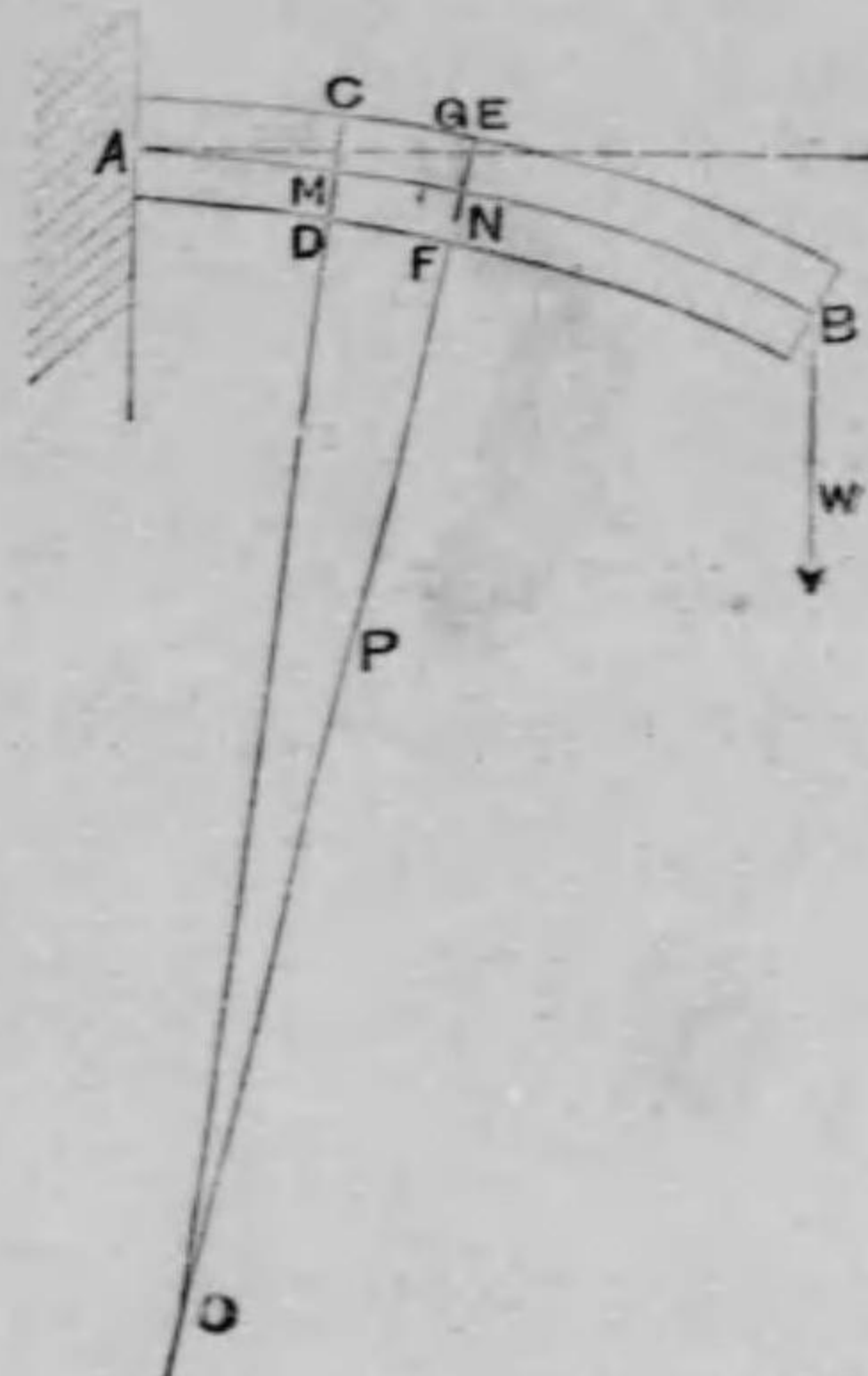


第八章 桁ノ撓度

第三十二節 撓度ノ一般的公式

桁ノ撓度ニ關スル一般的公式ニツキテ先ヅ記述シ、次ニ其應用ヲ示サントス。第百二十一圖ニ於テ AB ヲ桁トシ、其一端 A ハ碇着シ、他端 B ニ W ナル荷重ヲ受クルトキハ、直線ナリシ軸線 AB ハ圖面ノ如ク變曲スルニ至ルモノニシテ、今 AB ニ沿フテ極小距離 MN ヲ考フルニ、此レハ圓弧ト見做シ得テ、O 點ヲ MN ニ M ト N トニテ直角ニ交ル線、CD 及ビ EF ノ交點トス。P ヲ MN ナル圓弧ノ半徑トスレバ、

第百二十一圖



$$OM = ON = P$$

三角形 GNE 及ビ MON ハ相似三角形ナルヲ以テ、

$$\frac{GE}{MN} = \frac{GN}{MO}$$

然ルニ  $\frac{GE}{MN}$  ハ W ノタメニ生ゼシ變形 (Strain) ヲ表ハスヲ以テ、應力ヲ c 彈率ヲ E トスレバ、

$$\frac{c}{E} = \frac{GE}{MN} = \frac{GN}{MO}$$

今  $GN = y$  トスレバ、

$$\frac{c}{E} = \frac{y}{P}$$

然ルニ (30) 式ニヨリテ一般ニ齊等質物體ヨリナル桁ノ抵抗力率ハ、

$$M = \frac{cI}{y} \quad \therefore c = \frac{My}{I}$$

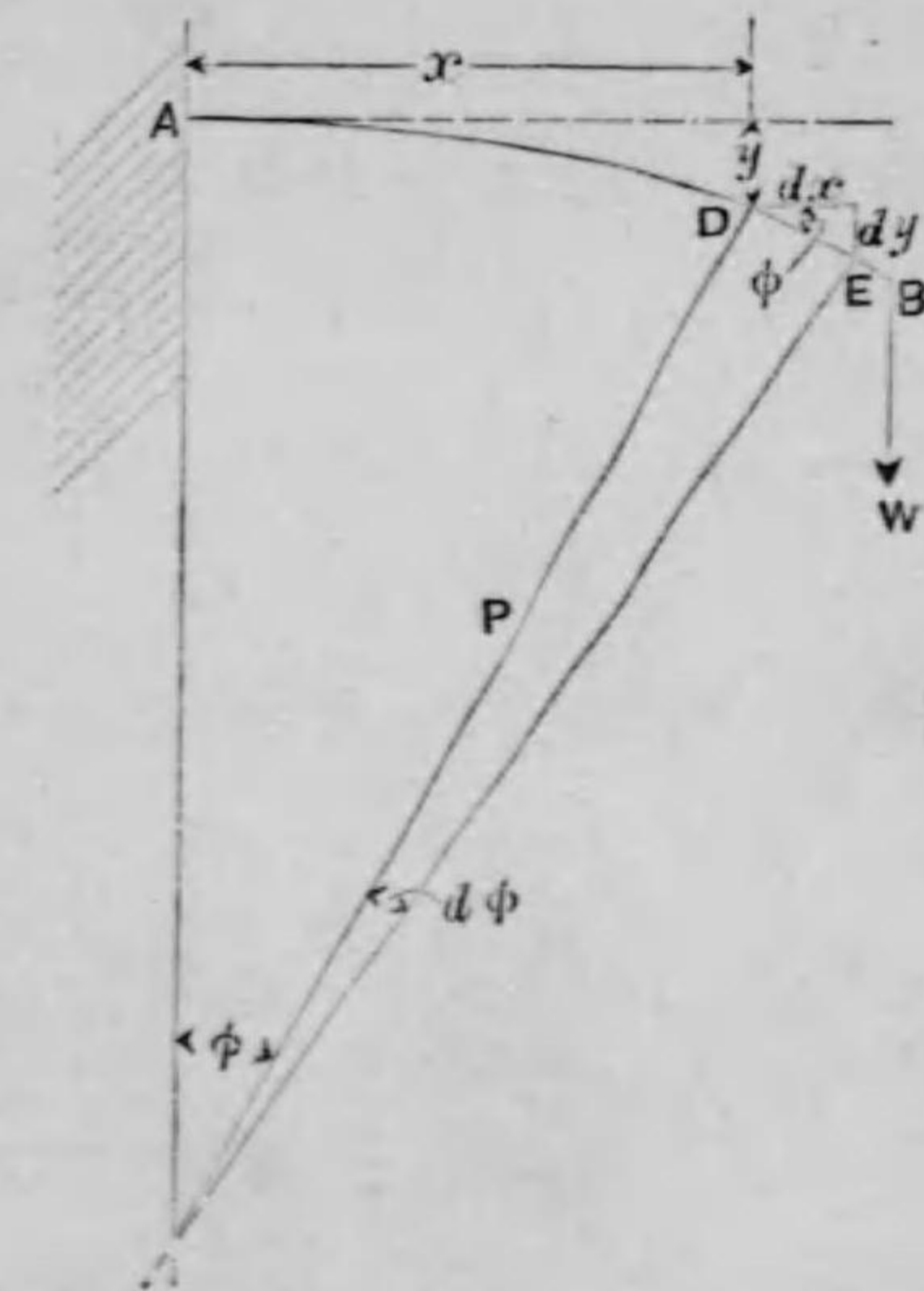
故ニ

$$\frac{\frac{My}{I}}{E} = \frac{y}{P}$$

$$\therefore M = \frac{EI}{P} \dots\dots\dots(130)$$

(130) 式ヨリシテ半徑 P ハ彎曲率 M ニ逆比例ス。即チ換言スレバ M=0 ナル點ニ於ケル P ハ無限大トナルナリ。

第百二十二圖



第百二十二圖ニ於テ AB 中ニ任意ノ點 D ヲトル。此 D 點ニ至ル A ヲリノ横距ヲ  $x$  トシ、縦距ヲ  $y$  トス。又 D 點ニ於テ AB 曲線ガ水平線トナス角ヲ  $\phi$  トスレバ、角  $\phi$  ハ D 點ニ於テ、曲線 AB ニ直角ナル DO 線ガ、A 點ニ於テ曲線 AB ニ直角ナル AO 線トナス角ニ等シ。D 點ニ近接セル一點 E ヲトリテ EO ヲ



連結ス。而シテ  $\angle DOE = d\phi$  トスレバ、

$$DE = -Pd\phi \dots\dots\dots(131)$$

撓度ハ一般ニ小ナルヲ以テ  $\phi = \tan\phi$  トナスモ支障ナク、又

$DE = dx$  ト見做スモ可ニシテ、從ツテ (131) 式ヨリシテ、

$$dx = -Pd \tan\phi$$

$$dx = -Pd \left( \frac{dy}{dx} \right)$$

$$\therefore -\frac{1}{P} = \frac{d^2y}{dx^2}$$

之レヲ (130) 式ニ用ユルトキハ、

$$\left. \begin{aligned} M &= -EI \frac{d^2y}{dx^2} \\ \frac{d^2y}{dx^2} &= -\frac{M}{EI} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(132)$$

又ハ

(132) 式ハ桁ノ彎曲スルニ際シテ AB 線ノ一般公式ナリ。

此式ヲ一回積分スレバ桁ノ此點ニ於ケル勾配  $\left( \frac{dy}{dx} \right)$  ト

ナリ、二回積分スレバ  $x$  横距ニ於ケル縦距  $y$  即チ撓度

(Deflection) ヲ得ルナリ。

桁ガ其兩端支點上ニ休止セラレ、長サ 1 呎ニツキ  $w$  等布荷重ヲ受クルトキハ、任意ノ點  $x$  ニ於ケル彎曲率  $M$

ハ、( $l$  = 支間)

$$M = \frac{wlx}{2} - \frac{wx^2}{2} = \frac{w}{2}(lx - x^2)$$

$$\therefore \frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{w}{2}(lx - x^2) \frac{1}{EI}$$

$\frac{1}{EI}$  ハ一定ノ桁断面ニ於テハ不變ト見做シ得ルヲ以テ

$\frac{1}{EI} = a$  トスレバ、

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{w}{2}(lx - x^2)a$$

一回積分スレバ  $\frac{dy}{dx} = -\frac{w}{2} \left( \frac{lx^2}{2} - \frac{x^3}{3} \right) a + P_1$

二回積分スレバ  $y = -\frac{w}{2} \left( \frac{lx^3}{6} - \frac{x^4}{12} \right) a + P_1x + P_2$

是レ撓度ノ一般的公式ナリ。

$$x=0 \quad \text{ナレバ} \quad y=0 \quad \text{ニシテ} \quad P_2=0$$

$$x=\frac{l}{2} \quad \text{ナレバ} \quad \frac{dy}{dx}=0$$

$$\therefore -\frac{w}{2} \left( \frac{lx^2}{2} - \frac{x^3}{3} \right) a + P_1 = 0$$

$$-\frac{w}{2} \left\{ l \left( \frac{l}{2} \right)^2 - \frac{\left( \frac{l}{2} \right)^3}{3} \right\} a + P_1 = 0$$

$$-\frac{w}{2} \frac{l^3}{12} a + P_1 = 0$$

$$P_1 = \frac{wl^3}{24} a$$

最大撓度ハ  $x = \frac{l}{2}$  ノ點ニ生ジ其撓度ヲ  $D$  トスレバ、以上

ノ公式ヨリシテ、

$$D = -\frac{w}{2} \left\{ l \left( \frac{l}{2} \right)^3 - \frac{\left( \frac{l}{2} \right)^4}{12} \right\} \frac{1}{EI} + \frac{wl^3}{24} \frac{1}{EI} \frac{l}{2}$$

$$= -\frac{w}{2EI} \frac{3l^4}{192} + \frac{wl^4}{48EI} = \frac{5}{384} \frac{Wl^3}{EI} \quad (W = wl)$$



$$\left( \text{第十六表参照 } C_1 = \frac{5}{384} \right)$$

次ニ又同上桁ニ於テ等布荷重ノ代リニ  $W$  ナル荷重ガ中央ニ働クトキハ、任意ノ點  $x$  ニ於ケル  $M$  ハ、 $x < \frac{l}{2}$  ノトキ

$$M = \frac{W}{2}x$$

故ニ (132) 式ヨリ、

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M}{EI} = -a\frac{W}{2}x$$

$$\frac{dy}{dx} = -a\frac{W}{2}\frac{x^2}{2} + P_1$$

$$y = -a\frac{W}{2}\frac{x^3}{6} + P_1x$$

$x = \frac{l}{2}$  ナレバ此點ノ撓度最大ニシテ又  $\frac{dy}{dx} = 0$  ナルヲ以テ、

$$P_1 = a\frac{Wx^2}{4} = a\frac{W\left(\frac{l}{2}\right)^2}{4} = \frac{aWl^2}{16}$$

故ニ  $x = \frac{l}{2}$  ノ點ノ撓度  $D$  ハ、

$$D = -a\frac{W}{2}\frac{x^3}{6} + P_1x = -a\frac{W}{2}\frac{\left(\frac{l}{2}\right)^3}{6} + a\frac{Wl^2}{16}\frac{l}{2}$$

$$= -a\frac{Wl^3}{96} + \frac{aWl^3}{32} = \frac{1}{48}\frac{Wl^3}{EI}$$

$$\left( \text{第十六表参照 } C_1 = \frac{1}{48} \right)$$

斯ノ如キ撓度ニ關スル一般公式ヨリ  $C_1$  ノ値ヲ見出し得テ第十六表ノ如シ。

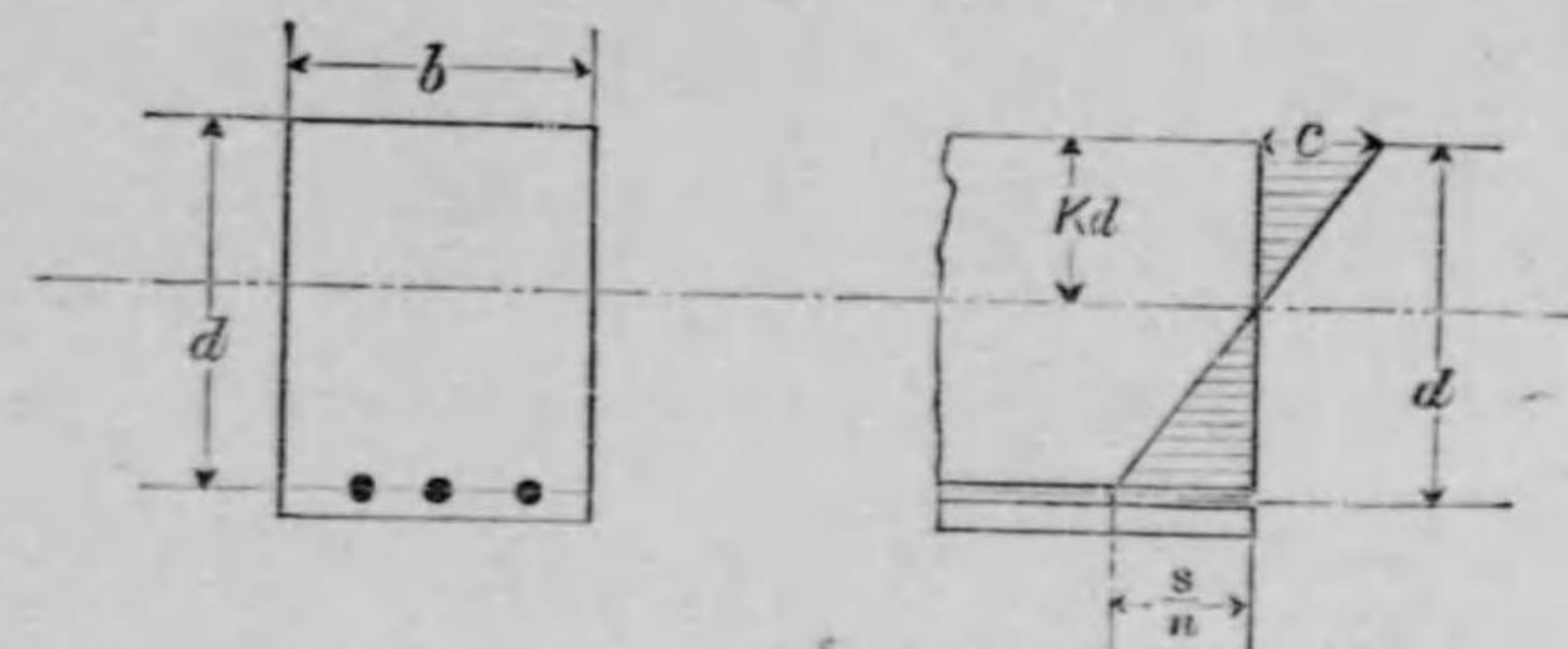
### 第三十三節 鐵筋混凝土桁ニ於ケル撓度

抗張鐵筋ヲ有スル矩形桁ニ於テ、桁ガ荷重ニヨリテ彎曲率ヲ受クトキハ、斷面ニ於テ生ズル全應壓力ハ、全應張力ニ等シキヲ要スルヲ以テ、第百二十三圖ニヨリ撓度ヲ見出ス場合ニ於テ混凝土ニ於ケル應張力ヲ考ヘニ用ユルトキハ、

$$\frac{c}{2}bKd = \frac{1}{2}\frac{s}{n}b(d-Kd) + sA_s$$

(但シ鐵筋ヨリ下ノ部分ノ混凝土ノ應張力ハ之レヲ無視ス)

第百二十三圖



然ルニ

$$A_s = pld$$

ニシテ、又

$$\frac{c}{Kd} = \frac{\frac{s}{n}}{d - Kd}$$

ナルヲ以テ

$$\frac{s}{n} = \frac{1-K}{K}c$$

之レヲ前式ニ用ユルトキハ、



$$\frac{c}{2}bKd = \frac{1}{2} \frac{(1-K)c}{K} b(d-Kd) + \frac{(1-K)cn}{K} pbd$$

此レヨリ K ハ、

$$K = \frac{1+2np}{2+2np} \dots\dots\dots(133a)$$

(57) 式ニ於テ h=d トスレバ此式ヲ得ルナリ。

断面ニ於テ應壓力ノ生ズル部ノ中立線ニ對スル惰率ハ、

$$\frac{bKd^3}{12} + bKd \left( \frac{Kd}{2} \right)^2 = \frac{bKd^3}{3}$$

断面ニ於テ應張力ノ生ズル部ノ混凝土ノ中立線ニ對スル惰率ハ、

$$\frac{b}{12}(d-Kd)^3 + b(d-Kd) \left( \frac{d-Kd}{2} \right)^2 = \frac{b(1-K)^3}{3} d^3$$

鐵筋ノ中立線ニ對スル惰率ハ、

$$N \times \left\{ \frac{\pi}{64} d_r^4 + \pi \left( \frac{d_r}{2} \right)^2 (d-Kd)^2 \right\} \quad (N = \text{鐵筋ノ數})$$

$\frac{\pi}{64} d_r^4$  ハ  $d_r$  ニヨリテ多少ノ相違アルモ一般ニ小ニシテ、之レヲ無視スルモ殆ンド支障ナク、又  $N\pi \left( \frac{d_r}{2} \right)^2$  ハ A = 等シク之レヲ混凝土ノ等強断面ニ變ズルトキハ  $nA_s$  トナルベキニヨリ、惰率ハ  $nA_s(1-K)^2 d^3$  トナリテ、全断面ノ中立線ニ對スル惰率(I)ハ以上三者ノ和ニシテ、

$$I = \frac{bKd^3}{3} + \frac{b(1-K)^3}{3} d^3 + nA_s(1-K)^2 d^3$$

$$= \frac{1}{3} \{ K^3 + (1-K)^3 + 3pn(1-K)^2 \} b d^3$$

今 
$$\alpha = \frac{1}{3} \{ K^3 + (1-K)^3 + 3pn(1-K)^2 \} \dots\dots\dots(133b)$$

トスレバ撓度ニ關スル一般的公式ヨリシテ、次ノ(134)式ヲ得ルナリ。

$$D = C_1 \frac{Wl^3}{E_c I} = C_1 \frac{nWl^3}{E_s \alpha b d^3} \dots\dots\dots(134)$$

(134) 式ニ於テ、

D = 最大撓度(吋)

b = 桁ノ幅      d = 桁ノ有效厚サ(共ニ吋)

C<sub>1</sub> = 齊等質物體ヨリ成ル桁ノ撓度ノ公式ニ於ケル或ル係數。(荷重狀態並ニ支點上ニ於ケル桁兩端ノ有様ニヨリテ變ズベキモノ)

此式ニ於テ、荷重ノ代リニ應力 c 及ビ s ヲ含ムモノヲ得ントシテ、矩形桁ノ抵抗力率ニ關スル(35)式ヲ用ユルトキハ、

$$M = C_2 Wl = \frac{1}{2} c K_j b d^2$$

$$W = \frac{c K_j b d^2}{2 C_2 l}$$

故ニ(134)式ハ、

$$D = C_1 \frac{n \frac{c K_j b d^2}{2 C_2 l} l^3}{E_s \alpha b d^3} = \frac{1}{2} \frac{C_1}{C_2 E_s} \frac{Vc}{d} \frac{K_j n}{\alpha} \dots\dots\dots(135)$$

又若シ(34)式ヲ用ユルトキハ、

$$M = C_2 Wl = s p j b d^2$$



$$W = \frac{spjbd^2}{C_1 l}$$

故ニ(134)式ハ、

$$D = C_1 \frac{\frac{spjbd^2}{C_1 l} P_n}{E_s \alpha b d^2} = \frac{C_1}{C_2 E_s} \frac{s l^2}{d} \frac{P_n}{\alpha} \dots \dots \dots (136)$$

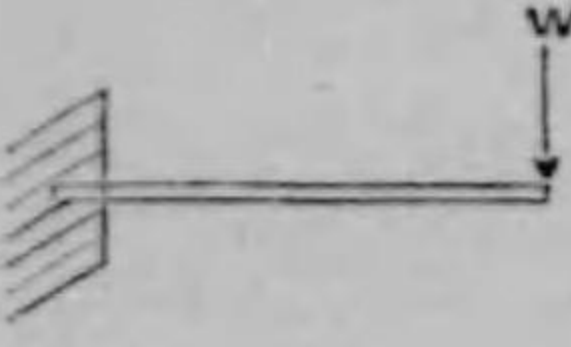
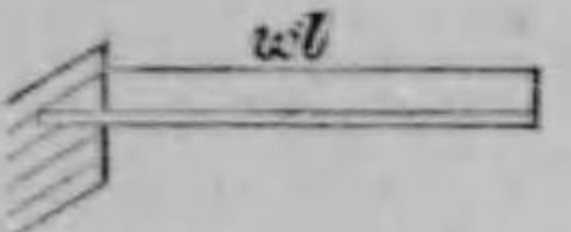
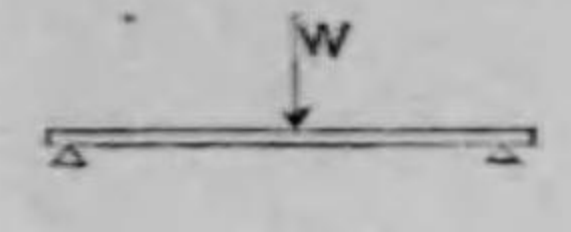
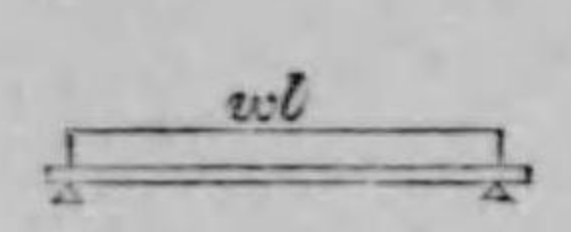
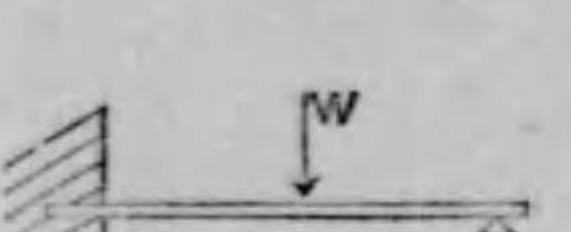
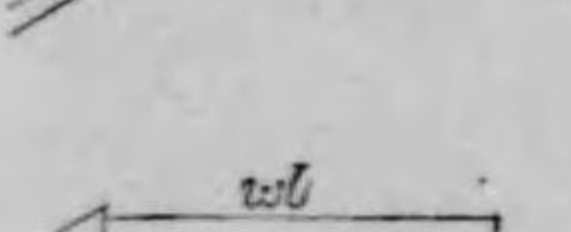

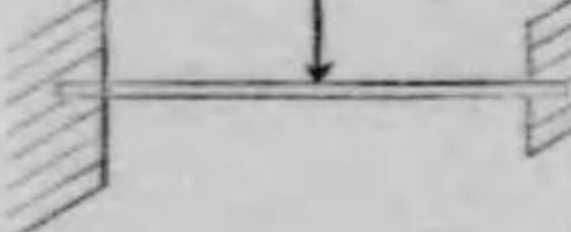
以上(134)、(135)及ビ(136)式ハ矩形鐵筋混凝土桁ノ撓度ニ關スル公式ニシテ、(135)及ビ(136)式ニヨリテ與ヘラレタル撓度ニ對シテ、混凝土及ビ鐵筋ニ生ズル應力ヲ見出スヲ得テ此二式中K及ビjノ値ニ對シテハ(32)及ビ(33)式ヲ用ユルガ普通ナリ。

$C_2$  = 最大彎曲率ニ對スル公式ニ於ケル或ル係數、即チ上記ノ如ク最大彎曲率ヲ  $C_2 w l^2$  又ハ  $C_2 W l$  トシテ表ハシタルモノニシテ、 $C_2$  ハ荷重狀態並ニ支點上ニ於ケル桁兩端ノ有様ニヨリテ變ズベキモノナリ。

$$C_1 \quad C_2 \quad \frac{C_1}{E_s} \quad \text{及ビ} \quad \frac{C_1}{C_2 E_s}$$

ノ値ハ第十六表ノ如クニシテ、但シ  $E_s = 30000000$  \* トナセルモノナリ。此表ニ於テ見ル如ク、桁ノ兩端支點上ニ休止シ、等布荷重ヲ受クルトキハ  $C_1 = \frac{5}{384}$  然ルニ兩端碇着セラル、トキハ  $C_1 = \frac{1}{384}$  ナルヲ以テ、不完全ナル碇着狀態ニアルモノニ於テハ、此平均  $\frac{3}{384}$  ヲ使用スルヲ以テ適當トスベシ。

第十六表

	$C_1$	$C_2$	$\frac{C_1}{E_s}$	$\frac{C_1}{C_2 E_s}$
	(1) $\frac{1}{3}$	1	0.000000111	0.000000111
	(2) $\frac{1}{8}$	$\frac{1}{2}$	0.000000042	0.000000083
	(3) $\frac{1}{48}$	$\frac{1}{4}$	0.000000007	0.000000029
	(4) $\frac{5}{384}$	$\frac{1}{8}$	0.000000004	0.000000035
	(5) $\sqrt{\frac{1}{5}} \frac{1}{48}$	$\frac{3}{16}$	0.000000003	0.000000017
	(6) $\frac{1}{15}$	$\frac{1}{8}$	0.000000002	0.000000015
	(7) $\frac{1}{192}$	$\frac{1}{8}$	0.0000000017	0.000000014
	(8) $\frac{1}{384}$	$\frac{1}{12}$	0.000000000	0.000000001

例、鐵筋混凝土ノ矩形桁アリテ、

$$b = 12'' \quad d = 18'' \quad \text{全厚} = 20'' \quad \text{支間 } l = 20'$$

ニシテ、兩端ハ支點上ニ休止セラル。鐵筋ハ  $\frac{3''}{4}$  圓釘四本張力部ニ水平ニ組ミ合ハサレ、桁長サ1呎ニツキ200.\*



ノ等布荷重ヲ受クルモノトス。然ルトキハ生ズベキ最大撓度如何、

$$W = 200^* \times 20' + \frac{12''}{12} \times \frac{20''}{12} \times 20' \times 150^* = 9000^*$$

$$p = \frac{4 \times 0.4418}{12'' \times 18''} = 0.008$$

$$n = 15$$

(133a) 式ニヨリテ、

$$K = \frac{1 + 2 \times 0.008 \times 15}{2 + 2 \times 0.008 \times 15} = \frac{1.24}{2.24} = 0.55$$

(133b) 式ニヨリテ、

$$\alpha = \frac{1}{3} \{ 0.55^3 + (1 - 0.55)^3 + 3 \times 15 \times 0.008 (1 - 0.55)^2 \}$$

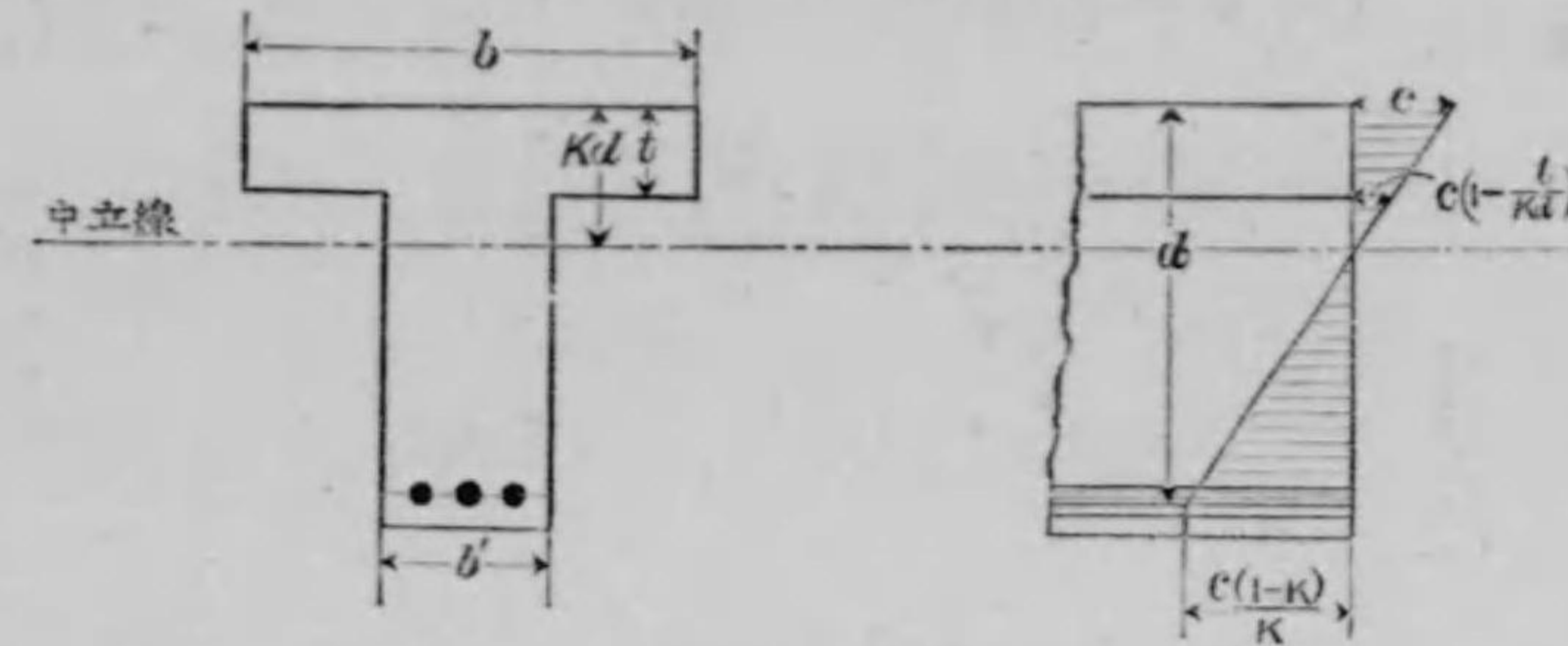
$$= \frac{0.3304}{3} = 0.11$$

故ニ (134) 式ニヨリテ、

$$D = \frac{C_1}{E_s} \frac{W l^3 n}{\alpha b d^3} = 0.00000000043 \frac{9000 \times 20 \times 12''^3 \times 15}{0.11 \times 12'' \times 18''^3} = 0.1105$$

T形桁ノ撓度ニ關スル公式モ亦前者ト同様ニナシテ求ムルコトヲ得。今第二百二十四圖ニ於テ中立線ガ脚部ニアル場合ヲ示サントス。是レ之ノ如キガ前ニ述ベタル如ク普通起ル場合ナルヲ以テナリ。而シテ撓度ニ關スル公式ヲ見出ス場合ニ於テ前回同様混凝土ノ應張力ヲ考フルモ、但シ鐵筋ヨリ下部ハ之レヲ無視ス。然ルトキハ斷面ニ於テ全應張力Tハ、

第二百二十四圖



$$T = b'(d - Kd) \frac{1}{2} \left\{ \frac{c(1-K)}{K} \right\} + n A_s \frac{(1-K)}{K} c$$

$$= b'(1-K)d \frac{c(1-K)}{2K} + pmbdc \frac{(1-K)}{K}$$

又全應壓力C'ハ、

$$C' = bt \frac{1}{2} \left\{ c + c \left( 1 - \frac{t}{Kd} \right) \right\} + b'(Kd - t) \frac{1}{2} \left\{ c \left( 1 - \frac{t}{Kd} \right) \right\}$$

T=C'ナルヲ以テ、

$$b'(1-K)d \frac{c(1-K)}{2K} + pmbdc \frac{(1-K)}{K}$$

$$= bt \frac{1}{2} \left\{ c + c \left( 1 - \frac{t}{Kd} \right) \right\} + b'(Kd - t) \frac{c}{2} \left( 1 - \frac{t}{Kd} \right)$$

此式ヲ解キテKノ値ヲ出セバ次ノ (137) ノ如シ。

$$\frac{pn + \frac{1}{2} \left\{ \frac{b'}{b} - \frac{b'}{b} \left( \frac{t}{d} \right)^2 + \left( \frac{t}{d} \right)^2 \right\}}{pn + \frac{b'}{b} - \frac{b't}{bd} + \frac{t}{d}} \dots \dots \dots (137)$$

斷面ニ於ケル倍率ヲ見出ストキニハ鐵筋ハ之レヲ混凝土ノ等強斷面ニ變換シテ考フ。然ルトキハIハ中立線ニ對シテハ、



$$\begin{aligned}
I &= \left[ \frac{bKd^3}{12} + bKd \left( \frac{Kd}{2} \right)^2 - \frac{b(Kd-t)^3}{12} - b(Kd-t) \left( \frac{Kd-t}{2} \right)^2 \right] \\
&+ \left[ \frac{b'(Kd-t)^3}{12} + b'(Kd-t) \left( \frac{Kd-t}{2} \right)^2 \right] \\
&+ \left[ \frac{b'(d-Kd)^3}{12} + b'(d-Kd) \left( \frac{d-Kd}{2} \right)^2 \right] \\
&+ [pbda(d-Kd)^2] \\
&= \frac{bKd^3}{3} - \frac{b^3d^3 \left( K - \frac{t}{d} \right)^3}{3} + \frac{b'd^3 \left( K - \frac{t}{d} \right)^3}{3} + \frac{b'd^3(1-K)^3}{3} \\
&+ \frac{3pbnd^3(1-K)^2}{3} = \frac{bd^3}{3} \left\{ K^3 - \left( 1 - \frac{b'}{b} \right) \left( K - \frac{t}{d} \right)^3 \right. \\
&\quad \left. + \frac{b'}{b} (1-K)^3 + 3pm(1-K)^2 \right\} \\
\text{今 } \beta &= \frac{1}{3} \left\{ K^3 - \left( 1 - \frac{b'}{b} \right) \left( K - \frac{t}{d} \right)^3 \right. \\
&\quad \left. + \frac{b'}{b} (1-K)^3 + 3pm(1-K)^2 \right\} \dots \dots \dots (138)
\end{aligned}$$

トスレバ、T形桁ノ最大撓度ハ(134)式ト同ジ形トナル。

$$\text{即チ } D = \frac{C_1}{E_s} \frac{W^2}{bd^3} \frac{n}{\beta} \dots \dots \dots (139)$$

ヲ以テ表ハスコトヲ得ルナリ。而シテ  $\frac{C_1}{E_s}$  ハ第十六表ヨリ容易ニ知リ得ベシ。

### 第九章 版又ハ桁ニ於ケル鐵筋組ミ合ハセノ様式

著者ハ前數章ニ於テ桁及ビ版ニ於ケル鐵筋組合ハセノ方法ニツキテ詳論シタリ。即チ鐵筋ハ最モ有効的ニ其量形狀寸法ヲ定メ、又一般ノ原則トシテハ混凝土ハ主トシテ壓力ニ、鐵筋ハ主トシテ張力ニ抵抗セシムル様、注意シテ之レヲ配置スベキモノトス。

鐵筋ノ量配置ノ有様及ビ形狀等ニ關シ、其原則ニ基キ新案特許權ヲ有スル者多ク、其各種ノ様式ハ世界ヲ通ジテ多數ニ達スルモ、本章ニ於テハ此等様式中數種ヲ述ベ以テ設計上ノ參考ヲラシメントス。

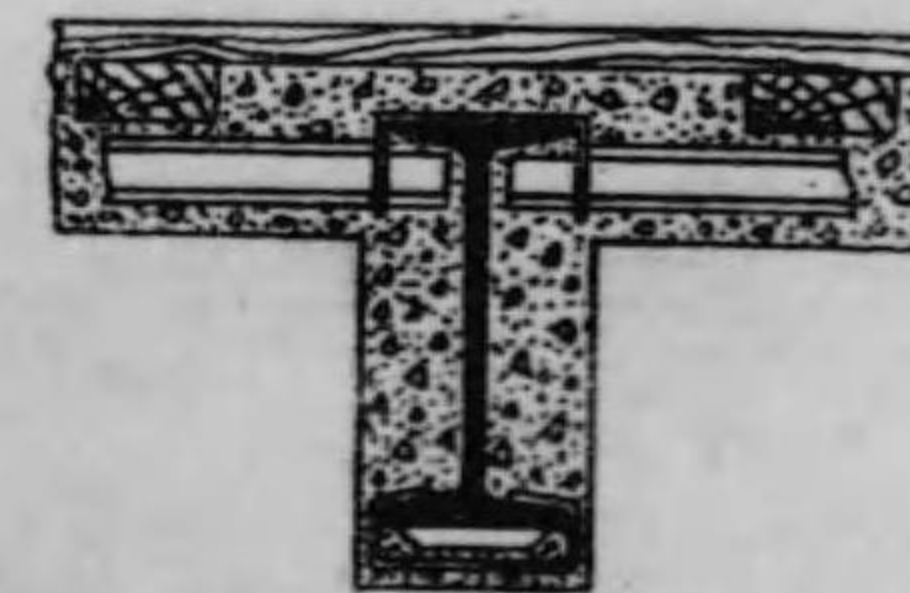
#### 第三十四節 版ニ於ケル様式

第百二十五圖ハ最モ簡單ナル構造ニシテ、小ナル工費ヲ

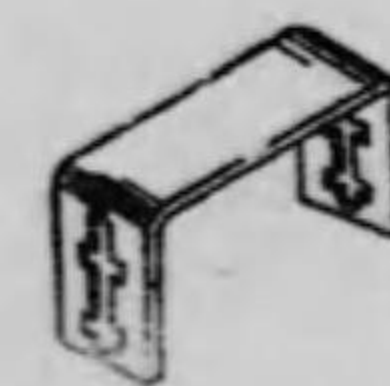
第百二十五圖



第百二十六圖



第百二十七圖

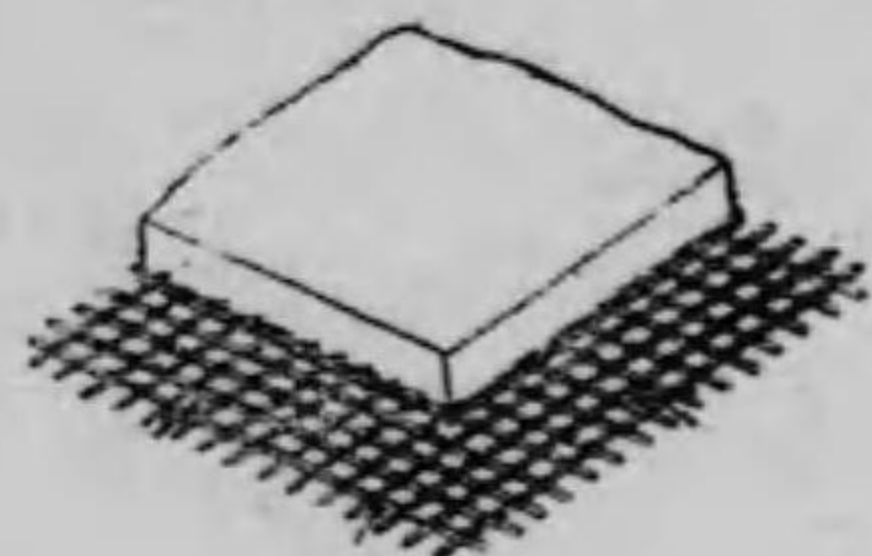




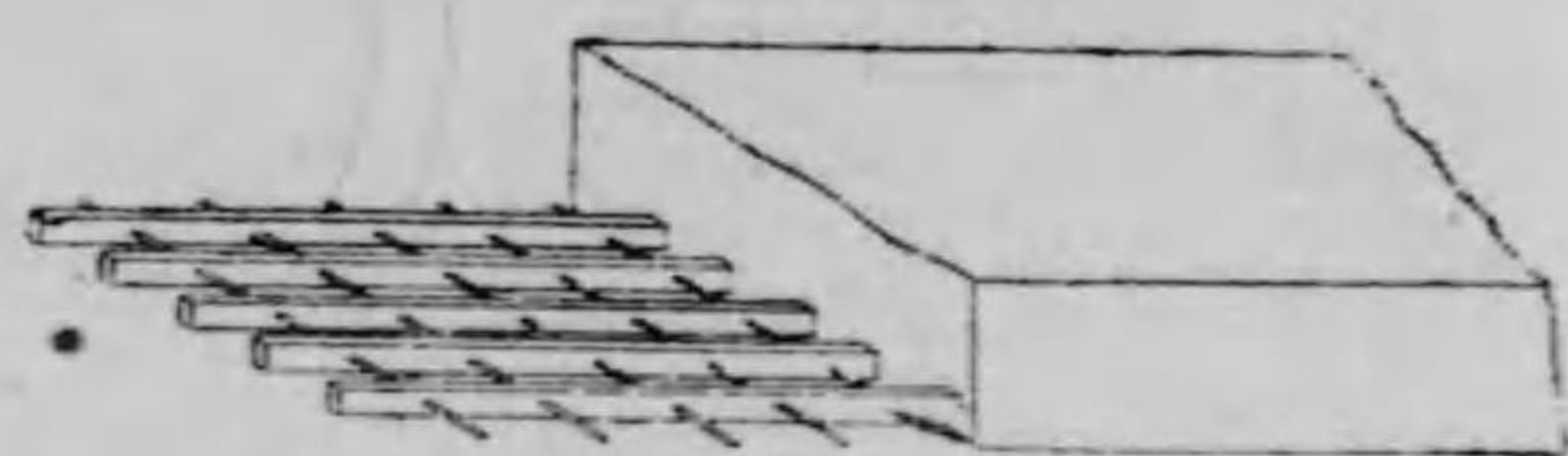
混凝土中ニ組合ハセルモノナリ。工鐵ノ代リニ市場ニ存在セル種々ノ形ノ鐵筋ヲ用ユルモ不可ナシ。第百二十六圖ハ大ナル工鐵ヲ用ヒ、其上部ニハ第百二十七圖ノ如キ鐵板アリテ其溝穴ニ入り込ミ得ル様水平工鐵ノ端ヲ作り、以テ相互ニ接合セシメタルモノナリ。

第百二十八圖ハ Monier 式(佛)ニシテ圓釘ヲ互ニ直角ニ用ヒ、其構造ハ簡單ナリ。而シテ上下ノ釘ハ適當ナル距離毎ニ鐵線ヲ以テ互ニ緊結シ、以テ應力ノ分配ヲ良好ナラシム。而シテ下方ノ釘ハ版ノ主要ナル方向ニ置キ、荷重ニ抵抗セシムルモノニシテ、上釘ハ只應力分配ヲ有効ナラシムルノミナルモ、四側ニ於テ支ヘラルル正方形狀版ニアリテハ、兩釘共ニ同ジ働キヲナスモノトス。

第百二十八圖



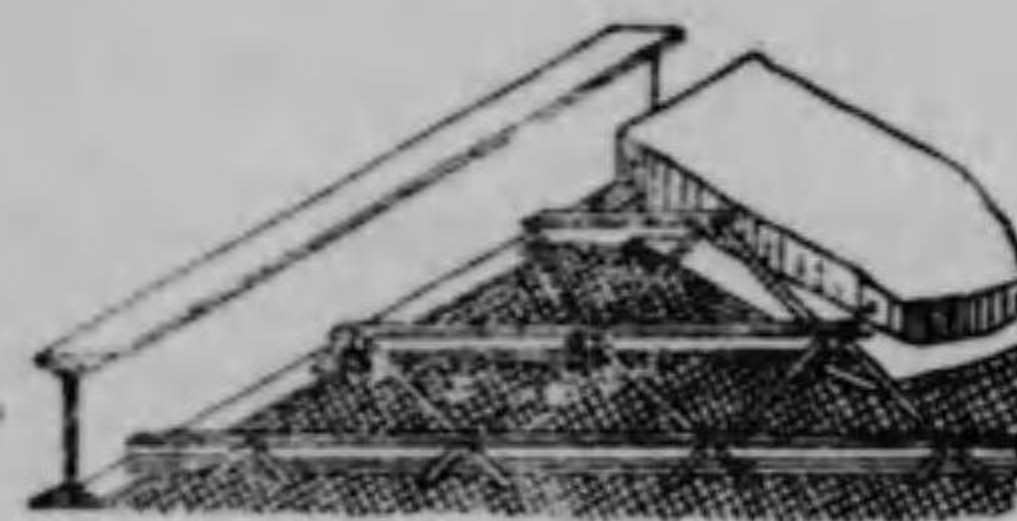
第百二十九圖



第百二十九圖ハ Hyatt 式(米)ニシテ、大ナル鐵筋ハ主トシテ荷重ニ抵抗スル働キヲナシ、力ノ負擔大ナル方向ニ用ユ。而シテ之レヲ連結シテ應力ノ分配ヲ好良ナラシムルタメニ別ニ小ナル鐵筋ヲ用ヒ、之レヲ圖面ノ如ク大ナル鐵筋中ノ穴ヲ通ゼシメタルモノナリ。

第百三十圖ハ Donath 式(獨)ニシテ荷重ニ抵抗スルモノハ

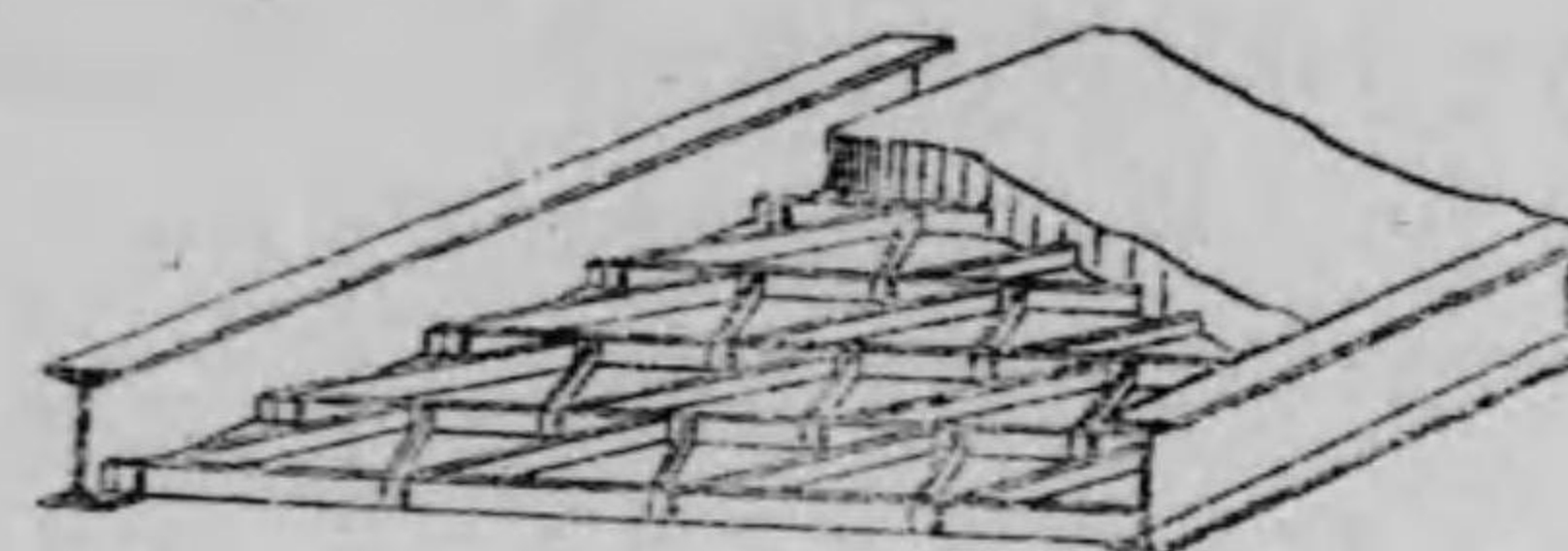
第百三十圖



大ナル I 又ハ T 鐵ニシテ之レヲ連結スルタメニ猶小ナル鐵筋ヲ用ヒシモノナリ。而シテ此二者ハ第百二十九圖 Hyatt 式ヨリモ完全ニ緊結セラル。

第百三十一圖ハ Müller 式(獨)ニシテ Donath 式ヲ少シク變更セルモノナリ。

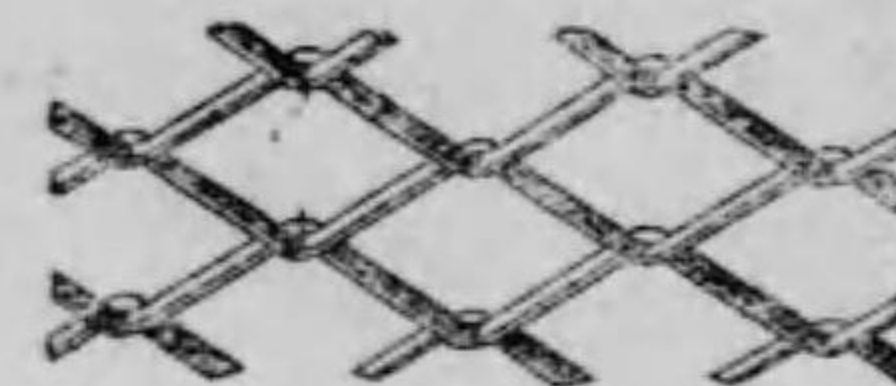
第百三十一圖



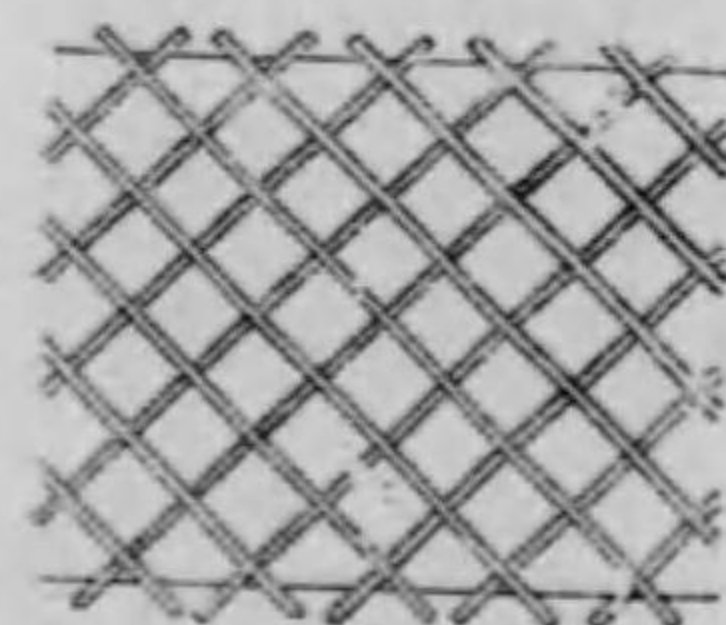
第百三十二圖ハ兩方向ノ鐵筋ガ完全ニ結合セラルルモノニシテ所謂鐵網(Expanded metal)ト稱スルモノハ即チ是レナリ。

第百三十二圖

こるちんぐ氏 (J. F. Golding) (米)ニヨリテ初メテ作ラレ、良好ナル軟鋼ヲ用ヒ、普通鐵筋混凝土用トシテハ網目ハ3"位。



第百三十三圖

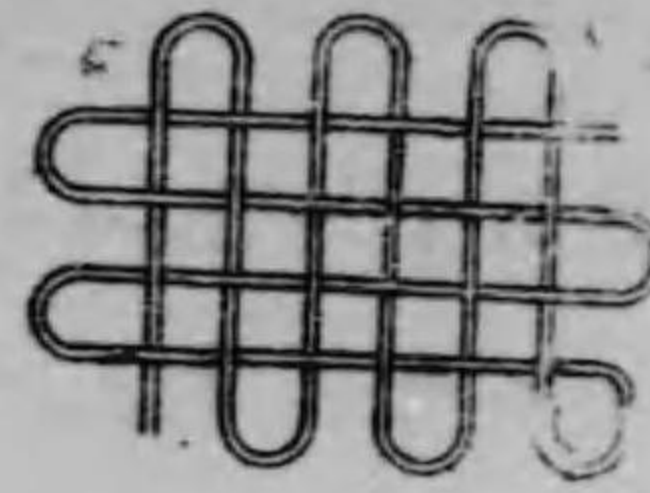


第百三十三圖ハ Schlüter 式(獨)ニシテ、之レニ於テハ同ジ太サノ釘ノ二組ヲ用ヒ、此レガ版ノ主ナル彎曲ニ對シテ或ル角度ヲナシ居ルモノニシテ、二組ノ鐵筋ハ各々同ジ強度ヲ有シ、所々ニ於

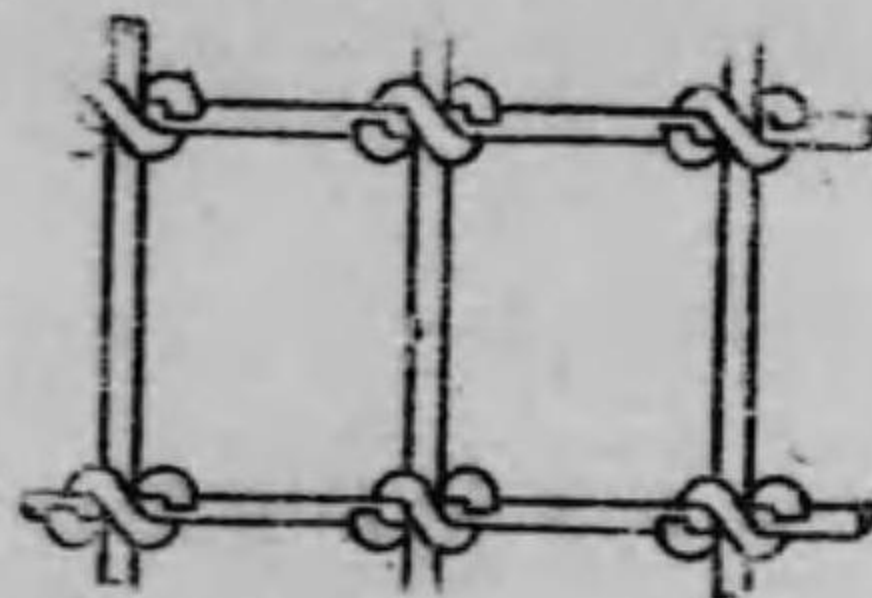


テ兩者ヲ緊結セシム。Schlüter式ニ於テ釘ノ太サ  $\frac{3''}{16}$  以下ナルトキハ所謂線網鐵筋 (Wire reinforcement) トナルナリ。第百三十四圖ハ Cottancin 式(佛)ヲ示スモノ。第百三十五圖(米)ハ硬鋼線ヨリ作ラレシモノニシテ、之レヲ互ニ直角ニ配置シ、交叉點ニ於テ九番ノ鐵線ヲ以テ圖面ノ如ク緊結セルモノナリ。普通縱鐵筋ハ4'' 横鐵筋ハ6'' ノ距離ニ配置スルト雖鐵筋ノ寸法ニ應ジテ種々ノ間隔ニ配置スルヲ妨ゲザルモノトス。第百三十六圖(米)ハ鐵線ヲ緊結スルニ乙ニ示セル如キ緊子ヲ用ヒシモノニシテ、此構造ニ於テハ幅ハ4' 乃至6' 長サ200' 或ハ此以上ノモノヲモ作り得テ、鐵線ハ六番乃至十八番(米國線規)ヲ普通

第百三十四圖

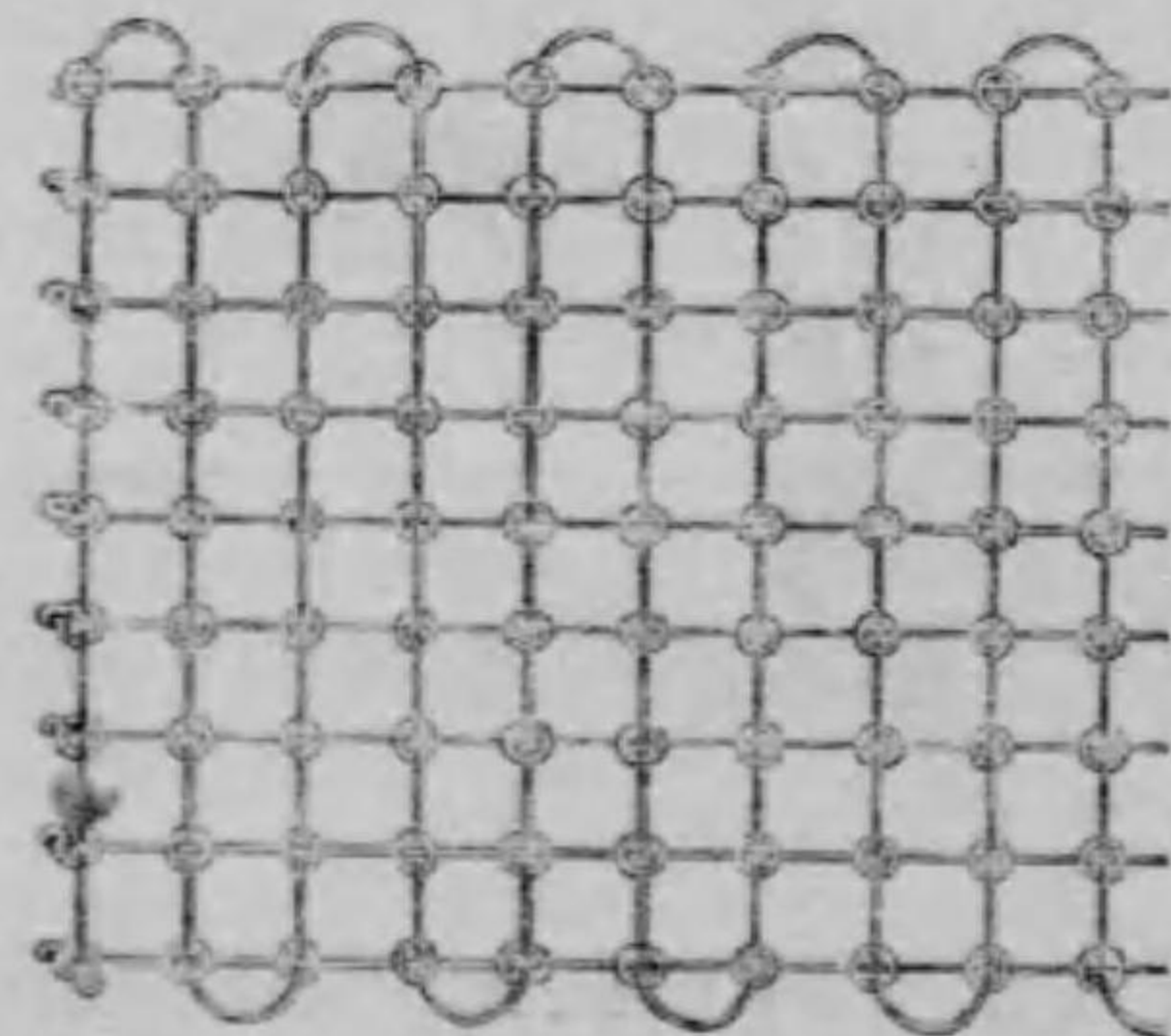


第百三十五圖



第百三十六圖

(甲)



(乙)



トスルモ、猶大ナル  $\frac{3''}{8}$  乃至  $\frac{1''}{4}$  直徑ノモノモ用ヒラル。而シテ網目ハ其縱鐵線ニ對シテハ4'' 以上ナルモ横鐵線

第十七表

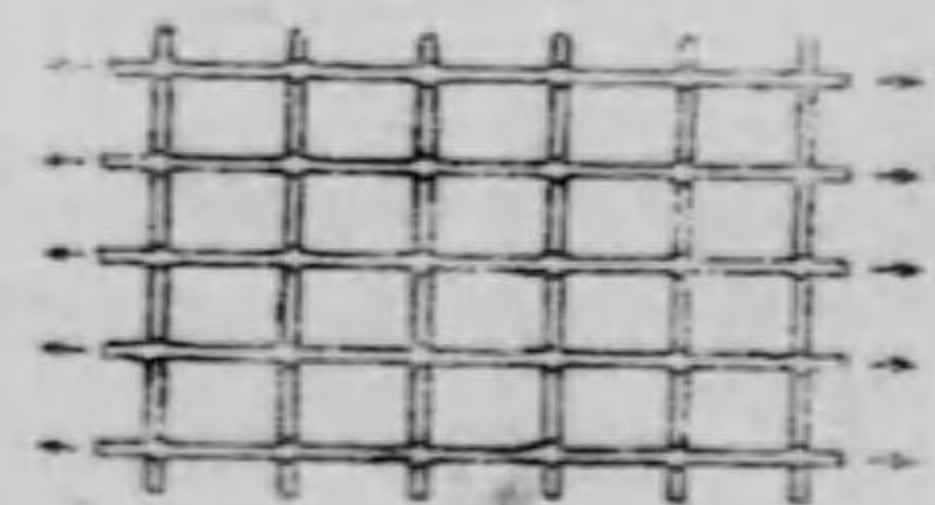
番 號	直徑(吋)	長1呎ノ重(#)	鐵線ノ抗張強(#)
6	0.190	0.0957	2475
7	0.175	0.0312	2136
8	0.160	0.0679	1813
9	0.145	0.0557	1507
10	0.130	0.0448	1233
11	0.1175	0.0361	1010
12	0.105	0.0292	810
13	0.0925	0.0227	631
14	0.080	0.0170	474
15	0.070	0.0130	372
16	0.061	0.0100	292
17	0.0525	0.0073	222
18	0.045	0.0054	199

(第百三十六圖ニ於テ用ユル鐵線ハ普通此表ノ如シ)

ニ於テハ其間隔恰ソド6'' ニ一定セルモノノ如シ。此等鐵線ハ多ク亞鉛鍍セラルルヲ以テ、殊ニ炭燼混凝土ノ場合ニ使用セラル。

第百三十七圖ハ Clinton 鍛接線網鐵筋(米)ニシテ、即チ鐵線ガ其交叉點ニ於テ互ニ鍛接セラレタルモノナリ。網目ハ1'' 平方以上ニシテ鐵線ノ寸法ニ應ジ其配置間隔ヲ變更シ、以テ荷重ニ對シ要ス可キ鐵線ノ斷面積ヲ保有セシム。

第百三十七圖





以上ノ如キ種々ノ線網鐵筋ガ第百二十八圖 Monier 式ト同様ニ薄キ牀版ニ對シテ用ヒラルルト雖、大ナル強度ヲ要スル所ニ於テ大ナル釘ト同ジ効力ヲ有スルヤ否ヤハ猶多少ノ疑ナキニアラズ。

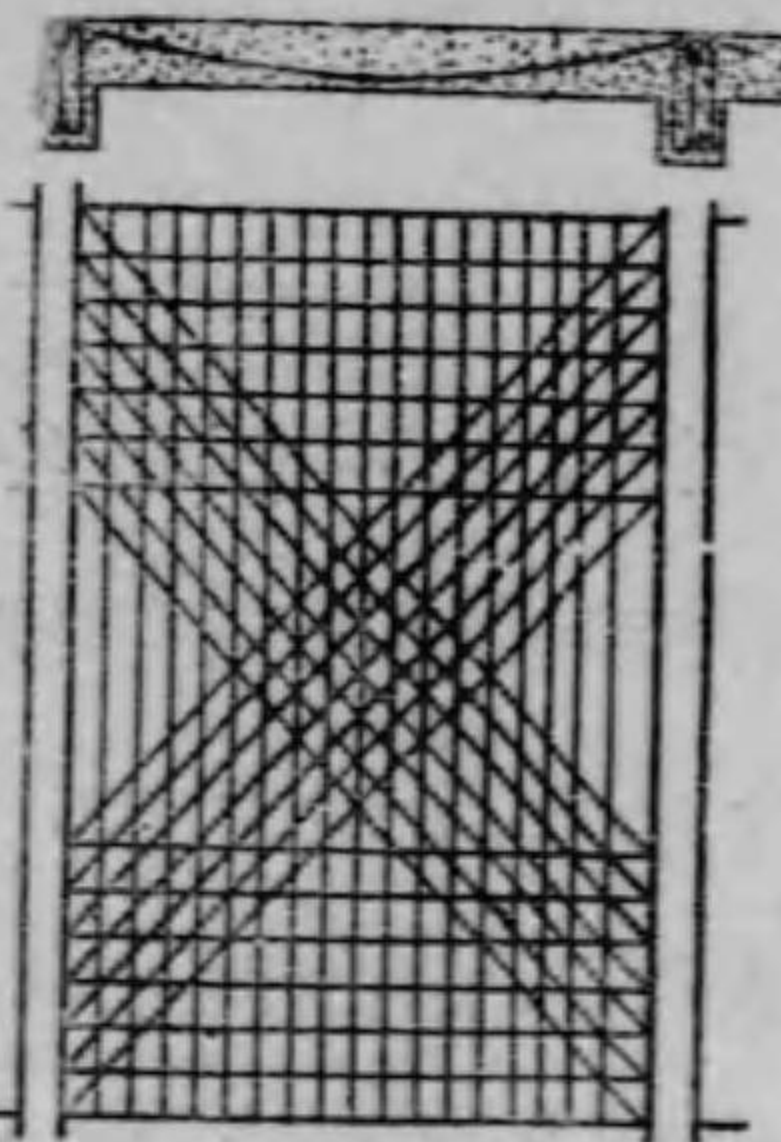
第百三十八圖



第百三十八圖(獨)ハ工鐵ヲ用ヒテ猶鐵筋ヲ吊リ、之レヲシテ恰モ混凝土ヲ保持セシムル如クナセルモノナリ。

第百三十九圖ハ Matrai 式(澳匈)ニシテ、鐵筋トシテハ鐵線ヲ用ヒ、之レヲ定點ヨリ吊ルシ垂曲線 (Catenary curve) トナサシメタルモノニシテ、鐵線ハ平面圖ニ示ス如ク、猶直角ニ或ハ斜ニ配置シ、混凝土中ニ組ミ合ハサルルモノニシテ、此構造ニ於テハ鐵筋ガ主トシテ荷重ニ抵抗シ、混凝土ハ只荷重ヲ分配シ、鐵筋ヲ保護スル用ヲナスノミトス。以上各種様式ハ其主ナルモノヲ示セルモノナリ。

第百三十九圖

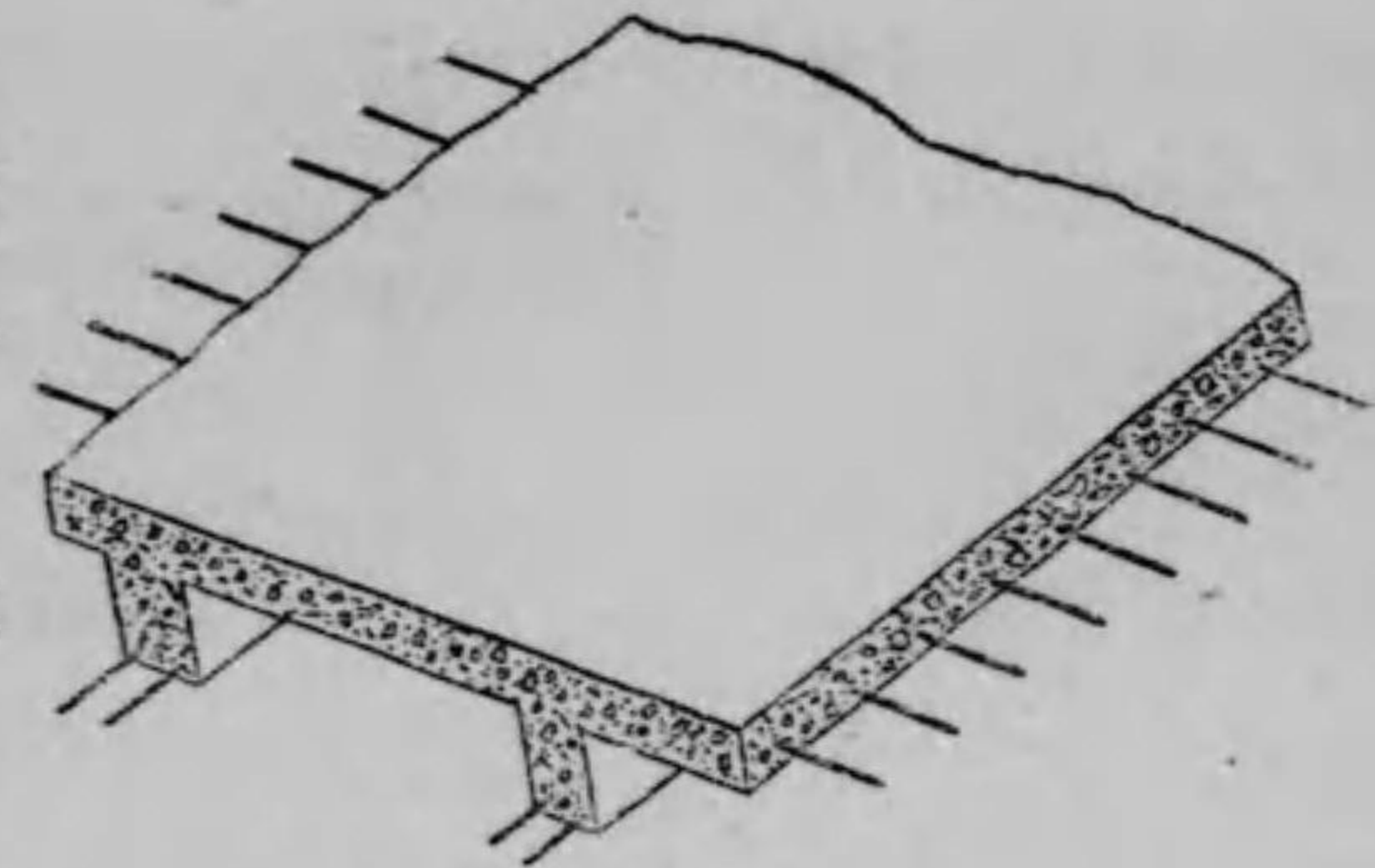


第三十五節 桁ニ於ケル様式

第三十四節牀版ノ所ニ於テ述ベタル鐵筋組合ハセノ様

式ハ亦桁ノ場合ニモ應用スルコトヲ得。第百四十圖ハ標本的有様ヲ示セルモノナリ。

第百四十圖

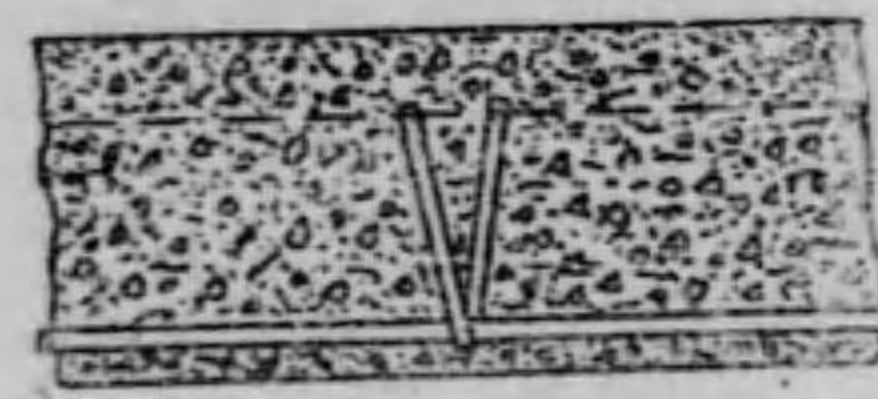


左レド桁ニ於テハ其剪斷力ハ牀版ノ場合ヨリモ一般ニ大ナルヲ以テ、大ナル工鐵ノ如キヲ間隔ヲ大トシテ用ユルヨ

リモ、比較的小釘ヲ密ニ配置スルヲ得策トス。

第百四十一圖ハ Foussiron 式(佛)ニシテ V 形ニ鐵ヲ曲ゲテ

第百四十一圖

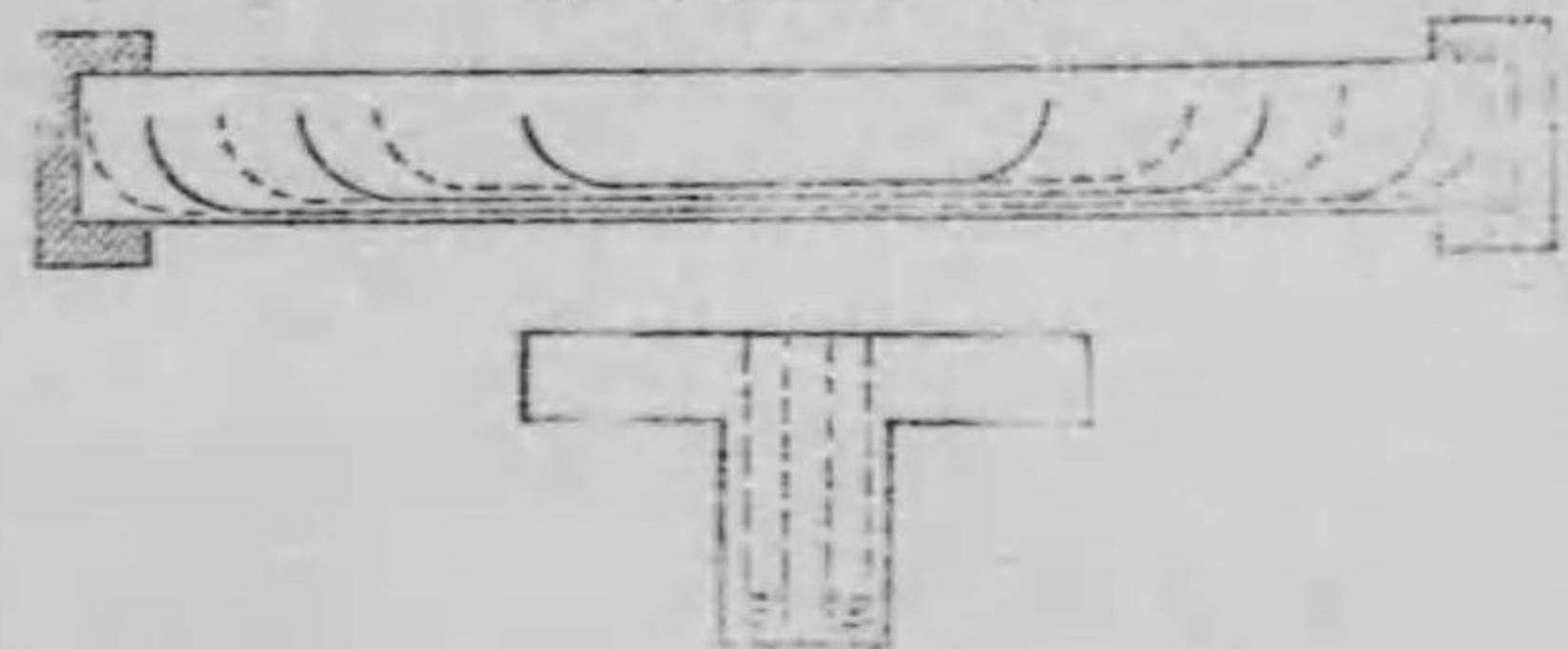


用ヒタルモノナリ。曲ゲルベキ鐵筋ノ數ヲ增加セルモノニ Locher 式(佛)ト稱スルモノアリ。之ニ於テハ釘ヲ直線トナシ、桁端ニ至リ

上方ニ曲ゲ、直線部ハ張力ニ曲線部ハ剪斷力ニ抵抗ス。

第百四十二圖

又鐵筋ヲシテ其長サノ方向ニ摺動シ、若シクハ動搖スル傾向ヲ少ナカラシムルニ



効アリ。第百四十二圖ハ Locher 式ヲ示ス。

第百四十三圖ハ Locher 式ニ似タルモ、但シカむみんぐす氏



(Cummings) (米)ノ考案ニヨルモノニシテ、普通ノ圓釘、角釘若

シクハ畸形釘ヲ

用ヒ、之ヲ圖面ノ

如ク傾斜セシメ

タルモノナリ。

此構造ハ大ナル

桁ノ場合ニ屢々

應用セラル、所

ナリ。第百四十

四圖ハ Kahn 式(米)

ニシテ第百四十

五圖ハ Kahn 釘ヲ

示ス。此 Kahn 式

モ亦桁ノ構造ニ

於テ屢々應用セ

ラル、所ニシテ、桁ノ下端ニ此釘ヲ組ミ合ハシ、桁ガ其支

點ニ於テ連續的構造ニ成レルトキハ、支點上ニ於テハ桁

ノ上部ニ逆ニシテ用ユ。第百四十四圖乙ノ如シ。是レ

此部分ニ於テ桁ノ上部ニ

生ズル張力ニ抵抗セシメ

ンガタメナリ。第百四十

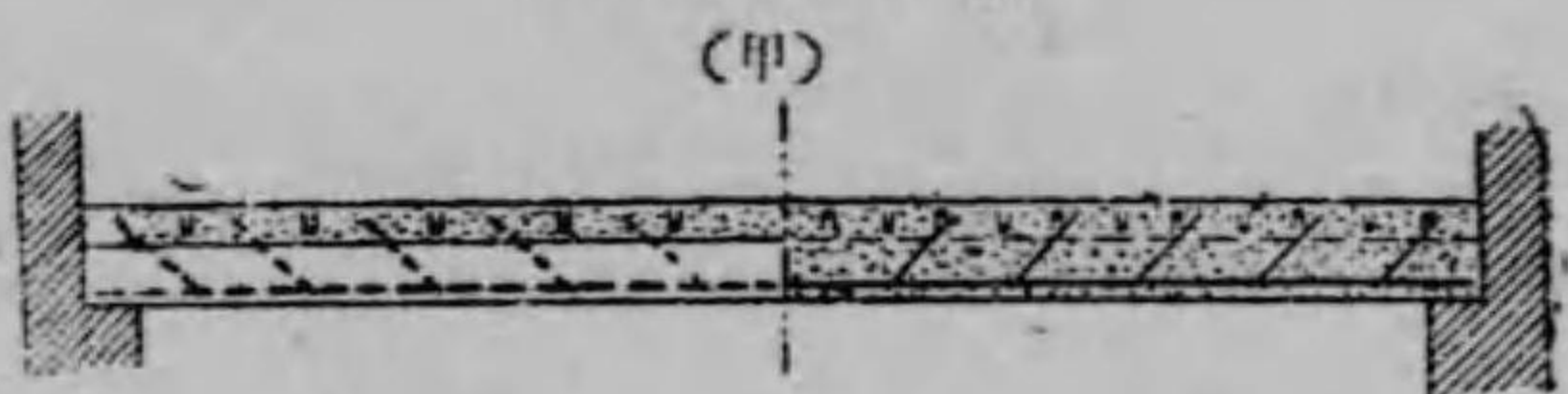
六圖ハ Coignet 式(佛)ニシテ、

之レニ於テハ上下ノ釘ヲ

第百四十三圖



第百四十四圖



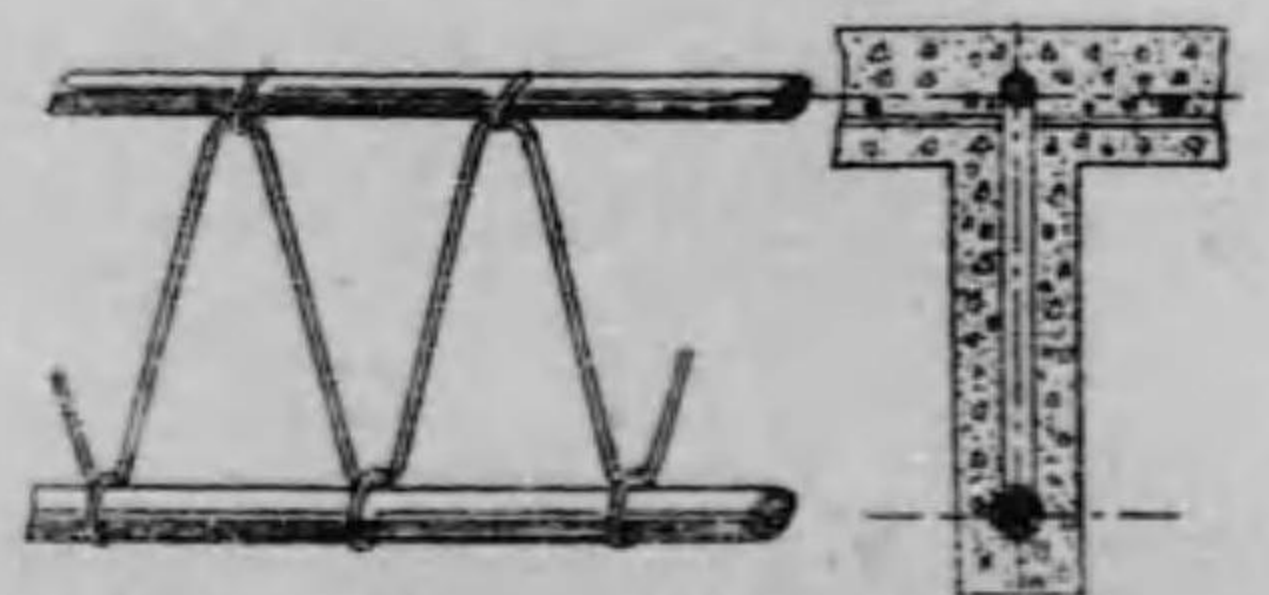
(乙)



第百四十五圖



第百四十六圖



輕少ナル釘若シクハ鐵線ヲ以テ圖面ノ如ク代ル代ル上

ト下トニテ緊結セルモノナリ。第百四十七圖ハ Pavin de

Lafage 式(佛)ニシテ、Coig-

net 式ト殆ンド同ジキモ、

只ダ上下ノ釘ヲ鐵線ヲ

以テ圖面ノ如ク緊結セ

ルモノナリ、乙、丙ハ其ノ

斷面ヲ示ス。

百四十六及ビ百四十七

圖ノ様式ハ抗張及ビ抗

壓鐵筋ヲ用ユル場合ニ

適ス。第百四十八圖ハ

Chaudy 式(佛)ニシテ上下ノ兩釘ヲ圓釘ノ類ヲ環トシテ緊

結スルモノナリ。數多ノ水平釘アル場合ニハ其全部ヲ

結緊ス。此 Chaudy 式ニ於テハ上下ノ鐵筋ヲ用ヒ、抗壓及

ビ抗張ノ用ヲナサシメ、鐵筋ハ總テノ壓力

及ビ張力ニ抵抗シ、混凝土ハ只鐵筋ヲ包ミ

剪斷力ニヨリテ生ズル應力ニ對スル用心

ノタメニ用ユルモノトナセリ。斯ノ如ク

ナスタメニハ上下兩釘ノ緊結ハ完全ナル

ヲ要スルナリ。Decon 式(佛)ハ Chaudy 式ノ

環鐵ヲ以テ水平釘ヲ緊結スル代リニ大ナル鐵線ヲ使用

シタリ。鐵線ノ方其緊結好良ナリト考ヘタルニ由ルモ

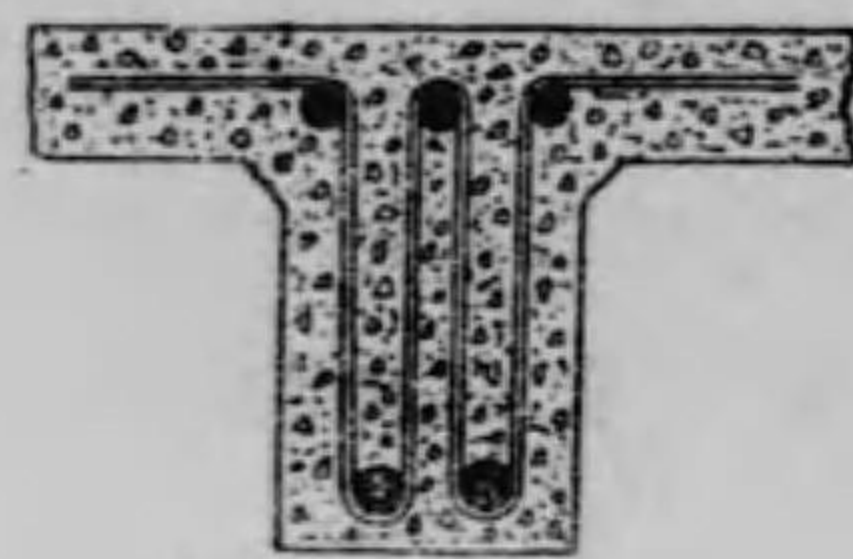
第百四十七圖

(甲)



(丙)

(乙)



第百四十八圖



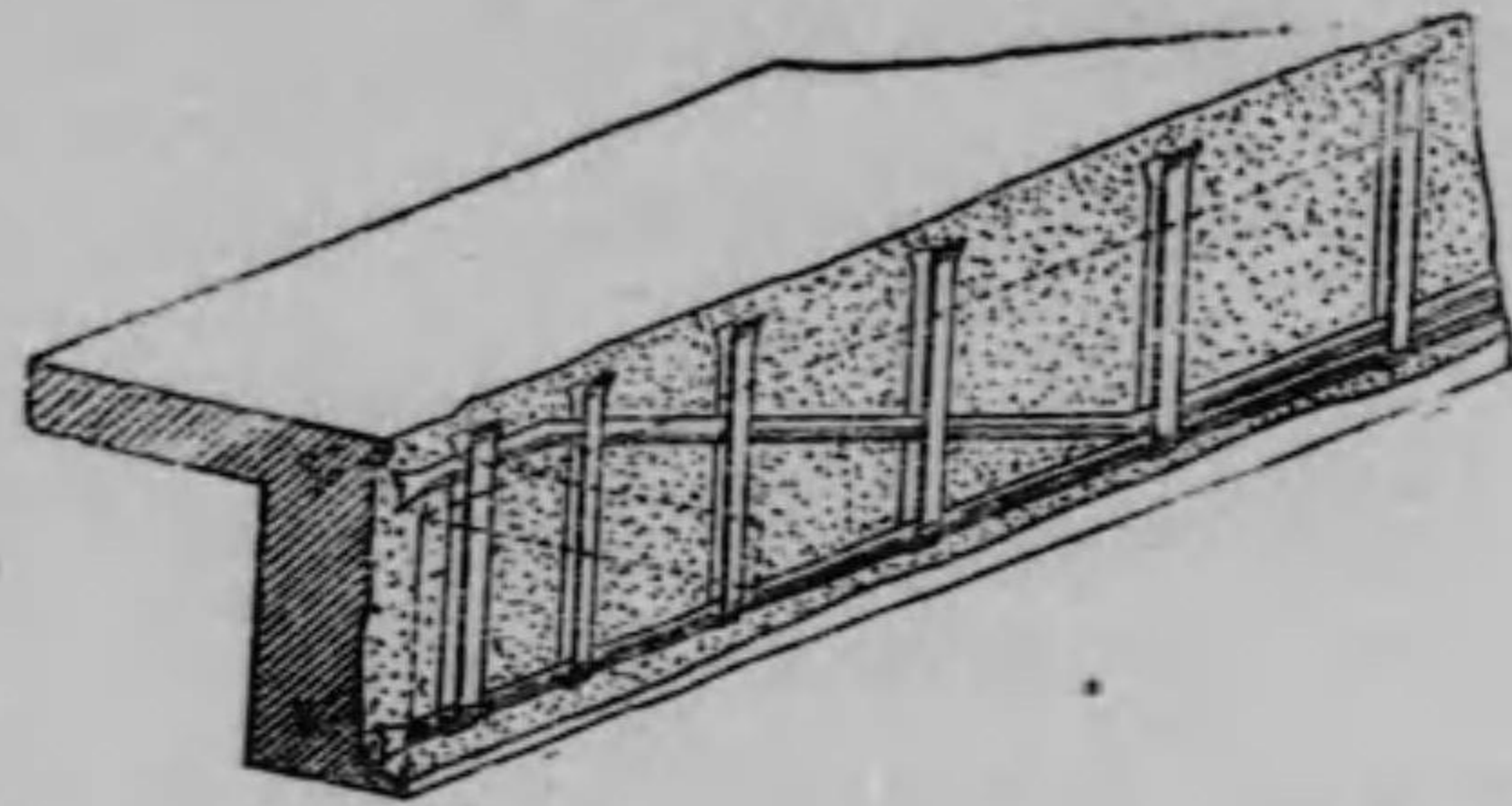


ノニシテ、桁ノ上下兩部ニ鐵筋ヲ結合ハシ、上部釘ハ下部釘斷面ノ  $\frac{7}{10}$  トナセリ。又下部釘ハ其端ニ於テ上方ニ曲ゲ、上部釘ノ端ト相連結スルモノナリ。

第百四十九圖ハ Hennebique 式(佛)ニシテ桁、牀版ニ對シテ廣ク應用セラル。

第百四十九圖

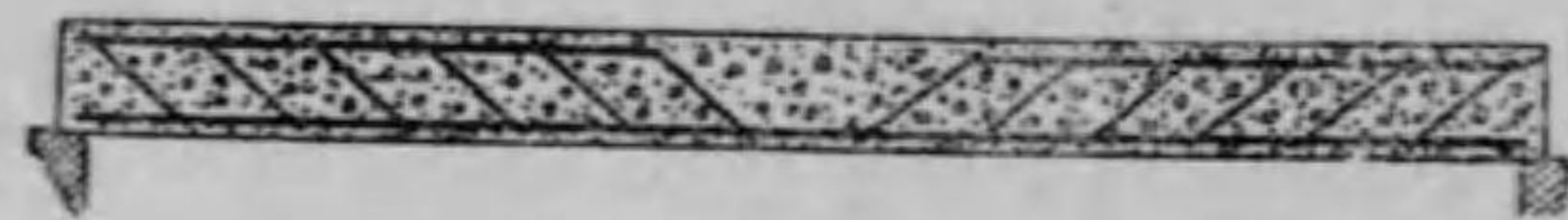
此式ノ特色トスル所ハ二本ノ圓釘ヲ用ヒ、其釘端ハ圖面ニ於テ見ル如ク、少シク裂狀ヲ呈シ、又二本



ノ釘中一本ハ水平ニシテ、他ノ一本ハ支點ヨリ徑間ノ約  $\frac{1}{3}$  ノ所ニ於テ上部ニ曲ゲラレ、傾斜腹鐵筋トナリテ桁ノ端附近ニ於ケル剪斷力ニ抵抗ス。猶又剪斷力ニ對シテ桁ヲ補強スルタメニ適當ナル間隔毎ニ二ツニ曲ゲラレタル垂直鐵筋ヲ用ヒ、此垂直鐵筋ノ間ニ二本ノ鐵釘ヲ挟ミシモノナリ。左レド時トシテ構造物ノ狀況ニヨリテ傾斜及ビ垂直釘ヲ代ル代ル用ユルコトモアリ。

第百五十圖ハ Coullaron 式(佛)ニシテ Hennebique 式ニ類似ス。

第百五十圖



傾斜鐵筋ハ水平ト  $45^\circ$  ノ角ヲナシテ傾斜シ、桁ノ支點ヨ

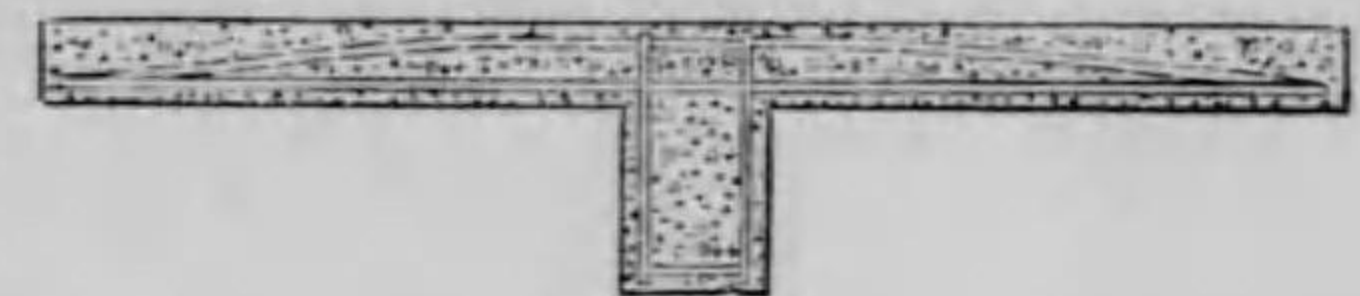
リ中央ニ至ルニ從ツテ其間隔ヲ増加ス。各傾斜釘ハ圓釘ヲ用ヒ、鉤狀ヲナシテ上下ノ水平釘ニ結合セシム。

上部ノ釘ハ其斷面積下部ノ其レヨリ少シク小ニシテ、上部釘ハ桁ノ中央ニ近キ所ニ於テ  $45^\circ$  ニ下方ニ曲ゲ、下部ノ釘ニ連結シテ之レト平行セシム。圖面ニヨリ其構造明カナルベシ。

第百五十一圖ハ Maciachini 式(伊)ニシテ支柱ヲ補強スル如キ利益ヲ桁ノ場合ニモ得ントシテ、桁ニ其式ヲ應用セルモノナリ。適當ナル直徑ノ鐵線ヲ其位置ニ置ク前ニ成ル可ク長ク上下ニ曲ゲ

第百五十一圖

テ環形トナシ、其環形ノ高サ及ビ幅ハ各側ニ於



テ混凝土ノ被覆ガ  $\frac{7''}{8}$  位アル様ニナスタメニ、桁ノ幅及ビ厚サヨリ  $1\frac{3''}{4}$  位小トナス。初メニ底部及ビ側部ノ環ヲ連結シテ置キ、混凝土ヲ施工シ、此レガ約  $\frac{7''}{8}$  ノ厚サニナサレタルトキハ下部ノ水平釘ヲ配置シ續キテ混凝土ヲ、上部釘ヲ置ク可キ所迄施工ス。而シテ上部釘並ニ上部ニ置ク可キ環鐵ヲ前後ニ曲ゲテ連結ヲ良好ニナシ、更ニ殘リノ混凝土ヲナスモノニシテ、第百五十一圖ハ此種鐵筋混凝土桁ノ仕上ゲ斷面ヲ示セルモノナリ。

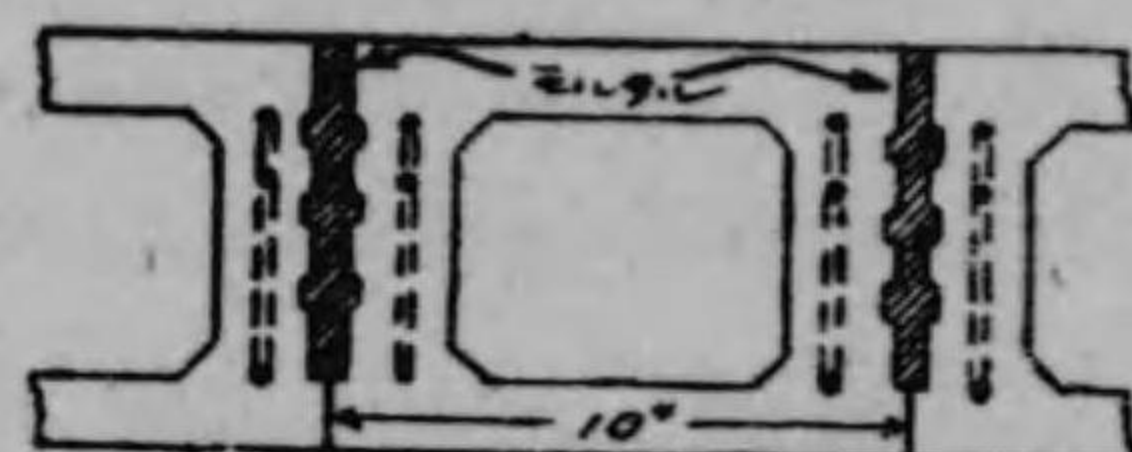
第百五十二圖 Siegwart 式(獨)ハ内空ノ桁ヲ圓釘ヲ以テ補強スルモノニシテ第百五十二圖ノ上面ハ床ヲナシ、下面



ハ天井トナル。桁ハ幅 10" 位ノ断面ニテ型ニ入レテ作  
リ、工事ノ進行ニ伴フテ次第

第百五十二圖

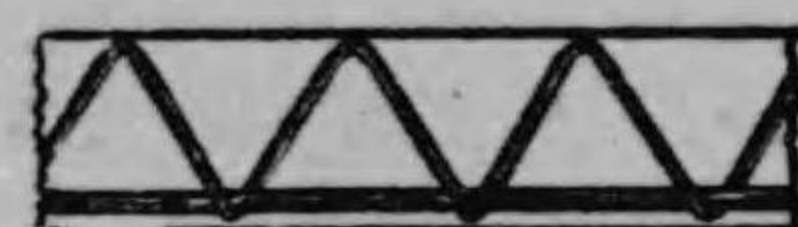
ニ作リテ連結スルモノニシ  
テ、生ゼシ空積ハ之レヲ膠泥  
ヲ以テ慎充ス。第百五十三



圖ハ De Valliere 式(佛)ニシテ其簡單ナルモノハ、圖面ノ如  
ク水平釘ニ對シテ腹鐵筋トナル可キ鐵線ヲ曲ゲタルモ

第百五十三圖

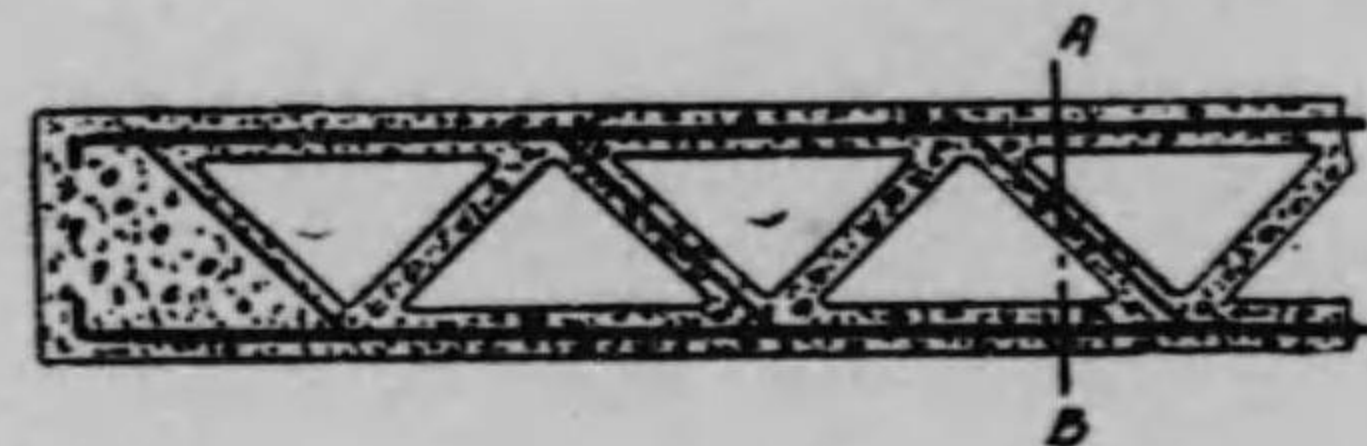
ノナリ。此式ハ Pavin de La-



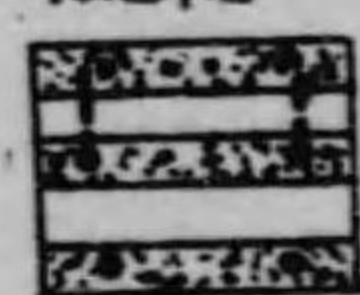
fage 式ニ類似スルモ、上部ニ  
抗壓鐵釘ヲ使用セザルモノ

ナリ。第百五十四圖ハ Visintini 式(瑞西)ニシテ床・屋根等  
ニ用ヒラルル淺キ桁ニシテ、床ナレバ此等ヲ横ニ多數配  
置ス。桁ハ大底幅 6" 乃至 12" 厚サ 6" 乃至 8" ニシテ、此式  
ノ桁ハ淺キわゝれん、とらすト見做スヲ得ベク、壓力ノ生

第百五十四圖



48.57mm



ズベキ部ニハ鐵筋ヲ用ヒズ。又柱ト柱トノ間ニ用ユル  
大ナル厚サノ桁トナレバぶらつと、とらすノ如クナス。  
ぶらつと、とらすトナセバ垂直ノ部材ハ壓力ノミナルヲ  
以テ之ニ鐵筋ヲ挿入セズ。鐵筋トシテハ一般ニ圓釘ヲ  
使用ス。此式ノ利益ト稱セラルル點ハ用材ニツキテ多

少經濟的ニシテ、又製造中ニ於テ監督検査ニ都合ヨク、從  
ツテ完全ナルモノヲ得易ク、且ツ結構 (Truss) トナリ居ル  
ヲ以テ、應力ニ對シテ其働キヲ確定スルニ都合ヨキコト  
之レナリ。

以上ハ桁ニ於ケル主ナル様式ナリ。



### 第十章 擁壁

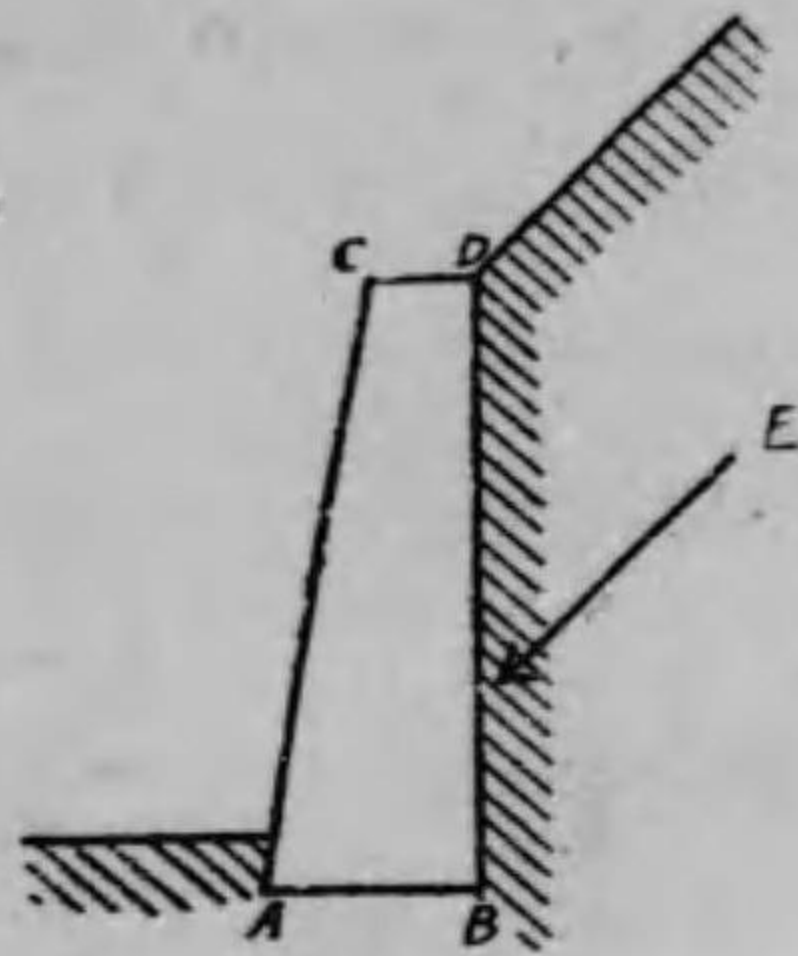
#### 第三十六節 總論

擁壁ハ一ツノ壁ニシテ、其後面ニ推積セル土砂ノ壓力ニ耐ヘ、其土砂ノ崩壞ヲ防止スルタメニ作ルモノナリ。

第百五十五圖 ABDC ハ即チ擁壁ニシテ、之レガ其後面ヨリ働ク土壓 E ニヨリテ或ハ轉覆セ

第百五十五圖

ントシ、或ハ前方ニ摺動シテ其位置ヲ換ヘントシ、或ハ A 點ニ於ケル壓力ノ増加ノタメニ基礎軟弱ナルトキハ沈下シ傾斜スルニ至ルコトアリ。土壓 E ハ斯ノ如ク擁壁ニ危害ヲ及ボスヲ以テ擁壁ノ安定ヲ檢査スルニハ、先ズ土壓 E ヲ見出スコトヲ要スルナリ。



#### 第三十七節 土壓論

土砂ノ擁壁ニ及ボス壓力ノ公式ニツキテハ數多アレドモ、之レヲ概別シテニットナスヲ得。其一ハク-ろむ氏 (Coulomb) 理論ニシテ、一千七百七十三年此人ニヨリテ唱ヘラレシモノニシテ、擁壁ノ後面ニ推積セル土砂ガ其安定ヲ失ヒテ龜裂面ヲ生ジ、其龜裂面ニ沿フテ落下セントスルモノトシテ土壓ヲ計算セルモノナリ。他ノ一ハ

千八百五十八年ニらんきん氏 (Rankine) ニヨリテ唱ヘラレタルモノニシテ、土砂中分子ノ安定度ヲ考ヘ、所謂共軛壓力ノ理論ニ基ケルモノナリ。

土壓ニ關シテハ以上ノ如キ二派ノ理論アリテ、其基礎的假定ニ於テ異ルノミナラズ、又其用ヒラレシ計算方法ニ於テモ全ク異レリ。然レドモ其結果ニ於テ普通鋼筋混凝土擁壁設計ノ如キ場合ノモノニ於テハ相一致スル所多ク、實際ノ場合ニ於テ擁壁設計上二派何レノ公式ヲ用ヒテ設計スルモ支障ナシ。

本書ニ於テハ土壓ニ關スル各種ノ公式ノ導出方法ヲ評論スルノ餘地ナキヲ以テ、以下單ニ普通知ラルルモノヲ記スルニ止メタリ。

$h$  = 擁壁ノ高サ (呎)

$w$  = 擁壁後面ニ於ケル土砂ノ一立方呎ノ重量 (封度)

$\phi$  = 擁壁後面ニ於ケル土砂ノ休角

$x$  = 擁壁後面ニ於ケル土砂中任意ノ點ニ至ル上面ヨリノ深サ (呎)

壁ノ奥行キ即チ長サハ 1 呎トス。

第百五十六圖ニ於テ DF ハ土砂ノ上面ニシテ、BD ナル後面ハ垂直トス。

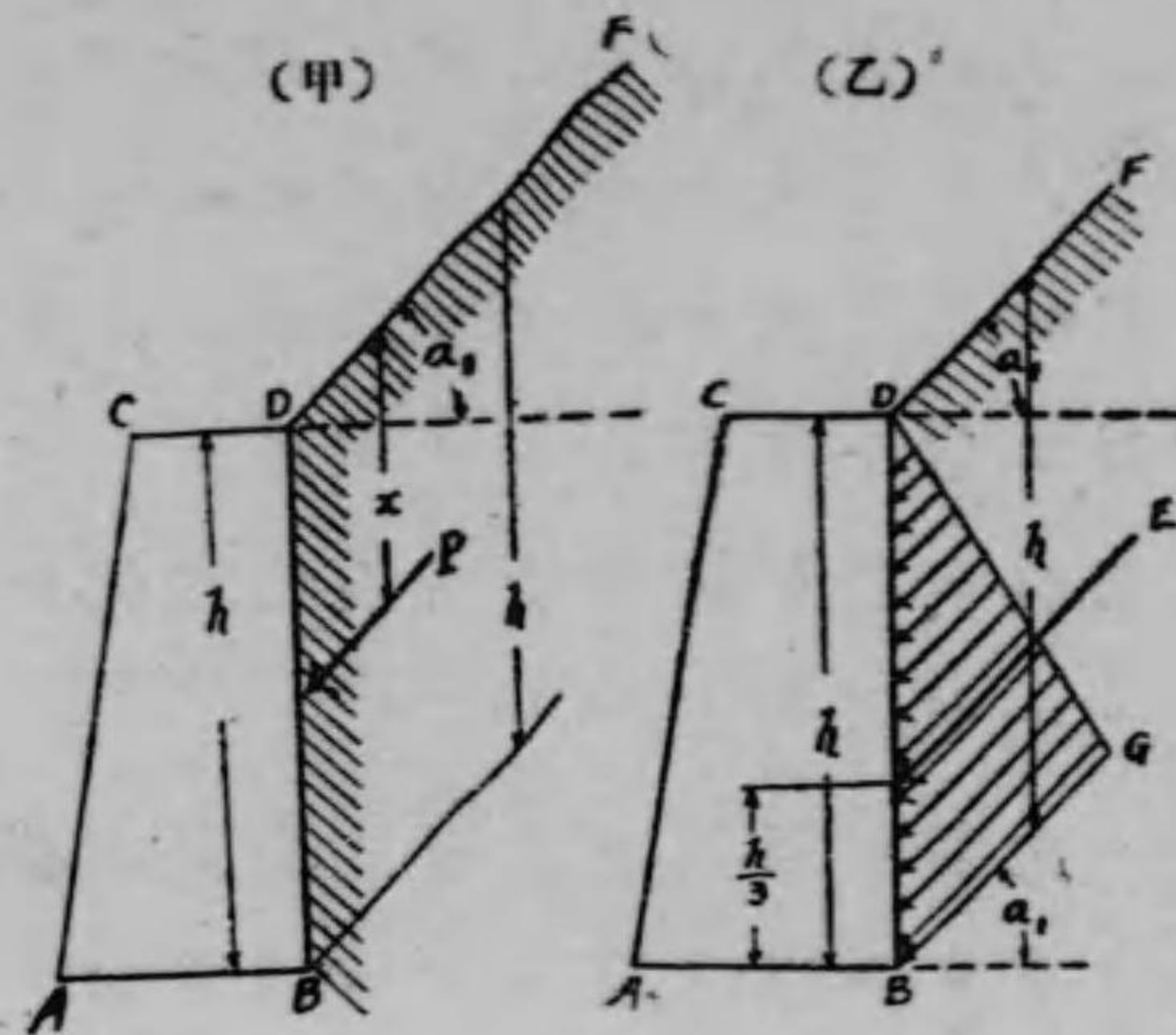
然ルトキハ上面ヨリ  $x$  ナル深サニ於ケル土壓  $P$  ハ、

$$P = wx \cos a_1 \frac{\cos a_1 - \sqrt{\cos^2 a_1 - \cos^2 \phi}}{\cos a_1 + \sqrt{\cos^2 a_1 - \cos^2 \phi}} \dots\dots\dots (140)$$



ニヨリテ表ハサル。而シテ此Pノ働ク方向ハ上面DFニ平行ナリトナス。

第百五十六圖



此(140)式ニヨリテ見ル如ク、 $x=0$ ナレバ $P=0$ ニシテ $\alpha$ ノ増加スルニ從ツテ、即チ換言スレバ深サノ増加スルニ從ツテ土壓増加シテ、 $h$ ノ深サニ於テハ、

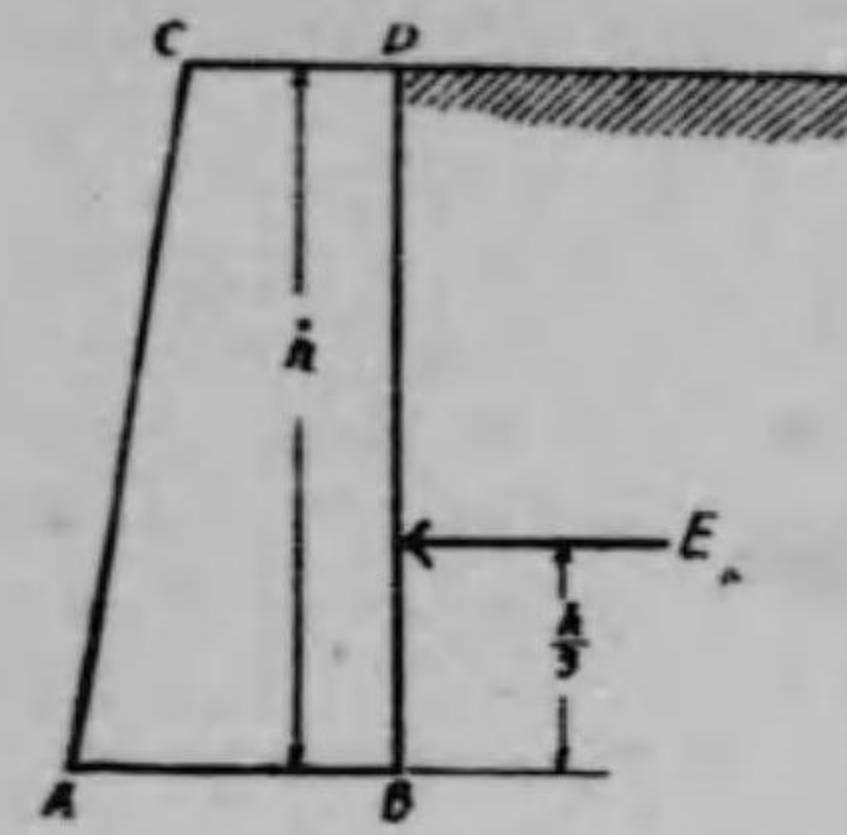
$$P = wh \cos \alpha_1 \frac{\cos \alpha_1 - \sqrt{\cos^2 \alpha_1 - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha_1 + \sqrt{\cos^2 \alpha_1 - \cos^2 \phi}} = BG \text{ トス。}$$

第百五十六圖乙ニ於テBD即チ $h$ ナル高サノ垂直面ニ働ク全土壓ハ三角形DBGニ等シクシテ、此全土壓ヲEトスレバ、Eハ(141)式ノ如クシテ支障ナカルベシ。

$$E = \frac{wh^2}{2} \cos \alpha_1 \frac{\cos \alpha_1 - \sqrt{\cos^2 \alpha_1 - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha_1 + \sqrt{\cos^2 \alpha_1 - \cos^2 \phi}} \dots (141)$$

此ノ(141)式Eハ三角形DBGノ重心ニ働クヲ以テB點ヨリ $\frac{h}{3}$ ニ於テDFニ平行ニ働クコトナル。

第百五十七圖



第百五十七圖ノ如ク後面ノ土砂上面水平ナルトキハ、 $\alpha_1=0$ ナルヲ以テ、

$$E = \frac{wh^2}{2} \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \dots (142)$$

トナル。

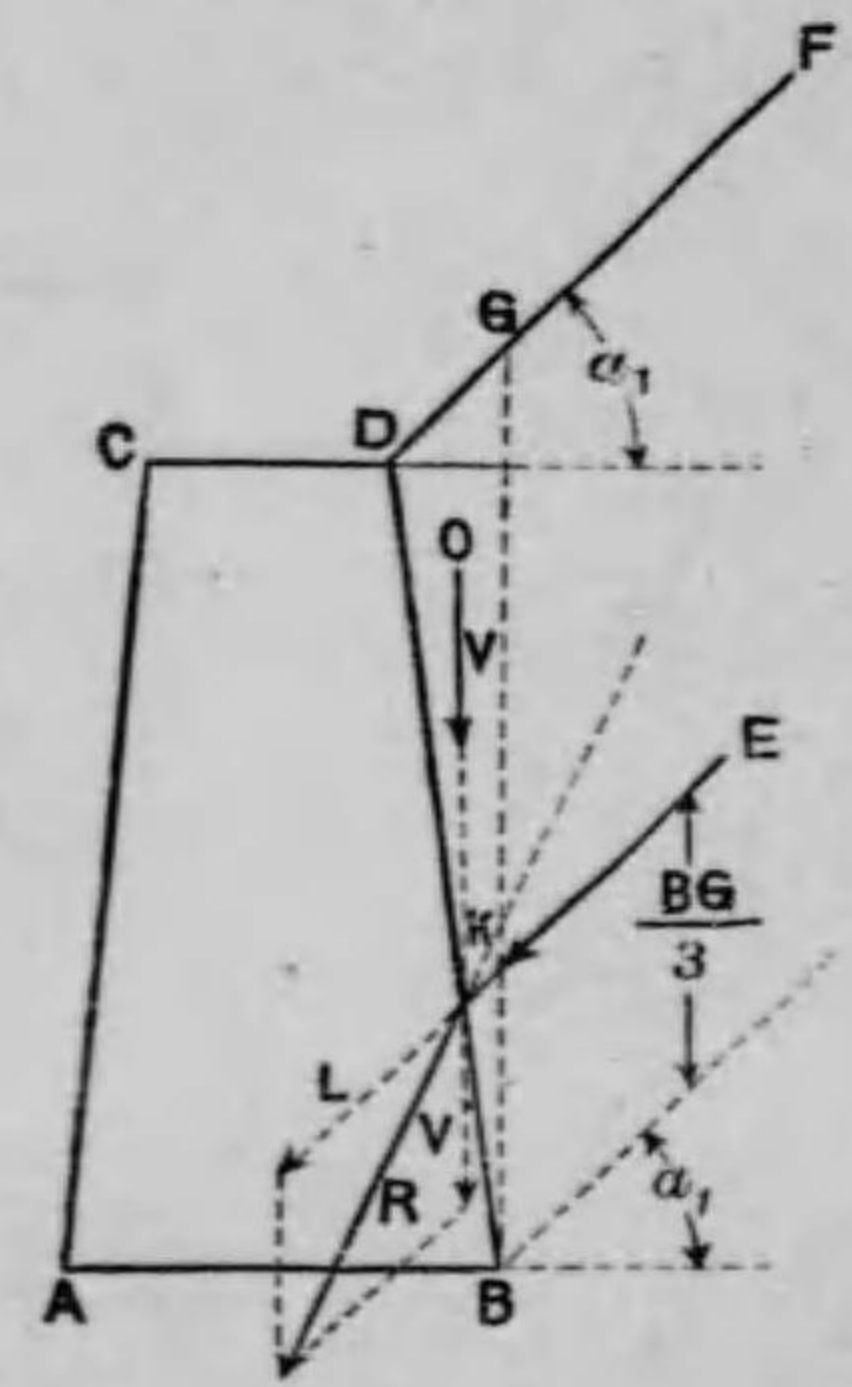
第百五十八圖ノ如ク擁壁後面傾斜スルトキハ、垂直面BGニ働ク全土壓ハ、

$$E = \frac{wBG^2}{2} \frac{\cos \alpha_1 - \sqrt{\cos^2 \alpha_1 - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha_1 + \sqrt{\cos^2 \alpha_1 - \cos^2 \phi}}$$

ナルヲ以テ之トBDGナル三角形ノ土砂重量Vトノ合成力RガBD面ニ働ク全土壓トナリ

第百五十八圖

テ、EトVトハ計算ニヨリ容易ニ見出し得ルヲ以テ、圖學ヨリシテ直ニRノ量及ビ其方向ヲ見出し得ルナリ。總テ以上ハ壁ノ奥行き即チ長さ1呎ニ對スル土壓ナルコトヲ忘ル可カラズ。



擁壁後部土砂ノ上面ニ荷重ヲ受クル如キ場合ニ於テハ、此荷重ヲ土砂ノ等量ヲ以テ變換シ、土砂トシテ計

算ス。例ヘバ第百五十九圖ニ於テ擁壁後面DF上ニ $500^*/\text{m}^2$ ノ荷量ガ働クトキハ土砂ノ重量ヲ一立方呎ニツ







ニシテ其働ク方向ハ壁ノ後面ニ直角ナル線トφ'ナル角ヲナスモノトス。

又 a<sub>2</sub>=0 ニシテ且ツ土砂ノ上面ガ 3:1 ノ比ヲシテ壁ニ對シテ傾ムクトキハ、

tanγ = 1/3 ∴ γ = 18°.25'

sin(18°.25' + 2ψ) = sin18°.25' / sin30°

∴ ψ = 10°.24'

δ = 45° - 15° - 10°.24' - 0 = 19°.36'

∴ k = tan30° \* cos10°.24' \* cos49°.36' \* cos18°.25' / cos10°.24' \* cos28°.49' = 0.4052

∴ E = 50 \* 100 \* 0.4052 = 2026.\*

總テ E ハ壁ノ長サ 1 呎ニ對スルモノナリ。

φ' ハ上述ノ如ク土ト壁トノ間ノ摩擦ニシテ、即チ換言スレバ土ト壁トノ間ノ休角ナリ。此ノφ'ノ値ニツキテハ、凡ソ

- 仕上ゲラレタル花崗石ト砂利ノトキハ φ' = 30°.
同上 ト乾キタル粘土ノトキハ φ' = 27°.
同上 ト砂ノトキハ φ' = 24°.
同上 ト濕リタル粘土ノトキハ φ' = 18°.

ナルモ然シ此φ'ニ關シテハ或ハ 18°乃至 27°トナスモノアリ、或ハ土ノ休角φノ 1/3トナスモノモアリ、左レド上記ノ如ク普通 φ = φ'トナシテ支障ナカルベク、此レ壁ノ後

面ハ多ク不規則ニシテ土ハ其不規則面ニ附着シ居リ、從ツテ壁後面ノ土砂ガ摺動セントスルトキハ、恰モ土ガ土ノ上ヲ摺動スルガ如キ傾向ヲ有スルヲ以テナリ。

ラエ-ららし氏 (Weyrauch) 公式 (第百六十一圖)

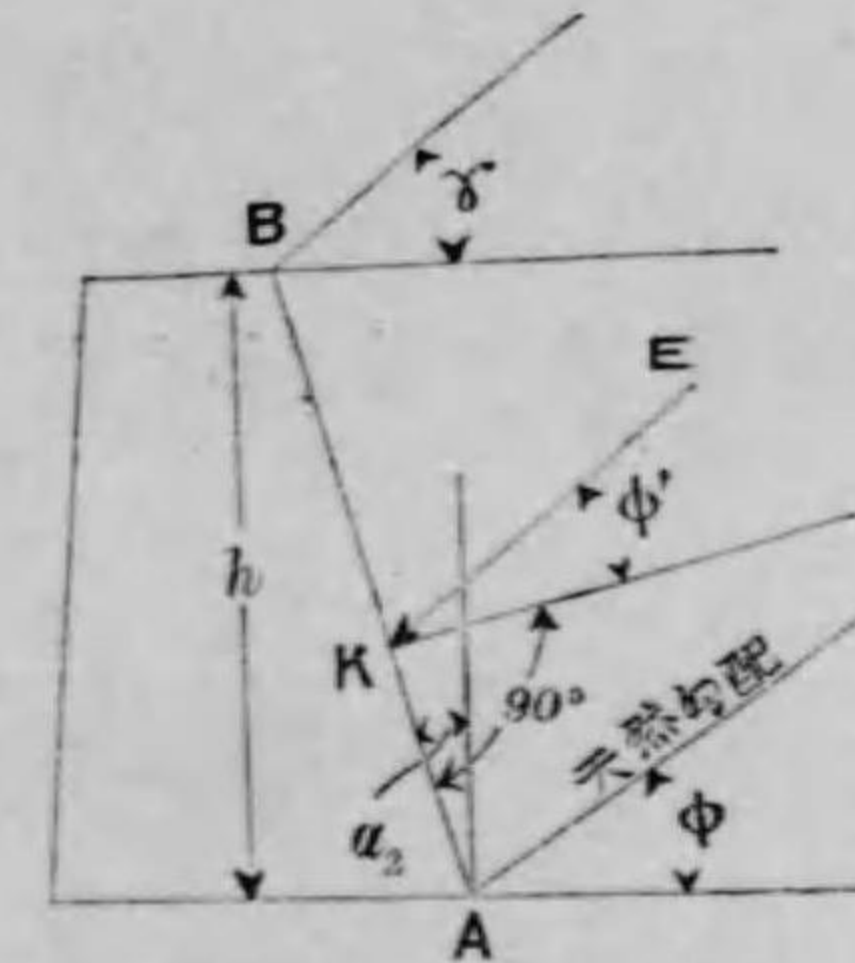
ラエ-ららし氏 (Weyrauch) ハぶ-しに-氏 (Boussinesq) ト同様ニ計算シ、土壓 Eヲ次ノ式ノ如クナセリ。

E = { cos(φ - a2) / ((1+n)cosα2) }^2 \* wh^2 / 2cos(φ - a2) .....(146)

此式ニ於テ、

n = sqrt(sin(φ + φ')sin(φ - γ) / cos(φ' + a2)cos(a2 - γ)) .....(147)

第百六十一圖



a2 ハ第百六十二圖ノ如キトキハ (-a2)トナスモノナリ。又φ'ハ次式ヨリ見出ス。

tanφ' = (sin(2a2 - γ) - A sin2(a2 - γ)) / (A - cos(2a2 - γ) + A cos2(a2 - γ)) .....(148)

A = (cosγ - sqrt(cos^2γ - cos^2φ)) / cos^2φ .....(149)

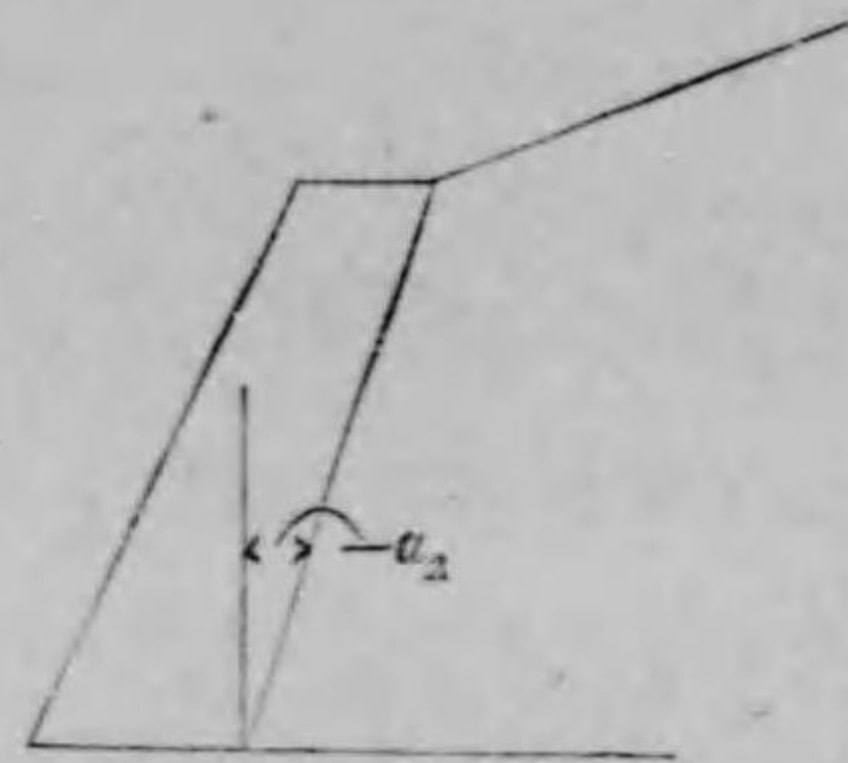


此公式ニ於テ若シ土ノ上面水平ナルトキハ、 $\gamma=0$ ニシテ、

(149) 式  $A = \frac{1 - \sin\phi}{\cos^2\phi}$  トナリテ

從ツテ  $\tan\phi' = \frac{\sin\phi \sin 2a_2}{1 - \sin\phi \cos 2a_2}$   
 $E = \frac{wh^2}{2} \frac{\tan a_2}{\sin(a_2 + \phi')} \dots\dots\dots (150)$

第百六十二圖



又若シ $\gamma=0$ ニシテ且ツ壁ノ後面垂直ナルトキ即チ $a_2=0$ ナルトキハ  $\tan\phi'=0$

$\therefore E = \frac{wh^2}{2} \left( \frac{\cos\phi}{1 + \sin\phi} \right)^2 = \frac{wh^2}{2} \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \dots\dots\dots (151)$

又若シ土ノ上面ガ天然勾配ニ等シキトキ、即チ $\gamma=\phi$ ナルトキハ、

$E = \frac{wh^2}{2 \cos(\phi' + a_2)} \left\{ \frac{\cos(\phi - a_2)}{\cos a_2} \right\}^2 \dots\dots\dots (152)$

$\tan\phi' = \frac{\sin\phi \cos(\phi - 2a_2)}{1 - \sin\phi \sin(\phi - 2a_2)} \dots\dots\dots (153)$

又若シ $\gamma=\phi$ ニシテ且ツ $a_2=0$ ナルトキハ  $\phi'=\phi$

$\therefore E = \frac{wh^2}{2} \cos\phi \dots\dots\dots (154)$

又若シ $\gamma=\phi$ ニシテ且ツ壁後面ハ第百六十二圖ノ如ク内部ニ傾クトキハ $a_2$ ハ(-)トナリテ、

$E = \frac{wh^2}{2 \cos(\phi' - a_2)} \left\{ \frac{\cos(\phi + a_2)}{\cos a_2} \right\}^2 \dots\dots\dots (155)$

$\phi'$ ハ  $\tan\phi' = \frac{\sin\phi \cos(\phi + 2a_2)}{1 - \sin\phi \sin(\phi + 2a_2)} \dots\dots\dots (156)$

ヨリ見出スモノナリ。

以上ハ鋼筋混凝土擁壁設計ニ於テ必要ナル土壓ニ關スル公式ヲ示セルモノニシテ、斯ノ如キ公式ヲ導出セシ理論方法等ハ茲ニ述ベザルヲ以テ、宜シク土壓ニ關スル専門ノ書籍ニツキテ悟ルベキナリ。以上ノ公式ニ於テ、土砂ノ休角 $\phi$ 及ビ重量 $w$ ハ土砂ノ種類ニヨリテ異ルコト勿論ニシテ次ノ第十八表ハ即チ之ヲ示ス。

第 十 八 表

土砂ノ種類	休角( $\phi$ )	重量( $w$ ) 一立方呎封度	混凝土ニ對スル 摩擦係數
固ク搗キカタメタ土	50°	100	0.50
乾燥セル普通ノ土	30°	100	0.50
乾燥セル粘土	45°	115	0.50
砂利、小石	40°	110	0.60
乾燥セル砂	35°	120	0.50
普通ノ砂	30°	115	0.33
水分ヲ含メル土	20°	105	0.33
水分ヲ含メル粘土	20°	120	0.20
水分ヲ含メル砂	25°	120	0.20
水	0	62.4	0.00

總テ土、砂等ガ水分ヲ含ムトキニハ、上記ノ如ク其重量ヲ



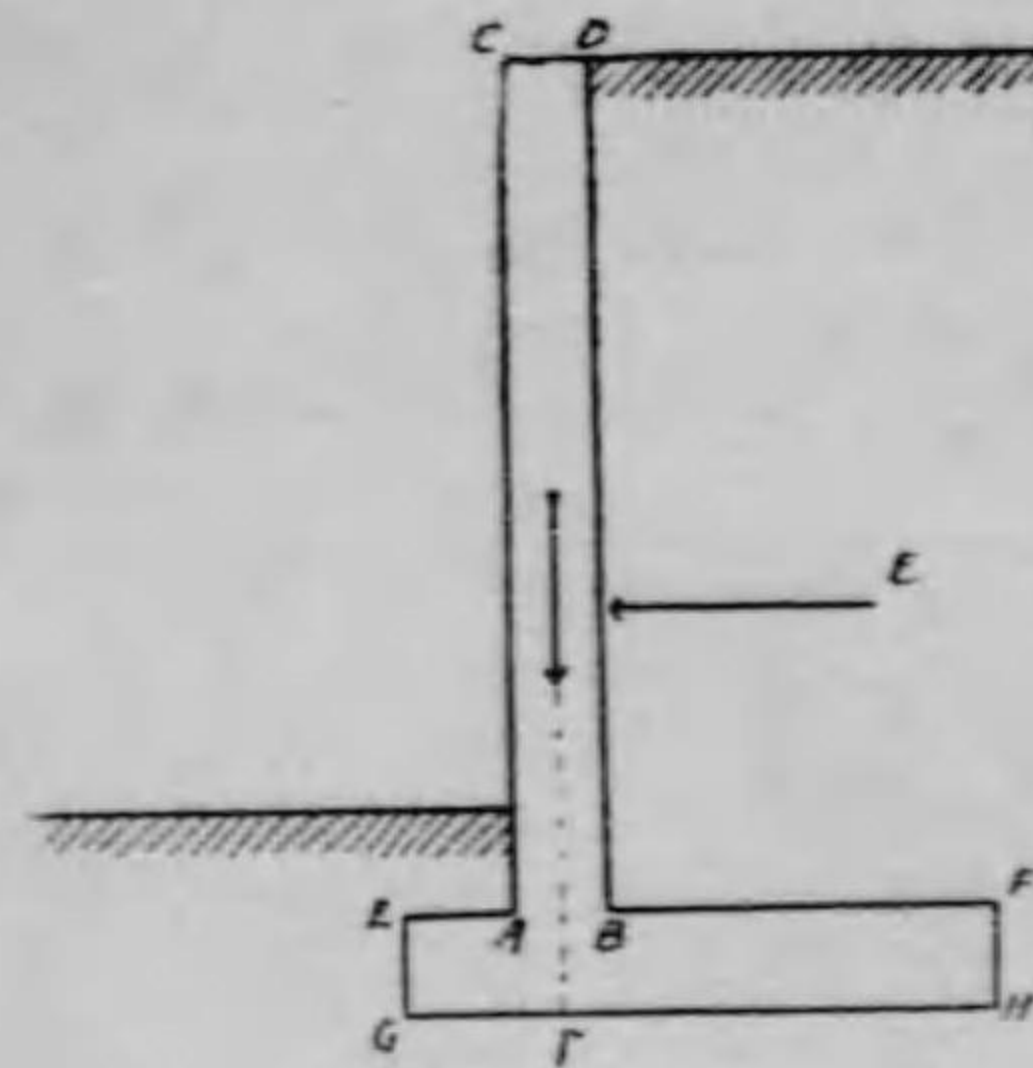
増加スルノミナラズ、休角ノ減少スルコトニヨリテ、擁壁ニ働ク土壓ヲ増加セシムルナリ。

### 第三十八節 鐵筋混凝土擁壁設計方法

第三十七節ニ於テ述ベタル方法又ハ公式ニヨリテ、土砂ノ擁壁ニ及ボス横壓力ヲ計算シ、之レニ對シテ充分強度ヲ有スル如クニ擁壁ヲ設計スルヲ要ス。普通鐵筋混凝土擁壁ニハ二様ノ形狀アリ。其一ツハ肱木式擁壁ニシテ、他ノ一ツハ扶壁ヲ有スル擁壁之レナリ。

第百六十三圖ハ肱木式擁壁ニシテ、擁壁高サ20呎以下ノ

第百六十三圖

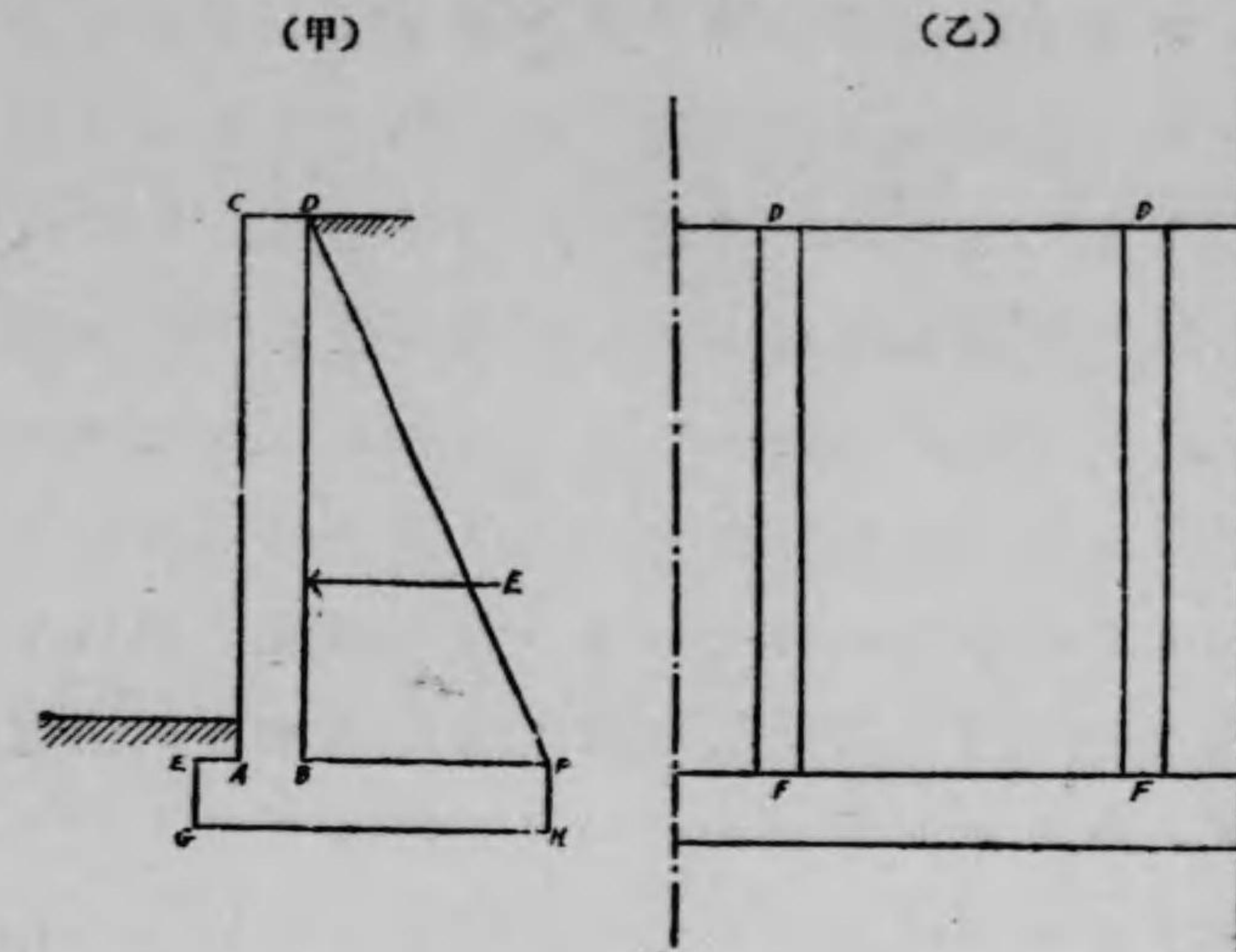


場合ニ於テハ此種ノ形狀ヲ以テ經濟的トナス。此肱木式擁壁ニ於テハ、ABDCナル擁壁ノ幹ガ土壓Eニ對シテ肱木トシテ抵抗シ、又BF及ビAEノ部分モ肱木トシテ土壓ニ對抗ス。而シテABDCナル幹トEFHGナル基礎トハ能ク結合セシムルコトヲ要スルナリ。

扶壁ヲ有スルモノハ第百六十四圖又ハ第百六十五圖ノ如クニシテ、高サ20呎以上ノ擁壁ニ對シテハ此種ノ形狀ガ經濟的ニシテ屢々用ヒラルル所ナリ。殊ニ第百六十四圖ノ如キガ、最モ普通ニシテBDFナル扶壁ヲ擁壁ノ長

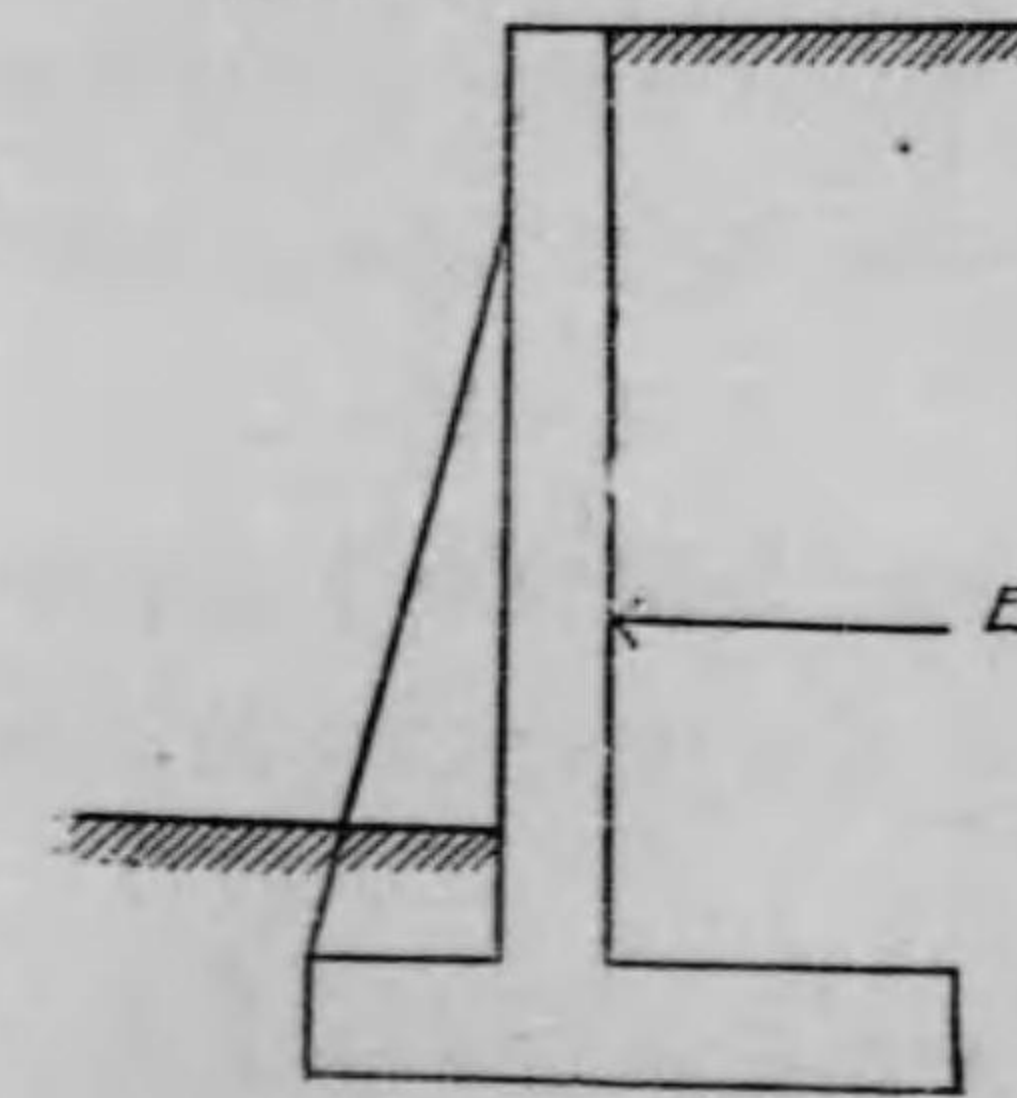
サ6呎乃至12呎ノ間隔ニ設ケ、之レヲ幹ABDCニ結合シ、又基礎EFHGニモ結合セシム。第百六十五圖ハ扶壁ヲ

第百六十四圖



擁壁ノ前面ニ設ケタルモノナリ。一般ニ扶壁ヲ設置セバ幹ノ高キ擁壁ニ於テ、幹ノ土壓ノタメニ受クル影響ヲ

第百六十五圖



減少セシメテ擁壁ノ強度ヲ増加セシムルナリ。

鐵筋混凝土擁壁ノ設計ニ際シテハ、幹ABDCヲ基礎EFノ何レノ部分ニ置クカニ關シテ注意ヲ要シ、幹ガEFノ中央ニ位スルトキハ擁壁ノ重量ト、土壓トノ合成力ノ基礎地盤ニ及ボ



ス壓力ハ小トナル。從ツテ基礎地盤ノ支重力小ナル所ニ於テハ、此如キ位置ニ幹ヲ位セシムルコトアリ。又幹ガ EG 方面ニ接近スルトキハ、基礎地盤ニ及ボス壓力大トナルヲ以テ、此場合ニ於テ、基礎軟弱ニシテ其支重力小ナルトキハ基礎ニハ杭ヲ打ち或ハ其他ノ方法ヲ以テ其支重力ヲ増加セシムルヲ要ス。普通擁壁ノ設計ニ際シテハ、土壓 E ト垂直重量トノ合成力ガ底面 GH ヲ切ル點ハ G ヨリ  $\frac{1}{3}$ GH ナル様ニナスガ可ニシテ、此如クセバ要スベキ斷面積ガ比較的少ナクナリ、經濟的ノ擁壁トナル。然レドモ基礎地盤ノ安全ニ支へ得ル重量ノ關係ヲモ考慮ヲ要スルヲ以テ、其擁壁建造ノ場所ニヨリテ適當ニ定ムルヨリ外ナシト雖モ、若シ幹ノ位置ニツキテ何等ノ拘束ナキトキハ、上述ノ如ク土壓 E ト垂直重量トノ合成力ノ通過スベキ點ガ G ヨリ  $\frac{1}{3}$ GH ニアル如クニナスヲ可トスルナリ。鐵筋混凝土擁壁設計ニ於テハ普通ノ混凝土擁壁ト同強ナラシムルヲ原則トシ、且ツ鐵筋混凝土擁壁ニ於テハ充分ナル鋼筋ヲ組ミ合ハスヲ以テ、殊ニ是等ガ表面ニ近カク配置セラルルトキハ、溫度ノ變化其他ニ伴フ伸縮ヨリ生ゼントスル混凝土ノ龜裂ニ抵抗ス。從ツテ普通混凝土擁壁ノトキノ如クニ伸縮接合ヲ設クルノ必要殆ンドナク、若シ之ヲ設クル場合ニ於テモ其距離ヲ長クシテ可ナリ。

擁壁設計ニ於テハ基礎トナルベキ地盤ノ支重力ヲ知ル

コト必要ニシテ、各種實驗ノ結果ニヨリテ、次ノ第十九表ノ如キ重量ハ之レヲ安全ニ支へ得ルナリ。

第十九表

地盤ノ種類	安全ニ支へ得ル重量 (一平方呎ニ付キ噸)
乾燥シ且ツ堅緻ノ砂利層	4.5
乾燥シ且ツ堅緻ノ細砂層	3.5
乾燥シ且ツ緻密ニテ砂利又ハ砂交リノ土	3.0
乾燥シ且ツ固キ粘土層	2.5
濕潤ノ砂層	1.5

(1噸=2000<sup>g</sup>. トス)

地盤ノ支壓力ハ其表面ヨリモ、地中深キ所程大トナル。之レニ關シテらんキン氏 (Rankine) ノ理論的公式アリ。即チ下記ノ如シ。

$$P = hw \left( \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right)^2 \dots \dots \dots (157)$$

P = 上面ヨリ h 呎ノ深サノ所ニ於ケル極支壓力  
(一平方呎封度)

w = 土砂ノ一立方呎ノ重量(封度)

φ = 土砂ノ休角

安全率ヲトリ (157) 式ノ答ノ  $\frac{1}{2}$  ヲ以テ安全ニ支へ得ル量トナス。

地盤軟弱ナルトキハ杭打ちヲナシ、以テ擁壁ヲ其上ニ作ルヲ可トス。此如キ場合ニ於テハ杭ノ安全ニ支へ得ベキ重量ヲ知ルノ必要アリ。而シテ杭ノ支壓力ニ關シテハ多クノ實驗的公式アルガ今其二三ヲ示セバ次ノ如シ。



米國工學 (Engineering News) 公式。

一本ノ杭ノ安全ニ支ヘ得ル重量(封度)

$$= \frac{2Wh}{s+1} \dots \dots \dots (158)$$

此式ハ錘 (Hammer 又ハ Monkey) ヲ落下セシメテ木材杭ヲ打チ込ムモノニ適用ス。

又一本ノ杭ノ安全ニ支ヘ得ル重量(封度)

$$= \frac{2Wh}{s+0.1} \dots \dots \dots (159)$$

此式ハ蒸氣錘 (Steam hammer) ヲ以テ打チ込ム木材杭ノ場合ニ適用ス。是等 (158) 式及ビ (159) 式ニ於テ、

W = 落下スル錘ノ封度ニ於ケル重量。蒸氣錘ノトキハ其杭頭ヲ打ツ部分ノ重量(封度)

h = 落下スル高サ(呎)

s = 最後ニ杭頭ヲ打チシトキニ杭ノ沈下セシ量(吋)

以上ハ木材杭ニ於ケル支壓力ナリ。左レド鐵筋混凝土杭ヲ用ユル場合ニ於テハ次ノ如キリツテる氏 (Ritter) 公式アリ。

$$P = \left( \frac{12h}{e} \frac{Q^2}{Q+q} + Q + q \right) \div m \dots \dots \dots (160)$$

P = 一本ノ鋼筋混凝土杭ニヨリテ支ヘラルル安全重量(封度)

Q = 錘ノ重量(封度)

q = 杭ノ重量(封度)

h = 錘ノ落下スル高サ(呎)

e = 最後ニ杭頭ヲ打チシトキニ沈下セシ量(吋)

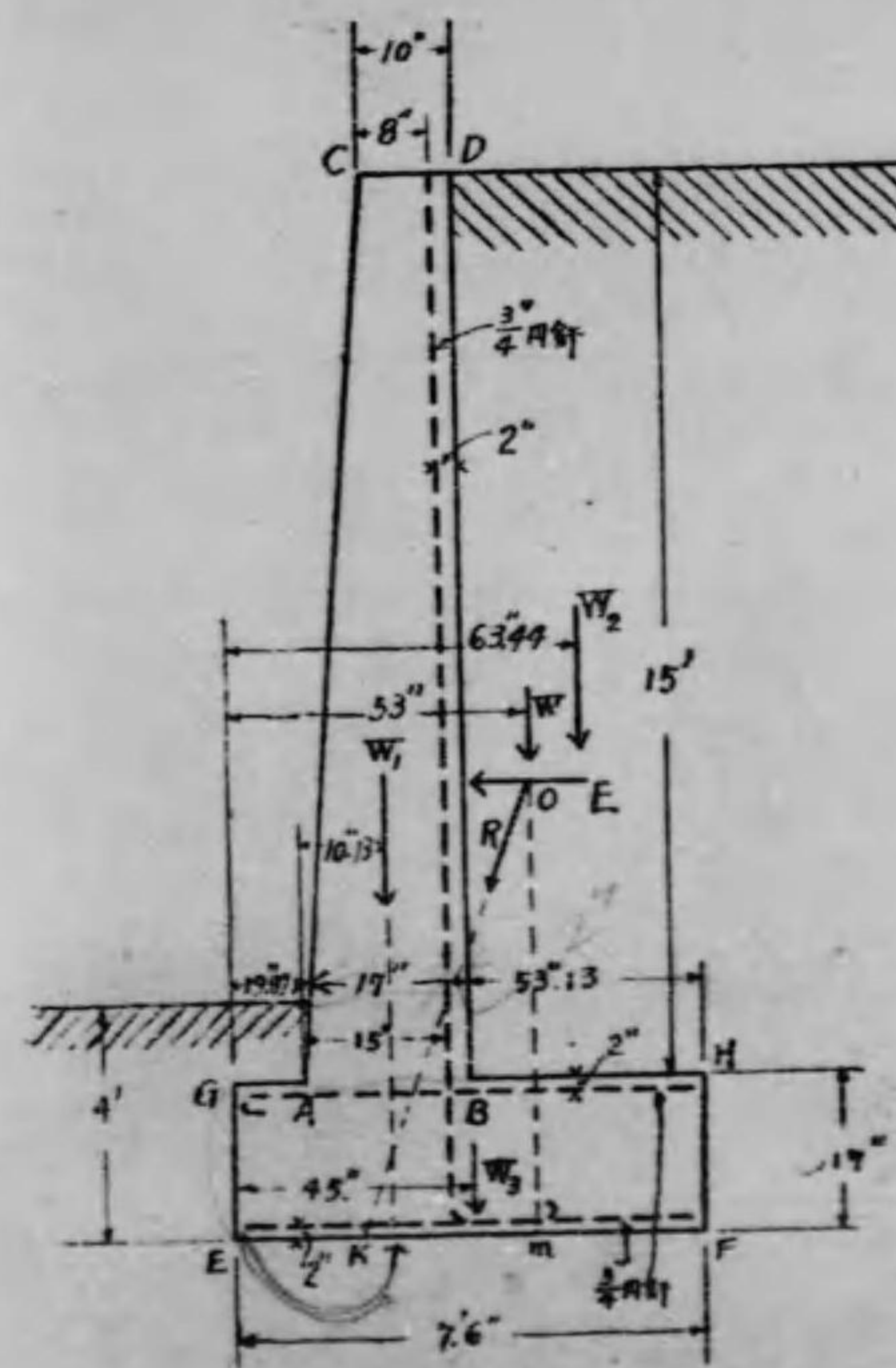
m = 安全率ニシテ地層及ビ構造物ノ如何ニヨリテ 2 乃至 10 トス。普通ハ 6 トス。

(鐵筋混凝土杭ニツキテハ後ニ第五章ニテ更ニ詳述スベシ)

以上述べタル所ヨリシテ鐵筋混凝土擁壁ハ之レヲ設計スルヲ得テ、之レヨリ例題ニヨリテ如何ニ設計計算スベキカラ示サントス。

例、擁壁ノ高サヲ 15' トス。後面ニ推積セル土ノ表面ハ水平ニシテ、其土ノ

第六十六圖



後面ニ推積セル土ノ表面ハ水平ニシテ、其土ノ休角  $\phi = 30^\circ$  一立方呎重量  $w = 100$  トス。而シテ地盤ハ砂交リ土ニシテ地面ヨリ下 4' ノ所ヲ基礎地盤トス。斯ノ如キ場合ニ適當ナル鐵筋混凝土擁壁ヲ設計セヨ。此例ニ於テハ擁壁ノ高サ 15' ナルヲ以テ、肋木式トシ、又擁壁ノ後面ハ垂直トナス。擁壁ハ其奥行キ、即チ長サ 1 呎ノ間ヲ考ヘバ可ニシテ、第



百六十六圖ニ於テ、高サ 15' ニ對スル土壓ハ (142) 式ニヨリテ、

$$E = \frac{wk^2}{2} \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \frac{100 \times 15^2}{2} \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} = \frac{22500}{2} \frac{1 - 0.5}{1 + 0.5} = 3750^*$$

(1) 幹 ABDC ノ部分ノ設計、

土壓 E ハ  $\frac{15'}{3} = 5'$  ノ所ニ働クヲ以テ、此 E ニヨリテ起ル彎曲率 M ハ、

$$M = 3750^* \times 5' \times 12'' = 225000 \text{ 吋封度}$$

鋼ノ許容應張力  $s = 16000^*/\text{吋}^2$

混凝土ハ 1:2:4 ノ配合割合ニシテ其許容應壓力

$$c = 600^*/\text{吋}^2 \quad n = 15$$

トスレバ (36) 式ニヨリテ、

$$p = \frac{\frac{1}{2}}{\frac{s}{c} \left( \frac{s}{nc} + 1 \right)} = \frac{\frac{1}{2}}{\frac{16000}{600} \left( \frac{16000}{15 \times 600} + 1 \right)} = 0.0067$$

$$\text{又} \quad K = -pn + \sqrt{(pn)^2 + 2pn} \\ = -0.0067 \times 15 + \sqrt{(0.0067 \times 15)^2 + 2 \times 0.0067 \times 15} = 0.358$$

$$j = 1 - \frac{K}{3} = 1 - \frac{0.358}{3} = 0.881$$

$p = 0.0067$  トナスヲ以テ (34) 式又ハ (35) 式ノ何レヲ用ユルモ可ニシテ、今 (34) 式ヲ用ユレバ、

$$bd^2 = \frac{M}{psj} = \frac{225000}{0.0067 \times 16000 \times 0.881} = 2701$$

奥行 1 呎ヲ考フルヲ以テ此場合ニ於テハ、

$$b = 1' = 12''$$

$$\therefore d^2 = \frac{2701}{12''} = 225''$$

$$d = 15''$$

$$A_s = 0.0067 \times 15'' \times 12'' = 1.206''^2$$

故ニ  $\frac{3''}{4}$  圓釘 3 本用ユ。然ルトキハ鋼ノ實斷面積ハ、

$$A_s = 3 \times 0.4418 = 1.3254''^2$$

トナリテ安全ニシテ之レヲ 4'' ノ間隔ニ組ミ合ハス。

此計算ハ幹ノ根部即チ AB 線ニ於ケルモノニシテ、AB 線ヨリ上ニ上ルニ從ツテ、土壓 E ハ減少スルヲ以テ厚サ及ビ鋼ノ量ヲ減ジテ可ナリ。

今高サノ  $\frac{1}{2}$  ノ所、即チ表面ヨリ  $\frac{15'}{2} = 7.5'$  ノ部ヲ考フルニ、

$$E = \frac{100 \times 7.5^2}{2} \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} = 938^*$$

$$M = 938 \times \frac{7.5}{3} \times 12'' = 28140 \text{ 吋封度}$$

$$d^2 = \frac{28140}{12'' \times 0.0067 \times 16000 \times 0.881} = 25''$$

$$\therefore d = 5''$$

$$A_s = 0.0067 \times 5'' \times 12'' = 0.402''^2$$

然ルニ  $\frac{3''}{4}$  圓釘ノ斷面積ハ 0.4418''<sup>2</sup> ナルヲ以テ、上部 7.5' ノ間ハ幅 1 呎ニツキ  $\frac{3''}{4}$  圓釘一本以下ニテ、又有効厚サハ 5'' 以下ニテ可トナル。然ルニ一般ニ幹ハ 4'' ヨリ其厚サヲ小トナスハ不可ナリ。是レ鋼筋組ミ合セノ關係ニ



ヨルモノニシテ、此問題ノ擁壁ニ於テハ、地面ノ震動ニ對シテ充分強度ヲ有セシメ、又鐵筋ヲ組ミ合シ、之ヲ保護スル上ヨリシテ幹ノ頭 DC ノ有効厚サヲ 8" トシ、幹ノ底面ノ有効厚サハ上記計算ニヨリテ 15" ナルヲ以テ、中間即チ頭部ヨリ 7.5 ノ所ニ於ケル有効厚サハ比例ニヨリテ、

$$8'' + \frac{(15'' - 8'') \times 7.5}{15'} = 11\frac{1}{2}''$$

トナル。此部分ニ於テ上述ノ如クニ幅 1 呎ニツキ  $\frac{3}{4}$  圓針一本トナストキハ、

$$p = \frac{0.4418}{11.5 \times 12} = 0.0032$$

$$K = -0.0032 \times 15 + \sqrt{(0.0032 \times 15)^2 + 2 \times 0.0032 \times 15} \\ = -0.048 + 0.314 = 0.266$$

$$j = 1 - \frac{0.266}{3} = 0.91$$

故ニ (38) 式ニヨリテ混凝土ニ生ズル應壓力  $c$  ハ、

$$c = \frac{2M}{K_j b d^2} = \frac{2 \times 28140}{0.266 \times 0.91 \times 12 \times 11.5 \times 11.5} = 147 \text{#/} \square'' < 600 \text{#/} \square''$$

又 (37) 式ニヨリテ鋼筋ニ生ズル應張力  $s$  ハ、

$$s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{28140}{0.4418 \times 0.91 \times 11.5} = 6118 \text{#/} \square'' < 16000 \text{#/} \square''$$

故ニ甚ダ安全ナリ。

其他擁壁高サノ下ヨリ  $\frac{1}{4}$  ノ所、 $\frac{3}{4}$  ノ所ニツキテモ同様ナル計算方法ヲ用ヒテ鋼ノ量ヲ定ムルコトヲ得ルナリ。

## (2) EFHG ナル部分ノ設計、

第百六十六圖ニ於テ此 EFHG ナル部分ハ其寸法ヲ先ヅ假定シ、其假定セル太サヲ以テ應力ヲ計算シテ安全程度ニアルヤ否ヤヲ検査ス。

EG = FH トシテ、全 17" ト假定ス。又 EF ハ擁壁高サノ凡ソ  $\frac{1}{3}$  乃至  $\frac{2}{3}$  位ニ假定シテ、今之ヲ  $\underline{EF = 7.5}$  ト假定ス。

ABDC ノ部分ノ重量。

$$W_1 = \left( \frac{10''}{12} + \frac{17''}{12} \right) \frac{1}{2} \times 15' \times 150 \text{#} = 2531.25 \text{#}$$

A 點ヨリ之ノ  $W_1$  ノ働ク點ニ至ル水平距離ヲ  $x$  呎トスレバ、

$$2531.25x = \frac{10''}{12} \times 15 \times 150 \text{#} \times \left( \frac{7'' + 5''}{12} \right) \\ + \frac{7''}{12} \times 15' \times \frac{1}{2} \times 150 \text{#} \times \left( \frac{7'' + 7''}{12} \right) \\ = 1875 + 262.5 = 2137.5$$

$$\therefore x = 0.844 = 10''.13$$

此問題ニ於テ  $\underline{EF = \frac{7.5}{3} = 2'.6''}$  トナス。然ルトキハ第百六十六圖ノ如ク、 $\underline{GA = 19''.87}$   $\underline{BH = 53''.13}$  トナル。

BH 上ノ土ノ重量。

$$W_2 = \frac{53''.13}{12} \times 15' \times 100 = 6645 \text{#}$$

此  $W_2$  ノ働ク點ニ至ル G ヨリノ水平距離ハ、

$$19''.87 + 17'' + \frac{53''.13}{2} = 63''.44$$



EFHG ナル重量。

$$W_3 = 7'.5 \times \frac{17''}{12} \times 150^* = 1594.^*$$

此  $W_3$  ハ E ヨリ  $\frac{7'.5}{2} = 3'.75 = 45''$  ノ所ニ働クナリ。

$$W = W_1 + W_2 + W_3 = 2531.25 + 6645 + 1594 = 10770.25^*$$

此  $W$  ガ G ヨリ幾何ノ水平距離ニ於テ働クカヲ見出スニハ力率ヲ用ユルヲ以テ容易トス。即チ

$$10770.25x = 2531.25 \times (19''.87 + 10''.13) + 6645 \times 63''.44$$

$$+ 1594 \times 45'' = 75937.5 + 421558.8 + 71730$$

$$= 570226.3$$

$$x = \frac{570226.3}{10770.25} = 53''$$

$W$  ト  $E$  トノ合成力ヲ  $R$  トシテ、此レガ  $EF$  面ヲ切ル點ヲ  $K$  トスレバ、

$$\tan \angle KOm = \frac{E}{W} = \frac{E}{10770.25}$$

此場合ニ於テ  $E$  ハ  $15' + \frac{17''}{12} = 16'.42$  ナル高サニ對スルモノニシテ、

$$E = \frac{100 \times 16.42^2}{2} \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} = 13480 \times \frac{1 - 0.5}{1 + 0.5} = 4493.^*$$

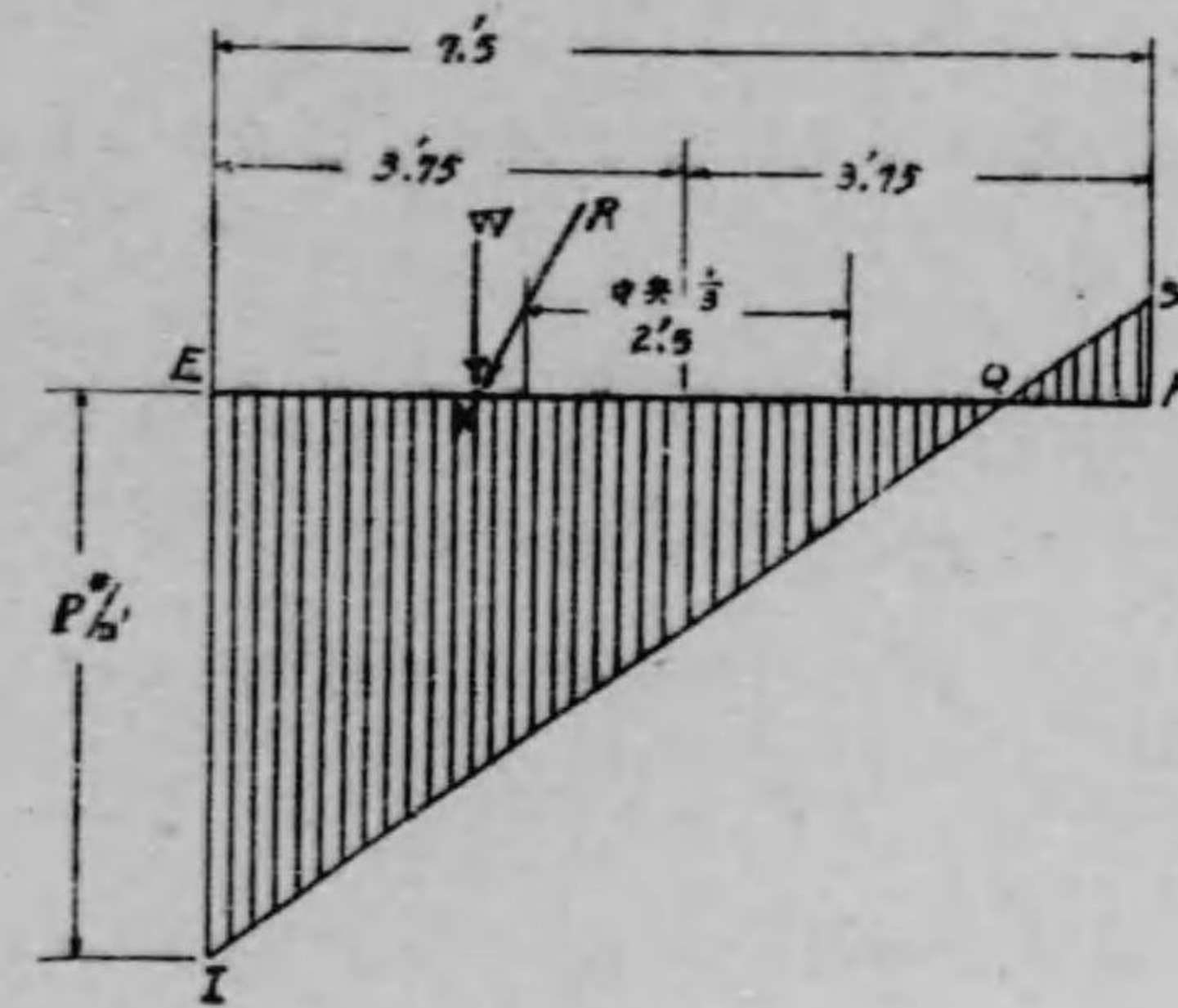
$$\therefore \tan \angle KOm = 0.42 = \frac{mK}{16.42}$$

$$mK = 0.42 \times \frac{16.42}{3} = 2'.3 = 27''.6$$

$$\therefore EK = 53'' - 27''.6 = 25''.4$$

即チ  $R$  ナル  $E$  及ビ  $W$  ノ合成力ガ底面  $EF$  ヲ切ル點  $K$  ハ  $EF$  ノ中央  $\frac{1}{3}$  ノ外ニ出ヅ。此レ  $\frac{7'.5}{3} = 2'.5 = 30'' > 25''.4$  ナルヲ以テナリ。從ツテ  $E$  點ニハ大ナル壓力加ハリ、 $F$  點ニハ却テ張力ヲ生ズルコト次ノ第六十七圖ノ如シ。

第六十七圖



斯ノ如ク  $E$  ト  $W$  トノ合成力  $R$  ガ底面  $EF$  ヲ切ル點  $K$  ガ中央  $\frac{1}{3}$  ノ外ニ出ヅルトキハ  $E$  點ニ於ケル壓力増加ス。此値ヲ見出スニハ  $EIQ$  ハ全體ノ壓力ニシテ  $QSF$  ハ全體ノ張力ナリ。  $EI$  ハ  $E$  點ニ於ケル壓力ヲ示シテ之ガ最大、又  $FS$  ハ  $F$  點ニ於ル張力ヲ示シ、張力中此點ニ於ケルモノガ最大ナリ。  $EIQ$  ナル壓力三角形ニ於テ互ニ安定ヲ保ツタメニハ、其三角形ノ重心ハ  $R$  ガ  $EF$  ヲ切ル點  $K$  ヲ通ル垂直線中ニアルコトヲ要スルヲ以テ、



$$EK = \frac{EQ}{3}$$

$$\therefore EQ = 3EK$$

$$\therefore \frac{EI \times 3EK}{2} = W \dots \dots \dots (161)$$

$$\therefore EI = P = \frac{2W}{3EK} = \frac{2 \times 10770.25}{3 \times \frac{25'' \cdot 4}{12}} = 3392 \text{#/} \square$$

$$= 1.7 \text{#/} \square$$

(161)式ハ底面ニ於テ張力ニ抵抗スルヲ得ザルカ若シクハ張力ニ抵抗シ得ルト考フルヲ欲セザル場合ニ限り用ユベキ公式ナリ。

基礎地盤ハ上述ノ如ク砂交リノ土ヨリ成立スルモノナルヲ以テ、第十九表ニヨリ  $3 \text{#/} \square$  ハ之レヲ安全ニ支ヘ得テ最大壓力  $1.7 \text{#/} \square$  ニ對シテハ極メテ安全ナリ。

若シ地盤ノ支壓力ガ EI 即チ P ヨリ小ナルトキハ R ノ働ク點 K ヲ中央  $\frac{1}{3}$  ノ内ニ入ルルカ、又ハ之レニ近ヅクルヲ要シ、此ノタメニハ第百六十六圖 BH ヲ 1 呎又ハ數呎長クナスカ、或ハ地中深く擁壁ヲ入レテ、深キ地盤ニ於テ支ヘシムルカ、若シクハ杭打チ基礎等、適當ナル人工基礎ニヨル可キモノトス。

以上設計ニ依テ擁壁ガ全體トシテ轉覆セントスルニ對スル安全率ヲ見ルニ、

$$\text{轉覆ニ對スル安全率} = \frac{W \times 53''}{E \times \frac{16.42 \times 12''}{3}} = \frac{10770.25 \times 53}{4493 \times 16.42 \times 4} \doteq 2$$

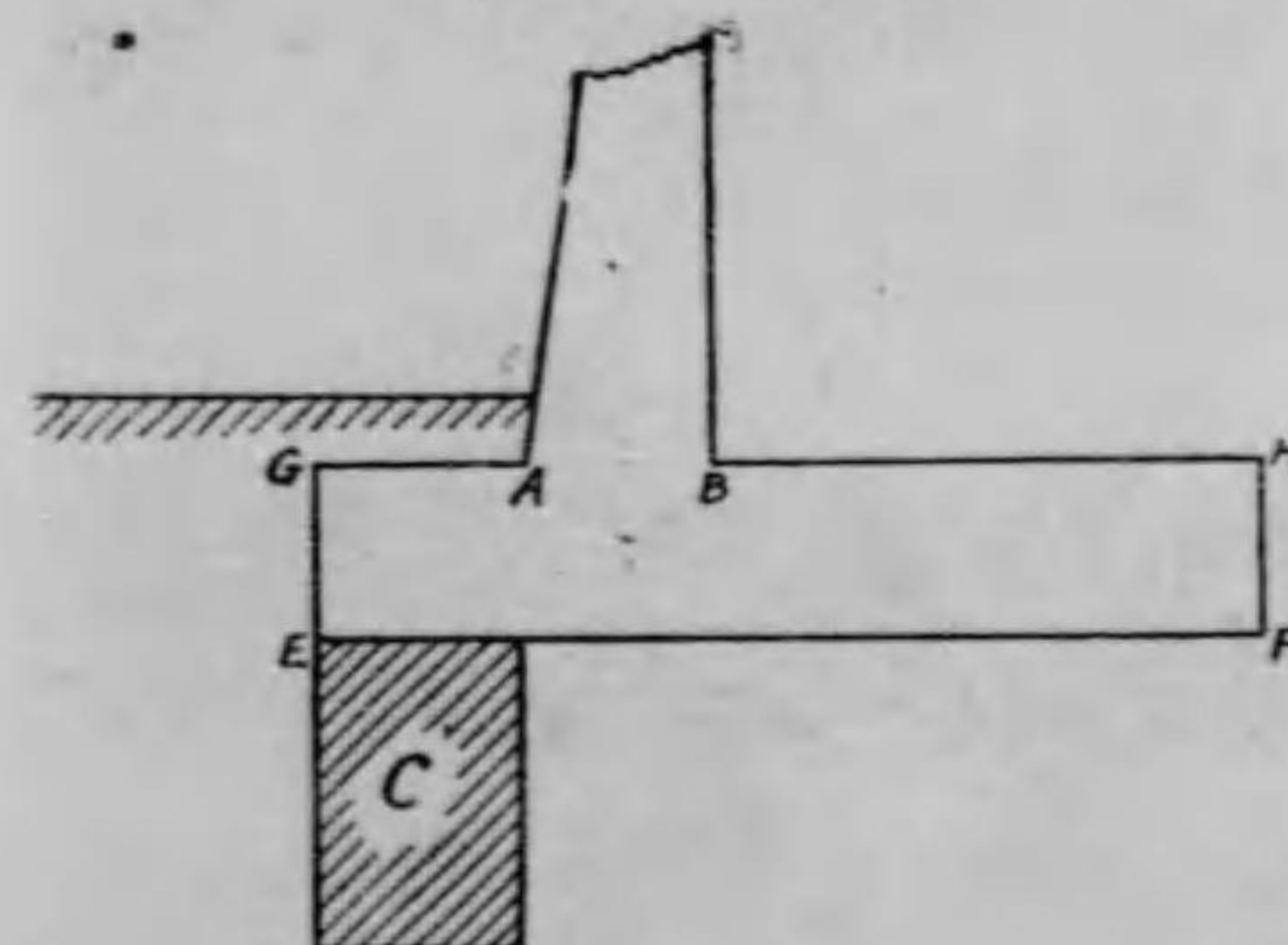
一般ノ設計ニ於テハ轉覆ニ對スル安全率ハ 3 以上トシ、一側ニ張力ノ生ゼザル様ニナス。即チ  $EK \leq \frac{EF}{3}$  トナス。左レド土ノ支壓力大ナルトキハ 2 トナルモ必ズシモ不可ナラズ。

次ニ擁壁ガ土壓 E ノタメニ左方ニ摺動スルコトナキヤ否ヤヲモ見ルヲ要シ、擁壁ヲ摺動セシメントスル橫力 E ハ上記ノ如ク  $4493 \cdot \#$  シテ、之レニ抵抗スルモノハ全體ノ重量 W ニ基礎地盤トノ摩擦係數ヲ乘ジタルモノナリ。此摩擦係數ハ混凝土ト砂交リ土トノ間ニ於テハ第十八表ニ示セル所ヨリシテ約 0.5 トシテ可ナリ。故ニ

$$\text{摺動ニ對スル抵抗力} = 10770.25 \times 0.5 = 5385 \cdot \#$$

ニシテ  $4493 \cdot \#$  ヨリ大ナルヲ以テ摺動ニ對シテモ安全ニシテ、其安全率ハ  $\frac{5385}{4493} = 1.2$  ナリ。殊ニ左方ニハ 4' ノ深サノ土アリテ、之レガ摺動ヲ防止スル上ニ於テ貢獻スルヲ以テ、實際ニ於テハ此計算數ヨリ其安全率増加スルナリ。若シ摺動ニ對シテ不安ナルトキハ第百六十八圖 C

第百六十八圖

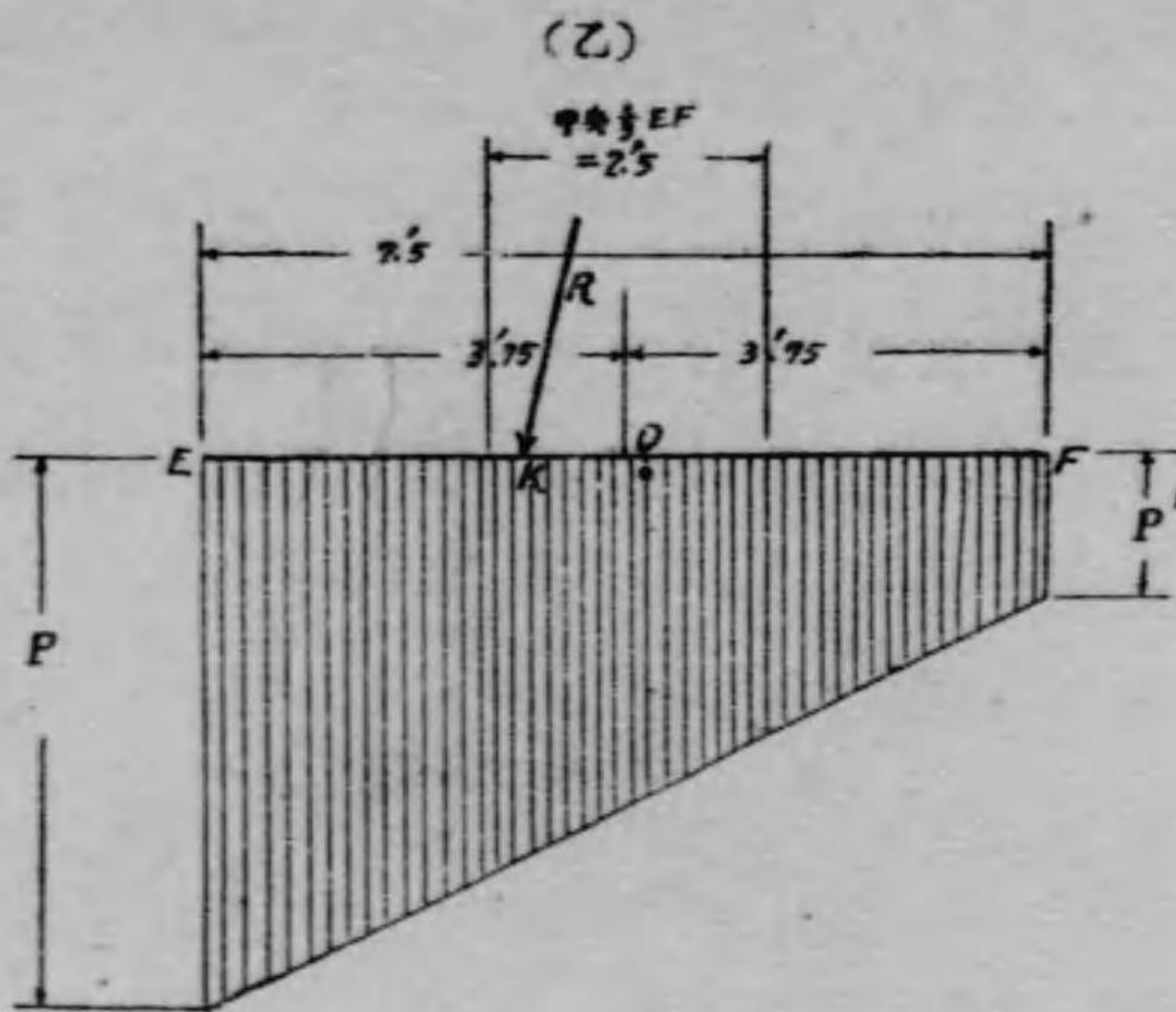
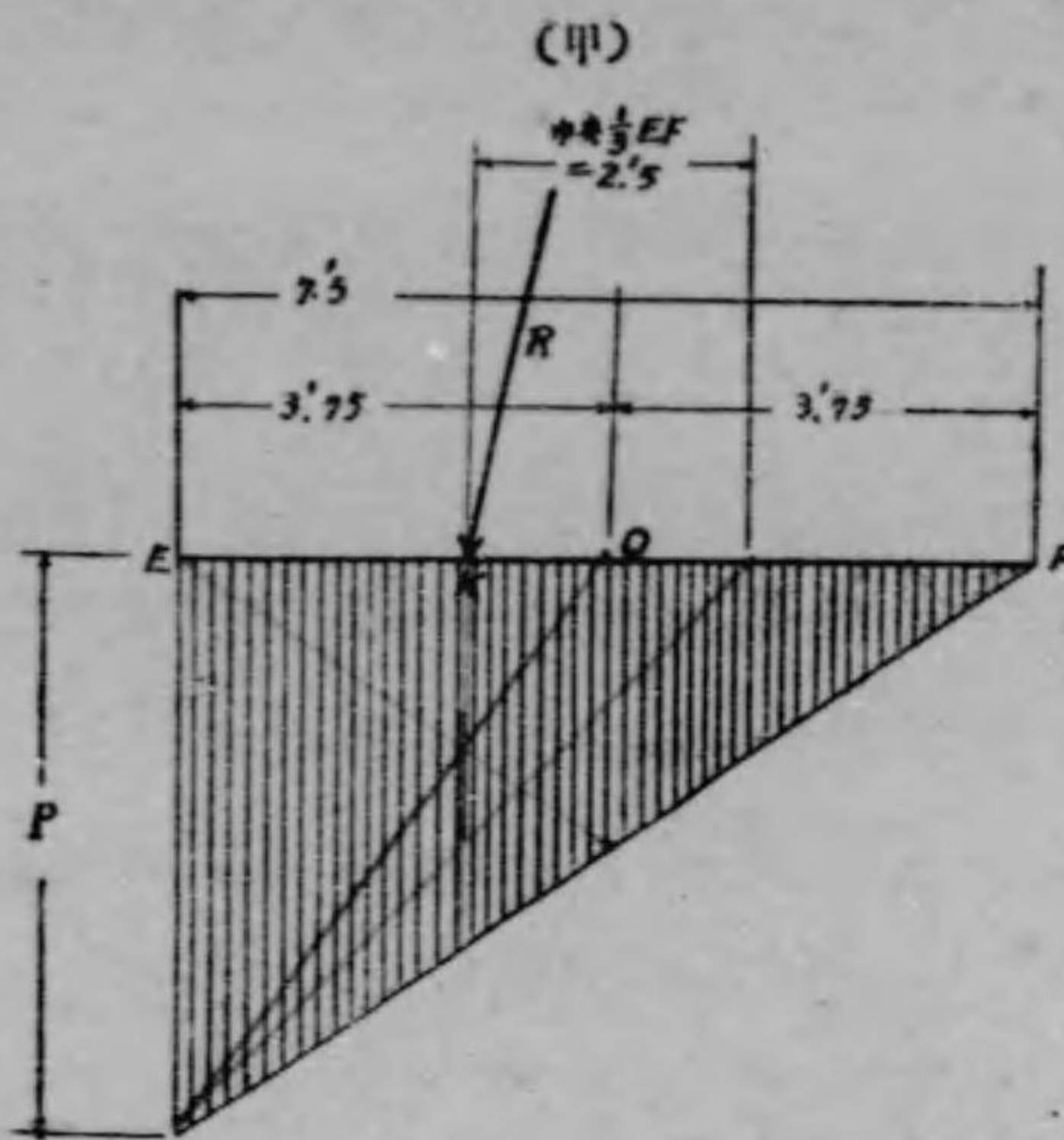


ノ如キ混凝土塊ヲ作り、之レヲ以テ補強スルコトモアリ。少シク前ニ逆リテ第百六十六圖ニ示セル如ク、EトWトノ合成力 R ノ働ク點 K ガ中央  $\frac{1}{3}$  EF ノ外ニ出ヅル



トキニE點ニ於ケル最大壓力ヲ見出すニ用ユベキ公式トシテ(161)式ヲ與ヘタリ。Rガ中央 $\frac{1}{3}EF$ 内ニ於テEFナル底面ヲ切ル場合ニ於テハ、底面ニ於ケル壓力ハ第百六十九圖甲及ビ乙ノ如クナリテ、K點ガEFノ中央O點ヨリE點方面ニアルトキハE點ニ於ケル壓力ハ最大ニシテ、F點ニ於テ最小トナル。今一般ニ抗張強ヲ無視セズシテ之レニ對シテモ相當抵抗力ヲ有スル矩形断面ニ於テE及ビF點ニ於ケル壓力ヲ見出す一般式公式ヲ示セバ次ノ(162)式ノ如シ。

第百六十九圖



$$\left. \begin{aligned} P &= \frac{W}{EF} + \frac{6W(OK)}{(EF)^2} \\ P' &= \frac{W}{EF} - \frac{6W(OK)}{(EF)^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(162)$$

此式ニ於テP及ビP'ハ其單位ハ平方呎ニツキ封度、EF及ビOKハ共ニ單位ハ呎ニシテ、又WハRノEFニ直角ナル分力ニシテ單位ハ封度ナリ。

又總テ壁ノ長サ1呎ニ對スルモノニシテWハ奥行き1呎ニ對スル重量ナリ。而シテ此(162)式ハ底面EFガ矩形ニシテ其底面奥行き1呎ニツキ面積ガEF×1ナルトキニ適用スベキモノナリトス。各種断面ノ形ニ對スルモノハ更ニ後ニ述ブル所アルベシ。(162)式ニヨリテRノ働ク點Kガ甲圖ノ如ク中央 $\frac{1}{3}EF$ ノ一端ニ來ルトキハ、

$$OK = \frac{EF}{6}$$

ナルヲ以テ、

$$P = \frac{W}{EF} + \frac{6W \frac{EF}{6}}{(EF)^2} = \frac{W}{EF} + \frac{W}{EF} = \frac{2W}{EF}$$

トナリ。又

$$P' = \frac{W}{EF} - \frac{W}{EF} = 0$$

トナリテ、甲ノ如キ壓力圖ハ斯ノ如キ計算ヨリ作リタルモノナリ。即チ甲圖ノ如キ時ハE點ニ於テハ平均壓力ノ二倍トナリ、Fニ於テハ零トナル。而シテKガ之ヨリ



O = 近ゲバ乙圖ノ如クナリ、又 E 點方面 = 近ケバ第百六十七圖ノ如クナリテ F = 張力ヲ生ズルニ至ルナリ。

(3) 幹 ABDC = 於ケル鐵筋、(第百六十六圖參照)

幹 ABDC = 於ケル鐵筋ニ關シテハ前ノ計算ニヨリテ AB 線ニテハ  $\frac{3''}{4}$  圓釘三本、擁壁ノ頭部ヨリ下 7.5 ノ所ニテハ  $\frac{3''}{4}$  圓釘一本ニテ充分トナレリ。

鐵筋ト混凝土トノ間ニ充分ナル附着力ヲ有セシムルためニ AB 面ヨリ下ニ垂直鐵筋ヲ延長セシム。其長サハ、鐵筋ニ最大應張力ノ生ズル場合ヲ考フルヲ以テ安全トナスヲ以テ、(8) 式ト同様ニ、

$$16000 \frac{\pi d_r^2}{4} = \pi d_r (\text{鋼ノ長}) \times 80. \#$$

$$\therefore \text{鋼釘ノ長} = \frac{16000 \times d_r}{4 \times 80} = \frac{16000 \times \frac{3}{4}}{320} = 38. \#$$

即チ第百六十六圖ノ如クニ、AB 面ヨリ下ニ 38. 〃ダケ、曲ゲテ延長セシメ置クナリ。

次ニ幹ニハ水平ニモ鋼釘ヲ組ミ合ハシテ以テ混凝土ノ硬化其他ノ原因ヨリ起ル伸縮ニ對シテ安全ヲ計ルヲ可トシ、此目的ニ對スル鋼釘トシテハ混凝土斷面積ノ 0.2% 乃至 0.4% ヲ用ユ可キコトヲ前ニ述ベタリ。而シテ伸縮ヨリ起ラントスル龜裂ハ擁壁ノ頭部及ビ表面ニ於テ其傾向大ニシテ今此例ニ於テハ混凝土ノ斷面積ノ 0.4% ダゲ鋼筋ヲ用ヒテ、其  $\frac{2}{3}$  ヲ表面ニ近ク、 $\frac{1}{3}$  ヲ後面ニ近ク組ミ

合ハスナリ。即チ

$$\frac{10''+17''}{2} \times 15' \times 12'' \times \frac{0.4}{100} \times \frac{2}{3} \times \frac{1}{15'} = 0.432 \square''$$

即チ表面ニハ高サ 12'' = 對シ 0.432  $\square''$  ノ斷面積ノ鋼筋ヲ用ユベキコトトナリテ  $\frac{5''}{8}$  圓釘ヲ心々 6'' ノ間隔ニ組ミ合ハセバ高サ 12'' = 對シテ實面積ハ  $2 \times 0.3068 = 0.6136 \square''$  トナリ。又後面ニハ高サ 12'' = 對シテ、

$$\frac{10''+17''}{2} \times 15' \times 12'' \times \frac{0.4}{100} \times \frac{1}{3} \times \frac{1}{15'} = 0.22 \square''$$

ダゲノ鋼筋ノ斷面アレバ可ナルヲ以テ、 $\frac{5''}{8}$  圓釘ヲ心々 12'' ノ間隔ニ組ミ合ハセバ充分ナリ。

此種ノ水平鋼筋ヲ組ミ合ハストキハ、猶以上利益ノ外ニ垂直鋼筋ヲ結合シ、應力ノ分配ヲ平均ナラシムル利益ヲモ有スルナリ。

(4) GA ノ部分ノ鐵筋、(第百六十六圖參照)

GA ノ部分ハ肱木トシテ作用シ、之レニ働ク壓力ハ第百六十七圖ヨリシテ、次ノ第百七十圖ノ如クナル。即チ GA ナル部分ニ働ク全上向壓力ハ  $EIA_1A_2$  ナル面積ニ等シクシテ、之レニ對シテ鋼釘ハ  $EA_1$  = 近ク組ミ合ハスヲ要シテ、前ノ計算  $EI = P = 3392 \#/\square$  ヲ用ヒ、又  $A_1$  點ニ働ク壓力  $A_1A_2$  ハ比例ニヨリテ見出ス。即チ

$$3392. \# : 76. \#^2 = A_1A_2 : (76. \#^2 - 19. \#^2)$$

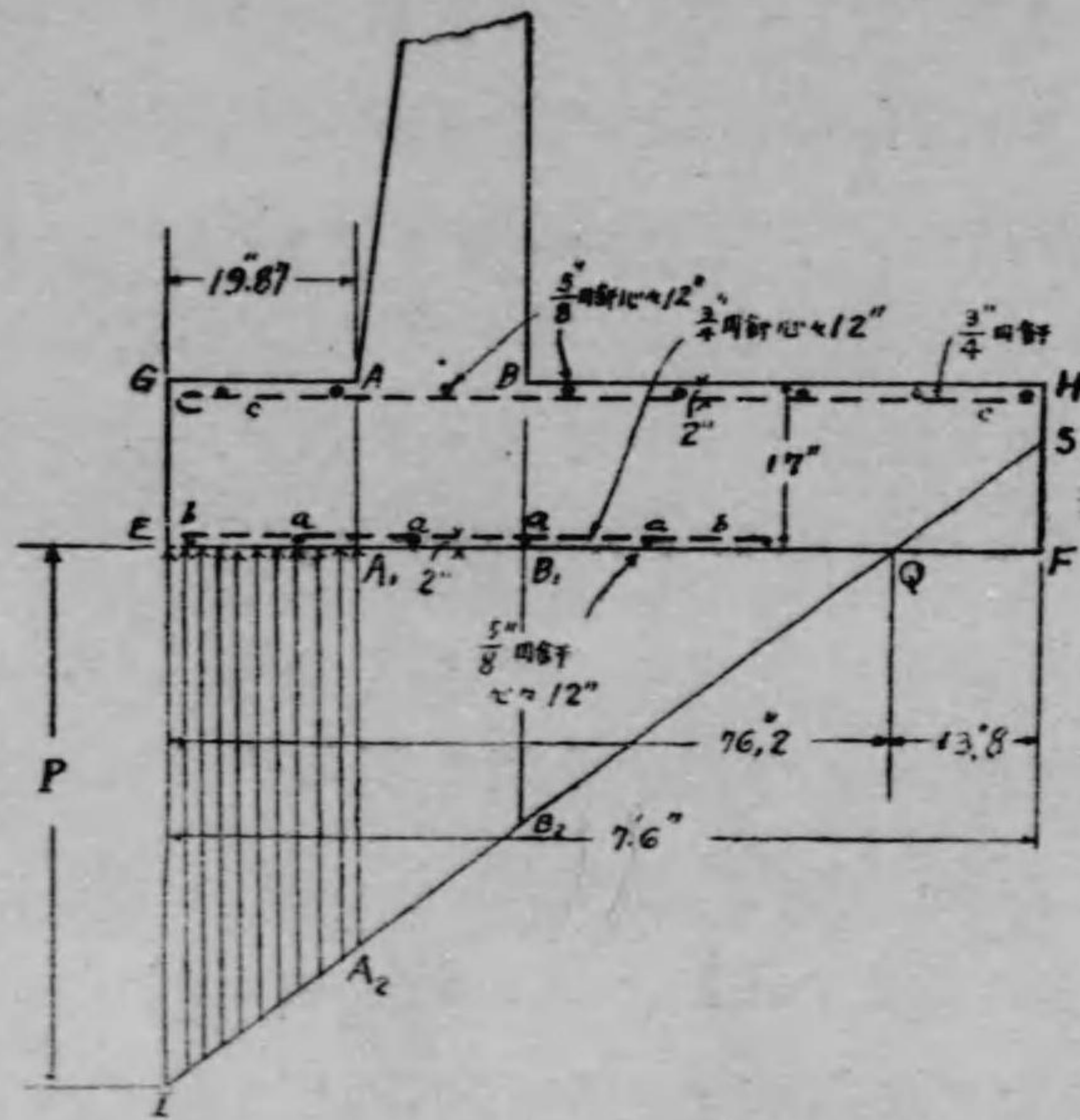


$$\therefore AA_2 = \frac{3392 \times (76.2 - 19.87)}{76.2} = 2646 \text{ #/sq}$$

EA<sub>1</sub> 面 = 働ク全壓力ハ、

$$\frac{3392 + 2646}{2} \times \frac{19.87}{12} = 4939. \doteq 5000. \text{ #} = R_1$$

第百七十圖



R<sub>1</sub> ハ EIA<sub>2</sub>A<sub>1</sub> ノ重心ニ働キ、A<sub>1</sub> ヨリ此重心ニ至ル距離ヲ y 呎トスレバ、

$$R_1 y = 2646 \times \frac{19.87}{12} \times \frac{19.87}{2 \times 12} + \frac{1}{2} \left( 746 \times \frac{19.87}{11} \right) \times \frac{2 \times 19.87}{3 \times 12}$$

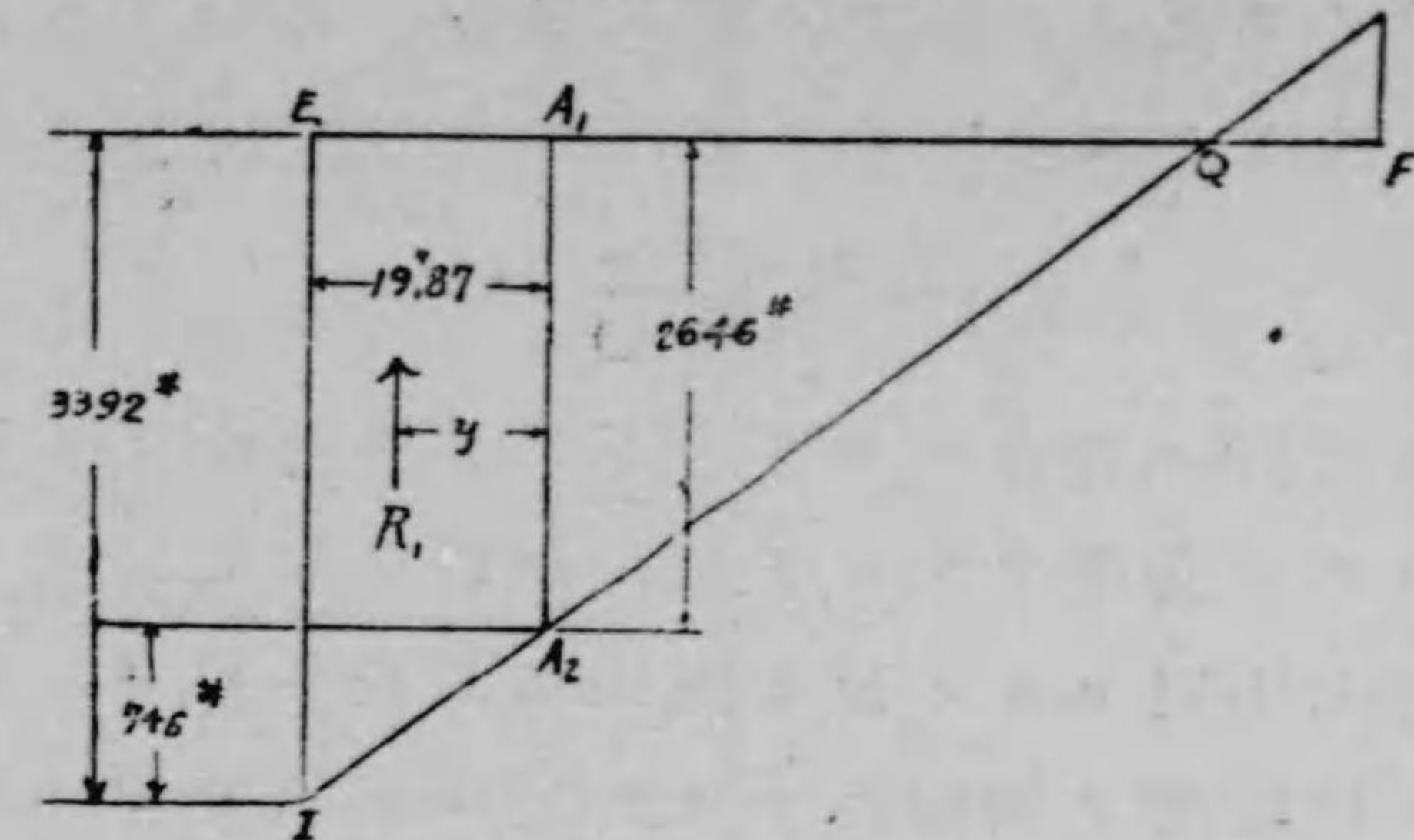
$$= 3628.11 + 681.92 = 4310$$

$$\therefore y = \frac{4310}{5000} = 0.862' = 10.344$$

$$\therefore M = R_1 y = 5000 \times 10.344 = 51720 \text{ 吋封度}$$

實際ニ於テハ GA ノ上ニ土アリ、又 AA<sub>1</sub>EG ナル混凝土ノ重量モ上ヨリ下ニ向ヒテ働クヲ以テ、M ハ 51720 吋封度

第百七十一圖



ヨリ多少減少ス。左レド此問題ニ於テハ其結果ヲ無視シ M=51720 吋封度ニ對シテ  $\frac{3}{4}$  圓釘ヲ心々 12' ノ間隔ニ組ミ合ハストキハ、

$$p = \frac{0.4418}{12 \times (17 - 2)} = 0.0025$$

$$K = -pn + \sqrt{(pn)^2 + 2pn}$$

$$= -0.0025 \times 15 + \sqrt{(0.0025 \times 15)^2 + 2 \times 0.0025 \times 15}$$

$$= -0.0375 + 0.2764 = +0.239$$

$$j = 1 - \frac{0.239}{3} = 0.92$$

$$\therefore c = \frac{2M}{Kjbd^2} = \frac{2 \times 51720}{0.239 \times 0.92 \times 12 \times 15 \times 15} = \frac{103440}{593.68}$$

$$= 174 \text{ #/sq} < 600 \text{ #/sq}$$



$$s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{51720}{0.4418 \times 0.92 \times 15} = \frac{51720}{6.1}$$

$$= 8479 \text{ #/sq. in.} < 16000 \text{ #/sq. in.}$$

附着力ヲ充分ナラシムルタメニ AA<sub>1</sub> 線ヨリ右方ニ組ミ合ハシ置クヲ要スル長サハ、最大應力ノ場合ヲ考フレバ、前回幹ニ於ケルモノト同様ニ、

$$\text{長サ} = \frac{16000 \times 3}{320 \times 4} = 38''$$

地盤ノ支壓力ハ場合ニヨリテ不均等ナルコトアリテ、之レニ對シテモ安全ナラシメ、且ツ鋼釘ヲ結合セシムルタメニ第百七十圖 a, aノ如キ鋼釘ヲ直角ニ用ユ。此種ノ釘ハ全ク技術者ノ判斷ニヨリテ定ムルノ外ナク、彎曲率ニ抵抗ス可キ鋼釘 *bb*ノ  $\frac{1}{2}$  乃至  $\frac{1}{3}$  位トシ、之レヲ 12'' 乃至 24'' ノ間隔ニ配置スルヲ適當トスルガ如シ。本問題ニ於テハ  $\frac{5''}{8}$  圓釘ヲ心々 12'' ノ距離ニ組ミ合ハセリ。

(5) BHノ部分ノ鐵筋、(第百七十圖參照)

BHFB<sub>1</sub>ナル部分ニ於テハ、BHノ上ニハ高サ 15' ノ土アリ。又 BHFB<sub>1</sub>ナル混凝土ノ重量アリテ、此等ガ上ヨリ下ニ向ヒテ働キ、其量ハ大ナルヲ以テ、GAA<sub>1</sub>Eノトキノ如ク之ヲ無視スルコトヲ得ズ。此 BHFB<sub>1</sub>ナル部分ハ BB<sub>1</sub>ヲ基線トスル肱木ニシテ、

BHヨリ上ノ土ノ重量ノタメニ起ル彎曲率ハ、

$$\frac{53.13}{12} \times 15 \times 100 \times \frac{53.13}{2} = 176425 \text{ 吋封度}$$

混凝土ノ重量ニヨリ起ル彎曲率ハ、

$$\frac{53.13}{12} \times \frac{17}{12} \times 150 \times \frac{53.13}{2} = 24995 \text{ 吋封度}$$

故ニ下向重量ヨリ起ル全彎曲率ハ、(張力ヲ無視ス)

$$176425 + 24995 = 201420 \text{ 吋封度}$$

之レニ反對シテ働ク壓力ハ三角形 QB<sub>1</sub>B<sub>2</sub>ノ面積ニ等シク其重心ハ B<sub>1</sub>ヨリ  $\frac{B_1 Q}{3}$ ノ距離ニアリ。

$$QB_1 : B_1 B_2 = QE : EI$$

$$\therefore B_1 B_2 = \frac{QB_1 \times EI}{QE} = \frac{(76.2 - 19.87 - 17) \times 3392}{76.2} = 1751 \text{ #/sq. in.}$$

∴ 全上向壓力 = QB<sub>1</sub>B<sub>2</sub>ノ面積

$$= 1751 \times \frac{76.2 - 19.87 - 17}{2 \times 12} = 2871 \text{ #}$$

此爲メノ彎曲率 Mハ、

$$M = 2871 \times \frac{76.2 - 19.87 - 17}{3} = 37639 \text{ 吋封度}$$

故ニ下向ト上向トノ彎曲率ノ差ハ、

$$201420 - 37639 = 163781 \text{ 吋封度 (下向)}$$

此タメニ上部ニ應張力ヲ生ズルヲ以テ鋼筋ハ之レヲ上部ニ組合ハシ、 $\frac{3''}{4}$ 圓釘ヲ心々 6''ノ距離ニ用ユ。然ルトキハ、

$$p = \frac{2 \times 0.4418}{12 \times 15} = 0.005$$

$$K = -0.005 \times 15 + \sqrt{(0.005 \times 15)^2 + 2 \times 0.005 \times 15}$$

$$= -0.075 + 0.3945 = 0.32$$

$$j = 1 - \frac{0.32}{3} = 0.894$$



$$c = \frac{2M}{K_j b a^2} = \frac{2 \times 163781}{0.32 \times 0.894 \times 12 \times 15 \times 15} = \frac{327562}{772.42}$$

$$= 424^*/\text{in}^2 < 600^*/\text{in}^2$$

$$s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{163781}{2 \times 0.4418 \times 0.894 \times 15} = \frac{163781}{11.85}$$

$$= 13821^*/\text{in}^2 < 16000^*/\text{in}^2$$

故ニ安全ナリ。彎曲率ハ B ヨリ H 點ニ至ルニ從ツテ變ズルヲ以テ、同點ニ至ルニ從ツテ鋼筋ノ量ヲ變ジ、或ハ混凝土ノ有効厚サヲ變ジテ可ナリ。之レヲナスニハ BH ヲ數多ノ垂直斷面ニ分チテ、各斷面ニ於ケル彎曲率ヲ出シ、之レニヨリテ鋼筋ノ量又ハ混凝土ノ厚サヲ定ム。若シ斯ノ如クシテ厚サヲ減少セシムルトキハ W ナル重量ニ異動ヲ生ジ轉覆ニ對スル安全率等關係ヲ有スルモノニ付キテ再ビ安全度ヲ檢定スルヲ要ス。本擁壁設計例ニ於テハ同ジ厚サ即チ 17" トナシ鋼筋モ B 點ヨリ H ニ至ルニ從ツテ變ズルコトナク全部同様トス。

附着力ニ對シテ充分ナル長サヲ有セシムルタメニ、B 點ヨリ左方ニ混凝土中ニ組ミ合ハシ置ク可キ長サハ、最大應力状態ノ場合ヲ考ヘテ前回同様、

$$\text{長サ} = \frac{16000 \times 3}{320 \times 4} = 38''$$

(此長サヲ取ルヲ得ザルトキハ端ヲ鉤狀トナス)

EA<sub>1</sub>AG ノ部ニ於テナセルト同様ニ  $\frac{5''}{8}$  圓釘ヲ心々 12'' ノ距離ニ擁壁ノ長サニ平行ニ組ミ合シ、以テ cc ナル鋼筋

ヲ緊結シ、又土ノ不均等ナル壓力ヨリ起ル應力ニ備ヘシム。

### (6) 剪斷力ニ對スル抵抗、

幹 ABDC ガ AB 面ニ於テ剪斷セラルルコトナキヤ否ヤヲ見ルニハ、此面ニ於ケル應剪強ハ、

$$v b j d = 40 \times 12'' \times j d$$

$j$  ハ  $p$  及ビ  $K$  ヲ見出シタル後明カトナルヲ以テ、

$$p = \frac{1.3254}{12 \times 15} = 0.0074$$

$$K = -0.0074 \times 15 + \sqrt{(0.0074 \times 15)^2 + 2 \times 15 \times 0.0074}$$

$$= -0.111 + 0.484 = 0.373$$

$$j = 1 - \frac{0.373}{3} = 0.873$$

$$\therefore v b j d = 40^* \times 12'' \times 0.873 \times 15'' = 6285.6^*$$

之レニ對シテ土壓ハ 3750<sup>\*</sup> ナルヲ以テ、

$$3750^* < 6285.6^*$$

故ニ安全ナリ。而シテ剪斷ニ對スル安全率ハ、

$$\frac{6285.6}{3750} = 1.7$$

次ニ AA<sub>1</sub> 面ニ於テ剪斷スルコトナキヤ否ヤヲ見ルニハ、

此 AA<sub>1</sub> 面ニ於ケル應剪強ハ、

$$v b j d = 40 \times 12'' \times 0.92 \times 15'' = 6624.^*$$

然ルニ剪斷力ハ 5000.<sup>\*</sup> ナルヲ以テ、5000.<sup>\*</sup> < 6624.<sup>\*</sup> ニシテ安全ナリ。而シテ安全率ハ、



$$\frac{6624}{5000} = 1.34$$

次 = BB<sub>1</sub> 面 = 於テ剪斷スルコトナキヤ否ヤヲ見ルニハ  
此 BB<sub>1</sub> 面 = 於ケル應剪強ハ、

$$vbjd = 40^* \times 12'' \times 0.894 \times 15'' = 6437^*$$

然ルニ剪斷力ハ BH ヨリ上ノ土ノ重量ト、BHFB<sub>1</sub> ナル混  
凝土ノ重量トノ和ヨリ第百七十圖 QB<sub>1</sub>B<sub>2</sub> ナル三角形ノ  
面積即チ 2871\* ヲ減ジタルモノニ等シトナストキハ、

$$\begin{aligned} & \frac{53.13}{12''} \times 15' \times 100^* + \frac{53.13}{12''} \times \frac{17''}{12''} \times 150^* - 2871 \\ & = 6642 + 941 - 2871 = 4712^* \end{aligned}$$

故 = 4712\* < 6437\* ナルヲ以テ安全ニシテ其安全率ハ、

$$\frac{6437}{4712} = 1.37$$

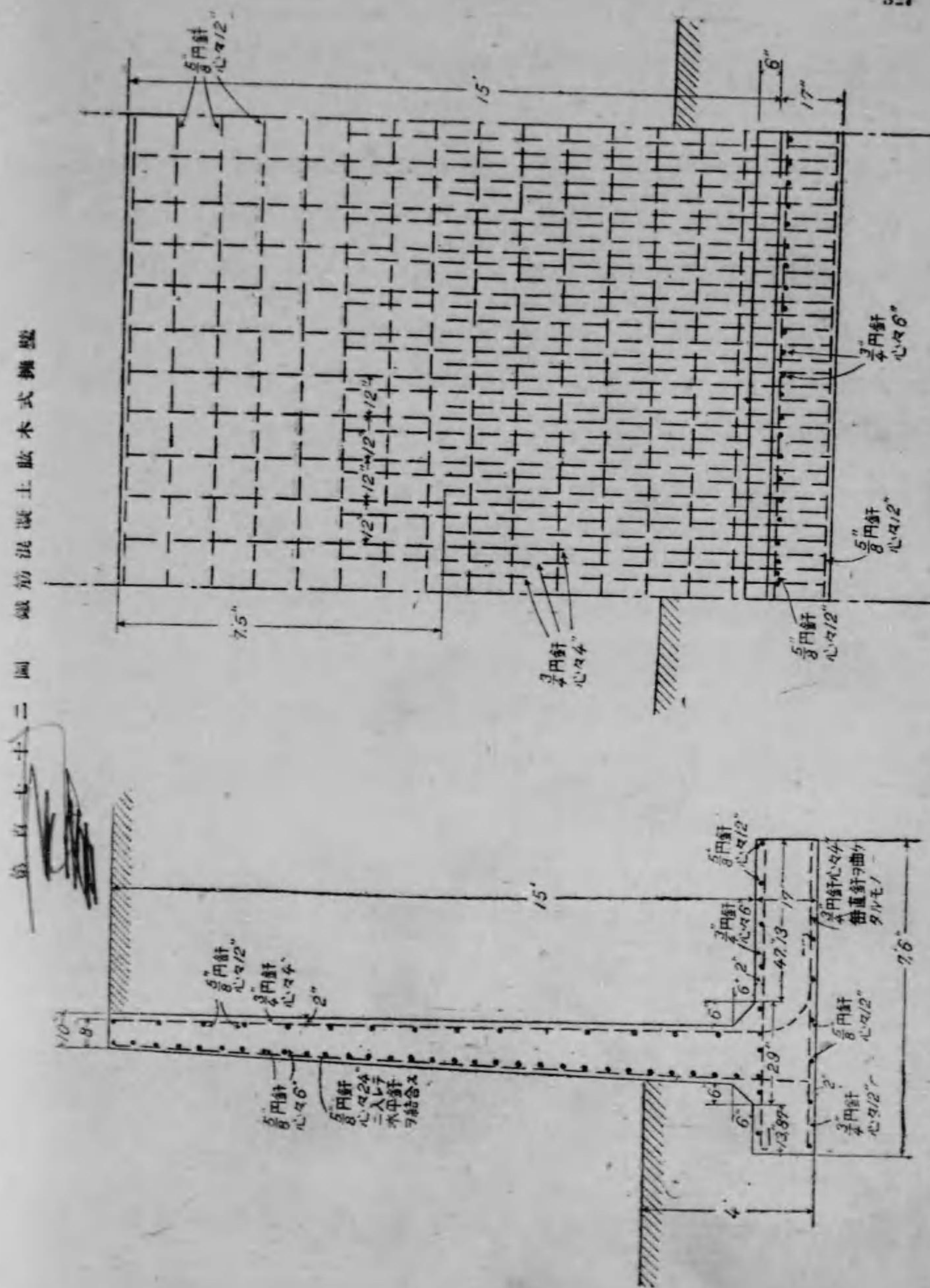
斯ノ如キヲ以テ何レモ腹鐵筋ヲ要セザルナリ。

以上ハ設計ノ一例ニ過ギズシテ第百七十二圖ハ以上擁  
壁設計圖ノ大要ヲ示セルモノナリ。

例、擁壁ノ高サヲ 30 呎トシ後面ニ推積セラルル土砂  
ハ其重量一立方呎ニツキ 100 封度ニシテ其休角ハ 30°  
而シテ後面土砂ノ上面ハ水平ナルモノトス。

基礎地盤ノ安全ニ支ヘ得ル重量ヲ 5500\*/□トス。斯ノ如  
キ場合ニ對シ鐵筋混凝土擁壁ヲ設計セヨ。

此例題ニ於テハ、擁壁高サハ 20 呎以上ナルヲ以テ、前述ノ  
如ク扶壁ヲ有セシムルヲ以テ經濟的トス。依テ此問題

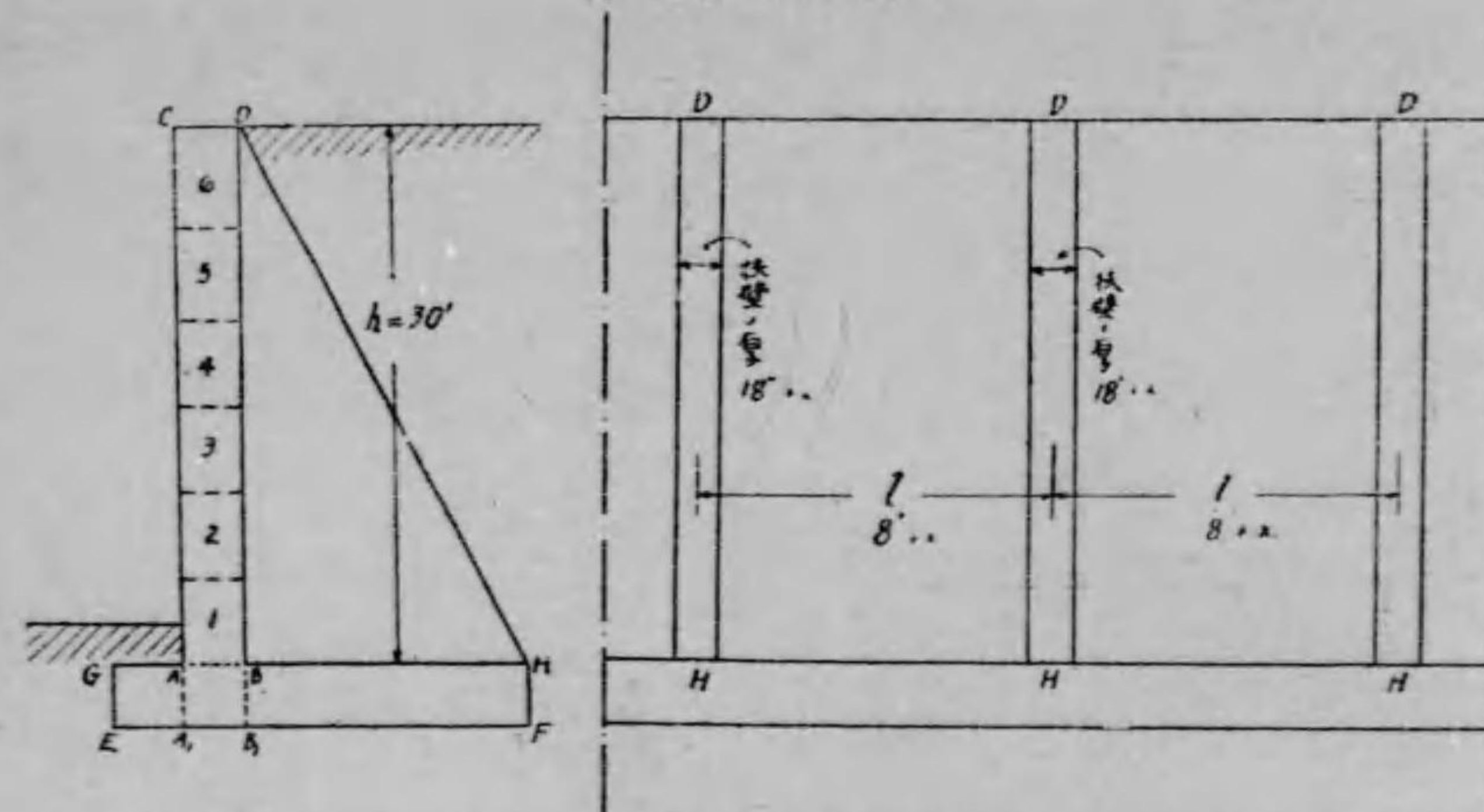




ハ扶壁ヲ有スル鐵筋混凝土擁壁ノ設計例トナルモノナリ。

扶壁ヲ有スル擁壁ニ於テハ、第七十三圖ニ示セル如ク、幹 ABDC ハ扶壁 DH ニ結合シ、又其下部ハ EFHG ニ結合ス。扶壁 DH モ亦 BH ニ結合スルモノニシテ、幹 ABDC ハ一ツノ牀版ト見做スヲ得テ扶壁ト扶壁トノ間隔  $l$  ガ幹ノ高サニ比シ非常ニ大ナルトキハ ABDC ナル部分ニ於ケル鐵筋ハ垂直ニ組ミ合ハスヲ要シテ、肋木式ト同様トナル。而シテ其厚サヲモ大トナスヲ要スルナリ。

第七十三圖



故ニ普通扶壁ヲ有スル擁壁トシテハ、 $h$  ガ  $1.5l$  ヨリ大トナル様ニ  $l$  ヲ定ム (106 式參照) 然ルトキハ ABDC ナル幹ノ設計ニ於テハ、之レヲ牀版トシテ 1, 2, 3, 等數多ノ水平層ニ分チ、各層ハ横ヨリ土壓ヲ受ケ、此レガ恰モ等布荷重

ノ如キ働キヲナシテ徑間  $l$  ニ等布ス。土ノ横壓力ハ其深サニヨリテ異ナルヲ以テ、例ヘバ圖面ノ如ク六層ニ分テリトスレバ、1 層ニ働ク土ノ横壓力ハ 2 層ニ於ケルモノヨリ大ニシテ、6 層ニ至ルニ從ツテ其横壓力減少ス。次ニ又 BH モ之レヲ牀版トシテ考フ、即チ之レヲ數多ノ層ニ分チ、之レニ働ク力ハ BH 上ノ土砂ノ重量、BHFB<sub>1</sub> ナル自己ノ重量、並ビニ B<sub>1</sub>F 面ニ働ク土ノ壓力ナリ。AGEA<sub>1</sub> ハ全ク前回同様ニ肋木トシテ考フルモノナリ。若シ AG ノ長サ大ナルトキハ第六十五圖ニ示セル如ク扶壁ヲ此部ニ用ユルコトアリ。此トキニハ BHFB<sub>1</sub> ト同ジク牀版トシテ考フ。次ニ又 DBH ナル扶壁ハ幹 ABDC ヨリ傳達セラルル力ニ抵抗スルヲ要シテ、ABDC ナル幹ハ土壓ニ抵抗シ得ル様設計スルヲ以テ其土壓ハ ABDC ニヨリテ支ヘラレ、此レガ傳リテ扶壁ニヨリテ支ヘラルルコトトナル。扶壁ノ厚サハ其内部ニ組ミ合ハサレタル鋼釘ヲ保護シ、且ツ充分ナル強度ヲ有スルモノタルヲ要ス。此問題ニ於テハ擁壁高サ 30' ナルニ對シテ、 $l=8'$  トシ扶壁ノ厚サヲ 18" ト假定ス。

#### (1) ABDC ナル部分ノ設計、

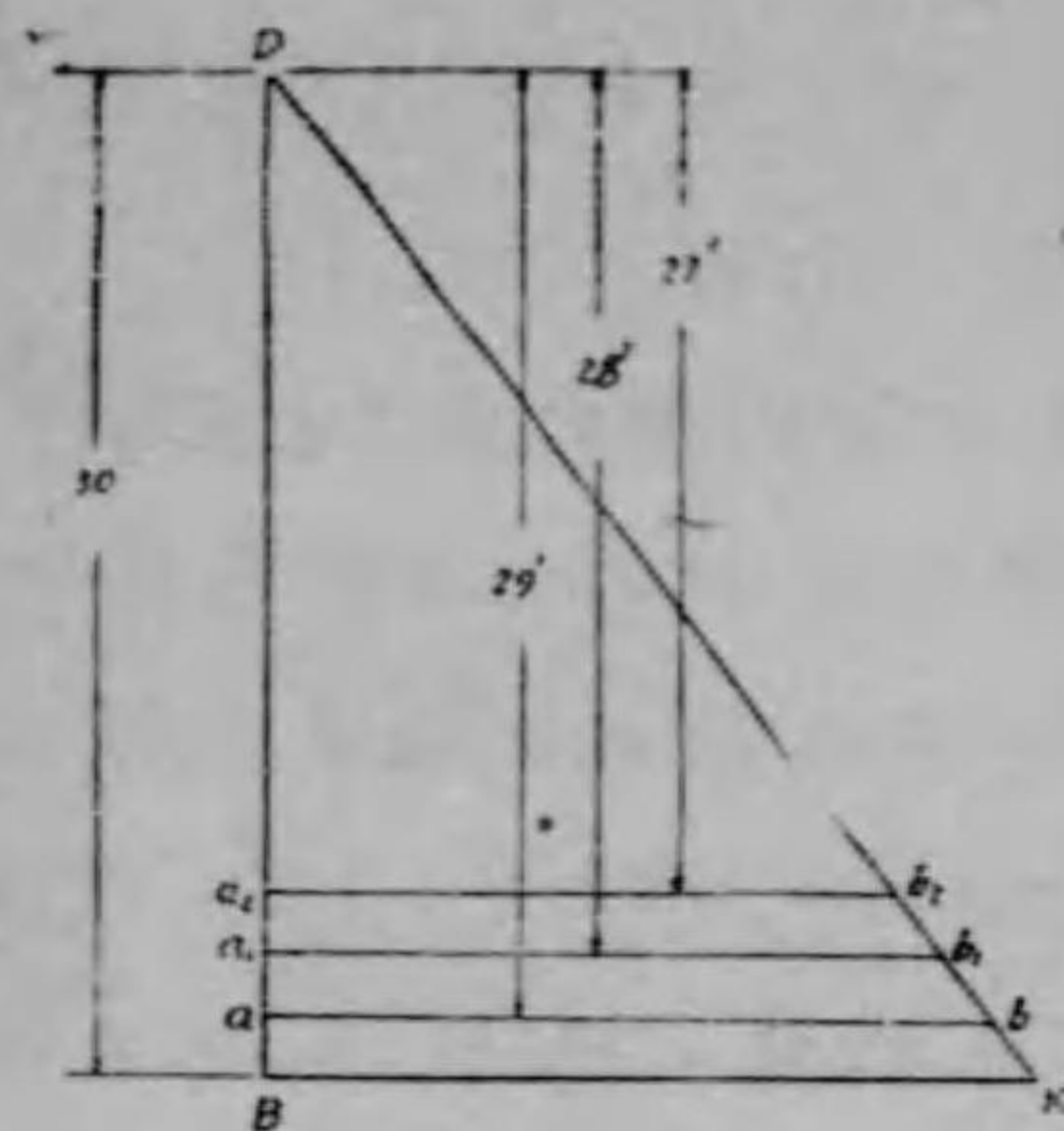
擁壁後部ニ推積セル土砂ノ横壓力ハ地上面ヨリ下ルニ從ツテ次第ニ大トナリテ、(140) 式ニヨリ B 點ニ於ケル横壓力ハ、(壁ノ後面ハ垂直トナス)



$$P = xw \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = 30' \times 100' \frac{1 - 0.5}{1 + 0.5} = 1000' / \square$$

故 = 土壓ノ上面ヨリ下面ニ至ルニ從ツテ増加スル有様

第百七十四圖



ハ第百七十四圖三角形DBKヲ以テ示スコトヲ得。DBニ働ク全土壓ハ其面積ニ等シク適當ナル寸法ヲ以テ此圖面ヲ作り置ケバ、29'ノ所ハab、28'ノ所ハa<sub>1</sub>b<sub>1</sub>、27'ノ所ハa<sub>2</sub>b<sub>2</sub>ヲ寸法ヲ以テ計レバ直ニ其部ニ於ケル土壓ヲ知ルコトヲ得ルナリ。

今B點ヨリ高サ1呎ノ間ヲ考フルニ、此部ニ働ク土壓ハ、

$$29.5 \times 100 \frac{1 - 0.5}{1 + 0.5} = 983' / \square$$

此レガ扶壁ト扶壁トノ間  $l=8'$ ノ間ニ等布セラル。而シテABDCナル幹ハ扶壁ニヨリテ碇着セル牀版ニシテ、此ガ連續桁ノ構造ヲ呈ス。故ニ  $l=8'$ ノ中間ニ於テハ正彎曲率ヲ生ジ、扶壁ニ近カキ所ニ於テハ負彎曲率ヲ生ズ。而シテ外力ヨリ起ル彎曲率ハ  $M = \frac{wl^2}{10}$ トシテ正負彎曲率共ニ此値ヲ採用ス。之レニ關シテハ前ニ第二十一節ノ終リニ於テ述ベタリ。

$$M = \frac{wl^2}{10} = \frac{983' \times 8' \times 8'}{10} \times 12'' = 75494.4 \text{ 吋封度}$$

$$\approx 75500 \text{ 吋封度}$$

混凝土ハ 1:2:4ノ配合トシ、

$$c = 600' / \square, \quad s = 16000' / \square, \quad n = 15$$

$$\text{トスレバ、} \quad p = 0.0067 \quad K = 0.358 \quad j = 0.881$$

トナル。故ニ(34)式ニヨリテ、

$$d^2 = \frac{M}{psjb} = \frac{75500}{0.0067 \times 16000 \times 0.881 \times 12''} = \frac{75500}{1133.3} = 66.67$$

$$d = 8.12$$

故ニ有効厚サ  $d=8.12$ ナルモ、本設計ニ於テハ、

$$\text{有効厚サ} \quad d = 9'' \text{トシ、}$$

$$\text{全厚サヲ} \quad 9'' + 2'' = 11'' \text{トス。}$$

$$\text{然ルトキハ} \quad A_s = 0.0067 \times 12'' \times 9'' = 0.7236''$$

故ニ  $\frac{3''}{4}$ 圓釘二本ヲ用ヒテ之レヲ心々6''ノ間隔ニ組ミ合ハス。然ルトキハ鋼筋ノ實斷面積ハ、

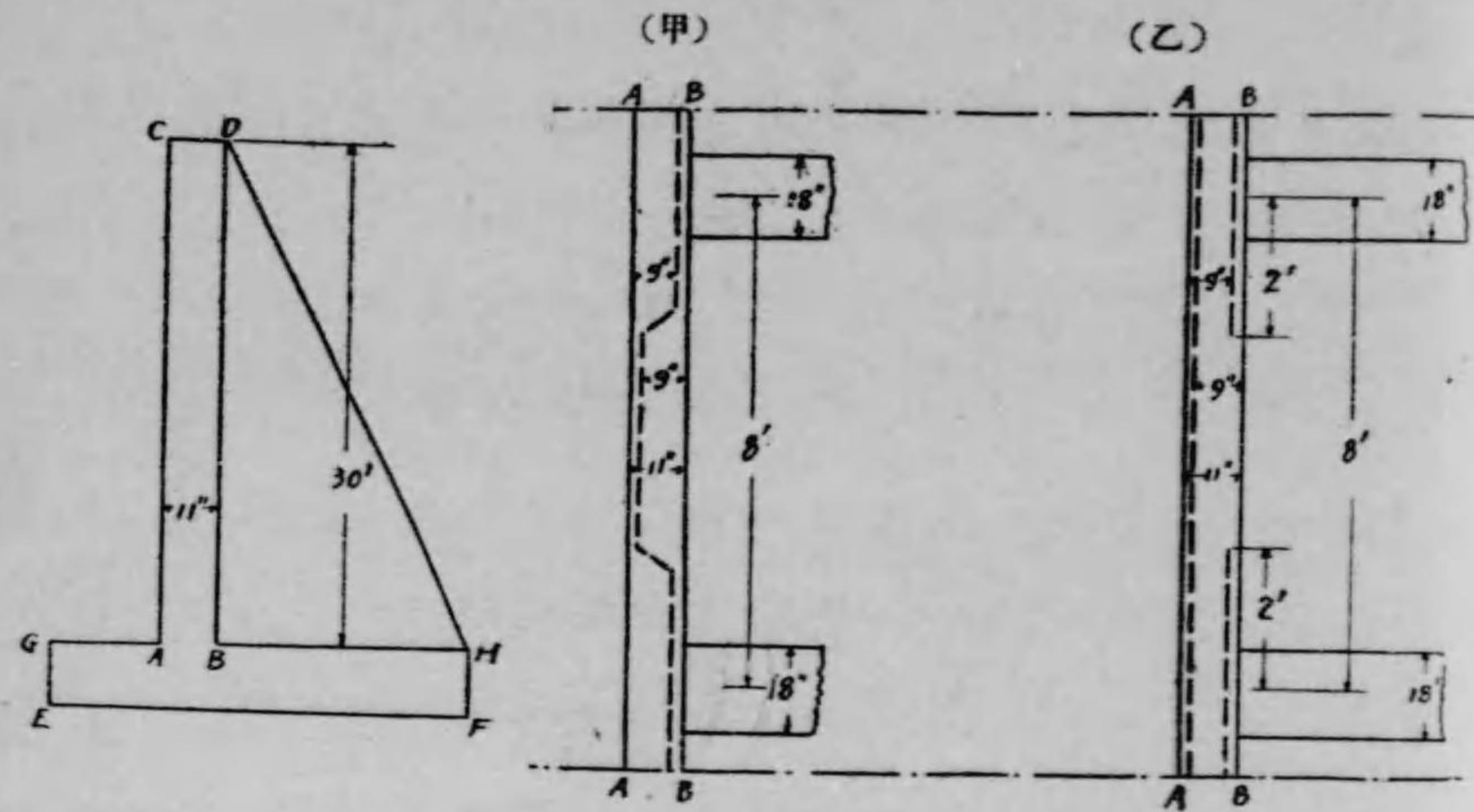
$$A_s = 2 \times 0.4418 = 0.8836''$$

即チB點ヨリ上1呎ノ間ハ  $\frac{3''}{4}$ 圓釘ヲ水平ニ心々6''ニ組ミ合ハスナリ。ABDCナル幹ハ扶壁ト扶壁トノ中間部  $\frac{8'}{2} = 4'$ ノ間ニ於テハ第百七十五圖平面ニ於テ示ス如クAA面ニ應張カヲ生ズルヲ以テ、茲ニ鋼筋ヲ組ミ合ハスコトヲ要シ、又扶壁ニ近カキ  $\frac{8'}{4} = 2'$ ノ間ニ於テハBB面ニ應張カヲ生ズルヲ以テ、茲ニ鋼筋ヲ組ミ合ハスヲ要ス。正負ノ彎曲率ヲ生ズル、關係ヨリシテ斯ノ如クナス次第ニシテ、從ツテ第百七十五圖甲ニ示ス如ク、水平鋼釘ヲ扶



壁附近ニ於テ曲ゲテ其目的ヲ達セシムルカ、或ハ乙ノ如ク別ニ應張力ニ對シテ鋼筋ヲ用ユルカナリ。而シテ斯ノ如キ負彎曲率ニヨリテ生ズル應張力ハ、扶壁ノ中點ヨリ左右各々  $\frac{l}{4} = \frac{8'}{4} = 2'$  ノ間ナリトシテ可ナルコトハ既ニ第二十一節ニ於テ述べタリ。

第七十五圖



乙ノ如ク組ミ合ハストキハ、釘ノ滑脱ニ對シテ要ス可キ餘長ハ、最大應張力状態ニ於テ、

$$\text{長サ} = \frac{16000 \times 3}{320 \times 4} = 38''$$

故ニ扶壁ノ附近ニ於テハ負彎曲率ノ關係上左右ニ各々2'組ミ合ハシ全長4'ノ鋼釘ヲ用ユルヲ以テ、之レニ對シテモ殆ンド危険ナシ。

以上B點上1呎ノ間ニ於テハ  $d=9'$  ナルコトハ、彎曲率

ニ抵抗セシムル上ヨリ定メタルモノナルガ、猶此外剪斷力及ビ要スベキ附着力ニ對シテモ安全ナルヤ否ヤヲ見ルヲ要シテ、剪斷力ニ對シテハ (87) 式

$$v = \frac{V}{bjd}$$

ヲ用ユ。

$$p = \frac{2 \times 0.4418}{12' \times 9'} = 0.0082$$

$$K = -0.0082 \times 15 + \sqrt{(0.0082 \times 15)^2 + 2 \times 0.0082 \times 15} \\ = -0.123 + 0.511 = 0.388$$

$$j = 1 - \frac{0.388}{3} = 0.871$$

荷重ノ状態並ニ幹ハ GHニ碇着セルヲ以テ Vニ對シテハ支間ヲ用ヒズシテ、

$$V = \frac{wl}{2} = \frac{983 \times (8' - 1.5')}{2} = 3195^* \quad \text{トス。}$$

$$v = \frac{V}{bjd} = \frac{3195}{12' \times 0.871 \times 9'} = \frac{3195}{94.07} = 34^*/\square'' < 40^*/\square''$$

附着力ニ對シテハ (88) 式ヲ用ヒテ、

$$B = \frac{V}{N\pi d_r j d} = \frac{3195}{2 \times 2.356 \times 0.871 \times 9} = \frac{3195}{36.94} = 86.4^*/\square''$$

許容附着力  $80^*/\square''$  ヲ超過スルコト僅カニ  $6.4^*/\square''$  ナリ。ABDCナル幹ノ厚サハB點ヨリ上ニ上ルニ從ヒ、土壓ノ減少ニ伴ヒテ減少セシメテ可ナルモ、混凝土實施ニ際シテ型枠其他施工ヲ容易ナラシムルタメ、本問題擁壁ニ於



テハ下ヨリ上迄混凝土ノ厚サヲ同ジクシ有効厚サ $d=9''$  全厚サ $11''$ トナス。而シテ鋼釘組ミ合ハセノ間隔ヲ大トナスコト次ノ如シ。

B 點ヨリ上部  $\frac{30'}{4}=7.5$  ノ間ハ  $\frac{3''}{4}$  圓釘ヲ心々 $6''$ ニ組ミ合ハシ、此點ヨリ上約 $7.5$ ノ間ハ心々

$$6'' \times \frac{4}{3} = 8''$$

ニ組ミ合ハス。又 B 點ヨリ上約 $15'$ ノ所ヨリ擁壁上面迄ハ心々

$$6'' \times \frac{2}{1} = 12''$$

ニ組ミ合ハス。

第百七十五圖乙 BB 方面ニ於テ負彎曲率ニ對シテ用ユル鋼釘ハ以上ノ如キ AA 方面ニ組ミ合ハス可キモノト其太サ及ビ間隔ヲ同ジクナス。

斯ノ如キ水平鋼釘ヲ用ユレバ、擁壁ノ長サノ方向ニ於テ混凝土ノ溫度ノ變化並ニ硬化ヨリ生ゼントスル應力ニ對シテ擁壁ノ強度ニ貢獻スルコト大ナリ。而シテ擁壁高サノ方向ニ於ケル伸縮ニ對シテハ、別ニ  $\frac{5''}{8}$  圓釘ヲ心々 $24''$ ノ間隔ニ組ミ合ハス。此垂直鋼釘ハ水平鋼釘ヲ互ニ結合シテ、其應力分配ノ状態ヲ良好ナラシムル用ヲモナスナリ。

以上ニテ幹 ABDC ノ設計ヲ了ヘタルモノニシテ、即チ第百八十二圖幹ノ部分ヲ見ルベシ。

## (2) EFHG ノ部分、

第百七十六圖ニ於テ HF ノ全厚サヲ $2'$ ト假定ス。EF ハ擁壁高サノ  $\frac{1}{3}$  乃至  $\frac{2}{3}$  位トナシテ、其安全度ヲ檢査シ、結果不良ナルトキハ更ニ其寸法ヲ變更シテ安全度ヲ檢査シテ安全ナル程度ニ至リテ止ム。今

EF=20'ト假定シ、

$$AG=2'=24''$$

トスレバ、

$$\begin{aligned} BH &= (20' \times 12'' - 24' - 11') \\ &= 205'' \end{aligned}$$

トナル。

ABDC ノ部分ノ重量。

$$\begin{aligned} W_1 &= \frac{11''}{12'} \times 30' \times 150^* \\ &= 4125^* \end{aligned}$$

此働ク點ニ至ル G ヨリノ水平距離ハ  $24'' + \frac{11''}{2} = 29.5''$  ナリ。

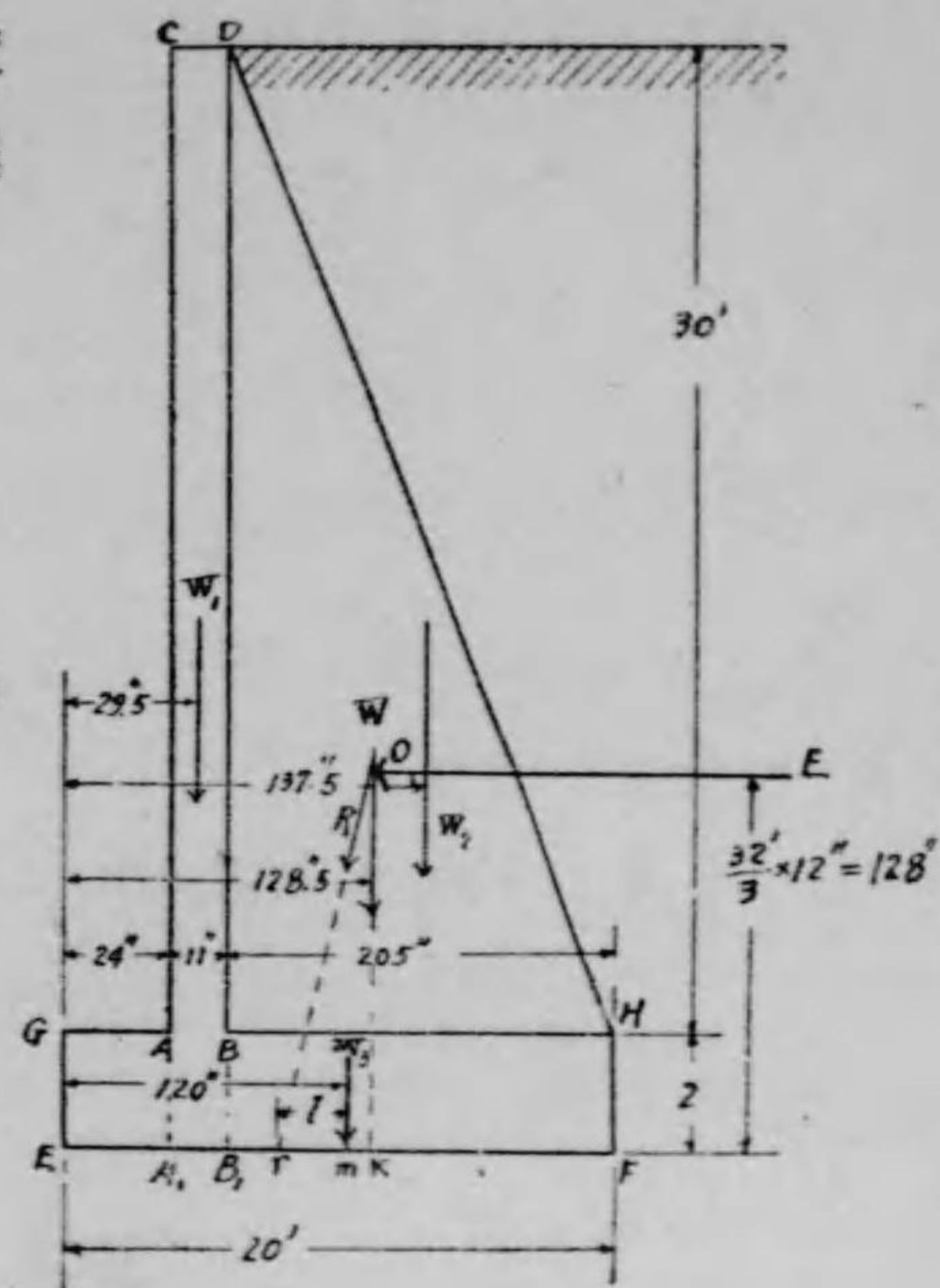
EFHG ノ部分ノ重量。

$$W_2 = 2' \times 20' \times 150^* = 6000^*$$

此働ク點ニ至ル G ヨリノ水平距離ハ  $\frac{20' \times 12''}{2} = 120''$  ナリ。

BH ヨリ上ノ土砂ノ重量。

第百七十六圖





$$W_2 = \frac{205''}{12} \times 30' \times 100^* = 51250^*$$

此設計例ニ於テハ扶壁ノ重量ト同容積ノ土ノ重量トノ差ハ之レヲ無視ス。是レ壁ノ長ニ沿フテ適當ニ分配セラレルトスレバ底面ニ對シテ極メテ僅カナル壓力トナルヲ以テナリ。

此働ク點ニ至ルGヨリノ水平距離ハ、

$$24'' + 11'' + \frac{205''}{2} = 137.''5$$

故ニ以上ヨリシテ全體ノ垂直重量Wハ壁ノ長サ1呎ニ對シテ、

$$W = 4125 + 51250 + 6000 = 61375^*$$

此合成力Wノ働ク點ニ至ルGヨリノ水平距離ヲxトスレバ、

$$x = \frac{4125^* \times 29.''5 + 51250^* \times 137.''5 + 6000^* \times 120''}{61375} \\ = \frac{7888562.5}{61375} = 128.''5$$

土壓ハEF面ヨリ上ノ高サニ對シテハ、

$$E = \frac{100 \times 32^2}{2} \times \frac{1-0.5}{1+0.5} = 17067^*$$

$$\text{故ニ} \quad \tan \angle KO_r = \frac{17067}{61375} = 0.278 = \frac{K_r}{\frac{32' \times 12''}{3}}$$

$$\therefore K_r = 0.278 \times \frac{32'}{3} \times 12'' = 35.''6$$

$$\therefore E_r = 128.''5 - 35.''6 = 92.''9$$

r點ガEFノ中央 $\frac{1}{3}$ ノ内ニアルヤ否ヤヲ見ルタメニハ、

$$\frac{20' \times 12''}{3} = 80''$$

ナルヲ以テ  $E_r = 92.''9 > 80''$  ナリ。

故ニr點ハEFノ中央 $\frac{1}{3}$ 内ニアルナリ。而シテE點及ビF點ニ於ケル壓力ハ一般矩形斷面ニ於ケル公式(162)ニヨリテ見出スコトヲ得ルナリ。

$$m_r = 120'' - 92.''9 = 27.''1 = e$$

E點ニ於ケル壓力ハ(162)式ニヨリテ、

$$\frac{W}{EF} + \frac{6We}{(EF)^2} = \frac{61375}{240''} + \frac{6 \times 61375 \times \frac{27.''1}{12''}}{\left(\frac{240''}{12''}\right)^2} \\ = 3068.75 + 2079 = 5147.8^*/\sigma$$

F點ニ於ケル壓力モ亦(162)式ニヨリテ、

$$\frac{W}{EF} - \frac{6We}{(EF)^2} = 3068.75 - 2079 = 989.8^*/\sigma$$

基礎地盤ノ安全ニ支ヘ得ル重量ハ前記ノ如ク、 $5500^*/\sigma$ ニシテ最大壓力 $5147.8^*/\sigma$ ヨリ大ナルガ故ニ安全ナリ。

次ニ彎曲及ビ摺動ニ對スル安全率ヲ求ムルニハ、前例題ノ場合ト同様ナル方法ヲ用ヒテ、

彎曲ニ對スル安全率ハ、

$$\frac{61375^* \times 128.''5}{17067^* \times 128''} = 3.6$$

摺動ニ對スル安全率ハ、

$$\frac{61375 \times 0.5}{17067} = 1.8$$

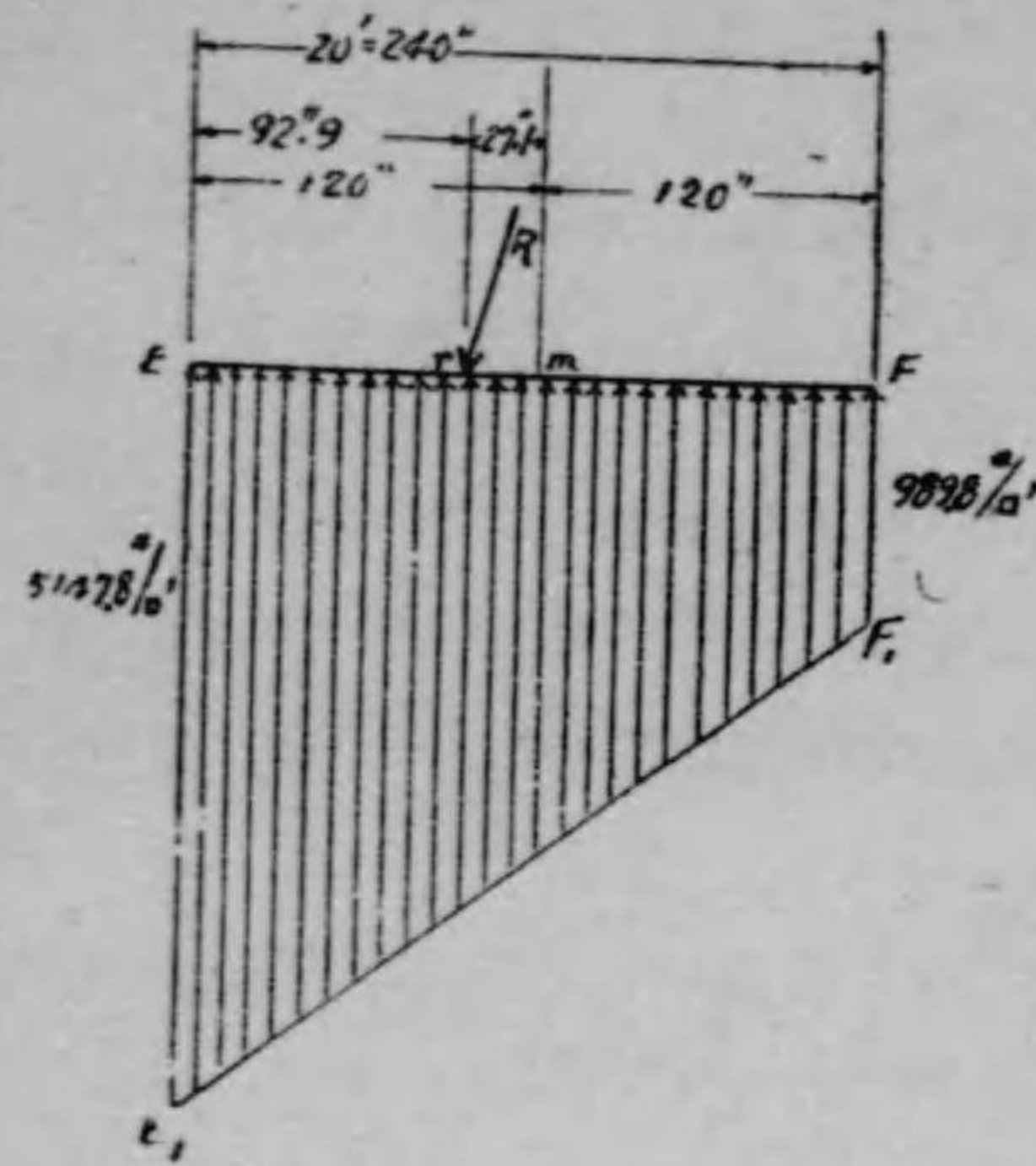


故ニ共ニ極メテ安全ナリ。

(3) BB<sub>1</sub>FHノ部分ニ於ケル鋼筋、

第百七十六圖ニ於テ BB<sub>1</sub>FHノ部分ヲ考フルニ、此部ニ於テハ BHヨリ上ノ土砂ノ重量、BB<sub>1</sub>FHナル混凝土ノ重量、

第百七十七圖



並ニ B<sub>1</sub>F面ニ働ク地盤ノ壓力ニシテ、前二者ノ和ヨリ後者ヲ引キ去リタルモノガ合成力ナリ。B<sub>1</sub>F面ニ於ケル上向壓力ハFヨリB<sub>1</sub>ニ至ルニ從ツテ第百七十七圖ニヨリテ大トナル。故ニF點ニ近キ程下向及ビ上向ノ合成力大ニシテ、從ツテ鋼筋ノ量ヲ多クナスヲ要ス。

今F點ニ於テ1呎ノ幅ヲ考フレバ其支間ハ扶壁ト扶壁ノ間ニシテ8'又第百七十七圖ニ於テ示セル如ク、

$$\left. \begin{aligned} EE_1 &= 5147.8 \text{ #/ft} \\ FF_1 &= 989.8 \text{ #/ft} \end{aligned} \right\} \text{ナルヲ以テ}$$

Fヨリ0.5左方ニ於ケル上向壓力ハ、

$$(5147.8 - 989.8) : 20' = x : 0.5'$$

$$x = \frac{(5147.8 - 989.8) \times 0.5}{20} = 104 \text{ #/ft}$$

ニヨリテ  $989.8 + 104 = 1093.8 \text{ #/ft}$  ナリ。

又下向重量ハ、

$$1 \times 30' \times 100 \text{ #} + 2' \times 1' \times 150 \text{ #} = 3300 \text{ #/ft}$$

故ニF點ヨリ左方1呎ノ間ニ於ケル力ハ、

$$3300 - 1093.8 = 2206.2 \text{ #/ft} \quad (\text{下向重量})$$

此レガ支間8'ノ間ニ等布セラレルト考フ。然ルトキハ、

$$M = \frac{wl^2}{10} = \frac{2206.2 \times 8' \times 8'}{10} \times 12'' = 169436 \text{ 吋封度}$$

$$p = 0.0067$$

$$K = 0.358$$

$$j = 0.881$$

$$d = \frac{M}{bpsj} = \frac{169436}{12 \times 0.0067 \times 160.0 \times 0.881} = \frac{169436}{1133.3} = 150$$

$$\therefore d = 12.3$$

此レハ彎曲率ニ對シテ要スベキ有効厚サニシテ、次ニ剪斷力ニ對シテハ、

$$v = \frac{V}{bjd}$$

ナル公式ヨリシテVハ前例題同様  $V = 2206.2 \times (8' - 1.5) \frac{1}{2}$

トスレバ、

$$d = \frac{V}{vbj} = \frac{2206.2(8' - 1.5) \frac{1}{2}}{40 \times 12 \times 0.881} = \frac{7170.15}{422.88} = 17''$$

故ニ腹鐵筋ヲ用ヒザルトキハ、剪斷力ニ對シテハ少ナク



トモ 17" ノ有効厚サヲ要スルナリ。然ルニ假定セル全厚サハ 24" ニシテ、有効厚サハ 22" ナルヲ以テ安全ニシテ、厚サノ大ナルダケ鋼筋ノ量少ナクシテ可ナルコトトナル。(若シ厚サヲ 17"+2"=20" トスレバ (2) ノ基礎 EFHG ノ部ニ於テ述ベタル  $W_s$  及ビ  $E$  ノ値ニ相違ヲ生ズルヲ以テ同計算ヲ再ビ検査スルノ必要アリ)。

2206.2<sup>2</sup> ナル重量ハ上ヨリ下ニ向ヘルモノナルヲ以テ、鋼釘ハ桁ノ中央部ニ於テハ下部ニ近カク組ミ合ハスヲ要スルモ扶壁ニ結合スル附近ニ於テハ、負彎曲率ノタメニ上部ニ組ミ合ハスヲ要ス。組ミ合ハスベキ鋼釘ノ量ハ彎曲率ヨリ見出セバ (34) 式ヨリ、

$$p = \frac{M}{sjbd^2} = \frac{169436}{16000 \times 0.881 \times 12 \times 22^2} = \frac{169436}{3721344} = 0.0021$$

$$A_s = 0.0021 \times 12'' \times 22'' = 0.5514''^2$$

之レニ對シテ  $\frac{5''}{8}$  圓釘ヲ心々 6'' ノ距離ニ用ユ。然ルトキハ實ノ  $A_s = 2 \times 0.3068 = 0.6136''^2$  トナリテ、之レヲ中央部ニテハ下部ニ、扶壁ニ結合スル附近ニ於テハ上部ニ組ミ合ハスベキモノトス。

附着力ハ (88) 式ニヨリテ、

$$B = \frac{V}{N\pi d_r j d}$$

$$p = \frac{0.6136}{12'' \times 22''} = 0.0023$$

$$K = -0.0023 \times 15 + \sqrt{(0.0023 \times 15)^2 + 2 \times 15 \times 0.0023} \\ = -0.0345 + 0.265 = 0.23$$

$$j = 1 - \frac{0.23}{3} = 0.92$$

$$\therefore B = \frac{7170.15}{2 \times 1.964 \times 0.92 \times 22} = \frac{7170.15}{79.5} = 90''/\square''$$

ニシテ、許容附着力 80''/□'' ヲ超過スルコト 10/□'' 此場合若シ扶壁ト結合スル附近ニ於テ、組ミ合ハスベキ鋼釘相互ノ距離ヲ 6'' ヨリ小トナサントスルニハ、

$$N\pi d_r = \frac{V}{jdB}$$

$$\therefore \frac{12''}{\text{鋼釘互々ノ距離}} = \frac{V}{jdB\pi d_r}$$

$$\therefore \text{鋼釘互々ノ距離} = \frac{12'' \times jdB\pi d_r}{V}$$

$$= \frac{12 \times 0.92 \times 22 \times 80 \times 1.964}{7170.15}$$

$$= \frac{38161.35}{7170.15} = 5.32$$

故ニ FH 線ヨリ左方 1 呎ノ間ハ上部鋼釘ヲ心々 5'' ノ距離ニ組ミ合ハス。

BB<sub>1</sub> FH ナル混凝土ノ厚サハ、FH ヨリ BB<sub>1</sub> ニ至ルニ從ツテ上向壓力増加スルヲ以テ、下向重量トノ合成力減少ス。故ニ BB<sub>1</sub> 方面ニ至ルト共ニ其厚サヲ減少セシメテ可ナルモ、本例題ニ於テハ其厚サヲ同一トシ、即チ  $d=22''$  全厚サ 24'' トシ、鋼釘ノ量ヲ減少セシム。即チ組ミ合ハス可キ



鋼釘相互々ノ距離ヲ大トナス。又扶壁ト結合スベキ附近ニ於ケル上部鋼釘並ビニ中央部ニ用ニル下部鋼釘ノ各々心々距離ハ共ニ同シ割合ニヨリテ FH ヨリ BB<sub>1</sub> 方面ニ至ルニ從ツテ變ズベキモノトス。

第百七十七圖ニ示セル如ク、

E 點ニ於ケル上向壓力  $5147.8 \text{#/sq}$

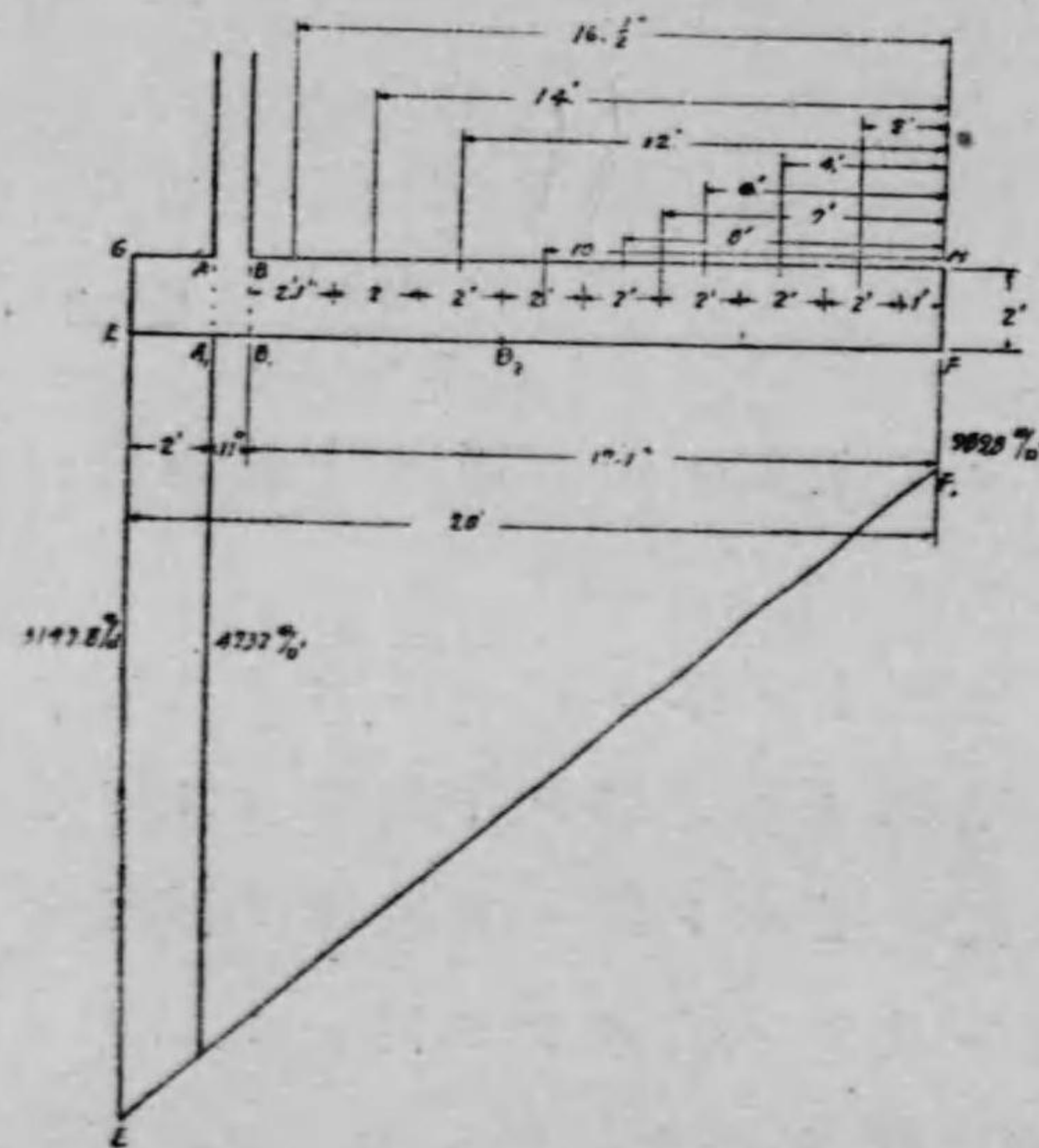
F 點ニ於ケル上向壓力  $989.8 \text{#/sq}$

故ニ F ヨリ E 方面ニ至ルニ從ツテ上向壓力ハ每 1 呎ニ對シ、

$$\frac{5147.8 - 989.8}{2.1'} = 207.9$$

宛増加スルヲ以テ下向重量トノ合成力ハ、F ヨリ B<sub>1</sub> 方面

第百七十八圖



ニ至ルニ從ヒ、每 1 呎ニツキ  $207.9 \text{#}$  宛減少ス。故ニ FH ヨリ 2' ノ所ニ於テハ、(第百七十八圖參照)

(下向重量) - (上向重量) = R トスレバ

$$R = 3300 - (207.9 \times 2 + 989.8) = 1894.4 \text{#/sq}$$

FH ヨリ 4' ノ所ニ於テハ、

$$R = 3300 - (207.9 \times 4 + 989.8) = 1478.6 \text{#/sq}$$

FH ヨリ 6' ノ所ニ於テハ、

$$R = 3300 - (207.9 \times 6 + 989.8) = 1062.8 \text{#/sq}$$

FH ヨリ 8' ノ所ニ於テハ、

$$R = 3300 - (207.9 \times 8 + 989.8) = 647 \text{#/sq}$$

FH ヨリ 10' ノ所ニ於テハ、

$$R = 3300 - (207.9 \times 10 + 989.8) = 231.2 \text{#/sq}$$

而シテ FH ヨリ 11.1' ノ所ヨリ、BB<sub>1</sub> ニ至ル間ニテハ上向壓力が大トナリテ、此上向壓力ノ最大ナルベキ BB<sub>1</sub> 線ニ

於テハ、  $3300 - (207.9 \times 17 + 989.8) = -1224.1 \text{#/sq}$

FH ヨリ 1 呎ノ間ハ上述ノ如ク、

上部鋼釘  $\frac{5''}{8}$  圓釘心々 5'' 距離

下部鋼釘  $\frac{5''}{8}$  圓釘心々 6'' 距離

次ノ 2 呎ノ間ハ、

上部鋼釘 心々距離  $= \frac{5'' \times 2206.2}{1894.4} = 6''$

下部鋼釘 心々距離  $= \frac{6'' \times 2206.2}{1894.4} = 7''$

其次ノ 2 呎ノ間ハ、



$$\text{上部鋼釘 心々距離} = \frac{5'' \times 2206.2}{1478.6} = 7\frac{1}{2}''$$

$$\text{下部鋼釘 心々距離} = \frac{6'' \times 2206.2}{1478.6} = 9''$$

其次ノ2呎ノ間ハ、

$$\text{上部鋼釘 心々距離} = \frac{5'' \times 2206.2}{1062.8} = 10.3'' = 10'' \text{ トス}$$

$$\text{下部鋼釘 心々距離} = \frac{6'' \times 2206.2}{1062.8} = 12.4'' = 12'' \text{ トス}$$

FH ヨリ 8 呎ノ所ニ於テハ、

$$\text{上部鋼釘 心々距離} = \frac{5'' \times 2206.2}{647} = 17''$$

$$\text{下部鋼釘 心々距離} = \frac{6'' \times 2206.2}{647} = 20''$$

FH ヨリ 10 呎ノ所ニ於テハ、

$$\text{上部鋼釘 心々距離} = \frac{5'' \times 2206.2}{231.2} = 47''$$

$$\text{下部鋼釘 心々距離} = \frac{6'' \times 2206.2}{231.2} = 57''$$

一般ニ水平鋼釘ノ心々距離ガ 18'' 以上トナレバ、其効力好良ナラザルヲ以テ組ミ合ハスベキ鋼釘ヲ次ノ如ク決定ス。

即チ鋼釘ハ  $\frac{5''}{8}$  圓釘ニシテ扶壁ニ結合スル所ニ於テ負彎曲率ニ對應セシムルタメニ用ユルモノハ、(即チ上部ニ用ユルモノ)

$$\text{FH ヨリ 1 呎ノ間ハ 心々 5''}$$

$$\text{次ノ 2 呎ノ間ハ 心々 6''}$$

$$\text{次ノ 2 呎ノ間ハ 心々 7''}$$

$$\text{次ノ 2 呎ノ間ハ 心々 10''}$$

$$\text{次ノ 2 呎ノ間ハ 心々 15''}$$

$$\text{次ノ 2 呎ノ間ハ 心々 18''}$$

下部ニ組ミ合ハスベキ鋼釘ハ、

$$\text{FH ヨリ 1 呎ノ間ハ 心々 6''}$$

$$\text{次ノ 2 呎ノ間ハ 心々 7''}$$

$$\text{次ノ 2 呎ノ間ハ 心々 9''}$$

$$\text{次ノ 2 呎ノ間ハ 心々 12''}$$

$$\text{次ノ 2 呎ノ間ハ 心々 15''}$$

$$\text{次ノ 2 呎ノ間ハ 心々 18''}$$

以上ニヨリテ FH ヨリ左方 11 呎ノ間ニ於ケル鋼釘ノ配置ハ明瞭トナレリ。然ルニ此レヨリ  $BB_1$  線ニ至ル間ニ於テハ前述セル如ク、上向壓力ガ大トナリテ  $BB_1$  線ニ於テハ  $-1224.1^*/\square$  ナルコトヲ述ベタリ。

FH ヨリ 12 呎ノ所ニ於テハ、

$$R = 3300 - (207.9 \times 12 + 989.8) = -184.6^*/\square$$

FH ヨリ 14 呎ノ所ニ於テハ、

$$R = 3300 - (207.9 \times 14 + 989.8) = -600.4^*/\square$$

FH ヨリ  $16\frac{1}{2}$  呎ノ所ニ於テハ、

$$R = 3300 - (207.9 \times 16.05 + 989.8) = -1024.5^*/\square$$

之レニヨリテ第百七十八圖  $B_1B_2$  間扶壁ニ結合スル所ニ於テハ、負彎曲率ニ對シテハ下部ニ組ミ合ハシ、上部鋼釘



ハ正彎曲率ニ對スルモノトナリテ  $FB_2$  間ト反對ノ状態トナル。

$B_2$  點ヨリ左方2呎ノ間ニ於テハ、

$$\text{上部鋼釘ノ心々距離} = \frac{6'' \times 2206.2}{184.6} = 71.7'' \therefore 18'' \text{ トス}$$

$$\text{下部鋼釘ノ心々距離} = \frac{5'' \times 2206.2}{184.6} = 60'' \therefore 18'' \text{ トス}$$

次ノ2呎ノ間ニ於テハ、

$$\text{上部鋼釘ノ心々距離} = \frac{6'' \times 2206.2}{600.4} = 22'' \therefore 18'' \text{ トス}$$

$$\text{下部鋼釘ノ心々距離} = \frac{5'' \times 2206.2}{600.4} = 18.4'' \therefore 18'' \text{ トス}$$

次ノ2'1''ノ間ニ於テハ、

$$\text{上部鋼釘ノ心々距離} = \frac{6'' \times 2206.2}{1024.5} = 13''$$

$$\text{下部鋼釘ノ心々距離} = \frac{5'' \times 2206.2}{1024.5} = 10.7''$$

左レド幹ニ近カキヲ以テ猶此ノ距離ヲ増シテ 18'' トス。

(第百八十二圖参照)

以上ニヨリテ  $B_1F$  間鋼釘配置ハ明瞭セルナリ。

負彎曲率ニ對シテ組ミ合ハスベキ鋼釘ガ滑脱セザルタ

メニ要スル長サハ、 $FH$  ヨリ左方1呎ノ間ヲ考フルニ、

$$p = \frac{\frac{12''}{5''} \times 0.3068}{12'' \times 22''} = 0.0028$$

$$K = -0.0028 \times 15 + \sqrt{(0.0028 \times 15)^2 + 2 \times 0.0028 \times 15}$$

$$= -0.042 + 0.293 = 0.251$$

$$j = 1 - \frac{0.251}{3} = 0.916$$

故ニ (34) 式ニヨリテ、

$$s = \frac{M}{pjb^2d} = \frac{169436}{0.0028 \times 0.916 \times 12'' \times 22'' \times 22''} = \frac{169436}{14.9}$$

$$= 11372 \text{ } \#/\text{ } \square''$$

$$\therefore 11372 \times 0.3068 = 80 \times 1.964 \times (\text{長サ})$$

$$\text{長サ} = \frac{11372 \times 0.3068}{80 \times 1.964} = 22.2''$$

即チ 22.2'' アレバ充分ナルモ最大應力状態ニツキテ云へ

$$\text{長サ} = \frac{16000 \times 0.3068}{80 \times 1.964} = 31.3''$$

トナル。然ルニ負彎曲率ハ徑間ノ  $\frac{1}{4}$  ノ間ニ起ルヲ以テ、扶壁ノ中點ヨリ左右各々  $\frac{l}{4} = \frac{8}{4} = 2' = 24''$  ハ之レヲ組ミ合ハスコトヲ要スルヲ以テ、全長ハ 48'' トナリテ從ツテ此ノ如キ構造ノ場合ニ對シテハ極メテ安全ナリ。

又附着力ハ、

$$B = \frac{V}{N\pi d_r j d} = \frac{7170.15}{\frac{12''}{5''} \times 1.964 \times 0.916 \times 22} = \frac{7170.15}{95} = 75.5 \text{ } \#/\text{ } \square''$$

即チ  $B=80 \text{ } \#/\text{ } \square''$  以下トナスモノニ鋼釘配置ノ間隔ヲ定メタルヲ以テ、斯ノ如ク  $80 \text{ } \#/\text{ } \square''$  以下トナリシモノニシテ安全程度ヲ證明セシモノナリ。

4)  $AGEF_1$  ノ部分ニ於ケル鐵筋



第七十八圖 E = 於テハ 5147.8#/sq' ノ上向壓力アリ、又 A<sub>1</sub> = 於テハ、

$$\frac{(5147.8 - 989.8) \times 18}{20} + 989.8 = 4732 \text{#/sq'}$$

故 = EA<sub>1</sub> 間ノ全上向壓力ハ、

$$\frac{5147.8 + 4732}{2} \times 2' = 9879.8 \#$$

此ノ働ク點 = 至ル A<sub>1</sub> ヨリノ水平距離ヲ y トスレバ、

$$9879.8y = 2 \times 4732 \times 1' + \frac{(5147.8 - 4732)}{2} \times 2' \times \frac{2 \times 2'}{3}$$

$$y = \frac{2 \times 4732 + 554.4}{9879.8} = 1.014 = 12.12''$$

AA<sub>1</sub>EG ナル混凝土ノ重量ハ、

$$2' \times 2' \times 1' \times 150 \# = 600 \#$$

故 = AA<sub>1</sub> 線 = 於ケル彎曲率ハ、

$$M = 9879.8 \times 12.12 - 600 \times 12'' = 113434 \text{ 吋封度}$$

AA<sub>1</sub>GE ハ肱木トシテ働キ鋼釘ハ之レヲ下部 EA<sub>1</sub> = 近ク用ユルヲ要シテ  $p = 0.0067$  トスレバ、前回同様  $K = 0.358$   $j = 0.881$  ナルヲ以テ、此彎曲率 = 對スル有効厚サハ、

$$bd^2 = \frac{M}{psj}$$

$$d^2 = \frac{M}{bpsj} = \frac{113434}{12'' \times 0.0067 \times 16000 \times 0.881} = \frac{113434}{1133.3} = 100.1$$

$$\therefore d = 10''$$

故 = 單 = 彎曲率 = 抵抗セシムルモノナレバ  $d = 10''$  ニテ可ナリ。次 = 剪斷力 = 關シテハ、

$$d = \frac{V}{cbj} = \frac{9879.8 - 600}{40 \times 12'' \times 0.881} = \frac{9279.8}{422.9} = 22''$$

故 = 本設計 = 於テハ腹鐵筋ヲ用ヒズシテ有効厚サヲ 22'' トシ全厚サヲ 24'' = 2' トナスモノナリ。

$$p = \frac{A_s}{bd} = 0.0067$$

トナセルヲ以テ、

$$A_s = 0.0067 \times 12'' \times 22'' = 1.76 \text{sq''}$$

之レ = 對シテ  $\frac{3''}{4}$  圓釘四本用ユ。然ルトキハ、實ノ

$$A_s = 4 \times 0.4418 = 1.76 \text{sq''}$$

トナリテ都合ヨク  $\frac{3''}{4}$  圓釘ヲ心々 3'' ノ距離 = 組ミ合ハス。

鋼釘及ビ混凝土 = 生ズル應力ハ、

$$s = \frac{M}{A_s jd} = \frac{113434}{1.76 \times 0.881 \times 22''} = \frac{113434}{34.11} = 3326 \text{#/sq''}$$

$$c = \frac{2M}{K j b d^2} = \frac{226868}{0.358 \times 0.881 \times 12'' \times 22'' \times 22''} = \frac{226868}{1831.8} = 124 \text{#/sq''}$$

附着力ハ、

$$B = \frac{V}{N \pi d_r j d} = \frac{9279.8}{4 \times 2.356 \times 0.881 \times 22''} = \frac{9279.8}{182.7} = 51 \text{#/sq''}$$

應剪力ハ、

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{9279.8}{12'' \times 0.881 \times 22''} = \frac{9279.8}{231.6} = 40 \text{#/sq''}$$

以上ノ如ク生ズベキ應力ハ何レモ許容數量ヲ超過セザルナリ。



次ニ滑脱ニ對シテ入レ込ミ置クヲ要スル餘長ハ、此場合ニ於テハ鋼釘ニ生ズル應張力ハ上記ノ如ク 3326#/sq. ナルヲ以テ、

$$\text{長さ} = \frac{3326 \times \frac{3}{4}}{80 \times 4} = 8''$$

若シ最大應力状態ヲ考フルトキハ、

$$\text{入レ込ムベキ長さ(最大)} = \frac{16000 \times \frac{3}{4}}{80 \times 4} = 38''$$

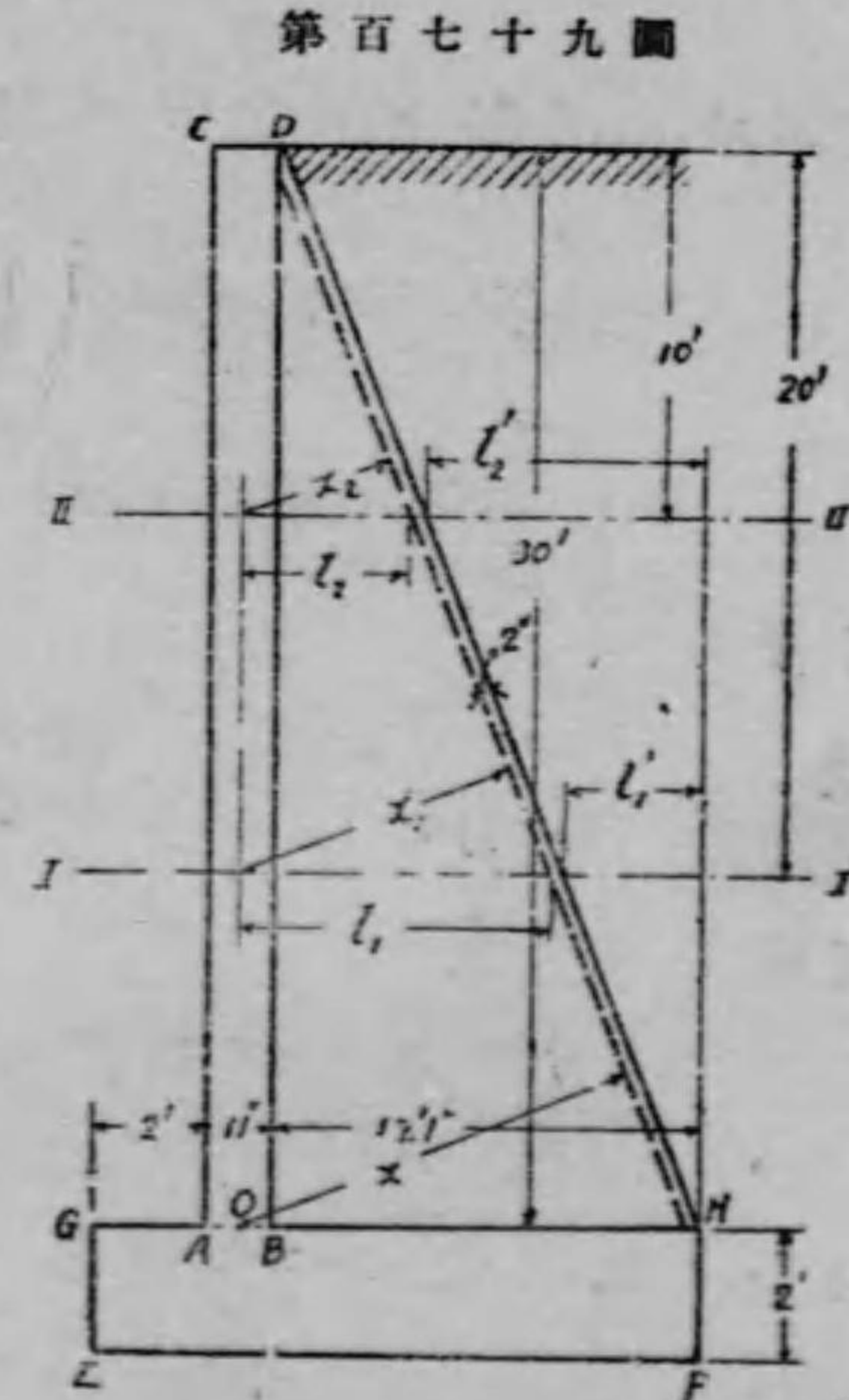
トナルヲ以テ、8'' 乃至 38'' ノ長さダケ入レ込ミ置ケバ充分ナリ。

一端 EG ハ AA<sub>1</sub> ト同様 2' トナスニ及バズシテ、是レ AA<sub>1</sub> 線

ヨリ EG 方面ニ至ルニ從ツテ、彎曲率及ビ剪斷力減少スルヲ以テナリ、EG=15'' ニテ充分ナリ。(第百八十二圖参照)

(5) 扶壁 BDH

ABDC ナル幹ニヨリテ抵抗セラルル土壓ハ又傳リテ扶壁ニヨリテ抵抗セシムルヲ要ス。即チ扶壁ハ其扶壁ト扶壁トノ間ノ距離 8 呎ニ於ケル土壓ニ抵抗スルヲ要ス。而シテ全土壓ハ、



第百七十九圖

$$8' \times \frac{100 \times 30 \times 30}{2} \frac{1-0.5}{1+0.5} = 120000\#$$

ニシテ此 120000# ノ全土壓ハ、BH ヨリ上  $\frac{30}{3} = 10'$  ノ所ニ働ク故ニ彎曲率ハ、

$$M = 120000 \times 10' \times 12'' = 14400000 \text{ 吋封度}$$

此彎曲率ノタメニ前方ニ彎曲セントスルヲ以テ、扶壁ノ外縁 DH ニ張力ヲ生ズ。而シテ此張力ハ DH ニ近ク用ユベキ鐵筋ニヨリテ抵抗セシムルモノニシテ、此鐵筋ニ於ケル應張力ハ AB ノ中點 O (第百七十九圖) ヨリ此釘ニ至ル距離 x ヲ臂トスル力率ニヨリ求ムルコトヲ得ルナリ。

$$\tan \angle DHB = \frac{30'}{17.1''} = \frac{30'}{17.08} = 1.757$$

$$\therefore \angle DHB = 60.21'$$

$$\therefore \cos(90^\circ - 60.21') = \frac{x}{5.1'' + 17.1'' - 2''} = \frac{x}{208.15}$$

$$x = 208.15 \times \cos 29.39' = 208.15 \times 0.869 = 181.2$$

(34) 式

$$bd^2 = \frac{M}{psj}$$

ヲ用ユ。此場合ニ於テハ b ハ扶壁ノ幅ニシテ 18'' 又 d ハ x 即チ 181.2 トシテ確實ニシテ設計上支障ナカルベシ。

$$\therefore pj = \frac{M}{sbd^2} = \frac{14400000}{16000 \times 18'' \times 181.2^2 \times 181.2} = \frac{14400000}{9456030720} = 0.00153$$



定メントスルモノハ  $p$  ニシテ、今大體ノ平均値ヲ用ヒテ  
 $j = \frac{7}{8}$  ト假定スレバ、

$$p = 0.00153 \times \frac{8}{7} = 0.0018$$

$$\therefore A_s = 0.0018 \times 18'' \times 181.2 = 5.87 \square''$$

之レニ對シテ  $1\frac{3}{8}$  圓釘四本用ユ。然ルトキハ、實ノ

$$A_s = 4 \times 1.4849 = 5.94 \square''$$

トナルナリ。

(43) 式ニヨリテ幅ノ最小限ハ、

$$b = 2.5(N-1) + 4d_r = 2.5(4-1) + 4 \times 1\frac{3}{8} = 15.75$$

ナルモ實際ハ  $b = 18''$  ナルヲ以テ、 $1\frac{3}{8}$  圓釘 4 本ヲ用ヒテ  
 支障ナキナリ。

斯クシテ  $A_s$  ヲ決定スルトキハ、實ノ

$$p = \frac{5.94}{18'' \times 181.2} = 0.00182$$

$$\therefore K = -0.00182 \times 15 + \sqrt{(0.00182 \times 15)^2 + 2 \times 0.00182 \times 15}$$

$$= -0.0273 + 0.2352 = 0.2079 = 0.208$$

$$j = 1 - \frac{0.208}{3} = 0.896$$

$$s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{14400000}{5.94 \times 0.896 \times 181.2} = \frac{14400000}{964.4} = 14932 \#/\square$$

$$c = \frac{2M}{K j b d^2} = \frac{28800000}{0.208 \times 0.896 \times 18 \times (181.2)^2} = \frac{28800000}{109988.4}$$

$$= 26.2 \#/\square \quad \therefore \text{安全}$$

次ニ頂點ヨリ 20 呎 II 線ヨリ上ヲ考フレバ (第百七十九圖參照)

$$\text{土壓} = 8' \times \frac{100 \times 20 \times 20}{2} \times \frac{1-0.5}{1+0.5} = 53333 \#$$

$$\text{彎曲率} = 53333 \times \frac{20'}{3} \times 12'' = 4266640 \text{ 吋封度}$$

次ニ頂點ヨリ 10 呎 II 線ヨリ上ヲ考フレバ、

$$\text{土壓} = 8' \times \frac{100 \times 10 \times 10}{2} \times \frac{1-0.5}{1+0.5} = 13333 \#$$

$$\text{彎曲率} = 13333 \times \frac{10'}{3} \times 12'' = 533320 \text{ 吋封度}$$

$$\tan \angle DHB = \tan 60^\circ.21' = \frac{10'}{l_1} = 1.757$$

$$\therefore l_1 = \frac{10'}{1.757} = 5.69$$

$$\therefore l_1 = 17.1'' - 5.69 - 2'' = 205'' - 68'' - 2'' = 135''$$

又ハ  $\tan 60^\circ.21' = \frac{20'}{l_2} = 1.757$

$$\therefore l_2 = \frac{20'}{1.757} = 11.38$$

$$\therefore l_2 = 17.1'' - 11.38 - 2'' = 205'' - 136.5'' - 2''$$

$$= 66.5''$$

$$\cos(90^\circ - 60^\circ.21') = \frac{x_1}{l_1}$$

$$\therefore x_1 = l_1 \cos 29^\circ.39' = 135'' \times 0.869 = 117.3$$

$$\text{同様ニ} \quad x_2 = l_2 \cos 29^\circ.39' = 66.5'' \times 0.869 = 57.8$$

II 線ニ於テハ、



$$pj = \frac{M}{sbd^2} = \frac{4266640}{16000 \times 18'' \times (117.3)^2} = 0.0011$$

$$j = \frac{7}{8} \quad \text{ト 假想スレバ、}$$

$$p = 0.0011 \times \frac{8}{7} = 0.0013$$

$$A_s = 0.0013 \times 18'' \times 117.3 = 2.75''$$

故 =  $1\frac{3}{8}$  圓釘二本ニテ可ニシテ然ルトキハ、實ノ

$$A_s = 2 \times 1.4849 = 2.97''$$

トナル。又 II II 線ニ於テハ、

$$p = \frac{M}{jsbd^2} = \frac{533320}{\frac{7}{8} \times 16000 \times 18 \times 57.8^2} = 0.00063$$

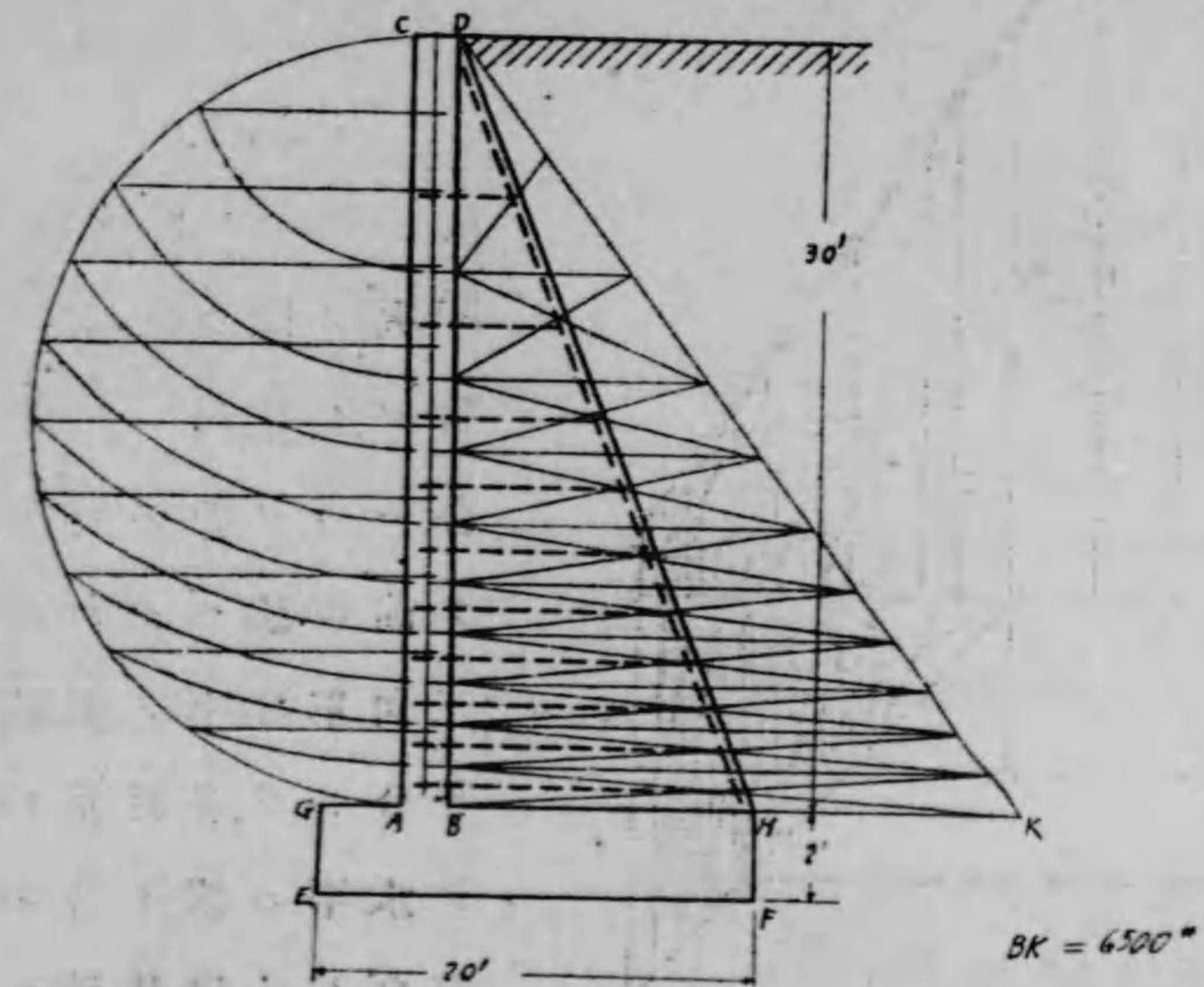
$$A_s = 0.00063 \times 18'' \times 57.8 = 0.655''$$

故 = II II 線ヨリ上部ニ於テハ  $1\frac{3}{8}$  圓釘一本ニテ充分トナル。但シ一本トセバ、本設計ノ如ク四本用ユルモノニ於テハ之レヲ 18'' ノ幅ニ對シ左右等勢トナスコト能ハザルヲ以テ、BH ヨリ上 10' ノ間ハ  $1\frac{3}{8}$  圓釘四本用ヒ、又 II ヨリ上部ハ頂點ニ至ルマデ  $1\frac{3}{8}$  圓釘二本ヲ用ユルコトトナセリ。

斯クナストキハ強度ニ對シテハ充分ニシテ、II 及ビ II II ニ於テ、前記 BH ノ所ニ於テナセシ如ク、s 及ビ c ノ値ヲ出セバ共ニ許容數量以下ニシテ、其安全ナルコトヲ知リ得ベシ。

以上ノ如ク扶壁ニハ其外縁 DH = 近ク鋼釘ヲ組ミ合ハス外ニ、猶水平及ビ垂直ニ鋼釘ヲ組ミ合ハスヲ可トシテ、其水平ナルモノハ扶壁ト幹 ABDC トヲ結合シ、且ツ應力ヲ分配セシムル用ヲナス。又垂直ニ組ミ合ハサレタルモノハ、底部 BHFB<sub>1</sub> ト扶壁トヲ結合シ、且ツ應力ヲ分配セシムル用ヲナスコト水平鋼釘ト同様ナリ。而シテ混凝土ノ應張力ハ之レヲ無視スルヲ以テ、此等水平及ビ垂直ノ鋼釘ハ扶壁ノ縁ニ於ケル水平及ビ垂直ノ剪斷力ニ抵抗セシムル様設計セントス。

第百八十圖



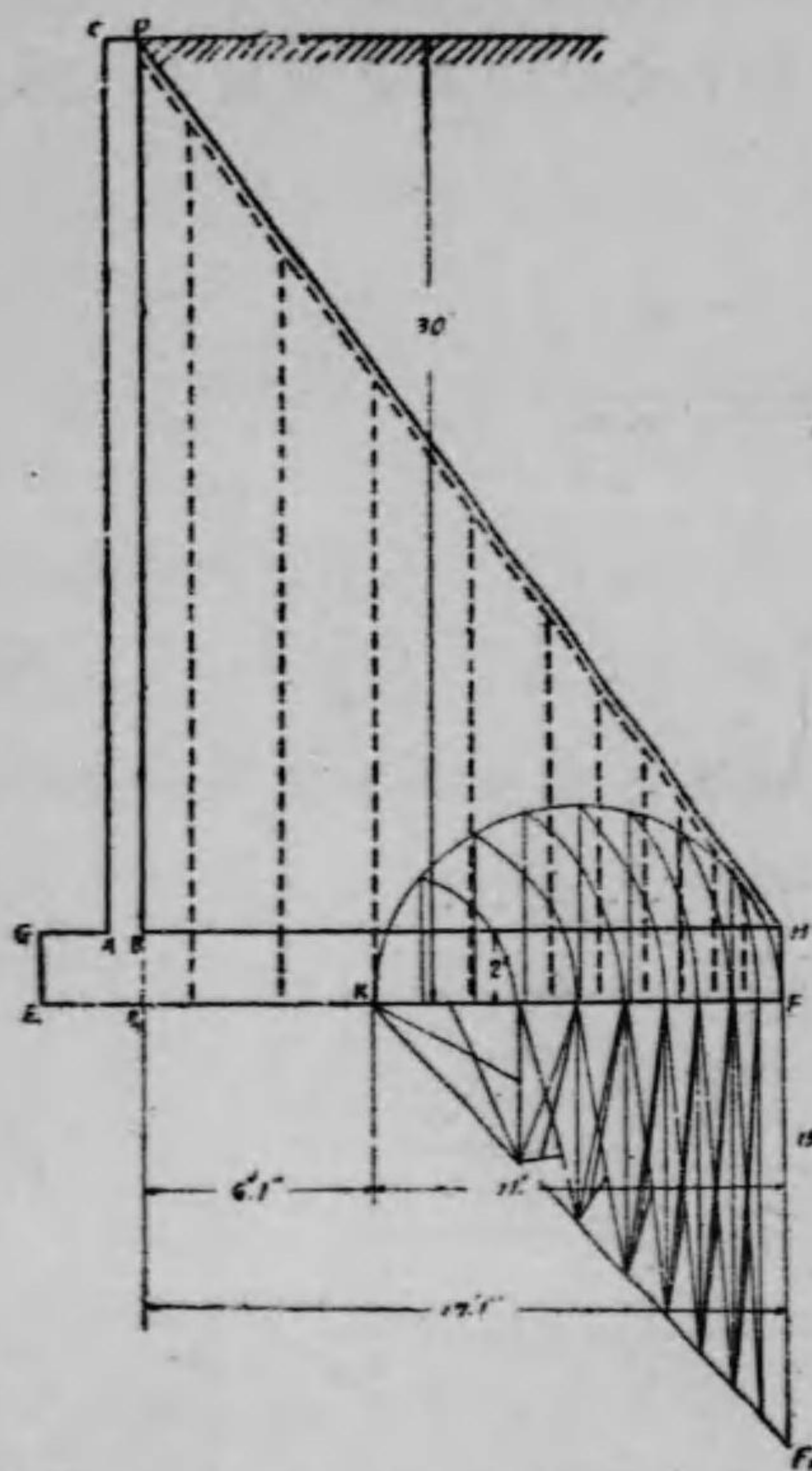
第百八十圖ニ於テ CD ヨリ 30 呎ノ深サニ於テ壁長サ (8'-1.5) = 對スル土壓ハ (14<sup>2</sup>) 式ヨリシテ、



$$100 \times 30 \times \frac{1-0.5}{1+0.5} \times (8-1.5) = 6500^{\#}$$

而シテ CD 線ニ於テハ、 $x=0$  ナルヲ以テ土壓ハ零ナリ。  
 從ツテ DBK ハ土壓ガ表面ヨリ次第ニ増加シテ、 $x=30$   
 呎ノ所ニ於テ  $BK=6500^{\#}$  トナルコトヲ示ス。 $\frac{5''}{8}$  圓釘  
 二本ヲ用ヒ、之レヲ一對トシテ水平ニ扶壁中ニ組ミ合ハ

第百八十一圖



サントス。然ルトキハ  
 此一對ハ、

$$2 \times 16000 \times 0.3068 = 9817.6^{\#}$$

ナル強度ヲ有ス。故ニ

$$\frac{\frac{1}{2} \times 30 \times 6500}{9817.6} = 10$$

故ニ BH ヨリ CD ニ至ル  
 30 呎ノ間ニハ水平ニ 10  
 對ダケ鋼釘  $\frac{5''}{8}$  ヲ組ミ  
 合ハスヲ要ス可ク、從ツ  
 テ前ニ述ベタル如クニ、  
 三角形 DBK ノ面積ヲ十  
 等分シテ、各其重心ニ於  
 テ水平ニ組ミ合ハス。

第百八十圖扶壁ニ於テ

點線ニテ示セル水平鋼釘ハ即チ之レニシテ、其相互々ノ  
 間隔ハ寸法ヲ以テ計リテ知ルヲ得ベシ。

次ニ扶壁ニ組ミ合ハスベキ垂直鋼釘モ之レニ似タル方  
 法ヲ以テ見出スモノニシテ、第百八十一圖ニ於テ F 點ニ  
 ハ扶壁ノ兩側ニアル基礎 BB<sub>1</sub> FH ヨリノ剪斷力ノタメニ  
 下向ノ張力ヲ生ジ、其量ハ

$$(3300 - 989.8) \times (8' - 1.5') = 15016.3^{\#}$$

ニシテ、此ノ量ハ F ヨリ左方ニ至ルニ從ツテ、基礎地盤ノ  
 上向壓力ノ増加ニ伴ヒテ減少ス。即チ毎 1 呎ニツキ、

$$\frac{5147.8 - 989.8}{20'} \times (8' - 1.5') = 1351.4^{\#}$$

宛減少ス。從ツテ

$$x = \frac{15016.3}{1351.4} = 11'$$

即チ FH ヨリ左方約 11' ノ點ニ於テハ下向及ビ上向ノ  
 兩力ガ相等シク應力零トナル。此レ前ニ述ベタルガ如  
 シ。而シテ三角形 KFF<sub>1</sub> ノ面積ハ下向ノ全張力ヲ示ス。  
 B<sub>1</sub> 點ニ於テハ、

$$15016.3 - 1351.4 \times 17.08 = -8075.6^{\#}$$

ノ上向壓力トナル。

三角形 KFF<sub>1</sub> ノ面積ハ、

$$\frac{15016.3 \times 11}{2} = 82589.7^{\#}$$

ニシテ、 $\frac{5''}{8}$  圓釘ヲ 2 本用ヒ、之レヲ一對トシテ組ミ合ハ  
 ストキハ、其一對ノ抵抗シ得ベキ力ハ、



$$2 \times 0.3068 \times 16000 = 9818^*$$

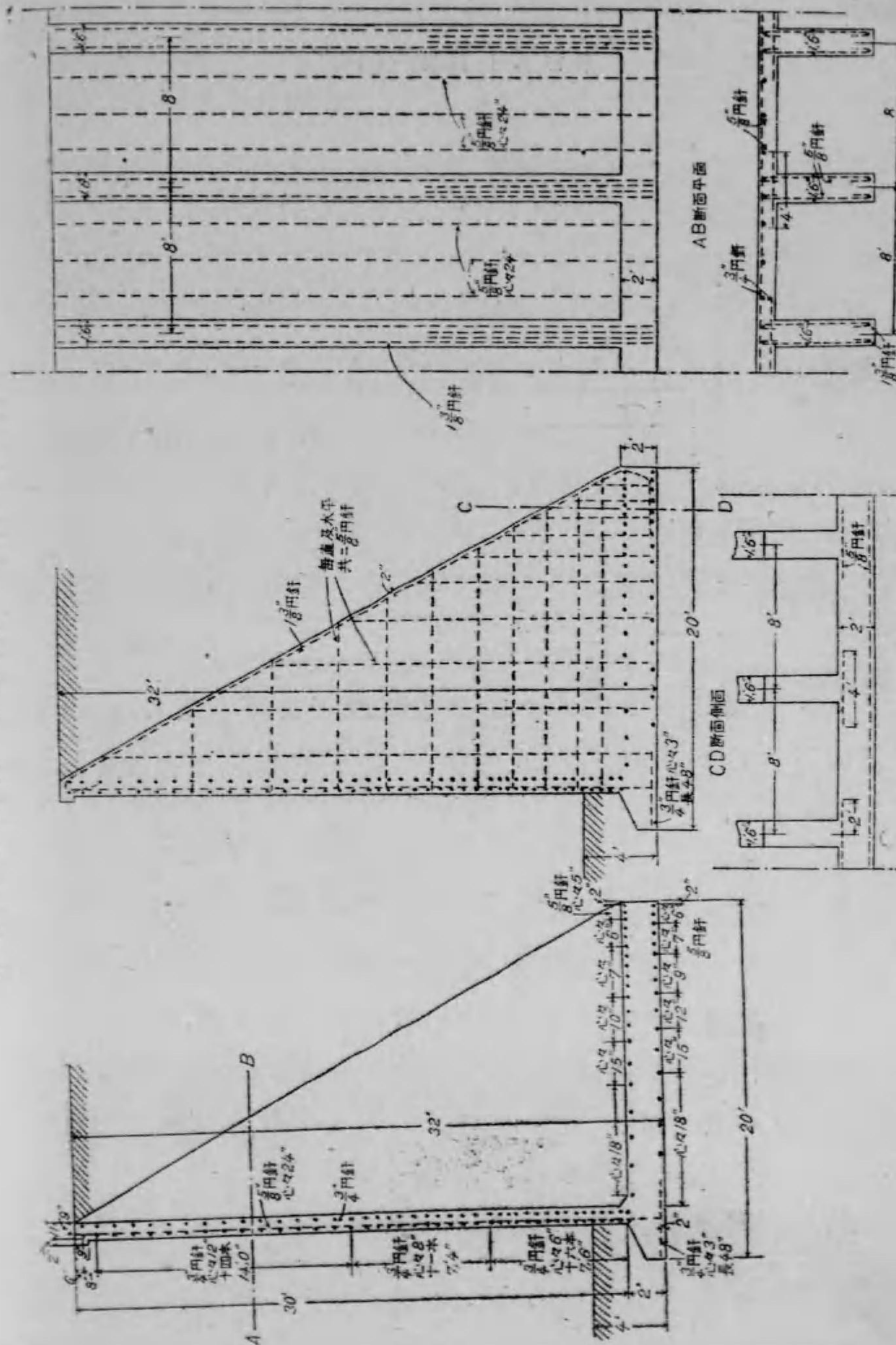
ニシテ、從ツテ

$$\frac{82589.7}{9818} = 8.4$$

對ナルヲ以テ、FヨリK迄ノ間ニ於テハ 8.4 對ノ鋼釘ヲ組ミ合ハスヲ要ス可ク、扶壁ノ外縁ニ近カク用ヒラレタル  $1\frac{3}{8}$  圓釘ハ HF 附近ノ應力ニ充分對應シ得ルヲ以テ、三角形 KFF<sub>1</sub>ヲ八等分シ、七對ダケ鋼釘ヲ用ユ。第百八十圖水平鋼釘ノ場合ノ如ク、三角形 KFF<sub>1</sub>ノ面積ヲ八等分シ、組ミ合ハスベキ鋼釘ノ位置ヲ定ムルナリ。第百八十一圖點線ナル垂直鋼釘ハ即チ之レヲ示ス。又 KB<sub>1</sub>間ニ於テモ圖面ノ如ク鋼釘ヲ組ミ合ハスナリ。

以上扶壁ニ組ミ合ハスベキ水平及ビ垂直鋼釘ハ其端ヲ鈎狀トナシ、幹及ビ BB<sub>1</sub>FH 中ニ組ミ合ハサレタル釘ト、夫レ夫レ緊結セシメ置クヲ要シ、又扶壁ノ縁ニ近ク用ヒラレタル  $1\frac{3}{8}$  圓釘ハ混凝土 BB<sub>1</sub>FH 中ニ  $\frac{16000 \times 1\frac{3}{8}}{80 \times 4} = 69''$  ハ延長セシメ置クヲ可トス。第百八十二圖ハ以上計算セル擁壁ノ大體ノ設計圖ヲ示セルモノナリ。

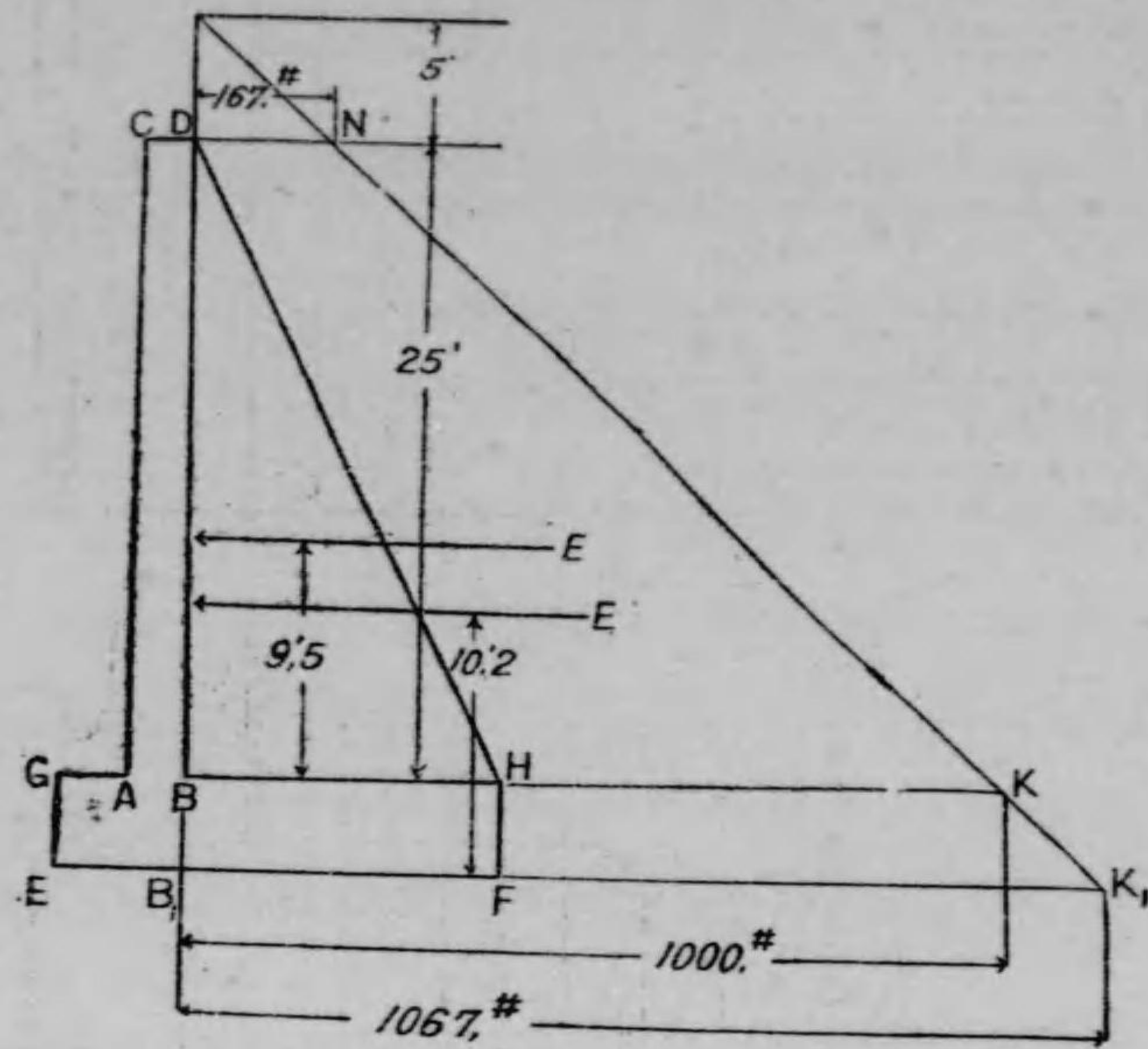
例、擁壁ノ後面土砂上ハ鐵道線路ニシテ、列車ノ通過スル場合トシ、機關車ノ重量ヲ等布荷重ニ換算シ 500#/□トス。擁壁ノ高サハ 25 呎ニシテ、後面土砂ノ休角ヲ 30° 其一立方呎ノ重量ヲ 100 封度トス。斯ノ如キ場合ニ於テハ、 $\frac{500}{100} = 5$  呎ノ土砂ガ加ハレルモ



第百八十二圖 擁壁設計圖



第百八十三圖 (甲)



ノトシテ設計上支障ナク、從ツテ擁壁ノ設計ハ第百八十三圖甲ニ示セル如クナリテ 30' ノ深サニ於ケル土壓ハ、

$$30' \times 100' \times \frac{1-0.5}{1+0.5} = 1000'$$

ニシテ、上面ヨリ 5 呎ノ深サニ於ケル土壓ハ、

$$5' \times 100' \times \frac{1-0.5}{1+0.5} = 167'$$

ナリ。故ニ擁壁長サ 1 呎ニ於テ、DB 面ニ働ク全土壓 E ハ、

$$E = \frac{167 + 1000}{2} \times 25' = 14578'$$

此レハ DBKN ナル四邊形ノ面積ニ該當ス。而シテ其働ク點ハ此四邊形ノ重心ニシテ、BH ヨリ 9.5 ノ所ニアリ。

次ニ又、HF ナル混凝土ノ全厚サヲ 2' ト假定スレバ、土砂上面ヨリ下 32' ノ所ニ於ケル土壓ハ、

$$32' \times 100' \times \frac{1-0.5}{1+0.5} = 1067'$$

トナリテ、EF ヨリ上ノ垂直面ニ働ク全土壓ハ DB<sub>1</sub>K<sub>1</sub>N ナル四邊形ノ面積ニ該當ス。而シテ其値ハ、

$$E = \frac{167 + 1067}{2} \times 27' = 16659'$$

此働ク點ニ至ル EF ヨリノ垂直距離ハ 10.2 ナリ。

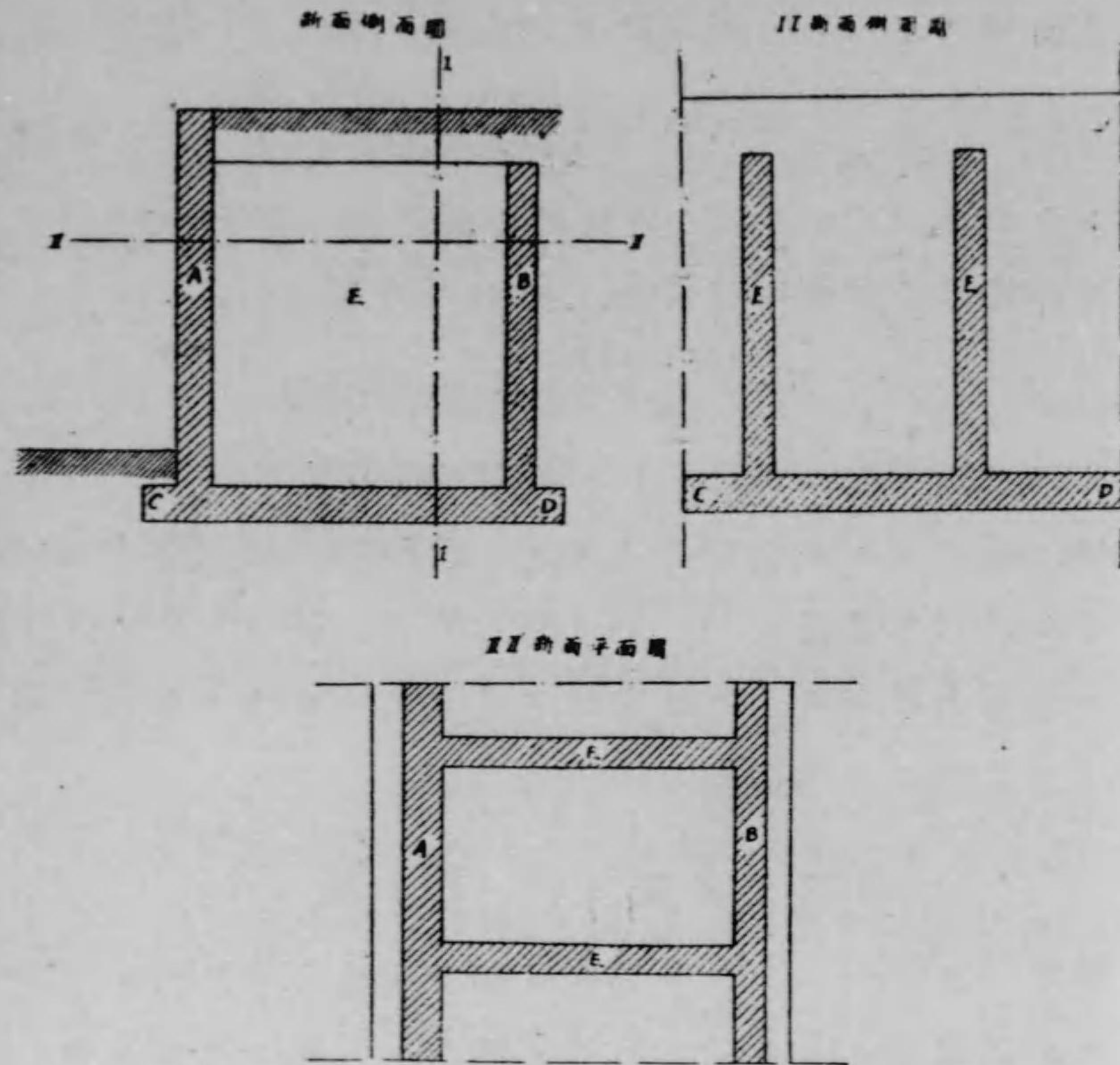
斯ノ如クニシテ土壓ヲ見出セバ、前例題ト同一順序及ビ方法ヲ以テ設計スルコトヲ得ルナリ。要スルニ DN ナル地面上猶 5 呎ノ土砂堆積セラレタルモノトシテ設計スベキモノトス。

### 第三十九節 特種擁壁

擁壁ノ高サ大ニシテ地盤亦軟弱ナル場合ニ於テハ、適當ナル基礎工ヲ施シ、以テ擁壁ヲ建造スルコト必要ナリ。左レド經濟上其他ノ理由ニヨリ此ノコト困難ナルトキハ第百八十三圖乙ノ如キ構造若シクハ此ノ類似形トナス。即チ A 及ビ B ナル垂直壁ヲ CD 上ニ作り、又 A ト B トヲ適當ナル距離毎ニ横壁 E ヲ以テ結合シ、其内部空虚ニハ土砂ヲ填充ス。斯ノ如キ擁壁中ニ組ミ合ハスベキ鐵筋ノ配置及ビ其計算法等ハ以上述べタル數例ニヨリテ自ラ明瞭ナルベシ。



第百八十三圖 (乙)

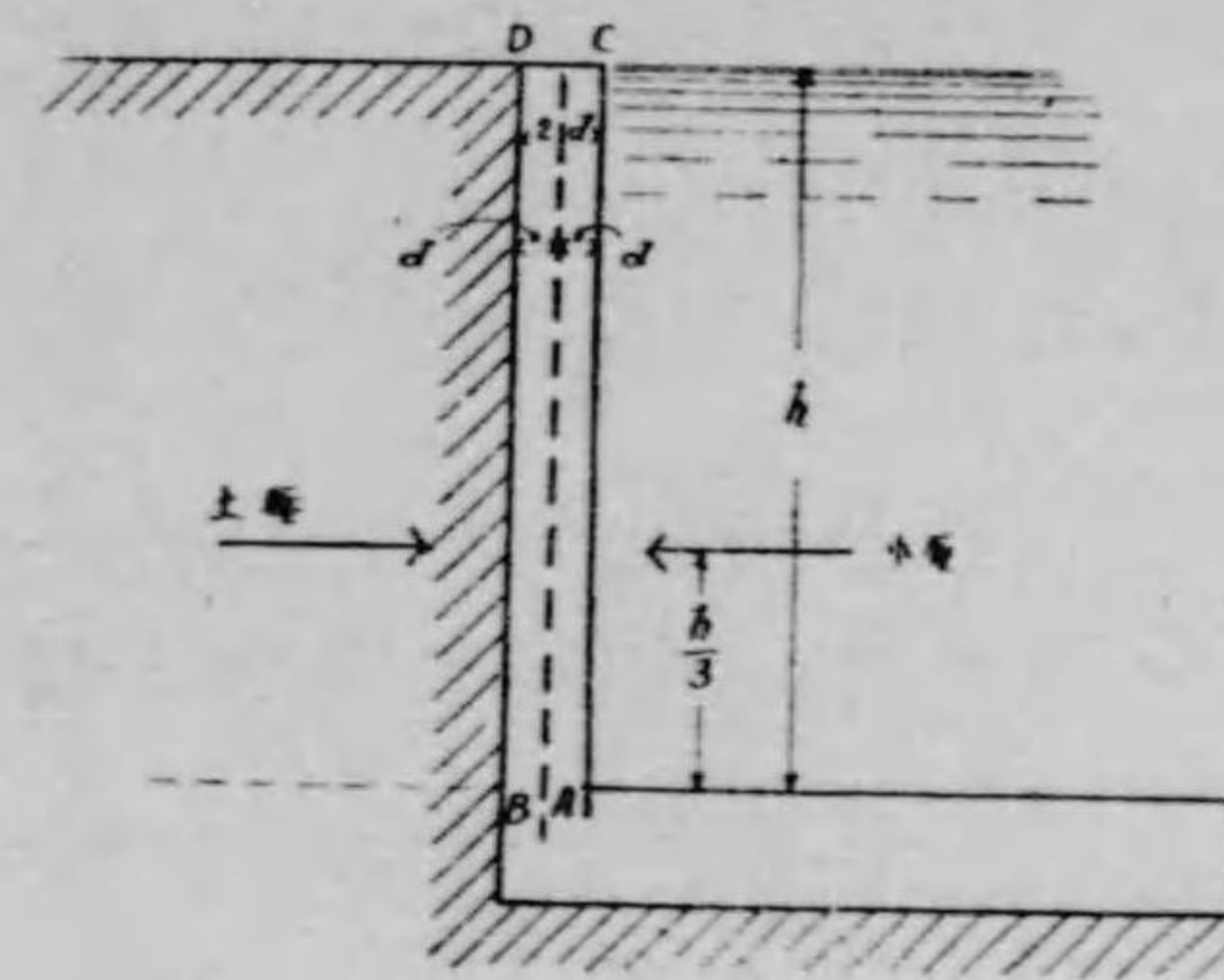


第十一章 貯 水 池

第四十節 總論及ビ設計法

貯水池モ亦鐵筋混凝土ヲ以テ建造セラル。貯水池ノ場  
合ニ於テハ一方ニ水他方ニ土砂アリテ第百八十四圖ノ  
如シ。斯ノ如キ貯水池ヲ鐵筋混凝土ヲ以テ設計スルニ

第百八十四圖



ハ前各種ノ公式ヲ應用  
スルモノニシテ貯水池  
ノ空水ナルトキハ其側  
壁ハ土壓ニ對シテ充分  
ナル強度アルヲ要シ、又  
満水ナルトキニハ土壓  
及ビ水壓ノ差ニヨリテ  
設計シ、以テ側壁ヲ定ム。

例ヘバ側壁ガ垂直ニシテ第百八十四圖ノ如ク土砂ノ上  
面水平ナルトキハ、(142)式ニヨリ土壓ハ、

$$E = \frac{wh^2}{2} \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} \text{ ナリ。}$$

満水ノ場合ニ於テハ水ニ對シテハ $\phi=0$ ナルヲ以テ水壓  
ハ  $\frac{wh^2}{2}$  ニシテ、其差ハ

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

故ニ此壓力差ヲ以テ側壁ヲ設計スベキモノナルモ水壓



ノミヲ以テ計算シ設計スルトキハ誤差ハ普通安全ナル方面ニアルナリ。今

土砂ノ休角  $(\phi) = 30^\circ$

土砂ノ一立方呎ノ重量 = 100\*

側ノ高サ  $(h) = 10'$

トスレバ、側壁長サ 1 呎ニ於ケル土壓ハ (142) 式ニヨリ

$$\frac{wh^2}{2} \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \frac{100 \times 10 \times 10}{2} \times \frac{1}{3} = 1667\#$$

ニシテ、AB ヨリ上  $\frac{10}{3} = 3.33$  ノ所ニ働キ此タメニ生ズル彎曲率ハ、

$$M = 1667 \times 3.33 \times 12'' = 66613 \text{ 吋封度}$$

之レニ對シテ鐵筋ハ BD = 近ク垂直ニ組ミ合ハス。此ハ貯水池空水ノ場合ノ計算方法ナリ。左レド満水ノ場合ニ於ケル水壓ハ、水ノ一立方呎ノ重量ヲ 62.4# トスレバ、

$$\frac{wh^2}{2} = \frac{62.4 \times 10 \times 10}{2} = 3120 \text{ 封度}$$

ニシテ土壓トノ差ハ、

$$3120 - 1667 = 1453\#$$

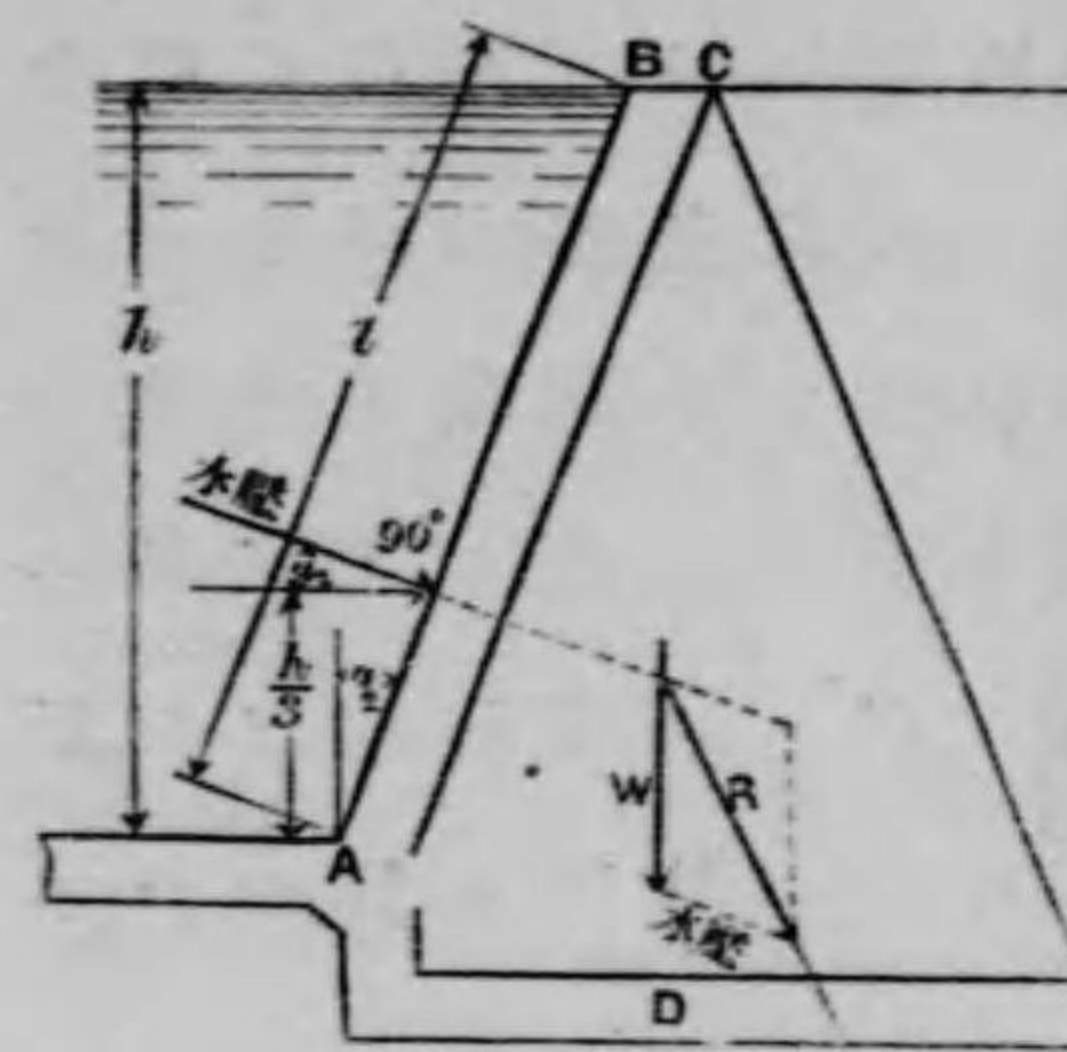
此タメニ生ズル彎曲率ハ、

$$M = 1453\# \times 3.33 \times 12'' = 58062 \text{ 吋封度}$$

之レニ對シテハ鐵筋ハ内部即チ AC = 近ク垂直ニ組ミ合ハスベシ。勿論此ノコトハ側壁ノ長サガ高サノ一倍半以上ニシテ (106) 式ニヨリテ壓力ノ大部分ヲ高サノ方

向ニ於テ抵抗セシメントスル場合ノ計算方法ニシテ、側壁ハ其兩側ニ近ク鐵筋ヲ有スルニ至リテ、第二十四節ニ於テ述べタル上下兩部ニ鐵筋ヲ組ミ合ハシタル桁ノ場合ト同ジク、用ユベキ公式ハ第二十四節ニヨルベシ。然レドモ一般ニ水壓ハ土壓ヨリ大ニシテ、之レヲ以テ側壁ヲ設計シ、鐵筋ヲ中央ニ用ユルコト圖面ノ如クナスモ充

第百八十五圖



分安全ニシテ、且ツ強固ナルモノヲ得ルナリ。

底部ハ牀版ニシテ働クベキ重量ハ即チ水ノ重量ナリ。

又第百八十五圖ノ如ク側壁ヲ傾斜セシムル場合モアリ。之レニ於テハ扶壁ヲ附加スルコト多ク、水壓ハ側壁ニ直角ニ働

キ側壁長サ 1 呎ニ對シテ全水壓ハ、

$$\frac{wh^2}{2} \times \frac{1}{\cos\alpha_2} = \frac{wh}{2} \times \frac{h}{\cos\alpha_2}$$

$$\cos\alpha_2 = \frac{h}{l}$$

$$l = \frac{h}{\cos\alpha_2}$$

$$\therefore \text{水壓} = \frac{whl}{2} \dots\dots\dots(163)$$

而シテ此レハ底面ヨリ  $\frac{h}{3}$  ノ垂直距離ノ所ニ於テ、側壁ニ



直角ニ働キテ從ツテ水壓ノタメニ生ズル彎曲率ハ容易ニ見出し得ルナリ。

側壁ノ重量、Dナル基礎混凝土ノ重量、及ビDヨリ上ノ土砂ノ重量ヲ計算シ之レヲ合計シタルモノヲWトシ、此Wト水壓トノ合成力ヲRトス。側壁高ク土壓ヲ考フルトキハ、土壓・水壓並ニWナル三ツノ合成力ヲ見出す。

第百八十五圖ハ土壓ヲ無視セルモノヲ示ス。

合成力Rガ明カトナレバ、其基礎地盤ニ於ケル最大壓力ヲ見出すヲ得テ、此レガ基礎地盤ノ許容支壓力以下タルヲ要シ、若シ然ラザルトキハ特ニ適當ナル基礎工ヲ施スカ、或ハ基礎混凝土Dノ面積ヲ大トナス。而シテ又Rニヨリテ彎曲ニ對スル安全率、摺動ニ對スル安全率ヲモ見出し得テ、其他總テ計算ハ扶壁ヲ有スル擁壁ト異ルコトナキナリ。

貯水池上面ニ蓋ヲ有シ、其上面ヲ被覆スルモノニ於テハ其蓋ハ之レヲ適當ノ大サノ牀版ニ分チ、牀版トシテ設計スベキモノニシテ、其蓋ノ上ニ來ル可キ荷重ハ其蓋ガ直ニ道路面ヲナスカ、或ハ道路面ヨリ或ル深サノ所ニアルカ等ニヨリテ定マルナリ。

蓋ノ支間大トナリテ、30'ニモ達スレバ之レヲ一支間ノ版桁トシテ設計スルトキハ、往々其厚サ非常ニ大トナリテ經濟的設計ト稱シ難キニ至ルコトアリ。故ニ斯ノ如ク支間大ナルモノニ於テハ所々ニ支柱ヲ設ケ、之レニヨ

リ支フルカ或ハ拱トナスナリ。

普通ノ構造トシテハ蓋及ビ其上ニ來ルベキ荷重ハ桁ニヨリテ支へ、其桁ハ側壁中所々ニ造ラルベキ柱ニヨリテ支フナリ。從ツテ此柱ハ後ニ第十三章又ハ第十四章ニテ述ブル支柱トシテ設計ス。而シテ側壁中ニ作ルベキ柱ト柱トノ間ノ壁ハ土壓若シクハ水壓ニ抵抗ス可ク設計ス。要スルニ垂直重量ハ柱ニヨリテ支へ、土壓若シクハ水壓ノ如キ横壓力ハ柱ト柱トノ間ノ側壁ニヨリテ抵抗セシムルガ如クナス。此種ノ例題ハ後ニ至リ支柱ノ章ニ於テ述ブル所アルベシ。



### 第十二章 牆 壁

#### 第四十一節 總 論

家屋ト家屋トノ間ノ境界、若シクハ公道ト家屋トノ境界ナル牆壁ヲ鐵筋混凝土ヲ以テ建造スル場合ニ於テハ其壁ハ風ノ壓力ニ抵抗シ、之レニヨリテ壓倒セザル様設計スルガ普通ニシテ、風ノ壓力ニツキテハ家屋ノ密接セル間ニ建造セラル可キ壁ニ於テハ、障害ノタメニ風力減少セラルヲ以テ、風ノ吹ク方向ニ直角ナル平面ニ對シテ20#/方位ノ壓力ヲ及ボスモノトシテ可ナルモ、展開セル場所ニ設ケラレタル壁ニ對シテハ強烈ナル激風ノトキハ50#/方ノ壓力ニ達スルコトアリテ、普通風壓ハ其風ノ方向ニ直角ナル平面ニ對シテ20#/方乃至50#/方トナシ、壁ヲ設クベキ場所ニヨリテ適當ニ決定スベシ。

風壓ト其速力トノ關係ニツキテハ次ノ(164)式ヲ參考トスベシ。

$$P=0.004V^2 \dots\dots\dots(164)$$

V=風ノ速力(一時間哩)

P=風ニ直角ナル平面ニ及ボス壓力(封度)

牆壁ハ其高サ大トナレバ一般ニ扶壁ヲ有セシムル方經濟的ニシテ且ツ堅牢ナリ。第十章擁壁ノ所ニ於テ述べタルト同様ニシテ牆壁ノ厚サ、鐵筋ノ量等ヲ見出し得ルナリ。

#### 第四十二節 牆 壁 設 計

牆壁ノ高サ9'ニシテ、基礎地盤ノ安全ニ支へ得ル重量ヲ4000#/方トシ、又風壓ハ40#/方トス。

之レニ對シテ安全ナル鐵筋混凝土牆壁ヲ設計セヨ。

混凝土ハ1:2:4ニシテ、

$$c=600\#/方, \quad s=16000\#/方, \quad n=15 \text{ トス。}$$

風壓ハ全面積ニ等布セラレ其量40#/方ナルヲ以テ、壁長サ1呎ニツキテ計算スレバ他ハ總テ同一ニシテ、第百八十六圖ニ於テ、

$$M=9' \times 1' \times 40\# \times \frac{9'}{2} \times 12'' = 19440 \text{ 吋封度}$$

$$p=0.0067 \text{ トスレバ、}$$

$$K=0.358$$

$$j=0.881$$

トナル。長サ1呎ヲ考フルヲ以テ、

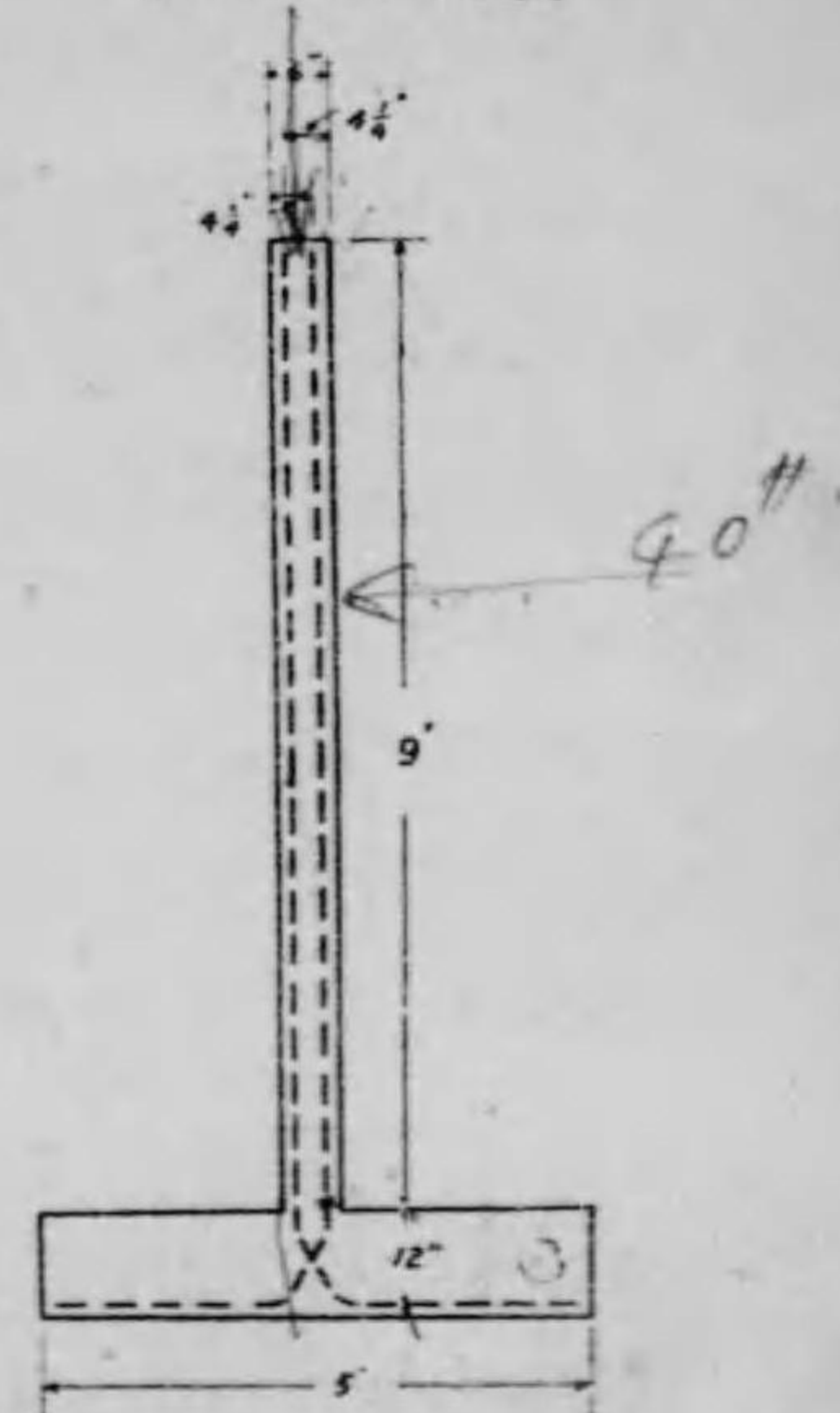
$$b=12''$$

故ニ(34)式ニヨリテ、

$$d^2 = \frac{M}{lpsj} = \frac{19440}{12'' \times 0.0067 \times 16000 \times 0.881} = \frac{19440}{1133.3} \doteq 18''$$

$$d=4.25 = 4\frac{1}{4}$$

第百八十六圖



此厚サdハ第百八十六圖ニ於テ示サレタル如ク、混凝土斷面ニ於テ應壓力ノ生ズル表面ヨリ鋼釘ノ中心ニ至ル



距離ニシテ、風ハ左右ヨリ來ル恐アルヲ以テ、各々兩側ニ近ク鐵筋ヲ用ユルヲ要ス。而シテ斯クスレバ風ガ一方向ヨリ來ルトキハ、其反側ノ鐵筋ハ抗壓鐵筋トシテ働キ、第二十四節ニヨリテ各材ニ生ズ可キ應力ヲ減少セシムル効力アリ。若シ第百八十七圖ノ如ク壁ノ全厚サヲ

$$2 \times 4.25 = 8.5$$

トスレバ、鐵筋ヲ中央ニ配置ス。此場合ニ於テハ、鋼釘ノ斷面積

$$A_s = 0.0067 \times 12 \times 4.25 = 0.342 \text{ 〇〇〃}$$

之レニ對シテ  $\frac{1}{2}$  圓釘ヲ心々6〃ノ間隔ニ組ミ合ハス。

然ルトキハ、實ノ

$$A_s = 2 \times 0.1963 = 0.3926 \text{ 〇〇〃}$$

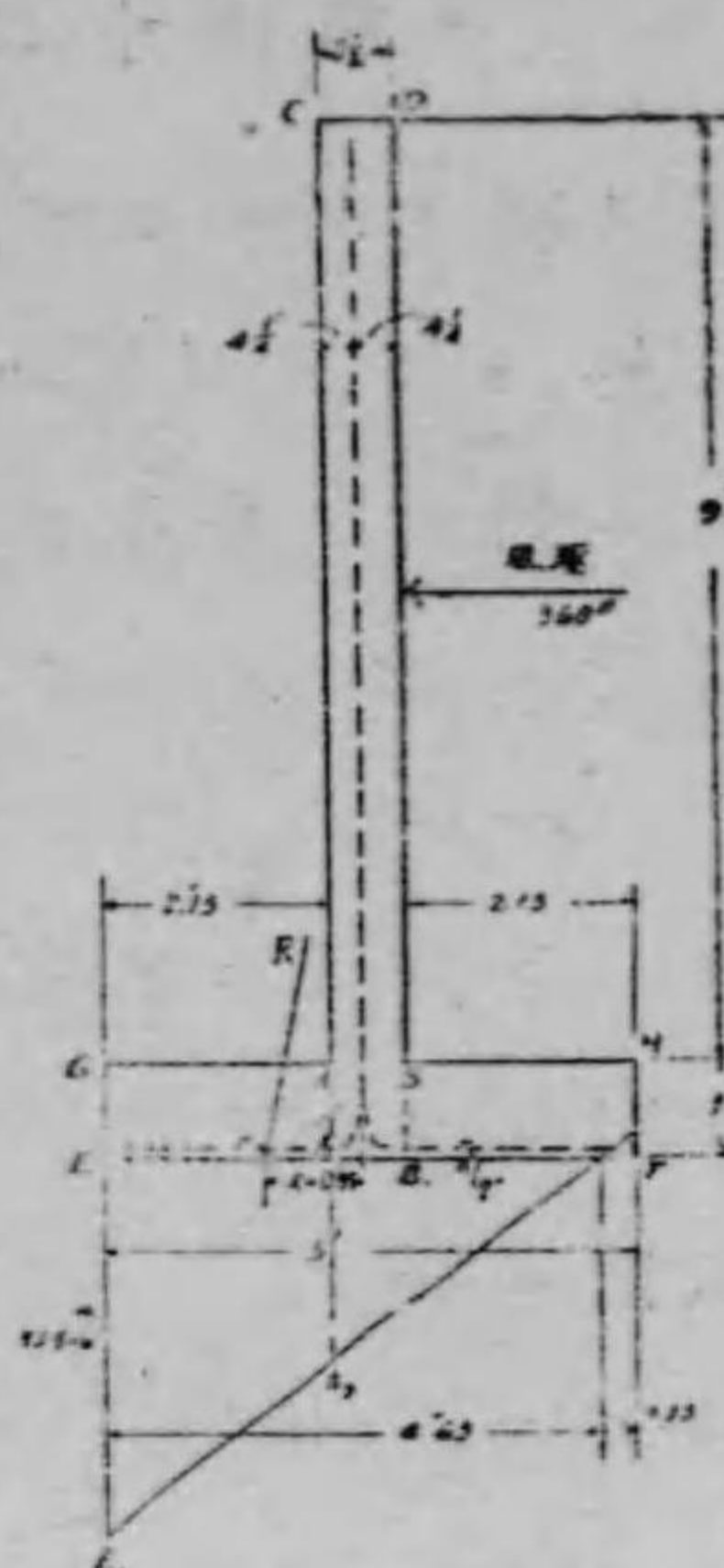
トナルナリ。

基礎ニ於テハ一方ニ張力ノ生ゼザル様ニナスヲ以テ原則トス。即チ  $E_r \geq \frac{EF}{3}$  トナスベキモ基礎ノ支重力大ナルトキハ僅小ナル張力ハ必ズシモ支障ナカルベク、今基礎混凝土ノ幅ヲ5'厚サヲ1'トスレバ塔壁ノ全重量ハ

$$\frac{8.5}{12} \times 9 \times 150 + 5 \times 1 \times 150 = 956.25 + 750 = 1706.25^*$$

$$\therefore \tan \theta = \frac{360}{1706.25} = 0.21$$

第百八十七圖



$$\therefore \tan \theta = 0.21 = \frac{x}{4.5}$$

$$x = 4.5 \times 0.21 = 0.95$$

故ニE點ニ於ケル壓力ハ(161)式ニヨリテ、

$$EE_1 = \frac{2}{3} \frac{W}{(2.5 - 0.95)} = \frac{2}{3} \frac{1706.25}{2.5 - 0.95} = 734^* / \text{〇} < 4000^* / \text{〇}$$

$A_1 A_2$ ヲ見出スニハ比例ニヨリテ、

$$734 : 4.65 = A_1 A_2 : (4.65 - 2.15)$$

$$\therefore A_1 A_2 = \frac{1835}{4.65} = 394.6^* / \text{〇} \doteq 395^* / \text{〇}$$

$AA_1 EG$ ハ $AA_1$ ニテ礎着セル肘木トシテ考へ、其彎曲率 $M$ ハ混凝土ノ自重ヲ無視スレバ、

$$M = \left\{ \left( 395 \times \frac{2.15}{2} \right) + \left( 2.15 \times \frac{(734 - 395)}{2} \times \frac{2 \times 2.15}{2} \right) \right\} \times 12''$$

$$= 11366 \text{ 吋封度}$$

$\frac{1}{2}$ 圓釘ヲ心々12''ノ距離ニ配置スルトキハ、

$$p = \frac{0.1963}{12'' \times 10''} = 0.0016$$

$$\therefore K = 0.196$$

$$j = 0.935$$

又  $d = 10''$ ナルヲ以テ、

$$s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{11366}{0.1963 \times 0.935 \times 10} = \frac{11366}{1.8} = 6315^* / \text{〇}$$

$$c = \frac{2M}{K j b d^2} = \frac{22732}{220} = 103^* / \text{〇}$$



故ニ兩者共ニ許容應力ヨリ小ナリ。從ツテ垂直鋼釘ヲ交ル交ル E 及ビ F ノ方向ニ曲ゲテ組ミ合ハストキハ 12" ノ間隔トナリテ本計算ニ適合スルニ至ル。AA<sub>1</sub>EG 及ビ BB<sub>1</sub>FH ハ共ニ等勢 (Symmetrical) トナスヲ要スルヲ以テ、斯ノ如ク鋼釘ヲ組ミ合ハスベキモノトス。

剪斷力ニ對シテハ、AB 面ニ於テハ、

$$v = \frac{V}{bjd} = \frac{360}{12' \times j \times 4.25}$$

$j$  ハ此ノ場合實値ヲ見出ス。即チ

$$p = \frac{0.5926}{12' \times 4.25} = 0.0077$$

$$\therefore K = 0.378$$

$$\therefore j = 0.874$$

$$\therefore v = \frac{360}{12 \times 0.874 \times 4.25} = 8\#/方$$

又 BB<sub>1</sub> 面或ハ AA<sub>1</sub> 面ニ於テハ、

$$V = (734 + 395) \times \frac{2.15}{2} = 1214\#$$

$$\therefore v = \frac{1214}{12 \times 0.935 \times 10} = 11\#/方$$

何レモ許容應剪力 40 $\#/方$  ヨリ小ナリ。又附着應力ニ對シテハ (88) 式ニヨルベク、僅少ノ超過ハ支障ナカルベシ。鋼釘ヲ其滑脱ニ對シテ組ミ合ハスベキ餘長ハ最大應力状態ノ場合ニ於テ、

$$\text{長サ} = \frac{16000 \times \frac{1'}{2}}{80 \times 4} = 25''$$

第百八十八圖ハ以上塔壁ノ設計圖ニシテ、塔壁ニ於ケル垂直鋼釘ハ上部ニ至ルニ從ツテ其量ヲ減少セシム、是レ塔壁ノ厚サヲ同一トナスヲ以テナリ。上部ヨリ  $\frac{9'}{2} = 4.5$  ノ所ニ於テハ、 $\frac{1''}{2}$  圓釘ヲ心々 12" ノ距離ニ用ユ。

$$M = 4.5 \times 1' \times 40\# \times \frac{4.5}{2} \times 12'' = 4860 \text{ 吋封度}$$

$$p = \frac{0.1963}{12 \times 4.25} = 0.00385$$

$$K = 0.287$$

$$j = 0.904$$

$$\therefore s = \frac{4860}{0.1963 \times 0.904 \times 4.25} = 700\#/方$$

斯ノ如ク鋼釘ニ生ズベキ應張力ハ少ニシテ又混凝土ニ生ズベキ應壓力モ少ナリ。

塔壁ニ於ケル垂直鋼釘ヲ互ニ結合シ、應力分配ヲ好良ナラシメ、且ツ混凝土ノ伸縮ニ對應セシムルタメ水平鋼釘ヲ用ユ。此種ノ鋼釘ハ混凝土斷面積ノ 1% ノ 0.2 乃至 0.4 用ユレバ可ナルコトハ前ニ述ベタル如クニシテ、今 1% ノ 0.3 ダケ用ユルトキハ、塔壁高サ 1 呎ニツキテ、

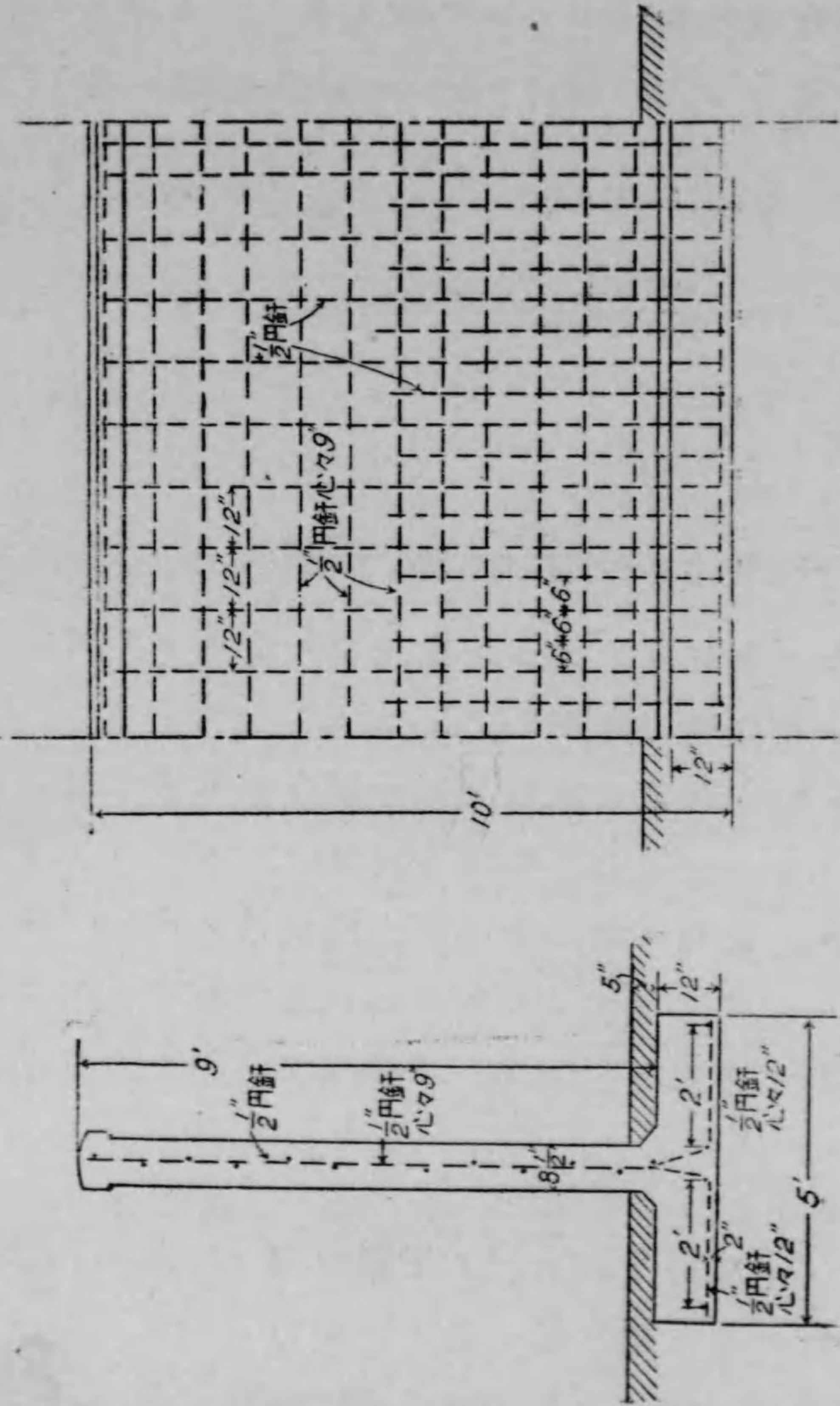
$$8.5 \times 12'' \times \frac{0.3}{100} = 0.306\#$$

故ニ  $\frac{1''}{2}$  圓釘ヲ心々 9" ノ距離ニ、交々ニ第百八十八圖ニ示ス如ク用ヒ、又基礎ニ於テモ壓力ノ分配ヲ好良ナラシムルタメニ同ジ大サノ釘ヲ 24" 距離ニ用ユ。



第百八十六圖ノ如ク  $d=4\frac{1}{4}$  トシテ牆壁ノ兩面ニ近ク各々鋼釘ヲ配置スルトキハ、混凝土ノ全厚ハ第百八十七圖

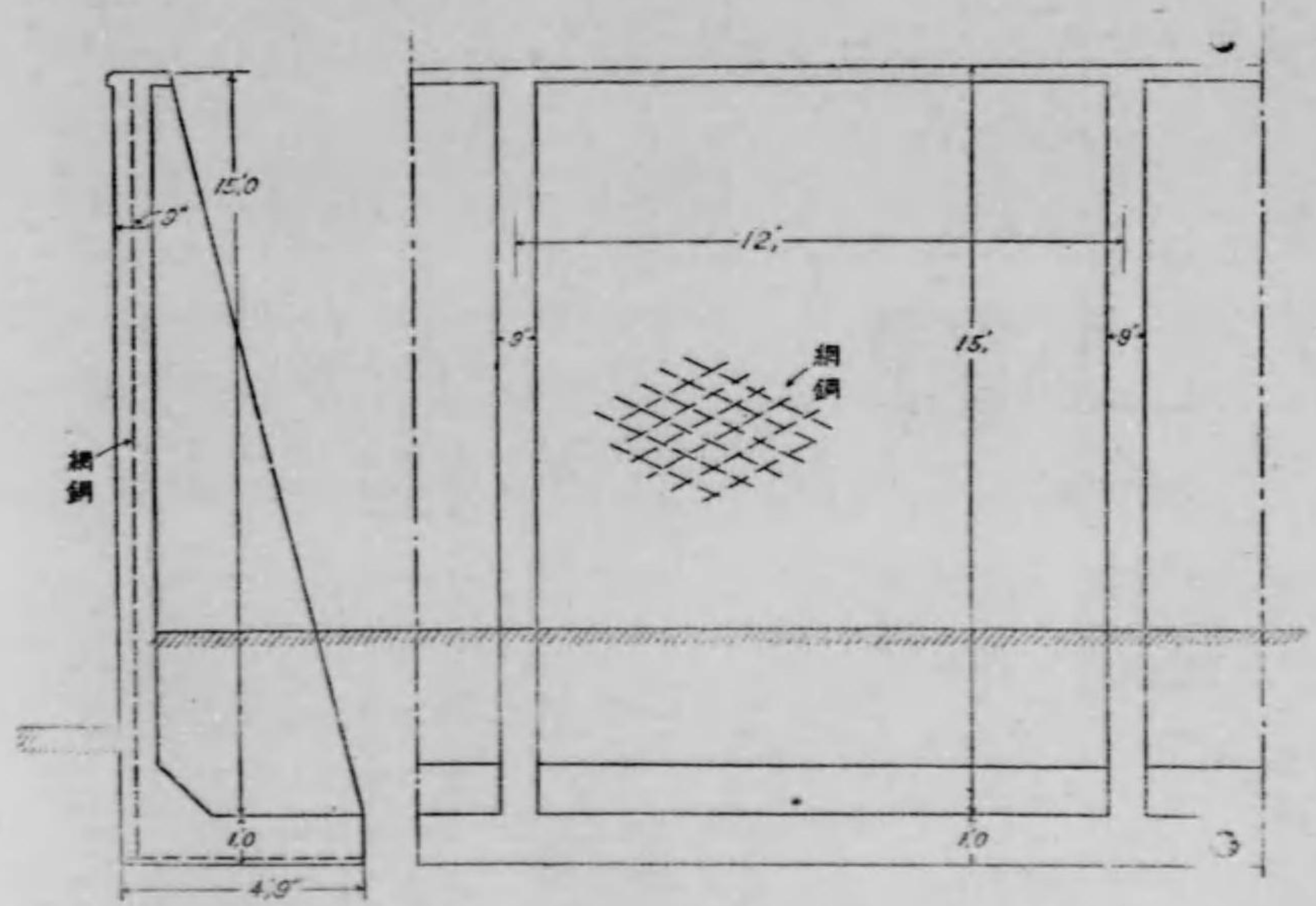
第百八十八圖



ノ如ク中央ニ用ヒテ左右兩用ニ供スルモノニ比シテ少トナルモ鋼釘ノ量ヲ多ク要ス。厚サノ少ナルモノニ對シテ鋼釘ノ量多クナル程、混凝土施工上ノ困難ヲ増シ、其注意ノ益々周密ナルヲ要スルモノナリ。

扶壁ヲ有スルモノニ於テハ、其設計方法ハ第三十八節ニ於テ述ベタル扶壁ヲ有スル擁壁ト全ク同一ナリ。第百八十九圖ハ其一例ヲ示セルモノナリ。

第百八十九圖





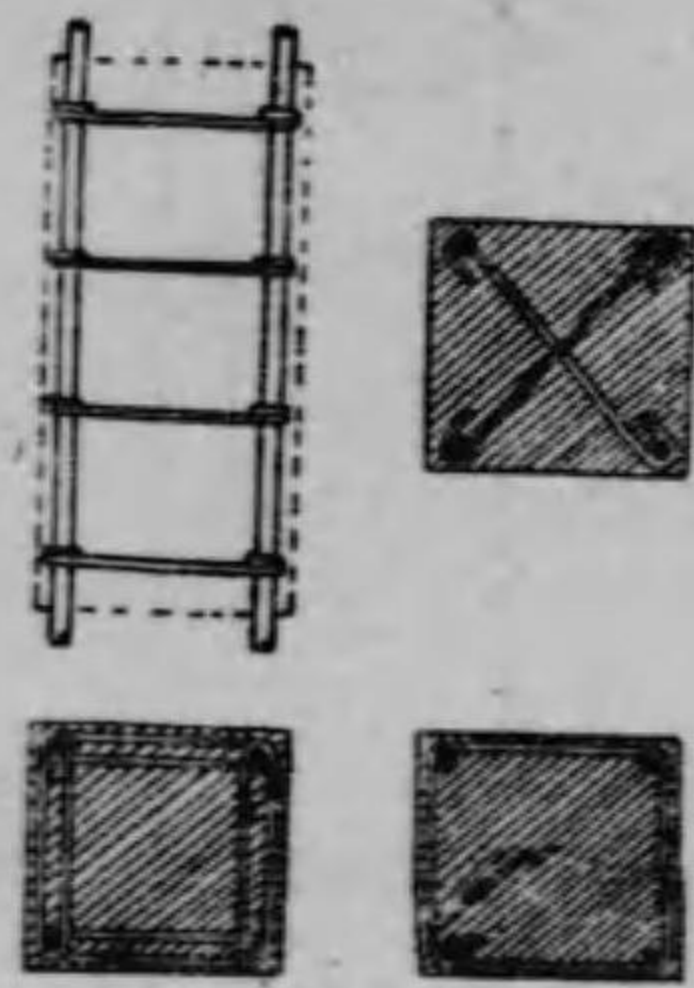
### 第十三章 断面重心ニ壓力ヲ受クル支柱

#### 第四十三節 總論及ビ鐵筋組ミ合ハセノ様式

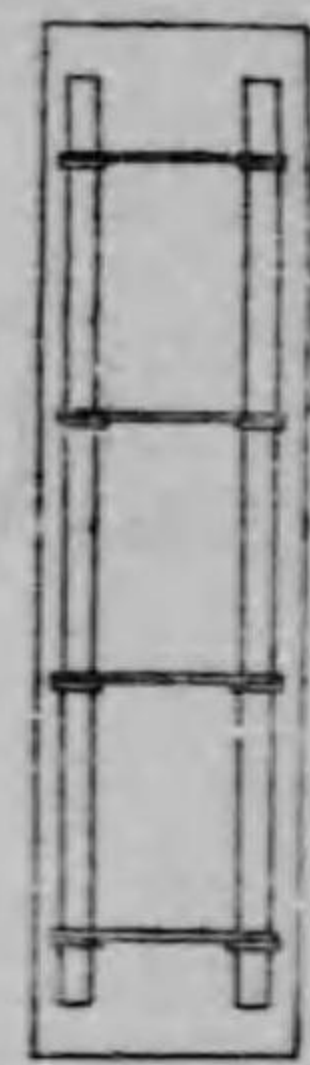
支柱ニ於テ壓力ガ其断面ノ重心ニ働クトキハ、断面最小幅ノ6倍ノ長サ迄ハ鐵筋ヲ必ズシモ要セザルモ、此レヨリ長サ長クナレバ鐵筋ヲ用ユベク、此種類ノ鐵筋混凝土支柱ニハ普通三種類アリテ次ノ如シ。

(1) 縦釘ヲ以テ混凝土柱ガ補強セラルルモノニシテ、此縦釘ヲ互ニ結合シ、且ツ壓力配合ヲ好良ニナスタメニ

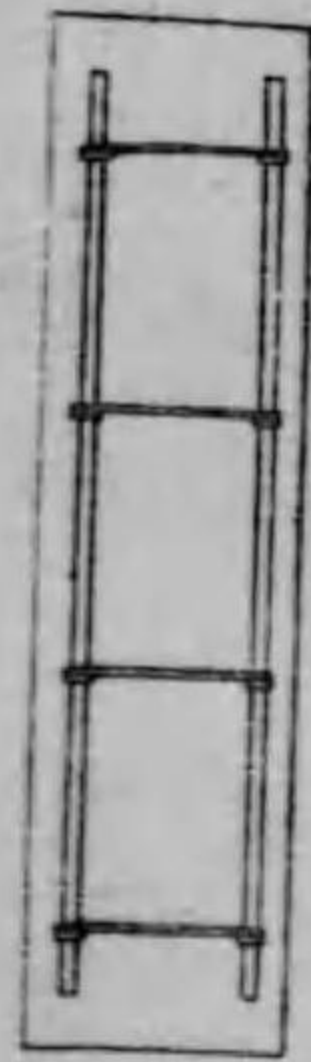
第百九十圖



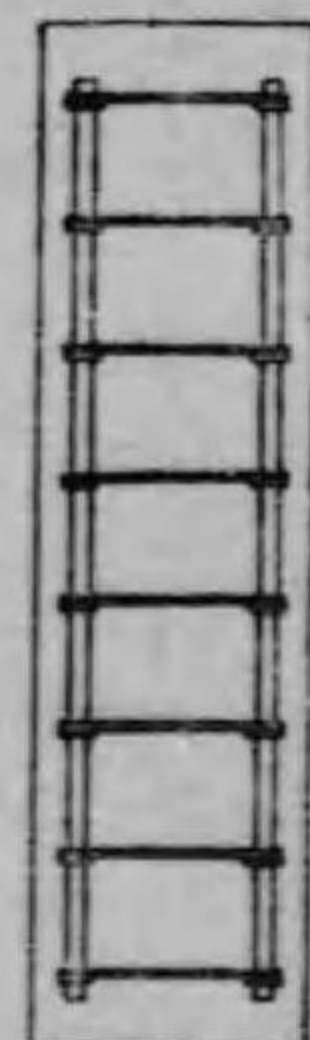
第百九十一圖



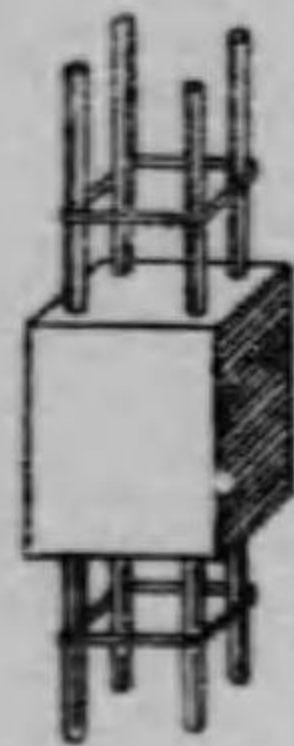
第百九十三圖



第百九十二圖



第百九十四圖



(甲)

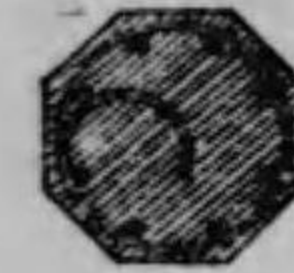


(乙)

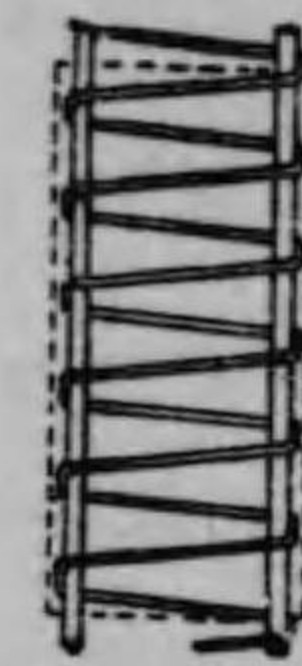
所々ニ於テ、鐵線又ハ平鐵ノ類ヲ以テ緊結スルコト第百九十圖乃至第百九十四圖ノ如シ。

(2) 縦釘及ビ環鋼ヲ以テ混凝土柱ヲ補強セルモノ、若シクハ縦釘及ビ螺形鋼ヲ以テ混凝土柱ヲ補強セルモノ

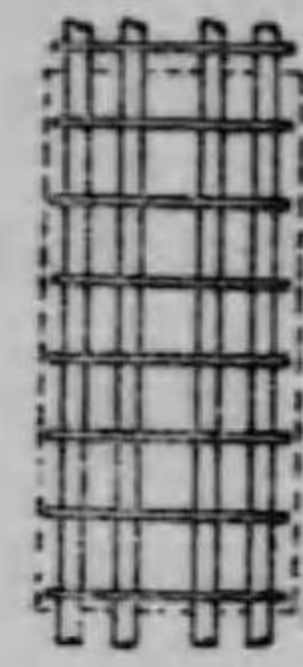
第百九十五圖



第百九十六圖



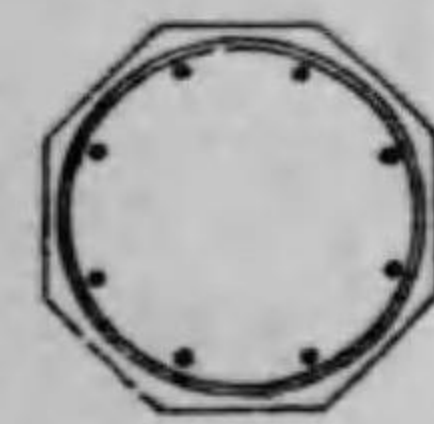
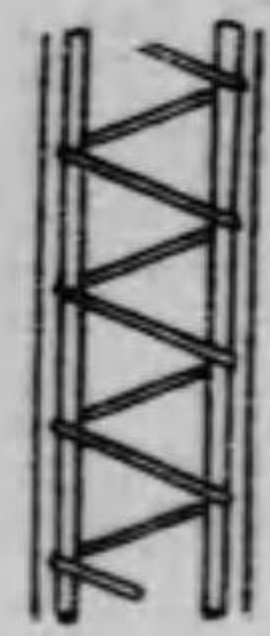
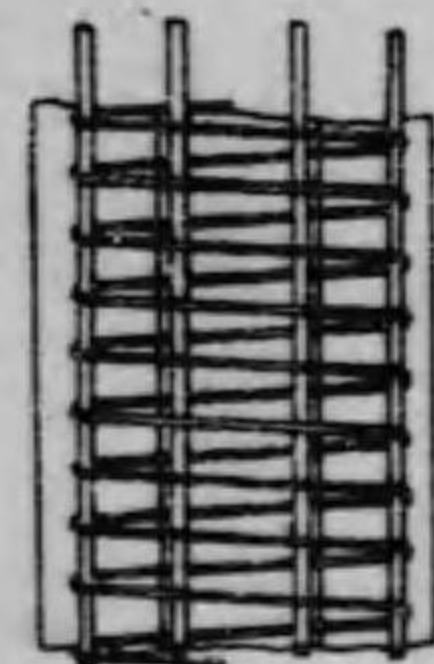
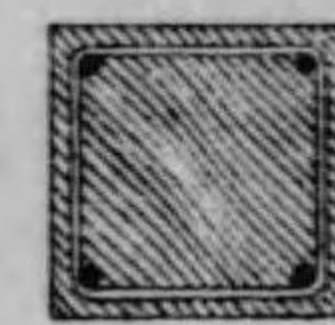
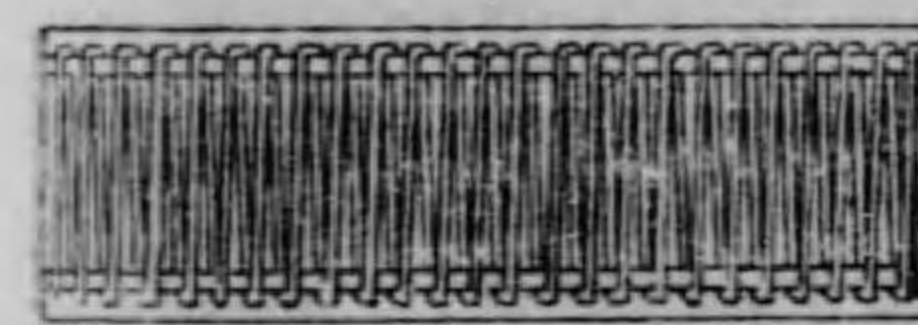
第百九十七圖



第百九十八圖



第百九十九圖





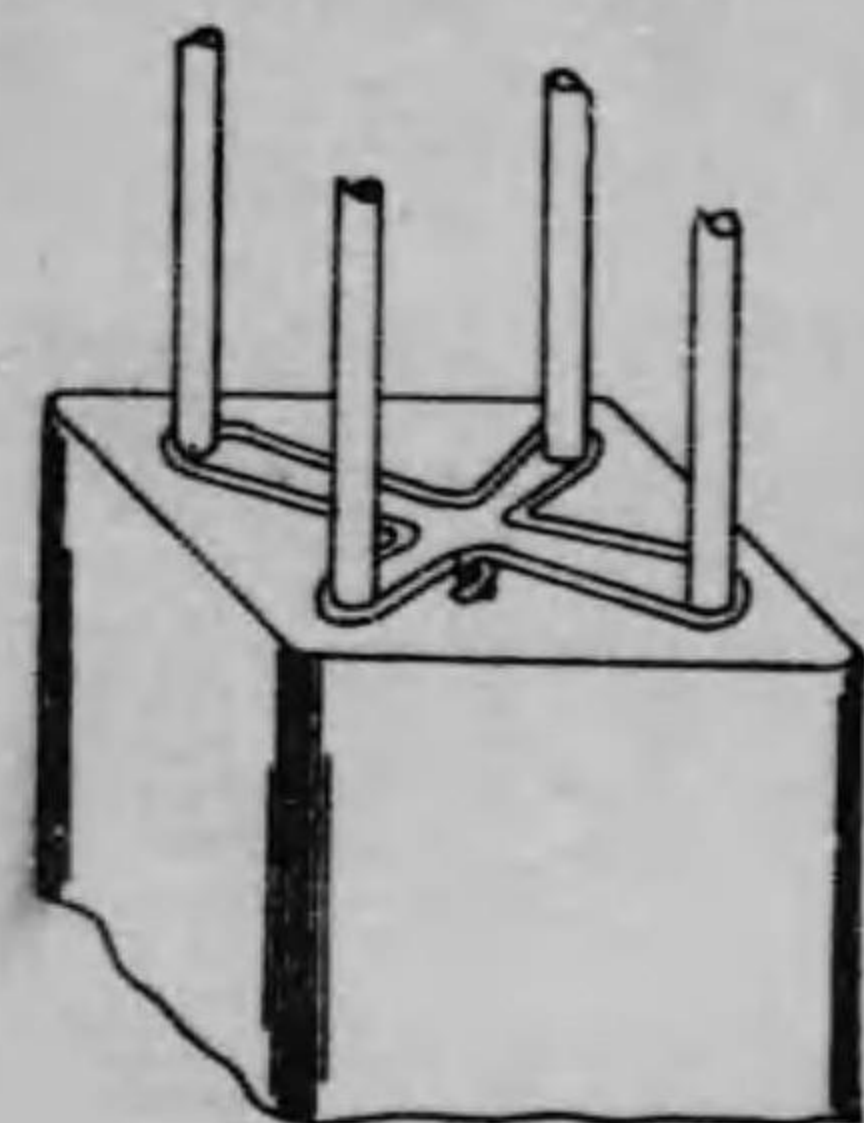
ニシテ、第百九十五圖乃至第百九十九圖ノ如シ。

第百九十七圖ハ環鋼及ビ縱釘ニヨリ、其他ハ螺形鋼及ビ縱釘ニヨリ補強セラルルモノナリ。第百九十七圖ノ環鋼ノ相互々ノ距離ハ、(1)ノ場合ノ如ク單ニ縱釘ヲ結合シ、其連合ヲ策スルノミニアラザルヲ以テ密トナス。

(3) I形鋼、□形鋼、若シクハL形鋼ノ類ヲ互ニ結合シ之レヲ混凝土ヲ以テ覆ヒテ支柱トナスモノナリ。

鐵筋混凝土支柱ノ普通ノ構造トシテハ以上ノ三種類ナリ。第百九十四圖甲ハ Hennebique 式(佛)ニシテ、四本又ハ此レ以上ノ縱釘ヲ平鐵ニヨリテ相近接セル二本毎ニ其穿穴ヲ通ジテ緊束セルモノナリ。左レド近來ハ施工容易ナルヲ以テ多ク鐵線ヲ以テ縱釘ヲ緊束ス、即チ同乙及

第 二 百 圖



ビ第百九十圖乃至第百九十三圖ハ斯ノ如キ構造ヲ示セルモノナリ。

第二百圖ハ Dégon 式(佛)ニシテ四本ノ縱釘ヲ鐵線ヲ以テ十字形ニ緊束セルモノニシテ、鐵線ノ終端ハ之ヲ下方ニ曲グ混凝土中ニ固着セシム。支柱ガ上部ヨリ壓力ヲ受クルトキハ其長縮少シ、其代リニ左右ニ擴ガ

ラントスル傾向ヲ有シ、從ツテ縱釘ノ周圍ヲ小ナル丸鐵ノ類ヲ以テ細カキ節 (Pitch) ヲ有スル螺旋形ニ卷キ付クルトキハ其強度増加シ、コンシデー 氏 (Considère) ハ他ノ構

造ニ比シ其強度二倍ストナセリ。第百九十五、百九十六、百九十八ノ數種及ビ第百九十九圖ハ之レヲ示ス。此等ノ場合ニハ縱釘ハ單ニ螺旋釘ノ緊結ニ必要ナルモノト考ヘ、其直徑ハ  $\frac{1''}{2}$  乃至  $\frac{3''}{4}$  ヲ用ユ。又螺旋鐵筋ハ直徑  $\frac{1''}{4}$  乃至  $\frac{5''}{8}$  ニシテ其節ハ  $1\frac{5''}{8}$  乃至  $2\frac{1''}{2}$  ナリ。

總テ支柱ハ其幅ノ長サニ對スル關係ニヨリテ、短支柱ト長支柱ノ二種類ニ應力計算上ヨリ區別ス。鐵筋混凝土短支柱トシテハ其長サハ最小幅ノ、佛國及ビ埃匈國ニアリテハ20倍以內トナセルモ、他ノ多クハ15倍乃至18倍以下トナセリ。一般ニ鐵筋混凝土ノ長柱ヲ用ユルヲ欲セザル主ナル理由ハ若シ混凝土ノ性質、煉造ニ少シニテモ缺所アレバ、其所ガ直ニ強度ニ關係ヲ及ボスコト他ノ構造物ニ比シテ大ナルガタメナリ。

後ニ至リ第四十八節ニ於テ長支柱ノ場合ヲ述ブルノ外、次ノ各節ハ專ラ短支柱ニ關スルモノナリ。

#### 第四十四節 縱鐵筋ガ主要ナル場合ノ應力

鐵筋ト混凝土トノ間ノ附着ガ充分存在スル以上ハ鐵筋ハ重量ノ一部ヲ支フ。今支柱ノ断面ニ於テ、

$A_s$  = 鋼筋ノ斷面積

$A_c$  = 混凝土ノミノ斷面積



A = 支柱ノ全断面積

$p = \frac{A_s}{A}$  ニシテ  $A_s = pA$  トス

s = 鋼筋ニ於ケル一平方吋ノ應張力

c = 混凝土ニ於ケル一平方吋ノ應壓力

W' = 鋼筋ヲ有セザル普通ノ混凝土支柱ノ支へ得ル重量

W = 鐵筋混凝土支柱ノ支へ得ル重量

トスレバ、普通ノ混凝土支柱ニ於テハ、

$W' = cA$

ニシテ、鐵筋混凝土支柱ニ於テハ、

$W = sA_s + cA_c$

(10) 式ニヨリテ  $s = nc$  ナルヲ以テ、

$W = ncpA + cA_c = ncpA + c(A - pA) = ncpA + cA - cpA$

$\therefore W = cA \{1 + (n-1)p\}$  .....(165)

又ハ  $W = c \{A + (n-1)A_s\}$

即チ縱鋼筋ヲ用ヒタルタメニ  $cA(n-1)p$  ダケ多ク重量ヲ

支へ得ルニ至リシモノニシテ、例へバ

$n = 15 \quad p = 1\% = 0.01$

トスレバ、

$(15-1) \times 0.01cA = 0.14cA$

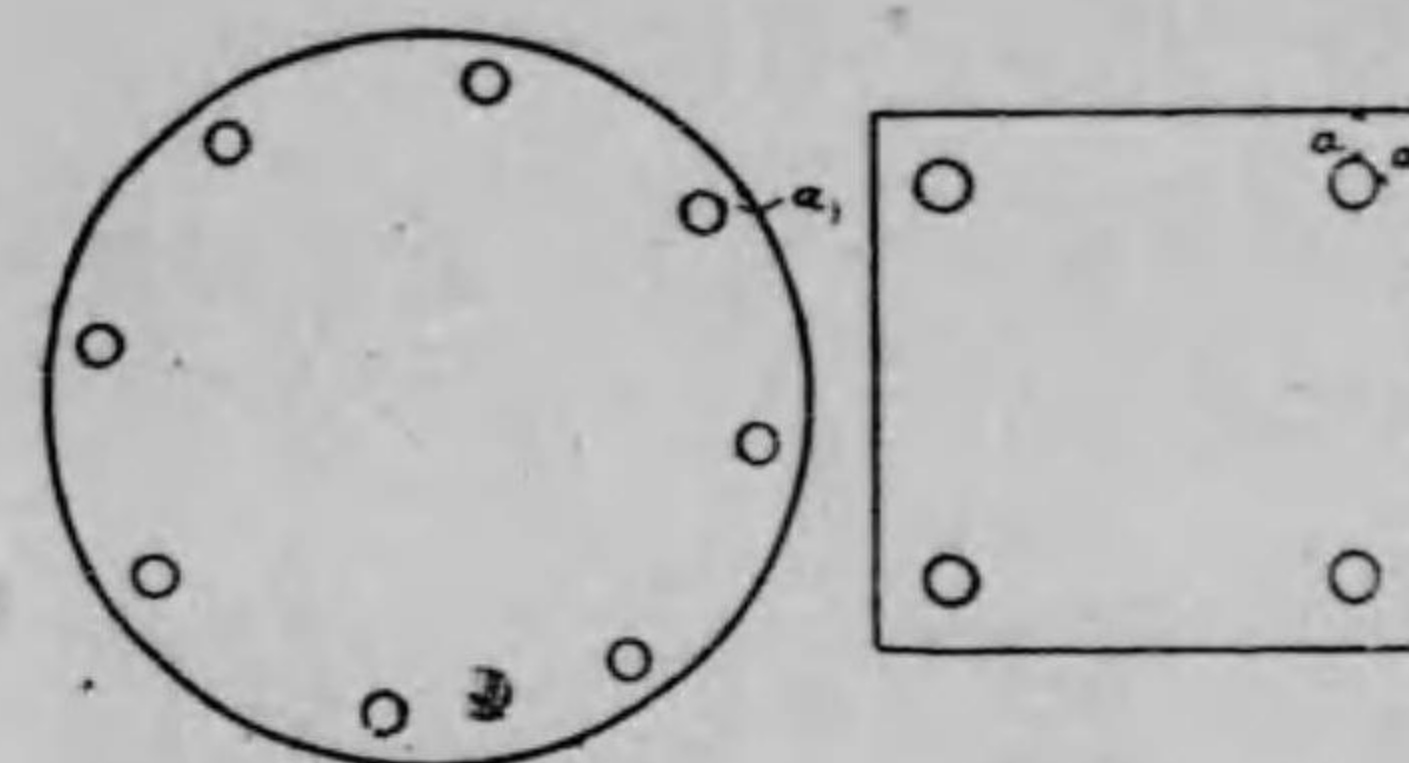
即チ 14% ダケ混凝土ノミノ支柱ヨリ多ク重量ヲ支へ得ルニ至レリ。

(165) 式ニ於テ見ル如ク、鋼筋ノ量一定セルトキ即チ p が

一定セルトキハ、nノ大ナル程、縱鋼筋混凝土支柱ノ支重力大トナル。而シテ  $s = nc$  ニシテ  $n = \frac{s}{c}$  ナルヲ以テ、混凝土ノ許容應壓力ハ縱鋼筋混凝土支柱ノ強度ニ關係ヲ有スルコト極メテ大ナリ。鋼筋ノ外面ヨリ混凝土表面ニ至ル距離 a ハ支柱ノ目的ニヨリテ増減セシムベキモ、普通  $\frac{3''}{4}$  乃至 2'' トス。(第百一圖参照)

組ミ合ハスベキ縱鋼筋ハ、荷重ガ支柱ノ中心ニ働クトキ

第百一圖



ハ其レニ對シテ等勢ニ組ミ合ハス可ク、又其鋼筋ハ真直タルベシ。若シ彎曲セルモノアレバ之レヲ正シクシテ用ユ。又混凝土

ヲ填充施工スルニ際シテハ鋼筋ノ位置ニ違ヒヲ生ゼザル様注意ヲ要ス。

縱鋼筋ハ前述ノ如ク、鐵線ノ類或ハ平鐵ヲ以テ一定ノ距離毎ニ之レヲ緊束スルヲ要シ、其緊束スベキ距離ハ縱鋼筋ノ直徑ノ15倍以下トシ、且ツ支柱断面ノ最小幅ニ等シキ長サヲ超過セシメザルヲ可トス。

組ミ合ハス可キ鋼筋ヲ接合スル場合ニ於テハ、長サ1呎以上ノ鐵管(瓦斯管ノ如キモノ)内ニ接合セントスル鐵釘ノ兩端ヲ挿入シ以テ衝頭接合トナスカ、若シクハ鋼筋ノ端ヲ鈎狀ニマゲ其直線部ヲ互々ニ襲ネ合セ、其ノ部ヲ鐵



線ヲ以テ更ニ緊結ス。但シ此場合ニ於テハ其襲ネ合セノ長サハ、接合點ニ於テ鐵釘ニ生ズル應力ニ對シ、其附着力ノミニテ鐵釘ガ抵抗シ得ル程度以上タルベキモノトス。

接合部分ヲ緊結スルニ用ユル鐵線ハ B.W.G. 二十番(直径 0."035) 以上ノ大サノモノヲ用ユ。

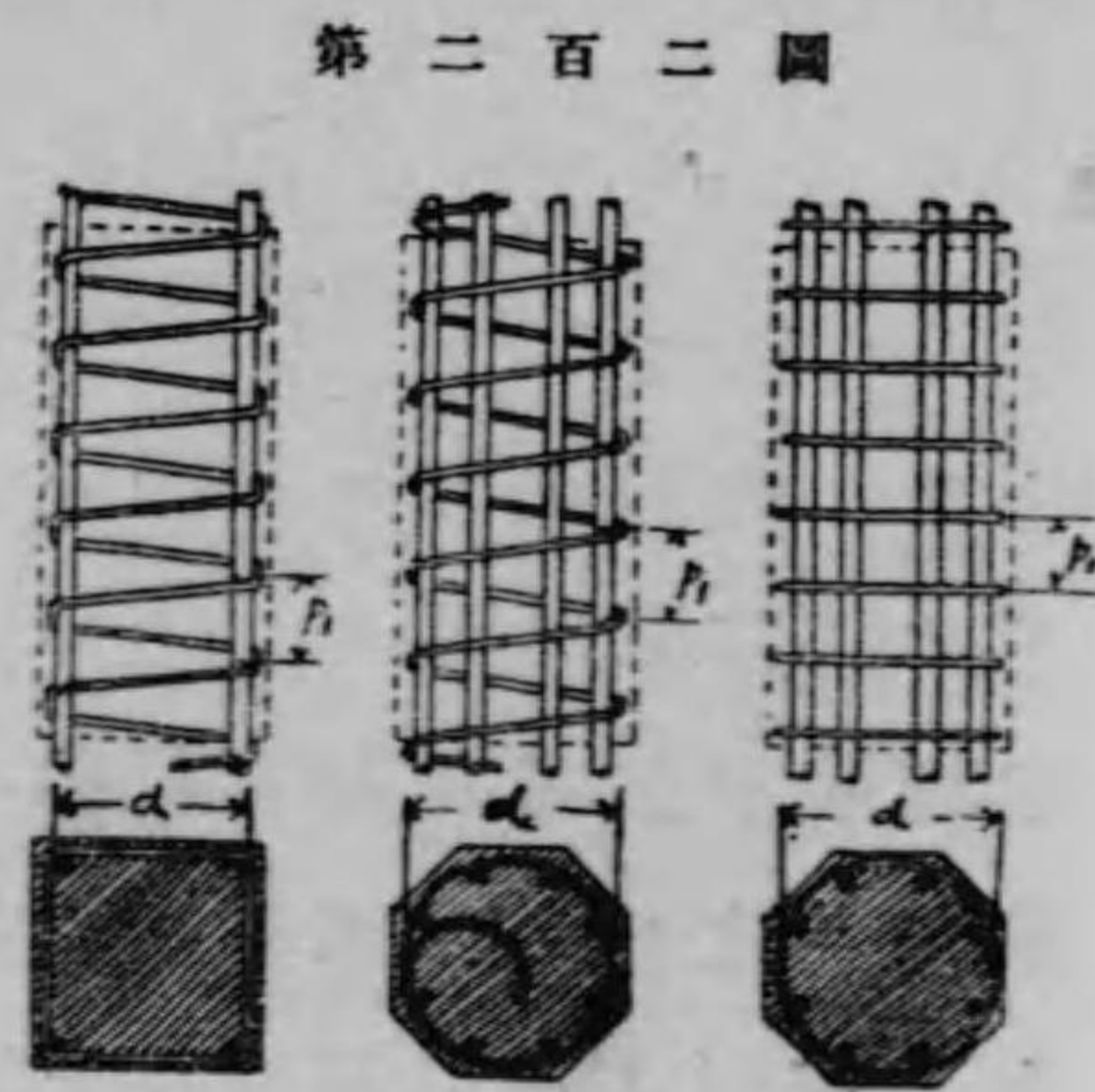
### 第四十五節 縦鐵筋及ビ螺旋鐵若シクハ環鐵ヲ用ユル場合

此場合ニ於ケル計算式ハ純理論的公式トハ多少其趣キ

ヲ異ニシ、實驗ノ結果ヲ附加セルモノニシテ、節  $p_1$  = 關係ヲ有ス。此種ノ支柱ニ對スル公式種々アルガ今其内ノ二三ヲ示ス。

(1) 英國皇室建築協會ニ於テハ  $p_1$  ガ  $0.6d$  以上トナレバ、環或ハ螺旋鋼ヲ用ヒタルタメノ効果ナク、又  $0.2d$  ヨリ小トナスヲ不可トナシ、 $p_1$  ハ  $0.6d$  乃至  $0.2d$  ノ間ニアラシムベク、而シテ此範圍内ニ於テハ、支柱ノ支へ得ル重量ハ次ノ如キ式ヲ以テ表ハサルベシトナセリ。

$$W = c(1 + Fp_1'p')\{A + (n-1)pA\} \dots \dots \dots (166)$$



第二百二圖

此式ニ於テ、

$c$  = 混凝土ノ應壓力

$F$  = 螺旋鐵若シクハ環鐵ニヨリテ變ズル率ニシテ、

又環鐵ニ於テハ其圓釘ナルカ、角釘ナルカニヨ

リテモ變ズル率

$p_1' = p_1$  ナル節ニヨリテ變ズル率

$p'$  = 支柱ノ長サノ任意ノ部分ニ於テ、

$$\frac{\text{環鋼又ハ螺形鋼ノ容積}}{\text{混凝土ノ有効容積}}$$

而シテ  $p'$  ハ  $0.5\%$  以上、環又ハ螺旋鐵ノ直径ハ  $\frac{3''}{16}$  以上トナセリ。

$A$  = 支柱ノ斷面積

$p$  = 支柱ノ斷面ニ於テ  $A_s$  ヲ縦鐵釘ノ斷面積トスレ

$$\text{バ } \frac{A_s}{A}$$

$A, p,$  及ビ  $n$  ハ (165) 式ノ其レト同一ナリ。猶上記協會ニ於テハ次ノ如クナセリ。

$$p_1' = 48 - 80 \frac{p_1}{d} \dots \dots \dots (167)$$

$d$  = 支柱ノ有効直径

即チ  $d$  ハ 第二百二圖ノ如ク螺旋又ハ環鐵内ノ直径、

此 (167) 式ニヨリテ計算スレバ次ノ如クナル。

$p_1$	$p_1'$
$0.2d$	32



0.3d	24
0.4d	16
0.5d	8
0.6d	0

又 F ハ

螺旋釘ノトキハ	1.00
圓環釘ノトキハ (●)	0.75
角環釘ノトキハ (■)	0.50

(2) 佛國政府鐵筋混凝土會ニ於テ鐵筋混凝土支柱ニツキテ次ノ公式ヲ定メタリ。

$c_1$  = 支柱ノ斷面積中 1<sup>□</sup>ニツキ安全ニ支ヘ得ル重量(封度)

$c$  = 混凝土ノ破懷強度(一平方吋封度)即チ極抗壓強

$$\psi_t = \frac{\text{縱鋼釘ノ容積}}{\text{支柱ノ容積}}$$

$$\psi_h = \frac{\text{螺旋鐵ノ容積}}{\text{支柱ノ容積}}$$

トスレバ、

$$c_1 = 0.28c(1 + 15\psi_t + 32\psi_h) \dots \dots \dots (163)$$

而シテ節ガ  $\frac{d}{5}$  ナレバ  $c_1 = 710^{\#}/\square''$

$\frac{d}{6.5}$  ナレバ  $c_1 = 1140^{\#}/\square''$

$\frac{d}{8}$  ナレバ  $c_1 = 1420^{\#}/\square''$

トナセリ。是等ノ公式ヲ以テ實際起ルベキ問題ヲ解決セントスルニ亘リテハ、螺旋ヲ用ユルトキハ其長サヲ知

ルノ必要アリテ、

$x$  = 螺旋鋼ノ長サ

$p_1$  = 節

$n_1$  = 螺旋廻周ノ數

$d$  = 支柱ニ於テ螺旋鋼間ノ直徑 トスレバ、

$$x = n_1 \sqrt{3.1416d^2 + p_1^2} \dots \dots \dots (169)$$

螺旋鐵ヲ縱筋ニ卷キ付ケ其支壓力ヲ増加セシムルコトハ、前記ノ如クニ考へて居る氏 (Considère) ノ發案ニ懸ルモノニシテ、 $\psi_t$  又ハ  $p$  ハ 1% 以上 4%、 $\psi_h$  又ハ  $p'$  ハ 0.5% 以上、 $\psi_t$  又ハ  $p$  ハ  $\psi_h$  又ハ  $p'$  ノ  $\frac{1}{3}$  ヨリ少トナス可カラズトナセリ。

(3) 考へて居る氏式 (Considère) 考へて居る氏ハ實驗ノ結果螺旋鐵ヲ用ユルトキハ、之レヲ用ヒザル縱鐵筋ノミノ場合ノ強度ノ 2 倍トナル可キコトヲ發表シ、其安全應壓力ハ次ノ (170) 式ノ如シトナセリ。

$$P = c\{A + (A_s + 2.4Q)(n-1)\} \dots \dots \dots (170)$$

$A_s$  = 縱鐵筋ノ斷面積

$Q$  = 螺旋鐵筋ノ全容積ヲ支柱ノ長サニテ除セルモノ

$P$  = 断面重心線中ニ働ク壓力

$A$  = 支柱ノ有効面積 =  $\pi\left(\frac{d}{2}\right)^2$

(4) 普國規定 (1909 年)  $A'$  ヲ支柱ノ假想斷面トスレバ、

$$\left. \begin{aligned} A' &= A + 15A_s + 30Q \\ P &= cA' \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (171)$$



ニシテ符號ハ (170) 式ト同ジ。而シテ  $A' \approx 2A$  ナルヲ要  
ストナセリ。故ニ今若シ

$$A' = 1.5A \quad \text{ナリトセバ} \quad P = 1.5cA \quad \therefore A = \frac{P}{1.5c}$$

又  $1.5A = A + 15A_s + 30Q$

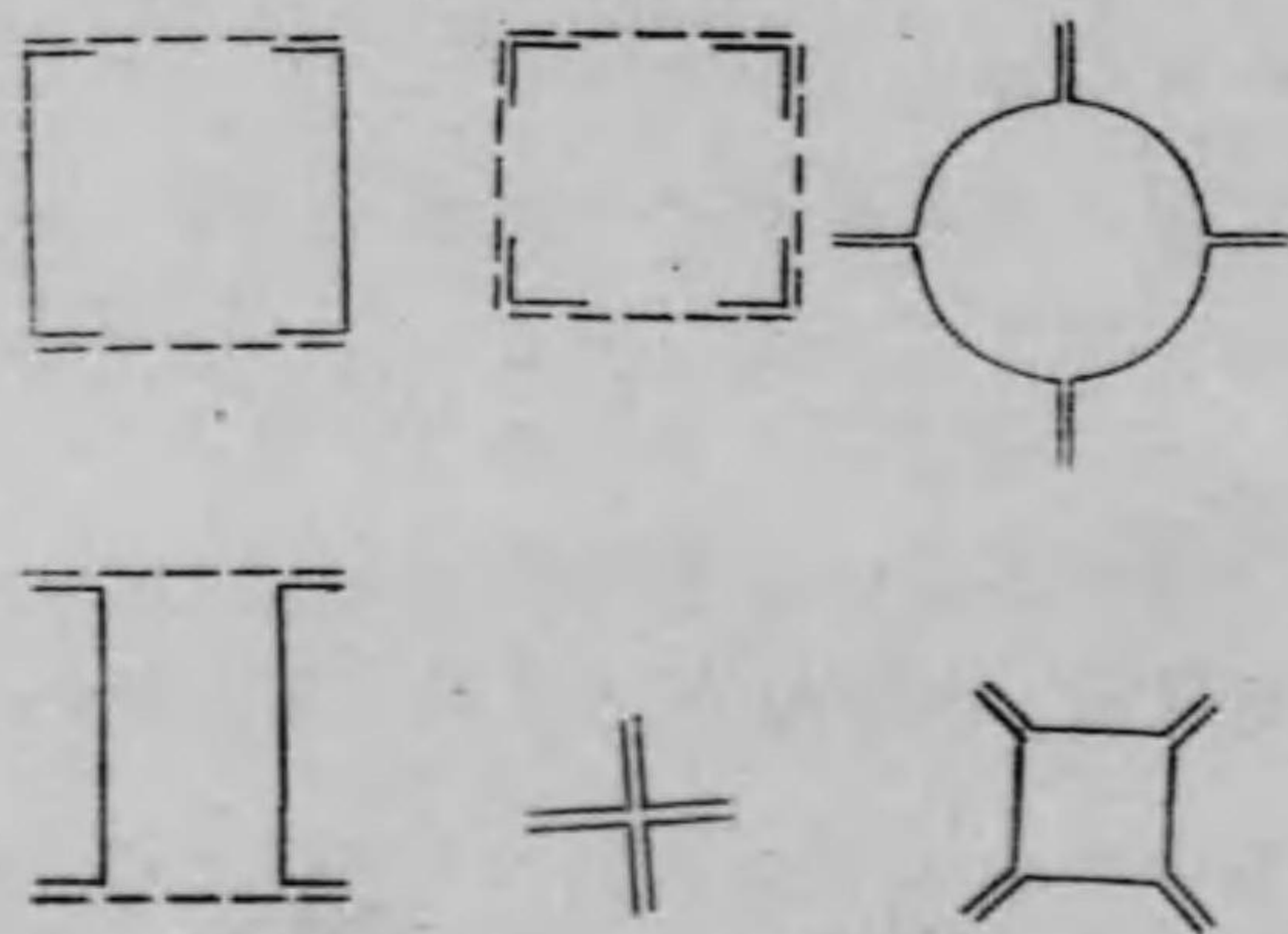
$$0.5A = 15A_s + 30Q$$

故ニ  $p = 1\%$  トセバ  $A_s = \frac{A}{100}$  ナルヲ以テ  $Q = \frac{0.35A}{30}$  ト  
ナルナリ。

#### 第四十六節 I 鐵□鐵等ヲ用ユル支柱

I 鐵□鐵又ハ□鐵ガ互ニ結合セラレ、充分壓力ニ抵抗シ  
得ル如ク設計セラレ、混凝土ガ單ニ内部鋼材ノ保護物ト  
シテ用ヒラルルトキハ、本章ノ所謂鐵筋混凝土支柱ト稱  
シ難キモノニシテ、本章ノ鐵筋混凝土支柱トハ鐵筋ト混  
凝土トノ兩者ガ壓力ニ抵抗シ得ル如ク設計セラレタル

第二百三圖



モノナリ、即チ  $p = 4\%$  以下。

第二百三圖ハ□形若シクハ□形鋼ノ類ヲ結合セル各種  
断面ヲ示セルモノニシテ、實驗ノ結果ニヨリ是等□形若  
シクハ□形ヲ結合シテ用ユルコトハ、同一面積ノ鋼材ヲ  
用ユルヨリモ其強度少ナキモノノ如ク、此理由ハ□又ハ  
□鐵等ノ表面ハ扁平ニシテ、從ツテ混凝土トノ附着ガ釘  
ノ如クナラザルノミナラズ、□又ハ□ノ周圍ニ適切ニ混  
凝土ヲ填充スルノ困難ニ基クモノノ如シ。而シテ此等  
□又ハ□鐵ノ量多キトキハ混凝土ニ生ズ可キ應力ハ疑  
ハシクナル故ニ斯ノ如キ構造ニ於テハ混凝土ニ生ズ可  
キ應壓力ヲ全部無視シ、總テ鐵筋ニヨリテ抵抗セシムル  
如ク設計スルヲ可トス。猶大ナル斷面積ヲ有スル鐵筋  
ヲ用ヒタル場合ノ應力計算法ニ第二十六章中ニ記述セ  
シヲ以テ之レニ準據スベシ。

#### 第四十七節 支柱ニ於ケル許容應壓力

混凝土ノ支柱ガ重量ヲ受ケテ破壊セントスルトキニハ、  
數多ノ實驗ハ其急ニ破壊スルヲ示ス。從ツテ桁ノ纖維  
應壓力ノ場合ニ比シテ其安全率ヲ大トナス。千九百九  
年合衆國ニ於ケル混凝土及ビ鐵筋混凝土協會ノ發表セ  
ル支柱ノ場合ノ許容應壓力ハ、

(A) 普通混凝土ノ支柱若シクハ橋脚ニ於テ、其長サガ  
直徑ノ12倍ヲ超過セザルトキハ28日齡ニ於ケル混凝土



ノ極應壓力ノ 32.5% トナセリ。例ヘバ 1:2:4 ノ混凝土ニテ極應壓力 2000#/sq. ナレバ 450#/sq.

(B) 支柱ガ螺旋鐵又ハ環鐵ヲ以テ補強セラレ、其螺旋鐵又ハ環鐵ノ容積ガ其レヲ以テ包ミタル部分ノ混凝土ノ容積ノ少ナクトモ 1% ニシテ、又其節ガ支柱ノ有効直徑ノ 1/4 ヨリ大ナラザルトキハ、同上齡ノ混凝土ノ極應壓力ノ 27% トナセリ。例ヘバ 2000#/sq. ノ極應壓力ヲ有スルモノナレバ 540#/sq.

(C) 支柱ニ於テ縦筋ハ 1% 乃至 4% ニシテ、螺旋又ハ環鐵ハ支柱ノ有効直徑ノ 1/4 ヨリ大ナラザル節ニ於テ用ヒラルルトキハ、同上齡ニ於テ極應壓力ノ 32.5% トナセリ。例ヘバ 2000#/sq. ノ極應壓力ヲ有スルモノニ於テハ 650#/sq. 又千九百七年發布ノ普國規定ニヨレバ支柱ニ於ケル安全應壓力ハ混凝土ノ極應壓力ノ 1/10 以下トスベシトナセリ。本書ニ於テハ各種實驗ノ結果其他ヲ考慮シ、普通ノ 1:2:4 配合割合ノ混凝土支柱ノ許容應壓力ハ 450#/sq. 乃至 500#/sq. トシ、之ヲ計算例題ノ値トナス。

第四十八節 長支柱ニ就キテ

以上支柱ノ章ニ於テ述べタルモノハ短支柱ノ場合ニシテ、即チ壓力ニヨリテ單ニ壓碎スベキ支柱ニ關スルモノナリ。左レド支柱長クナリ、其長サガ支柱ノ最小幅ノ 15 倍乃至 18 倍以上ニ達スルトキハ、單ニ壓碎セントスルヨ

リモ寧ロ曲折セントスル傾向ヲ生ズルニ至ル。斯ノ如キヲ長支柱ト稱ス。之レガタメニ生ズベキ應力増加シ其破壊ヲ速カナラシム。從ツテ長支柱ニ於テハ同斷面積ノ短支柱ヨリ其強度減少ス。故ニ以上述べタル支柱ニ關スル種々ノ公式ハ直ニ之レヲ長支柱ニ適用スルヲ得ザルナリ。鐵筋混凝土長支柱ノ計算式ニ關シテハ實驗ノ結果少ナキモ、吾人ハこゝるどん氏 (Gordon) ノ公式ヲ以テ最モ好結果ヲ與フルモノトシテ之レヲ使用セントス。

こゝるどん氏 (Gordon) 公式ハ、短支柱ノ支へ得ル重量ヲ  $(1 + a \frac{l^2}{d^2})$  ニテ除シタルモノヲ以テ長支柱ノ支へ得ル重量トナセルモノニシテ、即チ (165) 式ノ如キ場合ニ於テハ、

長支柱ノ支へ得ル重量、

$$W = \frac{cA \{ 1 + (n-1)p \}}{1 + a \frac{l^2}{d^2}} \dots \dots \dots (172)$$

又 (166) 式ノ如キ場合ニ於テハ、

長支柱ノ支へ得ル重量、

$$W = \frac{c(1 + Fp_1 p_1') \{ A + (n-1)pA \}}{1 + a \frac{l^2}{d^2}} \dots \dots \dots (173)$$

こゝるどん氏公式ニ於テハ、

$l$  = 支柱ノ長サ

$d$  = 支柱ノ斷面圓ナルトキハ其有効直徑

= 支柱ノ斷面矩形ナルトキハ其ノ最小幅



a = 支柱ノ兩端ヲ碇着セシムルカ否カ其有様及ビ  
支柱断面ノ形狀ニヨリテ異ル係數

支柱ノ断面ガ圓形若シクハ矩形ニシテ、其兩端樞 (Pivoted)  
又ハ圓 (Rounded) ナル時ハ、

$$a = \frac{4}{2500} = \frac{1}{625} \dots \dots \dots (174)$$

又同上ニシテ支柱ノ兩端碇着 (Fixed) セラルルトキハ、

$$a = \frac{1}{2500} \dots \dots \dots (175)$$

又同上ニシテ支柱ノ一端ハ碇着セラレ他端ハ圓又ハ樞  
(Rounded 又ハ Pivoted) ナルトキ、

$$a = \frac{2.5}{2500} = \frac{1}{1000} \dots \dots \dots (176)$$

l ト d トハ共ニ同單位ナルヲ要ス。

是等長支柱ニ關スル公式ハ上述ノ如ク支柱ノ長サガ、支  
柱断面最小幅ノ15倍乃至18倍以上トナリシトキニ用ユ  
ルモノニシテ、普通實際ニ出會ハルベキ場合少ナク、又成  
ルベク長支柱ハ之レヲ避ケテ、長サガ最小幅ノ15倍乃至  
18倍ヨリ大ナラザル如ク設計スルヲ可トス。此上述ノ  
如ク主トシテ支柱ノ彎曲ノタメニ其強度減少シ不時ノ  
危險ヲ生ズル傾向アルヲ以テナリ。

### 第四十九節 支柱例題並ニ其底部礎段

本節ニ於テ鐵筋混凝土支柱ニ關スル問題ヲ少シク例示  
セントス。

混凝土ハ 1:2:4 ノ配合割合ニシテ支柱トシテ其許容應  
壓力、  $c = 450 \text{ #/sq. in.}$

又  $n = 15$  トス。

例、支柱ノ断面ヲ  $20'' \times 20'' = 400 \text{ sq. in.}$  トス。此レガ縦筋  
ヲ主要ナル補強材トナシ其量  $p = 1.2\%$  トス。斯ノ如キ  
支柱ガ断面ノ重心ニ荷重ヲ受クルトキニ安全ニ支ヘ得  
ル重量如何。

(165) 式ニヨリテ安全ニ支ヘ得ル重量 W ハ

$$W = cA \{ 1 + (n-1)p \} = 450 \times 400 \{ 1 + 14 \times 0.012 \} = 210240 \text{ 封度}$$

若シ鐵筋ナク單ニ混凝土ノミナルトキハ、  
 $450 \times 400 = 180000$

封度ノ重量ヲ安全ニ支ヘ得ルノミナリ。

$$\text{鐵筋ニ生ズベキ應壓力} = 15 \times 450 = 6750 \text{ #/sq. in.}$$

縦釘ハ前述セシ如ク諸所ニ於テ緊束スベキモノトス。

例、支柱ノ断面ヲ  $12'' \times 12'' = 144 \text{ sq. in.}$  トス。此ノ如キ支  
柱断面ヲ以テ 90000 封度ノ壓力ヲ安全ニ支ヘントスル  
ニハ縦鐵筋ノ量如何。

普通混凝土ノミノ支ヘ得ル重量ハ、

$$450 \times 144 = 64800 \text{ #}$$

(165) 式ニヨリ

$$\frac{W}{cA} = 1 + (n-1)p = 1 + 14p$$
$$\frac{90000}{64800} = 1 + 14p$$



$$p = \frac{1}{14} \left( \frac{90000}{6.80} - 1 \right) = 0.028$$

$$p = \frac{A_s}{A} = 0.028$$

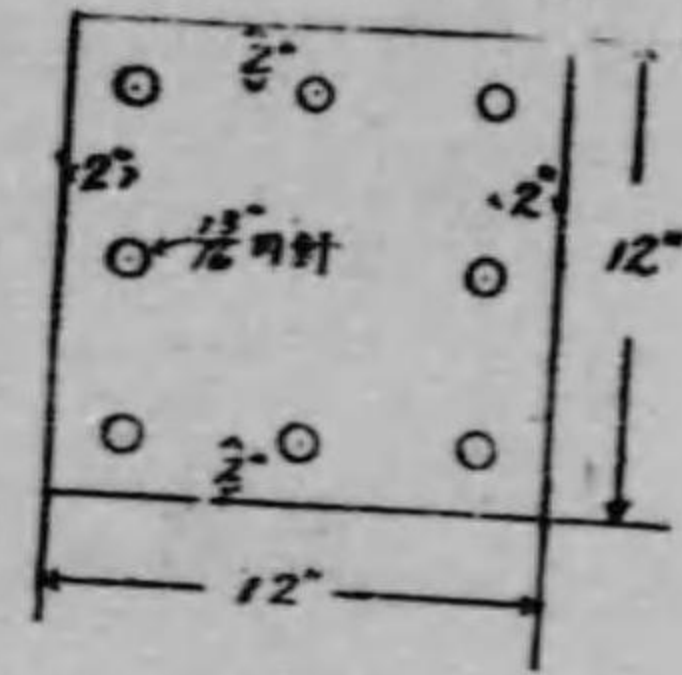
$$A_s = 0.028 \times 144 = 4.032 \text{ 平方吋}$$

故に  $\frac{13}{16}$  圓釘八本用ユルトキハ、實鐵筋面積ハ、

$$A_s = 8 \times 0.5185 = 4.148 \text{ 平方吋}$$

トナリテ安全ナリ。第二百四圖ノ如シ。

此例モ亦縦釘ヲ主要ナル鐵筋トナセシモノニシテ縦釘ハ所々ニ於テ前述ノ通り緊束スベキモ、第二百四圖ノトス。



例、160000 封度ノ壓力ヲ安全ニ支ヘ得ベキ圓形支柱ヲ設計セヨ。但シ支柱ノ長サハ12呎トス。此問題ニ於テハ支柱ノ直徑、縦筋、及ビ環鐵ヲ求メントスルモノニシテ縦釘及ビ環鐵ヲ使用セル支柱ノ一例トス。

此問題ノ設計ニ於テハ (166) 式

$$W = c(1 + Fp_1 p') \{ A + (n-1)pA \}$$

ヲ用ヒントス。

$$p_1 = 0.3d \quad \text{ト假定スレバ、}$$

$$p_1' = 48 - 80 \frac{0.3d}{d} = 24$$

$$F = \text{環鐵ノ場合ハ } 0.75$$

$$W = 160000 \text{ 封度}$$

$$n = 15$$

$$c = 450 \text{ 平方吋}$$

$$p' = 1\% = 0.01$$

$$p = 3\% = 0.03$$

ト假定ス。

然ルトキハ、

$$A = \frac{W}{c(1 + Fp_1 p') \{ 1 + (n-1)p \}}$$

$$= \frac{160000}{450(1 + 0.75 \times 24 \times 0.01)(1 + 14 \times 0.03)}$$

$$= \frac{160000}{764} = 209.4 \text{ 平方吋}$$

$$\frac{3.1416d^2}{4} = 209.4 \text{ 平方吋}$$

∴  $d = 16.3 = \text{圓形支柱ノ有效直徑}$

$$\frac{l}{d} = \frac{12' \times 12''}{16.3} = 9 < 15$$

故ニ短支柱ノ場合ナリ。

縦筋ノ斷面積

$$A_s = pA = 0.03 \times 209.4 = 6.282 \text{ 平方吋}$$

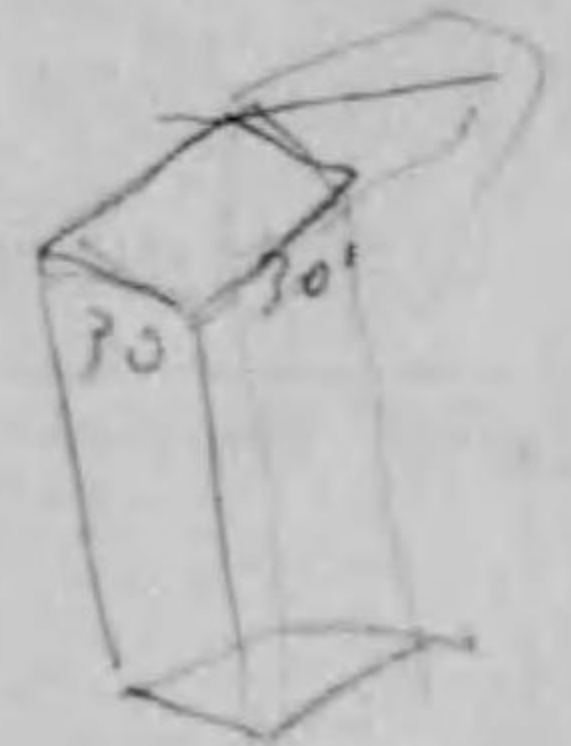
之レニ對シテ1"圓釘八本用ユルトキハ實  $A_s$  ハ、

$$A_s = 8 \times 0.7854 = 6.283 \text{ 平方吋トナル。}$$

$$p_1 = 0.3d = 0.3 \times 16.3 = 4.89 = \text{環鐵ノ心々距離}$$

環鐵ト環鐵トノ間ノ混凝土ノ容積ハ、

$$4.89 \times 209.4 = 1026.06 \text{ 立方吋}$$





$$\begin{aligned} \therefore \text{環鐵ノ容積} &= p' \times 1026.06 \\ &= 0.01 \times 1026.06 \\ &= 10.26 \text{ 立方吋} \end{aligned}$$

環鐵ノ長さハ、

$$3.1416 \times 16.3 = 51.21$$

トシテ可ニシテ從ツテ環鐵ノ斷面積ハ、

$$\frac{10.26}{51.21} = 0.2 \text{ 平方吋}$$

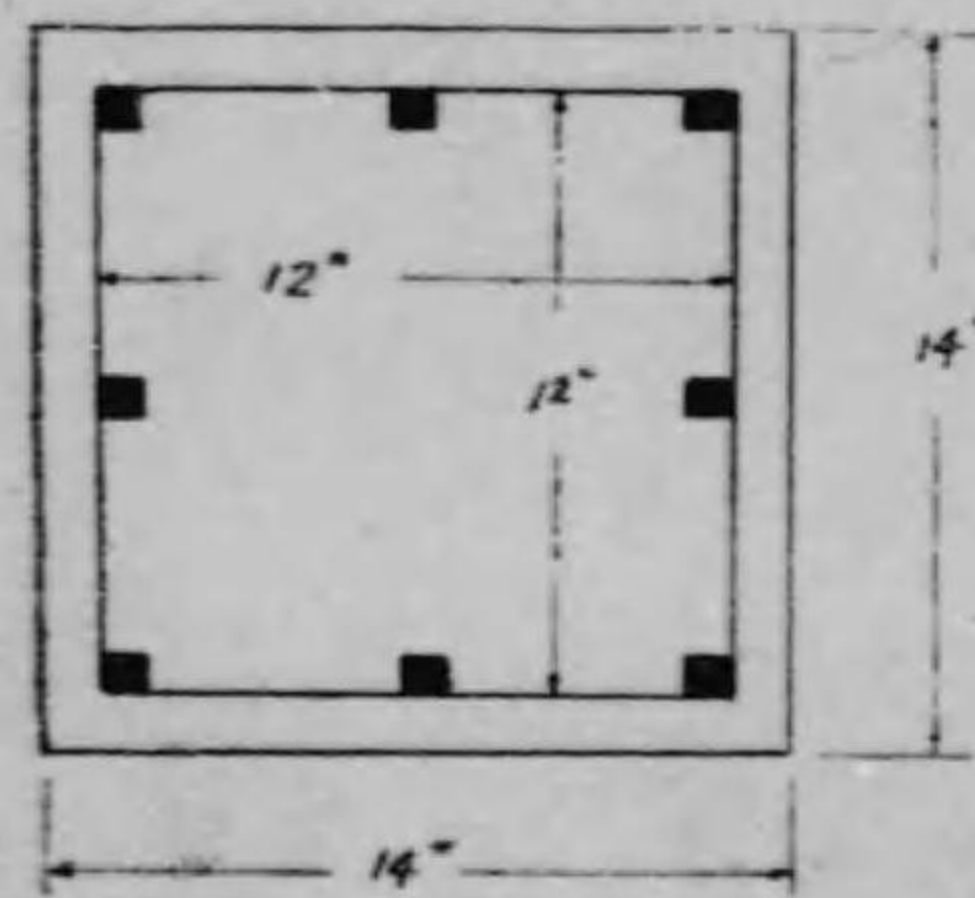
故ニ環鐵トシテ  $\frac{7}{16}$  圓釘ヲ用ユレバ斷面積ハ 0.2485 平方吋

以上ヨリシテ、

支柱ノ有効直徑、即チ環鐵内ノ直徑 16.3 縱釘 1 圓釘八本

環鐵  $\frac{7}{16}$  圓釘ヲ心々 4.9 = 配置ス。第二百五圖ノ如シ。

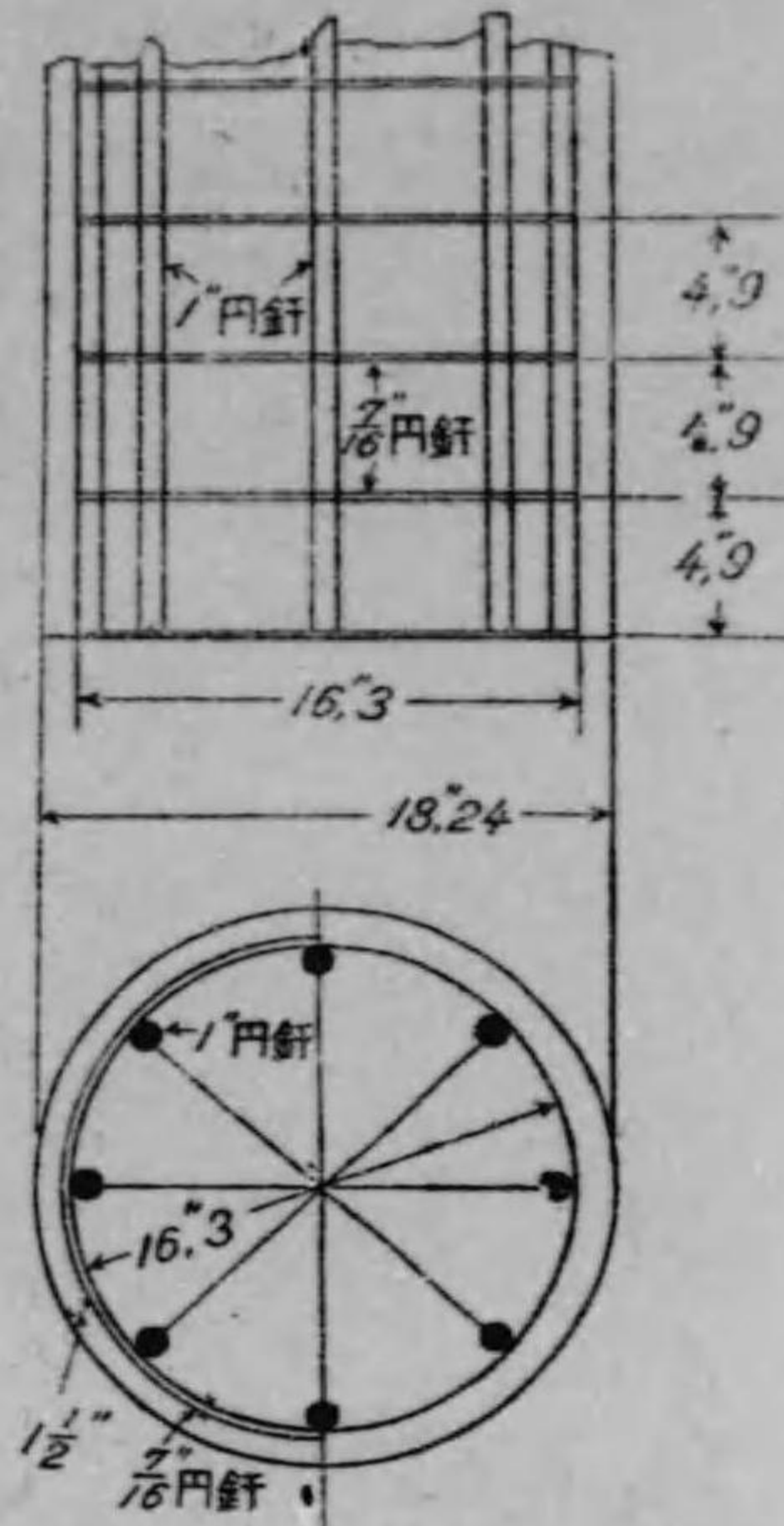
第二百六圖



例. 正方形ノ支柱アリテ其有効斷面ハ  $12'' \times 12'' = 144 \text{ 平方吋}$  縱筋トシテハ 1 圓釘八本、又  $\frac{1}{4}$  角環鐵ガ心々 4.8 距離ニ用ヒラルトキニ斯ノ如キ短支柱ノ安全ニ支へ得ル重量如何。但シ支柱ノ長さハ 12 吋トス。(第二百六圖参照)

前回同様 (166) 式ヲ使用スルトキハ

第二百五圖



$$W = c(1 + Fp_1'p')\{A + (n-1)pA\}$$

ニ於テ、

$$c = 450 \text{ 磅/立方吋}$$

$$A = 12'' \times 12'' = 144 \text{ 平方吋}$$

$$\text{縱筋ノ斷面積} = 8 \times 1'' \times 1'' = 8 \text{ 平方吋} = pA$$

$$p_1' = 48 - 80 \times \frac{4.8}{12} = 16$$

$$F = 0.5 \text{ (角釘ナルヲ以テ)}$$

$$p' = \frac{4 \times 12 \times \frac{1}{4} \times \frac{1}{4}}{4.8 \times 144} = 0.00434$$

$$\begin{aligned} \therefore W &= 450(1 + 0.5 \times 16 \times 0.00434)\{144 + 14 \times 8\} \\ &= 119199.6 \text{ 磅度} \end{aligned}$$

例. 支柱ハ圓形ニシテ其有効直徑 18 吋トス。之レガ  $\frac{3}{4}$  圓釘八本ヲ縱筋トナシ、 $\frac{1}{4}$  角釘節 3.6 ノ螺旋鐵ヲ以テ補強セララルトス。然ルトキハ斯ノ如キ鐵筋混凝土支柱ノ安全ニ支へ得ル重量如何。

前同様 (166) 式ヲ使用スルトキハ、

$$c = 450 \text{ 磅/立方吋}$$

$$A = 3.1416 \times \frac{18^2}{4} = 254.5 \text{ 平方吋}$$

$$pA = 8 \times 0.4418 = 3.534 \text{ 平方吋}$$

$$F = 1.0$$

$$p_1' = 48 - 80 \times \frac{3.6}{18} = 32$$



螺旋ノ節 3."6 ノ間ノ混凝土ノ容積ハ、

$$3."6 \times 254.5 = 916.2 \text{ 立方吋}$$

螺旋鐵ノ容積ハ其斷面積ニ一回廻ル長サヲ乘スレバ可  
ニシテ、(169) 式ニヨリテ一回廻ル長サハ、

$$x = 1 \times \sqrt{(3.1416 \times 18)^2 + 3.6^2} = 55."76$$

$$\therefore \text{容積} = \frac{1}{4} \times \frac{1}{4} \times 55.76 = 3.47 \text{ 立方吋}$$

$$\therefore p' = \frac{3.47}{916.2} = 0.0038$$

$$\begin{aligned} \therefore W &= 450(1 + 1 \times 32 \times 0.0038) \{254.5 + 14 \times 3.534\} \\ &= 153823 \text{ 封度} \end{aligned}$$

若シ縦筋ノミナルトキハ、

$$W = 450(254.5 + 14 \times 3.534) = 136789 \text{ 封度}$$

例、兩端碇着セラレタル支柱ノ長サ 20 呎ニシテ断面  
正方形 14" × 14" トス。而シテ 1" 角釘四本ヲ縦筋トスル  
トキハ其支へ得ル重量如何。

$$\frac{20' \times 12''}{14''} = 17$$

ニシテ此問題ハ之レヲ長支柱ト考フ。然ルトキハ (172)  
式ニヨリテ、

$$\begin{aligned} \frac{cA \{1 + (n-1)p\}}{1 + a \frac{F}{d^2}} &= \frac{450 \times 14'' \times 14'' \left\{1 + 14 \frac{4 \times 1'' \times 1''}{14'' \times 14''}\right\}}{1 + \frac{1}{2500} \frac{20' \times 12''^2}{14''^2}} \\ &= \frac{113400}{1.117} = 101522 \text{ 封度} \end{aligned}$$

故ニ短支柱ヨリ 113400 - 101522 = 11878 封度

ダケ重量ヲ減少セシメテ支へシムルヲ要スルコトトナ  
ル。

例、160000 封度ノ活荷量ヲ支へ可キ鐵筋混凝土支柱  
及ビ其基礎ヲ設計セヨ。支柱ノ長サハ 18 呎ニシテ又地  
盤ハ安全ニ每平方呎ニツキ 4000# ヲ支へ得ルトス。

短支柱トナスタメニ此例ニ於テハ断面幅ヲ長サ 20 呎ノ  
 $\frac{1}{15}$  ヨリ大トナス。今 16" × 16" ノ断面ト假定ス。基礎  
混凝土上面ニ於テハ支柱ノ死荷重加ハルヲ以テ基礎混  
凝土ノ上面ニ於ケル全荷重ハ、

$$\begin{aligned} 160000 + \frac{16''}{12''} \times \frac{16''}{12''} \times 20' \times 150# &= 160000 + 5333 \\ &= 165333# \end{aligned}$$

縦釘ヲ主要ナル鐵筋トシテ用ユルトキハ (165) 式ニヨ  
リテ、

$$165333 = 450 \{16''^2 + 14A_s\}$$

$$\therefore A_s = \frac{165333 - 115200}{6300} = 8\text{吋}^2$$

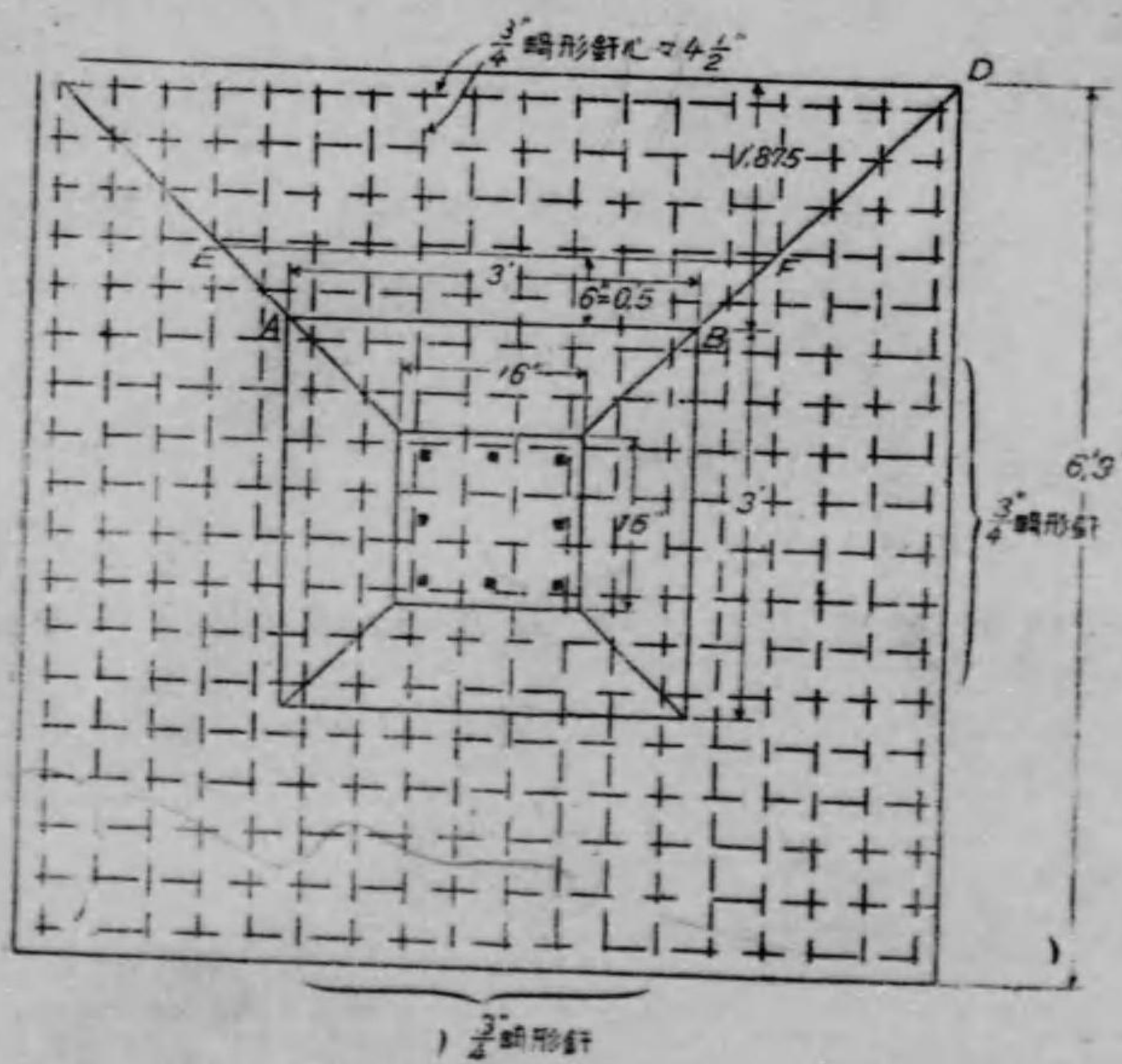
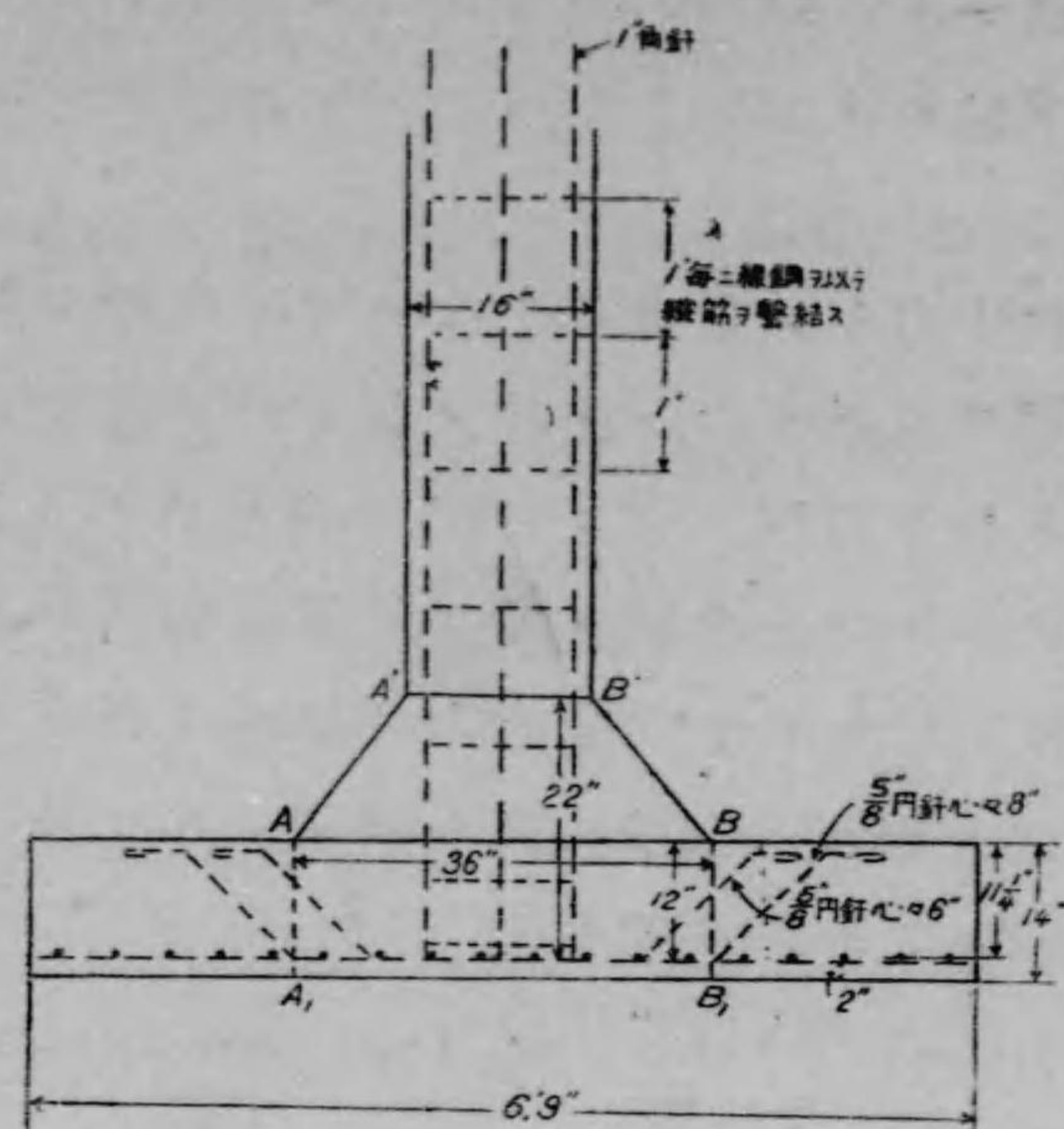
支柱ハ其中央部ニ於テ破壊スルヲ以テ  $\frac{5333}{2}$  ナル死荷重ヲ用ヒ  
テ  $A_s$  ヲ定メテ可ナリ。

故ニ 1" 角釘八本用ユルトキハ實  $A_s = 8 \times 1 = 8\text{吋}^2$  トナル。

長支柱ナルトキハ (172) 式ヲ用ヒテ、

$$W = \frac{c \{A + 14A_s\}}{1 + a \frac{F}{d^2}}$$





故ニ縦鋼筋ノ斷面積ハ、

$$A_s = \frac{W \left( 1 + a \frac{f}{d^2} \right) - cA}{14c}$$

ニヨリテ計算スベキナリ。

基礎混凝土ノ底面即チ地盤ニ來ルベキ全重量ハ基礎混凝土ノ重量不明ナルヲ以テ不明ナリ。故ニ擁壁ノ所ニ於テナセシ如ク適當ニ基礎混凝土ノ大サヲ假定ス。

今此ノ重量ヲ 6000 封度トスレバ全重量ハ、

$$160000 + 5333 + 6000 = 171333 \text{ 封度}$$

故ニ基礎混凝土ノ所要面積ハ、

$$\frac{171333}{4000} = 43 \square'$$

トナルヲ以テ之レヲ正方形トナシ其一邊ヲ  $\sqrt{43} \approx 6.75$  トス。而シテ其厚サハ舷木トシテ、彎曲率及ビ剪斷力ニヨリテ定ムルコト恰モ擁壁ノ所ニ於テ述ベタルモノト同様ナリ。此例ニ於テハ初メニ剪斷力ニヨリテ定メ、次ニ彎曲率ニヨリテ檢定ス。

今求メントスル基礎混凝土ノ有効厚サヲ  $t$  吋トスレバ支柱ノ底部ノ周圍ニ於テハ、

$$\text{許容應剪力} = 120 \# / \square'' \text{ (Punching shear)}$$

又約  $j=1$  トスレバ、

$$120 \# \times 16'' \times 4 \times t = 7680t$$

ノ應剪強アリ。



$$\therefore t = \frac{171333 - \frac{16''}{12} \times \frac{16''}{12} \times 4000}{7680} = 21''$$

今支柱ノ底部ヲ第二百七圖ノ如ク  $36'' \times 36''$ ニ擴張シ、A'B'以下ヲ  $22''$ 基礎混凝土ノ有効厚サヲ  $12''$ トス。而シテ

$$\frac{2}{3} \left( 171333 - \frac{36''}{12} \times \frac{36''}{12} \times 4000 \right) = 90000$$

ハ之レヲ腹鐵筋ニヨリテ抵抗セシメントス。

基礎混凝土中ニ組ミ合スベキ水平鋼筋ハ彎曲率ニヨリテ見出ス可ク、四邊ニ於テ相等シキヲ以テ一邊ヲ考フレバ他ハ之レト同様ナリ。第二百七圖ニ於テ平面圖ニ示シタル ABヲ軸トシテ上向ノ全彎曲率ヲ求ムレバ、

$$M = 4000 \times (ABDC) \times (AB \text{ ヨリ } ABDC \text{ ノ重心ニ至ル距離})$$

$$ABDC \text{ ノ面積} = \frac{6.75 + 3'}{2} \times 1.875 = 9.14'$$

$$AB \text{ ヨリ } ABDC \text{ ノ重心ニ至ル距離}$$

$$= \frac{1.875 \times 3' \times \frac{1.875}{2} + 1.875^2 \times \frac{2 \times 1.875}{3}}{9.14} = \frac{9.666}{9.14} = 1.05$$

$$\therefore M = 4000 \times 9.14 \times 1.05 = 38388 \text{ 呎封度}$$

$$= 460656 \text{ 吋封度}$$

混凝土ノ重量ヨリ生ズル下向彎曲率ハ、

$$9.14 \times 1.17 \times 150 \times 1.05 \times 12'' = 20212 \text{ 吋封度}$$

故ニ合成彎曲率ハ、

$$460656 - 20212 = 440444 \text{ 吋封度}$$

基礎混凝土ノ有効厚サ、

$$t = 14'' - 2'' = 12''$$

而シテ  $AB = 36''$ ノ間ニ於テ  $\frac{3''}{4}$  釦八本用ユルトキハ、

$$A_s = 8 \times 0.4418 = 3.53''^2$$

$$\therefore p = \frac{3.53}{36 \times 12''} = 0.008$$

$$K = -0.008 \times 15 + \sqrt{(0.008 \times 15)^2 + 2 \times 0.008 \times 15}$$

$$= 0.384$$

$$j = 1 - \frac{0.384}{3} = 0.872$$

故ニ (34) 式及ビ (35) 式ニヨリテ、

$$s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{440444}{3.53 \times 0.872 \times 12} = \frac{440444}{37}$$

$$= 11904 \#/\text{吋}^2 < 16000 \#/\text{吋}^2$$

$$c = \frac{2M}{K j b d^2} = \frac{880888}{0.384 \times 0.872 \times 36'' \times 12 \times 12}$$

$$= \frac{880888}{1728} = 510 \#/\text{吋}^2 < 600 \#/\text{吋}^2$$

斯ノ如ク共ニ許容應力以下ナルヲ以テ安全ナリ。他ノ方向ニ於テハ此鋼釦ノ上ニ直角ニ鋼釦ヲ置クヲ以テ、有効厚サ  $t = 12'' - \frac{3''}{4} = 11\frac{1''}{4}$ トナル。之レニ對シテ  $p, K, j$ ヲ計算シ、鐵筋及ビ混凝土ニ生ズル應力ヲ見出ス。今其計算ハ之レヲ示スヲ省略スト雖モ何レモ許容應力以下ニシテ安全ナリ。



基礎混凝土ノ端ニ至ルニ從ツテ鋼釘ノ量ヲ減ジテ可ナリ。之レ彎曲率ノ減少ニ伴フ自然的結果ナリ。然レドモ地盤ニ於ケル壓力ノ不均等ヨリ起ル應力ニ備ヘ、又鋼釘ヲ互ニ緊結シテ強度ヲ増加セシムルタメニ、第二百七圖ハ全部同一間隔ニ鋼釘ヲ配置シタルモノヲ示ス。

前ニ 90000 封度ノ剪斷力ハ之レヲ腹鐵筋ニヨリテ抵抗セシムルコトヲ述ベタリ。即チ傾斜腹鐵筋ヲ用ヒ之レヲ 45°ニ傾斜セシムルトキハ、其要スベキ傾斜鐵筋ノ面積ハ、

$$\frac{90000}{16000 \times \sin 45^\circ} = \frac{90000}{16000 \times 0.707} \doteq 8''$$

故ニ各側ニ於テハ  $\frac{8}{4} = 2''$ ノ面積ヲ要ス。 $\frac{5''}{8}$ 圓釘ヲ各側ニツキ五本用ユルトキハ、其面積ハ  $5 \times 0.3906 \doteq 2''$ トナル。支柱ノ底面 AB ヨリ 6'' CD 方面ニ距リタル所ノ剪斷力ハ、

$$4000 \times (\text{EFDCノ面積})$$

$$\text{EF} = 3' + 1' = 4'$$

$$\therefore \text{EFDC} = \frac{6.75 + 4'}{2} \times (1.875 - 0.5) = 7.4'$$

$$\therefore 4000 \times 7.4 = 29600^*$$

此 29600 封度ハ EF ヲ通ズル垂直面ニ働ク剪斷力ナリ。(混凝土ノ重量ハ此場合少ニシテ之レヲ無視ス。其誤差ハ安全ナル方面ニアリ)

$$\therefore v = \frac{V}{bjd} = \frac{29600}{48'' \times 0.874 \times 12} = \frac{29600}{503} \doteq 59^*/\square'' > 40^*/\square''$$

故ニ猶此所ニ於テモ腹鐵筋ヲ要シ、又 EF ヨリ 6''ノ所ニ於テハ、

$$V = 4000 \times \frac{6.75 + 5'}{2} \times 0.875 = 20563^*$$

$$\therefore v \doteq \frac{20563}{60 \times 0.874 \times 12} \doteq \frac{20563}{629} \doteq 30^*/\square'' < 40^*/\square''$$

故ニ此處ニ於テハ不用トナル。

第二百八圖

基礎混凝土ノ重量ハ、

$$6.75^2 \times \frac{14''}{12} \times 150^* \doteq 8000^*$$

トナリテ猶擴張部ノ重量モ加ハリテ前ニ假定シタル 6000^\*ヨリ稍々大ナリ。故ニ全垂直重量ハ 171333 封度ノ代リニ約 175000 封度トナリテ所要面積ハ、

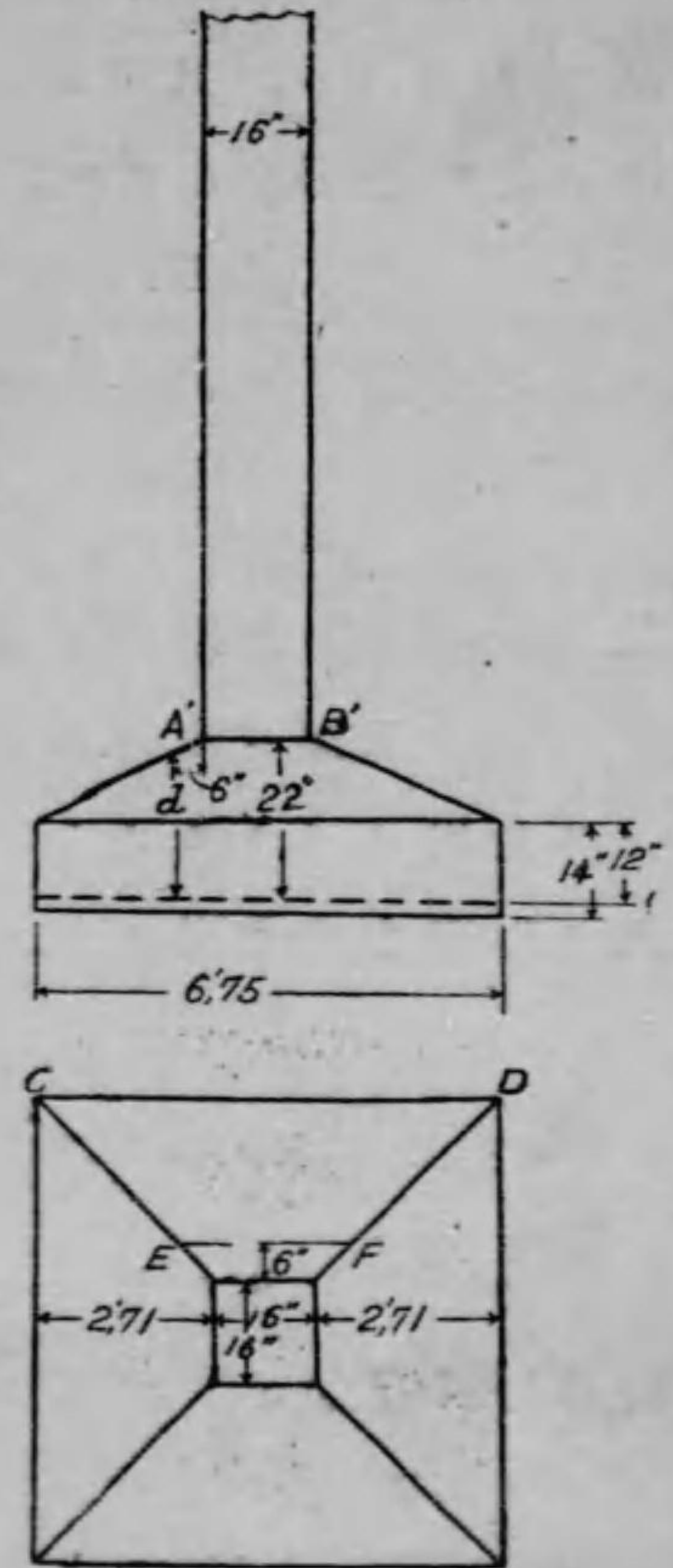
$$\frac{175000}{4000} = 44''$$

$$\text{然ルニ } 6.75 \times 6.75 = 45.6''$$

ナルヲ以テ安全ニシテ、此場合更ニ計算ヲ繰リ返スノ要ナカルベシ。

以上ノ例ニヨリテ大體ノ方法ヲ知ルヲ得ベク  $j=1$ トセシモ

實際ニ於テハ確實ナル値ヲ用ユベシ。又第二百八圖ノ





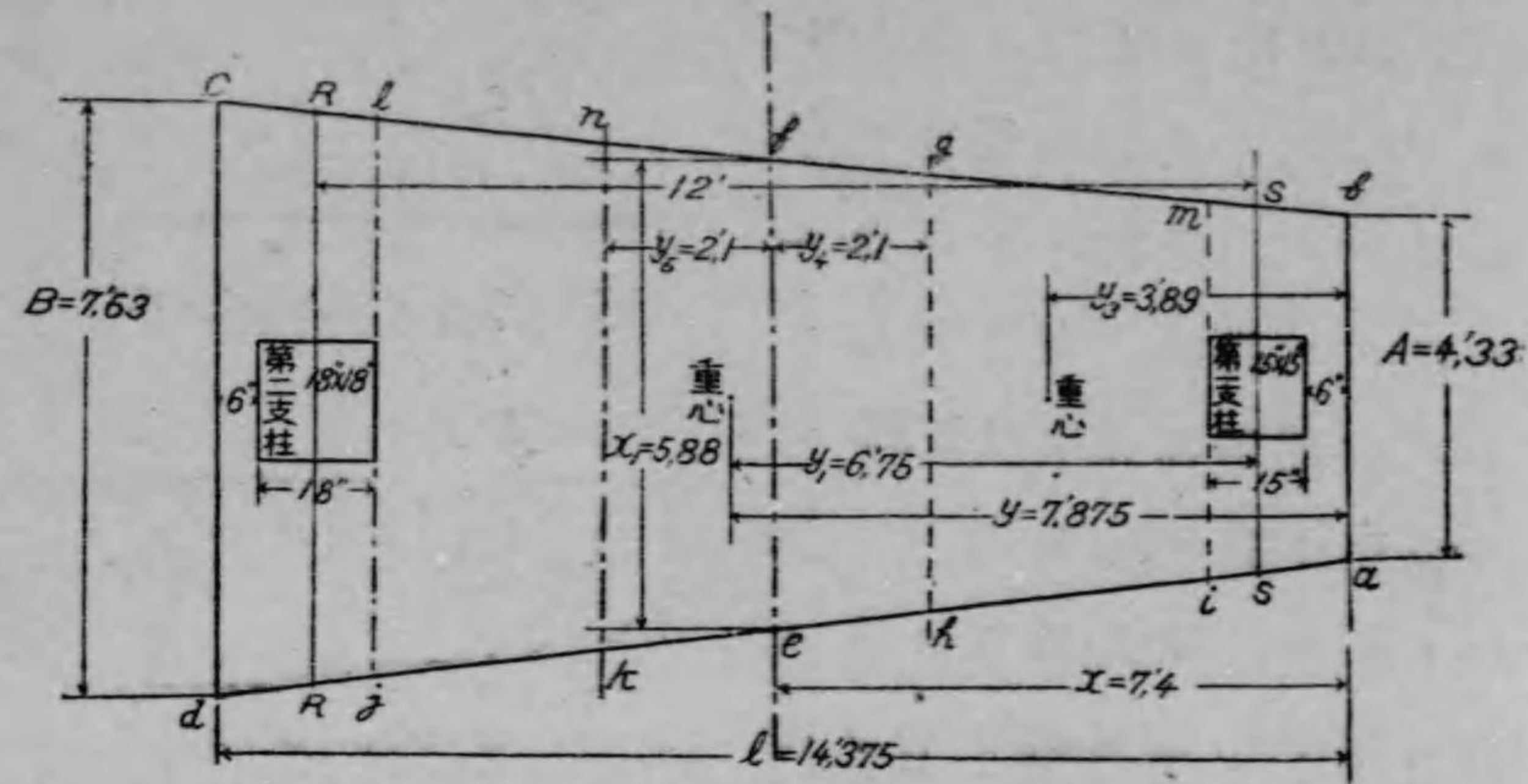




合 = 於ケル例ヲ次ニ示サントス。

例、第二百十圖ニ示セル如キ二個ノ支柱アリテ第一支柱ハ 15"×15" = 225"ノ断面積ヲ有シ適當ナル鐵筋ヲ

第二百十圖



以テ補強セラレ、其死活荷重ヲ 140000# トス。第二支柱ハ 18"×18" = 324"ノ断面積ヲ有シ適當ニ鐵筋ヲ以テ補強セラレ、其死活荷重ヲ 180000# トス。而シテ此兩支柱ハ 12'ノ距離ニ相距リテ位置スルトキ兩支柱共通ノ礎段 (Footing)ヲ設計セヨ。

$$\left. \begin{aligned} s &= 16000\#/ \square'' \\ c &= 650\#/ \square'' \\ n &= 15 \end{aligned} \right\} \text{トス。}$$

又地盤ノ安全支壓力約 4000#/ \square'' トス。

地盤ニ達スベキ全重量ハ、

(第一支柱ノ死活荷重) + (第二支柱ノ死活荷重) + 基礎混凝土ノ重量

ニシテ基礎混凝土ハ即チ求メントスルモノニシテ未ダ其寸法不明ニシテ從ツテ重量モ不明ナリ。故ニ初メ設計ニ際シテハ之レヲ假想スルヲ要シテ、兩支柱ノ間隔及ビ大サヨリシテ、大體ノ見込ミヲツケテ今

$$16' \times 6' \times 2' \times 150\# = 28800\#$$

|| || ||  
長サ平均幅厚

ト假想ス。然ルトキハ、

$$\text{全重量} = 140000 + 180000 + 28800 = 348800\#$$

故ニ要ス可キ基礎面積ハ約  $\frac{348800}{4000}$  ニシテ今 86' トス。

此所要基礎面積ヨリシテ適當ナル各邊ノ長サヲ導キ出スタメニ方程式ヲ作ル、即チ

$$\frac{(A+B)}{2} \times l = 86$$

ニシテ、又

$$l = 12' + \frac{18''}{2} + 6'' + \frac{15''}{2} + 6'' = 14.4 \frac{1''}{2} = 14.375$$

ト定ムルトキハ、

$$A+B = \frac{86 \times 2}{14.375} = 11.96$$

次ニ第一及ビ第二支柱ノ荷重ニ對スル重心ハ、

$$180000\# \times (12 - y_1) = 140000y_1$$

ナル關係ヨリシテ、  $y_1 = 6.75$

四邊形 abcd ノ重心ニ至ル ab ヨリノ距離ヲ y トスレバ、



$$y = \frac{A \times \frac{l}{2} + \frac{(B-A)}{2} l \times \frac{1}{2} \times \frac{2l}{3} \times 2}{\frac{(A+B)}{2} \times l} = \frac{Al + \frac{2(B-A)l}{3}}{(A+B)}$$

兩支柱ノ荷重ノ重心ト四邊形  $abcd$  ノ重心トハ相一致セシムルヲ要ス。是レ地盤ニ於テ壓力ヲ等布シ其壓力ノ不均等ヲ避ケシメ、且ツ支柱ニ於テ危險ナル橫力ヲ避ケンガタメナリ。故ニ

$$6.75 + \frac{15''}{2} + 6'' = 7.875 = \frac{Al + \frac{2(B-A)l}{3}}{A+B}$$

$$\text{然ルニ} \quad A = 11.96 - B$$

$$\therefore 7.875 = \frac{(11.96 - B) \times 14.375 + \frac{2(B - 11.96 + B)}{3} \times 14.375}{11.96 - B + B}$$

$$\therefore B = \frac{36.885}{4.793} = 7.63$$

$$A = 11.96 - 7.63 = 4.33$$

之レニヨリテ第二十圖  $abcd$  ノ如キ四邊形ガ出來ルナリ。

次ニハ厚サ及ビ鐵筋ノ量ヲ見出ス。最大彎曲率ノ生ズベキ断面ニ至ル  $ab$  ヨリノ距離ヲ  $x$  トス。此最大彎曲率ノ起ル可キ断面ハ即チ力學ニヨリテ剪斷力ノ零ナル所ナリ。而シテ  $x$  ノ距離ニ於テ基礎混凝土ノ幅ヲ  $x_1$  トスレバ、

$$4000 \times \frac{(4.33 + x_1)}{2} x = 140000 + \frac{\text{假想セル混凝土ノ重量}}{2} x \times 2' \times 150''$$

$$\frac{(4.33 + x_1)}{2} x \{4000 - 2 \times 150\} = 140000$$

$$\therefore (4.33 + x_1)x = 75.68$$

$$\text{然ルニ} \quad x_1 = 4.33 + \frac{2(7.63 - 4.33)}{2 \times 14.375} x = 4.33 + 0.21x$$

$$\therefore (4.33 + 4.33 + 0.21x)x = 75.68$$

$$8.66x + 0.21x^2 = 75.68$$

$$0.21x^2 + 8.66x - 75.68 = 0$$

$$x = \frac{-8.66 \pm \sqrt{8.66^2 + 4 \times 0.21 \times 75.68}}{2 \times 0.21} = \frac{-8.66 \pm 11.77}{0.42} = \frac{3.11}{0.42}$$

$$\therefore x = 7.4$$

$$x_1 = 4.33 + 0.21 \times 7.4 = 5.88$$

即チ  $ef$  ノ最大彎曲率ノ断面トス。  $abfe$  ナル四邊形ノ部分ノ重心ハ、

$$y_3 = \frac{4.33 \times 7.4 \times \frac{7.4}{2} + \frac{(5.88 - 4.33)}{2} \times \frac{7.4}{2} \times \frac{2 \times 7.4}{3} \times 2}{\frac{4.33 + 5.88}{2} \times 7.4}$$

$$= \frac{4.33 \times 7.4 + \frac{(5.88 - 4.33) \times 2 \times 7.4}{3}}{4.33 + 5.88} = \frac{7.4(2 \times 5.88 + 4.33)}{3(4.33 + 5.88)} = 3.89$$

$ef$  線ニツキテ彎曲率ヲ求ムレバ、

$$M = 140000(7.4 \times 12'' - 6'' - 7.4'') + \frac{(4.33 + 5.88)}{2} \times 7.4 \times 2 \times 150'' \times (7.4 - 3.89) \times 12'' - \frac{(4.33 + 5.88)}{2} \times 7.4 \times 4000''$$



$$\begin{aligned} & \times (7.4 - 3.89) \times 12'' = 140000 \# \times 75.73 + 11333 \# \times 42.12 \\ & - 151108 \# \times 42.12 = 140000 \times 75.73 - 140000 \times 42.12 \\ & = 140000 \times 33.61 = 4645200 \text{ 吋封度} \end{aligned}$$

此彎曲率 = 對シ鐵筋ハ上面ニ近ク用ユルヲ要ス。

$$p = 0.01 \quad \text{トシ、又} \quad n = 15$$

有効厚サ  $d = 24''$  トスレバ、

$$K = -0.01 \times 15 + \sqrt{(0.01 \times 15)^2 + 2 \times 0.01 \times 15} = 0.41$$

$$j = 1 - \frac{0.41}{3} = 0.86$$

$$A_s = 0.01 \times 5.88 \times 12'' \times 24'' = 17 \square''$$

故ニ  $1\frac{1}{8}$  釦十八本用ユ。

然ルトキハ (34) 式ニヨリテ、

$$s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{4645200}{17 \times 0.86 \times 24} = \frac{4645200}{350.88} = 13240 \#/\square'' < 160000 \#/\square''$$

$$c = \frac{2M}{b K j d^2} = \frac{9290400}{5.88 \times 12 \times 0.41 \times 0.86 \times 24^2} = \frac{9290400}{14233} = 650 \#/\square''$$

斯ノ如ク彎曲率ニヨリテ鐵筋ノ量ヲ定ムル外ニ猶附着力ヲ見ルニ (89) 式ニヨリテ、

$$B = \frac{V}{N \pi d_r j d}$$

最大剪斷力  $V$  ハ第二支柱ニヨリテ  $180000 \#$  = 等シ、

$$\therefore N = \frac{180000}{80 \times 3.534 \times 0.86 \times 24} = \frac{180000}{5835.3} = 31 \text{ 本}$$

然ルニ  $1\frac{1}{8}$  直徑ノ畸形釦ヲ用ヒ  $B = 150 \#/\square''$  トスレバ、

$$N = \frac{180000}{150 \times 3.534 \times 0.86 \times 24} = \frac{180000}{10941} = 17 \text{ 本}$$

故ニ上記ノ通り此例ニ於テハ  $1\frac{1}{8}$  畸形釦十八本用ユ。

次ニ支柱ノ下  $ab$  (第二百十圖參照) = 平行ナル方向ニ於テモ、其方向ニ於ケル彎曲率ニ抵抗セシムルタメニ鐵筋ヲ要シテ、先ヅ第一支柱ノ方ヨリ考フルニ、

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} \left\{ \frac{(4.33 + 5.88)}{2} \times 7.4 \times 4000 \# - \frac{15''}{12''} \times 7.4 \times 40000 \right\} \\ & = \frac{1}{2} \{ 151108 - 37000 \} = 57054 \# \end{aligned}$$

混凝土ノ重量ハ無視ス、之レガタメノ誤差ハ安全ナル方面ニアリ。

$$M = 57054 \times \frac{(4.33 - \frac{15''}{12''})}{2 \times 2} \times 12'' = 527179 \text{ 吋封度}$$

$$p = 0.004 \quad n = 15 \quad \text{トスレバ}$$

$$K = 0.29 \quad j = 0.90 \quad \text{トナル。又 } b = 3' = 36'' \text{ トス。}$$

然ルトキハ

$$A_s = 0.004 \times 36'' \times 24'' = 3.46 \square''$$

$$s = \frac{527179}{3.46 \times 0.90 \times 24} = \frac{527179}{74.74} = 7054 \#/\square''$$

$$c = \frac{1054358}{36 \times 0.29 \times 0.90 \times 24^2} = \frac{1054358}{5412} = 200 \#/\square''$$

斯ノ如ク  $p = 0.004$  トナシ、又  $d = 24''$  ナルトキハ此方向ニ對シテハ極メテ安全ナルヲ以テ、今  $\frac{3''}{4}$  釦八本用ユルト



$$\text{キハ實ノ } A_s = 8 \times 0.4418 = 3.53 \square''$$

トナル。次 = 第二支柱 = 於テハ、重量ハ

$$\frac{1}{2} \left\{ \frac{(7.63 + 5.88)}{2} \times (14.375 - 7.4) \times 4000 \right. \\ \left. - 1.5 \times (14.375 - 7.4) \times 4000 \right\} = 73377 \#$$

$$\therefore M = 73377 \times \frac{(7.63 - 1.5)}{2 \times 2} \times 12'' = 1349403 \text{ 吋封度}$$

$$p = 0.005 \quad n = 15$$

$$\therefore K = 0.32 \quad j = 0.89$$

$$A_s = 0.005 \times 36'' \times 24'' = 4.32 \square''$$

$$s = \frac{1349403}{4.32 \times 0.89 \times 24} = \frac{1349403}{92.3} \doteq 14620 \#/\square''$$

$$c = \frac{2698806}{36 \times 0.32 \times 0.89 \times 24^2} = \frac{2698806}{5905.6} \doteq 457 \#/\square''$$

故 =  $\frac{3''}{4}$  釘十本用ユレバ充分ナリ。然ルトキハ、實ノ

$$A_s = 10 \times 0.4418 = 4.4 \square''$$

次 = 附着カヲ見ル = 第一支柱ノ方面 = 於テハ、

$$V = \frac{1}{2} \left\{ \frac{(4.33 + 5.88)}{2} \times 7.4 - 1.25 \times 7.4 \right\} \times 4000 \# = 57054 \#$$

$\frac{3''}{4}$  畸形釘ヲ用ヒテ  $B = 150 \#/\square''$  トスレバ、

$$N = \frac{V}{B \pi d_j d} = \frac{57054}{150 \times 2.356 \times 0.90 \times 24} = \frac{57054}{7633} \doteq 8 \text{ 本}$$

即チ附着カノ方ヨリ考ルモ前 = 述べタル如ク八本ヲ要ス。故 = 第二百十一圖ノ如ク此問題 = 於テハ八本ト決定ス。

第二支柱ノ方面 = 於テハ、

$$V = 73377 \#$$

$$N = \frac{73377}{150 \times 2.356 \times 0.89 \times 24} = \frac{73377}{7548.6} \doteq 10 \text{ 本}$$

前回彎曲率ヨリ定メタルモノト同數ナリ。

$$\text{基礎混凝土ノ重量} = \frac{(4.33 + 7.63)}{2} \times 14.375 \times \frac{26''}{12} \times 150 = 27938 \#$$

トナリテ、前 = 假定セル 28800# = 比シテ 862# ダケ少ナク計算ヲ繰リ返ヘスノ要ナシ。

次 = 剪斷力 = 對シテモ安全ナルヤ否ヤヲ検査スルヲ要シテ、若シ剪斷力ガ許容數量以上トナレバ腹鐵筋ヲ用ユ。基礎混凝土ノ長サノ方向 = 於テ、 $v = 40 \#/\square''$  ナレバ腹鐵筋ハ不必要ナルヲ以テ、先ヅ此  $v = 40 \#/\square''$  ナル断面ノ位置ヲ見出サントス。第二百十圖  $ef$  ヨリ此断面 = 至ル距離ヲ  $y_4$  トス。

$$v = \frac{V}{b_j d} \text{ = ヨリテ}$$

$$\left. \begin{aligned} V &\doteq 5.88 \times y_4 \times 4000 = 23520 y_4 \\ b &\doteq 5.88 \times 12'' = 60. \text{''} 56 \end{aligned} \right\} \text{トナスモ設計上大誤ナシ}$$

$$\text{又 } j = 0.86$$

$$d = 24''$$

$$\therefore 23520 y_4 = 40 \times 60. \text{''} 56 \times 0.86 \times 24 = 49998.6$$

$$y_4 = \frac{49998.6}{23520} = 2.1$$

次 =  $m_i$  ナル長サハ次ノ如シ。



$$4.33 + \frac{(5.88 - 4.33)}{2 \times 7.4} \times \frac{21''}{12''} \times 2 = 4.33 + 0.183 = 4.70 = mi$$

故 = mi ナル断面 = 於テハ、

$$v = \frac{V}{bjd} = \frac{\left\{ \frac{(5.88 + 4.33)}{2} \times 7.4 - \frac{(4.70 + 4.33)}{2} \times \frac{21''}{12''} \right\} \times 4000}{4.70 \times 12'' \times 0.86 \times 24''}$$

$$= \frac{119508^*}{1164} = 103^*/\square'' > 40^*/\square''$$

故 = 腹鐵筋必要ニシテ腹鐵筋ヲ以テ抵抗セシムベキ全剪斷力 V' ヲ

$$V' = \frac{(103 - 40)}{2} \frac{(gh + mi)}{2} \left( 7.4 - 2.1 - \frac{21''}{12''} \right) 144 \square''$$

トスレバ、又

$$gh = 4.33 + \frac{(5.88 - 4.33)}{2 \times 7.4} \times (7.4 - 2.1) \times 2 = 4.33 + 1.116 = 5.45$$

(gh, mi 或ハ ef ノ如キハ總テ寸尺ヲ以テ計リテ見出スモ可ナリ)

$$\therefore V' = 31.5 \times 2594.34 = 81722^*$$

$\frac{3''}{4}$  圓釘ヲ垂直腹鐵筋トシテ用ユルトキハ要スベキ員數ハ、

$$\frac{81722}{16000 \times 0.4418} = \frac{81722}{7068.8} = 12 \text{ 本}$$

第二支柱ノ方 = 於テモ同様ナル計算法ニヨリテ、

$$V = 5.88 \times y_s \times 4000 = 23520 y_s$$

$$b = 5.88 \times 12'' = 60.56$$

$$23520 y_s = 40 \times 60.56 \times 0.86 \times 24$$

$$y_s = 2.1$$

nk ナル長サハ或ハ計算ニヨリ或ハ寸尺ヲ以テ計リテ見出し得ベク、計算ヨリ出セバ

$$4.33 + \frac{(5.88 - 4.33)}{2 \times 7.4} \times (7.4 + 2.1) \times 2 = 4.33 + 1.99 = 6.32 = nk$$

lj ナル垂直断面 = 於ケル剪斷力ヲ見出サントスルモノナルヲ以テ lj ノ長サハ、

$$4.33 + \frac{(5.88 - 4.33)}{2 \times 7.4} \times [7.4 + \{14.375 - 7.4 - 2'\}] \times 2$$

$$= 4.33 + 2.592 = 6.92$$

$$\therefore v = \frac{V}{bjd} = \frac{\frac{(6.92 + 5.88)}{2} \times (14.375 - 7.4 - 2) \times 4000}{6.92 \times 12'' \times 0.86 \times 24}$$

$$= \frac{127360}{1714} = 74.3^*/\square''$$

腹鐵筋ヲ用ヒテ抵抗セシムルコトヲ要スル全剪斷力 V' ハ、

$$V' = \frac{(74.3 - 40)}{2} \times \frac{(6.32 + 6.92)}{2} \times \{14.375 - 7.4 - 2.1 - 2'\} \times 144 \square''$$

$$= 17.15 \times 2736 = 46922.4^*$$

$\frac{1''}{2}$  圓釘ヲ垂直腹鐵筋トシテ用ユルトキハ要スル員數ハ、

$$\frac{46922.4}{16000 \times 0.1963} = \frac{46922.4}{3140.8} = 14 \text{ 本}$$

以上ニヨリテ第一支柱 = 於テハ  $\frac{3''}{4}$  圓釘 12 本ヲ要スルヲ以テ 4 本宛三列ニ配置シ、第二支柱 = 於テハ  $\frac{1''}{2}$  圓釘 14 本トシ 7 本宛二列ニ配置ス。然シテ其配置ニ關スル



各列ノ間隔ハ第二十五節ニ述ベタル如クニシテ定ム第  
二百十一圖ニヨリテ明瞭ナルベシ。

支柱ノ底部基礎混凝土ニ於テハ負彎曲率ヲ生ズ。即チ  
SS 及ビ RR ナル断面ニ於テハ混凝土ノ下部ニ張力ヲ生  
ズ。故ニ第二十一圖ニ示セル如ク底部ニ近ク鐵筋ヲ  
用ユルヲ可トシテ、此張力ハ

$$SS = 4.33 + \frac{2(5.88 - 4.33)}{2 \times 7.4} \times 1.125 = 4.33 + 0.23 = 4.56$$

$$\therefore M = \left( \frac{4.33 + 4.56}{2} \right) \times 1.125 \times 4000 \times \frac{13.75}{2} = 135017 \text{ 吋封度}$$

$$b = SS = 4.56 \times 12'' = 54.72$$

$$d = 23.25$$

$$p = 0.002 \text{ トスレバ}$$

$$A_s = 54.72 \times 23.25 \times 0.002 = 2.5 \text{ 吋}^2$$

$$K = 0.217$$

$$j = 0.928$$

$$\therefore s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{155017}{2.5 \times 0.928 \times 23.25} = \frac{155017}{54} \doteq 3000 \text{ \# / 吋}^2$$

$$c = \frac{2M}{b K j d^2} = \frac{310034}{54.72 \times 0.217 \times 0.928 \times 23.25^2} = \frac{310034}{5946}$$

$$\doteq 54 \text{ \# / 吋}^2$$

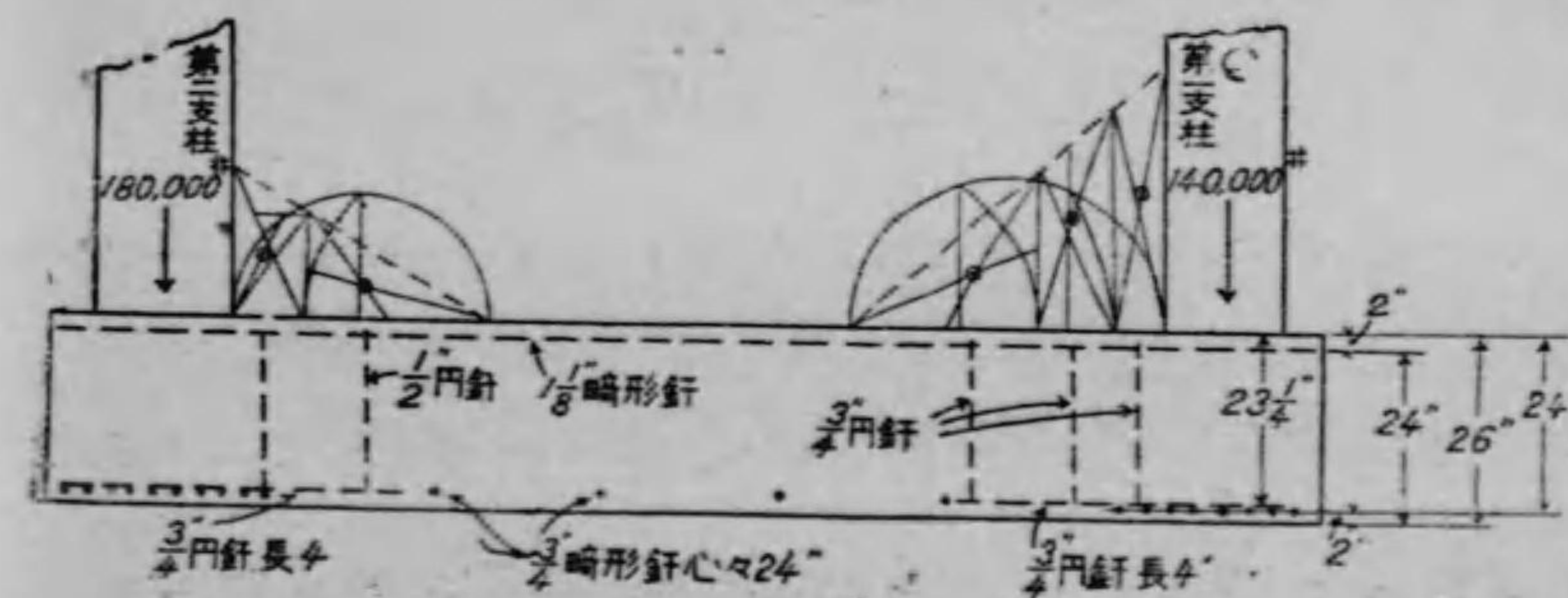
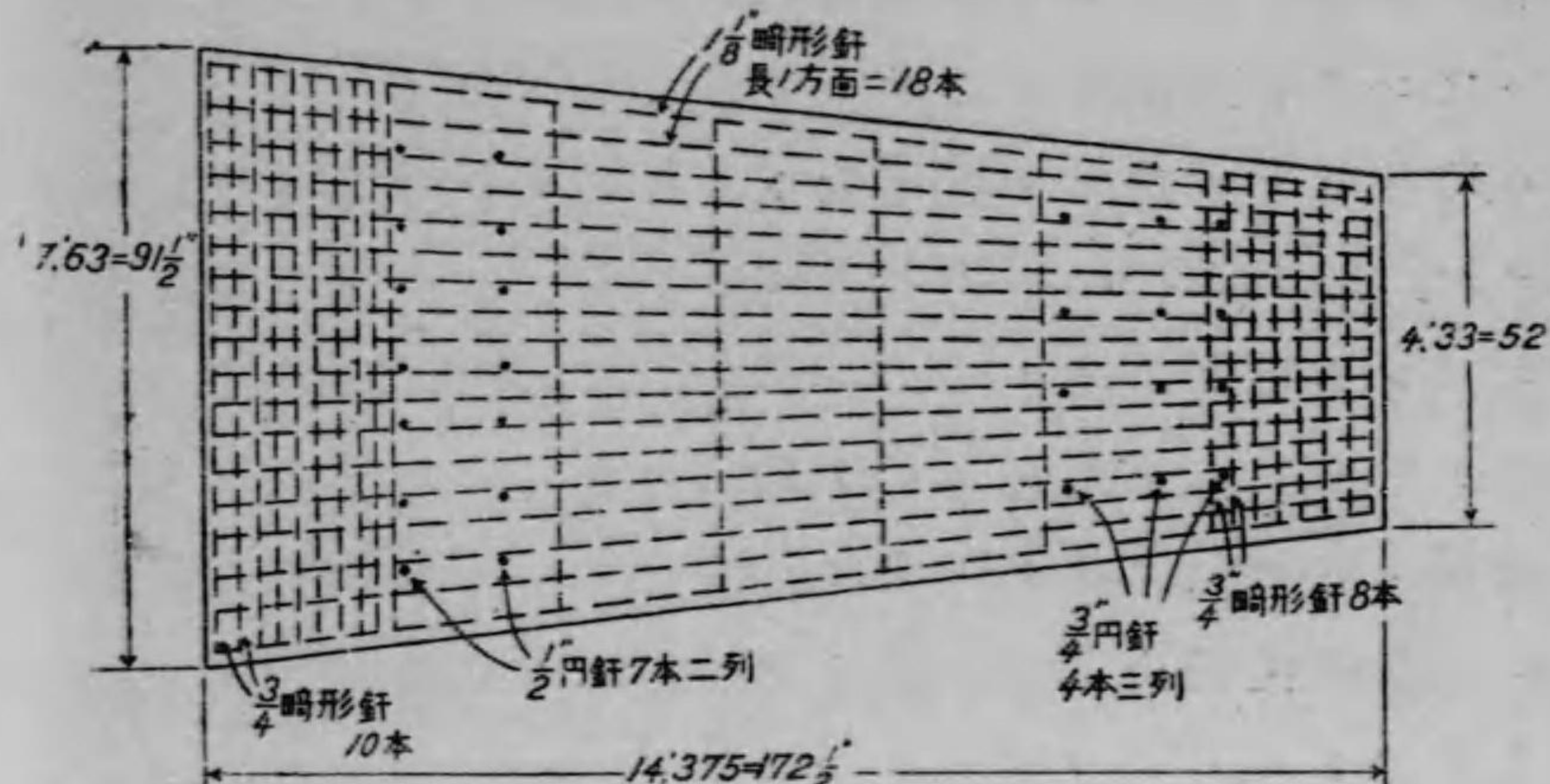
故ニ極メテ安全ニシテ、 $\frac{3}{4}$  長サ 4' 圓釘ヲ五本組ミ合ハ  
ス其有様ハ第二十一圖ニ示セル如シ。第二支柱ノ方  
面ニ於テモ同様  $\frac{3}{4}$  長サ 4' 圓釘五本ニテ充分ニシテ共

ニ SS 又ハ RR ニ直角ナル方向ニ於テ基礎混凝土ノ底面  
ニ近ク配置スルモノナリ。

支柱ノ周リノ剪斷力 (Punching shear 此許容應力 = 120 \# / 吋<sup>2</sup>)  
ニ對シテハ充分ナル強度アリ。

第二十一圖ハ以上計算セル基礎混凝土ヲ示セルモノ

第二十一圖

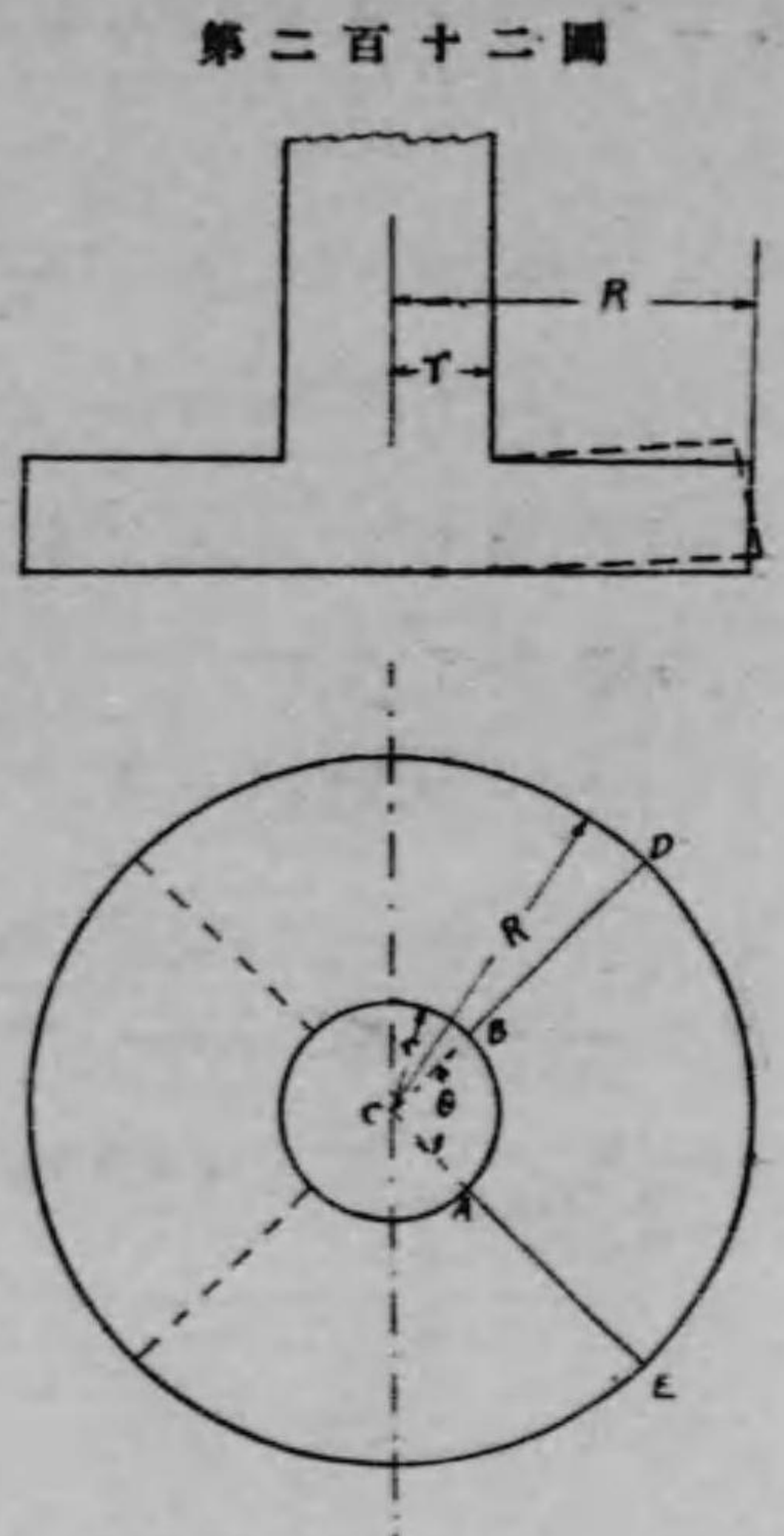




ナリ。基礎混凝土ヲ強固ニナシ、重量ヲ等布セシムルタ  
メニ猶別ニ底面ニ近ク鋼筋ヲ約 24" ノ心々距離ニ用ユ  
ルヲ可トス。

圓形支柱ガ圓形基礎混凝土上ニ設計セララルモノハ第  
二百十二圖ノ如シ。斯ノ如キ

トキハ數多ノ肋木ニ基礎混  
凝土ヲ分ツ。然ルトキハ其肋木  
ハ之ヲ平面圖ニテ見ルトキ  
ハ、端ニ至ルニ從ツテ其幅大ト  
ナル。即チ AB ヨリ ED ノ方ガ  
大ニシテ壓力ノタメニ此 ABDE  
ナル肋木ハ垂直断面ニ於テ點  
線ニテ示ス如クナルト考フ。  
w ヲ基礎混凝土底面ニ於ケル  
支壓力トシ、CDE ヲ圓形基礎ノ  
一部トスルトキハ、ABDE ナル  
部分ニ於ケル全上向壓力ハ、



第二百十二圖

$$\frac{(\theta R + \theta r)(R - r)w}{2} = \frac{(R^2 - r^2)}{2} \theta w$$

ニシテ從ツテ AB ナル弧線ヲ軸トシテ彎曲率 M'ヲ求ム  
レバ、

$$M = \frac{(R^2 - r^2)\theta w}{2} \times \frac{(R - r)}{2} = \frac{1}{4} \theta w (R^2 - r^2)(R - r) \dots \dots (177)$$

ナル形ニテ表ハサレテ此式ニ於テ  $\frac{(R - r)}{2}$  ナル臂ハ重心

ニ至ル實距離ニアラザルモ、之レニ近似數ニシテ之レヲ  
用ユルモ恰ソド誤差ナカルベシ。故ニ AB ナル長サヲ  
幅トシテ抵抗率ヨリシテ混凝土ノ厚サ鐵筋ノ量ヲ見  
出スヲ得ルナリ。

著者ガ以上第十三章ニ於テ述ベタルモノハ支柱断面ノ  
重心ニ壓力ヲ受クル場合ニシテ、斯ノ如キ場合ノ計算例  
ヲ示セルモノナリ。然レドモ家屋ノ外部ニ作ラル可キ  
支柱ニ於テハ、風力ノタメニ壓力ノ働點ヲ移轉セシム、或  
ハ支柱ガ初メヨリ其断面重心ニ壓力ヲ受クルコトナク、  
所謂偏心ニ受クルコトモアリ。是等ノ場合ニ於テハ支  
柱ハ其断面重心ニ壓力働クトキノ應力ノ外ニ猶曲ゲラ  
ルルコトノタメニ應力ヲ生ズルニ至リテ、此二者ノ合成  
力ガ支柱断面ニ於ケル全應力トナル。故ニ次ノ第十四  
章ニ於テハ斯ノ如キ場合ノ計算方法ヲ示サントス。

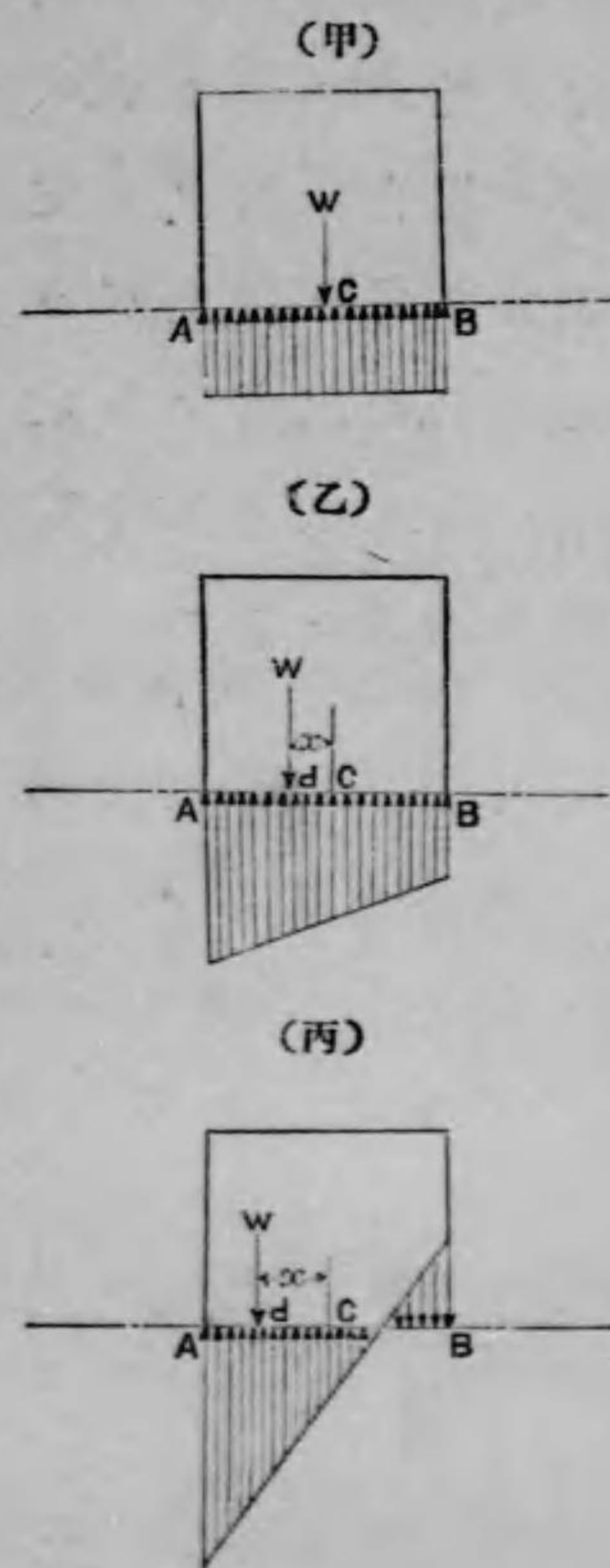


### 第十四章 断面ニ於テ偏心ニ壓力ヲ受クル支柱

#### 第五十節 總論

支柱断面ニ於ケル重心ヨリ他ノ點ニ於テ支柱ガ重量又ハ壓力ヲ受クルトキハ、其断面ニ於ケル應力ハ等布ナラズシテ、其壓力若シクハ重量ノ働ク點ニ近キ側端ニ大ナル應力ヲ生ジ以テ、彎曲ヲ起サントスル傾向ヲ帶ブルニ至ルナリ。例ヘバ

第二百十三圖



第二百十三圖甲ニ示セル如ク、ABノ中心cニ重量Wガ働クトキハ、AB面ニ於ケル壓力ハ等布ナルモ、之レニ反シテ中心ヲ離レ、 $x$ ナル距離ノ點dニ働ケバ、乙ノ如クA點ニ於ケル壓力ガ最大ニシテ、Bニ至ルニ從ツテ次第ニ減少ス。而シテ時トシテB點ニハ張力ヲ生ズルニ至ルコトアリ、丙ハ即チ之レヲ示ス。此第十四章ニ於テハ乙、丙ノ如キ場合ニ於ケル計算方法ヲ示サントスルモノニシテ、

甲ノ如キ場合ハ前第十三章ニ於テ述ベタルモノナリ。支柱ノ場合ノミナラズ第二百十四圖拱ノ如キニ於テモ

第二百十四圖



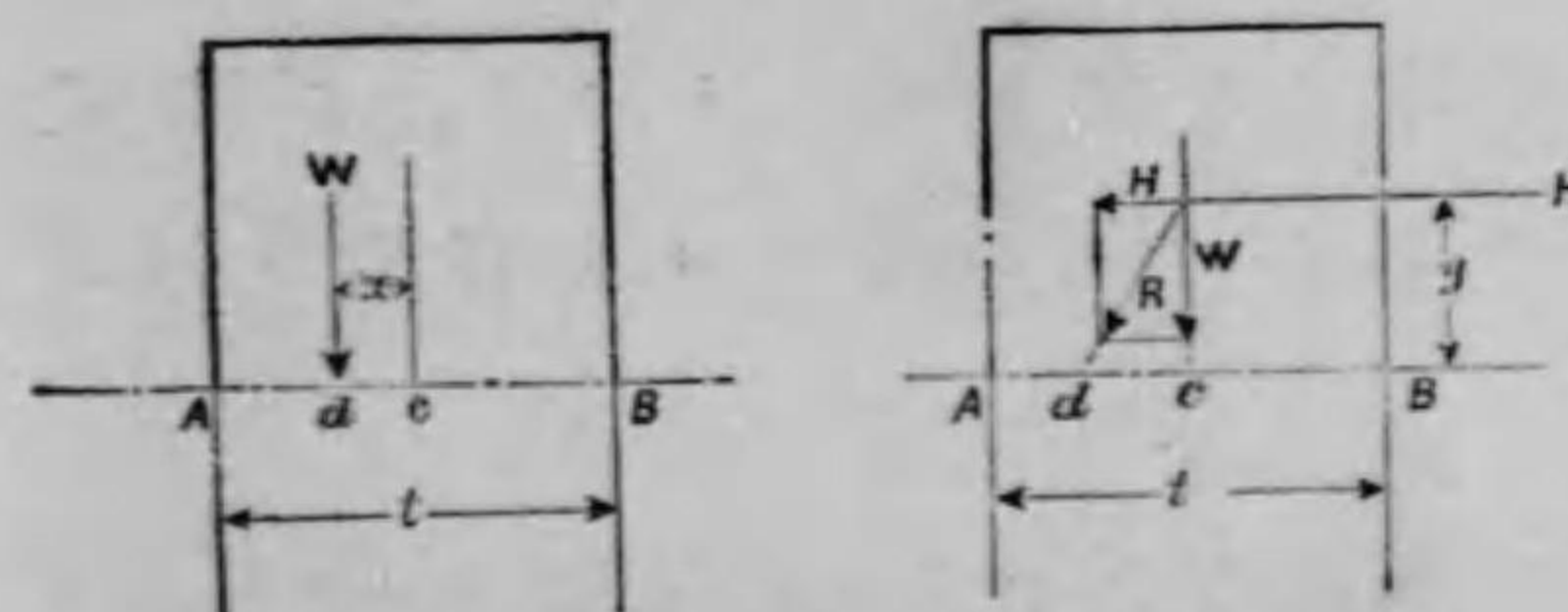
又同様ニシテ、Rナル壓力ガABノ中心cヲ離レテdニ働クトキハ、AB面ニ生ズ可キ應力ハ等布ナラズシテ、A

ニ於テ最大トナリ、Bニ於テ最小トナル。而シテ場合ニヨリテハ、B點ニハ張力ヲ生ズルコト第二百十三圖丙ノ如キコトアリ。

#### 第五十一節 偏心的壓力ヲ受クル普通混凝土支柱

第二百十五圖ニ於テABヲ以テ支柱ノ任意ノ断面線ヲ

第二百十五圖



示ス。若シ壓力Wガ中心cニ働クトキハ、AB面ニ於ケル應力ハ等布ニシテ  $\frac{W}{A}$  ナリ (A=AB

断面ノ面積)。然ルニd點ニ働クトキハ、 $Wx$ ナル彎曲率ヲ生ズ。又Hナル風等ノ横力ガ横ヨリ働クトキハ  $H_y$ ナル彎曲率ヲ起シ、AB断面ヨリ上ノ壓力Wトノ合成力R



ハ  $d$  ヲ通リテ中心  $c$  ヨリ偏倚シタル點ニ於テ  $AB$  ト交ルニ至ルナリ。(30) 式ヨリシテ、

$I$  ヲ  $AB$  断面ノ惰率トスレバ、

$$M = Wx = Hy = \frac{fI}{2}$$

$$\therefore f = \frac{Wx \frac{t}{2}}{I} \dots \dots \dots (178)$$

$f$  ハ彎曲率ノタメニ生ズル纖維應力ニシテ、 $f_A$  ヲ  $A$  點ニ於ケル應力トシ、 $f_B$  ヲ  $B$  點ニ於ケル應力トスレバ、

$$\left. \begin{aligned} f_A &= \frac{W}{A} + \frac{Wx \frac{t}{2}}{I} \\ f_B &= \frac{W}{A} - \frac{Wx \frac{t}{2}}{I} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (179)$$

若シ此式ニ於テ  $f_B$  ガ (-) トナルトキ、即チ

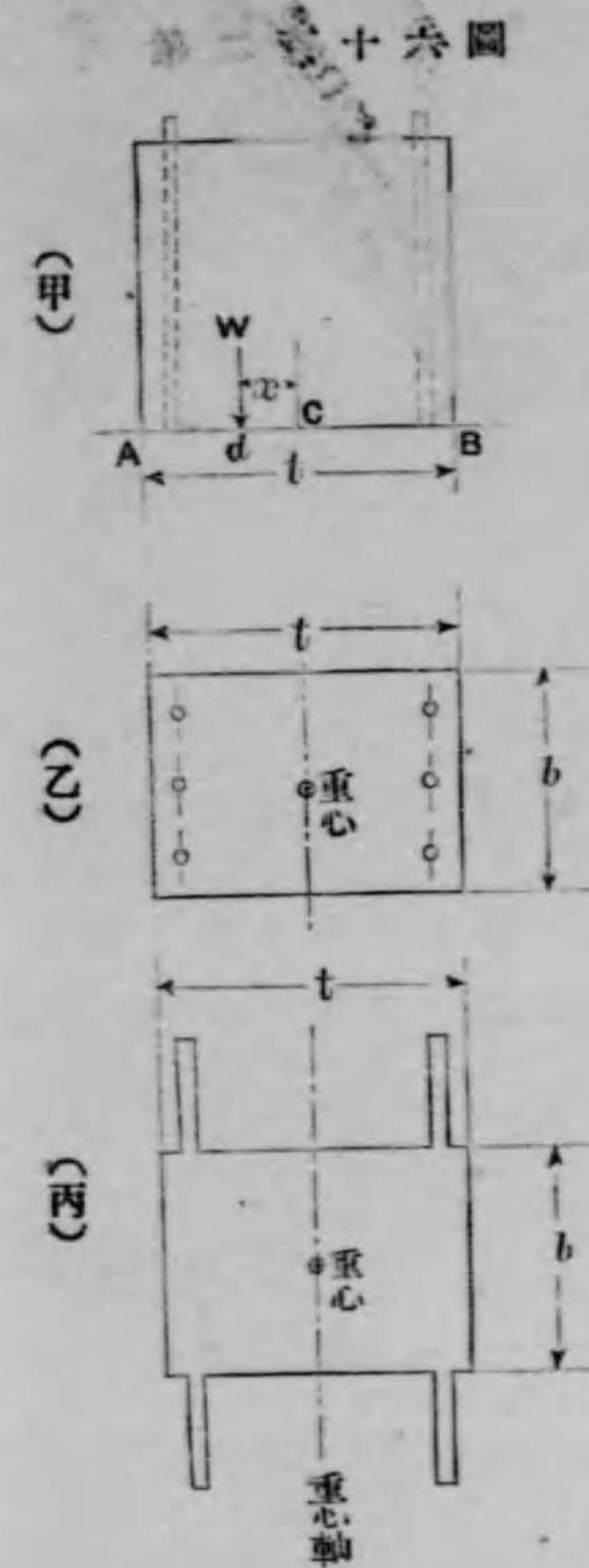
$$\frac{W}{A} < \frac{Wx \frac{t}{2}}{I}$$

ナルトキハ  $B$  點ニハ應張力ヲ生ズルモノナリ。(162) 式ハ断面矩形ナル場合ニシテ (179) 式ニヨリ容易ニ得ラルナリ。

### 第五十二節 偏心的壓力ヲ受クル 鐵筋混凝土支柱

鐵筋混凝土支柱ノ断面ハ鐵筋ト混凝土トノ二物體ヨリ

成立ス。而シテ  $n = \frac{E_s}{E_c}$  = 彈率ノ比ナルヲ以テ鐵筋ノ面積ニ  $(n-1)$  ヲ乘ジタルモノニ等シキ混凝土ノ面積ヲ鐵筋ノ配置セラレタル線ニ附加ス。即チ第二百十六圖乙



ハ支柱ノ断面ヲ示スモノニシテ  $A_s$  ヲ鐵筋ノ全斷面積トシ  $\frac{A_s}{2}$  ヲ各々左ト右トノ鐵釘ノ面積トス。丙ニ於テ右方ノ突出部ハ混凝土ニシテ其面積ハ  $(n-1)\frac{A_s}{2}$  ニ等シク、又左方ノ突出部モ混凝土ニシテ其面積ハ  $(n-1)\frac{A_s}{2}$  ニ等シトス。而シテ之レヲ鐵筋ノ配置セラレタル線ニ附加セルモノナリ。然ルトキハ此丙圖ノ如キヲ乙圖ノ變換断面ト稱シテ、乙ナル断面ト理論的ニ相等シキ抵抗力ヲ有スル混凝土ノミノ断面ナリ。上記ノ如ク、

$$A_s = \text{鐵筋ノ斷面積トスレバ}$$

$$\text{變換断面} \quad A' = bt + (n-1)A_s \dots \dots \dots (180)$$

$I_c$  = 支柱断面重心軸ニ對シテ混凝土ノ惰率

$I_s$  = 支柱断面重心軸ニ對シテ鐵筋ノ惰率

トス。然ルトキハ全惰率  $I'$  ハ、

$$I' = I_c + I_s$$

故ニ鐵筋混凝土断面ニ於テハ (179) 式ヨリシテ、



$$\left. \begin{aligned} f_A &= \frac{W}{A'} + \frac{Wx \frac{t}{2}}{I'} \\ f_B &= \frac{W}{A'} - \frac{Wx \frac{t}{2}}{I'} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(181)$$

從ツテ  $W = \frac{f_A A' I'}{I' + A' x \frac{t}{2}} \dots\dots\dots(182)$

第二百十七圖ノ如ク断面矩形ナルトキハ、

$$I_c = \frac{bt^3}{12}$$

鐵筋ノ其重心ニ對シテノ惰率ハ、

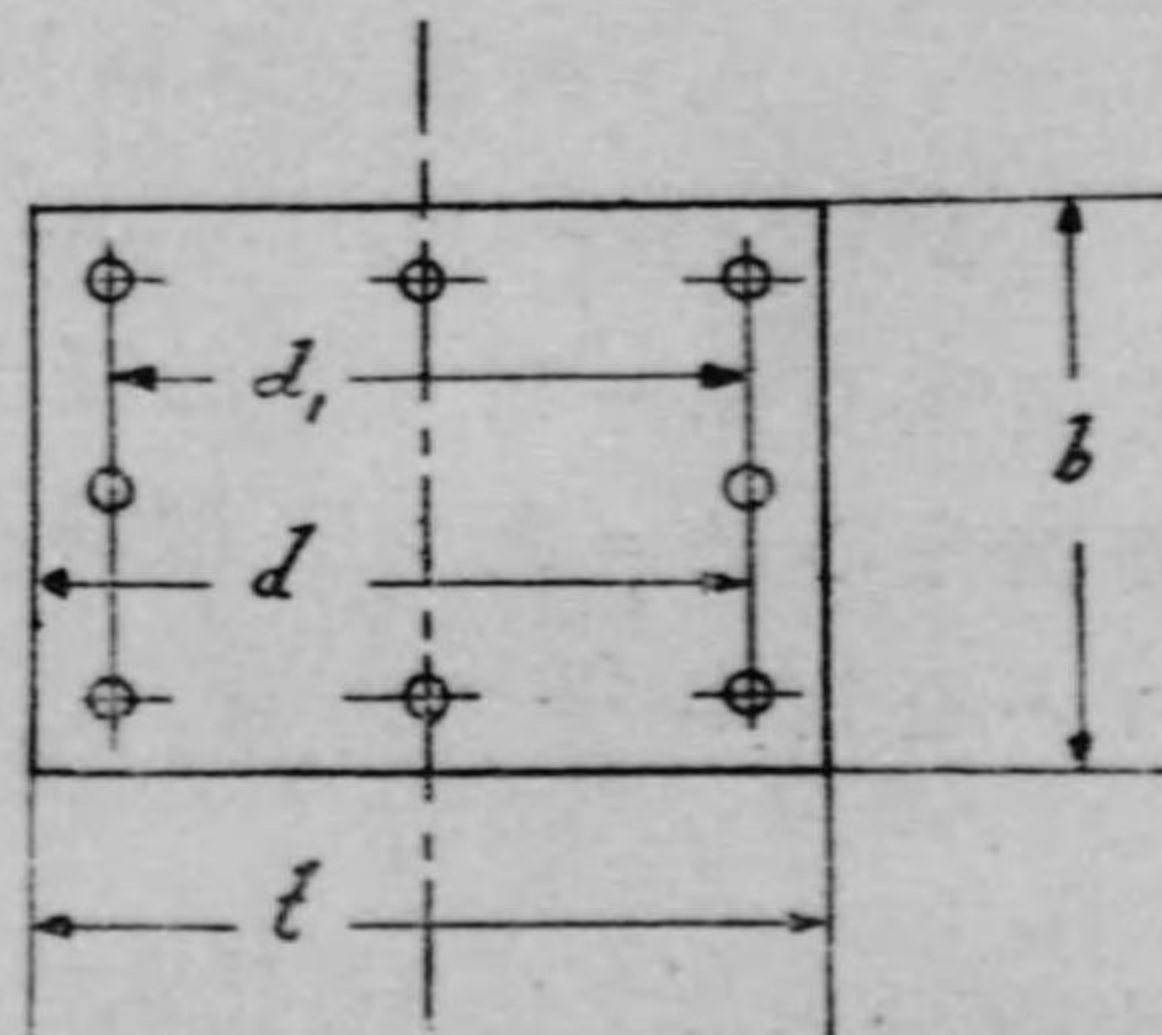
$$N \frac{\pi}{64} d_r^4 = 0.0491 N d_r^4 \quad \text{ニシテ}$$

Nハ釘ノ員數  $d_r$ ハ直径ニシテ一般ニ此値ハ僅少ナルヲ以テ之レヲ無視シテ

$$I_s = (n-1) A_s \frac{d_1^2}{4} \quad \text{トス}$$

$$\therefore I' = I_c + I_s = \frac{bt^3}{12} + (n-1) A_s \frac{d_1^2}{4} \dots\dots\dots(183)$$

第二百十七圖



欠



## 第十五章 鐵筋混凝土杭

## 第五十三節 總 論

本章ニ於テ述ベントスル杭ハ即チ支杭ニシテ、上方重量ヲ支フルモノナリ。普通多ク工事ニ用ヒラルル基礎用杭ハ松杭ナレドモ鋼混凝土及ビ鐵筋混凝土ノ杭モ亦用ヒラル。本書ニ於テハ其目的ガ鐵筋混凝土ニ關スル知識ヲ普及シ、其應用ヲ示サントスルニアルヲ以テ、主トシテ鐵筋混凝土杭ニ就キテ述ブベシ。

鐵筋混凝土及ビ普通混凝土杭ハ木材ノ如ク腐朽スルコト少ク、殊ニ乾濕交々至ルガ如キ所ニ於テヨク之レニ堪ヘ、又蟲類ヨリノ害ヲ被ルコトモ少ク、加フルニ支壓力ハ木材杭ノ二倍以上ニ達シ、又其耐久的ニシテ且ツ保存上經濟的ナルコトハ鋼製杭ニ優ルトモ劣ルコトナシ。只其製作ニ手數ヲ要シ、費用ヲ要スルコト稍々大ニシテ、且ツ打チ込ムコト、打チ込ミ後頂部切り揃ヘガ木材杭ヨリ稍々容易ナラザルノ不便アリ。

## 第五十四節 混凝土杭ノ種類及ビ其打チ込ミ

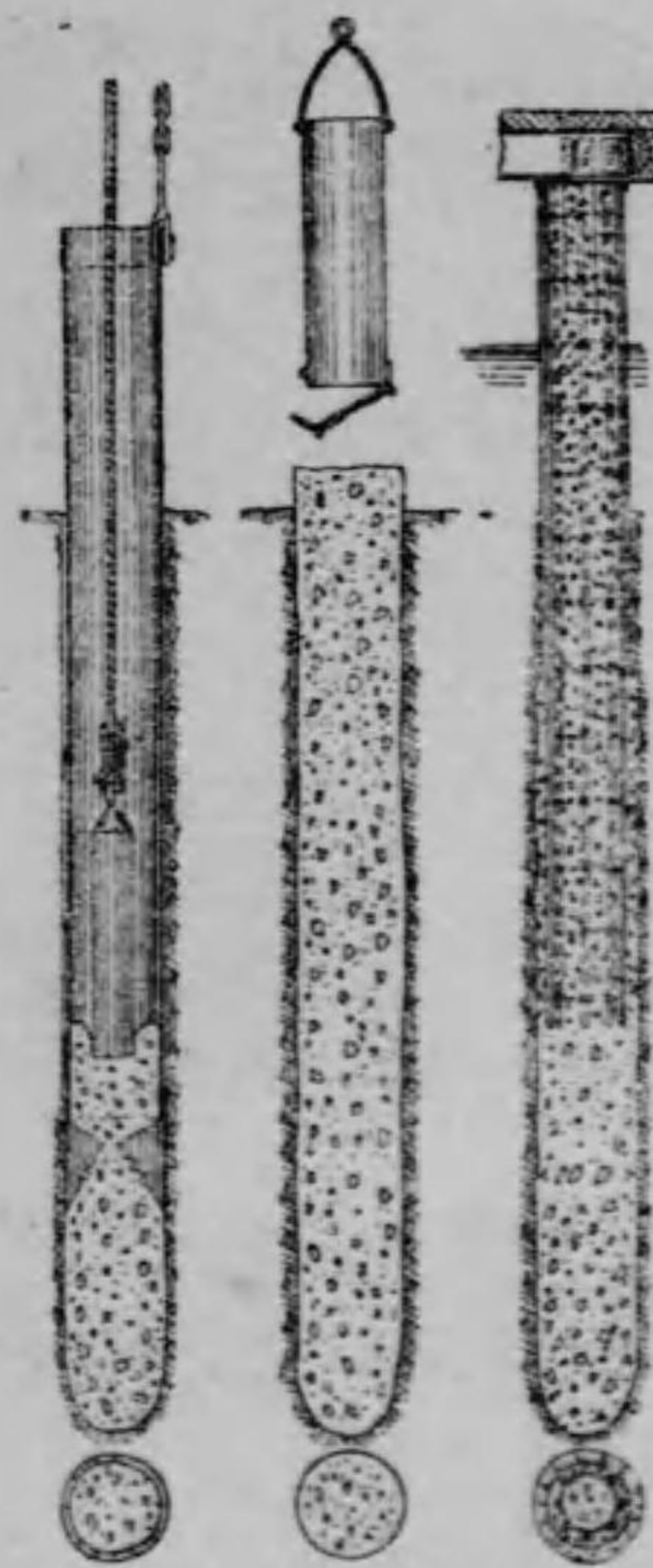
混凝土杭若シクハ鐵筋混凝土杭ハ二種類ニ大別スルコトヲ得テ、(1)ハ現場ニ於テ直ニ混凝土杭ヲ作ルモノ、(2)ハ混凝土杭ヲ型ニヨリテ製作シ、之レヲ現場ニ持チ來リテ打チ込ムモノ、是レナリ。

# 欠



(1) 現場ニ於テ直ニ混凝土杭ヲ作ルモノニ就キテハ茲ニ二ツノモノ即チしんぶれつくす杭 (Simplex pile) 及ビれーもんど杭 (Raymond pile) ニ就キテ述ブベシ。Simplex pile ハ第二百二十七圖ニ示セル如ク、地中ニ直徑 16" 厚サ  $\frac{3}{4}$ " 位ノ鐵管ヲ打チ込ミ、之レガ適當ノ深サニ達シタルトキハ、内部ヲ混凝土ヲ以テ填充シ、外部鐵管ハ引キ抜キテ他所ニ更ニ用ユ。初メニ鐵管ヲ打チ込ムトキニ其沈下ヲ容

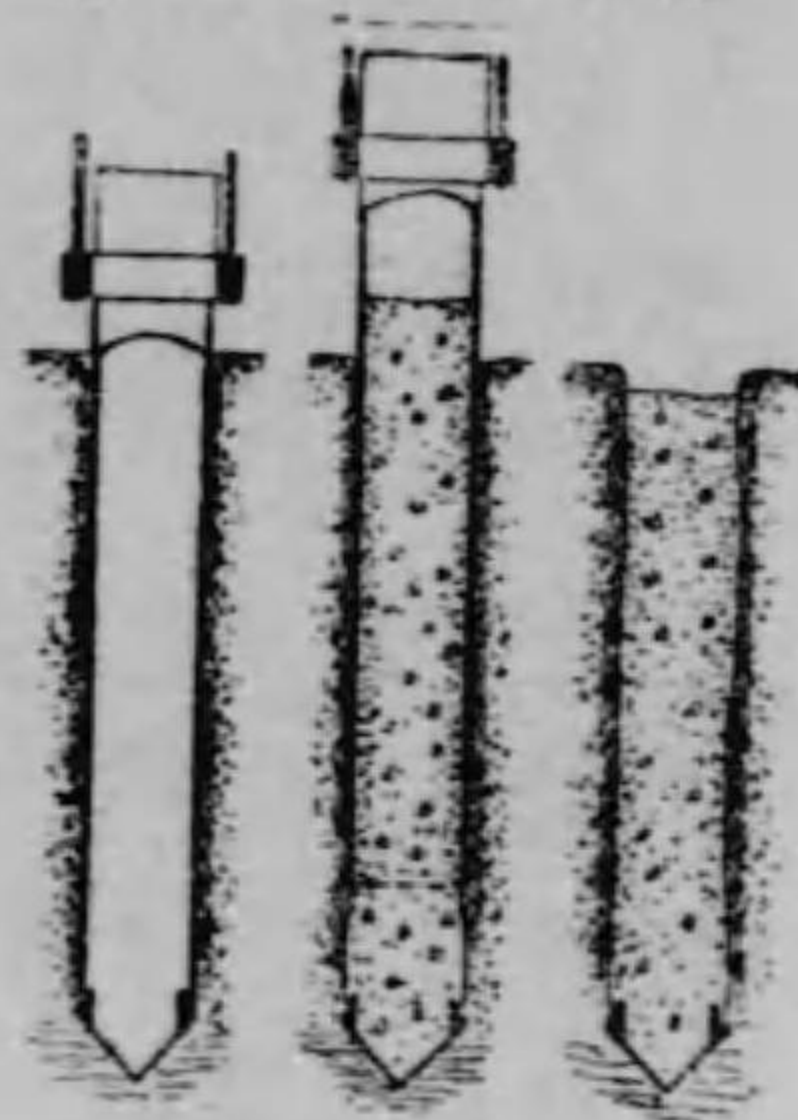
第二百二十七圖  
(甲) (乙) (丙)



第二百二十八圖  
(甲)



第二百二十九圖



第二百三十圖



(乙ハ混凝土填充ニ用ユル箱)

易ナラシムル爲ニ其下端ニ第二百二十八圖乙ノ如キ圓錐鐵ヲ取リ付ケ、以テ打チ込ムコトアリ。此場合ニ於テハ圓錐鐵ハ其儘地中ニ残留スルモノニシテ、其甲ハ圓錐鐵ヲ取リ付ケタル鐵管ヲ打チ込ム時ノ形ナリ。又第二百二十九圖ハ管ヲ打チ込ミタルモノ、其内部ニ混凝土ヲ填充シテ鐵管ヲ抜キツツアルモノ、及ビ仕事ヲ完了シテ混凝土杭ノ作ラレタルモノヲ示ス。

地質稍々堅キ所ニ於テハ鐵管ノ下端ニ鑿番ヲ以テ第二百三十圖ノ如キ圓錐鐵ヲ取リ付クルコトモアリテ、所要ノ深サニ打チ込ミタルトキハ管ヲ引キ抜キ、其引キ抜クトキニ限リ圖ノ如ク自働的ニ圓錐鐵ノ開クモノナリ。此種ノモノヲ用ユルトキハ全部ヲ引キ抜キ、混凝土ヲナスカ、或ハ第二百二十七圖ニ示セル如ク約 3 呎位引キ抜キ、混凝土ヲ箱ニ入レテ下部ニ施工シ、又 3 呎位引キ抜キ混凝土ヲ施工ス。斯ク少シヅツ引キ抜キテ混凝土ヲ施工シ、以テ上部迄填充スルカニシテ、第二百二十七圖甲ハ引キ抜クトキノ圓錐鐵ノ開ケルモノニシテ、又少シク混凝土ヲナセルモノヲ示シ、同乙ハ混凝土ヲ完了シテ混凝土杭ノ仕上リタルモノヲ示ス。

普通 Simplex pile ハ鐵筋ヲ用ヒズ、單ニ混凝土ノミナルモ鐵筋ヲ用ヒントスルトキハ、之レヲ挿入シタル後チ上部混凝土ヲ完了ス可キモノトス。同丙ノ如シ。

Raymond pile ハ鐵板ヲ以テ圓錐形ノ管ヲ作ル、普通管ノ長