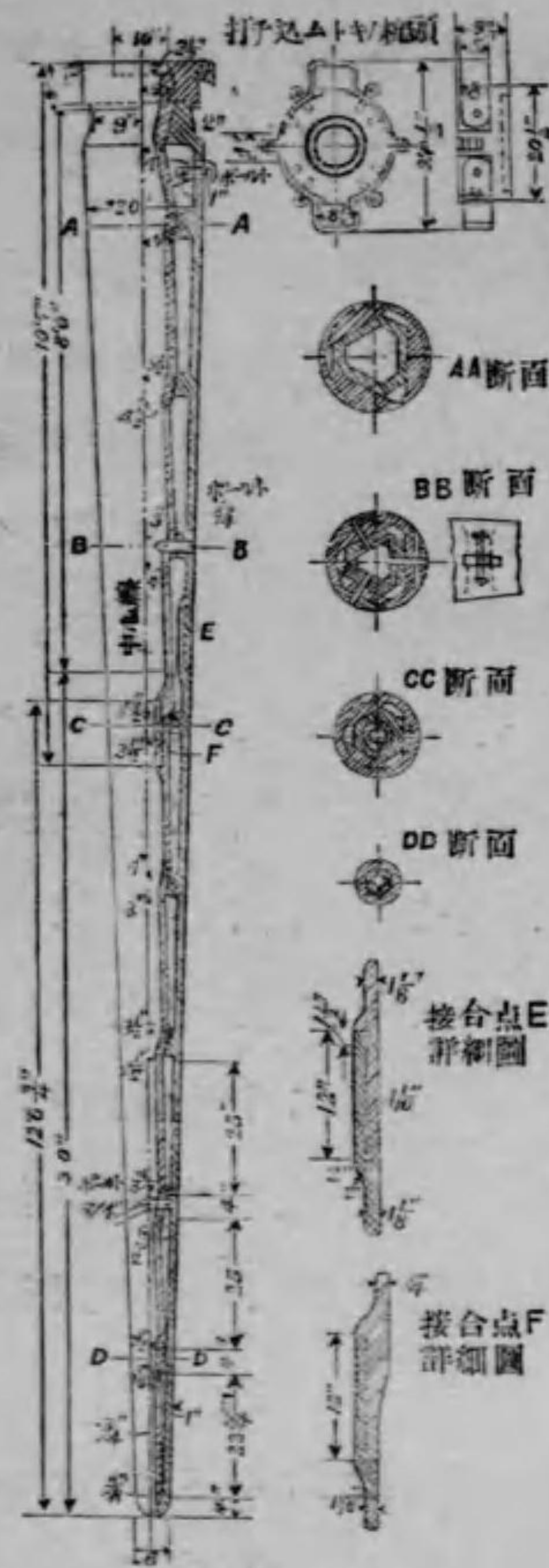


サハ 20' 乃至 40', 頂部ニ於ケル直徑 18" 乃至 20", 下部ニ於ケル直徑 6" 乃至 8", 此管内ニトリハズシノ出來ル軸ヲ入レ、之レト管トヲ結合シ以テ地中ニ打チ込ムモノニ

第二百三十一圖



シテ適當ノ深サニ達セシトキハ軸ヲトリハズシテ之レヲ引抜キ、外部圓錐形管ハ其儘トシテ、此内部ニ混凝土ヲ填充ス。若シ鐵筋ヲ用ントスルトキハ之レヲ内部ニ挿入シタル後チ上部混凝土ヲ填充ス。Raymond pileニ於テ用ユル鐵板ハ普通長サ8'位、之レヲ圓形ニ曲ゲ、其下部ニ來ルベキ鐵板ト接合シテ以テ長キ圓錐形ノ管トナスモノニシテ、又尖端ニハ打チ込ミニ際シ、軟岩又ハ其他ノ障害物ヲ通過シテ之レニ抵抗セシムルタメニ鐵靴ヲトリ付ケ置クヲ可トス。

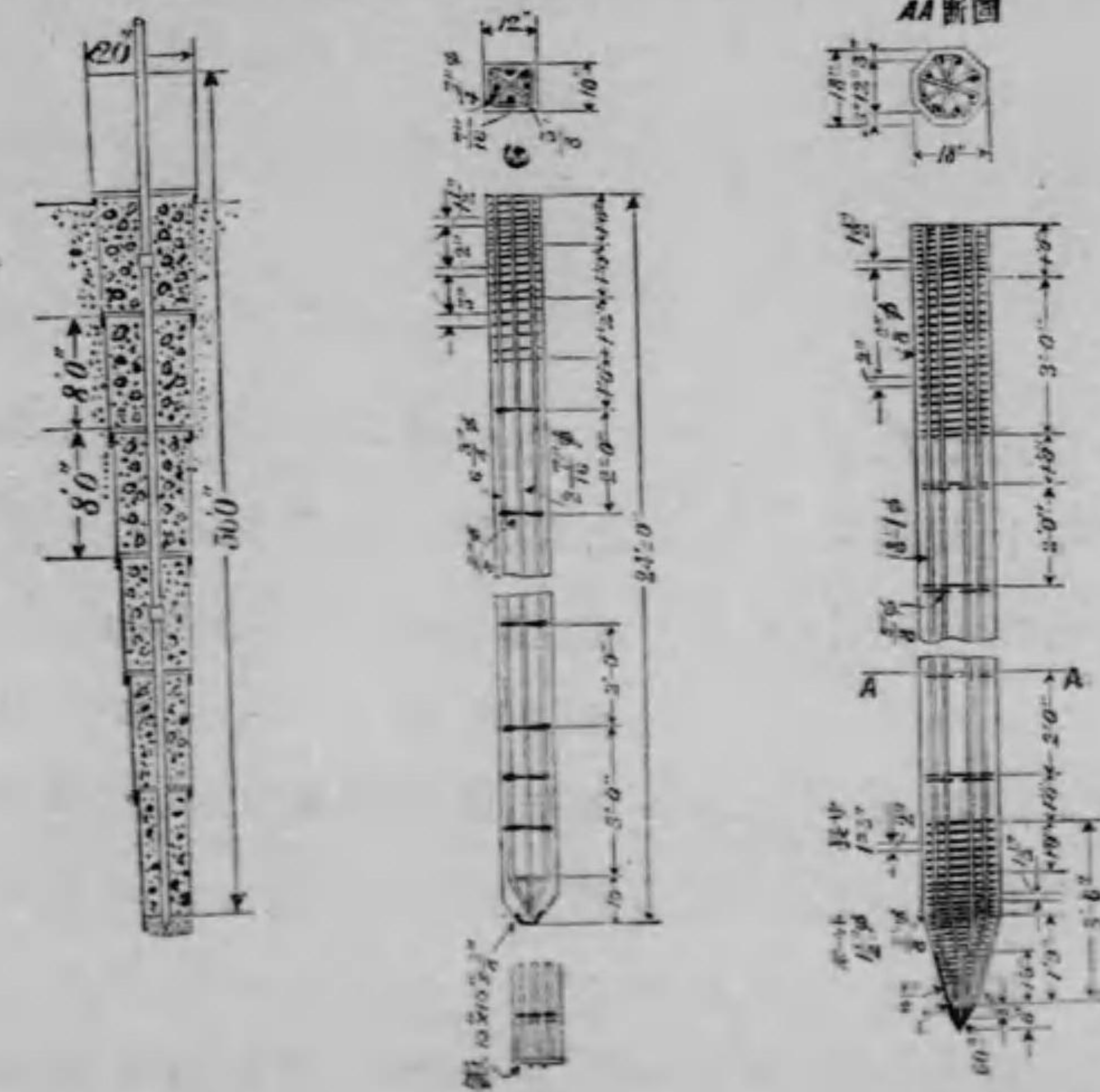
鐵管ノ厚サハ軸ヲ取り去リタル後外部ノ土壓水壓ニヨリテ變形セザル如キモノタルヲ要ス。此

厚サハ外面ヨリ壓力ヲ受クル鐵管トシテ容易ニ計算ニヨリテ算出スルコトヲ得ルナリ。又内部ニ螺旋鐵ヲ卷

キ付ケ、鐵管ノ變形ヲ防止スルコトモアリ。第二百三十一圖ハトリハズシノ出來ル心軸、第二百三十二圖ハ混凝土ヲ填充セル Raymond pileヲ示ス。以上ハ現場ニ於テ直ニ混凝土杭ヲ作ルモノナリ。

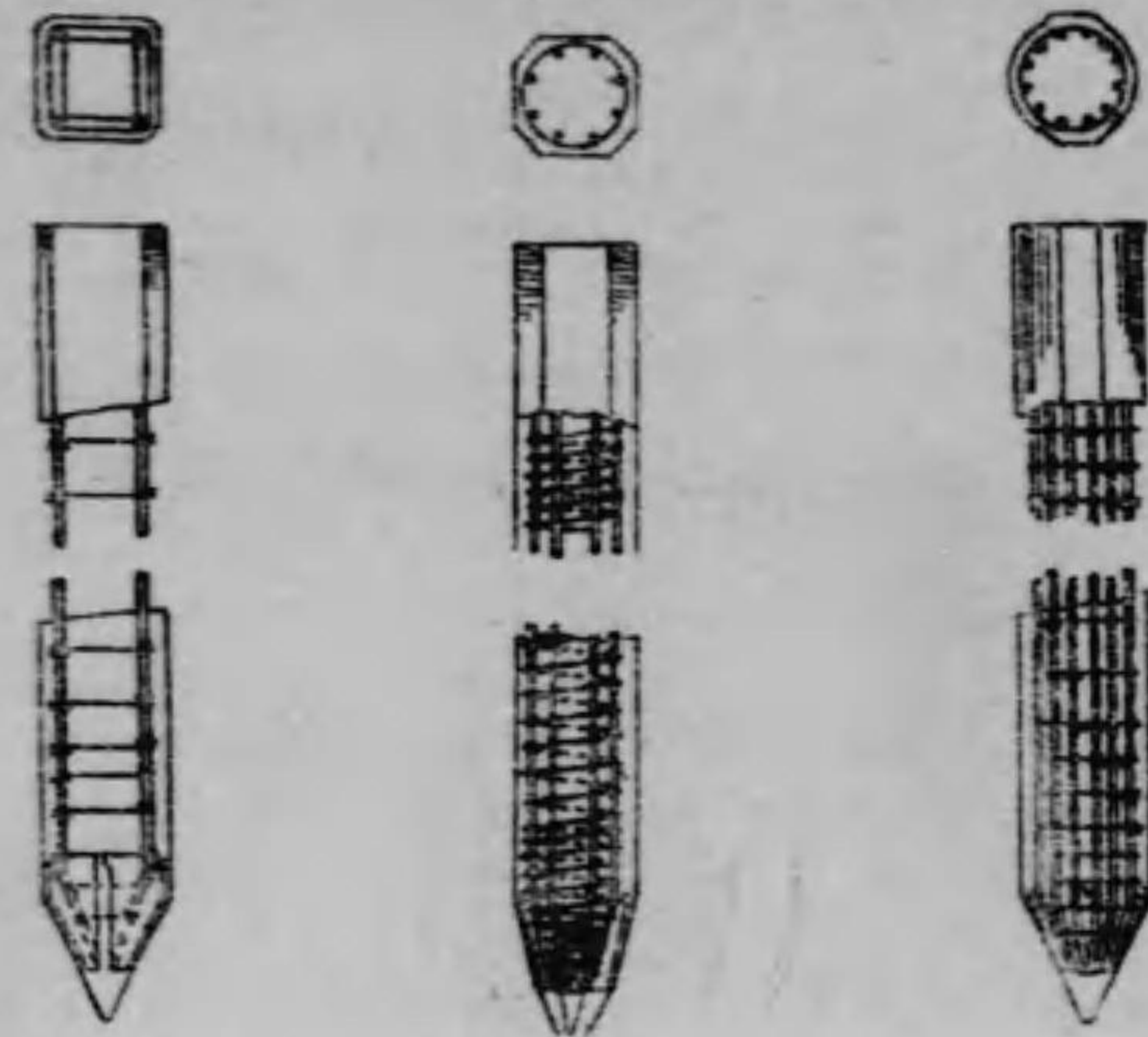
型ニヨリテ混凝土杭ヲ作り置キ、之レヲ現場ニ持チ來リテ打チ込ムモノニ於テハ、前記第十三章ニ於テ述ベタル支柱ト同様ナリ。即チ縱釘ヲ混凝土ノ長サダケ組ミ合ハシ、混凝土ヲ以テ之レヲ包ムモノアリ、或ハ更ニ螺旋鋼又ハ環鋼ヲ以テ補強セシムルコトモアリ。縱釘ガ主要

第二百三十二圖 第二百三十三圖 第二百三十四圖



ナル鐵筋ナル時ハ、各縱釘ヲ其直徑ノ15倍ヨリ大ナラザル距離ニ於テ鐵線ヲ以テ緊束スルヲ要シ、杭ノ頭部及ビ下端附近ヨリ其端ニ至ルニ從ツテ次第ニ其緊束距離ヲ小トナシ、縱鋼釘直徑ノ2倍乃至3倍ノ距離毎ニ緊束スベシ。即チ第二百三十三圖乃至第二百三十七圖ノ如シ。

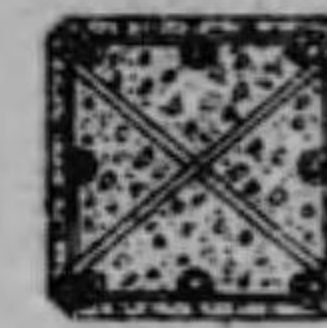
第二百三十五圖 第二百三十六圖 第二百三十七圖



第二百三十八圖ハ露國ノ或ル港ニ於テ用ヒシモノ、又第二百三十九圖ハ伯林宮殿基礎ニ用ヒシモノノ断面圖ナリ。第二百三十五圖ハあんねびつく (Hennebique) 正方形杭ヲ示セルモノニシテ、縱釘ヲ緊束スルニハ平面圖ニ示セル如ク近接セル二本ヲ交互ニ緊結セルモノナリ。第二百三十七圖ハこあぎに (Coignet) 杭ヲ示セルモノニシテ、適當ノ間隔毎ニ鐵線ヲ以テ縱釘ヲ緊束ス。面シテ鐵線ハ各縱釘ノ周圍ヲ廻リテ其兩端ハ一縱釘ノ周圍ニ確實

ニ卷キ付クルモノナリ。又鐵線ハ縱釘ヲ一周シ、縱釘ニ觸ルル點ヲ更ニ鐵線ヲ以テ緊結セルモノモアリ。第二

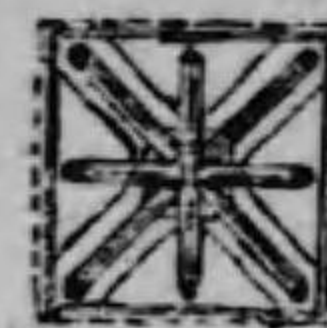
第二百三十八圖 百三十六圖ハこんしてーる (Considère) 八角形杭



ヲ示セルモノニテ、縱釘ノ緊結ハ螺旋鐵ニヨリテナサル。螺旋形ニ卷付ケルニハ先ヅ鐵線ヲ鼓形胴ニ卷キ、之ヨリ縱釘ノ周圍ニ螺旋形ニ卷付クルモノトス。

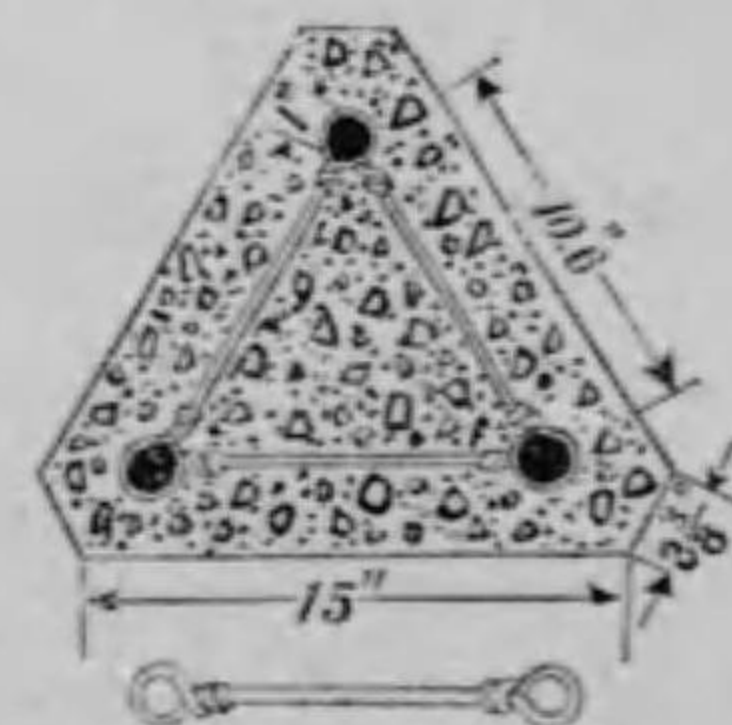


縱釘ト螺旋鋼又ハ環鋼トノ緊結、若シクハ縱釘ヲ鐵線ヲ以テ緊結スル有様ハ前ニ第十三章支柱ノ所ニ於テ示セシモノト同一ナリ。



以上ノ如キ鐵筋混凝土杭ヲ製作スルニハ其型ヲ垂直ニシ、垂直狀態ニ於テ作ルモノト、水平ニシ水平狀態ニ於テ作ルモノトノ二法アリテ、後者ノ狀態ニナシテ作ル方検査ニ便利

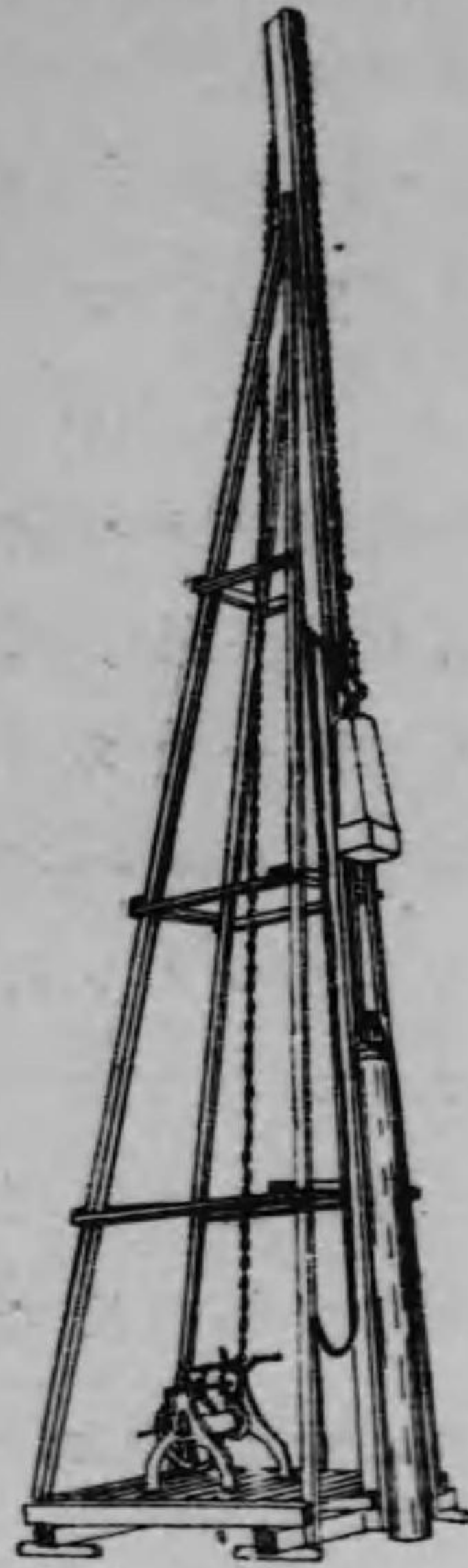
ニシテ且ツ費用少シ。左レト前者即チ垂直狀態ニ於テ作ル方稍々ヨキ結果ヲ得ルコトヲ得。第二百三十九圖之レ各層ガ重量ニ直角ニ填充セララルニヨルモノノ如シ。



普通此杭ヲ地中ニ打込ムニハ木材杭ヲ打込ムトキノ如ク、錐ヲ落下シテ杭ニ打撃ヲ與ヘ、其力ニヨリテ地中ニ沈下セシム。第二百四十圖ハ杭打器ニシテ打込ミハ垂直ノ場合多キモ、其構造ヲ變ジ第二百四十一圖ノ如

クナシ、以テ傾斜セシムルコトヲ得。要スルニ杭ノ支フ可キ重量ニ平行ニ打チ込ムヲ可トス。

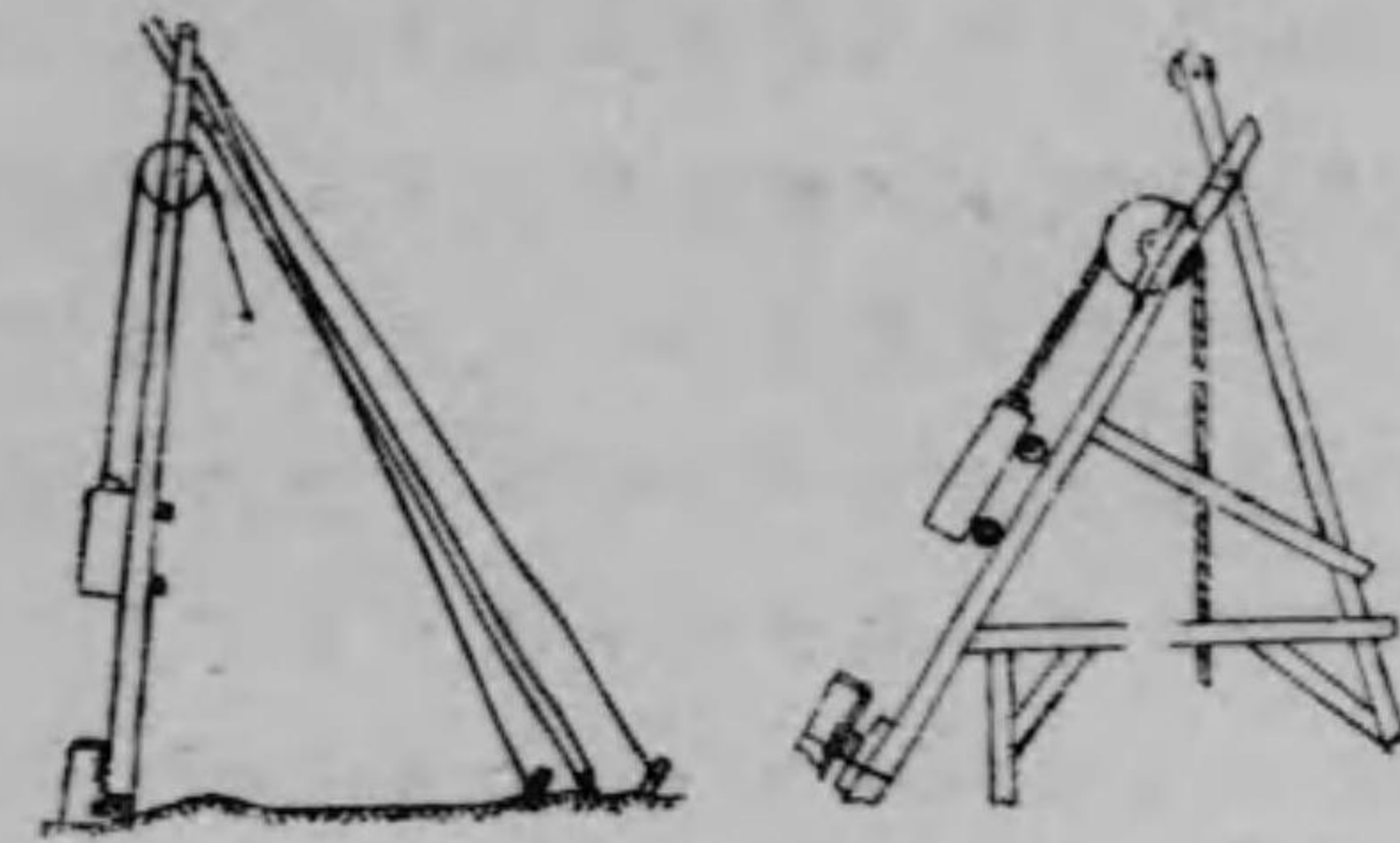
第二百四十圖



杭頭ニ落下セシムベキ鏈ノ重量ハ2000#以上ノモノヲ使用スルコトアルモ、其落下ノ高サハ12'以下タルヲ可トス。蒸氣鐵鏈機ヲ以テセバ此高サハ3'内外ナリ。此高サ大トナレバ、混凝土杭頭ノ破損スル傾向ヲ生ズル恐レ大トナルニ至ルナリ。一般ニ混凝土杭ヲ打チ込ムトキハ杭頭ヲ保護スルヲ可トシテ、之ガタメニ第二百四十二圖ノ如ク鋼管ヲ用ヒテ其直徑ハ杭頭ノ直徑ヨリ少シク大ナルモノトシ、之レヲ其長サノ $\frac{1}{3}$ 位杭頭ニ嵌メ込ミ、強キ木材ノ楔ヲ以テ杭ト管トヲ連結シ、管ヲシテ動カヌ様ニナス。管ノ残りノ $\frac{2}{3}$ ハ杭頭ヨリ上ニ出デ居リテ、此内

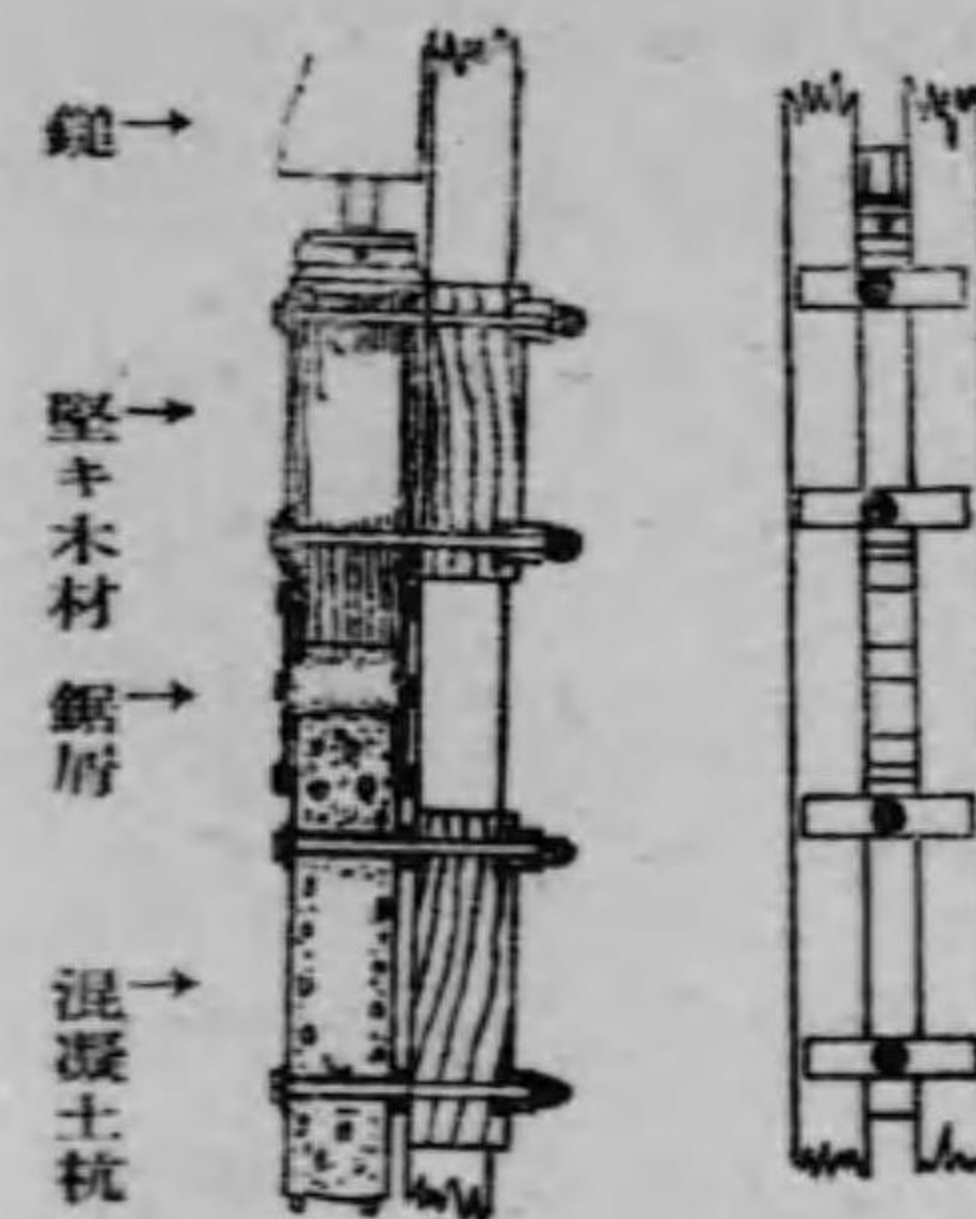
ニ鋸屑ヲ入レ、上部ニ強キ木材ヲ嵌メ込ミ、鏈ヲ其木材上ニ落下セシメテ混凝土杭頭ノ破損ヲ減ズルコトアリ。或ハ打チ込ムコトノ代リニ杭ノ内部ニ小ナル縦穴ヲ作り置クカ、若シクハ小管ヲ入レ置キ、此内ニ水ヲ通ジ之レヲ杭ノ尖端ニ於テ噴出セシメテ地盤ヲ軟弱ニナシ、杭ヲシテ其自己ノ重量ニヨリ沈下セシムルカ、或ハ輕ク打チ

第二百四十一圖



テ沈下セシムルコトモアリ。此水ノ噴出ニヨリテ沈下

第二百四十二圖



セシムルコトハ砂軟カキ粘土、泥土ノ如キ所ニ有効ニシテ、砂利又ハ此レガ砂ト混ゼル如キ地中ニ於テハ其効果前者ノ如クナラズ。若シ砂利又ハ硬質ノ土砂ナルトキハ速度大ニシテ水量少ナルヨリモ、寧ロ適當ナル速力ニテ多量ノ水ヲ噴出セシムル方一層有効ナリ。

以上述べタル如キ支重杭ノミナラズ矢板モ亦鐵筋混凝土ヲ以テ作り得ルナリ。

第五十五節 混凝土杭ノ支壓力

總テ支杭ハ二ツノ有様ニ於テ重量ヲ支フ。其一ツハ支柱ト考ヘ得ルモノニシテ杭ノ下端ハ硬質盤上ニ座シ、杭

ノ周圍ハ軟弱ナル地質ニシテ、杭ノ左右ニ彎曲セントスルヲ防止シ能ハザル如キ場合ニシテ、他ノ一ツハ杭ノ支壓力ハ杭ト周圍地質トノ間ノ摩擦ニヨル場合ナリ。前者ノ場合ニ於テハ杭ノ支壓力ハ支柱トシテ計算スルモノニシテ、前ニ支柱ノ章ニ於テ示セル公式ヲ應用スベキモノトス。而シテ若シ杭ヲ打ち込ムニ亘リ支柱ト考ヘ得ルコトガ豫想セララル地質ニ於テハ、杭ノ尖端ハ之レヲ尖トナスヨリモ圓形鐵ヲトリ付ケテ圓形端トナス方支壓力ニ貢獻スルコト大ナリ。然レドモ普通ノ場合ニ於テハ支柱ト考ヘ得ルコト極メテ稀レニシテ、杭ノ周圍ノ土砂ハ杭ノ左右ニ彎曲セントスルヲ防止ス。故ニ斯ノ如キ杭ヲ單ニ支柱トシテ考フルハ不穩當ニシテ一般ニハ上記二ツノ場合ガ相混合シテ重量ヲ支フルカ、若シクハ後者ノ如ク周圍土砂ノ摩擦ニヨリテ杭ノ沈下ガ防止セラレテ重量ヲ支フルカナリ。數多ノ杭ニ實際重量ヲ戴セテ其支壓力ヲ監察シ、若シクハ打ち込ミシ杭ヲ引キ抜キ、其引キ抜クニ要セシ力ヲ考察シ、是等ノ結果ヲ杭ノ重量又ハ大サ、錘ヲ落下セシメテ杭頭ニ打撃ヲ與フル其落下ノ高サ、錘ノ重量、最後數回錘ヲ落下セシトキノ平均沈下量等ヲ以テ表ハセル各種ノ公式アリ。

P = 鐵筋又ハ普通混凝土杭一本ノ安全ナル支壓力(封度)

Q = 落下セシムル錘ノ重量(封度)

q = 杭ノ重量(封度)

h = 錘ノ落下スル高サ(呎)

e = 最後數回錘ヲ落下セシメシトキノ杭ノ平均沈下量(吋)

m = 安全率ニシテ 2 乃至 10 構造物及ビ地質ニヨリテ此範圍ニ定ム。

リッてる氏 (Ritter) 公式 (160 式再掲)

$$P = \frac{1}{m} \left\{ \frac{12h}{e} \frac{Q^2}{Q+q} + Q + q \right\} \dots\dots\dots (160)$$

えいてるりわいん氏 (Eytelwein) 公式 (安全率 6)

$$P = \frac{2Qh}{e \left(1 + \frac{q}{Q} \right)} \dots\dots\dots (194)$$

今 $Q = 4000\#$ $h = 5'$ $e = 1''$

杭ハ直徑 1.25 長サ 20' トスレバ、

$$q = 3.1416 \times \frac{(1.25)^2}{4} \times 20 \times 150\# = 3682\#$$

$m = 6$ トス。

(160) 式ニヨレバ、

$$P = \frac{1}{6} \left\{ \frac{12 \times 5}{1} \frac{4000^2}{4000 + 3682} + 4000 + 3682 \right\} = \frac{1}{6} (136556) = 22759\#$$

(194) 式ニヨレバ、

$$P = \frac{2 \times 4000 \times 5}{1 \left(1 + \frac{3682}{4000} \right)} = 20828\#$$

其答ニ於テ多少ノ差違アリ。是レ此種ノ公式ノ免レザ

ル所ニシテ要スルニ大體ノ見込ミヲ得ルニ過ギザルモノトス。而シテ大切ナル工事ニ於テハ或ハ安全率ヲ大トナシ、或ハ實際重量ヲ支ヘシメ、所謂試驗荷重ヲ施シ其支壓力ヲ決定スコトアリ。

以上 (160), (194) 式ノ外ニ猶次ノ (195) 式モアリ。

ぶりつくす氏 (Brix) 公式

$$P = \frac{lQ^2q}{me(Q+q)^2} \dots\dots\dots (195)$$

符號等ハ (160), (194) 式ト同ジ。

第十六章 煙 突

第五十六節 總 論

鐵筋混凝土煙突ハ近來高キ煙突ノ場合 (100' 以上) ニ建造セラレルニ至リシモノニシテ、之ヲ煉瓦煙突ニ比スルニ其費用ニ於テ 25% 乃至 40% ノ利益アリ。是レ煉瓦ノ所要容積ニ比シテ遙ニ少ナル容積ニヨルモノニシテ、且ツ耐震的ニシテ、保存上ニ於テモ亦費用ヲ要セズ。其保存期限モ短カラズシテ鐵製煙突ヨリモ耐久ナリ。但シ建設費ハ鐵製煙突ノ方安價ナルモ屢々之レト競争スルニ足ル。

鐵筋混凝土煙突ノ設計ニ亙リテハ煙突ノ高サ、内徑ハ或ハ建築規則ニヨリ或ハ焰路關係ニヨリテ既ニ定マレルモノトス。

びーる氏 (H. B. Gale) ハ、

$$A = 0.07F^{\frac{3}{4}} \dots\dots\dots (196)$$

$$H = 100 \times \frac{K}{l} \left(\frac{F}{A} \right)^2 \dots\dots\dots (197)$$

ナル公式ヲ示シテ居リテ、

$$K = 0.2$$

A = 煙突ノ焰路斷面積 (平方呎)

H = 煙突ノ高サ (呎)

F = 一時間 = 燃燒セラルル石炭量 (封度)

G = 爐格ノ面積 (平方呎)

t = 煙突ヲ通ル瓦斯ノ溫度 (t=500°F 位トシテ可ナルベシ)

又 A=0.4G トシテ計算シ、次ノ第二十一表ヲ出セリ。

第二十一表

馬 力	一時間=燃燒セラルル石炭量 (F)	爐格ノ一平方呎=對スル石炭 (R)	爐格ノ面積 (G=R ²)	煙突ノ焰路斷面 (A=0.4G)	H=100 × $\frac{K}{t} \left(\frac{F}{A}\right)^2$
20	100#	13#	7.70'	30'	44'
60	300	15	20.	8	56
100	500	17	30.	12	70
200	1000	19	53.	21	90
400	2000	21	95.	38	111
600	3000	23	130.	52	133
1000	5000	25	200.	80	156

又 $A = \frac{G}{3}$ トシテ計算スレバ、(197) 式ヨリ

$$\left. \begin{aligned} H &= \frac{180}{t} \left(\frac{F}{G}\right)^2 \\ F &= \frac{A}{10} \sqrt{\frac{Ht}{K}} \\ A &= 10F \sqrt{\frac{K}{Ht}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (198)$$

ヲ得ルナリ。

要スルニ以上ノ如キコトヨリシテ煙突ノ焰路斷面並ビニ高サヲ見出し得テ、之レト共地方ノ建築規則ヲ考量スレバ高サ及ビ焰路斷面ハ決定スベシ。而シテ之レニ對シテ外徑ニ至ル厚サ及ビ鐵筋ノ量ヲ見出サントスルモ

ノニシテ、若シ厚サ及ビ鐵筋ノ量ヲ假定スルトキハ生ズ可キ應力ガ許容數量ヲ超過セザルヤ否ヤヲ檢定スルモノトス。

從來ノ鐵筋混凝土煙突ヲ見ルニ、其頂部ニ於ケル厚サハ多クハ4'乃至6'ニシテ、煙突ノ高サニヨリ底部ニ於テハ此2倍乃至數倍トナリ居リテ、頂部ヨリ底部ニ至ルニ從ツテ其厚サヲ増ス可キハ説明ヲ俟タザル所ナルベシ。

第五十七節 煙 突 ノ 設 計 計 算

煙突ノ設計ニ際シテ考フベキ外力ハ風力及ビ地震ニシテ、是レ煙突ハ其基礎ノ不完全ト疊築工ノ不完全ナルタメニ崩壞スルヲ除ケバ風壓若シクハ地震ノタメニ破壞セラルルヲ以テナリ。風壓ハ其風ノ吹き來ル方向ニ直角ナル平面ニ對シテハ 50#/sq. ノ壓力ヲ以テ働クトナス。若シ煙突圓形ナルトキハ、其垂直投影面ニ對シテ 30#/sq. ノ壓力ヲ及ボスモノトス。而シテ風壓ト其風ノ速度トノ關係ニ關シテハ既ニ(164)式ニ示セルガ如シ。

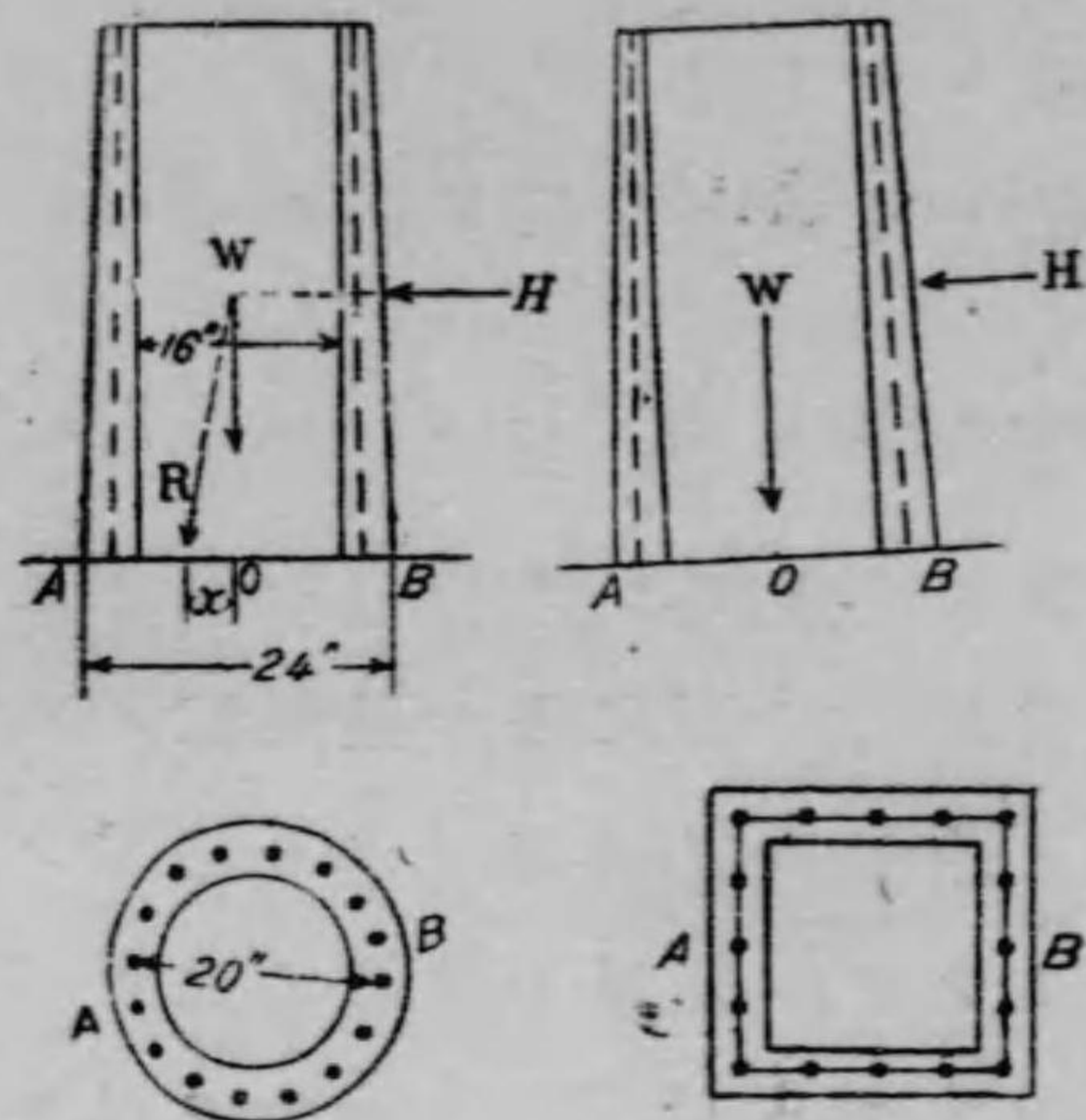
地震ニ對シテハ後ニ至リテ詳述ス可キモ、風壓ニ對シテ設計セルモノガ幾何程ノ地震ニ安全ナルカ、若シクハ其反對ニ地震ニ對シテ設計セルモノガ幾何程ノ風壓ニ安全ナルカヲ檢査ス。

煙突ハ内部空虛ナル一ツノ支柱ニシテ、此内空體自己ノ重量ハ側面ヨリノ壓力ナキトキハ斷面ノ重心ニ垂直ニ

働クヲ以テ、断面ニハ應壓力ヲ生ズ。然ルニ第二百四十三圖甲、乙ニ示ス如ク、Hナル風壓ガ水平ニ働クトキハ Aニ生ズル應壓力ハ増大シ、Bニ於テハ減少シ、時トシテ應

第二百四十三圖

(甲) (乙)



張力ヲ生ズルニ至ルコトハ第十四章支柱ノ場合ト同様ナリ。今甲ノ場合ヲ見ルニHナル風壓ノタメニ、WトHトノ合成力RハOナル重心ヨリ $x=4''$ ノ所ニ働クトス。今此圖面ノ如キ小内空物體ニ於テ、

$$AB \text{ 斷面積} = 3.1416 \frac{24^2}{4} - 3.1416 \frac{16^2}{4} = \frac{3.1416}{4} (24^2 - 16^2) = 251.33 \text{ 平方吋}$$

圓釘ハ $\frac{1''}{2}$ ノモノ十六本トス。然ルトキハ

$$A_s = 16 \times 0.1963 = 3.14 \text{ 平方吋}$$

(180) 式ニヨリテ、

$$A' = 251.33 + 14 \times 3.14 = 295.29 \text{ 平方吋}$$

(185) 式ニヨリテ、

$$I' = \left\{ \frac{24^4}{16} + \frac{14 \times 3.14 \times 20^2}{8} \right\} - 3.1416 \frac{16^4}{64} = 20242$$

故ニ (187) 式ニヨリテ、

$$x = \frac{2I'}{tA'} = \frac{2 \times 20242}{24 \times 295.29} = 5.7 > 4''$$

故ニ断面内ハ總テ應壓力ナリ。故ニ (182) 式ニヨリテ、

$$W = \frac{cA'I'}{I' + A'x \frac{t}{2}} = \frac{450 \times 295.29 \times 20242}{20242 + 295.29 \times 4'' \times 12''} = 78000 \text{ 磅}$$

此レハ重心ヨリ4''距リタル所ニ重量ヲ受クルトキニ安全ニ支ヘ得ル値ナリ。

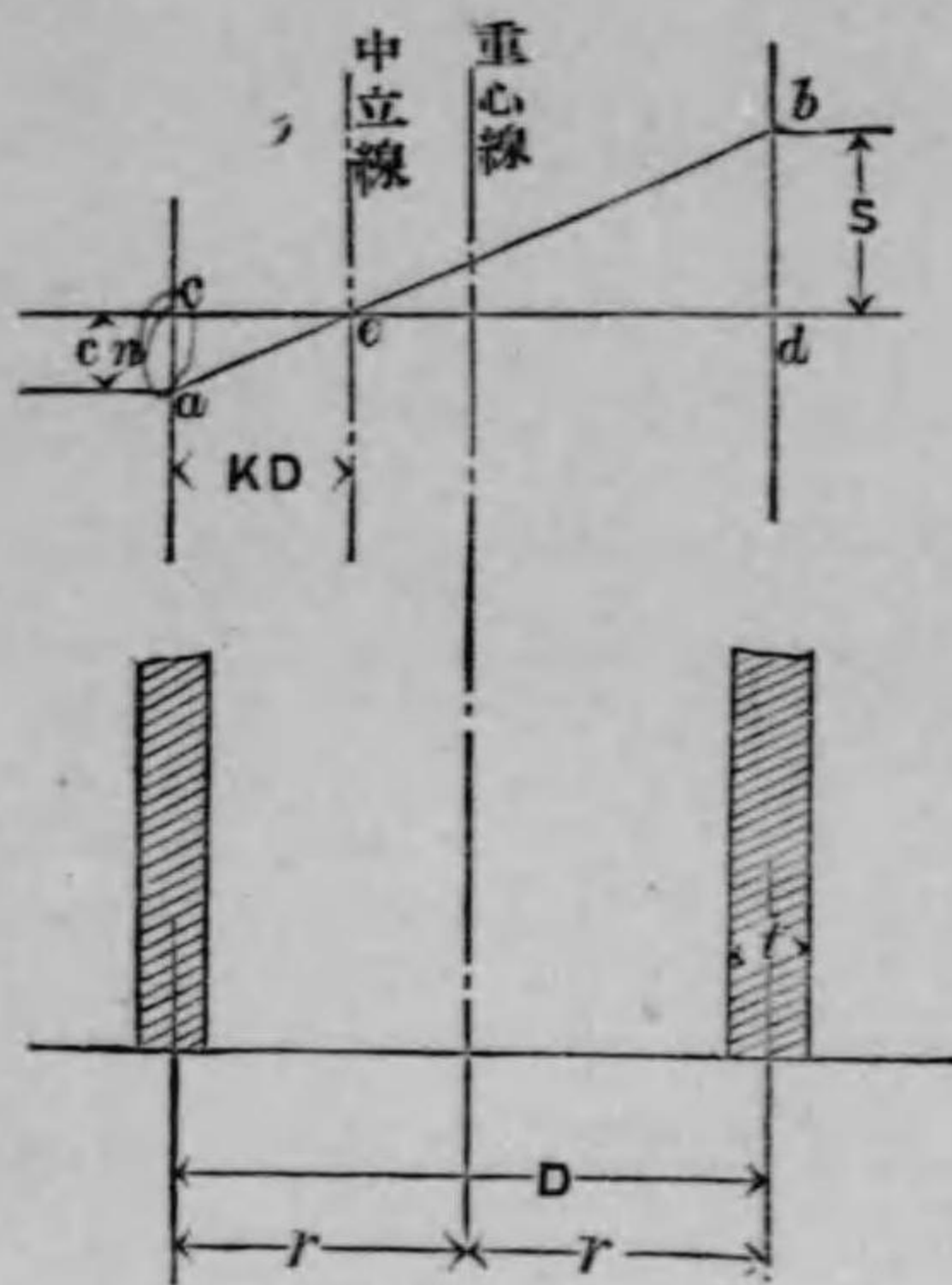
W, Mガ明カナレバ (181) 式ニヨリテ混凝土ニ生ズル最大應壓力ヲ見出し得ルナリ。第二百四十三圖乙ニ於テモ全ク同様ナル計算方法ヲ以テナスモノナリ。之レヲ要スルニ煙突ノ如キ内部空虚ナル場合ニ於テ、断面ニ應張力ヲ生ゼザルトキハ以上ノ如キ方法ヲ以テ進行シ、其計算ヲ完了シ得ルナリ。

若シ煙突ニ於テ風壓ト垂直重量トノ合成力Rガ重心ヨリ非常ニ離レテ働キ一側ニ於テ張力ヲ生ズルトキハ、其側ニ組ミ合ハサレタル鋼筋ニヨリテ抵抗セシム。

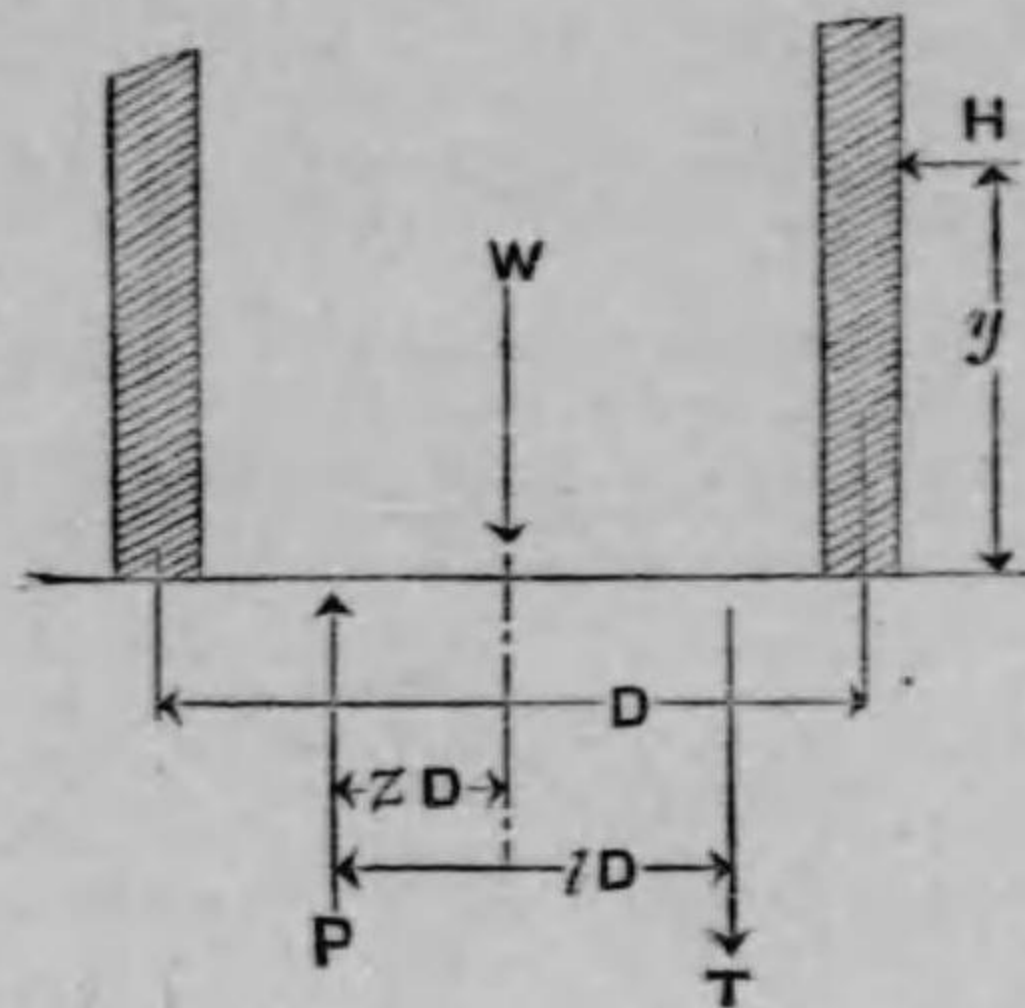
煙突ニアリテハ其輪壁ハ煙突ノ直徑ニ比シテ極メテ薄

ク、從ツテ輪壁ノ平均直徑ニ於テ總テノ材料ガ集中セルト考フルモ誤差ナク、次ノ理論ハ其基礎的假定、公式案出方法等ニ於テ桁ノ場合ニ同ジキモノニシテ、第二百四十四圖ニ於テ、

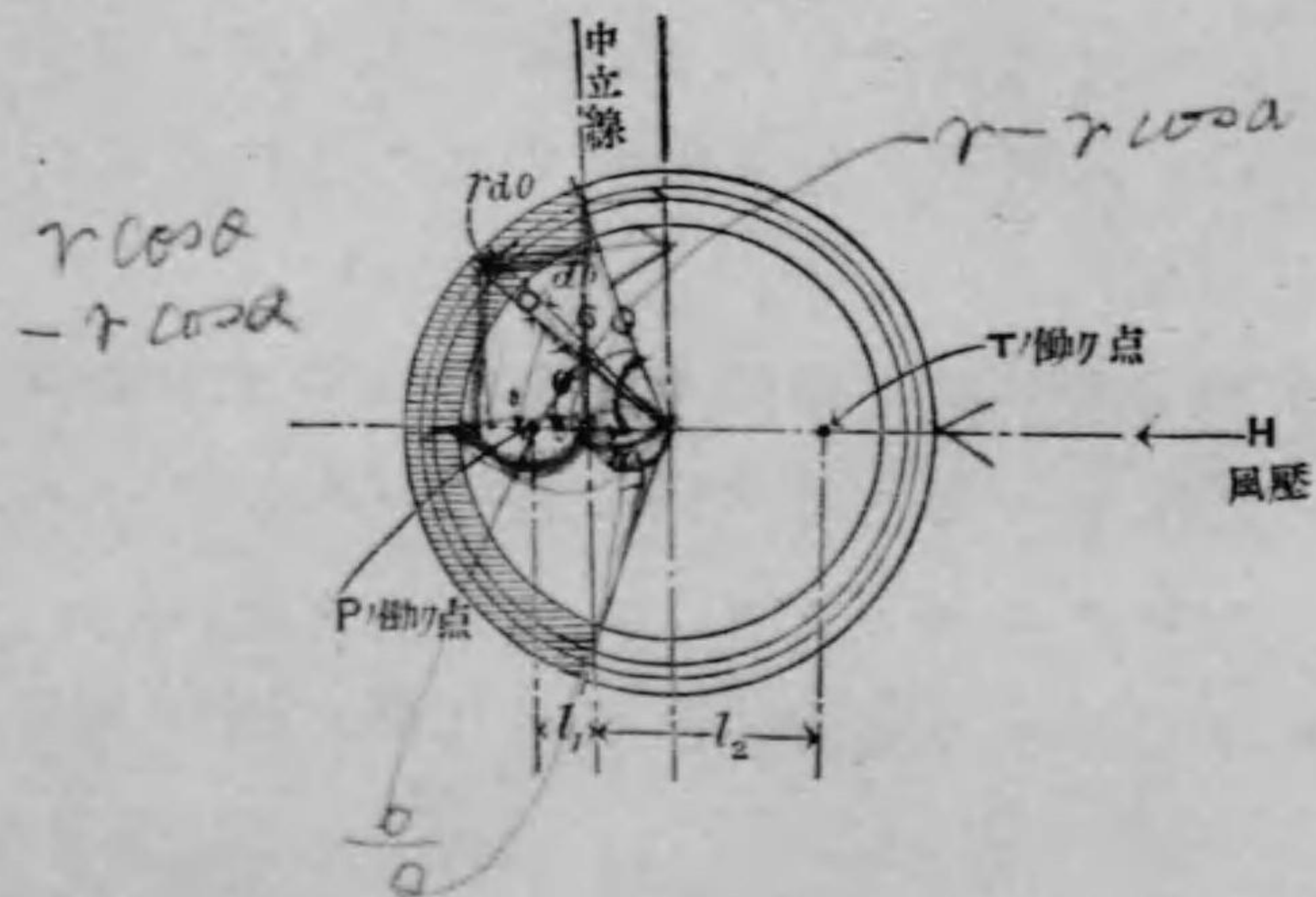
(甲) 第二百四十四圖



(乙)



(丙)



W = 考フル断面ヨリ上ノ煙突ノ重量(封度)

M = 風力ノタメニ生ズル彎曲率(吋封度)

P = 混凝土ニ於ケル全應壓力

T = 鐵筋ニ於ケル全應張力

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

D = 煙突ノ平均直徑(吋)

r = 煙突ノ平均半徑(吋)

t = 煙突輪壁ノ全厚サ(吋)

t_c = 混凝土ノミノ厚サ(吋)

t_s = 平均半徑 rニ於テ鐵筋圓輪ノ厚サ(吋)

A_s = 考フル煙突断面ニ於テ縱鐵筋ノ全面積(平方吋)

KD }
jD } ハ 第二百四十四圖ニ示セル如シ。
zD }

第二百四十四圖甲ニ於テ應壓力ノ生ズル部分ニ於テ r ナル平均半徑ノ點ニ於ケル混凝土ノ最大應壓力ヲ c トスレバ其點ニ於ケル鐵筋ノ最大應壓力ハ nc ナリ。又 s ヲ應張力ノ生ズル部分ニ於テ平均半徑 r ナル點ニ於ケル鐵筋ノ最大應張力トスレバ、cd 断面ニ於テ鐵筋ニ於ケル應力ノ變ズル有様ハ ab 直線ヲ以テ表ハスヲ得テ此直線ハ cd 断面ヲ e ニテ切リテ、應力ノ零ナル點即チ中立線ガ定マルナリ。 KD ハ圖面ノ如ク應壓力ノ生ズル部ニ

於テ、平均半徑 r ナル圓周ヨリ中立線ニ至ル距離ナルヲ以テ、

$$\frac{KD}{D} = \frac{cn}{s+cn}$$

$$\therefore K = \frac{cn}{s+cn} = \frac{1}{1 + \frac{s}{cn}} \dots \dots \dots (199)$$

故ニ s, c, n ノ値ニヨリテ K ハ (199) 式ヨリ求メ得ルナリ。次ニ第二百四十四圖丙ニ於テ、應壓力ノ生ズル部分ノ中心ニ於ケル角ノ半分ヲ a トス。然ルトキハ

$$\cos a = \frac{r-KD}{r} = (1-2K) \dots \dots \dots (200)$$

トナリテ、 K ノ値ガ明カナルトキハ $\cos a$ ハ明カトナリテ從ツテ a ノ値及ビ $\sin a$ ノ値モ明カトナル。以上ノ如クシテ s, c 及ビ n ノ値ニヨリテ中立線ノ位置ヲ定メ而シテ煙突圓輪ノ任意ノ點ニ於ケル應力ハ中立線ヨリ其點ニ至ル距離ニ比例スルヲ以テ之レヨリ全應壓力、全應張力、及ビ是等力ノ働ク點ヲ見出スコトヲ得ルナリ。丙圖ニ於テ $d\theta$ ナル角ヲ有スル極小面積ヲ考フルニ、圓弧ノ長サハ $r d\theta$ ニ等シキヲ以テ、

$$\text{混凝土ノ面積} = t_c r d\theta$$

$$\text{鐵筋ノ面積} = t_s r d\theta$$

トナル。中立線ヨリ此極小部ニ至ル距離ハ、

$$r \cos \theta - r \cos a = r(\cos \theta - \cos a)$$

ニシテ、又中立線ヨリ纖維應力 σ ニ至ル距離ハ、

$$r - r \cos a = r(1 - \cos a)$$

ナリ。而シテ極小部ニ於ケル應力ハ中立線ヨリノ距離ニ比例スルヲ以テ、

$$\text{混凝土ニ於テハ} \quad \sigma_c = \frac{r(\cos \theta - \cos a)}{r(1 - \cos a)}$$

$$\text{鐵筋ニ於テハ} \quad \sigma_s = \frac{cn(\cos \theta - \cos a)}{r(1 - \cos a)}$$

平均半徑ニ於ケル是等ノ應力ガ極小面積ニ於ケル平均値ヲ示ストナストキハ、極小面積ニ於ケル全値ハ、

$$dP = (t_c + nt_s) r d\theta \frac{(\cos \theta - \cos a)}{(1 - \cos a)} + t_s r d\theta n \frac{(\cos \theta - \cos a)}{(1 - \cos a)}$$
$$= (t_c + nt_s) r d\theta \frac{c(\cos \theta - \cos a)}{(1 - \cos a)}$$

故ニ應壓力ノ生ズル部ニ於ケル全應壓力ハ積分ニヨリテ、

$$P = (t_c + nt_s) 2 \int_a^a r c \frac{(\cos \theta - \cos a)}{(1 - \cos a)} d\theta$$

之ヲ積分スレバ、

$$P = cr(t_c + nt_s) \frac{2}{(1 - \cos a)} (\sin a - a \cos a)$$

中立線ガ與ヘラルルトキハ a ハ定マルヲ以テ、此式ハ (201) 式ノ如キ形ニナスコトヲ得。

$$P = C_P cr(t_c + nt_s) \dots \dots \dots (201)$$

即チ

$$C_P = \frac{2(\sin a - a \cos a)}{(1 - \cos a)}$$

ニシテ中立線ノ與ヘラレタル位置ニ對シテハ不變數ナリ。(201)式ニヨリテPヲ得ルヲ以テ次ニ其働ク點ヲ見出スヲ要ス。上記ノ如ク

$$dP = (t_c + nt_s)rd\theta \frac{c(\cos\theta - \cos a)}{(1 - \cos a)}$$

中立線ヨリ此力ニ至ル距離ハ $r(\cos\theta - \cos a)$ ナルヲ以テ、此力ノ中立線ニ於ケル彎曲率ハ、

$$dM_c = (t_c + nt_s)rd\theta \frac{cr(\cos\theta - \cos a)^2}{(1 - \cos a)}$$

故ニ全應壓力Pノ彎曲率ハ、

$$M_c = (t_c + nt_s)2 \int_0^a r \frac{cr(\cos\theta - \cos a)^2}{(1 - \cos a)} d\theta$$

$$= (t_c + nt_s) \frac{2cr^2}{(1 - \cos a)} \left[\int_0^a \cos^2\theta d\theta - 2\cos a \int_0^a \cos\theta d\theta + \cos^2 a \int_0^a d\theta \right]$$

之レヲ積分スレバ、

$$M_c = (t_c + nt_s)cr^2 \frac{2}{1 - \cos a} \left[\left(a\cos^2 a - \frac{3}{2}\sin a \cos a + \frac{1}{2}a \right) \right]$$

$$\therefore l_1 = \frac{M_c}{P} = \frac{\left(a\cos^2 a - \frac{3}{2}\sin a \cos a + \frac{1}{2}a \right)}{(\sin a - a\cos a)} r \dots \dots \dots (202)$$

應張力ノ生ズル部分ニ於テモ以上ト同様ニ進行シテTト l_2 トヲ見出スモヘニシテ、混凝土ハ張力ニ抵抗スルコト能ハザルモノトナスヲ以テ、丙圖右方ニ於テハ只鐵筋ノミヲ考ヘバ可ナリ。

應張力ノ生ズル部分ニ於テ、極小面積ハ $t_s r d\theta$ ニシテ、此部ニ於ケル應力モ中立線ヨリノ距離ニ比例スルヲ以テ、

$$s \frac{(\cos\theta + \cos a)}{(1 + \cos a)}$$

從ツテ極小部面積ニ於ケル全應張力ハ、

$$dT = t_s r d\theta s \frac{(\cos\theta + \cos a)}{(1 + \cos a)}$$

故ニ断面中張力部ニ於ケル全張力Tハ、

$$T = 2 \int_0^{\pi-a} t_s r s \frac{(\cos\theta + \cos a)}{(1 + \cos a)} d\theta$$

之レヲ積分スレバ、

$$T = s r t_s \frac{2}{(1 + \cos a)} (\sin a + (\pi - a)\cos a)$$

$$\therefore T = C_T s r t_s \dots \dots \dots (203)$$

$$C_T = \frac{2}{(1 + \cos a)} (\sin a + (\pi - a)\cos a)$$

次ニ此Tノ働ク點ニ至ル中立線ヨリノ距離ヲ見出スヲ要シテ此レモ前回同様ニナセバ可ニシテ、張力部ニ於テ極小面積ニ於ケル張力ノ中立線ニ對スル彎曲率ハ、

$$dM_T = t_s r d\theta s \frac{r(\cos\theta + \cos a)^2}{(1 + \cos a)}$$

從ツテ中立線ニ對シテ全應張力Tノ彎曲率ハ、

$$M_T = 2 \int_0^{\pi-a} t_s r s \frac{r(\cos\theta + \cos a)^2}{(1 + \cos a)} d\theta$$

之レヲ積分スレバ、

$$M_T = t_s r^2 s \frac{2}{(1 + \cos a)} \left[(\pi - a)\cos^2 a + \frac{3}{2}\sin a \cos a + \frac{1}{2}(\pi - a) \right]$$

$$\therefore l_2 = \frac{M_r}{T} = \frac{\left\{ (\pi - a) \cos^2 a + \frac{3}{2} \sin a \cos a + \frac{1}{2} (\pi - a) \right\}}{\{ \sin a + (\pi - a) \cos a \}} r \dots (204)$$

以上ニヨリテ、

$$jD = l_1 + l_2 \dots (205)$$

ニシテ之レガ抵抗偶力臂ナリ。

第二百四十四圖乙ニ示セル如ク煙突ノ断面ニ働ク外力ハ其断面ヨリ上ノ重量W(此レハ重心ヲ通ジテ垂直ニ働ク)及ビ風壓ニシテ、風壓ハ煙突ニ對シテ水平ニ働ク。而シテ是等ノ外力ハP及ビTニヨリテ平衡ヲ保ツヲ要ス。從ツテPヲ基トシテ彎曲率ヲ求ムレバ、

$$TjD = Hy - zDW$$

然ルニ $M = Hy$ 又 $T = C_T s r t_s$ ナルヲ以テ、

$$C_T s r t_s jD = M - zDW$$

$$r t_s = \frac{M - zDW}{C_T s jD}$$

鐵筋ノ全斷面積

$$A_s = 2\pi r t_s$$

$$\therefore A_s = \frac{2\pi(M - zDW)}{C_T s jD} \dots (206)$$

j ハ中立線ノ位置ノ異動ニヨリテ變ズルモノナルモ、其變ズル値ハ極メテ僅小ニシテ、今 $j = \frac{2\pi}{8}$ トスレバ(206)式ハ、

$$A_s = \frac{8(M - zDW)}{C_T s D} \dots (207)$$

(207)式ハ近似値ヲ與フルモノナリ。

次ニ又總テノ垂直力ノ和ハ零ナルベキヲ以テ、

$$P - T = W$$

$$C_P c r (t_c + n t_s) - C_T s r t_s = W$$

$$t_c = \frac{W + (C_T s - C_P c n) r t_s}{C_P c r}$$

然ルニ全厚サハ、

$$t = t_c + t_s$$

$$\therefore t = \frac{W + (C_T s - C_P c n) r t_s}{C_P c r} + t_s$$

此式ヲ使用スルニ際シ便利ナラシメントメニ先ヅ(206)

式又ハ(207)式ニヨリテ A_s ヲ見出ス。而シテ、

$$r = \frac{D}{2}, \quad t_s = \frac{A_s}{\pi D}$$

ナルヲ以テ、

$$t = \frac{2W + (C_T s - C_P c n) \frac{A_s}{\pi}}{C_P c D} + \frac{A_s}{\pi D} \dots (208)$$

以上(206),(207),(208)式ヲ見ルニ z, j, C_T, C_P ヲ含有ス。第二十一表ハ s, c 及ビ n ノ種々ノ値ニ對シテ K ヲ見出セルモノナリ。又二十二表ハ K ノ種々ノ値ニ對シテ z, j, C_T, C_P ヲ見出セルモノニシテ、是等ノ表ニヨリテ計算簡單トナル。但シ一般公式トシテハ上記(199)乃至(208)式ニヨルベシ。

第二十一表 Kノ値

鐵筋=於 ケル最大 應張力 s. #/□"	n=10				n=12				n=15			
	c=400	c=500	c=600	c=700	c=400	c=500	c=600	c=700	c=400	c=500	c=600	c=700
8000	0.334	0.384	0.428	0.466	0.375	0.428	0.474	0.512	0.428	0.484	0.530	0.568
9000	0.308	0.357	0.400	0.438	0.348	0.400	0.444	0.483	0.400	0.454	0.500	0.538
10000	0.286	0.334	0.375	0.412	0.324	0.375	0.418	0.456	0.375	0.428	0.474	0.512
11000	0.266	0.312	0.353	0.389	0.304	0.353	0.395	0.433	0.353	0.405	0.450	0.488
12000	0.250	0.294	0.334	0.368	0.285	0.334	0.375	0.412	0.334	0.384	0.428	0.466
13000	0.236	0.278	0.316	0.350	0.270	0.316	0.356	0.392	0.316	0.366	0.409	0.447
14000	0.222	0.263	0.300	0.334	0.255	0.300	0.340	0.375	0.300	0.349	0.391	0.428
15000	0.210	0.250	0.285	0.318	0.242	0.286	0.324	0.360	0.286	0.334	0.375	0.412
16000	0.200	0.238	0.272	0.304	0.231	0.272	0.310	0.344	0.272	0.319	0.360	0.396
17000	0.190	0.228	0.261	0.291	0.220	0.261	0.298	0.330	0.261	0.306	0.346	0.382
18000	0.182	0.218	0.250	0.280	0.210	0.250	0.285	0.318	0.250	0.294	0.334	0.368
19000	0.174	0.208	0.240	0.270	0.201	0.240	0.275	0.306	0.240	0.283	0.322	0.356
20000	0.166	0.200	0.231	0.260	0.194	0.231	0.264	0.296	0.231	0.272	0.310	0.344

c = 混凝土 = 於ケル最大應壓力 #/□"

第二十二表 C_P C_T z 及 β_jノ値

K	C _P	C _T	z	β _j
0.050	0.600	3.008	0.490	0.760
0.100	0.852	2.857	0.480	0.766
0.150	1.049	2.772	0.469	0.771
0.200	1.218	2.661	0.459	0.776
0.250	1.370	2.551	0.448	0.779
0.300	1.510	2.442	0.438	0.781
0.350	1.640	2.333	0.427	0.783
0.400	1.765	2.224	0.416	0.784
0.450	1.884	2.113	0.404	0.785
0.500	2.000	2.000	0.393	0.786
0.550	2.113	1.884	0.381	0.785
0.600	2.224	1.765	0.369	0.784

以上ニヨリテ煙突斷面ニ於テ輪壁ノ厚サト縱鐵筋ノ面積 A_sヲ決定スルヲ得テ、次ニ環鐵又ハ螺旋鐵筋ノ太サ其間隔ハ如何ニシテ定ムベキカヲ少シク述ベントス。
 煙突ニ働ク外力ハ剪斷力及ビ傾斜張力ヲ起シ、此レハ矩形桁ニ於ケル場合ノ如クナシテ以テ、傾斜張力ニ抵抗セシムルニ必要ナル鐵筋ノ量ヲ決定スルヲ得ルナリ。
 普通此ノ種ノ鐵筋ハ熱應力 (Temperature stress) ノ適當ナ

ル分配ニ對シテ用ユル量ノ如ク大ナラズ。混凝土ハ張力ニ抵抗スルヲ得ズトナスヲ以テ此熱ノタメノ膨脹ハ直ニ垂直ノ龜裂ヲ生ズ。從ツテ多量ノ水平鐵筋ヲ粗ミ合ハスヲ可トス。垂直剪斷力ニヨリテ生ズル應力ヲ考フルニ煙突ノ任意ノ水平斷面ニ於テ、

$$\text{高サ每 1 吋} = \text{於ケル垂直剪斷力} = \frac{\text{此斷面ニ於ケル全水平剪斷力}}{jD}$$

ナルヲ以テ、今

h_c = 考フル斷面ヨリ上煙突ノ高サ (呎)

F = 煙突ニ對シテ吹ク有効風壓 (#/□)

s = 環鐵又ハ螺旋鐵筋ニ於ケル許容應張力 (#/□)

D = 輪壁ノ平均直徑 (吋)

$$p_o = \frac{\text{環鐵又ハ螺旋鐵ノ面積}}{\text{混凝土ノ面積}}$$

トスレバ、煙突ノ水平斷面ニ於ケル全剪斷力ハ、

$$\frac{D h_c F}{12}$$

ニシテ高サ每 1 吋ニ於ケル最大垂直剪斷力ハ、

$$\frac{D h_c F}{12 j D}$$

然ルニ中立線ノ異動ニ伴フテ起ル j ノ變化ハ極小ニシテ、j ハ近似的ニ云ヘバ殆ンド不變數ト見ルヲ得テ、其平均値ヲ $\frac{2\pi}{8} = 0.785$ トセバ、

$$\text{高サ每 1 吋} = \text{於ケル最大垂直剪斷力} = \frac{h_c F}{12 \times 0.785} = 0.106 h_c F$$

トナリテ、從ツテ高サ1呎ニ於ケル剪斷力又ハ傾斜張力ハ $12 \times 0.106 h_1 F$ ナリ。又煙突ノ高サ1呎ニ於ケル鐵筋ノ面積ハ $12/p_0$ ヲ以テ表ハシ得テ、此高サテ内ニ於テ鐵筋ガ抵抗シ得ル應力ハ左右兩斷面ニヨリテ $2 \times 12/p_0 s$ 故ニ平衡ヲ保ツタメニハ、

$$12 \times 0.106 h_1 F = 24/p_0 s$$

$$\therefore p_0 = \frac{h_1 F}{18.18 s}$$

此鐵筋ノ量ハ剪斷力又ハ傾斜張力ニノミ對スルモノナルヲ以テ、猶熱應力ニ對シ若シクハ龜裂ノ發生ヲ防ギ應力分配ヲ好良ナラシムルタメニ水平鐵筋ノ量ヲ増加スルヲ可トシテ、熱應力ニ對シテ以上ノ量ヲ増加シテ次ノ(209)式ノ如クナス。

$$p_0 = \frac{h_1 F}{18.18 s} + 0.0025 \dots \dots \dots (209)$$

水平鐵筋ハ成ルベク小ナルモノヲ多ク使用スルヲ可トシ、煙突頂部ニ於テ比較的其配置ヲ大トナスモ其他ノ部分ニ於テハ6"乃至10"間隔ニ組ミ合ハスベク、近來設計セラルルモノハ多ク煙突全高ニ對シテ8"乃至9"間隔ニ配置セラルルモノノ如シ。而シテ以前ノ如ク18"乃至36"ノ間隔ニ用ヒシモノハ龜裂ヲ生ゼシモノ多シト稱セラル。

以上ハ煙突ニ關スル理論ナルモ、總テ内空ノ桁柱等其輪壁ノ厚サガ直徑ニ比シテ小ナルモノニ對シテ之レヲ適

用スルヲ得可ベク、前顯(199)乃至(208)式ヲ用ヒ得ベシ。煙突ヲ設計スルニ際シテハ前記ノ如ク、 s 及 c ノ値ニヨリテ K ヲ見出し得テ、中立線ノ位置決定スルニ至ル。而シテ之レニヨリテ斷面ニ於ケル應壓力部ノ面積ヲ制限ス。故ニ高キ煙突ニシテ其底部附近ニ多量ノ應壓力生ズル場合ニ於テ、普通ノ量ナル $s=16000 \#/\square$ 、 $c=400 \#/\square$ 乃至 $500 \#/\square$ ヲ用ユレバ中立線ヲ應壓力部ニ接近セシメ、其面積ヲ少クナシ、混凝土ニ於ケル許容應壓力ヲ増スニ非ラザレバ壓力ニ抵抗シ得ザルニ至ルコトアリ。故ニ若シ(208)式ニヨリテ計算セシ t ガ假定セル厚サヨリ大ナルトキハ鐵筋ニ稍々小ナル許容數量ヲ與ヘテ以テ再ビ計算ヲナスヲ要スルナリ。斯クシテ中立線ノ位置ヲ變ジ、壓力ニ抵抗スベキ應壓力部ノ面積ヲ増サシム。此場合ニ於テハ計算セル厚サガ假定セル厚サト一致スル迄、鐵筋ニ於ケル許容數量ヲ變ジテ數回試ム。比較的小ナル直徑ノ煙突ニ於テハ $7000 \#/\square$ 乃至 $8000 \#/\square$ 以上ノ鐵筋ノ應力ヲ利用シ難ク、換言スレバ鐵筋ニ生ズル應力ハ $8000 \#/\square$ 以下トナル。

圓形煙突ト矩形煙突トヲ比スルニ、前者ノ方輕クシテ混凝土ヲ要スルコト少ク、地震ニ對シテモ強シ。而シテ鐵筋混凝土煙突ハ普通圓形トナスナリ。

例、煙突アリテ考ヘントスル水平斷面ヨリ上ノ高サヲ100'トシ、又考ヘントスル斷面ニ於ケル平均直徑ヲ

$$D=10' \quad \text{トス。} \quad c=500\#/ \square'' \quad s=14000\#/ \square'' \quad n=15$$

風壓ハ風ニ直角ナル平面ニ對シ、50#/□、混凝土ノ重量ハ一立呎ニツキ150#、然ルトキハ此断面ニ於ケル輪壁ノ厚サ及ビ鐵筋ノ量ヲ求メヨ。

煙突ノ設計ニ於テハWナル重量ヲ見出スタメニ厚サヲ初メニ假定スルヲ要ス。今考フル断面ヨリ上ノ厚サヲ6'トス。煙突ハ圓形ニシテ風ハ其垂直投射面ニ對シ30#/□ノ壓力ヲ及ボストナス。

風ノタメノ彎曲率、

$$M=(30 \times 10.5 \times 100') \times \frac{100'}{2} \times 12'' = 18900000''\#$$

考フル断面ヨリ上煙突ノ全重量、

$$W=3.1416 \left\{ \left(\frac{10.5}{2} \right)^2 - \left(\frac{9.5}{2} \right)^2 \right\} \times 100' \times 150\# = 235620\#$$

$$c=500\#/ \square'' \quad s=14000\#/ \square'' \quad n=15 \quad \text{ナルヲ以テ、}$$

第二十一表ニヨリテ、

$$K=0.349 \doteq 0.35$$

第二十二表ニヨリテ、

$$C_p=1.64 \quad C_r=2.333 \quad z=0.427 \quad j=0.783$$

故ニ(207)式ニヨリテ、

$$A_s = \frac{8(18900000 - 0.427 \times 10 \times 12'' \times 235620)}{2.333 \times 14000 \times 10 \times 12''} = 16''$$

故ニ $\frac{3''}{4}$ 圓釵ヲ縱鐵筋トシテ用ユルトキハ、

$$\frac{16}{0.4418} = 37 \text{ 本}$$

ヲ要ス。而シテ其配置ハ、

$$\frac{3.1416 \times 10' \times 12''}{37} = 10.''19$$

次ニ又(208)式ニヨリテ、

$$t = \frac{2 \times 235620 + (2.333 \times 14000 - 1.64 \times 500 \times 15) \frac{16}{3.1416}}{1.64 \times 500 \times 10' \times 12''}$$

$$+ \frac{16}{3.1416 \times 10' \times 12''} = 5.''80 + 0.''04 = 5.''84 \doteq 6''$$

故ニ輪壁ノ厚サヲ6'トス。一般ニ(208)式ニヨリテ得タルtガ初メニ假定セルモノヨリ甚ダシク異動スルトキハ、計算ヨリ出シタルA_s及ビtニヨリテ更ニWヲ出シ、再ビ計算ヲ訂正シ、混凝土及ビ鐵筋ニ生ズル應力が許容量以内ナルヤ否ヤヲ検査スルヲ要ス。本例ニ於テハ假定セル厚サハ6''ニシテ、從ツテ再検査ハ不必要ナリ。煙突輪壁ノ厚サヲ頂部ニ至ルニ從ツテ薄クナス場合ニ於テハ之レニ伴フテWガ變ズ可キコトハ論ヲ俟タザル所ナリ。次ニ環鐵即チ水平鐵筋ノ量ヲ見出サントスルニハ(209)式ニヨリテ、

$$p_v = \frac{100' \times 30\#}{18.8 \times 6'' \times 14000} + 0.0025 = 0.0019 + 0.0025 = 0.0044$$

故ニ水平鐵筋ノ断面ハ高サ1呎ニツキ

$$6'' \times 12'' \times 0.0044 = 0.3168''$$

$\frac{1}{2}$ 圓釘ヲ用ユルトキハ、其所要員數ハ $\frac{0.3168}{0.1963} \div 2$ 本ニシテ心々6"ノ距離ニ配置ス。

煙突ノ他ノ任意ノ水平斷面ニ於テモ以上ト同様ニ計算ヲナシ、以テ t , A_s 及ビ p_0 ヲ見出シ得ルナリ。

一般ニ煙突ノ設計ニ於テハ高サヲ 20' 乃至 30' 位ノ水平

第二百四十五圖



斷面ニ分チ、各斷面ニ於テ t , A_s 及ビ p_0 ヲ計算ス。例ヘバ第二百四十五

圖ニ於テ II 斷面ニテハ II 線ヨリ上ノ W 及ビ M ニヨリテ t , A_s 及ビ p_0

ヲ見出シ、III 斷面ニ於テハ III 線ヨリ頂部ニ至ル間ニ於ケル W , M ニ

ヨリテ t , A_s , p_0 ヲ見出ス。斯ク種々

ノ水平斷面ニ於ケル値ニヨリテ、煙突底部ヨリ頂部ニ至ルニ從ツテ、或

ハ輪壁ヲ薄クナシ、或ハ鐵筋ノ量ヲ減少セシムルモノトス。厚サノ最小限度ハ前記セル如ク頂部ニ於テ4"トシ、之レヨリ薄クナス可カラズ。

例、煙突ニ於テ今考ヘントスル水平斷面ヨリ上ノ高サヲ 120' トシ、又此斷面ニ於ケル平均直徑ヲ 11' トス。

而シテ輪壁ノ厚サハ不變ニシテ9" 縱鐵筋ハ $\frac{3}{4}$ 圓釘 60 本組ミ合ハサルルトス。風壓、混凝土ノ重量等ハ前例ノ

通リトス。然ルトキハ此斷面ニ於テ混凝土及ビ縱鐵筋ニ於ケル最大應力如何。

此問題ニ於テハ s ト c トヲ見出サントスルモノニシテ、 K ノ値ハ s , c 及ビ n ニヨリテ定マル可キモ、 s , c ノ不明ナルタメニ直ニ K ノ値ヲ見出スヲ得ズ。故ニ先ヅ中立線ノ位置ヲ假定シテ K ヲ選ビ、之レヲ (207) 及ビ (208) 式ニ

用ヒテ s 及ビ c ヲ計算ス。而シテ其 s , c 及ビ n ノ値ニヨリテ更ニ見出セシ K ノ値ト、初メニ假定セルモノト一

致スルトキハ見出シタル s 及ビ c ハ實ノ應力ナリ。然レドモ若シ一致セザルトキハ中立線ノ新位置ヲ假定シ、新ラシキ K ノ値ヲ選ビ、(207) 及ビ (208) 式ニヨリテ新タ

ニ s 及ビ c ヲ計算ス。斯ク數回試ミテ假定セル中立線ノ位置ガ s , c 及ビ n ニヨリテ計算セシモノト一致スルニ至ラシム。

此例題ニ於テ風壓ノタメニ生ズル彎曲率ハ、

$$M = 11.75 \times 120' \times 30' \times \frac{120'}{2} \times 12' = 30456000'$$

又考フル斷面ヨリ上ノ全重量ハ、

$$W = 3.1416 \left\{ \left(\frac{11.75}{2} \right)^2 - \left(\frac{10.25}{2} \right)^2 \right\} \times 120' \times 150' = 466530'$$

$$A_s = 60 \times 0.4418 = 26.5'$$

中立線ヲ假定スルニハ今 $K=0.4$ トスレバ、第二十二表ヨリ、

$$C_r = 1.763 \quad C_T = 2.224 \quad z = 0.416 \quad j = 0.784$$

(207) 式ニヨリテ、

$$26.5 = \frac{8(30456000 - 0.416 \times 11' \times 12' \times 466530)}{2.224 \times s \times 11' \times 12'}$$

$$\therefore s = \frac{38703240}{7780} = 4970 \text{#/} \square''$$

(208) 式ニヨリテ、

$$g' = \frac{2 \times 466530 + (2.224 \times 4970 - 1.763c \times 15) \frac{26.5}{3.1416}}{1.763c \times 11 \times 12''} + \frac{26.5}{3.1416 \times 11' \times 12''}$$

之レヨリ $c=445 \text{#/} \square''$ トナル。

$$\text{故ニ} \quad s=4970 \quad c=445 \quad n=15$$

ヲ以テ (199) 式ヨリ K ヲ見出セバ、

$$K = \frac{1}{1 + \frac{4970}{445 \times 15}} = 0.573$$

トナリテ、最初假定セシ $K=0.4$ ニ一致セズ。實ノ K ハ 0.4 ト 0.573 トノ間ニアル可キヲ以テ、今 $K=0.5$ ト假定ス。

$K=0.5$ トスレバ、第二十二表ニヨリテ、

$$C_r=2 \quad C_t=2 \quad z=0.393 \quad j=0.786$$

此新値ヲ用ヒテ再ビ (207) 及ビ (208) 式ヨリ s ト c トヲ出セバ次ノ如シ、

$$s=715 \text{#/} \square'' \quad c=403 \text{#/} \square''$$

$$\therefore K = \frac{1}{1 + \frac{7152}{403 \times 15}} = 0.458$$

故ニ猶 $K=0.48$ ト假定スレバ、

$$C_r=1.95 \quad C_t=2.05 \quad z=0.397$$

之レヲ用ヒテ s ト c トノ値ヲ出セバ次ノ如シ、

$$s=6702 \text{#/} \square'' \quad c=412 \text{#/} \square''$$

$$\therefore K = \frac{1}{1 + \frac{6702}{15 \times 412}} = 0.48$$

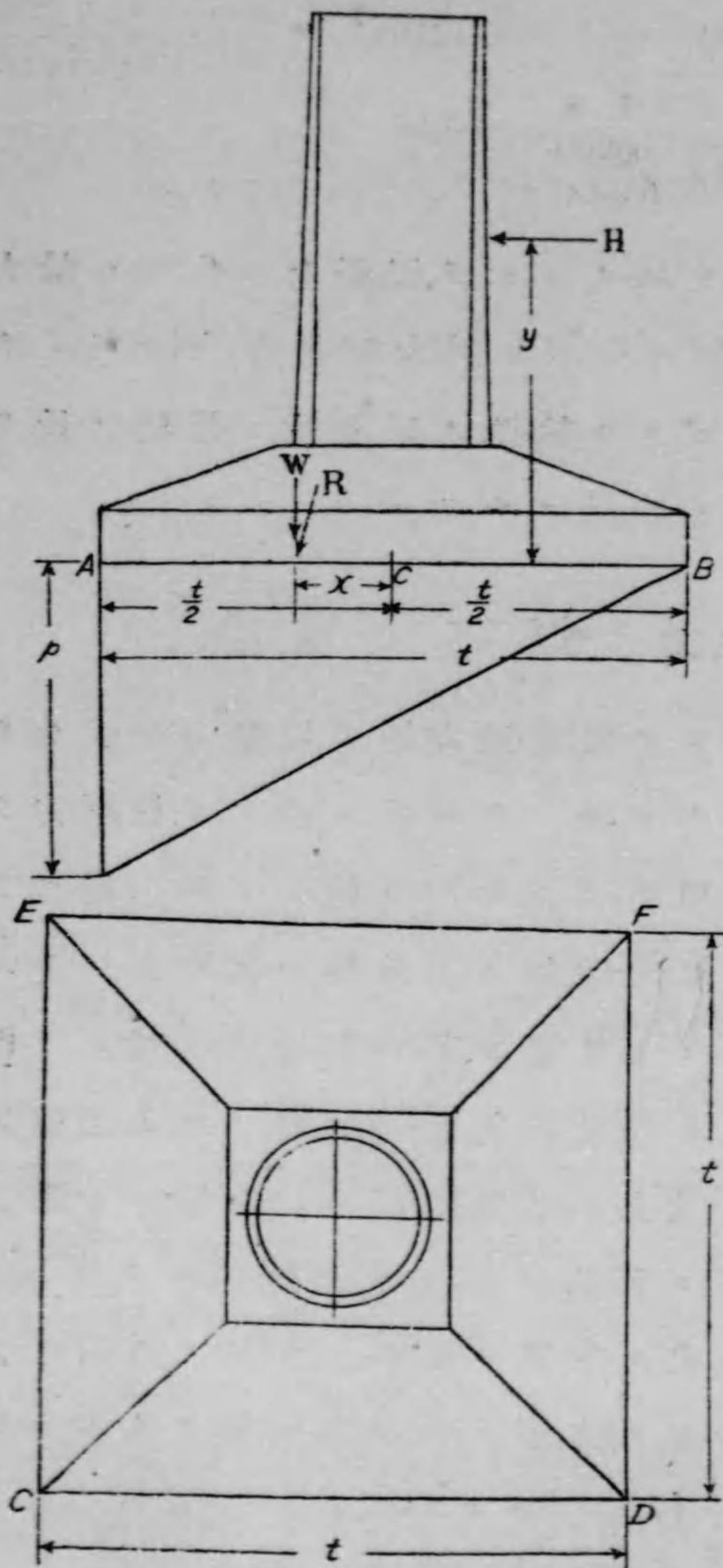
故ニ一致スルニ至リシモノニシテ、混凝土ニ生ズル最大應壓力 $=412 \text{#/} \square''$ 縦鐵筋ニ生ズル最大應張力 $=6702 \text{#/} \square''$ ナリ。而シテ此結果ニヨリテ輪壁ノ厚サ及ビ鐵筋ノ量ヲ猶少シク減ジテ可ナルヲ示スナリ。

第五十八節 煙 突 ノ 基 礎

煙突ハーツノ支柱ニシテ風壓・地震等ノ横壓力ヲ受ケザルトキハ、其重量ハ重心ヲ通ジテ垂直ニ働クモ、横壓力ヲ受クルトキハ偏心的壓力ヲ受クル支柱トナル。從ツテ基礎面一側ニ於ケル壓力増加ス。地盤ハ其増加シタル壓力ニ安全ニ耐ユルコトヲ要シ、若シ普通ノ状態ニテ耐ユルコト能ハザルトキハ、杭打基礎等適當ナル人工的基礎面ヲ作ルヲ要ス。風上ノ基礎底面ニ於テ例ヘバ第二百四十六圖ニ於テ B ニ張力ノ生ズルヲ避クルタメニハ x ナル偏心距離ニハ或ル制限ヲ要ス。今第二百四十六圖ノ如ク底面 $CDFE$ ガ正方形ニシテ其面積ヲ A トスレバ、前ニ述べタル如ク (179) 式ニヨリテ、

$$P_A = \frac{W}{A} + \frac{Wx \frac{t}{2}}{I}$$

第二百四十六圖



$$P_B = \frac{W}{A} - \frac{Wx \frac{t}{2}}{I}$$

若シ $P_B = 0$ ナルトキハ、

$$x = \frac{2I}{At}$$

トナリテ x ガ此値ヨリ大ナルトキハ $B =$ 張力ヲ生ズルヲ以テ、 x ノ制限ハ即チ此式ニヨリテ明カトナル。

$$A = t^2 \quad I = \frac{t^4}{12}$$

$$\therefore x = \frac{t^4}{6t^3} = \frac{t}{6}$$

基礎地面ノ安全ニ支へ得ル重量ヲ

P^*/σ' トスレバ、

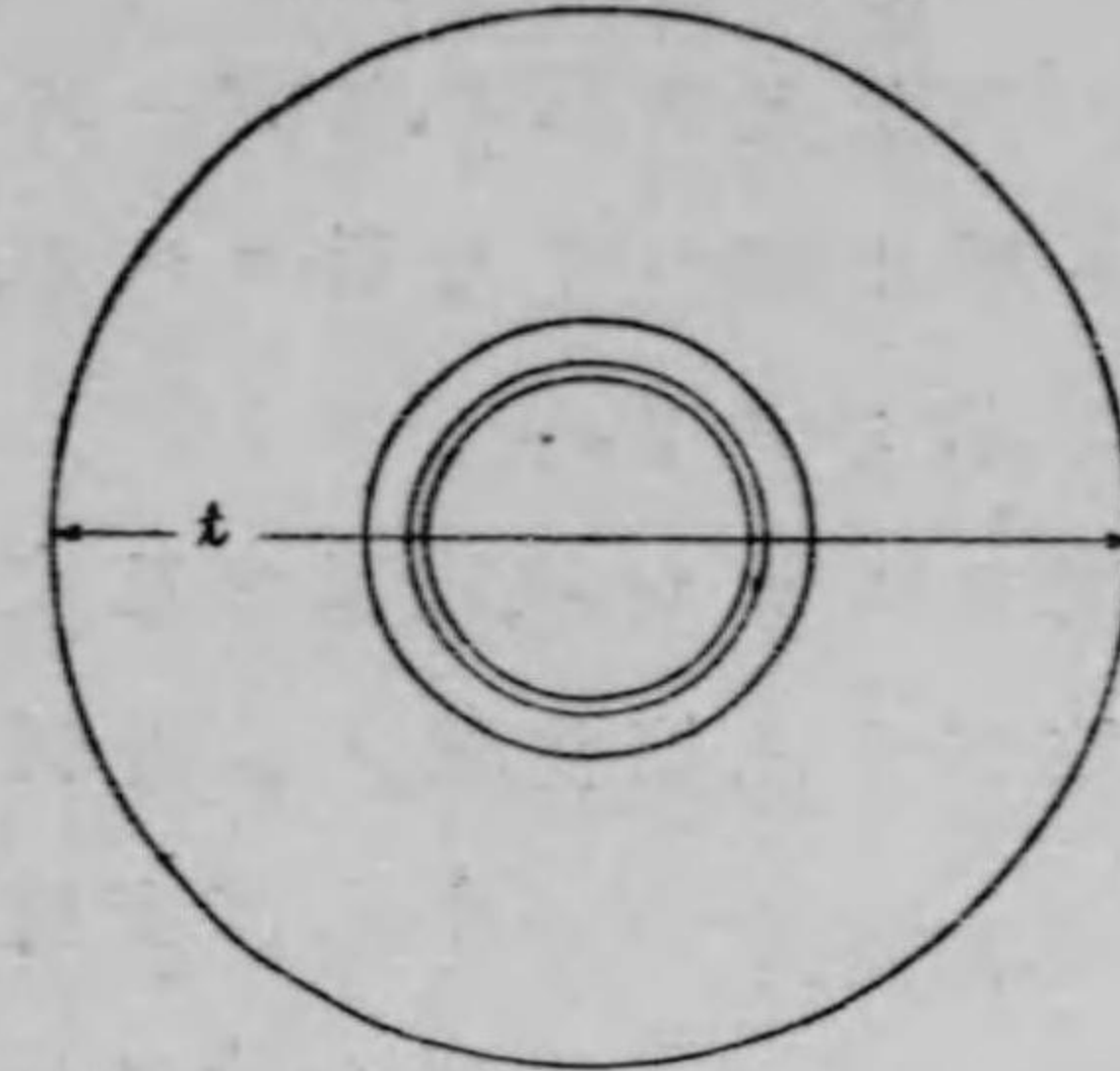
$$P = \frac{W}{A} + \frac{W \frac{t}{6} \frac{t}{2}}{I}$$

$$= \frac{W}{A} + \frac{W}{t} = 2 \frac{W}{t^2}$$

$$\therefore t = \sqrt{\frac{2W}{P}} \dots \dots \dots (210)$$

之レニヨリテ一側ニ張力ノ生ゼザル如キ基礎正方形底面幅ヲ見出スコトヲ得ルナリ。

第二百四十七圖



若シ基礎底面ガ第二百四十七圖ニ於テ示ス如ク圓形ナルトキハ、

$$A = \pi \frac{t^2}{4} \quad I = \frac{\pi t^4}{64}$$

$P_B = 0$ ナルトキハ、

$$\frac{W}{\pi \frac{t^2}{4}} = \frac{Wx \frac{t}{2}}{\frac{\pi t^4}{64}}$$

$$\therefore x = \frac{t}{8}$$

故ニ基礎地盤ノ安全ニ支へ得ル重量ヲ P^*/σ' トスレバ、一側ニ張力ノ生ゼザル如キ圓形底面ノ直径 t ヲ見出スニハ、

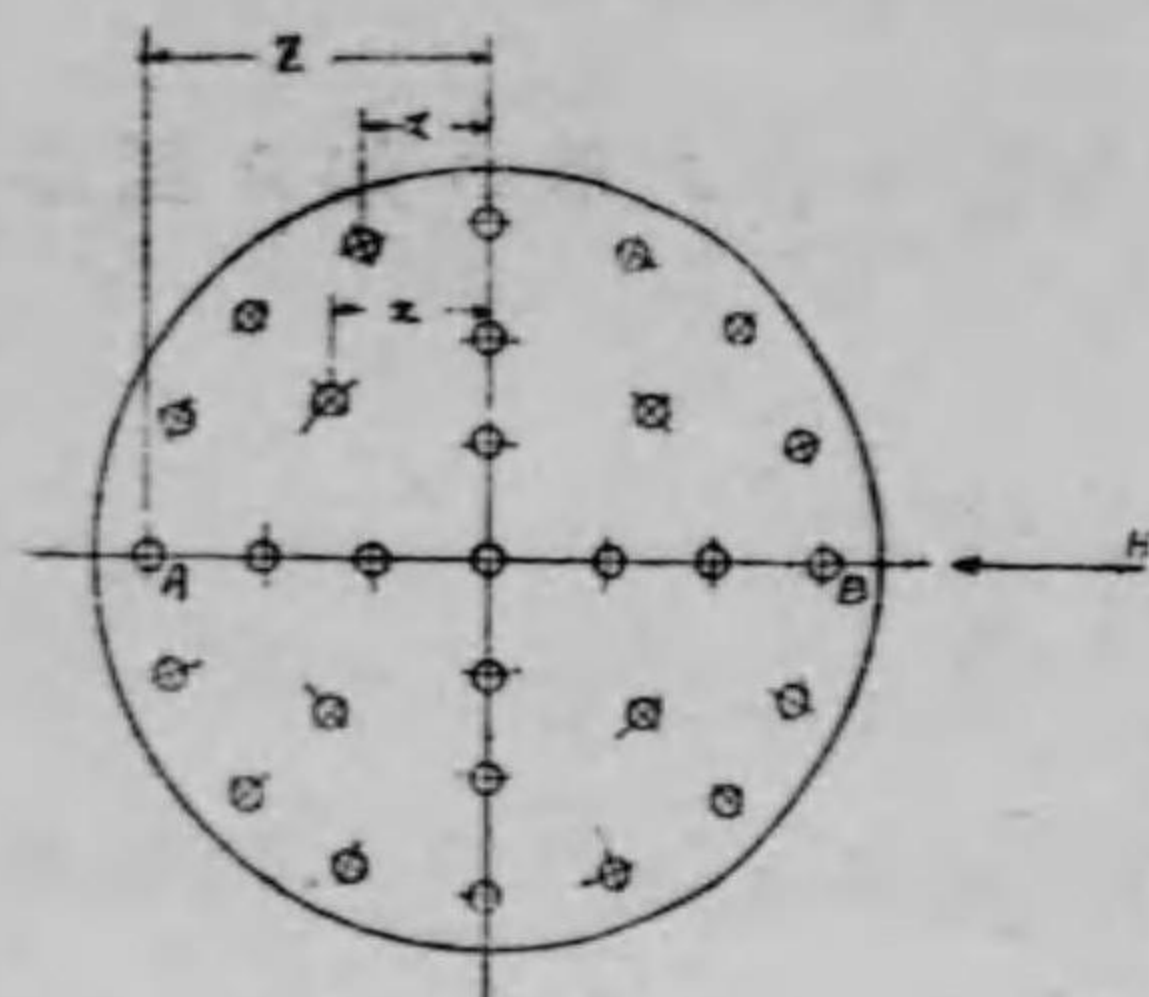
$$P = \frac{W}{\pi \frac{t^2}{4}} + \frac{W \frac{t}{8} \frac{t}{2}}{\frac{\pi t^4}{64}} = \frac{1}{t^2} \left\{ \frac{4W}{\pi} + \frac{4W}{\pi} \right\}$$

$$\therefore t = \sqrt{\frac{8W}{\pi P}} \dots \dots \dots (211)$$

zナル偏心距離ガ以上ノ制限ヲ超過スルトキハ、一側ニ於テ張力ヲ生ズルニ至ルヲ以テ、他側ニ於ケル壓力ハ更ニ増大スルコトハ屢々述ベタル所ニシテ、其値ハ(161)式又ハ(179)式ヲ以テ示シタリ。

基礎底面ノ面積明カトナレバ、其厚サ及ビ鐵筋ヲ用ユルトキハ其量等ハ第三十八節擁壁ノ設計例若シクハ第四

第二百四十八圖



十九節支柱ノ底部礎段ノ所ニ於テ述ベタルモノト同一方法ニヨリテ設計シ得ルナリ。

地盤軟弱ナル場合ニ於テ杭打基礎工ヲ採用スルトキハ、杭打ハ煙突ノ重心ニ對シ等勢ニ配置スルヲ以

テ最モ有効トス、即チ第二百四十八圖ノ如シ。而シテ此場合一本ノ杭ノ支フル最大壓力ヲ見出スヲ要シ、又杭ノ安全支壓力ハ即チ其受クベキ最大壓力ヨリ少ナラザルヲ要ス。

m = 杭ノ數、

z = 風下ノ方ニ於テ重心ヨリ最遠杭ニ至ル距離、

x = 杭打工ノ重心ヲ通り風ノ方向ニ直角ナル軸ヨ

リ各杭ニ至ル距離、

$f_A = A$ = 於ケル一本ノ杭ニ働ク壓力、

$f_B = B$ = 於ケル一本ノ杭ニ働ク壓力、

W = 基礎地面ヨリ上ノ建造物ノ重量、

H = 全風壓、

y = 基礎地面ヨリ全風壓ノ働ク點、即チ建造物ノ重心ニ至ル垂直距離、

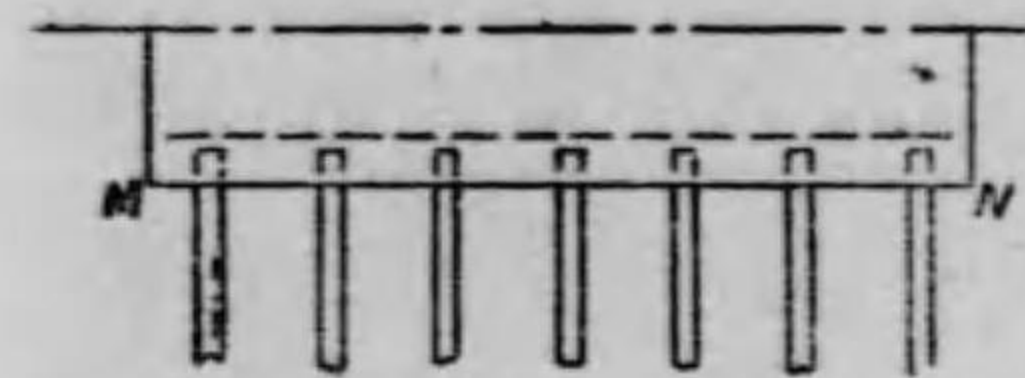
W, H, f_A , f_B ハ皆封度トス。而シテ杭頭面積ヲ1トシ、各杭ノ其重心軸ニ對スル惰率ヲ無視スルトキハ、

$$\left. \begin{aligned} f_A &= \frac{W}{m} + \frac{Hy}{\sum x^2} \\ f_B &= \frac{W}{m} - \frac{Hy}{\sum x^2} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (212)$$

ヲ得ルナリ。

例ヘバ第二百四十九圖ノ如キ杭打基礎工アリテ、MNナル

第二百四十九圖



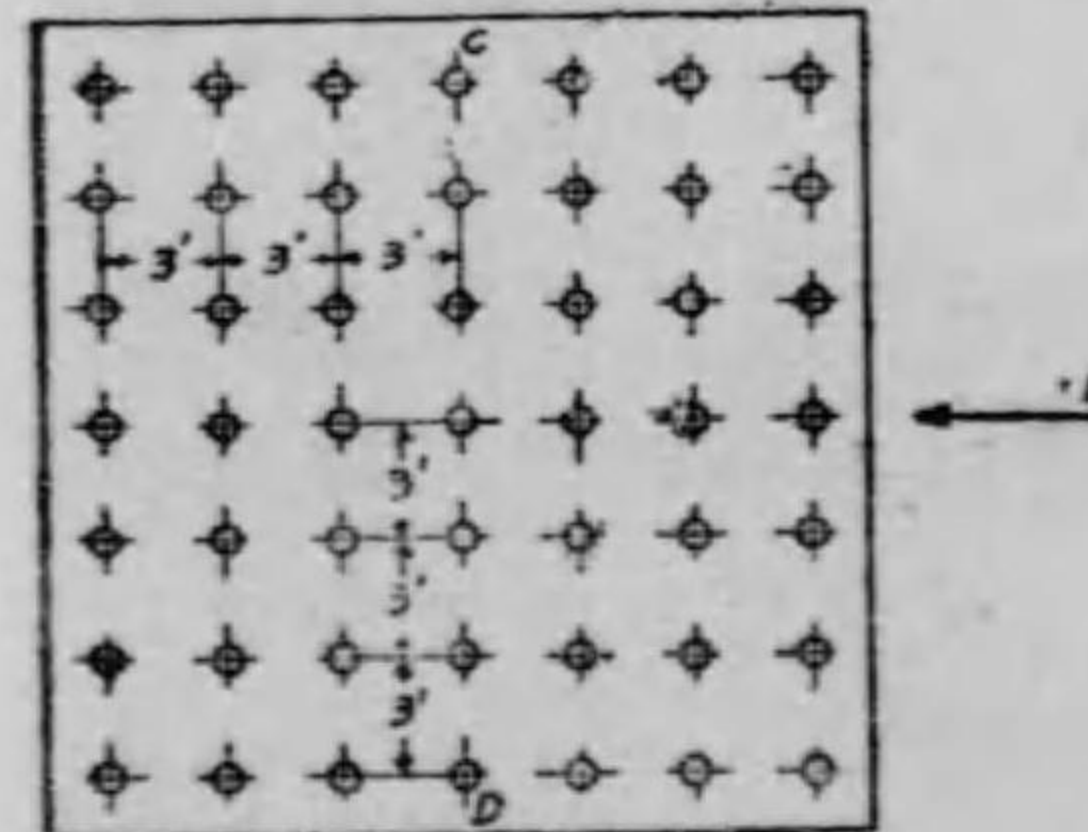
ル基礎地面ヨリ上ノ建造物ノ全重量 $W = 857000\#$
ニシテ、又 $H = 15000\#$
而シテ此HハMNヨリ上58'ノ所ニ働クトスレバ、

$$y = 58'$$

$$Hy = 15000 \times 58'$$

$$m = 49 \text{ 本}$$

$$z = 9'$$



(CD 線ガ軸トナルヲ以テナリ)

$$\Sigma x^2 = (9^2 + 6^2 + 3^2) \times 2 = 1764$$

$$\therefore f_A = \frac{857000}{49} + \frac{15000 \times 58 \times 9}{1764} = 17490 + 4439 = 21930^*$$

$$f_B = 17490 - 4439 = 13050^*$$

故ニ一本ノ杭ノ支フルコトヲ要スル最大重量ハ 21930* ナリ。之レニ對シテ杭ノ安全支壓力ハ鐵筋混凝土杭ナレバ(160)(194)及ビ(195)式ニヨリ、又普通ノ木材杭ナレバ(158)式若シクハ(159)式ニヨリ見出シ得ベシ。

第五十九節 煙突ノ耐震強度

地震ハ地殻ノ震動ニシテ、地殻中何レカニ震動ノ中心アリテ之ヨリ震動ガ四方ニ波及ス。橋臺橋脚煙突塔等ハ總テ之ヲ地震ノ働キヲ受クル方ヨリ考フレバ柱ト見做スヲ得テ、此等柱ノ内ニテ短柱ト長柱トハ地震ノタメニ起ル破壊ノ有様ニ差異アリ。即チ短柱ハ其底面ニ於テ破壊スルモ長柱ハ高サノ下ヨリ凡ソ $\frac{2}{3}$ 位ノ所ニ於テ破壊ス。地震學的方面ヨリシテ短柱ト云フハ、其震動ノ周期ガ地震ノ震動ノ周期ニ比シテ大ナラザルモノニシテ、即チ換言スレバ震動ノ周期ノ短カキモノヲ云フ、橋脚・橋臺ハ之レニ屬ス。又長柱ハ其震動スル周期ガ地震震動ノ周期ニ比シテ大ナルモノヲ云フ。即チ換言スレバ震動周期ノ長キモノナリ。

(1) 短柱、今短柱ガ地震ノタメニ震動シ、ABニテ破壊スルトス。(第二百五十圖)

ABヨリ上此構造物ノ重心ヲOトス。又

m = ABヨリ上此構造物ノ質量 (Mass)

a = 地震動ノ加速度

トスレバ、地震力ハ $(+ma)$ ニシテ之レガ一方ヨリ働キ、又之レト同量ノ $(-ma)$ ガ他方ヨリ働クタメニ、構造物ガ震動シ、構造物ノ之レニ耐ユル能ハザルトキハ遂ニ破壊スルト考フルヲ得ルナリ。故ニ風壓ノ場合ト其計算略ボ同様ニシテ、地震力ノタメノ彎曲率 M ハ、

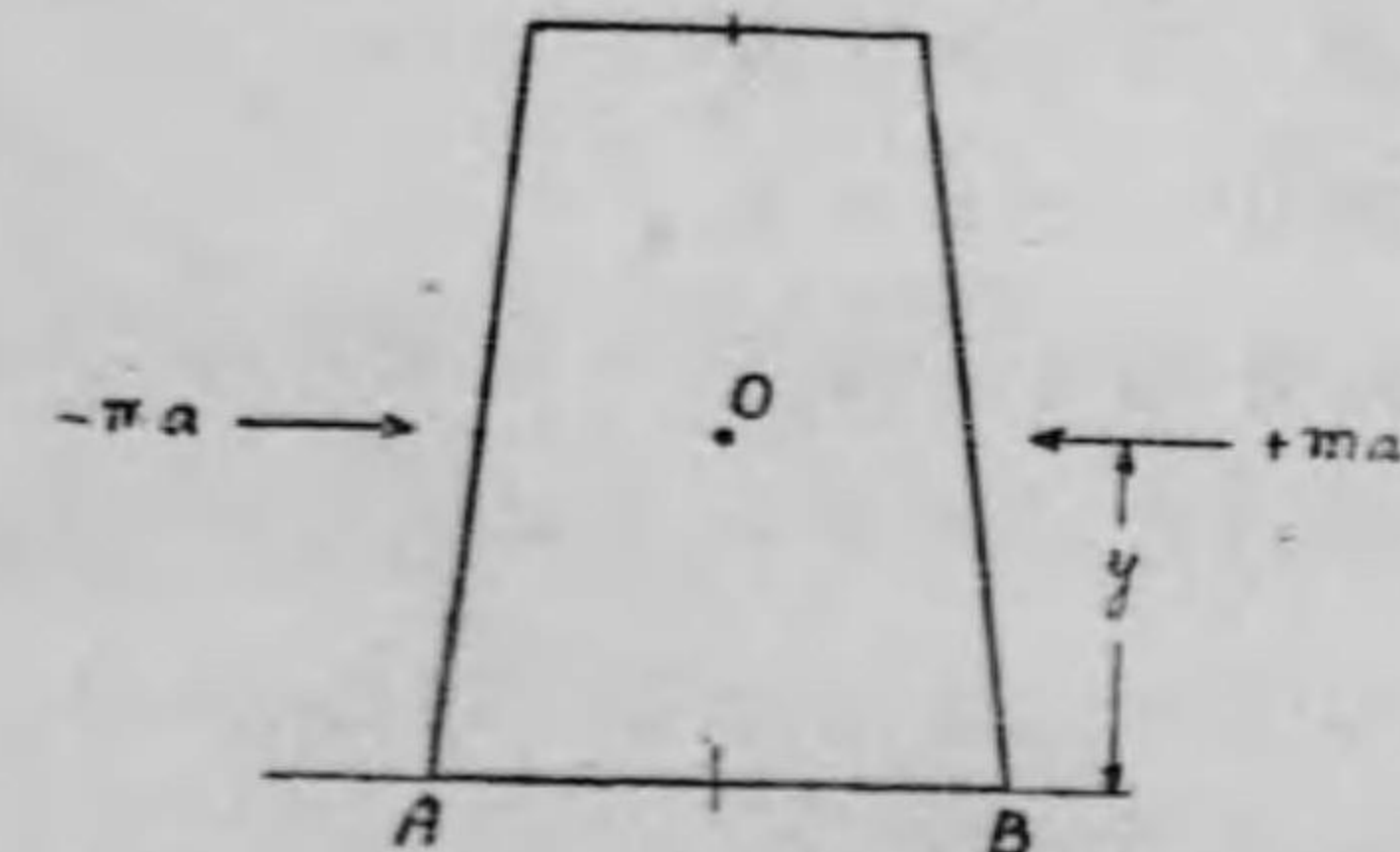
$$M = may = \frac{W}{g} ay \dots \dots \dots (213)$$

W = ABヨリ上此構造物ノ重量

g = 重力ノ加速度

此彎曲率ニ抵抗スルモノハ即チ斷面ノ抵抗力率ニシテ、本書ニ於テハ前ニ屢々記セル如ク $M = \frac{fI}{w}$ ヲ用ユ。

第二百五十圖



f = 断面極端纖維 = 於ケル應力、
 I = 断面ノ慣率、
 x = 中立軸ヨリ極端纖維 = 至ル距離、

故 =
$$\frac{fI}{x} = \frac{Way}{g}$$

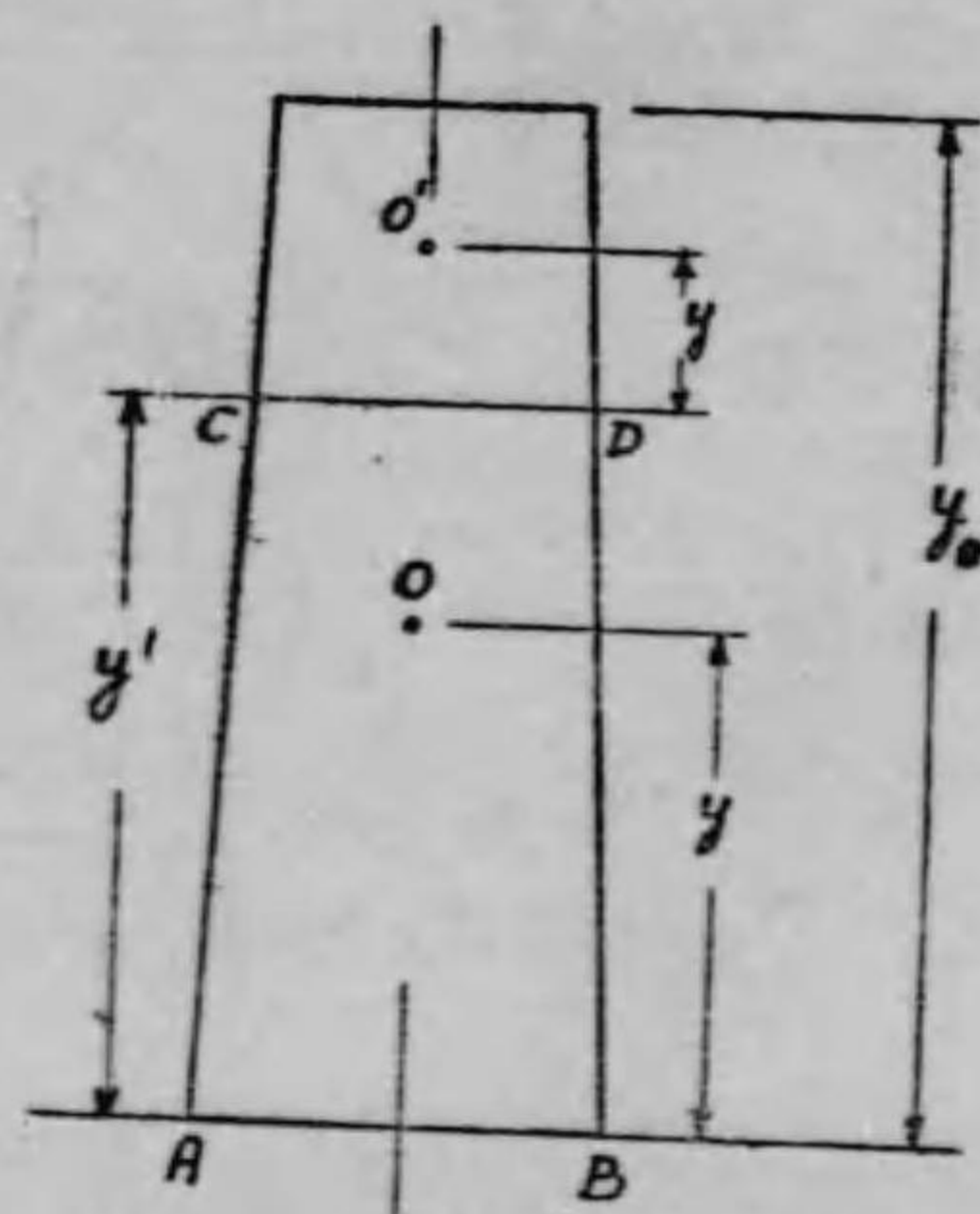
$$f = \frac{Waxy}{Ig} \dots\dots\dots(214)$$

此 (214) 式ニヨリテ計算セル f が、断面ニ於ケル許容應張力以下ナレバ破壊スルコトナシ。又此 (214) 式ヨリシテ、

$$a = \frac{fIg}{Wxy} \dots\dots\dots(215)$$

(215) 式ハ與ヘラレタル断面ニ於テ、與ヘラレタル許容應張力 f ヲ有スルモノガ如何ナル地震震動ノ加速度ニヨリテ破壊スルカヲ見出スニ用ユルモノニシテ、地震的安全程度ヲ定ムルニ用ユル一般公式ナリ。

(2) 長柱、長柱ニ於テハ上述ノ如ク其震動ノ周期ガ地震々動ノ其レニ比シテ大ナルモノヲ云フ。煉瓦製煙突ハ此適例ナリ。煉瓦製煙突ニツキテ云へバ、凡ソ底面ヨリ高サノ $\frac{2}{3}$ 附近ニテ破壊ス。煉瓦煙突ノ撃心 (Center of Percussion) ハ何レニアリヤト云フニ、



第二百五十一圖

V = 底面 AB ヲリ上ノ構造物ノ容積、
 J = 底面 AB ヲリ上ノ構造物全體ノ慣率、
 h = 底面 AB ヲリ上撃心 = 至ル距離、

然ルトキハ、力學ヨリシテ

$$h = \frac{J}{Vy} \dots\dots\dots(216)$$

地震ノトキハ此撃心ニ於テ大ナル應力ヲ受クベク、大森博士ハ種々實例並ニ實驗ノ結果ヨリシテ $\frac{2y_0}{3}$ ト此 h トノ平均ヲ取リテ破壊スベキ位置ヲ次ノ (217) 式ノ如クナセリ。

$$y' = \frac{1}{2} \left(h + \frac{2y_0}{3} \right) \dots\dots\dots(217)$$

y' = 底面ヨリ上破壊スル断面ニ至ル距離、

斯クシテ破壊スベク豫想セラレタル断面ノ位置明カトナレバ (215) ナル一般公式ニヨリテ、地震的安全程度ヲ決定シ得ルナリ (第二百五十一圖)。此場合ニ於テハ破壊スベキ断面 CD ヲリ上ノ構造物ノ重量ガ W 、 y ハ CD ヲリ上ノ部分ノ重心ニ至ル CD ヲリノ距離、 x ハ CD 断面ニ於ケル中立軸ヨリ極端纖維ニ至ル距離、 I ハ CD 断面ノ慣率ナリ。 (216) 式ニ於テ、 J ヲ求ムルニハ

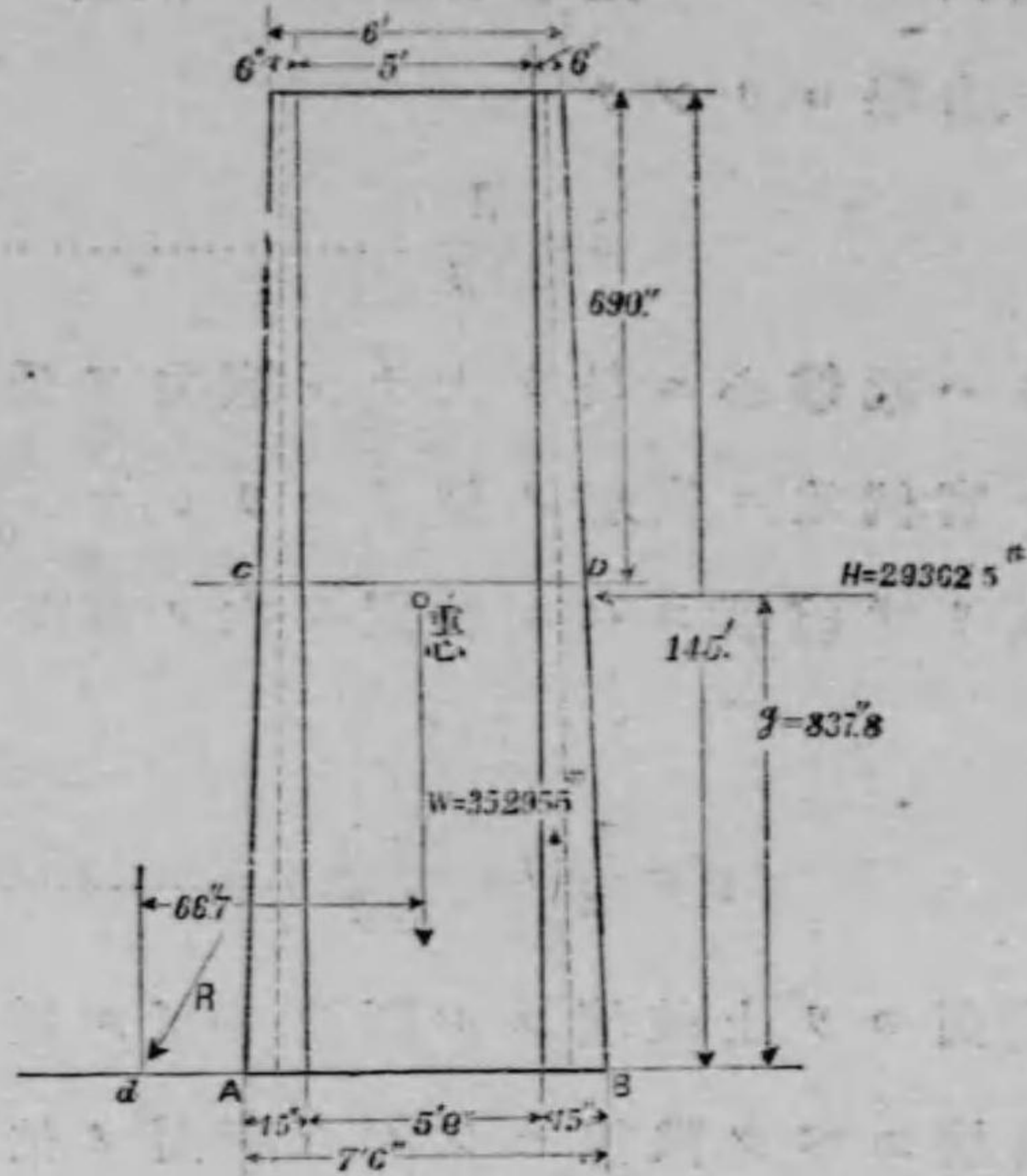
$$\text{底面斷面積} = A_0$$

$$\text{頂部斷面積} = A_1$$

トスレバ力學ヨリシテ、

$$J = \frac{y_0^3}{12}(A_0 + 3A_1) \dots \dots \dots (218)$$

第二百五十二圖



例、第二百五十二圖ニ示セル如キ煙突ノ抗震強度如何。

鐵筋混凝土煙突モ普通煉瓦煙突ノ場合ト同様ニ其破壊スベキ位置ハ(217)式ヲ以テ示サルルモノトナス。

$$y_0 = 145' \times 12'' = 1740''$$

$$A_0 = 3534 \square'' = \text{底面 AB ニ於ケル面積}$$

$$A_1 = 1244 \square'' = \text{頂部ニ於ケル面積}$$

y = 底面 AB ヨリ上煙突ノ重心ニ至ル底面ヨリノ距離トスレバ y ハ 837.8 トナル。全體ノ容積ハ、

$$V = \left(\frac{1244 + 3534}{2} \right) \times 145' \times 12'' = 4056960 \text{ 立方吋}$$

$$\therefore J = \frac{1740^3}{12} (3534 + 3 \times 1244) = 3189788557000 \text{ (吋)}$$

$$\therefore h = \frac{3189788557000}{4056960 \times 837.8} = 940''$$

$$y' = \frac{1}{2} \left(940'' + \frac{2 \times 1740}{3} \right) = 1050''$$

故ニ破壊面ハ底面ヨリ 1050''、頂部ヨリ (1740'' - 1050'') = 690'' ノ所ナリ。此部分ハ第二百五十三圖ノ如シ。縦鐵筋ハ $1\frac{1}{4}$ 圓釘 32 本ニシテ、此斷面ニ於テ

$$A_s = 32 \times 1.2272 = 39.3 \square''$$

又此斷面ニ於テ $t = 10\frac{1}{2}$

$$\text{頂部面積} = 1244 \square''$$

$$\text{CD 斷面積} = \frac{\pi}{4} (81^2 - 60^2) = 2330 \square''$$

故ニ CD ヨリ上ノ重量 W ハ (混凝土一立方吋重量 = 0.087#)

$$W = \frac{(1244 + 2330)}{2} \times 690'' \times 0.087\# = 1233030 \times 0.087\# = 107274\#$$

$$y = \frac{690(81 + 2 \times 72)}{3(81 + 72)} = 336''$$

CD ヨリ上ノ構造物ノ質量ハ $\frac{W}{g}$ ニシテ、地震力ハ $\frac{W}{g} \times a$ ナリ。g ト a トハ共ニ分母分子ナル關係ニアルヲ以テ、毎秒ニ對シ g = 9800^{m.m.} トシテ「ミリメートル」ニテ表セバ、a モ毎秒ニ對シテ「ミリメートル」ニテ表シテ可ナリ。

故に今

$$a = 2500 \text{ m.m./sec}^2$$

$$g = 9800 \text{ m.m./sec}^2$$

即ち地震震動ノ加速度ガ 2500 m.m. ナルトキハ、混凝土及ビ
鐵筋ニ生ズベキ應力ガ許容數量

第二百五十三圖

ヨリ少ナルヤ否ヲ見ントス。

地震ノタメニ生ズル彎曲率ハ、

$$M = \frac{107274 \times 2500}{9800} \times 336 = 9194976 \text{''}\ast$$

以上ニヨリテ CD 断面ニ於テハ

$$t = 10 \frac{1''}{2} \quad A_s = 39.3 \text{''}\ast$$

$$W = 107274 \ast \quad M = 9194976 \text{''}\ast$$

ナルヲ以テ、混凝土及ビ鐵筋ニ生
ズル最大應力ハ前ニ示シタル煙
突ノ例ニヨリ見出し得テ、本問題
ニ於テハ極メテ安全ニシテ

2500 m.m./sec^2 位ノ地震加速度ノモノ

ナレバ充分耐へ得ルナリ。大森博士ノ調査ニヨレバ、明
治二十四年美濃尾張ノ大地震ニ於テハ、

名古屋附近 $a = 2600 \text{ m.m./sec}^2$

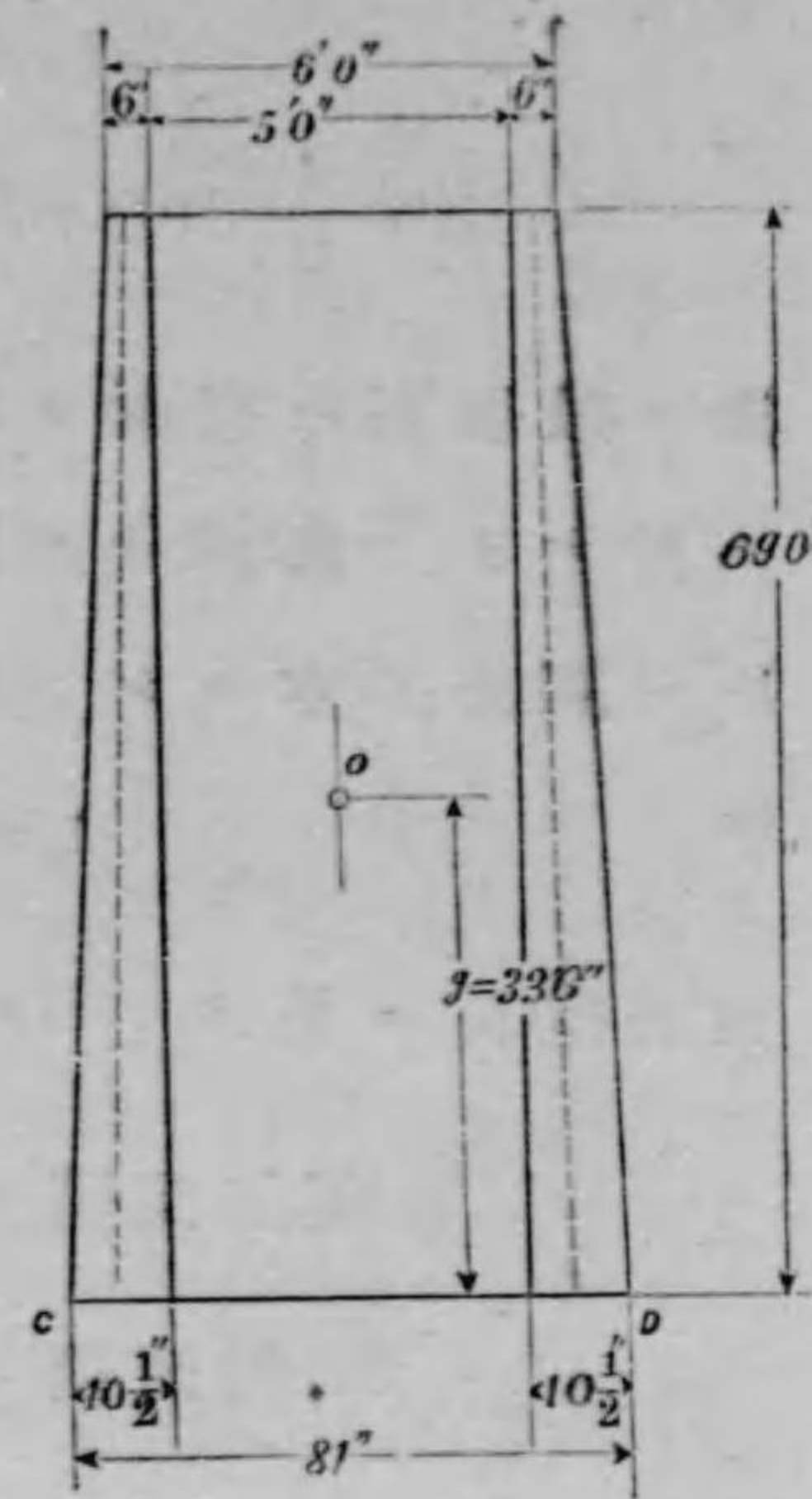
震原地 $a = 3000 \text{ m.m./sec}^2$

明治二十七年東京大地震ニ於テハ、

東京市山手方面 $a = 450 \text{ m.m./sec}^2$

同 淺草方面下町ニ於テハ、

$$a = 1000 \text{ m.m./sec}^2$$



ナリシト云フ。之レニヨレバ $a = 2500 \text{ m.m./sec}^2$ ナル地震ハ
非常ニ強烈ナル地震ナリ。

鐵筋ヲ用ヒズシテ普通ノ混凝土ナルカ、若シクハ普通ノ
煉瓦煙突ナルトキハ其抗震力ハ鐵筋混凝土ノ場合ノ數
分ノ一ニ減少ス。

以上本章ニテ述ベタル所ヨリシテ、鐵筋混凝土煙突ノ設
計ハ主トシテ風壓ニ抵抗ス可ク充分ナル強度アルヲ要
シ、又之レガ幾何ノ地震ニ對シテ安全ナルヤヲ検査スル
ヲ可トス。而シテ此二者ガ同時ニ働ク如キハ殆ンド豫
想セラレザル所ナルベシ。

第十七章 水 槽

第六十節 總 論

水槽ヲ高キ所ニ設置シ之ニ水ヲ貯ヘ、以テ自然流下ニヨリ所要ノ場所ニ給水スルコトアリ、鐵道上水道等ニ於テ其例乏シカラズ。從來ハ主トシテ鋼鉄ヲ以テ作リタルモ混凝土ヲ注意シテ製煉施工スレバ、充分水密トナスヲ得ルヲ以テ、近來混凝土ヲ以テ此水槽ヲモ作ルニ至レリ。而シテ其混凝土ノ僅少ナル應張力ヲ補フニ鐵筋ヲ用ヒ、鐵筋混凝土水槽トナスコトハ建設費用ヲ減少セシムル上ニ於テ極メテ有効ニシテ、次ノ節ニ於テ是等鐵筋混凝土水槽設計方法ノ大要ヲ實例ヲ以テ示サントス。

第六十一節 鐵筋混凝土水槽ノ設計例

設計ハ總テ前述セル諸公式ヲ適用スルモノニシテ、次ノ問題ニヨリテ設計方法ノ大要ハ明瞭トナルベシ。

例、水槽ハ之レヲ高サ12'ノ支柱上ニ設置シ、20000「ガロン」ノ水ヲ貯フルコトヲ要スルモノトス。適當ナル鐵筋混凝土水槽及ビ支柱ヲ設計セヨ。

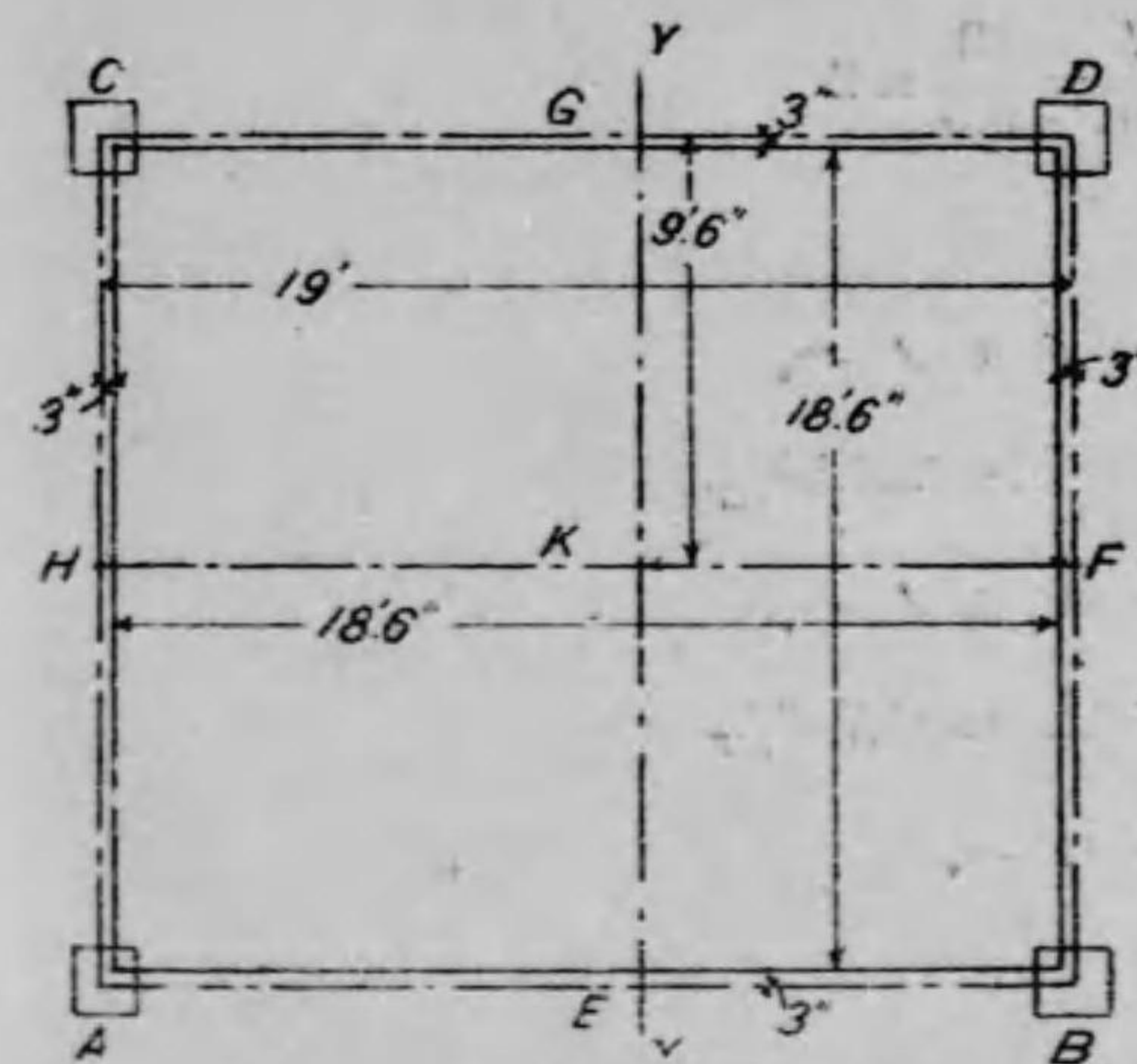
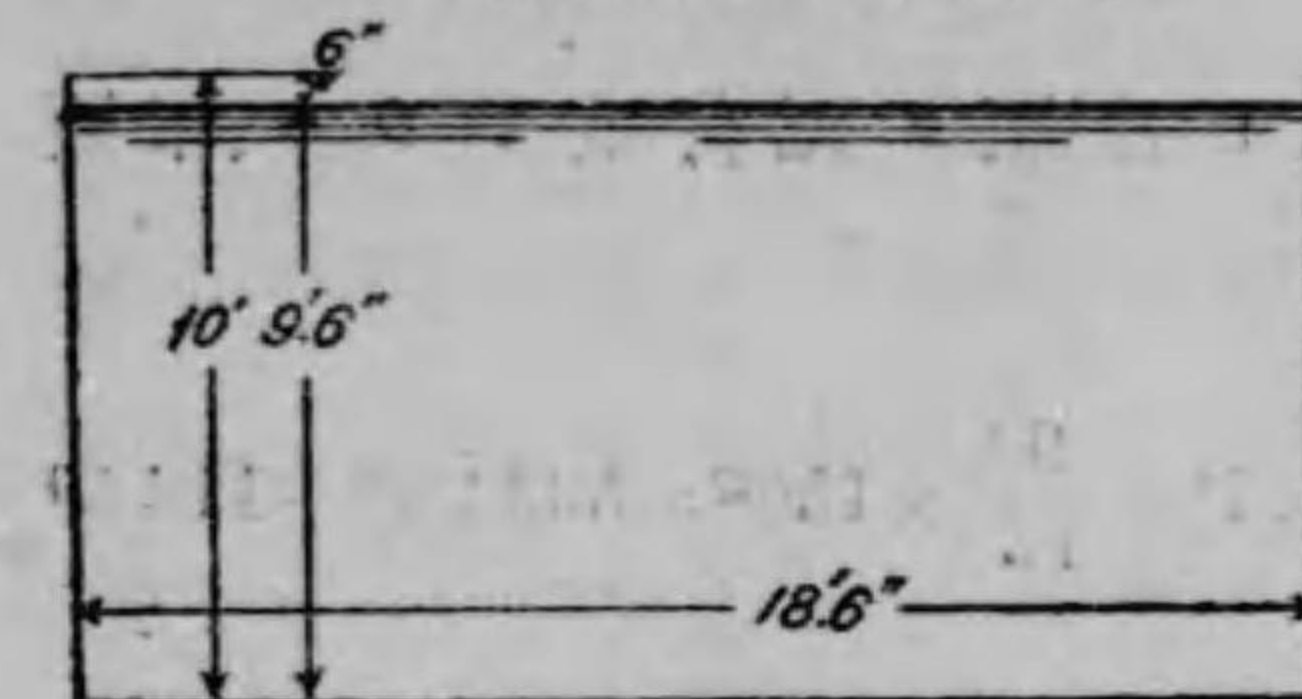
今 1 立方呎=6.25「ガロン」トスレバ 20000「ガロン」ノ水ヲ貯フルニ要スル容積ハ $\frac{20000}{6.25}=3200$ 立方呎ナリ。水槽ノ形ハ之レヲ正方形トシ、其全高サヲ 10' 實際水ヲ入ルベ

キ有効高サヲ 9.5'トスレバ、

$$\text{水槽一邊} = \sqrt{\frac{3200}{9.5}} = 18.5$$

以上ニヨリテ水槽内部ノ大サハ明カトナレリ。次ニ此

第二百五十四圖



水槽ヲ高サ12'ノ支柱上ニ如何ニ設置スルカヲ決定スルヲ要ス。之レ其設置方法ニヨリ自ラ計算ニ差異ヲ生ズルヲ以テナリ。本設計ニ於テハ支柱ハ四本トシ四隅ニ於テ水槽ヲ支フルモノトス。即チ第二百五十四圖A, B, C, Dノ如シ、而シテ支柱中心間相互ノ距離ハ 18.6'' 以上トナリテ、其長サ大ナルヲ以テ、支柱ノ上ニ桁E, F, G, Hヲ置キ、此桁上ニ水槽ノ底部ヲ据エルモノトス。而シテ猶中央ニモKナル一ツノ桁ヲ置クヲ以テ水槽底部ハEFKHトKFGHナル二ツノ床版ニ分タル、從ツテ水槽ノ底部ト

シテハ此二ツノ床版ヲ設計スレバ可ナリ、AB, BD, DC, CAナル周圍桁ノ中心ト水槽内面トノ間ヲ3'ト假定スレバ、二ツニ分タル床版ノ支間ハ、 $18.6''+6''=19'$ 及ビ $\frac{18.6''}{2}+3''=9.6''$ トナリテ底部ハ $19' \times 9.5'$ ノ床版ヲ設計スルト同ジ。

此床版ニ於ケル重量ハ水及ビ床版ノ死荷重ニシテ、床版ノ厚サヲ9'トスレバ、

$$\begin{aligned} \text{重量} &= 1' \times 1' \times 9.5 \times 62.5 + 1' \times 1' \times \frac{9''}{12''} \times 150 = 593.75 + 112.5 \\ &= 706.25 \text{ #/方} \end{aligned}$$

第二十八節ニ於テ述べタル如ク、

$$\frac{l}{b} = \frac{19}{9.5} = 2$$

ナルヲ以テ、

KG 方向ニ分配セラルルモノハ、

$$0.88 \times 706.25 = 621.5 \text{ #/方}$$

HF 方向ニ分配セラルルモノハ、

$$0.12 \times 706.25 = 84.75 \text{ #/方}$$

中央幅 1' ノ間ヲ考フルトキハ、

KG 方向ノ彎曲率、

$$M = \frac{621.5 \times 9.5 \times 9.5}{12} \times 12'' = 56000 \text{ 吋封度}$$

HF 方向ノ彎曲率、

$$M = \frac{84.75 \times 19' \times 19'}{12} \times 12'' = 30600 \text{ 吋封度}$$

混凝土ハ 1:2:4 ニシテ桁トシテ彎曲率ニ抗スル安全纖維應壓力 $c=690 \text{ #/方}$ トシ、鋼筋ノ安全應張力 $s=16000 \text{ #/方}$ トス。

又 $n=15$ ニシテ $p=0.0067$ トスレバ

$$\left. \begin{aligned} K &= 0.358 \\ j &= 0.881 \end{aligned} \right\} \text{トナル}$$

床版ノ厚サハ大ナル方ノ彎曲率ニヨリテ定ムベキモノニシテ (34) 式ニヨリテ、

$$b d^2 = \frac{M}{psj}$$

$$d^2 = \frac{M}{bpsj} = \frac{56000}{12'' \times 0.0067 \times 16000 \times 0.881} = \frac{56000}{1133.3} = 49''$$

$$\therefore d = 7''$$

$$A_s = 0.0067 \times 12'' \times 7'' = 0.57 \text{ 方}$$

故ニ $\frac{3''}{4}$ 釘ヲ心々 6'' 間隔ニ用ユ。然ルトキハ實ノ

$$A_s = 2 \times 0.4418 = 0.8836 \text{ 方}$$

トナル。之レハ KG 方向ニ於ケルモノナリ。HF 方向ニ於テハ彎曲率ハ KG 方向ノモノニ比シ小ニシテ、然ルニ $d=7''$ ナルヲ以テ、鋼筋配置間隔ヲ大トナシテ可ニシテ、此場合 $\frac{3''}{4}$ 釘ヲ心々 9'' ノ間隔ニ KG 方向ノ其レノ上ニ組ミ合ハス。

斯ノ如ク配置シテ生ズベキ應力ヲ見ルニ次ノ如クニシテ何レモ許容數量ヨリ少ナリ。即チ KG 方向、

$$p = \frac{2 \times 0.4418}{7'' \times 12''} = 0.0105$$

$$K = -0.0105 \times 15 + \sqrt{0.0105 \times 15^2 + 2 \times 0.0105 \times 15} = 0.425$$

$$j = 1 - \frac{0.425}{3} = 0.858$$

$$\therefore s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{56000}{0.8836 \times 0.858 \times 7} = 10600 \#/\square''$$

又 $c = 530 \#/\square''$ トナル。

HF 方向、

$$p = \frac{\frac{12''}{9''} \times 0.4418}{6.25 \times 12} = 0.0078$$

$$\therefore \left. \begin{array}{l} K = 0.383 \\ j = 0.872 \end{array} \right\} \text{トナル}$$

$$\therefore s = \frac{30600}{0.589 \times 6.25 \times 0.872} = 9600 \#/\square''$$

又 $c = 390 \#/\square''$ トナル。

次 = 剪断力ヲ見ル =、

KG 方向、

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{621.5 \times \frac{9.5}{2}}{12'' \times 0.858 \times 7''} = 40 \#/\square''$$

HF 方向ニ於テハ猶此ヨリ少ナク、即チ

$$V = 84.75 \times \frac{19'}{2} = 806$$

$$\therefore v = \frac{806}{12'' \times 0.872 \times 6.25} = 12 \#/\square''$$

次 = 又附着應力ニ對シテハ、

$$B = \frac{V}{N \pi d_r j d} = \frac{621.5 \times \frac{9.5}{2}}{2 \times 2.356 \times 0.858 \times 7''} = 106 \#/\square'' > 80 \#/\square''$$

故 = KG 方向ニ對シテハ鐵筋ノ間隔ヲ小トナスカ、若シクハ畸形釘ヲ用ユルヲ要ス。本問題ニ於テハ $d = 7''$ 全厚サ $7'' + 2'' = 9''$ トシ、前ニ豫定セル通りトス、而シテ畸形釘ヲ用ユ。以上ニテ水槽ノ底部ハ明瞭トナレリ。負彎曲率ノタメニ四側ニ於テ桁ニ碇着セラルル附近ハ上面ニ近ク鐵筋ヲ要シテ第二百五十五圖ノ底部ヲ見ルベシ。次ニ水槽周圍壁ノ設計ニ移ラントス。此設計ニ於テモ二ツノ事項ニ注意スルヲ要ス。即チ床版ト考フルヲ以テ一側壁ノ長サト高サトノ比例ニヨリテ計算ヲ異ニス。即チ一側壁ノ長サガ高サノ 1.5 倍ヨリ少ナルトキハ恰モ扶壁ヲ有スル擁壁ノ垂直壁ノ如ク水平ニ鐵筋ヲ用ヒ、之レニ反シテ一側壁ノ長サガ高サノ 1.5 倍ヨリ大ナルトキハ、恰モ肱木式擁壁ノ如ク垂直ニ鐵筋ヲ用ユ。而シテ其何レノ場合ナルヲ問ハズ、側壁ト側壁若シクハ側壁ト底面トハ着合緊結セシムル様混凝土ヲ施工シ鐵筋ヲ組ミ合ハスヲ要スルナリ。

$$\text{一側壁ノ長サ} = 19'$$

$$\text{側壁ノ高サ} = 10'$$

$$\therefore 19' > 1.5 \times 10' (= 15')$$

故 = 本設計ノ如キ場合ニ於テハ主鐵筋ハ之レヲ垂直ニ

用ユ。而シテ是等垂直鐵筋ヲ互ニ結合シ、應力ノ分配ヲ平均セシムルタメニ水平鐵筋ヲ適宜ニ用ユルナリ。

$$P = \frac{wh^2}{2} \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi}$$

ナル公式ヲ用ヒテ水壓ヲ出ス。此レハ(142)式ニヨルモノニシテ水ノ場合ハ $\phi=0$ ナリ。

$$\therefore P = \frac{62.5 \times 9.5 \times 9.5}{2} = 2820 \#$$

側壁ニ直角ニ働クヲ以テ、彎曲率ハ簡單ナル計算法ニ從ツテ

$$M = 2820 \times \frac{9.5}{3} \times 12'' = 107160 \text{ 吋封度 トス。}$$

$$bd^2 = \frac{M}{psj} = \frac{107160}{0.0067 \times 16000 \times 0.881} = \frac{107160}{94.44}$$

$$d^2 = \frac{107160}{12'' \times 94.44} = \frac{107160}{1133.3} = 95''$$

故ニ有效厚サ $d=10''$ 而シテ側壁ノ下部ニ於テ

$$\text{全厚サ} = 10'' + 1 \frac{1''}{2} = 11 \frac{1''}{2} \text{ トス。}$$

$$A_s = 0.0067 \times 10'' \times 12'' = 0.804 \square''$$

故ニ $\frac{3''}{4}$ 圓釘ヲ心々 $9''$ 距離ニ用ユルトキハ、

$$\text{實ノ} \quad A_s = 2 \times 0.4418 = 0.8836 \square''$$

水槽側壁頂部ハ全厚サ $5 \frac{1''}{2}$ 有效厚サ $=4''$ トス。然ルトキハ高サノ中央部ニ於テハ、

$$\text{有效厚サ} = \frac{4'' + 10''}{2} = 7'' \quad \frac{3''}{4} \text{ 圓釘一本トス。}$$

$$M = \frac{62.5 \times \left(\frac{9.5}{2}\right)^2 \times 12''}{2} \times \frac{\left(\frac{9.5}{2}\right)}{3} = 13395 \text{ 吋封度}$$

$$p = \frac{0.4418}{12'' \times 7''} = 0.005 \quad \therefore K = 0.32 \quad j = 0.893$$

$$s = \frac{M}{pjd^2} = \frac{13395}{0.005 \times 0.893 \times 12 \times 7^2} = 5152 \#/\square''$$

$$< 16000 \#/\square'' \quad \text{又} \quad c = 160 \#/\square'' < 60 \#/\square''$$

故ニ中央高ノ所ニ於テハ $\frac{3''}{4}$ 圓釘一本以下ニテ充分ナリ。然レドモ溫度變化、混凝土ノ收縮等ノタメニ、

底部ヨリ上 $5'$ 迄ハ $\frac{3''}{4}$ 圓釘 2本 (幅 $1'$ ニツキ)

同上ヨリ上 $5'$ ノ間ハ $\frac{3''}{4}$ 圓釘 1本 (同上)

以上ノ外水平ニ $\frac{3''}{4}$ 圓釘ヲ $12''$ ノ間隔ニ用ユ。

次ニ剪斷力及ビ附着應力ニ對シテハ側壁下部ニ於テ、

$$v = \frac{V}{bjd} = \frac{2820}{12 \times 0.881 \times 10''} = 27 \#/\square'' < 40 \#/\square''$$

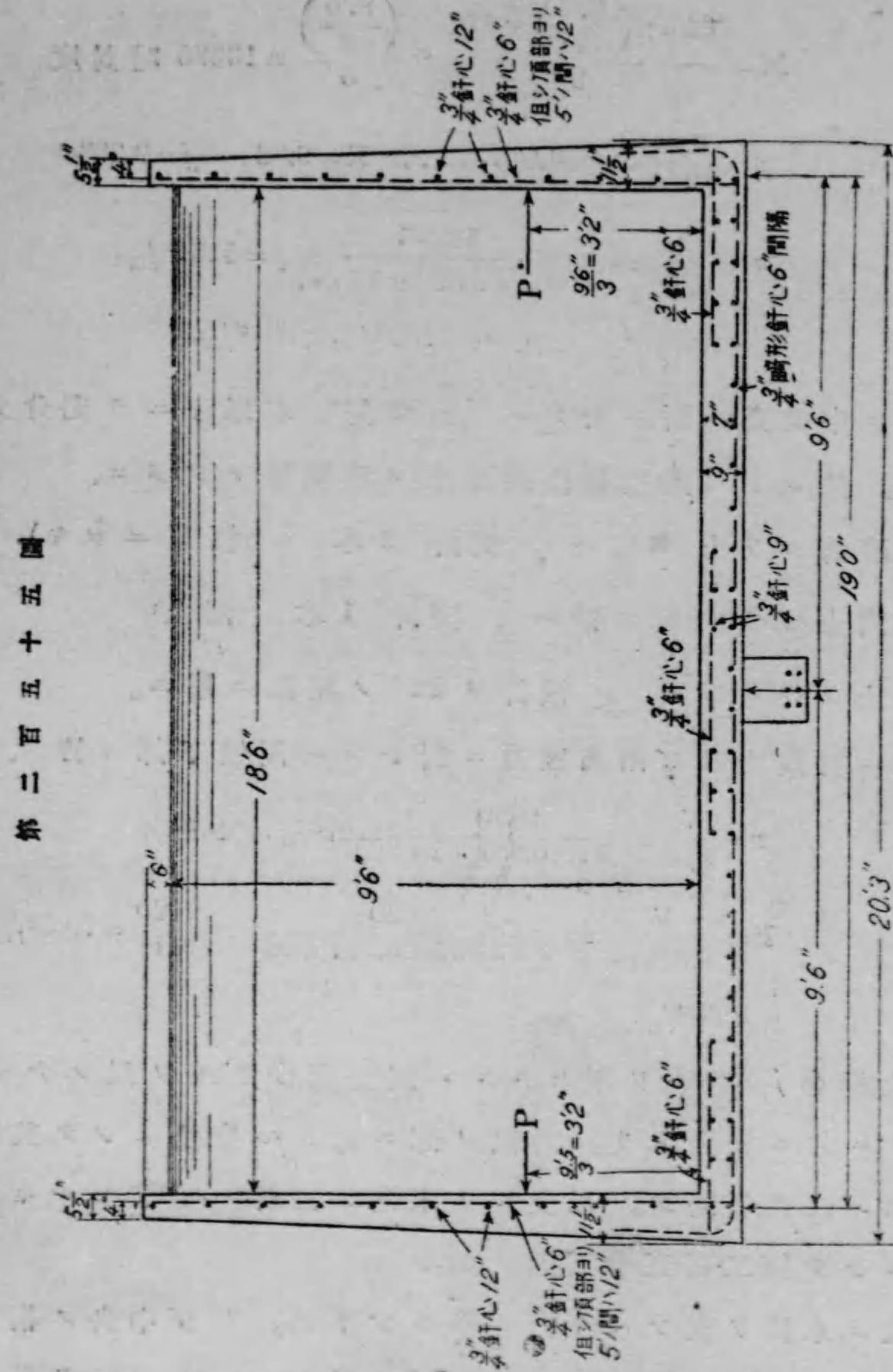
$$B = \frac{V}{N\pi d_r j d} = \frac{2820}{2 \times 2.356 \times 0.881 \times 10''} = \frac{2820}{41} = 70.5 \#/\square''$$

$$< 80 \#/\square''$$

(此場合 $j=0.881$ ヲ用ヒタルハ誤差僅少ナルヲ以テナリ)

故ニ共ニ安全ナリ。其他ノ部ニ於テモ安全ニシテ其計算ハ之ヲ省略ス。以上ニテ水槽ノ設計ハ完了セルモノニシテ第二百五十五圖ノ如シ。

次ニ水槽ヲ支フベキ桁ニ移ラントス。先ヅ中央ノ桁即チ第二百五十四圖ニ示セルKヲ設計セントス。此Kナ



第二百五十五圖

ル桁ハ上部ニハ水槽ノ底部アリテ、之レニ碇着スルヲ以テ其設計ハ丁形桁トナル。而シテ其兩端ハ水槽側壁ノ下部周圍桁ニ結合スルモノニシテ、

$$M = \frac{wl^2}{12}$$

ニヨリテ其値ヲ見出ストキハ、

$$W = 621.5 \times 18.5 \times 9.25 + \text{死荷重}$$

トナセバ極メテ安全ニシテ、今丁形桁ノ脚部ヲ 13" x 14" ト假定スレバ、

$$W = 621.5 \times 18.5 \times 9.25 + \frac{13''}{12} \times \frac{14''}{12} \times 19' \times 150\# \\ = 106354 + 3603 = 109957\# = wl$$

$$\therefore M = \frac{109957 \times 19'}{12} \times 12'' = 2089183 \text{ 吋封度}$$

床版ニ於テハ桁ト同方向ニ多少ノ壓力作用ス。而シテ前述ノ如ク各側ニ於テ4tヨリ大トナスハ避クルヲ可トシ今 t=48" トス。第三十節丁形桁ニ於ケル應力計算ニ於テ p=0.0085 ト假定シ、又 d=20" トス。

$$K = \frac{np + \frac{1}{2} \left(\frac{t}{d} \right)^2}{np + \frac{t}{d}} = \frac{15 \times 0.0085 + \frac{1}{2} \left(\frac{9}{20} \right)^2}{15 \times 0.0085 + \left(\frac{9}{20} \right)} = \frac{0.2298}{0.5775} = 0.40$$

$$\therefore Kd = 0.40 \times 20 = 8'' < 9''$$

從ツテ中立軸ハ突縁中ニヨリテ第三十節第一ノ場合ニ適ス。故ニ

$$j = 1 - \frac{0.40}{3} = 0.87$$

$$A_s = 0.0085 \times 48'' \times 20'' = 8.16''$$

$$s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{2089183}{8.16 \times 0.87 \times 20} = \frac{2089183}{142} \doteq 15000 \text{ #/}''$$

$$c = \frac{2 \times 2089183}{0.4 \times 0.87 \times 48 \times 20 \times 20} = \frac{4178366}{6682} \doteq 625 \text{ #/}''$$

$A_s = 8.16''$ ナルヲ以テ $1\frac{3}{8}''$ 圓釘 6 本用ユルトキハ、實

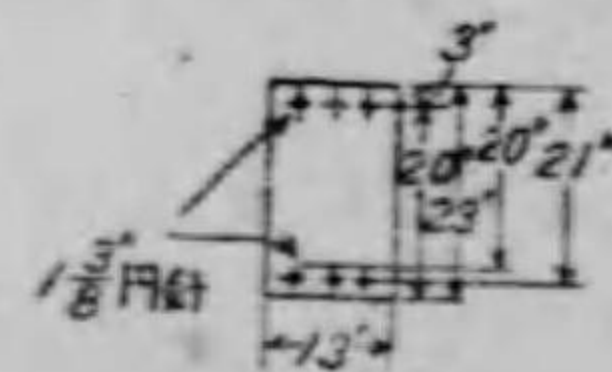
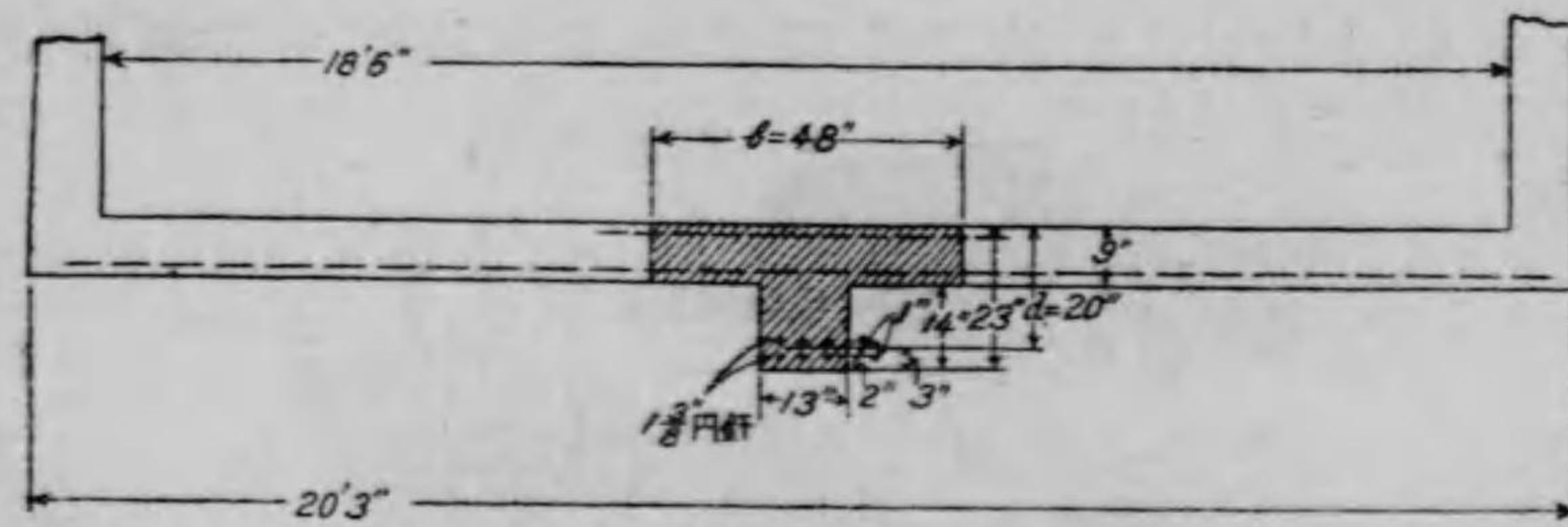
$$A_s = 6 \times 1.4849 = 8.9''$$

トナル。而シテ之レヲ 3 本宛二段ニ用ユルトキハ、(43) 式ニヨリテ、

$$\begin{aligned} \text{脚部ノ最小限度ノ幅} &= \{4 + 2.5(3-1)\} 1\frac{3}{8}'' \\ &= (4+5) \times 1.375 = 12.375 \end{aligned}$$

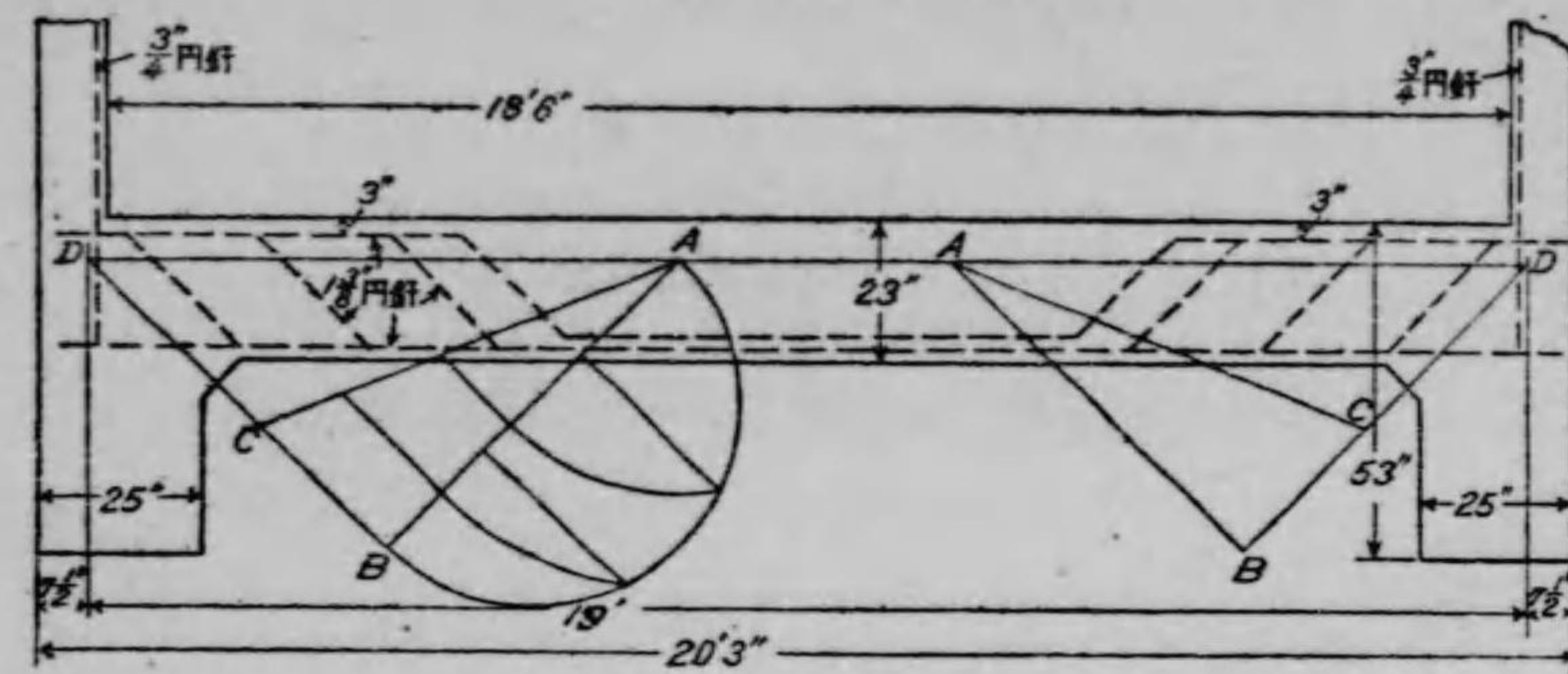
ナリ。然ルニ脚部ノ幅ハ 13'' ナルヲ以テ此ニテ可ナリ。(第二百五十六圖)

第二百五十六圖



此丁形桁ノ兩端ハ周圍ノ桁ニ結合セラルルヲ以テ、上面ニ應張力ヲ生ズ。即チ突縁ニ應張力ヲ生ズルヲ以テ、桁ノ兩端ニ於テハ第三十一節ニ於テ述ベタル如キ倒丁形桁トナル。左レド兩端ニ於テハ第二百五十七圖ニ示ス

第二百五十七圖



如ク、其厚サ大ニシテ中立線ハ低下シテ脚部ニ入ル可ク、從ツテ計算ハ第二十四節ニ於テ述ベタルモノト同様トナルベシ。本例ニ於テハ計算ヲ簡單トナサンガタメ近似的方法ニヨリテ $d = 20''$ $b = 13''$ トシ、又 $M = \frac{wl^2}{24}$ ヲ用ヒ、第二十四節ニ於ケル上下兩部ニ鐵筋ヲ用ヒタル桁トシテ考フ。

$$M = \frac{2089183}{2} = 1044592 \text{ #}$$

下部六本ノ鐵筋ノ内上列ノ三本ヲ端附近ニテ曲ゲ上部ニ用ユ。故ニ第二十四節ニ於テ述ベタル如ク、上部ノ鐵筋ハ張力ニ、下部ノ鐵筋ハ壓力ニ抵抗スルコトトナリテ、其面積ハ各々 $\frac{8.9}{2} = 4.45''$ ニ等シ、即チ

$$p' = \frac{4.45}{13'' \times 20''} = 0.016$$

$$p = \frac{4.45}{13'' \times 20''} = 0.016$$

(76) 式 = ヨリテ、

$$\begin{aligned} K &= -n(p+p') + \sqrt{n^2(p+p')^2 + 2n\left(p+p'\frac{d'}{d}\right)} \\ &= -15(0.016+0.016) \\ &\quad + \sqrt{15^2(0.016+0.016)^2 + 30\left(0.016+0.016\frac{3}{20}\right)} \\ &= -0.48 + \sqrt{0.2304 + 0.552} = -0.48 + 0.88 = 0.4 \end{aligned}$$

(77) 式 = ヨリテ、

$$\begin{aligned} z &= \frac{\frac{1}{3}Kd + d\left(\frac{2p'n\left(K - \frac{d'}{d}\right)}{K^2}\right)}{1 + \frac{2p'n\left(K - \frac{d'}{d}\right)}{K^2}} \\ &= \frac{\frac{1}{3} \times 0.4 \times 21 + 3\left(\frac{2 \times 0.016 \times 15\left(0.4 - \frac{3}{20}\right)}{0.4^2}\right)}{1 + \frac{2 \times 0.016 \times 15\left(0.4 - \frac{3}{20}\right)}{0.4^2}} \\ &= \frac{2.8 + 2.25}{1 + 0.75} = 2.9 \end{aligned}$$

$$jd = d - 2.9 = 20'' - 2.9 = 17.1$$

故 = 抗張鐵筋 = 生ズル應張力

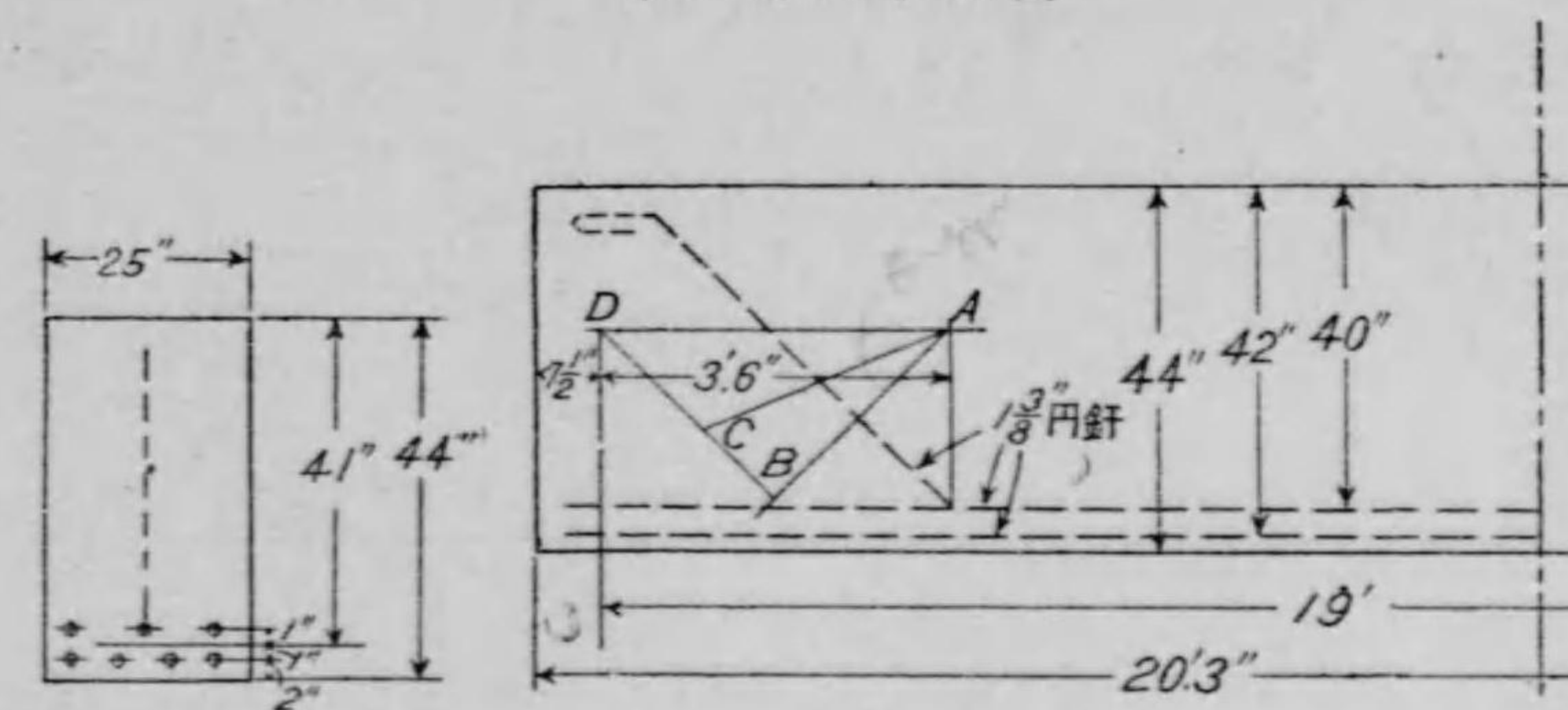
$$= \frac{M}{A_s jd} = \frac{1044592}{4.45 \times 17.1} = 13727 \#/\text{sq.}$$

$$\text{混凝土} = \text{生ズル應壓力} = \frac{13727 \times 0.4}{15(1-0.4)} = 610 \#/\text{sq.}$$

$$\text{抗壓鐵筋} = \text{生ズル應壓力} = 15 \times 610 \frac{0.4 - \frac{3}{20}}{0.4} = 5719 \#/\text{sq.}$$

混凝土 = 生ズベキ應壓力ハ許容數量 600#/sq. ヨリ少シク超過スルモ第二百五十七圖ノ如クナスヲ以テ充分安全ナルベシ。次 = 剪斷力 = 對シテハ腹鐵筋ヲ組ミ合ハスヲ要シ本設計 = 於テハ第二百五十七圖 = 示セル如クナス。其設計方法ハ第二百五十四圖ノ AC 或ハ AB ト同ジク後 = 述ブル如ク第二十五節 = 於テ述ベタルモノヲ適用ス。

第二百五十八圖



此傾斜鐵筋ハ上下兩水平鐵筋 = 鈎狀ヲナシテ緊結セシム。次 = 周圍桁ノ設計 = 移ラントス。周圍桁ノ支間ハ第二百五十四圖 = 示セル如ク AB = BD = DC = CA = 19' = シテ、AC 及ビ BD ハ其中央部 = 於テ K ナル桁ヲ支フ。此 K ハ T 形桁トシテ考ヘタルモノナリ。此 T 形桁ヨリ來

ル重量ハ BD ナル桁ヲ考フルトキニハ、

$$\frac{109957\#}{2} = 54978\# \doteq 55000\#$$

ニシテ BD ノ中央ニ働ク、此外ニ桁自己ノ死荷重アリ。
此レハ此桁ノ大サヲ假定シテ初テ知り得可キモノニシ
テ、桁自己ノ死荷重ハ桁ヲ $b=25''$ 全厚サ $=44''$ トスレバ

$$\frac{25'' \times 44''}{144} \times 19' \times 150\# = 21700\#$$

水槽ノ一側壁ノ重量 $= \frac{5.5'' + 11.5''}{2 \times 12''} \times 10' \times 19' \times 150\# \doteq 20000\#$

又水槽内ノ水及ビ底部床版ヨリ來ルモノハ、

$$84.75\# \times 18.5 \times 9.25 = 14500\#$$

故ニ中央ニ於テ T 形桁ヨリ來ル重量ノタメノ彎曲率ハ

$$M = \frac{55000}{2} \times \frac{19'}{2} \times 12'' = 3135000 \text{ 吋封度}$$

其他ノモノノ彎曲率ハ、

$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{wll}{8} = \frac{Wl}{8} = \frac{(21700 + 20000 + 14500) \times 19' \times 12''}{8}$$

$$= 1601700 \text{ 吋封度}$$

故ニ全彎曲率ハ、

$$3135000 + 1601700 = 4736700 \text{ 吋封度}$$

$$p = 0.01 \text{ トスレバ } n = 15 \text{ ナルヲ以テ } K = 0.42$$

$$j = 0.86 \text{ 又有効厚サ } d = 41'' \text{ ト假定スレバ、}$$

$$A_s = 0.01 \times 25'' \times 41'' = 10.25 \square''$$

$$\therefore s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{4736700}{10.25 \times 0.86 \times 41''} = \frac{4736700}{361} = 13121\#/\square''$$

$$c = 625\#/\square''$$

鐵筋ハ $1\frac{3}{8}''$ 圓釘 7 本用ユレバ實ノ

$$A_s = 7 \times 1.4849 = 10.39 \square''$$

故ニ之ヲ二段ニ用ユルコト第二百五十八圖ノ如クナス。
是レ幅ノ最少限ハ

$$b = \{4 + 2.5(7-1)\} 1.375 = 26''$$

ニシテ $b=25''$ ヲ超過スルニヨルヲ以テナリ。

桁ノ他ノ二本即チ第二百五十四圖 AB 及ビ DC ハ其中央
ニ T 形桁トシテ來ルモノナキヲ以テ、之レニ働ク力ハ自
ラ前ノ場合ト相違ス。而シテ此場合ニ於テハ、

$$\text{水槽一側ノ重量} = 20000\#$$

$$\text{水及ビ底部床版ヨリノ重量} = 621.5 \times 18.5 \times \frac{9.25}{2} = 53177\#$$

桁自己ノ重量ハ適當ニ假定ス。

$$\text{即チ } b = 25'' \quad d = 42'' \quad \text{全厚サ} = 44'' \text{ トス。}$$

此場合ニ於テハ其大サヲ AC 又ハ BD ヲリ少トナシテ可
ナルモ、外觀上同形トナス。然ルトキハ

$$\text{重量} = 21700\#$$

$$\therefore M = \frac{Wl}{8} = \frac{(20000 + 53177 + 21700) \times 19' \times 12''}{8}$$

$$= 2704000 \text{ 吋封度}$$

$$p = 0.005 \text{ トスレバ } A_s = 0.005 \times 25'' \times 42'' = 5.25 \square''$$

$$K = 0.32$$

$$j = 0.89$$

$$\therefore s = \frac{2704000}{5.25 \times 0.89 \times 42''} = \frac{2704000}{196.25} = 13778 \#/\square''$$

$$c = 431 \#/\square''$$

故 = $1\frac{1}{4}$ 圓釘五本用ユルトキハ實

$$A_s = 5 \times 1.2272 = 6.136 \square''$$

トナリテ、第二百五十九圖ノ如ク之レヲ配置ス。次ニ剪斷力ヲ見ルニ第二百五十四圖 BD 又ハ AC ナル桁ニ於テハ、

$$V = \frac{55000 + 21700 + 20000 + 14500}{2} = \frac{111200}{2} = 55600 \#$$

$$v = \frac{55600}{25 \times 0.86 \times 41} = \frac{55600}{881.5} = 63 \#/\square'' > 40 \#/\square''$$

故ニ此方面ノ桁ニ對シテ腹鐵筋ヲ要シテ、水平釘ヲ傾斜セシメテ之レニ當ラシメントス。

$$w = \frac{111200}{19} = 5853 \#$$

(94) 式ニヨリ、

$$x = \frac{19'}{2} - \frac{40 \times 25 \times 0.86 \times 41''}{5853} = 9.5 - 6 = 3.5$$

故ニ第二百五十八圖ニ於テ、

$$AB = 3.5 \times 0.707 = 2.5 = 30''$$

剪斷力ノ $\frac{2}{3}$ ヲ腹鐵筋ニヨリテ抵抗セシムベク設計スレ

$$\frac{2 \times 55600 \times 30''}{3 \times 2 \times 0.86 \times 41''} = 15770 \#$$

ハ傾斜鐵筋ニヨリテ抵抗セシムル全剪斷力ニシテ、 $1\frac{3}{8}$ 圓釘ヲ 45° ニ傾斜セシムルトキハ所要鐵筋員數ハ

$$\frac{15770}{1.4849 \times 16000} = \frac{15770}{23758} \doteq 1 \text{ 本}$$

故ニ七本中一本曲ゲテ腹鐵筋トナセバ可ニシテ、其傾斜セシムベキ點ハ、(100) 式ニヨリテ、

$$x \leq \frac{l}{2} \left(1 - \sqrt{\frac{N_1}{N}}\right) \leq \frac{19'}{2} \left(1 - \sqrt{\frac{1}{7}}\right) \leq \frac{19'}{2} \times 0.62 \leq 5.8$$

故ニ 5.8 ヨリ少ナル 3.5 ノ所ニテ傾斜セシムレバ可ナリ。第二百五十八圖ノ如シ。

次ニ附着力ニ對シテハ、

$$B = \frac{V}{N\pi d_r j d} = \frac{55600}{6 \times 4.32 \times 0.86 \times 41} = \frac{55600}{914} = 61 \#/\square''$$

故ニ安全ナリ。

第二百五十四圖 AB 及ビ DC ナル桁ニ於テハ、

$$V = \frac{20000 + 53177 + 21700}{2} = 47440 \#$$

$$v = \frac{47440}{25'' \times 0.89 \times 42''} = \frac{47440}{984.5} = 51 \#/\square''$$

故ニ腹鐵筋ヲ要シテ、

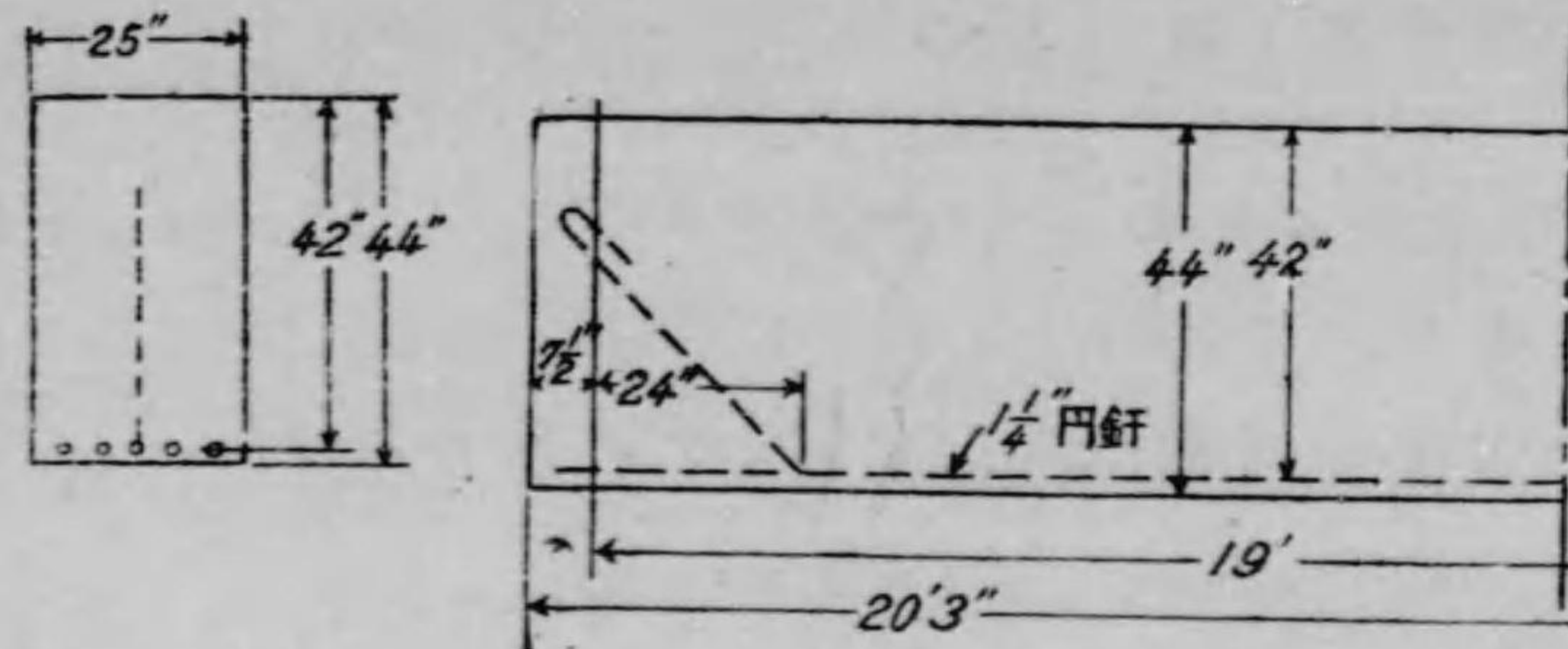
$$u = \frac{94877}{19} = 4994 \#$$

$$x = \frac{19'}{2} - \frac{40 \times 25 \times 0.89 \times 42''}{4994} = 9.5 - 7.5 = 2.0 = 24''$$

故ニ中央ノ $1\frac{1}{4}$ 圓釘一本ヲ支點ヨリ $24''$ ノ距離ニテ曲

ゲテ傾斜セシムレバ充分ナリ。第二百五十九圖ノ如シ。以上ヲ以テ水槽桁ノ設計ヲ了セリト雖、以上ノ設計方法ハ猶概算ノ程度ニアルモノニシテ、以上ニヨリテ大體ニ水槽ノ寸法ヲ得タルヲ以テ、是レヨリ更ニ彎曲率等ニ就キテ支間ノ距離ヲ確測シ、又死荷重ヲ精算シ、各部ニ就キテ再ビ検査シテ許容應力ニ應ジテ寸法ヲ更正シ、其設計ヲ了スルモノトス。要スルニ水槽ノ設計ニ於テ計算ノ近似の方法ヲ示セルモノナリ。

第二百五十九圖



次ニ斯ノ如キ水槽ヲ支フル柱ニ就キテ述ベントス。第二百五十四圖ニ示ス如ク支柱ハ四本ニシテ、其支フルヲ要スル垂直重量ハ、水・水槽及ビ桁ニシテ、一本ノ支柱ニ傳ハルベキ垂直重量ハ以上合計ノ $\frac{1}{4}$ ナリ。全垂直重量ヲ計算スレバ凡ソ次ノ如シ。

$$\text{水ノ重量} = 62.5 \times 18.5 \times 18.5 \times 9.5 = 203211^*$$

水槽四側壁ノ重量

$$\frac{5.5 + 11.5}{2 \times 12} \times 10' \times 150^* \times 2 \times 18.5$$

$$+ \frac{5.5 + 11.5}{2 \times 12} \times 10 \times 150^* \times 20.25 \times 2 = 82344^*$$

$$\text{水槽ノ底重量} = \frac{9}{12} \times 20.25 \times 20.25 \times 150^* = 46132^*$$

$$\text{T形桁ノ重量} = \frac{13}{12} \times \frac{14}{12} \times 16.08 \times 150^* = 3049^*$$

$$\text{周圍ノ桁} = 2 \times \frac{25}{12} \times \frac{44}{12} \times 20.25 \times 150$$

$$+ 2 \times \frac{25}{12} \times \frac{44}{12} \times 16.08 \times 150^*$$

$$= 300 \left(\frac{25 \times 44}{144} \times 20.25 + \frac{25 \times 44}{144} \times 16.08 \right) = 83256^*$$

故ニ一支柱ノ支フベキ重量

$$= \frac{1}{4} (203211 + 82344 + 46132 + 3049 + 83256)$$

$$= \frac{1}{4} \times 417992^* = 104500^*$$

支柱ノ主要ナル鐵筋トシテ縱鐵筋ヲ用ユ。然シテ支柱ノ場合ニ於テハ $c = 450^*/\text{sq.}$ トシ、又 $p = 4\% = 0.04$ トスレバ(165)式ニヨリテ、

$$W = cA \{1 + (n-1)p\}$$

$$104500 = 450A \{1 + 14 \times 0.04\}$$

$$\text{故ニ} \quad A = \frac{104500}{450 \times 1.56} = \frac{104500}{702} = 149^{\text{sq.}}$$

正方形柱トナストキハ、 $12.5 \times 12.5 = 156.25^{\text{sq.}}$ トナリテ

12.5×12.5 トセバ充分トナル。然レドモ以上ノ外ニ風
 壓ノタメニ横壓力ヲ受ケ、之レト垂直重量トノ合成カア
 リテ猶其大サヲ増加スルヲ要ス。而シテ此ノタメニ正
 方形支柱 13.5×13.5 ト假定シテ、垂直及ビ横壓ノ兩カヨ
 リ成ル合成力ニ對シテ安全ナルヤ否ヤヲ検査セントス。
 横壓力ノタメニ支柱ニ生ズベキ應力ヲ見出ス一般ノ場
 合ヲ述べテ、次ニ之レヲ本問題ニ適用セントス。

M = 横壓力ノタメニ起ル彎曲率、

N = 支柱ノ數、

W = 全垂直重量、

r = 圓形又ハ正方形水槽ニシテ此レガ圓形ニ支
 へラルルトキハ其支柱中心間ノ半徑、

圓形又ハ正方形水槽ニシテ此ガ正方形ニ支
 へラルルトキハ其支柱中心間ノ對角線ノ半分、

以上ニヨリテ $\frac{W}{N}$ ハ一本ノ支柱ニテ支フル垂直重量ト
 ナルコトハ贅言ヲ要セザル所ナリ。

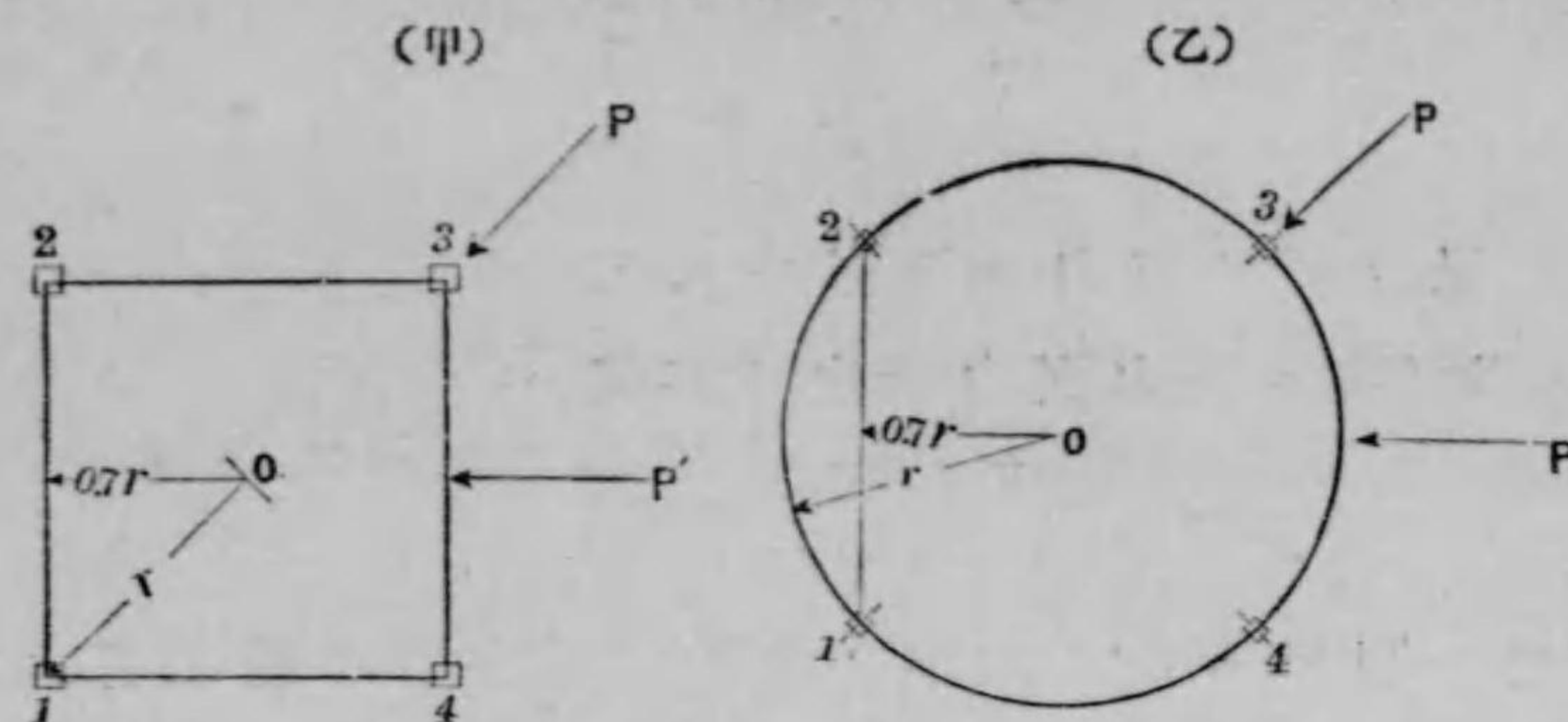
第一、支柱四ツニシテ正方形又ハ圓形ニ水槽ヲ支フ
 レトキ即チ第二百六十圖甲又ハ乙ノ場合ハ、

(1) 風ガ P ノ方向ヨリ來ルトキ、

柱 (1) = 最大應力ヲ生ジ其値ハ

$$\frac{W}{N} + \frac{M}{r} \text{ ナリ。}$$

第二百六十圖



(2) 風ガ P' ノ方向ヨリ來ルトキ、

柱 (1) 及ビ (2) = 最大應力ヲ生ジ其値ハ

$$\frac{W}{N} + \frac{M}{1.4r}$$

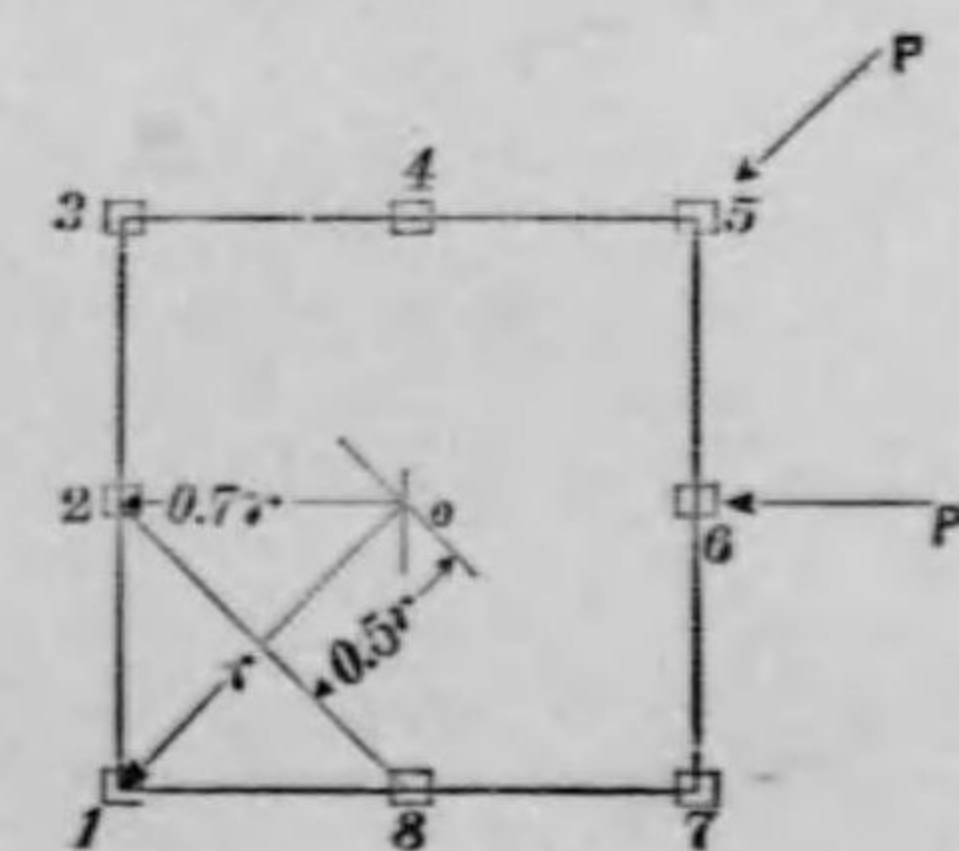
ナリ。而シテ柱 (3) 及ビ (4) ハ

$$\frac{W}{N} - \frac{M}{1.4r}$$

第二、支柱八ツニシテ正方形ニ水槽ヲ支フルトキ、即
 チ第二百六十一圖ノ場合、

(1) 風ガ P ノ方向ヨリ來ルトキ、

第二百六十一圖



柱 (1) = 最大應力ヲ生ジ、其値ハ

$$\frac{W}{N} + \frac{M}{r} \text{ ナリ。}$$

(2) 風ガ P' ノ方向ヨリ來ルトキ、
柱 (1) (2) (3) = 最大應力ヲ生ジ、其値ハ

$$\frac{W}{N} + \frac{M}{2.1r}$$

第三、圓形ニシテ六本ノ支柱ノ場合、即チ第二百六十二圖ノ場合、

(1) 風ガ P ノ方向ヨリ來ルトキ、
柱 (1) = 最大應力ヲ生ジ、其値ハ

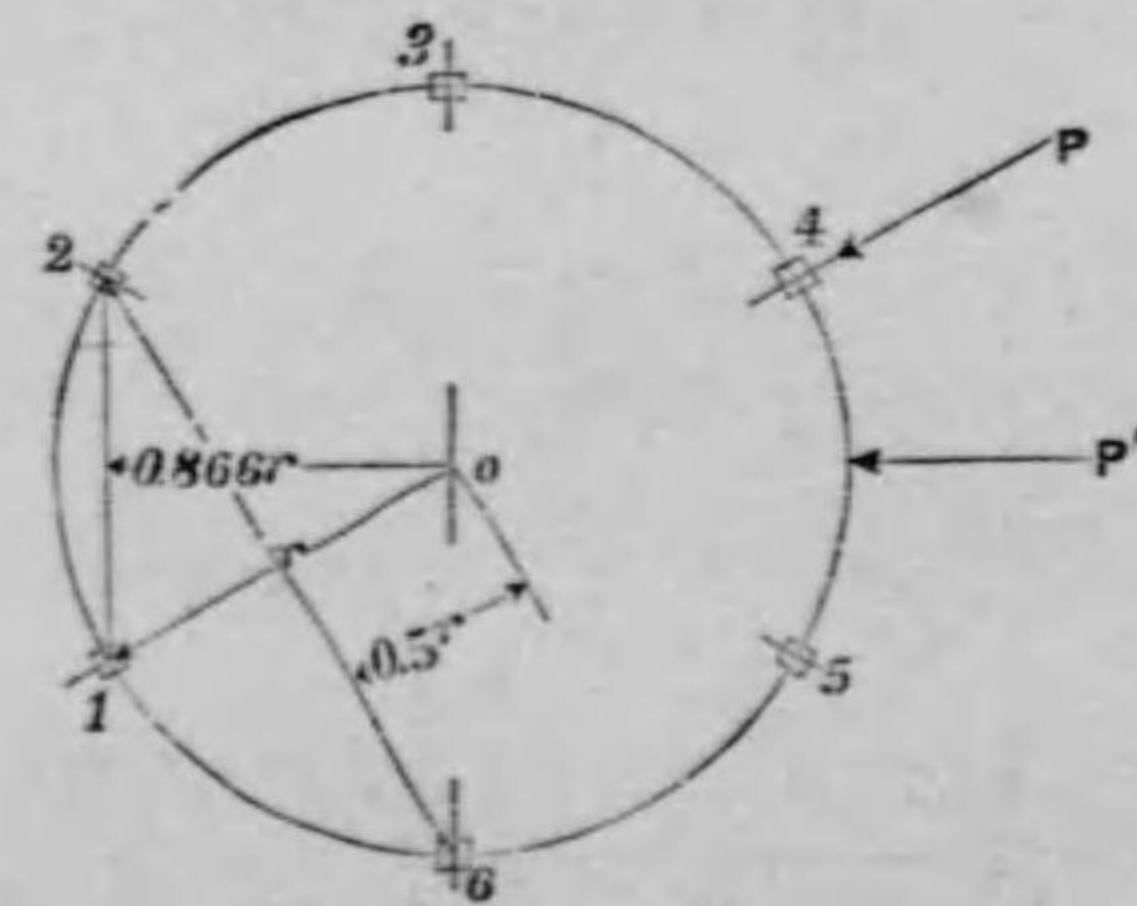
$$\frac{W}{N} + \frac{M}{r} \text{ ナリ。}$$

又 (2) ト (6) ト = ハ $\frac{W}{N} + \frac{M}{4r}$ ヲ生ズ。

(2) 風ガ P' ノ方向ヨリ來ルトキ、
柱 (1) (2) = 最大應力ヲ生ジ、其値ハ

$$\frac{W}{N} + \frac{M}{1.73r} \text{ ナリ。}$$

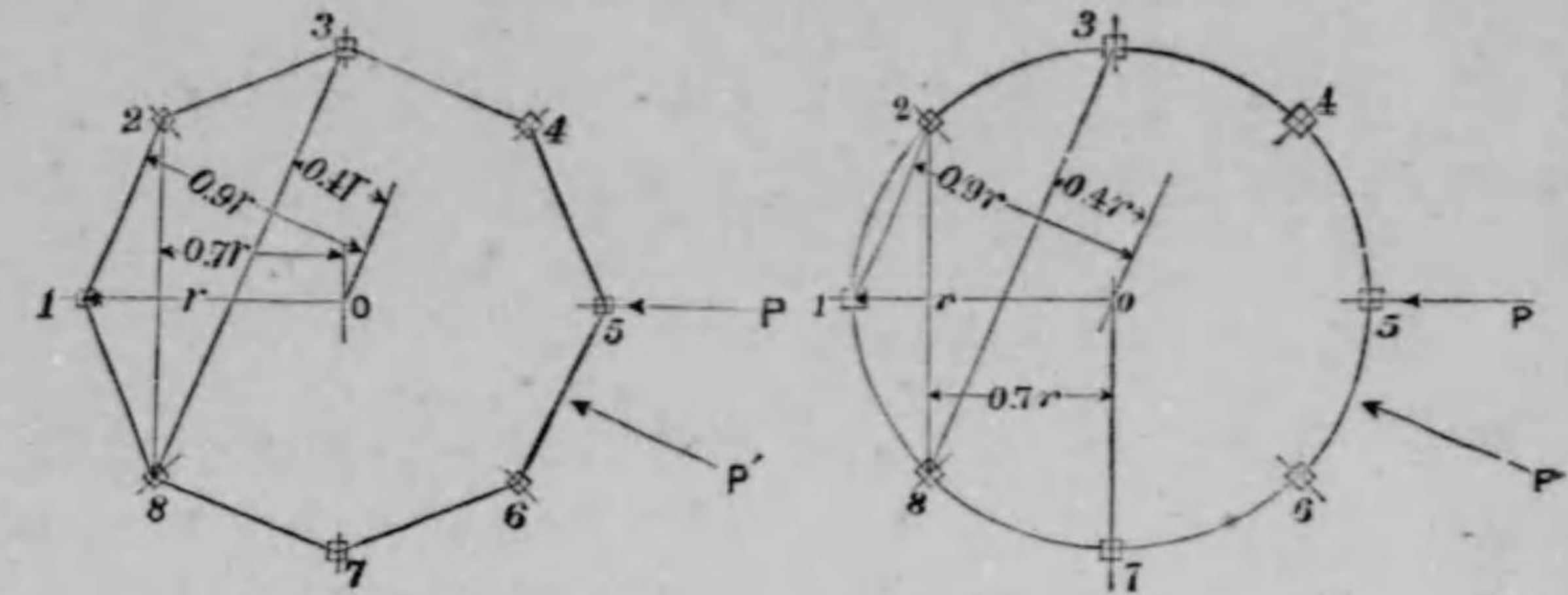
第二百六十二圖



第四、圓形又ハ八角形ニシテ支柱八本ノトキ、

(1) 風ガ P ノ方向ヨリ來ルトキ、即チ第二百六十三圖

(甲) 第二百六十三圖 (乙)



柱 (1) = 最大應力ヲ生ジ、其値ハ

$$\frac{W}{N} + \frac{M}{r}$$

ニシテ、又 (2) (8) = ハ $\frac{W}{N} + \frac{0.35M}{r}$ ヲ生ズ。

(2) 風ガ P' ノ方向ヨリ來ルトキ、
柱 (1) 及ビ (2) = 最大應力ヲ生ジ、其値ハ

$$\frac{W}{N} + \frac{M}{1.8r} \text{ ナリ、又}$$

(3) (8) = ハ $\frac{W}{N} + \frac{M}{4.5r}$ ニシテ、從ツテ

(4) (7) = ハ $\frac{W}{N} - \frac{M}{4.5r}$

(5) (6) = ハ $\frac{W}{N} - \frac{M}{1.8r}$

以上ハ一般ノ場合ナリ。之レヲ問題ニ適用スルトキハ
第一ノ場合ニシテ、風ノタメニ支柱ニ生ズベキ最大應力

ハ、 $\frac{W}{N} + \frac{M}{r}$ ナリ。而シテ一側ニ於テ支柱中心間ノ距離ハ
 $20.3'' - 25'' = 18.2'' = 218''$ ナリ。

故ニ 對角線ノ半徑 $r = \frac{1}{2} \sqrt{218^2 + 218^2} = 154.2''$

Pノ如キ方向ヨリ風ノ來ルトキニ於テモ、其對風面ハ水槽ノ一側トシテ支障ナク、風壓ハ $50\#/sq$ トス。

$$\text{對風面} = 20.3'' \times (10' + 9'' + 44'') = 20.25 \times 14.42 = 292\text{sq}$$

$$\therefore M = 292 \times 50\# \times \left(\frac{12'}{2} + \frac{14.42}{2} \right) \times 12'' = 3365592 \text{ 吋封度}$$

支柱ニ於ケル風壓ヲ無視ス。此レ其量少ナキヲ以テナリ。若シ之レヲ計算ニ用ユルトキハ彎曲臂ハ減少スルニ至ル。故ニ支柱ニ於ケル對風面積大ナルトキハ計算ニ入ル可キモ、然ラザレバ之レヲ無視スルモ其答ニ於テ殆ンド差異ナシ。

$$\therefore \frac{W}{N} + \frac{M}{r} = 104500 + \frac{3365592}{154.2} = 104500 + 21900 = 126400\#$$

$$\text{支柱ノ重量} = \frac{13.5 \times 13.5}{144} \times 12' \times 150\# = 2280\#$$

$$\therefore \text{全壓力} = 128680\#$$

$$cA\{1 + (n-1)p\} = 450 \times A\{1 + 14 \times 0.04\}$$

$$A = \frac{128680}{702} = 183\text{sq}$$

故ニ 正方形柱ノ一邊 $= \sqrt{183} = 13.5''$

$$\text{縱鐵筋} = 13.5 \times 13.5 \times 0.04 = 7.29\text{sq}$$

$1\frac{5}{8}$ 圓釘四本用ユ。實 $A_s = 4 \times 2.07 = 8\text{sq}$

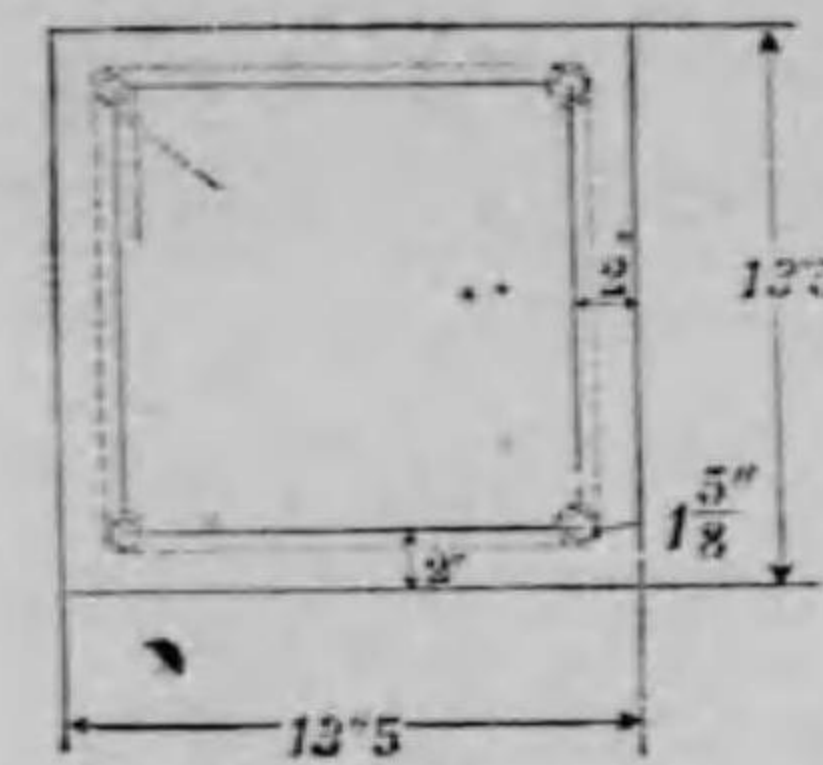
以上ノ如キヲ以テ 13.5×13.5 支柱ニテ充分ナル可ク、縱鐵筋四本ハ $12''$ ノ垂直距離毎ニ鐵線ヲ以テ緊束ス。第二百六十四圖ノ如シ。又 $\frac{12' \times 12''}{13.5} = 10 < 15$ 故ニ短支柱トナシテ可ナリ。

支柱ノ基礎ニ關シテハ屢々前ニ述ベタル如クナシ、以テ設計スルヲ得ルナリ。

次ニ圓形水槽ニ就キテ述ベントス。

總テ水槽ハ此ガ地盤上ニ直ニ設置セラルルトキニ於テ

第二百六十四圖



モ、其底部ニハ側壁トノ結合ヲヨクナス必要上、多少ノ鐵筋ヲ組ミ合ハシ、又地盤ノ種類ニヨリテハ不平均ナル壓力ニ對スル準備トシテモ鐵筋ヲ組ミ合ハスヲ要スルコトアリ。

而シテ若シ水槽ガ地面ヲハナレテ高ク設置セラレ、支柱ニヨリテ之レヲ支フル如キトキハ其底部ハ前例題ノ如ク床版トシテ考フルナリ。

圓形水槽ノ場合ニ於テハ其周圍圓壁ヲ更ニ圓形桁ニヨリテ支フルノ必要少ナク、又主ナル鐵筋ハ之レヲ水平ニ組ミ合ハスモノトス。

例、20000「ガロン」ノ水ヲ貯フル圓形水槽ヲ設計セヨ。

而シテ此水槽ハ支柱ノ上ニ設置セラルルモノトス。

D = 圓形水槽ノ内部直徑、

h = 同上高サ、

トスレバ、其容積ハ $\pi \frac{D^2}{4} h$

1 ガロン=6.25 立方呎 トスレバ

$$\frac{20000}{6.25} = 3200 \text{ 立方呎ノ容積ヲ要ス。}$$

$h=15'$ トスレバ

$$\pi \frac{D^2}{4} h = 3200$$

$$D^2 = \frac{3200 \times 4}{3.1416 \times 15} = \frac{12800}{47} = 272.34$$

$$\therefore D = 16.5$$

水面ヨリ上6'ヲ以テ周圍壁ノ頂面トスレバ、此圓形水槽ハ、
高サ=15.6''

内部直徑=16.6''

(1) 底部、

水槽底部ハ其全圓周ニ於テ支ヘラルルトス。然ルトキハ底部ハ圓形床版トナル。此圓形床版ノ中央幅1''ヲ桁トシテ考フルトキハ、

$$M = \frac{wl^2}{12}$$

又底部ノ全厚ヲ14''ト假定シテ其死荷重ヲ見出ストキハ一平方吋ニツキ、

$$1'' \times 1'' \times 14'' \times \frac{150\#}{12} = 1.2\#$$

$$\text{水ノ重量} = \frac{15 \times 62.5\#}{144} = 6.5\#/\text{sq.}$$

$$\therefore w = \frac{6.5 + 1.2}{2} = 3.85\#/\text{sq.}$$

$$\therefore M = \frac{3.85 \times 198''^2}{12} = 12610 \text{ 吋封度}$$

$$p = 0.0067 \quad K = 0.358 \quad j = 0.881$$

トスレバ、

$$bd^2 = \frac{12610}{0.0067 \times 16000 \times 0.881} = \frac{12610}{94.44} = 134''$$

單位ハ吋トセルヲ以テ、

$$b = 1'' \quad \therefore d^2 = 134'' \quad d = 11 \frac{1}{2}''$$

$$A_s = 0.0067 \times 12'' \times 11.5'' = 0.924\text{sq.}$$

$\frac{3}{4}$ 圓釘ヲ心々4ニ用ユレバ實

$$A_s = 3 \times 0.4418 = 1.3\text{sq.}$$

トナル。此ノ如キ底部鐵筋ハ互ニ直角ニ組ミ合ハスモノトス。又混凝土ノ厚サ、鐵筋ノ量ハ中央ヨリ周圍壁ニ近カヨルニ從ツテ少トナシテ可ナルモ、普通水槽ニ於テハ全部同ジクナスコト第二百六十五圖ノ如シ。

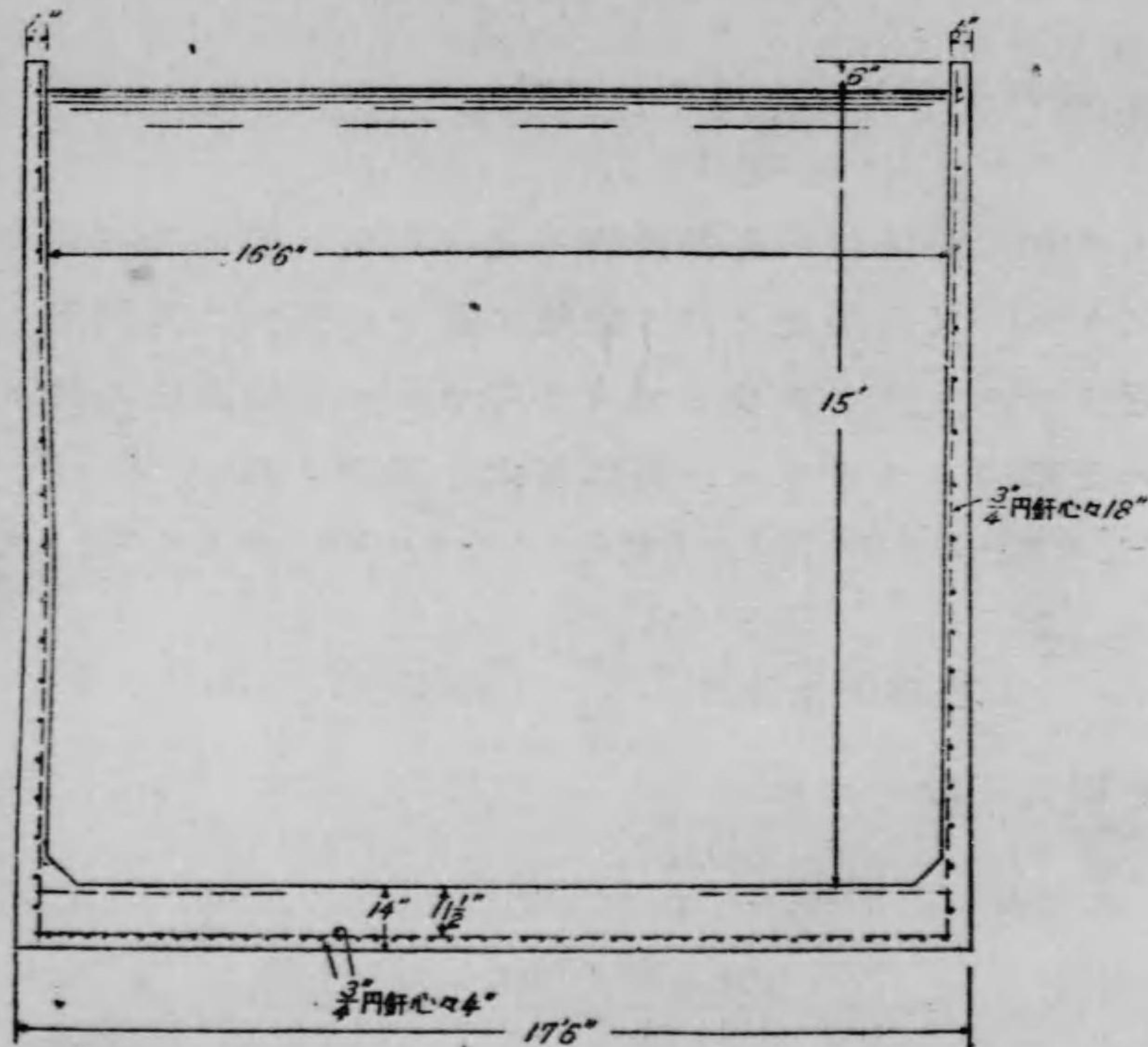
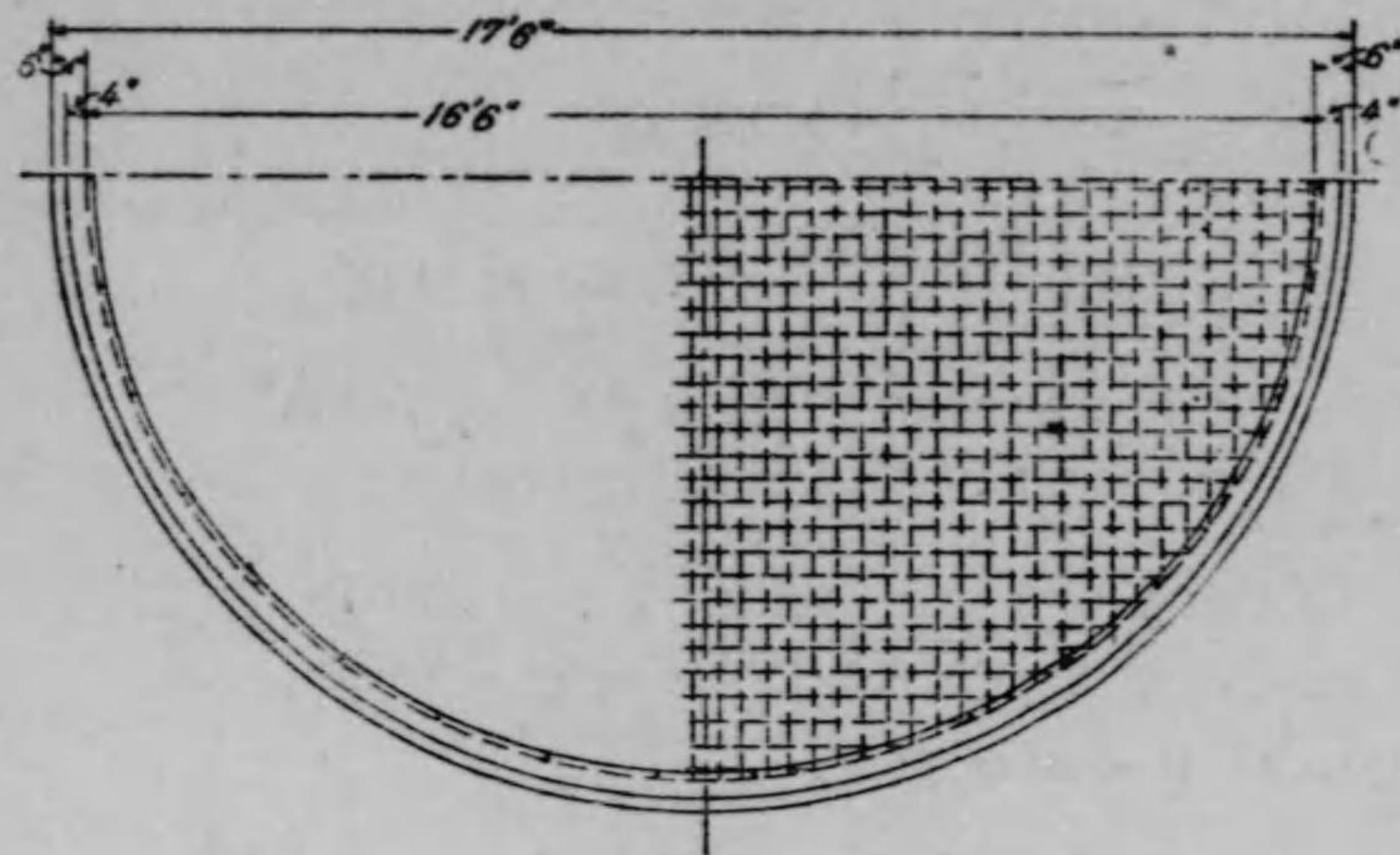
周圍ニ近キ所ニ於テハ負彎曲率ノタメニ上部ニ鐵筋ヲ要スルナリ。

$$\text{底部ノ全厚サ} = 11 \frac{1}{2}'' + \frac{3}{8}'' + \frac{3}{4}'' + 1 \frac{3}{8}'' = 14''$$

剪斷力ニ對シテハ、

$$V = 3.85 \times \frac{16.5 \times 12''}{2} = 381\#$$

$$v = \frac{381}{1'' \times 0.881 \times 11.5} = \frac{381}{10} = 38\#/\text{sq.} < 40\#/\text{sq.}$$



附着應力ニ對シテハ、

$$B = \frac{381}{\frac{3}{12} \times 2.356 \times 0.881 \times 11.5} = \frac{381}{5.89} = 65\#/sq' < 80\#/sq'$$

故ニ安全ナリ。底部ハ強度ヲ増スタメ弓形トナスコトモアリ。

(2) 周圍壁

水槽ノ底部ニ於テ周圍側壁ニ働ク水壓ハ、

$$\frac{15' \times 62.5}{144} = 6.5\#/sq'$$

ニシテ此レハ側壁ニ直角ニ働クヲ以テ、此タメニ生ズル應力ハ

$$6.5 \times (\text{半徑}) = 6.5 \times 99' = 643.5\#$$

底部ヨリ1呎ノ高サノ所ニ於テハ水壓ハ、

$$\frac{14' \times 62.5}{144} = 6\#/sq'$$

故ニ應力ハ

$$6 \times 99' = 594\#$$

故ニ底部ヨリ高サ1呎ノ間ニ於テハ、

$$\frac{643.5 + 594}{2} \times 12' = 7425\#$$

此レハ張力ニシテ、從ツテ此ノ1呎間ニ要スル鐵筋ノ斷

面積ハ $\frac{7425}{16000} = 0.47\text{sq}'$

$\frac{3''}{4}$ 圓釘ヲ用ユレバ其面積ハ 0.4418ナルヲ以テ、心々9''ニ圓形ニ用ユレバ充分ナリ。

水ノ表面ヨリ下10'ノ所ニ於テハ、

$$\text{水壓} = \frac{10 \times 62.5}{144} = 4.4\#/sq'$$

$$\therefore \text{應力} = 4.4 \times 99'' = 435.6^{\#}$$

$$\text{鐵筋ノ斷面積} = \frac{435.6 \times 12''}{16000} = 0.33^{\square}$$

故ニ $\frac{3''}{4}$ 圓釘ヲ 12' ノ距離ニ圓形ニ用エレバ極メテ安全ナリ。

水ノ表面ヨリ下 5' ノ所ニ於テハ、

$$\text{水壓} = \frac{5 \times 62.5}{144} = 2.2^{\#}/\square$$

$$\therefore \text{應力} = 2.2 \times 99'' = 217.8^{\#}$$

$$\text{鐵筋ノ斷面積} = \frac{217.8 \times 12''}{16000} = 0.17^{\square}$$

斯ノ如ク頂部ニ至ルニ從ツテ鐵筋ノ量ヲ少クシテ可ニシテ、本設計ニ於テハ、

● 頂部ヨリ 5' ノ間ハ $\frac{3''}{4}$ 圓釘心々 18'

其次ノ 5' ノ間ハ 心々 12'

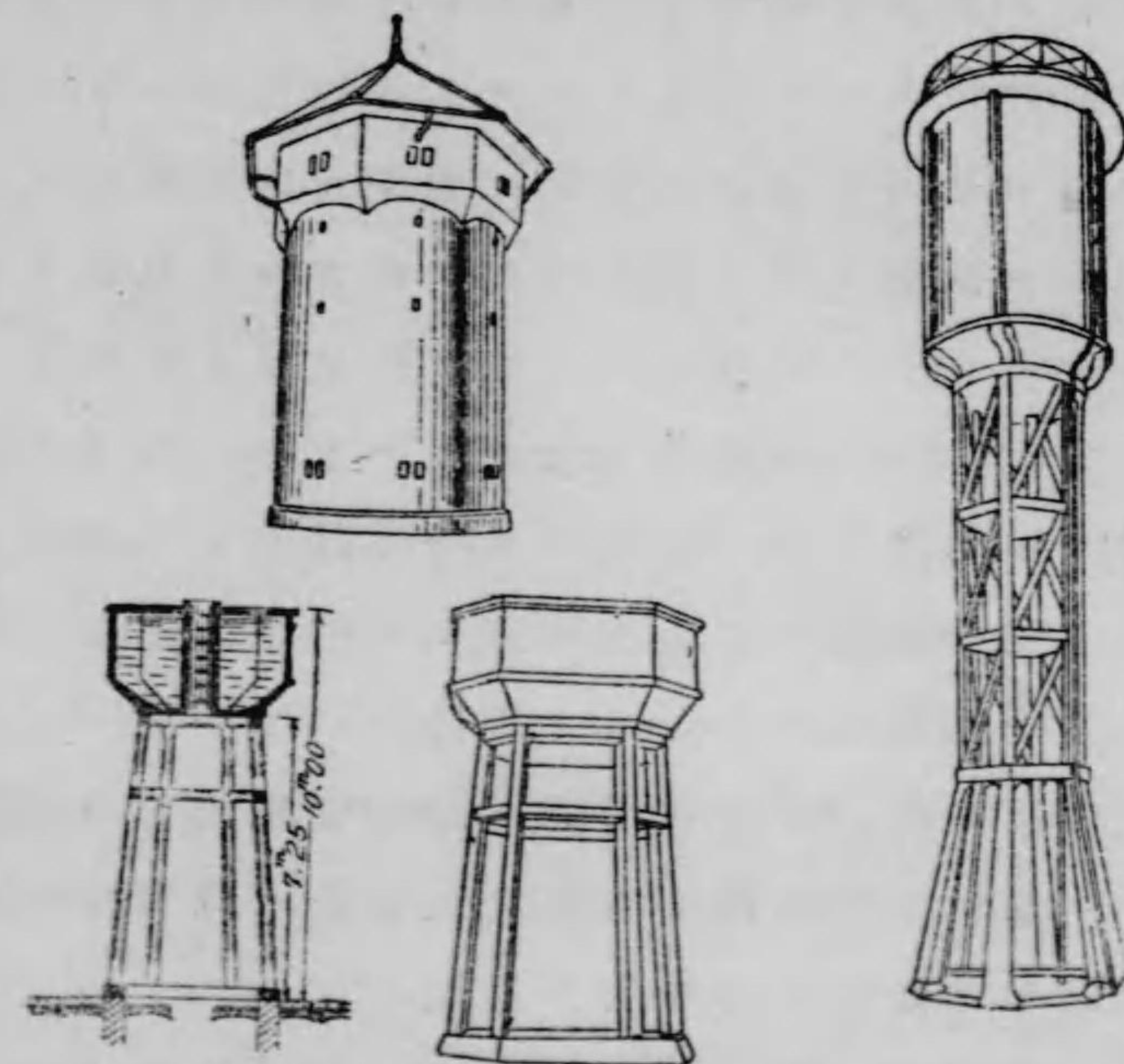
其以下底部迄ハ 心々 9'

トス。成ル可ク水槽内部ニ近ク組ミ合ハスヲ可トス。周圍側壁混凝土ノ厚サハ之レヲ理論上ヨリ計算スレバ甚ダ薄クシテ可ナリ。其理論的計算方法ハ後ニ至リテ第六十三節ニ於テ述ブルモノト同様ナルヲ以テ、茲ニハ之レヲ省略ス。要スルニ側壁ノ厚サハ鐵筋ヲ被覆シ之レヲ充分保護シ、且ツ餘リ薄クシテ水ノ滲出スルガ如キコトナカラシムルヲ條件トス。而シテ其全厚ハ 4'' 以上タルベク本設計ニ於テハ頂部ニ於テ 4'' 底部ニ於テ 6'' トス。

水平鐵筋ヲ互ニ結合シ、應力ノ分配ヲシテ好都合ナラシメ、又混凝土ノ收縮等ニ對シテ備フルタメニ垂直鐵筋 $\frac{3''}{4}$ 圓釘ヲ心々 18'' ノ距離ニ用ユ。而シテ此ノ種ノ鐵筋ハ底部ヨリ連結セシムベシ。

水槽ヲ支フ可キ支柱ノ設計ハ、前例題ニ於テ述ベタルモノト同一方法ニヨリ見出し得ルヲ以テ、茲ニハ其方法ヲ省略ス。又若シ水槽ヲ圓塔 (Circular hollow Column) ヲ以テ支フルトキハ其設計ハ第十六章煙突ト同ジ。第二百六十六圖ハ各種水槽ノ略形ナリ。

第二百六十六圖



第十八章 上下水道管

第六十二節 總論

上水又ハ下水道管ノ設計ニ於テハ普通ニツノ状態ヲ考慮スルヲ要ス。管ガ地中ニ埋設セラレ、且ツ管内ニ水ガ一杯ナキトキハ管ハ外部土壓ノタメニ破壊セラレントスル傾向ヲ生ズ。故ニ此場合ニハ主トシテ管ノ應壓力ガ必要トナル。之レニ反シテ管内ニ水ガ一杯アル場合、殊ニ上水道管ノ如キニ於テハ、管内ニハ水壓アリテ、此タメニハ管ノ應張力必要ニシテ、之レト外部土壓トノ差ニヨリテ設計ヲナスヲ至當トスルモ、外部土砂ヨリノ壓力ガ内部水ノ壓力ニ比シテ少ナルトキハ内部水壓ノミヲ考へ、之レニ抵抗スベク設計スルモ大ナル不經濟ヲ來タスコトナキナリ。又若シ管ガ地上ニアリテ外部ヨリ働ク可キ力ナキトキハ、内部ニ充滿セル水壓ニヨリテ設計スベキコト勿論ナリ。要スルニ管ハ外部ヨリ働ク壓力ニ對シテ充分強度ヲ有スルヤ否ヤ、又内部ニ充滿セル水壓ニ對スル強度如何ヲ考へテ設計スベキモノナリ。

一般ニ上下水道管トシテ用ユル鐵筋混凝土管ハ、直徑ハ4呎以下、長サハ6呎以下ニシテ、其接合ハ球窠接合トス。而シテ之レヲ埋設スベキ所ニ運搬スルモノトス。

此際ニハ其運搬ハ之レヲ叮嚀ニナシ、苟モ破壊ヲ生ゼシ

ムル原因トナルベキ取扱ヒハ、之レヲ嚴重ニ避クルヲ要ス。然レドモ其運搬及ビ取扱ノ粗惡ナルベキヲ豫想シ、之レニ抗スベク安全率ヲ大トナシ置クコトハ必ズシモ不賢明ナル方法ニアラザルナリ。若シ夫レ管ノ大サガ以上述べタルモノヨリ大トナルトキハ、其運搬取扱ヒニ困難ヲ増スヲ以テ、現場ニ於テ直ニ管ヲ作ルヲ可トス。

上下水道管ニ於ケル鐵筋ハ環鐵又ハ螺旋鐵ヲ用ユルモノニシテ、縱鐵筋ハ或ハ是等ノ環鐵又ハ螺旋鐵ヲ結合シ應力ノ分配ヲ良好ナラシメ、混凝土ノ伸縮ニ對抗シ、或ハ環鐵相互々ノ間若シクハ螺旋鐵相互々ノ間ノ彎曲ニ抵抗スルモノナリ。

一般ニ地中ニ埋設セラレタル構造物ニ働ク土壓ニ關シテハ、管ヲ埋設スルタメノ土砂ノ掘リ方、埋設後土砂填充ノ仕方、搗キ固メノ有様ニヨリテ差異ヲ生ズ。地上面ヨリ下3'ノ間迄ハ、土砂ノ重量ト地面上ノ活荷重トノ和ガ埋設物ニ働クトナスモ支障ナカルベシ。左レド地面下深キ所ニ於テハ此等ノ和ハ大トナル可キモ、亦他方ニ於テ摩擦ノタメニ壓力ニ差異ヲ生ズ。フリューリンぐ氏 (Frühling: Handbuch für Eisenbetonbau) ニヨレバ活荷重ノ影響ハ拋線トナリテ減少シ、 $16\frac{1}{2}$ 呎ニ於テ零トナルベシトナセリ。單位ヲ呎封度トシテ示セバ次ノ二式ノ如シ。

$$\left. \begin{aligned} q_1 &= w(h - 0.06h^2 + 0.0012h^3) \\ q_2 &= w_1 \frac{(16.5 - h)^2}{269} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(219)$$

此 (219) 式 = 於テ、

q_1 = 死荷重 = ヨリテ生ズル一平方呎 = 於ケル壓力

q_2 = 活荷重 = ヨリテ生ズル一平方呎 = 於ケル壓力

w = 土砂ノ一立方呎ノ重量

w_1 = 一平方呎 = 於ケル活荷重

h = 深サ(呎)

之レ = ヨリテ、 h ノ深サ = 埋設セラレタルモノ = 働ク壓力 ($q_1 + q_2$) ヲ見出スヲ得ベシ。而シテ若シ必要ナルトキハ、擊衝應力 = 對シテ適當ナル増加率ヲ見込ムヲ要ス。

第六十三節 上水道管

上水道管 = テハ其管内 = 水ノ充滿スルガ普通ノ状態ナリ。從ツテ管内水壓ハ其水頭 (Water head) = ヨリテ決定セラル。即チ換言スレバ管内ノ中心ト、其管内ノ水ガ由ツテ來ル所ノ貯水池水面トノ間ノ垂直高サ = ヨリテ決定ス。

p = 管内 = 於ケル壓力 (一平方吋封度)

H = 水頭 (呎)

62.5^* = 水ノ一立方呎ノ重量

トスレバ、

$$p = \frac{62.5H}{144} = \frac{H}{2.31} \text{ #/sq. } \dots\dots\dots(220)$$

上水道管 = 於テ辨ヲ開キテ水ヲ出シツツアル間ハ、此内壓力ハ水頭 = 相當スベキモノヨリ多少減少ス。左レド辨ヲ急ニ閉ヅル時ハ、其瞬間 = 於テ管 = 激動ヲ與ヘ、水頭 = 相當スルモノヨリモ内壓力増加ス。而シテ管ノ破壊ガ往々此瞬間ニ起ルコトアリ。かんてる氏 (Cantell) ノ如キハ此タメノ安全率ハ少クトモ4トナスヲ可トストナセリ。

l = 管ノ長サ、

r = 管ノ内部半徑、

トナシ、又生ズベキ張力ハ全部鐵筋 = ヨリテ抵抗セシメ、混凝土ハ張力 = 抵抗スルコト能ハザルモノトナスヲ以テ、

$$sA_s = prl \dots\dots\dots(221)$$

ナル關係式ヲ得ルナリ。(220)式 = 於テ見ル如ク、水頭ノ大ナル = 從ツテ p ガ増加シ、又 (221) 式 = ヨリテ管ノ半徑大ナル = 從ツテ鐵筋ノ量ヲ増加スルヲ要スルニ至ルナリ。

混凝土ノ厚サ = 關シテハ、鐵筋相互間ノ部分 = 於テ、外部壓力ノタメ = 生ズル應壓力 = 對シ、充分ナル強度アルヲ要スルノミナラズ、運搬取扱ヒ等ノ粗惡ナル場合 = 於テモ、異狀ヲ鐵筋 = 及ボサザル厚サタルヲ要シ、且ツ鐵筋ガ

連續的ニ働キ得ルタメニ充分ナル附着ヲ鐵筋ニ與フル様ナル厚サタルヲ要ス。從來作ラレタル例ヲ見ルニ、

管ノ直徑 9' 迄ハ 厚サ 2"

管ノ直徑 9' 以上 4' 迄 厚サ 2" 乃至 4"

管ノ直徑 4' 以上 6' 迄 厚サ 4" 乃至 6"

上水道管ノ設計ニ關シ前述セル諸公式ヲ適當ニ應用スベキ例ヲ示サントス。

例、管ノ内部直徑ハ 24" ニシテ水頭 80 呎ナルトキニ、適當ナル上水道用鐵筋混凝土管ヲ設計セヨ。

急ニ管ノ辨ヲ閉ズルコトニヨリテ生ズル激動ニ對スル安全率ヲ 4 トスレバ、(220) 式ニヨリ

$$p = \frac{4 \times 80'}{2.31} = 139 \#/\square$$

$$r = \frac{24''}{2} = 12''$$

$l = 12''$ (長サ 12'' ノ間ヲ考フルヲ以テナリ)

故ニ (221) 式ニヨリテ、

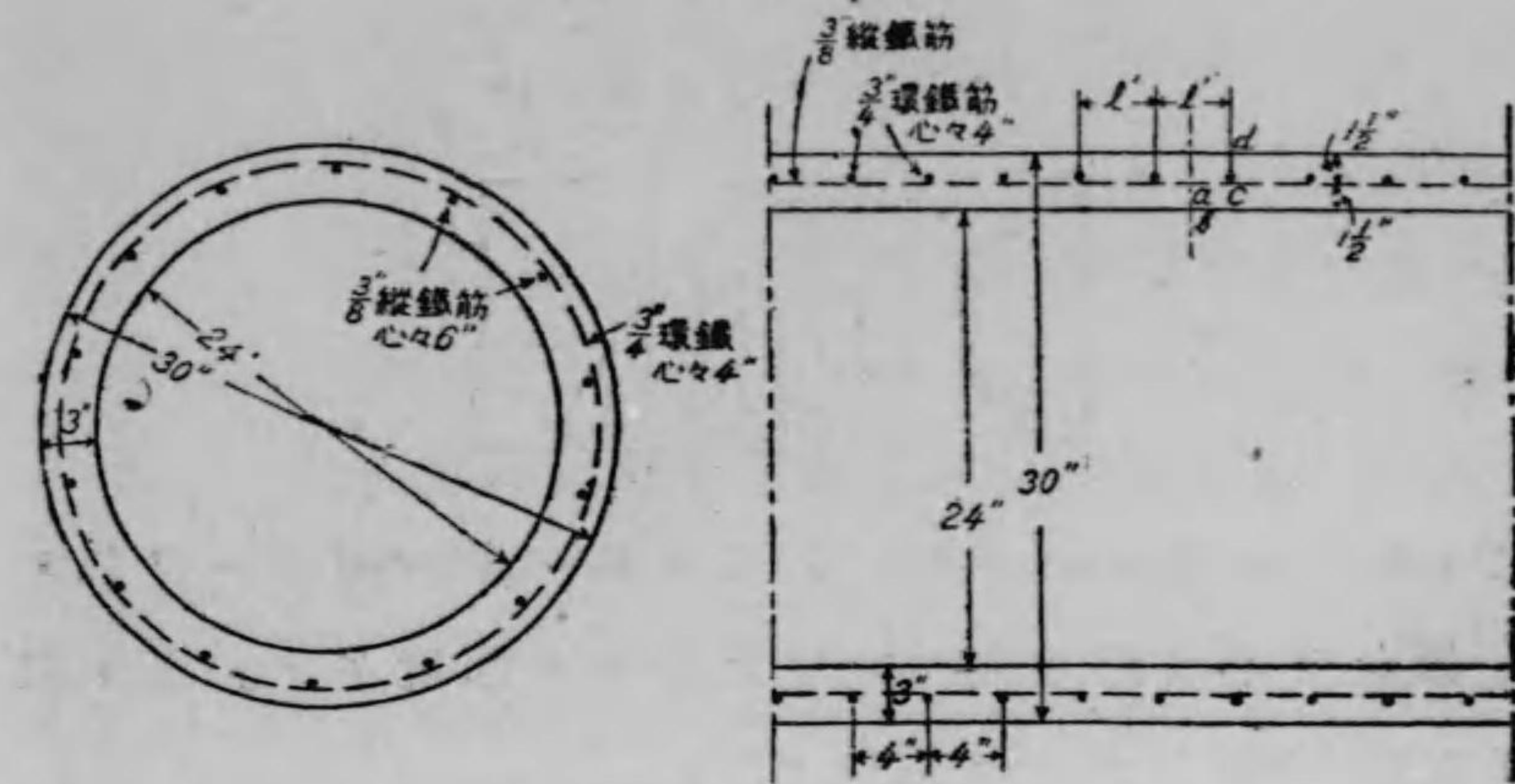
$$A_s = \frac{prl}{s} = \frac{139 \# \times 12'' \times 12''}{16000} = 1.25 \square$$

故ニ $\frac{3''}{4}$ 圓釘ヲ心々 4'' ニ用ユ。即チ長サ 12'' ニ對シテ三本用ユルトキハ、實 $A_s = 3 \times 0.418 = 1.33 \square$

斯ノ如クシテ環鐵又ハ螺旋鐵ヲ定メタルトキハ、次ニ縱鐵筋及ビ混凝土ノ厚サヲ定ムルヲ要ス。本設計ニ於テ環鐵ヲ用ユルモノトセバ、縱鐵筋ハ環鐵筋ノ内部ニ組ミ

合ハシ鐵線ヲ以テ所々ニ於テ此ノ二者ヲ緊束ス。今縱鐵筋ハ環鐵筋ニヨリテ支ヘラルル桁トシテ考フ。第二百六十七圖ニ於テ、最大彎曲率 M ハ、

第二百六十七圖



$$M = \frac{wl^2}{12} = \frac{wl'l}{12}$$

幅ハ任意ニ取リテ可ニシテ今幅 $b = 6''$ トス。然ルトキハ

$$wl' = 139 \times 4'' \times 6'' = 3336 \#$$

$$\therefore M = \frac{3336 \times 4''}{12} = 1112 \text{ 吋封度}$$

l' ノ間ニ於テハ混凝土ハ環鐵筋ニ附着シ、内壓力 $139 \#/\square$ ヲ受クルヲ以テ、中央 ab ノ部ニ應壓力ヲ生ジ、支點即チ c ニ於テ cd ノ部ニ應壓力ヲ生ズ。

$$\text{故ニ } p = 0.0067 \quad K = 0.358 \quad j = 0.881$$

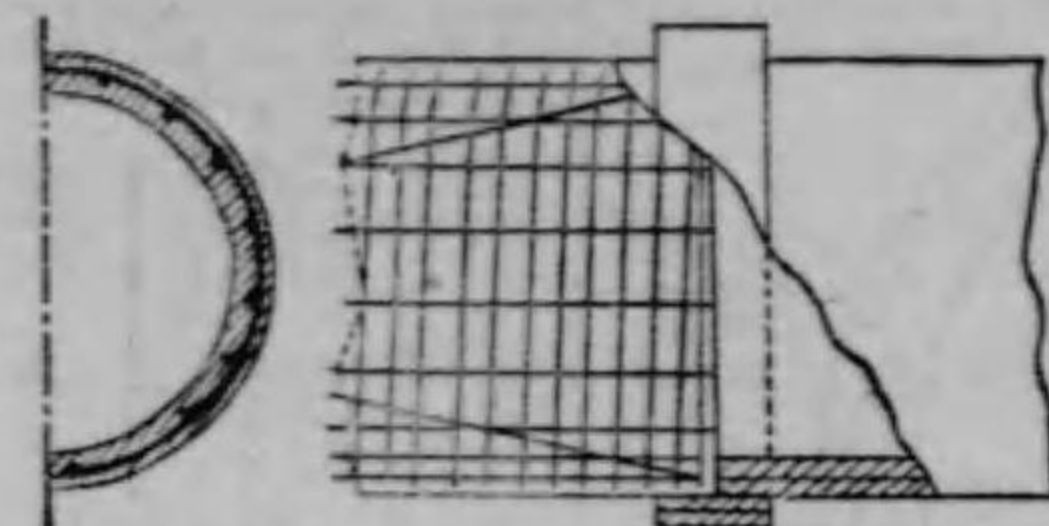
トスレバ、縱筋ノ中心ヨリ應壓力ノ生ズル部ニ於テ、其表面ニ至ル距離 d ヲ見出スヲ得ルナリ。即チ

$$d^2 = \frac{M}{bps_j} = \frac{1112}{6 \times 0.0067 \times 16000 \times 0.881} = \frac{1112}{566.6} = 2''$$

$$\therefore d = 1\frac{1}{2}''$$

$$A_s = 0.0067 \times 6'' \times 1.5'' = 0.06''$$

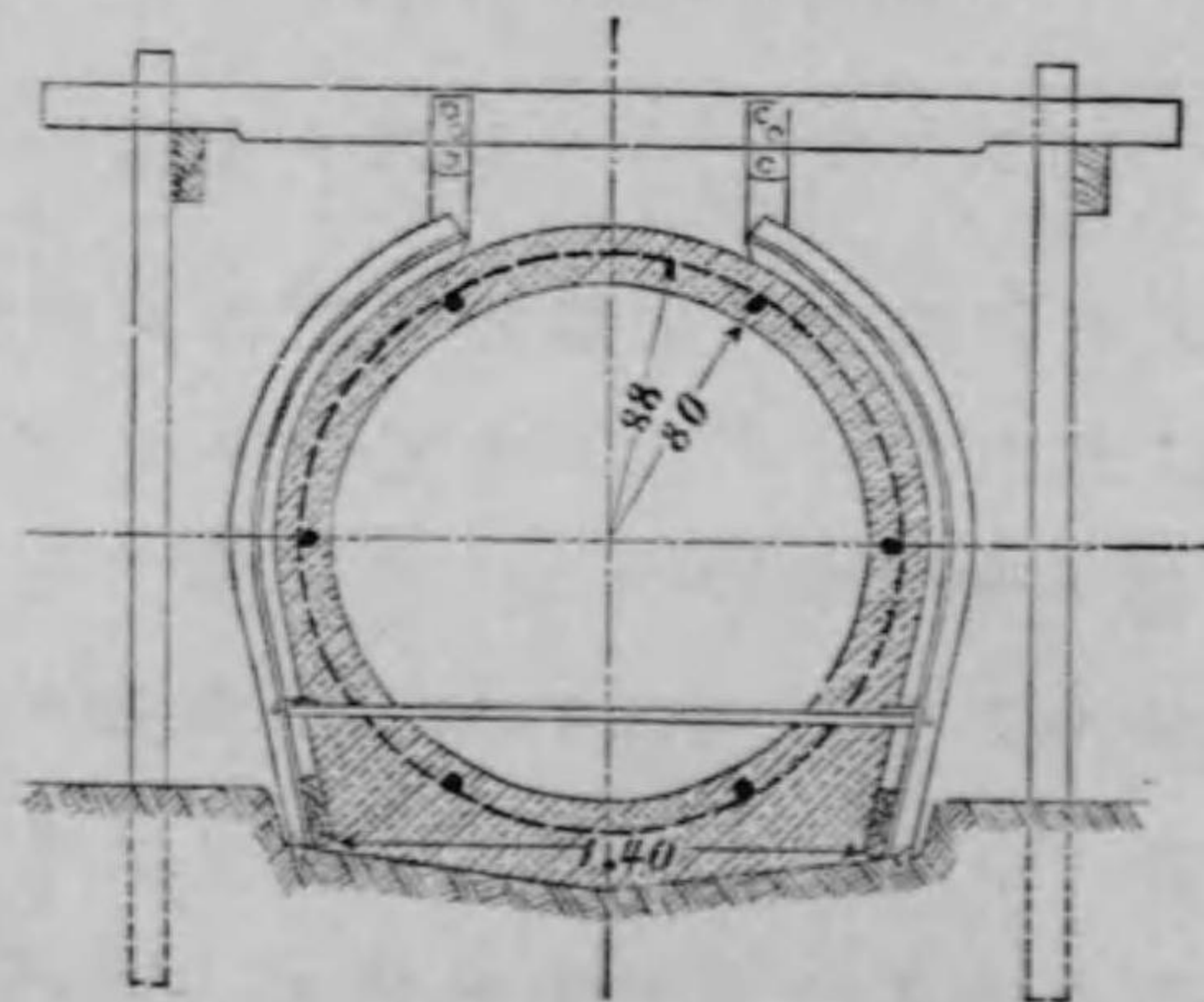
第二百六十八圖(甲)



即チ幅6''ノ間ニハ 0.06''ノ縦鐵筋アレバ可ナルヲ以テ、
 $\frac{3''}{8}$ 圓釘ヲ心々6''ニ用ユレバ充分ナル強度アリ。是レ其
 斷面積=0.11''ナルヲ以テナリ。

第二百六十七圖ニ於テ $cd=1\frac{1}{2}''$ $ab=1\frac{1}{2}''$ ナルコトヲ要
 ス。縦鐵筋ハ中央ニ用ユルヲ以テ、

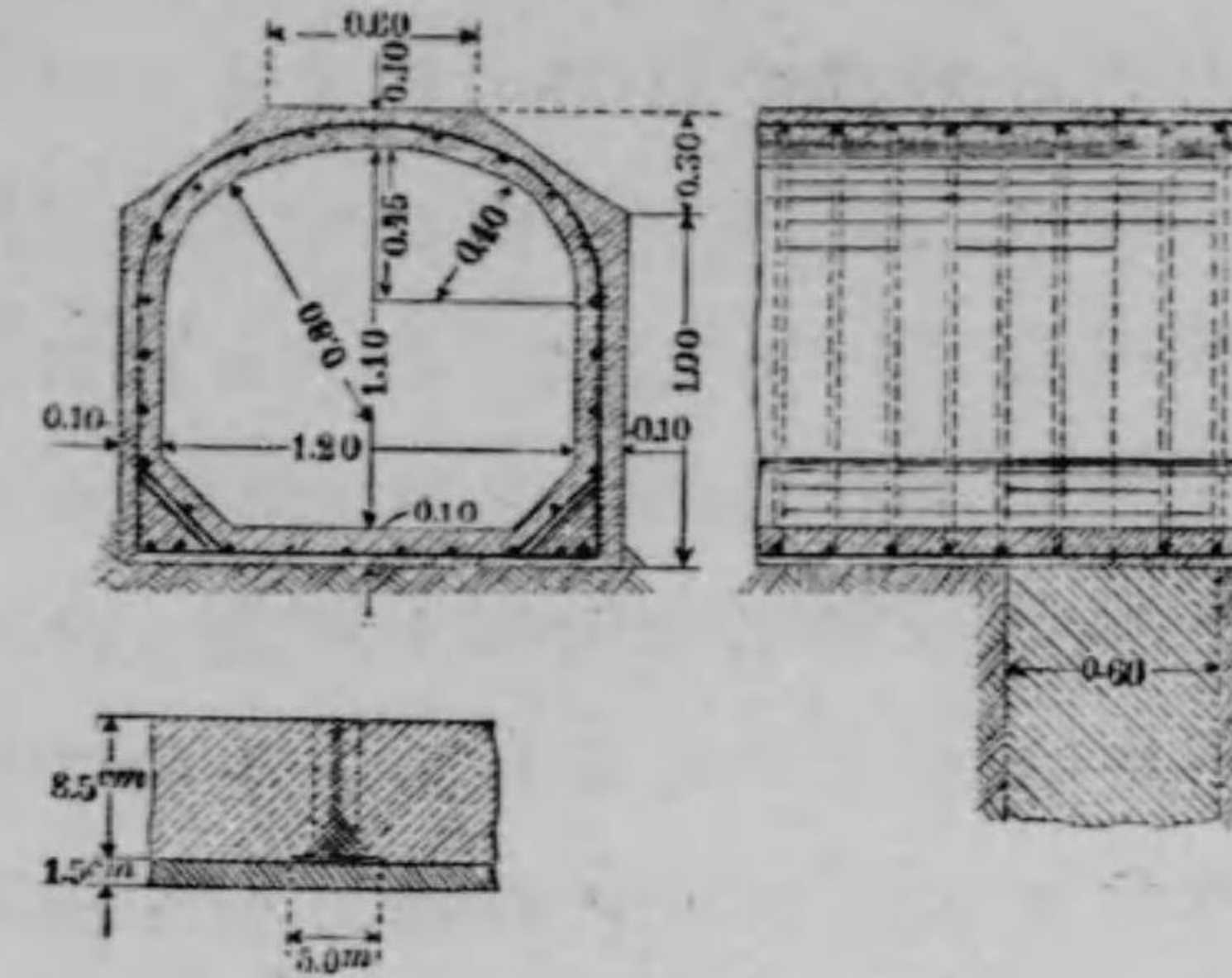
第二百六十八圖(乙)



$$\text{全厚サ}(t) = 2 \times 1.5'' = 3''$$

トメルナリ。

第二百六十八圖(丙)



第二百六十八圖甲、乙、丙ハ何レモ上水道管ニシテ、又記入
 セル寸法ハ「メートル」ナリ。

第六十四節 下水道管

下水道管ガ地中ニ埋設セラルルトキハ、主トシテ外部ヨ
 リ壓力ヲ受ク、而シテ此外部ノ壓力ハ上部土砂ノ重量ニ
 シテ、若シ表面ガ道路ナルトキハ猶此外ニ通行物ノ重量
 加ハル。下水道管内ヲ下水ガ充滿シ一杯トナリテ流ル
 ル場合、例ヘバ人孔 (Manhole) ニ下水ガ集リ、此レヨリ下
 水道管内ニ一杯トナリテ流ルルトキハ人孔ガ恰モ上水道
 管ノ水頭ノ如クナル。左レドスノ如キコトハ屢々アル
 コトナク、又若シアリトスルモ水頭ハ 25' 以上ニ達スル

コト殆ンド稀ニシテ、其レヨリ生ズル内圧力モ小ナリ。管ニ働ク土砂ノ圧力ニ關シテハ、管ノ上部及ビ底部ニ於テ最モ大ニシテ、殊ニ土砂ガ水分ヲ含ムトキハ其重量ノ増加ニヨリ大ナル圧力ヲ上部ニ及ボス。而シテ之レニ對シテ底部ニ働ク上向圧力モ亦増大ス。道路表面ヨリ深キ所ニ管ヲ埋設スルトキハ、其深サニ比例シテ圧力増加セザルコトハ第六十二節ニ述ベタル所ナリ。管ノ左右兩側ニ働ク圧力ハ第三十七節土壓論ニ於テ述ベタル如キ土砂ノ横圧力ニシテ、此横圧力ハ土砂ノ種類ニヨリテ異リテ、其休角ノ大ナルモノ程圧力少トナル。而シテ第三十七節ニ於テ示シタル公式ニヨリ計算シ得ルモ、大體ニ於テ垂直圧力ノ $\frac{1}{3}$ 乃至 $\frac{1}{5}$ ナリ。

之レヲ要スルニ管ノ周圍ニ於テ外部ヨリ來ル圧力ハ所ニヨリテ異レリ。斯ノ如キヲ以テ普通管ノ頂部ニ於ケル外圧力ニ等シキ圧力ガ、上部ヨリ垂直ニ働クモノトス。然ルトキハ管ノ頂部及ビ底部ハ其内部ニ張力ヲ生ズル傾向ヲ有シ、兩側ハ外部ニ之レヲ有ス。故ニ之レニ對シテ備フルタメニ鐵筋ハ頂部及ビ底部ニ於テハ管ノ内部ニ近ク組ミ合ハシ、兩側ニ於テハ管ノ外部ニ近ク組ミ合ハスヲ可トス。

上述セル如ク下水道管ニ於テハ内圧力ノ起ルコトハ極メテ稀レニシテ、且ツ其量ハ少ナキヲ以テ、之レヲ無視シ、外部ヨリ來ル圧力ニ抵抗スル様設計ス。而シテ下水道

管ノ斯ノ如キ場合ニ於テハ環鐵筋ニハ應壓力ヲ生ジ、恰モ支柱ノ如クナリテ (165) 式、

$$W = cA \{1 + (n-1)p\}$$

ヲ用ヒ得ベシ。又下水道管ニ於テハ混凝土ニ應壓力ヲ生ズルヲ以テ、應壓力ノ大ナル混凝土ハ殊ニ利益アリ。縦鐵筋ハ内圧力ヲ受クル上水道管ト同様ニシテ其量ヲ求ムルヲ得ルモ、此場合ハ環鐵筋ノ外部ニ組ミ合ハスコトヲ要ス。次ノ例ハ下水道管ノ一ツノ簡單ナル計算方法ヲ示セルモノナリ。

例、下水道管ノ内部直徑ヲ6'トス。此レガ3600#/方'ノ外圧力、即チ

$$p' = \frac{3600}{144} = 25 \text{#/方'}$$

ノ外圧力ニ抵抗スルヲ要ストス。之レニ對シテ適當ナル鐵筋混凝土圓形管ヲ設計セヨ。

r = 管ノ外部半徑

トスレバ (221) 式ニヨリテ管ノ長サ l 吋ノ斷面ニ生スル應壓力ハ $p'rl$ ナリ。

$$l = 1 \text{'} \text{トス。 (長サ1吋ノ間ヲ考フ)}$$

然ルトキハ

$$p'r = W = cA \{1 + (n-1)p\} \quad \left(\begin{array}{l} p=0.01 \\ c=450 \text{#/方'トス} \end{array} \right)$$

$$A = \text{混凝土ノ斷面積} = bd$$

$$b = 1 \text{'} \text{トス。}$$

$$p'r = 25r = 450d \{1 + 14 \times 0.01\}$$

ト d トハ未知數ナルヲ以テ、何レカ一方ヲ假定シ他方ヲ定ムルモ可ナリ。或ハ

$$r = (\text{内部半径}) + d = \frac{6' \times 12''}{2} + d = 36'' + d$$

ニヨルモ可ナリ。今之レニヨレバ、

$$25(36 + d) = 450d; 1 + 0.14d = 450 \times 1.14d$$

$$\therefore d = \frac{36 \times 25}{450 \times 1.14 - 25} = 1.85 \doteq 2'$$

$$A_s = 0.01 \times 12'' \times 2'' = 0.24''$$

之レニ對シテ $\frac{3''}{8}$ 圓釘ヲ心々 $6''$ ノ間隔ニ用ユルトキハ、實 $A_s = 2 \times 0.1963 = 0.392''$ トナル。

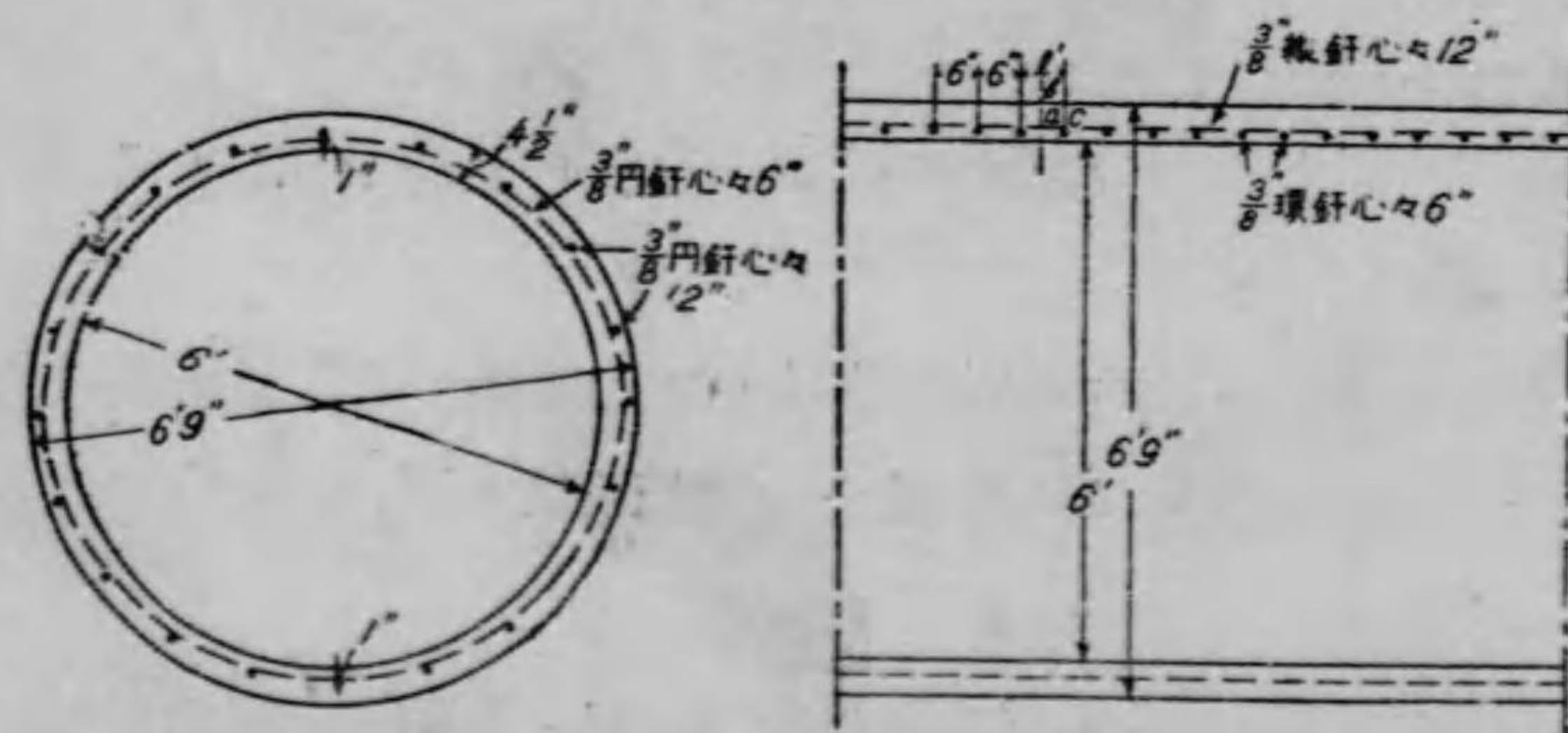
次ニ縱鐵筋ノ量ヲ見出スニハ、(第二百六十九圖参照)

$$M = \frac{wl^2}{12} = \frac{wl'l}{12}$$

$$w = 25 \# / \square', \quad l' = 6''$$

又管ノ幅 $b = 12''$ トスレバ、

第二百六十九圖



$$M = \frac{25 \times 6'' \times 12'' \times 6''}{12} = 900 \text{ 吋封度}$$

$$\therefore d^2 = \frac{900}{12 \times 0.0067 \times 16000 \times 0.881} = \frac{900}{1133.3} = 0.79$$

$$\therefore d = 0.89 \doteq 1'' \text{ トス}$$

$$\text{縱鐵筋ノ量ハ } 0.0067 \times 12'' \times 1'' = 0.08''$$

故ニ $\frac{3''}{8}$ 圓釘ヲ心々 $12''$ ノ間隔ニ用ユ。

斯ノ如ク縱鐵筋ヨリ見出セル $d = 1''$ ハ縱鐵筋ノ中心ヨリ應壓力ノ生ズル部ノ表面ニ至ル距離ニシテ、第二百六十九圖ノ如ク下水道管ニ於テハ外部ヨリ壓力ヲ受クルヲ以テ、前例上水道管ノ場合ト全ク反對ニシテ、即チ C ニテハ下部ニ應壓力ヲ生ジ、中央ニテハ ab ニ應壓力ヲ生ズ。故ニ此 $d = 1''$ ヲ二倍スルヲ要シテ、即チ $d = 2''$ ハ縱鐵筋ヨリ求メシ管ノ厚サナリ。環鐵筋ヨリ求メシ厚サモ $2''$ ナリ。左レト直徑 $6'$ ノ管ナルトキハ前示ノ如ク實際用ヒラル厚サハ $4''$ 以上ナルヲ以テ、 $4\frac{1''}{2}$ トナセルモノハ第二百六十九圖ナリ。要スルニ以上ノ如キ構造物ニ於ケル應力ノ確實ナル計算ハ極メテ複雑ニシテ、ぼつは氏 (Bach) 及ピたるぼつと氏 (Talbot) 法ハ即チ夫レナルモ、著者ハ茲ニ本書ニ於テハ此等二氏ノ理論ヲ述ブル代リニ、上記例題ノ外ニ猶設計上ノ參考トシテ、たーなー氏 (Turneure) 及ピまろー氏 (Mauer) ガ拱ノ理論ヨリ導出セル公式ヲ示サントス。圓形下水道ニ於テ(1)外壓力ガ管ニ第二百七十圖ノ

如ク、上下ヨリ互ニ平行ニ働キ、然モ之レガ等布セラレルトキハ、

d = 管ノ直径、

p = 外圧力ノ方向ニ直角ナル面ニ於テ、計リシ單位面積ノ外圧力、

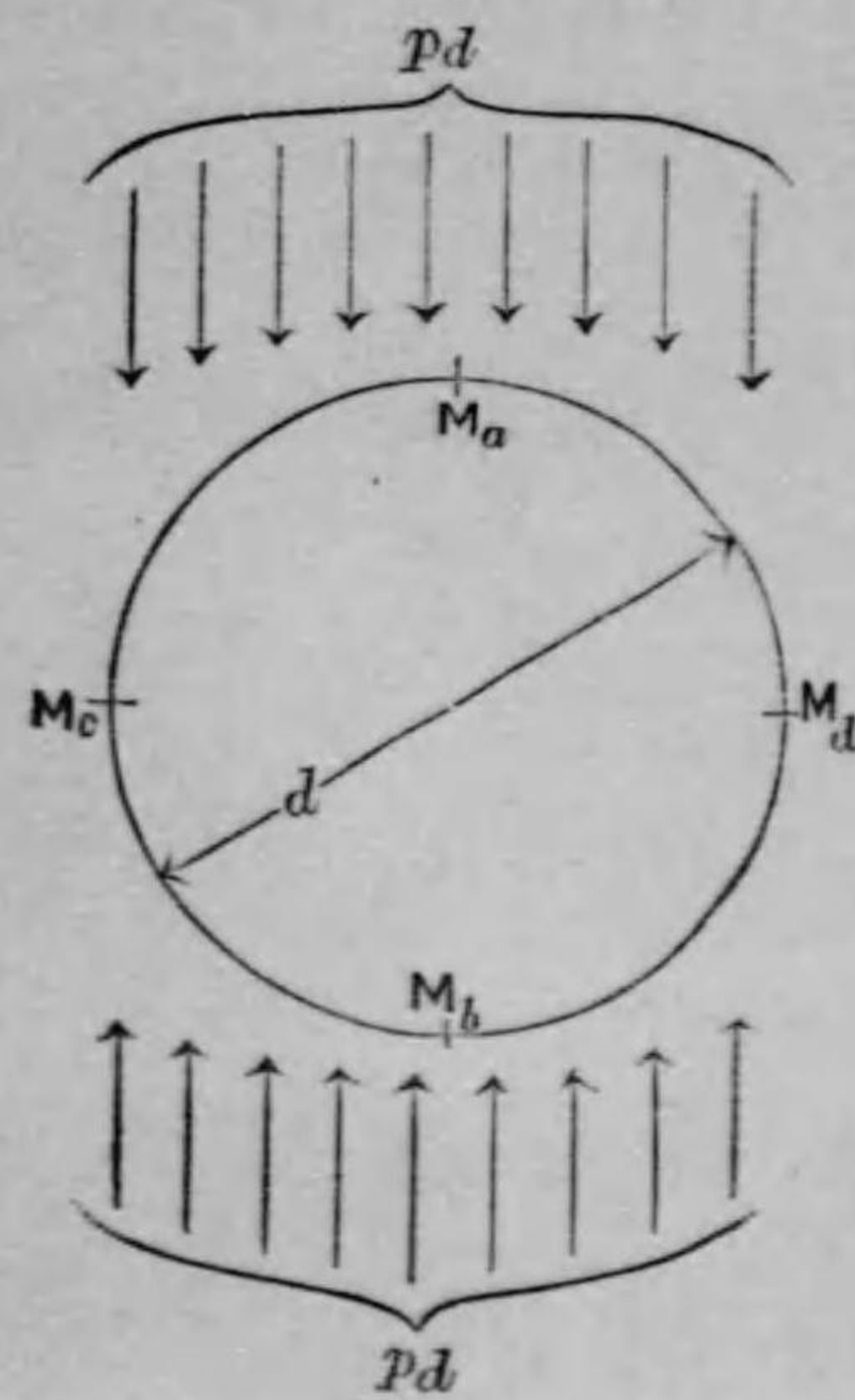
M = 管ノ單位長サニ於テ外圧力ニヨリテ起ル彎曲率、

トスレバ、

$$\left. \begin{aligned} M_a = M_b &= \frac{1}{16} p d^2 \\ M_c = M_d &= -\frac{1}{16} p d^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (222)$$

之レニヨリテ (a) 及ビ (b) ニ於テハ管ノ外周ニ最大應圧力ヲ生ジ、(c) 及ビ (d) ニ於テハ内周ニ最大應圧力ヲ生ズ。

第二百七十圖



管ニ横ヨリ働ク壓力ニ就テハ、 p' ヲ其横壓力ニ直角ナル面ニ於テ、單位面積ノ外圧力トスレバ、

$$\left. \begin{aligned} M_a = M_b &= -\frac{1}{16} p' d^2 \\ M_c = M_d &= \frac{1}{16} p' d^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (223)$$

故ニ (222) 式ト (223) 式ノ和ガ (a) 又ハ (b)、並ニ (c) 又ハ (d) ニ起ル彎曲率ナリ。横壓力 p' ハ p ヨリモ一般ニ小ニシテ、 $p' = \frac{p}{4}$ ト假想スレバ (a) 及ビ (b) ニ於テハ

$M = \frac{3}{64} p d^2$ トナリテ外周ニ最大應圧力ヲ生ズ。又 (c) 及ビ

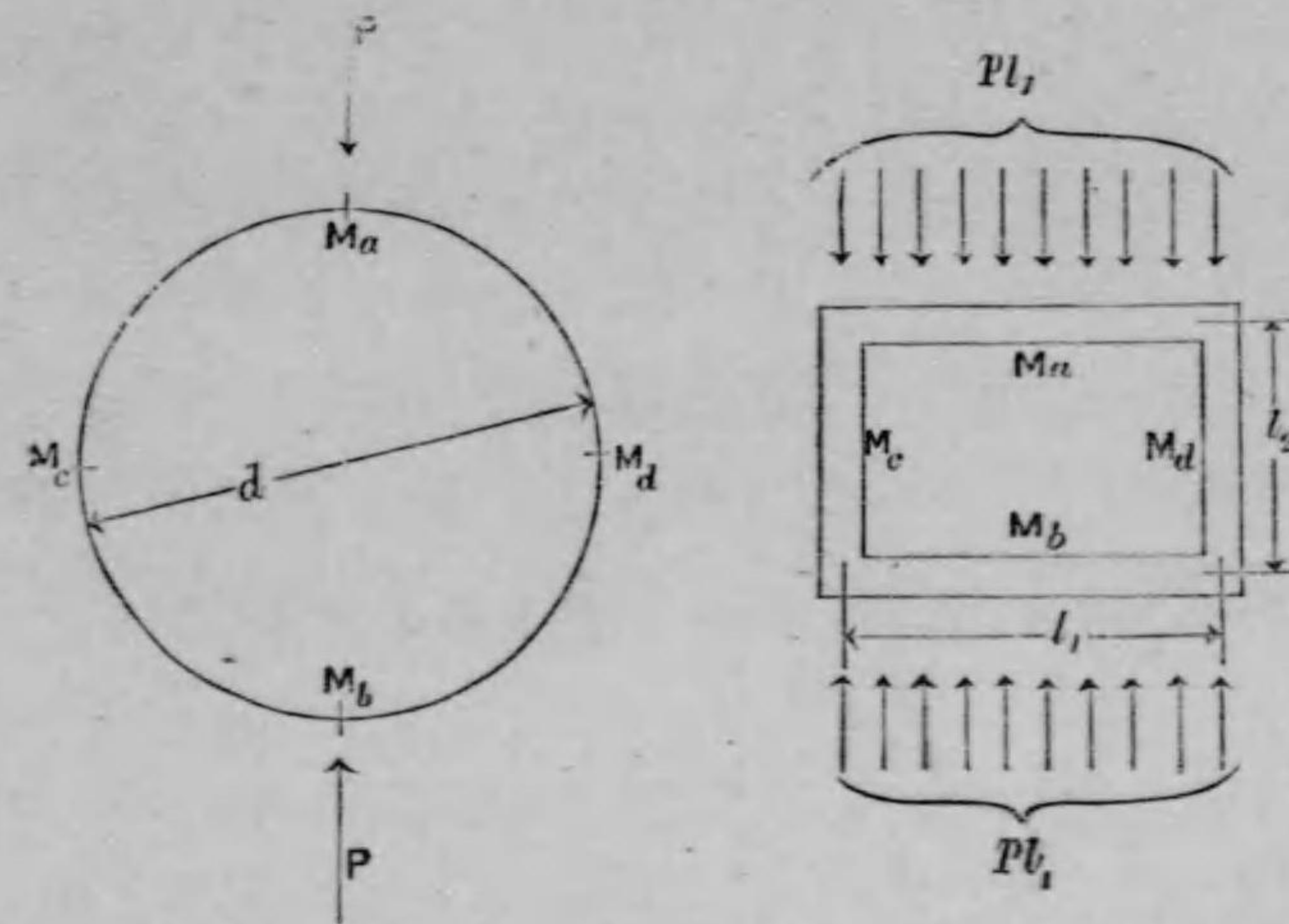
(d) ニ於テハ $M = -\frac{3}{64} p d^2$ トナリテ内周ニ最大應圧力ヲ生ズ。若シ又 $p' = p$ ナルトキハ各點ニ於テ $M = 0$ ナリ。

(2) 第二百七十一圖ノ如ク管ノ上ニ集中荷重ガ働ク場合ニ於テハ、(底部ニハ此ノ反力アリ)

$$\left. \begin{aligned} M_a = M_b &= 0.16 P d^2 \\ M_c = M_d &= -0.9 P d^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (224)$$

第二百七十一圖

第二百七十二圖



次ニ矩形下水道ヲ述ベントス。第二百七十二圖ニ於テ等布荷重ガ働ク場合、

l_1 = 渠ノ幅、

l_2 = 渠ノ高サ、

I_1 = 頂部又ハ底部断面ノ惰率(頂部及ビ底部ノ断面ハ共ニ等シクナス)

I_2 = 側壁ノ断面ノ惰率、

p = 單位面積ニ於ケル垂直荷重又ハ反力、

トスレバ、

$$\left. \begin{aligned} M_a = M_b &= \frac{pl_1^2}{8} \frac{\frac{1}{3} \frac{l_1}{I_1} + \frac{l_2}{I_2}}{\frac{l_1}{I_1} + \frac{l_2}{I_2}} \\ M_c = M_d &= M_a - \frac{1}{8} pl_1^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(225)$$

正方形断面ニシテ側壁ト上下ノ部分トガ等シキトキ、即チ

$l_1 = l_2 = l, I_1 = I_2 = I$ ナルトキハ

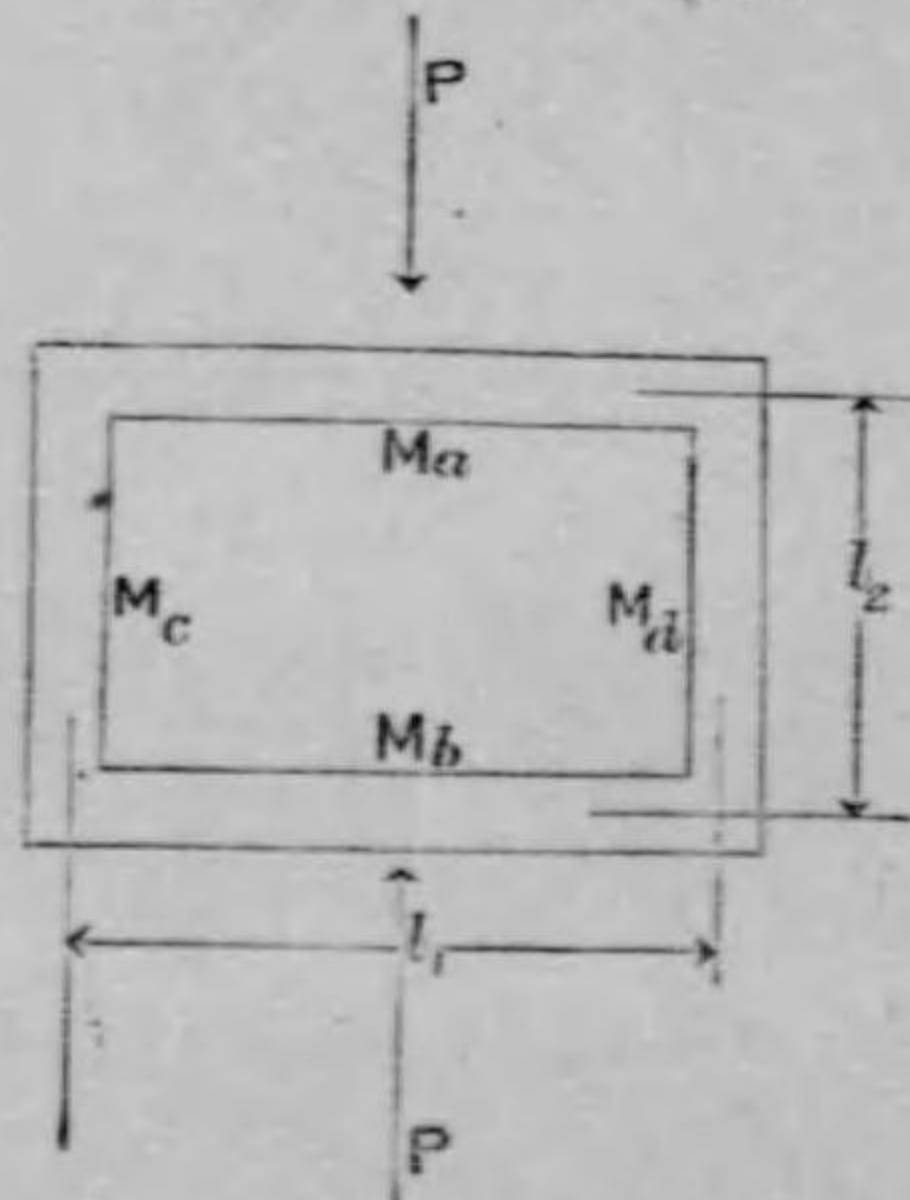
$$M_a = \frac{pl^2}{8} \frac{\frac{1}{3} \frac{l}{I} + \frac{3l}{3I}}{\frac{2l}{I}} = \frac{pl^2}{12} = M_b$$

$$M_c = M_d = \frac{pl^2}{12} - \frac{pl^2}{8} = -\frac{pl^2}{24}$$

トナル。

第二百七十三圖ノ如ク中央ニ集中荷重ガ働クトキハ、

第二百七十三圖



$$\left. \begin{aligned} M_a = M_b &= \frac{Pl_1}{4} \frac{\frac{1}{2} \frac{l_1}{I_1} + \frac{l_2}{I_2}}{\frac{l_1}{I_1} + \frac{l_2}{I_2}} \\ M_c = M_d &= M_a - \frac{1}{4} Pl_1 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(226)$$

又若シ正方形ニテ $l_1 = l_2 = l, I_1 = I_2$ ナルトキハ

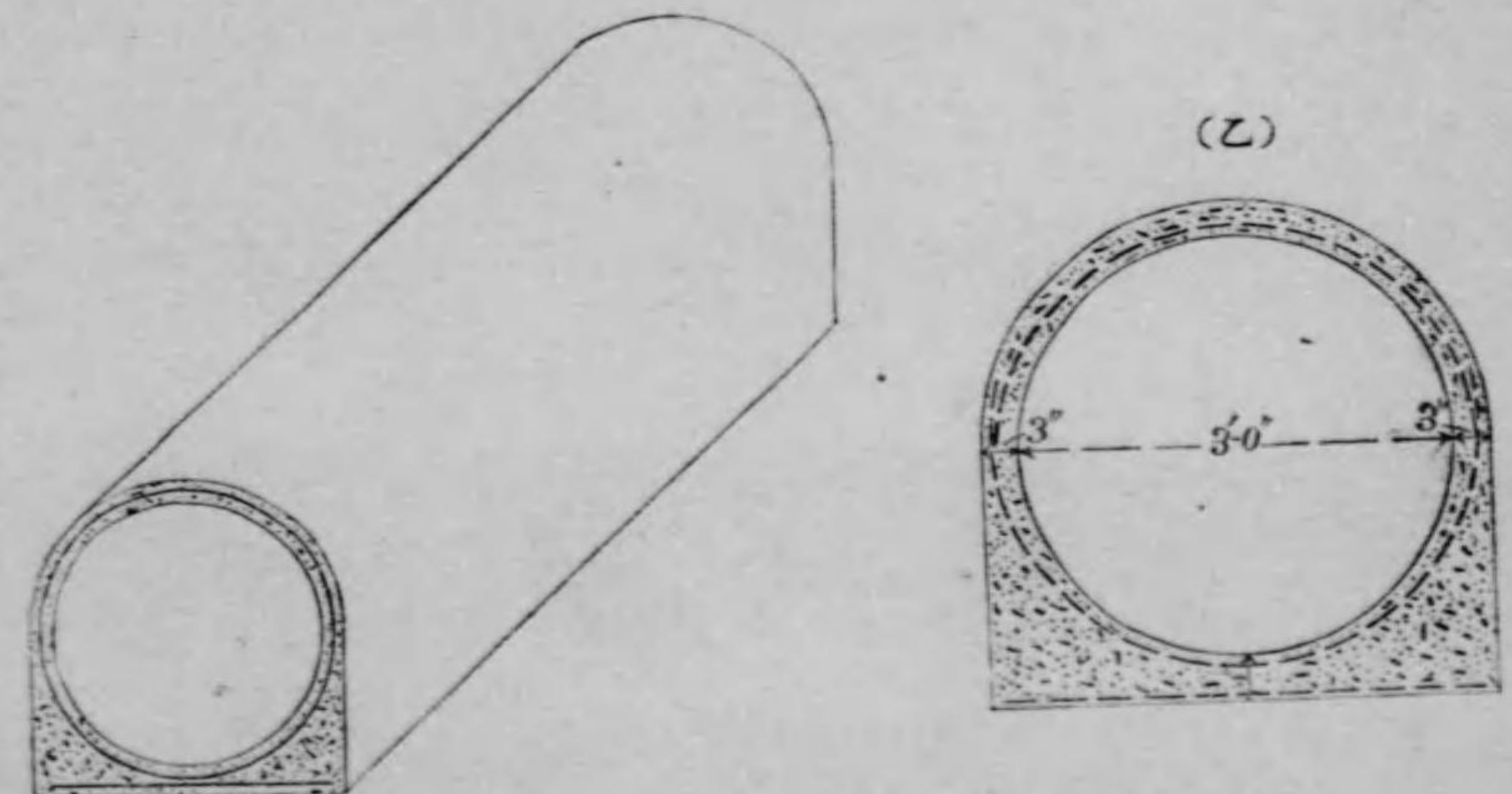
$$M_a = M_b = \frac{1}{16} Pl$$

$$M_c = M_d = -\frac{3}{16} Pl$$

トナルナリ。

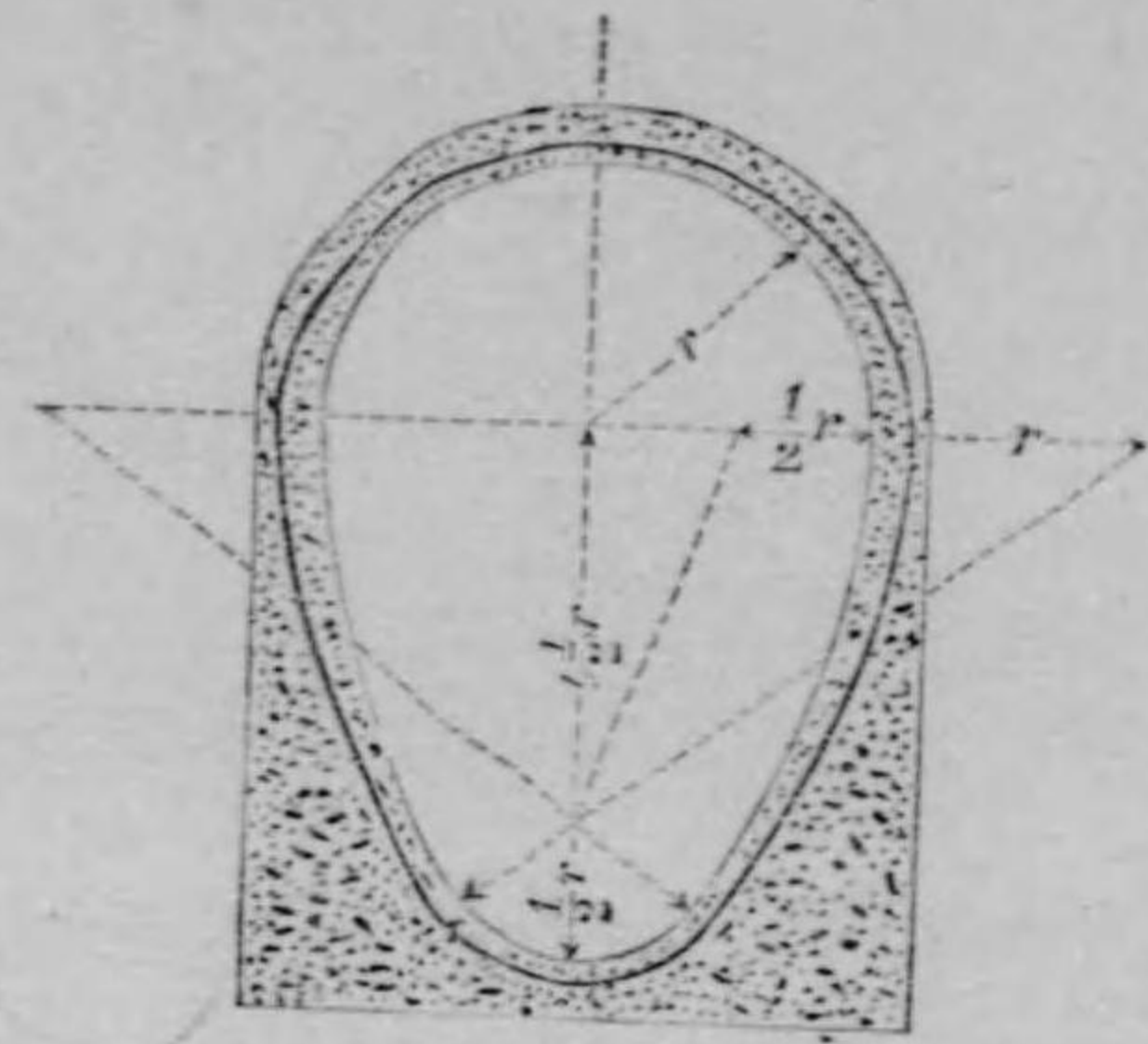
下水道ノ一般形ハ圓、橢圓及ビ矩形ニシテ、其内橢圓ハ土壓ニ抵抗スルニ最モ都合ヨキ形ナリ。圓ハ小ナル水渠ニ對シテ屢々適合シ、矩形ハ其構造比較的簡單ニシテ且ツ水渠ノ上部ニ多クノ空間ヲ要セザルノ利益アルヲ以

(甲) 第二百七十四圖



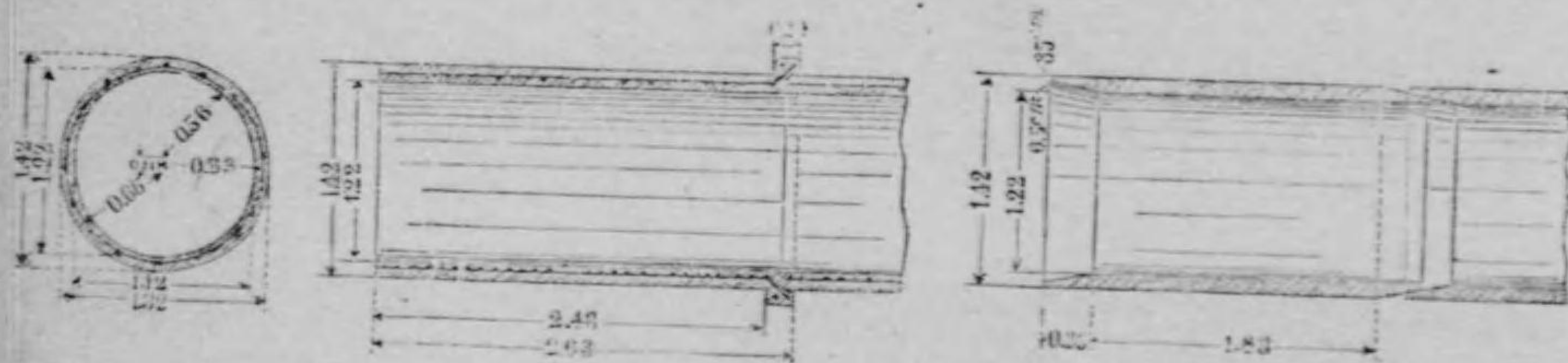
ヲ屢々使用セラル。下水管ヲ工場ニテ作り、之レヲ現場ニ運搬スルガ如キトキハ圓又ハ楕圓ガ最モ都合ヨシ。下水道管ヲ埋設スベキ地盤軟弱ナルトキハ、第二百七十四圖甲、乙ノ如クナスベシ。第二百七十五圖ハ卵形下水道管ヲ示セルモノナリ。

第二百七十五圖

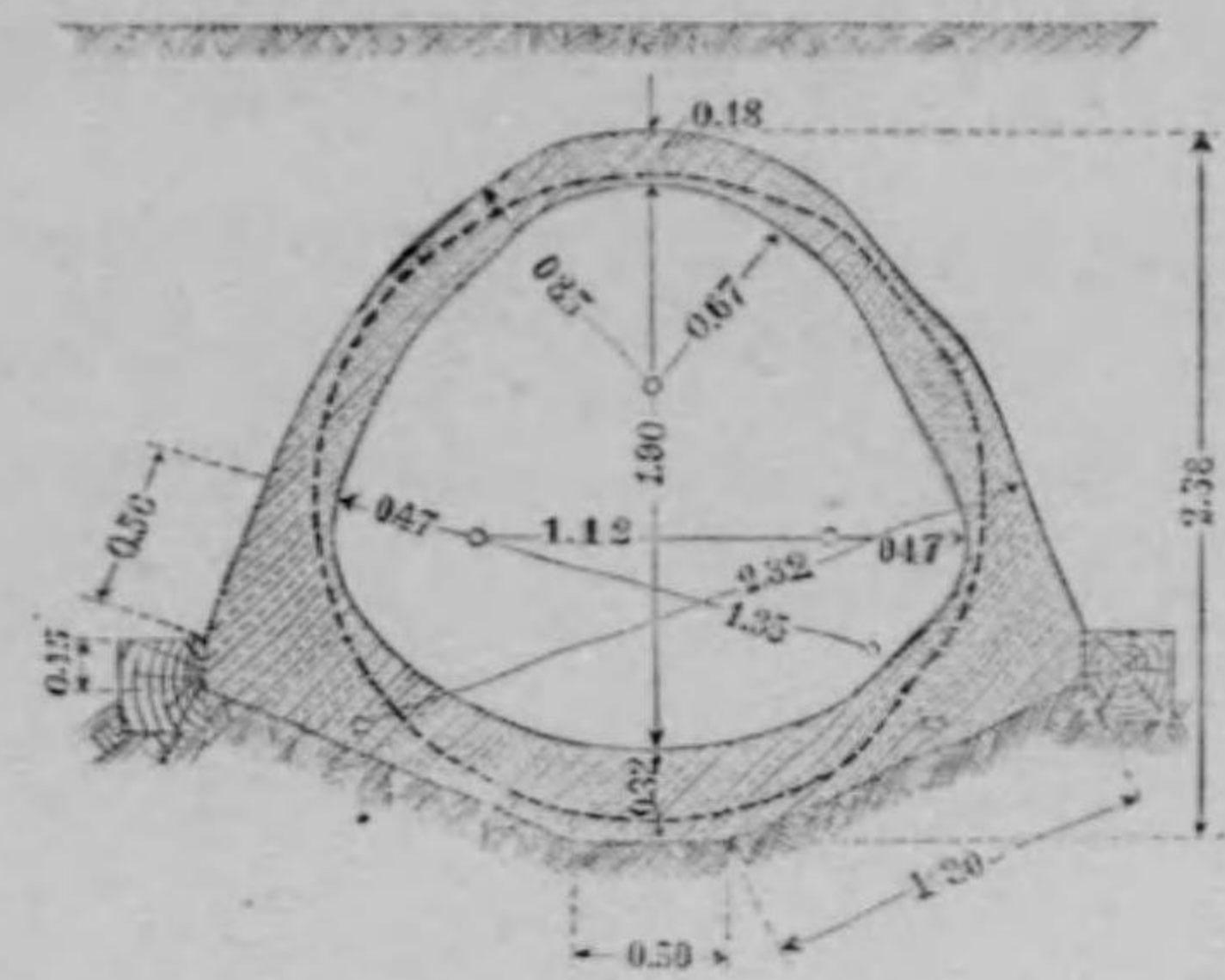


第二百七十六圖甲、乙、丙モ亦下水道管ノ一例ニシテ寸法ハ「メートル」ナリ。

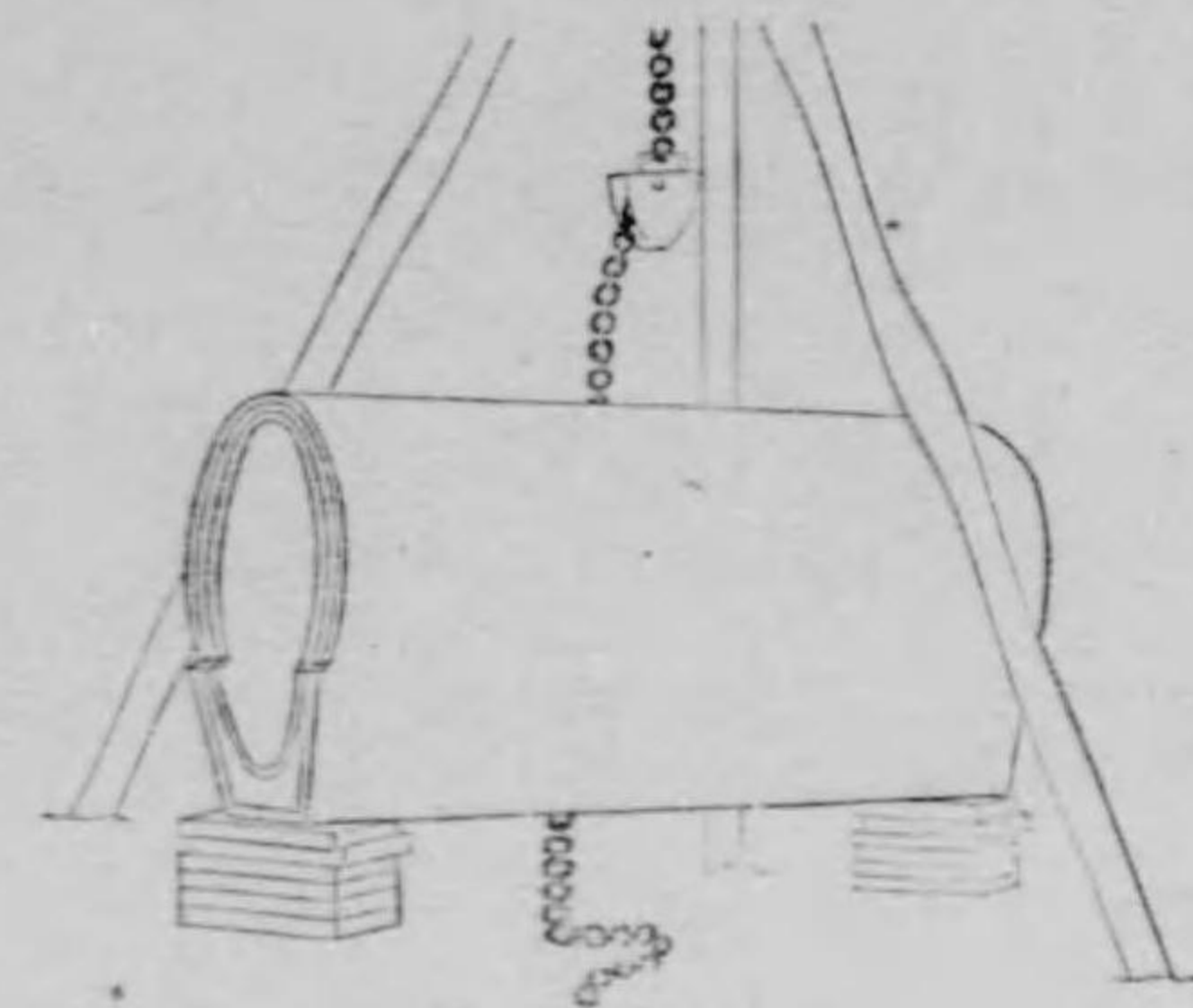
第二百七十六圖 (甲)



第二百七十六圖 (乙)



(丙)



第十九章 地下道

第六十五節 總論

地下道ハ即チ地下ノ通路ニシテ、或ハ鐵道トシテ汽車電車ノ通路トナルモノアリ。或ハ水路トナル場合モアリ。本章ニ於テハ矩形断面ヲ有スルモノニ就キテ述ベントス。而シテ拱形断面ヲ有スルモノニ於テハ、後ニ至リテ述ブル第二十五章拱形橋ヲ參照スレバ其設計計算等明瞭ナルベシ。

矩形断面ヲ有スル地下道ニ於テハ上部ハ牀版ニシテ、此牀版上ニ來ル重量ハ、道路表面ヨリノ深サニヨリ異ルコトハ前ニ述ベタル如シ。而シテ此牀版ノ徑間ガ大トナリテ30呎以上トナレバ之レヲ一徑間トナスヨリモ、其中間ニ於テ支柱ヲ以テ支フルヲ可トス。是レ牀版ノ厚サノ大トナルヲ避クルタメナリ。

地下道ノ設計ニ於テハ上部牀版ヨリノ重量ハ桁ニヨリテ壁柱ニ傳ヘラレ、壁柱ト壁柱トノ間ノ側壁ハ土砂、又ハ水路ナレバ水ノ壓力ニ抵抗セシムル様設計ス。即チ換言スレバ垂直重量ハ壁柱ニヨリテ支ヘ、横壓力ハ之レヲ側壁ニヨリテ支フル如ク設計ス。而シテ又横壓力ハ傳リテ壁柱ニ彎曲ヲ起スニ至ルベシ。

第六十六節 矩形地下道設計

地下道設計ハ次ノ問題ニヨリテ、之レヲ知ルヲ得ベシ。

例、第二百七十七圖ニ示セル如ク、高サ18'ニシテ幅20'、地面下5'ノ所ニ上部牀版アリトス。壁柱ハ12'ノ距離ニ設置セラレ、垂直重量ハ上部版ヨリ横桁ニヨリテ壁柱ニ來ルモノトス。然ルトキニ適當ナル壁柱及ビ側壁ヲ設計セントス。

此問題ニ於テ上部ハ普通ノ桁又ハ牀版トシテ計算スルヲ得ルモノニシテ、又之レヲ支フル横桁モ其設計方法ハ前述セシ數多ノ問題ニヨリテ明瞭ナルベキヲ以テ之レヲ略ス。而シテ今横桁ヨリ一本ノ壁柱ニ來ル重量ヲ

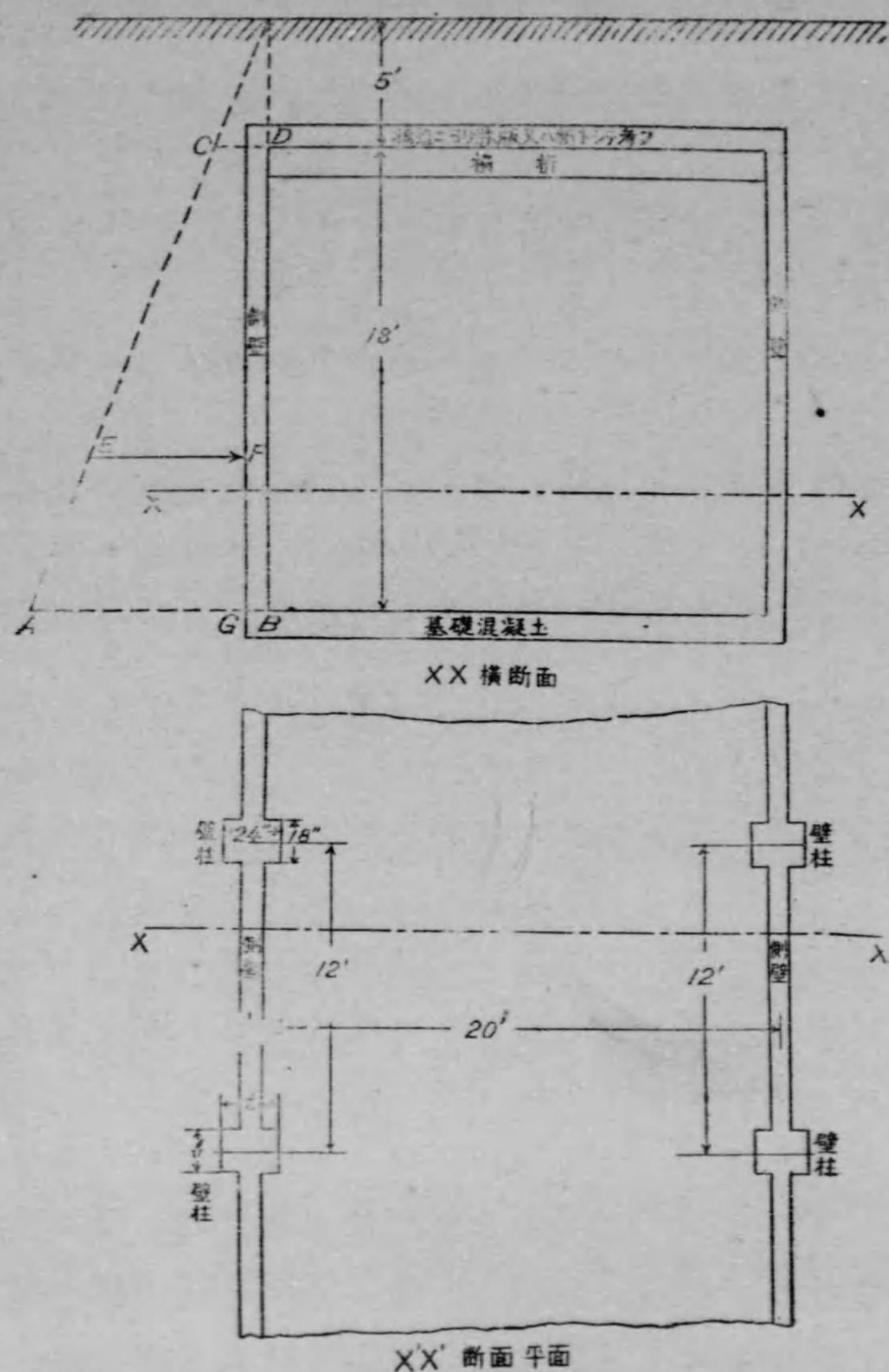
$$100\text{c}^{\#} \times 12' \times 10' = 120000\text{c}^{\#}$$

ト假定ス。壁柱ハ之レヲ短支柱トナスタメニ其最小幅ヲ $\frac{18'}{15} = 1.2$ ヨリ大トナス。即チ壁柱ノ断面ヲ矩形トシテ $24'' \times 18'' = 432\text{c}^{\#}$ ト假定ス。此壁柱ハ其下端ハ基礎混凝土ニ碇着シ、其上端モ亦横桁ニ碇着セラレ、何レモ鐵筋ヲ用ヒテ結合セラルルモノトス。

又側壁ハ壁柱ニ結合シ、壁柱間ノ距離ニ比シテ壁高ハ18'アリテ其比ハ1.5倍ニ相當ス。故ニ此問題ニ於テハ側壁ヨリ壁柱ニ來ル全横壓力ハ、高サ18'幅12'ノ間ニ働ク土砂ノ全横壓力ト見做シテ設計上支障ナシ。

$$\text{土砂ノ休角 } \phi = 30^{\circ}$$

第二百七十七圖



土砂ノ一立方呎ノ重量=100#

トスレバ、(土砂上面ニハ活荷重ナキ場合トス)

$$CD = 5 \times 100 \times \frac{1}{3} = 167\#$$

$$AB = (5 + 18) \times 100 \times \frac{1}{3} = 767\#$$

故ニ壁柱ニ働ク土砂ノ全横壓力ハ、

$$\frac{(167 + 767)}{2} \times 18' \times 12' = 100872\#$$

壁柱ハ上述ノ如ク其下部ハ基礎混凝土ニ又上部ニ於テハ横桁ニ碇着セシメ、桁トシテ考ヘ得ル如キ構造トス。
(壁柱ガ腕木トナラザル如キ構造トス)

$$M = \frac{wl^2}{12} = \frac{wl}{12} l = \frac{100872}{12} \times 18' = 151310 \text{ 呎封度}$$

$$= 1815720 \text{ 吋封度}$$

計算ヲ簡易ナラシムルタメ 100872# ハ 18' ノ長サニ等布セルモノ、全量ト見做ス。

垂直重量 W ハ

$$W = 1:0000 + 2' \times 1.5 \times 18' \times 150\# = 120000 + 8100 = 128100\#$$

$$\frac{W}{A} = \frac{128100}{24'' \times 18''} = 297\#/\square''$$

$$\frac{M \frac{t}{2}}{I} = \frac{1815720 \times 12''}{\frac{18'' \times 24''^3}{12}} = 1000\#/\square''$$

故ニ普通混凝土ノミノ壁柱ナルトキハ、斯ノ如ク大ナル應力ヲ生ズルヲ以テ、鐵筋ヲ用ヒテ之レヲ補強セシメントス。

鐵筋ハ縱鐵筋トシテ $1\frac{1}{4}$ 圓針十六本用ユ。然ルトキハ、

$$p = \frac{16 \times 1.2272}{24'' \times 18''} = 0.045$$

而シテ之レヲ用ヒテ混凝土及ビ鐵筋ニ生ズル最大應力ヲ検査ス。

偏心距離 x ハ $x = \frac{1815720}{128100} = 11''$

故ニ (191) 式ニヨリテ、

$$K^3 - 3\left(\frac{1}{2} - \frac{11}{24}\right)K^2 + 6 \times 15 \times 0.045 \frac{11}{24}K - 3 \times 15 \times 0.045 \times \left(\frac{11}{24} + \frac{20^2}{2 \times 24^2}\right) = 0$$

$$K^3 - 3(0.042)K^2 + 1.823K - 1.6 = 0$$

$$K^3 + 3(-0.042)K^2 + 3(0.608)K + 2(-0.8) = 0$$

$$B = -a^2 + b = -(-0.042)^2 + (0.608) = -0.001764 + 0.608 = 0.606$$

$$C = a^3 - \frac{3}{2}ab + c = (-0.042)^3 - \frac{3}{2}(-0.042)(0.608) + (-0.8)$$

$$= -0.00007 + 0.0383 - 0.8 = -0.762$$

$$S_1 = \{-C + \sqrt{B^3 + C^2}\}^{\frac{1}{3}}$$

$$= \{-(-0.762) + \sqrt{(0.606)^3 + (-0.762)^2}\}^{\frac{1}{3}}$$

$$= \{0.762 + 0.897\}^{\frac{1}{3}} = 1.184$$

$$S_2 = \{-(-0.762) - 0.897\}^{\frac{1}{3}} = (-0.135)^{\frac{1}{3}} = -0.513$$

$$\therefore K = -(-0.042) + 1.184 - 0.513 = 0.713$$

故ニ (190) 式ニヨリテ、

混凝土ニ於ケル最大應壓力

$$c = \frac{1815720}{18 \times 24^2 \left\{ \frac{15 \times 0.045 \times 20^2}{4 \times 0.713 \times 24^2} + \frac{0.713}{12} (3 - 2 \times 0.713) \right\}}$$

$$= \frac{1815720}{10368 \{0.16 + 0.09\}} = \frac{1815720}{2592} = 700 \#/\text{sq. in.}$$

鐵筋ニ於ケル最大應壓力 (188) 式ニヨリ

$$s_c = 15 \times 700 \left(1 - \frac{2}{0.713 \times 24}\right) = 9282 \#/\text{sq. in.}$$

鐵筋ニ於ケル最大應張力

$$s_t = 15 \times 700 \left(\frac{22}{0.713 \times 24} - 1\right) = 2940 \#/\text{sq. in.}$$

以上ヨリシテ混凝土ニ生ズル應壓力ハ其許容數量ヲ超過スルヲ見ル。故ニ更ニ壁柱ノ大サヲ變更シ、若シクハ其配置間隔ヲ減少シ、再ビ上記ノ如キ計算ヲ繰リ返シ、以テ許容數量以下タラシムベシ。以上ハ彈性理論ヲ應用セザル計算方法ノ概略ヲ示セルモノナリ。

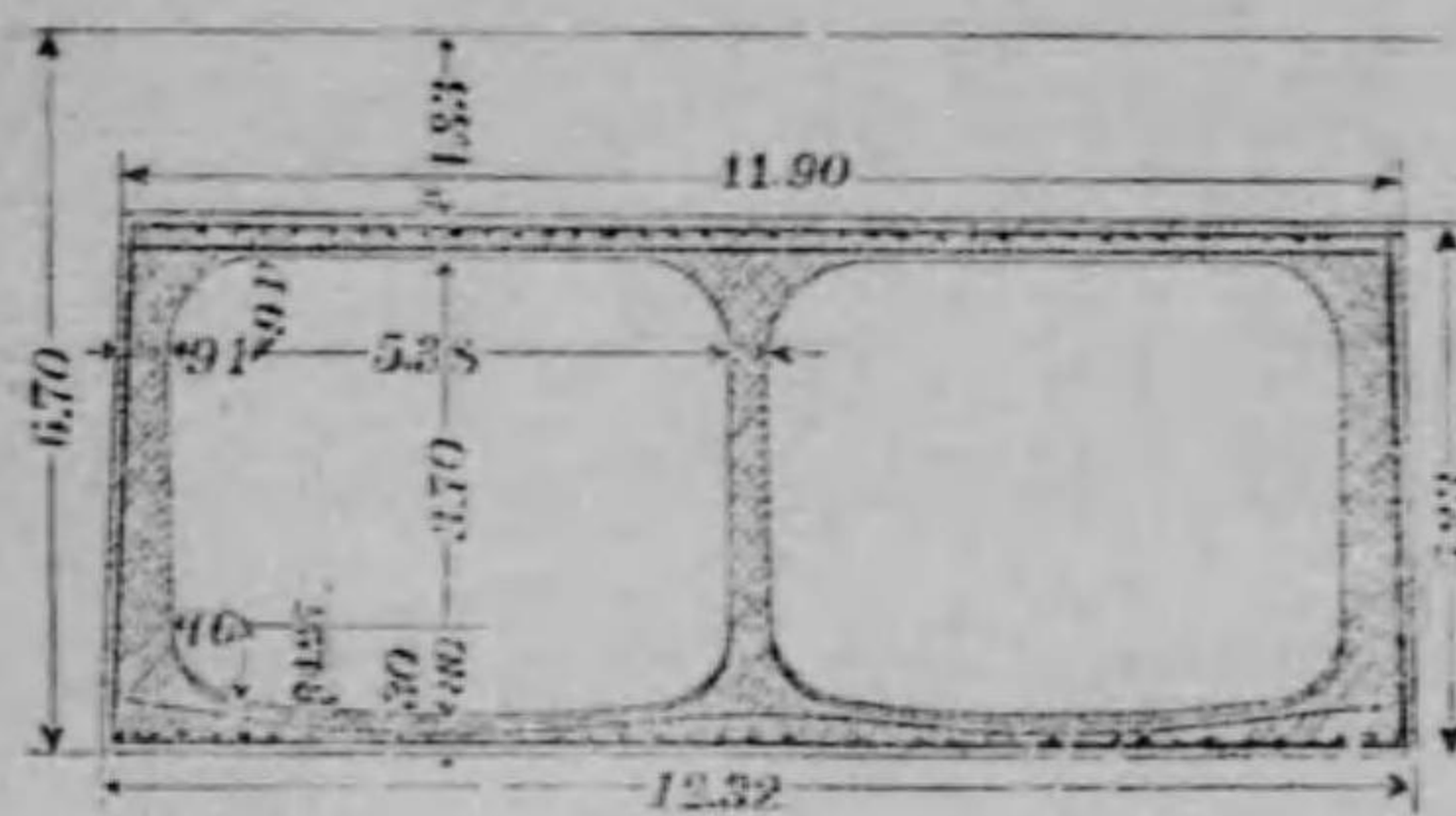
次ニ側壁ハ土砂ノ横壓力ニ抵抗スベク設計スルモノニシテ、此側壁ノ高サハ 18', 長サハ壁柱中心間ノ距離ニシテ即チ 12' ナリ。故ニ主ナル鐵筋ハ水平ニ組ミ合ハシ、又別ニ 12'' 乃至 24'' 間隔ニ垂直鐵筋ヲ用ヒ、應力分配ヲ良好ナラシムルヲ可トスルコトハ屢々述べタル如シ。土砂ノ横壓力ハ深サヲ増スニ從ツテ増加スルヲ以テ、GB 線ヨリ上毎 1 呎間ノ横壓力ヲ見出、シ之レヲ $w \#/\text{sq. in.}$ トスレバ、

$$M = \frac{wl^2}{12}$$

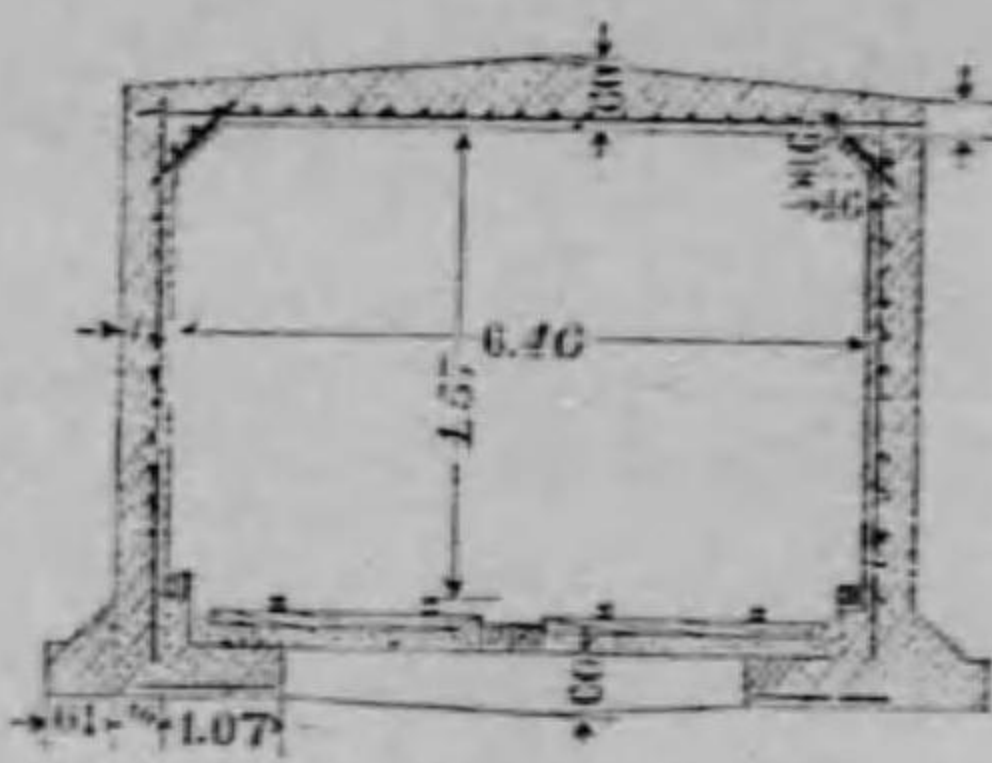
ニヨリテ恰モ扶壁ヲ有スル擁壁設計ノ如クシ以テ計算シ得ルナリ。側壁ノ厚サヲ下部ヨリ上部ニ至ル迄總テ同一トナストキハ、鐵筋ノ量ヲ上部ニ至ルニ從ツテ減少セシムルヲ得ルコトハ論ヲ要セザル所ナリ。

第二百七十八圖乃至第二百八十一圖ハ地下道及ビ水路ノ例ヲ示セルモノナリ。記入セル寸法ハ總テ「メートル」ナリ。

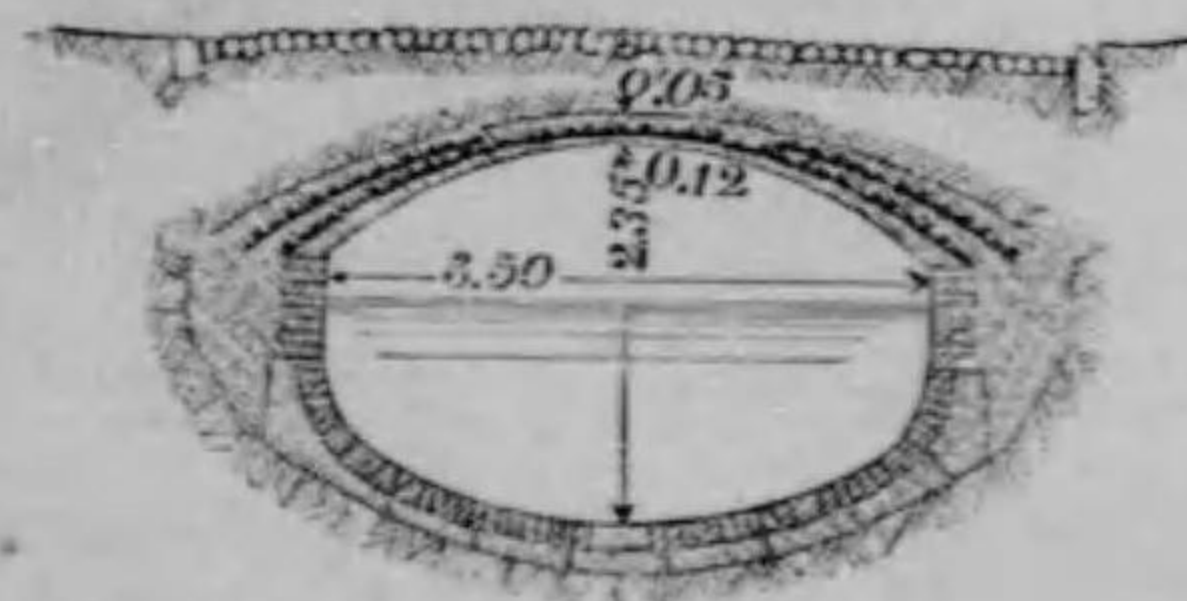
第二百七十八圖



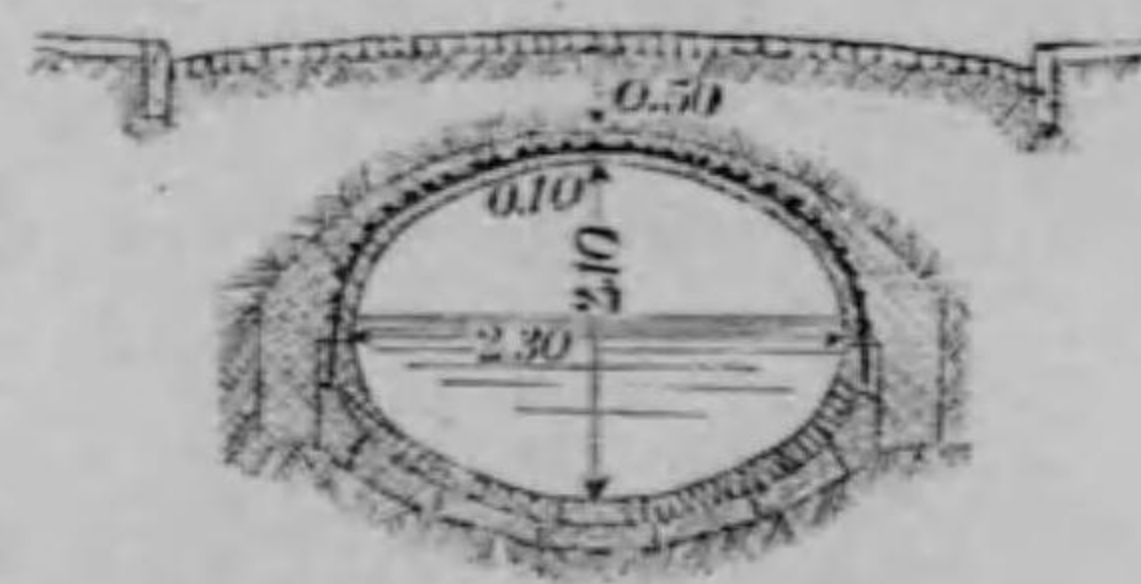
第二百七十九圖



第二百八十圖



第二百八十一圖



第二十章 函 倉

第六十七節 總 論

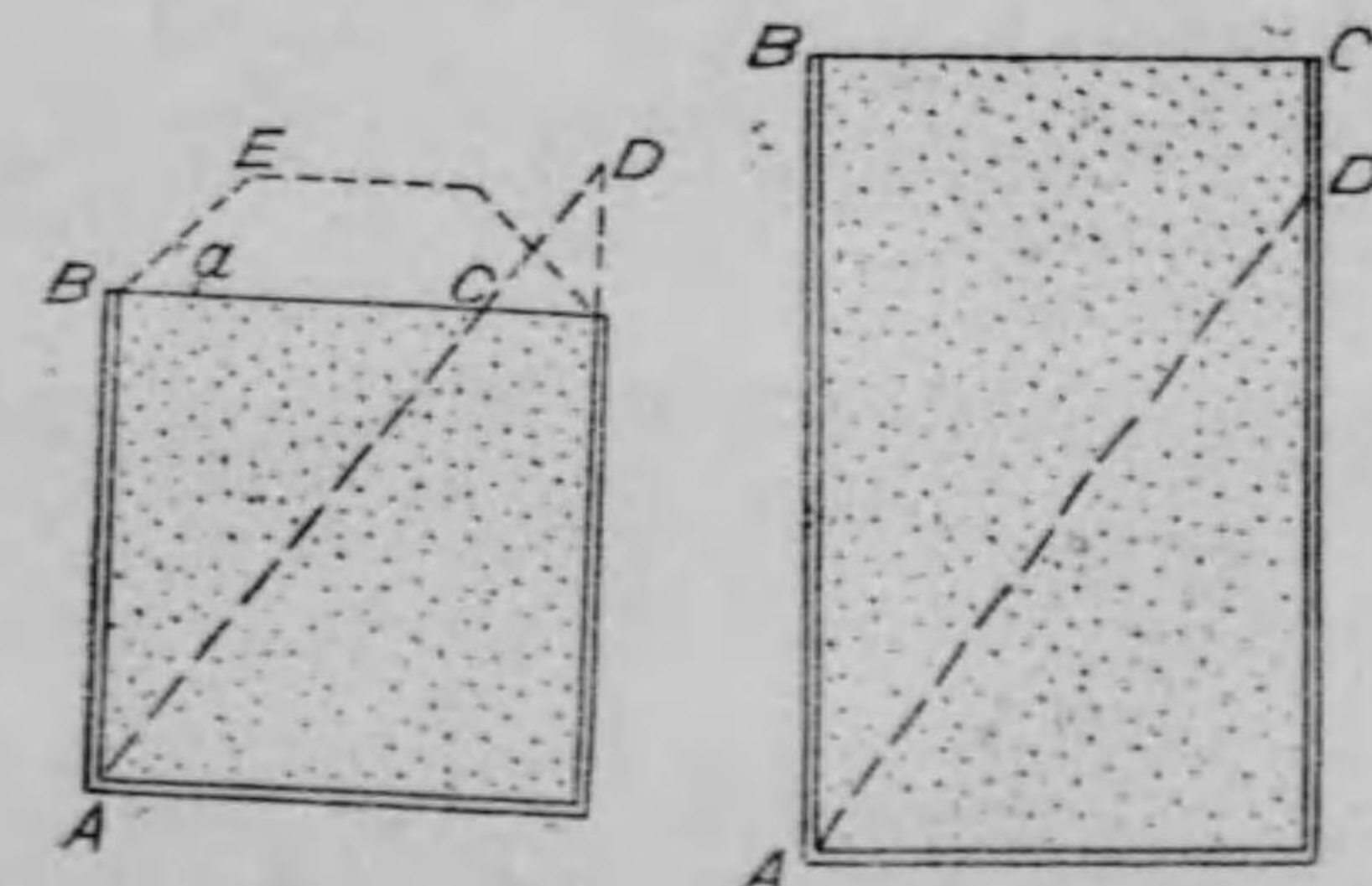
膠灰・石炭・鑛石・砂・穀物等ノ如キ乾燥セル物品ヲ貯フルタメノ函倉ヲ鐵筋混凝土ヲ以テ作ルコトアリ。是レ鐵筋混凝土ハ耐久性ニシテ、其建設費モ亦他種ノ永久的構造物ニ比シテ大ナラザルニ原因スルモノニシテ、函倉ノ形ハ其平面圖ニ於テ矩形ヲ可トス。時トシテ圓形トナスコトアルモ、前者ノ方其建造ニ於テ困難少ク、場所ヲ要スルコトモ亦少シ。

倉庫ハ其目的ガ灰溜トシテ用ヒラルルモ、或ハ炭倉、又ハ穀倉トシテ用ヒラルルモ、其何レノ用途ナルヲ問ハズ之レガ設計ニ亘リテハ、淺キ函倉ト深キ函倉トノ二ツニ分ツコトヲ得、淺キ函倉トハ材料ヲ函倉内ニ一杯入レタル

第二百八十二圖

(甲)

(乙)



トキニ其崩壊線ガ其材料ノ表面ヨリ上、倉庫外ニ於テ他側ニ交ル如キモノヲ云フ。深キ函倉トハ崩壊線ガ材料ノ表面以下函倉内ニ於テ他側ニ交ルモノヲ云フ。第二百八十二圖甲ハ材料ガ一杯入レラレタルトキニ崩壊セントスル面ヲ AC トスレバ、之レガ函倉外 D 點ニ於テ他側ニ交ルモノニシテ淺キ函倉ナリ。之レニ反シテ乙ハ材料ノ崩壊セントスル面ハ AD ニシテ函倉内 D ニテ他側ニ交ハレリ、此如キガ深キ函倉ニシテ AB ナル面ヲ壓スルカハ ABCD ナル材料ガ崩壊セントスル傾向ニヨリテ生ズルモノトス。

第六十八節 淺キ函倉

淺キ函倉ニ於テハ第二百八十二圖ニ示セル如ク、函倉ノ側ヲ壓スルカハ、恰モ土砂ノ横壓力ヲ見出スト同様ニシテ求ムルコトヲ得。又材料ガ頂ヨリ上ニ EB ノ如ク堆積セラルルトキハ壓力増加シ、其増加スル量ハ α ナル角ニヨルコトモ土砂ノ横壓力ヲ見出ストキト同一ナリ。而シテ α ハ其貯ヘラルル物品ノ休角以上トナルコトハ不可ニシテ、各種材料物品ノ休角及ビ重量ハ凡ソ次ノ第二十三表ノ如シ。

第二十三表

倉庫ニ貯フベキ材料	休角 (ϕ)	一立方呎ノ重量 (w) 封度
灰	40°	40
膠灰	20°	35
石炭	35°	50
骸炭	40°	28
豆	35°	50
豌豆	26°	54
大麥	27°	43
小麥	25°	53
燕麥	28°	32
王蜀黍	27°	48
亞麻仁	25°	45

前ニ第三十七節ニ於テ述ベタル如ク、函倉ノ場合ニ於テモ亦其側ガ垂直ナルトキハ、長サ 1 呎ニ付キ AB 面ヲ壓スル横壓力ハ、

$$E = \frac{wh^2}{2} \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}$$

ニヨリテ見出スコトヲ得テ、 $\alpha = \phi$ トナストキハ、

$$E = \frac{wh^2}{2} \cos \phi$$

w = 貯フベキ材料ノ一立方呎ノ重量 (封度)

ϕ = 同上材料ノ休角

函倉ノ頂點 B ヨリ任意ノ深サ x ニ於ケル横壓力ハ $wxcos\phi$ ニシテ、是等ノ E 又ハ $wxcos\phi$ ハ AB ガ垂直ナルトキハ上面 BL = 平行ナリ。(第二百八十三圖)

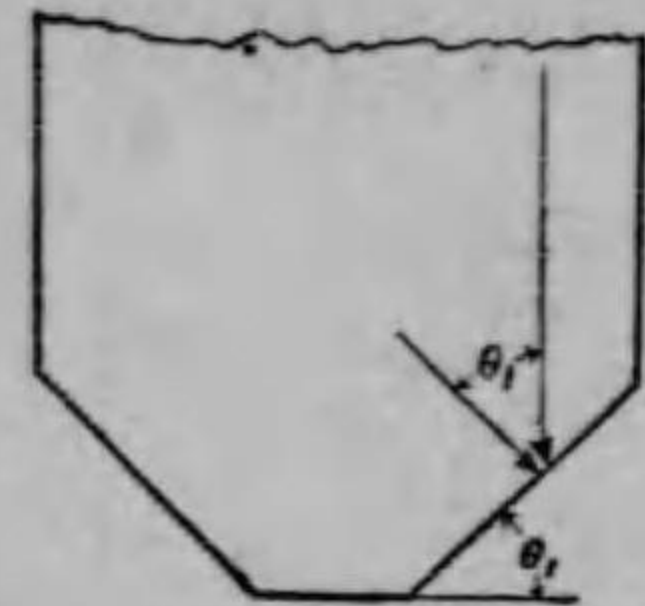
又
$$\cos \phi = \frac{OF'}{E}$$

$$h < b \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

ナルトキハ、淺キ函倉ノ所ニテ述ベタル如シ。

底面 AE ガ水平ナルトキハ、底面一平方呎ニ於ケル壓力ハ wh ナルモ傾斜セルトキハ $wh \cos \theta_1$ ナリ。(第二百八十七圖)

第二百八十七圖



例、函倉ノ断面ハ $10' \times 10'$ ニシテ、底面ヨリ $25'$ ノ高サ迄石炭ヲ貯ヘントスルトキニ、函倉ノ一側ニ於ケル壓力如何。側ハ垂直トス。

第二十三圖表ニヨリテ石炭ノ休角 $\phi = 35^\circ$ 、一立方呎ノ重量 $50\#$ ナルヲ以テ、先ヅ $25' \times 10' \times 10'$ ナル函倉ハ淺キカ深キカ其何レニ屬スルカラ定ムルノ必要アリテ、

$$b \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = 10 \times \tan\left(45^\circ + \frac{35^\circ}{2}\right) = 10' \times \tan 62^\circ.30'$$

$$= 10' \times 1.9216 = 19'.216$$

$$\therefore h = 25' > 19'.216$$

故ニ深キ函倉ノ場合ナリ。從ツテ (224) 式ヲ用ユレバ、

$$T = \frac{20 \times 10}{2} \{2 \times 25 - 19'.216\} \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$= 250 \times 30.784 \times 0.52 = 4002\#$$

此レハ幅 1 呎ニ對シテノ壓力ナリ。一側ニ働ク全壓力ハ $b = 10'$ ナルヲ以テ、

$$\text{一側ニ働ク全壓力} = 4002 \times 10' = 40020\#$$

$$\text{又 底面ニ働ク壓力} = 50\# \times 25' = 1250\#/\square$$

斯ノ如クシテ側壁及ビ底面ニ働ク全壓力ヲ見出し得ルナリ。側壁及ビ底面ハ各々牀版トシテ設計ス。其方法ハ前ニ屢々示セル問題ニヨリテ直ニ推知シ得ルナルベシ。石炭相互ノ間ニハ多少ノ密着若シクハ崩壊ニ對スル摩擦等アリテ、爲メニ實際ノ壓力ハ上記計算ニテ見出シタルモノヨリ多少減少スルモ、是等密着摩擦等ノナキモノトシテ計算スルコトハ設計上安全ナル方面ニアリテ、即チ土砂ノ横壓力ヲ求ムル場合ト相同シ。

第七十節 穀物函倉ニ就キテ

以上第六十八節及ビ第六十九節ニ於テ述ベタルモノハ一般ニ乾燥セル材料即チ穀物・灰・膠灰・石炭等ノ如キモノヲ貯フル函倉ニ關スルモノナリ。然レドモ特ニ穀物類ノ横壓力ヲ見出すコトニ關シテア－リー氏 (Wilfred Airy) ガ穀物ニ關スル實驗ニ基キテ有益ナル事項ヲ發表セリ。之レニ依レバ、断面正方形ナル函倉ニ於テハ、側壁及ビ底面ニ働ク壓力ハ、若シ $\frac{h}{b}$ ノ比ガ相等シキトキハ如何ナル大サノ正方形ニ於テモ、 b ニヨリテ變ズトナセリ。

例ヘバ今、 b = 正方形函倉ノ一側ノ幅

h = 同上函倉内穀物ノ高

トスレバ、 $b=8'$ $h=40'$ ノ函倉ト $b=10'$ $h=50'$ ノ函倉トノ二ツヲ考フルニ、前者ノ函倉ノ側壁ニ於ケル壓力ト、後者ノ函倉ノ側壁ニ於ケル壓力トノ比ハ、 8^3 ト 10^3 トノ割合ナリトナセリ。即チ前者ノ函倉ノ側壁ニ於ケル壓力ヲ20噸トスレバ、後者ノ幅10'ノ函倉ノ側壁ニ於ケル壓力ハ

$$20 : x = 8^3 : 10^3$$

$$x = \frac{20 \times 10^3}{8^3} = 39 \text{ 噸}$$

ナリト云フ。エアリー氏 (Wilfred Airy) ハ猶穀物粒間ノ摩擦ヲ考量シ、次ノ如キ公式ヲ發表セリ。

P = 函倉側壁ノ長サ1呎ノ間ニ働ク全壓力

p = 側壁一平方呎ノ面積ニ働ク壓力

θ = 水平線ト崩壊面トノ間ノ角

μ = 分力係數

μ' = 側壁ニ於ルケ穀物ノ摩擦係數

トスレバ、

(1) 浅キ倉庫ノ場合ニ於テハ、前ニ第二百八十二圖ニ於テ示セル如ク、 $h < b \tan \theta$ ニシテ、

$$P = \frac{wh^2}{2} \mu \dots \dots \dots (230)$$

$$p = wh \mu \dots \dots \dots (231)$$

底面ニ於ケル壓力ハ穀物ノ重量 wh ヨリ、穀物粒間ノ摩擦

ニヨリテ生ズル垂直力ヲ引キ去リタルモノニ等シク、此垂直力ハ側壁ニ於ケル壓力ニ μ' ヲ乗ゼルモノニシテ、正方形ナル底面ヲ有スル函倉ニ於テハ、底面ニ於ケル壓力ハ、

$$whb^2 - 4bP\mu'$$

ニシテ、之レヲ底面面積 b^2 ニテ割ルトキハ、底面一平方呎ニ於ケル壓力トナリテ、即チ

$$\text{底面一平方呎ニ於ケル壓力} = p' = \frac{whb^2 - 4bP\mu'}{b^2}$$

$$\therefore p' = \frac{whb - 4 \frac{wh^2}{2} \mu \mu'}{b} = \frac{wh(b - 2h\mu\mu')}{b} \dots \dots \dots (232)$$

第二十四表 浅キ函倉

穀物	$\tan \theta$	μ	μ'
小 麥	1.255	0.324	0.444
大 麥	1.322	0.308	0.452
燕 麥	1.365	0.288	0.466
玉 蜀黍	1.362	0.304	0.423
豆	1.512	0.254	0.442
碗 豆	1.152	0.337	0.296
亞 麻 仁	1.250	0.360	0.414

(2) 深キ函倉ノ場合ハ $h > b \tan \theta$ ニシテ断面正方形ナルトキハ、

$$P = \frac{wb}{2} \mu (2h - b \tan \theta) \dots \dots \dots (233)$$

底面一平方呎ニ於ケル壓力 $= p'$

$$p' = \frac{wbh - 4P\mu'}{b} = w \left\{ h - 2\mu\mu' (2h - b \tan \theta) \right\} \dots \dots \dots (234)$$

ハ第二十四表浅キ函倉ノ場合ト同一ナリ。此(234)式

ニヨリテ見ルニ底面ニ於ケル壓力ハ必ズシモ高サ h ノ増加ニ比例シテ増加スルコトナク、函倉ガ或ル高サ以上トナレバ一定不變トナリテ、函倉ノ底面ニ等シキ底面ニテ側ハ ϕ ナル角ヲナス尖塔 (Pyramid) ノ重量ニ等シクナル。底面水平ナルトキハ此尖塔ノ高サハ $\frac{b}{2} \tan \phi$ ニ等シ、 ϕ ハ其粒ノ休角ナリ。即チ若シ底面ガ b^2 ナル面積ナルトキハ、容積ハ

$$\frac{b^2}{3} \frac{b}{2} \tan \phi = \frac{b^3 \tan \phi}{6}$$

トナリテ、此如クナルトキハ深サノ如何ニ係ラズ、底面ニ於ケル重量ハ

$$\frac{wb^3 \tan \phi}{6} \dots \dots \dots (235)$$

ヨリ少トナルコトナシ。若シ底面ガ水平ニ對シテ θ ナル角ヲナストキハ、(235) 式ハ、

$$\frac{wb^3}{6} (\tan \phi + \tan \theta) \dots \dots \dots (236)$$

深キ函倉ノ場合ニ於テ、粒ノ壓力ヲ見出スニ必要ナル係數ハ次ノ第二十五表ノ如シ。

第二十五表 深キ函倉

物 穀	$\tan \theta$	μ
小 麥	$\sqrt{1.161 + 2.674 \frac{h}{b}} - 0.871$	$\frac{\tan \theta - 0.466}{0.793 + 0.91 \tan \theta}$
大 麥	$\sqrt{1.057 + 2.634 \frac{h}{b}} - 0.803$	$\frac{\tan \theta - 0.507}{0.736 + 0.96 \tan \theta}$
燕 麥	$\sqrt{0.967 + 2.570 \frac{h}{b}} - 0.753$	$\frac{\tan \theta - 0.532}{0.752 + 0.998 \tan \theta}$
玉 蜀 黍	$\sqrt{1.110 + 2.692 \frac{h}{b}} - 0.825$	$\frac{\tan \theta - 0.521}{0.78 + 0.994 \tan \theta}$
豆	$\sqrt{0.896 + 2.606 \frac{h}{b}} - 0.683$	$\frac{\tan \theta - 0.616}{0.728 + 1.06 \tan \theta}$
豌豆	$\sqrt{1.783 + 3.184 \frac{h}{b}} - 1.120$	$\frac{\tan \theta - 0.472}{0.86 + 0.768 \tan \theta}$
亞麻仁	$\sqrt{1.289 + 2.766 \frac{h}{b}} - 0.943$	$\frac{\tan \theta - 0.456}{0.81 + 0.87 \tan \theta}$

矩形函倉ノ場合ニ於テハ、 b = 幅、 l = 長 トスレバ底面水平ナルトキハ、其底面ニ働ク全壓力ハ、

$$wblh - 2\mu'(bP + lP') \dots \dots \dots (237)$$

此 (237) 式ニ於テ、

P = 函倉ノ端ニ於テ幅 1 呎ノ間ノ全横壓力

P' = 函倉ノ側ニ於テ幅 1 呎ノ間ノ全横壓力

(237) 式ヲ bl ニテ除ストキハ、底面ニ於ケル一平方呎ノ壓力トナル。

圓形函倉ニ於テハ正方形ノ場合ト同一式ヲ用ヒ得ルモ、但シ b ナル幅ノ代リニ d ナル圓形函倉ノ直径ヲ用ユルモノトス。

淺キ圓形函倉ノ場合ニ於テハ、底面一平方呎ニ於ケル壓力ハ、(232) 式ヨリ

$$p' = \frac{wh}{d}(d - 2\mu\mu'h) \dots \dots \dots (238)$$

深キ圓形函倉ノ場合ニ於テハ底面一平方呎ニ於ケル壓力ハ、(234)式ヨリ

$$p' = w\{h - 2\mu\mu'(2h - d\tan\theta)\} \dots \dots \dots (239)$$

以上第七十節ニ於テ述ベタルモノハ、*ワイルフレッド* (Wilfred Airy) 實驗ノ結果ニヨリ穀物粒ノ摩擦等ヲ考ヘニ用ヒテ、壓力ヲ見出ス同氏公式ヲ述ベタルモノナリ。而シテ次ニ此例ヲ示ス。左レド擁壁設計ニ於テ土砂ノ横壓力ヲ見出サントスル際ニモ、土砂ノ摩擦等ハ多ク之レヲ無視スルヲ以テ、穀物ノ場合ニ於テモ之レヲ無視シテ設計上支障ナク、然ルトキハ其壓力ニ關スル公式ハ第六十八節及ビ第六十九節ニ於テ述ベタルモノヲ用ユレバ可ニシテ、而シテ此タメノ結果ハ一般ニ設計上安全ナル方面ニアルナリ。

例、函倉ハ10'×10'ノ断面ヲ有シ正方形ニシテ、小麥ヲ貯ヘ其高サヲ10'トス。底面ハ45°ノ角ヲナストキニ側壁及ビ底面ニ働ク壓力如何。

淺キ函倉ナルカ、將タ又深キ函倉ナルカヲ見ルヲ要ス。是レ其用ユベキ公式異ルヲ以テナリ。 $h > l\tan\theta$ ナルヤ否ヤヲ檢査セントス。先ヅ淺キ函倉ト假想スレバ第二十四表ニヨリテ小麥ノトキハ、

$$\tan\theta = 1.255$$

$$l\tan\theta = 10' \times 1.255 = 12.55$$

$$h = 10' < 12.55$$

故ニ淺キ函倉トナル。從ツテ淺キ函倉ニ對スル公式(230)式ニヨリテ、

$$P = \frac{wh^2}{2}\mu$$

第二十四表ヨリ $\mu = 0.324$

第二十三表ヨリ $w = 53\#$

$$\therefore P = \frac{53 \times 10 \times 10}{2} \times 0.324 = 858.6\#$$

又底面ノ所ニ於テ、側壁ニ働ク壓力ハ(231)式ニヨリテ

$$p = wh\mu = 53 \times 10 \times 0.324 = 172\#/\square$$

又底面水平ナルトキハ、10'ノ深サニ於テハ(232)式ヨリ

$$p' = \frac{whb - 4P\mu'}{b}$$

第二十四表ニヨリテ $\mu' = 0.444$

$$\therefore p' = \frac{53 \times 10 \times 10 - 4 \times 858.6 \times 0.444}{10} = 377.5\#/\square$$

45°ニ傾斜セル底面ノ場合ハ、第二百八十八圖底面ノ頂點Aニ於テ

$$377.5\cos 45^\circ = 377.5 \times 0.707 = 267\#/\square$$

底部BCニ於テハ、平均高サヲ用ユ、是レ傾斜面上ニモ粒ガ存在スルヲ以テナリ。故ニ

$$p' = \frac{53 \times 10 \times 11.5 - 4 \times 858.6 \times 0.444}{10} = 525\#/\square$$

金、(3) 枕ヲ布設シ、之レヲ保存スルニ要スル費用。此三ツノコトヲ調査スルノ必要アリ、(3) ハ鐵筋混凝土枕ハ木枕ニ比シテ上述ノ如ク、其重量三倍ニ達スルモノモアリテ、從ツテ其運搬、布設ニハヨリ大ナル費用ヲ要スルコト明ナルモ、布設後ニ於テ同一狀態ノ下ニ列車ノ通行ニ際シ前者ノ道床中ニ沈下スルコト0.109ナルニ對シ、後者即チ木枕ハ0.16ニ達セル記録アリテ、斯ノ如キ沈下ノ比例ヨリ之レヲ見ルトキハ、布設後保存ノ費用ハ前者ノ方小ナルヲ知ルヲ得テ、今假リニ(3)ノ事項ニ對シテハ二者相同ジトシ、(1)ト(2)トノ事項ニ就キテ比較スルトキハ、

c' = 枕ヲ新ラシク購入スルトキノ代價、

m = 枕ノ生命、(使用年限)

r = 年々ノ利子ノ割合、

A = 年々ノ償還金、

トスレバ。重利法ニヨリテ、

$$A = \frac{c'r}{(1+r)^m - 1} \dots\dots\dots(240)$$

故ニ枕ノ年々ノ費用ハ新ラシク購入スルトキノ資金ニ對スル年々ノ利子 $c'r$ ニ此年々ノ償還金 A ヲ加ヘタルモノニシテ、即チ

$$\text{年々ノ費用} = c'r + \frac{c'r}{(1+r)^m - 1} \dots\dots\dots(241)$$

ナリ。之レヨリ年々ノ費用ヲ出シ、其ノ少ナル方ガ利益アリテ經濟的ノ枕ナリ。

今木枕ノ生命 $m=10$ 年トシ、新ラシク購入スルトキノ代價ヲ 0.9 トス。又年五分ノ利子トスレバ、

$$A = \frac{0.9 \times 0.05}{(1+0.05)^{10} - 1} = \frac{0.045}{0.63} = 0.07$$

故ニ(241)式ニヨリテ年々ノ費用ハ、

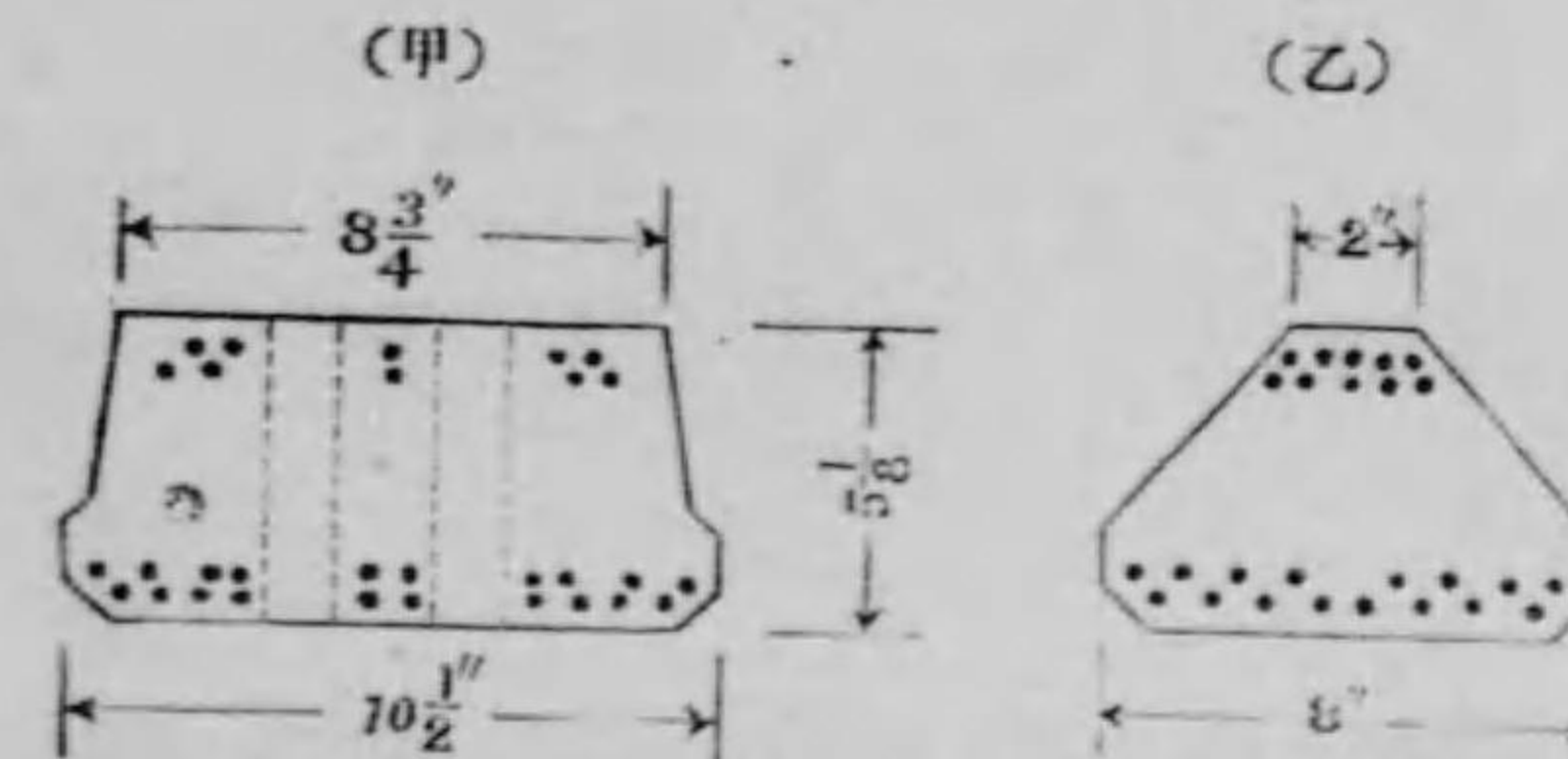
$$0.9 \times 0.05 + 0.07 = 0.115$$

鐵筋混凝土枕モ以上ト同様ナル方法ヲ以テ、計算シテ年々ノ費用ヲ出シ、其少ナルモノガ(1)及ビ(2)ノ事項ニ對シ經濟的ナルモノトナル。

第七十二節 鐵筋混凝土枕實例

第二百八十九圖ハ歐洲大陸ニ於テ用ヒラレ、又英國ニ於テハ其幹線中ノ數ヶ所ニ於テ試用セラレタルモノニシ

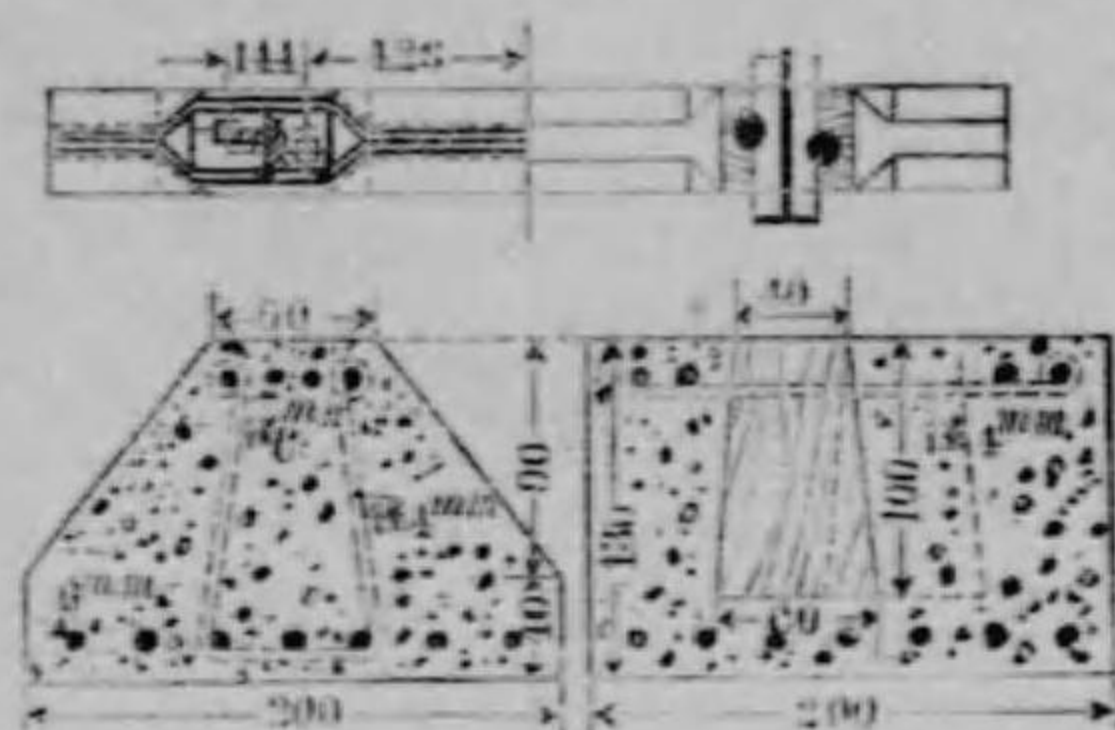
第二百八十九圖



テ、甲ハ軌條ヲ据エル可キ場所、乙ハ枕ノ中央及ビ端ノ斷面ナリ。 $48 \frac{1}{2}$ 軌間ノ鐵道ニ於ケルモノニアリテハ、一本ノ重量 420# ニシテ、此内 35# ハ鐵筋ノ重量トナリ居リ

テ、鐵筋トシテハ $\frac{3''}{16}$ 圓釘ヲ用ヒ、軌條ト枕トヲ結合スル
 タメノ犬釘、又ハ「螺旋ボルト」ハ、枕中ニ挿入セラルル木
 製短管ニ碇着セシメラル。軌條ヲ置ク可キ部分ニ於テ
 ハ、下部即チ應張鐵筋ノ量ハ $1\frac{1}{2}\%$ 上部即チ應壓鐵筋ノ
 量ハ $\frac{3}{4}\%$ 。此枕ノ全厚サハ圖面ノ如ク $5\frac{1''}{8}$ ニシテ、鐵筋
 混凝土枕トシテハ比較的厚サノ少ナル方ナリ。

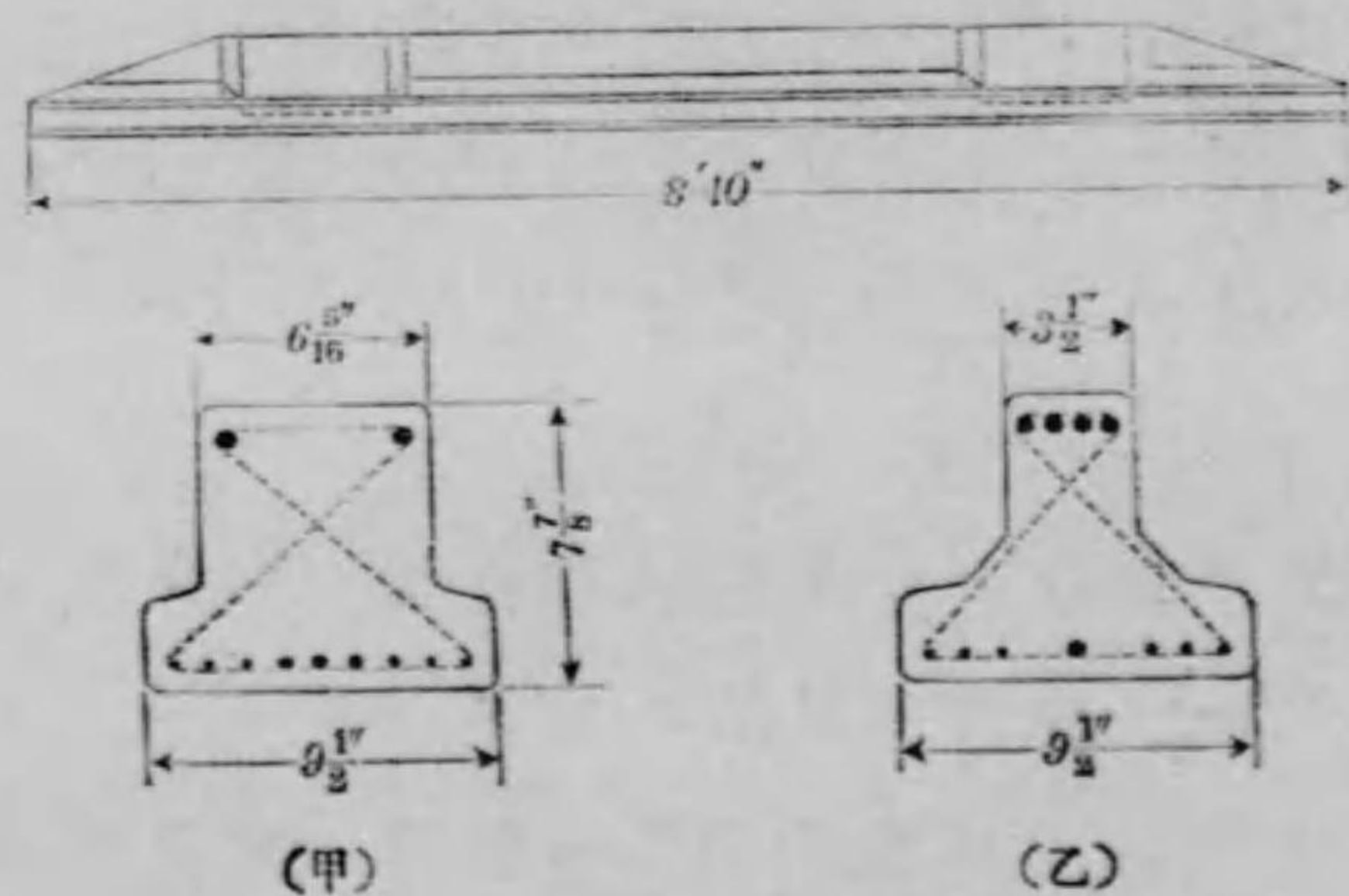
第二百九十圖



第二百九十圖ハ伊太利
 型ニシテ、剪斷力ノ大ナ
 ル部分ニハ垂直腹鐵筋
 ヲ用ヒタルモノナリ。
 寸法ハ「ミリメートル」。
 第二百九十一圖ハ Sax-
 son ニ於テ用ヒラレシ

モノニシテ、Zurich ノ ろせーれ 氏 (Rudolf Wolle) ノ設計ニ成

第二百九十一圖

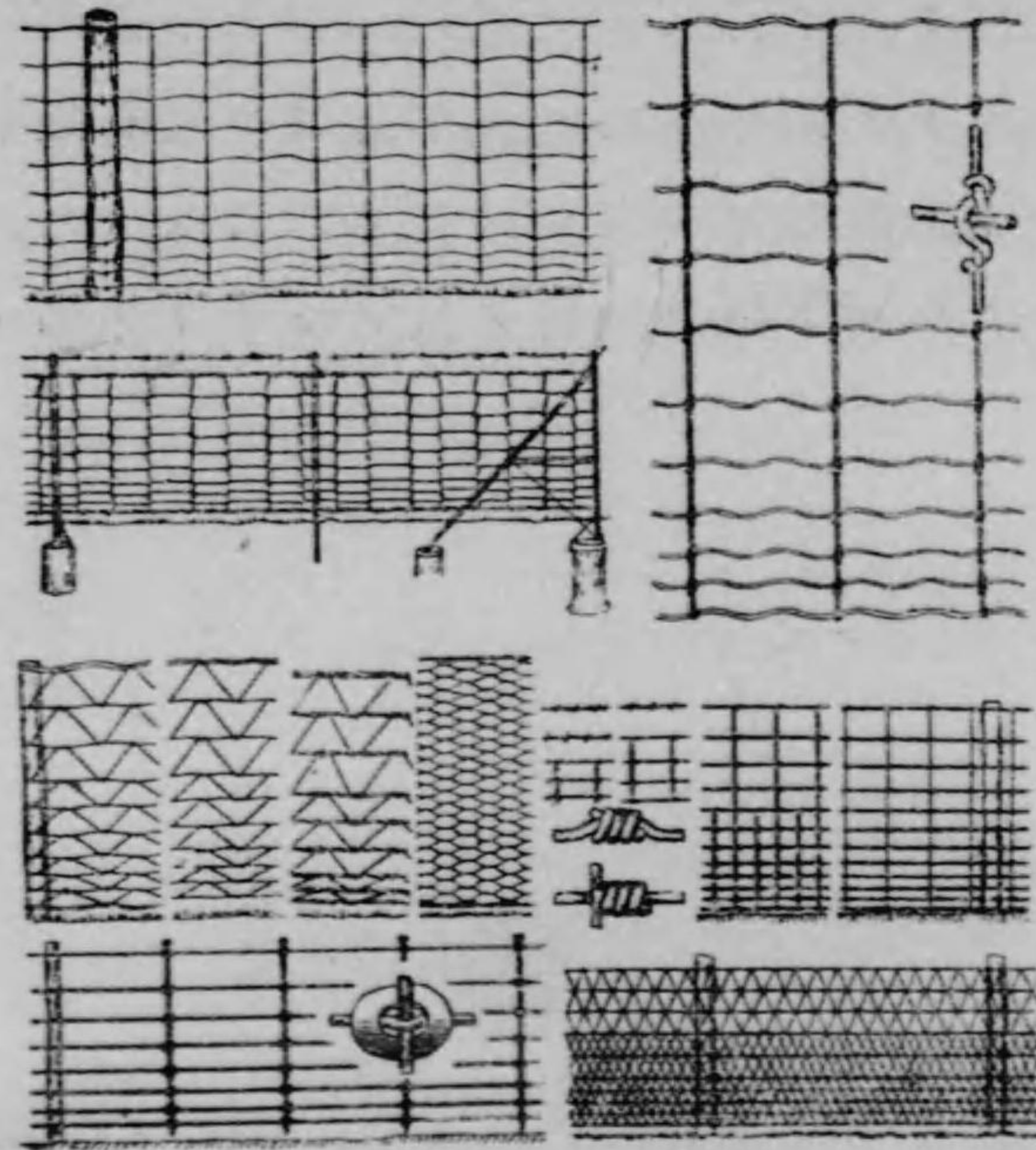


モノナリ。此特色トスル所ハ軌條ト枕トノ接觸スル部
 ニ、深ク混凝土中ニ Asbeston ヲ用ヒタルモノニシテ、此タ
 メニ犬釘類ト枕トノ結合ガ確實トナリテ、此 Asbeston 中
 ヨリ犬釘ヲ引キ抜クニ要スル力ハ、木枕ヨリ引キ抜クニ
 要スル力ヨリモ大ニシテ、從ツテ軌條ト枕トノ着合完全
 ナリトセラル。一本ノ重量ハ $4'8\frac{1''}{2}$ 軌間ノ鐵道用トシ
 テハ、其一例ハ 456^* ニシテ此内 28^* ハ鐵筋ノ重量。而シ
 テ鐵筋ハ主トシテ $\frac{3''}{8}$ ヨリ大ナル直徑ノ釘五本ト、 $\frac{3''}{16}$
 直徑ヨリ稍々大ナル鐵筋六本トヨリ成リ、枕ノ全厚サハ
 $7\frac{7''}{8}$ 、軌條ニ接觸スル部ノ附近ニ於テ上部ノ二本ノ鋼釘
 ハ之レヲ曲ゲテ下部ニ至ラシム。即チ甲斷面ニ於テ見
 ル如シ。而シテ此部ニ於テハ下部即チ應張鐵筋ハ $1\frac{1}{4}\%$
 上部、即チ應壓鐵筋ハ 0.5% ニシテ、第二百八十九圖ヨリモ
 其ノ厚サ大ナルヲ以テ、鐵筋ノ量ノ少ナキヲ知ルベシ。

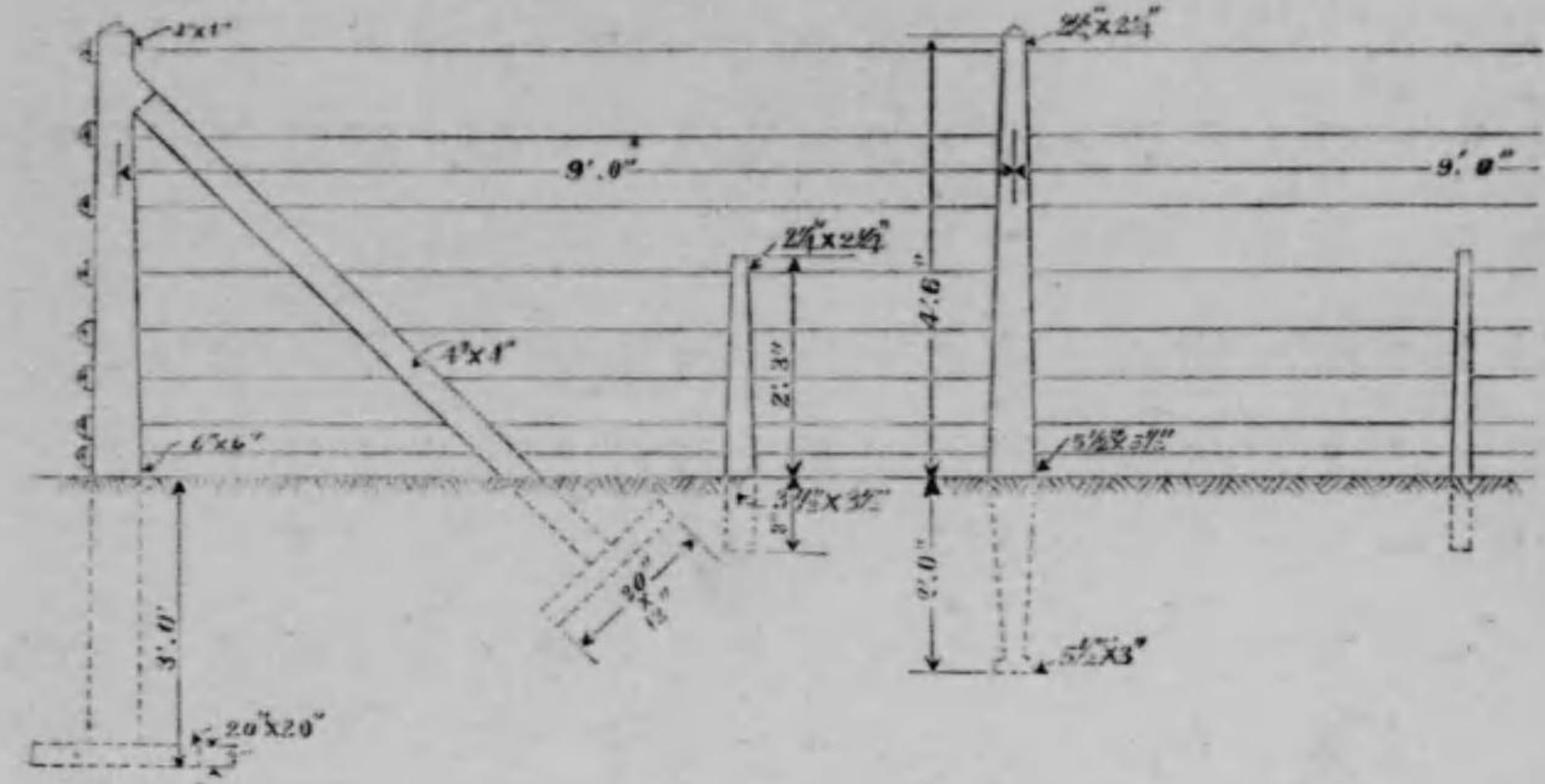
第二十二章 柵垣用鐵筋混凝土杭

鐵道ニ於テハ境界柵垣ハ屢々必要ニシテ、其杭ハ之ヲ鐵筋混凝土トシ、之ニ鐵線ヲ連結シ以テ柵垣トナスコトアリ。鐵線ハ第二百九十二圖ノ如ク種々ノ様式アリ。又第二百九十三圖ハ鐵筋混凝土杭ノ一例ヲ示スモノニシテ、高サハ地上ヨリ4'6"之ガ9'ノ間隔ニ設置セラル。而シテ柵垣ノ端ニハ大ナル杭ヲ用ヒテ、圖面ノモノハ其頂

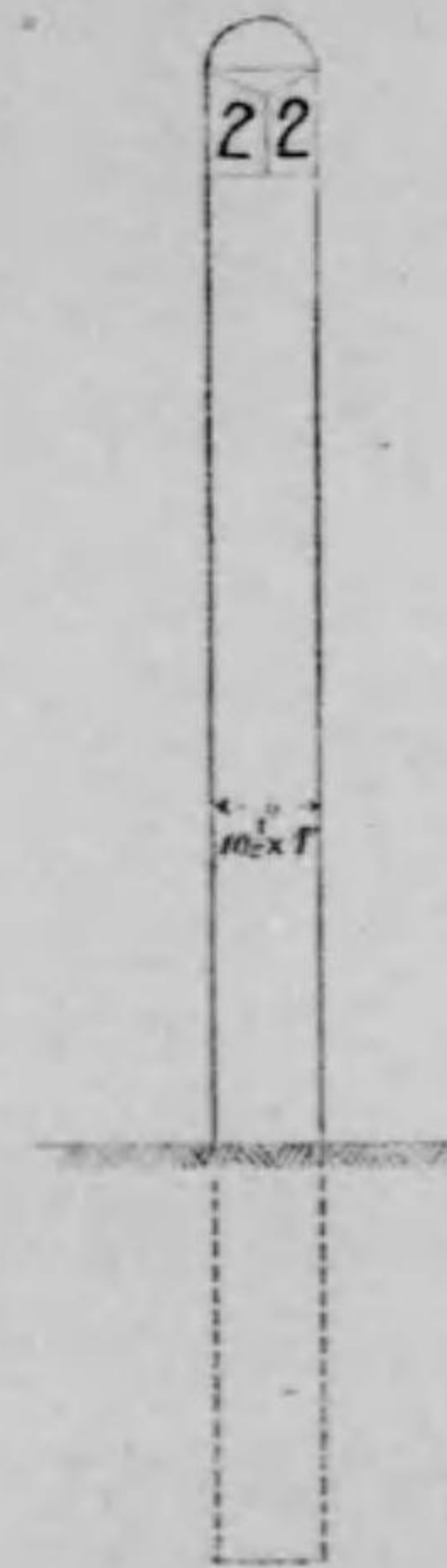
第二百九十二圖



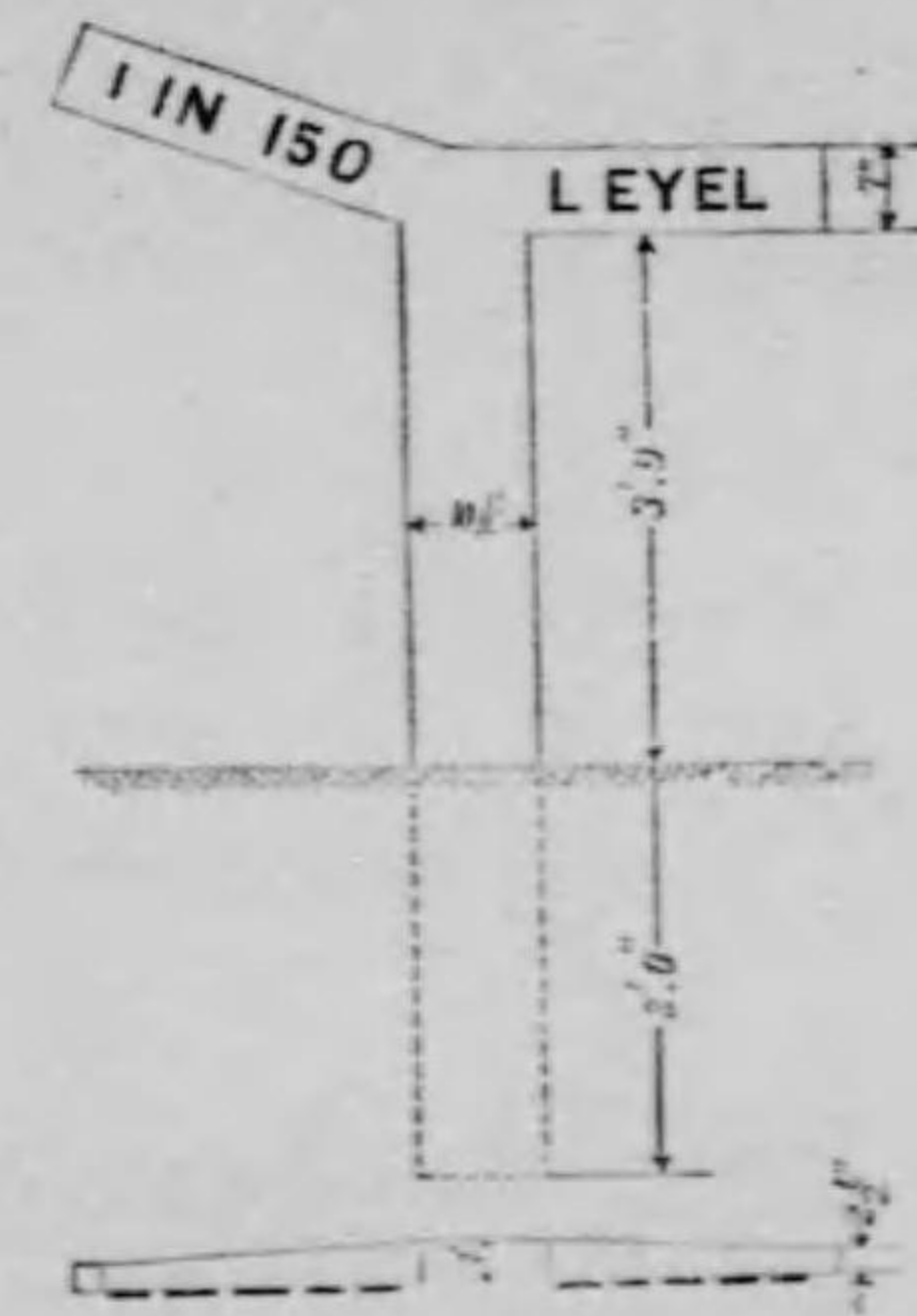
第二百九十三圖



第二百九十四圖



第二百九十五圖



部断面 $4'' \times 4''$ 、下部 $6'' \times 6''$ 、中間ノモノハ頂部断面 $2\frac{1}{4}'' \times 2\frac{1}{4}''$ 、下部 $5\frac{1}{2}'' \times 5\frac{1}{2}''$ 。此等ノ杭ハ $\frac{3}{8}''$ 乃至 $\frac{1}{4}''$ 釘四本ヲ縦釘トシ、恰モ前ニ支柱ノ章ニ於テ述ベタル如ク、適當ナル間隔毎ニ之レヲ $\frac{1}{8}''$ 直徑ノ鐵線ヲ以テ緊束ス。

以上ノ如キ杭ノ外、鐵道ニ於ケル線路ノ里程及ビ勾配ヲ示スタメノ柱モ亦鐵筋混凝土ヲ以テ作リテ可ニシテ、木材ノ如ク地中ニ埋沒セル部分ノ腐敗スルコトナク、又「ペンキ」ヲ塗リ、之レガ塗リ換ヘヲナス等ノコトヲ要セズ、而シテ一般ニ木材ヨリモ耐久ナリ。

第二十三章 橋脚及ビ橋臺

第七十三節 總 論

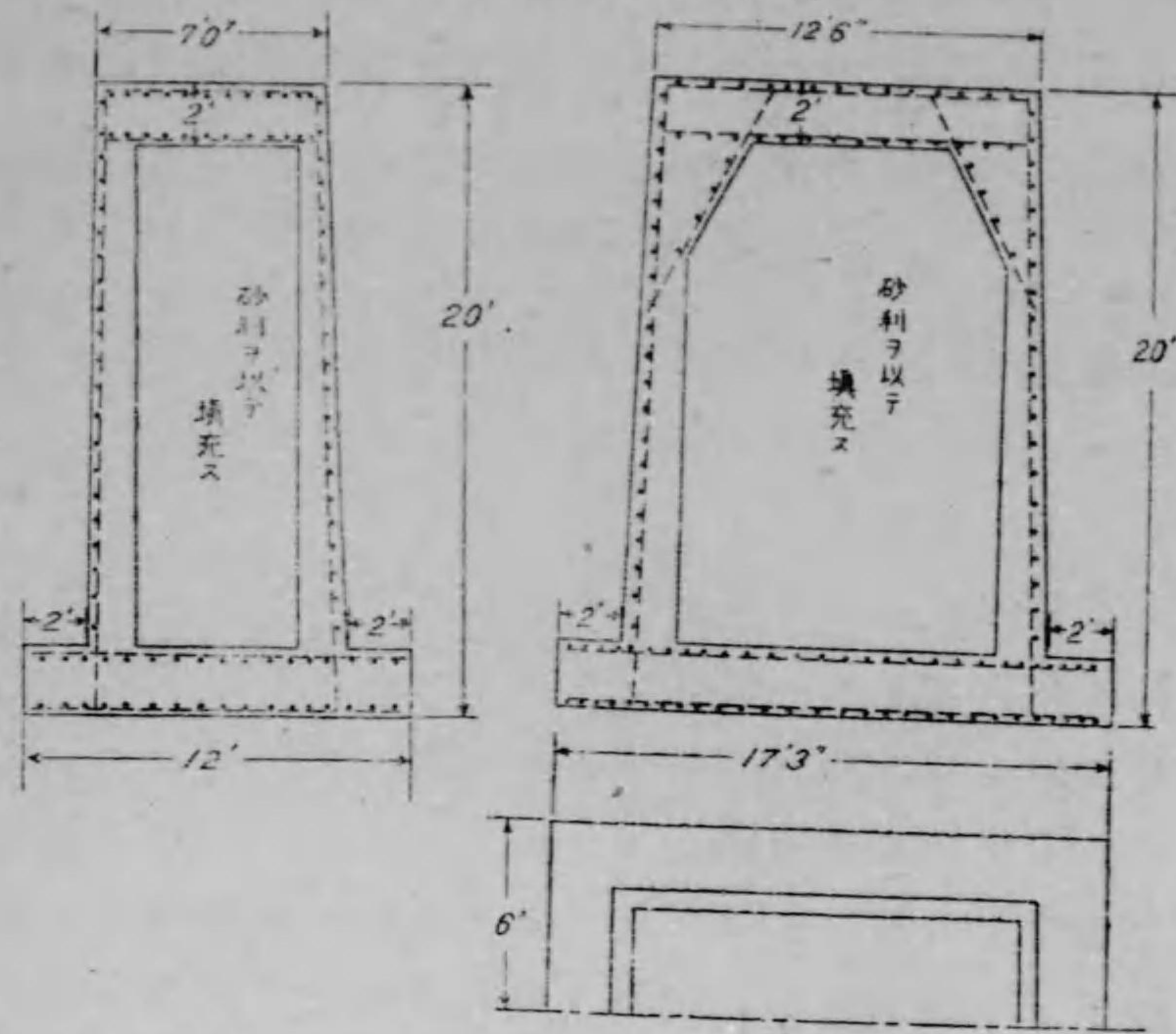
總テ混凝土ハ土木建築工事ニ於テ石材・煉瓦ノ代リニ用ユルコトヲ得ルハ茲ニ繰リ返ヘスヲ要セザル所ニシテ、若シ普通ノ混凝土ノミヨリナル構造物ナルトキハ、其大サハ石材・煉瓦ノ場合ト相等シクナスヲ要ス可キモ、鐵筋ヲ組ミ合ハストキハ混凝土ノ量ヲ少クナシ得テ、從ツテ建築費減少ス。且ツ石材・煉瓦ノ運搬ヨリモ膠灰ノ運搬容易ニシテ砂、砂利ガ附近ヨリ得ラルルトキハ鐵筋混凝土ノ方施工ニ便利ナリ。斯ノ如キヲ以テ、橋脚及ビ橋臺ニ對シテモ鐵筋混凝土構造ヲ應用シ、又此レガ屢々作ラルル所以ナリ。

第七十四節 橋 脚

第二百九十六圖ハ内部空虚ナル橋脚ノ一例ニシテ、普通砂利ノ類ヲ以テ其空虚部ヲ填充スルモ、若シ橋脚ガ初メヨリ其内部空虚ナリトシテ設計セラレタルトキハ、此部ヲ永久ニ空虚トナシ置キテ可ニシテ、斯クスレバ基礎地盤ニ於ケル壓力ハ大ニ減少ス。

橋脚・橋臺設計ノ場合ニ於テハ其鐵道橋ナルカ、普通ノ公

第二百九十六圖



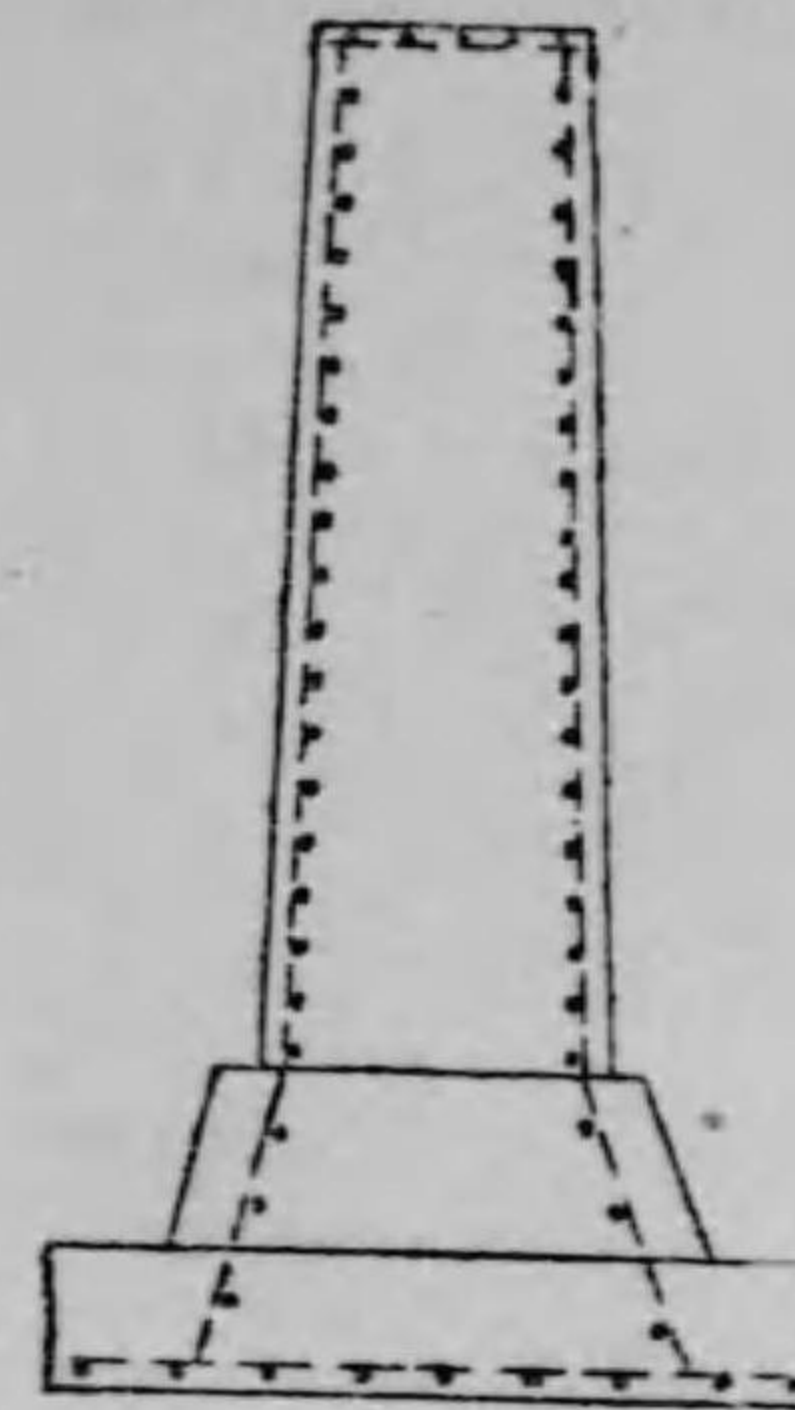
道橋ナルカニヨリ設計計算ニ於テ多少ノ相違アリト雖、一般ノ順序方法ニ至リテハ兩者共恰ソド相同ジ。撃衝應力ニ關シテハ前ニ述ベル如シ。

第二百九十六圖ノ如ク内部空虛ナルトキハ、橋脚ノ頭部ハ床版トナル、即チ四邊ニ於テ碇着セル床版トシテ、容易ニ其厚サ、鐵筋ノ量ヲ見出スコトヲ得ルナリ。而シテ此頂部床版ヨリ荷重ハ側壁ニ傳ハルヲ以テ、側壁ニ生ズル應力ハ許容數量ヨリ大ナラザルコトヲ要ス、側壁ノ内部ハ普通垂直トシ、外部ニハ $\frac{1}{12}$ 乃至 $\frac{1}{24}$ 位ノ堅勾配ヲ附ス。

流水ノ多キ所ニ於テハ橋脚ニ水切リヲ附スルヲ可トス。而シテ此部分ハ充分補強シテ縱肋ヲ以テナセバ、之ヲ混凝土中ニ延長シテ埋メ込ミ置クベキモノトス。

第二百九十七圖ハ内部ノ空虛ナラザル一例ヲ示セルセ

第二百九十七圖



ノニシテ、鐵筋ヲ用ユルタメニ其大サハ石材・煉瓦・普通混凝土ノミノ橋脚ニ比シテ少トナル。總テ橋脚ハ垂直重量及ビ橫壓力ヲ受クル支柱ニシテ、其計算方法ハ偏心的壓力ヲ受クル支柱ト同様ナリ。

橋脚ノ基礎混凝土ハ其體軀ノ壘築ヲ完全ニナスタメ、或ハ地盤ニ於ケル壓力ヲ減少セシムルタメ、

若シクハ橋脚ニ働ク橫壓力ニ對シテ、轉覆セントスル傾向ヲ減少セシメ、其安定ヲ保タシムル上ニ於テ、橋脚軀體ノ下部ヨリ擴張セシメテ礎段ヲ作ルヲ普通トスルコト、恰モ擁壁等ノ基礎混凝土ト同様ニシテ、又其安定度モ是等ト同様ニシテ決定スルコトヲ得ルナリ。

橋脚ノ水平斷面ニ於テ支フルコトヲ要スル垂直重量ハ活荷重、撃衝應力、橋桁ノ死荷量、及ビ考フル斷面ヨリ上ノ橋脚ノ重量ナリ。又橫壓力ハ鐵道橋脚ノ場合ハ列車ノ牽引力、列車ニ吹ク風壓、橋桁ニ吹ク風壓、橋脚ニ於ケル風

壓、河水ノ流壓、並ニ氷塊ノ流ルル河ニアリテハ流水ニ基ケル壓力ナリ。牽引力ハ橋桁上ニ於ケル列車重量ノ $\frac{1}{5}$ トナスガ普通ニシテ、若シ橋ガ複線鐵道ナルトキハ兩線路ニ於ケル活荷重ノ $\frac{1}{5}$ トナシ、單線ニ於テハ其徑間上ノ活荷重ノ $\frac{1}{5}$ 。

鐵道橋ニ於テ列車ガ橋上ニアルトキハ、風壓ハ列車及ビ橋桁ノ對風面積ニ對シテ各々 $30\#/sq$ トシ、橋脚ニ來ル風壓ハ其上流又ハ下流ニ水切りヲ設ケザルモノニ於テハ $30\#/sq$ 之ヲ設ケタルモノニ於テハ $20\#/sq$ トス。而シテ是等ハ何レモ垂直投射面積ニ對シテ計算スルモノナリ。橋脚ニ働ク河水ノ流壓ニ就キテハ次式ヲ用ユベシ。

$$P = Kw \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(242)$$

此式ニ於テ、

P=橋脚ノ投射面一平方呎ニ對スル流壓(封度)、

K=係數、

v=河流ノ速力(一秒呎)、

w=水ノ一立方呎ノ重量(封度)、

g=每一秒間ニ於ケル重力ノ加速度、=32.2

グライナー氏 (Greiner) ハ

橋脚ノ流水ノ壓力ヲ受クル部分平面ナルトキハ、

$$\frac{Kw}{2g} = 1.5$$

圓形ナルトキハ

$$\frac{Kw}{2g} = 0.75 \text{ トナセリ。}$$

vハ水深ニヨリ異リテ、水ノ表面ヨリ河底ニ至ル垂直面ヲ考フルトキハ、此vナル速力ノ變化スル状態ハ橢圓形ヲ以テ表ハスコトヲ得ルトセラル。而シテ最大速力ハ表面ヨリ少シク下ニアリテ、普通流壓ニ對スル橋脚ノ安定度ヲ決定スル計算ニ於テハ、流壓ノ合成力ハ表面ヨリ其深サノ $\frac{1}{3}$ ノ所ニ働クトナシテ設計上安全ナリ。

流水ヲ起スベキ河川ニ於テハ之ニ原因スル壓力ヲ考フルヲ要ス。氷ガ流ルルトキハ、氷解セントスルトキナルヲ以テ、比較的軟クナリ居リテ、氷ノ厚サ10"ノトキ、橋脚ノ對氷面平面ナレバ橋脚ノ幅每一呎ニ對シ50000#、即チ $\frac{50000}{12" \times 10"} = 417\#/sq$ トシ、橋脚ノ對氷面圓形ナルトキハ此半分トス。而シテ氷ノ厚サガ以上ヨリ増減スルトキハ其レニ比例シテ壓力モ亦増減スルモノトナス。

以上ハ橋脚ノ安全程度ヲ檢定セントスル際ニ必要ナル外壓力ナリ。而シテ之ニ對シテ橋脚ノ安全ナルタメニハ、任意ノ水平斷面ニ於テ横壓力ニヨリテ摺動スルコトナキコト、水平斷面ニ於テ生ズル最大應壓力ガ許容數量ヨリ大ナラザルコト。轉覆セントスルニ對シテ適當ナル安全率ヲ有スルコト、以上三ツヲ檢査スルヲ要ス。

例、第二百九十八圖略圖ニ示セル如キ橋脚トシテ其基礎底面ニ於ケル壓力ヲ見出サントス。此橋脚ハ其ノ

左右ニ於テ各々 300' 徑間ノ橋桁ヲ支フルモノニシテ、而シテ複線鐵道ノ場合ナリトス。

上部頂層 (Coping) 厚サ=2' 面積=609[□] 容積=45. 立方ヤード

下部頂層 (Coping) 厚サ=2' 面積=556[□] 容積=41. 立方ヤード

橋脚軀體、高サ 56.86

上部面積 = 490[□]

中部面積 = 631.1[□]

下部面積 = 786.6[□]

容積ヲ出スニハ擬壙體ニ對スル公式 (Prismoidal formula) ヲ用ユ。

$$\text{容積} = \frac{56.86}{6} \{490 + 4 \times 631.1 + 786.6\}$$

之ヲ立方ヤードニナスタメニ 27 ニテ除ストキハ、

橋脚軀體容積 = 1335. 立方ヤード

簡單ニ容積ヲ見出サントスレバ

$$\text{容積} = 56.86 \times \frac{490 + 786.6}{2} \text{ 立方呎}$$

基礎礎段 上部面積 = 926[□]

中部面積 = 1321.9[□]

下部面積 = 1801.8[□]

高サ 6' ニシテ前同様擬壙體ニ對スル公式ヲ用ユレバ、

其容積 = 298. 立方ヤード

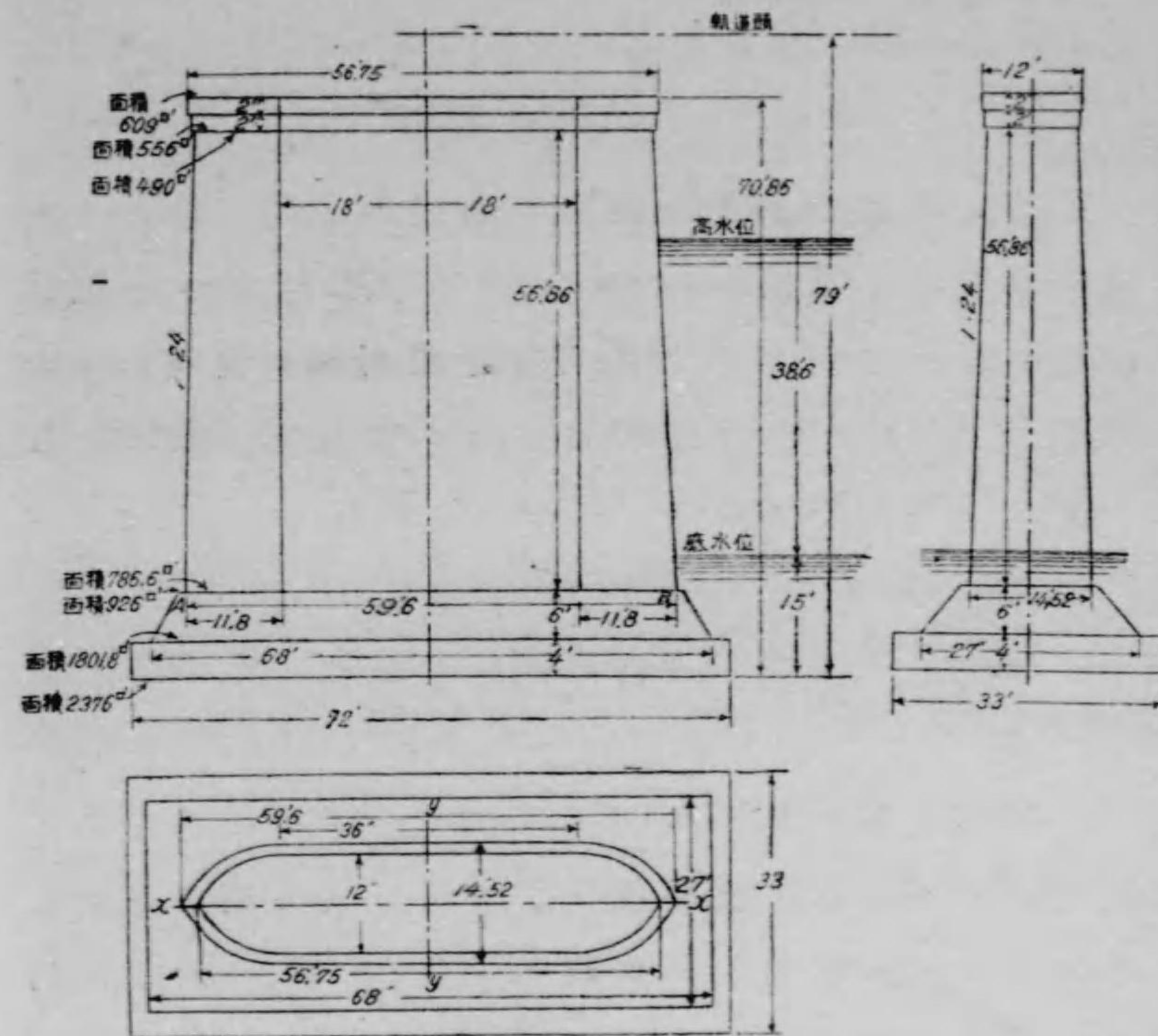
$$\text{基礎混凝土容積} = \frac{1}{27} \{72' \times 33' \times 4'\} = 352. \text{ 立方ヤード}$$

故ニ以上ヨリシテ橋脚ノ全容積

$$= 45 + 41 + 1335 + 298 + 352 = 2071 \text{ 立方ヤード}$$

鐵筋混凝土ノ重量ハ此問題ノ場合一立方呎 155# ト假定スレバ、橋脚ノ死荷重 = 2071 × 155# × 27 = 8667000#

第二百九十八圖



橋桁ハ複線ニシテ橋脚ニ來ル重量ハ軌道ト共ニ合計シテ其死荷重ヲ今 2738000# ト假定ス。

列車ノ長サ 1 呎ニ付キ最大重量ヲ平均 5000# トス。然ルトキハ複線ニテ徑間 300' ナルヲ以テ、

列車ヨリノ重量 = $2 \times 5000 \times 300 = 3000000^{\#}$

故ニ全垂直重量 = $8667000 + 2738000 + 3000000$
 $= 14405000^{\#}$

列車ノ進行スル際ニ牽引力ヨリ生ズル横壓力ハ、上述ノ如ク列車重量ノ $\frac{1}{5}$ トナストキハ、

$$\text{牽引力} = \frac{3000000}{5} = 600000^{\#}$$

此牽引力ハ複線ニ於テ兩線共ニ同方向ニ列車進行スルトシテ其數量ヲ見出セルモノナリ。而シテ此レハ軌條ノ頭部ニ沿フテ働クトナス。基礎底面ヨリ軌條頭ニ至ル距離ヲ $79'$ トスレバ、牽引力ニヨリテ軌條ノ長サノ方向ニ生ズル彎曲率ハ

$$600000 \times 79' = 47400000 \text{ 呎封度}$$

列車ノ長サ 1 呎ニ於ケル對風面積ハ普通 $10^{\#}$ トスレバ可ニシテ

$$\text{列車ニ働ク風壓} = 300' \times 10' \times 30^{\#} = 90000^{\#}$$

之ガ列車ノ重心即チ軌條頭ヨリ上 $7'$ ノ所ニ働クトシテ、其彎曲率 7740000 呎封度。又橋桁ノ長サ 1 呎ニ於ケル對風面積モ亦平均 $10^{\#}$ トシテ可ニシテ、從ツテ橋桁ニ於ケル風壓ハ、

$$300 \times 10' \times 30' = 90000^{\#}$$

此レハ橋桁ノ平均高サノ $\frac{1}{2}$ ノ所ニ働クトシテ可ニシテ其彎曲率 8100000 呎封度。基礎底面ヨリノ距離ヲ見出シテ彎曲率ヲ計算シタルモノニシテ、二者ノ合計ハ

$$7740000 + 8100000 = 15840000 \text{ 呎封度ナリ、}$$

次ニ又橋脚ニ働ク風壓ハ水切ナキトハ其垂直投射面ニ $30^{\#}/\square$ ヲ乗ジ、水切リヲ有スルトキハ $20^{\#}/\square$ ヲ乗ジタルモノニシテ、此垂直投射面ハ河ノ上流又ハ下流ヨリ見タル場合ノモノニシテ、今約 $639'$ トス。低水位ヨリ上ノ部分ノ面積トシ、其ノ重心ニ至ル基礎底面ヨリノ距離ヲ約 $40'$ トスレバ、此タメノ彎曲率ハ水切アルヲ以テ、

$$20^{\#} \times 639 \times 40 = 511200 \text{ 呎封度、}$$

次ニ又河ノ水流ノタメノ壓力ハ高水位ノ場合ヲトリテ、水ノ最大平均流速ヲ毎秒時間 $10'$ トスレバ、基礎底面ヨリノ彎曲率ハ (242) 式ヨリシテ

$$0.75 \times 700^{\#} \times 35.8 \times 10^{\#} = 1879500 \text{ 呎封度、}$$

次ニ又流氷ニヨリテ橋脚ノ受クル壓力ハ今其流氷ノ厚サヲ $10''$ トシ、橋脚ノ幅 $1'$ ニ對シテ前記ノ如ク $50000^{\#}$ ヲ用ユレバ、此タメニ生ズル彎曲率ハ

$$25000 \times 10' \times 35 \times 53.6 = 13869000 \text{ 呎封度}$$

以上ノ數量ヨリシテ基礎底面ニ於ケル壓力ヲ見出サントスルモノニシテ、

$$\text{橋脚ヨリノ壓力} = \frac{8667000}{72' \times 33'} = 3650^{\#} = 1.82^{\#} (1^{\#} = 2000^{\#} \text{ ヲ用ユ})$$

$$\text{橋桁及ビ軌道ヨリノ壓力} = \frac{2738000}{72' \times 33'} = 1152^{\#} = 0.58^{\#}$$

$$\text{列車ヨリノ壓力} = \frac{3000000}{72' \times 33'} = 1264^{\#} = 0.63^{\#}$$

此三ツハ垂直重量ニヨリ底面ニ生ズル壓力ニシテ、若シ

水ガ地盤中ニ滲入シ基礎ノ下部ニ存在シ得ルトスレバ、水ノタメノ浮力ヲ考フルヲ要ス。此浮力ハ水中ニアル橋脚ノ容積(立方呎)ニ水ノ一立方呎ノ重量ヲ乗ゼルモノニ等シク、之レヲ基礎底面ノ面積ニテ除セバ單位面積ニ於ケル浮力トナル。

垂直重量ヨリ此浮力ヲ引キ去リタルモノヲ以テ摺動轉覆ニ對スル安全率ヲ檢定スベキモノトス。

$$\left. \begin{aligned} \text{高水位ノトキノ浮力} &= \frac{3260000}{72' \times 33'} = 1372^{\#} = 0.69^{\#} \\ \text{低水位ノトキノ浮力} &= \frac{1340000}{72' \times 33'} = 564^{\#} = 0.28^{\#} \end{aligned} \right\} \text{トス}$$

次ニ基礎混凝土ハ其面積 $72' \times 33' =$ シテ、此斷面ニ於ケル惰率 I ヲ見出スヲ要ス。而シテ此 I ハ二ツノ場合ヲ求ムルヲ要シテ、

(1) 列車進行ノ方向ニ直角ナル斷面重心ヲ通ル線ヲ軸トスルトキハ、

$$I = \frac{72 \times 33^3}{12} = 215600$$

(2) 水流方向ニ直角ナル斷面重心ヲ通ル線ヲ軸トスレバ、

$$I = \frac{33 \times 72^3}{12} = 1026000$$

彎曲率ノタメニ生ズル應力ハ、(178)式ヲ用ユレバ

$$f = \pm \frac{M \frac{t}{2}}{I}$$

ナルヲ以テ、列車ノ牽引力ニヨリテ生ズル壓力ハ、

$$f = \frac{47400000 \times \frac{33'}{2}}{215600} = 3630^{\#} = 1.81^{\#}$$

橋桁ニ働ク風壓ニヨリテ生ズル壓力ハ、

$$\frac{8100000 \times \frac{72'}{2}}{1026000} = 280^{\#} = 0.14^{\#}$$

列車ニ働ク風壓ニヨリ生ズル壓力ハ、

$$\frac{7740000 \times \frac{72'}{2}}{1026000} = 272^{\#} = 0.14^{\#}$$

橋脚ニ働ク風壓ニヨリ生ズル壓力ハ、

$$\frac{511200 \times \frac{72'}{2}}{1026000} = 18^{\#} = 0.008^{\#}$$

流速及ビ流水ニヨリ生ズル壓力ハ、

$$\frac{(1879500 + 13869000) \times \frac{72'}{2}}{1026000} = 550^{\#} = 0.28^{\#}$$

以上ヨリシテ基礎ハ岩盤上ニ座シ、水ノ浮力ナキモノトシ、又高水位ノ場合ナルヲ以テ、橋脚ニ働ク風壓ニヨル結果ハ僅少ナルヲ以テ、之レヲ無視スレバ基礎地盤ニ於ケル最大壓力ハ

$$(1.82 + 0.58 + 0.63) \pm (1.81 + 0.14 + 0.14 + 0.28) = 3.03 \pm 2.37 = 5.4^{\#}$$

ニシテ、以上ノ如ク風壓、洪水、流水ガ同時ニ來ルガ如キ場合恰ンドナルベキヲ以テ、其地方的狀況ニヨリ、或ハ流水ニヨリ生ズル壓力ヲ省略スル等適當ナル判斷ヲ下ス

ヲ要ス。而シテ以上總テノ場合ガ同時ニ生ズルトスル
トキハ、岩盤ハ $5.4 \text{ 噸}/\text{sq}$ ノ壓力ニ安全ニ堪ユルモノナルヲ
要ス。

橋脚ノ任意ノ水平斷面ニ就キテモ以上ト同方法ヲ以テ
計算スルヲ得テ、只其考フル水平斷面ヨリ上部ノ垂直重
量横壓力及ビ其レヨリ生ズル彎曲率ニヨリテ計算スベ
キモノトス。

此例題ニ於テ浮力ヲ考フルトキハ $3.03 - 0.69 - 2.37 = -0.03 \text{ 噸}/\text{sq}$
ナル應張力ヲ基礎一側ニ於テ生ズルコトアルヲ以テ、轉
覆ニ對スル安全率ハ其場合ハ 3 ヨリ少シク小トナル、又
摺動ニ對スル安全率ハ第十章擁壁ノ所ニ於テ述ベタル
如クシテ見出シ得ルナリ。

橋脚ノ抗震力ニ就キテハ第五十九節ニ於テ、一般ニ抗震
強度ノ計算方法ヲ述ベタル如ク、橋脚ハ之レヲ短柱トシ
テ其抗震強度ヲ見出シ得ベク、用ユル公式ハ(215)式ニシ
テ、今橋脚軀體底面ニ於テ破壊スルトスレバ、此底面ノ水
平斷面積ハ 786.6 sq ナリ。今假リニ普通ノ混凝土ノミニ
テ鐵筋ヲ用ヒザルモノノ例ヲ示セバ、(215)式ヨリシテ

$$a = \frac{Igf}{xWy}$$

I = 斷面ノ惰率、

f = 混凝土ノ許容應力(此場合應張力ニシテ $50 \text{ 噸}/\text{sq}$ トス)

W = 破壊面ヨリ上ノ全重量、

x = 中立軸ヨリ極端纖維ニ至ル距離、

y = 破壊面ヨリ上ノ部分ノ重心迄ノ高サ、

W = 橋桁及ビ軌道ノ死荷重量 + 破壊面ヨリ上ノ橋脚ノ

死荷重量 = $2738000 + (45 + 41 + 1335) \times 27 \times 140$

普通ノ混凝土一立呎重量 = 140 噸 トス。

$$= 2738000 + 5371380 = 8109380$$

$$\therefore \frac{8109380}{786.6} = 10310 \text{ 噸}/\text{sq} = 72 \text{ 噸}/\text{sq}$$

x = 長キ軸ヲ軸トシテ惰率ヲ求ムル場合ハ $\frac{14.52}{2} = 7.26$
= 87.12

x = 短カキ軸ヲ軸トシテ惰率ヲ求ムル場合ハ $\frac{59.6}{2}$
= $24.8 = 297.6$

破壊面 AB ヨリ上橋脚ノ重心ニ至ル距離ヲ今假リニ
 $30' = 360''$ トシ、又破壊面 AB ヨリ橋桁及ビ軌道ノ重心ニ
至ル距離ヲ假リニ $72' = 864''$ トスレバ、

$$y = \frac{5371380 \times 360'' + 2738000 \times 864''}{8109380} = 540''$$

破壊斷面ニ於テ長キ方ノ軸ヲ軸トシテ、惰率ヲ求ムレバ、

$$I = \frac{(36' \times 12'')(14.52 \times 12'')^3}{12} + \left\{ \frac{1}{30} (11.8 \times 12'')(14.52 \times 12'')^3 \right\} \times 2$$

$$= 190198000 + 49874300 = 240072300 \text{ (吋)}$$

又短カキ方ノ軸ヲ軸トシテ、惰率ヲ求ムレバ、

$$I = \frac{(14.52 \times 12'')(36' \times 12'')^3}{12} + 2 \left\{ \frac{8(14.52 \times 12'')(11.8 \times 12'')^3}{175} \right.$$

$$\left. + \frac{2}{3} (14.52 \times 12'')(11.8 \times 12'') \left\{ 18.1 \times 12'' + \frac{2}{5} (11.8 \times 12'') \right\} \right\}$$

$$I = 1170725200 + 2\{22713244 + 122262210\} = 1460676108$$

以上ヨリシテ

$$\frac{I}{x} = \frac{240072300}{87.12} = 2755651$$

又

$$\frac{I}{x} = \frac{1460676108}{297.6} = 4908200$$

又

f ハ 50 + 72 = 122#/sq. 迄ハ可ナリ。

$$\begin{aligned} \therefore a &= (2755651) \times \frac{9800 \times 122}{8109380 \times 540} = 2755651 \times 0.000273 \\ &= 752. \text{m.m./sec}^2 \end{aligned}$$

故ニ普通ノ混凝土ノミノ橋脚ナレバ地震震動ノ加速度 $a = 752. \text{m.m./sec}^2$ トナレバ危険トナル。鐵筋ヲ用ヒテ鐵筋混凝土橋脚トナセバ、其計算方法ハ以上ト大體同一ナルモ、一立方呎ノ鐵筋混凝土ノ重量ハ此例ニ於テハ 155#ニテ又鐵筋混凝土ノ場合ハ壓力ハ混凝土及ビ抗壓鐵筋之レニ抵抗シ、張力ハ抗張鐵筋之レニ抵抗スルヲ以テ、上記

$$a = \frac{Igf}{xWy} \quad \text{ニ於テ}$$

今 $A' = (\text{混凝土ノ面積}) + (n-1)(\text{鐵筋ノ斷面})$ トスレバ、

$$\frac{W}{A'} = q \text{#/sq.}$$

故ニ 混凝土ノ許容應壓力 = 450#/sq. ナレバ、橋桁上ニ列車ナク又平穩ナルトキニ於テ、地震ニ對シテ許容シ得ベキ應壓力ハ $(450 - q) \text{#/sq.}$

又 $I' = I_c + nI_s$ トス。

$I_c =$ 變換斷面重心軸ニ對シテ混凝土ノ惰率

$I_s =$ 同上ニ對シテ鐵筋ノ惰率

然ル時ハ應壓力ノ生ズル部分ニ於テ混凝土ノ抗壓強ハ

$$a = \frac{I'g(450 - q)}{xWy} \dots\dots\dots(243)$$

a ト g トハ m.m./sec^2 W ト q トハ封度 x ト y トハ吋ナリ。

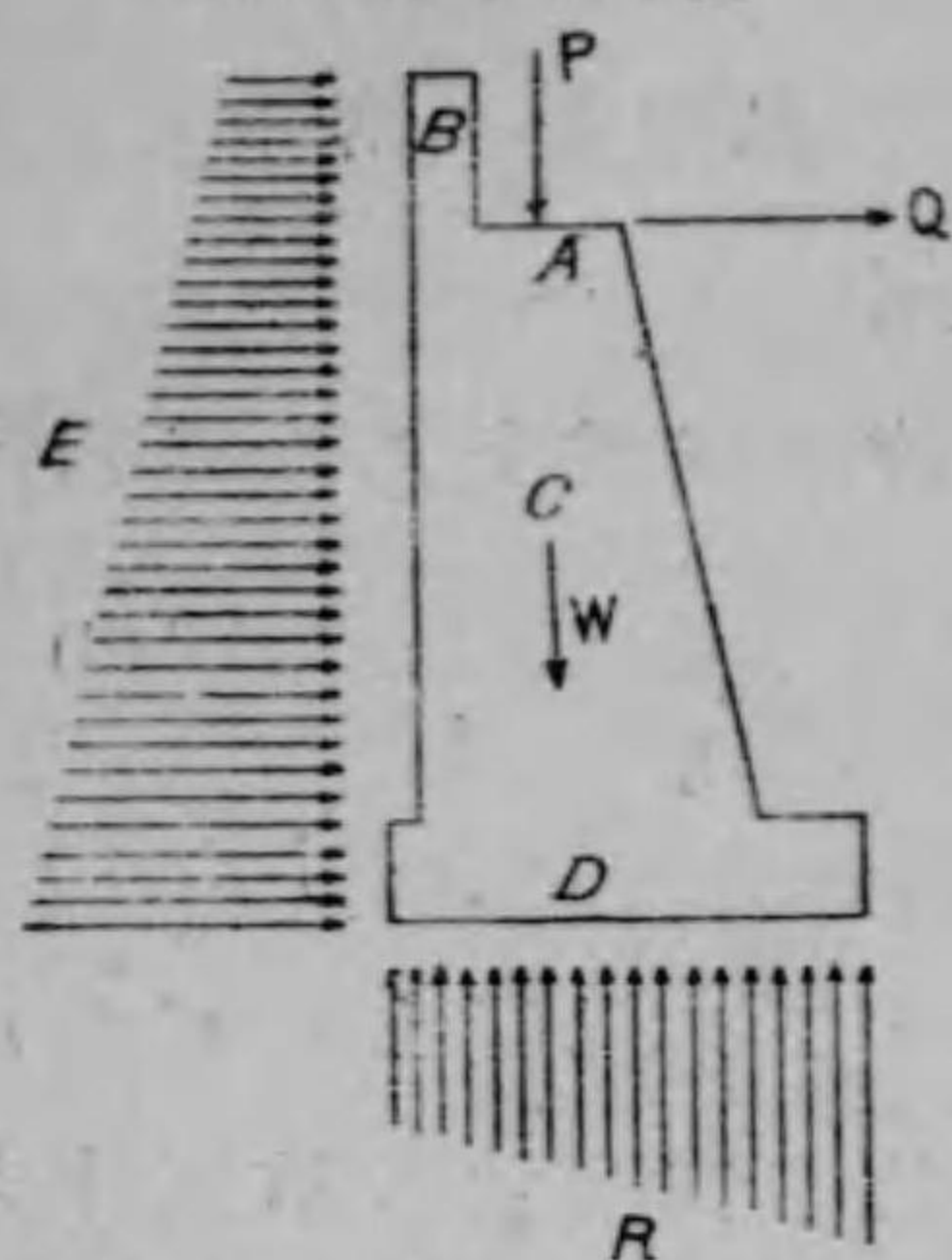
又與ヘラレタル加速度ノ地震ニヨリテ、混凝土及ビ鐵筋ニ生ズル應力ノ計算方法ハ、前ニ第十四章並ニ第五十九節ニ於テ述ベタル如キ方法ニヨリテ亦明カニ見出シ得ベシ。

第七十五節 橋 臺

橋臺ハ橋梁ノ兩端ニ建造シ、橋桁ヲ支ヘ其後面土砂ノ安定ヲ保タシムル目的ノモノニシテ、換言スレバ橋臺ハ橋脚並ニ擁壁ノ二ツノ用務ヲ盡スモノト見ルヲ得ベシ。第二百九十九圖ハ橋臺ノ中心ヲ通リ橋梁ニ平行ナル斷面ヲ示セルモノニシテ、Aハ水平ニシテ、茲ニ橋桁ノ一端ヲ載ス。Bハ之レヲ胸壁或ハ脊壁ト稱シ後面上部土砂ノ落下ヲ防止ス。Cハ橋臺ノ軀體ニシテDハ基礎礎段ナリ。

橋臺ニ働ク外力ハ(1)橋桁、軌道及ビ其上ヲ通行スル列車ノ重量ニシテ(P)ノ如シ、而シテ錐(Pin)ノ中心ヲ通リテ垂直ニ作用ス。(2)列車ノ牽引力ヨリ生ズル壓力(Q)ニシ

第二百九十九圖

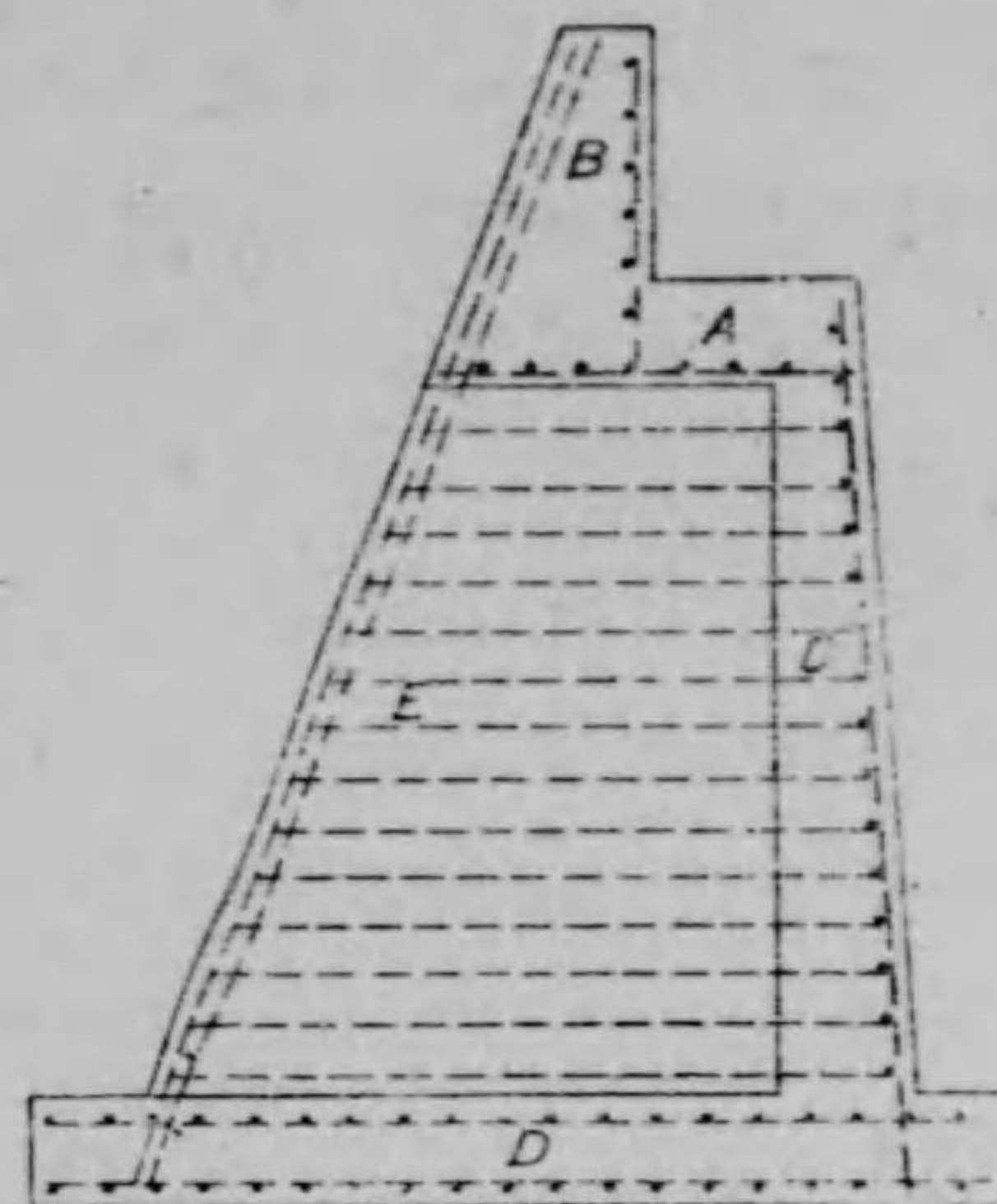


テ水平ニ作用ス。又時トシテ橋桁ノ伸縮ノタメニ水平力ヲ受クルコトモアリ。(3)橋臺後面土砂ノ横壓力(E)殊ニ列車ノ後面築堤上ニアルトキハ其重量ニヨリテ生ズベキ土砂ノ横壓力増加ス。(4)橋臺ノ死荷重(W)、(5)基礎地盤ヨリノ上向反力(R)之レナリ。而シテ此等ヨ

リシテ橋臺ノ設計ニ於テハ、任意ノ水平断面ニテ支フ可キ垂直重量ハ活荷重、擊衝應力、橋桁及ビ軌道ノ死荷重、考フ可キ断面ヨリ上ノ橋臺ノ死荷重ニシテ、此内擊衝應力ハ之レヲ無視スル場合モアリ。次ニ横壓力ハ橋梁ニ平行ナル方向ニ於テハ、土砂ノ壓力、並ニ列車ノ牽引力ナリ、又之レニ直角ナル方向ニ於テハ、橋桁ヨリ來ル風壓アルモ此結果ハ他ノ外力ニ比シテ極メテ少ナルヲ以テ、之レヲ無視シテ普通支障ナシ。

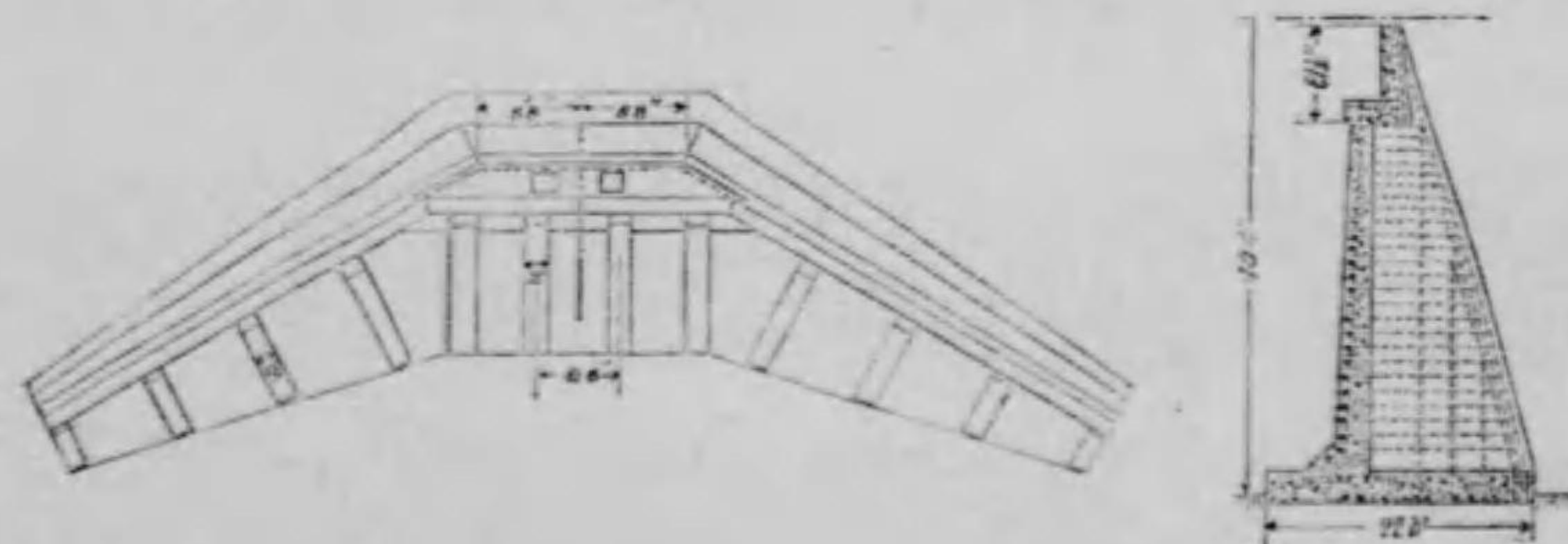
第三百圖ハ高キ鐵筋混凝土橋臺ノ一例ニシテ、扶壁ヲ有スルモノナリ。即チ橋臺ハ橋桁ヲ支フル床A、胸壁B、前面壁C、及ビ扶壁Eヨリ成立ス。斯ノ如キ扶壁ヲ有スル橋臺ノ設計ハ扶壁ヲ有スル擁壁ノ其レト大體ニ於テ同様ナリ只主ナル差異ハ橋臺ニ於テハ、橋桁ヲ置ク可キ部ノ下方ノ扶壁ハ支柱トシテ上部ノ重量ヲ支へ、且ツ土砂

第三百圖



ノ横壓力ニ抵抗スベキモノトシテ設計ス。第三百圖ニ於テ底面ハ矩形ノ版ニシテ、其幅ハ基礎地盤ノ關係ヨリシテ橋臺高サノ $\frac{1}{3}$ 乃至 $\frac{2}{3}$ 。此底部版ニ扶壁ガ結合ス。扶壁ハ橋桁列車等ヨリノ重量ヲ基礎版ニ傳布スルモノニシテ、又前面壁ハ列車後面築堤上ニアルトキニ土砂ノ横壓力ニ充分抵抗シ得ルヲ要ス。而シテ後面ニ於テ扶

第三百一圖



壁ニ接合シ下部ハ基礎版ニ着合ス。此前面壁ヲ左右ニ延長シテ翼壁トシ、翼壁ニモ所々ニ扶壁ヲ設クルコトモアリ。Aナル橋桁ヲ戴セル部分モ亦版ニシテ扶壁上ニ着合ス。斯ノ如キヲ以テ設計方法ハ前ニ述ベタル數多ノ例ニヨリ明カナルベシ。

第三百一圖ハ鐵筋混凝土橋臺ノ例ヲ示セルモノナリ。

第二十四章 堰 堤

第七十六節 總 論

堰堤ハ後面ノ水ヲ保ツタメニ作ラルルモノニシテ、運河、水力、水道等ノ事業ニ於テ屢々適用セラルル所ナリ。而シテ土砂、木材、鐵類、石材、煉瓦、混凝土ヨリ作ラル。本章ニ於テハ石材、煉瓦、混凝土ノ類ヲ以テ作ラルル堰堤ニ就キテ述ベントス。而シテ放水堰、渦掃水門、整流裝置、魚梯、等ニ關スル事項ハ水道、運河、水力ニ關スル書籍ニ依ルベシ。本章ニ於テハ主トシテ堰堤ノ安定ニ關スル理論ヲ論ズルモノニシテ、此理論ハ擁壁、橋臺、橋脚等ニ於ケルモノト同一ニシテ、之レヲ堰堤ノ場合ニ應用シ得ルナリ。

堰堤ハ二ツノ有様ニ於テ水ノ壓力ニ抵抗スベク作ルヲ得テ、即チ一ツハ重力堰堤ト稱シ、堰堤ノ前方ニ摺動シ或ハ轉覆セントスルニ抵抗スルモノハ、堰堤自己ノ重量ナル様ナル構造ノモノニシテ、他ノ一ツハ水ノ壓力ガ堰堤ノ拱ノ如キ構造ノタメニ左右ノ橋臺ニ適合スベキ側臺ニ傳布セラルルコトニヨリテ抵抗セラレ平衡ヲ保ツモノニシテ、此種ノ構造ノモノヲ拱堰ト稱ス。普通重力堰堤ガ最モ多ク作ラルナリ。

第七十七節 普通混凝土ノ重力堰堤

本節ニ於テハ普通ノ混凝土ヨリ作ラルル重力堰堤ノ安定理論ヲ述ベントス。重力堰ハ擁壁、橋臺、橋脚等ト同ジク三ツノ有様ニテ破壊ス。即チ(1)水平断面ニ於テ摺動シ、或ハ剪斷セントスルコト。(2)水平断面ノ前端ニ就キテ轉覆セントスルコト。(3)混凝土ニ於ケル應力ガ其許容量以上トナレバ混凝土ノ破壊ニヨリテ遂ニ全堰堤ノ崩壊ヲ生ズルコト、而シテ此場合ニ於テハ若シ堰堤後面ガ滿水ノトキハ下流端ニ於テ先ヅ破壊セントシ、空水ナルトキハ上流端ニ於テ多ク先ヅ崩壊セントス。勿論此等三ツノ破壊ハ堰堤ノ軀體ニ就キテ云フモノニシテ、此外基礎ニシテ不完全ナルトキハ、直ニ堰ニ異狀ヲ生ジ其ノ破壊ヲ來タスヲ以テ、基礎ハ最モ完全ニ作ラザル可カラズ。堰堤ノ安定理論ヲ考フルニ亘リテハ其長サ1呎ニ就キ之レヲ檢査スレバ充分ニシテ、今

- i = 堰堤ノ堅勾配 (Batter) 即チ高サ1呎ニ對スル壁ノ傾斜トス i_2 = 上流ノ方ノ堰ノ堅勾配、 i_1 = 下流ノ方ノ堰ノ堅勾配、
- x = 水平断面ニ於テ其中心ヨリ合成壓力Rノ働ク點ニ至ル距離、即チ偏心距離、
- h = 堰ノ底部ヨリ水ノ高サ(呎)

H = 高サ h 長サ1呎ノ間ニ於テ堰ニ働ク水ノ水平壓力(封度)

K = 水ガ堰堤ノ上部ヨリ溢流スルトキハ堰頭ヨリ上ノ水ノ高サ(呎)

t = 底面ノ厚サ、

q = 堰堤上ヲ水ガ溢流セザルトキニ於テ、堰頭ヨリ水ノ表面ニ至ル距離、

m = 安全率、

μ = 擦摩係數、

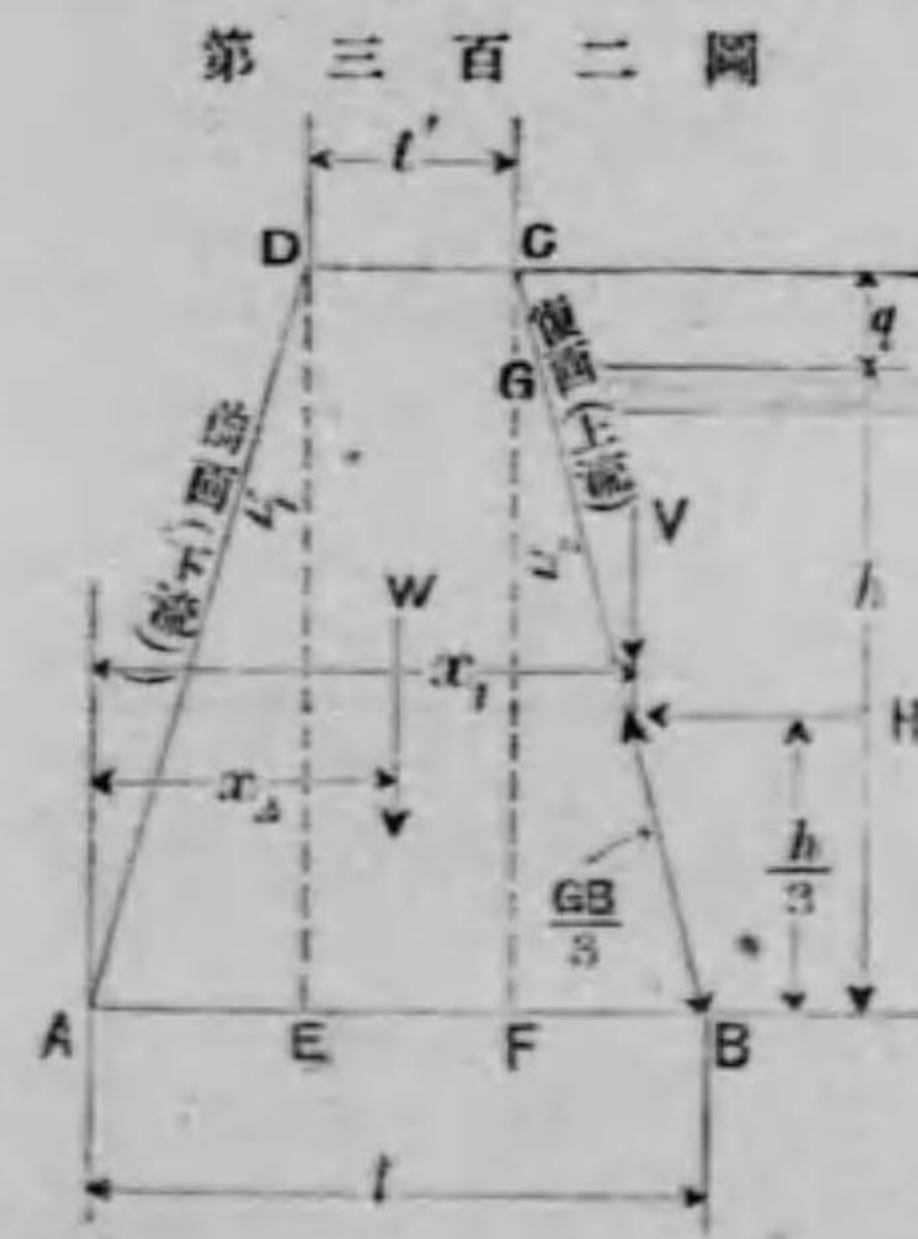
V = 堰ノ後面ニ於テ高サ h 長サ1呎ノ間ニ働ク水ノ垂直壓力(封度)

w = 堰堤ノ一立方呎ノ重量、

W = 堰堤長サ1呎ノ間ノ重量、

水ノ一立方呎ノ重量 = 62.5* トス。

(1) 摺動ニ對スル安全度、



第三百二圖ニ於テハ

$$H = \frac{62.5h^2}{2} = 31.25h^2 \dots (244)$$

又堰頭上ヲ溢流堰ニ於ケルガ如ク水ガ溢ルルトキハ、

$$H = 31.25h^2 + 62.5hK \dots (245)$$

此 H ハ堰ヲ下流ニ摺動セシメントス。之レニ抵抗スルモノハ $(W+V)$ ニ μ ヲ乗セルモノニ

シテ、W ト V トハ

$$W = w \left\{ t'(h+q) + \frac{i_1(h+q)^2}{2} + \frac{i_2(h+q)^2}{2} \right\}$$

又ハ

$$W = w \frac{(t'+t)(h+q)}{2}$$

又

$$V = 62.5 \frac{i_2^2}{2} = 31.22 i_2^2 h^2$$

ナルヲ以テ、堰堤ガ摺動セザルタメニハ、

$$\left. \begin{aligned} H &\leq \mu(W+V) \\ \text{安全率} = m &= \frac{\mu(W+V)}{H} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(245)$$

μノ値ハ第二十六表ニ示シタリ。

若シ堰堤ノ下流ニ於テ AB 上ニ永久ニ水ガ存在スルトキハ、此レヨリ生ズル水ノ水平力ノタメニ Hヲ減少セシメ摺動ニ對スル安全度ヲ増加ス。

堰ノ水平断面ニ於テハ混凝土ノ應剪力ガ摺動ニ抵抗シ、從ツテ上記擦摩ニヨルモノノ外ニ、猶此應剪力ノタメニモ安全トナル。而シテ恰ソト常ニ基礎面ニ於ケル外ハ他ノ水平断面ニ於テ摺動ニヨリテ異狀ヲ起スコトナキナリ。

第二十六表 摩擦係數 (μ) 即チ tanφ'

石灰石ト石灰石	0.60 乃至 0.75	花崗石ト乾粘土	0.5
花崗石ト花崗石	0.60 乃至 0.70	花崗石ト濕粘土	0.33
混凝土ト混凝土	0.65	花崗石ト砂	0.40
花崗石ト混凝土	0.60	石灰石ト鐵	0.25 乃至 0.5
煉瓦ト煉瓦	0.50 乃至 0.70	石灰石ト樫	0.40 乃至 0.65
花崗石ト砂利	0.60		

濕氣ヲ帶ブルトキハ μハ減少ス。

(2) 轉覆ニ對スル安全度、

堰堤ヲ轉覆セシメントスル力率ハ、第三百二圖ニ於テ

$$M = \frac{h}{3} H = 31.25 \frac{h^3}{3} = 10.42 \frac{h^3}{3} \dots\dots\dots(246)$$

之レニ抵抗スルモノハ、A 點ヨリ V 及ビ Wニ至ル水平距離ヲ各々 x_1 及ビ x_2 トスレバ $(Vx_1 + Wx_2)$ ナリ。

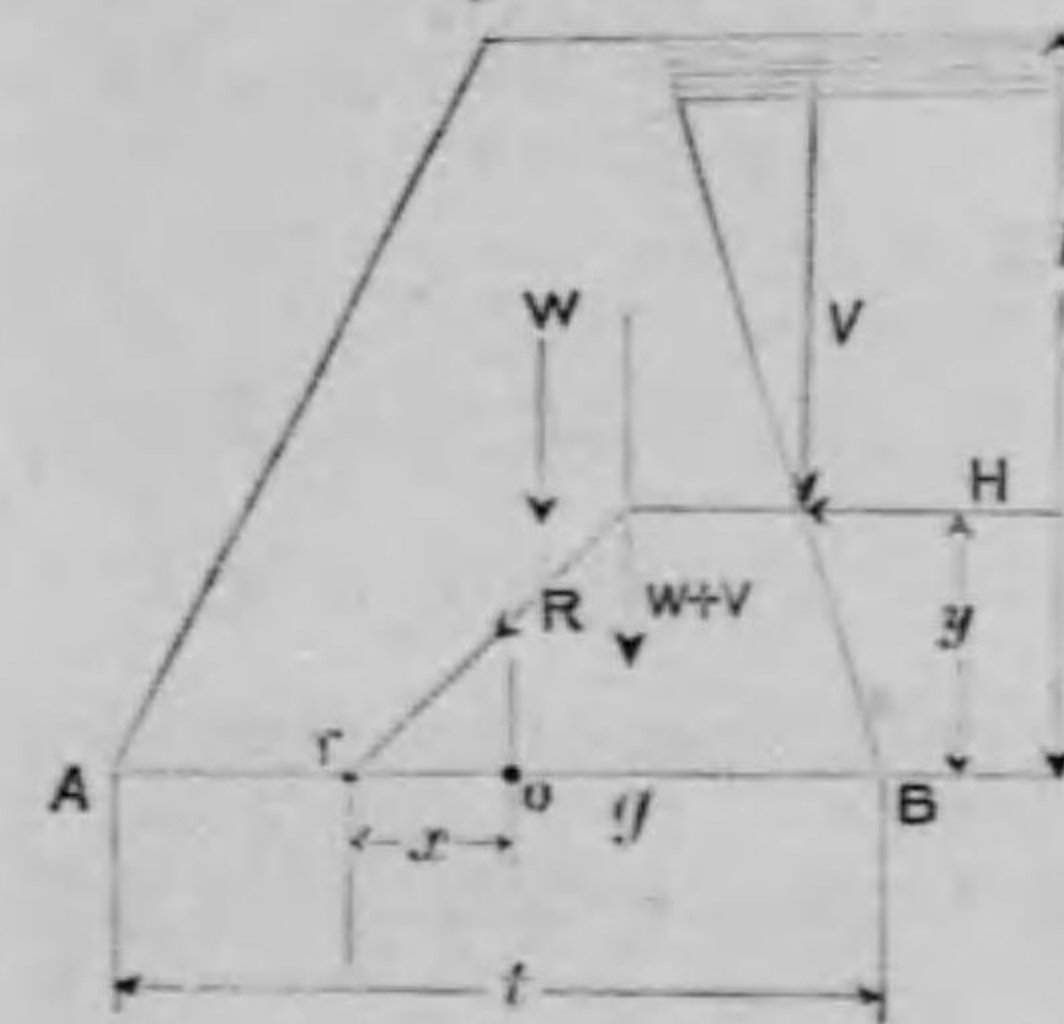
而シテ $x_1 = t - \frac{1}{3}h$ 又 Wハ ABCD ノ中心ニ働キ、從ツテ x_2 ハ圖面ヨリ寸法ヲ計リ、又ハ計算上ヨリ容易ニ見出シ得テ、前ニ屢々例ニヨリテ示セル如シ。堰堤ガ A 點ニ於テ轉覆セザルタメニハ、

$$\left. \begin{aligned} M &\leq Vx_1 + Wx_2 \\ \text{ナルヲ要シ、安全率} = m &= \frac{Vx_1 + Wx_2}{M} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(247)$$

第三百三圖ニ於テ (W+V)ナル合成力ノ働ク點ヲ g トシ、

Hト (W+V)トノ合成力ノ働ク點ヲ r トス。然ルトキハ轉覆ニ對スル安全率 m ハ、

$$\begin{aligned} m &= \frac{(W+V)Ag}{Hy} \\ (W+V) : H &= y : rg \\ rg &= \frac{Hy}{(W+V)} \\ \frac{1}{rg} &= \frac{(W+V)}{Hy} \end{aligned}$$



$$\therefore \text{安全率 } m = \frac{Ag}{rg} \dots\dots\dots(248)$$

ヲ以テ表ハスコトヲ得ルナリ。
 又今 H ナル水平壓力ヲ H_1 ト H_2 トノ二ツニ分チテ、 H_1 ノ
 ミガ働ケバ此 H_1 ト $(W+V)$ トノ合成力ガ丁度 AB ノ中點
 O ヲ通ルトス。此トキニ H_2 ガ働キ初メテ此 H_2 ト $(W+V)$
 トノ合成力ガ r ヲ切ルト考フ。斯ノ如ク考フルトキハ、

$$H_2 y = (W+V) r O$$

故ニ安全率 m ハ

$$m = \frac{(W+V)AO}{H_2 y} = \frac{AO}{rO} = \frac{\frac{t}{2}}{x} = \frac{t}{2x} \dots\dots\dots(249)$$

轉覆ニ對スル安全率ハ以上 (247)、(248) 及ビ (249) 式ノ何
 レヨリモ見出し得ルナリ。今 (249) 式ニヨルニ $x = \frac{t}{6}$ ナ
 レバ $m = 3$ トナル。即チ R ガ底面中央 $\frac{1}{3}$ ノ一端ニ働ケバ
 轉覆ニ對スル安全率ハ 3 トナル。 $x = \frac{t}{6}$ ヨリ大トナレバ
 m ハ 3 以下トナル。而シテ $x = \frac{t}{6}$ ナルトキハ B 點ニ於
 ケル應力ガ零トナルコトハ前ニ述べタル (179) 式ニヨリ
 テモ明カナルベシ。此三式中 (247) ト (248) トノ二式ハ其
 結果相等シク確實ナル値ヲ與フルモ、(249) 式ハ近似値ニ
 シテ只垂直断面ガ左右對稱的ニシテ、垂直重量ガ底面 AB
 ノ中點ヲ通ルトキニ確實ナル値ヲ與フルナリ。左レド
 x ハ断面ニ於ケル最大應力ヲ見出すニ必要ニシテ、其 x
 ニヨリテ直ニ轉覆ニ對スル安全率ノ近似値ヲ見出すヲ
 得テ (249) 式ハ便利ナリ。

以上二ツノ理論ハ水ガ堰中ニ入り込マザルコトヲ條件
 トスルモノニシテ、若シ水ガ滲入シ水ノ浮力ヲ考フルト
 キハ、上記理論ハ之レヲ多少變更セシムルヲ要ス。一般
 ニ高キ堰ハ之レヲ絶體的ニ水密タラシムルコトハ困難
 ニシテ、然シ水ガヨキ混凝土中ニ入り込ムハ多ク毛管的
 作用ニヨルモ、若シ混凝土ニ龜裂アレバ之レヨリ進入ス、
 左レド斯ノ如キ龜裂ハ堰ノ断面面積ニ比シテ極小ニシ
 テ從ツテ進入セル水ニ歸因スル浮力ハ無視シテ支障ナ
 シ。是レ堰ガ多少漏水ヲ生ズルトキニ、其レヨリ來ル水
 ガ大ナル壓力ヲ有セザルニ微シテ明カナリト云フ人ア
 リ。左レド之レニ關シテハ他ノ意見アリテ即チ漏水ハ
 下流面ニ於テハ大ナル壓力ヲ有セザルモ、上流面ニ於テ
 ハ多少ノ壓力ヲ有シ、從ツテ斯ノ如キ堰中ニ滲入セル水
 ハ上流面ニ於テハ幾分カノ浮力ヲ有シ、下流面ニ於テ之
 レガ零トナルトナスヲ至當トスト唱フル人モアリ。高
 キ堰ニ於ケル實例ニヨリテ之レヲ見ルニ、滲入スル水ノ
 壓力ハ小ニシテ水頭及ビ堰ノ厚サニ無關係ナルモノノ
 如シ。然シ上流面ノ構造ニハ殊ニ注意ヲ要シテ、堰ニ於
 テ此部ヲ最モ水密ナラシムル如ク施工スルヲ要ス。而
 シテ此部分ニ於テ充分水密ナルトキハ、水壓ハ浮力トナ
 リテ堰ニ働クコトナク其重力堰トシテノ安定ニ危險ヲ
 及ボスコトナキナリ。時トシテ上流面ヨリ滲入セル總
 テノ水ヲ流下スルタメニ、堰中ニ小管ヲ挿入シ置クコト

アリテ、斯ノ如キ場合ニハ 3' 乃至 4' 直径ノ小管ヲ上流面ヨリ 5' 位ノ距離ニ垂直ニ置キ之レヨリ下流面ニ向ツテ 10' 位ノ距離毎ニ他ノ管ヲ配置ス。此等垂直管ハ開接トシ何レヨリモ管内ニ水ノ入り得ル如クナシ置クヲ可トス。而シテ堰ノ底ニ於テハ横ニ管又ハ溝ヲ作り、垂直管ニヨリテ茲ニ來レル水ヲ下流面ニ流下セシム。

以上ノ如キ堰ニ滲入セル少量ノ水ハ浮力ヲ恰ソド有セズシテ、堰ノ重量ヲ遞減セシムルコトナク、單ニ滲入セル如キ水ナレバ以上ノ二理論ハ成立シ、之レヲ改變スル必要ナキナリ。基礎面即チ堰底部ニ於テモ亦同様ナリ。

左レド各水平断面ニ於テ殊ニ基礎面ニ於テ、水ガ自由ニ基礎ノ下ニ入り得ルガ如キ場合ニ於テハ、浮力ヲ生ズルヲ以テ之レヲ考量シ、以上二理論ヲ變スルヲ要ス。其方法ハ堰ノ重量ヨリ浮力ヲ引キ去リタルモノニ就キテ安定度ヲ定ムレバ可ニシテ、既ニ明瞭ナルコトト信ズ。

一般ニ水ノ浮力ヲ考フルトキハ、堰ノ容積増加スルニ至ル。今假リニ $l=0$ トシテ三角形ノ断面ニ就キテ検査スレバ底面ニ於ケル厚みハ凡ソ次ノ第二十七表ノ如シ。

第二十七表

	堰ノ高さ(呎)					
	5	10	30	60	100	250
水壓ノミノトキ (上流面ニ直角ニ對シ場合)	3.2	6.4	19	40	65	161
浮力ヲ考ヘタルトキ	4.2	8.4	25	51	84	211

(3) 混凝土ノ破壊ニ對スル安全度。

混凝土ノ破壊ニ對スル安全度ハ(179)式ニヨリテ求メ得

テ、
 $f_A = A \text{ 點ニ於ケル壓力}$
 $f_B = B \text{ 點ニ於ケル壓力}$ } トスレバ

$$f_A = \frac{(W+V)}{A} + \frac{(W+V)x}{I} \frac{t}{2}$$

$$f_B = \frac{(W+V)}{A} - \frac{(W+V)x}{I} \frac{t}{2}$$

$$A = t \times 1' = t \quad I = \frac{t^3}{12}$$

$$\therefore \left. \begin{aligned} f_A &= \frac{(W+V)}{t} + \frac{6(W+V)x}{t^2} \\ f_B &= \frac{(W+V)}{t} - \frac{6(W+V)x}{t^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(250)$$

貯水池ノ如キ場合ニ於テ高キ堰堤ヲ以テ水ヲ貯フルトキニハ、満水ナレバ水平断面下流ノ方ニ最大應力ヲ生ズ。然ルニ空水ナルトキハ W ノミニシテ、堰堤ガ非常ニ高ク且ツ其垂直断面左右對稱ナラザルトキハ、 W ハ底面中點ヲ通ルコトナク、多ク上流方面即チ B 點ニ最大應力ヲ生ズ。故ニ兩者ヲ検査シ何レノ場合ニ於テモ許容應力ヲ超過セザルモノタルヲ要ス。

以上述ベタル堰堤安定ニ關スル三ツノ理論ハ普通用ヒラルルモノナリ。左レド猶以上ノ中ニ含マレザリシ二三ノ事項アリテ、(1) 風力ハ以上ノ理論中ニナシ、風ガ上

流ニ向ツテ吹クトキハ満水ノ場合ハ堰堤ノ安定度ヲ増加スルモ、空水ノトキハ之レヲ遞減ス。又若シ風ガ下流ニ向ツテ吹クトキニ空水ナレバ、其結果少ナキモ、満水ノ場合ニ於テハ堰後面ノ水壓ヲ増加セシムルト云フヨリモ寧ロ波ヲ生ズ。波ノ壓力ニ關シテハ其關係ヲ示セル數多ノ公式アリ。海洋ニ接セル岸ニ於テ計量機ヲ用ヒテ記録セシメシモノニヨレバ、波高20呎ノ場合ハ表面附近ニテハ $6100\#/ft^2$ 、數呎下ニテハ $2900\#/ft^2$ 、又波高6呎ノ場合ハ各々 $1300\#/ft^2$ 及ビ $3000\#/ft^2$ ナリシ例アリ。

(ロ) 冬季溫度ガ氷點以下ニ降り水ノ結氷スルガ如キ寒國ニ於テハ、其膨張スル氷ノ壓力ガ水面ニ於テ水平ニ堰ニ働キ、堰ヲシテ摺動シ若シクハ轉覆セントスル傾向ヲ増加セシム。斯ノ如キ地方ニ於テハ之レヲ考量シテ設計スルヲ要ス。又時トシテ流水ヲ生ジ、風ニヨリテ堰上流面ニ衝突シ、之レニ打撃若シクハ激動ヲ與フルコトアリ。此タメニ生ズル彎曲率ハ橋脚ノ所ニ於テ述ベタル如クシテ見出スヲ得テ、水壓ニヨリテ生ズル彎曲率ニ加フルモノナリ。

Olive Bridge 堰ニ於テハ、1呎厚サノ氷ガ水ノ表面ニ生ジ、堰ノ長サ1呎ニツキ、 $47000\#$ ノ壓力ヲ及ボストシテ設計セラレ、又此同數量ハ Wachusett 堰ニモ用ヒラレタリ。

Quaker Bridge 堰ニ於テハ堰ノ長サ1呎ニツキ $43000\#$

Croton Falls 堰ニ於テハ $30000\#$ Cross river 堰ニ於テハ

$24000\#$ トセラレタリ。

千八百九十一年 Canada ノ土木協會ニ於テハ、氷ノ厚サガ3"以下ナレバ其レヨリ生ズル壓力ハ之レヲ考フルヲ要セズ、又氷ノ膨張ニヨリテ生ズル壓力ハ氷ノ極破壊強度ニ等シトシテ安全ナルコトヲ發表シタリ。千八百九十三年一月及ビ千八百九十四年四月ノ Engineering news ニヨレバ、氷ノ極破壊強度ハ $100\#$ 乃至 $1000\#/ft^2$ ナリト記載シアリテ、之レニ依ルトキハ上記氷厚1呎ニシテ堰長サ1呎ニツキ $47000\#$ ナルモノハ約 $300\#/ft^2$ ニ相當ス。要スルニ結氷若シクハ流水ヨリスル壓力ニ關シテハ、前ニモ橋脚ノ所ニテ述ベタル如クニシテ、全ク地方的狀況ニヨリ適當ナル判斷ヲ下シテ設計ニ用ユルノ外ナシ。

堰ノ上流断面ガ其結氷面ニテ傾斜スルトキハ、膨張セントシテ堰ニ働ク氷ノ壓力ハ大ニ遞減スルニ至ル。一般ニ寒國ニ於テハ水ガ堰ニ接シテ直接結氷セザル様開溝若シクハ他ノ防禦ヲ施スハ有益ナルコトナリ。

(ハ) 前記三ツノ理論ハ水平断面ニ於ケル水平剪斷力、並ニ垂直壓力ヲ考ヘタルノミナルモ、此二者ハ互ニ直角ヲナスヲ以テ、此二者合成シ傾斜面ニ於テ大ナル壓力ヲ生ズ。從ツテ堰堤ガ前記三ツノ理論ニヨリテ設計セラレルトキハ、猶嚴格ニ云ヘバ傾斜面ニ於ケル傾斜應力ヲ検査スルヲ可トス。殊ニ底面附近下流端ニ於テ此コト必要ナリ。うえつぐまん氏(Wegmann)ハ其著堰堤ノ設計及ビ

構造ニ於テ之レヲ論ジテ居レリ。從來設計セラレタル堰堤ハ多ク前記三ツノ理論ニ基ケルモノニシテ、斯ノ如キ理論ノ基ニ作レル堰堤ヲ多少更新セラレタル理論ニ照ラシテ檢定スルモ、其不適當若シクハ危険ナルヲ證シ難シ。故ニ著者ハ茲ニ本書ニ於テ堰堤ノ安全ニ關スル計算法ヲ説明スルニ亘リ、以上(1)(2)(3)ノ如キ普通ノ方法ヲ記スルニ止メタリ。

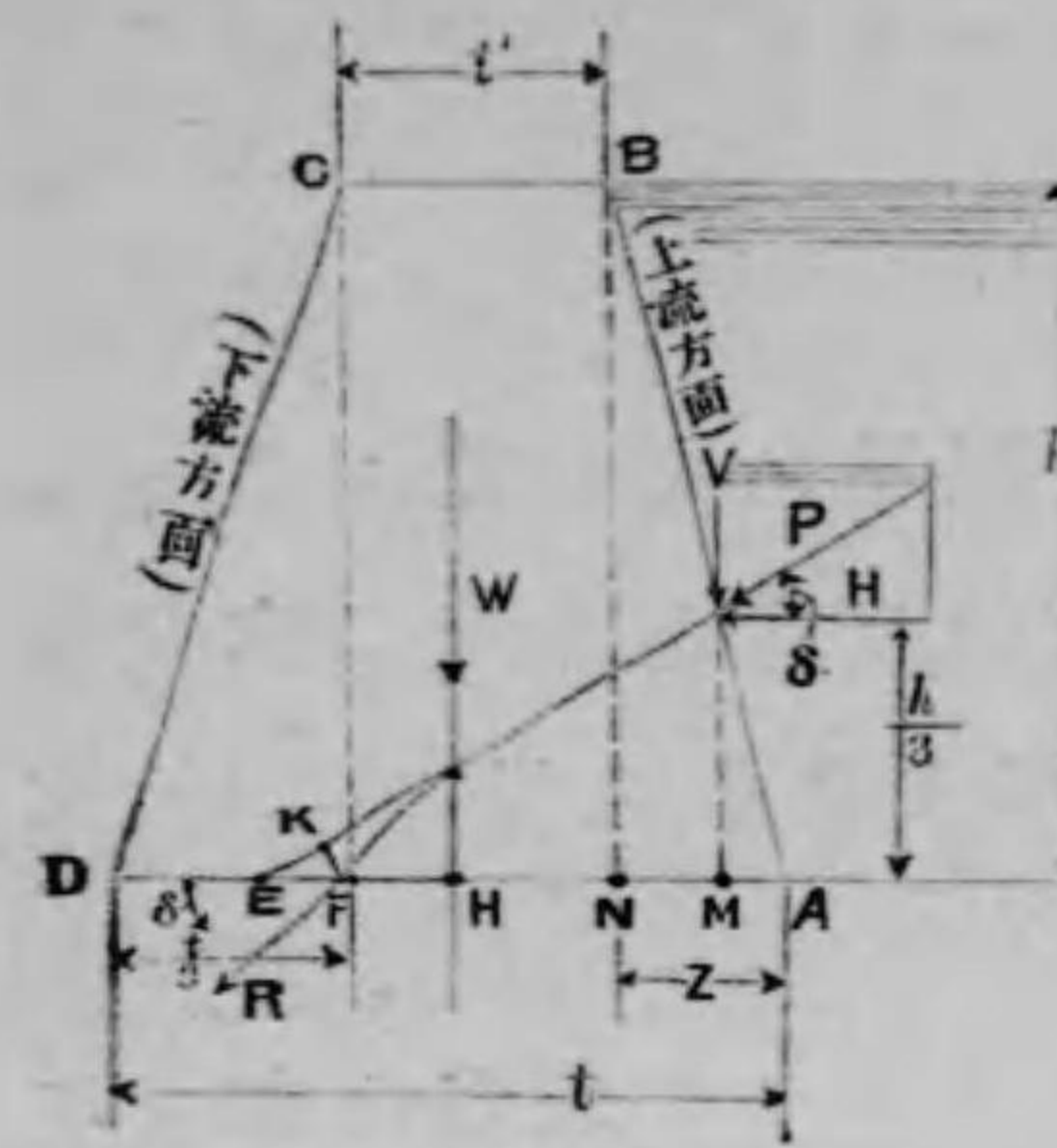
堰堤ノ設計ニ於テハ頂部ノ厚サ l' ハ波及ビ水等ノ働キヲ除ケバ零ニテ可ナルモ、實際ニ於テハ頭部ハ人ノ通路ニ利用セラルルヲ以テ、波及ビ水等ニ對シテ安定上必要ナル値ヨリモ猶大ニナサルナリ。しゅーらー氏(Schnyler)ハ其著書「運河、水力、及ビ水道」ニ於ケル貯水池ニ於テ、頂部厚サ l' ハ此レガ通路ニアラザルトキハ高サノ $\frac{1}{10}$ ヨリ大トナスヲ要セズトナセリ。通路トナルモノニアリテハ其通路幅ヲ加フルモノトス。

以上述べタル三ツノ理論ヨリシテ第三百三圖ニ於テ、 $(W+V)$ ト H トノ合成力 R ハ堰堤ノ轉覆ニ對シテ安全ヲ保ツタメニハ、必ズ断面内ニ於テ之レト交ルヲ要ス。又 R ガ断面ヲ $x=\frac{t}{6}$ ヨリ大ナル偏心距離ニ於テ切ルトキハ、一端ニ張力ヲ生ズ、混凝土ハ之レニ對シテ抵抗スルヲ得ズトセバ、 R ハ中央 $\frac{1}{3}$ 内ニ於テ断面ト交ルコトヲ要ス。第三百四圖ニ於テ任意ノ断面 AD ノ下流端 D ヨリ $\frac{t}{3}$ ノ

點 F ニ於テ、 R ガ AD ト交ルコトヲ條件トシテ、貯水池堰堤ノ厚サ t ヲ見出すベキ公式ヲ示サントス。

第三百四圖ニ於テ、

第三百四圖



$\delta = H$ ト V トノ合成力、即チ水ノ壓力ガ水平線トナス角トス。

然ルトキハ

$$\sin \delta = \frac{FK}{EF} \quad \therefore FK = EF \sin \delta$$

$$\tan \delta = \frac{\frac{h}{3}}{EM} = \frac{h}{3(EF + FN + NM)}$$

$$EF \tan \delta + FN \tan \delta + NM \tan \delta = \frac{h}{3}$$

$$EF \tan \delta + \left(t - z - \frac{t}{3}\right) \tan \delta + \frac{2z}{3} \tan \delta = \frac{h}{3}$$

$$EF = \frac{h \cos \delta}{3 \sin \delta} - \frac{2t}{3} + \frac{z}{3}$$

$$\therefore FK = \left(\frac{h \cos \delta}{3 \sin \delta} - \frac{2t}{3} + \frac{z}{3}\right) \sin \delta = \frac{z}{3} \sin \delta + \frac{h \cos \delta}{3} - \frac{2t}{3} \sin \delta$$

$$\text{又} \quad DH = \frac{(t+t')}{2} h = \frac{h(t-t'-z)}{2} \left\{ \frac{(t-t'-z)}{2} + \frac{(t-t'-z)}{6} \right\}$$

$$+ BH \left\{ (t-t'-z) + \frac{t'}{2} \right\} + \frac{zh}{2} \left\{ t - \frac{z}{2} - \frac{z}{6} \right\}$$

$$\therefore DH = \frac{2t + 2t' - tz - 2t'z - t'^2}{3(t+t')}$$

$$FH = DH - \frac{t}{3} = \frac{t^2 + t't' - tz - 2t'z - t'^2}{3(t+t')}$$

$$P(FK) = W(FH) = \frac{t+t'}{2} h\omega(FH)$$

ω = 堰堤ノ一立方呎ノ重量

$$\therefore P \left\{ \frac{z}{3} \sin\delta + \frac{h\cos\delta}{3} - \frac{2t}{3} \sin\delta \right\} = \frac{(t+t')}{2} h\omega \left\{ \frac{t^2+t'l-tz-2l'z-t'^2}{3(t+t')} \right\}$$

之レヲ計算スレバ次ノ(251)式ヲ得ルナリ。

$$t + t' \left(\frac{4P}{h\omega} \sin\delta + t' - z \right) = \frac{2P}{h\omega} (h\cos\delta + z\sin\delta) + 2l'z + t'^2 \dots\dots(251)$$

(251)式ハ P ナル壓力ニ對シ、重力堰堤ノ底面(若シクハ任意ノ水平断面)厚サヲ見出ス一般ノ公式ナリ。二次方程式ナルヲ以テ、之レヲ $t =$ 就キテ解キ、其根ヲ出ス。 t ハ常ニ (+) トナルベキモノトス。

(251)式ニヨリテ満水ノ場合ニ於ケル t ヲ、堰堤上部ヨリ 10' 乃至 20' 毎ニ見出し、以テ其垂直断面ヲ定ム。而シテ轉覆ニ對シテハ安全率約 3 ナルヲ以テ、満水ノ場合ニハ之レヲ検査スルノ必要ナク、充分安全ナリ。又最大壓力ハ(250)式ニヨリテ満水及ビ空水ノ場合ヲ検査シ、又摺動ニ對スル安全率ニ關シテハ寧ロ次ノ(252)式ヲ用ユル方便ナルベシ。

第三百五圖ニ於テ、R ガ断面ニ直角ナル線トナス角 θ ガ堰堤ノ休角 ϕ' ヨリ大トナルハ不可ニシテ、換言スレバ摺動ニ對シテ安全ナルタメニハ、 $\tan\theta$ ハ摩擦係數 $\tan\phi'$ ヨリ大トナルハ不可ナリ。

$$\tan\theta = \frac{O'N'}{ON} = \frac{O'N'}{ON+NN'}$$

$$\sin\delta = \frac{NN'}{P} \therefore NN' = P\sin\delta$$

$$\cos\delta = \frac{O'N'}{P} \therefore O'N' = P\cos\delta$$

$$\therefore \tan\theta = \frac{P\cos\delta}{W+P\sin\delta}$$

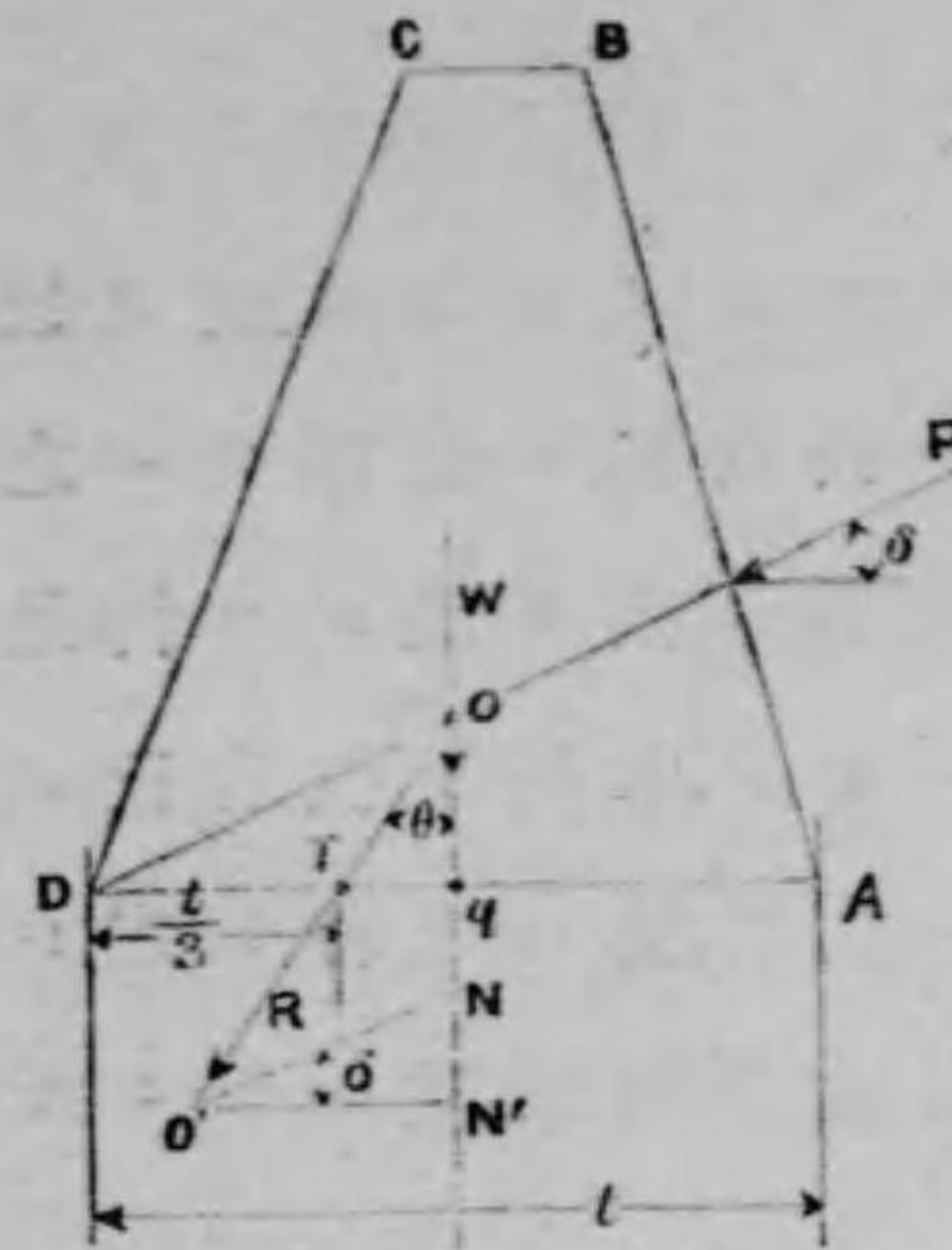
$$\therefore \tan\phi' \geq \frac{P\cos\delta}{W+P\sin\delta} \dots(252)$$

此(252)式ハ、堰ノ摺動セザル條件ヲ示スモノナリ。

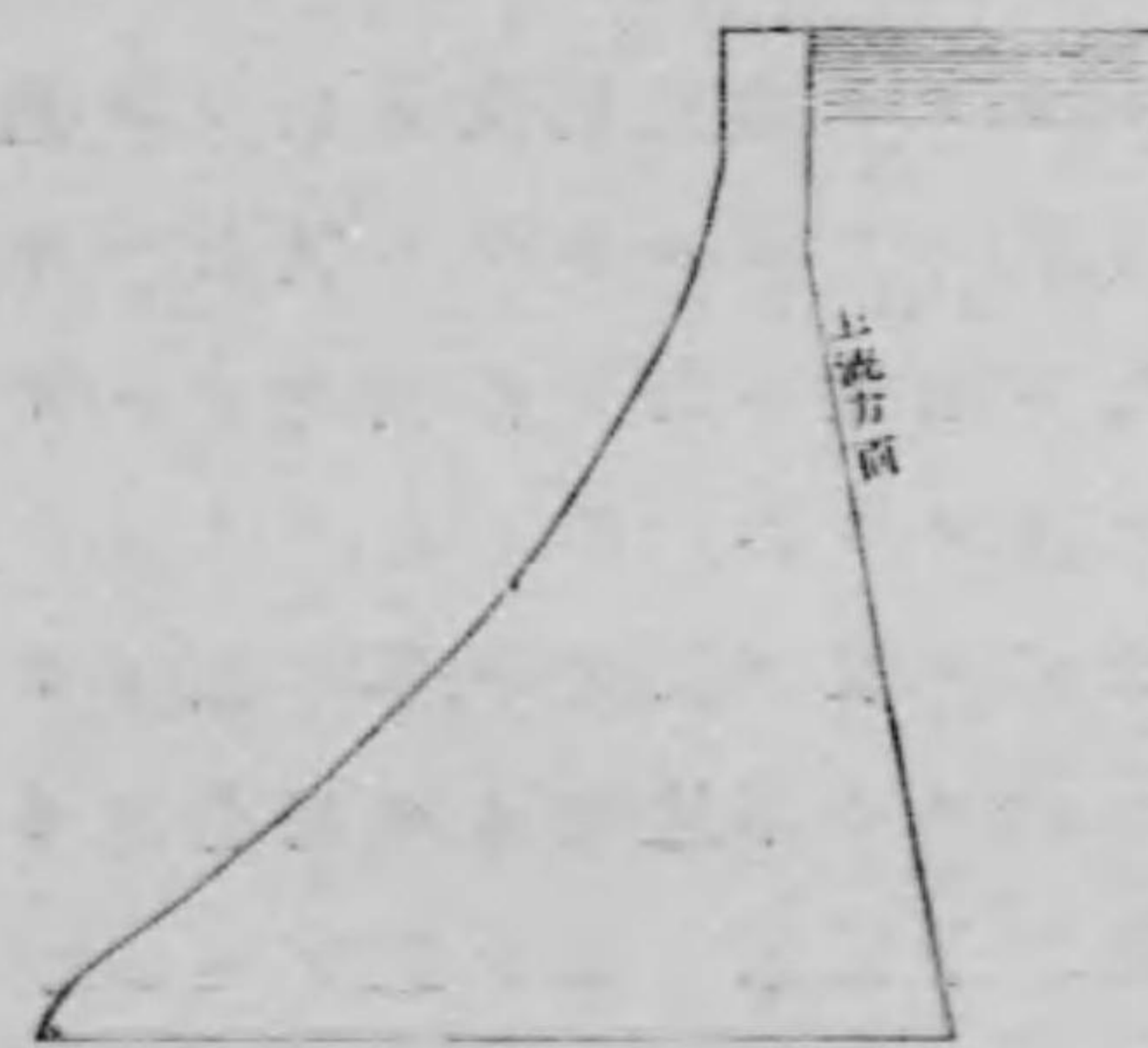
(251)式ニ於ケル z ハ普通僅少ニシテ、材料ノ經濟ヲ謀ルタメニハ上流面ヲ垂直若シクハ殆ント垂直トナス。此場合ニハ

V ナル水ノ垂直壓力ハ僅少ニシテ、之レヲ無視スルモ支障ナカルベク、之レヲ無視シテ設計スレバ摺動轉覆ニ對

第三百五圖



第三百六圖



第三百七圖



スル安全ハ増加スルニ至ルナリ。普通高キ堰堤ノ垂直断面ハ第三百六圖、第三百七圖ノ如クナルナリ。

第七十八節 拱 堰

拱堰ハ其平面圖ニ於テ拱形ヲナセルモノニシテ、拱ノ頂點ハ上流ニ位ス。而シテ純拱堰ハ其安定ニ對シテハ之レヲ拱トシテ考ヘ、水壓ハ左右ノ橋臺ニ拱ヲ通ジテ傳達セラル。拱堰ノ拱厚ハ一般ニ小ニシテ、水壓ト拱自己ノ重量トノ合成力ハ水平断面ノ外ニ出ヅ、從ツテ若シ之レヲ單ニ重力堰トシテ計算スレバ勿論平衡状態ニナキモノトス。

現今世界ニ於ケル拱橋(混凝土・石材・煉瓦ヨリ作ラレタルモノ)ノ最大徑間ハ280' (混凝土拱) 若シクハ295' (石拱) ニシテ、然ルニ堰ニ於テハ其徑間之レニ數倍ス。故ニ數多ノ拱ヲ連ネ各拱ハ橋脚ニヨリテ之レヲ支ヘシムルコトヲ要ス。拱堰ハ拱厚ノ小ナルタメニ垂直断面ニ於ケル用材ニ就キテハ經濟的ナルモ、拱トナセルタメニ其長サヲ増シ、從ツテ直線重力堰ニ比シ全體ニ於テ經濟的ナルヤ否ヤハ其地方的状態ニヨルモノトス。

拱堰ノ設計ニ於テ其徑間大ナル堰ノ安定ハ、單ニ拱トシテノ作用ニノミヨルモノトナスノ不適當ナル場合ナキニアラズ(拱ノ安定理論ハ第二十五章ニ於テ述ブベシ)。大ナル拱堰ノ安定ハ、之レヲ單ニ拱トシ、水ノ水平壓力ニ

抵抗スルモノトシテ檢定スレバ、左右橋臺ノ強サヲ非常ニ大トナスヲ要シ、其實施ハ容易ナラザルコトアリ。又重力堰堤ヲ強度ヲ増スタメニ拱形ニ建造スルコトモアリ、此如キヲ拱重力堰ト稱シ、堰ノ垂直断面ハ水壓ト堰ノ重量トニヨリテ、第七十七節ニテ述ベタル如クシテ決定シ、猶拱形トナシ、更ニ安定度ヲ増加セシムル目的ニ出デタルモノナリ。拱ノ上流面ニ於テ之レニ働ク水壓ハ、面ニ直角ナルヲ以テ、之レヲ二ツノ分力ニ分ツ、即チ其一ヲ拱ノ徑間ニ直角ナル分力トシ、他ノ一ツヲ拱弧(Arc)ノ弦(Chord)ニ平行ナル分力トス。然ルトキハ前者ハ拱ニヨリテ抵抗セラレ、後者ハ堰ノ上流面ニ壓力ヲ生ゼシム。而シテ此後者ナル横壓力ハ拱徑間ニ直角ナル垂直面上ニ、拱ノ上流面ヲ投射セル面積ニ働ク水壓ニ等シク、此レガ垂直ニ起ラントスル龜裂ヲ防ギ、混凝土ヲシテ横ニ結合セントスル傾向ヲ保タシム。石材・煉瓦ヨリ作ラルモノニ於テハ垂直ノ膠泥ハ水平ノ其レヨリモ、其填充屢々不完全ナルヲ以テ、此場合殊ニ此横壓力ガ拱ノ強度ニ貢獻ス。

堰ヲ拱形ニ作ルトキハ其直線ニ比シテ溫度ノ變化ニ對スル効力モ亦タ多少アリ。混凝土ノ溫度ニ對スル伸縮率ヲ 1°F ニ就キ 0.000006 トセバ、例ヘバ溫度 100°F ノ昇降ニ際シ長サ $100'$ 毎ニ約 $\frac{3'}{4}$ ノ伸縮ヲナス。之レガ殊ニ貯水池空水ノトキニ起ル爲メニ張力ヲ生ジ、張力ニ抵抗ス

ルコト能ハザルトキハ上流方面ヲ拱形トナシ、伸縮ヨリ生ズル斯ノ如キ應力ヲ防グヲ得ベシ。拱重力堰ニ於テハ、轉覆セントスル彎曲率ニヨリテ普通其下流面ニ壓力ヲ生ジ、上流面ニ於テモ拱トシテノ作用ニヨリテ壓力ヲ生ズ。勿論水面上ノ堰ノ部ニ於テハ此ノ如キ壓力ノ生ズル見込少ナク、殊ニ此部ハ溫度ノ變化ヲ受クル大ナル所ニシテ、其拱形トナスコトノ効力アルハ上述ノ如シ。之レヲ要スルニ、堰ヲ拱形ニ建造セル拱重力堰ハ其強度ヲ増シ、安定度ニ貢獻スルコト大ナリ。又純拱堰即チ拱ノ理論ニヨリテ設計スレバ著シク其厚サヲ小トナスコトヲ得レドモ長サハ上述ノ如ク直線堰ヨリ長クナル。

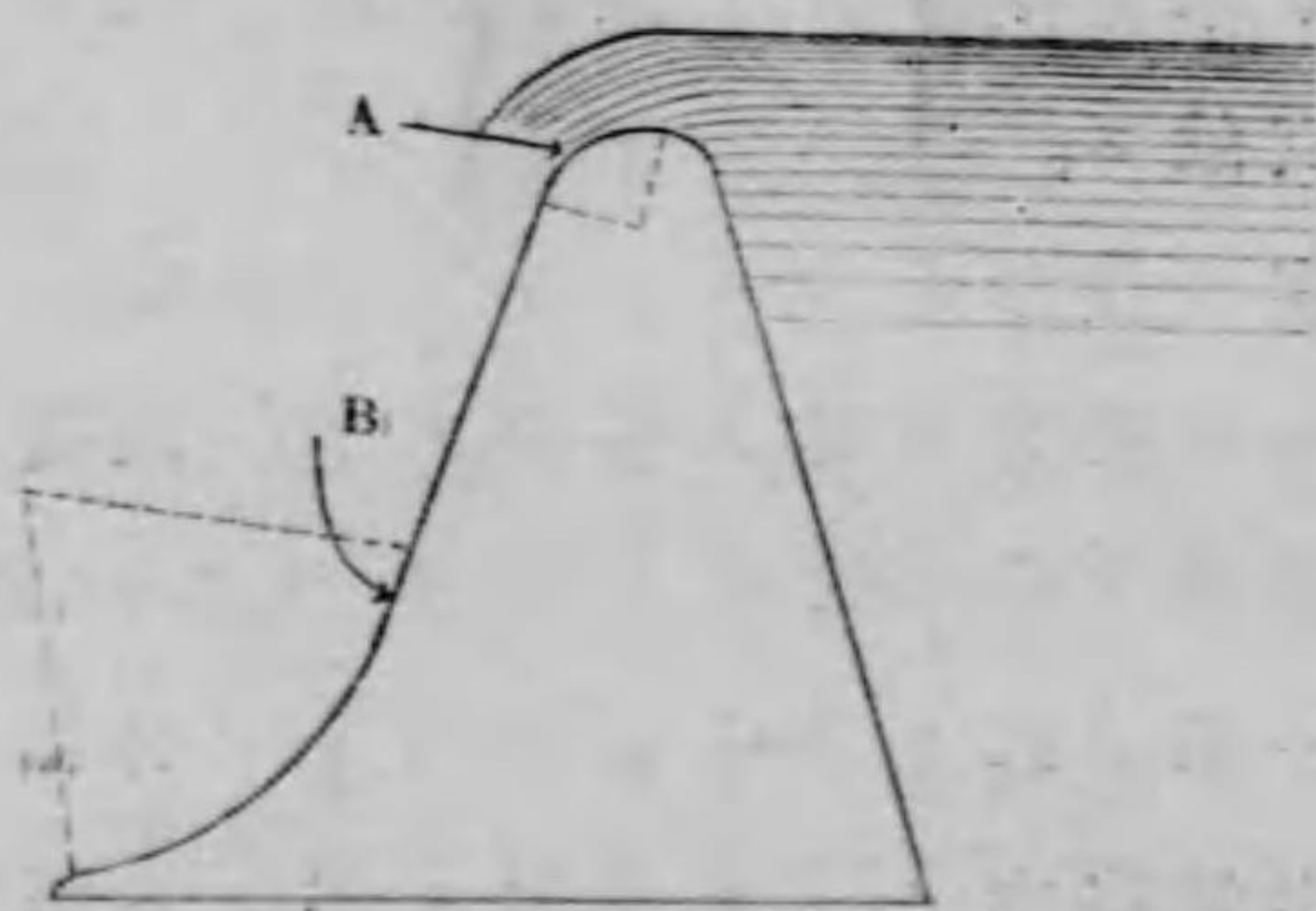
今 $l = \text{徑間}$
 $r = \text{拱ノ半徑}$
 $l = \text{拱弧ノ長サ}$ } トスレバ、
 約 $l = l \left(1 + 0.042 \frac{F}{r^2} \right) \dots\dots\dots (253)$

トナルナリ。

第三百八圖



第三百九圖



現今世界ニ於テ高サ 100' 以上ノ堰堤ノ數ハ約 50 ニシテ、其内半數以上ハ拱重力堰ニ屬シ、次ハ直線重力堰、而シテ純拱堰ハ數個ニ過ギズ。純拱堰ハ其高サニ比シテ厚サ小ナルヲ以テ、其垂直斷面ハ第三百八圖ノ如キ形トナルベシ。

第七十九節 溢流堰及ビ洞堰堤

以上第七十七及ビ第七十八節ニ於テ述ベタル堰ニ於テハ水ガ其堰上ヲ溢流スルコトナキモノナリ。左レド水ノ堰上ヲ溢流スルモノニアリテハ(斯ノ如キ堰ヲ又潜堰トモ稱ス)前記セル如キ堰ヲ摺動セシメ、若シクハ轉覆セシメントスル靜的力ノ外ニ、其堰上ヲ溢流スル多量ノ水ノ動作用ヲ考フルヲ要ス。此水ノ動作用ハ堰ニ向ツテ流レ來ル水ノ速度ニヨリテ求ムルコトヲ得。(242)式ヲ參照スベシ。而シテ其働ク點ハ堰ノ高サ h ノ半分即チ底面ヨリ $\frac{h}{2}$ ノ點トシテ之レニ對スル彎曲率ヲ求メ、又堰上ヲ溢流スル水ノ高サニ對スル水ノ垂直重量ハ、之レヲ無視スルモ安全度ヲ檢定スル上ニ於テ危險ヲ殘スコトナシ。溢流ニヨリテ堰ノ下流面ガ打タレ、壞蝕セララルコトハ其面ニ沿フテ摺動スル如ク、水ガ流ルル様ナル曲線トナスコトニヨツテ、大ニ減少セシムルヲ得ルナリ。從ツテ溢流堰ノ下流面ハ多ク第三百九圖ノ如ク A 及ビ B ヲ弧形トナスナリ。

以上著者ガ述ベタル各種ノ堰ハ主トシテ實體ノ堰ニシテ、經濟的見地ヨリシテ其断面ハ安定ト一致スベキ最小限度ノモノナリ。又上流面ニ於ケル堰ノ堅勾配ヲ急トシ、水ノ水平壓力ガ堰ニ働ク主ナル力ニシテ、其垂直壓力 V (第三百二圖)ハ極メテ僅少ナルモノナリ。斯ノ如キ形ノ堰ヲ特ニ垂直堰ト稱ス。鐵筋混凝土堰ノ建造セララルニ至リシ以來、更ニ一ツノ様式ヲ生ズルニ至レリ、即チ洞堰之レナリ。第八十節第三百十圖乃至第三百十二圖ニ示セル如ク底面幅ヲ廣クシ、上流方面ニ於テモ比較的緩ナル勾配ヲ付シテ以テ其傾斜ヲ緩トナス。此如キ形ノ堰ニ於テハ、水ノ垂直壓力 V ハ堰ノ安定ヲ檢査スル際ニ重要ニシテ、之レヲ無視スルヲ得ズ。而シテ此種ノ堰ヲ時トシテ傾斜堰或ハ壓力堰トモ稱ス。

傾斜堰ハ恰モ扶壁ヲ有スル擁壁ノ如ク、8'乃至15'ノ距離ニ扶壁ヲ作り、其上流面ヲ鐵筋混凝土版トナス。若シ水ヲ溢流セシムル堰ナルトキハ、下流面ハ第三百九圖Aノ如クRollwayトナスコトアリ、或ハ狀況ニヨリテ斯ノ如クナスヲ要セヌコトモアリ、(第三百十一圖)。又扶壁ト扶壁トノ間ニ床版ヲ設ケ、斯クシテ作りタル室内ニ電氣機械其他ヲ置クコトモアリ。此傾斜堰ノ利益トセララル點ハ空洞ヲ有スルヲ以テ混凝土ヲ要スルコト少ナキコト、輕キタメニ基礎地盤ニ及ボス壓力ノ少ナキコト、上流面ニ於テ甚ダシク傾斜セルヲ以テ、恰ンド等布的壓力ヲ基礎ニ與フルコト等是レナリ。

第八十節 鐵筋混凝土堰堤

著者ハ第七十七節乃至第七十九節ニ於テ、主トシテ普通ノ混凝土若シクハ石材煉瓦ヲ以テ建造セララルベキ堰ノ安定理論其他ヲ述ベタリ。而シテ第七十九節ノ終リニ於テ鐵筋混凝土ヲ以テ建造スベキ傾斜堰ニ就キテ少シク説明スル所アリタリ。

鐵筋混凝土堰ハ普通ノ混凝土堰ニ比シテ約20%位其建設費ニ於テ利益アリ、又扶壁ト扶壁トノ間ハ貯藏所、機械室等ニ利用スルヲ得。

上流面ニ於ケル壁ハ頂部ヨリ底部ニ至ルニ從ツテ、水壓ノ増加ニ伴ヒ其厚ヲ増加セシムルコトアリ。或ハ單ニ鐵筋ノ量ノミヲ増加スルコトモアリ。要スルニ鐵筋混凝土堰全體トシテノ安定理論ハ前記セル如キ混凝土ノミノ堰ト相等シ。左レド鐵筋混凝土堰ノ垂直断面ハ一般ニ三角形ヲナシ(第三百十圖)其底面廣ク、從ツテ轉覆ニ對スル安全率ヲ増加ス、加フルニ上流面ハ水平ニ對シテ普通 30° 乃至 45° ノ傾斜ヲナスヲ以テ、水ノ垂直分力 V ヲ増加シ、轉覆ニ對スル安定度ヲ更ニ増加ス。又堰上ヲ水ガ溢流スルモノニアリテハ、普通ノ混凝土垂直堰ニテハ此レガ爲ニ轉覆セントスル傾向増加ス。而シテ之レニ抵抗スベキ力率ノ増加スベキモノナキニ反シ、断面三角

形ヲナセル鐵筋混凝土傾斜堰ニ於テハ、溢流スル水面ノ高クナル程Vガ増シ、合成力ノ方向ヲシテ垂直ニ近カ寄ラシメ、轉覆セントスル傾向ヲ減少セメ、安全度ニ危險ヲ生ズルコトナシ。

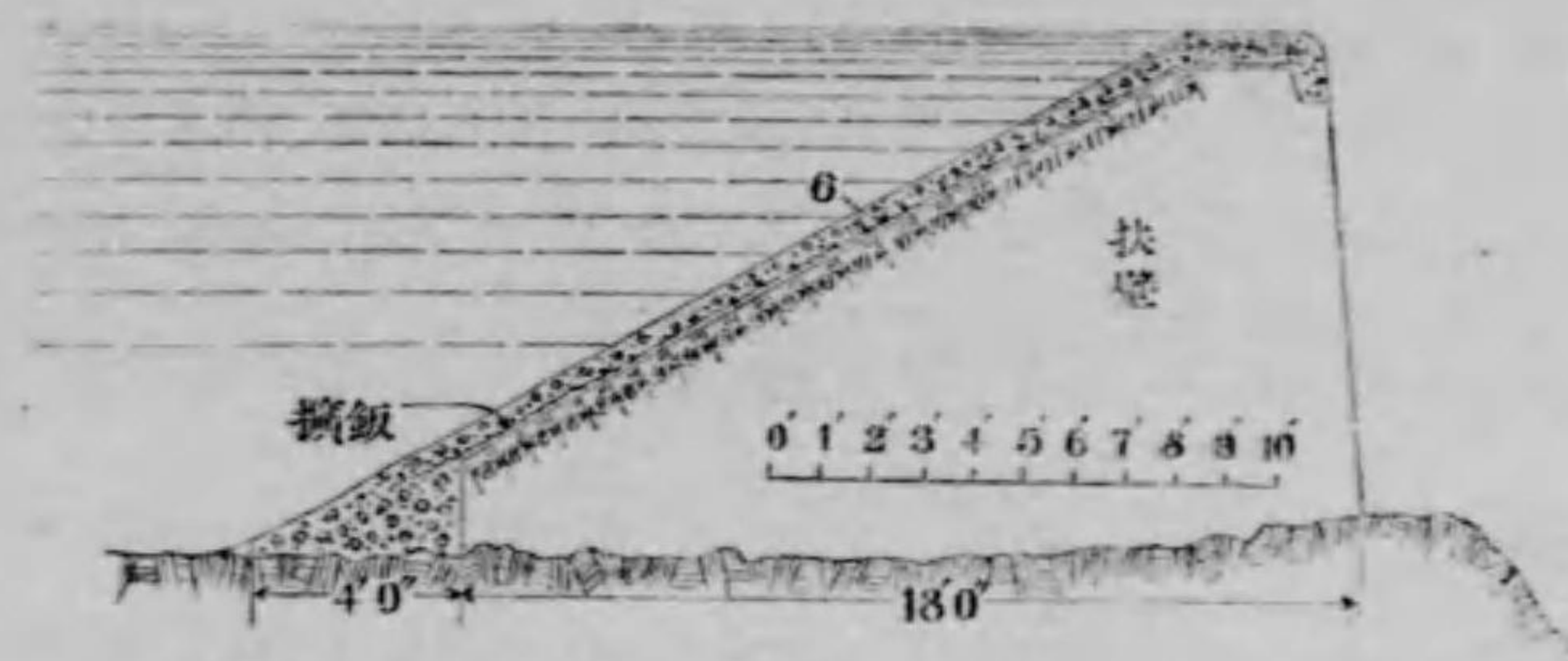
鐵筋混凝土傾斜堰ハ其重量輕キヲ以テ、摺動ニ對スル安全率ヲ見出ス場合ニ於テ、時トシテ洞空ヲ砂砂利土砂或ハ貧混凝土(1:12又ハ1:15)ヲ以テ填充スルヲ要スルコトアリ。貧混凝土ヲ以テ填充スルトキハ堰ト填充物トハ、恰モ一體ノ如クナリテ堰ノ強度ニ對シテ大ニ貢獻スルニ至ルナリ。

鐵筋混凝土傾斜堰各部ノ設計ニ於テハ、先ヅ各々水ノ深サニ對スル水壓ヲ計算シ、之レヨリシテ上流面混凝土版ハ等布水壓ヲ受クル桁トシテ容易ニ其厚サ鐵筋ノ量ヲ見出シ得ベク、其算計方法ハ總テ第三十八節擁壁ノ設計例ヲ適用スベシ。只擁壁ノ場合ハ土壓ガ扶壁ト同側ニ於テ働クモ、堰ニ於テハ之レト反對ノ方向ヨリ働クヲ以テ、鐵筋ノ配置ハ擁壁ノ場合ノ反對トナルベシ。要スルニ各部ハ桁、若シクハ牀版ノ理論ニヨリテ容易ニ設計スルヲ得ルナリ。

鐵筋混凝土傾斜堰ハ其重量輕ク、加フルニ底面幅廣キヲ以テ、強固ナル基礎工ヲ要セズシテ、從ツテ比較的軟弱ナル地盤ニ於テモ、普通ノ混凝土重力堰ノ如ク大ナル費用ヲ要セズ。若シ基礎岩盤ナルトキハ之レヲ少シク粗面

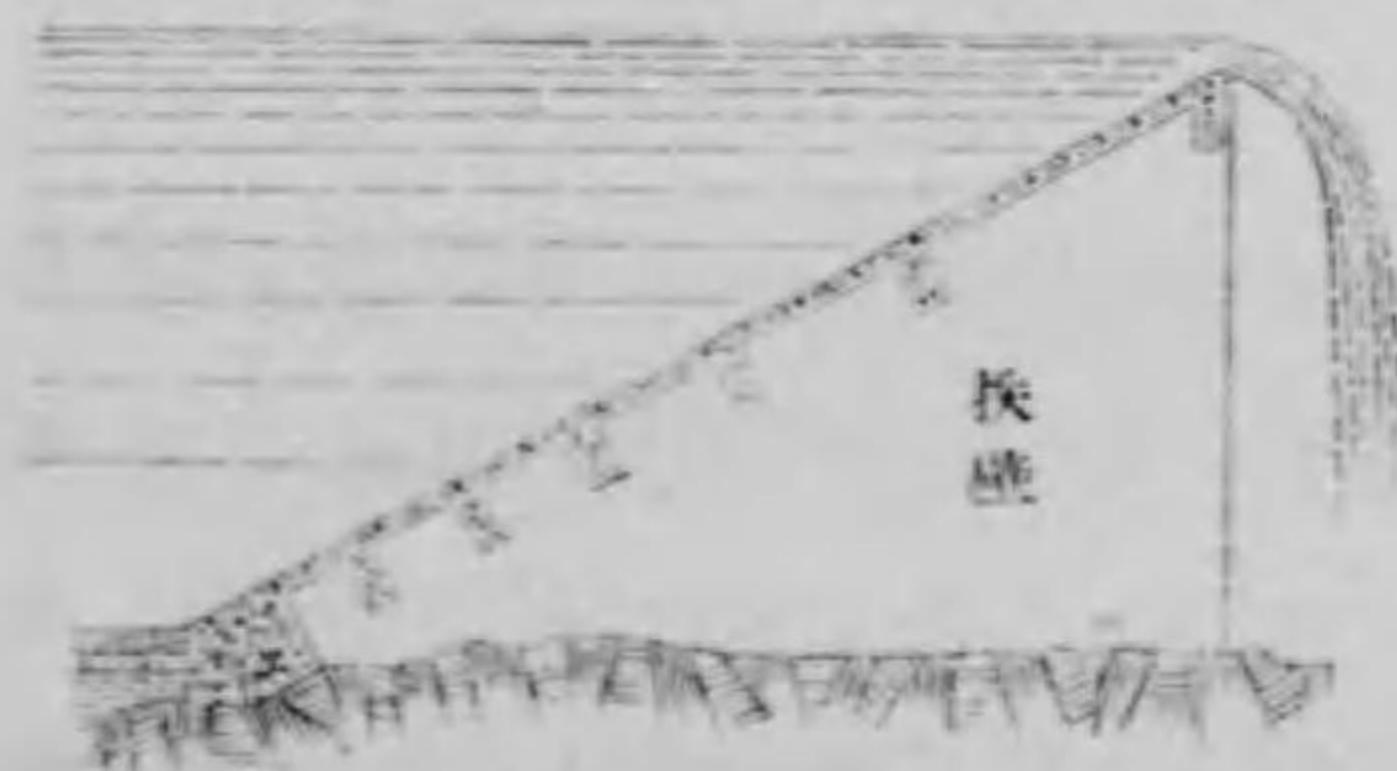
ニナセバ摺動ニ對シテ充分ナル安全度ヲ得ルニ至ルベシ。又岩盤平滑面ヲナセバ扶壁ヲ鍊或ハ「ホールト」ノ類ヲ以テ、岩盤ニ碇着セシムルカ、若シクハ上流面ニ於テ岩盤中ニ穴ヲ作り、之レニ混凝土ヲ填充シ摺動ニ對スル抵抗力ヲ増加セシムル等、總テ擁壁設計ノ例ト其理論方法ニ於テ相異ルコトナシ。

第三百十圖



第三百十一圖ハ下流面ノ開ケル傾斜堰ヲ示ス。之レニ於テハ基礎ハ強固ナル岩盤ニシテ水ノ溢落ニヨリテ壞蝕スルガ如キ憂ヒナキモノナリ。第三百十圖 (Theresa

第三百十一圖

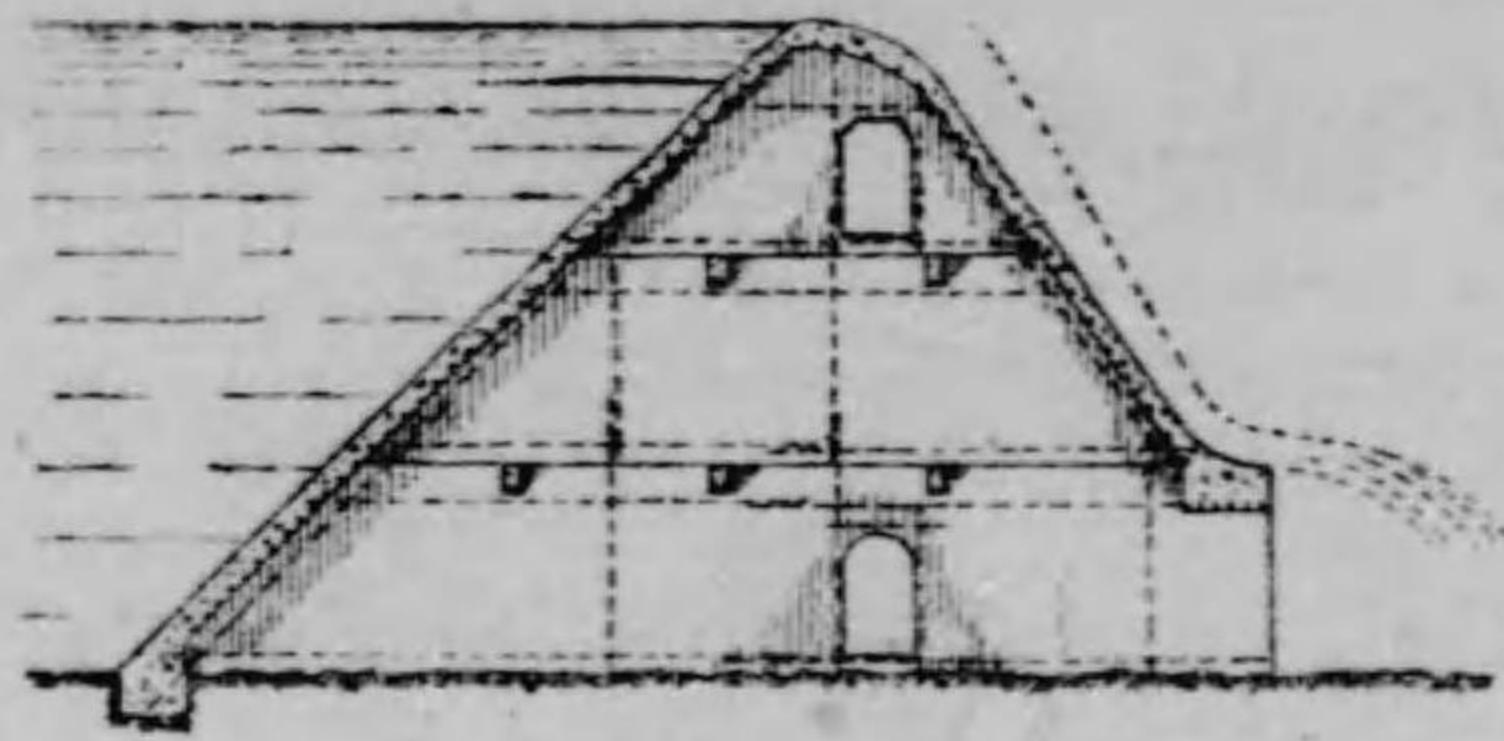


Dam)ハ頂部ニ於テ、版ヲ少シク下流方面ニ延長セルモノニシテ、扶壁ノ混凝土厚サハ12'。之レヲ心々6'ノ距離ニ配置シ、又上流面ニ於ケル版ハ厚サ

6", さつしや-畸形釘 (Thacher bar) $\frac{3''}{4}$ フ長サニ沿フテ組ミ合ハシ、猶此ノ外ニ擴張鉄 (Expanded metal) フモ用ヒタルモノナリ。

第三百十二圖ハ下流面ニ於テ Roll way フ設ケ、水ヲシテ堰ニ沿フテ流レシメ、以テ下流ニ於テ落水ノタメニ起ラントスル壞蝕ヲ遞減セントスル目的ニ出デタルモノニシテ、又扶壁間ニ別ニ版ヲ設ケ、其内部ヲ他ノ用途ニ對シテ利用セルモノナリ。

第三百十二圖



第二十五章 拱 橋

第八十一節 總 論

鐵筋混凝土拱橋ノ利益ハ、拱ニ生ズベキ張力ハ鐵筋ヲ以テ抵抗セシムルヲ以テ、其拱ノ厚サヲ少トナスコトヲ得テ、從ツテ拱ガ輕クナリ、一般ニ其建築費用ヲ減少セシムルナリ。

家屋ノ構造ニ於テ屢々拱ヲ用ユルコトアリ。而シテ此家屋ノ拱ニ於テハ其拱上ニ來ル重量ハ多ク死荷重ニシテ、拱ニ於ケル壓力線ニ動搖ヲ生ズルコト少ナク、壓力線ハ恰ンド常ニ拱厚ノ中央ニアリテ、其動搖ニヨリテ一方ニ應張力ノ生ズル憂ヒ少シ。故ニ此種ノ拱ニ於テハ鐵筋混凝土ヲ用ユルノ利益減ズ。然レドモ橋梁其他ニ於テ拱上ニ來ル荷重大ナルカ、若シクハ重量ノ不均等ニ來ル如キ場合ニ於テハ、拱ニ於ケル壓力線ノ位置屢々變轉シ、拱ノ斷面ニ於テ一方ニハ大ナル應壓力ヲ生ジ、他方ニハ大ナル應張力ヲ生ズ。此如キ場合ニ特ニ鐵筋混凝土拱ノ利益ヲ感ズル次第ニシテ、即チ壓力ハ其レニ強キ混凝土ヲ以テ抵抗セシメ、張力ハ其レニ強キ鐵筋ヲ以テ抵抗セシメ得ルヲ以テナリ。

拱ノ設計ニ際シテハ、從來作ラレタル同様ナル状態ノ實例ニヨリ拱ノ厚サ、鐵筋ノ量ヲ假定シ、或ハ實例ニヨリ導

キ出サレタル公式ニヨリ、或ハ準備的計算ニヨリテ、拱ノ厚サヲ假定シ、又鐵筋ノ量ヲモ假定シ、此假定拱ガ今設計セントスル荷重ニ對シテ果シテ安全ナルヤ否ヤヲ檢定スルモノニシテ、即チ斯ノ如キ假定拱ニ於テ計算ヨリ出シタル應力ガ何レモ許容數量以內ナルヤ否ヤヲ檢定ス。而シテ若シ生ズベキ應力ガ許容數量以上ナルトキハ、拱ノ厚サヲ大トナスカ、或ハ鐵筋ノ量ヲ増スカ、或ハ此兩者ヲ共ニ大トナシ、再ビ計算ヲ行ヒ生ズベキ應力ヲシテ許容數量ヲ超過セシムルコトナカラシム。本書ニ於テハ以上ノ如キ順序若シクハ方法ニヨリテ、設計ニ必要ナル拱ノ安定理論ヲ述ベントス。

鐵筋混凝土拱ノ厚サニ關スル實驗的公式ニ關シテ、ラズと氏 (F. F. Weld) ハ千九百五年十二月ノ Engineering Recordニ於テ種々ノ徑間、重量ニ就キテ設計セルモノヨリシテ、次ノ如キ公式ヲ與ヘタリ。

$$d = \sqrt{S + 0.1S + 0.005w + 0.0025w'} \dots \dots \dots (254)$$

此式ニ於テ、

d = 拱ノ頂部ニ於ケル厚サ (吋)

S = 拱ノ徑間 (呎)

w = 全拱ニ働ク等布活荷重ヲ長サニテ除シタルモノ、即チ平均活荷重 (一平方呎封度)

w' = 拱ノ頂部ニ於ケル死荷重 (一平方呎封度)

ドーグラス氏 (W. J. Douglas) 公式

ドーグラス氏 (Douglas) 公式ハ

- | | | |
|------------------------------|-----------------------|--------------|
| (1) 公道橋ナルトキ $S=20'$ 以下ノ場合 | $d=0.03(6+S)$ | }(255) |
| (2) 同上 $S=20'$ 乃至 $50'$ ノ場合 | $d=0.015(30+S)$ | |
| (3) 同上 $S=50'$ 乃至 $150'$ ノ場合 | $d=0.0001(11000+S^2)$ | |
| (4) 同上 $S=150'$ 以上ノトキ | $d=0.016(75+S)$ | |

鐵道橋ナルトキハ徑間 S ガ (1) = 相當スルトキハ 25% (2) = 相當スルトキモ 25% (3) = 相當スルトキハ 20% (4) = 相當スルトキハ 15% 増加セシムベシトナセリ。

るーてん氏 (D. B. Luten) 公式

るーてん氏 (Luten) ハ側構拱 (Spandrel arch) ニ對シテ、

$$d = 4 + \frac{3S^2(r+3F)}{4000r-S^2} + \left\{ \frac{wS^2}{300000r} \text{ 又ハ } \frac{w_c(1+5.r)}{150.r} \right\} \dots \dots \dots (256)$$

此 (256) 式ニ於テ、

r = 起拱線ヨリ拱腹線頂ニ至ル拱矢 (呎)

F = 拱脊線ノ頭部ヨリ上、橋ノ表面ニ至ル高サ (呎)

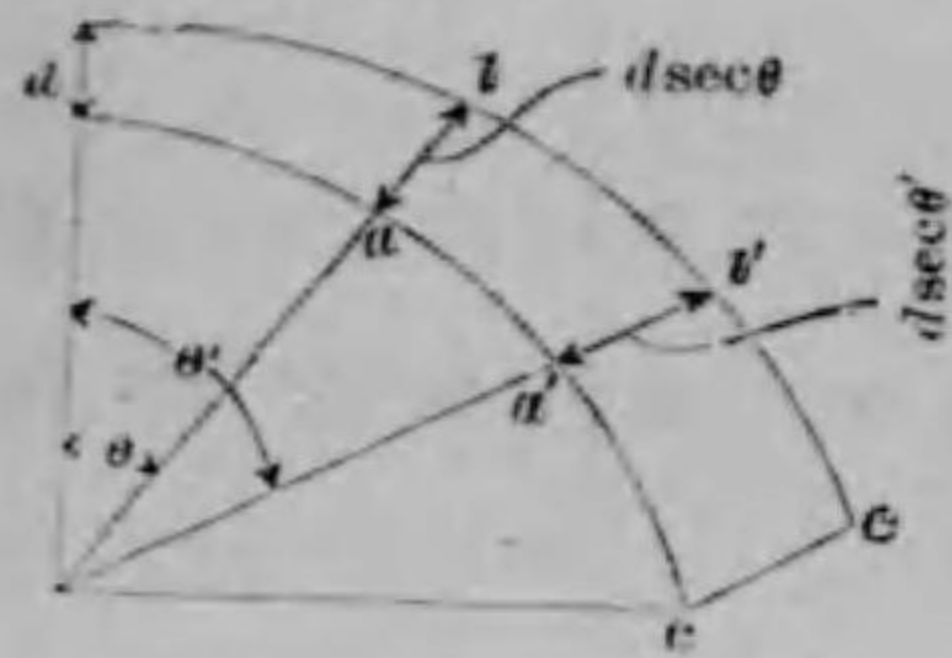
w = 等布活荷重 (一平方呎封度)

w_c = 單線鐵道ニ於テ徑間ノ半分ノ上ニ働ク最大活荷重 (噸)

一般ニ拱頂ニ於ケル厚サ d ト起拱點ニ於ケル厚サ w トハ相同ジカラズシテ、頂ヨリ起拱點ニ至ルニ從ツテ次第

ニ厚サヲ増ス。頂部ト起拱點トノ中央ニ於テ拱厚サヲ

第三百十三圖



1.33dトスベシト云フ人アリ。又任意ノ拱ノ向心断面abニ於テハ厚サabヲ $d \sec \theta$ トナスベシトスル人モアリ。起拱點ニ於ケル厚サハ $2d$ 乃至 $2.5d$ ガ普通ナル如シ。

但シ鉸接拱 (Hinged arch) ハ此ノ限リニ非ラズ。欠圓拱及ビ三心拱ニ於テハ起拱點ニ於ケル厚サ cc ヲ d ノ2乃至3倍トナス。次ニ鐵筋ノ量ハ普通拱ノ頂部ニ於テハ拱ノ幅、即チ奥行1呎ニツキ、0.07%乃至2%位トシ、其半分ヲ拱腹線ニ近ク他ノ半分ヲ拱脊線ニ近ク組ミ合ハス。拱ニ於テハ頂部ヨリ起拱點ニ至ルニ從ツテ壓力増加スルヲ以テ、斯ノ如ク同方向ニ至ルニ從ツテ其厚サヲ増スモノニシテ、又鐵筋ノ量モ同方向ニ至ルニ從ツテ大トナスコトモアリ。

斯ノ如クシテ拱ノ厚サ、鐵筋ヲ假定シ、之レニヨリ其拱ニ働ク可キ外力ニ對シテ安全ナルヤ否ヤヲ檢定スルモノニシテ、外力ハ其拱ノ用ヒラル可キ目的、地方的狀況ニヨリテ自ラ定マル。即チ拱ガ鐵道橋トナルベキモノナルカ、若シクハ公道橋ニシテ電車、汽轆ノ類ヲモ考ヘテ設計スベキカ、或ハ單ニ等布活荷重ナルカ、此等ノコトハ自ラ定マル。鐵道橋ノ場合ニ於テハ、機關車ノ重量ニヨリテ外力ハ明トナリテ、或ハ回轉動荷重ヲ以テ計算シ、或ハ之

レヲ等布活荷重ニ換變シ以テ計算スルコトモアリ。此場合ニ於テハ $500\#/sq$ 乃至 $700\#/sq$ 位ノ等布活荷重トナル。電車又ハ汽轆ノ場合ニ於テモ、回轉動荷重トシテ之レヲ拱上ニ動カシ、最大應力ヲ生ズベキ場所ニ置キシ時ノ應力ヲ計算ス、左レド或ハ之レヲ等布活荷重ニ換算シ、等布活荷重トシテ計算スルモ可ナリ。

市街公道橋ニ於テハ以上電車又ハ汽轆ヲ以テ應力ヲ檢査スル外ニ、猶道路面一平方呎ニツキ $125\#$ 、府縣國道ノ場合ニハ $100\#$ ヲ標準シテ此等布活荷重ノ場合ヲモ考フルヲ要ス。等布活荷重ヲ以テ拱ニ生ズル應力ヲ計算スルニ亘リテハ、拱ノ徑間大ナラズ、且ツ大切ナル場所ニ用ユル拱ニアラザレバ、等布活荷重ガ拱ノ徑間全體ニアル場合ト半分ダケアル場合トノ二ツニ付キテ計算シ、應力ヲ求メテ可ナルモ、重要ナル拱橋ニ於テハ、猶詳細ニ檢スルヲ可トス。即チ

等布活荷重ガ徑間ノ $\frac{2}{5}$ ダケアル場合、

同上	$\frac{1}{2}$	同上
同上	$\frac{3}{5}$	同上
同上	全部ニアル場合、	

ノ四ツノ場合ニ就キテ各々計算シ、生ズ可キ最大壓力ヲ見出シ、之レガ混凝土及ビ鐵筋ノ許容應力以內ニアルヤ

否ヤヲ檢定スベキナリ。但シ斯ノ如クシテ計算スルハ、最大應力ヲ見出す近似的方法ニシテ、最大應力ヲ生ゼシムベキ荷重ノ位置ハ感線 (Influence line) ヲ用ユルコトニヨリテ正確ニ求メ得ルナリ。之レハ後ニ至リ説明スベシ。橋桁設計ノ場合ニ於テ動荷重ヨリ生ズル撃衝ハ、之レヲ必ズ考フ。此撃衝ハ動荷重ヨリ生ズル應力ニ對スル増加率ニシテ、前ニ (101) 乃至 (103) 式ニ示セル如シ。然レドモ拱橋ノ如ク拱上ニハ土砂其他ノ填充材料アリテ、此等ガ動荷重ト拱トノ中間物ヲナスヲ以テ、直接動荷重ノ拱ニ撃衝ヲ與フルコトナシ。從ツテ上記撃衝應力トシテ加算スベキ率ハ拱ノ場合之レヲ半減シテ支障ナカルベシ。

風ニヨリテ生ズベキ横壓力ハ拱ニ關スル計算ニ於テハ之レヲ無視ス。是レ其影響殆ンドナキヲ以テナリ。

拱矢ハ普通徑間 S ノ $\frac{1}{4}$ 乃至 $\frac{1}{6}$ 位トナス。

拱ニハ種々ノ種類アリ、無鉸拱 (Hingeless arch) ハ碇着端ヲ有スル拱ニシテ、鉸接拱 (Hinged arch) ハ中央ニ一ツ、若シクハ各端ニ各々一ツノ鉸ヲ有スルモノ、或ハ中央ニ一ツト各端ニ各々一ツ合計三ツノ鉸 (Hinge) ヲ有スルモノヲ云フ。一ツ又ハ二ツノ鉸ヲ有スルモノハ混凝土拱トシテ多ク作ルコトナキモ、三ツノ鉸ヲ有スルモノハ壓力線ノ位置ヲ正確ニ定メ易ク、又用材ニツキテモ多少ノ利益アルヲ以テ時トシテ作ラル。左レド鉸其物ニ注意ヲ要シ、

又其構造ニ費用ヲ要シ、鉸ノ摩擦ニツキテモ亦注意ヲ要ス。故ニ混凝土拱トシテハ無鉸拱ガ最モ普通ニ作ラルルナリ。次ノ第八十二節ニ於テハ無鉸拱ニ就キテ述ブベシ。

第八十二節 無鉸拱ニ於ケル應力

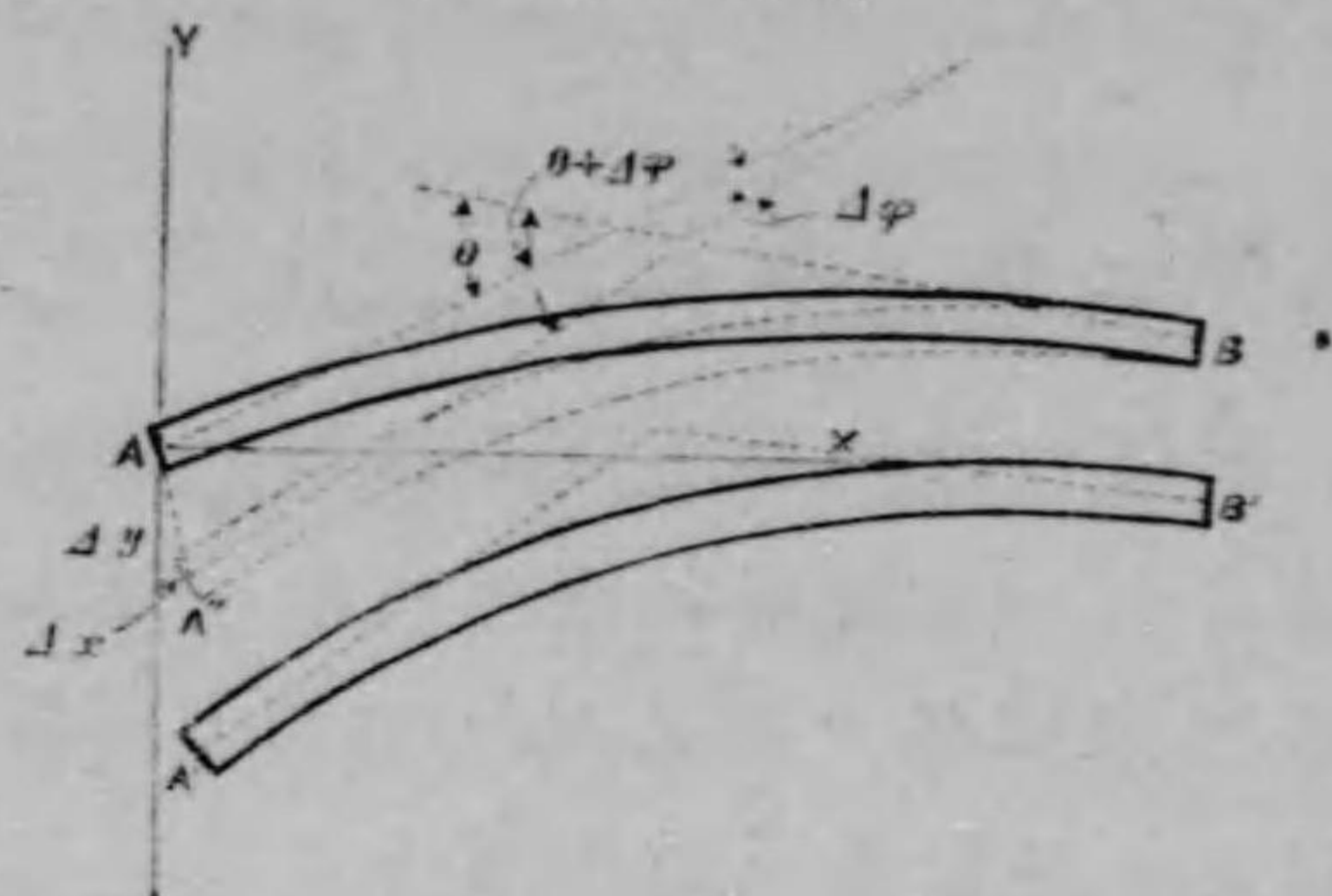
拱ノ任意ノ断面ニ於テ、拱ノ重心軸即チ拱軸ニ平行ナル壓力、即チ換言スレバ断面ニ直角ニ働ク壓力 N 、其断面ニ起ル彎曲率 M 、及ビ拱ノ重心軸ニ直角ナル剪斷力即チ換言スルバ断面ニ平行ナル剪斷力 V ノ三ツヲ見出サントスルモノナリ。以上ノ内 N ハ断面ヲ壓スルモノニシテ、又 M ノタメニ断面ニ於ケル應力ニ變動ヲ生ズ。又 V ハ断面ニ於ケル剪斷力ニシテ、之レガ明カトナレバ單位應剪力ヲ見出スコトヲ得ルナリ。

拱ノ應力計算ニ於テハ、拱ノ長サ即チ奥行 l 呎ヲ考フルコトハ擁壁堰等ノ場合ト同ジクシテ、是レ計算ニ便利ナルヲ以テナリ。

先ヅ一般ノ場合ヲ述べ之レヲ鐵筋混凝土拱ニ應用セントス。今一般ノ桁ノ彎曲ニ就キテ考フルニ、第三百十四圖ニ於テ AB ヲ曲桁 (Curved beam) ノ任意ノ部分トス。此桁ガ或ル外力ノタメニ $A'B'$ ノ如クナリシト假定ス。而シテ A ト B トハ桁中任意ノ點ニシテ、 B ニ對シテ A ノ異動、並ニ B ニ於ケル中立線ニ接線ニ對シテ、 A ニ於ケル中立線ニ接線ガ如何ニ異動セルカヲ先ヅ見出サントス。

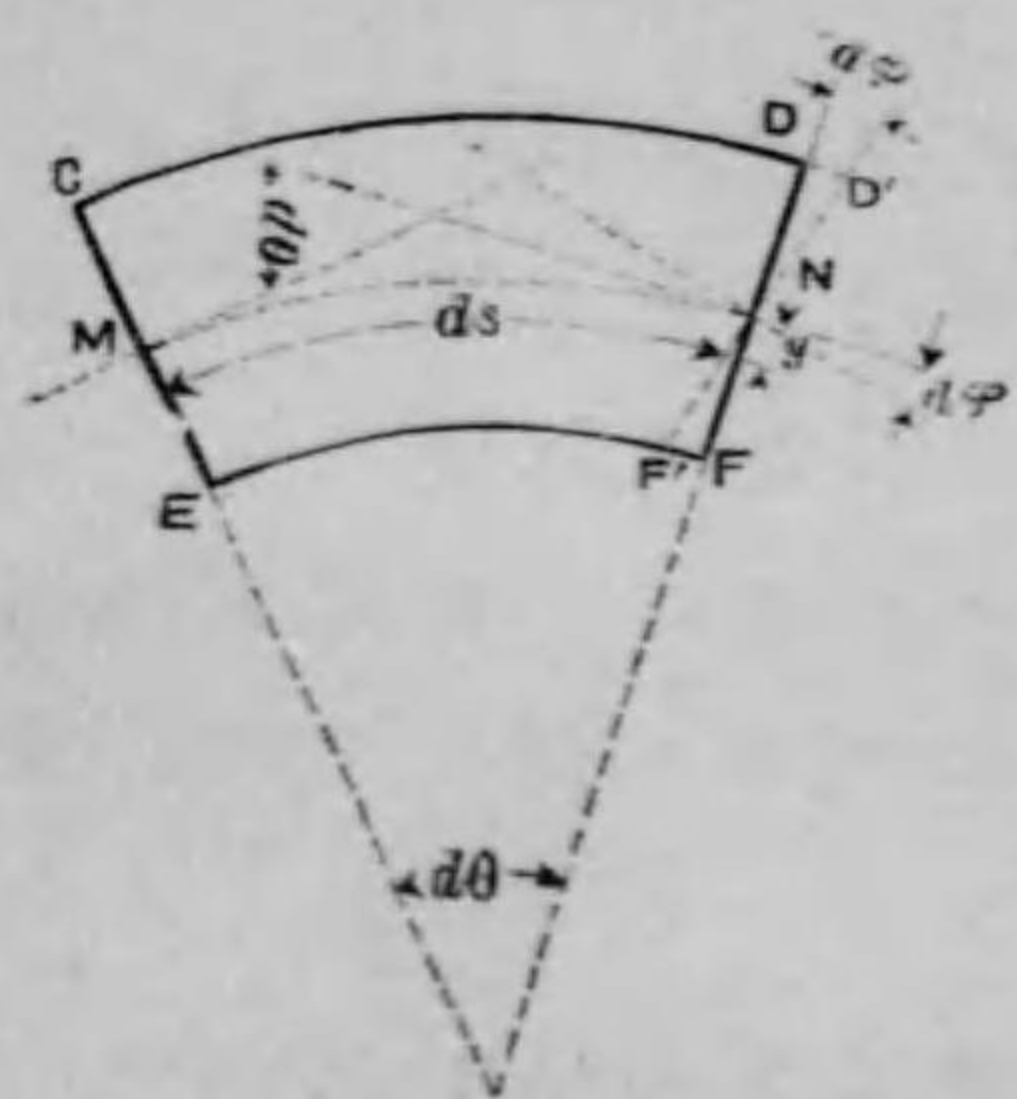
即チ主トシテ A 點ノ異動ヲ見ントス。此異動ヲ見ルニハ B'ヲ B ト一致セシメ、B'ニ於ケル中立線ニ接線ヲ Bニ

第三百十四圖



於ケル中立線ニ接線ト一致セシムルトキハ、Aノ異動ガ一層明瞭トナル。斯ク一致セシムルトキハ點線ニテ示シタル A'Bノ如キ形トナリテ、Aニ於ケル中立線ニ接線ガ動キシ角ハ $\Delta\phi$ ニシテ、又 AトBトノ二點ニ於テ、中立線ニ接線ノ相互ニナス角ヲ θ トスレバ、A'トナリシタ

第三百十五圖



メニ Bニ於ケル接線ト $\theta + \Delta\phi$ ナル角ヲナスニ至ル。又 AハA''ニ來リシヲ以テ、AA''ダケ動キシコトトナリテ、Aヲ起點トシA''ニ至ル距離ヲ表ハスニ亙リ、縦距ヲ Δy トシ、横距ヲ Δx トス。又第三百十五圖ニ於テ、CEFDヲ拱ノ任意ノ部分トシテ、其拱

軸線ニ沿ヘル長サ MNヲ ds トス。而シテ此兩端ノ面、CE DFハ ds ニ直角トス。CE及DF面ニ於テ、拱軸ニ接線ガ相互ニナス角ヲ $d\theta$ トス。外力ノ爲メニ拱ガ彎曲セントスルトキハ、DFナル面ハ F'D'ノ如クナリ、從ツテ接線モ異動シ、 $d\phi$ ナル角ダケ變化ヲ生ゼリトス。然ルトキハ中立線ヨリ y ナル距離ニ於ケル纖維ノ長サノ變化ハ、 $y/d\phi$ ヲ以テ表スコト得テ、此長サノ變化ニ對スル壓力ハ、

$$\frac{\text{應力}}{\text{變形}} = E$$

ナル理論ニヨリテ、

$$\text{應力 } (f) = E \frac{y d\phi}{ds}$$

此式ニ於テ Eハ彈率、 ds ハ外力ナキトキノ MNナル長サナリ。

故ニ da ヲ断面ノ單位面積トスレバ、拱ノ抵抗力率ハ

$$\sum_f f da y = \sum_f E y^2 da \frac{d\phi}{ds}$$

M=N點ニ於ケル彎曲率トスレバ、

I=断面ノ惰率

$$\therefore M = EI \frac{d\phi}{ds} \text{トナル。}$$

$$\therefore d\phi = \frac{M ds}{EI}$$

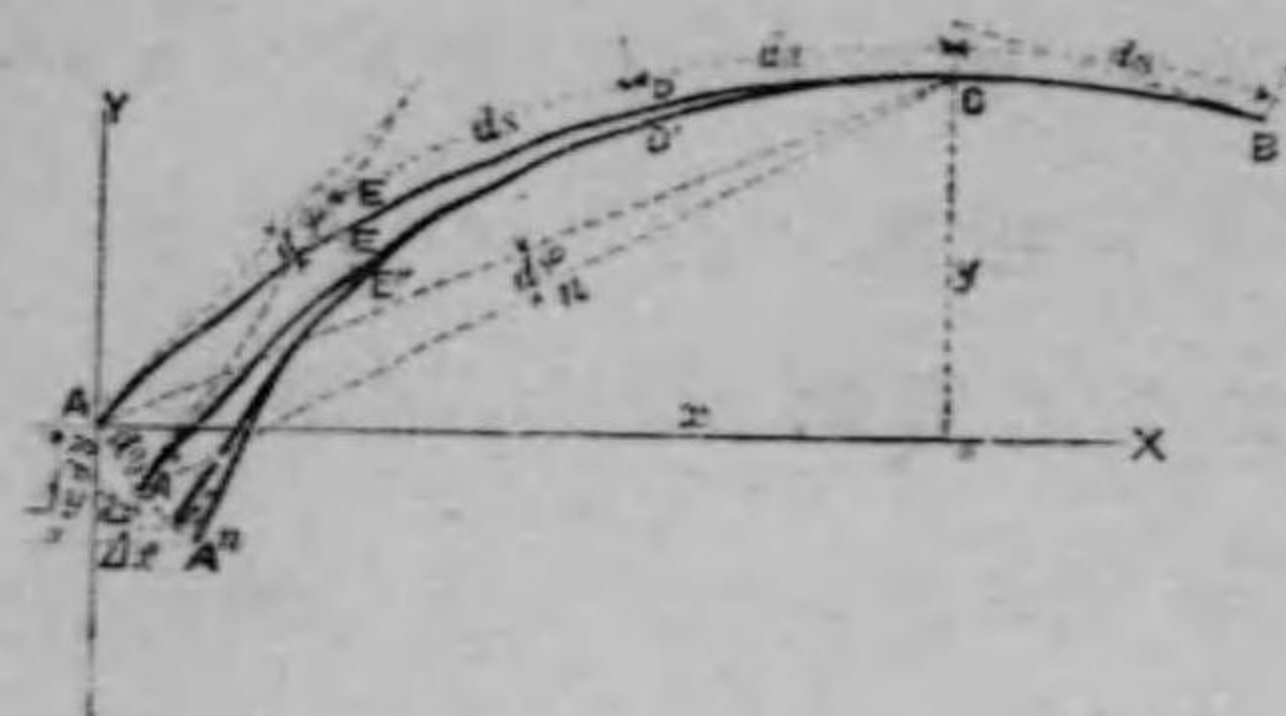
故ニ第三百十四圖ヨリシテ全體ノ異動ハ

$$\Delta\phi = \sum_A^B d\phi = \sum_A^B \frac{M ds}{EI} \dots\dots\dots (257)$$

次ニ又 Aノ異動セシ縦距 Δy ト横距 Δx トヲ見出サント

ス。第三百十六圖ニ於テ AEDCBヲ拱ノ中立線ノ形トシ、之ガ外力ヲ受ケテ A'E'D'CBノ如ク變形セリトス。即チ第三百十四圖ノ A'Bノ如ギ形トス。拱ハ ds ノ間ニ於テ

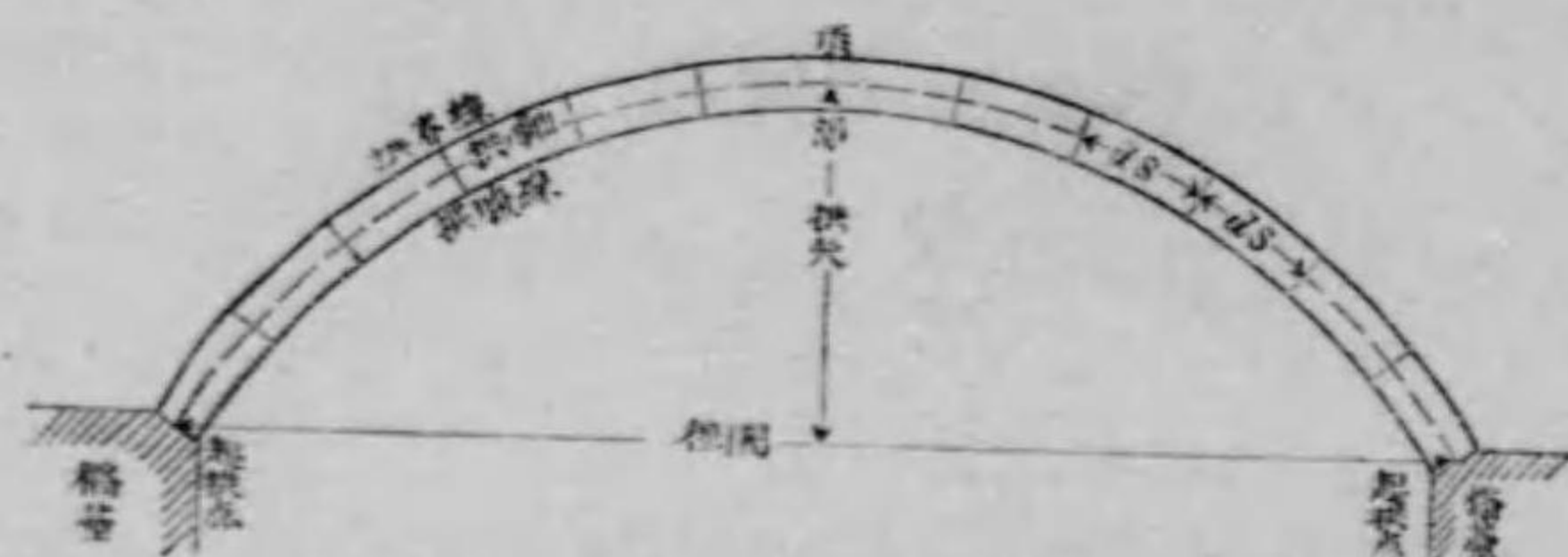
第三百十六圖



$d\phi$ ナル異動ヲナス。BCナル部分ノ彎曲ハ ACナル部分ヲシテ、Cヲ中心トシテ同ジ角 $d\phi$ ヲナシテ彎曲セシメントス。而シテ其半徑ハ u ニシテ Aハ A

ニ移リ、其長サハ AA' 即チ dv ナリ。此 dv ノ縦距ヲ dy トシ横距ヲ dx トス。又 DCナル部ノ外力ノタメノ彎曲ニヨリテ、前ト同ジ有様ニテ A'ハ A''ニ至ル、斯クシテ次第ニ Aハ移動セントス。中立線中任意ノ點 Cノ横距及ビ縦距ヲ夫レ夫レ x 及ビ y トナストキハ、相似三角形ヨリシテ

第三百十七圖



$$\frac{dy}{dv} = \frac{x}{u}$$

$$\frac{dx}{dv} = \frac{y}{u}$$

$$dv = u d\phi$$

$$\therefore dy = x d\phi$$

$$dx = y d\phi$$

然ルニ上述ノ如ク $d\phi = \frac{M ds}{EI}$

ナルヲ以テ、

$$\Delta y = \sum dy = \sum_A^B x d\phi = \sum_A^B x \frac{M ds}{EI} \dots\dots\dots (258)$$

$$\Delta x = \sum dx = \sum_A^B y d\phi = \sum_A^B y \frac{M ds}{EI} \dots\dots\dots (259)$$

拱ハ其頂部ヨリ左右對稱的ナルヲ以テ、拱ノ頂部ヨリ左方半分ヲ考フ。而シテ次ノ (260) 式ヲ以テ示スコトヲ得ルナリ。

$$\left. \begin{aligned} \Delta y &= \sum_A^B M x \frac{ds}{EI} \\ \Delta x &= \sum_A^B M y \frac{ds}{EI} \\ \Delta \phi &= \sum_A^B M \frac{ds}{EI} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (260)$$

拱ノ右方ノ半分ニ對シテモ同様ニシテ、 $\Delta y'$, $\Delta x'$, $\Delta \phi'$ ヲ以テ以上ト同ジモノヲ表ハストキハ、

$$\left. \begin{aligned} \Delta y &= \Delta y' \\ \Delta x &= -\Delta x' \\ \Delta \phi &= -\Delta \phi' \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (261)$$

故ニ拱ニ於テ、若シ $\frac{ds}{I}$ ヲ不變數トナスヲ得レバ、之ヲ Σ ノ外ニ出シテ可ニシテ、又 Eハ與ヘラレタル材料ニ對シ

テハ不変數トシテ支障ナシ。故ニ之レモΣノ外ニ出スヲ得テ、從ツテ(260)式ハ

$$\left. \begin{aligned} \Delta y &= \frac{ds}{EI} \sum_A^B M_x \\ \Delta c &= \frac{ds}{EI} \sum_A^B M_y \\ \Delta \phi &= \frac{ds}{EI} \sum_A^B M \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (262)$$

拱ノ頂部ヨリ左方ニ於ケル彎曲率ヲ M_L トシ、右方ニ於ケル彎曲率ヲ M_R トスレバ、拱ノ頂部ニ於テハ左右等シキヲ要スルヲ以テ、

$$\Delta y = \frac{ds}{EI} \sum_A^B M_L x = \Delta y' = \frac{ds}{EI} \sum_A^B M_R x$$

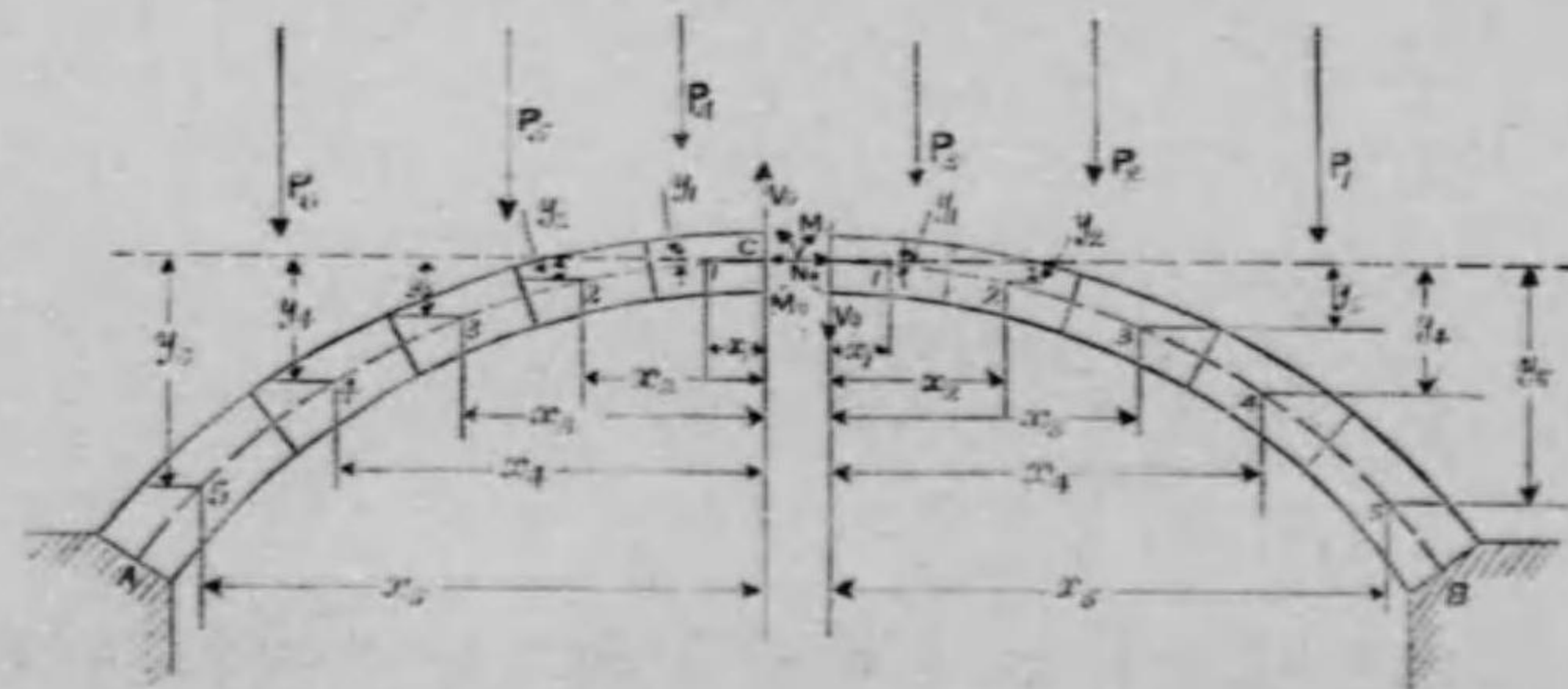
$$\left. \begin{aligned} \therefore \sum M_L x &= \sum M_R x \\ \sum M_L y &= -\sum M_R y \\ \sum M_L &= -\sum M_R \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (263)$$

同様ニ

第三百十八圖ニ於テ、

N_0 = 頂部ニ於ケル壓力、

第三百十八圖



V_0 = 頂部ニ於ケル剪斷力、

M_0 = 頂部ニ於ケル彎曲率、拱脊線ニ應壓力ヲ生ゼシムルトキハ $(+M_0)$ トシ、拱脊線ニ應張力ヲ生ゼシムルトキハ $(-M_0)$ トス。即チ圖面ノ如キ形ナルトキハ $(+)$

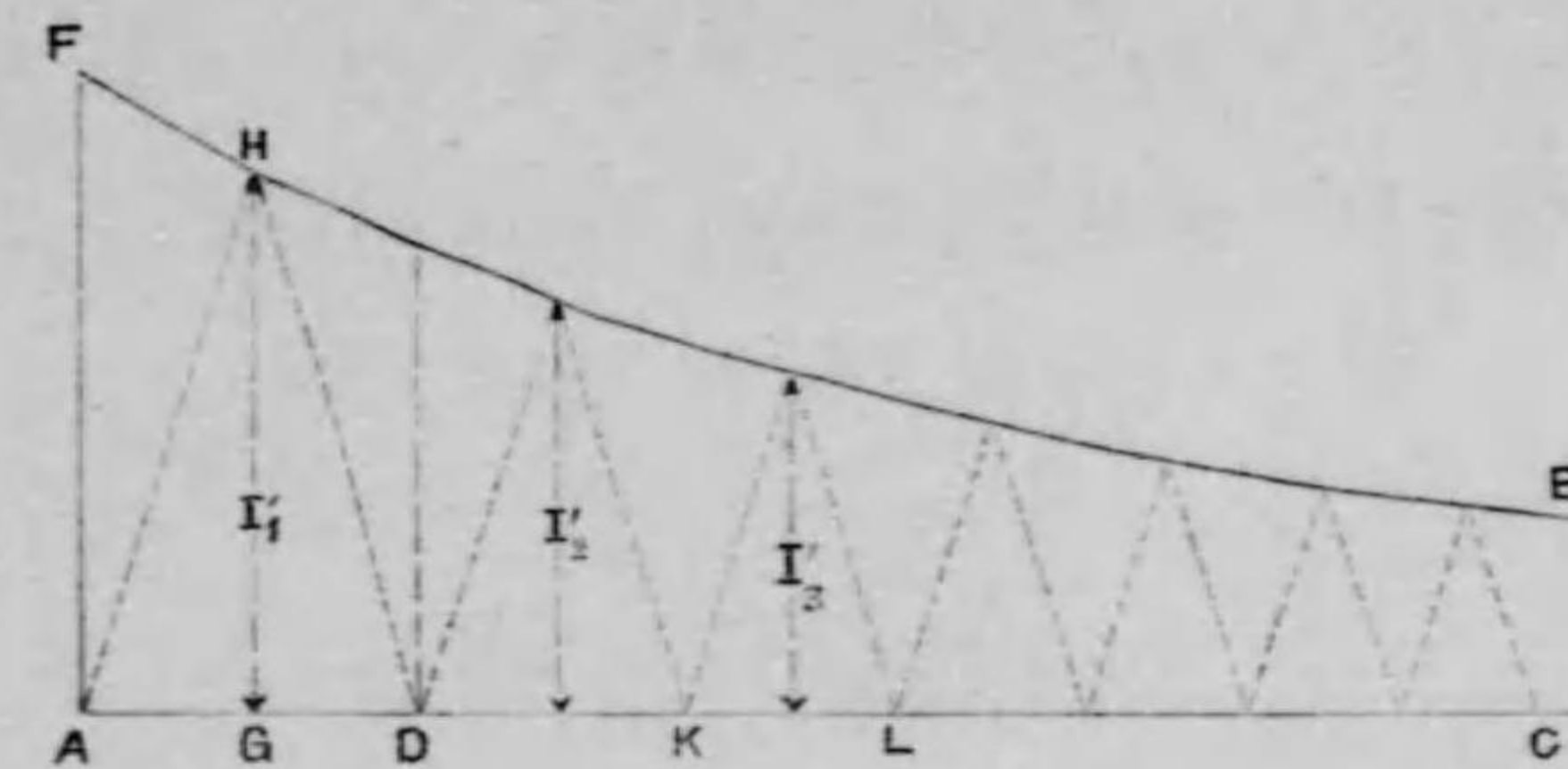
R = 拱ノ任意ノ斷面ニ於ケル壓力ノ合成力、

N = 拱ノ任意ノ斷面ニ於テ其斷面ニ直角ナル壓力、即チ R ノ斷面ニ直角ナル分力、

V = 拱ノ任意ノ斷面ニ於ケル剪斷力、即チ R ヲ拱ノ軸ニ直角ニ分解シタル分力、

N ト V ノ合成力ガ R ナリ。

第三百十九圖



ds = 拱ヲ其軸ニ沿フテ數多ノ區分ニ分チタルトキ其任意ノ一區分ノ長サ、

m = 拱頂ヨリ左又ハ右ニ於ケル區分數、

$2m$ = 全拱ノ區分數、

I = 鐵筋混凝土拱ノ斷面ニ於ケル惰率、(普通混疑

土拱ナレバ I.)

P=拱=働ク外力、

y=拱ノ頂部中點ヲ起點トシ、此レヨリ拱軸中ノ任意ノ點ニ至ル縦距、

x=拱ノ頂部中點ヲ起點トシ、此レヨリ拱軸中ノ任意ノ點ニ至ル横距、

トス。然ルトキハ拱ノ任意ノ斷面ニ於ケル彎曲率ハ、拱頂ヨリ左方ニ於テハ

$$M = M_L + M_0 + N_0 y + V_0 x \quad \dots\dots\dots(261)$$

拱頂ヨリ右方ニ於テハ

$$M = M_R + M_0 + N_0 y - V_0 x$$

M_Lハ外力ノミニヨリテ起ル彎曲率(拱ノ頂Cヨリ左方)

M_Rハ外力ノミニヨリテ起ル彎曲率(拱ノ頂Cヨリ右方)

$$\therefore \sum M_x = \sum M_L x + \sum M_0 x + \sum N_0 y x + V_0 \sum x^2$$

$$\sum M_x = \sum M_R x + \sum M_0 x + \sum N_0 y x - V_0 \sum x^2$$

故ニ(263)式ニヨリテ

$$\sum M_L x - \sum M_R x + 2V_0 \sum x^2 = 0$$

$$\therefore V_0 = \frac{\sum(M_R - M_L)x}{2\sum x^2} \quad \dots\dots\dots(265)$$

又(263)式ニヨリテ

$$\sum M_L y + \sum M_0 y + \sum N_0 y^2 + \sum V_0 y x$$

$$= -\sum M_R y - \sum M_0 y - \sum N_0 y^2 + \sum V_0 x y$$

$$\therefore \sum M_L y + \sum M_R y + 2M_0 \sum y + 2N_0 \sum y^2 = 0$$

然ルニ又(263)式ニヨリテ、

$$\sum(M_L + M_0 + N_0 y + V_0 x) = \sum(-M_R - M_0 - N_0 y + V_0 x)$$

$$\sum M_L + \sum M_R + 2\sum M_0 + 2N_0 \sum y = 0$$

$$\sum M_0 = m M_0$$

$$\therefore \sum M_L + \sum M_R + 2m M_0 + 2N_0 \sum y = 0$$

$$\therefore M_0 = -\frac{\sum M_L + \sum M_R + 2N_0 \sum y}{2m}$$

$$\text{或ハ } M_0 = -\frac{\sum(M_L + M_R) + 2N_0 \sum y}{2m} \quad \dots\dots\dots(266)$$

$$\text{或ハ } M_0 = -\frac{\sum M_c + 2N_0 \sum y}{2m}$$

$$\text{又 } N_0 = -\frac{\sum(M_L + M_R)y + 2M_0 \sum y}{2\sum y^2}$$

$$= -\frac{\sum(M_L + M_R)y - \frac{\sum(M_L + M_R) + 2N_0 \sum y}{m} \sum y}{2\sum y^2}$$

$$= -\frac{m\sum(M_L + M_R)y - \sum(M_L + M_R)\sum y + \frac{2N_0(\sum y)^2}{2m\sum y^2}}{2m\sum y^2}$$

$$N_0 \left(1 - \frac{(\sum y)^2}{m\sum y^2}\right) = N_0 \frac{m\sum y^2 - (\sum y)^2}{m\sum y^2}$$

$$\therefore N_0 = -\frac{m\sum(M_L + M_R)y - \sum(M_L + M_R)\sum y}{2m\sum y^2} \frac{m\sum y^2}{m\sum y^2 - (\sum y)^2}$$

$$= \frac{m\sum(M_L + M_R)y - \sum(M_L + M_R)\sum y}{2\{(\sum y)^2 - m\sum y^2\}} \quad \dots\dots\dots(267)$$

$$= \frac{m\sum M_c y - \sum M_c \sum y}{2\{(\sum y)^2 - m\sum y^2\}}$$

以上(265), (266), (267)式ニヨリテ拱ノ頂部斷面ニ生ズ可キ V₀, M₀ 及ビ N₀ ガ明カトナレリ。

第三百十八圖ニ於テ P_1, P_2, P_3 等ハ外力ニシテ、垂直ナルモ或ハ傾斜セルモ何レニテモ可ニシテ、又拱ヲ任意ノ偶數ニ區別ス。普通全拱ナレバ10乃至20位、拱ノ半分ナレバ5乃至10ニ區分ス。即チ $\frac{ds}{I'}$ ガ不變ナル様ニ區分ス。拱ノ厚サ同一ニシテ、又鐵筋ノ量モ各區分ニ於テ同一ナルトキハ、 I' ハ不變ナルヲ以テ、 ds ハ各區分ニ於テ同一ナリ。然レドモ頂部ヨリ起拱點ニ至ルニ從ツテ、其厚サ大トナリ居レバ、 I' ノ値ガ變スルヲ以テ ds ノ長サモ亦變ズ。今假リニ混凝土ノミトスレバ、情率ハ厚サノ三乗ニ比例スルヲ以テ、 $\frac{ds}{I'}$ ヲ不變ニ保ツタメニハ、 ds ハ頂部ヨリ起拱點ニ至ルニ從ツテ次第ニ大トナスヲ要ス。

此區分ハ整數トシ分數トセズ。 S_1 ヲ拱軸ノ長サノ半分トス。即チ頂部ヨリ起拱點ニ至ル拱軸ノ長サトシ、又

$$i = \frac{1}{I'} \quad i_m = i \text{ ノ平均ノ値}$$

トス。先ヅ拱軸ニ沿フテ任意ノ等間隔ノ斷面毎ニ I' ノ値ヲ計算ス。此レハ拱ノ半分ニ就キテナセバ可ナリ。而シテ其レヨリ $\frac{1}{I'}$ ノ平均ヲ出ス。然ルトキハ、

$$\frac{ds}{I'} = \frac{S_1 i_m}{m} \dots \dots \dots (268)$$

$$S_1 = \text{全拱軸ノ長サノ } \frac{1}{2}$$

之ヨリシテ $\frac{ds}{I'}$ ノ値ガ明カトナルヲ以テ、 ds ガ明カトナル。即チ頂部ヨリ初メテ假想セル第一區分 ds ノ中點ニ

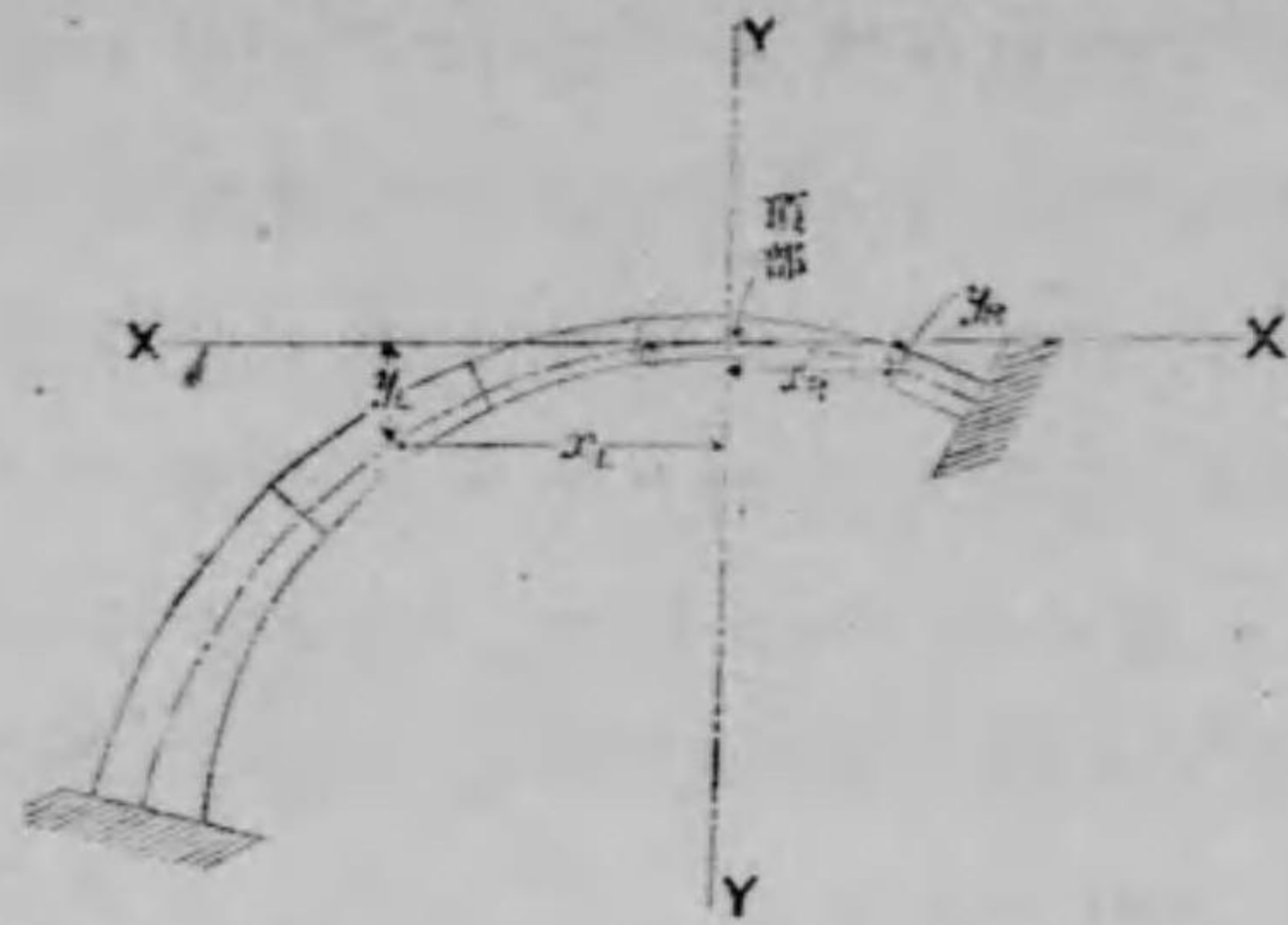
於ケル I' ヲ計算シ、之ヲ以テ其假想セル ds ヲ除セルモノガ (268) 式 $\frac{S_1 i_m}{m}$ ノ値ニ等シキトキハ、假想セル ds ハ正確ナルモノニシテ、若シ然ラザルトキハ適當ナル判斷ヲ以テ再ビ ds ヲ定メ、(268) 式ニテ計算セルモノニ一致スル様ニナス。斯クシテ次第ニ拱座ノ方向ニ進ム。而シテ各區分ノ長サノ和ハ拱軸ノ長サニ等シキヲ要シ、若シ生ゼル誤差ニシテ僅少ナルトキハ、之レヲ各區分ニ平均ニ分與スベシ。斯クシテ各區分ノ長サヲ定メ、其中點ヲ第三百十八圖ノ如ク 1, 2, 3, 4, 5 トナスモノナリ。

$\frac{ds}{I'}$ ガ不變ナル様ナル ds ヲ見出ス他ノ方法ハ、第三百十九圖ニ於テ、AC ヲ拱ノ半分ノ拱軸ノ長サトシ、任意ノ寸法ヲ以テ水平ニ引ク、拱ノ頂C點ヨリ種々ノ距離ノ所ニ於ケル I' ヲ計算シ、之レヲ其點ニ於ケル縱距トナシ、各其縱距ノ頂點ヲ連結セルモノヲ EF トス。AD ナル一ツノ長サヲ假定シ、其中點ヨリ垂線ヲ立テ之レヲ GH トス。而シテ HA 及ビ HD ヲ結ビ、D 點ヨリ初メテ代ル代ル HA 及ビ HD ニ平行ナル線ヲ引ケバ第三百十九圖點線ノ如キ三角形トナル。三、四回試ミレバ大抵 AC ヲ所要ノ數ニ區分スルコトヲ得テ、三角形ノ底邊ハ即チ ds 又其高サハ I' ニ相當ス。而シテ各三角形何レモ相似形ナルヲ以テ、 $\frac{ds}{I'}$ ハ何レノ三角形ニ於テモ不變ナリ。

前ノ第三百十八圖ニ於テ、拱ヲ頂部ニテ垂直ニ切斷シテ二分シ、各部ガ肱木ノ如クナレリト假定スルトキハ、此肱

木 = 働クモノハ、 P_1, P_2 等ノ外力、拱座 = 於ケル反力、及ビ頂部 = 於ケル N_0, V_0, M_0 = シテ、 N_0 = 頂部 = 於ケル重心軸 = 働ク、若シ頂部ノ拱断面ガ上下等勢ナレバ第三百十八圖ノ如ク中點 = 働クモノトス。

第三百二十圖 (第八十七節参照)



前ノ (265) (266) (267) 式 = 於テ $\Sigma y, \Sigma y^2, \Sigma x^2$ ハ拱ノ半分ノミ = 付キテ求ムルモノナリ。又 ΣM_c ハ拱ノ全徑間 = 於ケルモノニシテ、 $\Sigma M_c = \Sigma M_R + \Sigma M_L$ ナリ。
 又 $\Sigma (M_R - M_L)x$ ハ $(M_R - M_L)x$ ノ總加 = シテ、 M_R ト M_L トハ C 點ノ右ト左ト = 於テ同ジ横距 x ノ所ノ彎曲率ナリ。
 又 $\Sigma M_c y$ ハ全徑間 = 於ケルモノニシテ、拱ノ半分 = 於ケルモノニアラズ。然シ C 點ヨリ左右同距離ノ所 = 於テハ y ノ値ハ同一ナルヲ以テ、此値ハ $\Sigma (M_R + M_L)y$ トシテ計算シ得ルナリ。 ($+V_0$) ハ第三百十八圖ノ如キ有様ノトキニシテ、又 x 及ビ y ハ寸法ヲ以テ計リテ其値ヲ求ム。
 以上 = ヨリテ N_0, M_0, V_0 ガ明カトナレバ、任意ノ断面 1,

2, 3, 4, 5 等 = 於ケル彎曲率ハ (264) 式即チ

$$M = M_L + M_0 + N_c y + V_0 x \quad C \text{ ヨリ左方}$$

$$M = M_R + M_0 + N_0 y - V_0 x \quad C \text{ ヨリ右方}$$

= ヨリテ求ムルコトヲ得。

次 = 又拱ノ任意ノ断面 = 於ケル合成力 R ハ、其考フル断面ト頂部トノ間ノ外力 P 並ビ = N_0 及ビ V_0 ノ合成力 = 相等シキヲ以テ、此合成力 R ハ之レヲ圖式法 = ヨリ直 = 見出スコトヲ得テ、從ツテ其断面 = 働ク N ハ R ノ拱軸 = 平行ナル分力、 V ハ拱軸 = 直角ナル分力 = シテ、容易 = 見出し得ルナリ。

以上ヨリシテ先ヅ拱ノ頂部 = 生ズル N_0, V_0, M_0 ヲ見出セバ、次 = 任意ノ断面 = 於ケル N, V, M ヲ見出スコトヲ得ルナリ。

拱ノ頂部 C 點ヨリ左右 = 於テ外力ガ相等シク、全ク等勢 = 働クトキハ、

$$V_0 = 0 \dots \dots \dots (269)$$

是レ (265) 式ヨリ來ル當然ノ結果ナリ。

第八十三節 温度ノ變化ヨリ生ズル應力

1° 度ダケ温度ガ上リシトキニ、若シ自由ニ伸長スルヲ得ルトキハ其徑間ノ伸長ハ kS ナリ。

$$k = \text{混凝土ノ膨張係數} \quad S = \text{徑間}$$

然ルニ橋臺 = ヨリテ其伸長ガ制止セララルヲ以テ、頂部

ニ於テ N_0' ナル應力ヲ生ズ。溫度ヨリノ應力ニ對シテハ $\Delta\phi$ ハ零ニシテ、又 Δx ハ徑間半分ノ伸長ニ等シ、即チ

$$\Delta x = \frac{tkS}{2}$$

(262) 式ニヨリテ、

$$\Delta\phi = \frac{ds}{EI} \Sigma M = 0$$

又 (262) 式ニヨリテ、

$$\Delta x = \frac{tkS}{2} = \frac{ds}{EI} \Sigma My$$

此場合ニハ外力ハナキヲ以テ、

$$M_L = 0 \quad M_R = 0$$

又拱ノ頂部ヨリ左右ハ對稱的ナルヲ以テ、(269) 式ヨリ

$$V_0 = 0$$

$$\therefore M = M_0' + N_0'y$$

$$\therefore \frac{tkS}{2} = \frac{ds}{EI} (\Sigma M_0'y + \Sigma N_0'y^2)$$

$$= \frac{ds}{EI} (M_0'\Sigma y + N_0'\Sigma y^2)$$

又

$$mM_0' = -N_0'\Sigma y$$

$$\therefore \frac{tkS}{2} = \frac{ds}{EI} \left(\frac{-N_0'}{m} (\Sigma y)^2 + N_0'\Sigma y^2 \right)$$

$$= \frac{ds}{EI} N_0' \left(\frac{m\Sigma y^2 - (\Sigma y)^2}{m} \right)$$

$$\therefore N_0' = \frac{EI}{ds} \frac{tkSm}{2\{m\Sigma y^2 - (\Sigma y)^2\}} \dots \dots \dots (270)$$

此 N_0' ハ即チ溫度ノ上昇ニヨリテ頂部ニ生ズル壓力ナリ。而シテ此 Σ ハ拱ノ半分ダケノモノナリ。

$$E = \text{混凝土ノ彈率} = 2000000 \text{ (吋)}$$

$$k = 0.000006$$

N_0' ガ明カトナレバ、

$$M_0' = -\frac{N_0'\Sigma y}{m} \dots \dots \dots (271)$$

此 M_0' ハ溫度ノ上昇ニヨリテ頂部ニ生ズル彎曲率ナリ。從ツテ拱軸中ノ任意ノ點ニ於ケル彎曲率ハ

$$M = M_0' + N_0'y \dots \dots \dots (272)$$

(270) 式ニ於テ t ハ溫度ノ上昇ニ對シテハ (+) トシ、下降ニ對シテハ (-) トシテ其數量ヲ用ユベシ。又溫度昇降ニヨル應力ヲ見出ス場合ニハ、考フルヲ要スベキ外力ハ皆無ナルヲ以テ、拱軸中任意ノ點ニ於ケル壓力 N' 及ビ剪斷力 V' ハ N_0' ヲ其點ニ於ケル拱ノ斷面ニ、夫レ夫レ直角及ビ平行ナル二分力ニ分ツコトニヨリテ求メ得ルナリ。

又 (270) 式ニ於テ見ル如ク、 S ガ一定セルトキハ、 N_0' ナル溫度ニヨリテ生ズル水平壓力ハ $m\Sigma y^2 - (\Sigma y)^2$ ニヨリテ變ズ。之レニヨリテ拱矢ガ少シク小トナレバ N_0' ガ非常ニ増加スルニ至ルナリ。

以上ヨリシテ、拱ニ於ケル溫度ノ變化ヨリ生ズル應力ヲ計算スルニハ、先ヅ t ナル混凝土體內ノ平均溫度ヲ知ルヲ要シテ、單ニ表面ノ溫度昇降ノ度ヲ用ユルハ不可ナリ。

ニ於テ N_0' ナル應力ヲ生ズ。溫度ヨリノ應力ニ對シテハ $\Delta\phi$ ハ零ニシテ、又 Δx ハ徑間半分ノ伸長ニ等シ、即チ

$$\Delta x = \frac{kS}{2}$$

(262) 式ニヨリテ、

$$\Delta\phi = \frac{ds}{EI} \Sigma M = 0$$

又 (262) 式ニヨリテ、

$$\Delta x = \frac{tkS}{2} = \frac{ds}{EI} \Sigma My$$

此場合ニハ外力ハナキヲ以テ、

$$M_L = 0 \quad M_R = 0$$

又拱ノ頂部ヨリ左右ハ對稱的ナルヲ以テ、(269) 式ヨリ

$$V_0 = 0$$

$$\therefore M = M_0' + N_0'y$$

$$\therefore \frac{tkS}{2} = \frac{ds}{EI} (\Sigma M_0'y + \Sigma N_0'y^2)$$

$$= \frac{ds}{EI} (M_0'\Sigma y + N_0'\Sigma y^2)$$

又

$$mM_0' = -N_0'\Sigma y$$

$$\therefore \frac{tkS}{2} = \frac{ds}{EI} \left(\frac{-N_0'}{m} (\Sigma y)^2 + N_0'\Sigma y^2 \right)$$

$$= \frac{ds}{EI} N_0' \left(\frac{m\Sigma y^2 - (\Sigma y)^2}{m} \right)$$

$$\therefore N_0' = \frac{EI}{ds} \frac{tkSm}{2\{m\Sigma y^2 - (\Sigma y)^2\}} \dots \dots \dots (270)$$

此 N_0' ハ即チ溫度ノ上昇ニヨリテ頂部ニ生ズル壓力ナリ。而シテ此 Σ ハ拱ノ半分ダケノモノナリ。

$$E = \text{混凝土ノ彈率} = 2000000 \text{ (吋)}$$

$$k = 0.000006$$

N_0' ガ明カトナレバ、

$$M_0' = -\frac{N_0'\Sigma y}{m} \dots \dots \dots (271)$$

此 M_0' ハ溫度ノ上昇ニヨリテ頂部ニ生ズル彎曲率ナリ。從ツテ拱軸中ノ任意ノ點ニ於ケル彎曲率ハ

$$M = M_0' + N_0'y \dots \dots \dots (272)$$

(270) 式ニ於テ t ハ溫度ノ上昇ニ對シテハ (+) トシ、下降ニ對シテハ (-) トシテ其數量ヲ用ユベシ。又溫度昇降ニヨル應力ヲ見出す場合ニハ、考フルヲ要スベキ外力ハ皆無ナルヲ以テ、拱軸中任意ノ點ニ於ケル壓力 N' 及ビ剪斷力 V' ハ N_0' ヲ其點ニ於ケル拱ノ斷面ニ、夫レ夫レ直角及ビ平行ナル二分力ニ分ツコトニヨリテ求メ得ルナリ。又 (270) 式ニ於テ見ル如ク、 S ガ一定セルトキハ、 N_0' ナル溫度ニヨリテ生ズル水平壓力ハ $m\Sigma y^2 - (\Sigma y)^2$ ニヨリテ變ズ。之レニヨリテ拱矢ガ少シク小トナレバ N_0' ガ非常ニ増加スルニ至ルナリ。

以上ヨリシテ、拱ニ於ケル溫度ノ變化ヨリ生ズル應力ヲ計算スルニハ、先ヅ t ナル混凝土體內ノ平均溫度ヲ知ルヲ要シテ、單ニ表面ノ溫度昇降ノ度ヲ用ユルハ不可ナリ。

鐵道、公道等ノ拱橋ハ拱頂上ニハ土砂アリテ、之レニ覆ハレ、又下面ニハ大抵河水アリテ、只多ク直接日光ヲ受クルハ側面ノミ。家屋ニ於ケル拱ニ於テモ極端ナル溫度ノ變化ヲ受クルコト少ナシ。斯ノ如キヲ以テ混凝土體內ニ於ケル溫度ハ外界空氣ノ如ク、其昇降ノ度烈シカラズ、又熱ノ傳導不良ナルヲ以テ恰ソド一様ナル溫度ヲ保チテ、一般ニ昇降ノ度ハ小ナリ。空氣ノ溫度ノ昇降 $+100^{\circ}\text{F}$ ヨリ -20°F 位ノ所ニ於テハ、 $\pm 15^{\circ}\text{F}$ 乃至 $\pm 20^{\circ}\text{F}$ ノ變化ヲ生ズトセバ支障ナク、即チ換言スレバ拱ヲシテ充分安全ナラシムルタメニハ、 $t=30^{\circ}\text{F}$ 乃至 $t=40^{\circ}\text{F}$ トシテ此溫度ノ變化ニ對スル應力ヲ計算ニ用ユレバ充分ナルベシ。規定若シクハ諸家ノ意見モ殆ソド之レニ一致スルモノノ如シ。左レド特種ノ狀態ニヨリ生ゼントスル混凝土ノ龜裂ヲ防止スルタメ、此以上ノ變化ヲ見込ムコトアリト雖、此レハ多ク其地方的狀況ニヨリテ技術家ノ判斷ヲ要スル所ナルベシ。

第八十四節 拱ノ短縮ヨリ生ズル應力

拱環ニ於テハ壓力存在シ、拱ハ其壓力ヲ受クルタメ其徑間短縮ス。今 c_a = 壓力ニヨリテ拱環 (Arch ring) ニ生ズル平均單位應壓力トスレバ、拱徑間ハ $\frac{c_a S}{E}$ タケ短縮セントスルモ、拱端橋臺ニ碇着セラルルヲ以テ、恰モ溫度下降ノ

場合ト相等シキ應力ヲ生ズ。從ツテ拱頂部ニ生ズル應力ハ (270) 式 tS ノ代リニ、 $-\frac{c_a S}{E}$ ヲ用ユレバ可ニシテ、即チ

$$\left. \begin{aligned} N_0'' &= -\frac{I}{ds} \frac{c_a S m}{2 \int m \Sigma y^2 - (\Sigma y)^2} \\ M_0'' &= -\frac{N_0'' \Sigma y}{m} \\ M &= M_0'' + N_0'' y \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (273)$$

又

N_0'' ハ拱環ニ働ク壓力ニヨリテ、徑間短縮スルタメニ拱頂部ニ生ズル應力

M_0'' ハ同上彎曲率

(273) 式ニヨル應力ハ僅少ナルモ、徑間長キ扁平拱ニ於テハ稍々大ナル値トナルナリ。

第八十五節 混凝土ノ硬化ニヨリテ生ズル應力

拱ガ縱助 (Longitudinal rib) ニヨリテ作ラルルトキハ、混凝土ノ硬化ニヨリテ混凝土ニ生ズル收縮ハ、恰モ溫度ノ下降ニヨリテ生ズル結果ニ似タル作用ヲ拱ニ及ボス。溫度下降スルトキハ混凝土及ビ鐵筋ノ二者ガ收縮スルモ、硬化ニ於テハ混凝土ノミ收縮ス。而シテ鐵筋ニ於ケル應壓力ト混凝土ニ於ケル應張力トノ間ニ、平衡ヲ保ツニ至ル迄ハ、鐵筋ハ壓セラルルモ、其以上ノ狀態トナレバ鐵筋ハ混凝土ノ收縮ヲ防止セントスル能力ヲ出スニ至ル。硬化ニヨル混凝土ノ收縮ハ、拱ニ撓度ヲ起シ、之レニヨリテ拱ニ彎曲率ヲ生ズ。爲メニ拱環ノ一側ニ於テ張力、他

側ニ於テ壓力ヲ起ス、從ツテ一側ニ於テハ張力ハ收縮ニ
ヨル鐵筋ノ壓力ト相殺セラレルモ、他側ニ於テハ鐵筋ニ
於ケル壓力倍加シ、之レガ應々大ナル値トナル。斯ノ如
キヲ以テ收縮ニヨリテ混凝土及ビ鐵筋ニ生ズル應力ヲ
見出すノ必要ヲ生ズルコトアリテ、

s_c = 鐵筋ノ單位面積ニ於ケル應壓力

c_t = 混凝土ノ單位面積ニ於ケル應張力

c = 混凝土ノ收縮率 (0.0003 乃至 0.0005)

p = 鐵筋ノ比 $n = \frac{E_s}{E_c}$ トスレバ、

(9) 式ト同様ニシテ、單位長サニ於ケル混凝土ノ收縮ハ、

$$c - \frac{c_t}{E_c} \text{ニシテ、}$$

此レハ $\frac{s_c}{E_s}$ = 等シク、又平衡ヲ保ツタメニハ、 $c_t = s_c p$ 、故ニ
此二式ヨリ

$$\left. \begin{aligned} c_t &= \frac{np}{1+np} c E_c \\ s_c &= \frac{c_t}{p} \end{aligned} \right\} \text{(9) 式ト同シ}$$

ヲ得ルナリ。又斷面ノ收縮ハ $\frac{s_c}{E_s}$ 又ハ $\frac{c}{1+np}$ ニヨリテ
表ハサルルナリ。以上ニヨリテ見ルトキハ普通混凝土
ノミノ場合ヨリ、鐵筋ヲ有スルヲ以テ、少シク其收縮ノ小
ナルヲ認ムベク、此收縮ノ爲メニ拱環ガ下方ニ曲リ下方
ノ撓度ヲ起サントシテ彎曲率ヲ生ズ。

此彎曲率ニ對シテ生ズル壓力、剪斷力等ハ第八十三節ト

同様ニシテ求ムルヲ得ルナリ。前ニ(9)式ノ所ニ於テ例
ヲ示セル如ク、主トシテ鐵筋ニ生ズル大ナル壓力ニヨリ
テ危險ヲ生ズ。左レド幸ニシテ拱環ニ於ケル鐵筋ニ、活
死荷重溫度ノ變化、拱ノ短縮ニヨリテ、生ズル應壓力ハ普
通小ニシテ、是等ノ和ガ鐵筋ノ許容應壓力ニ接近スルニ
アラザレバ、硬化ノタメノ結果ハ之レヲ必ズシモ考フル
ヲ要セザルナリ。然レドモ鐵筋ノ量少ナキ拱ニ於テハ、
此硬化ノタメニ鐵筋及ビ混凝土ニ生ズル應壓力ノ検査
ハ必ズシモ不必要ナラザル可キモ、硬化ニヨリテ鐵筋及
ビ混凝土ガスノ如キ計算通りノ初應力ヲ有シ居ルヤ否
ヤニ關シテハ多少ノ疑ヒアリテ、こゝしてしる氏 (Considere)
ハ多クノ實驗ノ結果ニヨリテ、總テ硬化ハ 0.0003 ノ如キ
率ニテ急ニ來ルコトナク、實際ニ於テハ除々ニ來リテ、之
レニ對シテ鐵筋混凝土中ニ其調節作用起リ、以上ノ計算
ヨリモ少ナル初應力ヲ生ズトナセリ。又實際ノ構造物
ニ於テモ、斯ノ如ク大ナル初應力ヲ有スルコトハ信ジ難
ク、若シ斯ノ如キ收縮ヲナシ初應力ヲ有ストスレバ、大ナ
ル構造物ニ對シテ非常ナル影響ヲ及ボスニ至ル。
要スルニ鐵筋混凝土拱ニ於テ、硬化ニヨリテ生ズル應力
ヲシテ實際ト符合スベキ正確ナル公式ヲ得ントスルニ
ハ、該拱橋ニ於テ其硬化ノタメノ收縮ヲ猶正確ニ檢定ス
ルノ必要アルベシ。

第八十六節 拱ノ撓度

拱頂部ノ撓度ハ其荷重ニヨルモノハ、(262)式ニヨリテ

$$\Delta y = -\frac{ds}{EI} \sum Mx$$

Mハ頂部ヨリ左方又右方ノ各點ニ於ケル彎曲率ニシテ、Mノ代リニ(264)式ヲ用ユルトキハ、

$$\Delta y = -\frac{ds}{EI} (\sum M_L x + M_0 \sum v + N_0 \sum yx + V_0 \sum x^2) \dots\dots (274)$$

Σハ拱半分ニ就キテナスモノナリ。

次ニ又溫度昇降ノタメニ頂部ニ生ズル撓度ヲ見出スニハ(270)及ビ(271)式ヨリN₀'及ビM₀'ノ値ヲ見出シ、之レヲ此式ニ用ユレバ可ナリ。即チ

$$\Delta y = -\frac{ds}{EI} \left(-\frac{EI}{ds} \frac{ktSm \sum y \sum x}{2 \{ m \sum y^2 - (\sum y)^2 \} m} + \frac{EI}{ds} \frac{ktSm \sum xy}{2 \{ m \sum y^2 - (\sum y)^2 \}} \right)$$

$$\Delta y = \frac{ktS}{2} \frac{m \sum xy - \sum x \sum y}{m \sum y^2 - (\sum y)^2} \dots\dots (275)$$

tハ溫度上昇ノトキハ(+), 下降ノトキハ(-)トシテ用ユ。

第八十七節 不對稱拱

著者ガ第八十二節乃至第八十六節ニ於テ述ベタルモノハ對稱拱ニシテ、拱頂部ノ左右ニ於テ對稱的ノ形ヲ有スルモノナリ。故ニ本節ニ於テハ不對稱拱ニ就キテ述ベントス。不對稱拱ハ拱數個ヲ連造スルトキニ、其最端ニ於テ橋臺ノ用材ヲ減ズルタメ、或ハ大ナル水流面積ヲ得

ンガタメ、或ハ橋臺附近ニ於テ往來ノタメ大ナル空積ヲ要スルガ如キ場合ニ應用セララルコトアリ。

不對稱拱ニ於ケル應力ノ計算ハ、對稱拱ノ場合ト大差ナク、 $\frac{ds}{I}$ ガ不變ナル様ニ拱環ヲ適當ノ數ニ區分ス。而シテ頂部中心ヲ縱横距ノ基トシテx及ビyヲ計ル。即チX及ビY軸ハ頂部ニ於ケル拱軸ニ平行及ビ直角ニ引キタルモノニシテ前掲第三百二十圖ノ如シ。此不對稱拱ニ於テモ頂部斷面ニ働クV₀, N₀, M₀ヲ最初ニ見出シ、之レヨリ拱軸中任意ノ點ニ於ケル應力ヲ計算ス。V₀, N₀, M₀ハ次ノ(276)式中初メノ三ツノ方程式ヨリ、實際ノ場合ニ應ジテx, y等ノ數ヲ入レテ、此ノ方程式ヲ解キテ求ムベシ。即チ荷重ニ對シテハ、

$$\left. \begin{aligned} N_0 \sum y^2 + V_0 (\sum x_L y_L - \sum x_R y_R) + M_0 \sum y - \sum M_L y &= 0 \\ N_0 (\sum x_L y_L - \sum x_R y_R) + V_0 \sum x^2 + M_0 (\sum x_L - \sum x_R) \\ &\quad - \sum M_L x_L + \sum M_R x_R = 0 \\ N_0 \sum y + V_0 (\sum x_L - \sum x_R) + 2mM_0 - \sum M_c &= 0 \end{aligned} \right\} \dots (276)$$

拱軸中任意ノ點ニ於ケル彎曲率ハ、

$$\begin{aligned} M &= M_0 + N_0 y_L + V_0 x_L - M_L \quad (\text{頂部ヨリ左方}) \\ M &= M_0 + N_0 y_R - V_0 x_R - M_R \quad (\text{頂部ヨリ右方}) \end{aligned}$$

(276)式ヲ用ユル場合ニ於テハM_L, M_R, x_L, x_R, y_R及ビy_Lハ總テ(+)トシテ用ユベシ。又L及ビRヲ附記セルモノハ頂部ヨリ各々左又ハ右ノ部分ニ於ケル和、eヲ附記セルモノハ全拱ニ於ケル和ナリ。又M₀ノ(+)ナルコトハ

N_0 が拱軸ヨリ上ニ働ク場合ニシテ、又頂部ニ於ケル断面ヲ垂直トスレバ、 N_0 ノ(+) N_0 ナルコトハ頂部ヨリ左方ニ對シテハ N_0 ガ上方ニ傾キテ働クコトヲ示シ、(-)ナルトキハ左方ニ對シテハ下方ニ傾キテ働クコトヲ示ス。溫度ノ昇降ヨリ生ズル應力ニ對シテハ、次ノ(277)式ニヨリテ見出スベシ。

$$\left. \begin{aligned} N_0' \sum y^2 + V_0' (\sum x_L y_L - \sum x_R y_R) + M_0' \sum y - \frac{I}{ds} k t S E_c &= 0 \\ N_0' (\sum x_L y_L - \sum x_R y_R) + V_0' \sum x^2 + M_0' (\sum x_L - \sum x_R) &= 0 \\ N_0' \sum y + V_0' (\sum x_L - \sum x_R) + 2m M_0' &= 0 \end{aligned} \right\} \dots (277)$$

溫度上昇ニ對シテハ t ハ(+), 下降ニ對シテハ t ハ(-) 拱軸中任意ノ點ニ於ケル彎曲率ハ、

$$M = M_0' + N_0' y_L + V_0' x_L \quad (\text{左方})$$

$$M = M_0' + N_0' y_R - V_0' x_R \quad (\text{右方})$$

$$S = X \text{ 軸} = \text{平行ナル徑間}$$

拱ノ短縮ニヨリテ生ズル應力ニ對シテハ、

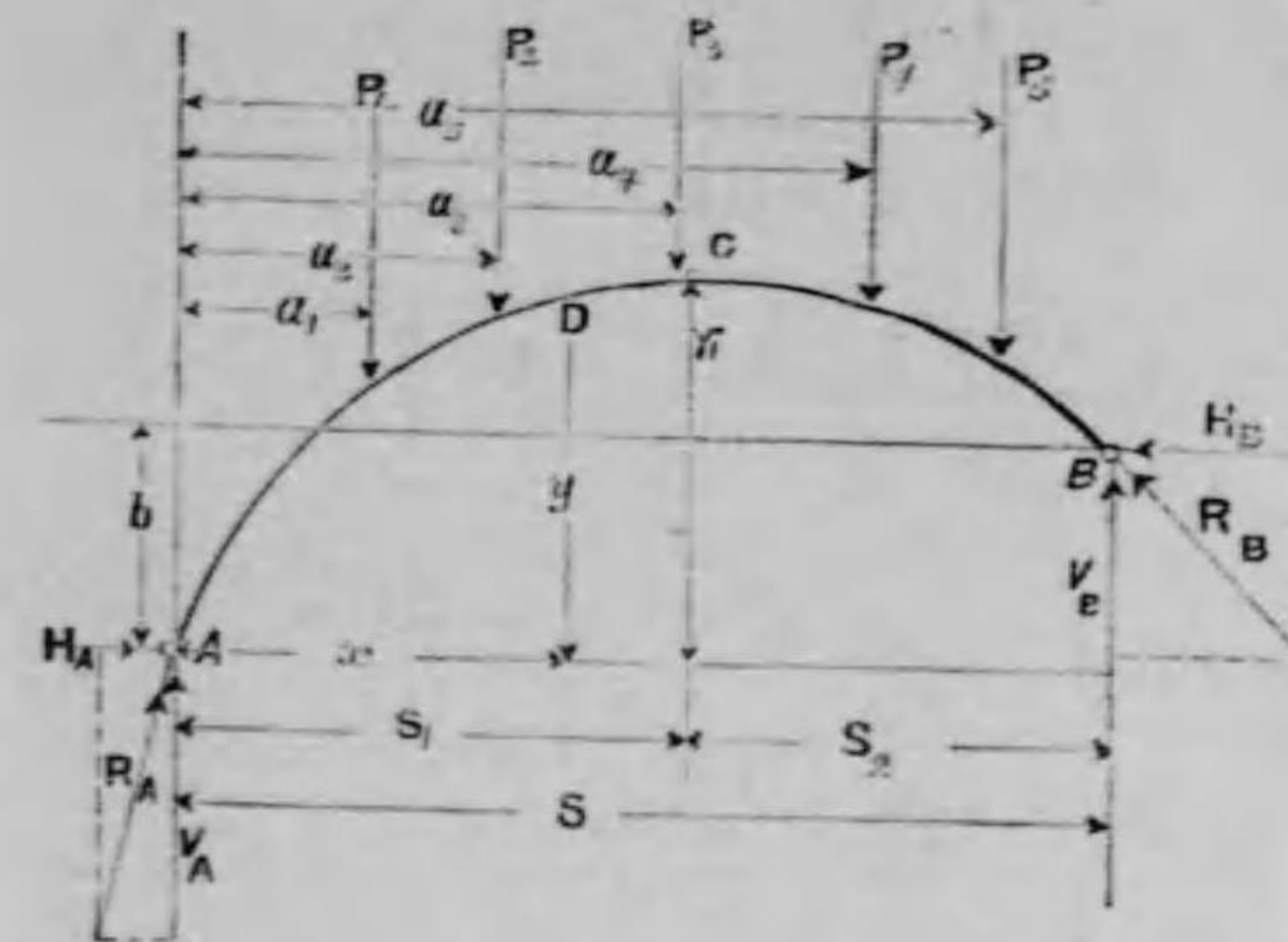
$$t = \frac{c_u}{E_c k} \dots \dots \dots (278)$$

拱ノ短縮ニヨリテ生ズル應力ハ、溫度下降ニヨリテ生ズルモノト同ジ結果ヲ與フルヲ以テ、(278)式ヨリ t ヲ出シ、之レヲ(277)式ニ用ユレバ拱ノ短縮ニヨリテ生ズル應力ヲ見出し得ルナリ。

第八十八節 三 鉸 拱

三鉸拱ハ拱ノ頂部、兩端ニ各々一ツツ、合計三個ノ鉸(Hinge)ヲ有スル拱ヲ云フ。此三鉸拱ニ於ケル應力ハ容易ニ計算スルヲ得テ、加フルニ鉸ニヨリテ自由ニ動クヲ得ルヲ以テ、溫度ノ昇降ニヨル應力ヲ生ズルコトナク、從ツテ溫度ノ昇降ニヨリテ生ズル應力ヲ考フルヲ要セズ。斯ノ如キヲ以テ拱厚ハ無鉸拱ニ比シテ理論上少トナル可シ。左レド其缺點トスル所ハ鉸ニ費用ヲ要ス。故ニ

第三百二十一圖



小徑間ノ拱ニ於テハ利益殆ンドナキモ、長キ徑間ノ拱ニ對シテハ鉸ノ費用ヨリモ混凝土節約ニヨル費用ノ方大ニシテ、長キ徑間ノモノニ於テハ不利益ナラズトセラル。

一般ニ三鉸拱ハ其外觀無鉸拱ニ劣リ、從ツテ拱厚ヲ増シ外觀上ノ缺點ヲ補ハントスレバ、費用ニ於テ經濟的ナラザルニ至ルコトアリ。第三百二十一圖ニ於テ、今一般ノ場合トシテ不對稱ナル三鉸拱ヲ考フルニ、A及ビB點ニ於テハ P_1, P_2 等ノ荷重ノタメニ、水平及ビ垂直ノ反力ヲ生ズ。力學ニヨリテ平衡ヲ保ツタメニハ、

水平分力ノ總和ハ零ニシテ即チ $\Sigma H=0$

垂直分力ノ總和ハ零ニシテ即チ $\Sigma V=0$

任意ノ點ニ於テ總テノ力ヨリ生ズル

彎曲率ノ總和ハ零ニシテ即チ $\Sigma M=0$

又頂部鉸ノ所ニ於テハ鉸ニヨリテ自由ニ動キ得ルヲ以テ、彎曲率ハ零ナリ。故ニ以上ヨリシテ

$$V_A + V_B - \Sigma P = 0$$

$$H_A - H_B = 0$$

左鉸ニテ彎曲率ヲトレバ、

$$-H_B b + \Sigma P a - V_B S = 0 \quad \dots\dots\dots(279)$$

頂鉸ニテ彎曲率ヲトレバ、

$$V_A S_1 - H_A r_1 - \sum_0^x P(S_1 - a) = 0$$

トナリテ、此四方程式ヨリ V_A, V_B, H_A, H_B ヲ見出スコトヲ得ルナリ。又

$$R_A = \sqrt{H_A^2 + V_A^2}$$

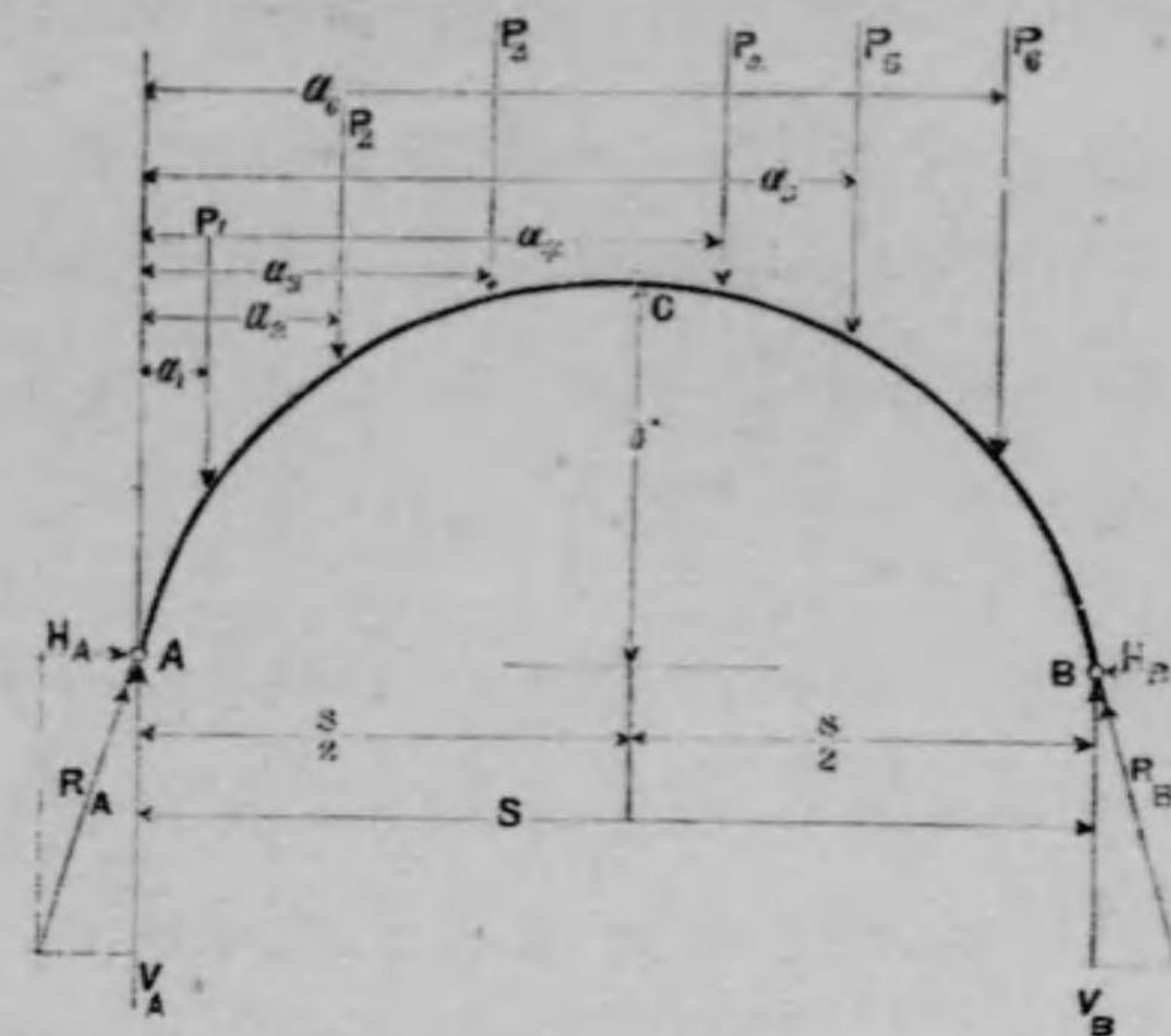
$$R_B = \sqrt{H_B^2 + V_B^2}$$

任意ノ點Dニ於ケル彎曲率Mハ、

$$M = V_A x - H_A y - \sum_0^x P(x-a) \quad \dots\dots\dots(280)$$

對稱拱(第三百二十二圖)ノ場合ニ於テハ、 $b=0, S_1 = \frac{S}{2}$

第三百二十二圖



$$\therefore V_A + V_B - \Sigma P = 0$$

$$H_A - H_B = 0$$

左鉸ニテ彎曲率ヲ求ムレバ、

$$\Sigma P a - V_B S = 0 \quad \dots\dots\dots(281)$$

頂鉸ニテ彎曲率ヲ求ムレバ、

$$\frac{V_A S}{2} - H_A r = \sum_0^{\frac{S}{2}} P \left(\frac{S}{2} - a \right) = 0$$

例ヘバ若シ對稱的三鉸拱ニ於テ、徑間長サ1呎ニツキ w^* ノ等布荷重ガ全拱ニ働クトキハ、

$$\Sigma P = wS \quad \therefore V_A + V_B = wS \quad H_A = H_B$$

左鉸ニテ彎曲率ヲトレバ、

$$\frac{wS^2}{2} - V_B S = 0$$

頂鉸ニテ彎曲率ヲトレバ、