

第 七 章

鐵 筋 混 凝 土 拱 橋

前各章ニ於テ論究セル鋼拱橋ノ理論ハ直ニ採テ以テ鐵筋混凝土拱ニ應用スルコトヲ得ルガ故ニ本章ニ於テ聊カ其ノ概要ヲ述ベントス。

第三十九節 鐵筋混凝土概論

近年鐵筋混凝土ノ應用ハ各方面ヲ通ジテ益々旺盛ヲ極メ土木建築用材木ニ一大革新ヲ喚發セリ夫レ鐵筋ノ用ハ其強大ナル張力ヲ應用シテ混凝土ノ微弱ナル張力ヲ補フニアリ、蓋シ鐵筋混凝土ノ特性及現象ニ付テ其微細ナル點ニ至リテハ諸種ノ學說今日尙ホ未ダ一致セザル點ナキニシモ非ラズト雖モ鐵筋ヲ拱ニ應用シテ其優勝ナル特性ヲ有スルコトハ爭フ可ラザル事實ナリトス、今之ヲ純混凝土若クハ石工拱ニ比較シテ大ニ勝レル點ヲ擧グレバ大要次ノ如シ。

- (一) 應張力ニ於テモ應壓力ト同一ノ限度マデ堪フルコトヲ得ルコト。
- (二) 溫度ノ變化ノ爲メ純混凝土ノミニテハ龜裂ヲ免レザル限度ニ於テ鐵筋ノ配置宜シキヲ得ルトキハ

些少ノ龜裂ヲ觀ザルノミナラズ年ヲ經ルニ從テ益々強サヲ増進スルコト。

(三) 拱ノ厚サ比較的小ニシテ足ルヲ以テ全體ニ於テ價廉ナルコト。

(四) 奈何ナル形狀ニモ容易ク製造シ得ルコト而シテ製造ニ著シキ熟練ヲ要セザルコト。

(五) 防火材タルノミナラズ混凝土中ノ鋼ハ酸化ノ憂殆ドナキコト。

(六) 比較的正確ニ應力ヲ計算シ得ルヲ以テヨリ多クノ信ヲ置クニ足ルコト。

左ニ鐵筋混凝土ノ特性ニ就キテ其梗概ヲ述ベシ。

(一) 膨脹係數 鋼ヲ混凝土中ニ用ヒテ特ニ便利ナル點ハ其膨脹係數ノ略ボ同一ナルニアリ即華氏一度ニ付混凝土ハ約〇・〇〇〇〇〇五五鋼ハ約〇・〇〇〇〇〇六〇。

(二) 伸張 佛人エレンシデー氏ハ張力ヲ受クル鐵筋混凝土ノ桁ハ龜裂スルコト無クシテ能ク其長ノ一千分一ノ伸張ニ耐ヘ得ルト雖モ純混凝土ハ約一萬分一ノ伸張ノ下ニ龜裂ヲ免カレザルコトヲ示メセリ是ニ由テ之ヲ觀レバ鐵筋混凝土ノ伸張ニ耐フル程度ハ正ニ純混凝土ノ夫レノ十倍以上アルモノニシテ其效ニ至レル現象ニ付テ考フルニ後者ニアリテハ所謂最小抵抗 (least resistance) ノ斷面ニ於テ龜裂ヲ

生ズト雖モ前者ニアリテハ鐵筋ニ依リ伸張ノ度ヲ桁全體ニ平等ニ分配スルノ致ス所タルヲ認メザンバアラズ。

(三) 彈性限度 凡ソ鐵筋混凝土ニ使用スル鐵筋ノ強サヲ定ムルニハ其極強ヲ採ラズシテ其作用強 (working strength) ヲ以テセザル可ラザルコトハ多言ヲ要セズシテ明カナリ普通柔鋼ト稱スルモノハ其彈性限度ハ一平方吋ニ付約三萬乃至三萬六千封度ノ間ニアリ、ヨリ多クノ炭素ヲ含有スル鋼ノ彈性限度ハ一平方吋ニ付約五萬乃至五萬五千封度ノ間ニアリ尙之レ以上ノ強サヲ有スル鋼ナキニアラズト雖モ此等ヲ使用スルニハ充分ノ試驗ヲ施シタル後ニ非ザレバ危險ナリト云フベシ。

(四) 彈性係數 鋼ノ彈性係數ハ一平方吋ニ付二千八百萬乃至三千一百萬封度ノ間ニアリ平均約三千萬封度トス之ヲ E_m ナル文字ヲ以テ記スコト、スベシ。純混凝土ノ彈性係數ハ其要素ノ性質配合ノ比及製造ノ方法製造後ノ年月等ニ依リ大差アリテ一定セズ而シテ鐵筋混凝土ニ使用スル混凝土ノ配合比例ハ $1:1\frac{1}{2}:3$; $1:2:4$; $1:2\frac{1}{2}:5$ ヲ普通トス此等配合ノ純混凝土ノ彈性係數 E_c ハ一平方吋ニ付三百七十五萬乃至二百萬封度ノ間ニアリ故ニ E_m ト E_c トノ比ヲカトスレバ $n = \frac{E_m}{E_c} = 8$ 乃至 15 ニ相當ス然レドモ實

際ニハ凡ノ値不定ナルガ故ニ尙餘裕ヲ見込ニ $n=20$ トスルコトアリ。

(五)粘着力 鋼ト混凝土トノ間ニ生スル粘着力ハ一平方吋ニ付五百乃至七百封度ノ間ニアリ尙安全ヲ計リ前者ヲ用ユルモノトシ茲ニ一平方吋ニ付五萬封度ノ彈性限度ヲ有スル鋼桿(角若クハ圓)ヲ混凝土ノ中ニ入レテ以テ其粘着力ト張力ト同一ニナルマデ外力ヲ加フルトセバ桿ノ長サハ幾何ニセバ可ナルヤト云フニ次ニ示メス如ク桿ノ徑(其斷面方形ナレ)ノ二十五倍ヲ要スルモノト知ルベシ。

a = 桿ノ斷面ノ一邊(吋); a^2 = 桿ノ斷面積(平方吋)

$50000a^2$ = 彈性限度ニ於ル桿ノ應張強(封度)

$4 \times 500a$ = 桿ノ長一時ニ對スル粘着力(封度)

然ル時ハ
$$\frac{50000a^2}{4 \times 500a} = 25a$$

又圓形ナル斷面ヲ有スル桿ナレバ其徑ヲ d (吋)トス

然ル時ハ
$$\frac{50000\pi\left(\frac{d}{2}\right)^2}{500\pi d} = 25d$$

(六)混凝土ノ強サ 善良ノ混凝土ヲ製造スルニハ少ナクトモせめんトハ砂ノ空隙ヲ又もるたハ碎石ノ空隙ヲ全ク填充シテ猶幾分ノ餘裕アルヲ要ス而テ一時半ノ目ヲ有スル篩ヲ通過シテ精選セル碎石ヲ用ユル時ハ此條件ヲ丁度充タスベキ配合ハ略一三

六ナレドモ鐵筋混凝土ニハ此ノ如キ貧弱ナル配合ヲ用ユルコト稀レニシテ夫レ以上ノ配合ヲ用ユ而テ其配合ニシテ次ノ極強ヲ有スルモノトセバ蓋シ安全ナルベシ。

應張強度	一平方吋ニ付	二百封度
應壓強度	同	二千封度
應剪強度	同	三百封度

尙安全率ヲ五トスレバ

許容應張力	一平方吋ニ付	四十封度
許容應壓力	同	四百封度
許容應剪力	同	六十封度

第四十節 鐵筋混凝土拱橋ノ種類及方式

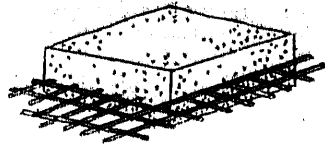
從來築造セラレタル鐵筋混凝土拱橋ノ實例ハ二個或ハ三個ノ鉸ヲ有スルモノナキニアラズト雖モ多クハ無鉸拱ナリ蓋シ鉸ノ爲メ特別ノ費用ヲ要スルノミナラズ其取付ケノ困難ナルモ其一原因ナルベシ鉸ハ何ヲ以テ之ヲ製スルカト云ヘバ鋼拱ノ如ク鋼ヲ以テ製スルコトアリ或ハ鉛板ヲ間ニ填入シテ以テ鉸ニ代用スルコトアリ小徑間ノモノハ大抵無鉸拱ナレドモ大徑間ニ至リテハ少ナクモ二個ノ鉸ヲ有セシノルヲ便利ナリトス。

鐵筋混凝土ノ方式ハ枚舉ニ遑アラズト雖モ拱ニ使用スル主ナルモノヲ次ニ掲グ。

(一) もにえー式 (Monier System) 傳圖 此式ハ第八十三圖

ニ示メス如ク大小二種ノ鐵ノ圓桿ヲ縱横ニ並べ其
交叉點ヲ細キ鐵線ヲ以テ
束ネテ全體ヲ網目ノ如ク
裝置シ混凝土中ニ埋設ス
ルモノニシテ圓桿ノ大小

第八十三圖

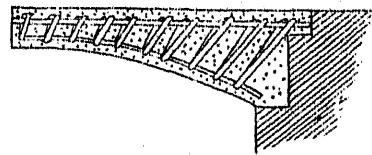


及桿ト桿トノ間隔ハ受クル所ノ應力ニ依リ差アリ
ト雖モ縱桿ノ徑ハ概ネ四分一吋乃至一吋ニシテ之
ヲ約二吋乃至十吋ノ間隔ニ並べ横桿ハ縱桿ヨリ小
ナルモノヲ用キ之ヲ縱桿距離ノ約倍數ノ間隔ニ並
ブルヲ普通トス縱桿ハ拱ノ形ニ從テ並べ專ラ應張
力ニ抵抗シ横桿ハ單ニ縱桿ノ位置ヲ保ツ爲メニシ
テ且荷重ヲ廣ク分布スルノ用ニ供スルニ過ギズ此
式ハ元ト佛國ニ始マリシモノニシテ之ヲ拱ニ應用
シテ其製作ノ簡易ナルト特許ノ期間ノ既ニ經過セ
ルヲ以テ各國ニ於テ之ヲ利用セルモノ尠ナカラズ
但横桿ハ應力ヲ受ケザル丈ケニ其效能大ナラザル
ナリ。

(二) あんねびつく式 (Hennebique System) 傳圖 此式ハ第

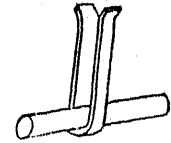
八十四圖ニ示メス如
ク鐵ノ圓桿ヲ縱ニ並
ブルコトハもにえー
式ニ異ナラズ然レド

第八十四圖



モ横桿ヲ用キズシテU形ノ薄キ帶
鐵ヲ用キ上下ノ鐵桿ヲ纏グラシテ
之ヲ相互ニ鈎リ上ルコト第八十五
圖ニ示メス如シ縱桿ノ徑ハ普通約
八分三吋乃至一吋二分一ニシテ鈎
鐵ハ幅約一吋乃至二吋二分一厚約十六分一吋乃至
八分一吋トス。

第八十五圖

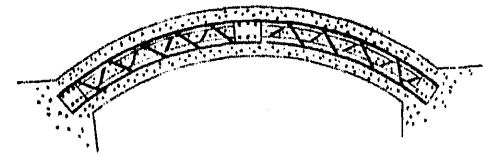


此式ハ元ト家屋倉庫等ニ廣ク使用セラレタルモ
ノナレドモ拱橋ニ應用セシモノモ亦尠ナカラズ。

(三) めらん式 (Mellan System) 傳圖 此式ハめらん教授

ノ考案ニ依リ主トシテ拱ニ使用ノ目的ヲ以テ生レ
タルモノニシテ
第八十六圖ニ示
メス如ク混凝土
中ニL形若クハ

第八十六圖



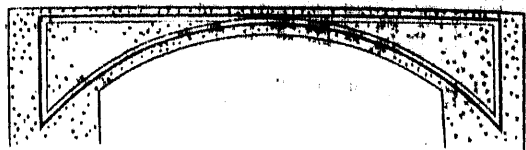
T形ノ展鐵ヲ並行ニ逆向キニ埋設シテ上下臥材ト
ナシ之ヲ三角形ニ連結シ拱形ニナシタルモノナリ。

通常ハ鐵筋ノ存スル部分ハ拱ノ本體丈ケニ止マ
リ拱臺及拱腹ノ部分ニハ鐵筋ヲ用キズ。

此式ヲ拱ニ應用シテ不利益トスル點ハ通例拱臺
附近ハ彎曲率ノ大ナル所ニシテ拱頂附近ハ彎曲率
比較的小ナルニモ係ラズ此式ニ於テハ鐵筋ノ全部
同一ノ強サヲ有スルト云フコト是レナリ。

(四)うゆんしゆ式 (Wünsch System) 據圖此武橋亦主トシテ拱ニ使用ノ目的ニシテ第八十七圖ニ示メス如クめらん式

第八十七圖

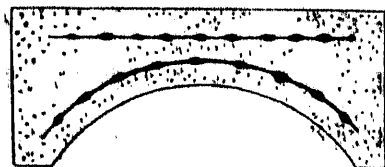


ニ似タル所アリト雖モ上部ノ鐵ハ

水平ニ配置サレ下部ノ鐵ノミ彎曲シ相互ノ連結ハめらん式ノ如ク密ナラズシテ單ニ拱頂ト其兩端ニ於テノミ綴釘ヲ以テ結合セラルヲ顯シテ知ルル廣ノ展鐵ハ普通I形トス。

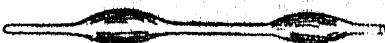
(五)さつちや一式 (Thacher System) 此樣合衆國此式ハ疊ク拱ニ適用ノ目的ニシテさつちや一稱ト稱スル一

第八十八圖 (甲)



種ノ鐵桿ヲ用エ此桿ハ第八十八圖乙ニ示メス如ク多クノ凸部ヲ有スル展鐵ヲ以テ製シタルモノニシテ

第八十八圖 (乙)



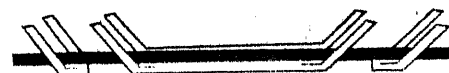
甲圖ニ示メス如ク拱ノ上下ノ展鐵ハ混凝土

以外ニ別ニ相互ノ連結ナシ。

(六)かーん式 (Kahn System) 此樣合衆國此式ニ用ルル鐵桿ハ第八十九圖ニ示メス如ク其斷面變形ニシテ左右ニ突出セル翼骨ヲ有ス此翼骨ハ桿ノ兩側ニ沿フ

テ剪斷セラレ上方ニ彎折ス之レガ爲メ鐵筋混凝土全體ガ緊定セラル、コト他ノ方式ニ勝ル數等ノ上ニアリト雖モ鐵桿ハ專賣ニシテ其價亦廉ナラズ。

第八十九圖



第四十一節 鐵筋混凝土ノ桁ニ於ル抵抗率ノ公式

此公式ノ據テ起ル所ノ原理ハ數派ノ學說ニ分ルト雖モ大別シテ二トス一ヲ直線式トシ他ヲ拋物線式トス前者ニアリテハ應力分布ノ狀體ガ直線ニ倣フモノトシ且混凝土ハ應張力ニハ耐ヘザルモノトシ其應壓力ニ對スル彈性係數ハ普通ノ作用限度内ニアリテハ定數ト假定ス後者ニアリテハ混凝土ノ應壓力ノ分布ノ狀體ガ拋物線ニ倣フモノトシ其彈性係數ハ荷重ノ増加ニ伴フテ益々減少スルモノト假定ス。

其他應力分布ノ假定ヲ異ニスル他ノ學說ナキニアラズト雖モ多クハ公式ニ複雑ヲ來タシ其結果ハ果シテ之レガ前二者ニ比シテヨリ適當ナルヤ否今日尙ホ未定ノ問題ニ屬ス前二說ニ就テ之ヲ觀ルニ素ヨリ拋物線式ノ大ニ採ルベキ點アリト雖モ初學者ニハ直線式ノ簡單ニシテ了解シ易キニ若クハナシ而カモ二說トモ根本ノ假定ニ於テ穩當ナラザル點アレバ實際ニ於テハ何レモ些

小ノ誤謬アルハ免カレザル所ナリトス。

茲ニ共直線式ヲ論ズルニ當リ鐵筋ノ各種類各方式ニ就テ之ヲ論ズルハ本編ノ主旨ニアラズ且容易ノ業ニアラザルヲ以テ只簡單ナル一二ノ鐵筋混凝土桁ノ公式ヲ掲グ而シテ拱肋ガ荷重ノ爲メ彎曲ヲ受ケタル狀體ハ恰モ或ル桁ガ荷重ノ爲メ彎曲ヲ受ケタル狀體ト同一ニ取扱フモノトス。

直線式ハ先ヅ次ノ假定ニ基クモノトス。

- (一) 彎曲ヲ受ケタル前ノ平斷面ハ彎曲ヲ受ケタル後モ平面ヲ保持ス。
- (二) 張力ハ全ク鋼ノモノ負擔トス。
- (三) 鋼ニハ固有ノ首張力又ハ首壓力ハ存セザルモノトス。
- (四) 鋼ト混凝土トノ粘着ハ缺點ナキモノトス。
- (五) 混凝土ノ彈性係數ハ普通ノ應力限度内ニアリテハ定數トス。

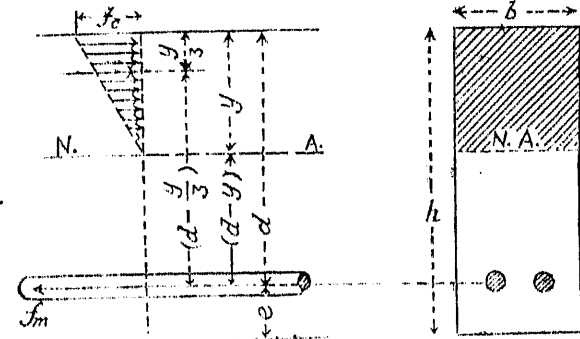
以上ノ假定ハ果シテ適當ナルヤ否ト云フニ一考ヲ費サズシテ其穩當ナラザルモノアルヲ認ムト雖モ此假定ニ基キタル公式ヲ以テ設計セラレ且適當ニ製造セラレタル混凝土ノ桁ハ少ナクモ安全ナリト云フコトハ事實ナリトス。

第一類 桁ノ底ニ近ク鋼ノアル場合

桁ハ中立軸ヨリ上ノ部分ニ於テ壓力ヲ受ケ下ノ部分

第九十圖

ニ於テ張力ヲ受ケ混凝土ニ耐ヘザルモノト假定ス。



第九十圖ニ於テ命ズルニ

- h ヲ桁ノ高(吋)トシ、 b ヲ桁ノ幅(吋)トシ、
- f_c ヲ混凝土ノ受ケル最大應壓力度 ($\#/ \text{sq. in.}$) トシ、
- f_m ヲ鋼ノ受ケル最大應張力度 ($\#/ \text{sq. in.}$) トシ、
- E_c ヲ混凝土ノ應壓力ニ對スル彈性係數トシ、
- E_m ヲ鋼ノ彈性係數トシ、
- n ヲ鋼及混凝土ノ彈性係數ノ比即 $n = \frac{E_m}{E_c}$ トシ、
- d ヲ桁ノ頂上ヨリ鋼ノ中心ニ至ル距離トシ(即桁ノ假定有効横斷面積ハ bd ナリ)
- a ヲ鋼ノ横斷面積ノ和トシ、
- p ヲ鋼ノ全横斷面積 (a) ト桁ノ有効横斷面積 (bd) トノ比即 $p = \frac{a}{bd}$ トシ、
- y ヲ桁ノ頂上ヨリ中立軸ニ至ル距離トシ、
- y_1 ヲ桁ノ頂上ヨリ中立軸ニ至ル距離 (y) ト鋼ノ中心ニ

至ル距離 (d) トノ比即 $x = \frac{y}{d}$ トシ、

M_R フ桁ノ抵抗率トシ、

M_R フ桁ガ受クル彎曲率トシ、

e フ鋼ノ中心ヨリ桁ノ底ニ至ル距離トシ、

F フ安全率トシ、

K フ與ヘラレタル鋼及混凝土ニ對スル定數トス、

然ル時ハ靜力學ノ定義ニ從ヒ桁ニ生ズル二個ノ應力 (一其ハ混凝土ニ於ル應壓力、他ハ鋼ニ於ル應張力) ハ所謂偶力ヲ成シ相互ニ平行シ且其方向ヲ異ニシ其量ハ同一ナリトス而シテ桁ノ内部ニ生ズル此偶力ノ抵抗率ハ桁ノ外部ニアル荷重ヨリ生ズル彎曲率ト同一ナルカ若クハソレ以上ナラザル可ラズ。

最初ノ假定ニ依リ彎曲前ノ平断面ハ彎曲後ニモ平面ヲ保持スル故ニ第九十圖ヨリ

$$\frac{\text{鋼ニ於ル單位變形}}{\text{混凝土ノ應壓側ニ於ル單位變形}} = \frac{d-y}{y} = \frac{d(1-x)}{xd} = \frac{(1-x)}{x}$$

而シテ E フ以テ彈性係數トスレバ單位變形 $\frac{\text{單位應力}}{E}$ ナルガ故ニ

$$\frac{f_m}{E_m} = \frac{1-x}{x} \quad \text{即チ} \quad \frac{f_m E_c}{f_c E_m} = \frac{f_m}{n f_c} = \frac{1-x}{x} \dots (1)$$

故ニ $x = \frac{n f_c}{f_m + n f_c} = \frac{1}{1 + \frac{f_m}{n f_c}} \dots (2)$

又 (1) ヨリ $f_m x = n f_c (1-x)$
 $f_c = f_m \frac{x}{n(1-x)}$
 $\frac{f_m}{f_c} = \frac{n(1-x)}{x} \dots (3)$

平衡ヲ保持スル爲メハ鋼ニ於ル全應張力ハ混凝土ニ於ル全應壓力ト其量ヲ同フシ其方向ヲ異ニスルヲ要ス。

鋼ニ於ル全應張力ハ $f_m \times a = f_m \times \rho b d$ ニシテ混凝土ニ於ル全應壓力ハ $\frac{f_c}{2} y \times b = \frac{f_c}{2} x d \times b$ ナルガ故ニ

$$f_m a = \frac{f_c}{2} y b \quad \text{即} \quad \rho f_m = \frac{f_c x}{2} \quad \text{即} \quad \frac{f_m}{f_c} = \frac{x}{2\rho} \dots (4)$$

之ニ x ノ値ヲ (2) ヨリ代入スレバ

$$\rho = \frac{1}{2 \left(\frac{f_m}{f_c} \right) \left(1 + \frac{f_m}{n f_c} \right)} \dots (5)$$

(5) ハ混凝土中ニ用ユベキ鋼ノ横斷面積ノ割合 (普通ハ横斷面積ノ約) ヲ示メスト雖モ或ル與ヘラレタル割合ニ對シテハ f_m ト f_c トノ比ハ既ニ定數ナルガ故ニ任意ニ f_m 及 f_c ノ値ヲ假定スルコト能ハズ。

(3) ヨリノ f_c ノ値ヲ (4) ニ代入スレバ

$$\rho = \frac{x}{2} \frac{2}{n(1-x)}$$

此二次方程式ヲ解キ其正符ナル平方根ヲ探レバ

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

$$= np \left(\sqrt{1 + \frac{2}{np}} - 1 \right) \dots\dots\dots (6)$$

n 及 p ノ値ヲ知ル時ハ (6) ニ依リ直ニ中立軸ノ位置ヲ求ムルコトヲ得之ヲ表出スレバ次ノ如シ。

第十一表 $x = \frac{y}{d}$ ノ値

p	$n = \frac{E_m}{E_c}$				
	10	12	15	20	30
0.007	0.311	0.334	0.365	0.407	0.471
0.008	0.328	0.353	0.384	0.428	0.493
0.009	0.344	0.369	0.402	0.446	0.513
0.010	0.358	0.384	0.418	0.463	0.531
0.012	0.384	0.402	0.446	0.493	0.562
0.014	0.407	0.436	0.471	0.519	0.588
0.016	0.428	0.457	0.493	0.542	0.611
0.018	0.446	0.476	0.513	0.562	0.631
0.020	0.463	0.493	0.531	0.580	0.649

抵抗率 M_R ヲ求ムルニ二様アリ一ハ混凝土ニ於ル應力ノ中心ニ力率ヲ探レバ應張力ヲ以テ之ヲ得他ハ鋼ニ於ル應張力ノ中心ニ力率ヲ探レバ應壓力ヲ以テ之ヲ得前者ハ

$$M_R = (\text{鋼ニ於ル總應張力}) \times (\text{挺率})$$

$$= f_m a \times \left(d - \frac{y}{3} \right)$$

$$= p f_m b d \left(d - \frac{xd}{3} \right)$$

$$= p f_m b d^2 \left(1 - \frac{x}{3} \right) \dots\dots\dots (7)$$

後者ハ $M_R = (\text{混凝土ニ於ル總應壓力}) \times (\text{挺率})$

$$= \frac{f_c y b}{2} \times \left(d - \frac{y}{3} \right)$$

$$= \frac{f_c x d b}{2} \left(d - \frac{xd}{3} \right)$$

$$= \frac{f_c x b d^2}{2} \left(1 - \frac{x}{3} \right) \dots\dots\dots (8)$$

以上ノ抵抗率ハ (7), (8) 何レノ公式ヲ以テスルモ同一ノ結果ヲ與フベシ而シテ若シ x ノ値が已知ナル時ハ最も便利ナル公式ナリ。

若シ x ノ値ガ未知ナル時ハ抵抗率ハ次ノ如クシテ求ムルコトヲ得即チ (5) 式ヨリ p ノ値ヲ又 (2) 式ヨリ x ノ値ヲ (7), (8) 式ニ代入スベシ然ル時ハ

$$M_R = f_m b d^2 \left[\frac{1}{\frac{2f_m}{f_c} \left(1 + \frac{f_m}{nf_c} \right)} \right] \left[1 - \frac{1}{3 \left(1 + \frac{f_m}{nf_c} \right)} \right] \dots\dots\dots (9)$$

$$\text{又 } M_R = \frac{f_c b d^2}{2} \left[\frac{1}{1 + \frac{f_m}{nf_c}} \right] \left[1 - \frac{1}{3 \left(1 + \frac{f_m}{nf_c} \right)} \right] \dots\dots\dots (10)$$

然レドモ混凝土ト鋼ノ割合ガ與ヘラレタル場合ニ於テハ $\frac{f_m}{f_c}$ ノ比ハ定數トナル故ニ之ヲ任意ニ假定スルコト能ハズ。

或ル與ヘラレタル混凝土及鋼ニ對シ F ヲ安全率トシ

Kナル定數ヲ定ムルコトヲ得即次ノ如シ。

$$K = \frac{f_m}{F} \left[\frac{1}{\frac{2f_m}{f_c} \left(1 + \frac{f_m}{nf_c}\right)} \right] \left[1 - \frac{1}{3 \left(1 + \frac{f_m}{nf_c}\right)} \right]$$

$$= \frac{f_c}{2F} \left[\frac{1}{1 + \frac{f_m}{nf_c}} \right] \left[1 - \frac{1}{3 \left(1 + \frac{f_m}{nf_c}\right)} \right] \dots\dots(11)$$

之ヲ(9)及(10)式ニ代入スレバ

$$M_R = Kbt^2$$

即チ $d = \sqrt{\frac{M_R}{Kb}} \dots\dots(12)$

次ニ抵抗率ニ代フルニ彎曲率ヲ以テシdニ代フルニ(h-c)ヲ以テスレバ

$$h = d + c = \sqrt{\frac{M_R}{Kb}} + c \dots\dots(13)$$

此公式ヲ以テ桁ノ所要ノ高ヲ求ムルコトヲ得。

今各種ノ鐵筋混凝土ニ付キテn, p, K及Fノ關係ヲ示メスコト次ノ如シ而シテ常ニ $M_R = Kbt^2$ ナリ。

第十二表 n, p, K及Fノ値

F _c (#/in ²)	n = F _m /F _c	混凝土ノ許容應力度 f _c (#/in ²)	鋼ノ許容應力度 f _m (#/in ²)	pノ値	Kノ値	Fノ値	
						鋼ノ極強度ヲ 60000#/in ² トシタル時	混凝土ノ極強度ヲ 2000#/in ² トシタル時
3000000	10	625	1600	0.0055	80	3.8	3.2
"	10	550	1600	0.0044	64	3.8	3.6
"	10	700	14000	0.0083	104	4.3	2.9
"	10	625	14000	0.0069	87	4.3	3.2

3000000	10	550	14000	0.0055	70	4.3	3.6
"	10	700	12000	0.0108	113	5.0	2.9
"	10	625	12000	0.0089	95	5.0	3.2
"	10	550	12000	0.0072	77	5.0	3.6
"	10	500	12000	0.0061	66	5.0	4.0
2500000	12	625	16000	0.0062	89	3.8	3.2
"	12	550	16000	0.0050	73	3.8	3.6
"	12	500	16000	0.0043	62	3.8	4.0
"	12	625	14000	0.0078	96	4.3	3.2
"	12	550	14000	0.0063	79	4.3	3.6
"	12	500	14000	0.0054	68	4.3	4.0
"	12	550	12000	0.0081	86	5.0	3.6
"	12	500	12000	0.0069	74	5.0	4.0
"	12	450	12000	0.0058	63	5.0	4.4
2000000	15	550	16000	0.0058	83	3.8	3.6
"	15	500	16000	0.0050	71	3.8	4.0
"	15	450	16000	0.0042	60	3.8	4.4
"	15	550	14000	0.0073	89	4.3	3.6
"	15	500	14000	0.0062	77	4.3	4.0
"	15	450	14000	0.0052	65	4.3	4.4
"	15	500	12000	0.0080	84	5.0	4.0
"	15	450	12000	0.0068	71	5.0	4.4
"	15	400	12000	0.0056	59	5.0	5.0
1500000	20	500	16000	0.0060	84	3.8	4.0
"	20	450	16000	0.0051	71	3.8	4.4
"	20	400	16000	0.0042	59	3.8	5.0
"	20	500	14000	0.0074	90	4.3	4.0
"	20	450	14000	0.0063	77	4.3	4.4
"	20	400	14000	0.0052	64	4.3	5.0
"	20	450	12000	0.0080	83	5.0	4.4
"	20	400	12000	0.0067	69	5.0	5.0
"	20	350	12000	0.0054	56	5.0	5.7

茲ニ日比博士著鐵筋混凝土ノ理論及其應用第七十

表ヨリ $n=15$ ノ時ノ必要係數ヲ抄出スルコト次ノ如シ。

第十三表 單式矩形桁計算ニ必要ナル係數ノ値 $n=15$

f_m (#/□')	f_c (#/□")	$\frac{f_m}{f_c}$	x	d (")	a (□")	p
16000	400	40.0	0.273	$0.142\sqrt{\frac{M_R}{b}}$	$0.000484\sqrt{M_R b}$	0.0034
"	450	35.6	0.297	0.129 "	0.000538 "	0.0042
"	500	32.0	0.319	0.118 "	0.000587 "	0.0049
"	550	29.1	0.340	0.110 "	0.000641 "	0.0058
"	600	26.7	0.360	0.103 "	0.000690 "	0.0067
"	650	24.6	0.379	0.096 "	0.000745 "	0.0078
14000	400	35.0	0.300	0.136 "	0.000583 "	0.0043
"	450	31.1	0.325	0.124 "	0.000646 "	0.0052
"	500	28.0	0.349	0.114 "	0.000710 "	0.0062
"	550	25.5	0.371	0.106 "	0.000770 "	0.0073
"	600	23.3	0.391	0.099 "	0.000821 "	0.0082
"	650	21.5	0.411	0.093 "	0.000890 "	0.0096
12000	400	30.0	0.333	0.130 "	0.000721 "	0.0055
"	450	26.7	0.360	0.118 "	0.000803 "	0.0068
"	500	24.0	0.375	0.109 "	0.000877 "	0.0080
"	550	21.8	0.407	0.102 "	0.000946 "	0.0093
"	600	20.0	0.430	0.095 "	0.001020 "	0.0107
"	650	18.5	0.448	0.090 "	0.001088 "	0.0121

第二類 桁ノ頭及底ニ近ク鋼ノアル場合

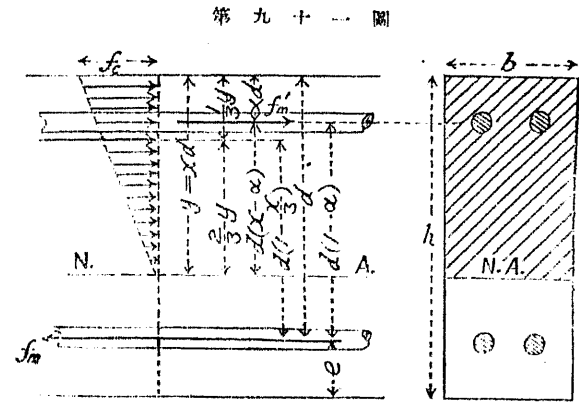
彈性係數ヲ定數トシ桁ノ頭ニ近クアル鋼ハ應壓力ノ一部ヲ負擔シ混凝土ハ應張力ニ耐ハザルモノトシ而シテ應力變形ハ中立軸ヨリノ距離ニ正比例ヲ爲スモノト假定ス。

第九十一圖ニ於テ命ズ $n =$

α ヲ梁ノ頂上ヨリ應壓鋼ニ至ル距ト應張鋼ニ至ル距

トノ比トス、

p ヲ應張鋼ノ全横斷面積ト之ヨリ以上ニアル部分ノ桁ノ横斷面積トノ比トス、



p' ヲ應壓鋼ノ全横斷面積ト應張鋼以上ニアル桁ノ横斷面積トノ比トシ、

d ヲ桁ノ頂上ヨリ應張鋼ノ中心ニ至ル距トシ、

x ヲ桁ノ頂上ヨリ中立軸ニ至ル距ト應張鋼ノ中心ニ至ル距トノ比トシ、

f_m ヲ應張鋼ノ受クル最大應張力度 (#/□") トシ、

f_c ヲ應張鋼ノ受クル最大應壓力度 (#/□") トシ、

其他ノ記號ハ第一類ノモノト同一ナリトス。

第九十一圖ヨリ

$$\left. \begin{aligned} \frac{f_m}{E_m} &= \frac{d-y}{y} = \frac{d(1-x)}{xd} = \frac{1-x}{x} \\ \frac{f_c}{E_c} &= \frac{y}{d} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (14)$$

即

$$\frac{f_m}{f_c} = \frac{n(1-x)}{x}$$

故ニ

$$x = \frac{1}{1 + \frac{f_m}{n f_c}} \dots\dots\dots (15)$$

又 $f'_m = f_m \frac{x-\alpha}{1-x}$ (16)

$f'_m = f_m n \frac{x-\alpha}{x}$ (17)

此式ヲ應用スル場合ニ於テ應壓鋼ハ常ニ中立軸以上即チ應壓ノ側ニアルガ故ニ α ハ x ヨリ大ナルコト決シテナシト雖モ $\frac{x}{3}$ ヨリ大ナルコトアリ。

(14)式ヨリ $f_m = f_c n \frac{1-x}{x}$ (18)

$t_c = \frac{f_m}{n} \cdot \frac{x}{1-x}$ (19)

中立軸ノ兩側ニ働ク水平力ハ同一ナラザル可ラザル

理ニ依リ $bd\left(\frac{f_c x}{2} + p' f'_m\right) = b d p f_m$

故ニ $p = \frac{1}{f_m} \left(\frac{f_c x}{2} + p' f'_m \right) = \frac{1}{f_m} \left(\frac{f_m}{2n} \cdot \frac{x^2}{(1-x)} + p' f'_m \frac{x-\alpha}{1-x} \right)$
 $= \frac{x^2}{2n(1-x)} + p' \frac{x-\alpha}{1-x}$ (20)

故ニ $x = \sqrt{2n(p+p'\alpha) + n^2(p+p')^2} - n(p+p')$ (21)

應張鋼ノ中心ニ力率ヲ探レバ

$M_R = \frac{b f_c x d}{2} \left(d - \frac{x d}{3} \right) + f'_m p' b d (d - \alpha d)$
 $= b x d^2 \left[\frac{f_c x}{2} \left(1 - \frac{x}{3} \right) + f'_m p' (1 - \alpha) \right]$

(17)式ヨリ f'_m ノ値ヲ代入スレバ

$M_R = f_c b d^2 \left[\frac{x}{2} \left(1 - \frac{x}{3} \right) + \frac{n p' (x-\alpha)(1-\alpha)}{x} \right]$ (22)

應壓鋼ノ中心ニ力率ヲ探レバ

$M_R = b d^2 \left[f_m p (1 - \alpha) - \frac{f_c x}{2} \left(\frac{x}{3} - \alpha \right) \right]$

(19)式ヨリ f_c ノ値ヲ代入スレバ

$M_R = f_m b d^2 \left[p (1 - \alpha) - \frac{x^2}{2n(1-x)} \left(\frac{x}{3} - \alpha \right) \right]$ (23)

混凝土ニ於ル應壓力ノ中心ニ力率ヲ探レバ

$M_R = b d^2 \left[f_m p \left(1 - \frac{x}{3} \right) + f'_m p' \left(\frac{x}{3} - \alpha \right) \right]$

(16)式ヨリ f_m ノ値ヲ代入スレバ

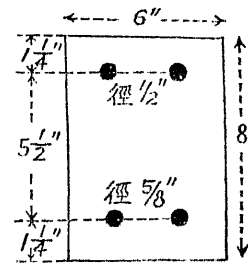
$M_R = f'_m b d^2 \left[p \left(\frac{1-x}{x-\alpha} \right) \left(1 - \frac{x}{3} \right) + p' \left(\frac{x}{3} - \alpha \right) \right]$ (24)

以上 M_R ノ公式ノ内何レヲ用ユルモ其結果ハ同一ナリ今之レガ應用ヲ示メサンガ爲メ茲ニ一例ヲ掲グ。

例題 幅六吋高八吋ノ断面ヲ有

第九十二圖

スル鐵筋混凝土ノ桁ガ四萬吋封度ノ彎曲率ヲ受ク徑 $\frac{1}{2}$ 及 $\frac{5}{8}$ ノ鋼桿ヲ二條宛上下ニ第九十二圖ニ示メス如ク配置シ n ノ値ヲ15ト假定ス混凝土ノ受クル最大應壓力度及上



部ノ鋼ニ於ル應壓力度及下部ノ鋼ニ於ル應張力度ヲ求ム。

解 $M_R = 40000$ 吋封度 $= M_R$ $b = 6$ 吋

$h = d + e = 6.75 + 1.25 = 8$ 吋 $n = 15$

上部ノ鋼ノ總面積 = $2 \times 0.1963 = 0.4 \text{ 〇}''$

下 " = $2 \times 0.3068 = 0.6 \text{ 〇}''$

$\alpha d = 1.125 \quad \alpha = \frac{1.25}{6.75} = 0.185$

$p = \frac{0.6}{6 \times 6.75} = 0.0148 \quad p' = \frac{0.4}{6 \times 6.75} = 0.0098$

(21) 式 = 依リ

$$x = \sqrt{2 \times 15(0.0148 + 0.0098 \times 0.185) + 15^2(0.0148 + 0.0098)^2} - 15(0.0148 + 0.0098) = .428$$

$\alpha d = .428 \times 6.75 = 2.89$

(22) 式 = 依リ

$$40000 = f_c \times 6'' \times 6.75^2 \left[\frac{.428}{2} \left(1 - \frac{.428}{3} \right) + \frac{15 \times .0098(.428 - .185)(1 - .185)}{.428} \right] = f_c \times 68.8$$

$f_c = \frac{40000}{68.8} = 581 \text{ #/〇}''$

(23) 式 = 依リ

$$40000 = f_m \times 6 \times 6.75^2 \left[.0148(1 - .185) - \frac{.428^2}{2 \times 15(1 - .428)} \left(\frac{.428}{3} - .185 \right) \right] = f_m \times 3.41$$

$f_m = \frac{40000}{3.41} = 11437 \text{ #/〇}''$

(24) 式 = 依リ

$$40000 = f_m' \times 6 \times 6.75^2 \left[.0148 \left(\frac{1 - .428}{.428 - .185} \right) \left(1 - \frac{.428}{3} \right) \right]$$

$$+ .0098 \left(\frac{.428}{3} - .185 \right)] = f_m' \times 8.09$$

$f_m' = \frac{40000}{8.09} = 4953 \text{ #/〇}''$

茲ニ日比博士著「鐵筋混凝土ノ理論及其應用」第八十一表ヨリ $n=15$ ノ時ノ必要係數ヲ抄出スルコト次ノ如シ。

第十四表 複式矩形桁ノ計算ニ必要ナル係數ノ値
 $n=15 \quad e=e' \quad \frac{e'}{d}=0.1$

f_m' / f_c (#/〇'')/(#/〇'')	f_m / f_c	β	$p = p'$		$\frac{p'}{p} = \frac{3}{4}$	
			$\frac{d}{b}$ (%)	$\frac{a}{b}$ (%)	$\frac{d}{b}$ (%)	$\frac{a}{b}$ (%)
16 〇〇	400	0.273	0.124	0.000	0.000	0.000
"	500	0.319	0.09	0.00073	0.129	0.00068
"	600	0.360	0.079	0.00090	0.104	0.00066
140 〇	500	0.300	0.115	0.00069	0.05	0.00057
"	510	0.349	0.082	0.00090	0.121	0.00056
"	600	0.391	0.071	0.00114	0.096	0.00055
12000	400	0.33	0.105	0.00092	0.073	0.00053
"	500	0.385	0.079	0.00118	0.111	0.00052
"	600	0.429	0.061	0.00155	0.088	0.00051

第四十二節 鐵筋混凝土拱ノ設計

例題

第一項 外力ノ假定

拱ハ徑間四十呎、拱矢十呎ノ鐵道用拋物線形モトニ之ニ式無鉸拱トシ、拱ノ兩側ノ外部ニハ鐵筋ノ腹壁ヲ築キ、其内部ニハ土砂ヲ填充シ、其上ニ軌道ヲ布設シ、適當ノ排水工ヲ施スモノトシ、設計ハ此内部ノ土砂ヲ支ヘル部分ノ拱肋ノ決定ニ止ム、而カモ言徒ニ冗長ニ涉ルノ嫌アルヲ以テ、其拱頂ノ斷面ヲ決定スルニ於テ最モ精細ノ計算ヲ試シ、其他ノ部分ノ斷面決定ハ之ニ依リテ類推スルコトヲ得ベキ方法ヲ講ズルニ止ム。

先ヅ試ニ拱ヲ水平ニ十個ノ格間ニ等分シ、活重 (L.L.) 及死重 (D.L.) ハ總テ各分格點ニ集合スル者ト假定シ、各分格點ニ於ル垂直活重ヲ拱ノ幅即拱ノ側面ヨリ見タル奥行一呎ニ對シ五千封度(二平方呎ニ付)トシ、拱自身ノ重量並ニ軌道及拱ノ上ニ填充スベキ土砂ヨリ成ル所謂拱ノ死重ノ内、其垂直ニ働クモノヲ各分格點ニ於テ奥行一呎ニ對シ次ノ如ク配布セルモノト假定ス。

分格點	1	2	3	4	5 (中央)	6	7	8	9
垂直死重(封度)	6000	4400	3200	2500	2000	2500	3200	4400	6000

以上ノ垂直活重及死重トモ土砂填充ノ爲メ水平分力ヲ生ズ。

此ノ水平分力ニ就テハ諸學說今日尙一致セザル點ナキニシモアラズト雖モ何レノ說ニ依ルモ先ヅ一般ニ土砂其他ノ重量ヲ拱自身ト同一ノ比重ニ換算シ、次ノ式ヲ以テ其水平分力 H ヲ求ムルヲ要ス、 H ハ一般ニ最小ノ値ヲ採ルヲ普通トスト雖モ他ノ說ニ從ヘバ土砂搗キ固メノ程度如何ニ依リ最小ノ値ト最大ノ値トノ間ニアリト云フ。

地表面水平ナル場合ノ H ノ値

$$\text{最小水平分力 } H = \frac{1 - \sin\theta}{1 + \sin\theta} \times (\text{垂直壓力度}) \times (\text{壓力面ノ垂直射影})$$

$$\text{最大水平分力 } H = \frac{1 + \sin\theta}{1 - \sin\theta} \times (\text{同}) \times (\text{同})$$

θ ハ土砂ノ靜止角ニシテ普通三十度トス

今此土壓ニ就テ適否ヲ論ズルハ本篇ノ旨趣ニアラザルヲ以テ此計算ヲ省略シ、本例ニ於テハ垂直荷重ノ外、次ノ水平分力ノ存在スルモノト假定ス。

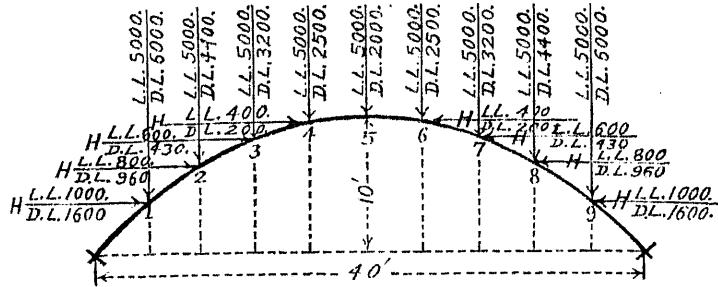
分格點	1	2	3	4	5 (中央)	6	7	8	9
活重ニ屬スル水平分力 H (封度)	1000	800	600	400	0	400	600	800	1000
死重ニ屬スル " " (")	1600	960	430	200	0	200	430	960	1600

以上ノ外力ガ總テ同時ニ働ク時ハ第九十三圖ニ示メスモノノ如シ。

第二項 垂直荷重及水平分力ニ屬スル彎曲率

(一) 垂直活重 拱頂ニ於ル斷面ガ負擔スベキ垂直活重ニ屬スル最大負彎曲率 ($-M_{max}$) ハ第二十六節第六

第九十三圖



表ノ示メス如ク。

活重ガ 4, 5 及 6 ノ各分格點上 = アル時 = シテ最大正彎曲率 (+M_{max}) ハ之レガ 1, 2, 3 及 7, 8, 9 ノ各分格點上 = アル時 = 生ズ即チ

$$\max(-M) = (0.016 + 0.094 + 0.016)12 \times 20 \times 5000$$

$$= -151200 \text{ 吋封度}$$

$$\max(+M) = 2(0.010 + 0.024 + 0.020)12 \times 20 \times 5000$$

$$= +129600 \text{ 吋封度}$$

二垂直死重 ハ各分格點 = 同時 = 働キツ、アルヲ以

テ之 = 屬スル最大彎曲率ハ又同表 = 依リ

1 及 9 = 死重ノアル時 $M = +0.010 \times 12 \times 2 \times 6000 \times 20$
 $= +28800 \text{ 吋封度}$

2 及 8 ,, $M = +0.024 \times 12 \times 2 \times 4400 \times 20$
 $= +50688 \text{ 吋封度}$

3 及 7 ,, $M = +0.020 \times 12 \times 2 \times 3200 \times 20$
 $= +30720 \text{ 吋封度}$

4 及 6 = 死重ノアル時 $M = -0.016 \times 12 \times 2 \times 2500 \times 20$
 $= -19200 \text{ 吋封度}$

5 ,, $M = -0.094 \times 12 \times 2 \times 2000 \times 20$
 $= -46120 \text{ 吋封度}$

和即チ $\max M = +45888 \text{ 吋封度}$

即チ死活兩垂直荷重 = 屬スル拱頂 = 起ル最大彎曲率ハ次ノ如シ。

$$\max -M = -151200 + 45888 = -105312 \text{ 吋封度}$$

$$\max +M = +129600 + 45888 = +175488 \text{ ,,}$$

此ノ如キ計算ノ手順ヲ履ミ他ノ分格點 = 於ル死活兩垂直荷重 = 屬スル最大彎曲率ヲモ計算スルコトヲ得ベシ。

(三)水平分力 水平分力ヨリ生ズル彎曲率ヲ計算スル

• = ハ

$$M = V \cdot EK$$

ナル公式ヲ適用スル = アリ

式中 $V = \frac{3}{8} H \frac{h}{l_1} (1 - k^2)^2$ (又 V ノ値ハ第 (八) 表 = 示ス)

EK ハ一分格點ヨリ平衡多邊形 = 至ル水平距離 = シテ次ノ如シ。

$$EK = \frac{(2l_1 x - x^2)(l_1 + x_2 - x_0)}{l_1^2 - b^2} - (x_2 + x)$$

但 x ハ左端ヨリ起算ス。

例へバ分格點 8 = H ノ働ク時、分格點 2 = 於ル彎曲率ヲ算スレバ次ノ如シ。

$$x = \frac{2}{5}l_1 = 0.4l_1 \quad H = \text{對スル} \quad h = \frac{3}{5} = 0.6$$

第八表 $K=0.6$ ノ時 $V=0.154 \frac{h}{l_1} H$

$$EK = \frac{l_1^2(2 \times 0.4 - 0.4^2)l_1(1 + 0.63 - 0.432)}{l_1^2(1 - 0.36)} - (0.63 + 0.4)l_1 = 0.168l_1$$

故 = $M = 0.154 \frac{h}{l_1} H \times 0.168l_1 = 0.025872hH$ 呎封度
 $= 0.310464l_1H$ 吋封度

又 H ノ働點ヨリ右方 = アリテハ EK ノ値次ノ如シ。

$$EK = \frac{(2l_1x - x^2)(l_1 + x_1 + x_0)}{l_1^2 - b^2} - (x_2 + x)$$

但此場合 = ハ x ヲ右端ヨリ起算スベシ。

例へバ H ガ分格點 8 = アル時、分格點 9 = 於ル彎曲率

$$x = 0.2l_1 \quad H = \text{對スル} \quad h = 0.6$$

$$EK = \frac{l_1^2(2 \times 0.2 - 0.04)l_1(1 + 1.53 + 0.432)}{l_1^2(1 - 0.36)} - (1.53 + 0.2)l_1 = -0.07l_1$$

$M = 0.154 \frac{h}{l_1} H(-0.07)l_1 = -0.0108hH$ 呎封度
 $= -0.12hH$ 吋封度

此ノ如キ方法ヲ以テ起算セル結果ヲ表出スレバ次ノ如シ。

第十五表 水平分力ニ屬スル彎曲率 (吋封度)

H ノ働ク分格點	分 格 點					
	左 端 0	1	2	3	4	拱 頂 5
9	-0.48	-0.13	+0.11	+0.25	+0.29	+0.22
8	-1.16	-0.29	+0.31	+0.63	+0.68	+0.45
7	-1.57	-0.34	+0.47	+0.87	+0.85	+0.42
6	-1.58	-0.38	+0.54	+0.89	+0.76	+0.17
5	拱頂 = H ガ働ク時ハ一方ノ H ノミ働クコトハ不可能ナルヲ以					
4	+1.66	-0.29	+0.68	+0.98	-0.90	+0.17
3	+2.19	-0.36	+0.91	-1.69	-0.43	+0.42
2	+2.88	-0.12	-1.91	-0.85	-0.06	+0.45
1	+2.70	-1.08	-0.00	-0.22	+0.05	+0.22

H ノ働ク分格點	分 格 點					H へ封度 ニテ h ハ呎ニ テ
	6	7	8	9	右 端 10	
9	-0.05	-0.22	-0.60	-1.08	+2.70	xhH
8	-0.06	-0.85	-1.91	-0.12	+2.88	..
7	-0.43	-1.69	+0.94	-0.36	+2.19	..
6	-0.90	+0.98	+0.68	-0.29	+1.66	..
5	テ左右兩側ニ於ケル彎曲率ハ相殺セラルルモノトス					
4	+0.76	+0.89	+0.54	-0.38	-1.58	..
3	+0.85	+0.87	+0.47	-0.34	-1.57	..
2	+0.68	+0.63	+0.91	-0.29	-1.16	..
1	+0.29	+0.25	+0.11	-0.13	-0.48	..

例へバ活重ノ水平分力ハ次ノ如ク配布セラル。

分 格 點	1	2	3	4	5	6	7	8	9
活重ノ水平分力	1000	800	600	400	0	400	600	800	1000

今 4, 5, 6 ノ各分格點 = 垂直活重アル時ハ拱頂ニ於テハ最大負彎曲率ヲ生ズト雖モ同一ノ點ニ於ル其水平分

τ ハ水平剪力度

Q ハ向心剪力

S ハ中立軸ノ一方ニ於ル静力率

(第九十四圖ニ於テ)
 $S = (\text{約}) \cdot \frac{by^2}{2} + na(y-c)$

b ハ断面ノ幅

I ハ断面ノ惰率

又ハ次ノ公式ヲ用ユルヲ便ナリトス(日比博士著鐵筋
 混凝土第六〇七頁第(569)式及第(570)式)。

$$z = \frac{\frac{by^3}{3} + na(y-c)^2}{\frac{by}{2} + na(h-c)}$$

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max}}{b(d-y+z)}$$

z ハ應壓側ニ於ル混凝土及鐵筋ノ合成應力ニ對スル
 重心點ノ中立軸ヨリノ距離。

第四項 溫度應力

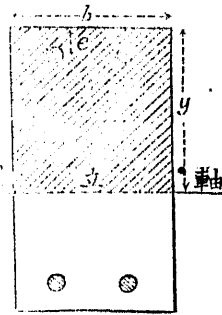
(一)溫度ノ變化ニ屬スル彎曲率 M_t 溫度ノ昇騰スル時
 ハ正即チ外側ヨリ内側ニ向テ働ク水平推力 H_t ヲ生
 ジ溫度降下スル時ハ其反對ナル負即チ内側ヨリ外
 側ニ向テ働ク H_t ヲ生ズ。

命ズルニ

t ヲ溫度ノ變化例ヘバ $\pm 75^\circ F$ トシ、

α ヲ華氏一度ニ對スル混凝土ノ膨脹係數トシ、

第九十四圖



E ヲ混凝土ノ彈性係數例ヘバ $3000000 \frac{lb}{in^2}$ トシ、

I_0 ヲ拱頂ニ於ケル断面ノ惰率(吋⁴)トシ、

H_t ヲ溫度ノ變化ニ屬スル水平推力(封度)トシ、

M_t ヲ溫度ノ變化ニ屬スル彎曲率(吋封度)トス。

然ル時ニ拱矢 h ヲ吋ニテ表ハセバ

$$\Pi_t = \frac{45EI_0 t c}{4h^2}$$

拱頂ニ於ル彎曲率

$$M_t = \Pi_t \times \frac{h}{3} = \frac{45}{4} \cdot \frac{EI_0 t c}{h^2} \cdot \frac{h}{3} = \frac{15}{4} \cdot \frac{EI_0 t c}{h}$$

拱端ニ於ル彎曲率 $M_t = -H_t \times \frac{2}{3}h = -\frac{15}{2} \cdot \frac{EI_0 t c}{h}$

拱矢 h ヲ呎ニテ表ハセバ

$$\Pi_t = \frac{45}{4} \cdot \frac{EI_0 t c}{144h^2} = 96 \frac{I_0}{h^2}$$

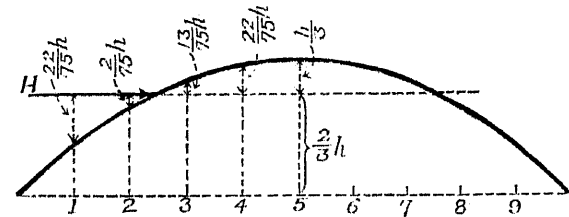
拱頂ニ於ル彎曲率 $M_t = \frac{15}{4} \cdot \frac{EI_0 t c}{12h} = 387 \frac{I_0}{h}$

拱端ニ於ル彎曲率 $M_t = -\frac{15}{2} \cdot \frac{EI_0 t c}{12h} = -774 \frac{I_0}{h}$

即チ拱端ニ於ル彎曲率ハ拱頂ニ於ル夫ノ二倍ニシテ
 且反對ノ性質ヲ具備ス其他ノ分格點ニ於ル彎曲率ハ拱

頂ニ於ル彎曲
 率ニ左ノ係數
 ヲ乘ズレバ之
 ヲ得ベシ(第九
 十五圖參照)。

第九十五圖



分 格 點	拱 端	1	2	3	4	5
	係 數	-2	$-\frac{23}{25}$	$-\frac{2}{25}$	$+\frac{13}{25}$	$+\frac{22}{25}$
		-2	-0.92	-0.08	+0.52	+0.88

斯ノ如ク H_i 及 M_i ヲ計算スルニハ拱頂ニ於ル斷面ノ惰率 I_0 ヲ知ラザル可ラズ而シテ之ヲ知ルニハ先ヅ斷面ヲ決定スルノ要アリ。

(二)溫度剪力 溫度ノ變化ニ屬スル垂直剪力ヲ求ムルニハ茲ニ水平推力 H_i ヲ生ズル等布荷重ノ存在スルモノト假定シ此ノ等布荷重ヨリ生ズル垂直剪力ヲ以テ之ニ代フルヲ普通ノ法トス等布荷重ナルガ故ニ其彎曲率曲線ハ拋物線ヲ成シ剪力圖ハ恰モ等布荷重ヲ擔フ所ノ桁ニ於ル夫レト同一ナリ故ニ其場合拱頂ニ於ル剪力ハ零ニシテ漸次増大シテ兩端ニ於テ最大トナル。

今徑間ヲ十個ニ等分セル拱ニ對シ此 H_i ノ値ヲ生ズル一分格點ノ荷重ヲ P トシ各分格點ニ P ナル荷重アル時ノ H_i ノ値ハ第五表(第二十五號)ニ依リ次ノ如シ。

$$H_i = [0.4687 + 2(0.4320 + 0.3308 + 0.1920 + 0.0607)] \frac{l}{h} P$$

$$= 2.4997 \frac{l}{h} P$$

故ニ
$$P = \frac{H_i h}{2.4997 l}$$

P ノ値ヲ知ル以上各分格點ニ於ル最大垂直剪力ハ容易ニ之ヲ求ムルコトヲ得而シテ之ヨリ向心剪力及水平

剪力度ヲ求ムルコト亦容易ナリ。

第五項 肋縮ニ屬スル應力

肋縮ニ屬スル水平推力ハ第(48)式(第三節)ヨリ之ヲ求ムルコトヲ得即チ
$$H_i = -\frac{45}{4} \frac{f T_0}{l^2}$$

式中 f ハ軸推力ノ平均強度 (l_0'') h ハ時。

H_i ハ内側ヨリ外側ニ向テ働ク水平推力ニシテ恰モ溫度ノ降下ト同一ノ現象ヲ呈スベシ溫度推力ノ如ク此 H_i ノ値ヲ求ムルニハ先ヅ T_0 ノ値ト f ノ値トヲ知ラザル可ラズ。

若シ h ヲ呎ニシテ表ハセバ H_i ノ値次ノ如シ。

$$H_i = -\frac{45}{4} \cdot \frac{f T_0}{144 h^2} = \frac{f T_0}{12.8 h^2}$$

此 H_i ヲ肋縮ニ屬スル應力ヲ算出スルコトヲ得然レドモ本例ノ如キ拱矢ガ比較的大ナル拱ニアリテハ其影響固ヨリ大ナラズ。

第六項 水平推力

水平推力ノ値ヲ求ムルニハ之ヲ三方面ヨリ考ヘザル可ラズ其一ハ垂直荷重ヨリ其二ハ水平分力ヨリ而シテ其三ハ溫度ノ變化ヨリ來ルモノ是レナリ。

(一)垂直荷重ヨリ來ル水平推力

H_i ヲ垂直活重ニ屬スル水平推力トシ、

H_D ヲ垂直死重ニ屬スル水平推力トス。

或ル位置ニ於ル垂直荷重ニ屬スル水平推力ハ第(40)式

若クハ第五表(第五節)ヨリ之ヲ求ムルコトヲ得而シテ水平推力ト彎曲率トガ同時ニ働ク時ノ或ル任意ノ點ノ最大應力ハ該點ニ最大彎曲率ヲ起スベキ荷重ヨリ生ズル水平推力ト其最大彎曲率トガ共働スル時ニ在リ。

合拱頂ニ就テ之ヲ觀レバ垂直活重五千封度ガ4, 5及6ノ各分格點ニスル時ニ最大負彎曲率($-M_{max} = -83980^{mm}$)ヲ生ジ而シテ此等ノ三分格點ニアル垂直活重ハ次ノ水平推力ヲ生ズ。

$$H_1 = (2 \times 0.4320 + 0.4687) \frac{20}{10} \times 5000 = 13327 \text{ 封度}$$

又垂直死重ニ屬スル水平推力ハ各分格點ニ夫々死重アルガ故ニ其值次ノ如シ。

$$H_2 = \frac{20}{10} [0.4687 \times 2000 + 2(0.4320 \times 2500 + 0.3308 \times 3200 + 0.1920 \times 4400 + 0.0607 \times 6000)] = 15265 \text{ 封度}$$

同様ニ拱頂ニ最大正彎曲率($+M_{max} = 212100^{mm}$)ヲ生ズベキ垂直活重ハ1, 2, 3及7, 8, 9ノ各分格點ニアル時ニシテ次ノ水平推力ヲ生ズ。

$$H_1 = 2(0.0607 + 0.1920 + 0.3308) \frac{20}{10} \times 5000 = 11670 \text{ 封度}$$

(二)水平分力ヨリ來ル水平推力 或ル位置ニ於ル水平分力ニ屬スル水平推力ハ第(51)式(第五節)若クハ第八表ヨリ求ムルコトヲ得。

此水平推力ハ垂直荷重ヨリ來ル前述ノ水平推力トハ其趣ヲ異ニシ水平分力ノ在ル位置ヨリ近キ拱端迄ハH

ニシテ遠キ拱端迄ハH₁ナリ而シテ前者ハ負即内側ヨリ外側ニ向テ働キ之ニ反シ後者ハ正即外側ヨリ内側ニ向テ働ク。

例ヘバ今水平分力ガ第3分格點(即k=0.4)ニアル時ハ第八表ヨリ其左方ニアル時ハH₂ = -0.572Hニシテ其右方ニアル時ハH₁ = +0.428Hナリ。

或ル任意ノ點ニ於ル最大應力ヲ求ムルニハ該點ニ最大彎曲率ヲ生ズベキ活重ノ位置ニ其水平分力ガ働クモノトシテ之ニ屬スル水平推力ヲ求ムルヲ要ス。

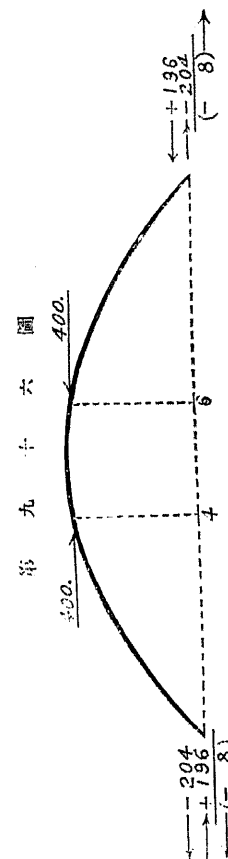
例ヘバ拱頂ニ最大負彎曲率ヲ生ズベキ垂直活重ハ4, 5及6ニシテ今4及6ニ水平分力四百封度在ルガ故ニ第4ノ點ニ400^m在ル時

$$H_2 = -0.510 \times 400 = -204$$

$$H_1 = +0.490 \times 400 = +196$$

6ノ點ヨリモ同一ノ水平推力ヲ生ズルヲ以テ第九十六圖ニ示メス如ク其結果ハ各端ニ於テ(-8^m)ナル水平推力ヲ生ズ。

又拱頂ニ最大正彎曲率ヲ生ズベキ垂直活重ノ位置ハ1, 2, 3及7, 8, 9ノ



各分格點ニシテ其水平分力ヨリ水平推力ヲ求ムレバ次ノ如シ。

第3點ニ於ル 600[#] ヨリ

$$H_2 = -0.572 \times 600 = -343.2 \quad H_1 = 0.428 \times 600 = 256.8$$

第2點ニ於ル 800[#] ヨリ

$$H_2 = -0.711 \times 800 = -568.8 \quad H_1 = 0.289 \times 800 = 231.2$$

第1點ニ於ル 1000[#] ヨリ

$$H_2 = -0.894 \times 1000 = -894.0 \quad H_1 = 0.106 \times 1000 = 106.0$$

$$\Sigma H_2 = \quad \quad \quad -1806.0 \quad \Sigma H_1 = \quad \quad \quad +594.0$$

同様ニ 7.8.9. ノ點ヨリ

$$\Sigma H_2 = \quad \quad \quad +594.0 \quad \Sigma H_1 = \quad \quad \quad -1806.0$$

$$\text{總和} = \quad \quad \quad -1212.0 \quad \quad \quad = \quad \quad \quad -1212.0$$

次ニ死重ハ各分格點ニ同時ニ働クヲ以テ之ヨリ生ズル水平推力ハ次ノ如シ。

第4點ニ於ル 200[#] ヨリ

$$H_2 = -0.510 \times 200 = -102 \quad H_1 = 0.490 \times 200 = 98.$$

第3點ニ於ル 430[#] ヨリ

$$H_2 = -0.570 \times 430 = -245.1 \quad H_1 = 0.428 \times 430 = 184.04$$

第2點ニ於ル 960[#] ヨリ

$$H_2 = -0.711 \times 960 = -682.56 \quad H_1 = 0.289 \times 960 = 277.44$$

第1點ニ於ル 1600[#] ヨリ

$$H_2 = -0.894 \times 1600 = -1430.40 \quad H_1 = 0.106 \times 1600 = 169.60$$

$$\Sigma H_2 = \quad \quad \quad -2460.06 \quad \Sigma H_1 = \quad \quad \quad +729.08$$

同様ニ 6, 7, 8, 及 9 ノ點ヨリ

$$\Sigma H_2 = \quad \quad \quad +729.08 \quad \Sigma H_1 = \quad \quad \quad -2460.06$$

$$\text{總和} = \quad \quad \quad -1730.98 \quad \quad \quad = \quad \quad \quad -1730.98$$

(三) 溫度推力 溫度ノ變化ニ屬スル水平推力ヲ求ムルニハ前述ノ $H_1 = 96 \frac{I_0}{L}$ ナル式ヲ用ユ而シテ之ヲ計算スルニハ先ヅ I_0 ヲ知ルノ必要アリトス。

第七項 拱肋斷面ノ設計

各分格點ニ於ル拱肋ノ斷面ヲ設計スルニハ以上列舉セル各種ノ最大應力ヲ算出シ其水平推力ニ關シテハ拱肋ノ正切ノ方向ニ之ヲ分解シテ各點ニ於ル最大軸推力ヲ求ムルヲ要ス茲ニハ單ニ拱頂ニ於ル斷面ヲ設計シ而シテ後ニ之レガ檢算ヲ試ントス。

拱頂ニ於ル斷面

方式ハもにえ-式ニシテ斷面ノ頭及底ニ近ク鐵筋ヲ用ユ。

(A) 實驗公式ニ依リ斷面ノ豫定

うえろど (Weld) 氏公式 此公式ハ鐵筋混凝土無鉸拱ニ關スルモノニシテ一九〇五年十一月四日刊行えんじにやりんぐれこ-ど紙上ニ於テ發表セラレシ以來米國ニ於テハ實際ト良ク符合スルモノトシテ大ニ信用セラレ次ノ如シ。

$$C = \sqrt{S} + \frac{S}{10} + \frac{L}{200} + \frac{D}{400}$$

C の拱頂ニ於ル拱肋ノ厚サヲ時ニテ表ハス。

S の拱ノ徑間(呎)

L の平等ニ分布サレタル活重(一平方呎ニ)

D の拱頂ノ上ニ在ル填充土砂ノ重量(一平方呎ニ)

鐵道拱ニアリテハ撃衝ノタメ活重ノ五割ヲ増加スベシ。

今此式ヲ用ユルニ拱肋ノ深(奥行)ヲ一呎ト假定ス即

D の拱頂ニ於ル垂直死重ニシテ $= \frac{2000}{4} = 500 \text{ #/ft}^2$ トス。

L の同ジク活重ニシテ $= \frac{5000}{4} = 1250 \text{ #/ft}^2$ ナレドモ撃衝ノタメ五割ヲ増シ $= 1875 \text{ #/ft}^2$ トス。

S = 40'

C = 6."3 + 4" + 9."38 + 1."25 = 21"

拱肋ノ厚二十一吋ヲ得レドモ元來實際公式ナルモノハ萬能トハ云ヒ難シ次ニ彎曲率ヲ以テ之ヲ試ントス。

(B) 彎曲率ニ依リ斷面ノ豫定

拱頂ニ於ル彎曲率ハ次ノ如シ。

$$\max -M_R = -83980 \text{ 吋封 (拱肋ノ上部ニ應壓カヲ生ズ)}$$

$$\max +M_R = +212100 \text{ 吋封 (拱肋ノ上部ニ應張カヲ生ズ)}$$

然ルニ無鉸拱ハ溫度變化ノ影響頗ブル大ナレバ之ヲ算入セザル可ラズ此溫度ノ變化ニ屬スル水平推力及彎曲率ハ其ニ拱頂ニ於ル惰率 I_0 ヲ知ラザレバ之ヲ求ムルコトヲ得ズ故ニ茲ニハ少クモ荷重ヨリ生ズル彎曲率ト同量ノ彎曲率ガ溫度ノ變化ヨリ生ズルモノト假定シ

+M_R ガ -M_R ヨリ大ナルヲ以テ其大ナル方ヲ採レバ

$$M_R = -2 \times 212100 = 424200 \text{ 吋封 トナル}$$

(一) 表ニ依ル計算

拱肋ノ深(奥行)ヲ一呎ト假定シ第十四表ニ依リ $n=15$, $e'=e$, $\alpha = \frac{e}{d} = 0.1$ ナル時ハ所要ノ厚ハ直ニ決定ス即

(一) $f_m = 16000 \text{ #/ft}^2$ $f_c = 400 \text{ #/ft}^2$ ナル場合

$$y = xd = 0.273(h - c)$$

$$d = h - c = 0.124 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$M = 424200 \quad b = 12" \quad \sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{35350} = 188$$

$$d = h - c = 0.124 \times 188 = 23."3$$

$$\alpha = 0.00056 \sqrt{Mb} = 0.00056 \sqrt{\frac{M}{b}} \times b = 0.00056 \times 188 \times 12 = 1."26$$

今徑 $\frac{7"}{8}$ ノ鐵筋ヲ二本宛上下ニ用ユル時ハ其面積ハ $2 \times 0."6 = 1."2$ ニシテ少シク不足ス。

(二) $f_m = 16000$ $f_c = 500$ ナル場合

$$y = xd = 0.319(h - c)$$

$$\sqrt{\frac{M}{b}} = 188 \quad (\text{前ト同一})$$

$$d = h - c = 0.099 \times 188 = 18."61$$

$$\alpha = 0.00073 \sqrt{Mb} = 0.00073 \sqrt{\frac{M}{b}} \times b = 0.00073 \times 188 \times 12 = 1."65$$

今徑 $\frac{7}{8}$ " 鐵筋ヲ三本宛上下ニ用ユル時ハ其面積ハ $3 \times 0.6 = 1.8$ 〃²ニシテ少シク超過ス。

(三) $f_m = 16000$ $f_c = 600$ ナル場合

$$y = \alpha d = 0.360(h - c)$$

$$d = h - c = 0.079 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$\sqrt{\frac{M}{b}} = 188 \quad (\text{前ト同一})$$

$$d = 0.079 \times 188 = 14.85$$

$$\alpha = 0.0009 \sqrt{M/b} = 0.0009 \times 188 \times 12 = 2.03$$

元來溫度應力ヲ入レザル計算ニハ $f_c = 400$ */ σ "ヲ用ユルヲ普通トシ溫度應力ヲ算入セル場合ニハ $f_c = 500$ 乃至 600 */ σ "迄ヲ許容ス。

以上ノ如ク表ノ準備アル時ハ直ニ之ヨリ算出スルコトヲ得レドモ表ノ準備ナキ場合ニハ根本ノ公式ヲ用ヒザル可ラズ而シテ之ヲ用ユルニハ先ツ斷面ト所用鐵筋ノ面積トヲ豫定スルヲ便利トス。

(四) 公式ニ依ル計算

先ツ斷面ヲ第九十七圖ノ如ク假定シ。

$$n = 15, \quad c = c', \quad \alpha = \frac{c}{d} = 0.1$$

$f_m = 16000$ */ σ " $f_c = 500$ */ σ "トシ $p = p'$ トス然レドモ此 p ハ鐵筋ノ位置ニ依リ自ラ α ト一定ノ關係ヲ有ス例ヘバ

$$\alpha = 3 \times \frac{7}{8} \text{ diam. rod} = 3 \times 0.6$$

$$= 1.8 \quad p = p' = \frac{1.8}{bd} = \frac{1.8}{12d}$$

今 d ヲ 21 "ト假定スレバ

$$c = \alpha d = 0.1 \times 21 = 2.1$$

$$p = p' = \frac{1.8}{12 \times 21} = 0.0071$$

$$h = 21 + 2.1 = 23.1$$

斯ノ如ク假定シテ x ヲ第四十

一節第(15)式ニ依リ算出スレバ

$$x = \frac{1}{1 + \frac{f_m}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{16000}{15 \times 500}} = 1 - 0.11 = 0.89$$

$$x - \alpha = 0.89 - 0.10 = 0.79 \quad 1 - \frac{x}{3} = 1 - 0.11 = 0.89$$

$$1 - \alpha = 1 - 0.1 = 0.90$$

茲ニ於テ第四十一節第(22)式(若クハ第(23)式)ヲ用キ

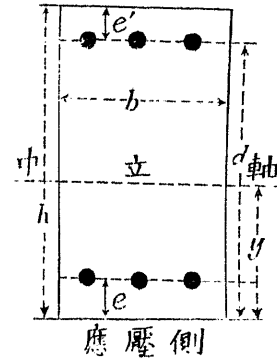
$$\begin{aligned} M_R &= f_c b d^2 \left[\frac{x}{2} \left(1 - \frac{x}{3} \right) + \frac{n p' (x - \alpha)(1 - \alpha)}{x} \right] \\ &= 500 b d^2 \left[0.16 \times 0.89 + \frac{15 \times 0.0071 \times 0.79 \times 0.9}{0.89} \right] \\ &= 104 b d^2 \end{aligned}$$

今 $M_R = M$ ヲ置キ換ヘテ $424200 = 104 b d^2$ $b = 12$

$$d = \sqrt{\frac{424200}{12 \times 104}} = \sqrt{322} = 18"$$

初メ d ヲ 21 "ト假定セリ然レドモ M_R ノ値ハ素ヨリ未

第九十七圖



ダ正確ナラズ此處ニテ精密ノ計算ハ徒勞ニ屬スルヲ以テ初メノ假定ノ如ク。

$$h = d + e = 21 + 2.1 = 23.1$$

トシテ次ノ問題ニ移ル。

第八項 I_0 ノ決定

拱頂ニ於ル溫度ニ屬スル水平推力 H_t 及彎曲率 M_t ヲ求ムルニハ先ヅ I_0 ノ値ヲ知ラザル可ラズ即

$$I_0 = I_c + nI_m$$

I_c ハ應壓側ノ混凝土ガ中立軸ニ對スル惰率

I_m ハ鐵筋斷面ノ惰率

此 I_c 及 I_m ヲ求ムルニハ中立軸ノ位置ヲ知ラザル可ラズ茲ニ正彎曲率ハ負彎曲率ヨリ大ニシテ斷面ノ上部ニ應張力ヲ生ジ下部ニ應壓力ヲ生ズ故ニ此中立軸ノ位置ハ第九十八圖ニ示メス

モノ、如シ。

$$y = \alpha d = 0.32 \times 21 = 6.72$$

$$e = \alpha d = 0.1 \times 21 = 2.1$$

$$y - \alpha d = 6.72 - 2.1 = 4.62$$

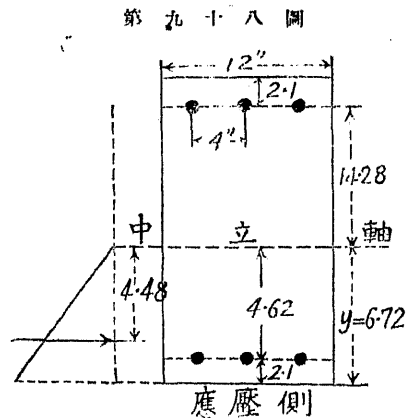
$$d - y = 21 - 6.72 = 14.28$$

$$\frac{2}{3}y = 4.48$$

中立軸ノ一方ニアル鐵

筋ノ全面積ハ $a = 1.078$ ニ

シテ



第九十八圖

應壓側

$$I_c = \int_0^y by^2 dy - 1.8 \times 4.62^2 - I_n \text{ (但鐵筋ノ其自軸ニ對スル惰率 } I_n \text{ ハ極メテ小ナレバ之ヲ無視ス)}$$

$$= \frac{by^3}{3} - 1.8 \times 4.62^2 = \frac{12}{3} \times 6.72^3 - 38.41 = 1175.43 \text{ 吋}^4$$

$$I_m = 1.8 \times 4.62^2 + 1.8 \times 14.28^2 = 38.41 + 365.08 = 406.5 \text{ 吋}^4$$

$$nI_m = 15 \times 406.5 = 6098 \text{ 吋}^4$$

$$I_0 = I_c + nI_m = 1175 + 6098 = (\text{約})7300 \text{ 吋}^4$$

第九項 溫度ノ變化ニ屬スル水平推力

H_t 及彎曲率 M_t ノ値

$$H_t = 96 \frac{I_0}{L^2} = 96 \times \frac{7300}{10 \times 10} = 8008 \text{ 封} \text{ (溫度昇騰スル時ハ+)}$$

$$M_t = 387 \frac{I_0}{h} = 387 \frac{7300}{10} = 282510 \text{ 吋封} \text{ (同上)}$$

以上ノ水平推力及彎曲率ハ此場合ニ於テ最大正彎曲率ヲ生ジタル垂直及水平ノ荷重ニ屬スル水平推力及彎曲率ト併合スルヲ要ス。

第十項 結論及檢算

前各項ニ於テ論ジタル彎曲率ヲ加算スレバ次ノ結果ヲ得。

活重ガ 1.2.3. 及 7.8.9. ノ各點ニアル時		死重ニ屬スル	溫度ノ變化ニ屬スル	全彎曲率
彎曲率		彎曲率	彎曲率	
垂直	水平	垂直	水平	
max + M = + 129600	+ 16640	+ 45888	+ 19972	+ 282510 = 494610 吋封
max - M = - 151200	+ 1360	+ 45888	+ 19972	- 282510 = - 366490 吋封

此 494610 吋封度ノ正彎曲率ヲ生ジタル時ノ活重ハ 1, 2, 3 及 7, 8, 9 ノ各點ニ在ル故ニ其時ノ拱頂ニ於ル軸推力ハ次ノ如シ。

拱頂ニ於ル軸推力 T

垂直活重ヨリ $H_1 = +11670$

垂直死重ヨリ $H_p = +15265$

水平活重ヨリ $H = -1212$

水平死重ヨリ $H = -1731$

溫度ノ變化ヨリ $H = +8008$

$$\left. \begin{array}{l} 494610 \text{吋封度ノ正彎曲率} \\ \text{ト併合スベキ全軸推力} \end{array} \right\} = T = 32000 \text{封度}$$

拱頂以外ノ各點ニ於ル最大軸推力ヲ求ムルニハ同一ノ方法ヲ以テ水平推力ヲ算出シ之ヲ拱軸ニ正切ヲ爲ス方向ニ $T = H \cos i$ ナル式ヲ以テ分解スルヲ要ス。

拱頂ニ於ル軸推力度ハ次ノ如シ。

$$\text{軸推力度} = \frac{32000}{12 \times 23.1 - 6 \times 0.6 + 15 \times 2 \times 1.8} = (\text{約}) 100^* / \text{吋}^2$$

以上ノ計算ニ於テ肋縮ニ屬スル應力ヲ省略セリ此應力ハ溫度ノ昇騰ニ屬スル應力トハ正反對ノ性質ヲ有ス然レドモ此場合拱矢ガ比較的大ナルヲ以テ其影響ハ極メテ小ナリ例ヘバ今 $f' = 100^* / \text{吋}^2$ ト假定スレバ

$$\Pi_s = -\frac{f' T_0}{12.8 \times 10^3} = -\frac{100 \times 7300}{12.8 \times 10^3} = (\text{僅ニ}) -570^*$$

混凝土ニ於ル實際ノ最大應壓力度ハ次ノ如シ。

$$f_c = \left(\text{軸推力度} + \frac{My}{I_c + nI_m} \right) = \left(100 + \frac{494610 \times 6.72}{7300} \right) = 557^* / \text{吋}^2$$

鐵筋ニ於ル實際ノ最大應張力度ハ次ノ如シ。

$$f_m = \left[-(\text{軸推力度}) + \frac{M \times 14.28}{7300} \right] n = \left(-100 + \frac{494610 \times 14.28}{7300} \right) 15 = 15 \times 920 = 13800^* / \text{吋}^2$$

鐵筋ニ於ル實際ノ應壓力度ハ次ノ如シ。

$$f'_m = (100 + 67.7 \times 4.62) 15 = 6180^* / \text{吋}^2$$

拱頂ニ於テハ死重ニ屬スル垂直剪力ハ零ニシテ其最大垂直剪力ハ拱ノ右半 5, 6, 7, 8 及 9 ノ各分格點ニ垂直活重五千封度アル時ニ生ズ次ノ如シ。

$$Q = 5000(0.5 + 0.352 + 0.216 + 0.104 + 0.028) = 5000 \times 1.2 = 6000^*$$

之ニ對スル最大水平剪力度ヲ檢算スルニ次ノ結果ヲ得。

(一) 應壓側ヨリスル時ハ $\tau = \frac{QS}{Ib}$

$$\text{茲ニ} S = \frac{by^2}{2} + na(y-c) = \frac{12}{2} \times \frac{6.72^2}{2} + 15 \times 1.8 \times 4.62 = 396$$

$$\tau = \frac{6000 \times 396}{7300 \times 12} = 27.1^* / \text{吋}^2$$

(二) 應張側ヨリスル時ハ $\tau = \frac{Q}{Ib} na(d-y)$

$$= \frac{6000 \times 15 \times 1.8 \times 14.28}{7300 \times 12} = 26.4^* / \text{吋}^2$$

(三) $\tau = \frac{Q}{b(d-y+z)}$ ナル式ヲ以テスル時ハ

$$z = \frac{\frac{by^3}{3} + na(y-c)^2}{\frac{hy^2}{2} + na(y-c)} = \frac{\frac{12 \times 6.72^3}{3} + 15 \times 1.8 \times 4.62^2}{\frac{12 \times 6.72^2}{2} + 15 \times 1.8 \times 4.62} = 4.52$$

$$\tau = \frac{6000}{12(14.28 + 4.52)} = 26.6 \text{ #/} \square \text{ ''}$$

何レノ式ヨリスルモ一致スベキ筈ノ結果ニ於テ僅少ノ差アルハ蓋シ茲ニ用ヒタル數字ハ何レモ近似數ナルヲ以テナルベシ然レドモ何レモ許容應剪力度 60 #/□'' ヨリ小ナルヲ以テ拱頂ニ於テハ特ニすたゝらつぷ又ハべんとばゝノ如キ鐵筋ヲ準備スルノ必要ヲ見ズ。

