第五章　鐵筋混凝土桁に關する理論

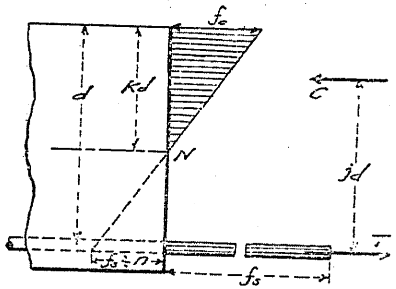
第十九節　桁斷面に於ける中軸線の位置と抵抗偶力 (Resisting Couple) の腕長

中軸線の位置を定むるには第一に壓力に對する應力彎形が直線的であるか曲線的てあるかを明かにせねばならぬ。前にも述べた通り混凝土の應力彎形は略拋物線であるから之れを直線に假定しては理論上不當な譯であるが、然し實驗上の結果から見れば平方吋に八百封度位までは此の應力と應力變形との關係は殆んど直線的であるが故に設計上には直線と假定して毫も差支へない。混凝土の抗張力は全然之れを無視し鐵筋のみが張力に抵抗し得るものと假定する。

（備考）　壓力に對する混凝土の應力變形　(Deformation due to Compression) が拋物線形であると云ふことを實驗上から定め、其の上に根據を置いて鐵筋混凝土桁に關する完全なる公式を誘導したのは米國イリノイ大學教授タルボット氏 (A. N. Talbot) である、同教授展開式の中の特別なる場合が即ち所謂直線式であるから順序から申せばタルボット氏公式を揭げるのが至當であるが茲には了解を容易ならしむる爲めに先づ直線式を述べ然る後拋物線式を述べよう。

第十圖から見らるゝ通り　(68 頁標準符號欄共參照)

第十圖



$e_s : e_c = (d-kd) : kd$ . .　(1)

又力學上から　$E_s = \frac{f_s}{e_s}$

即ち　$e_s = \frac{f_s}{E_s}$

同様に　$e_c = \frac{f_c}{E_c}$

而して　$\frac{E_s}{E_c} = n$　とせば

$$\frac{e_s}{e_c} = \frac{f_s E_c}{f_c E_s} = \frac{d-kd}{kd}$$

となり簡約して　$\frac{f_s}{nf_c} = \frac{1-k}{k}$ ....　(2)

今桁が水平の位置に置かれ荷重及び反力の方向が垂直であるとすれば、彎曲から起る桁任意斷面に於ける張力と壓力とは互に等しくなければならぬ。而して $(f_s A)$ は其の斷面に於ける張力の全量で $\left(\frac{1}{2} f_c b k d\right)$ は壓力の全量である。

故に　$f_s A = \frac{1}{2} f_c b k d$

即ち　$\frac{f_s}{f_c} = \frac{bkd}{2A}$ ....　(3)

(2) と (3) とから　$\frac{n(1-k)}{k} = \frac{bkd}{2A}$

今　$\frac{A}{bd} = p$　とせば上式は

$$2pn(1-k) = k^2$$

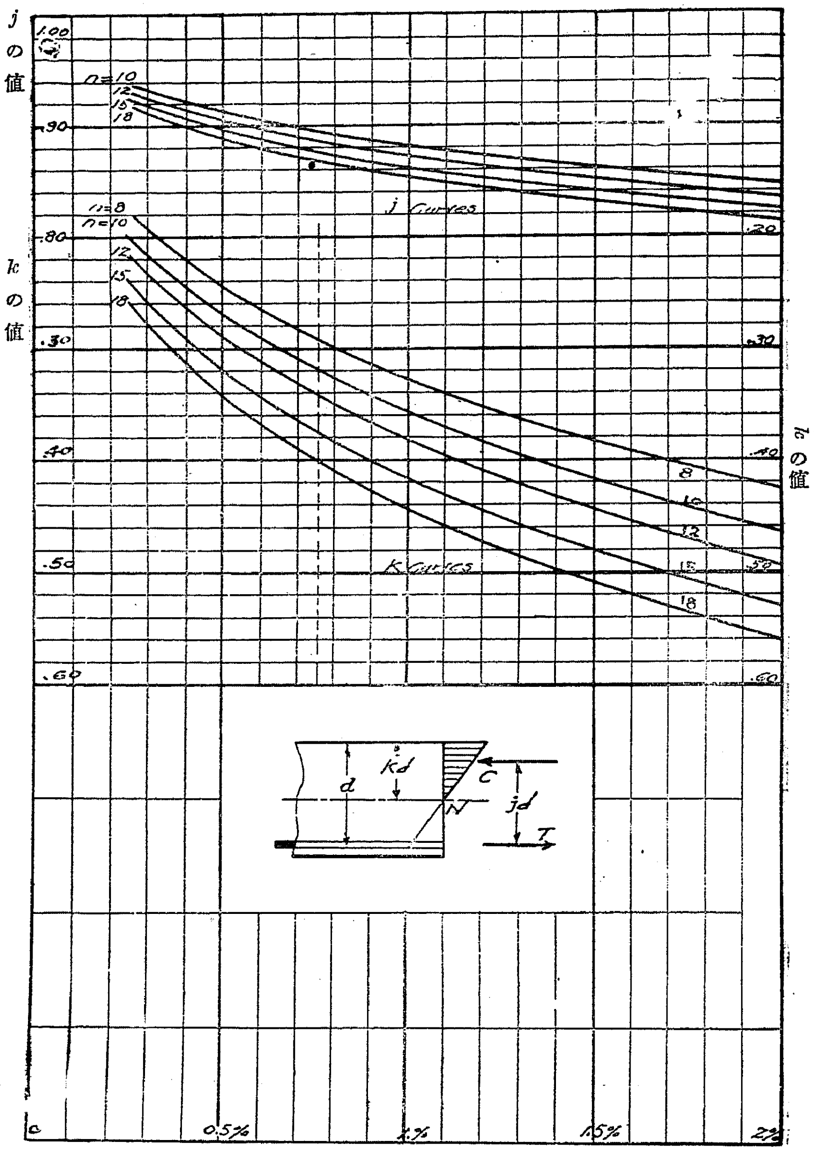
となるから之れを k により解くときは

$k = \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn$ ....　(4)

kd は桁中軸の位置を示すものであるから (4) 式は桁の計算上

第十一圖

矩形桁に關する k, j 圖表



鐵筋量百分率$=p$.

尤も必要なものである。上式は鐵筋量比 (p) と (n) とのみの函數であるから容易に算定は出來るが實際の設計に當り一々之れを計算して居ては煩はしくもあり、又間違を生じ易いから、實用上豫め (p) と (n) との値を假定し k の値を算定し置くことが技術者には尤も便利である。第十一圖は即ち夫れである。例へば今 $p=0.01$ 即ち 1 パーセントの鐵筋量を用ひ $n=15$ とせば、1%線を上に傳つて

$$k=0.418$$

であると云ふ事が解る、此の圖から見て (p) と (n) との値を増せば増すに從て k の値が增加する事を知る。

以上の計算式で中軸線の位置が定めらるるから次ぎに算定すべきものは抵抗偶力 (Resisting Couple) の腕長で有る、壓力中心點は抗壓緣維 (Extreme Fiber on Compression Side) より $\frac{kd}{3}$ 丈け內方に在ることは圖上明瞭であるから抵抗偶力の腕長は

$$jd=d-\frac{kd}{3}$$

即ち

$$j=1-\frac{k}{3} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (5)$$

本式から見るに j の値は k の增加に從て減少するもので、是れ又第十一圖に示してある。j の値は k の様に甚しく變化せぬもので 0.5% から 1.0% の間にて $n=15$ のとき j の値は 0.894 から 0.86 に變化して居るに過ぎない、而して普通經濟的鐵筋量は 0.6% 乃至 1.0% であるから j の値は約 $\frac{7}{8}$ と假定しても大差は無い。

第二十節 平衡鐵筋量 (Balance Reinforcement) を定むること

鐵筋は漠然と任意の量に定むることは非常な間違ひである。苟くも技術者として材料經濟を念頭に置かぬ者はないが、鐵と混凝土との樣に非常に價格の異つた材料を一體として作る鐵筋混凝土の如きものでは、此點に特に注意せねばならない、今一例を取れば、混凝土一立方呎の價格は先づ出來上り六十九錢位だが鋼鐵一立方呎の價格は五十五圓を下らない、されば後者は前者の八十倍の高價であるが可許應力の方では $f_c=500$ 封度に對し $f_s=15,000$ 封度であるから價格では八十倍の差ひだが抵抗力では僅かに三十倍に過ぎない。そこで一番經濟的な鐵筋量は混凝土が丁度可許應力度例へば五百封度に達するとき鐵筋が一萬五千封度の應力度に對すると云ふ割合に鐵筋量を入れることである。若し此の分量よりも鐵が多過ぎれば混凝土の力が不足して抵抗しがたいことに成り、又鐵が少な過ぐれば混凝土の力が餘つて鐵筋が彎曲に抵抗し得ないと云ふことになるのである、そこで此の平衡鐵筋量を定むる必要がある。

今 (2) 式より $\frac{f_s}{f_c}=\frac{n(1-k)}{k}=n\left(\frac{1}{k}-1\right)$

又 (3) 式より $\frac{f_s}{f_c}=\frac{bkd}{2A}=\frac{k}{2\frac{A}{bd}}=\frac{k}{2p}$

即ち此の式より $\frac{1}{k}=\frac{f_c}{2f_sp}$

此の値を (2) 式に代用して

$$\frac{f_s}{f_c}=n\left(\frac{1}{k}-1\right)=n\left(\frac{f_c}{2f_sp}-1\right)$$

此の式を (p) により解く時は容易に次ぎの式を得。

$$p=\frac{1}{\frac{2f_s}{f_c}\left(\frac{f_s}{nf_c}+1\right)} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (6)$$

此の式で f_s, f_c 及び n の値を定めさへすれば桁の斷面如何を問はず直ちに平衡鐵筋量を求むることが出來る。例へば今 $f_s=15,000$ #/□", $f_c=500$ #/□" $n=15$ とせば

$$p=\frac{1}{60\times(2+1)}=\frac{1}{180}=0.00555$$

又 $f_s=16,000$ #/□", $f_c=600$ #/□", $n=15$ とせば

$$p=0.00676$$

故に普通用ひらるる可許應力度の範圍內では 0.6% 乃至 0.7% の鐵筋量を使用するのが經濟な譯である。

第二十一節 可許應力度 f_s 及び f_c を與へて抵抗力率を定むること

鐵筋の分量が平衡量よりも少ないときは桁の强度は鐵筋によつて支配せらるるから其のときの抵抗力率は

$$M_s=Tjd=f_sAjd=f_spjbd^2 \quad \cdots\cdots\cdots \quad (7)$$

又鐵筋量が平衡量よりも多いと桁の强度は混凝土によつて支配せらるるから其のときの抵抗力率は

$$M_c = Cjd = \frac{1}{2} f_c kjbd^2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (8)$$

故に f_c 及び f_s を與へて抵抗力率を定むる場合には以上の如く M_s 又は M_c の内何れか少なる方の値を以て抵抗力率と定めねばならぬ。

第二十二節　彎曲率を與へて纎維應力 f_c 及び f_s を定むること

所要の値は (7) 及び (8) 式より定むることが出來る

即ち

$$f_s = \frac{M}{pjbd^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9)$$

$$f_c = \frac{2M}{kjbd^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (10)$$

實際の設計に當りては p を定むれば從て k, j が算定せらるるから以上の式により f_s 及び f_c の値を見出し、夫れが可許應力度以下に在ることが肝要である。

實地の場合では層高とか或は其他色々の事情から制限されて平衡鐵筋量を使用することが出來ぬ場合多い、嚴格に云へば鐵筋量を定めずして k とか j の値を定むることが出來ないが、然し前にも述べた通り j の値は、k の著しき變化に對しても、尙 0.85 乃至 0.90 の間に在るから、此等兩値の範圍内で j の値を假定し鐵筋量を大體定むることが出來る其の式は

$$A = \frac{M}{f_s jd} \doteqdot \frac{M}{0.87 f_s d} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (11)$$

である、此の如く大體 A の値を定め、然る後正確に k, j 等を算定し f_s 及び f_c を (9) 及び (10) 式から見出して f_s 及び f_c を可許應力度以内に在らしむることが多い。

第二十三節　彎曲率、及び可許應力度を與へて桁又はスラブの深さ (d) を求むること

可許應力度 f_c 及び f_s 並に外力より起る彎曲率が與へられて在るときに桁を幾何の深さに定むるのが尤も適當であるか肝要な問題である、此の如き經濟的深さは次きの式によるを可とす、

$$d = C\sqrt{\frac{M}{b}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (12)$$

玆に C は f_s 及び f_c 並に n の値により定むべき定數で次表から知ることが出來る。

第十表

桁に於ける定數 C.

桁の深さを定むる式、$d = C\sqrt{\frac{M}{b}}$, 但し $n=15$ とす

f_s 平方吋に付封度	f_c 平方吋に付封度	k	j	p	C
14,000	500	0.348	0.884	0.0062	0.114
	550	0.372	0.876	0.0073	0.106
	600	0.392	0.869	0.0084	0.099
	650	0.409	0.861	0.0095	0.093
	700	0.428	0.857	0.0107	0.088
15,000	500	0.334	0.889	0.0056	0.115
	550	0.354	0.882	0.0065	0.107
	600	0.375	0.875	0.0075	0.101
	650	0.394	0.869	0.0085	0.095
	700	0.412	0.863	0.0096	0.090

16,000	500	0.319	0.894	0.0050	0.118
	550	0.339	0.887	0.0058	0.110
	600	0.358	0.881	0.0067	0.103
	650	0.378	0.874	0.0077	0.096
	700	0.397	0.868	0.0087	0.091

例 兩端を支持せる桁の徑間 20 呎、動靜荷重每呎に付き 400 封度 $f_s=16{,}000\ ^{\#}/_{\square''}$, $f_c=500\ ^{\#}/_{\square''}$, $n=15$ のとき桁の深さ幾何。

(解) $M=\frac{wl^2}{8}=\frac{400\times20\times20\times12}{8}=240{,}000$ 吋封度、

今桁の幅を九吋とし上表より $C=0.118$ を求め

$$d=0.118\sqrt{\frac{240{,}000}{9}}=19.25\ \text{吋}$$

鐵筋の下部に $1\frac{3}{4}$ 吋の混凝土を付すれば桁の總深は二十一吋となるべし。

又所要鐵筋量は前表の (p) 行より 0.005 であることが解るから

$$A=0.005\times9\times19.25=0.866\ \text{平方吋}$$

故に 5/8 吋丸鉟三本を用ゆれば充分なり。

第二十四節　桁上の荷重と桁の深さとの關係

桁の彎曲率は其の支端の如何により差があることは申すまでもないが、此等異なれる場合に桁上の荷重を知りて直ちに桁の深さを定めたいと曰ふ場合が實地に於て中々多い。今桁の每一呎上の荷重（桁の自重を含みて）を w とし種々なる場合の桁の深さは次きの表の如くである、又桁の幅、深さ並に徑間長が分つて居る場

合には單位荷重 w は次ぎの如く算出することが出來る。

第十一表

桁の深さと柱間每呎の荷重	$\frac{wl^2}{12}$	$\frac{wl^2}{10}$	$\frac{wl^2}{8}$	$\frac{wl^2}{4}$	$\frac{wl^2}{2}$
d	$Cl\sqrt{\frac{w}{b}}$	$Cl\sqrt{\frac{1.2w}{b}}$	$Cl\sqrt{\frac{1.5w}{b}}$	$Cl\sqrt{\frac{3w}{b}}$	$Cl\sqrt{\frac{6w}{b}}$
w	$\frac{d^2b}{C^2l^2}$	$\frac{d^2b}{1.2C^2l^2}$	$\frac{d^2b}{1.5C^2}$	$\frac{d^2b}{3C^2l^2}$	$\frac{d^2b}{6C^2l^2}$

此の表にて l は徑間長(呎), b は桁幅(吋), d は桁の深さ(吋)を表はし又 C は第十表から求むることが出來る。

計算例（第二十一節に對するもの）

(1) 今茲に 10×16 吋の斷面を有する鐵筋混凝土桁あり、抗張鐵筋は 3/4 吋丸鉟四本より成り、桁の下端より二吋の位置に在り。鐵筋及び混凝土上の可許應力度を各 $15{,}000\ ^{\#}/_{\square''}$, $600\ ^{\#}/_{\square''}$ とせば此の桁の安全抵抗力率如何。

(解) 3/4 吋丸鉟一本の斷面積 0.4418 平方吋なるを以て四本にては 1.768 平方吋なり、桁の斷面は $10\times(16-2)$ なるを以て $p=\frac{1.768}{140}=0.0126.$

今 $n=15$ とせば $k=0.453$ 從て $j=0.849.$

鐵筋量より定めらるべき抵抗力率は

$$M_s=f_sAjd=15{,}000\times1.768\times0.849\times14$$
$$=315{,}000\ \text{吋封度}$$

混凝土より定めらるべき抵抗力率は

$$M_c=\frac{1}{2}f_c\,bkjd^2=\frac{1}{2}\times600\times10\times0.453\times0.849\times14\times14$$
$$=226,140 \text{ 吋封度}$$

故に安全抵抗力率は後者即ち M_c により定めらるべきもので有る。

(2) 上例に於て桁の深さを十九吋とし 350,000 吋封度の彎曲率に抵抗せしむるときは鐵筋及び混凝土の最大應力幾何なりや。

(解) $p=\dfrac{1.768}{10\times(19-2)}=0.0104$, $n=15$ とせば $k=0.424$, 第 (5) 式より $j=0.859$ なり。

故に (9) 式より $f_s=\dfrac{M}{pjbd^2}=\dfrac{350,000}{0.0104\times0.859\times10\times17\times17}$

即ち $f_s=13,600^{\#}/_{\square''}$

又 f_c の最大値は (10) 式より

$$f_c=\frac{2M}{kjbd^2}=\frac{700,000}{0.424\times0.859\times10\times17\times17}=660\,^{\#}/_{\square''}$$

第二十五節　桁の設計に必要なる抵抗係數圖

第 (7), (8) 兩式は次ぎの如く書き換ゆることを得

$$M_s=R_s\,b\,d^2$$
$$M_c=R_c\,b\,d^2$$

茲に $R_s=f_s\,pj$, $R_c=\frac{1}{2}f_c\,kj$ を表はせるもので便宜上此等を鐵筋抵抗係數及び混凝土抵抗係數と稱す、此の抵抗係數を見出し置くことは鐵筋混凝土桁の設計上必要なもので

$$R_s=R_c=\frac{M}{bd^2}\ \ldots\ldots\ldots\ldots\ (13)$$

之れを書き換へて桁の斷面を算定する樣式とするときは

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

である。

此の R は R_s と R_c との內小なる方を用ひねばならぬ、前に述べた通り

$$R_s=f_s\,pj,\qquad R_c=\frac{1}{2}f_c\,kj\ \ldots\ldots\ldots\ (14)$$

であるから各種の f_s, p, j の値につき R_s の値を定め又各種の f_c k j の値に就き R_c の値を定め、夫れ等を圖に表はすと第十二圖及び第十三圖の如くである。

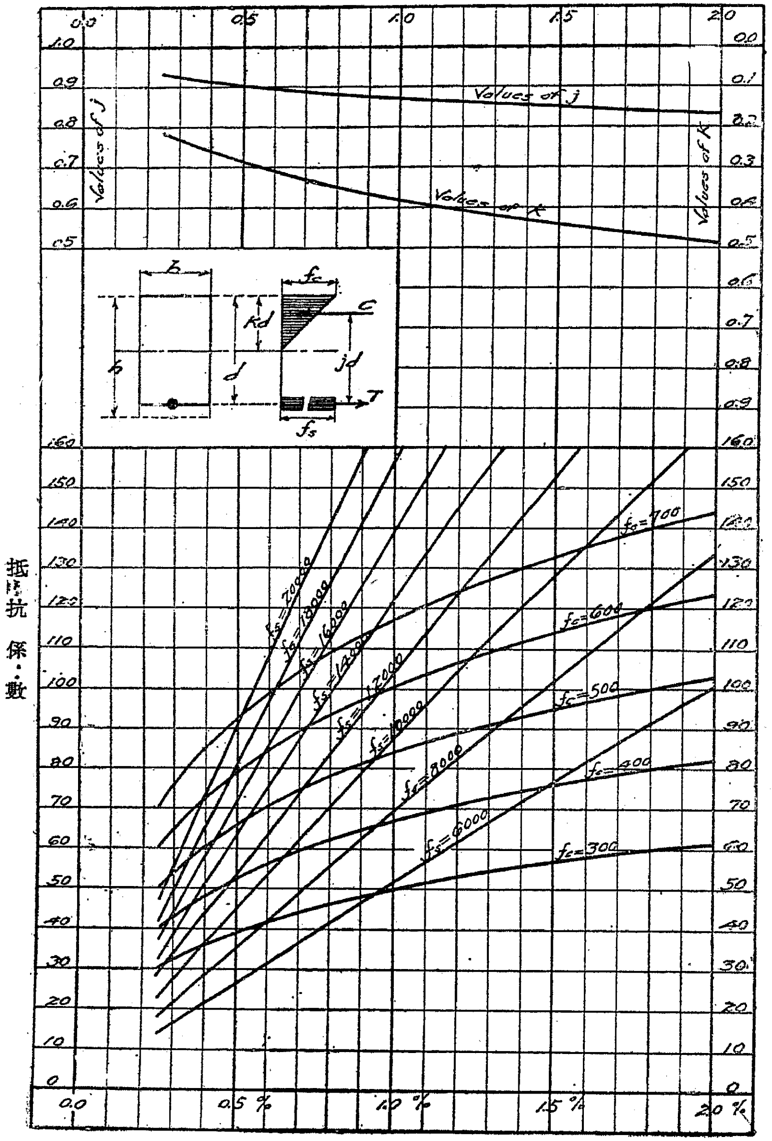
圖より抵抗係數の値を見出すには頗る容易である、例へば $n=15$ のとき、$f_s=14,000$, $f_c=500$, $p=0.01$ とせば第十三圖中の 1% 線を縱に進み $f_c=500$ の曲線と交叉する點から左に水平に進み $R_c=90$ となることが分る、又同樣に $f_s=14,000$ 曲線との交點から左に進み $R_s=119$ と云ふことが知らるゝ、又 $p=0,006$ とせば 0.6% 線を垂直に進み $R_c=76$, $R_s=73$ なることを知ることが出來る。

今前に掲げた二問題を此の圖によりて解くことが出來る、即ち $f_s=15,000$, $f_c=600$, $p=0.0126$ $n=15$ であるから第十三圖から $R_c=115.4$, $R_s=157$ 即ち安全抵抗力率は R_c により定むべきもので其の値は

$$M_c=115.4\times10\times14^2=226,184 \text{ 吋封度}$$

第十二圖

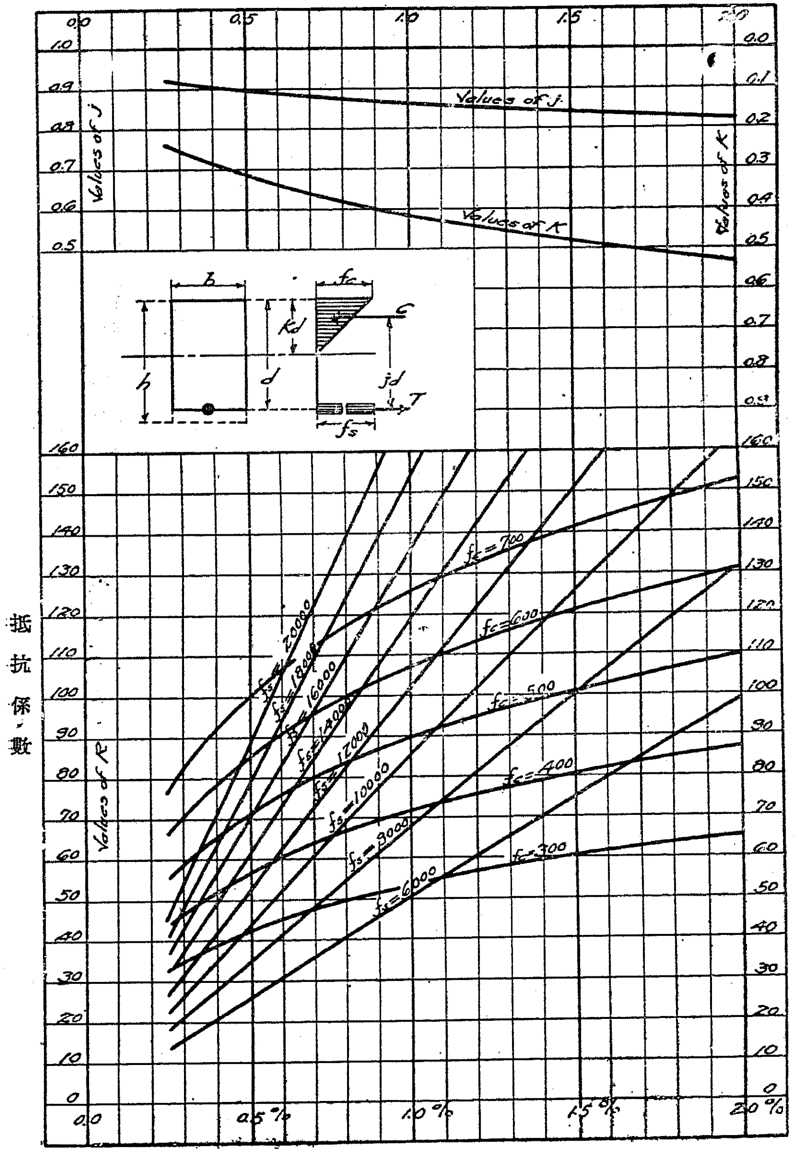
抵抗係數圖, $n=12$



鐵筋量百分率$=p$.

第十圖

抵抗係數圖, $n=15$



鐵筋量百分率$=p$.

(2)　本題にては　$R=\dfrac{M}{bd^2}=\dfrac{350{,}000}{10\times 17\times 17}=121.$

$p=1.04\%$ 故に此等の R 及び p の値を圖に求め R より水平に p より垂直に進み其の交點より

$$f_s=13{,}800\ \#/\square''\quad f_c=660\ \#/\square''$$

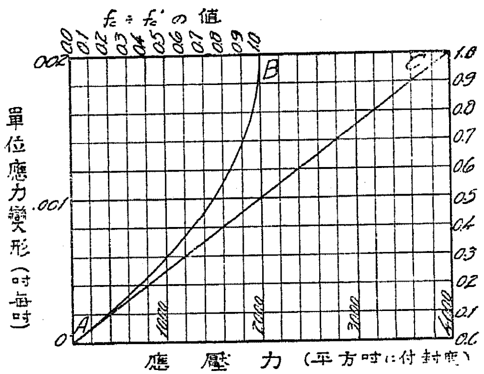
なることを知ることが出來る。

第二十六節　桁の計算に關する拋物線式

（タルボット氏公式）

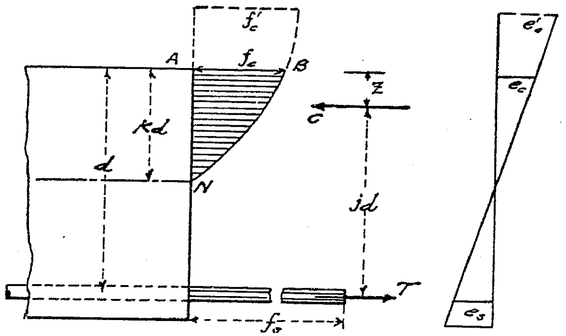
(1)　玆に述ぶる處の計算式は混凝土の應力と應力變形との關係が拋物線形を爲すものなりとの根底の上に立說したもので有る。本式は米國イリノイ大學教授タルボット氏が千九百四年發表せられたので拋物線式として知らるゝものである、本式に於ても普通桁の如くに混凝士の抗張力は之れを無視して居る。混凝土の應力と應力變形との關係は第十四圖より明かに窺はれる通り、尤も拋物線に近いと云ふことを、タルボット教授が多の實驗上から認められた。そこで極强（Ultimate Strength）時の應力變形（e_c'）と任意時の應力變形(e_c)との比即ち $\dfrac{e_c}{e_c'}$ を q とするときは拋物線

第十四圖



の一般的性質から次ぎの事柄が解る、（第十四圖第十五圖參照)。

第十五圖



(1)　拋物線 NB までの平均横距は最大横距 (f_c) の $\dfrac{3-q}{3(2-q)}$ 倍である。

(2)　頂上の AB 線から拋物線內面積の重心點までの距離 (z) は其高さ kd の $\dfrac{4-q}{4(3-q)}$ 倍である。

$$\text{(3)}\quad f_c=E_c\,e_c-\frac{1}{2}\,\frac{1}{e_c'}E_c\,e_c^2=\left(1-\frac{1}{2}q\right)E_c\,e_c$$

$$=\frac{1}{2}(2-q)\,E_c\,e_c\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\quad(15)$$

今此等の値を q の色々な場合につき算出して見ると次ぎの如き結果を得る。

第十二表

	極應力變形のとき卽ち $q=1$	極應力變形の3/4のとき $q=3/4$	極應力變形の 1/2 とき $q=1/2$	極應力變形の1/4のとき $q=1/4$	應力變形が直線的なるとき $q=0$
平均横距	$\frac{2}{3}f_c$	$\frac{3}{5}f_c$	$\frac{5}{9}f_c$	$\frac{11}{21}f_c$	$\frac{1}{2}f_c$
z	$\frac{3}{8}kd$	$\frac{13}{36}kd$	$\frac{7}{20}kd$	$\frac{15}{44}kd$	$\frac{1}{3}kd$
f_c	$\frac{1}{2}E_c\,e_c$	$\frac{5}{8}E_c\,e_c$	$\frac{3}{4}E_c\,e_c$	$\frac{7}{8}E_c\,e_c$	$E_c\,e_c$
$\dfrac{f_c}{\dfrac{2f_s\,p}{k}}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{5}{6}$	$\frac{9}{10}$	$\frac{21}{22}$	1

(2) **中軸の位置**

直線式を論じたる場合と同様に

$$\frac{e_s}{e_c}=\frac{d-kd}{kd}, \qquad f_s=E_s e_s$$

なるを以て此等二式並に第 (15) 式より $\frac{e_s}{e_c}$ を消去し $\frac{E_s}{E_c}$ の代りに n を用ひて次ぎの式を得べし

$$\frac{f_s}{nf_c}=\frac{2(1-k)}{k(2-q)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdot \quad (16)$$

桁が水平の位置に置かれ、荷重が垂直に加へられるときには桁兩端の反力は垂直であるから、桁の任意の斷面に於ける張力の全量と壓力の全量とは相等しい、

故に $$Af_s=bkdf_c\frac{3-q}{3(2-q)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (17)$$

第(16), (17) の兩式から f_s/f_c を消去し A/bd の代りに p を代入すると $$6pn(1-k)=k^2(3-q)$$

此の式を k に就て解くときは次ぎの式を得、

$$k=\sqrt{2\frac{3pn}{3-q}+\left(\frac{3pn}{3-q}\right)^2}-\frac{3pn}{3-q} \quad \cdots\cdots \quad (18)$$

本式から中軸の位置は容易に算定が出來る、而して<u>タルボット</u>教授の實驗によると $q=\frac{1}{4}$ のときは、能く普通桁の操作狀態に適する k の値が得らるゝと云ふ。

(3) **抵抗力率の腕長**

此は桁の應壓力重心點を見出せば定むることが出來る、此の重心點は前にも述べた通り $\frac{4-q}{4(3-q)}kd$ であるから、力率腕長は

$$jd=d-kd\frac{4-q}{4(3-q)}$$

故に $$j=1-\frac{k(4-q)}{4(3-q)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (19)$$

今之れに $q=0$ と置くときは

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

となりて直線式と全く同形となる、<u>タルボット</u>教授は $q=\frac{1}{4}$ のときが最もよく實際の場合に一致すると云はれたことは前述の通りである。

(4) **f_s 及び f_c を與へて抵抗力率を定むること**

抵抗力率は鐵筋抵抗力と混凝土抵抗力との兩者を算出して何れか小なる方を擇まねばならぬ、此は直線式の場合と同樣で混凝土強度から定むるものは

$$M_c=f_c\frac{3-q}{3(2-q)}jkbd^2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (20)$$

又鐵筋強度から定むるものは次ぎの如くである

$$M_s=f_sAjd=f_spjbd^2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (21)$$

(5) **彎曲率を與へて纖維應力 f_c, f_s を定むること**

是等は (20) 及び (21) 式から直ちに求むることが出來る即ち

$$\left.\begin{aligned} f_c&=\frac{3(2-q)}{(3-q)}\frac{M}{jkbd^2} \\ f_s&=\frac{M}{pjbd^2}=\frac{M}{Ajd} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (22)$$

(6) **平衡鐵筋量と桁の斷面**

直線式のときに誘導したと同樣の方法で平衡鐵筋量に關する次ぎの結果式を求むることが出來る

$$p=\frac{3-q}{3(2-q)}\frac{1}{\frac{f_s}{f_c}\left(\frac{2-q}{2n}\frac{f_s}{f_c}+1\right)}\quad\cdots\cdots\quad(23)$$

此の場合に於ける q の値は使用する可許應力 f_c によつて定めなければならぬ、上式の $q=0$ と置くときは矢張り直線式の場合の平衡鐵筋量を得る公式となる即ち

$$p=\frac{1}{\frac{2f_s}{f_c}\left(\frac{f_s}{nf_c}+1\right)}$$

又桁の斷面は (22) 式から直ちに求むることが出來る

$$\left.\begin{aligned} bd^2&=\frac{M}{f_s pj}\quad\text{或は}\quad d=\sqrt{\frac{M}{f_s pjb}}\\ bd^2&=\frac{M}{f_c kj}\,\frac{3(2-q)}{(3-q)}\quad\text{或は}\quad d=\sqrt{\frac{3(2-q)}{3-q}\,\frac{M}{f_c kjb}}\end{aligned}\right\}\ (24)$$

此の兩者の中何れか大なる値を採らねばならぬことは申すまでも無い。

第二十七節　丁狀桁に關する計算式

鐵筋混凝土より成る建造物に在りては、桁と床とが同一體に作らるゝから抗壓面積は著しく增加さるゝ。そこで其の斷面の形狀が丁字形をなすので普通丁狀桁と稱されて居る。此の如き構造物を設計する場合には突緣の幅は幹部の幅の六倍以上に取らぬ樣にせねばならぬ。但し此の場合に突緣の幅は床の徑間長を越ゆることは勿論出來ない。又床、スラブの厚さは桁の深さの四分の一よりも薄くせぬがよい。

理論を述ぶるに先立ち考へねばならぬことは、此の丁狀桁の中軸線の位置に二つの場合が在る、其の一つは中軸線が突緣部に在るときと他の一つは桁の幹部に在る場合との二つである、今之れを別々に述べよう。

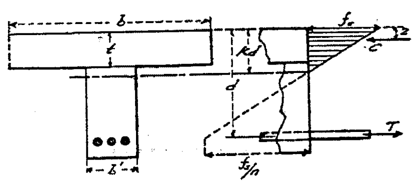
第一　桁の中軸線が突緣部に在る場合、$kd<t$.

此の場合に於ては桁の突緣は、中軸線の上部凡て壓力を受け其れより以下は張力を取る、然るに鐵筋混凝土桁では混凝土の抗張力は之れを無視するから其の桁幅の大小には關係がない。故に是れまで述べて來た所の桁に關する諸公式は凡て此の場合に適用が出來る、只玆に注意すべきことは鐵筋比 p は $\frac{A}{bd}$ にして $\frac{A}{b'd}$ に非ざることである。

第二　桁の中軸線が幹部に在る場合、$kd>t$.

(1)　此の場合では中軸線が桁の幹部を通るから、幹部の一部も壓力を採ることになる。併し T 狀桁の幹部は突緣に比し幅が狹いから幹部の抗壓量は非常に小量であつて之れを全然無視しても計算上誤差は非常に少ないのである。故に普通之れを略して計算式を簡單ならしめて居る。併し幹部の幅が突緣の幅よりも割合に狹くない場合には此の幹部の抗壓量も少なくないから計算を精密ならしむる爲

第十六圖



め、之れを計上せねばならない、夫れであるから茲には幹部の抗壓力を無視した普通式を述べ次節には之れを無視しない計算式を掲げよう。

(2)　中軸線の位置と抵抗偶力の腕長

矩形桁の場合と同樣に

$$\frac{f_s}{nf_c}=\frac{1-k}{k} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (a)$$

故に

$$k=\frac{1}{1+\dfrac{f_s}{nf_c}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (25)$$

突縁部に於ける平均應壓力度は

$$\frac{1}{2}\left[f_c+f_c\left(1-\frac{t}{kd}\right)\right]$$

即ち　$f_c\left(1-\dfrac{t}{2kd}\right)$　であるから應壓力の全量は之れに bt を乘じ $f_c\left(1-\dfrac{t}{2kd}\right)bt$ である。此の應壓力は鐵筋の應張力と平衡を保つ譯であるから

$$f_sA=f_c\left(1-\frac{t}{2kd}\right)bt \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (b)$$

故に

$$\frac{f_s}{f_c}=\left(1-\frac{t}{2kd}\right)\frac{bt}{A}$$

此の値を (a) 式に入れて更に k について解けば

$$k=\frac{nA+\dfrac{bt^2}{2d}}{nA+bt} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (26)$$

又は

$$kd=\frac{2ndA+bt^2}{2nA+2bt} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (27)$$

此等は鐵筋斷面積を與へて中軸の位置を求むるときに便てあ

る、今 p を與へて此の位置を定めようとすれば A の代りに pbd と (26) 式に置きかへて

$$k=\frac{pn+\dfrac{1}{2}\left(\dfrac{t}{d}\right)^2}{pn+\dfrac{t}{d}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (28)$$

第十六圖から抵抗偶力の腕長は $d-z$ である。壓力の重心は梯形の重心で、其の梯形の平行邊の長さは f_c と $f_c\left(1-\dfrac{t}{kd}\right)$ で高さは t である、故に次ぎの結果が容易に得らる。

$$z=\frac{3kd-2t}{2kd-t}\cdot\frac{t}{3} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (29)$$

而して　$jd=d-z$

であるから (28) (29) 兩式の値を上式に代入して j の値は次ぎの如く表す事が出來る

$$j=\frac{6-6\dfrac{t}{d}+2\left(\dfrac{t}{d}\right)^2+\left(\dfrac{t}{d}\right)^3\Big/2pn}{6-3\left(\dfrac{t}{d}\right)} \quad \cdots\cdots (30)$$

故に茲に t, d, n 及び p の値を與ふれば j は容易に定められ、中軸線の位置は決定するのである。今中軸線が丁度幹部と突緣との繼目にあれば $\dfrac{t}{d}=k$ であることは申すまでもない、上式から見て丁狀桁では p の多少により j の値は著しき影響を受けるものでないことが解る。

(3)　抵抗力率と應力度。

前にも屢々說明してある通り鐵筋の分量が平衡量よりも少ない時には桁の强さは鐵筋によつて支配され、又鐵筋量が多過ぐれば

混凝土の强度によつて支配せらる、今鐵筋によりて定めらるべき抵抗力率と混凝土によつて定めらるべき抵抗力率とを示せば次きの如くである。

$$\left.\begin{aligned} &M_s=f_sA\cdot jd \text{ 又は } f_s=\frac{M}{Ajd} \\ &M_c=f_c\left(1-\frac{t}{2kd}\right)bt\cdot jd \text{ 或は } f_c=\frac{M}{\left(1-\frac{t}{2kd}\right)bt\cdot jd} \end{aligned}\right\} \quad (31)$$

f_sが計算上決定されて居れば f_c は又次式によつて計算することが出來る。

$$f_s=\frac{f_s}{n}\cdot\frac{k}{1-k}=\frac{f_s p}{\left(1-\frac{t}{2kd}\right)\frac{t}{d}} \quad \cdots\cdots \quad (32)$$

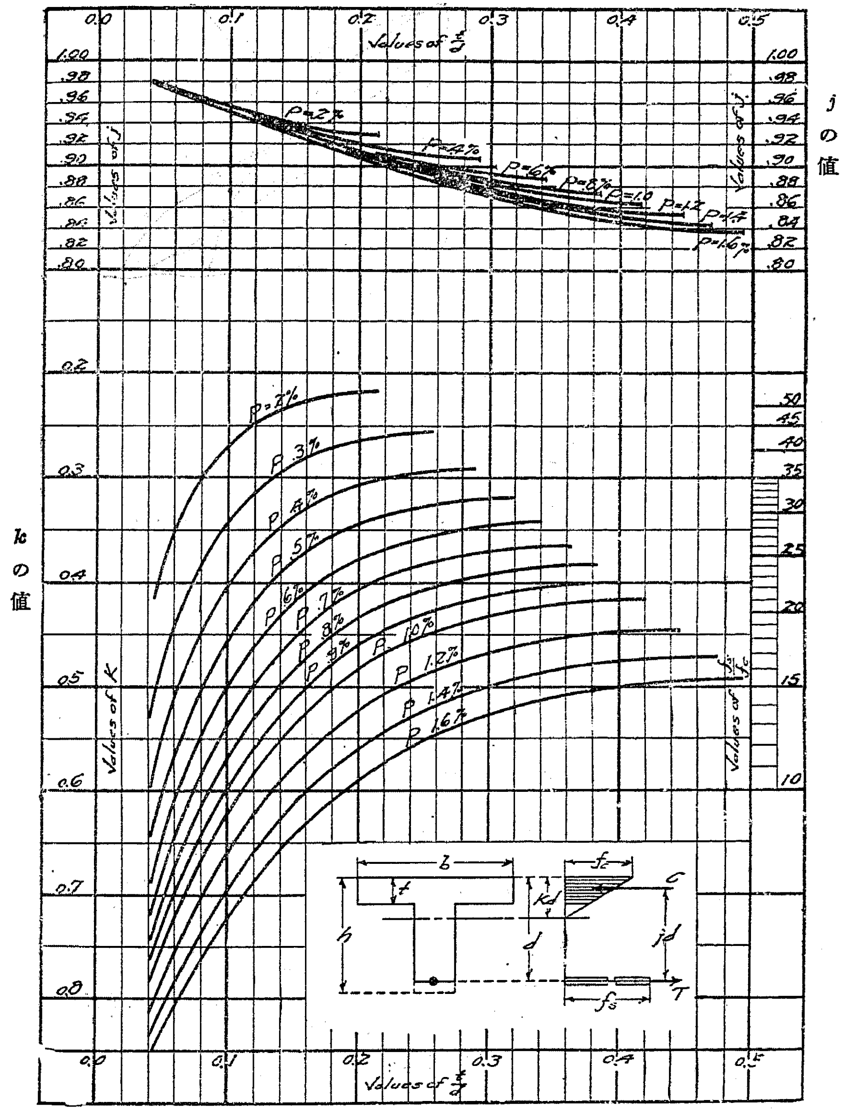
實際の設計に當ては此等を一々計算して居ては間違も起り煩雜でもあるから圖に示し置くことが實用上頗る便利で又仕事を正確ならしめる。第十七圖に掲げたものは丁狀桁に關する k, j 等の圖表である。

(4) 近似式 (Approximate Formulas)。

上に述べた處は正確な計算法であるが、實用上の點から考へて j の値は丁狀桁の場合には割合變化の少ないもので結局 $\left(d-\frac{t}{2}\right)$ より小になることが絶對にない、又中軸線が幹部に在る間は平均應壓力は $\frac{1}{2}f_c$ より小とは成らない、何となれば中軸線が突緣の下緣に一致したときに平均壓力は丁度 $\frac{1}{2}f_c$ である、此等の二つの條件から次の如き近似式が得らるる、勿論嚴密なる意味に於て

第十七圖

丁狀桁に關する k, j 表



n=15

正確と云ふ譯には行かないが試算には尤も適當な式である。

$$\left.\begin{aligned} M_s&=Af_s\left(d-\frac{t}{2}\right) \\ M_c&=\frac{1}{2}f_c\,b\,t\left(d-\frac{t}{2}\right) \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots \quad (31')$$

例へば試算にて大體鐵筋量を定めたいと云ふ場合には

$$A=\frac{M}{f_s\left(d-\frac{t}{2}\right)}$$

此の時突緣上面の應壓力度を知るには

$$f_c=\frac{2M}{bt\left(d-\frac{t}{2}\right)}$$

を用ひて宜しい。

第二十八節　丁狀桁に於て幹部の抗壓力を無視せざる場合

前にも述べた通り世界各國の建築條例等凡て幹部の抗壓力を無視す（中軸線の位置が幹部に在る場合）るのが普通であり又さうしても實用上微細の差たるに止つて居るが今其の差の程度如何を知る爲めに正確な式を示せば次ぎの如し、

$$kd=\sqrt{\frac{2ndA+(b-b')t^2}{b'}+\left(\frac{nA+(b-b')t}{b'}\right)^2}-\frac{nA+(b-b')t}{b'} \quad (33)$$

$$z=\frac{b\left(kdt^2-\frac{2}{3}t^3\right)+b'\left[(kd-t)^2\left(t+\frac{kd-t}{3}\right)\right]}{bt(2kd-t)+b'(kd-t)^2} \cdots (34)$$

$$jd=d-z$$

抵抗力率其他の計算法は前と同樣である。

第二十九節　計算例

次ぎの丁狀桁に於て安全抵抗力率を計算せよ。

$b=42$ 吋	$t=6$ 吋
$b'=12$ 吋	$d=21$ 吋
鐵筋＝$8-\frac{3}{4}''\phi$	$f_s=15{,}000\ ^{\#}/_{\square''}$
$f_c=500\ ^{\#}/_{\square''}$	$n=15$

（解）　A＝鐵筋斷面積＝$8\times0.4418=3.5344\,\square''$

$$p=\frac{3.5344}{42\times21}=0.00401,\qquad \frac{t}{d}=0.286$$

第二の場合即ち中軸線が幹部に在るものと假定して

$$k=\frac{0.00401\times15+\frac{1}{2}\times(0.286)^2}{0.00401\times15+0.286}$$
$$=0.292$$

從て kd は $0.292\times21=6.132$ 吋で假定せる通り中軸線は幹部に在る。k の値は表圖第十七圖より容易に知ることを得。即ち $\frac{t}{d}=0.286$ の線を垂直に上方に進み、0.4% 線との交叉點より更に左方に進み矢張り以上計算の通り

$$k=0.292$$

なることが知らるるのである。次ぎに

$$j=\frac{6-6\times0.286+2\times(0.286)^2+(0.286)^3/0.012}{6-3\times0.286}$$

$$=\frac{4.642}{5.142}=0.903$$

表圖第十七圖からも同じ値が容易に求めらるるから計算よりも迅速で且つ割合に精確である。

抵抗力率を見出すには (31) 式より

$$M_s=15,000\times3.5344\times0.903\times21$$
$$=1,006,000 \text{ 吋度封}$$
$$M_c=500\times\left(1-\frac{0.286}{0.584}\right)\times42\times6\times0.903\times21$$
$$=1,220,000 \text{ 吋度封}$$

即ち所要の安全抵抗力率は鐵筋量で定めらるべきもので、此の場合には 1,006,000 吋封度である。

第三十節　丁狀桁幹部の幅は如何にして定むべきや

丁狀桁の幹部は抗張部で混凝土の抗張力を無視する限り、幅は任意に定めてよい筈だが、然し剪力に對して充分なる丈けの斷面積を有せなければならぬ。丁狀桁は一般に幹部が薄く出來て居るから、此の腹部の應剪力で破壞することはメルシュ (Mörsch) 教授の實驗でも亦タルボット教授の實驗でも明瞭である、故に充分此の點に注意を拂はねばならぬ、垂直單位可許應剪力は 1:2:4 混凝土で充分肋筋を挿入した場合には每平方吋に百二十封度である。之は多少保守的であるがダイアゴナル、テンションの爲め龜裂

を生ぜしめない爲めには、此の位の應力度に止めねばならぬ、今桁の最大剪力を V とせば次ぎの如き關係式が成り立つ、

$$b'\left(d-\frac{t}{2}\right)\times120\geqq V$$

又は

$$b'\left(d-\frac{t}{2}\right)\geqq\frac{V}{120}$$

玆に $\left(d-\frac{t}{2}\right)$ は抗張鐵筋の中心から壓力中心點までの距離の近似値である。以上はエクザクト、フォーミュラではないが實際上には誤差頗る小で有る。

故に以上の式に適合する樣に b' と d とを撰定すれば宜しい。

第三十一節　丁狀桁の經濟的深さを定むる事

實際の設計に當つて迷ふのは丁狀桁の深さの撰定である、第 (31′) に示した近似式を用ひて鐵筋の斷面積は $\frac{M}{f_s\left(d-\frac{t}{2}\right)}$ にて定めらるる。今鐵の價が混凝土に比し m 倍であるものとせば丁狀桁の價は次ぎの如くである

$$X=c\left[b'd+\frac{mM}{f_s\left(d-\frac{t}{2}\right)}\right]$$

玆に c は混凝土の單價を示す。

b' と d との積は前に述べた通り剪力から定めらるるが故に其の範圍を超さぬ樣に決定する。今 b' を撰定すれば上式は d の函數

である。而して X は此の d により高低する、故に上式を d につき微分し第一微係數を零に等しく置けば

$$b'-\frac{m\,M}{f_s\left(d-\frac{t}{2}\right)^2}=0$$

故に

$$d-\frac{t}{2}=\sqrt{\frac{m\,M}{f_s\,b'}}\ \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\ (35)$$

なり之れを書きかへて

$$d=\sqrt{\frac{m\,M}{f_s\,b'}}+\frac{t}{2}\ \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\ (35')$$

此の式より d の値は容易に定むることが出來る。

丁狀桁の理論を終るに臨み其設計に必要なる圖表を揭げよう。第 (31) 式から

$$M=f_c\left(1-\frac{t}{2kd}\right)bt\cdot jd$$

故に

$$\frac{M}{bd^2}=f_c\left(1-\frac{t}{2kd}\right)\frac{t}{d}\cdot j.$$

而して k,j 等は f_s, f_c, t, d 等の函數であるから $\frac{M}{bd^2}$ は f_s, f_c 及び $\frac{t}{d}$ の値を定むる事に依て求むることが出來る、第十七圖 (A) (B) の兩圖は $n=15$ と假定し上式の結果を圖式に表はしたものである、同圖中には k,j の値も示して有る、實際の設計に當りては突緣の厚さが初めに定めらるるから f_c 又は f_s 等を算出するに便利である。

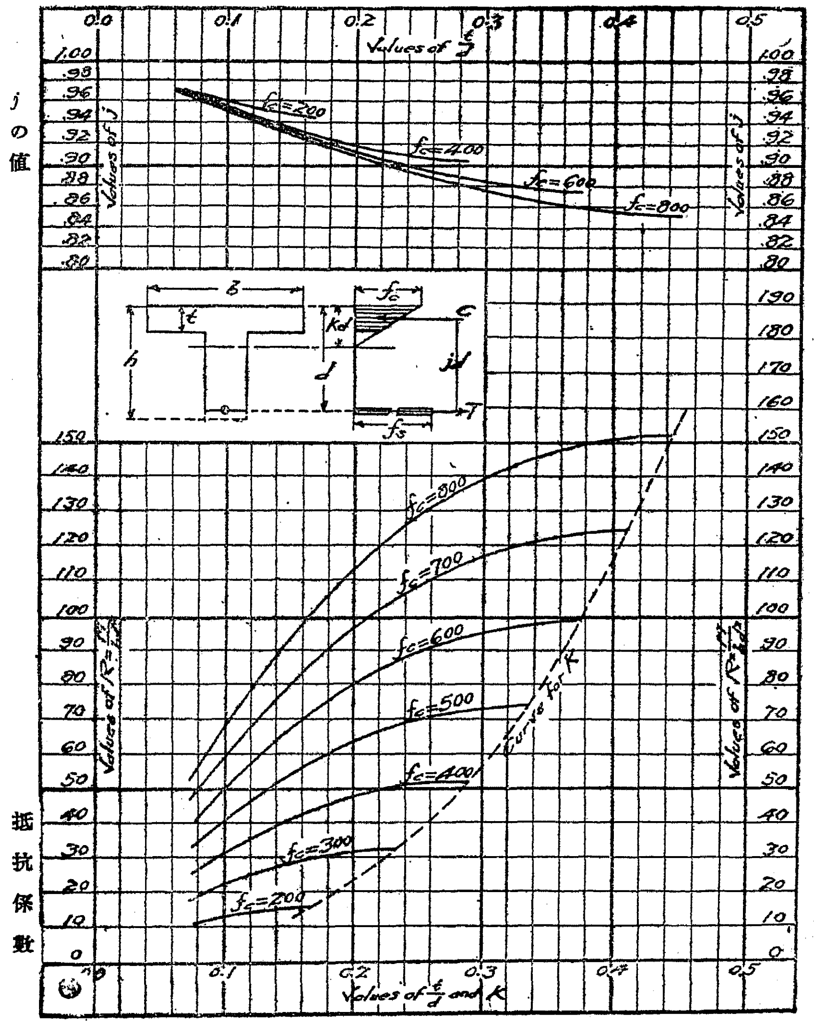
例 丁狀桁の突緣幅 24 吋、厚さ 4 吋、桁の最大彎曲率 480,000 吋封度、$f_c=500$ #/□″, $f_s=15,000$ #/□″ なりとせば桁の深さ及び鐵筋量幾何。

第十七圖 (A)

丁狀桁の抵抗係數圖

$n=15$

$fs=12{,}000$ #/□″

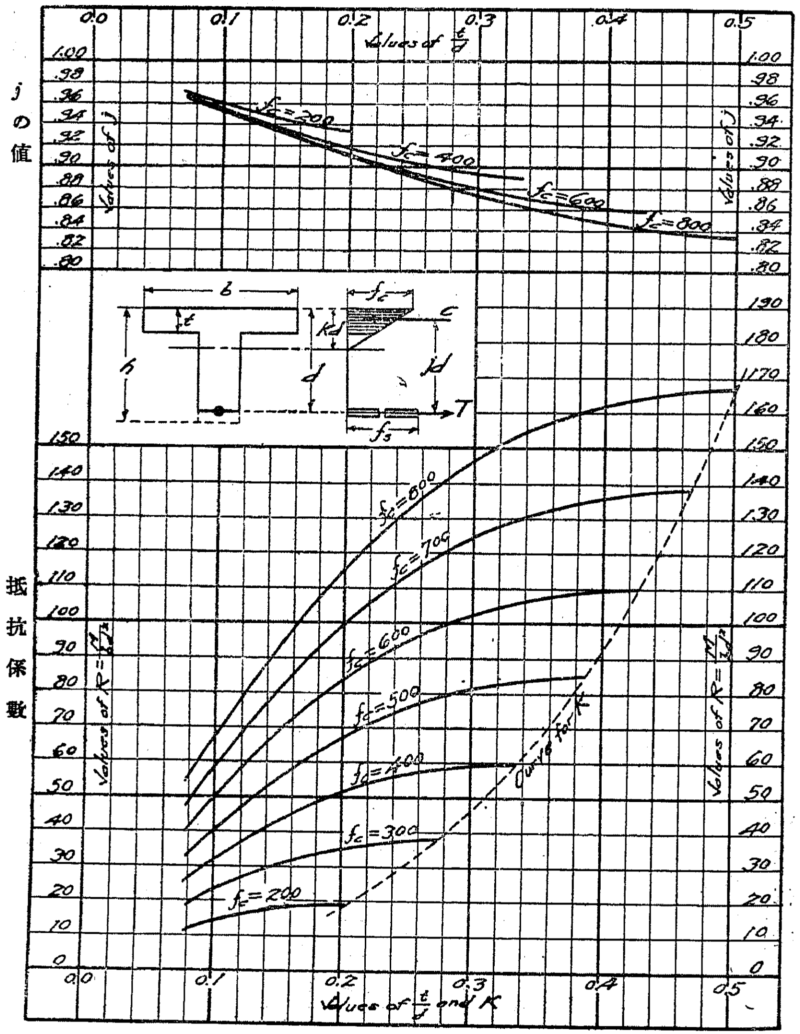


第十七圖 (B)

丁狀桁の抵抗係數圖

$n=15$

$fs=15{,}000$ #/□″



(解) 第十七圖 (B) を使用す。

今桁の深さを有效 18 吋と假定せば

$$\frac{M}{bd^2}=\frac{480{,}000}{24\times18\times18}=61.$$

又
$$\frac{t}{d}=\frac{4}{18}=0.222$$

此等の値に相當する f_c の値を求むるに第十七圖 (B) より $f_c\fallingdotseq$ 470 #/□″, $j\fallingdotseq0.91$ なることが求めらる。

故に
$$A=\frac{M}{f_s jd}=\frac{480{,}000}{15{,}000\times0.91\times18}=1.95\ \text{平方吋}$$

第三十二節 倒丁狀桁 (Inverted T-Beam) に關する計算式

丁狀桁が其の兩端に於て定著せらるゝとき又はフラット、スラブが支柱上にドロップを有するとき等には丁狀桁の突緣部が張力を受け幹部が壓力を受くるから前述の諸公式は之れを用ゆることが出來ない、此の場合に於ける計算式は次ぎの如くである。

中軸線が突緣内を通る場合が尤も一般的であるから其の場合を取りて次ぎの關係が容易に知らる(第十八圖參照)、

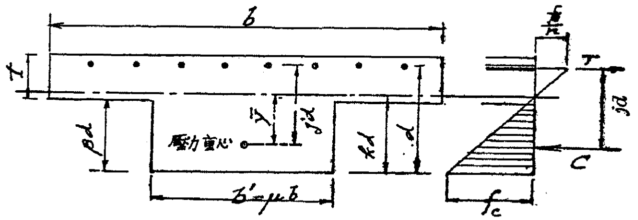
$$\frac{1}{2}f_c\mu bkd+\frac{1}{2}f_c\frac{k-\beta}{k}(1-\mu)(k-\beta)bd=f_sA\quad\ldots\quad(a)$$

又
$$\frac{f_s}{nf_c}=\frac{1-k}{k}\quad\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\quad(b)$$

(a) (b) の兩式より $\dfrac{f_s}{f_c}$ を消却し $A=pbd$ と置くときは次ぎの

如くkの値を定むることが出來る、此れ即ち中軸線の位置を示すものである

第十八圖



$$k=\sqrt{p^2n^2+2pn-\beta(1-\mu)(2pn-\mu\beta)}+\beta(1-\mu)-pn \quad \cdots\cdots (36)$$

今 $\overline{y}$ を以て壓力重心點から中軸線までの距離とすれば

$$\overline{y}=\frac{2}{3}\cdot\frac{\mu k^2+(1-\mu)(k-\beta)^2\left(1-\frac{\beta}{k}\right)}{\mu k+(1-\mu)(k-\beta)\left(1-\frac{\beta}{k}\right)}.d \quad \cdots\cdots (37)$$

$jd=d-kd+\overline{y}$ であるから (36), (37) 兩式の値を入れて解けば次ぎの如くになる。

$$j=1-k+\frac{2}{3}\cdot\frac{\mu k^2+(1-\mu)(k-\beta)^2\left(1-\frac{\beta}{k}\right)}{\mu k+(1-\mu)(k-\beta)\left(1-\frac{\beta}{k}\right)}$$

即ち

$$j=1-\frac{k}{3}-\frac{2\beta}{3+\frac{3\mu}{1-\mu}\left[\frac{k}{k-\beta}\right]^2} \quad \cdots\cdots (38)$$

鐵筋の應張力は普通桁の如く次式から計算せらるゝ $f_s=\frac{M}{Ajd}$。

斯くの如くにして f_s を算定すれば f_c 即ち混凝土の應壓力は次式を用ひて算定することが出來る。

$$f_c=\frac{2pf_s}{\mu k\left[1+\left(\frac{k-\beta}{k}\right)^2\left(\frac{1-\mu}{\mu}\right)\right]} \quad \cdots\cdots (39)$$

(36), (37) 兩式から普通の矩形桁の k と j との公式を導くことが出來る、即ち矩形桁は倒丁狀桁の特別な場合であるから (36) (37) 兩式にて $\beta=0$ とすれば,

$$k=\sqrt{p^2n^2+2pn}-pn$$

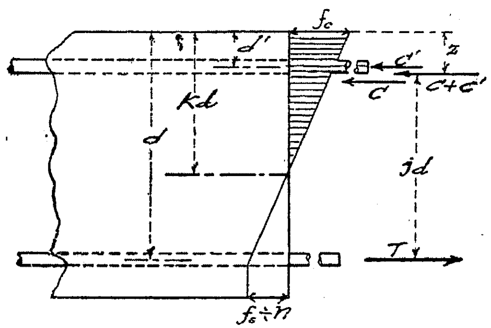
$$j=1-\frac{k}{3}$$

(4) (5) 兩式を參照せよ。

第三十三節　抗壓及び抗張兩鐵筋を有する桁の算式

彎曲のみに對する場合（混凝土の抗張力を無視す）

第十九圖



此の場合は直壓力 (Direct Force) が無いから解法は容易である、第十九圖の應力圖から

$$\frac{f_s}{nf_c}=\frac{1-k}{k}$$

即ち

$$f_s=n\frac{1-k}{k}f_c \quad (a)$$

同樣に $\frac{f_s'}{nf_c}=\frac{(kd-d')}{kd}$ であるから

$$f_s'=n\frac{k-\frac{d'}{d}}{k}f_c \ \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (b)$$

彎曲力のみを受くる場合なるを以て桁の任意斷面に於ける張力量 T と壓力量 $C+C'$ とは相等しからざるべからず、故に

$$f_sA=\frac{1}{2}f_cbkd+f_s'A' \ \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (c)$$

(c) 式に (a) 及び (b) 式の値を挿入し後 f_c を消去すれば

$$k^2+2n(p+p')k=2n\left(p+p'\frac{d'}{d}\right) \ \cdots\cdots \quad (40)$$

或は k により本式を解くときは

$$k=\sqrt{2n\left(p+p'\frac{d'}{d}\right)+n^2(p+p')^2}-n(p+p') \ \cdots \quad (41)$$

今抗張鐵筋の中心點に關し外力の力率を採れば

$$M=\frac{bkdf_c}{2}\left(d-\frac{kd}{3}\right)+f_s'p'bd(d-d')$$

$$M=bd^2\left[\frac{kf_c}{2}\left(1-\frac{k}{3}\right)+f_s'p'\left(1-\frac{d'}{d}\right)\right]$$

(a) 及び (b) 式の値を入れ更に f_s' を本式より消去すれば

$$M=f_cbd^2\left[\frac{k}{2}\left(1-\frac{k}{3}\right)+\frac{np'\left(k-\frac{d'}{d}\right)\left(1-\frac{d'}{d}\right)}{k}\right] \cdots \quad (42)$$

又抗壓鐵筋の應壓力の重心點に關し力率を採るときは

$$M=bd^2\left[f_sp\left(1-\frac{d'}{d}\right)-\frac{f_ck}{2}\left(\frac{k}{3}-\frac{d'}{d}\right)\right.$$

本式より f_c を消去すれば

$$M=f_sbd^2\left[p\left(1-\frac{d'}{d}\right)-\frac{k^2}{2n(1-k)}\left(\frac{k}{3}-\frac{d'}{d}\right)\right] \cdots \quad (43)$$

次ぎに混凝土上の壓力重心點に關し力率を取れは

$$M=bd^2\left[f_sp\left(1-\frac{k}{3}\right)+f_s'p'\left(\frac{k}{3}-\frac{d'}{d}\right)\right]$$

f_s を消去して

$$M=f_s'bd^2\left[p\frac{1-k}{k-\frac{d'}{d}}\left(1-\frac{k}{3}\right)+p'\left(\frac{k}{3}-\frac{d'}{d}\right)\right] \cdots \quad (44)$$

以上 (42) (43) 及び (44) 式から混凝土上の應壓力、鐵筋上の應張力並に抗壓鐵筋上の應壓力を算定することが出來る、然し此等の式は複雜して居るから括弧 [ ] 内を一つの係數として單純な形に直して次ぎの如く表はすことが出來る。

$$f_c=\frac{M}{bd^2C_c} \ \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (45)$$

$$f_s=\frac{M}{bd^2C_s} \ \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (46)$$

$$f_s'=\frac{M}{bd^2C_s'} \ \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (47)$$

玆に
$$C_c=\frac{k}{2}\left(1-\frac{k}{3}\right)+\frac{np'\left(k-\frac{d'}{d}\right)\left(1-\frac{d'}{d}\right)}{k}$$

$$C_s=p\left(1-\frac{d'}{d}\right)-\frac{k^2}{2n(1-k)}\left(\frac{k}{3}-\frac{d'}{d}\right)$$

$$C_s'=p\frac{1-k}{k-\frac{d'}{d}}\left(1-\frac{k}{3}\right)+p'\left(\frac{k}{3}-\frac{d'}{d}\right)$$

である、而して此等の係數 C_c, C_s 及 C_s' の種々なる値は次表(第

十三表 109 頁—113 頁) に示して有るから實地設計上には本表を用ふる方便利で且つ迅速である。

近　似　式

實地設計に際しては豫め鐵筋量を定め應力度を知ることの必要なる場合が屢々ある。故に近似式で試算をなすことが便利である。今 $j=0.85$ と假定し $k=0.45$ と見做せば次式を得。

$$f_s=\frac{1.18\,M}{p\,b\,d^2}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (46')$$

$$f_c=\frac{M}{(0.19+10.5\,p')\,bd^2}\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (45')$$

計　算　例

$$b=12\text{ 吋},\quad d=18\text{ 吋},\quad \frac{d'}{d}=\frac{1}{10}$$

$$p=0.025,\quad p'=0.0125,\quad M=1{,}000{,}000\text{ 吋封度}$$

なるとき f_c, f_s, f_s' を算定せよ。

第十三表 (110 頁) より $C_c=0.34$, $C_s=.0215$, $C_s'=.0284$

故に

$$f_c=\frac{1{,}000{,}000}{12\times18\times18\times0.34}=757\ {}^{\#}/_{\square''}$$

$$f_s=\frac{1{,}000{,}000}{12\times18\times18\times.0215}=11{,}950\ {}^{\#}/_{\square''}$$

$$f_s'=\frac{1{,}000{,}000}{12\times18\times18\times.0284}=9{,}050\ {}^{\#}/_{\square''}$$

第　十　三　表

抗壓及び抗張鐵筋を有する桁の係數表

$d=\sqrt{\dfrac{M}{bf_cC_c}}$ 或は $\sqrt{\dfrac{M}{bf_sC_s}}$ の中何れか大なる値を採るべし

$$f_c=\frac{M}{C_c\,b\,d^2},\ f_s=\frac{M}{C_s\,b\,d^2},\ f_s'=\frac{M}{C_s'\,bd^2}.\ \ n=15.$$

	p	p'	k	C_c	C_s	C_s'
$\frac{d'}{d}=0.05$ なるとき (抗壓鐵筋までの深さと抗張鐵筋までの深さとの比)						
$p'=0.25\,p$	.005	.00125	.307	.15	.0046	.0121
	.010	.0025	.394	.20	.0088	.0154
	.015	.00375	.450	.24	.0130	.0179
	.02	.005	.490	.27	.0172	.0199
	.025	.00625	.521	.30	.0214	.0218
	.03	.0075	.546	.32	.0256	.0234
$p'=0.5\,p$	.005	.0025	.296	.16	.0046	.0136
	.01	.005	.373	.22	.0090	.0174
	.015	.0075	.420	.28	.0134	.0210
	.02	.010	.454	.32	.0178	.0240
	.025	.0125	.480	.36	.0222	.0269
	.03	.015	.499	.40	.0266	.0296
$p'=p$	.005	.005	.274	.18	.0046	.0149
	.01	.01	.336	.27	.0092	.0212
	.015	.015	.372	.35	.0138	.0266
	.02	.02	.395	.42	.0184	.0320
	.025	.025	.412	.49	.0230	.0373
	.03	.03	.425	.56	.0275	.0423
$p'=1.5\,p$	.005	.0075	.256	.20	.0046	.0168
	.01	.015	.305	.32	.0093	.0251
	.015	.0225	.331	.42	.0140	.0330
	.02	.03	.349	.52	.0186	.0404
	.025	.0375	.361	.62	.0232	.0476
	.03	.045	.369	.72	.0280	.0550

第十三表

(續き)

抗壓及び抗張鐵筋を有する桁の係數表

	p	p'	k	C_c	C_s	C_s'
$\frac{d'}{d}=0.10$ なるとき (抗壓鐵筋までの深さと抗張鐵筋までの深さとの比)						
$p'=0.25\,p$	.005	.00125	.310	.15	.0045	.0148
	.01	.0025	.398	.20	.0088	.0175
	.015	.00375	.454	.23	.0129	.0199
	.02	.005	.494	.26	.0170	.0219
	.025	.00625	.526	.29	.0210	.0235
	.03	.0075	.551	.31	.0250	.0250
$p'=0.5\,p$	.005	.0025	.299	.16	.0045	.0158
	.01	.005	.381	.21	.0088	.0192
	.015	.0075	.428	.26	.0131	.0227
	.02	.01	.462	.30	.0174	.0256
	.025	.0125	.488	.34	.0215	.0284
	.03	.015	.509	.38	.0258	.0312
$p'=p$	.005	.005	.284	.17	.0045	.0176
	.01	.01	.349	.25	.0089	.0232
	.015	.015	.386	.32	.0133	.0285
	.02	.02	.410	.38	.0177	.0337
	.025	.025	.428	.44	.0221	.0381
	.03	.03	.442	.50	.0265	.0411
$p'=1.5\,p$	.005	.0075	.268	.18	.0045	.0197
	.01	.015	.322	.27	.0090	.0276
	.015	.0225	.350	.37	.0134	.0348
	.02	.03	.369	.46	.0178	.0417
	.025	.0375	.382	.54	.0222	.0489
	.03	.045	.392	.62	.0267	.0454

第十三表

(續き)

抗壓及び抗張鐵筋を有する桁の係數表

	p	p'	k	C_c	C_s	C_s'
$\frac{d'}{d}=0.15$ なるとき (抗壓鐵筋までの深さと抗張鐵筋までの深さとの比)						
$p'=0.25\,p$	.005	.00125	.312	.15	.0044	.0189
	.01	.0025	.402	.19	.0086	.0206
	.015	.00375	.458	.23	.0127	.0223
	.02	.005	.499	.25	.0167	.0240
	.025	.00625	.530	.28	.0207	.0257
	.03	.0075	.555	.30	.0247	.0273
$p'=0.5\,p$	.005	.0025	.304	.15	.0044	.0202
	.01	.005	.386	.21	.0087	.0226
	.015	.0075	.435	.25	.0128	.0254
	.02	.01	.471	.29	.0169	.0279
	.025	.0125	.496	.32	.0210	.0306
	.03	.015	.518	.35	.0251	.0328
$p'=p$	.005	.005	.292	.16	.0044	.0222
	.01	.01	.360	.23	.0087	.0265
	.015	.015	.398	.29	.0129	.0313
	.02	.02	.425	.35	.0171	.0357
	.025	.025	.444	.40	.0213	.0402
	.03	.03	.458	.45	.0255	.0446
$p'=1.5\,p$	.005	.0075	.280	.17	.0045	.0247
	.01	.015	.338	.26	.0087	.0306
	.015	.0225	.369	.33	.0129	.0373
	.02	.03	.389	.40	.0171	.0439
	.025	.0375	.403	.47	.0213	.0505
	.03	.045	.414	.54	.0256	.0569

第十三表

（續き）

抗壓及び抗張鐵筋を有する桁の係數表

p	p'	k	C_c	C_s	C_s'
$\frac{d'}{d}=0.20$ なるとき（抗壓鐵筋までの深さと抗張鐵筋までの深さとの比）					
$p'=0.25\,p$					
.005	.00125	.313	.14	.0044	.0272
.01	.0025	.404	.18	.0086	.0243
.015	.00375	.460	.22	.0126	.0202
.02	.005	.503	.24	.0165	.0272
.025	.00625	.535	.27	.0204	.0284
.03	.0075	.560	.29	.0243	.0297
$p'=0.5\,p$					
.005	.0025	.309	.15	.0044	.0279
.01	.005	.392	.20	.0086	.0272
.015	.0075	.442	.24	.0126	.0291
.02	.01	.479	.27	.0166	.0312
.025	.0125	.506	.30	.0206	.0331
.03	.015	.527	.33	.0245	.0354
$p'=p$					
.005	.005	.299	.16	.0044	.0313
.01	.01	.371	.22	.0086	.0314
.015	.015	.411	.27	.0126	.0352
.02	.02	.439	.32	.0166	.0390
.025	.025	.460	.36	.0206	.0428
.03	.03	.475	.41	.0246	.0470
$p'=1.5\,p$					
.005	.0075	.292	.16	.0044	.0339
.01	.015	.353	.23	.0086	.0359
.015	.0225	.386	.30	.0126	.0416
.02	.03	.409	.36	.0166	.0464
.025	.0375	.424	.42	.0206	.0531
.03	.045	.436	.48	.0246	.0592

第十三表

（續き）

抗壓及び抗張鐵筋を有する桁の係數表

p	p'	k	C_c	C_s	C_s'
$\frac{d'}{d}=0.25$ なるとき（抗壓鐵筋までの深さと抗張鐵筋までの深さとの比）					
$p'=0.25\,p$					
.005	.00125	.316	.15	.0045	.0458
.01	.0025	.408	.19	.0086	.0320
.015	.00375	.465	.22	.0126	.0311
.02	.005	.507	.24	.0164	.0315
.025	.00625	.539	.26	.0206	.0321
.03	.0075	.565	.28	.0240	.0332
$p'=0.5\,p$					
.005	.0025	.314	.15	.0045	.0476
.01	.005	.398	.19	.0085	.0347
.015	.0075	.450	.23	.0125	.0342
.02	.01	.487	.26	.0164	.0354
.025	.0125	.514	.29	.0202	.0373
.03	.015	.534	.32	.0240	.0386
$p'=p$					
.005	.005	.308	.15	.0045	.0523
.01	.01	.382	.20	.0085	.0386
.015	.015	.425	.25	.0124	.0406
.02	.02	.454	.29	.0162	.0435
.025	.025	.475	.33	.0200	.0466
.03	.03	.491	.37	.0238	.0504
$p'=1.5\,p$					
.005	.0075	.304	.15	.0044	.0567
.01	.015	.369	.22	.0084	.0446
.015	.0225	.404	.27	.0123	.0475
.02	.03	.428	.32	.0161	.0519
.025	.0375	.444	.37	.0199	.0576
.03	.045	.457	.42	.0237	.0623

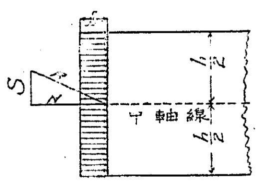
第三十四節　抗壓及び抗張兩鐵筋を有する桁の計算式

彎曲應力と同時に直應力を生ずる場合
(Flexure and Direct Stress).

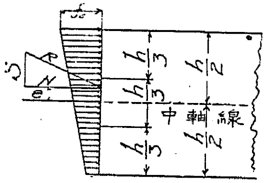
荷重が桁の横斷面に平行に働けば桁には彎曲應力のみ生ずるが、荷重或は一般に外力の方向が部材の斷面に平行せずして斜めに働き且つ其の加力點が斷面の重心から外れて居ると彎曲應力の外に更に直應力が加つて來る。此の樣な場合に對しては是れ迄で述べた公式を應用することが出來ない、故に茲に述ぶる方法で計算せねばならぬ、此の如き場合は何れも鐵筋混凝土拱橋に起る問題である、是れに對しては五つの場合に於ける應力分布の有樣を考究する必要がある。

1. 直力 (Direct Force) が斷面の重心點に一致する場合。

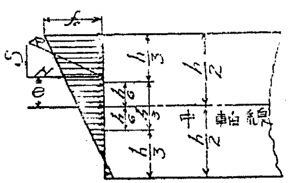
第二十圖



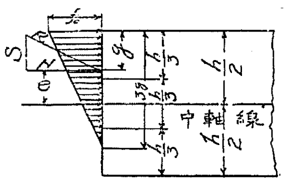
第二十一圖



第二十二圖



第二十三圖



2. 直力は斷面の重心に働かざれども其の斷面の中央三分の一區間內に在る場合。
3. 直力が斷面の中央三分の一點に丁度働く場合。
4. 直力が斷面の中央三分の一區間外に働けども混凝土が未だ應張力に耐へ得る場合。
5. 直力が斷面の中央三分の一區間外に働き而も混凝土が抗張し得ざる場合。

(1) の場合には彎曲率を生ぜぬから問題外であるが便宜上述べることとすれば、其時の應力分布の狀態は第二十圖の如く斷面上凡て等布的であつて其の應力度は $f_c=\frac{N}{bh}$ (但し無鐵筋と假定す)、茲に N は其の斷面上に働く直壓力である、(圖中 R は任意の點に働く推力 (Thrust) で N と S とは其の分力である即ち N は直壓力で S は剪力である)。

(2) R が斷面の中央三分の一區間內 (但し三分の一點に非ず) に働くときは直壓力の外に尙ほ彎曲率を生ずるから斷面上應力の分布は一樣ならずして第二十一圖に示したるが如くである。

推力 R が中軸線より上部に働くときは彎曲率は正で下部に働くときは負である、而して單位直壓力度は何れの場合たるを問はず $\frac{N}{bh}$ である、又彎曲應力は $\frac{My}{I}$ であることは力學上から容易に理解される、茲に y は中軸線より測り應力度を求めんとする任意の點までの距離である、故に此の如き場合に於ける部材の上下兩線の最大應力度は次ぎの如し

$$\left.\begin{matrix} f_c \\ f_c' \end{matrix}\right\} = \frac{N}{bh} \pm \frac{M\frac{h}{2}}{I}$$

然るに斷面矩形なるときは $I=\frac{bh^3}{12}$ で M は一般に $N.e$ であるから上式は次ぎの如くになる（玆に e は R の偏倚を示す）

$$\left.\begin{matrix} f_c \\ f_c' \end{matrix}\right\} = \frac{N}{bh}\left(1\pm\frac{6e}{h}\right) \cdots\cdots\cdots\cdots (48)$$

(3) R が丁度軸線より上方或は下方 $\frac{h}{6}$ なる距離に在るときは (48) は頗る簡單となりて

$$f_c = \frac{N}{bh}(1+1) = \frac{2N}{bh}$$

$$f_c' = \frac{N}{bh}(1-1) = 0.$$

(4) R が斷面の中央三分の一區間内外に働くときは斷面の一部に應張力を生ずる、然し其の應力度が小で混凝土が之れに耐へ得る程度例へは每平方吋に百封度以內であれば (48) 式によりて兩緣應力度を算定することが出來る、但し此の場合には $\frac{6e}{h}$ は1より大であるから f_c' は負號を有し從て應張力であることを示して居る（第二十二圖參照)。

(5) R の偏倚 (Eccentricity) (e) が次第に大と成り、依て生ずる彎曲應力が增加し混凝土が其の張力に抵抗し得ざる程度に成ると桁或は部材の深さの一部分にのみ壓力が分布せらるゝことになる（第二十三圖參照)。

今 g を以て推力 (R) の加力點から抗壓極緣までの距離とせば最大應壓力は次ぎの如くとなる

$$f_c = \frac{2N}{3bg} \cdots\cdots\cdots\cdots (49)$$

今次ぎに順次各場合の計算式を述べよう。

(I) 鐵筋を有する矩形材（斷面）にして混凝土の抗張力を無視せざる場合。

以上述べ來たれる處では鐵筋を有せなかつたが鐵筋が斷面內に使用せらるれば次ぎの如くせねばならぬ。

$$\left.\begin{matrix} f_c \\ f_c' \end{matrix}\right\} = \frac{N}{A_c+n\,A_s} \pm \frac{Ney}{I+nI_s}$$

玆に　A_c＝混凝土の總斷面積。

A_s＝鐵筋（抗張、抗壓共）の總斷面積。

I ＝混凝土斷面の惰性率（但し水平中軸線に關して）

I_s ＝鐵筋斷面積の惰性率（但書同上）

其他は一般符號と同じ。

然るに斷面矩形なる場合には

$$A_c = bh, \quad A_s = (p+p')\,bh$$

$$I = \frac{bh^3}{12}, \quad I_s = (p+p')\,bha^2$$

である、玆に a＝斷面の中軸線より鐵筋中心迄ての距離、又玆に p と p' とを區別し置きたれども此等は其の數値に於て相等しく假定す。

而して鐵筋自身の重心に關する鐵筋斷面の惰性率は中軸線（桁の）に關する惰性率に比し頗る小であるから以上の式では之れを略去して在る。此等の値を代入すれば混凝土が張力に抵抗し得る

場合の應力度は次ぎの如くで在る即ち

(1) 混凝土に於ける最大單位應壓力は

$$f_c=\frac{N}{bh}\left[\frac{1}{1+n\,(p+p')}+\frac{6he}{h^2+12n\,(p+p')\,a^2}\right] \quad (50)$$

(2) 鐵筋に於ける最大應壓力は

$$f_s'=\frac{nN}{bh}\left[\frac{1}{1+n\,(p+p')}+\frac{12ae}{h^2+12n\,(p+p')\,a^2}\right] \quad (51)$$

(3) 混凝土に於ける最大應張力（或は最少應壓力）は

$$f_c'=\frac{N}{bh}\left[\frac{1}{1+n\,(p+p')}-\frac{6he}{h^2+12n\,(p+p')\,a^2}\right]. \quad (52)$$

(4) 鐵筋上の最大應張力（或は最小應壓力）は

$$f_s=\frac{nN}{bh}\left[\frac{1}{1+n\,(p+p')}-\frac{12ae}{h^2+12n\,(p+p')\,a^2}\right]. \quad (53)$$

此等四式は e の値の如何により應力度を異にす、即ち e が零ならば斷面上の應力度は平等なり、e が丁度括孤内の第一項と第二項とを等しからしむる値を取るときは一方の緣維應力は零にして他方の緣維應力は平均應力度の二倍となる。又 e が以上の値よりも大なる時は一方の緣維應力は應張力にて他方の緣維應力は應壓力てある。

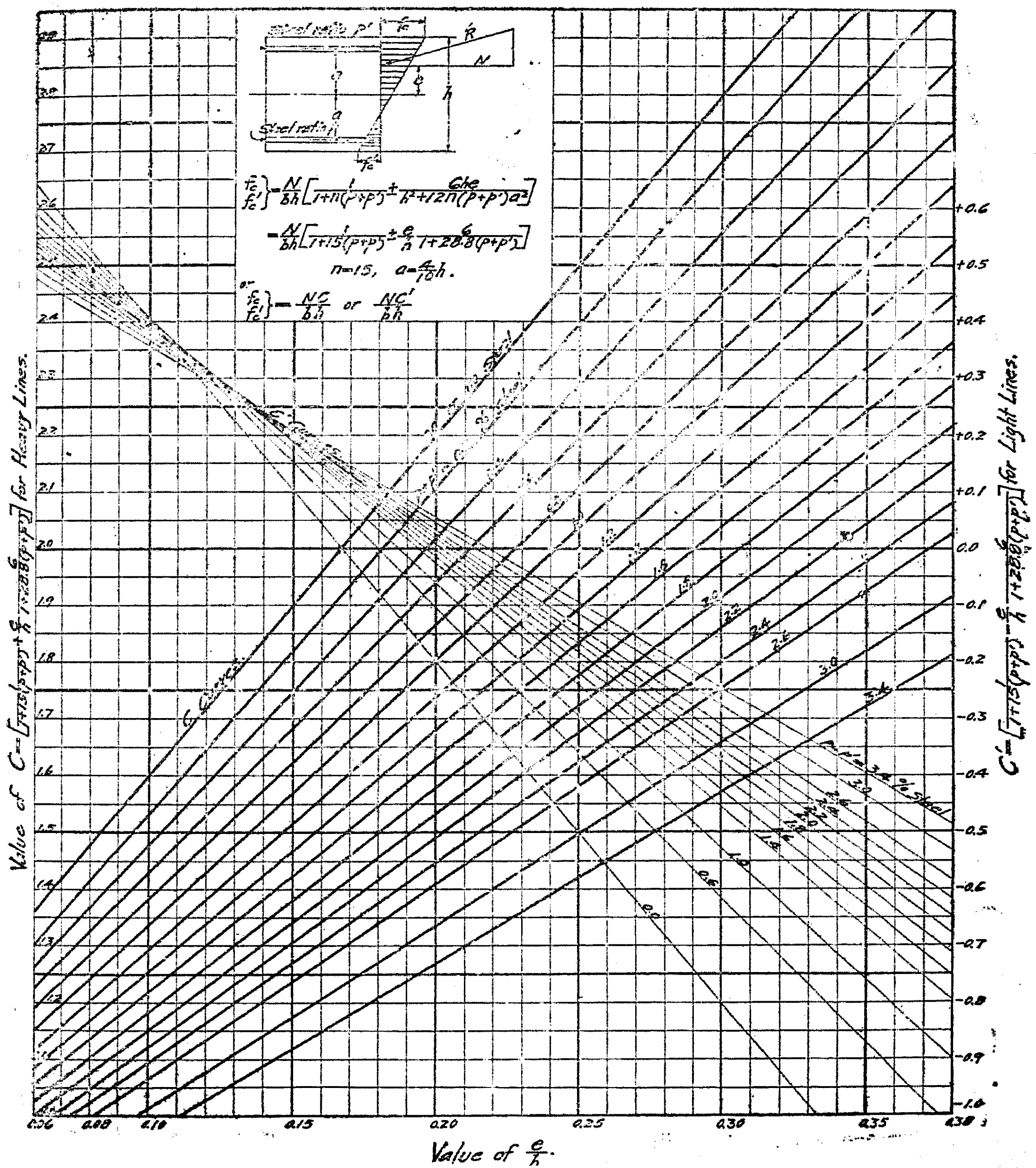
拱橋等ては鐵筋上の應力が頗る小であつて重に混凝土の應力を算定することが必要である、而して $n=15$ が尤も普通で、$a=\frac{4}{10}h$ 位が多いから此等の値を代用すると（50）及び（52）の式は次ぎの如くなる

$$f_c=\frac{N}{bh}\left[\frac{1}{1+15\,(p+p')}+\frac{e}{h}\,\frac{6}{1+28.8\,(p+p')}\right]. \quad (50')$$

$$f_c'=\frac{N}{bh}\left[\frac{1}{1+15\,(p+p')}-\frac{e}{h}\,\frac{6}{1+28.8\,(p+p')}\right] \quad (52')$$

第二十五圖

f_c 及 f'_c の算定に必要なる係數 C 及 C' 圖表



上式括弧内の各項は $(p+p')$ と $\left(\frac{e}{h}\right)$ との函數に過ぎないから此等に或る値を採用すれば更に次ぎの如く簡單にすることが出來る(茲に $p=p'$ なる事前に同じ)、

$$f_c=\frac{N}{bh}C \qquad (54)$$

$$f_c'=\frac{N}{bh}C' \qquad (55)$$

第二十五圖は $\frac{e}{h}$ を 0.06 から 0.38 まで横軸に取り $(p+p')$ を 0.0 から 3.4% までに對し C 及び C' の値を著者が計算したるものを圖式に示したのである、實地設計上には本圖を用ゆる方遙かに迅速に應力度を定むることが出來る。

計算例

(例一) 復鐵筋を有する拱肋材 (Arch rib) の幅 12 吋、深さ 20 吋とす、鐵筋は上下兩縁の分共各 0.7% にして兩縁より何れも 2 吋の位置に配置せり。今此の拱肋材の任意斷面(軸線に直角なるもの)に於て 60,000 封度の力が、軸線より上方へ 3 吋の偏倚 (eccentricity) を爲し、且つ軸線と五度の傾斜を爲し働くものとす、此の場合に於て拱肋材の上縁維應力 (f_c), 下縁維應力 (f_c') を算定せよ、但し $\frac{E_s}{E_c}$ 即ち $n=15$ とす。

(解) 本題に於て $d'=2$吋 即ち $a=\frac{4}{10}h$ なるにより前頁第二十五圖を直ちに利用する事を得、今 e=偏倚=3 吋なるにより $\frac{e}{h}=\frac{3}{20}=0.15$, 而して $p+p'=1.4\%$ なり、故に第二十五圖より、$\frac{e}{h}=0.15$ の線を縦に上方に進み太き斜線中 1.4% と記したる線との交點を得、此の交點を左方に移し C の値を知る事を得即ち $C=+1.47$。又 $\frac{e}{h}=0.15$ の線を更に上方に進み細き斜線中 1.4% と記したる線との交點を得、之れを更に右方に移し C' の値を知る事を得、即ち $C'=+0.18$。故に (54) (55) の兩式より次きの結果を得べし。

$$f_c=\frac{60{,}000\times\cos 5^\circ}{12\times 20}\times 1.47=366\#/\square'' \text{ (應壓力)}$$

$$f_c'=\frac{60{,}000\times\cos 5^\circ}{12\times 20}\times 0.18=45\#/\square'' \text{ (應壓力)}$$

鐵筋上の應力 f_s 及 f_s' の値は (53) (51) 兩式より算出する事容易なり。然し此の場合に於ける最大應力 (f_s') は、$15f_c=15\times 366=5490\#/\square''$ より少て有ると明かである。

(例二) 以上の例題に於て單に偏倚 3 吋を 6 吋に變じたる場合の f_c, f_c' を算定せよ。

(解) 茲に $\frac{e}{h}=\frac{6}{20}=0.30$, 故に第二十五圖の $\frac{e}{h}=0.3$ の縦線に沿ひ、前同様に太き斜線 $(p+p'=1.4\%)$ と同細き斜線との交點より C 及 C' の値を得べし、即ち $C=+2.11$, $C'=-0.455$ を知り得るから、(54) 並に (55) 式より次きの結果を得べし。

$$f_c=\frac{60{,}000\times\cos 5^\circ}{12\times 20}\times 2.11=+526\#/\square'' \text{ (應壓力)}$$

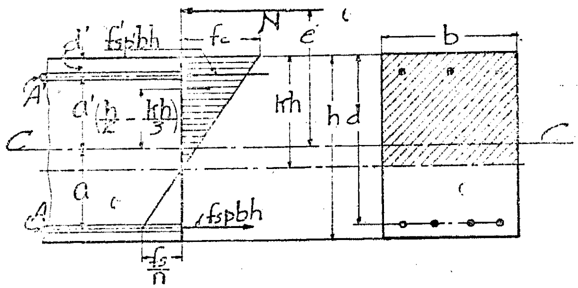
$$f_c'=\frac{60{,}000\times\cos 5^\circ}{12\times 20}\times(-0.455)=-11[illegible]\#/\square'' \text{ (應張力)}$$

又鐵筋上の應力は (51) (53) 兩式より算定する事が容易である。以上の問題は何れも鐵筋混凝土拱橋の設計に起るものである、後章 269 頁の計算は本公式に依れり。

(II) 復鐵筋 (Double reinforcement) を有する矩形材(斷面)にして混凝土の抗張力を無視せる場合。

推力 R の中軸線からの偏倚が大となり、鐵筋混凝土桁の一方に張力を生じ、之れに對し混凝土が抵抗し得ざる場合に至れば、以上論述し來れる諸公式は直ちに之れを計算上に應用する事が出來ぬ、そこで次ぎに掲ぐる方法により更に公式を誘導し計算せねばならぬ。茲に抗張力側の鐵筋は全應張力を採るものとす。本題は比較的復雜なるを免れないが、肝要なる公式なれば先づ一般的

第二十六圖甲



解法を揭げ、後普通の公式を誘導する順序を採らむ、

符號 A=抗張鐵筋斷面積

A'=抗壓鐵筋斷面積

a=桁斷面の重心を通ずる軸線より抗張鐵筋に至る距離

a'=桁斷面の重心を通ずる軸線より抗壓鐵筋に至る距離

$p=\frac{A}{bh}$

$p'=\frac{A'}{bh}$

d=桁の抗壓纎維より抗張鐵筋中心線に至る距離

d'=桁の抗壓纎維より抗壓鐵筋中心線に至る距離

N=推力 R の垂直分力

桁の任意の斷面に於ける應力は推力によつて起るもので有るから、其の斷面に於ける應力の代數的和は推力の垂直分力(其の斷面に對し)に等しくなければならぬ

故に
$$N=\frac{f_c bkh}{2}+A'f_s'-Af_s \cdots\cdots\cdots\cdots(a)$$

又其の斷面に於ける應力の力率を重心軸の廻りに取れば

$$M=\frac{f_c bkh}{2}\left(\frac{h}{2}-\frac{kh}{3}\right)+A'f_s'a'+Af_s a \cdots\cdots\cdots\cdots(b)$$

第二十六圖(甲)より

$$\left.\begin{aligned} f_s&=nf_c\left(\frac{d}{kh}-1\right)\\ f_s'&=nf_c\left(1-\frac{d'}{kh}\right)\end{aligned}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots(c)$$

然るに力學上 $M=Ne$ なるに依り、(a) (b) の兩式を組み合せ、更に (c) 式の値を代用してf_s, f_s', f_c 等を消却し、未知數 k の順序に排列せば次式を得べし。

$$k^3+3k^2\left(\frac{e}{h}-\frac{1}{2}\right)+6nk\left[\frac{e}{h}(p'+p)-\frac{1}{h}(p'a'-pa)\right]$$
$$+6n\frac{e}{h}\left[p'\left(\frac{a'}{h}-\frac{1}{2}\right)-p\left(\frac{a}{h}+\frac{1}{2}\right)\right]$$
$$-6n\left[p'\left(\frac{a'}{h}-\frac{1}{2}\right)\frac{a'}{h}+p\left(\frac{a}{h}+\frac{1}{2}\right)\frac{a}{h}\right]=0 \cdots (56)$$

從て上式より k の値を定めたる後は f_c の値を定むる事容易なり、即ち (a) 式より

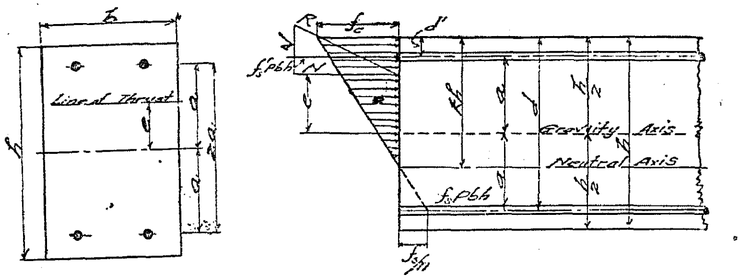
$$N=\frac{f_c bkh}{2}+A'f_s'-Af_s=f_c\left[\frac{bkh}{2}+nA'\left(1-\frac{d'}{kh}\right)-nA\left(\frac{d}{kh}-1\right)\right]$$

故に
$$f_c=\frac{N}{bh}\left[\frac{k}{\frac{k^2}{2}+np'\left(k-\frac{d'}{h}\right)-np\left(\frac{d}{h}-k\right)}\right]\cdots\cdots\cdots\cdots(57)$$

以上は頗る一般的の場合で有つて、鐵筋量が抗張、抗壓共に如何なる割合に使用せられて居ても、部材に起る應力は上式により

計算する事が出來る。然し普通拱橋とか支柱とかの實地に於ては鐵筋が主に對照的に使用せられて居る（第廿六圖乙參照）從て $A=A'$，又は $p=p'$，$a=a'$ である、然る時は (56) 式より、中軸線の位置を定むる理論式は次の如く簡單となる。

第二十六圖乙



$$k^3+3\left(\frac{e}{h}-\frac{1}{2}\right)k^2+12np\frac{e}{h}k-6np\left(\frac{e}{h}+2\frac{a^2}{h^2}\right)=0 \quad \ldots\ldots (58)$$

又 (57) 式より

$$f_c=\frac{N}{bh}\left[\frac{2k}{k^2+4npk-2np}\right] \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (59)$$

又は (b) 式より誘導して

$$f_c=\frac{M}{bh^2\left[\frac{2npa^2}{kh^2}+\frac{k}{4}-\frac{k^2}{6}\right]} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (60)$$

を定むるものなり、然る時は (c) 式より f_s, f_s' 等を算定する事容易なり。

(III)　抗張鐵筋のみを有する桁に於て彎曲應力と直應力とを同時に生ずる場合（但し混凝土の抗張力を無視す）。

本問題は單筋を有する鐵筋混凝土管とか、倒丁字形擁壁等に於て彎曲率の外に更に直力を伴ふ場合に起るものである。此の場合に於て桁の中軸線の位置を定むるには (56) 式に於て $p'=0$ と置けば可なり、即ち

$$k^3+3k^2\left(\frac{e}{h}-\frac{1}{2}\right)+6np\left[\frac{e}{h}+\frac{a}{h}\right]k$$
$$-6np\left(\frac{a}{h}+\frac{1}{2}\right)\left(\frac{a}{h}+\frac{e}{h}\right)=0 \quad \ldots\ldots\ldots (61)$$

k の値を上式により算定せる後、f_c の値は次式より定むる事を得。

$$f_c=\frac{N}{bh}\left[\frac{k}{\frac{k^2}{2}-np\left(\frac{d}{h}-k\right)}\right] \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (62)$$

又鐵筋上の應張力 (f_s) は前述の (c) 式即ち次式より定むることを得

$$f_s=nf_c\left(\frac{d}{kh}-1\right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (c)$$

本項諸公式の應用に關する例題につきては第九十節の末葉、鐵筋混凝土管計算實例を參照せよ。

---

k を定むる三次方程式の解法。

復鐵筋を施せる桁上に直壓力と彎曲應力とを生ずる場合に中軸線の位置を定むるには (58) 式を解かねばならぬ、然るに本式は三次方程式で有るから次ぎの方法によらなければならぬ。今 (58)

式に於て

$$b_1=\frac{e}{h}-\frac{1}{2},\quad b_2=4np\frac{e}{h},\quad b_3=-6np\left(\frac{e}{h}+2\frac{a^2}{h^2}\right)$$

と置けば次ぎの如く變ず。

$$k^3+3b_1k^2+3b_2k+b_3=0$$

更に又 $k=z-b_1$ と置けば上式は

$$z^3+3Hz+G=0$$

玆で　$H=b_2-b_1^2,\quad G=b_3-3b_1b_2+2b_1^3$　なり。

今更に $z=u+v$ と置く時は

$$u^3+v^3+3(uv+H)(u+v)+G=0$$

更に又 H と G とを次ぎの如き値を有す樣に撰定す

$$\left.\begin{array}{l} uv+H=0 \\ u^3+v^3=-G \end{array}\right\}$$

此の二式から v を消法すると次ぎの如くになる

$$u^3-\frac{H^3}{u^3}=-G$$

又之を書き換へて $u^6+Gu^3=H^3$

此の式を u につき解けば

$$u=\sqrt[3]{-\frac{G}{2}+\sqrt{\frac{G^2}{4}+H^3}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (63)$$

となる而して u の値が定まれば從て

$$z=u-\frac{H}{u}=uw-\frac{Hw^2}{u}\quad \text{或は}\quad uw^2-\frac{Hw}{u}$$

玆に $w=-\frac{1}{2}\pm\frac{1}{2}\sqrt{-3}$, z の値が定まると從て k の値は次の如

く容易に定められる

$$k=z-b_1 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (64)$$

（例）　今 $\frac{e}{h}=1.0$, $\frac{a}{h}=\frac{4}{10}$, $p=.005$, $n=15$ とせば k の値幾何。

（解）

$$b_1=1.0-\frac{1}{2}=0.5,\qquad b_2=4\times15\times.005\times1.0=0.30$$

$$b_3=6\times15\times.005\times(1.0+2\times0.4^2)=-0.594$$

$$H=0.05,\qquad G=-0.794$$

$$u=\sqrt[3]{-\frac{-0.794}{2}+\sqrt{0.1537+.000125}}=0.924$$

$$\therefore\quad z=u-\frac{H}{u}=0.924-0.0541=0.870$$

故に

$$k=0.870-0.50=0.370$$

表圖　以上の如く k を定むるに一々計算によると中々煩雜で運算に手數を要するから圖式による方便利で有る。今實地に於て尤も普通なる場合を取り $d'=0.1h$, 從て $a=0.4h$, $n=15$ と假定せば k の値は第二十七圖から求むる事が出來る、又第 (60) 式の $\left[\frac{2npa^2}{h^2k}+\frac{k}{4}-\frac{k^2}{6}\right]$ を C と名付くれば

$$M=Cbh^2f_c$$

即ち

$$f_c=\frac{M}{Cbh^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (65)$$

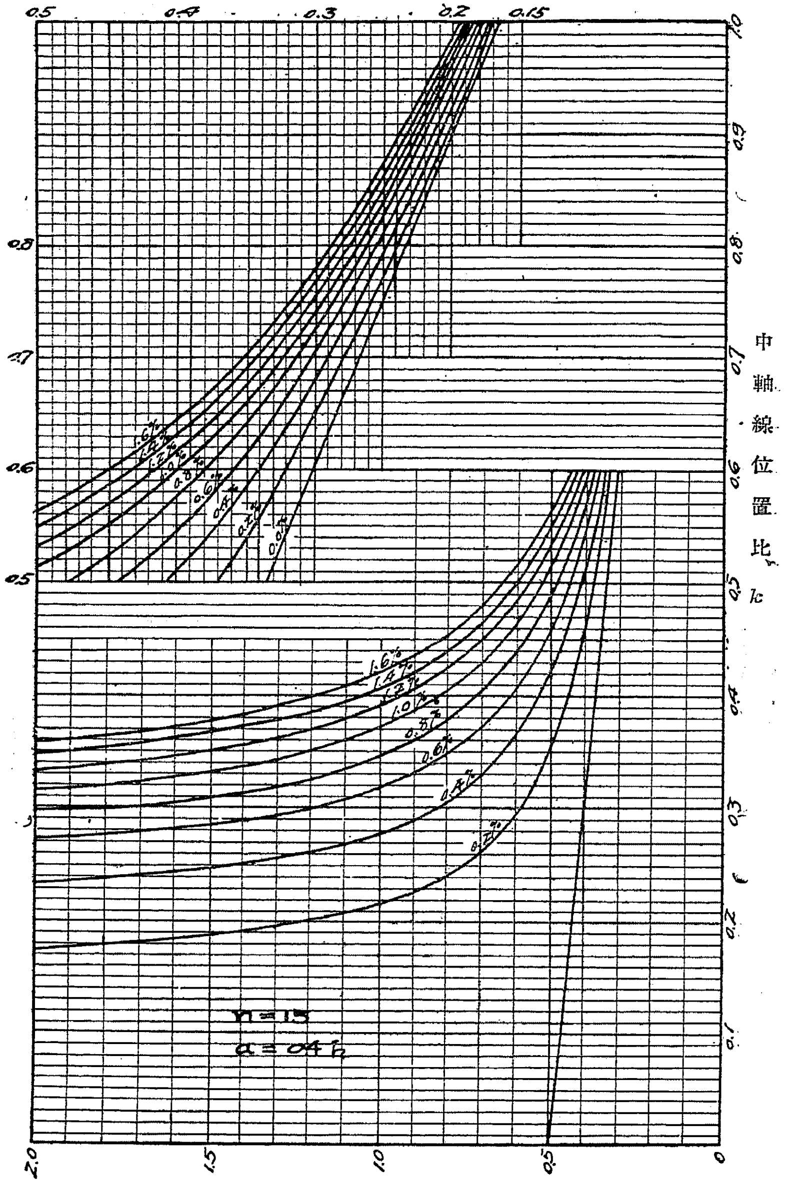
となる。$a=0.4h$, $n=15$ とし各種の k の値につき夫れ夫れ C の値を算定し表示したのが第貳十八圖である、故に實地の計算に當りては第二十七圖より k の値を定め、更に此の k の値から C の値を求むる事は第廿八圖を使用せば頗る便利で有る、從て f_c の値は (65) 式より算定する事が出來る。第二十七圖及第二十

第二十七圖

中軸位置比(k)を求むる圖

$(p+p')=2p=$鐵筋百分率

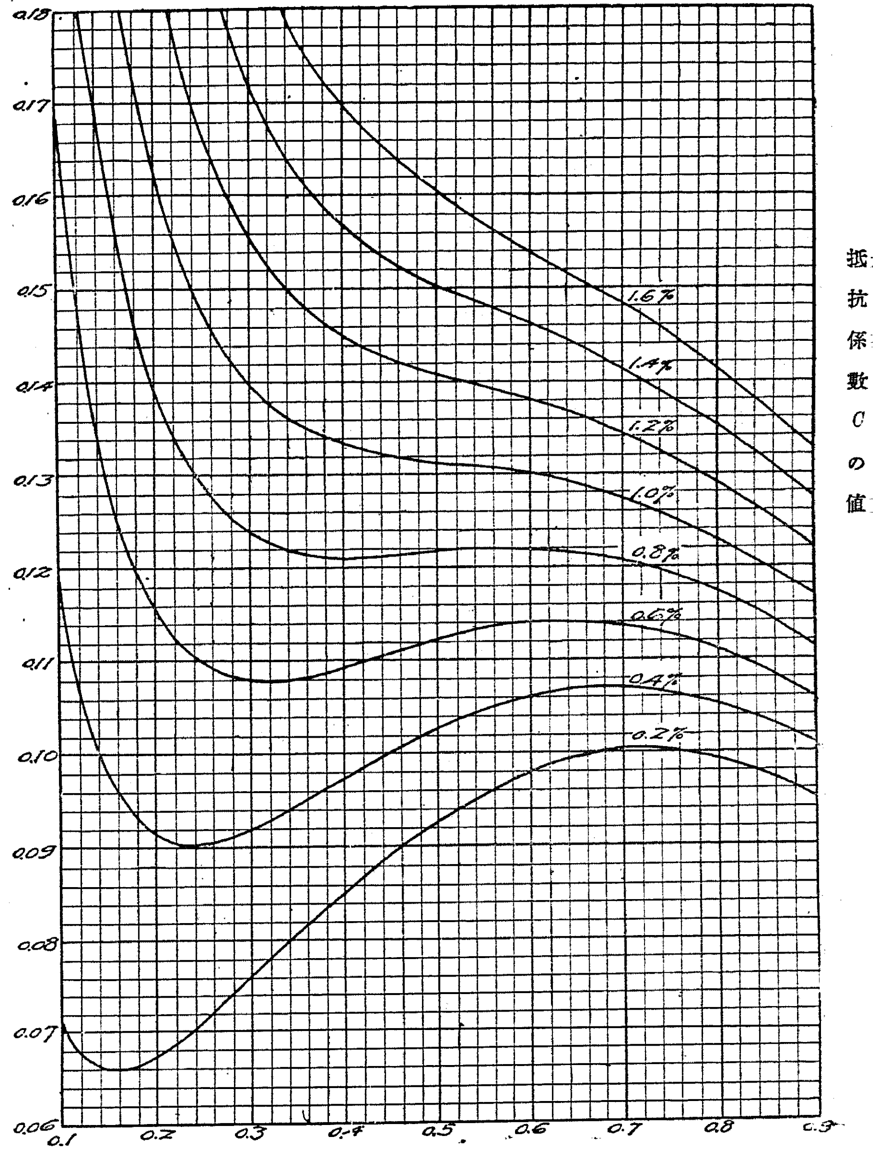
推力偏倚度 $\frac{e}{h}$



推力偏倚度 $\frac{e}{h}$

第二十八圖

複鐵筋部材に關する抵抗係數圖



中軸位置比 k

$f_c=\frac{M}{Cbh^2}$，但し $n=15$, $a=0.4h$ なる場合

八圖を使用するに當り注意すべきは、圖中に揭げたる鐵筋量比は抗壓抗張兩者の總斷面積と混凝土斷面積との比にして卽ち $p+p'$ なる事である。

（例） 複鐵筋を有する拱肋材(或は梁材等)の幅卅六吋、深さ二十吋とす、鐵筋は上下兩緣共等量にして各 0.8% 卽ち全量 1.6% にして兩緣より何れも二吋の位置に配置せり、今此の拱肋材の拱軸線に直角なる斷面に於て 80,000 封度の壓力と 1,600,000 吋封度の彎曲率を生ぜりとす、然らば其の最大及最小纖維應力並に鐵筋上の應力を算定せよ。但し $n=15$ とし混凝土の抗張力を無視す。

（解） 玆に斷面上に働く直壓力 $=N=80{,}000\#$,

故に N の偏倚 $e=\dfrac{M}{N}=\dfrac{1{,}600{,}000}{80{,}000}=20$ 吋、從て $\dfrac{e}{h}=\dfrac{20}{20}=1.0$

第廿七圖下方 $\dfrac{e}{h}=1.0$ なる縱線に沿ひ $p+p'=1.6\%$ なる曲線との交互より右方に進みて k の値を見るに次きの如し。

$$k=0.42$$

次ぎに第廿八圖の下方にて $k=0.42$ の縱線に沿ひ上方に進み $p+p'=1.6\%$ 曲線との交點より左方に進み C の値を知る事が出來る。

卽ち $$C=0.1675$$

從て (65) 式より $$f_c=\frac{M}{Cbh^2}=\frac{1{,}600{,}000}{0.1675\times36\times20^2}=664\#/\square''$$

又鐵筋上の應張力 (f_s) 及應壓力 (f_s') は前揭 (c) 式より算定する事が出來る卽ち

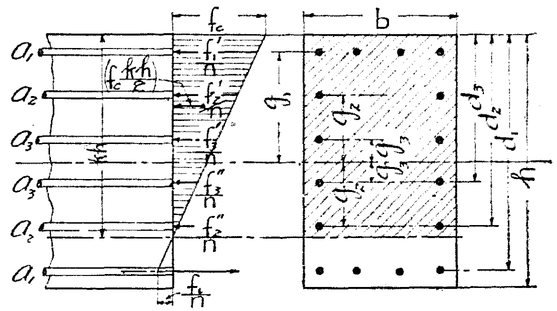
$$f_s=nf_c\left(\frac{d}{kh}-1\right)=15\times664\times\left(\frac{0.9}{0.42}-1\right)=11{,}383\#/\square''$$

$$f_s'=nf_c\left(1-\frac{d'}{kh}\right)=15\times664\times\left(1-\frac{0.1}{0.42}\right)=7{,}590\#/\square''$$

(IV) 矩形斷面の四周に鐵筋を配置せる桁に直應力と彎曲率とを生ずる場合(但し混凝土の抗張力を無視す)(禁轉載)。

鐵筋の配置は桁斷面の重心軸に對し對照的なりとす。先づ第一に中軸線 (Neutral Axis) が應張力側の鐵筋第一列と第二列との間に位するものと假定す。

第二十八圖甲



符號 $\quad p_1=\dfrac{a_1}{bh},\quad p_2=\dfrac{a_2}{bh},\quad p_3=\dfrac{a_3}{bh}$

第廿八圖甲に明かなるが如く、應張力の全量は下緣より第一列の鐵筋のみにて取る、而して其の抗張鐵筋に生ずる應張力は

$$f_1=nf_c\left(\frac{d_1}{kh}-1\right)\ \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\ (a)$$

又抗壓鐵筋に生ずる應壓力は同樣に次ぎの如く表す事が出來る。

$$\left.\begin{aligned}
&f_1'=nf_c\left(1-\frac{h-d_1}{kh}\right),\quad f_2'=nf_c\left(1-\frac{h-d_2}{kh}\right)\\
&f_3'=nf_c\left(1-\frac{h-d_3}{kh}\right),\quad f_3''=nf_c\left(1-\frac{d_3}{kh}\right)\\
&f_2''=nf_c\left(1-\frac{d_2}{kh}\right)
\end{aligned}\right\}\cdots\cdots\ (b)$$

任意の斷面に於ける應力は推力 (Thrust) により起るもので有るから、其の斷面に於ける應力の代數的和は推力の法分力 (Normal Component) N に等しくなければならぬ。而して鐵筋量は重力軸の上下に於て各等量なりとせば、

$$N=bh\left(f_1'p_1+f_2'p_2+f_3'p_3+f_3''p_3+f_2''p_2+\frac{f_ck}{2}-f_1p_1\right)\ldots\ldots (c)$$

(a) 及 (b) 式の値を (c) 式に代用し簡約せば次ぎの結果式を得べし

$$N=f_cbh\left\{\frac{k^2+4nk(p_1+p_2+p_3)-2n(p_1+p_2+p_3)}{2k}\right\}\ \ldots\ldots (d)$$

次ぎに斷面に於ける應力の力率を重力軸の廻りに取り簡約する時は

$$\begin{aligned}M=&\left\{f_1'p_1g_1+f_2'p_2g_2+f_3'p_3g_3+\frac{f_ck}{2}\left(\frac{h}{2}-\frac{kh}{3}\right)\right.\\&\left.\qquad-f_3''p_3g_3-f_2''p_2g_2+f_1p_1g_1\right\}bh\\=&2nf_cbh^2\left(\frac{p_1g_1^2+p_2g_2^2+p_3g_3^2}{kh^2}\right)+\frac{f_ckbh^2}{4}-\frac{f_ck^2bh^2}{6}\\=&f_cbh^2\left\{\frac{2n(p_1g_1^2+p_2g_2^2+p_3g_3^2)}{kh^2}+\frac{k}{4}-\frac{k^2}{6}\right\}\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (e)\end{aligned}$$

然るに $M=Ne$ なるにより (d) 及 (e) の兩式より k の値を定むる方程式を得る事容易なり、其の結果式は計算の結果次ぎの如し。

$$\begin{aligned}&k^3+3\left(\frac{e}{h}-\frac{1}{2}\right)k^2+12n\left(\frac{e}{h}\right)(p_1+p_2+p_3)k\\&\quad-6n\left[(p_1+p_2+p_3)\frac{e}{h}+2\left(\frac{p_1g_1^2+p_2g^2+p_3g_3^2}{h^2}\right)\right]=0\ldots\ldots (58')\end{aligned}$$

前項に述べたる方法或は試算法により k の値を算定せば、鐵筋上の應力は本項 (a) 及 (b) 式より定むる事が出來る。

以上は中軸線が抗張鐵筋第一列と第二列との間に在るものと假定して定めたる公式であるが第二列と第三列との間に在るものとして算式を解きたる結果も亦 (58′) 式と全く同一である、故に以上述ぶる處は一般的解式と曰ふ事が出來る。

本公式は建築物の支柱又は電柱等に於て其の斷面の四周に鐵筋を配置したる場合に、直壓力と彎曲率とを同時に受くる時其の應力を算定するに必要なる公式である。

第三十五節　桁及び<u>スラブ</u>に於ける應剪力

靜力學で攻究せられた通り桁が外力の爲めに彎曲すると分子と分子とは垂直と水平との方向に互に滑らんとする傾向を生ずる、そこで鐵筋混凝土の設計に從事するには此等剪力の働きを充分明瞭に理解し且つ抗剪筋の挿入法を誤らぬ様にせねばならぬ。先づ剪力に關し次ぎの事を攻究する必要がある。

1. 垂直剪力 (Vertical shear)
2. 水平剪力 (Horizontal shear)
3. <u>ダイアゴナル、テンション</u> (Diagonal tension)

1. 垂直剪力

桁に於ける垂直剪力は其の點に於ける垂直面上の左右兩垂直力の差であるから桁の支端に於ては常に其點の反力 (Reaction) に等しい、混凝土は直剪力（但しダイアゴナル、テンションを伴はぬ場合）に對しては、頗る强いものであると曰ふことは實驗上から明かである。タルボット教授が矩形材につき實驗した結果は次ぎの如くである。

調合	抗剪强（每平方吋に就き封度）	抗壓强（每平方吋に就き封度）	抗剪强と抗壓强との比
1:2:4	1,418	3,210	0.44
1:3:6	1,250	2,290	0.57

此等の結果から見るも抗剪强は抗壓强の約五割であるから、直剪力の爲めに桁やスラブが失敗を招くと云ふことは甚だ少ない。然し鐵筋混凝土桁に尤も通有なのは張力と剪力との結成からダイアゴナル、テンションを生じ龜裂することである、故に肋筋 (Web Reinforcement) を施さない鐵筋混凝土桁では應剪力百二十封度（平方吋に）を越ゆることは出來ない、而して安全率は少くとも三とせねばならぬから、安全可許應剪力度は四十封度（每平方吋）とすべきである、但し肋筋を施した桁ならば此の値を倍加して八十封度の可許應剪力度となしてよい。

2.　水平剪力

任意の點に於ける水平剪力は其の點に於ける垂直剪力に等しいと云ふことは力學上明瞭なる事實である、故に鐵筋混凝土桁は水平直剪力に對しては耐力元より充分である、以前にはスターラッ

プとかベント、アップ、バーは剪力に對し働くものとして挿入したが併し實驗して見ると純混凝土のみで此の剪力に耐ゆるに充分であるから此等の鐵筋は剪力に對すると云ふよりは寧ろ抗張筋として働くと云ふことに最近の實驗が一致して居る、著者等の實驗した處でもベント、アップ、バーは僅かに張力を受けスターラップは桁に龜裂を生じ初めてから後張力を受くるのである。

3.　ダイアゴナル、テンション (Diagonal Tension.)

桁を實驗して見ると分るが其の破壞するのは、何れも加重點から支端までの間に起る斜めの龜裂である。此れが即ち桁の下緣に於ける張力と剪力との結成から來るダイアゴナル、テンション龜裂である、此れが桁では尤も恐るべき病源で此の龜裂を完全に止める配筋法を知らなければ鐵筋混凝土桁の設計は出來ない。今此の筋違龜裂を防止する鐵筋操作の有樣を極く單簡に述べて見よう。

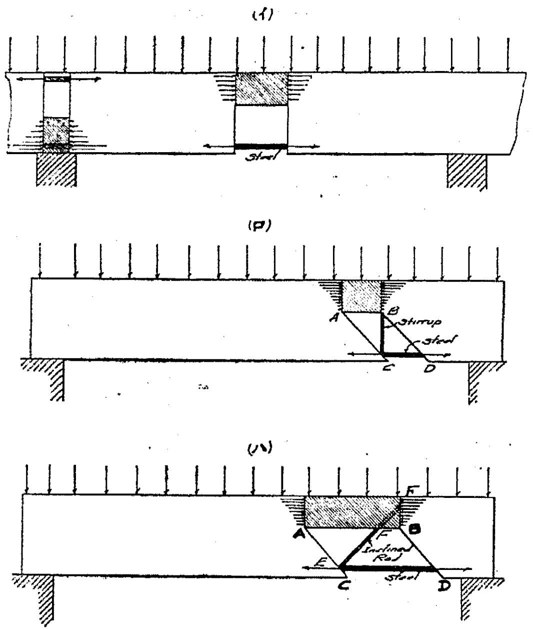
第三十六節　桁に於ける筋違龜裂を防ぐ配筋法

前にも述べた通り桁は此の筋違龜裂の爲めに何等の前徴もなく突然破壞するから此れを防ぐ配筋法を充分考定せねばならない。

第二十九圖（イ）（ロ）（ハ）は此等配筋の理由を極解り易く示したものである、今（イ）の場合に於て桁は等布荷重を受けて居るが、其の徑間の中央で圖の如く混凝土を切り取り其の上半にのみ抗壓塊（陰線を施したる部分）を存したとする、そうすると此の部分で

は單に張力と壓力のみ有つて、左右の兩斷片が滑らうとする傾きがない、何となれば左右兩斷片上の荷重が平均して居るからである、此の如く剪力は此の部分では零であるから、抗剪筋が無くと

第二十九圖



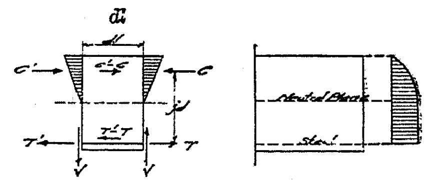
も此の抗張筋と抗壓塊とにて桁は安全である。

(ロ)(ハ)の兩圖に於て桁の一端に於て、$ABCD$ の如く混凝土の一部を切り取りて考へると(鐵筋混凝土桁では混凝土の抗張力を無視して居るから此の部分の混凝土が無いと見てもよい、)水平鐵筋は桁の張力を採り上半の抗壓塊(陰線を施したる部分)は壓力に抵抗して平衡を保つて居る、然し此の部分で桁の左片上の荷重

が右片上の荷重よりも遙かに多いから左片は滑り落ちようとする、そこで此の兩斷片を縦に繋ぐ鐵筋が無ければ桁の腹部は斜めに割れると曰ふとになる、故に圖に示した様に BC なるスターラップか又は EF なる斜筋が必要なのである、故に桁の端の方では抗張筋と抗壓混凝土と抗剪筋とが有つて初めて桁は安全である。

第三十七節　鐵筋混凝土桁に於ける應剪力分布の狀態

鐵筋混凝土桁に在りては張力が鐵筋のみに集中せられて居るから、普通の等質桁に於ける場合とは應剪力分布の狀態が異つて居る。今第三十圖に於て桁の極く短少部 dl を考ふるに次ぎの符號を用ふ。



第三十圖

V=此の部分に働く垂直剪力の全量

v=水平(或は垂直)單位應剪力(但し桁の中軸線の單位面積に働くもの、)

b=桁の巾、其他は圖に示せる通り。

抵抗力率から $C=T$, $C'=T'$ なる關係がある。而して鐵筋中心から中軸線までの間には鐵筋に働く應張力の外、如何なる力

もなく從て此の間に於ける應剪力の全量は $T'-T$ である、故に鐵筋から中軸線までの間の單位應剪力は一定であつて

$$v=\frac{T'-T}{bdl}$$

今又壓力中心點に關し內外力の力率を求むれば

$$Vdl-(T'-T)jd=0$$

即ち

$$V.dl=v\,jd\,b\,dl$$

或は

$$v=\frac{V}{bjd} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (66)$$

中軸より上部に於ける應剪力の分布の狀態は拋物線法則に從ふものとせられて居る。故に鐵筋混凝土桁の斷面に於ける應剪力分布の有樣は第三十圖右半に示した如くである。

又靜力學上から水平應張力と垂直應剪力とが同一斷面に働いて居るときには最大應張力は筋違ひの方向に起るもので其の應力度は次きの如くである。

$$t=\frac{1}{2}f+\sqrt{\frac{1}{4}f^2+v^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (67)$$

玆に t=最大應張力即ちダイアゴナル、テンション

f=單位水平應張力

v=垂直(或は水平)應剪力

其の t の方向は次式から得られる

$$\tan 2\theta=\frac{2v}{f} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (68)$$

玆に θ は最大應張力の水平と爲す角度である。

以上述べた處から次ぎの事實が解る。桁の凡ての點に於て剪力の零なる處では最大張力の方向は常に水平である。又水平張力の

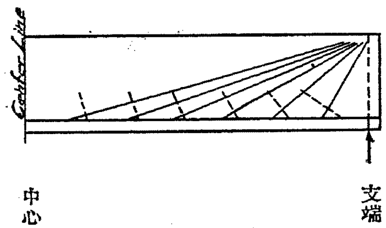
零なる點(即ち彎曲率の零なる部分)では最大張力の方向は水平線と四十五度の角を爲し、其の應力度は其の點の應剪力に等しい。

第三十八節　肋筋 (Web-Reinforcement) の計算法

(I) 概念

今肋筋の計算法に入るに先立つて必要なことは肋筋配置法の概念である、前にも屢々述べた通り此の肋筋は人體の肋部の構造の樣なもので桁の强度と安全度とに多大の關係を持つて居るものである、等布荷重を受くる桁では最大應張力の方向は徑間の中央では水平で有つて、端の方に進むに從ひ次第に水平線と角度を爲し支端即ち水平張力の零なる點では四十五度となる、此の如き理由から肋筋配置の適法は概略第三十一圖の如きものである。

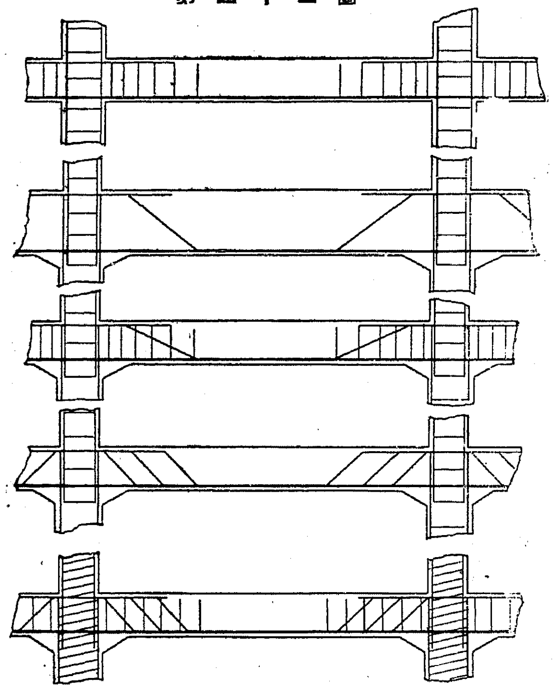
第三十一圖



然し實際上には此の如き方法を採用することが出來がたい、何となれば水平鐵筋數は概ね四五本に限られて居ることと、水平筋を色々の角度に曲げ上ぐることとが頗る困難であるからである、實際には第三十二圖に示した如く垂直のスターラップを使用するか水平筋を曲げ上ぐるか又は此の兩者を併用するかである、此の內尤も普通なのはベントアップ、バーとスターラップとを併用することである、第三十二圖は

連續桁の例であるが單桁の場合には負彎曲率に對する水平筋を除いたのみである。

第 三 十 二 圖



連續桁に於ける肋筋の配置

(II) 單桁に於ける水平筋の所要長

單桁に於ける水平筋は支端の方に近づくに從て其の數を減じてよい。そこで水平筋の直線部の所要長と云ふ問題が起る、其の長さは鐵桁の設計と同法に據つてよい、故に次式により算定することが出來る。

$$l_n=\frac{l}{\sqrt{A}}\sqrt{a_1+a_2+\ldots\ldots+a_n} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (69)$$

玆に l_n=長さの順序に於て n 番目の鐵筋長、(但し尤も短かきも

のを第一番目とす)

l=徑間長

A=徑間の中央に於ける鐵筋總斷面積

a_1, a, 等=一番目及び二番目等の鐵筋箇々の斷面積

(III) 肋筋の効力

鐵筋混凝土桁では平均應剪力度が毎平方吋に四十封度を越さぬ樣に桁の大さを定むれば別に肋筋挿入の必要はないが、實地では屢々百封度位まで許さねばならぬ場合が起る、さて此の場合に何封度まで混凝土に許し、何封度は鐵筋に取らしめるかと云ふことは豫め定めねばならぬ問題である、普通 1: 2: 4 混凝土では三十封度乃至四十封度(毎平方吋に)を混凝土に許し殘りを鐵筋に採らしむるがよい。

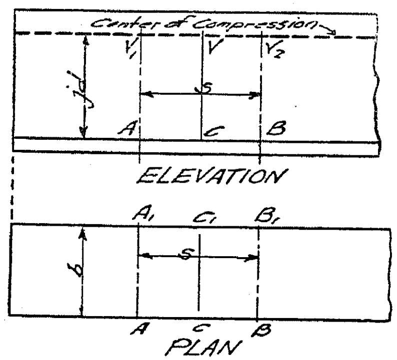
以上の事實を確實にするには實驗上の引證が必要である。次に揭ぐる處はウィスコンシン大學のウィシー氏 (Withey) が二個宛の矩形桁及び丁狀桁に就き實驗したる結果である、桁は徑間六呎、幅八吋、水平鐵筋は六分丸鐵四本で何れも垂直 U 形スターラップ(二分丸鐵)を用ひたものである。

桁の番數	スターラップの斷面積 (平方吋)	スターラップの間隔 吋	桁の有効厚 吋	桁の幅 吋	平均垂直應剪力(v)平方吋につき封度	スターラップの計算應力 平方吋に付封度
1	.049	5½	13½	8	222	100,000
2	.049	5½	13½	8	223	100,000
3	.049	6	16	8	272	133,000
4	.049	6	16	8	235	115,000

スターラップに用ひし鐵筋の彈性限度は毎平方吋に 47,000封度其の極强は 62,000 封度であつた、以上の表示せる結果の中計算應力と稱するものは、s をスターラップの間隔としたときに vbs として算定したものである、然し以上の計算應力は鐵筋の彈性限度を遙かに超過して居るのであるから、此の應剪力の大部分即ち約四割は純混凝土が採つたものであることが明瞭である。從て剪力の全部を肋筋で抵抗せしむるものとするのは餘りに保守に失して居るから、全量の三割乃至四割は混凝土に採らしむる樣計算して毫も差支へない、換言すれば混凝土が毎平方吋に約四十封度の抗剪力あるものとし殘りを肋筋に採らしめてよい。

(IV) 垂直肋筋の計算、(Calculation of Vertical Stirrup)

第三十三圖



第三十三圖に於て A 斷面に於ける垂直剪力の全量を V_1 とせば同斷面に於ける單位應剪力(垂直又は水平)は第(66)式から

$$\frac{V_1}{bjd}$$

である、今此の桁の全幅に於ける應剪力度は $\frac{V_1}{jd}$ で同樣に B 斷面では $\frac{V_2}{jd}$ である。

A 及び B なる二斷面の距離を s とし此の長さに對する全應剪力は次ぎの如し

$$\frac{1}{2}\frac{V_1+V_2}{jd}s \quad \text{即ち} \quad \frac{V}{jd}s$$

剪力量は筋違張力 (Diagonal Tension) を計る尺度であつて、混凝土と鐵筋との可許應張力の和は上式の應剪力に等しくなければならぬ。

前にも述べた通り單位應剪力度が毎平方吋に對し百二十封度であれば其の三分の一即ち四十封度は純混凝土のみで安全に抵抗が出來る。そこで以上の範圍內であれば純混凝土が全應剪力(筋違張力を含み)の三分の一をとり殘りの三分の二は垂直肋筋で採るものと假定することが尤も適當である。肋筋の斷面積を算定するには此の後者(即ち應剪力全量の三分の二)によるから

$$A=\frac{2}{3}\frac{Vs}{f_s jd} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (70)$$

今應剪力が混凝土の可許應剪力$\left(\begin{smallmatrix}\text{毎平方吋}\\\text{四十封度}\end{smallmatrix}\right)$を超過する場合には肋筋面積は次式による

$$A=\frac{(V-v'bjd)s}{f_s jd} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (71)$$

茲に v' は純混凝土の可許應剪力である。

(V) 筋違肋筋の計算

以上は垂直肋筋の場合であるがベント、アップ (Bent up) 鐵筋の樣に四十五度の筋違狀に置かれてある場合には、肋筋斷面積は次式によらねばならぬ。

(a) 剪力の三分の二を肋筋が採る場合

$$A=\frac{2}{3}\frac{Vs}{f_s jd}\sin 45^\circ=\frac{2}{3}\cdot\frac{0.7\,Vs}{f_s jd} \quad \cdots\cdots \quad (72)$$

(b) 剪力が平方吋に對し百二十封度を超過する場合には

$$A=\frac{0.7\,(V-v'bjd)\,s}{f_s j d} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (73)$$

(c) 任意の角度 (θ) に傾斜して居る場合には

$$A=\frac{2}{3}\,\frac{Vs}{f_s j d}\sin\theta \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (74)$$

又は

$$A=\frac{(V-v'bjd)\,s}{f_s j d}\sin\theta \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (75)$$

(VI) 肋筋の間隔

肋筋の間隔は如何なる場合を問はず桁の有効深より大とすべからず、實用上尤も適當なる限度は其の間隔を桁深の四分の三とするがよい。

桁の任意の部分に於ける肋筋の間隔は其の鐵筋斷面積を與ふれば次式から定むることが出來る。

$$間隔=s=\frac{3Af_s j d}{2V} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (76)$$

玆に A は與へられたる肋筋の斷面積であつて V は其の點に於ての垂直剪力である、又本式では剪力の三分の一は混凝土が採るものと假定して居る。

混凝土が其の單位面積に對し v' 丈け許し得るものとすれば肋筋の間隔は次式から定めらるゝ。

$$s=\frac{Af_s j d}{V-v'bjd} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (77)$$

桁が等分荷重 w を支ゆる場合には桁の任意點例へば左の端から x なる距離に於ける垂直剪力は $\frac{w}{2}(l-2x)$ であるから (76) 及び (77) 兩式に此の値を入れて、肋筋の間隔は次ぎの如く定めらるゝ

$$s=\frac{3Af_s jd}{w(l-2x)} \cdots\cdots (76_a), \qquad s=\frac{2Af_s jd}{w(l-2x)-2v'bjd} \cdots (77_a)$$

今鐵筋上の可許應張力を每平方吋に 16,000 封度とすれば (76) (77) 兩式は次の如く變ず。

$$s=\frac{24000\,Ajd}{V} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (78)$$

$$s=\frac{16000\,Ajd}{V-v'bjd} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (79)$$

又桁が等布荷重 w を支へ f_s=16,000 封度 (每平方吋) とせば (76_a), (77_a) 兩式は次の形をとる。

$$s=\frac{48000\,Ajd}{w\,(l-2x)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (80)$$

$$s=\frac{32000\,Ajd}{w(l-2x)-2v'bjd} \quad \cdots\cdots\cdots \quad (81)$$

前にも述べた通り混凝土が垂直剪力の三分の一を取り殘り三分の二を肋筋で抵抗せしむる場合には (80) 式を用ひ又混凝土が v' 丈けの可許單位應剪力を取るものとせば (81) 式を用ひねばならぬ。

上式を通覽するに肋筋の間隔は剪力に反比して居るから、剪力の大なる部分では其の間隔を密とせねばならぬ、單桁では支端に近づくに從て剪力は大であるから肋筋を此の部分で密に排置し、徑間の中央に進むに從て間隔を廣くするのが普通である。

(VIII) 肋筋を使用すべき區間長

肋筋を使用すべき距離は桁の支端から幾尺であるか是れ又實地に必要な問題てある。

今桁の任意點に於ける垂直剪力 V は、前述の如く

$$V=\frac{wl}{2}-wx$$

玆に w は桁上の等布荷重て x は桁の支端から垂直剪力を求むる點までの距離てある、斷面上の單位應剪力は

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

肋筋の不用なる點ては $v=v'$ てあるから

$$v'=\frac{V'}{bjd}\qquad 即ち\quad V'=v'bjd\ \cdots\cdots\cdots\ (a)$$

然るに等布荷重を支ふる桁ては

$$V'=\frac{wl}{2}-wl_1\ \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\ (b)$$

玆に l_1 は肋筋を要する區間長（或は桁の支端から肋筋を要せざる點までの距離）てある。(a) 式を (b) 式に代用し l_1 にて解くときは次式を得る、

$$l_1=\frac{l}{2}-\frac{v'bjd}{w}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\ (82)$$

現今の施工法ては桁の全長に亘り細き肋筋を配置するのが普通てあり又建造物安定の上から見て良好て有る。

(VIII)　所要肋筋數及び垂直肋筋位置表

設計に要する時間の節約と正確とを保するには豫め圖表作製の必要がある、次ぎに掲ぐる二表（第十四、第十五表）は此の目的に供する爲めて有る。

今例を以て本表の使用法を紹介しよう、

第十四表

單桁の兩端に於ける垂直肋筋所要數を見出す常數 (C_n) 表

$$垂直肋筋所要數、N_s=\frac{lb}{AC_n}$$

v＝桁の支端に於ける單位垂直應剪力（平方吋に就き封度）

v'＝混凝土上の可許應剪力（每平方吋に就き封度）

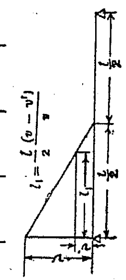
A＝肋筋の總斷面積（平方吋）l＝徑間長（呎），b＝桁の幅（吋）

v	$f_s=12000$				$f_s=14000$				$f_s=16000$			
	$v'=0$	40	60	80	$v'=0$	40	60	80	$v'=0$	40	60	80
70	57	311	2800		67	363	3267		76	415	3733	
75	53	245	1333		62	286	1556		71	327	1778	
80	50	200	800		58	233	933		67	267	1067	
85	47	168	544		55	196	635		63	224	725	
90	44	144	400	3600	52	168	467	4200	59	192	533	4800
95	42	126	310	1689	49	147	362	1970	56	168	414	2252
100	40	111	250	1000	47	130	292	1167	53	148	333	1333
105	38	99	207	672	44	116	242	784	51	133	277	896
110	36	90	176	489	42	105	205	570	48	120	235	652
115	35	82	152	376	41	95	177	438	46	109	203	501
120	33	75	133	300	39	88	156	350	44	100	178	400
125	32	69	118	247	37	81	138	288	43	92	158	329
130	31	64	106	208	36	75	124	243	41	86	142	277
140	29	56	88	156	33	65	102	182	38	75	117	207
150	27	50	74	122	31	58	86	143	36	66	99	163
160	25	44	64	100	29	52	75	117	33	59	85	133

第十五表

桁の支端より各肋筋(垂直)までの距離を定むる常數 (C_l) 表

(表を使用するには、先づ $l_1=\frac{l}{2}\left(\frac{v-v'}{v}\right)$ より l_1 の値を定む、所要の N_s を第十四表より算出し、本表の N_s 行相當の數字にて水平に第一番目、第二番目等の小數を求め、これに各 l_1 を乘じて得たる數は各肋筋の位置までの距離なり、第十四、十五表の使用法は次ぎの實例に倣ふべし。)



N_s*	第一番目	第二番目	第三番目	第四番目	第五番目	第六番目	第七番目	第八番目	第九番目	第十番目	第十一番目	第十二番目	第十三番目	第十四番目	第十五番目
1	.333														
2	.146	.529													
3	.092	.303	.615												
4	.067	.213	.396	.667											
5	.053	.165	.296	.460	.702										
6	.044	.135	.238	.358	.507	.728									
7	.037	.115	.199	.295	.405	.544	.748								
8	.032	.099	.172	.251	.340	.444	.573	.764							
9	.029	.088	.151	.219	.294	.378	.476	.598	.778						
10	.026	.079	.134	.194	.259	.330	.410	.503	.618	.789					
11	.023	.071	.121	.175	.232	.294	.361	.437	.526	.636	.799				
12	.021	.065	.111	.159	.210	.265	.324	.389	.461	.546	.652	.808			
13	.020	.060	.102	.145	.192	.241	.293	.350	.413	.482	.564	.665	.815		
14	.018	.055	.094	.134	.177	.221	.268	.319	.374	.434	.501	.580	.677	.822	
15	.017	.051	.087	.125	.164	.204	.248	.293	.342	.395	.453	.518	.594	.688	.828

* 第十四表より定めたる垂直肋筋數なり

問題　桁の徑間長＝24呎

桁上の荷重(自重共)＝2,400封度(毎呎)

$b=12$ 吋, $jd=21$ 吋, $v'=40$ #/□", $f_s=16000$ #/□".

肋筋には 7/16 吋角形トキィステッド、バーを用ひ其の所要數及び位置を定めよ。

(解)　桁支端に於ける單位應剪力

$$v=\frac{2400\times24}{2\times12\times21}=115 \text{ \#/□''}$$

第十四表にて $v=115$ を右に進み $f_s=16000$ #/□" の下にて $v'=40$ のとき $C_n=109$ なり

故に垂直肋筋の所要數は

$$N_s=\frac{lb}{AC_n}=\frac{24\times12}{2\times0.1915\times109}=6.9$$

即ち七本の肋筋を要す

次ぎに肋筋の位置を定むるには先づ l_1 を求めねばならぬ、然るに

$$l_1=\frac{l}{2}\left(\frac{v-v'}{v}\right)=\frac{24\times12}{2}\left(\frac{115-40}{115}\right)$$

$=94$ 吋、

第十五表 $N_s=7$ の列にて

第一番目肋筋の位置は支端より....0.037×94＝ 3.5吋

第二番目　〃　....0.115×94＝10.8吋

第三番目　〃　....0.199×94＝18.7吋

第四番目　〃　....0.295×94＝27.8吋

第五番目　〃　....0.405×94＝38.1吋

第六番目　〃　....0.544×94＝51.1吋

第七番目肋筋の位置は支端より....0.748×94=70.3吋

(XI) 肋筋の太さ

肋筋の太さは粘着力から定めねばならぬ、肋筋端を鈎形に曲ぐると否とが實驗上桁の強度に影響を及ぼして居る。故に肋筋の太さによりては滑り出さぬとも限らぬから次式によりて計算せねばならぬ、今符號を次ぎの如く定む。

A=肋筋の斷面積

a=肋筋の直徑

o=肋筋斷面の周長

d=桁の有效深

u=可許單位粘着力

C_s 及び C_B=公式に使用せる常數(第十六表參照)

第十六表

肋筋の太さを定むる常數表

可許粘着應力(平方吋に就き封度)	C_S			C_B		
	垂直肋筋上の可許應張力(平方吋に就き封度)			斜肋筋(45°)上の可許應張力(平方吋に就き封度)		
	12000	14000	16000	12000	14000	16000
80	.016	.014	.012	.022	.019	.017
100	.020	.017	.015	.028	.024	.021
120	.024	.020	.018	.033	.028	.025

(I) 垂直肋筋で其の終端を曲げざるもの

$$a \leqq C_S d \text{........ ....} \quad (83)$$

(II) 水平線と四十五度の方向に入るる肋筋の場合には

$$a \leqq C_B d \text{........ ....} \quad (84)$$

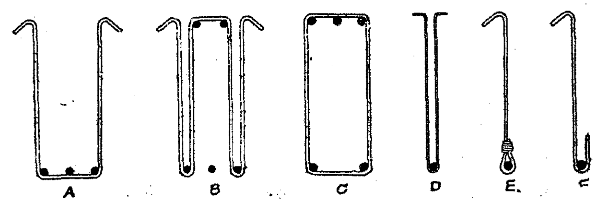
今可許粘着力を80封度(平方吋に)とし、f_s=16000桁の有效深を20吋とすれば

$$a \leqq 0.012 \times 20 \leqq 0.24 \text{吋}$$

即ち約四分の一吋丸鐵を使用制限とせねばならぬ。實際に肋筋を使用するに當り先づ二分丸位が尤も宜しい、四分となると主鐵筋に密接する樣に曲ぐること中々困難であるから使用せぬがよい、大體二分五厘丸を實用上の最大限度と心得るがよい。

近來實驗したる結果によると、鐵筋の端を其の直徑の五倍の直徑で鈎形に曲げると、之れが混凝土に充分錨着して鐵筋を其の彈性限度强まで働かすることが出來た。故に肋筋も其の端は曲げ置く方が宜しい、肋筋の配置は先づ第三十四圖の如きものが多い、此の中 A 及び C が尤も普通で且つ便利である、B の如きは一見良く思はれるが實際挿入に非常な困難を感ずるから用ひぬがよい。

第三十四圖



第三十九節　桁に於ける鐵筋と混凝土との粘着應力算定法

鐵と混凝土との粘着力に就いては第十一節に既に其の實驗的結果を論述して居る、鐵筋混凝土桁に於ては、彎曲により生ずる粘着應力は此等實驗上の結果から知らるる安全可許應力度を越すことが出來ない。而して安全可許應力度は鐵筋表面の每平方吋につき六十封度乃至八十封度である。

今タルボット教授に依る桁の粘着應力計算式を掲けよう、

第十八節末項に掲げたる標準符號を使用す、桁の任意點に於ける彎曲力率 (M) は第 (7) 式から

$$M=Af_s jd.$$

靜力學から任意點に於る剪力 (V) と彎曲率とは次きの關係がある

$$V=\frac{dM}{dx}=A\frac{df_s}{dx}jd \quad\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (a)$$

桁に於て任意點に働く垂直剪力は其の點に於ける水平剪力に等しいと云ふことは前にも述べた通りである。而して鐵筋の應張力は、混凝土と鐵筋との間の粘着力あるに依りて、初めて發揮せらるるものであるから、鐵筋の應張力の增(減)分 $\frac{df_s}{dx}$ に鐵筋の斷面積を乘したる積は、其の點に於ける粘着力の總和に等しくなければならぬ、即ち

$$A\frac{df_s}{dx}=mou \quad\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (b)$$

玆に m は鐵筋數、o は鐵筋一本の斷面周長、u は單位粘着應力である。

(a) と (b) とより

$$\frac{V}{jd}=mou$$

故に

$$u=\frac{V}{mojd}=\frac{V}{jd\Sigma o} \quad\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (85)$$

玆に Σo は其の點に於ける鐵筋斷面周長の總和である、上式より鐵筋上に來る粘着應力は、其の點に於ける垂直剪力を除するに $mojd$ を以てせるものなることが解る。

米國土木學會と混凝土學會 (American Concrete Institute) との聯合委員の協定したる處では、1：2：4 混凝土で四週間の後二千封度(每平方吋)の抗壓强を有するものでは可許單位粘着應力を八十封度(每平方吋)とし、又 $jd=\frac{7}{8}d$ と假定し次式を以て計算すべきを示して居る

$$\Sigma o=\frac{V}{70d} \quad\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (86)$$

連續桁の場合にも (85) (86) 兩式を應用することが出來る、然し連續桁では負彎曲率は桁端に近くに從ひ頗る急速に增加するのであるから、粘着應力が以上の範圍を超過せぬ樣充分注意せねばならぬ、此の計算を怠り、爲めに鐵筋が拔け出て、鐵筋混凝土建築物全體の失敗を招きし前例は中々多い。

又上式は抗壓筋の場合には應用すべからざることを注意せねばならぬ。

第四十節　桁に於ける抗張鐵筋の最少間隔

世の設計者は往々にして鐵筋間隔を重要視せぬ樣であるが、之れは大なる誤りである、失敗は斯る微細なる事から起ると云ふことを、技術者は常に念頭に置かねばならぬ、今鐵筋間隔が餘り近きに過ぐれば鐵筋の應張力を混凝土に傳達する前に鐵筋と鐵筋との中間に在る混凝土が剪斷されて仕舞ふから鐵筋混凝土の效力を全然失ふことになる、今之れを數學的に攷究せるマク、ギベン敎授の方法を紹介しよう。

a＝鐵筋の直徑(吋)

l＝考ふべき鐵筋長(吋)

q＝二本の鐵筋の純間隔(吋)

u＝混凝土と鐵筋との粘着應力(平方吋につき封度)

v＝混凝土の抗剪强(平方吋につき封度)

鐵筋上半周上の粘着力は鐵筋間の混凝土の抗剪力に等しきことが必要であるから

$$qlv=\frac{\pi alu}{2}$$

即ち

$$q=1.57\frac{u}{v}a \quad\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (87)$$

今 $u=80$ #/□″, $v=120$ #/□″, と假定せば

$$q=1.05\,a$$

故に抗張鐵筋の純間隔は約鐵筋の直徑大を最少限度とすべきことを示せり、然し實際の工事に在りては鐵筋間に充分セメントの廻らぬ事や、又搗き固めの不充分に成り易いと曰ふ事實から、鐵筋の純間隔は鐵筋直徑の一倍半以下としてはならぬ、又如何に細筋を用ひても一吋以下とせぬ方が安全である、又鐵筋の混凝土桁側面からの最少距離は 1.5 吋とするのが尤も普通である。

第四十一節　鐵筋の滑脫を防く餘長の算定法

鐵筋混凝土桁で又一つ失敗の原因となる事は鐵筋端に於て相當餘長を存せねばならぬ事である、即ち此の餘長が充分でなければ鐵筋は滑り脫けて失敗に歸するのである。鐵筋混凝土では何れの點に於ても充分なる鐵筋斷面積を有すると共に鐵筋に可許應力を發揮せしむる丈けの錨着長が必要である、今

a＝鐵筋の直徑

f＝鐵筋に働く單位應張力又は應壓力

l_1＝滑脫を防くに必要なる鐵筋餘長

u＝單位粘着力

鐵筋上に働く應力は $\frac{\pi a^2}{4}f$, 然るに鐵筋の滑脫に抵抗する保持力は πaul_1、而して此の兩者は互に相等しからざる可からざるを以て

$$\pi\,aul_1=\frac{\pi\,a^2}{4}f$$

即ち

$$l_1=\frac{af}{4u} \quad\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (88)$$

今 $f=16{,}000$ #/□″, $u=80$ #/□″ と假定せば

$$l_1=\frac{16,000}{4\times80}\times a=50a$$

即ち鐵筋の脱出を防く爲めには鐵筋直徑の五十倍の餘長を要することが解る。第 (88) 式は丸鐵の場合のみならず角鐵にも等しく應用が出來る。

第 十 七 表

鐵筋の滑脱を防くに要する鐵筋餘長表

（丸鐵並に角鐵共に使用せらる）

f 鐵筋の應張(壓)力（平方吋に付き封度）	鐵筋の長さ（但し鐵筋直徑の倍數）				
	可許粘着應力（平方吋に付き封度）				
	40	60	80	100	120
8,000	50	33	25	20	17
12,000	75	50	37	30	25
16,000	100	67	50	40	33

第四十二節　丁狀桁の設計實例

本章に述べた桁に關する理論の應用を誤らしめない爲めに次きの設計實例を掲けて本章を閉づることにしよう。

問題

徑間長＝40 呎　　　桁の自重＝1,500 封度(每呎)

桁上の活重＝2,500 封度(每呎)　　$f_c=600\ ^{\#}/_{\square''}$

$f_s=15000\ ^{\#}/_{\square''}$

v'＝純混凝土上の可許應剪力＝$30\ ^{\#}/_{\square''}$

v＝可許應剪力　但し肋筋を施したる部分＝$100\ ^{\#}/_{\square''}$

u＝可許粘着應力＝$75\ ^{\#}/_{\square''}$．　但し支端に近き部分に於ては鐵筋端を錨着するを以て可許粘着力五割を增加することを得。

而して桁の突緣は床の一部として働くことなし、桁は其の兩端に於て單に支持せらるるものとす。

（解） (1)　桁の中央に於ける變曲率 M は下の如し

$$M=\frac{wl^2}{8}=\frac{(2,500+1,500)\times40\times40\times12}{8}$$
$$=9,600,000\ \text{吋封度}$$

(2)　最大剪力(桁の兩端にて)

$$V=\frac{(2,500+1,500)\times40}{2}=80,000\ \text{吋封度}$$

故に所要の桁腹 (Web) 斷面積は

$$b'd=\frac{V}{u}=\frac{80,000}{100}=800\ ^{\square''}$$

此の斷面積は $16''\times50''$ 又は $18''\times45''$ より得られるが然し鐵筋配置上の便利から $18''\times45''$ の方を試むべし、突緣の厚を 12 吋と假定すれば

$$\frac{t}{d}=\frac{12}{45}=0.267$$

然るときは第十七圖 (b) から $\frac{t}{d}=0.267$ を縱に進み、$f_c=600$ との交點より更に左に進み

$$\frac{M}{bd^2}\doteqdot93$$

なることが求めらる、故に

$$bd^2=\frac{M}{93}=\frac{9,600,000}{93}=103,000$$

從て　　$b=\frac{10,300}{45\times45}=51$ 吋

又同圖より $j=0.89$

$\therefore\quad jd=0.89\times45\fallingdotseq40$ 吋

鐵筋斷面積は

$$A=\frac{M}{f_s jd}=\frac{9,600,000}{15,000\times40}=16.0^{\square''}$$

今次ぎに突縁の厚さを種々變更するが爲め、鐵筋量及びスラブ混凝土量に如何なる影響あるやを知らんとす。

t (吋)	b (吋)	jd (吋)	A (平方吋)	突縁の突出せる幅(吋)	突縁の突出部の斷面積(平方吋)
8	64	41.5	15.4	23.	368
10	56	40.5	15.8	19.	380
12	51	40.0	16.0	16.5	396
14	50	39.5	16.2	16.	448
16	49	39.5	16.2	15.5	496

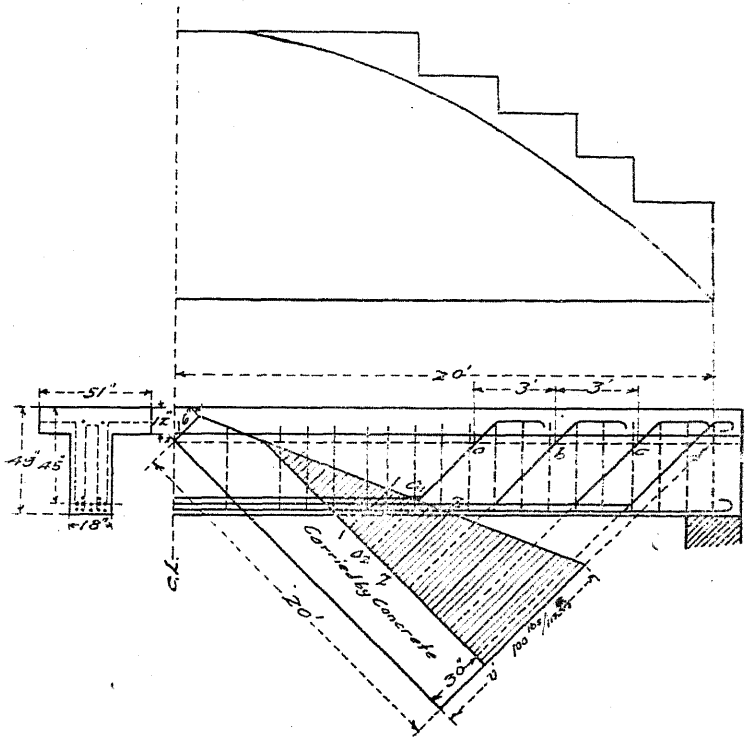
上表より見るに突縁の厚さを増減するも鐵筋量は殆んど影響を被むらずと云ふも可なり、只突縁の厚さを減ずるに從て混凝土(突縁部の)の容積を減ずることが明かである、從て突縁の經濟的厚さは 10吋と 12吋との中間に在りと曰ふことが出來る、此の場合に於ては 12吋厚と定めよう。混凝土の斷面積より論ずれば突縁厚八吋を可とすれども突縁がカンチレバーと云ふ事から十二吋を可とす。

(3)　所要抗張鐵筋量は十六平方吋であるから

$$5^{本}-1\tfrac{3}{8}''\ \phi=7.4245^{\square''}$$
$$7^{本}-1\tfrac{1}{4}''\ \phi=8.5904^{\square''}$$
$$A=16.0149^{\square''}$$

配筋法は鐵筋中心間隔を直徑の二倍半とするを欲するから、第三十五圖に示したる如く下列に、$1\tfrac{3}{8}''$ 鐵筋五本を並べ、其の次ぎに $1\tfrac{1}{4}''$ 鐵筋五本を並べ、更に其の上列に $1\tfrac{1}{4}''$ 鐵筋二本を配列す。而して其の上下列の鐵筋心心間隔は各二吋とす、下列の鐵筋中心から混凝土底面までの距離を二吋半とす。

第三十五圖



今此等十二本の鐵筋の重心線を定むる爲め最下列の鐵筋中心線に關し鐵筋斷面の靜力率を求むれば

$$\frac{5\times1.2272\times2+2\times1.2272\times4}{16.0149}=1.4\text{吋}$$

故に桁の總深は $45.+1.4+2.5=48.9$ 吋

$\fallingdotseq 49.$ 吋

とす。

(4) 鐵筋量は桁の中央に於て十六平方吋を必要とすれども、支端に近くに從て次第に減少せしめて差支へない、水平筋の所要長は第 (69) 式から算出することが出來る即ち

$$l_n=\frac{l}{\sqrt{A}}\sqrt{a_1+a_2+\ldots\ldots+a_n}$$

であるが $\frac{l}{\sqrt{A}}$ は本題では 10 である、而して鐵筋を曲げ上げても差支ない點までの長さは次表から計算が出來る。

鐵筋數	$(a_1+a_2+a_3+\ldots\ldots+a_n)$	$l_u=10\sqrt{a_1+\ldots\ldots+a_n}$
1	1.23	11.1 呎
2	2.46	15.7 〃
3	3.69	19.5 〃
4	4.92	22.2 〃
5	6.15	24.8 〃
6	7.38	27.2 〃
7	8.61	29.3 〃
8	10.09	31.8 〃

故に主鐵筋は以上の長さを越へたる點に於て曲げ上ぐることが出來る。

(5) 應剪力と肋筋の計算

桁支端に於ける最大剪力は $(1500+2500)\times20=80000$ 封度で、桁の中心に於ける最大剪力は活荷重が半徑間を覆ふたときであるから

$$2500\times20\times\tfrac{1}{4}=12{,}500\text{ 封度}$$

故に桁の支端に於ける最大單位應剪力 $=100\ \#/\square''$

桁の中央に於ける　同　上 $=16\ \#/\square''$

純混凝土は每平方吋に付き 30 封度の抗剪力であるから此の量を差引いた殘りは肋筋で抵抗せしむ可き剪力である、第三十五圖から見らるゝ通り、陰線を施したる部分は即ち肋筋の取るべきものである、玆では曲上筋 (Bent up bars) と垂直肋筋とで採らしむれば良い。

應剪力圖は 45° の方向に投射的に示せり、前述の如く水平筋の必要長を取り其の點にて各曲げ上げ此等の鐵筋が各桁の中軸線と a, b, c, d 點にて交叉せりとす、玆に水平筋の直線部の長さを次ぎの如く定む

18 呎 二本	24 呎 二本
30 呎 二本	34 呎 二本

全長に亘るもの四本

第一斜肋筋と桁中軸線との交點 a は桁徑間の中心より約 11.5

呎の距離に在る、故に單位應剪力は

$$16+(100-16)\times\frac{11.5}{20}=64\ ^{\#}/_{\square''}$$

$a_1\,a_2$ 線は即ち之れを示して居る、混凝土には毎平方吋に 30 封度を許し得るから殘り 34 封度は斜肋筋の抵抗せねばならぬ部分である、故に桁長の毎吋に對する應剪力は 34×18=610 封度。

第一と第二との斜肋筋の有效間隔は 3 呎即ち 36 吋であるから

$$0.7\times610\times36=15{,}400\ \text{封度}$$

で有るが、此を二本の斜肋筋で抵抗せしむるのであるから各一本の鐵筋が採るべき應張力は次の如し、

$$\frac{15{,}400}{2\times1.23}=6{,}270\ \text{封度(毎平方吋)}$$

甚だ低き應力度である、此の結果を圖上で表はせば第三十五圖 1−1 線と 2−2 線との間に在る陰線部で有る。

同法にて第二斜肋筋の應張力度を算定することが出來る、今 b 點は桁中心より 14.5 呎の距離に在るから $v=16+84\times\frac{14.5}{20}=$ 77 封度(毎平方吋)で肋筋の取るべき部は 47 封度である。前同様の計算に依り第二斜肋筋上の單位應力度は 8,650 $^{\#}/_{\square''}$ となる、c 點では 90 $^{\#}/_{\square''}$ で鐵筋應力度 11,500 $^{\#}/_{\square''}$、又 d 點では 98 $^{\#}/_{\square''}$ で鐵筋應力度は 11,500 $^{\#}/_{\square''}$ で有る。

本計算によれば a 點より右方では斜肋筋のみで充分である、只 a 點より左方に於て垂直肋筋を要するのみである、a 點以左に於て最大單位應剪力は 58 $^{\#}/_{\square''}$ であるから 28 $^{\#}/_{\square''}$ は垂直肋筋で抵抗せしめねばならぬ、今 3/8″ 丸鐵を使用し $f_s=12{,}000\ ^{\#}/_{\square''}$

とし、ダブル、ループ (double loop) 即ち四本とせば、此の肋筋上の應力は

$$4\times12{,}000\times0.11=5{,}280.^{\#}$$

故に 28 封度を運ばしむる爲めには肋筋の間隔は

$$\frac{5{,}280}{28\times18}=10.5\ \text{吋}$$

となる、肋筋は桁の安全度を增加すること大であるから垂直肋筋を桁の全長に亘り 12 吋間に使用して可なり（但し中央八呎のみは二呎毎とす）。

(6) 此の外主鐵筋の餘長は鐵筋直徑の五十倍を要するから 50 ×$1\frac{3}{8}$=69 吋 を必要とするが此れは曲上鐵筋にて充分である。

又四本の直線鐵筋の粘着應力を算出すると第 (85) 式から

$$u=\frac{V}{mojd}=\frac{80{,}000}{4\times4.32\times40}=115\ ^{\#}/_{\square''}$$

然るに可許粘着應力は 75×1.5=112.5 $^{\#}/_{\square''}$ であるから以上の結果は少し大である、然し桁は支點を越へて架せられて居るから 115 封度を許しても實際上差支は無い。