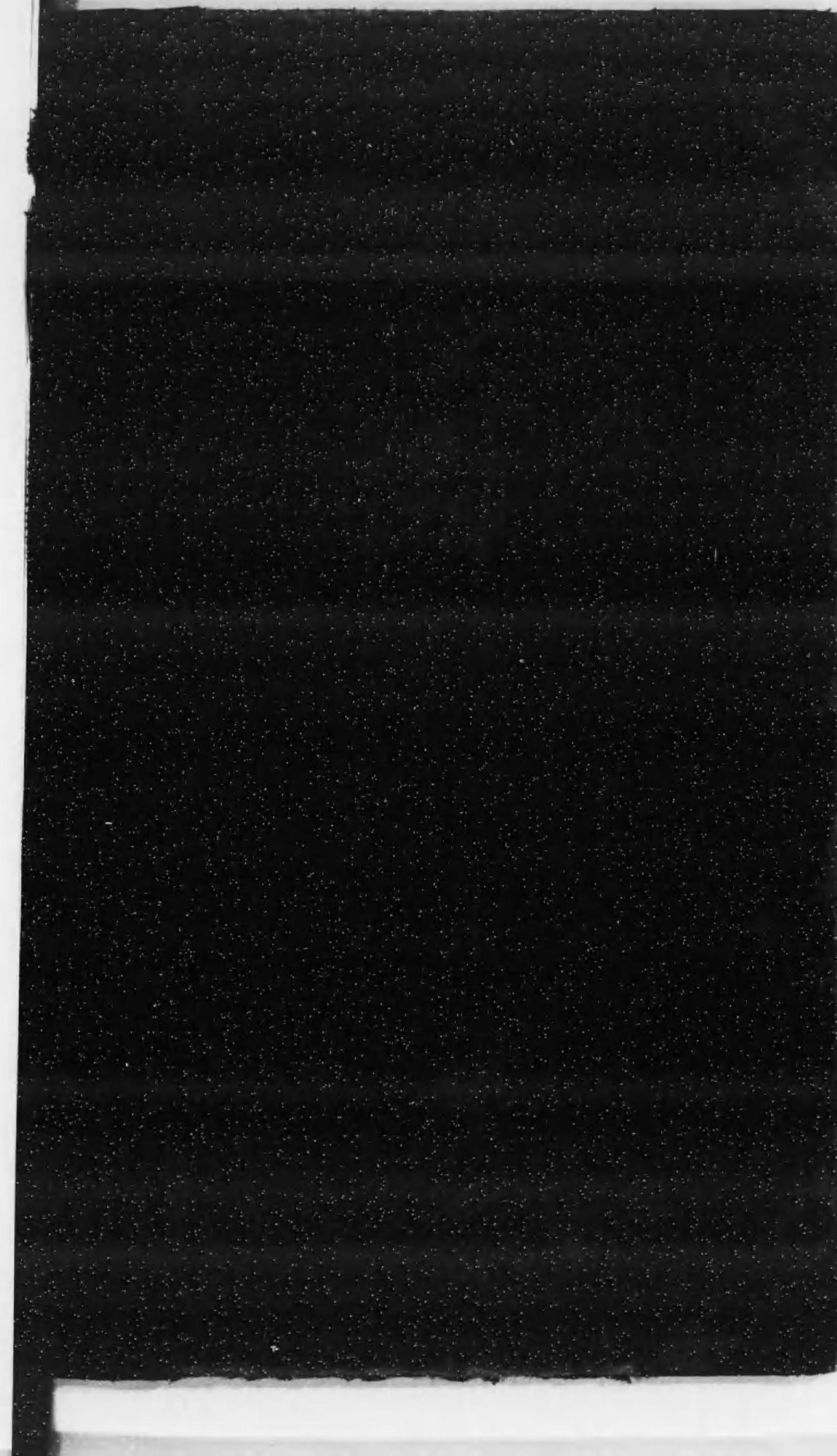
始



鐵筋コンクリート
早割出

工學博士
中村達太郎著

東京
丸善株式會社

鐵筋コンクリート
早割出

工學博士
中村達太郎著

東京
丸善株式會社

はしがき

予曩に耐震強度計算の手引を刊行したが、それは專ら水平横力に關連したる事項のみを述べたので有つて、荷持柱の如き垂直荷重には毫も論及しなかつたのである。

本書に於ては之に反し水平横力には毫末も觸れず却て垂直荷重に重きを置いたのである、從て假令、斷面が同じであつても、中軸位置其他應力度等必ずしも兩書相同じでは無いのである。故に兩書は恰も車の兩輪の如く相合して、多忙なる技術家の助手となり伴侶となるものであると思ふ。

今般是姉妹編を刊行せしが其內容は僅に梁桁及び荷持柱のみでありて甚貧弱の如き觀がある、假令姉妹力を合せても尚江湖諸彥の要望を充たすことは覺束無いかも知れぬ、然れども是姉妹は鐵筋コンクリート計算の基本となるものである、夫れ架構は總て柱梁より成立つものである故、たとひ高尙なる算法により用意周到綿密に計算す

るも、最後には柱梁の計算をなさねばならぬのである、其柱梁計算を若し等閑に附すことあらば曩の用意周到も結局徒勞に歸する事となるのである。

此の如く柱梁の計算は計算中の基本であるが、是姉妹は果して基本たるの資格ありや否是れ著者の大に危惧する所である。

本書に於ては複筋梁は勿論其他丁梁及び圓形横材に全力を盡し且八角梁の解説をも試みたのである併し八角梁は應用甚狹く恰も餘興に挿入せし如き觀はあるが併し著者は本書流儀の計算法の應用として最適好例であると思ひ殊更に綿密に記述したのである。

本書流計算法の應用として市街地建築物法施行規則中鐵筋コンクリートに關する算式の全部の證明を試みた、第百十一條のは本書の初にあり第百十五條のは卷末にある。

算式中特記なきものに在ては單位はキログラム及びセンチメートルである、而して之を略してキロ及びセンチと記すことにした、次に特に記載

なきときは、彈率比は15.コンクリートの許容應壓力度は45キロ/平方センチ、鐵筋のは1150キロ/平方センチとし其他總て法規に依つたのである。

本書に於ては抵抗能率の臂なるjは用ひぬ流儀である、これ耐震强度計算の手引と歩調を一にした結果である、されど本書は算式を主とせず、圖表及び諸表を主とする故にjを用ひると用ひざるとに就て何等影響する事は無いのである。

矩形梁に於ては水平剪力は敢て恐るるものでは無いが丁梁若くは內空横材に在ては矢張り之を考慮する必要が大に在る、依て本書に於ては一般に涉りて水平剪力のことを比較的委しく述べたのである、特に斷面が圓形のものに付て陳述を委しくした。

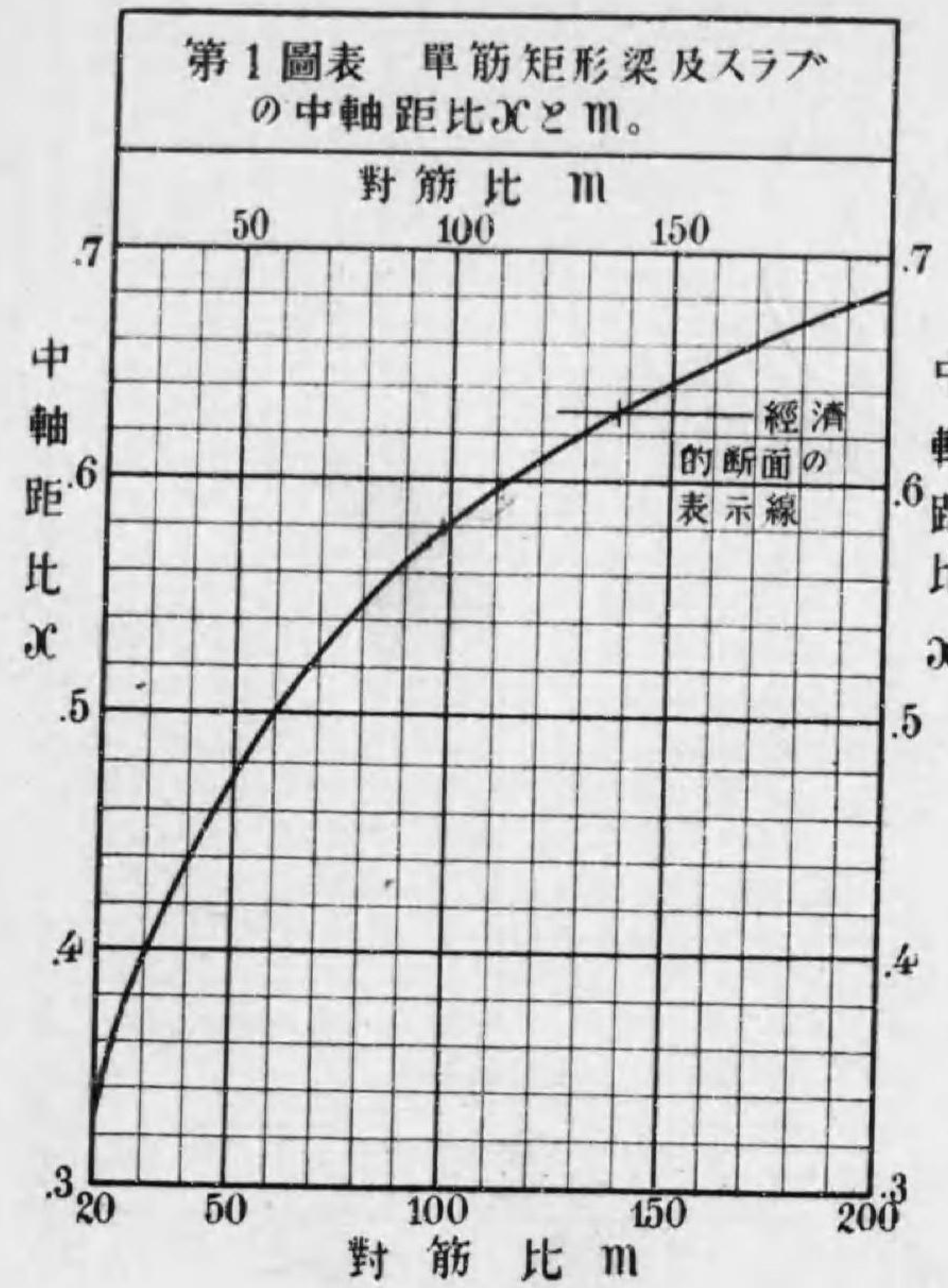
モーメントは既に算出しあるものと假定したのである現今の姉妹編の外に他日兄編若くは弟編を公にする場合にはモーメント算出に關することをも述べたいと思ふのである。

大正十三年九月

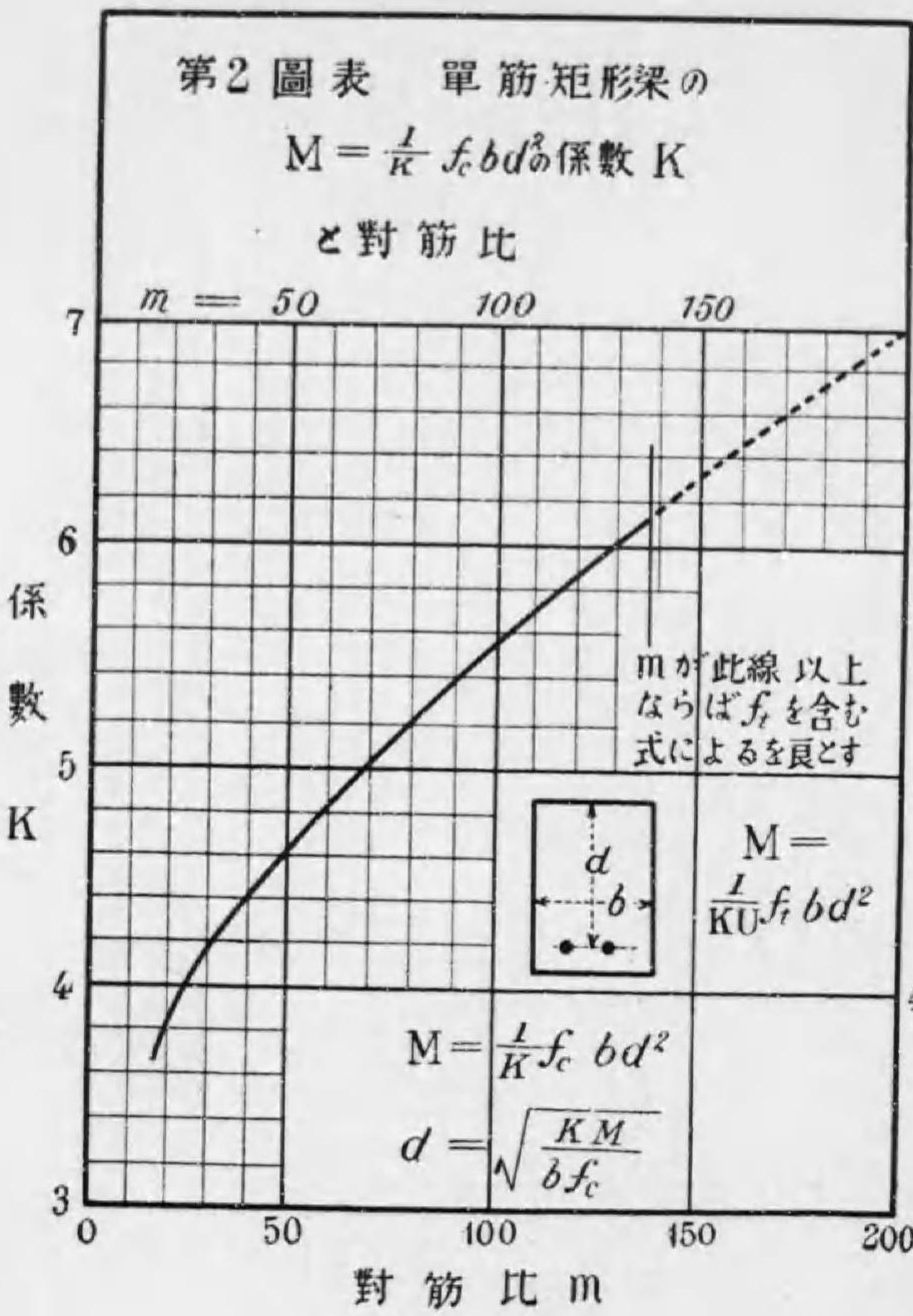
著者識す

目次

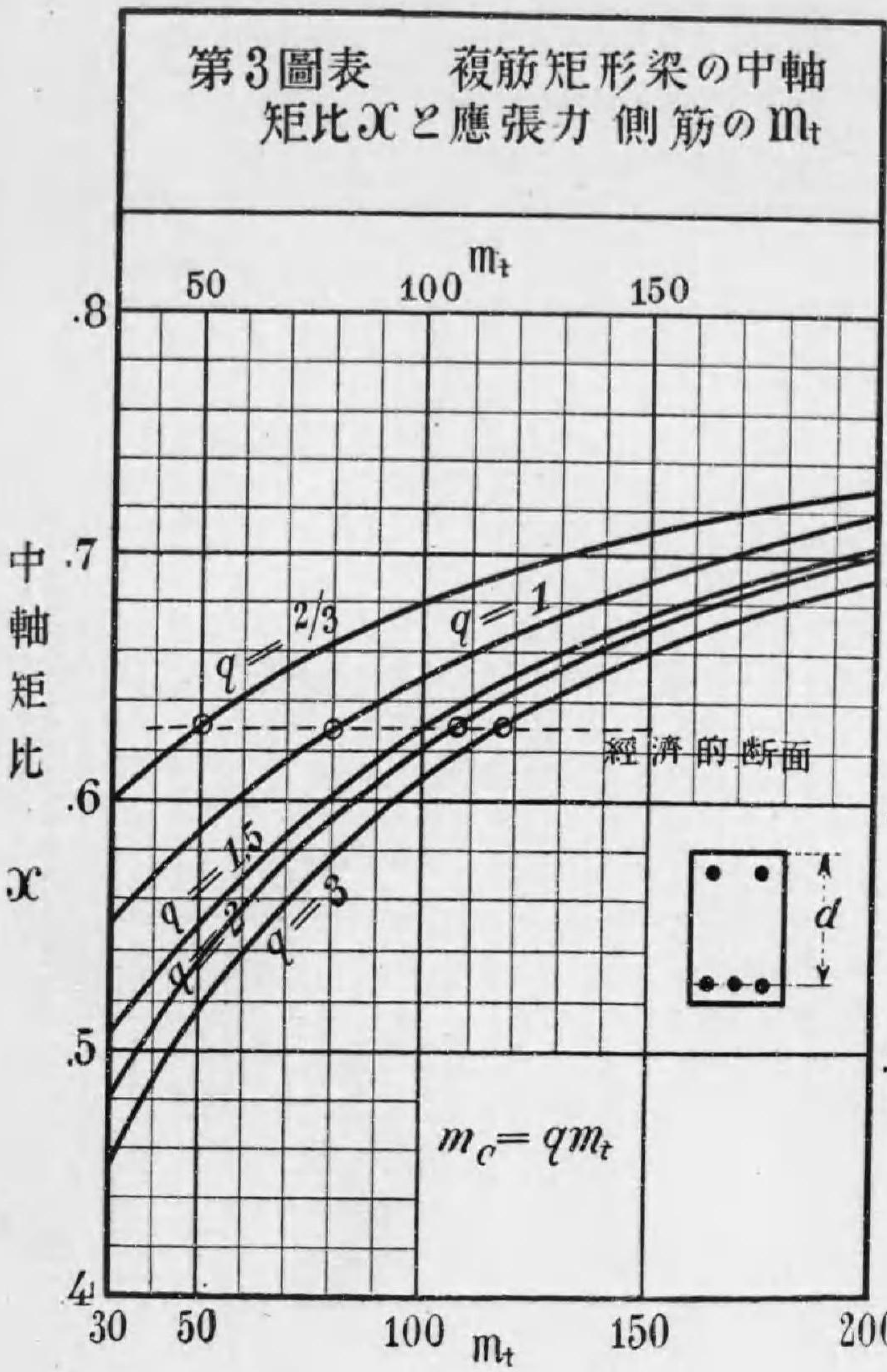
頁



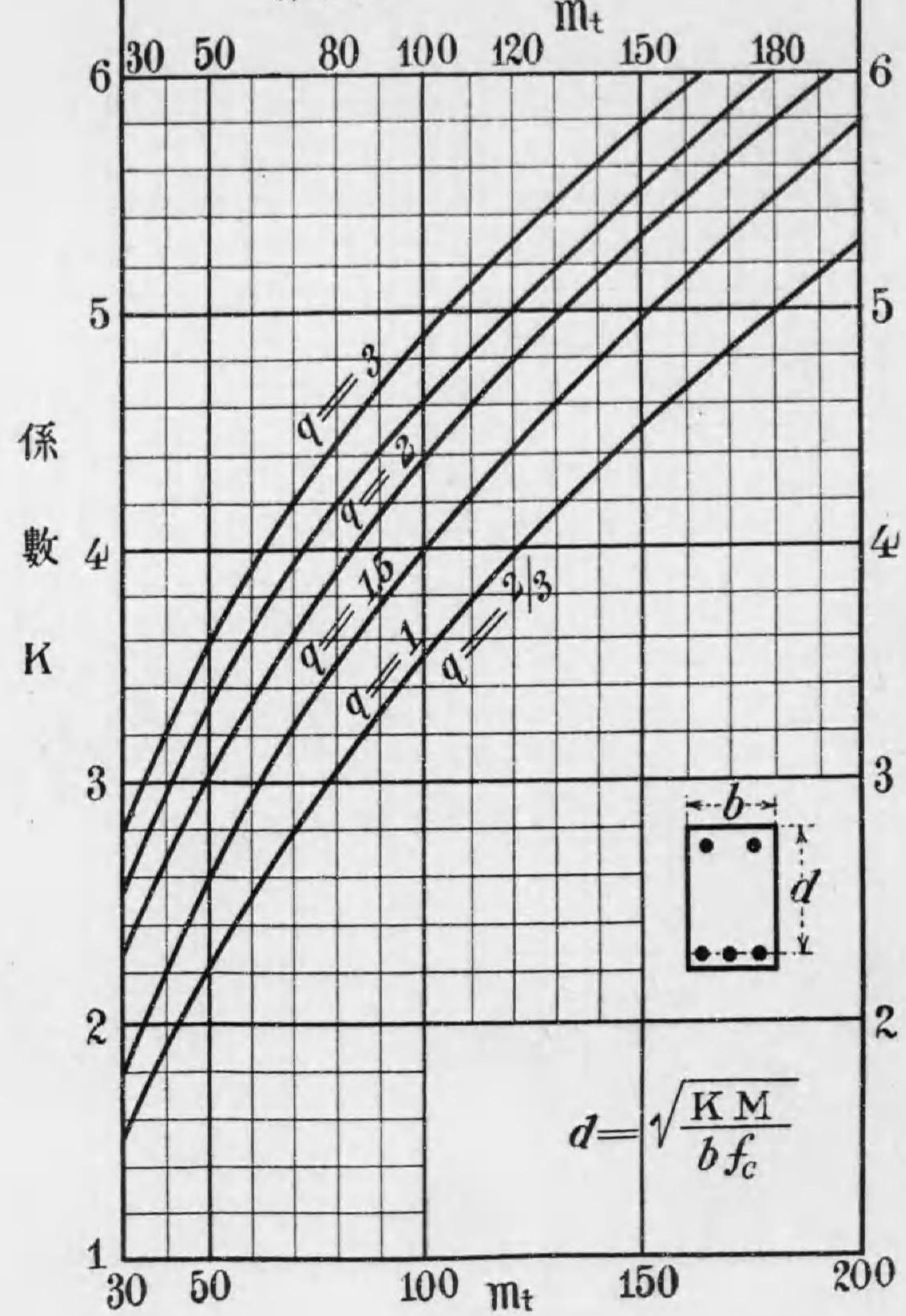
第1圖表　單筋矩形梁及スラブの中軸距比xとm。



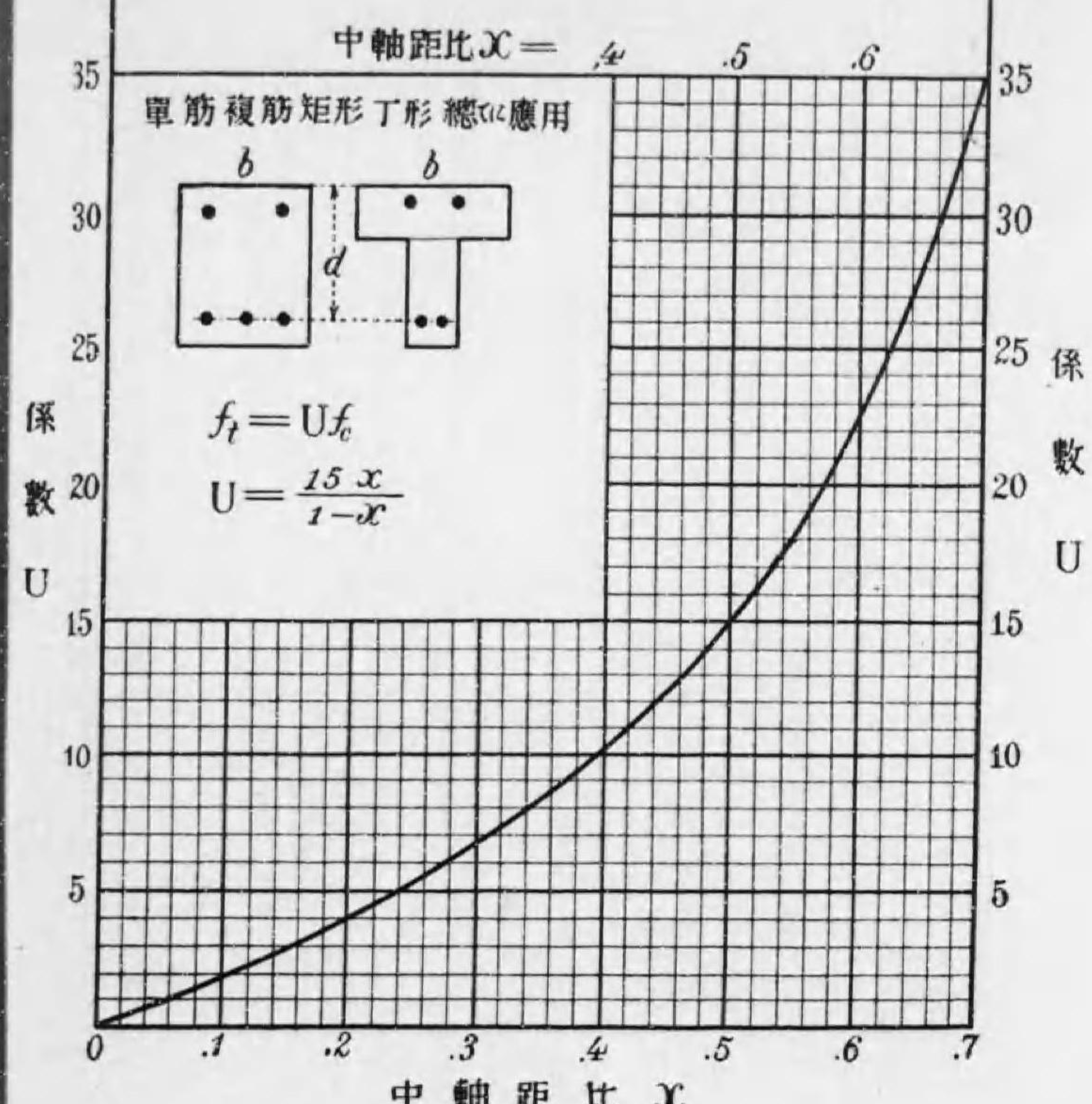
第2圖表　單筋矩形梁の $M=\frac{1}{K}f_c bd^2$ の係數Kと對筋比



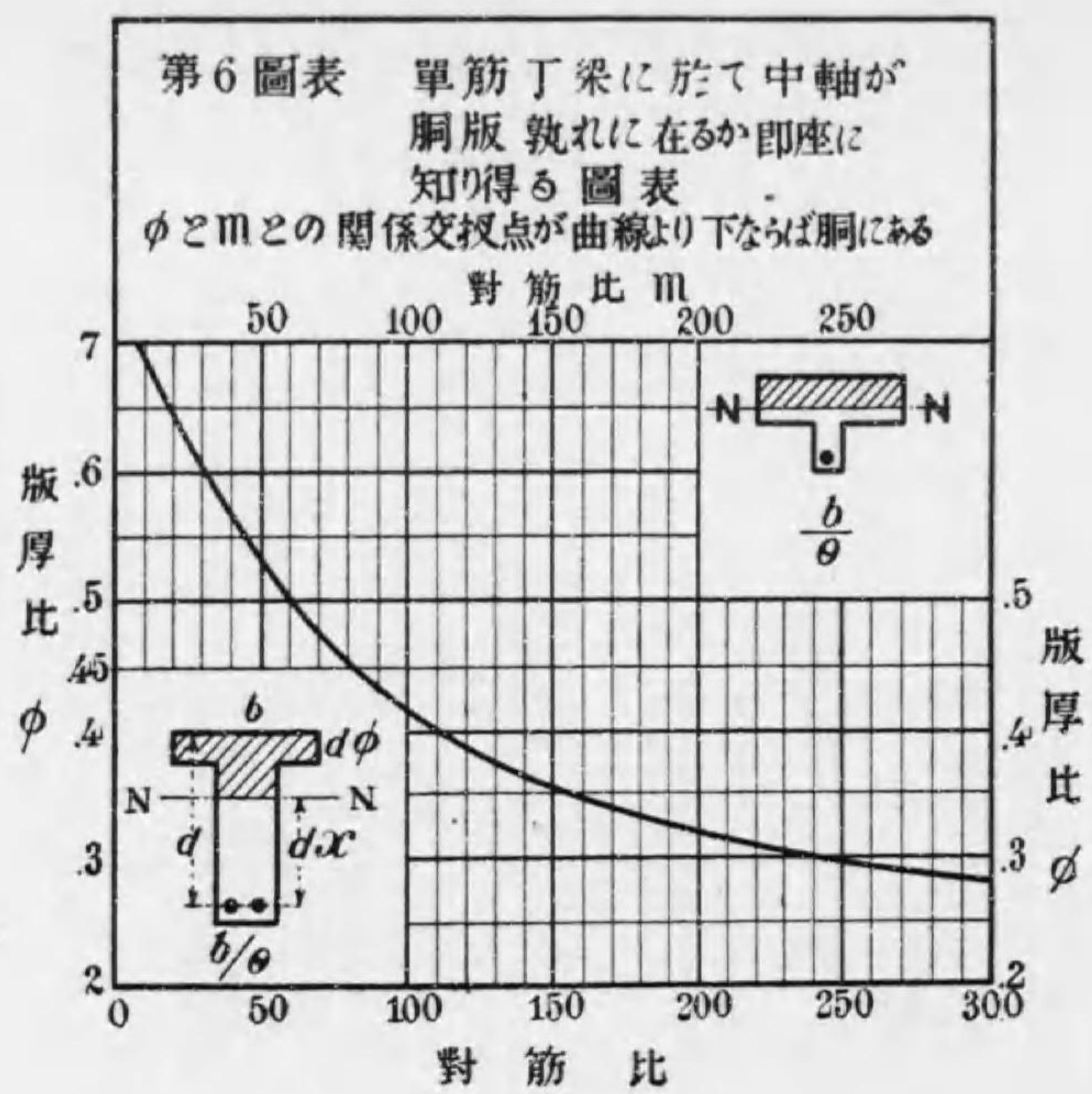
第3圖表　複筋矩形梁の中軸矩比xと應張力側筋のm_t



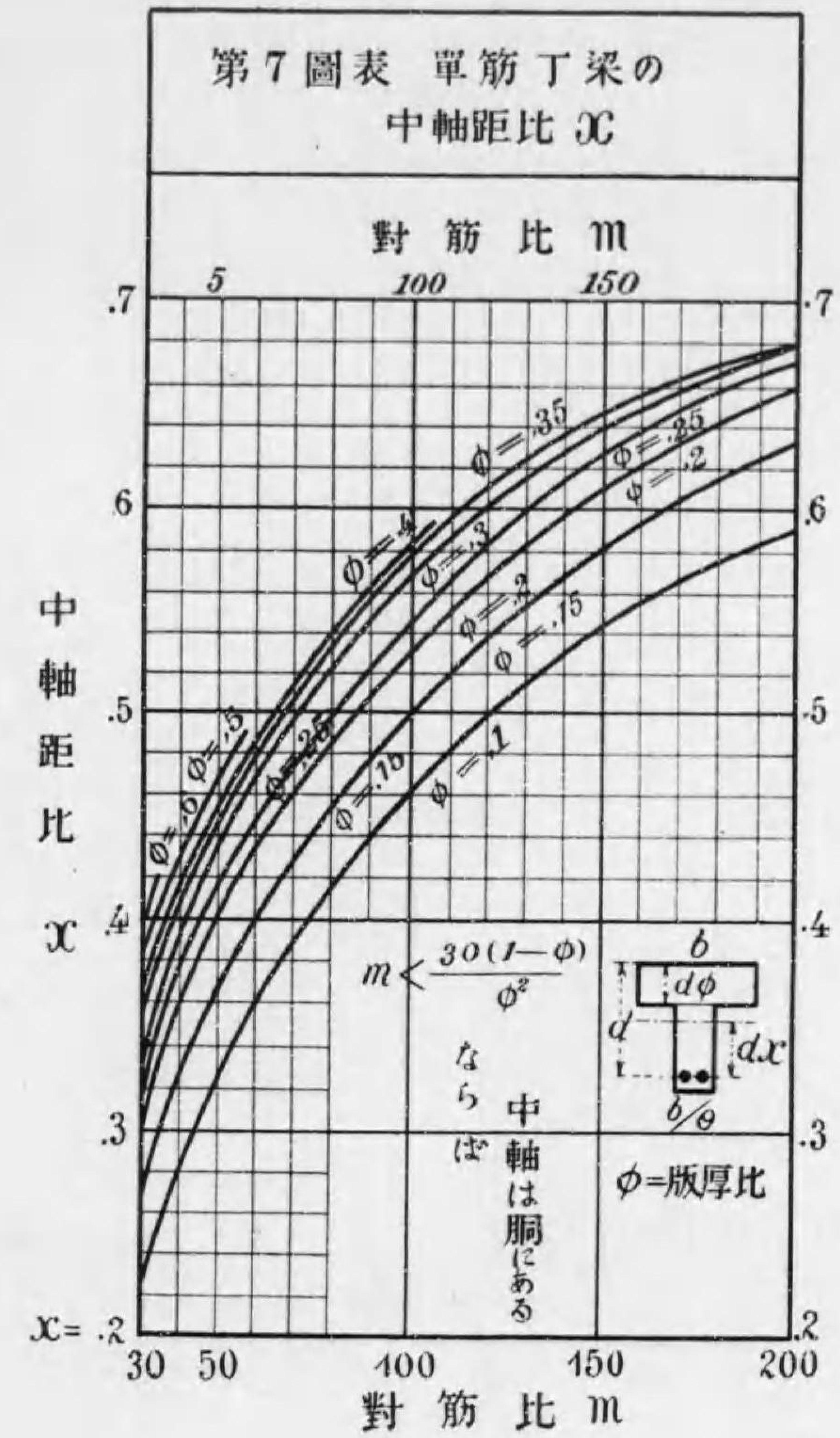
第4圖表　複筋矩形梁の應張力側鐵筋の $\mathfrak{m}_t$ と係數 K



第5圖表　梁類に於ける最大應張力度 f_t に關する係數 U



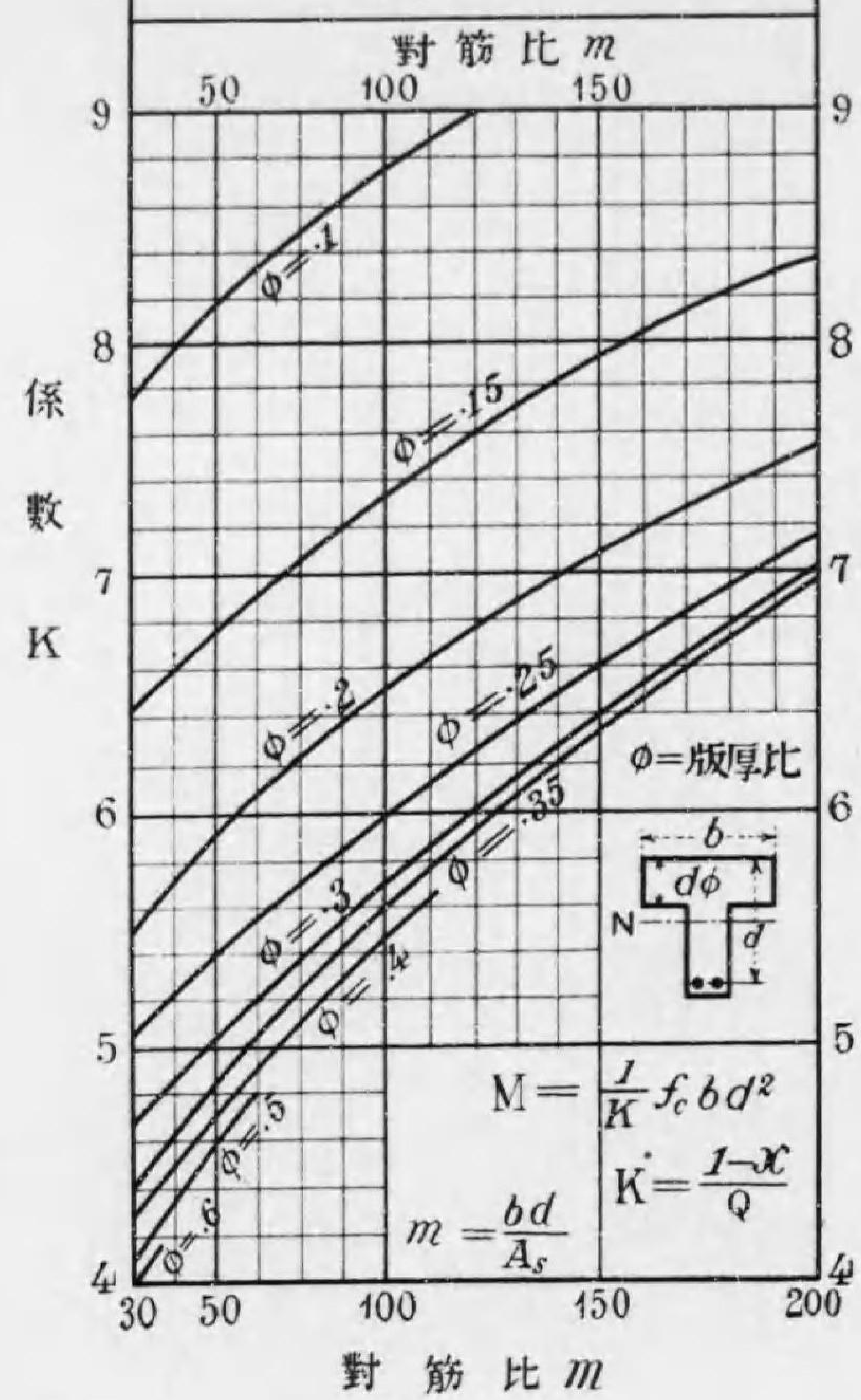
第6圖表　單筋丁梁に於て中軸が胴版孰れに在るか即座に知り得る圖表



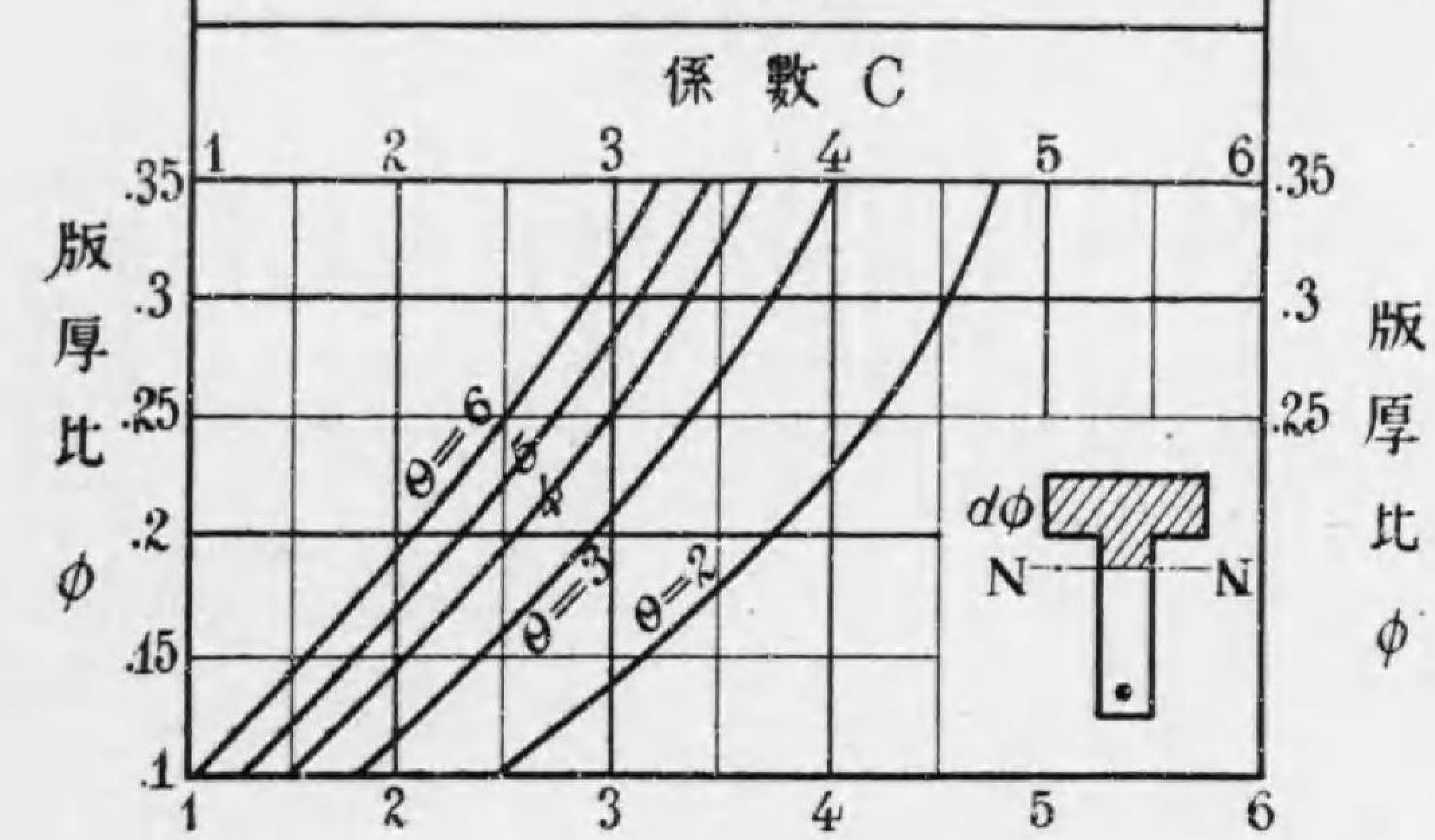
第7圖表　單筋丁梁の中軸距比 x

第8圖表　單筋丁桁に於て

$d=\sqrt{\frac{KM}{bf_c}}$ 式の係數 K

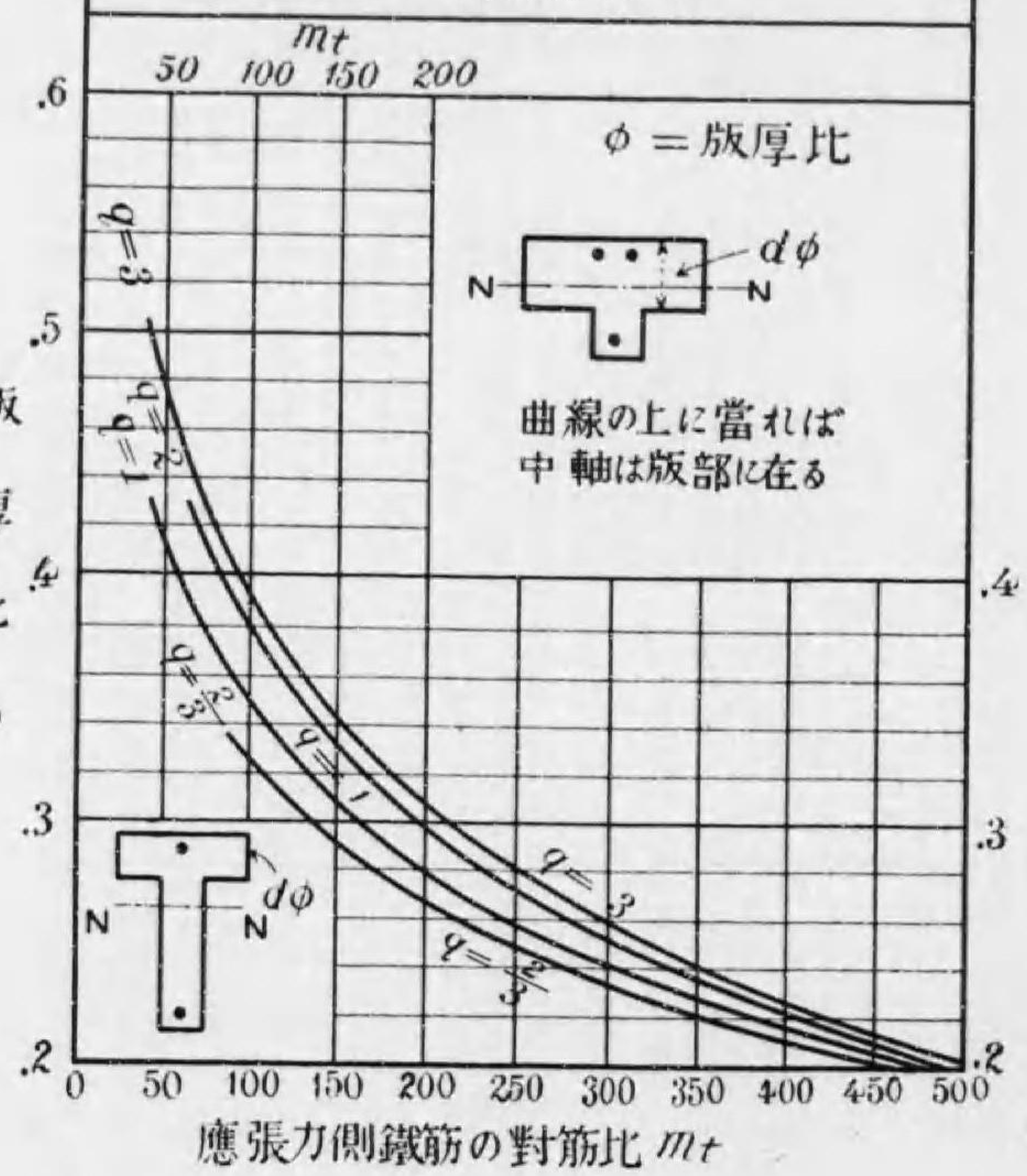


第9圖表　單筋丁桁の經濟的断面に於てM＝Cbd²の係數C



第10圖表 複筋丁梁に於て中軸が胴部版部何れに在るかを即座に決定し得る曲線

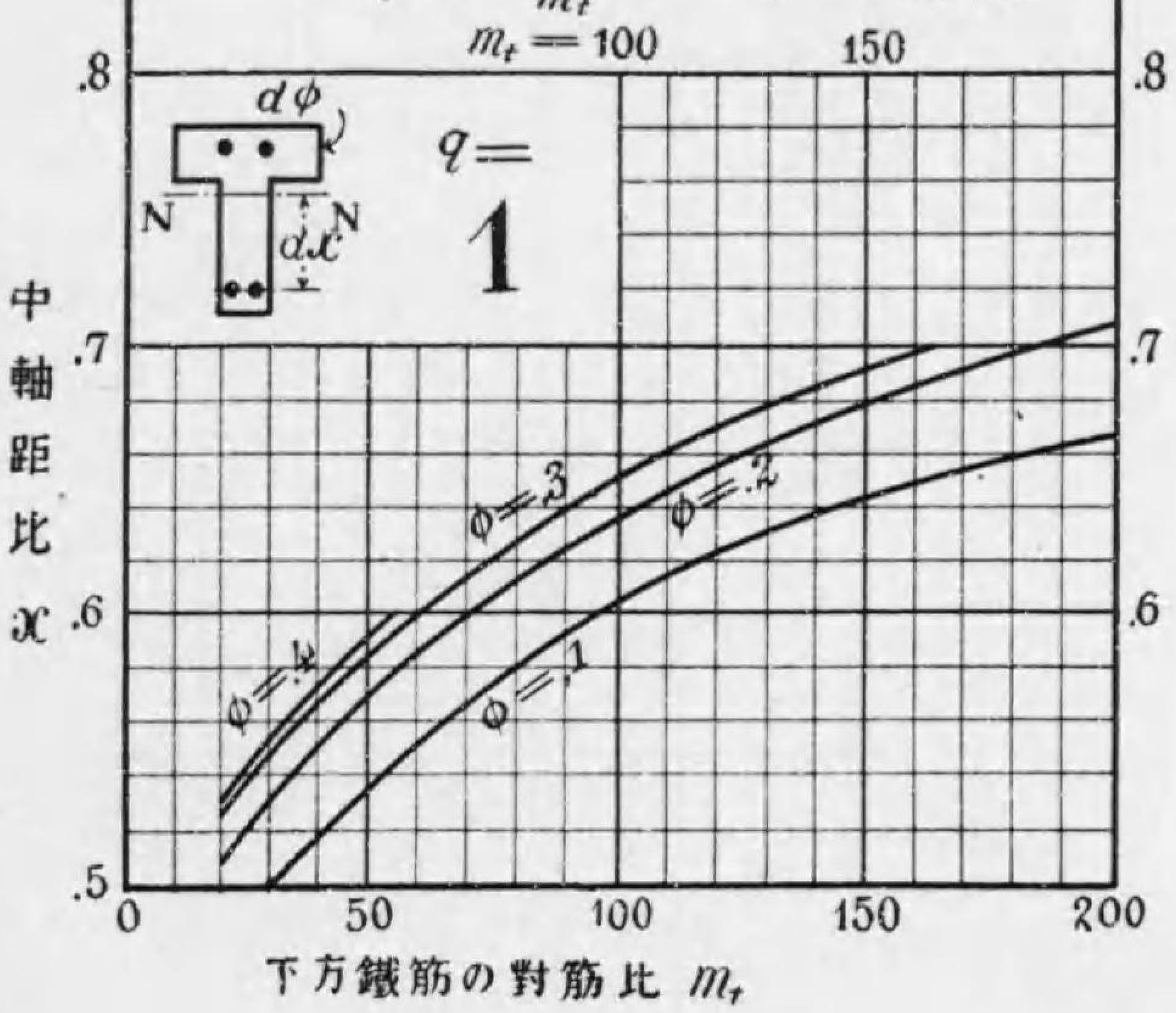
ϕ と m_t との對照による

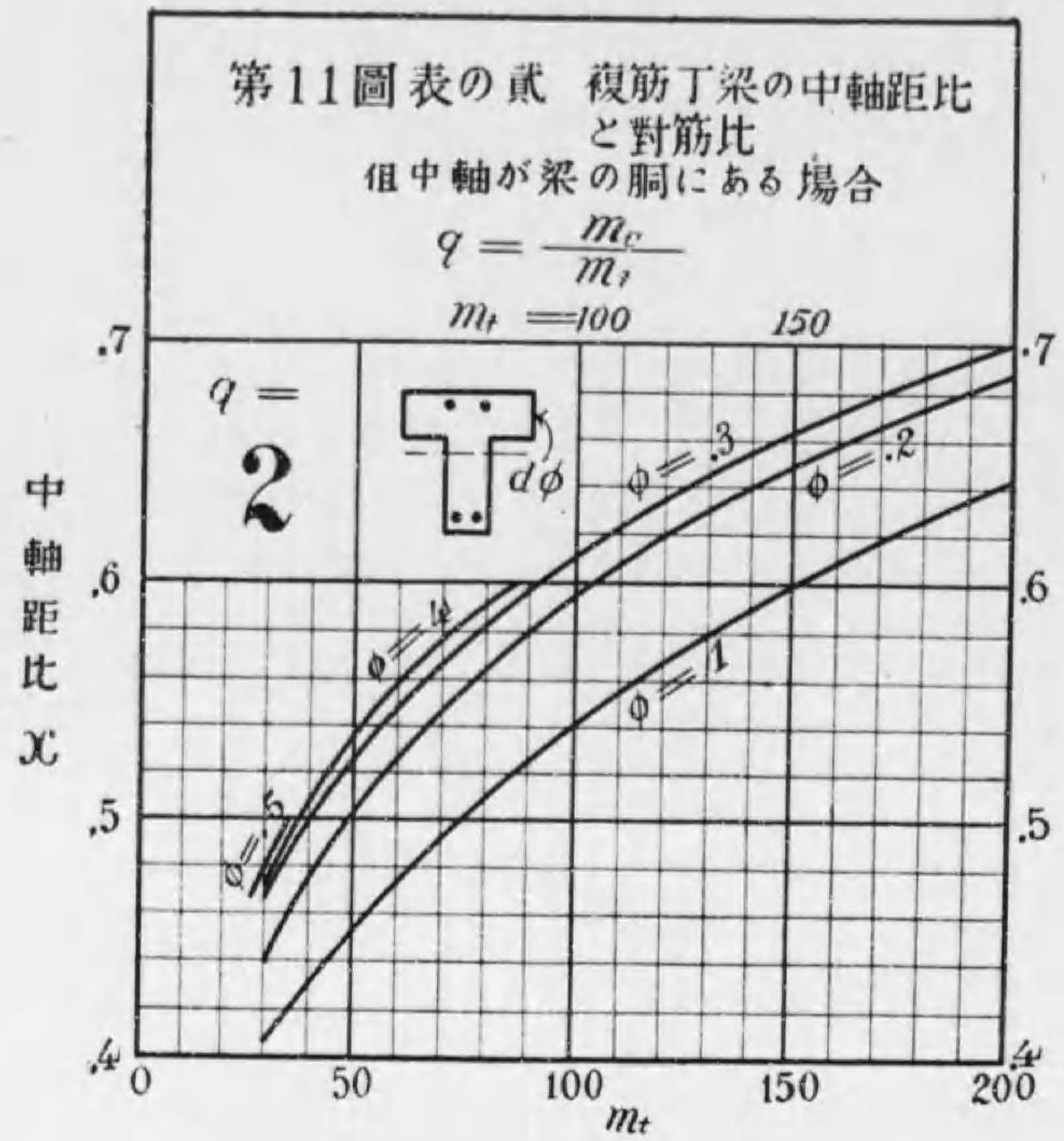


第11圖表の壹 複筋丁梁の中軸距比と對筋比

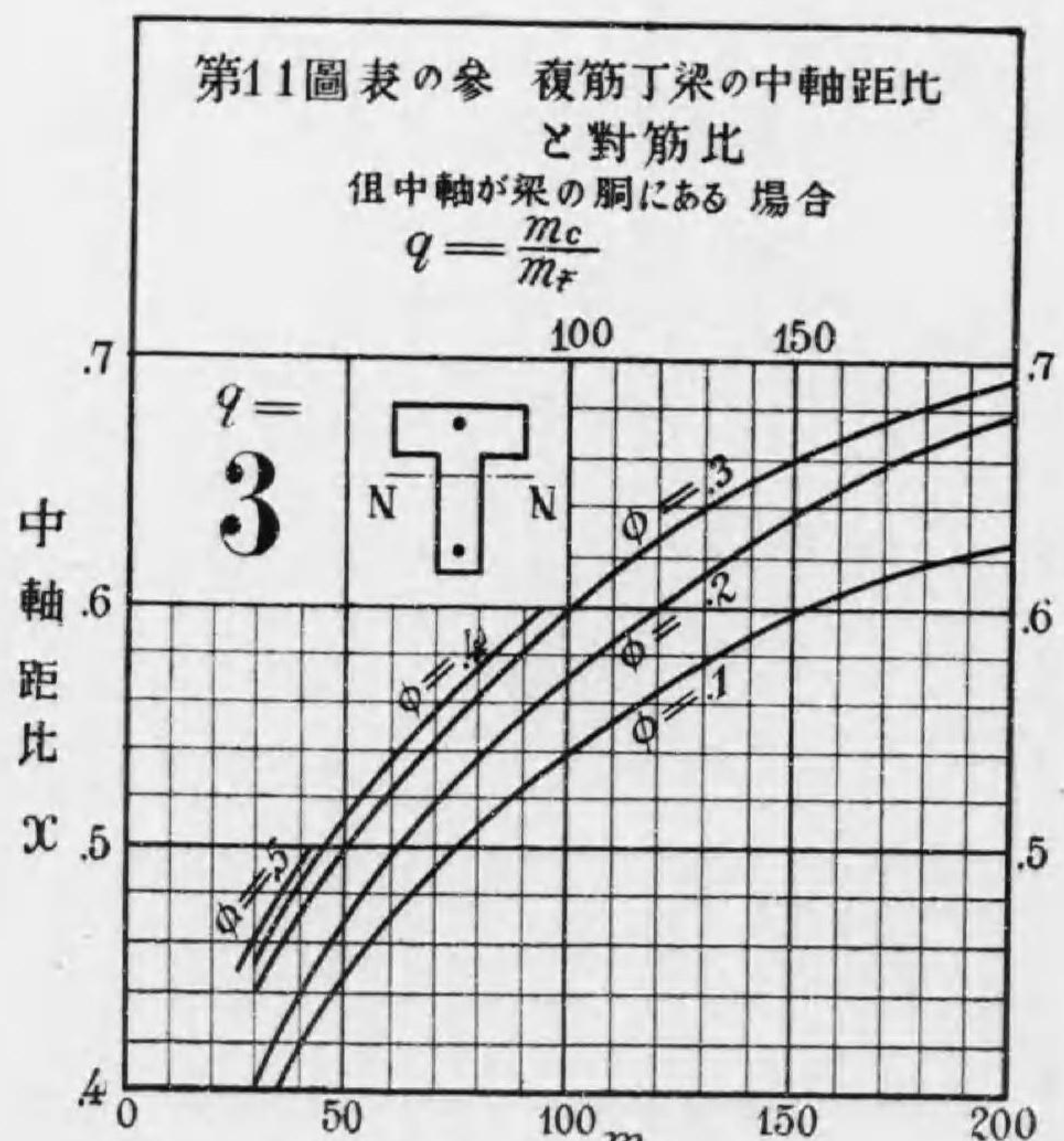
但中軸が梁の胴に在る場合

$q = \frac{m_c}{m_t}$ 　 ϕ = 版厚比

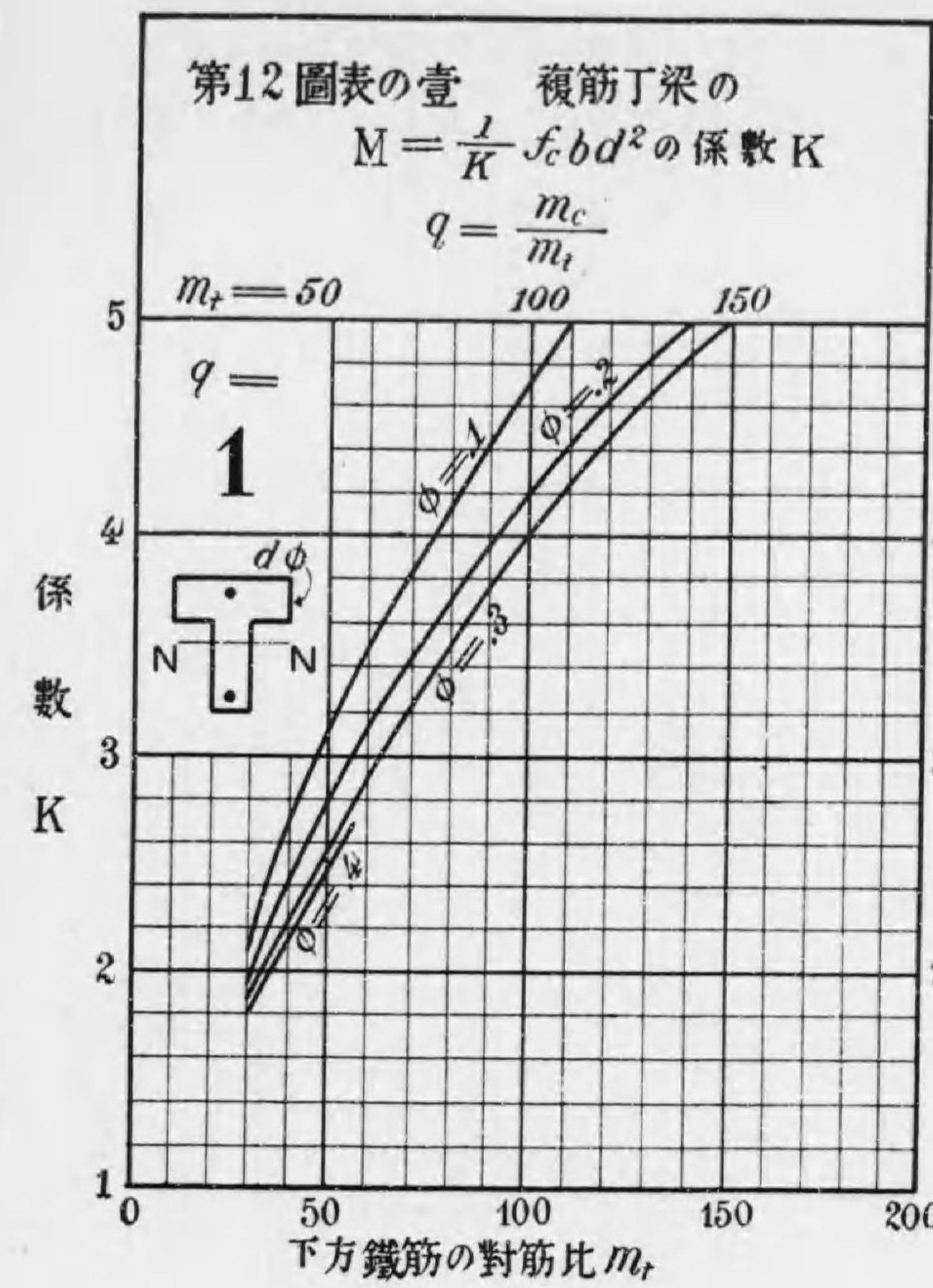




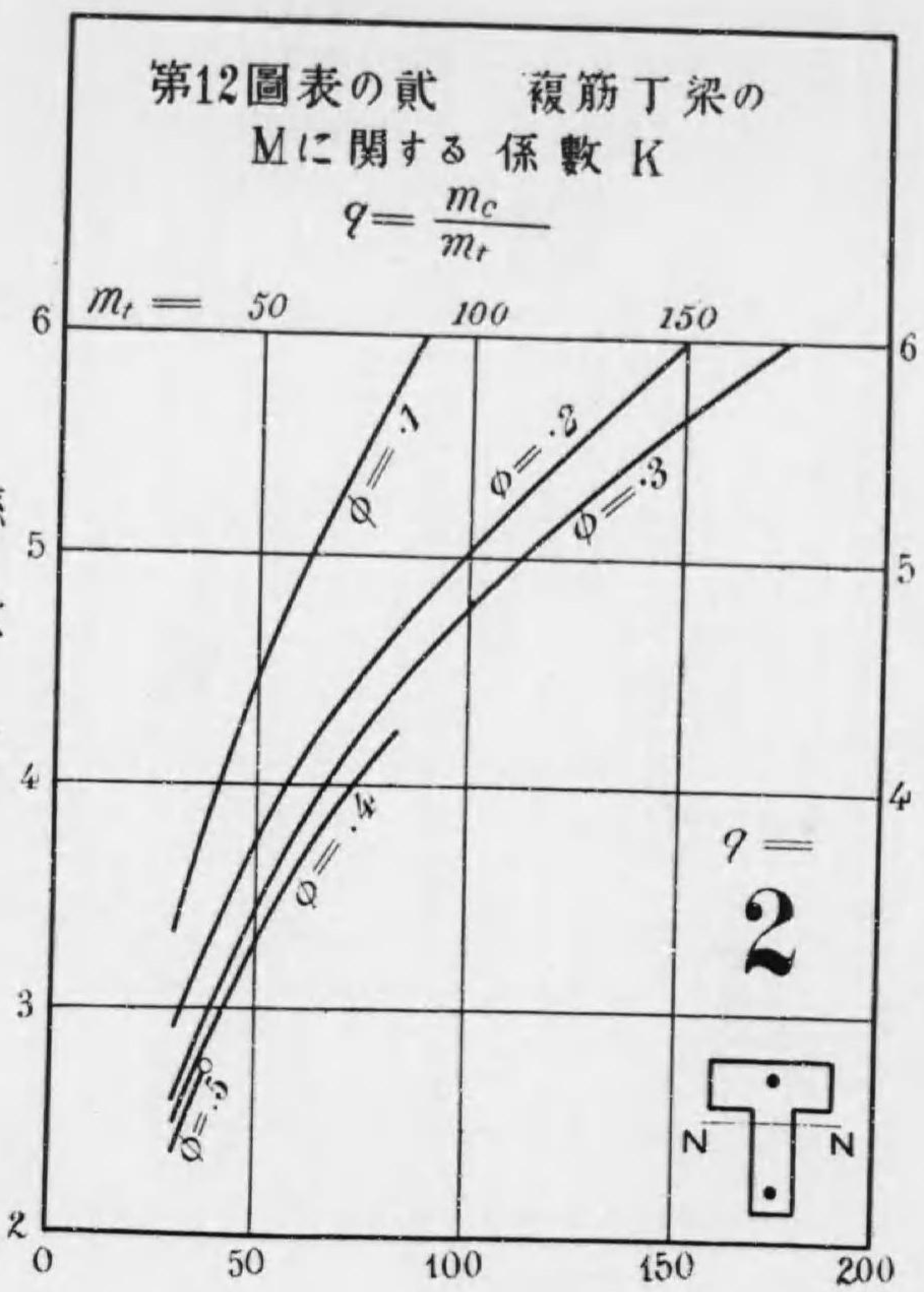
第11圖表の貳 複筋丁梁の中軸距比と對筋比
但中軸が梁の胴にある場合
$q=\frac{m_c}{m_t}$



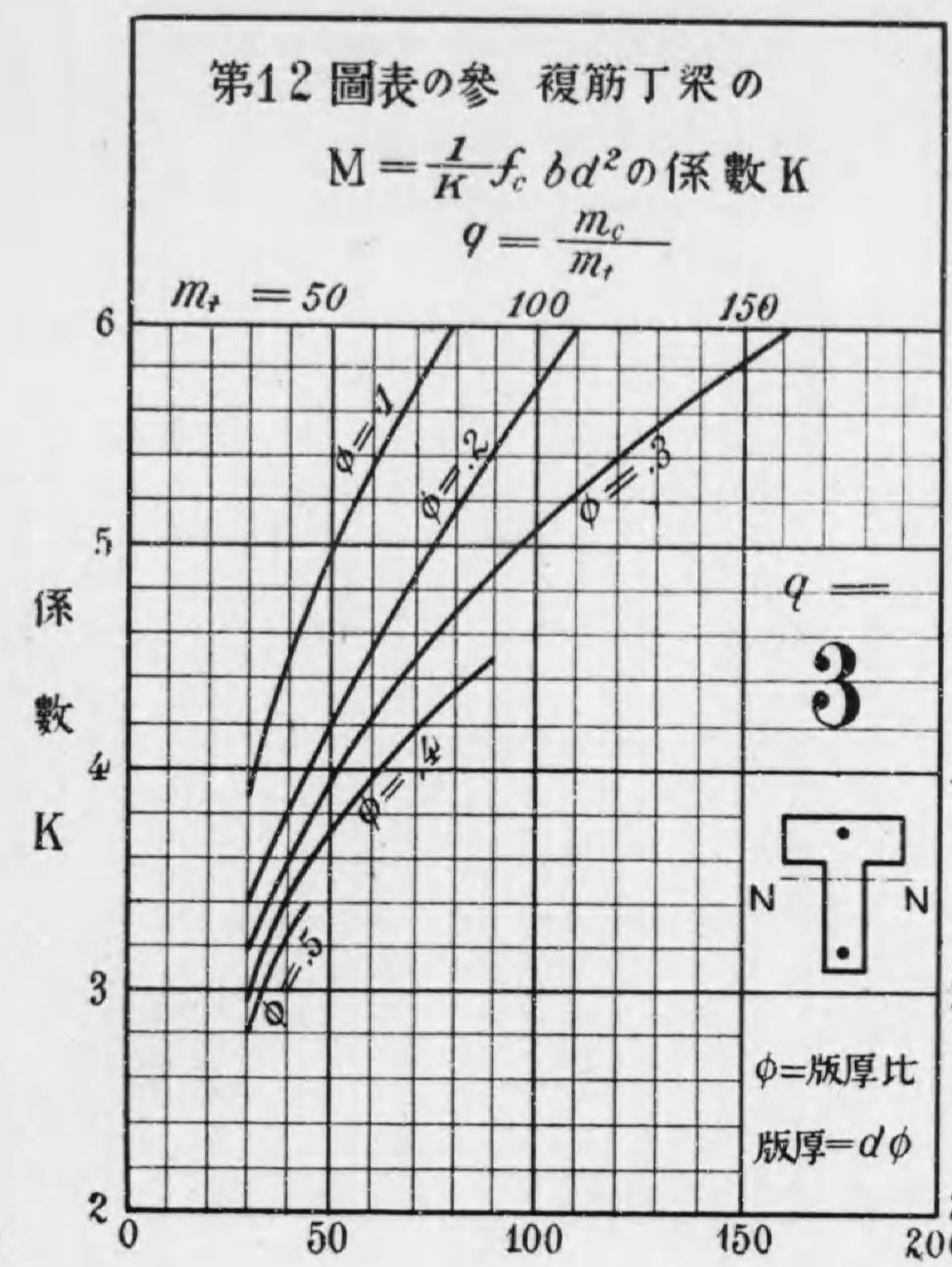
第11圖表の參 複筋丁梁の中軸距比と對筋比
但中軸が梁の胴にある場合
$q=\frac{m_c}{m_t}$



第12圖表の壹 複筋丁梁の $M=\frac{1}{K}f_c bd^2$ の係數K
$q=\frac{m_c}{m_t}$

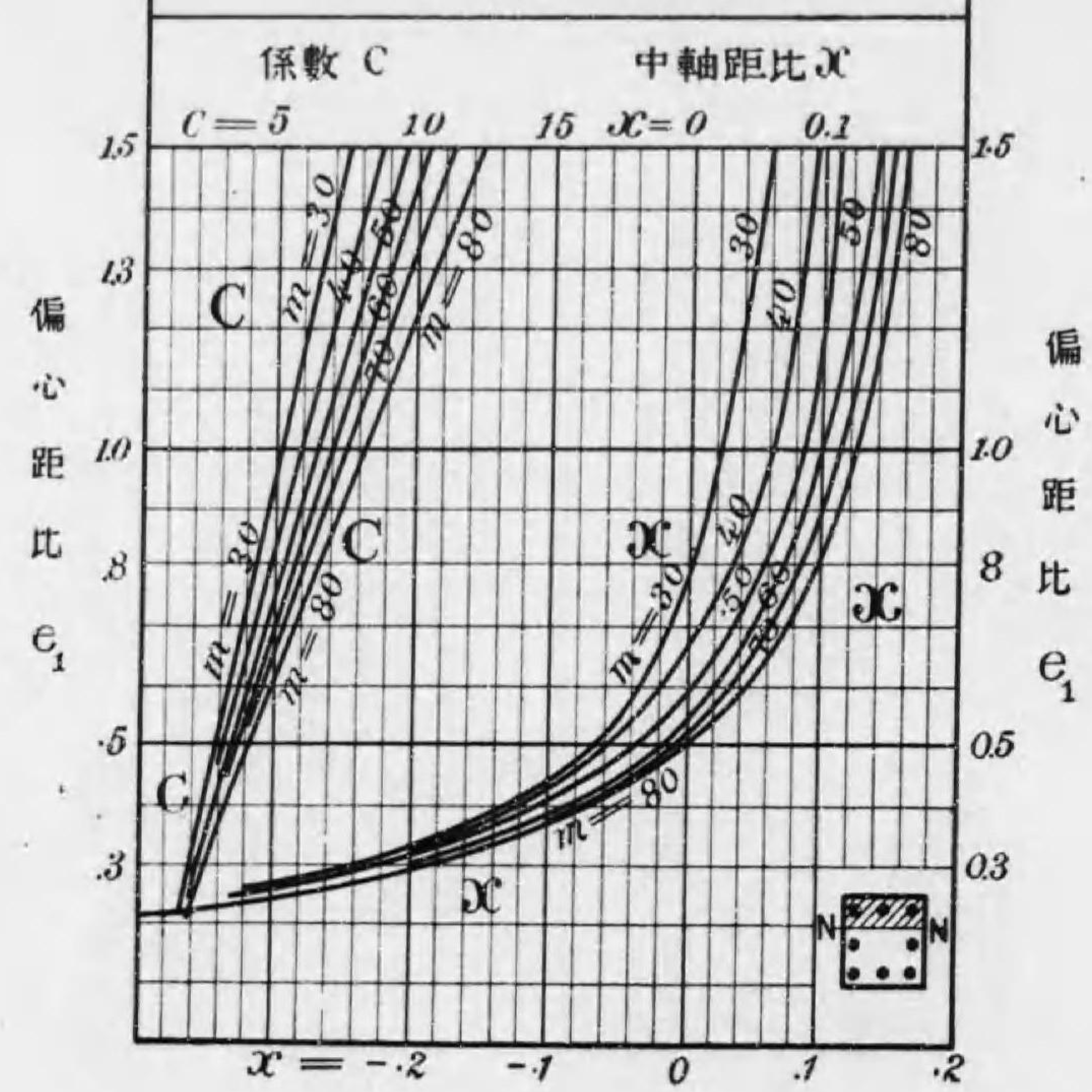


第12圖表の貳　複筋丁梁の
Mに関する係數K
$q = \frac{m_c}{m_t}$

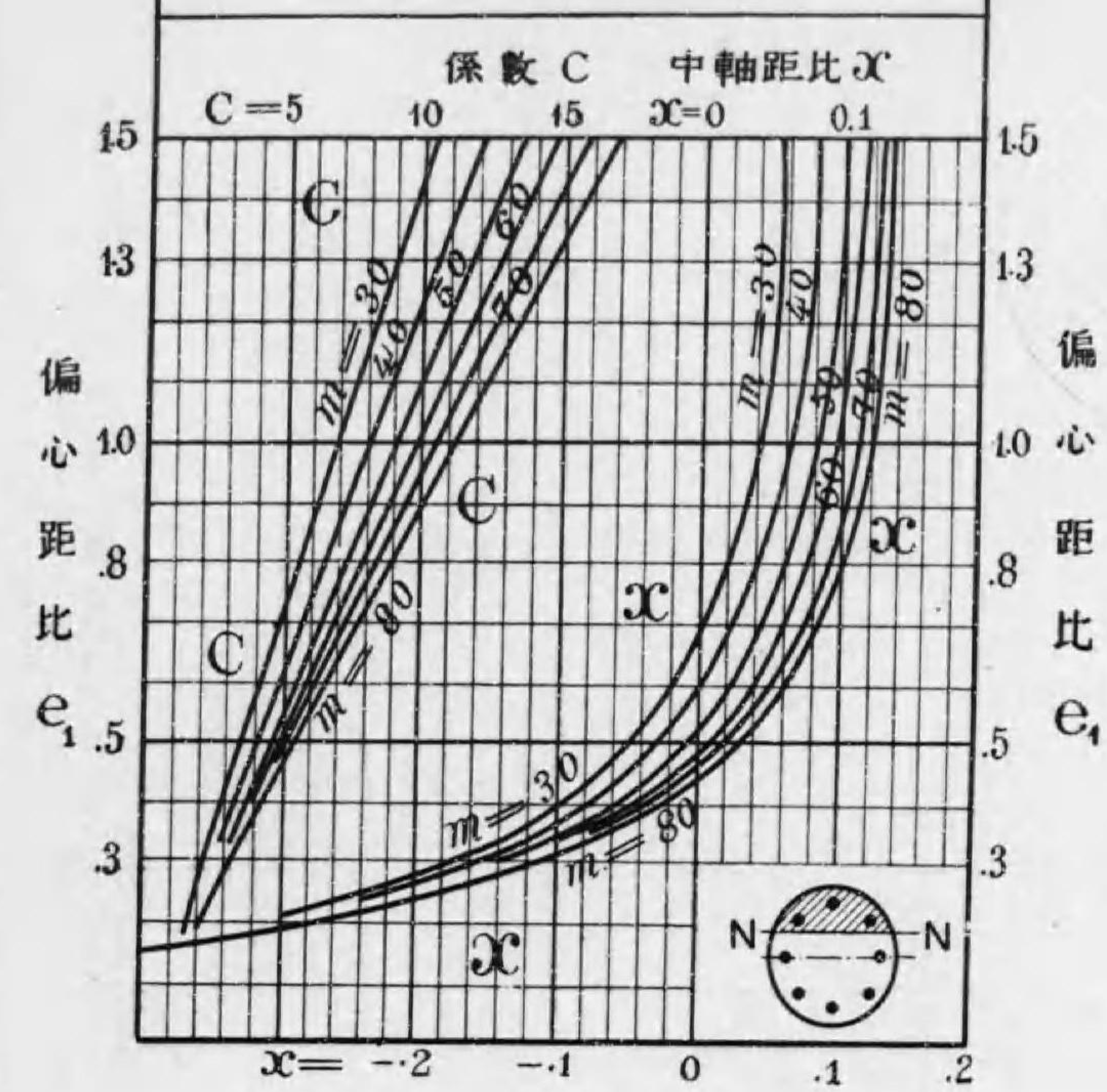


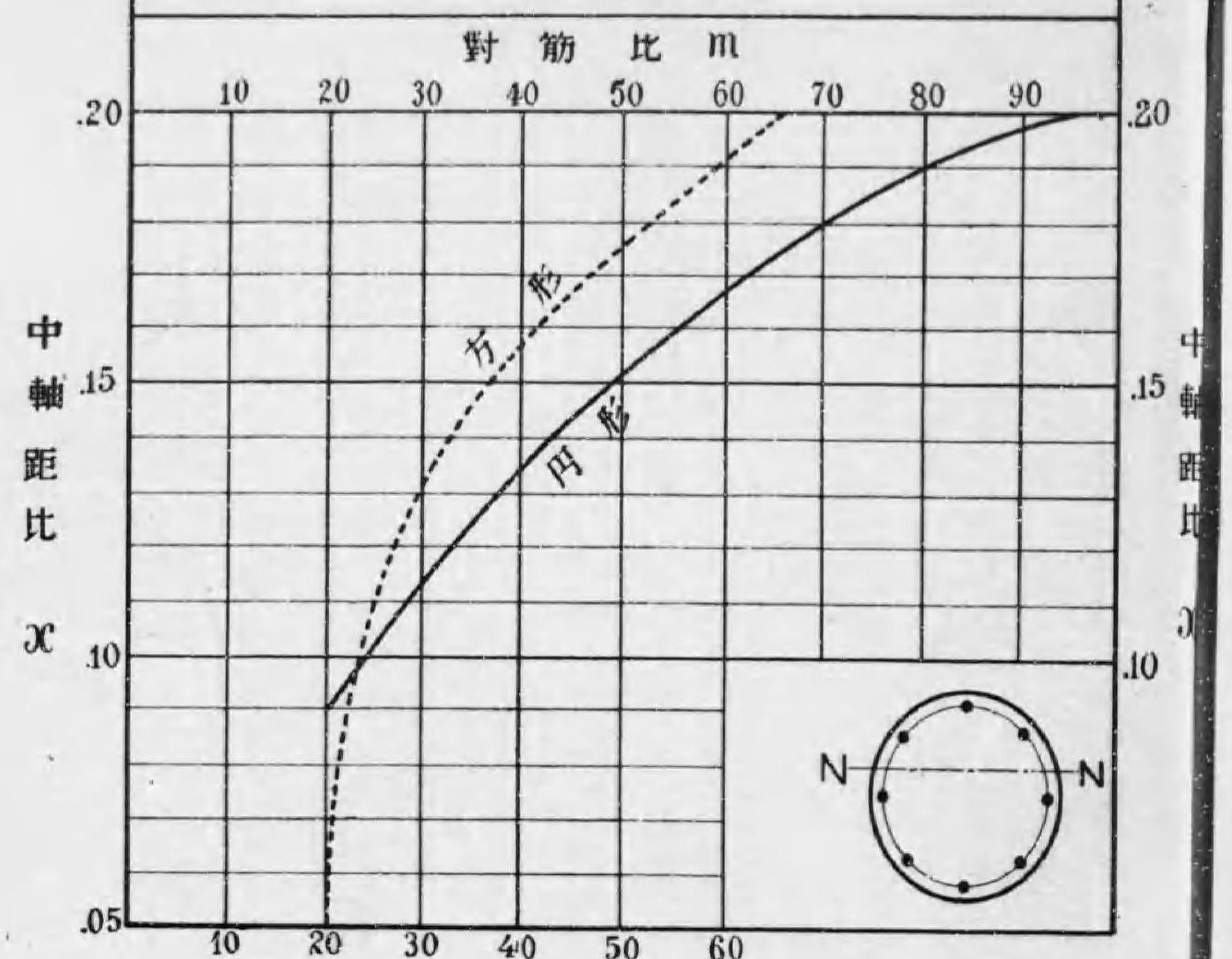
第12圖表の參　複筋丁梁の
$M = \frac{1}{K} f_c\, bd^2$ の係數K
$q = \frac{m_c}{m_t}$

第13表　圍繞筋方柱の偏心距比 e_1 及び係數Cと中軸距比 x

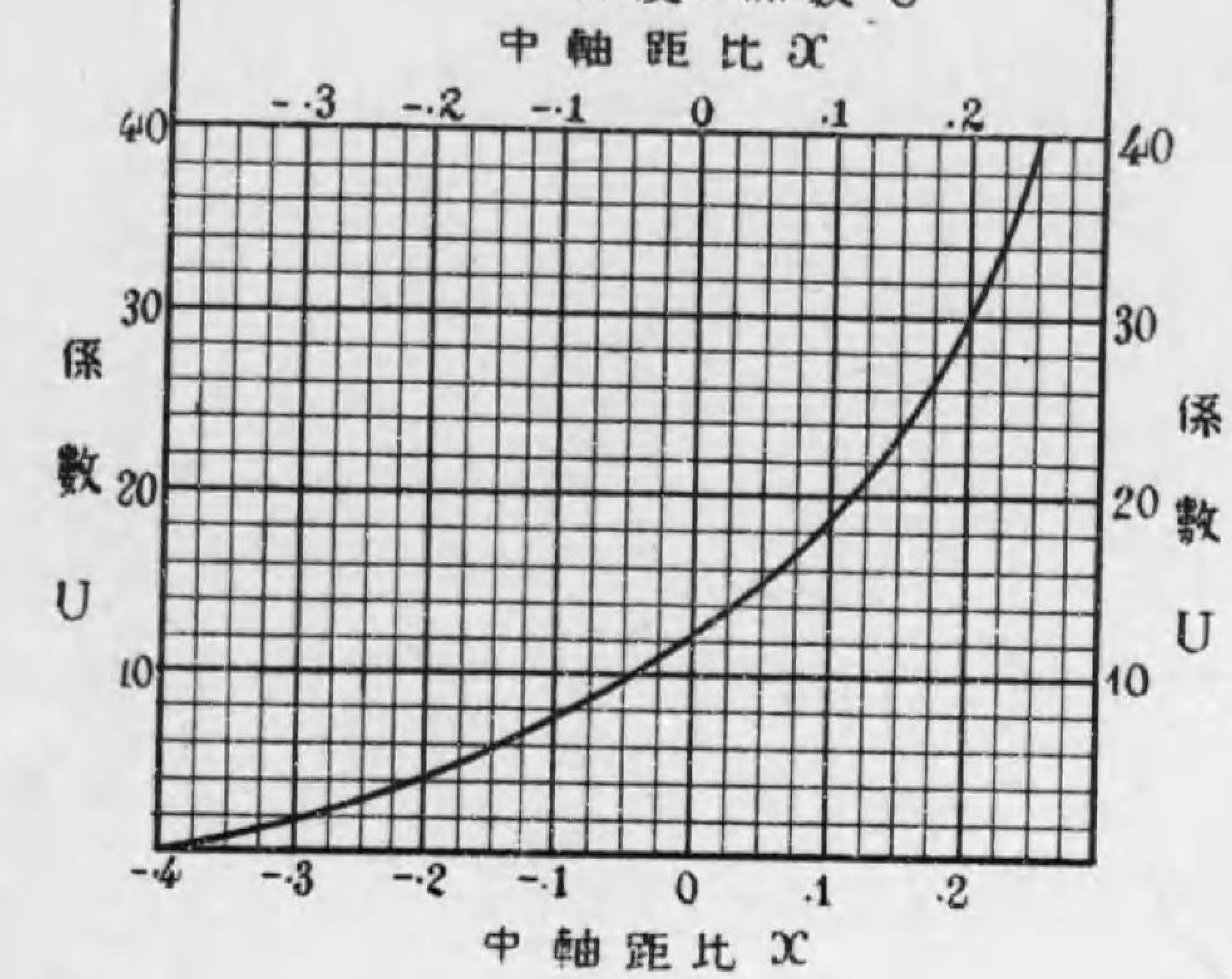


第14表　圓形柱の偏心距比 e_1 及び係數Cと中軸距比 x

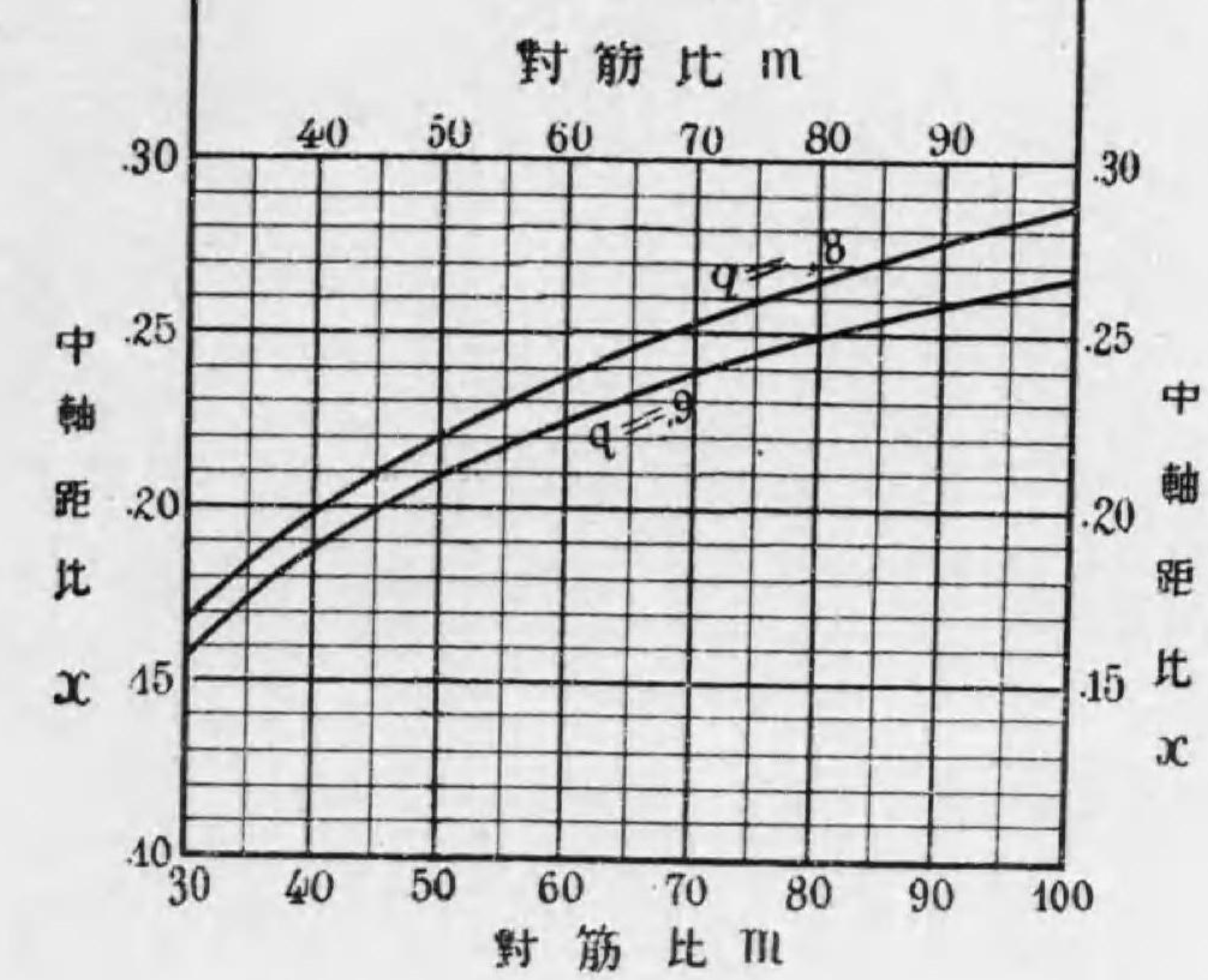




第15圖表　圓形横材及竪材の中軸距比 x

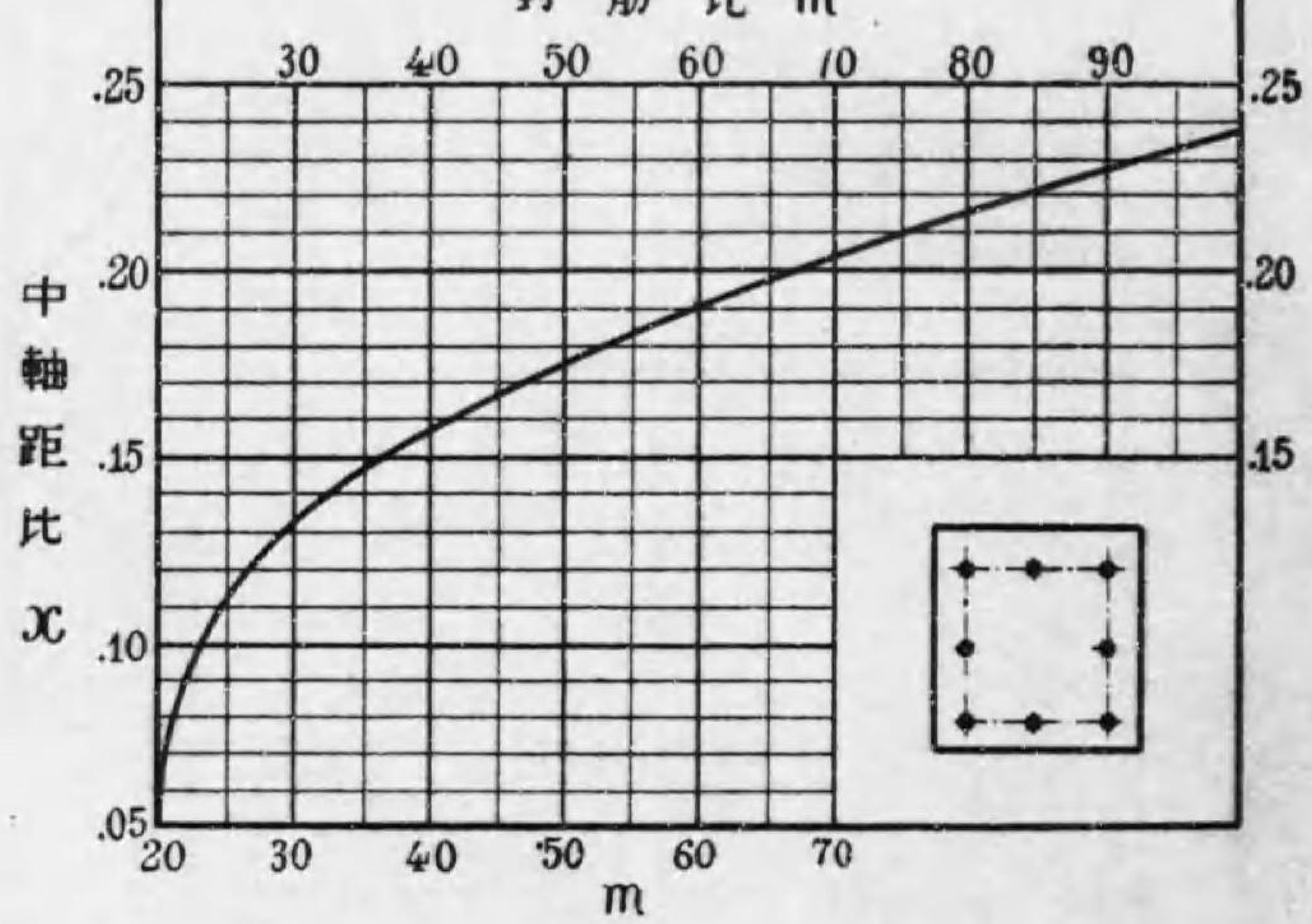


第16圖表　鐵筋の最大應張力度の係數 U



第17圖表　內空圓形の中軸距比 x

第18圖表 方形横材及竿柱の中軸距比對筋比m



鐵筋コンクリート早割出

第一章 梁類

第一節 矩形梁及び版

斷面矩形なる鐵筋コンクリート梁に於ては、鐵筋が梁の下方にあることが普通である、これは鐵筋コンクリートの性質上當然の事柄である、然れども或る場合に於ては上下兩方に鐵筋を置くこともある。さて前者の場合には其梁を單筋コンクリート梁と稱し、後者の場合には之を複筋コンクリート梁と唱ふる。

(一) 單筋コンクリート梁及び版

第1圖の如き單筋コンクリート梁に於て其强度を求めんとするに本書に於ては專ら斷面の一次率及び二次率より割出す方法を取ることにした、依て先づ其二つを次に記す。

斷面の一次率、$S=AdZ=0$ ……………………(1)

$$Z=\frac{(1-x)^2}{2}-\frac{15}{m}x=0 \quad \cdots\cdots(2)$$

斷面の二次率、 $I=Ad^2Q$ ……………………(3)

$$Q=\frac{(1-x)^3}{3}+\frac{15}{m}x^2 \quad \cdots\cdots(4)$$

以上二つよりして、矩形梁の强度でも其他のものでも總て算出することが出來るのである。以上算式中

S＝斷面の一次率

$A=bd$＝幅と有効丈との積

Z＝斷面一次率の係數

m＝對筋比

d＝有効丈

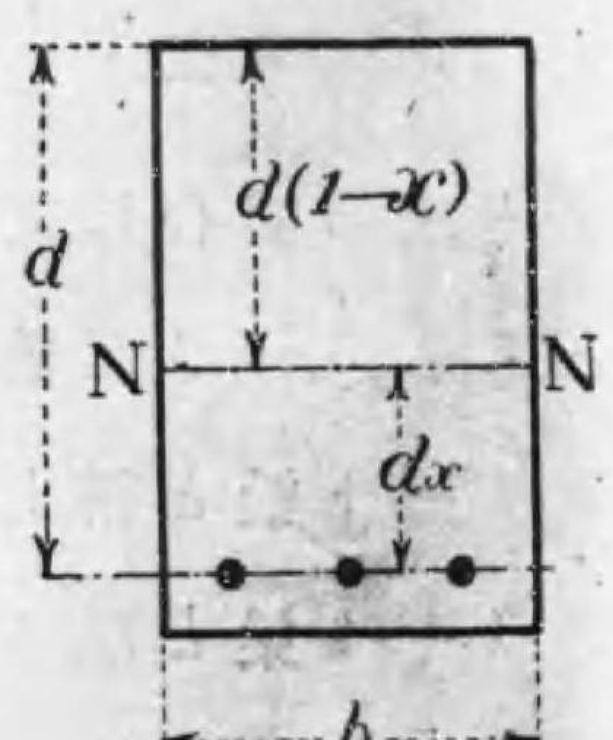
I＝斷面の二次率

Q＝斷面二次率の係數

dx＝中軸距離、鐵筋中心より

x＝中軸距比

第1圖



中軸距離を算出すること。

先づNNなる中軸の位置を算定することが必要である。それには、$Z=0$ と爲せば宜しい、依て(2)式より

$$\frac{(1-x)^2}{2}-\frac{15}{m}x=0 \quad \cdots\cdots(5)$$

$$依て、x=1-\frac{15}{m}\left(-1+\sqrt{1+\frac{2m}{15}}\right) \quad \cdots\cdots(6)$$

此(6)式は中軸位置を定め得る式である。此式よりして市街地建築物法施行規則第百十一條の末式が卽座に知れるのである卽ち、

$$n_1=1-x=\frac{15}{m}\left(-1+\sqrt{1+\frac{2m}{15}}\right) \quad \cdots\cdots(7)$$

n_1＝ 中軸比＝$1-x$

x＝ 中軸距比＝$1-n_1$

さて本書に於ては總て輕便主義を尊ぶ故に

$\frac{E_s}{E_c}=15$＝ 彈率比 ……………………(8)

卽ち鐵筋の彈率とコンクリートの彈率との比を15と一定したのである、されば法規にも合致する故甚便利である。

尙第一圖表に依れば中軸距比 x を卽座に見出すことが出來る。

(例題 1) 第1圖の如き斷面の梁に於て、$b=30$ センチ $d=50$ センチにして、直徑20ミリの鐵筋 5 本を入れ有り、然らば中軸の位置は鐵筋の中心より~~若干~~如何の處にあるか又梁上ばよりは幾何なるか、

答 鐵筋中心より 28.5 センチ

梁上ばよりは 21.5 センチ

解　鐵筋1本の斷面積は 314 平方ミリ,依て5本にては 1570 平方ミリ＝ 15.7 平方センチ

又　$bd=30\times50=1500$ 平方センチ

$$m=\frac{1500}{15.7}=95$$

依て第一圖表より、$x=0.57$ 程

されば鐵筋中心より中軸距離は

$dx=50\times0.57=28.5$ センチ

又梁上ばよりは、 $50-28.5=21.5$ センチ

既に中軸の位置が算定せられたる後は,應力度でも抵抗能率でも容易に算出することが出來るのである,先づ是等の事柄を順次に解說しやう。

(二)　應力度と抵抗能率

先づ本書の流儀にて,市街地建築物法施行規則第百十一條にある最初の二式を證明して見やう。さて次の一般式は讀者の既に見馴れたるものである。

$$M=I.\frac{f}{c}$$

Mは抵抗能率,Iは斷面の二次率,fは最大應力度、cは中軸より緣邊迄の距離であることは讀者の熟知する所である。次に此一般式を次の如く,第

1圖鐵筋コンクリート梁に相應するやうに特に書き直せば

$$M=Ad^2Q\times\frac{f_c}{d(1-x)}\ \cdots\cdots\cdots\cdots(9)$$

f_c＝コンクリートの最大應壓力度

$Ad^2Q=I$　なることは(3)式にある

$d(1-x)=$　中軸より緣邊迄の距離,第1圖參照

斷面二次率の係數Qに就ては第(4)式にある然れども計算に不便なる故形を變へて見やう。先づ(5)式より

$$\frac{15}{m}x=\frac{(1-x)^2}{2}$$

依て、$$Q=\frac{(1-x)^3}{3}+\frac{x(1-x)^2}{2}=\frac{(1-x)^2(2+x)}{6}\ \cdots\cdots(10)$$

此式の方が便利である,是に於て(9)式に此Qの値を挿入し且 $A=bd$ とすれば

$$M_c=\frac{(1-x)(2+x)}{6}f_cbd^2\ \cdots\cdots\cdots\cdots(11)$$

これコンクリートの抵抗能率に關する本書流の算式である,若し、$x=1-n_1$ と置けば

$$M=\frac{n_1(3-n_1)}{6}f_cbd^2$$

卽ち市街地建築物法施行規則第百十一條の最初の式である,次に第二番目の式を解說して見やう。

第2圖により

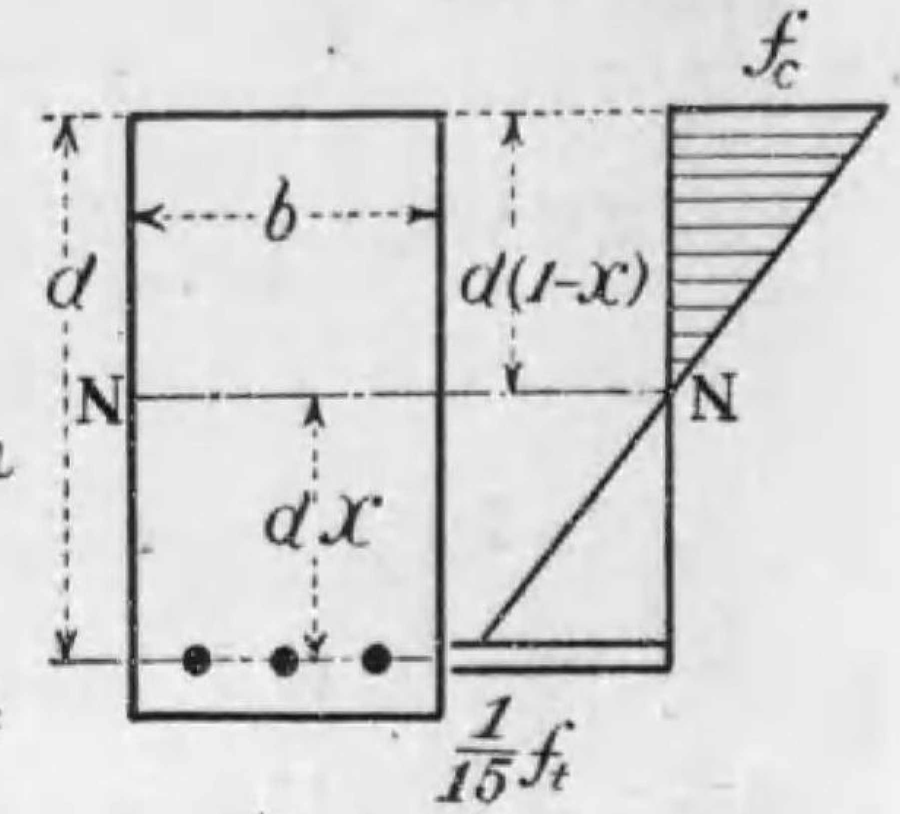
$$f_c : \frac{1}{15} f_t = d(1-x) : dx$$

故に $f_c = \dfrac{f_t}{15} \cdot \dfrac{1-x}{x}$

之を(11)式に挿入すれば

$$M_t = \frac{(1-x)^2(2+x)}{6 \times 15x} f_t b d^2$$

第 2 圖



鐵筋の抵抗能率に就ては此式でも可なりであるが併しこれよりも更に簡單の形に出來るのである。さて(2)式によりて

$$\text{彈率比},\ 15 = \frac{(1-x)^2}{2x} m$$

依て之を前式の15の代りに挿入すれば

$$M_t = \frac{(2+x)}{3m} f_t b d^2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(12)$$

これ市街地建築物法施行規則第百十一條の第二番目の式に相當するのである,就ては(12)式の $x=1-n_1$ と置けば忽ちにして施行規則の式が現出するのである,卽ち

$$M = \frac{3-n_1}{3m} f_t b d^2$$

是に於て施行規則第百十一條の三式が總て本書の流義にて簡易に證明し得られたのである。

從前の方法にては偶力の腕なる j に重きを置きたるが本書流にては普通の強度計算にても又は耐震強度計算にても徹頭徹尾ZとQとを計算の基礎とするのである。玆に於て再び之を列擧する

$$Z = \frac{(1-x)^2}{2} - \frac{15}{m} x = 0 \quad \cdots\cdots\cdots(2)\text{式再出}$$

$$Q = \frac{(1-x)^2(2+x)}{6} \quad \cdots\cdots\cdots(10)\text{式再出}$$

此二つが單筋コンクリート梁及び版に關する計算の基本である。

(例題 2.) 鐵筋コンクリートの梁あり $b=20$ センチにして $d=30$ センチ鐵筋の總斷面6平方センチ又コンクリートの許容應壓強度 $=45$ キロ/平方センチ鐵筋の許容應張強度 $=1150$ キロ/平方センチならば其梁の抵抗能率は若干なるか但彈率比 $=15$。

答　M=146,000 キロ/センチ餘

解　$m = \dfrac{20 \times 30}{6} = 100$

第1圖表により, $x=0.58$

(11) 式により, $M = \dfrac{(1-0.58)(2+0.58)}{6} \times 45 \times 20 \times 30^2$

$= 146,286$

又(12)により, $M=\dfrac{(2+0.58)}{3\times100}\times1150\times20\times30^2$

$=178{,}020$

依て二者の中の小なる方を以て答とする。

(例題 3) 鐵筋コンクリート梁の幅20センチ丈35センチ鐵筋の總斷面積6平方センチのものが150,000キロ/センチの曲能率に遭ふときはコンクリート及び鐵筋に生ずる最大應力度は若干なるか。

答　コンクリートの最大應壓力度＝35キロ/平方センチ鐵筋の最大應張力度＝819キロ/平方センチ

解　對筋比 $m=\dfrac{20\times35}{6}=116$

中軸距比 x ＝第1圖表により0.6

(11) 式により

$$f_c=\frac{6M}{(1-x)(2+x)bd^2}=\frac{6\times150{,}000}{(1-0.6)(2.6)\times20\times35^2}$$

＝35キロ/平方センチ

又(12)式により

$$f_t=\frac{3mM}{(2+x)bd^2}=\frac{3\times116\times150{,}000}{2.6\times20\times35^2}$$

＝819キロ/平方センチ、

略設計に於ては成る可く早く大體の見當を附けることが必要である之が爲めには略式が大に役立つのである。

單筋コンクリート梁の略式

應力度其他を豫め適當に一定し置くならば甚簡單なる略式が出來、従て略設計の際甚た便利である。

先つコンクリートの最大應壓力度が45キロ/平方センチのとき鐵筋の最大應張力度が1150キロ/平方センチ程に爲らしむるやうに設計することが材料の强度より考へて經濟的である、其とき中軸距比 x は若干なるかと言ふに第2圖により、

$$f_c=\frac{f_t}{15}\cdot\frac{1-x}{x}$$

$$45=\frac{1150}{15}\cdot\frac{1-x}{x}$$

$$x=0.63 \quad\cdots\cdots(13)$$

これが單筋コンクリート梁及び版に於ける經濟的斷面の中軸距比である、而して之に相當する對筋比は、第(2)式により、$Z=0$ として

$$\frac{15}{m}x=\frac{(1-x)^2}{2};\qquad \frac{15}{m}\times0.63=\frac{(1-0.63)^2}{2}$$

$$m=138 \quad\cdots\cdots(14)$$

これが單筋コンクリート梁及び版の經濟的對筋比である、就ては是等經濟的斷面の x と m とを以上の如く一定して(11)式又は(12)式に其値を挿入す

るならば

$$M=7.3bd^2 \cdots\cdots\cdots (15)$$

$$d=0.37\sqrt{\frac{M}{b}} \cdots\cdots\cdots (16)$$

d＝梁の有效丈、センチ

b＝梁幅、センチ

M＝曲能率、キログラム、センチ

梁用略式としては是等の二式が甚簡便である、次に單筋コンクリートの版としては$b=1$米$=100$センチとして計算することが普通である、依て(16)式は次の如くになる

$$d=\frac{0.37}{10}\sqrt{M}=0.037\sqrt{M} \cdots\cdots\cdots (17)$$

これは版用の算式である。次に曲能率の單位をキログラム、米にすることが屢ある、其場合には

梁用、$d=3.7\sqrt{\frac{M}{b}} \cdots\cdots\cdots (18)$

版用、$d=0.37\sqrt{M} \cdots\cdots\cdots (19)$

曲能率$M=0.073bd^2 \cdots\cdots\cdots (20)$

M＝曲能率、キログラム、米

依て大に單位に注意すべきである。

(例題4)　曲能率350,000キログラム、センチ　に

耐へ得る鐵筋コンクリート梁を設計せんとす幅及丈を凡何程に爲すべきか。

$\pi r^2 = 208$

答　$b=25$センチ、　$d=49$センチ

解　(16)により、　$d=0.37\sqrt{\frac{350,000}{b}}$

若し$b=25$センチとすれば

$d=\frac{0.37}{5}\times 591.6=45.7$

$=46$センチ

これは有效丈である、依て被覆として3を加ふれば、　$46+3=49$センチ

(例題5)　前題の梁に於て鐵筋は如何になすべきか。

答　直徑17ミリの圓鐵棒4本

解　鐵筋の總斷面積　$A_s=\frac{bd}{m}=\frac{25\times 46}{138}=8.333$　平方センチ＝833平方ミリ

鐵筋4本用ふれば1本の斷面積は208平方ミリ依て直徑17ミリの圓鐵棒を用ふれば充分である、1本に付227平方ミリ故に4本にて908平方ミリとなる。

第2圖表の應用

例題2を第2圖表にて解て見やう。$m=100$なる故f_cを含む式にて解決して宜しい例題2の如くf_tを含む式をも試して見る必要は無ひ依て

$$M=\frac{1}{K}f_cbd^2$$

同圖表により$m=100$に對して$K=5.55$程　故に

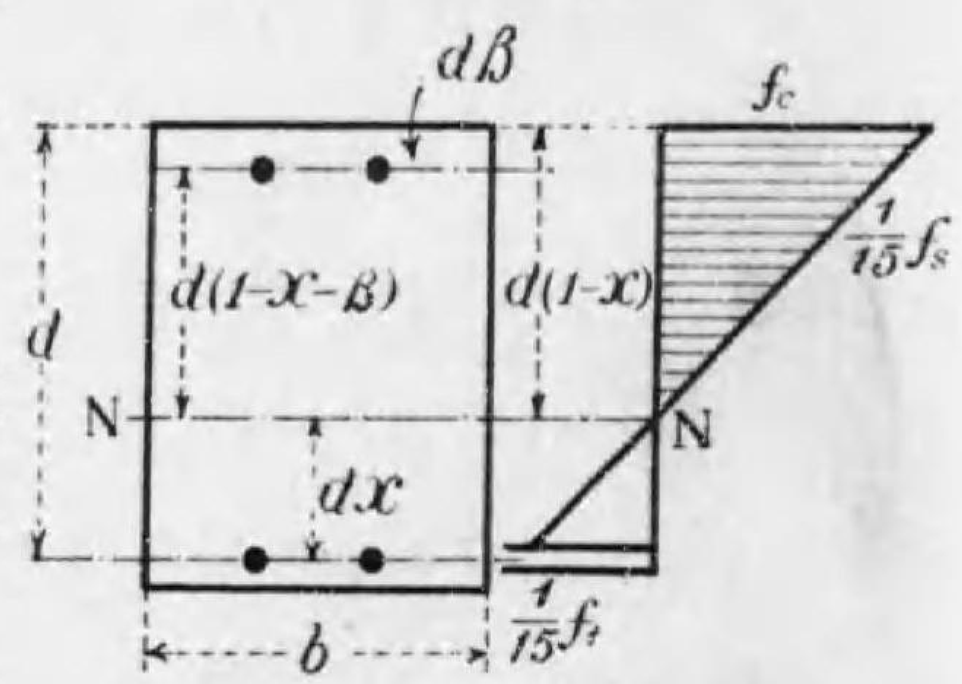
$$M=\frac{1}{5.55}\times45\times20\times30^2=146{,}000 \quad 程$$

これ答である。

第二節　復筋コンクリートの矩形梁

第3圖の如く梁若くは版の上下に鐵筋あるものを復筋コンクリートの梁又は版と稱するのである。其時本書にては下方鐵筋の總面積をA_t其對筋比卽ち$\frac{bd}{A_t}$をm_t上方鐵筋の總面積をA_s其對筋比卽ち$\frac{bd}{A_s}$をm_c上方鐵筋の應壓力度をf_s下方鐵筋の應張力度をf_tを以て表することにする。而してβ及x等は前述の通り、さすれば斷面二次率及ひ一次率は容易に算出することが出來る、依て手續を廢して其各係數を次に記す

第 3 圖



斷面一次率の係數$Z=\frac{(1-x)}{2}-15\left(\frac{x}{m_t}-\frac{1-x-\beta}{m_c}\right)$

$$\cdots\cdots\cdots\cdots(21)$$

斷面二次率の係數 $Q=\frac{(1-x)^3}{3}+15\left\{\frac{x^2}{m_t}+\frac{(1-x-\beta)^2}{m_c}\right\}$

$$\cdots\cdots\cdots\cdots(22)$$

次に$Z=0$として

$$x^2-2\left\{1+15\left(\frac{1}{m_c}+\frac{1}{m_t}\right)\right\}x+\left\{1+\frac{30(1-\beta)}{m_c}\right\}=0$$

$$\cdots\cdots\cdots\cdots(23)$$

なる方程式を得る、これ中軸距比xを算出し得る式である

依て、$$x=1-15\left(\frac{1}{m_t}+\frac{1}{m_c}\right)\left\{-1+\sqrt{1+\frac{2\left(\frac{1}{m_t}+\frac{\beta}{m_c}\right)}{15\left(\frac{1}{m_t}+\frac{\beta}{m_c}\right)^2}}\right\}$$

若し、$m_c=qm_t$とすれば

$$x=1-\frac{15}{m_t}\left(1+\frac{1}{q}\right)\left\{-1+\sqrt{1+\frac{2q(q+\beta)m_t}{15(1+q)^2}}\right\} \quad (24)$$

x＝復筋コンクリート矩形梁の中軸距比

m_t＝應張力側の對筋比

$qm_t=m_c$＝ 應壓力側の對筋比

q＝上下鐵筋の對筋比の比

β＝鐵筋の被覆比

此の如く中軸位置が知れたる後は曲能率其他應力度等の關係が容易に算出され得るのである。先づ(9)式より

$$M=bd^2Q\times\frac{f_c}{d(1-x)}-\frac{Q}{(1-x)}f_cbd^2\cdots\cdots\cdots(25)$$

若し $\frac{(1-x)}{Q}=K$ とするならば

$$M=\frac{1}{K}f_c bd^2 \cdots\cdots(26)$$

$$d=\sqrt{\frac{MK}{bf_c}}$$ 但し單位均一 ……(27)

K＝係數にして第4圖表にある。

此式は簡便にして而も精確なる結果が得られるのである故に設計に當りては之に據るが良い。尚參考の爲め中軸距比 x に付て第2圖表を作製した。

次に應張力側鐵筋の應張力度は

$$f_t=\frac{15x}{1-x}f_c \cdots\cdots(28)$$

應壓力側鐵筋の應壓力度は

$$f_s=\frac{(1-x-\beta)}{x}f_t \cdots\cdots(29)$$

(例題 6) 第3圖の如き矩形なる複筋コンクリート梁あり有効丈 $d=17$ センチ幅 $b=15$ センチ被覆は3センチ、上方鐵筋二本各直徑13ミリ、下方鐵筋二本各16ミリにして何れも圓棒なり而して梁に起る曲能率M=28,000キログラム、センチなり中軸距比 x 及ひ各應力を求む

答 $x=0.58$

$f_c=22$ キログラム/平方センチ

$f_t=456$ キロ/平方センチ

$f_s=196$ キロ/平方センチ

解 上方鐵筋斷面積 $=1.33\times2=2.66$ 平方センチ

下方鐵筋斷面積 $=2.01\times2=4.02$

$bd=255$

$m_c=\frac{255}{2.66}=95.8$

$m_t=\frac{255}{4.02}=63$

$q=\frac{96}{63}=1.5$

(24)式により $x=0.58$ 第2圖表參照

(26)式により $28000=\frac{1}{K}f_c 15\times17^2$

第4圖表により K=3.4

依て $f_c=\frac{3.4\times28000}{15\times172}=22$

(26)式により $f_t=\frac{15\times0.58}{1-0.58}\times22=456$

(29)式により $f_s=\frac{1-0.58-0.17}{0.58}\times456=196$

矩形複筋コンクリートの略式

次に經濟的斷面に就て述べやう、それは金錢上の經濟では無い、コンクリートの最大應壓力度が45キロ/平方センチのとき鐵筋の最大應張力度が1150キロ/平方センチになるやうに設計したる場合に斯く稱するのである、其時中軸距比は

$$x=0.63$$

なることは(13)式の通り、さて之に對して單筋梁のときは $m=138$ なることは(14)式にて示した、さて複筋梁に就ては如何と言ふに、先づ(21)式の $\beta=0.1$ として又 $m_c=qm_t$ として

$$Z=\frac{(1-x)^2}{2}-\frac{15}{m_t}\left(x-\frac{0.9-x}{q}\right)=0 \cdots\cdots\cdots\cdots (30)$$

此式の x を 0.63 とすれば

$$m_t=\frac{197\{(1+q)\times 0.7-1\}}{q} \cdots\cdots\cdots\cdots (31)$$

依て、

$$\left.\begin{array}{ll} q=3 \text{ ならば、} & m_t=118 \\ =2 & m_t=108 \\ =1.5 & m_t=98 \\ =1 & m_t=79 \\ =\frac{2}{3} & m_t=49 \end{array}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots (32)$$

是等が複筋矩形梁の經濟的斷面に關する對筋比であるこれは應張力側鐵筋の對筋比なることを特に注意する。

これよりして次の式を得る

$$\left.\begin{array}{ll} q=3 \text{ ならば} & M=8.55bd^2 \\ =2 & M=9.36bd^2 \\ =1.5 & M=10.2bd^2 \\ =1 & M=12.9bd^2 \\ =\frac{2}{3} & M=20.7bd^2 \end{array}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots (33)$$

Mはキログラム/センチ

又、

$$\left.\begin{array}{ll} q=3 \text{ ならば} & d=3.42\sqrt{\frac{M}{b}} \\ =2 & d=3.26 \ '' \\ =1.5 & d=3.13 \ '' \\ =1 & d=2.8 \ '' \\ =\frac{2}{3} & d=2.2 \ '' \end{array}\right\} \cdots\cdots\cdots (34)$$

Mはキログラム/米

是等は中軸距比 $x=0.63$ と爲したる結果である、略設計に於て見當を附ける爲めには至極便利である若又 x が他の値ならば(27)式によるべきである。

(例題 7) 張間3米にして完全なる固定端を有する複筋矩形梁を設計せんとす長1米につき2000キロの荷重(自重とも)を承くるならば其斷面は如何但 $q=1$ とす。

答 $b=25$ センチ

$d=22$ センチ

解 $M=\frac{Wl}{12}=\frac{(2000\times 3)\times 3}{12}=1500$ キロ/米

さて $q=1$ なる故(34)により

$d=2.8\sqrt{\frac{M}{b}}$

若し $b=25$ センチならば

$d=2.8\sqrt{\frac{1500}{25}}=22$ センチ程

而して對筋比 $m_t=79$ なることは(32)式により知れる故上下兩方の鐵筋は各 $\frac{25\times28}{79}=8.86$ 平方センチ$=886$ 平方ミリ

而して梁の總丈は $22+3=25$ センチ

(例題 8) 前題の解答は經濟的斷面と假定したるなり若し然らずして、$m_t=150$ とするならば如何。

答 $b=25$ センチ

$d=22.5$

解 $q=1$, $m_t=150$ に對して中軸距比 $x=0.69$ なることは第 3 圖表にて知れる又第 4 圖表により K=5. 依て(27)式により

$d=\sqrt{\frac{150000\times5}{b\times45}}$

若し $b=25$ センチならば

$d=22.5$ センチ

さて經濟的斷面に非ざる故以上の如く $f_c=45$ キロ/平方センチと爲したるに對し鐵筋の應張力に付て施行規則に違犯すること無きか之を試算するの必要がある、依て(28)式により、$f_t=\frac{15x}{1-x}f_c$ $=\frac{15\times0.69}{1-.69}\times45=1502$ キロ/平方センチ

これ規程よりは過大である、故に前の答は實行すべきものでは無い。

故に今一度計算を仕直して f_t を 1150 以內に納めるやうに爲さぬはならぬ筈である、此の如く再三試算して始めて決定し得る如きことは甚煩勞に堪へぬことである、故に例題 8 の如き解き方を取らずして初めより決定し得る便法を次に述べやう。

f_c と f_t との關係

設計に當りては f_c と f_t との兩方に對して差支無きやうにせねばならぬ、それに就ては兩方を試算せずして最初より簡易に決定し得る方法がある、假令ば市街建築物法施行規則第二十一條に於て曲能率Mに關して二つの式があるが其兩方を試算して始めて孰れが小であるかを決定することは甚迂遠である、試算前に孰れの式による方が小であるかを卽座に決定し得る便法がある、卽ち先づ中軸距比 x を見出し、それが 0.63 ならば兩者中何れの算式を用ひても同結果である、然れども x が 0.63 より小なるときは、(26)又は(27)式の如き

f_cを含む算式によりf_cを45として計算するも不都合は起らぬのである之に反して若しxが0.63より大なる場合にはf_cを45と爲すことは絶體に惡い先つ次の如きf_tを含む式によりf_t=1150と爲せば自然にf_cは45より小と爲りて不都合は毫も起らぬ。

$$M=\frac{1}{KU}f_t bd^2 \cdots\cdots(35)$$

$$d=\sqrt{\frac{MK}{bf_t}U} \cdots\cdots(36)$$

$$K=\frac{1-x}{Q} \cdots\cdots(37)$$

$$U=\frac{15x}{1-x} \cdots\cdots(38)$$

單位はキログラム及びセンチ

第5圖表にはUがある而してこれは斷面が矩形でもT形でも其他異形でも應用が出來るのである。

次にKに就て單筋矩形梁のは第2圖表に、又複筋矩形梁のは第4圖表にある。

(35)と(36)との兩式は單筋矩形梁でも又は複筋矩形梁でも兩方に用ひられるのである。

(例題9) 單筋コンクリートの矩形梁ありb=20

センチにしてd=30センチなり又鐵筋の斷面積は合計6平方センチならば其梁の應曲能率を算定するに(11)式によるべきか又は(12)式によるべきか。

答 (11)式によるべし

解 計算の結果x=0.58 故にx<0.63

さてx<0.63ならばf_cの式による……(39)

x>0.63ならばf_tの式による……(40)

依てf_cを含む式なる(11)式によるべきである

例題2を參照あれ

されば此場合に市街地建築物法施行規則第百十一條の式に由るならば其第一式を採用すべきである第二式を試算するには及ばない、尤も同施行規則に遵へば(39) (40)の兩式は次の如くに變る

n_1>0.37 ならばf_cの式を用ふ

n_1<0.37 ならばf_tの式を用ふ

(例題10) 張間3米にして兩端固定なる複筋矩形梁を設計せんとす長1米につき200キロの荷重(自己重量とも)を承くるものとし尙m_t=150又q=1とすればb=25センチのときdは若干に爲すべきか。

答 有効丈d=29センチ

解 第3圖表によりm_t=150ならばx=0.69である、依て

$x>0.63$ されば(40)よりして(36)式を用ひればならぬことが判る、(27)式を用ひては惡い、さて$M=\frac{Wl}{12}=1500$キロ/米 $=150000$ キロ/センチ

次に第4圖表により $K=5$. 又第5圖表により $U=33.5$

依て(36)式により

$$d=\sqrt{\frac{150000\times5}{25\times1150}\times33.5}=29 \text{ センチ}$$

これ要すに所の寸法である。

若し最初に(27)式に依れば其結果

$$d=\sqrt{\frac{150000\times5}{25\times45}}=11.5 \text{ センチ}$$

となりて不適當の答となる、故に此の如く双方を計算して始めて何れに依るべきかを知る如きは多忙なる技師には甚だ迷惑の事である、依て本書に於ては計算前既に孰れの式によるべきか之を察知するの良策を開陳したのである。

(例題11) 複筋矩形梁あり幅 $b=25$ センチ有效丈 $d=50$ センチ應張力側鐵筋25ミリ圓棒2本應壓力側鐵筋25ミリ圓棒1本にして其被覆厚5センチ依て其中軸位置を求む。

答　$x=0.65$ 程

解　被覆比 $\beta=\frac{5}{50}=0.1$

鐵筋1本の斷面積 $=491$ 平方ミリ $=4.91$ 平方センチ

$$m_t=\frac{25\times50}{4.91\times2}=127$$

$$m_c=254$$

$q=2$

依て第4圖表により $x=.65$ 程、故に應張力側鐵筋の中心より上 $50\times0.65=32.5$ センチの處にある。

若し圖表に依らずして算出したければ(24)式によるべきである。

(例題12) 前題を算式にて解くべし。

答　$x=0.65$

解　(24)式により

$$x=1-\frac{15}{127}\left(1+\frac{1}{2}\right)\left\{-1+\sqrt{1+\frac{2\times2(2+0.1)127}{15(1+2)^2}}\right\}=0.65$$

(例題13) 前題の梁の抵抗能率は若干なるか但し最大應壓力度 $f_c=45$ キロ/平方センチ最大應張力度 $f_t=1150$ キロ/平方センチとす。

答　488,000 キロ/センチ

解　$x=0.65$ なる故、$x>0.63$ 故に(40)により f_t を含む式なる(35)式によるべきである、依て

$$M=\frac{1}{KU}f_tbd^2$$

第4圖表により $m_t=127$ に對して $K=5.15$ 程

第5圖表により $x=0.65$ に對して $U=28.5$

依て $M=\frac{1}{5.15\times28.5}\times1150\times25\times50^2=488196$ キロ/センチ

卽ちこれが答である、

勿論 f_c を含む式を更に試算するには及ばぬのである以上を以て躊躇せずして確定するのである、これ本書の特色の一である。

然れども試に(26)式を以て計算して見れば

$$M=\frac{1}{K}f_c bd^2=\frac{1}{5.15}\times 45\times 25\times 50^2=546{,}000$$

卽ち前者の方が小である、之れが試算前に本書に於ては明了に豫言が出來るのである。

第三節　單筋丁梁

丁梁に於ては中軸が胴部に在ることと版部に在ることとある版部にあるときは總て矩形と同樣の算式を用ひ得れども、胴部にあるときは全く別の算式に依らねばならぬのである、されば第一に中軸が胴版何れに在るかを決定することが必要である。

中軸の所在を知る簡便法

中軸が版部に在るべきか又は胴部に在るべきかを豫知するには種々の方法があれども次の方法が最も簡便であると思ふ。

先つ中軸が版の下端卽ち第4圖のABに一致するときは

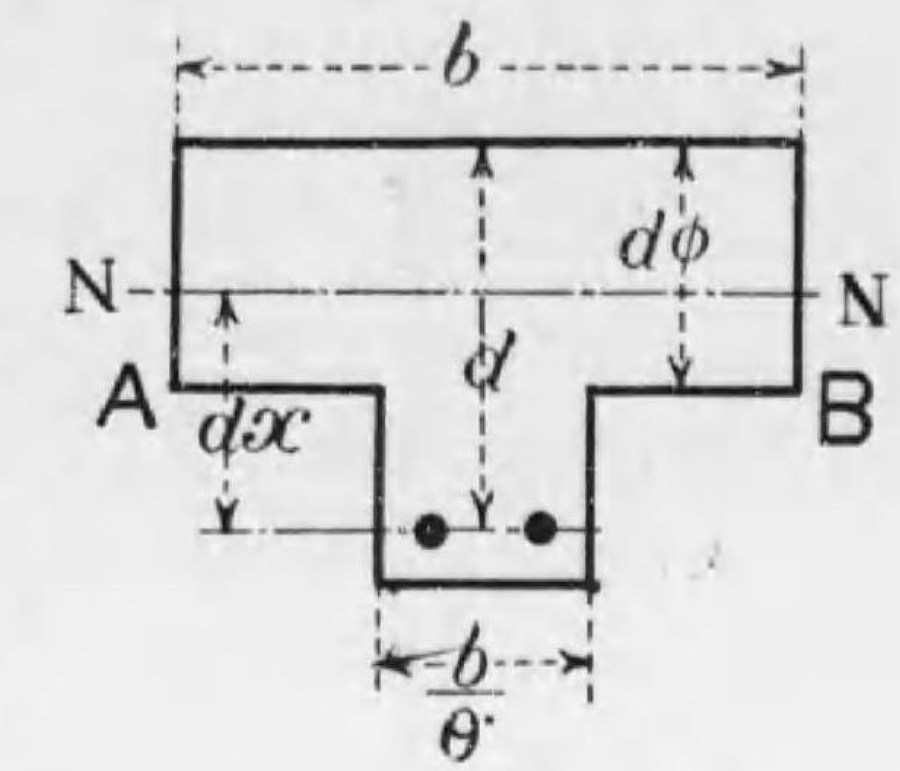
$$m=\frac{30(1-\phi)}{\phi^2}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(41)$$

$$\phi=\frac{15}{m}\left(-1+\sqrt{1+\frac{2m}{15}}\right)\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(42)$$

ϕ＝版厚比

m＝對筋比

第 4 圖



(42)式は卽ち(7)式と同一である而して(41)と(42)との兩式は(2)式より出たのでありて、其xを$1-\phi$としたのである。

就ては中軸が胴部にあるときの條件は次の通りなることは甚明瞭である。

$$m<\frac{30(1-\phi)}{\phi^2}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(43)$$

$$\phi<\frac{15}{m}\left(-1+\sqrt{1+\frac{2m}{15}}\right)\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(44)$$

尙第6圖表によれば中軸の所在が卽座に知れる故多忙なる技師には甚便利なる圖表である。

(例題14)　第4圖の如き單筋丁梁に於て版幅$b=45$センチ有効丈$d=30$センチ版の厚10センチ胴の厚12.5センチ而して鐵筋の直徑は22ミリにして三本あり然らば中軸は胴若くは版の孰れに在るか。

答　胴部に在る

解　22ミリの鐵棒の斷面積＝330平方ミリ＝3.8平方

センチ依て $m=\frac{45\times30}{3\cdot8\times3}=118$

又$\phi=\frac{10}{30}=\frac{1}{3}$

故に$\frac{30(1-\phi)}{\phi^2}=180$

されば$m<180$

依て中軸は胴部に在ることが(43)式により知れる

次に第6圖表によれば卽座に知れる、先づ$m=118$又$\phi=0.33$なる故同圖表によりmの118に對する垂直線とϕの0.33に對する水平線との交點を見れば其の交點は曲線の下に在る、依て胴部に在ることが判る。

中軸が版內に在るとき

此場合には總て矩形用の算式を採用すれば良いのである唯對筋比mは假想面積bdに對するものなることを心に銘し置くべきである。

中軸が版內にあるときの條件は

$$m \gtreqless \frac{30(1-\phi)}{\phi^2} \quad \cdots\cdots\cdots(45)$$

$$m=\frac{bd}{A_s}$$

A_s＝鐵筋の總斷面積

中軸が既に版內にあることを知りたる後で總て矩形と同樣に計算すべきである故玆に再び同手續を繰返すの必要は無い(尙54を見られよ)。

中軸が胴部にあるとき

第5圖の如く中軸が胴部に在るときは最早矩形用の算式によることは出來ぬ、今之が爲め計算の基本なるZとQとの式を擧ぐれば、

$$Z=\phi\left(1-\frac{\phi}{2}-x\right)+\frac{(1-\phi-x)^2}{2\theta}-\frac{15}{m}x=0 \quad \cdots\cdots(46)$$

$$Q=\frac{(1-x)^3-\left(1-\frac{1}{\theta}\right)(1-\phi-x)^3}{3}+\frac{15}{m}x^2 \quad \cdots\cdots(47)$$

θ＝胴厚比

ϕ＝版厚比

次に中軸距比xを見出す式は(46)式より出る卽ち

$$x=V\left\{1-\sqrt{1-\frac{Y}{V^2}}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots(48)$$

$$V=\left\{(1-\phi)+\theta\phi+\frac{15\theta}{m}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots(48a)$$

$$Y=(1-\phi)^2+\theta\phi(2-\phi) \quad \cdots\cdots\cdots(48b)$$

尙計算の勞を省く爲め第7圖表を製したのである之に依れば卽座に中軸の位置が知れる故甚便利である。

(46)乃至(48)式は總てT梁の中軸の上方胴の一小部分の面積をも算入したのでありて圖表は何れも是等の式より作成したのである。

胴の一小部分を算入せざるとき

此場合には甚簡單となること次の通り

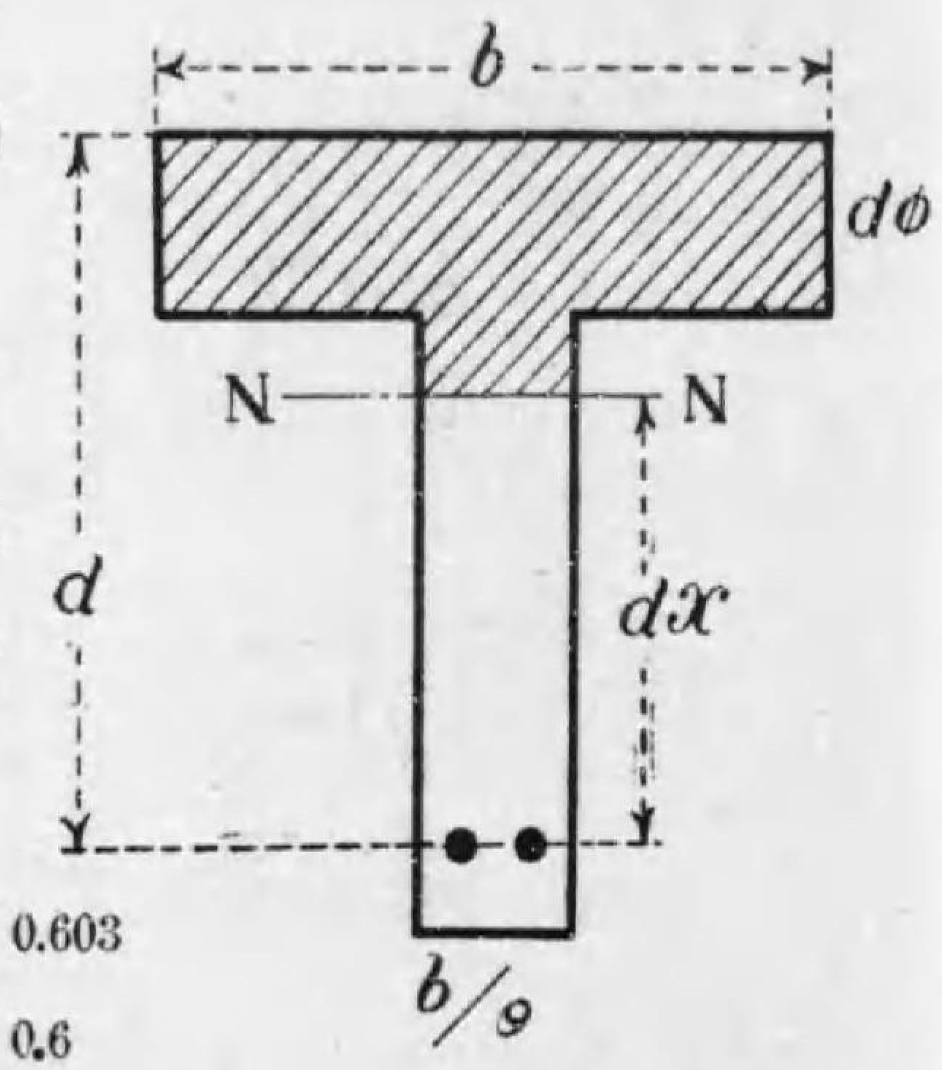
$$Z=\phi\left(1-\frac{\phi}{2}-x\right)-\frac{15}{m}x=0 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(49)$$

$$Q=\frac{(1-x)^3-(1-\phi-x)^3}{3}+\frac{15}{m}x^2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(50)$$

又中軸距比 x は

$$x=\frac{\phi\left(1-\frac{\phi}{2}\right)}{\phi+\frac{15}{m}} \cdots(51)$$

第 5 圖



(例題 15) 前題の中軸距比を(48)式と(51)式とによりて計算し兩者を比較すべし。

答　(48)式にては $x=0.603$

(51)式にては $x=0.6$

解　$m=118$　$\theta=3.6$　$\phi=\frac{1}{3}$

(48)式により、$V=2.324$　又 $Y=2.445$

$$x=2.324\left\{1-\sqrt{1-\frac{2.445}{2.324^2}}\right\}=.603$$

次に(51)式によれば

$$x=\frac{\frac{1}{3}\left(1-\frac{1}{6}\right)}{\frac{1}{3}+\frac{15}{118}}=0.6$$

曲能率と應力度等

既に中軸の位置が決定したる後は應力度及び曲能率等との關係は、普通の式なる

$$M=I\frac{f}{c}$$

より出すことが出來る、先づ應壓力度側の例を取るならば

$$M=Ad^2Q\frac{f_c}{d(1-x)}$$

然るに $\frac{1-x}{Q}$ を K としたる故

$$M=Ad\frac{1}{K}f_c \text{ (K は第 8 圖表にある)}$$

次に單筋丁梁に於て A なる面積は第 5 圖により

$$A=bd^2\left(\phi+\frac{1-\phi}{\theta}\right)$$

となることは一考すれば判かるのである、是に於て

$$M=\frac{1}{K}\left(\phi+\frac{1-\phi}{\theta}\right)f_cbd^2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(52)$$

若又應張力側とすれば(次式の U は第 5 圖表にある)

$$M=\frac{1}{KU}\left(\phi+\frac{1-\phi}{\theta}\right)f_tbd^2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(53)$$

此二式の中の小なる方によれと言ふのが普通の規則である、されば双方を計算せねばならぬのである、然るに本書の流儀にては豫め何れによるか

を決定して而る後(52)若くは(53)の一方にて計算するのである、此事は既に前にも述べたのである。

(例題16) 例題14の單筋丁梁は若干の曲能率に耐へ得るか。

答 $M = 157,342$ キロ/センチ程

解 $b = 45$ センチ; $d = 30$ センチ $\phi = 0.333$

$\theta = 3.6$

是等よりして $m = 118$ 又 $x = 0.6$

次に第8圖表によりK $=5.9$ 即 6. とす

又第5圖表によりU $= 22.5$ 之を23とす

さて $x < 0.63$

依て(39)により f_c を含む式なる(52)式による事とす

$$M = \frac{1}{6}\left(0.333 + \frac{1-0.333}{3.6}\right) \times 45 \times 45 \times 30^2$$
$$= 157,342 \text{ キロ/センチ}$$

これが(52)と(53)との兩式中の小なる方である依てこれが答である。(53)式で試算すれば無論これよりは大となる。

次に中軸が胴に在るときの條件を今少しく布衍して見やう。

$$\left.\begin{array}{lll} \phi = 0.35 & \text{ならば} & m < 159 \\ \quad = 0.3 & & m < 233 \\ \quad = 0.25 & & m < 360 \\ \quad = 0.2 & & m < 600 \end{array}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (54)$$

ならば中軸は胴にある、つまり $\phi < 0.35$ ならば中軸は胴にあること多く、$\phi > 0.35$ ならば中軸は版に在ることが多いのである。

(例題17) 單筋丁梁に於て $\phi=0.3$ 及ひ $m=50$ ならば脚部の一小部分を算入するときと否との差異を知る爲め(48)式と(51)式とによりて中軸距比 x を算出すべし但し $\theta=5$ とす。

答 算入せざるとき $x = 0.36$

算入するならば $x = 0.4$ 程

解 (48)式により、$V = 3.3$ 又 $Y = 2.44$

$$x = 3.3\left\{1 - \sqrt{1 - \frac{2.44}{3.32}}\right\} = 0.396$$

次に(51)式によれば

$$x = \frac{0.2(1-0.1)}{0.2+0.3} = 0.36$$

次に第7圖表によれば $x = 0.4$ 程

されば等しく見當を附ける爲めの略設計に於ても略式(51)を用ふるよりは、圖表を用ひる方が正確に近いのである、又本式(48)も割合に簡單なる式である故ゑ敢て略式(51)を用ひる必要は無いと思ふ。

單筋丁梁の經濟的斷面

本書に於ては中軸距比 $x=0.63$ のときを經濟的

斷面と稱するのである、其時

$$M=Cbd^2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (55)$$

とするならば係數Cの値は第1表の通り、又第9圖表の通りである、又經濟的斷面なる故 $f_c=45$ キロ/平方センチ又 $f_t=1150$ キロ/平方センチを標準としたること勿論である。

中軸が胴に在る場合に於て版厚比 ϕ が 0.4 以上ならば經濟的斷面たること絶えてない、中軸が版内にある場合に經濟的斷面が起るのである。

第1表　單筋丁梁に於て $M=Cbd^2$ の係數C
經濟的斷面にして中軸は胴にある場合

胴厚比 θ	版厚比 ϕ					
	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35
2	2.48	3.16	3.72	4.25	4.55	4.73
3	1.80	2.38	2.90	3.40	3.73	3.97
4	1.46	2.00	2.48	2.98	3.33	3·58
5	1.26	1.76	2.23	2.71	3.08	3.36
6	1.13	1.61	2.06	2.55	2.92	3.19
m	240	192	166	150	142	138

(例題18)　曲能率 800,000 キロ/センチを承くべき梁を單筋丁梁として設計せんとす依て試に版厚比 $\phi=0.2$ 及び胴厚比 $\theta=3$ として大さを定めんとす、經濟的斷面として b と d とは如何。

答　梁幅 $b=70$ センチ

有効丈 $d=62.5$ センチ、これが一案

解　第1表により、$M=2.9bd^2$

今 $b=70$ センチと假定すれば

$$d=\sqrt{\frac{800,000}{70\times 2.9}}=62.5 \text{ センチ}$$

$$\text{版厚}=d\phi=62.5\times 0.3=18.75 \text{ センチ}$$

$$\text{胴厚}=\frac{b}{\theta}=\frac{70}{3}=23.3 \text{ センチ}$$

これは經濟的斷面として取扱ひたる故、此梁の鐵筋斷面積は第1表により $m=166$ と定まつてゐる

$$A_s=\frac{70\times 62.5}{166}=26 \text{ 平方センチ} = 2600 \text{ 平方ミリ}$$

依て直徑26ミリの鐵棒5本とすれば

$$A_s=531\times 5=2655 \text{ 平方ミリ}$$

が實際の斷面積である。

第四節　複筋丁梁

複筋丁梁に於ても亦中軸が版内にあるならば複筋矩形梁と同樣に取扱ふべきである、然るに胴部にあるならば特別の方法を取らねばならぬのである。

今 m_c = 應壓力側鐵筋の對筋比

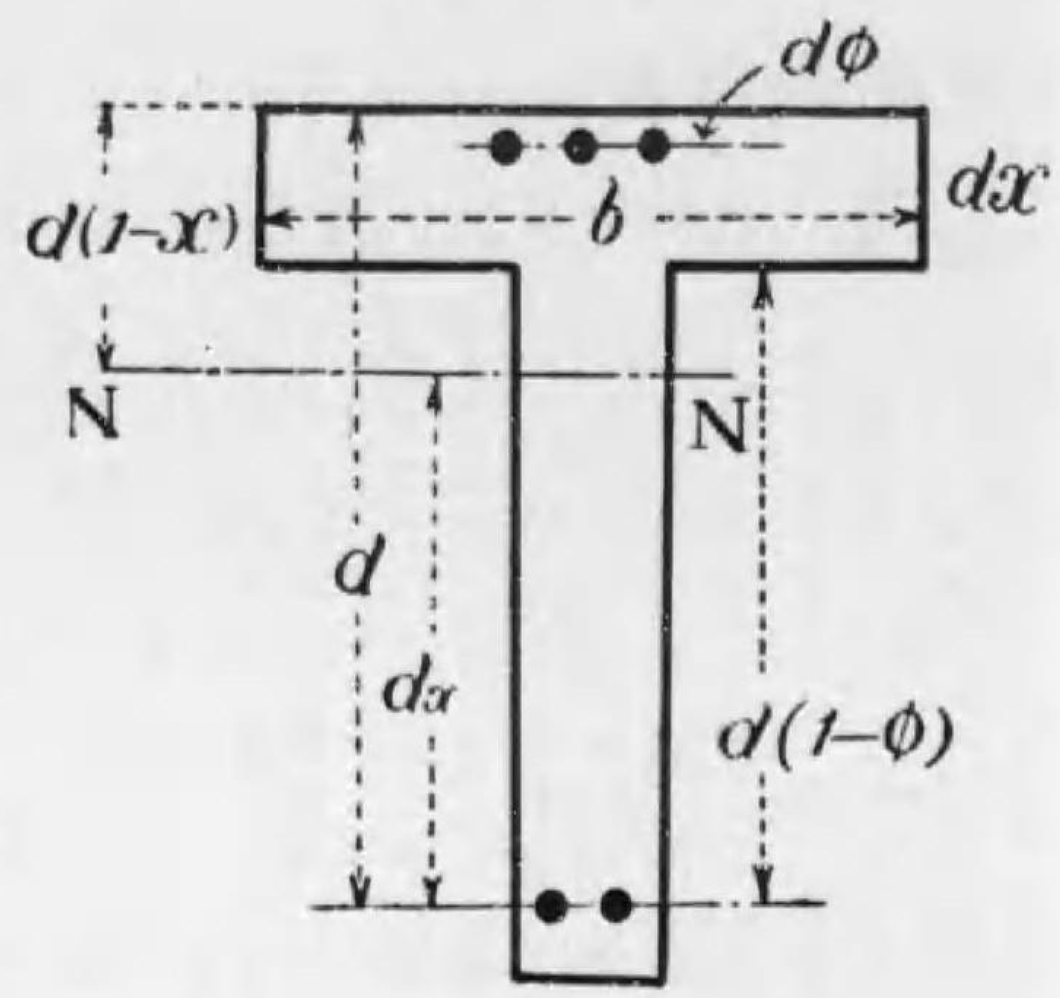
$$=\frac{bd}{A_c}$$

m_t = 應張力側鐵筋の對筋比

$$=\frac{bd}{A_t}$$

$$q=\frac{m_c}{m_t}$$

第 6 圖



とする、就ては第6圖の如く中軸が胴部にあるとき斷面一次率の係數Zと斷面二次率の係數Qとは次の通り

$$Z=\phi\left\{1-\frac{\phi}{2}-x\right\}+\frac{(1-\phi-x)^2}{2\theta}-\frac{15}{m_t}\left\{x-\frac{(1-\beta-x)}{q}\right\} \quad\cdots\cdots(56)$$

$$Q=\frac{(1-x)^3-\left(1-\frac{1}{\theta}\right)(1-\phi-x)^3}{3}+\frac{15}{m_t}\left\{x^2+\frac{(1-\beta-x)^2}{q}\right\} \quad\cdots\cdots(57)$$

これは胴部の一小部分をも算入した結果である本書の圖表等は總て之を算入したのである。

今試に中軸上胴部の一小部分を省くときの中軸距比の式を次に掲ぐ。

$$x=\frac{\phi\left(1-\frac{\phi}{2}\right)+\frac{15}{m_t}\cdot\frac{(1-\beta)}{q}}{\phi+\frac{15}{m_t}\left(1+\frac{1}{q}\right)} \quad\cdots\cdots(58)$$

然れども單筋丁梁に於て記せし如く正確を缺くことある故に本書に於ては其小部分をも算入して圖表を作製したのである、さて中軸距比は

$$x=V\left\{1-\sqrt{1-\frac{Y}{V^2}}\right\} \quad\cdots\cdots(59)$$

$$V=(1-\phi)+\theta\phi+\frac{15}{m_t}\theta\left(1+\frac{1}{q}\right) \quad\cdots\cdots(59a)$$

$$Y=\theta\phi(2-\phi)+(1-\phi)^2+\frac{30}{m_t}\theta\frac{(1-\beta)}{q} \quad\cdots\cdots(59b)$$

これは(48)と類似にして少しく異なる所がある、讀者對照して見られよ。

中軸が胴部にあるときの條件

複筋丁梁に於て中軸が胴部にあるときの條件は次の通りである

$$q>\frac{(\phi-\beta)}{(1-\phi)-\frac{m_t}{30}\phi^2} \quad\cdots\cdots(60)$$

$$m_t<\frac{30\left\{1+\frac{\beta}{q}-\phi\left(1+\frac{1}{q}\right)\right\}}{\phi^2} \quad\cdots\cdots(61)$$

$$\phi<\frac{15\left(1+\frac{1}{q}\right)}{m_t}\left\{-1+\sqrt{1+\frac{2m_t\left(1+\frac{\beta}{q}\right)}{15\left(1+\frac{1}{q}\right)^2}}\right\}\cdots(62)$$

是等の一に因て決するのである。

(例題19) 複筋丁梁に於て應張力側と應壓力側の鐵筋の分量は同じとし卽ち $q=1$ とし又丁梁の版厚比 $\phi=0.3$ とし被覆比 $\beta=0.1$ 又應張力側の對筋比 $m_t=100$ とすれば中軸は胴部に在るか又は版部にあるか。

答 胴部にある

解 (61)により $\dfrac{30\left\{1+\frac{\beta}{q}-\phi\left(1+\frac{1}{q}\right)\right\}}{\phi^2}=200$

依て $m_t<200$

卽ち胴部にあることが知れる

(例題20) 前題を第10圖表に依て解くべし。

解 $\phi=.3$ なる水平線内に $m_t=100$ の點を求むれば其點は $q=1$ なる曲線の下にある故に卽座に中軸は胴部にあることが知れる。

(例題21) 複筋丁梁に於て $m_t=100$ 版厚比 $\phi=0.3$ 被覆比 $\beta=0.1$ 胴の厚比 $\theta=5$ ならば中軸距比 x は若干なるか但 $q=1.5$

答 $x=0.629$

解 第10圖表により中軸は胴部に在ることを知る

(59)により

$$V=2.2+\frac{125}{100}=3.45$$

$$Y=3.04+\frac{90}{100}=3.94$$

依て $x=3.45\left\{1-\sqrt{1-\frac{3.94}{3.45^2}}\right\}=0.629$

(例題22) 前題を第11圖表に依て解くべし

答 $x=0.63$

解 第11圖表には $q=1.5$ が無い故に $q=1$ と $q=2$ とに就て平均を取れば宜い依て同圖表の壹によれば $m=100$ 及 $\phi=0.3$ に對して $x=0.65$ なることを知る、又同圖表の貳により $x=0.61$ なることを知る、依て其平均は 0.63 である。

曲能率と應力度等

複筋丁梁に於ても亦單筋丁梁の場合の如く

$$M=Ad\frac{1}{K}f_c$$

の形を爲すのである、(52)式の前を參照あれ

さて複筋丁梁に於ては、等値面積 A は次の通り

$$A=bd\left\{\phi+\frac{(1-\phi)}{\theta}\right\}$$

依て、$M=\dfrac{1}{K}\left\{\phi+\dfrac{(1-\phi)}{\theta}\right\}f_cbd^2$ ……………………(63)

これは應壓力側に關する式である、次に應張力側に關する算式は次の通り

$$M=\frac{1}{KU}\left\{\phi+\frac{(1-\phi)}{\theta}\right\}f_t bd^2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(64)$$

是等二式を(52)(53)の兩式と比較せられよ單筋丁梁と複筋丁梁との相異が明かに判かる。さて(63)(64)の兩式に就ても前屢述べた通り $x<0.63$ ならば(63)により又 $x>0.63$ ならば(64)によるべきである。(39)と(40)を見られよ。

(63)と(64)のKに就ては第12圖表にある又Uの値は第5圖表にて知れる。

(例題23) 複筋丁梁に於て版厚比 $\phi=0.3$ 被覆比 $\beta=0.1$ 應張力側の對筋比 $m_t=100$ 又應壓力側のも同樣胴厚比 $\theta=5$ ならば中軸距比 x は若干なるか又其梁の幅 b を 150 センチとし有効丈 d を 80 センチとするならば下方鐵筋よりの中軸距離は何センチなるか又此丁梁は若干の曲能率に耐へ得るか。

答　$x=0.65$

中軸距離＝52センチ

M=45,000 キロ/メートル

解　$q=1$ なるにより第11圖表の壹により

$x=0.65$ なることを卽座に知る

依て中軸距離は $dx=80\times0.65=52$ センチ

次に $x>0.63$ なる故(40)よりして、(63)式を避け(64)式によるべきことを知る依て

$$M=\frac{1}{KU}\left\{0.3+\frac{0.7}{5}\right\}\times1150\times150\times80^2$$

$$=\frac{1}{KU}\times485,760,000\text{ 程}$$

次に第12圖表の壹により、K=4

又第5圖表により、U=27

故に M＝4,497,777キロ/センチ＝45,000キロ/米

これが答である、(63)式を試算する必要は無い、されど若し(63)式にて計算すれば M＝47,520キロ/米となりて無論大である卽ち試算は徒勞であることが解る、計算せずして兩者何れが小であるかを豫知することが本書の特色の一である。

複筋丁梁の經濟的斷面

他の斷面と同じく $x=0.6$ のときを本書に於ては經濟的斷面と稱するのである無論金錢上の經濟では無いことは再三述べたのである。さて此の如き斷面に於て

$$M=Cbd^2$$

に於ける係數Cは第2表にある。

今例題18卽ち單筋丁梁の問題を其儘複筋丁梁の問題となして比較に便にする卽ち次の通り。

(例題24) 曲能率 M＝800,000 キロ/センチを承くべき梁を複筋丁梁として設計せんとす依て試に版厚比 $\phi=0.2$ 胴厚比 $\theta=3$ 而して上下鐵筋の分量は相等しく卽ち $q=1$ なり然らは經濟的斷面として丁梁の大さ及び鐵筋の分量は如何。

第 2 表　複筋丁梁の經濟的斷面に於て
$M=Cbd^2$ の係數C
中軸が胴にある場合

胴厚比 θ	$q=1$			$q=2$			$q=3$		
	ϕ			ϕ			ϕ		
	0.1	0.2	0.3	0.1	0.2	0.3	0.1	0.2	0.3
2	4.4	6.6	8.1	3.1	4.8	5.9	2.8	4.4	5.4
3	3.2	5.1	6.7	2.2	3.7	4.8	2.1	3.4	4.4
4	2.6	4.4	5.9	1.8	3.2	4.3	1.7	2.9	3.9
5	2.2	4.0	5.5	1.6	2.9	4.0	1.4	2.6	3.7
6	2.0	3.7	5.2	1.4	2.7	3.8	1.2	2.4	3.5
m_t	137	95	81	189	130	112	206	142	122

答　$b=70$ センチ
$d=48$ センチ
鐵筋は直徑30ミリのもの5本
是答が一案である他の案もある

解　第2表により　$M=5.1bd^2$

$b=70$ センチと假定すれば

$$d=\sqrt{\frac{800,000}{5.1\times70}}=47.3 \text{ センチ}$$

$$\text{版厚}=d\phi=47.3\times0.3=14.19 \text{ センチ}$$

$$\text{胴厚}=\frac{b}{\theta}=\frac{70}{3}=23.3 \text{ センチ}$$

就ては應張力側鐵筋の對筋比 m_t は第2表の下方に95とある依て

$$A_t=\frac{70\times47.3}{95}=34.85 \text{ 平方センチ}$$

$$=3485 \text{ 平方ミリ}$$

故に直徑30ミリの鐵棒5本にて

$$707\times5=3535 \text{ 平方ミリ}$$

之を答とする。

第二章　梁類の應剪力及び撓

第一節　剪力と應剪力度

桁梁類に於て剪力と應剪力度との關係に就ては、鐵筋コンクリートの何れの書籍にも必らず記載しある故本書に於ては醇々しく之に關する證明は之を省くことにし唯本書流の算式を揭ぐることにする。

從來有り觸れたる算式の一つは(但本書に於ては偶力の腕 j は決して用ひぬのである)

$$v=\frac{V}{bI}S_1 \cdots\cdots\cdots\cdots(65)$$

V＝剪力

v＝最大應剪力度

b＝斷面が矩形ならば其幅圓形の場合は後にある

I＝中軸に對して其下の鐵筋と及び上にある鐵筋並にコンクリートの斷面二次率即ちAd^2Q

S_1＝中軸に對して其下にある鐵筋の斷面一次率

若くは上にある鐵筋及びコンクリートの斷面一次率

S_1と記したるは中軸の上若くは下の一方を示すのである斯てSと區別したのである。

(65)式よりして次の式が出來る單筋及び複筋の矩形及び丁形の梁に於ては

$$v=C\frac{V}{bd} \cdots\cdots\cdots\cdots(66)$$

矩形單筋、　$C=\frac{15x}{mQ}$　(第3表にある)

矩形複筋、　$C=\frac{15x}{m_tQ}$　(概して C＝1.13)

丁形單筋、　$C=\frac{15x}{mQ\left\{\phi+\frac{1-\phi}{\theta}\right\}}$　(第4表にある)

丁形複筋、　$C=\frac{15x}{m_tQ\left\{\phi+\frac{1-\phi}{\theta}\right\}}$　(第5表にある)

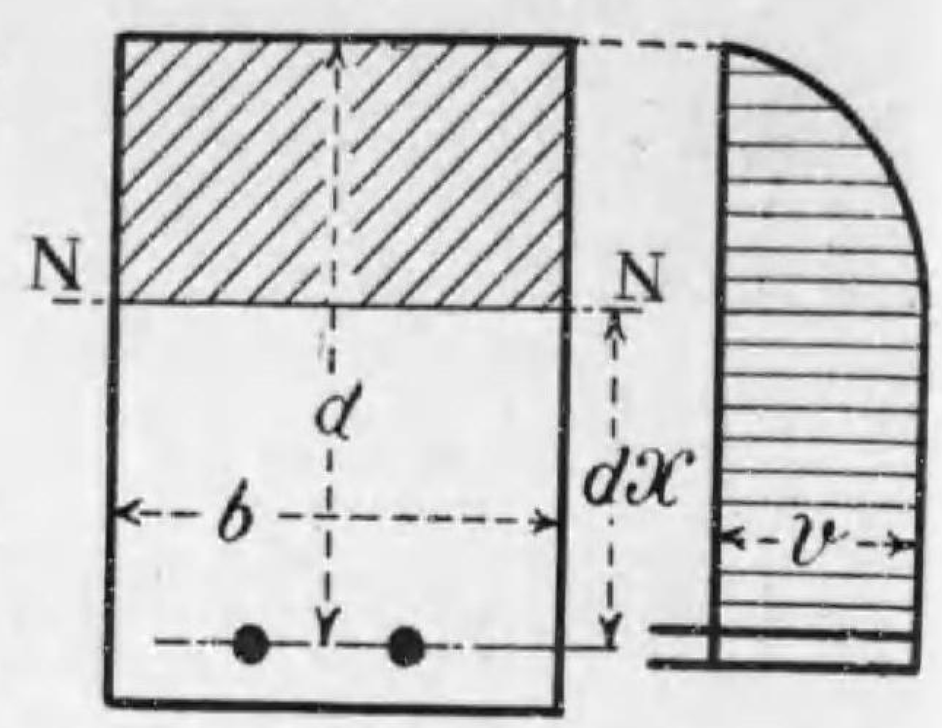
の式が得られるのである而して式中の m 及び Q 其他 ϕ θ 等何れも第一章に在る通りである。就ては先づ單筋矩形梁より記載し始めやう。

單筋矩形梁の應剪力度

總て斷面に於ける應剪力度は鐵筋コンクリートに於ては中軸以下同樣にして最大應剪力度を

示すことは第7圖の通りである。同應力圖の示す如く梁の上端に於ては零にして、それより拋物線を以て增大し、中軸 NN に至て最大となりそれより以下同大である、

第 7 圖



而して最大應剪力度は前に記せし如く

$$v=C\frac{V}{bd}$$

而して C なる係數は單筋矩形梁に於ては $\frac{15x}{mQ}$ であるが中軸比 x の大小に關はらず C の値に大なる變化の無いことは第3表の通りである、依て經濟的斷面に基きて

$$v=1.13\times\frac{V}{bd} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(67)$$

單位はキロとセンチ

これが單筋矩形梁の最大應剪力度に關する算式である。

(例題25) 張間2米幅23センチ有効丈 $d=14$ センチなる單筋矩形梁あり鐵筋は直徑19ミリのもの3本あり又荷重は梁自身の重量共にて梁長1米につき 270 キロなり就ては剪力及び梁の最大應剪力度は若干なるか又此梁は剪力に對して安全なりや如何。

答 剪力 V = 270 キロ

最大應剪力度 v = 1.04 キロ/平方センチ

依て安全である

解 總荷重 W = 270×2 = 540 キロ

剪力 $V=\frac{W}{2}=270$ キロ

次に鐵筋の斷面積 = 284×3 = 852 平方ミリ

= 8.52 平方センチ

依て $m=\frac{23\times14}{8.52}=37$

此 m に對する C を第3表に依て求むれば

$m=30$ のとき C = 1.26

$m=50$ のとき C = 1.21

依て、$50-37:37-30=1.26-1.21:x$

$x=0.014$

$C=1.26-x=1.246$

(66)式により、$v=1.246\times\frac{270}{23\times14}=1.04$

依て此梁は剪力に對して安全である

若し(67)によれば、$v=0.95$ となる、

依て見當を附ける爲めには(67)式を常用して宜しい。

第 3 表　單筋矩形梁の最大應剪力度

$v=C\frac{V}{bd}$ の係數C

對筋比 m	200	150	經濟的斷面 138	100	75	50	30	20
x	.681	.642	.63	.582	.536	.469	.385	.313
Q	.0456	.0565	.0602	.0751	.0908	.1159	.1516	.1816
應剪力度の係數C	1.12	1.13	1.13	1.16	1.18	1.21	1.26	1,29

(例題26)　張間8米にして兩端固定なる梁を經濟的斷面の單筋矩形として設計せんとす荷重は梁自身の重量を込めて 40,000 キロなり $b=50$ センチとすれば有効丈 d は若干なるか又梁の應剪力度は若干なるか

答　有効丈 $d=85$ センチ

最大應剪力度 $v=5.3$ キロ/平方センチ

解　$M=\frac{Wl}{12}=26,666$　キロ/米

(18)式により、$d=3.7\sqrt{\frac{M}{b}}=3.7\sqrt{\frac{26,666}{50}}$

$=85$

次に(67)式により、$v=1.13\times\frac{V}{50\times85}$

然るに、$V=\frac{W}{2}=\frac{40,000}{2}=20,000$

依て　$v=\frac{1.13\times20,000}{4250}=5.3$ キロ/平方センチ

故に剪力に對して設計變更の必要がある。

複筋矩形梁の應剪力度

複筋矩形梁に於ても亦單筋矩形梁の算式を用ひて宜しいのである,而して經濟的斷面に於けるCの値は次の通り。

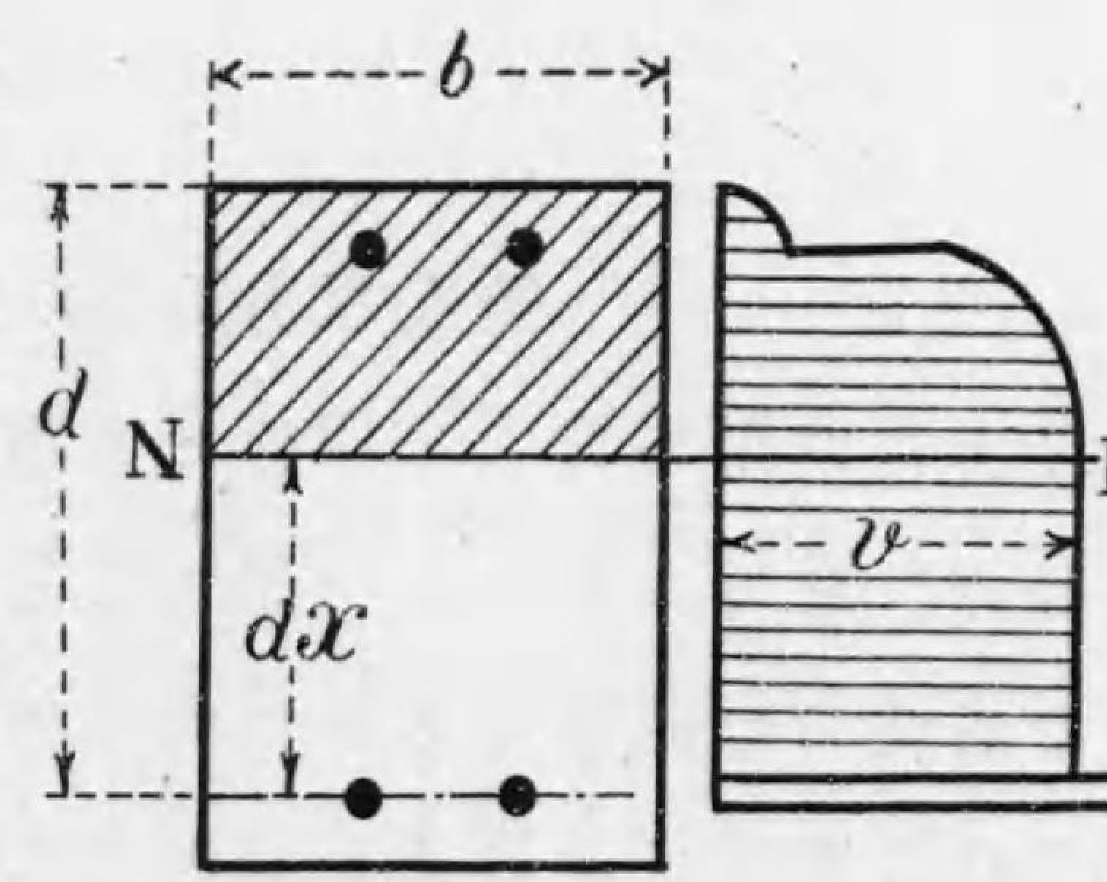
上下兩鐵筋相等しきとき卽ち

$q=1$ のとき、$m_t=79$ にして　$C=1.13$

$q=2$　$m_t=108$　$C=1.13$

$q=3$　$m_t=118$　$C=1.13$

第 8 圖



而して q 及び m が他の値のときに於てもCの値には差したる變化は無い,依て複筋矩形梁に於ても(67)式を用ひて良い。唯小異がある故次に記す。

$$v=C\frac{V}{bd}=1.13\frac{V}{bd}$$

$$C=\frac{15x}{m_tQ} \cdots\cdots(68)$$

m_t ＝應張力側の對筋比

(例題27) 複筋矩形梁に於て $b=15$ 又 $d=17$ センチ而して上方鐵筋は直徑13ミリのもの二本又下方鐵筋は16ミリのもの二本なり若し剪力V＝1360キロが此梁に當れば、若干の應剪力度が生ずるか。

答　6キロ/平方センチ

解　$v=1.13\times\frac{1360}{15\times17}=6$ キロ/平方センチ

されば剪力に對しては此梁は不充分である、設計變更の必要がある、vは4.5以內であらればならぬ。

垂直應剪力

以上は水平應剪力に關係せる事項である、垂直應剪力に就ても亦少しく述べて見る。垂直應剪力の場合には鐵筋の多少に大に影響するのである、それに關して次の式が參考になる。

$$V<4.5A_c+7.5A_s \cdots\cdots(69)$$

ならば安全である

$A_c=bd$ 平方センチ

A_s ＝鐵筋の總斷面積、平方ミリ

此單位にミリとセンチとあることに注意せられよ。

(例題28) 例題27の梁は垂直剪力には安全なりや如何。

答　安全である

解　V＝1360

上方鐵筋の斷面積＝133×2＝266平方ミリ

下方　〃　＝201×2＝402　〃

合計　668　〃

$bd=255$ 平方センチ

依て、$4.5\times255+7.5\times668=6157.5$

$V<6157.5$

されば垂直剪力には安全である。

我國の建築法規に於て、鐵筋コンクリート構造に於て主筋を橫斷する面に對しての應剪力度は9キロ/平方糎とある、此條項によりても安全である。

單筋丁梁の應剪力度

此場合に於ては少しく說明を要することがある、先づ前記(65)の公式に於て

$$v=\frac{V}{bI}S_1$$

此式中、$I=Ad^2Q$

さて斷面は丁形なる故前の如く $A=bd$ では無く少しく複雜である卽ち、$A=bd\left\{\phi+\frac{(1-\phi)}{\theta}\right\}$ (70)

而して ϕ＝版厚比又 θ＝胴厚比次に $S_1=15x\frac{bd^2}{m}$ なる故

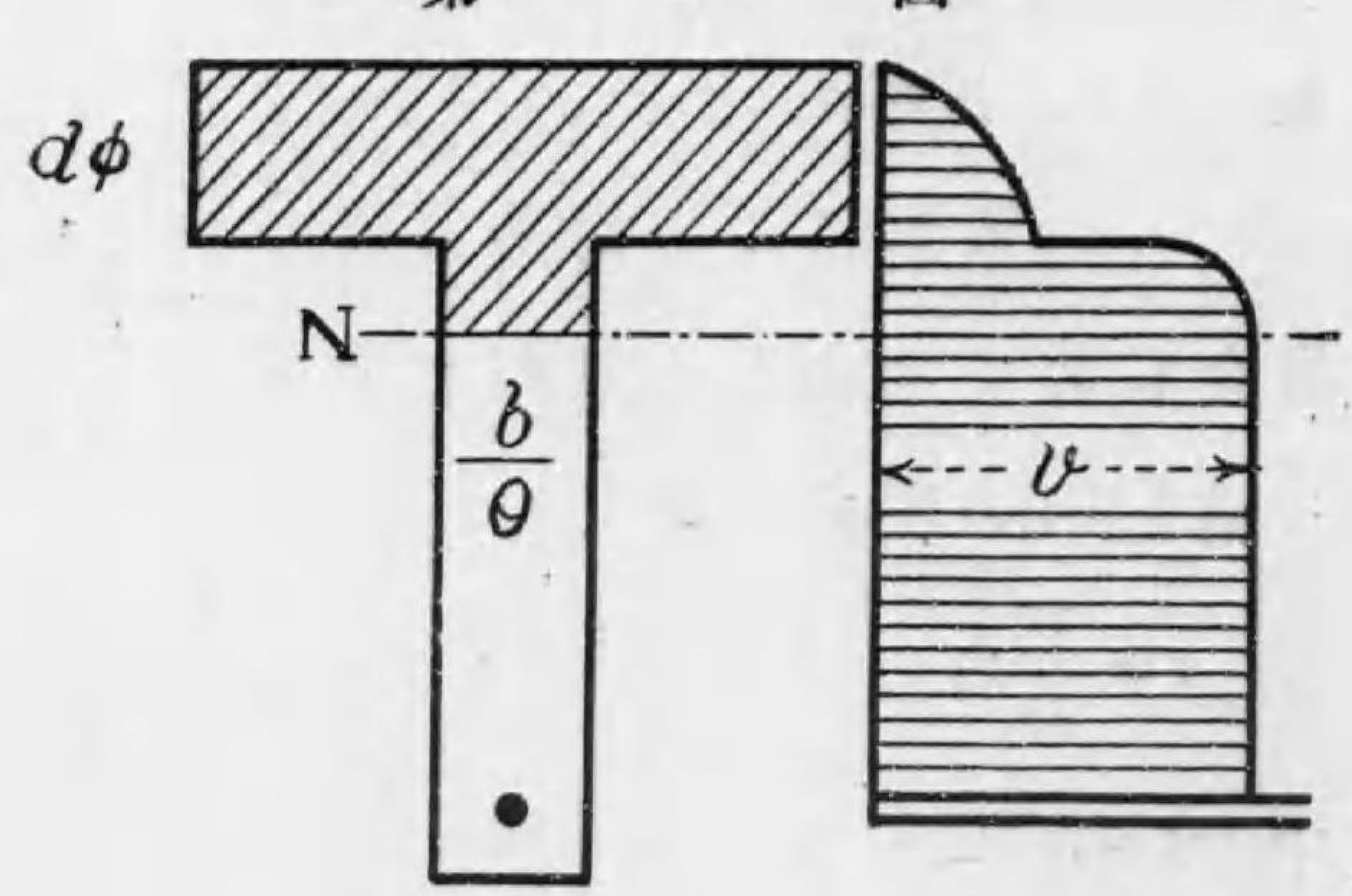
$$v=\frac{15x}{mQ\left\{\phi+\frac{(1-\phi)}{\theta}\right\}}\cdot\frac{V}{bd}\cdots\cdots\cdots\cdots(71)$$

$$\text{故に } C=\frac{15x}{mQ\left\{\phi+\frac{(1-\phi)}{\theta}\right\}}\cdots\cdots\cdots\cdots(72)$$

依て丁形梁の場合には胴厚比 θ が係數Cに大影響を及ぼすのである。第4表を參照あれ。又第9圖を見て其右方なる應力圖により應剪力度が如何に變化するかを見られよ

玆に一の注意がある、若し中軸が版內にあるな

第　9　圖



らば總て矩形梁の算式及び圖表を用ひねばならぬ故最初に中軸の所在を求めねばならぬ。

(例題29)　單筋丁梁に於て $b=40$ センチ又 $d=30$ センチ版厚10センチ次に胴厚も亦10センチ而して鐵筋は直徑19ミリのもの三本あり、若し剪力 $V=1660$ ならば應剪力度は若干なるか。

第4表甲　單筋丁梁の應剪力度の係數C

胴厚比 θ	版厚比 ϕ 0.1	0.2	0.3
2	1.96	1.84	1.74
3	2.70	2.37	2.16
4	3.32	2.76	2.38
5	3.85	3.07	2.57
6	4.32	3.32	2.71
m	240	166	142

但 $m=\frac{bd}{A_s}$

答　3.3キロ/平方センチ

解　先つ中軸の所在を知らればならぬ、就ては m と ϕ を算出すべきである、

鐵筋斷面積＝284×3

＝8.52平方ミリ

＝8.52平方センチ

$$m=\frac{40\times30}{8.52}=140$$

次に $\phi=\frac{10}{30}=\frac{1}{3}$

此 m と ϕ とを記憶しつつ第6圖表を見れば m と ϕ との交點は曲線の下に在る、依て中軸は胴にあることが知れる。

次に $\theta=\frac{40}{10}=4$

第 4 表により C=2.38 程

依て、$v=2.38\times\frac{V}{bd}=2.38\times\frac{1660}{40\times30}=3.3$

(例題30)　單筋丁梁に於て $b=23$ センチ又 $d=14$ センチ版厚 7.5 センチ胴厚も亦 7.5 センチ而して鐵筋は19ミリの直徑のもの三本あり又荷重は梁自身の重量共にて梁長 1 米につき 270 キロなり就ては最大應剪力度は若干なるか。但張間 2 米とす。

答　$v=1.59$ キロ/平方センチ

解　中軸の所在を知るため、$m=37$ と $\phi=0.53$ を得て後、第 6 圖表により中軸は胴にあることを卽座に知り得た。

次に $\theta=\frac{23}{7.5}=3$

依て第 4 表乙により、C=1.9 程

又、V=270 キロ

故に、$v=C\frac{V}{bd}=1.9\times\frac{270}{23\times14}$

$=1.59$ キロ/平方センチ

本題の丁梁は例題25の單筋矩形梁を單筋丁梁となしたのである、依て相比較せられよ、丁梁にしても安全である。

第4表乙　單筋丁梁の應剪力度の係數C

$v=C\frac{V}{bd}$

θ	φ		
	.4	.5	.6
3	1.97	1.89	1.76
5	2.27	2.10	1.89
m	100	30	20

注意　中軸が胴にある場合に ϕ が0.4以上ならば經濟的斷面のことなし

複筋丁梁の應剪力度

複筋丁梁の應剪力度計算用の算式は單筋丁梁用のと殆んど同形である、卽ち

$$v=C\frac{V}{bd}$$

$$C=\frac{15x}{m_tQ\left\{\phi+\frac{(1-\phi)}{\theta}\right\}}\qquad\cdots\cdots(73)$$

m_t＝應張力側鐵筋の對筋比

係數Cの値に就ては第 5 表を見られよ尤も版厚比 ϕ が 0.4 以上になれば中軸は版內にあるこ

第 5 表甲　複筋丁梁の經濟的斷面に於て應剪力度に關する係數C、但中軸は胴にある

胴厚比 θ	$q=1$			$q=2$		
	版厚比 φ			φ		
	.1	.2	.3	.1	.1	.3
2	1.98	1.80	1.72	1.97	1.80	1.72
3	2.72	2.35	2.10	2.71	2.35	2.10
4	3.35	2.75	2.35	2.35	2.75	2.35
5	3.90	3.00	2.54	3.90	3.00	2.54
6	4.36	3.30	2.68	4.36	3.33	2.68
m_t	206	95	81	189	130	112

とが多い依て第5表乙は稀なる場合を記したのである。

複筋丁梁に於て應剪力度に多大の影響を及すのは專ら胴厚比 θ である

第 5 表乙　複筋丁梁の應剪力度の係數C

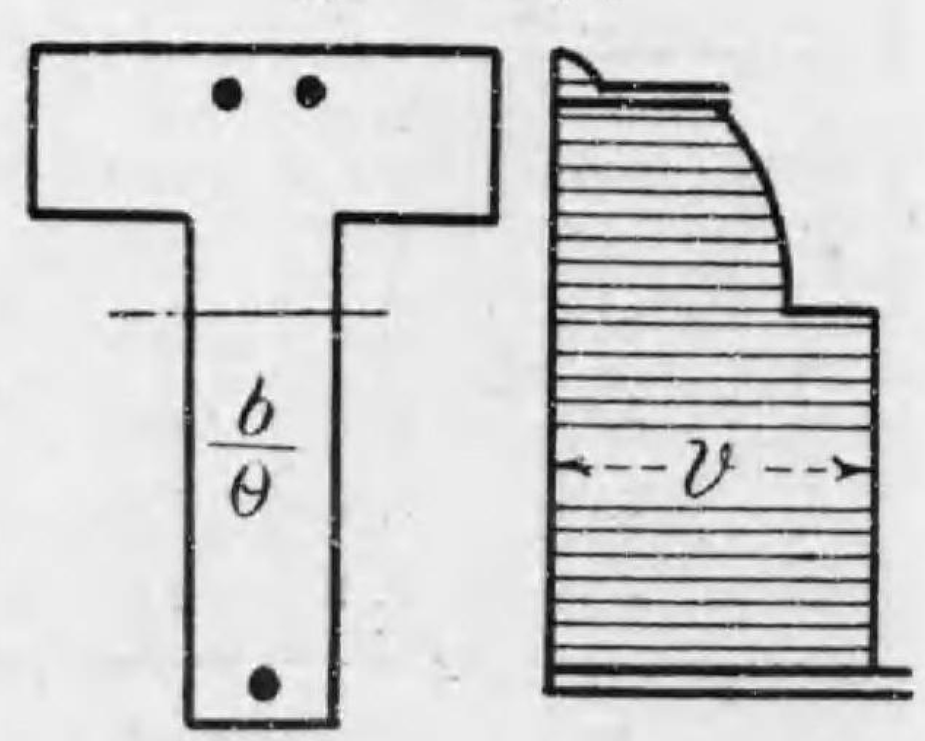
中軸が胴にあるとき

θ	$q=1$	$q=2$		$q=3$
	$\phi=.4$	.4	.5	.5
3	1.92	1.90	1.74	1.65
4	2.07	2.00	1.85	1.76
5	2.20	2.22	1.93	1.83
m_t	50	55	25	40

注意　中軸の胴にあること稀なり

(例題31)　前題に於て若し上下對筋比の比 q が1なる複筋丁梁と假定せば中軸の所在如何又最大應剪力度は若干なるか。

第 10 圖



答　版内にある　$v=0.94$ キロ/平方センチ

解　第10圖表により中軸は版内にあることが卽座に知れり

依て複筋矩形梁の算式により計算すべきである、卽ち

$$v=1.13\times\frac{V}{bd}=1.13\times\frac{270}{23\times14}=0.94\ \text{キロ/平方センチ}$$

前題の答と比較して見られよ、複筋の方が單筋の場合よりは餘程抵抗力が多いことが判かる。

第二節　應滑力繫筋及び曲上げ

鐵筋コンクリートに於てコンクリートと鐵筋との間に密接を缺くこと無きやうに設計することが必要である依て其事柄を記して見やう。

應滑力

應滑力は、つまり鐵筋とコンクリートの間に起る應剪力である先づ短刀直入に算式を書いて見れば

$$f_a=\frac{V}{OI}S_1 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (74)$$

f_a = 應滑力度、キロ/平方センチ

O = 鐵筋の周圍面積、平方センチ

他は(65)式の通り

本書に於ては偶力の腕 j を用ひぬのである。此公式よりして本書流の式を誘導すれば

$$f_a=\frac{V}{OAd_2Q}\times 15\frac{A}{m}dx$$
$$=\frac{15x}{mQ}\cdot\frac{V}{Od} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(75)$$

而して $\frac{15x}{mQ}$ の値は、單筋矩形梁に於ては第3表のCに相當するのである又複筋矩形梁に於て $\frac{15x}{m_tQ}$ は 1.13 であることは前に記した。

次に單筋丁梁に於て $\frac{15x}{mQ}$ は版厚比 ϕ が .3 なるときは平均 1.13, 又 ϕ が .1 のときは 1.1 而して複筋丁梁に於ても亦大差無く先づ $q=1;\ \phi=.3$ のとき 1.12 又 $q=2;\phi=.2$ のとき 1.1 又 $q=1;\ \phi=.4$ のとき 1.14 である就ては(75)式は次の如くになる

單筋矩形梁 $\quad f_a=1.13\frac{V}{Od}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(76)$

複筋矩形梁 $\quad f_a=1.13\frac{V}{Od}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(77)$

單筋丁梁 $\quad f_a=1.1\frac{V}{Od}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(78)$

複筋丁梁 $\quad f_a=1.12\frac{V}{Od}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(79)$

而して如何なる場合にても 1.2 になること無く、唯單筋丁梁に於て版厚比 $\phi=0.1$ にして對筋比 $m=30$ のとき係數は 1.19 に達した例がある、然れ

ども $\phi=0.1$ は特別の例である。

以上は總て應張力側鐵筋の應滑力に付てである。

(例題32) 複筋矩形梁に於て $b=15$ 又 $d=17$ センチ而して上方鐵筋は直徑13ミリのもの二本又下方鐵筋は16ミリのもの二本なり若し剪力 V＝1360 キロが此梁に働くならば下方鐵筋に生ずる應滑力度は若干なるか。

答　8 キロ/平方センチ

解　(77)により $f_a=\frac{1360}{O\times 17}$

$O=2$ 本 $\times\pi\times 19$ ミリ $=6.28\times 1.6$ センチ

$=10$ 平方センチ

依て、$f_a=\frac{1360}{10\times 17}=8$ キロ/平方センチ

就ては、市街地建築物法施行規則の 7 よりは 1 多き故設計變更の必要がある。

以上は鐵筋の長 1 センチ分を取りて計算したのである。

注意　序ながら玆に特に記すことがある、本書に於ては偶力の腕 j を用ひぬ流儀であるが、j を用ひ慣れたる計算家に一言したいと思ふことがある、そは j に關する公式に就て應用甚廣く而も頗る簡單な

る形を記して見たいと思ふ、卽ち次の通り

$$j=\frac{mQ}{15x}d \cdots\cdots(80)$$

$$j_1=\frac{mQ}{15x} \cdots\cdots(81)$$

尙複筋の場合には m の代りに m_t を用ひ尙丁梁の場合には次の通りにする

$$j_1=\frac{mQ\left\{\phi+\frac{1-\phi}{\theta}\right\}}{15x} \cdots\cdots(82)$$

複雜なる形は誤算を生じ易い故、其點に於て是等の式は便利であると思ふ。

繋　筋

應剪力度を計算して其結果が計容應剪力度を超過するならば繋筋を設置せねばならぬ、コンクリートの應剪力度は 1:2:4 の調合の場合は 4.5キロ/平方センチが許容限度である故若し計算の結果之を超過した場合には繋筋を以て强さを補なふ必要がある、又鐵筋の端を相當に曲上げることも繋筋と同樣の效力がある。

さて設計の際コンクリートの應剪力を無視し

總て繋筋をして剪力に當らしむることもあるが、併し剪力の三分二を繋筋に負擔せしむるやうにすることが多い其ときには

$$a_s f_s=\frac{2}{3}C\frac{Vs}{d} \cdots\cdots(83)$$

V＝所定斷面に於ける剪力、キロ

f_s＝繋筋の應剪力度、キロ/平方センチ

a_s＝繋筋の斷面積、平方センチ

s＝所定斷面より次の斷面迄の距離、センチ

d＝梁の有效丈

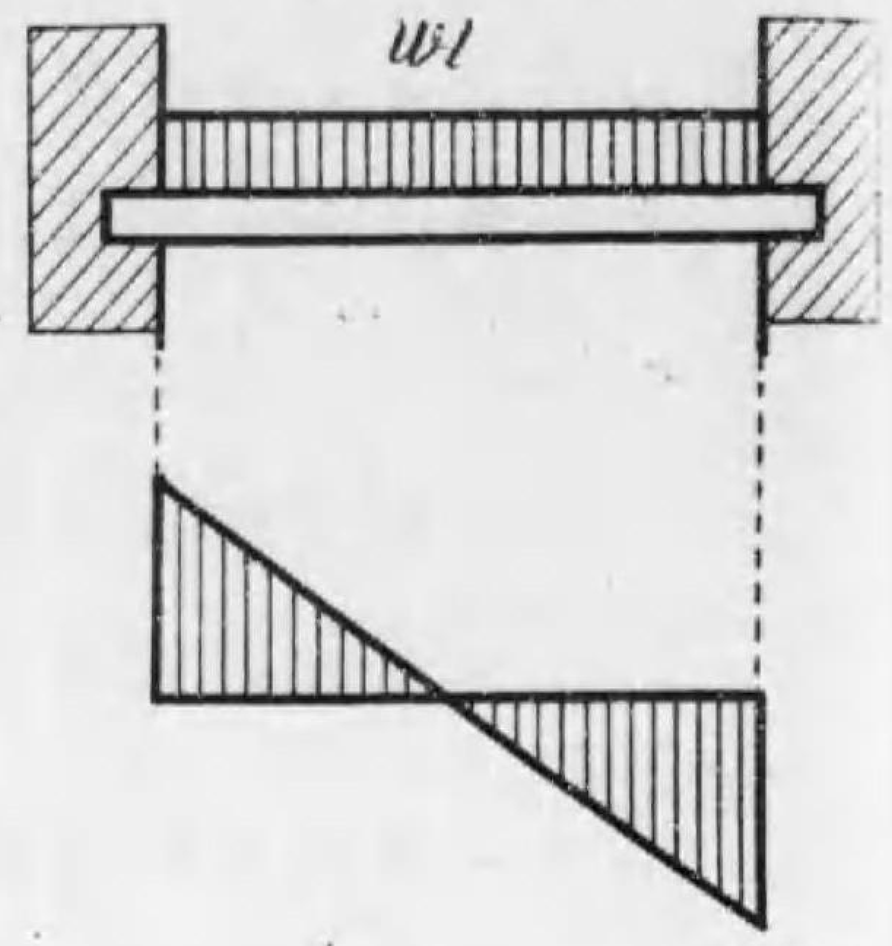
C＝第３表第４表等にある係數＝$\frac{15x}{mQ}$

以上は垂直繋筋の場合であるが若し繋筋が45°又は30°に傾き居る場合には

$$a_s f_s=\frac{2}{3}C\frac{0.7Vs}{d} \cdots\cdots(84)$$

凡て梁に於ては剪力の最大は梁端にありて中央は零である尤も荷重の狀況に依て差異はある。第11圖の如く等布荷重の場合には下方應力圖の示す如く應剪力は中央より端に向ふに從ひ漸々增大するのである。就ては繋筋の隔りが同一な

第 11 圖



らば端に近き繫筋は應力を受ることが大である、故に若し受る應力を同大ならしむるには繫筋の間隔を端に至るに從ひ漸々短縮すべきである。而して中央近傍に於ては全然繫筋を要さないのである。

今如何なる部分のみが繫筋を要するかといふに、そは次の式にて判かる、先づ第12圖の y を繫筋必要部の長とすれば

$$y=\frac{l}{2}\left(1-\frac{v_1}{v}\right) \cdots\cdots\cdots (85)$$

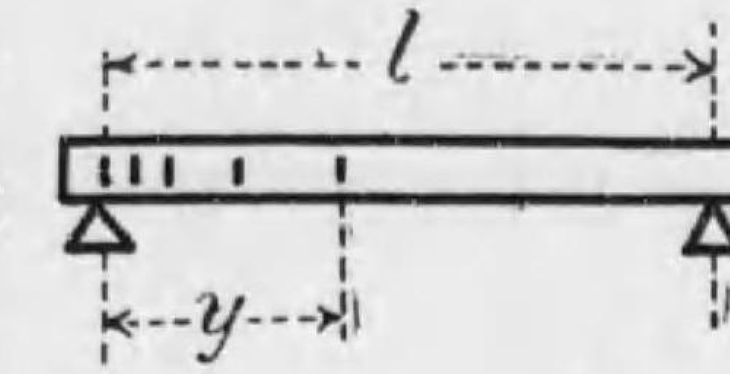
l＝梁の張間、センチ

v＝應剪力度卽ち(66)式等にて得たるもの

v_1＝コンクリートの應剪強度＝4.5 キロ/平方センチ

(例題33) 複筋矩形梁の張間170センチ幅 $b=15$ センチ有效厚 $d=17$ センチ上方鐵筋13ミリのもの二本又下方鐵筋19ミリのもの二本あり梁長1センチに付き16キロの荷重(自身の重量を込めて)ありとすれば最大剪力は若干なるか次に繫筋を要する部分の長如何。

第 12 圖



答 $V=1360$ キロ

$y=21.25$ センチ

解 $W=16\times170=2720$ キロ

剪力 $V=\frac{W}{2}=1360$ キロ

(68)により、$v=1.13\frac{V}{bd}=1.13\times\frac{1360}{15\times17}$

$=6$ キロ/平方センチ

(85)により、$y=\frac{170}{2}\left(1-\frac{4.5}{6}\right)=21.25$ センチ

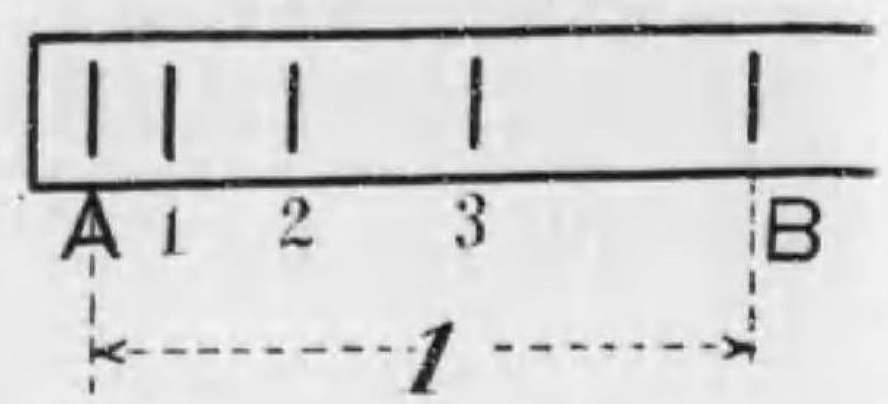
繫筋の配置法

繫筋を配置するに種々の方法がある、拋物線を畫いて割出す方法もあるし又圓を書きそれを多數に割て出す方法もある。

本書に於ては次の方法を用ふることとする、先づAとBに最初と最終の繫筋があるとする卽ち第13圖のAB間は第12圖の y の長に相當するの

である而してAとBとの間に圖の如く三本の繫筋を入れるとすれば

第 13 圖



Aより1番目の繫筋はAより$\sqrt{\frac{1}{4}}$の處にある又2番目のは$\sqrt{\frac{2}{4}}$の處にある但しAB間を1としてである之を一般に言へば、AB間をNに割りて其n番目の繫筋はAよりして

$$1-\sqrt{\frac{n}{N}} \cdots\cdots\cdots\cdots (86)$$

の距離にあるのである斯くて所要の距離間に配置すべき繫筋の位置は容易に知れるのである。

(例題34) 前題に於て$y=30$と餘分に取り、兩端に繫筋を置く外尙其間に1本を置くとすれば中の1本は端のより何センチ離るべきか。

答 9センチ

解 N=2

$n=1$

$$1-\sqrt{\frac{n}{N}}=1-\sqrt{\frac{1}{2}}=0.3$$

$30\times0.3=9$ センチ

尙第6表によれば卽座に知れる。

(例題35) 前題の答は市街地建築物法施行規則

に照して差支無きや如何。

答 規則違犯である

解 一方より9センチ離れ居る故他よりは$30-9=21$センチ離れ居る而して$d=17$センチである。

第 6 表 梁の繫筋配置式なる端よりの距離比 $=1-\sqrt{\frac{n}{N}}$ の一覧表

間の數N	端よりn番目 1	2	3	4	5	6	7	8	9
2	.30								
3	.18	.42							
4	.13	.30	.50						
5	.11	.23	.37	.55					
6	.09	.18	.29	.42	.59				
7	.07	.15	.24	.35	.47	.62			
8	.07	.13	.21	.30	.39	.50	.65		
9	.06	.12	.19	.26	.33	.42	.53	.67	
10	.05	.11	.16	.23	.29	.37	.45	.55	.68

此dより大にては不合格である。

依てN=3として試みるならば

第6表により

0−.18−.42−1.

の形になる、されば最終の間隔比は $1-.42=.58$

さて$y=30$としたる故

$30\times.58=17.4$ センチ

これでも d よりは徽しく多い、故に更に N=4 として試みれば

0-.13-.30-.50-1

であるから最終間隔比は 1-0.5 = 0.5

30×0.5 = 15 センチ

依て間隔 4 となし繋筋の數を N+1=5 とす此の如くなるを以て第 6 表は甚便利である、尤も極めて精確のものとは言へぬが略算式により見當を早く附けたき場合には甚有効である。

鐵筋曲上げ

鐵筋が多數ある場合には一部分を曲上げ得れども前題の如く僅に 2 本のときは曲上げることは良く無い、曲上げざる鐵筋は少くも 2 本は必要である、尚我國の如き地震國に於ては專ら繋筋をして負擔せしめ、鐵筋曲上げは單に豫備軍として備ふるのが良策であると思ふが如何にや。

第三節　梁の撓み

鐵筋コンクリート梁の撓に付ての算式は次の通り。

總ての梁の撓みは材料が木でも鐵でも又は鐵筋コンクリートでも又は其他の材料でも一般に

普通の式なる次の式にて表はさるるのである。

$$\delta=C\frac{Pl^3}{EI}\cdots\cdots(87)$$

一端固定他端自由、其端に P あるとき $C=\frac{1}{3}$

同上　　Pなる等布荷重あるとき　$C=\frac{1}{8}$

兩端支へられ中央に P あるとき　$C=\frac{1}{48}$

同上　　Pなる等布荷重あるとき　$C=\frac{5}{384}$

兩端固定され中央に P あるとき　$C=\frac{2}{384}$

同上　　Pなる等布荷重あるとき　$C=\frac{1}{384}$

一端固定他端支へられ、中央にPあるとき $C=\frac{1}{111}$

同上　　Pが等布荷重のとき　$C=\frac{1}{185}$

而して材料に依て E が相異を來たし又斷面の形に依て I に種々の値が生ずるのである、又鐵筋コンクリートの如き不等質のものに在ては E も亦特別の値となるのであるコンクリートでも無く鋼鐵でも無く一種特別の混合體である故である。

鐵筋コンクリート梁の撓み

鐵筋コンクリート梁に於ても亦一般の通り(87)式によるべきである、唯IとEとが等質體に比して大に複雜となるのである。

鐵筋コンクリート梁の斷面二次率に付ては既に屢々記した如く、 $I=AD^2Q$

でありて、又斷面の形によりて又鐵筋の分量によりて、Qに種々の變化が生ずるのでありて、そは既に度々記したのである。

次にEに付ては、鐵のでも無く、コンクリートのでも無く、不等質材料故にIと同しく一種特別のものである、先づ

$$E=E_c+15E_c\frac{A_s}{A_E} \quad \cdots\cdots(88)$$

E＝鐵筋コンクリートの彈率

E_c＝コンクリートの彈率

A_E＝鐵筋コンクリートの等值面積

A_s＝鐵筋の斷面積

但 $\frac{E_s}{E_c}=15$ としたのである。卽ち彈率比

今 $E_c=140{,}000$ キロ/平方センチ$\cdots\cdots(89)$

$E_s=2{,}100{,}000$ キロ/平方センチ $\cdots\cdots(90)$

とするならば、(88) 式は左の如く變化する

$$E=140{,}000+2{,}100{,}000\times\frac{\frac{A}{m}}{A\left(1+\frac{15}{m}\right)}$$

依て $E=10^4\times14\left(\frac{m+30}{m+15}\right)=10^4\times14\left\{1+\frac{\frac{15}{m}}{1+\frac{15}{m}}\right\}$ (91)

これ鐵筋コンクリートの彈率にして本書の流儀にて書き表はしたる形である。

玆に於て鐵筋コンクリート梁の撓みは次の如くになる。

$$\delta=C\cdot\frac{1}{10^4\times14Q\left(\frac{m+30}{m+15}\right)}\cdot\frac{Pl^3}{AD^2} \quad \cdots\cdots(92)$$

先づこれで鐵筋コンクリート梁の撓みは知れる。

(例題36) 兩端固定なる鐵筋コンクリートの梁あり張間8米、幅50センチ有效丈85センチの矩形なる單筋梁なり梁自身の重量を込めて等布荷重は 40,000 なり、其撓みは若干なるか。 但 $m=138$

答 0.003 センチ程

解 (87)式により、 $C=\frac{1}{384}$

第 3 表により、Q=0.0602

P=40,000 キロ

l=800 センチ

A=50×85=4250 平方センチ

D=85 センチ

(92)により、δ=0.00292 センチ

第 7 表甲 複筋矩形梁の中軸距比 x 及斷面二次率の係數Q

q=1	m_t				經濟的	
	20	30	50	75	78.8	100
x	.527	.551	.591	.625	.630	.652
Q	.348	.243	.156	.111	.106	.087

$$x=1-\frac{30}{m_t}\left\{-1+\sqrt{1+\frac{1.1m_t}{30}}\right\}$$

$$Q=\frac{(1-x)^3}{3}+\frac{15}{m_t}\left\{x^2+(0.9-x)^2\right\}$$

第 7 表乙 複筋矩形梁の中軸距比 x 及び斷面二次率の係數Q

q=2	m_t					經濟的
	20	30	50	75	100	108
x	.441	.480	.538	.586	.620	.630
Q	.283	.206	.139	.102	.082	.077

$$x=1-\frac{22.5}{m_t}\left\{-1+\sqrt{1+\frac{2.8m_t}{45}}\right\}$$

$$Q=\frac{(1-x)^3}{3}+\frac{15}{m_t}\left\{x^2+\frac{(.9-x)^2}{2}\right\}$$

第 7 表丙 複筋矩形梁の中軸距比 x 及び斷面二次率の係數Q

q=3	m_t					經濟的
	20	30	50	75	100	118
x	.403	.450	.520	.570	.610	.630
Q	.254	.191	.132	.099	.080	.070

$$x=1-\frac{20}{m_t}\left\{-1+\sqrt{1+\frac{6.2m_t}{80}}\right\}$$

$$Q=\frac{(1-x)_3}{3}+\frac{15}{m_t}\left\{x^2+\frac{(.9-x)^2}{3}\right\}$$

第 8 表 單筋丁梁の中軸距比 x 及び斷面二次率係數Q

0 = 5

版厚比 ϕ = 0.3	m			經濟的	
	30	50	100	142	150
x	.336	.440	.570	.630	.640
Q	.154	.112	.075	.059	.057

$$Q=\frac{(1-x)^3}{3}-\frac{0.8(.7-x)^3}{3}+\frac{15}{m}x^2$$

第 9 表　複筋丁梁の中軸距比 x 及び断面二次率の係數Q				
版厚比	m_t			經濟的
$\phi=0.3$	30	50	100	$m_t=81.2$
$q=1$ x	.547	.588	.651	.630
$\vartheta=3$ Q	.242	.127	.087	.104
				$m_t=112$
$q=2$ x	.474	.525	.616	.630
$\vartheta=3$ Q	.203	.138	.082	.075

第三章　柱　類

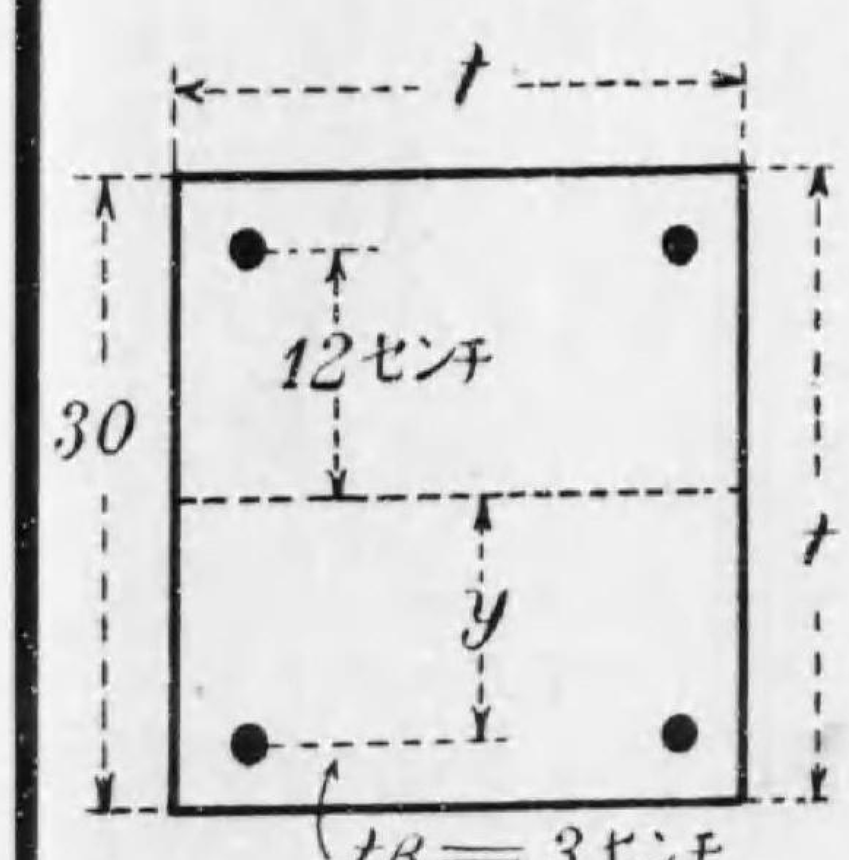
第一節　短柱と正心荷重

正心荷重を受くる短柱の計算は甚簡單である、されど鐵筋コンクリート造の斷面に就て陳述する必要があると思ふ先づ柱の斷面が第14圖の如く t センチ平方でありて4本の鐵筋の各は相同じくして其斷面積の合計は $\frac{t^2}{m}$ ならば柱の斷面の等値面積は

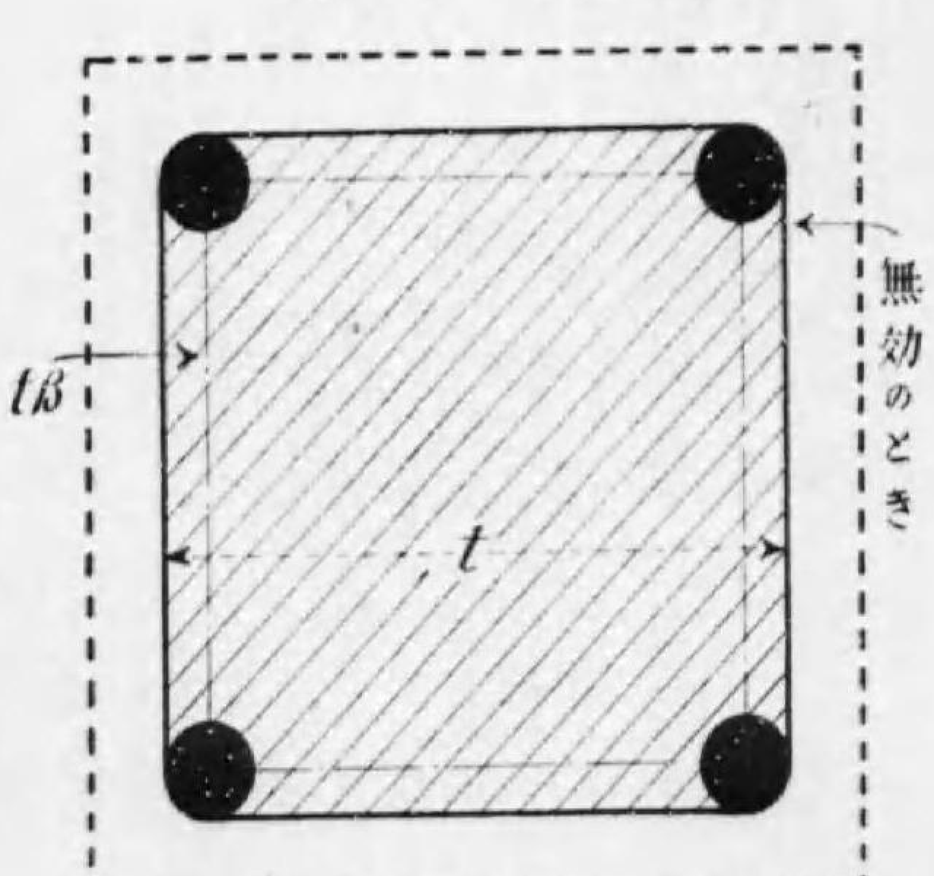
$$A_E=t^2+\frac{15t^2}{m}$$

$$=t^2\left(1+\frac{15}{m}\right)\cdots\cdots\cdots\cdots(93)$$

第 14 圖



第 14 圖乙



であることは勿論である依て其上に正心荷重 P

があるならば、斷面に生ずる應壓力度は

$$f_c=\frac{P}{A\left(1+\frac{15}{m}\right)} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(94)$$

A＝柱の面積

にして、これはコンクリート上の應壓力度である、次に鐵筋の受くる應壓力度は

$$f_s=15f_c \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(95)$$

これで總てが解決した譯である。

(例題37) 鐵筋コンクリートの短柱あり30センチ四方にして4本の鐵筋の總斷面積は16平方センチなり而して其上に30,000キロの正心荷重ありコンクリート及び鐵筋に起る應力度は若干なるか但鐵筋は柱心より12センチ

答 $f_c=26.3$ キロ/平方センチ

$f_s=396$

解 $m=\frac{30\times30}{16}=56.2$

(94)により、$f_c=\frac{30,000}{900\left(1+\frac{15}{56.2}\right)}=26.3$

(95)により、$f_s=15\times26.3=396$ キロ/平方センチ

されば此柱は許容應壓力度以內にあるを以て安全である。

(例題38) 鐵筋コンクリートの圓柱あり直徑35

センチにして、第15圖の如く直徑16ミリの鐵筋8本あり若し其短柱上に30,000キロの正心荷重あれば各應力度は若干なるか。

答 コンクリートの應壓力度$f_c=24.9$キロ/平方センチ

鐵筋の應壓力度$f_s=373.5$

解 柱の等值面積にて荷重を割れば良い先つ、鐵筋1本の斷面積は2平方センチ

故に鐵筋の總斷面積は $2\times8=16$ 平方センチ

依て、對筋比 $m=\frac{962}{16}=60$

(94)式により、$f_c=\frac{30,000}{962\left(1+\frac{15}{60}\right)}=24.9$ キロ/平方センチ

次に(95)により

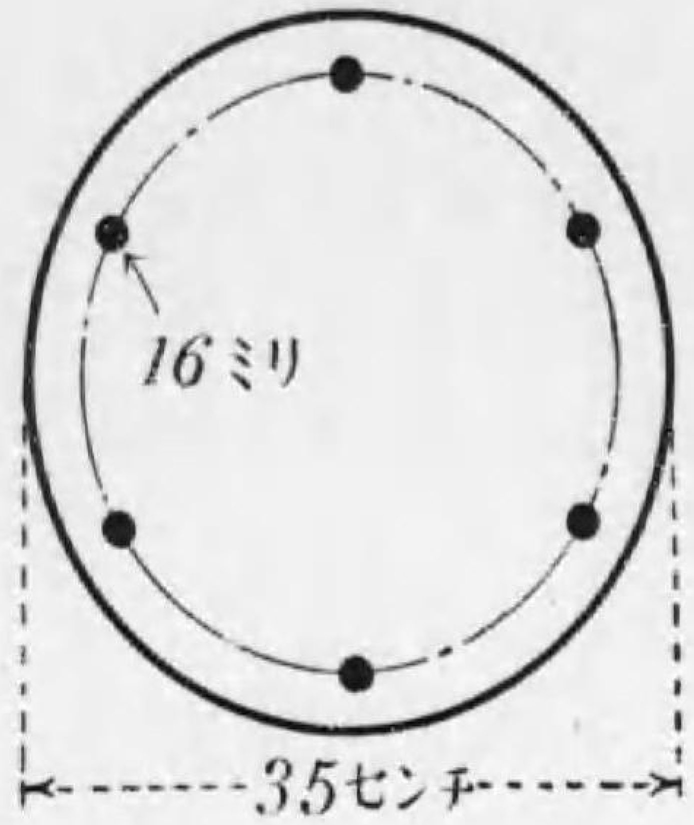
$f_s=24.9\times15=373.5$ キロ/平方センチ

此の如く甚短き柱に在ては計算は甚簡單である而れども短柱の中にても割合に長きものに在ては柱の撓みを考慮する必要がある。

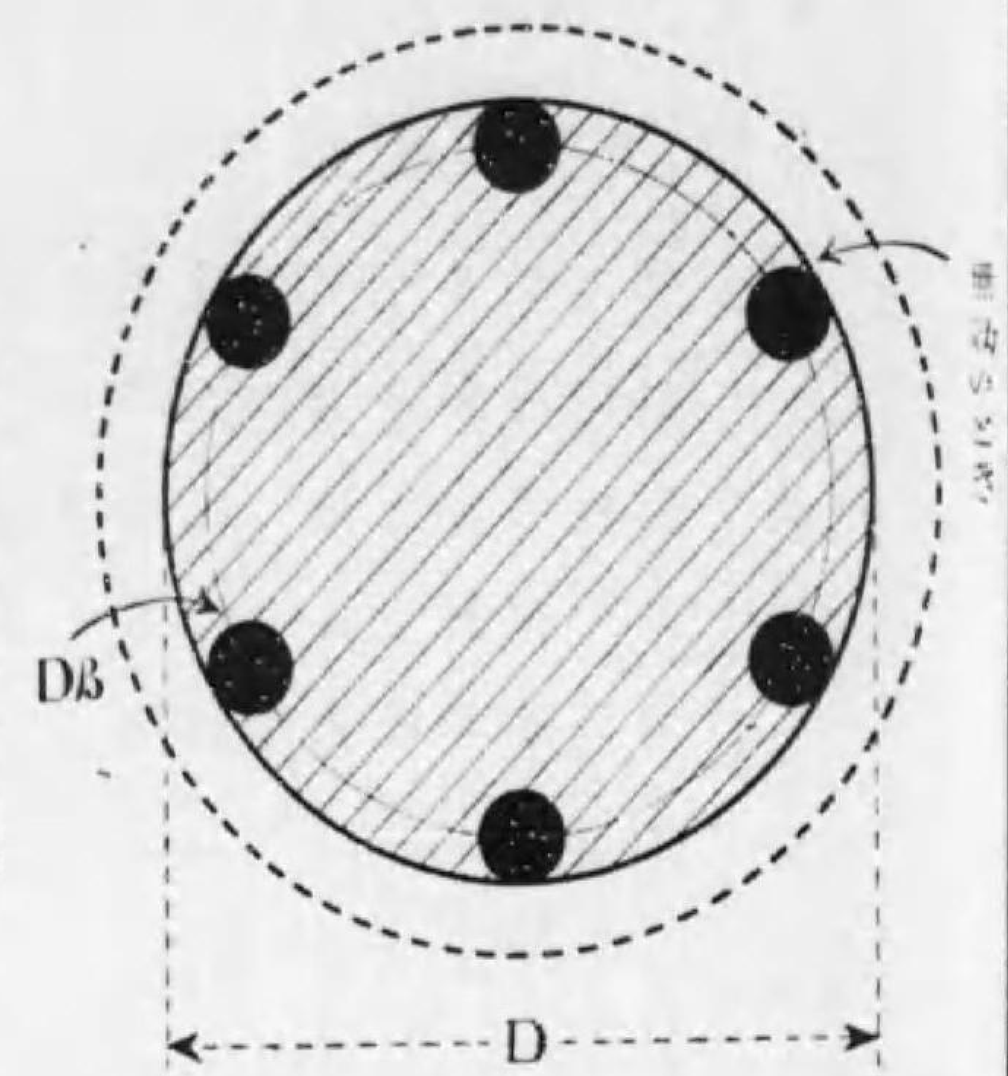
先づ柱の長が直徑の四倍程以內ならば以上の如き計算を爲して、それのみにて安心し居りて差支は無いが長の割合がそれより大なるときは尙他に計算を爲すべきことがある。

一の方法は次の通りの算式を以て試みるのである。

第 15 圖



第 15 圖乙



$$P=\frac{EI}{l^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(96)$$

E＝コンクリートの彈率＝(89)の通り

I＝柱の斷面二次率＝AD^2Q

l＝柱の長、センチ

P＝許容荷重、キロ

これコンクリートの撓曲に關する式にして、安全率は10と爲したのである、次に鐵筋の撓曲に付て其許容長は、

$$l=d\sqrt{\frac{E}{8f_s}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(97)$$

d＝鐵筋１本の直徑、センチ

E＝鐵筋の彈率＝(90)の通り

f_s＝鐵筋の應壓力度、キロ/センチ

l＝繋筋間の長、センチ

(例題39)　前題の圓柱の撓曲の有無及び鐵筋の繋筋間の長を求む但柱の長　$l=4$ 米。

答　撓曲の懸念は無い

主筋の繋筋は 42.4 センチま以内

解　(96)式に於て、E = 140,000　キロ/センチ

$$I = AD^2Q_0 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(98)$$

$$Q_0 = \frac{1}{16}\left\{1+\frac{19.2}{m}\right\}$$ 第10表参照

$A = 0.7854\ D^2$

D = 35 センチ

A = 962　平方センチ

m = 60 なることは前題にある

依て、$Q_0 = \frac{1}{16}\left\{1+\frac{19.2}{60}\right\} = 0.082$

$I = AD^2Q_0 = 962 \times 1225 \times 0.082$

= 96632.9　センチ⁴

l = 400 センチ

(96)により

$$P = \frac{140{,}000 \times 96633}{160{,}000} = 84554 \text{ キロ}$$

第 10 表 圍繞筋付斷面の二次率 $I = AD^2Q_0$ の係數 Q_0

斷面	$\beta = 0.1$ とす　Q_0
圓形	$\frac{1}{16}\left\{1+\frac{30}{m}(1-2\beta)^2\right\}=$
	$\frac{1}{16}\left\{1+\frac{19.2}{m}\right\}=.0625+\frac{1.2}{m}$
方形	$\frac{1}{12}\left\{\ \ 〃\ \ \right\}=.0833+\frac{1.6}{m}$
八角形	$\frac{1}{15}\left\{\ \ 〃\ \ \right\}=.0667+\frac{1.28}{m}$
六角形	$\frac{1}{14.5}\left\{\ \ 〃\ \ \right\}=.069+\frac{1.32}{m}$
斷面二次率は斷面の中心より取る	

されば此柱の耐重力は八萬キロ餘である然るに此柱上の實際の重量は僅に三萬キロである依て安全である,次に鐵筋に就て,(97)式により

$$d = 16 \text{ ミリ} = 1.6 \quad \text{センチ}$$

$$E = 2{,}100{,}000$$

$f_s = 373.5$ 前題の答による

依て、$l = 1.6\sqrt{\dfrac{2{,}100{,}000}{8 \times 373.5}} = 1.6 \times 26.5$

$$= 42.4 \quad \text{センチ}$$

就ては鐵筋の繫筋は42.4センチ以內に設けねばならぬ,されど法規によれば30センチを超えてはならぬ又 $1.6 \times 15 = 24$ センチを超えてはならぬのである,依て我國の規則に遵へば結局24センチまに繫筋を設けねばならぬのである。

(例題40) 例題37の方柱に就てコンクリート及び鐵筋の撓曲に付て吟味すべし。

答　コンクリートは安全である

鐵筋は58センチまに繫筋を要す

解　柱の斷面二次率Iは次の通り(99)式參照

$$I = \frac{30^4}{12} + 15 \times (4 \times 4.00) \times 12^2 = 102060 \text{ センチ}^4$$

$$P = 89303 \text{ キロ}$$

依て安全である

鐵筋に付ては、$l = 2.26\sqrt{\dfrac{2{,}100{,}000}{8 \times 395}} = 58$ センチ

(例題41) 第16圖の如き圍繞筋を有する方柱あり30センチ方にして12本の鐵筋を有す各直徑13ミリならば前題同様に撓曲に付て吟味すべし,但し柱上の荷重は 30,000 キロなり又柱高は4米とす。

答　安全なり

$$l = 33.5 \text{ センチ}$$

解　$f_c = 26.3$ キロ/平方センチ

$f_s = 394.5$

第10表により

$$Q_0 = \frac{1}{12}\left\{1+\frac{19.2}{56.7}\right\} = 0.11155$$

依て、$I = 900\times 900\times 0.11155$

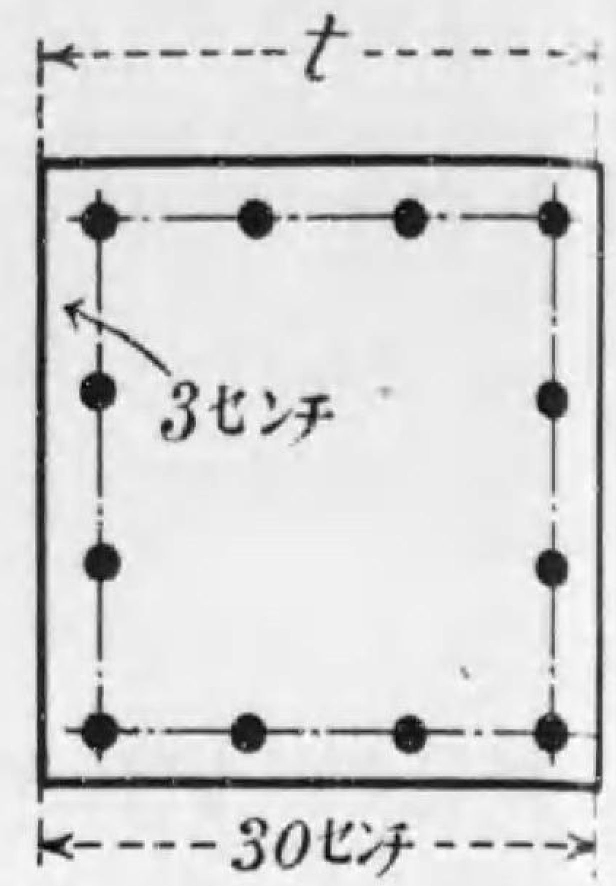
$= 90355$ センチ^4

$$P = \frac{140,000\times 90,355}{160,000} = 79060$$

$$l = 1.3\sqrt{\frac{2,100,000}{8\times 394.5}} = 33.5$$

センチ

第 16 圖



以上の例題により鐵筋が細き程繫筋の間隔は短縮することを知られよ。

斷面二次率に就て

第14圖の如き方形斷面にして複筋なる場合にIは如何なる形なるか玆に一言しやう,例題40に於ては普通の方法にて取扱つたのである卽ち

$$I = \frac{t^4}{12} + 15A_s\times y^2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(99)$$

A_s = 鐵筋の總斷面積

さて$\left(\frac{1}{2}t-y\right)$は被覆であるが之を$t\beta$と本書に於ては表はすことにし,$\beta$を被覆比と稱する,就ては

$$I = \frac{t^4}{12} + 15A_s\left(\frac{t}{2}-t\beta\right)^2$$

$$= \frac{1}{12}t^4 + 15A_s t^2(0.5-\beta)$$

然るに、$A_s = \frac{t^2}{m}$ なるにより

$$I = \frac{1}{12}t^4 + \frac{15t^2}{m}t^2(0.5-\beta)^2$$

$$= t^4\left\{\frac{1}{12}+\frac{15}{m}(0.5-\beta)^2\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(100)$$

$$= At^2Q_0$$

$$Q_0 = \frac{1}{12} + \frac{15}{m}(0.5-\beta)^2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(101)$$

これ柱及び壁等に於ける複筋コンクリートの斷面二次率の係數でありて,第14圖の柱も亦複筋の性質である故此式を用ひてよいのである。又若し$\beta=0.1$とすれば(101)は次の通りになる。

$$Q_0 = \frac{1}{12} + \frac{2.4}{m} = \frac{1}{12}\left\{1+\frac{28.8}{m}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(102)$$

之を第10表の方形圍繞筋のと比較せられよ。

(例題42)　第14圖の柱の斷面二次率を(102)式に依て計算すべし。

答　102060 センチ^4

解　$m = 56.2$

(102) 式により、$Q_0 = .0833 + \frac{2.4}{56.2} = 0.126$

$I = At^2Q_0 = t^4\times 0.126 = 102060$

例題40のIの値と小差も無い。

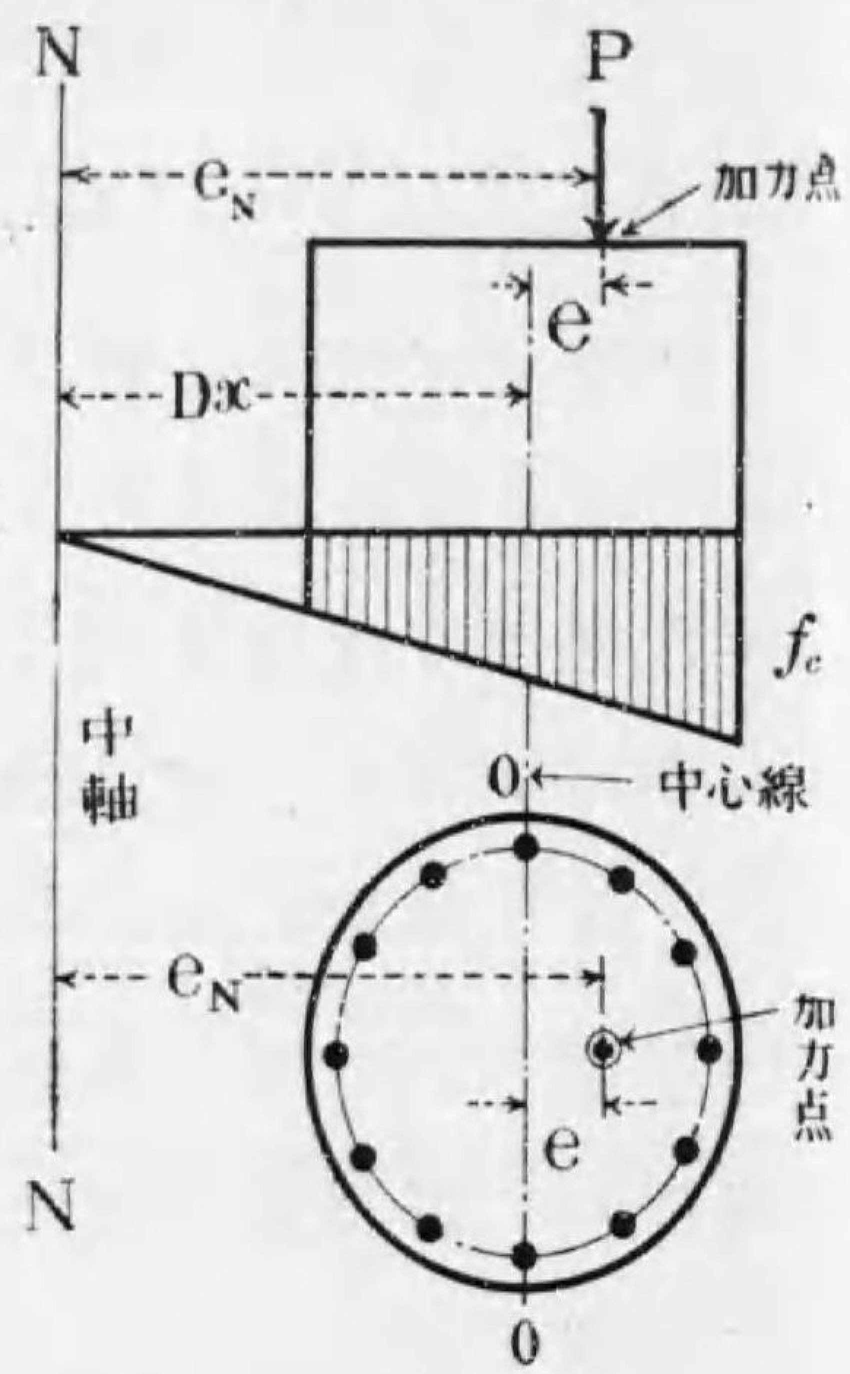
第二節　偏心荷重　其一

中軸が柱の斷面外に在るとき

偏心度少き場合には柱の斷面外に起ること勿論である而して斷面の應力度は不均一にして自然荷重ある方に於て應力度は大となるのである。

第17圖に於てPは偏心荷重である而して e は柱の重心線 OO よりの偏心距離又中軸 NN よりの偏距を e_N とする。

第 17 圖



此の如き場合に最大應力度はBの方にありて最小のはAの方にある而して最大應壓力度は圖中 f_c を以て示してある。

さて偏心距離の大小に拘はらず、即ち中軸 NN が斷面の内外孰れにありても、一般式として次の式が成立つのである。

$$e_N=\frac{I_N}{S_N} \cdots\cdots (103)$$

e_N ＝中軸よりの偏距

I_N ＝中軸に對する斷面二次率

S_N ＝中軸に對する斷面一次率

彼の普通の式なる

$$\frac{M}{P}=e \cdots\cdots (104)$$

に於てもMを中軸より取れば e も中軸に對すべく又Mを重心線より取れば e も重心線よりの偏心距離とすべき筈である、計算の際知らず識らず混肴することがある依て

$$\frac{M_N}{P}=e_N \cdots\cdots (105)$$

と書くことが誤解を防ぐ良方法である、式中 M_N は中軸に基くモーメントにして、Pは偏心荷重である。

さて鐵筋コンクリートの斷面に於て斷面二次率等は何れも中軸に基くことが普通である依て(103)式及ひ(105)式に從ふべきである、されば假令ひ(104)の如く書きありても矢張り(105)式の心持で居るべきである、往々にして(104)の e を重心線よりの偏心距離と思違ひ計算の結果に大に誤謬を來すことがある。

本書に於ては第17圖の如く e を重心線よりの

偏心距離とし、e_Nを中軸よりの偏距とする。

次に(103)式を證明して見やう、先つ普通の式なる

$$M_N=I_N\frac{f_c}{c}\ \cdots\cdots\cdots\cdots(106)$$

f_c＝コンクリートの最大應壓力度

c＝中軸より最大應壓力度の處迄の距離

は敢て說明を要せざる程周知の式である。

さて第18圖は第17圖の應力圖のみを示したのであるが、比例にて

$$\frac{f_c}{c}=\frac{p}{c_0}$$

$p=\frac{P}{A}$＝平均壓力度

c_0＝圖にある

就ては(106)は次の如くになる

$$M_N=I_N\frac{p}{c_0}=I_N\frac{P}{Ac_0}$$

然るに $M_N=Pe_N$

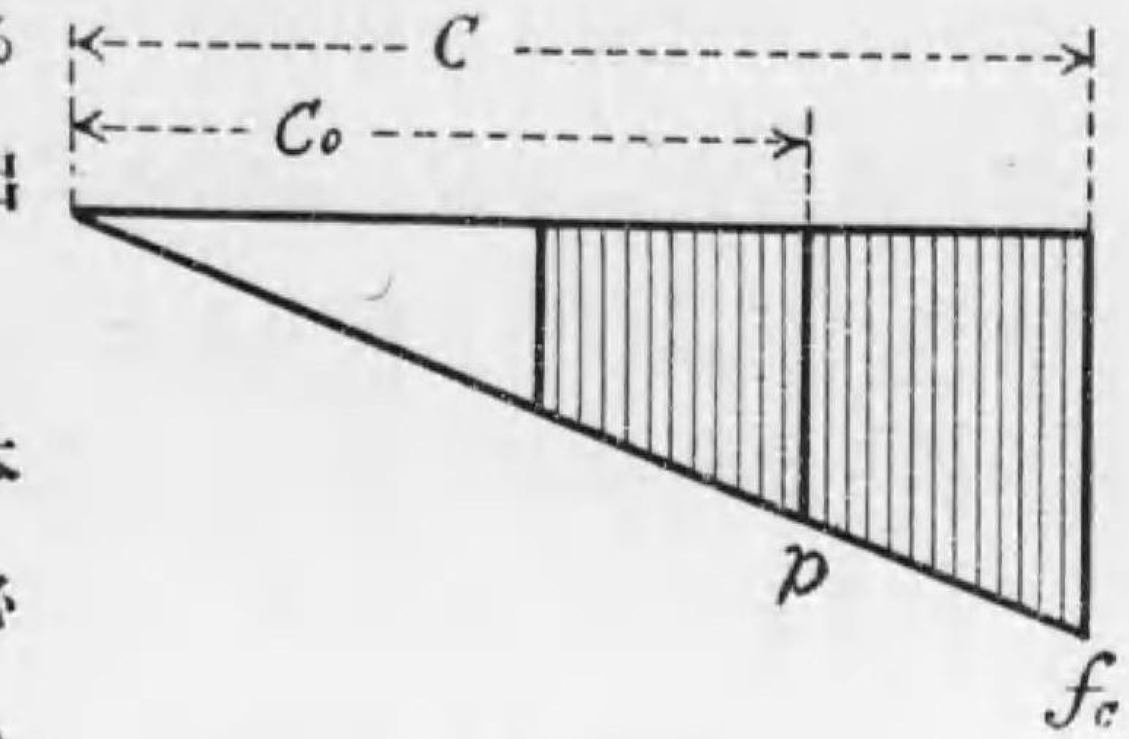
依て、$Pe_N=I_NP\frac{P}{Ac_0}$

$$e_N=I_N\frac{1}{Ac_0}$$

さて面積Aにc_0なる距離を乘じたるものは斷

面の一次率である卽ちS_Nである故に(103)式が出來るのである

第 18 圖



此(103)式は本書に於ては甚必要なる式でありて、偏心距離關係の諸式は何れも此式に基くのである。唯此式を今少しく簡便にすること次の通り

$$e_N=e-Dx=De_1-Dx=D(e_1-x)\ \cdots\cdots(107)$$

$$I_N=AD^2Q\ \cdots\cdots(108)$$

$$S_N=ADZ\ \cdots\cdots(109)$$

とす、但しeは重心線よりの偏心距離にしてe_1は重心線よりの偏心距比である、卽ち、$e=De_1$ (110)

斯くて次の式が出來る

$$e_1-x=\frac{AD^2Q}{AD^2Z}=\frac{Q}{Z}$$

$$(e_1-x)Z=Q\ \cdots\cdots(111)$$

是れが總ての計算に直接に必要なるものである、而して中軸が斷面の內外何れの場合にても應

用され得るものである。

ZとQとに就て

第17圖の如く中軸が斷面外にある場合に斷面一次率及び二次率は斷面全體に就て取るべきである,依て他の場合と區別するため之をZ_n及びQ_nにて表はすことにする卽ち

Z_nとQ_nは中軸が斷面外にあるとき

Z_NとQ_Nは中軸が斷面內にあるとき

Z_oとQ_oは重心線に對するとき

ZとQは一般的のとき

第17圖の如く中軸が斷面外にあるときは割合に簡單である卽ち次の通り

$$Z_n=-x\left(1+\frac{15}{m}\right)\cdots\cdots(112)$$

中軸より左叉は下を負符とし右叉上を正符とするのである依て(112)のxは負になる,而して此式は方圓八角等何れにも應用され得るものである次に

$$Q_n=Q_o+x^2\left(1+\frac{15}{m}\right)\cdots\cdots(113)$$

Q_oは第10表にある,叉(101)式參照

依て(111)式により

$$-x\left(1+\frac{15}{m}\right)\left(e_1-x\right)=Q_o+x^2\left(1+\frac{15}{m}\right)$$

故に、$$-e_1x=\frac{Q_o}{1+\dfrac{15}{m}}\cdots\cdots(114)$$

これ偏心距比と中軸距比との關係を表はす式でありて中軸が斷面外にあるときに用ふるものである。

(例題43)　第17圖の如き圍繞鐵筋附の圓柱あり直徑30センチ對筋比$m=80$叉偏心荷重の偏心距離は柱の重心線より3センチの所にあり,中軸の位置を求む。

答　$x=-0.65$　圓心より左方19.5センチ

解　$e_1=\frac{3}{30}=0.1$

されば中軸は斷面外にあることは第11表にて判かる,次に$m=80$なる故,第10表により

$Q_o=0.0625+\frac{1.2}{80}=0.0775$

(114)により、$x=\dfrac{-Q_o}{e_1\left(1+\frac{15}{m}\right)}=\dfrac{-0.0775}{0.1\left(1+\frac{15}{80}\right)}$

$=-0.65$

-0.5より數字は大である依て斷面外にある。

$30\times(-0.65)=-19.5$卽ち圓心より左方19.5センチの所にある。

$x=-0.5$の場合

此場合には中軸は圓心にある卽ち中軸が圓の內外何れにあるかの分界點である其とき (114) により

$$e_1=\frac{Q_o}{0.5\left(1+\frac{15}{m}\right)} \cdots\cdots\cdots\cdots(115)$$

而して此場合には偏心荷重の加力點は核周にあるのである依て核半徑をR_oとし核半徑比をr_oとすれば、

$$r_o=e_1=\frac{2Q_o}{1+\frac{15}{m}} \cdots\cdots\cdots\cdots(116)$$

第11表はr_oを示す卽ち之に依て中軸が斷面の內外何れにあるかが卽座に判かる、e_1が表中の數字より小ならば中軸は斷面內にあるのである。

第 11 表　加力點が核周にあるときの偏心距比卽ち核半徑比 r_oの値 卽ち $e_1=r_o$ とのき

柱形	對筋比 m				
	20	30	50	60	80
方形	.186	.182	.177	.176	.173
圓形	.138	.136	.132	.132	.129
八角	.149	.145	.141	.140	.138
六角	.154	.150	.146	.145	.143

中軸が斷面內に在るときの最大應力度

(106) 式よりコンクリートの最大應壓力度f_cが出て來る卽ち　$f_c=\frac{M_N}{I_N c}$

然るに $M_N=Pe_N$ 又 $I_N=AD^2Q$ 而して第18圖を見れば $c=D(.5-x)$ なることが判かる但 x は負符である。

就ては

$$f_c=\frac{Pe_N D(.5-x)}{AD^2Q_N}=\frac{PD(e_1-x)\cdot D(.5-x)}{AD^2Q_N}$$

$$=\frac{P}{A}\cdot\frac{(.5-x)(e_1-x)}{Q_N}$$

然るに (111) 式により、$Q_N=(e_1-x)Z$ なる故

$$f_c=\frac{P}{A}\cdot\frac{(.5-x)(e_1-x)}{(e_1-x)Z}=\frac{P}{A}\cdot\frac{(.5-x)}{Z}$$

而して若し　$f_c=\frac{P}{A}C \cdots\cdots\cdots\cdots(117)$

と記せば、　$C=\frac{(.5-x)}{Z} \cdots\cdots\cdots\cdots(118)$

此Cなる係數の表し方は甚輕便でありて而も方形でも圓形でも又は中軸が斷面の內外何れにありても應用され得るものである。

次に中軸が斷面外にある場合には

$$C=\frac{1}{1+\frac{15}{m}}+\frac{e_1}{2Q_o} \cdots\cdots\cdots\cdots(119)$$

なる一般式が (118) より得られる今其手續を書くこと次の通り、(118) と (112) とにより

$$C=\frac{0.5-x}{Z}=\frac{x-0.5}{\left(1+\frac{15}{m}\right)x}\cdots\cdots\cdots\cdots(120)$$

次に(114)により

$$x=\frac{-Q_o}{e_1\left(1+\frac{15}{m}\right)}$$

此 x の値を(120)式に挿入すれば

$$C=\frac{\frac{-Q_o}{e_1\left(1+\frac{15}{m}\right)}-0.5}{\left(1+\frac{15}{m}\right)\times\frac{-Q_o}{e_1\left(1+\frac{15}{m}\right)}}=\frac{-Q_o-0.5e_1\left(1+\frac{15}{m}\right)}{-Q_o\left(1+\frac{15}{m}\right)}$$

$$=\frac{1}{1+\frac{15}{m}}+\frac{0.5e_1}{Q_o}$$

これ卽ち(119)式である、而して是れは新式なる(118)より誘導されたのであるが、又此結果は舊式よりも得られる。

$$f=\frac{P}{A}+\frac{Pe}{I}c\cdots\cdots\cdots\cdots(121)$$

これが讀者周知の舊式である、これより特別應用として

$$f_c=\frac{P}{A_E}+\frac{Pe}{AD^2Q_o}\times0.5D$$

然るに $A_E=A\left(1+\frac{15}{m}\right)$

$$e=De_1$$

依て、 $f_c=\frac{P}{A\left(1+\frac{15}{m}\right)}+\frac{P}{A}\cdot\frac{0.5e_1}{Q_o}$

$$=\frac{P}{A}\left\{\frac{1}{1+\frac{15}{m}}+\frac{0.5e_1}{Q_o}\right\}$$

卽ちCは(119)式と同樣である。されば(118)なる新式は廣く應用され得る非常な便利の式である。但121式の e と c とは重心線より測れる距離であることを注意して置く。

さて(119)式は一般式である次に $\beta=0.1$ として

方形には $C=\frac{1}{1+\frac{15}{m}}+\frac{6e_1}{1+\frac{19.2}{m}}\cdots\cdots(122)$

圓形には $C=\frac{1}{1+\frac{15}{m}}+\frac{8e_1}{1+\frac{19.2}{m}}\cdots\cdots(123)$

八角形には $C=\frac{1}{1+\frac{15}{m}}+\frac{7.5e_1}{1+\frac{19.2}{m}}\cdots\cdots(124)$

六角形には $C=\frac{1}{1+\frac{15}{m}}+\frac{7.25e_1}{1+\frac{19.2}{m}}\cdots\cdots(125)$

次に加力點が核周にあるときは斷面の形狀の如何に拘はらず、係數Cは次の通り。

$$C=\frac{2}{1+\dfrac{15}{m}} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(126)$$

(例題44) 無筋コンクリート造の柱に於て加力點が核周にあるとき f_c の係數Cは若干なるか。

答 C＝2

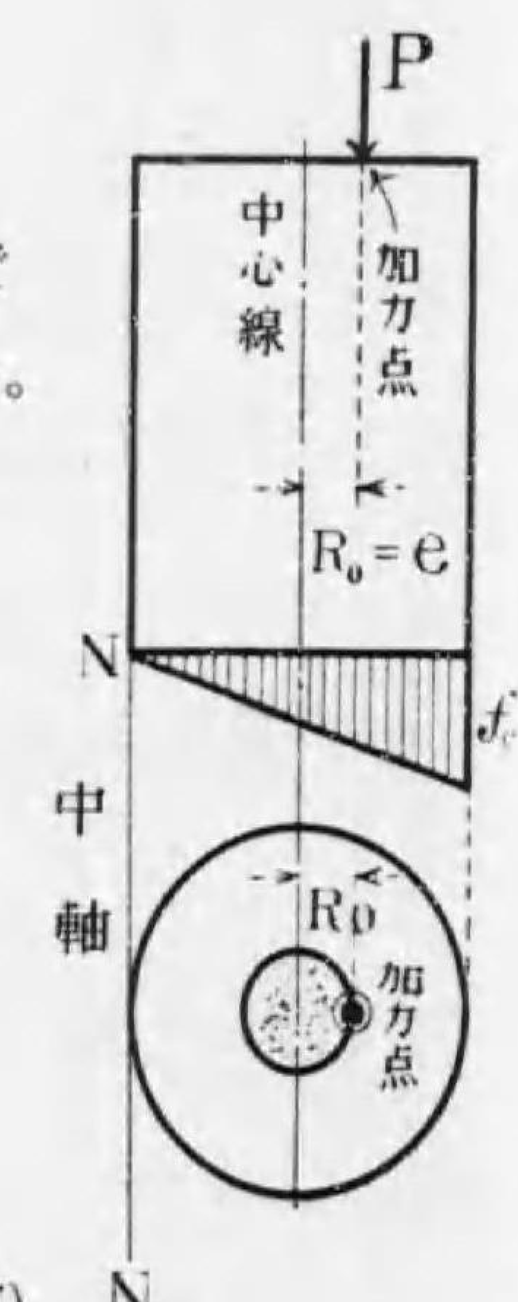
解 無筋コンクリートならば $m=\infty$ である依て
(126)式により、C＝2

C=2なる意味は、f_cは平均壓力度の二倍であると言ふ事である卽ち

$$f_c=\frac{P}{A}\times 2$$

勿論これは無筋コンクリートの場合である而して最小應力度は無論零である。

第19圖



(例題45) 鐵筋コンクリート造の柱に於て對筋 m が 80, 50, 30 の各の場合に於て最小應壓力度が零なるとき最大應壓力度は若干なるか。

答 $m=80$ のとき、C = 1.6806
$m=50$ C = 1.5384 ……(127)
$m=30$ C = 1.3333

解 (126)式による
無筋のときには C＝2 である、つまり鐵筋の分量が增すに從ひCは減小するのである。

(例題46) 前例題の場合は中軸距比 x は若干なるか。

答 $x=-0.5$

解 說明を要せぬことと思ふ。

(例題47) 鐵筋コンクリートの方形柱あり一邊の長50センチにして對筋比は50なり而して鐵筋配置は第16圖の如く圍繞筋式なり若し偏心距比 e_1 が0.1ならば中軸距比及び最大壓力度の係數Cは若干なるか。

答 中軸距比 $x=-0.887$
依て中軸は斷面外にある
C = 1.21

解 (114)式と第10表によりて x が得られる
(122)式によりてCが得られる。

(例題48) 前題の鐵筋が第14圖の如く複筋式なるときは如何。

答 中軸距比 $x=-1.01$
C = 1.21

解 (102)式により、$Q_0=\frac{1}{12}+\frac{2.4}{m}$
其他は前題の通り。

鐵筋の最大應壓力度

第20圖の f_s を鐵筋の最大應壓力度とすれば比

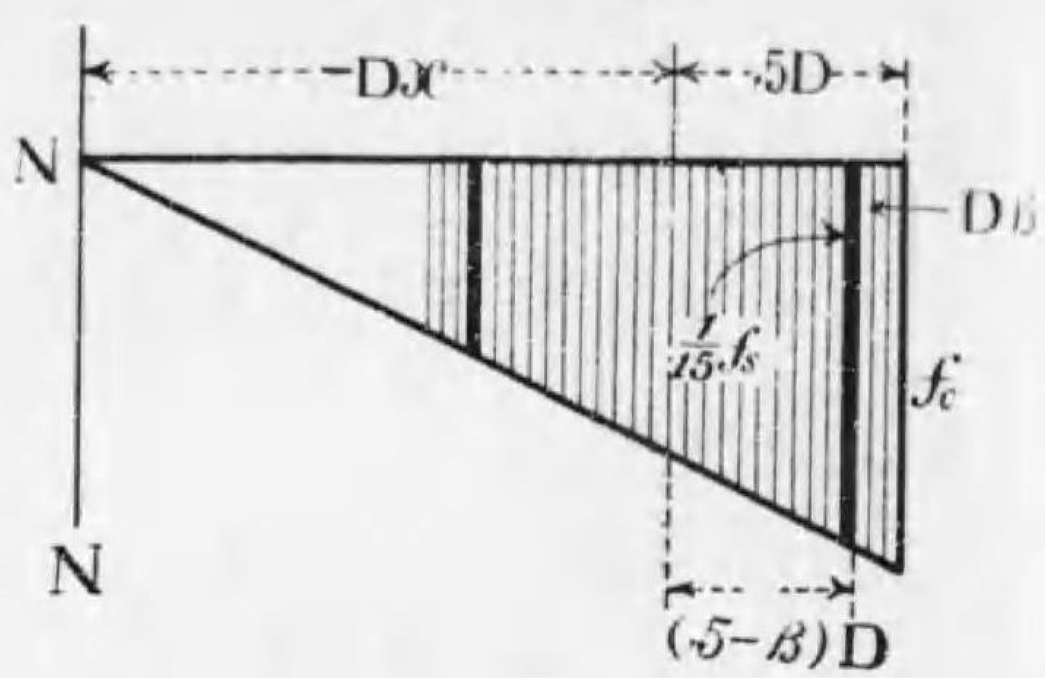
例によりて次の式が出る、但15は彈率比である

$$\frac{\frac{1}{15}f_s}{f_c}=\frac{(.5-\beta-x)D}{(.5-x)D}$$

依て、$f_s=\dfrac{15(.5-\beta-x)}{(.5-x)}f_c$ ……………………………(127)

(例題49) 例題43の圓柱は、mが80にして$x=-0.65$ 又$e_1=0.1$なり若し加力點に$P=10,000$キロの偏心荷重が働くならば、f_c及びf_sは若干なるか。

第 20 圖



答 $f_c=21$ キロ/平方センチ

$f_s=287.6$

解 柱の斷面積 $A=0.7854\times900=706.86$ 平方センチ

(123) により、$C=\dfrac{1}{1+\dfrac{15}{80}}+\dfrac{8\times0.1}{1+\dfrac{19.2}{80}}$

$=1.487$

(117) により、$f_c=\dfrac{P}{A}C=\dfrac{10,000}{706.86}\times1.487$

$=21$ キロ/平方センチ

(127) により

$f_s=\dfrac{15(.5-.1+.65)}{.5+.65}\times21$

$=287.6$ キロ/平方センチ

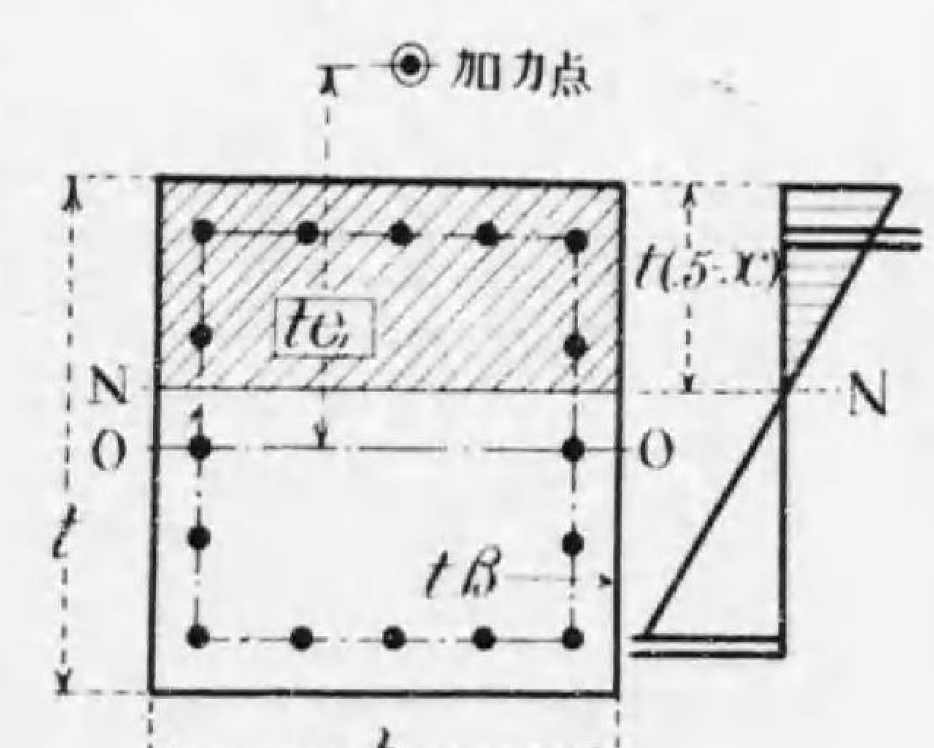
以上の如くして、諸種の計算を爲すことを得たのである。次に中軸が斷面内に在る場合に移ることにする、其場合には中軸が斷面外にあるときよりは複雜であれども本書の流儀にては左程複雜にも感じぬのである。

第三節 偏心荷重其二

中軸が柱の斷面内にあるとき卽ち$e_1>r_0$のときは中軸以下のコンクリートの面積は算入しない故、S及びI等も自然從前のものと異なるのである、依てS及び其係數Z其他I及びQに就て更に研究を要するのである。

先づ第21圖の如き圍繞筋附の矩形柱の例を取らう。さて加力點は柱の重心線OOよりte_1距りたる所にありとす、而して中軸NNはOOよりtxだけ距り居る、就てはコンクートの有効斷面積は斜線を施しある部分のみである又鐵筋のは全

第 21 圖



體である。

中軸NNに對しコンクリートの有効斷面の一次率は

$$S_c = b\cdot\frac{t^2(.5-x)^2}{2} = At\frac{(.5-x)^2}{2}$$

鐵筋全體のは、彈率比15を挿入して次の通り

$$S_s = 15A_s(-tx)$$

A_sは鐵筋の總斷面積である依て之を$\frac{A}{m}$とする

$$S_s = \frac{-15}{m}Atx$$

故に矩形柱の斷面一次率は中軸に對して

$$S_N = At\frac{(.5-x)^2}{2} - At\frac{15}{m}x$$

$$= At\left\{\frac{(.5-x)^2}{2} - \frac{15}{m}x\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots (128)$$

是に於て其係數は

$$Z_n = \frac{(.5-x)^2}{2} - \frac{15}{m}x \cdots\cdots\cdots\cdots (129)$$

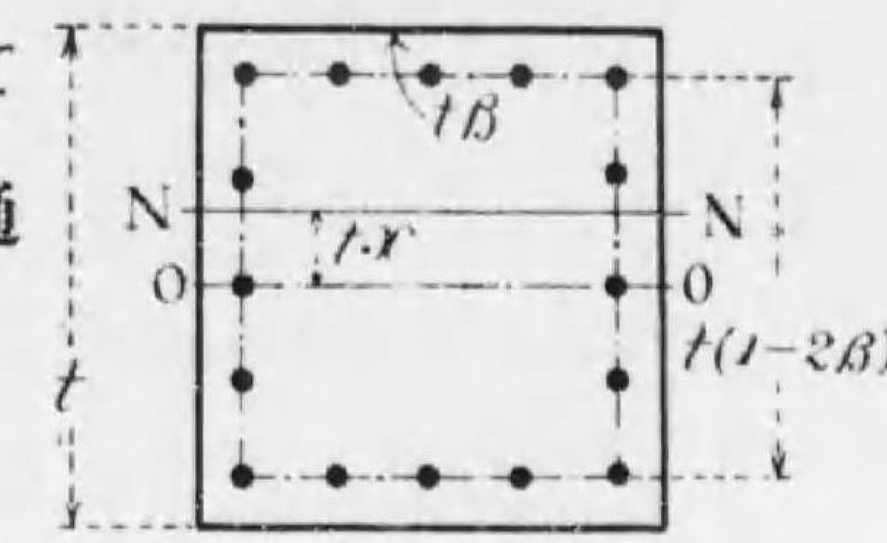
次に斷面二次率に就ても同樣の手續による

$$I_c = At^2\frac{(.5-x)^3}{3}$$

$$I_s = I_o + A(-tx)^2$$

I_oは柱の重心線に對する斷面二次率でありて第22圖によれば次の通り

第 22 圖



$$I_o = \frac{1}{6}A_s\{t(1-2\beta)\}^2$$

故に $I_s = \frac{1}{6}A_s t^2(1-2\beta)^2 + A_s t^2 x^2$

$$= \frac{At^2}{m}\left\{\frac{(1-2\beta)^2}{6} + x^2\right\}$$

依て、$I_N = I_c + 15I_s = At^2\left[\frac{(.5-x)^3}{3} + \frac{15}{m}\left\{\frac{(1-2\beta)^2}{6} + x^2\right\}\right]$ (130)

$$Q_N = \frac{(.5-x)^3}{3} + \frac{15}{m}\left\{\frac{(1-2\beta)^2}{6} + x^2\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots (131)$$

斯の如くZとQとか出たる上は、(111)式なる

$$(e_1-x)Z_N = Q_N$$

によりて中軸距比とが偏心距比との關係を知ることを得る又(117)と(118)とにより

$$f_c = \frac{P}{A}C$$

$$C = \frac{.5-x}{Z}$$

にて應壓力度を知ることを得て萬事解決することが出來るのである。

さて以後はZ_NをZと書しQ_NをQと書して煩を避くることにする,尚(129)と(131)との別形を次に掲ぐる。

$$Z=0.125-0.5x+0.5x^2-\frac{15}{m}x \quad \cdots\cdots\cdots(132)$$

$$Q=0.0417-0.25x+0.5x^2-0.333x^3+\frac{2.5(1-2\beta)^2}{m}+\frac{15}{m}x^2 \cdots\cdots\cdots(133)$$

是等と(111)式とで次の式が出來る。

$$x^3-3e_1x^2-\left(\frac{3}{4}-3e_1-\frac{90}{m}e_1\right)x+\frac{1}{4}-\frac{3}{4}e_1+\frac{15(1-2\beta)^2}{m}=0 \cdots\cdots\cdots(134)$$

(例題50) 直徑30センチにして$m=80$又$\beta=0.1$なる鐵筋コンクリートの方柱あり偏心距比$e_1=1$ならば中軸距離は若干なるか。

答 柱心より3.67センチ

解 (134)式により

$x^3-3x^2+3.375x-0.38=0$

$x=.12$ ならば $-.0165$

$x=.13$ $+.0103$

依て、$x=\dfrac{.0103\times.12+.0165\times.13}{.0165+.0103}=.1224$

偏心距離$=.1224\times30=3.67$ センチ

(例題51) 前題を第13圖表にて解くべし。

答 3.66 センチ餘

解 圖表により、$x=0.122$程

故に $.122\times30=3.66$ センチ

圖表によれば此の如く簡單に出來る三次方程式を解くべき煩勞も無い。これ圖表の效能である

(例題52) 例題50の柱上にある偏心荷重が10,000キロならば最大應壓力度は若干なるか。

答 91キロ/平方センチ

解 第13圖表により、C=8.2程

$f_c=\dfrac{P}{A}C=\dfrac{10{,}000}{30\times30}\times8.2=91$ キロ/平方センチ

依て此柱は安全で無い

(例題53) 鐵筋コンクリート柱に於て$x=0$ならば偏心距比は若干なるか,圖表を用ひず,算式のみによりて計算すべし又其時Cは若干なるか但し$m=80$

答 $e_1=0.494$

$C=4$

解 (132)により、$Z=0.125$

(133)により、$Q=0.0417+\dfrac{1.6}{m}=0.0617$

(111)式により、$(e_1-0)\times0.125=0.0617$

$e_1=0.494$

(118)により、$C=\dfrac{0.5-x}{0.125}=\dfrac{0.5}{0.125}=4$

(例題54) 前題に於て$x=-0{\cdot}1$ならば如何。

答 $e_1=0.372$

$C=3.01$

解 $Z=0.18+\dfrac{1.5}{m}=0.199$

$Q=0.072+\dfrac{1.75}{m}=0.094$

$(e_1+0.1)Z=Q$

$e_1=\dfrac{0.094}{0.199}-0.1=0.372$

次に $C=\dfrac{0.5-x}{Z}=\dfrac{0.5+0.1}{0.199}=3.01$

第13圖表によりても同樣の値が得られる。

圓柱の中軸が斷面內にあるとき

此場合に斷面一次率及び二次率の係數を得る手續を省き唯結果を次に揭ぐることとする。

$$Z=0.106-0.5x+0.637x^2-\frac{15}{m}x \quad\cdots\cdots\cdots\cdots(135)$$

$$Q=0.0313-0.212x+0.5x^2-0.424x^3+\frac{15}{m}\left\{\frac{(1-2\beta)^2}{6}+x^2\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots(136)$$

次に $(e_1-x)Z=Q$

$$f_c=\frac{P}{A}C$$

$$C=\frac{0.5-x}{Z}$$

$$A=0.7854D^2$$

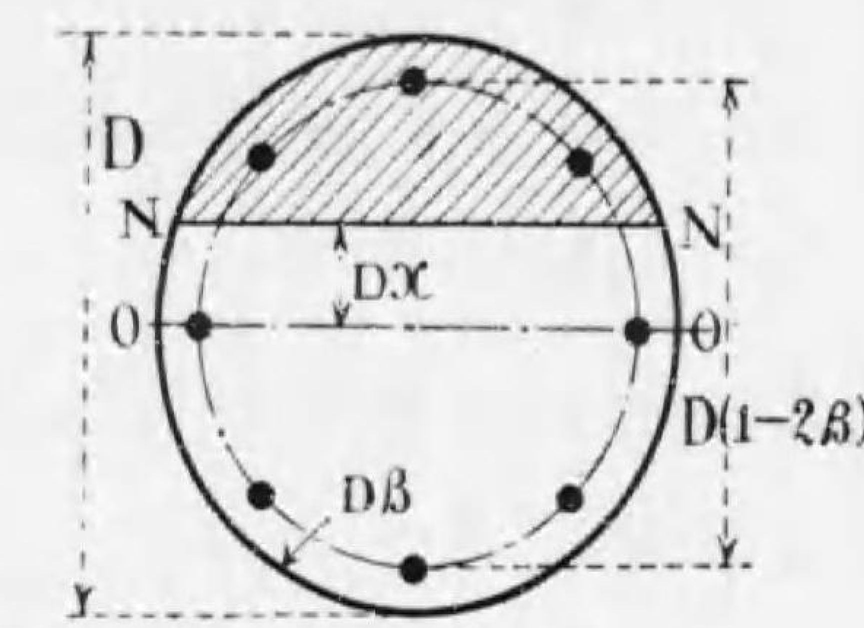
而して無論、 $S=ADZ$

$$I=AD^2Q$$

又 $$x^3-3e_1x^2-\left(0.5-2.36e_1-\frac{70}{m}e_1\right)x+0.146-0.5e_1+\frac{8.8}{m}(1-2\beta)^2=0\cdots\cdots\cdots\cdots(137)$$

是等によりて計算することも一方法なれども、第14圖表によることが至便である。此圖表があれば萬事卽座に解決するのである。

第 23 圖



(例題55) 第23圖の如き鐵筋コンクリートの圓柱に於て x が零なるとき e_1 及び C を求む但 $m=80$, $\beta=0.1$

答 $e_1=0.455$

$C=4.71$

解 (135) により $Z=0.106$

(136) により $Q=0.0313+\dfrac{1.2}{m}=0.0463$

(111) により $e_1=\dfrac{Q}{Z}=0.455$

(118) により $C=\dfrac{0.5}{Z}=4.71$

第14圖表によれば卽座に見當は附く。

(例題56) 前題に於て $x=-0.1$ ならば如何第14圖表によりて答ふべし。

答　$e_1=0.32$ 程

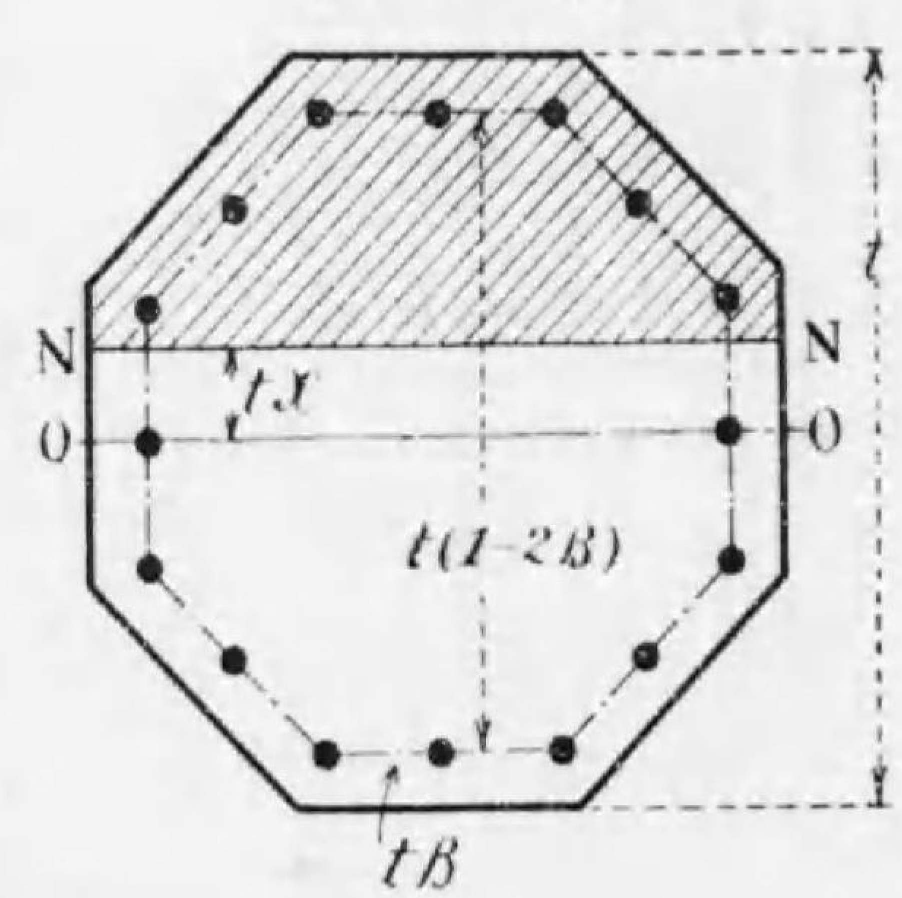
　　$C=3.5$　程

解　$x=-0.1$ の竪線と $m=80$ の曲線との會交點より $e_1=0.32$ なることを知る、それより左行して $C=3.5$ なることを知る。

八角柱の斷面一次率及二次率

八角形の柱等に於て偏心荷重の結果中軸が斷面内に生ずるとき有效斷面の一次率及び二次率を求めて見やう。

第 24 圖



先づ最初に鐵筋のことに就て述べやう、そは八角に限らず圓形でも方形でも何れにも共通の事柄である。總て圍繞筋卽ち第22圖乃至第24圖等に於て鐵筋は方形又は八角形の同厚圍繞鐵板と假定することが普通である。さて圍繞筋の斷面一次率は中軸に對して次の通り

$$S_s = A_s \times (-tx) \text{ 又は}$$
$$= A_s \times (-Dx)$$

A_s は鐵筋全體の斷面積、tx 若くは Dx は圍繞筋全體を一團として、其中心線 OO より中軸 NN 迄の距離である、第24圖を參照あれ。中軸に對して負符である。

然るに、$A_s=\dfrac{A}{m}$ 依て、$S_s=\dfrac{-Atx}{m}$ ………(138)

斷面一次率は斷面の形狀に拘はらず此の如く甚簡單である。次に圍繞筋の斷面二次率は

$$I_s=I_o+A_st^2x^2 \quad \text{………………………………(139)}$$

而るに中心線 OO に對する、圍繞筋の斷面二次率は次の通りである。

方形圍繞筋(第22圖)ならば、$I_o=\dfrac{1}{6}A_st^2(1-2\beta)^3$

………………………………………………(140)

圓形　　(第23圖)ならば、$I_o=\dfrac{1}{8}A_sD^2(1-2\beta)^2$

………………………………………………(141)

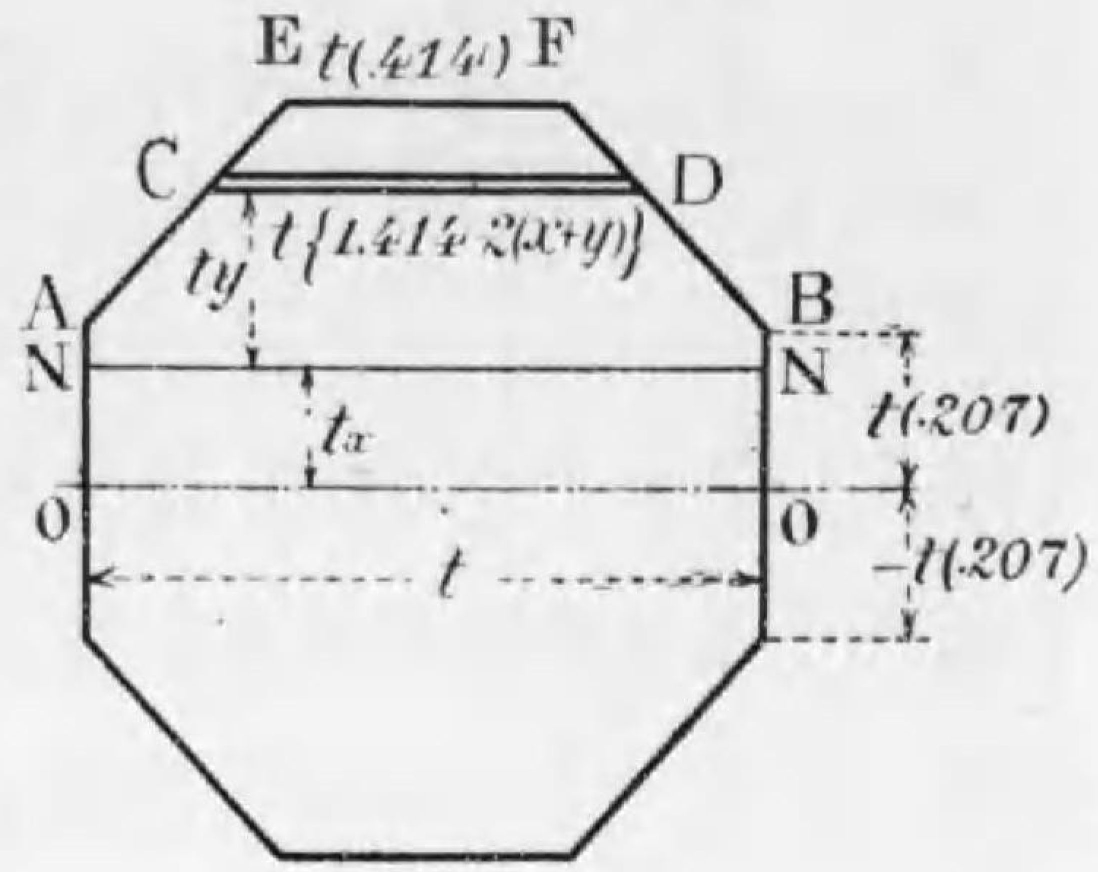
八角形　(第24圖)ならば、$I_o=\dfrac{1}{7.5}A_st^2(1-2\beta)^2$

………………………………………………(142)

(130) 式卽ち方形柱の鐵筋の斷面二次率に付ては (140)を用ひたのである、無論 $A_s=\dfrac{A}{m}$ とし尙彈率比15を乘じたのである。

次にコンクリートの應壓力部の斷面一次率及び二次率を記載しやう。

第 25 圖



第25圖の NN に中軸がありとする,就ては中軸に對して ABNN なる矩形の斷面一次率は、

$$t\times t(.207-x)\times\frac{t(.207-x)}{2}=t^3\frac{(0.207-x)^2}{2}\quad\cdots\cdots\cdots(143)$$

又 ABEF なる梯形の斷面一次率は

$$\int_{0.207-x}^{0.5-x} t\{1.414-2(x+y)\}(ty)t\,dy=$$

$$t^3\int_{0.207-x}^{0.5-x}\{(1.414-2x)-2y\}y\,dy=$$

$$t^3(0.0694-0.203x)\quad\cdots\cdots\cdots(144)$$

(143) と (144) との合計は、$t^3(0.0908-0.412x+0.5x^2)$

……………………(145)

さて八角の面積は

$A=0.828t^2$

依て、$t^3=\frac{At}{0.828}$

就てはコンクリートの應壓力側面積の斷面一次率は

$$S_c=At(0.109-.5x+.6x^2)\quad\cdots\cdots\cdots(146)$$

(138) と (146) とより

$$S=S_c+15S_s=At\left(0.109-.5x+.6x^2-\frac{15}{m}x\right)\quad(147)$$

依て,係數、$Z=0.109-0.5x+0.6x^2-\frac{15}{m}x$ ……(148)

此の如くして,必要なる係數の一を可成り簡單に算出することが出來たのである。

次に斷面二次率の內コンクリートの應壓力部のは,前記の y を y^2 にすれば良い,卽ち

$$t^4\int_{0.207-x}^{0.5-x}\{(1.414-2x)-2y\}y^2\,dy=$$

$$t^4(0.02737-0.1808x+0.414x^2-0.333x^3)$$

以上は ABEF なる梯形の部分の斷面二次率である,依て之に ABNN なる矩形部のを加へねばならぬ,それは

$$\frac{t^4}{3}(0.207-x)^3=\left(0.00296-.0429x+.207x^2-\frac{1}{3}x^3\right)t^4$$

就ては此二つの合計は I_c である

$$I_c=t^4\left(0.02737-.181x+.414x^2-\frac{1}{3}x^3\right)$$

然るに $t^4=\dfrac{At^2}{0.828}$ 依て

$$I_c=At^2(.03305-.218x+.5x^2-.402x^3)\cdots\cdots\cdots\cdots(149)$$

次に鐵筋のは (139) に (142) により

$$I_s=\frac{1}{7.5}\cdot\frac{A}{m}t^2(1-2\beta)^2+\frac{A}{m}t^2x^2$$

$$=\frac{1}{m}At^2\left\{\frac{(1-2\beta)^2}{7.5}+x^2\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots(150)$$

依て、(149) と (150) により

$$I=I_c+15\ I_s=At^2\left[.033-.218x+.5x^2-.402x^3+\frac{15}{m}\left\{\frac{(1-2\beta)^2}{7.5}+x^2\right\}\right]\cdots\cdots\cdots\cdots(151)$$

されば、$Q=.033-.218x+.5x^2-.402x^3+$

$$\frac{15}{m}\left\{\frac{(1-2\beta)^2}{7.5}+x^2\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots(152)$$

此の如くして八角柱のZなる (148) と Qなる (152) が得られた故、$(e_1-x)Z=Q$

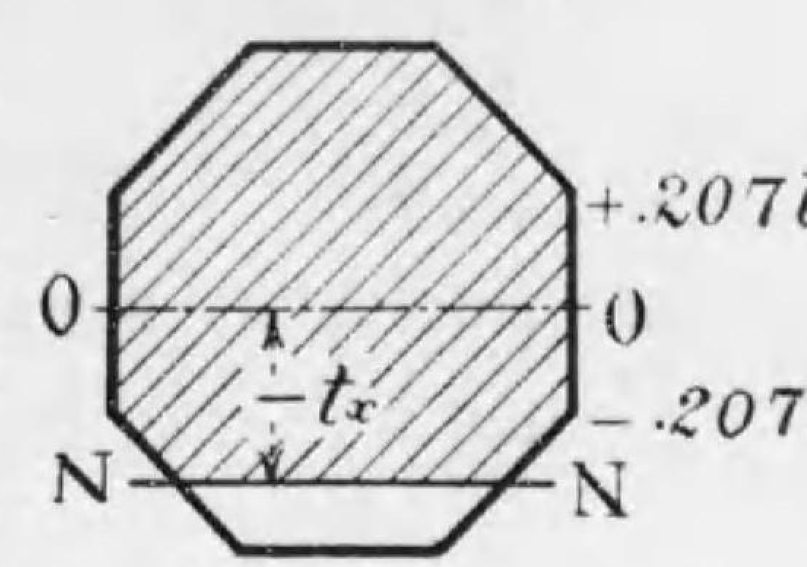
$$\frac{(.5-x)}{Z}=C$$

の式によりて偏心距離と中軸距離との關係其他應力等との關係が苦も無く得られるのである。

以上は中軸が八角の胴にあるとき,卽ち x が $+0.207$ と -0.207 との間にある場合である。

次に第26圖の如く中軸が胴より下方にあるときは,SもIも無論前記のものと異なるのである,此場合に於ても前記と同樣の手續により唯 x は負符なることに注意しつつ計算すれば容易に結果が得られるのである.次に其結果のみを掲ぐることにする,又比較のため前結果をも併記する。

第 26 圖



中軸が胴より下にあるとき

$$Z=0.113-0.439x+0.87x^2+0.4x^3-\frac{15}{m}x\cdots\cdots(153)$$

$$Q=0.0398-0.12x+0.95x^2+0.237x^3+\frac{15}{m}\left\{\frac{(1-2\beta)^2}{7.5}+x^2\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots(154)$$

中軸が胴にあるとき

$$Z=0.109-0.5x+0.6x^2-\frac{15}{m}x$$

$$Q=0.03305-0.218x+15x^2-.402x^3+\frac{15}{m}\left\{\frac{(1-2\beta)^2}{7.2}+x^2\right\}$$

中軸が胴より上にあること卽ち x が 0.2 以上の場合は殆ど無き故研究する必要は無いと思ふ。

(例題57) 正八角形の鐵筋コンクリートに於て

中軸か柱心にあるとき偏心距比は若干なるか但し $m=80$ とす。

答　$e_1=0.45$

解　(148) により、$Z=0.109$

(152) により、$Q=.033+\frac{15}{80}\cdot\frac{.64}{7.5}=.049$

(111) により、$e_1=\frac{.049}{0.109}=0.45$

(例題58)　前題の柱の直徑 t が30センチならば中軸は何處にあるか。

答　柱心より上 13.5 センチ

解　$30\times0.45=13.5$　センチ、卽ち加力點は斷面内にある。

第四節　圓形横材及び竪材

第一節　圓形梁類の中軸

前諸章に於ては梁としては專ら矩形梁若くは丁梁のことを記述し柱としては主として荷持柱のことを陳述したのである。

さて本章に於ては圓形横材を記述し尙それと同性質なる竿柱類に論及せんとするのである、蓋し旗竿類に於ては專ら横力を受くるもの故梁と同樣に取扱ふべきである又一本の電信柱の如きも垂直荷重はあれども比較的小にして寧ろ風壓の如き横力の方が懸念すべきものである故に是れ亦梁と同性質として取扱ふべきである。

是等撓曲を主として考慮すべき諸材に於て中軸距比 x を求むべき算式は次の通りである

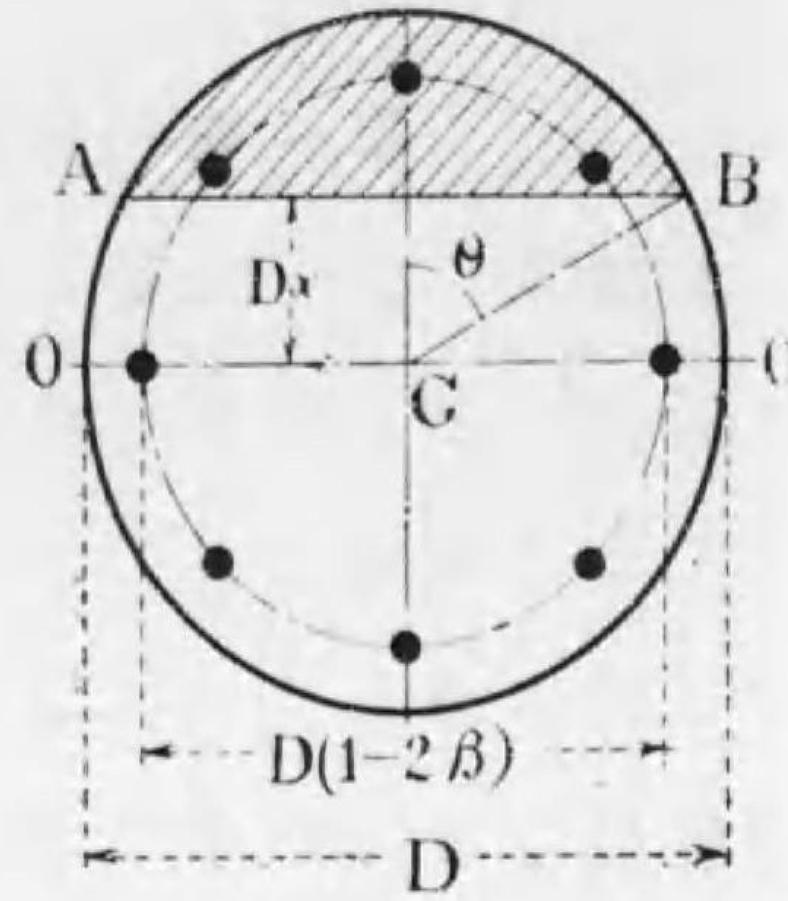
$$x^2-\frac{\pi}{4}\left(1+\frac{30}{m}\right)x+\frac{1}{6}=0 \quad\cdots\cdots\cdots\cdots(155)$$

此の如き極めて簡易なる式より中軸距比 x が得られるのである、此式も $Z=0$ なる式より出來るのである。

第27圖に於て NN を中軸とし其上方コンクリ

ートの部分の斷面一次率は中軸に對して次の通りである,但し θ は圖示の通り而して $CB=0.5D$ であること勿論である。

第 27 圖



今手續を廢し結果のみを揭ぐれば次の通り

$$S_c=\frac{D^3}{24}\left\{\sin\theta(2+\cos^2\theta)-3\theta\cos\theta\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(156)$$

然るに $0.5D\cos\theta=Dx$

依て、$\cos\theta=2x$ なるにより

$$\theta=\cos^{-1}(2x)$$

$$=\frac{\pi}{2}-2x-\frac{4}{3}x^3-\frac{12}{5}x^5$$

$$\sin\theta=1-2x^2-2x^4-4x^6$$

是等よりして次の式が出來る

$$S_c=\frac{D^3}{24}(2-3\pi x+12x^2-4x^4)\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(157)$$

次に鐵筋の全斷面の一次率は

$$S_s=A_s\times Dx=\frac{A}{m}Dx\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(158)$$

又 (157) を次の如く書變へる

$$S_c=AD(0.106-0.5x+0.637x^2-0.212x^4)\cdots\cdots(159)$$

然るに、$S=S_c-15S_s$ なるにより(x^4 は小なる故省く)

$$S=AD\left\{0.106-0.5x+0.637x^2-\frac{15}{m}x\right\}\cdots(160)$$

$S=ADZ$ とすれは

$$Z=\left\{0.106-0.5x+0.637x^2-\frac{15}{m}x\right\}\cdots\cdots\cdots(161)$$

若し、$Z=0$ とするならば,(155)が得られる。これ (155)式の證明であると同時に斷面一次率のことをも述べたのである。

尙第15圖表によれば,算式にて計算すること無く一目瞭然卽座に中軸距比を知ることが出來る。

第二節　圓梁類の縱斷應剪力度

應剪力度に就ては既に第二章に於て陳述したのである然れども斷面が圓形なる場合には詳細の點に於ては大に異なる所ある故ゑ,特に之を記述するの必要がある。されど大體に於ては同樣である卽ち圓形の場合にても(65)を用ひて宜しい,唯部分に於て異なるのである,(65) 式は

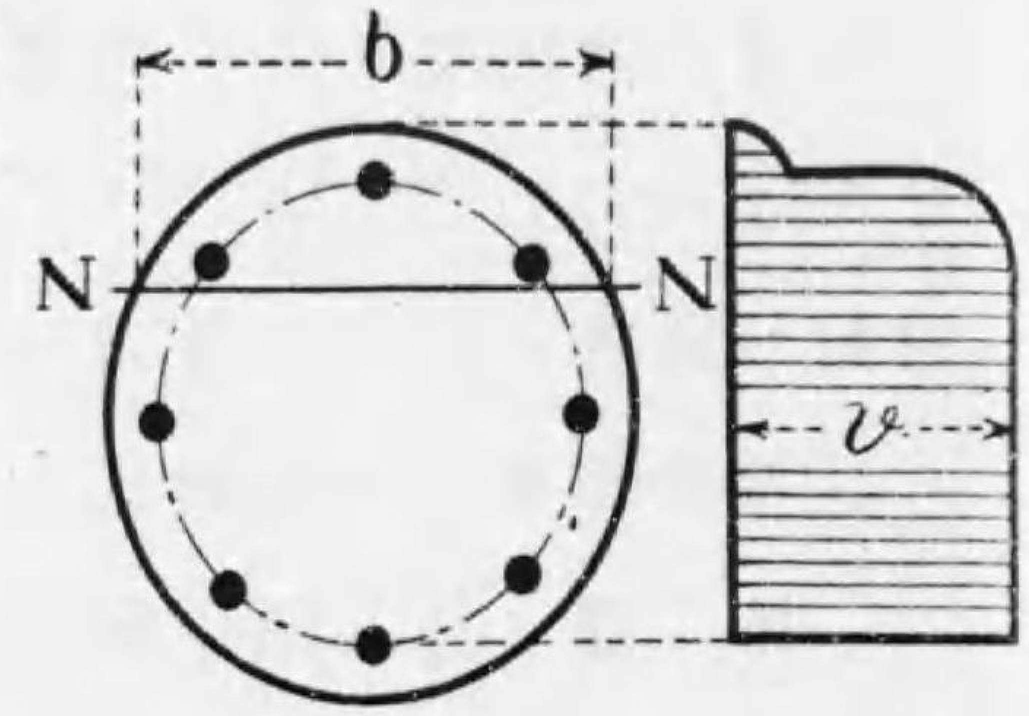
$$v=\frac{V}{bI}S_1\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(162)$$

而して其部分なるb及I並にS_1が大に研究すべきものである故順次之を記述しやう。

bは第27圖の中軸位置なるABの幅である第28圖參照而して其幅は中軸距比xに基きて計算すれば其結果は次の通りである。第十二表參照

$$b=D(1-2x^2-2x^4) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(163)$$

第 28 圖



次に式中のI卽ち斷面二次率に就ては屢記載したのである卽ち、

$$I=AD^2Q$$

$$A=\frac{1}{4}\pi D^2$$

D= 全直徑

Q= 係數、(136)式參照、又第十二表を見れば卽座に知れる。

此の如くして(162)式中のIも容易に知れるのである、最後に一次率S_1に就て述べやう、これは中軸以下の鐵筋の斷面一次率であるが、計算の結果を擧ぐれば次の通りである。

第 12 表 圓梁類の應剪力度に關する諸數値

	對筋比 m						
	20	30	40	50	60	80	100
係數 Q =	.081	.057	.047	.040	.035	.028	.023
幅 b = D ×	.984	.974	.962	.954	.942	.925	.917
15S = AD ×	.131	.095	.076	.063	.056	.044	.037
C_s =		平	均	1.7			

$v=C_s\frac{V}{D^2}$　　v = 應剪力度

但し彈率比15を乘じてある、卽ち

$$S_1=AD\frac{15}{m}\left(0.127+0.5x+0.4x^2\right)$$

$$=AD\frac{1}{m}\left(1.905+7.5x+6x^2\right) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(164)$$

これにて圓形斷面の應剪力度は容易に計算が出來るのである、併し更に簡便なるは次の略式を用ひることである。

$$v=C\frac{V}{D^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(165)$$

Cは係數にして第12表にある。

これは至て簡單である、b及びI又はSなどを計算するの煩勞も無く卽座に結果が判かる故輕便此上なしである又更に、$v=1.7\frac{V}{D^2}$としても良い。

(例題59) 第23圖の如き圓形斷面に於て D=100 センチ $\beta=0.1$ 對筋比 $m=50$ ならば斷面の中軸距比は若干なるか次に此斷面に、V キロなる剪力が働くならば最大應剪力度は若干なるか。

答 $x=0.15$

$v=0.00017\,\mathrm{V}$ キロ/平方センチ

解 第15圖表又は第(155)式により、$x=0.15$

次に第16圖表又は第12表により、C=1.7

依て、$v=\mathrm{C}\dfrac{\mathrm{V}}{\mathrm{D}^2}=1.7\times\dfrac{\mathrm{V}}{100^2}=$答の通り。

第三節 圓梁類の應壓力度及ひ應張力度

(9)式と同様に $\mathrm{M}=\mathrm{I}\dfrac{f}{c}$ なる見馴れたる式に基きて次の式が出來る。

$$\mathrm{M}=\frac{\mathrm{Q}}{.5-x}\mathrm{AD}f_c \quad \cdots\cdots(166)$$

Q＝斷面二次率の係數、第12表參照

若又之を略して次の如くにするのも宜しい。

$$\mathrm{M}=\mathrm{C}_c\mathrm{AD}f_c \quad \cdots\cdots(167)$$

C_c＝最大應壓力度に關する係數

$=\dfrac{\mathrm{Q}}{.5-x}$ 第13表參照

次に最大應張力度は次の通り、但し被覆比 $\beta=0.1$ とする。

$$\frac{f_c}{\frac{1}{15}f_t}=\frac{0.5-x}{0.4+x} \quad \cdots\cdots(168)$$

依て、$f_t=\dfrac{6+15x}{0.5-x}f_c=\mathrm{U}f_c$ ……(169)

U＝係數、第16圖表參照

是に於て(167)は次の如く變はり得る

$$\mathrm{M}=\mathrm{C}_c\mathrm{AD}\frac{f_t}{\mathrm{U}}=\mathrm{C}_t\mathrm{AD}f_t \quad \cdots\cdots(170)$$

C_t＝最大應張力度に關する係數

第13表參照

次に圓梁類の經濟的斷面を得んとするには(168)式に於て $f_c=45$ キロ/平方センチ又 $f_t=1150$ キロ/平方センチとして x を見るべきである左すれば

$$x=0.167 \quad \cdots\cdots(171)$$

而して之に對する對筋比は、(155)式の x を 0.167 とすれば直に得られる、即ち

$$m=62 \quad \cdots\cdots(172)$$

これ圓梁に於ける經濟的斷面に對する對筋比である。

就ては(167)と(170)と兩式の中、何れを最初に用

第 13 表 圓梁類の應壓應張力度に關する諸數値							
諸係數類	對筋比 m						
	20	30	40	50	60	80	100
x	.089	.114	.136	.15	.167	.19	.2
U	17.8	20	22	23.6	25.5	28	30
C_c	.197	.147	.129	.114	.106	.09	.08
C_t	.011	.0074	.0058	.0048	.0041	.0031	.0026
用ふべき式	$\leftarrow$ $M=C_cADf_c$					$\rightarrow$ $M=C_tADf_t$	

ふべきかと言ふに、m が62より大なる場合には f_t を含む式なる(170)式を用ふべきである、若し此事柄を知らずして最初に(167)式を用ひ $f_c=45$ として計算し、次に(170)により f_t を1150として計算し其結果により始めて何れが小なるかを知る如きは煩勞にして愚なることである、第13表の下方に於て兩式中何れによるべきかを示指してある。

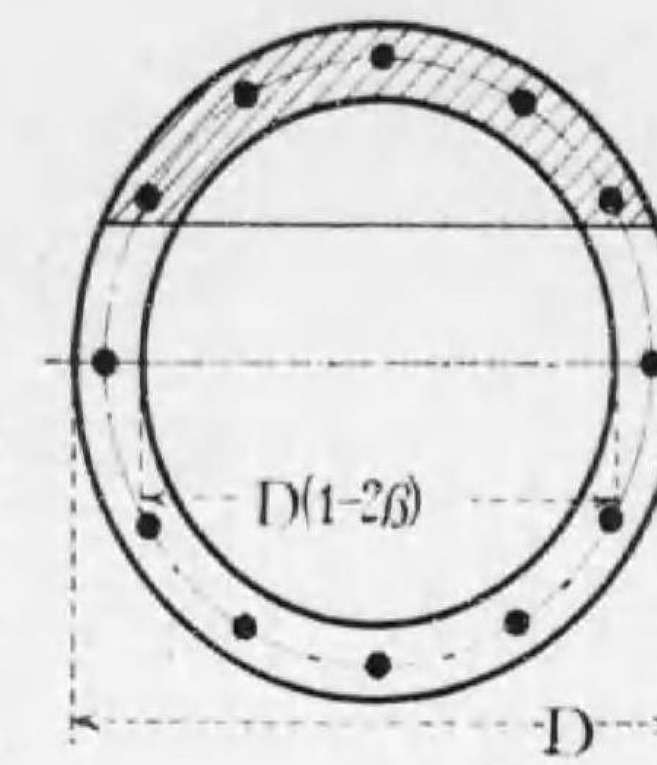
次に內空圓形の橫材を述べる。

內空圓形の橫材の中軸及び應力度等

中軸の位置を知らんとするには先つ斷面一次率を知ることを要す、而して之を知るには(157)式

によれば良い、依て其式を準用すれば次の通り、先づ(157)式を外圓として其儘書く

第 29 圖



$$S=\frac{D^3}{24}(2-3\pi+12x^2+\cdots)$$

x^4 は削除したのである、次に內圓の直徑は Dq である、而して外圓の Dx に相當する內圓のものは $D\dfrac{x}{q}$ である、是に於て內圓の S は次の通り

$$內圓\ S=\frac{D^3q^3}{24}\left(2-3\pi\frac{x}{q}+12\frac{x^2}{q^2}\right)$$

$$=\frac{D^3}{24}(2q^3-3\pi q^2x+12qx^2)$$

されば內空圓の S は外圓 S より內圓 S を差引いたものである、依て

$$S_c=\frac{D^3}{24}\{2(1-q^3)-3\pi(1-q^2)x+12(1-q)x^2\}$$

次に D^3 の代りに $\dfrac{4AD}{\pi(1-q^2)}$ と置けば

$$S_c=AD\left\{0.106\frac{1-q^3}{1-q^2}-0.5x+0.636\frac{1-q}{1-q^2}x^2\right\}$$

これはコンクリートの部のみである次に鐵筋のを挿入すれば

$$Z=0.106\left(\frac{1-q^3}{1-q^2}\right)-0.5x+0.636\left(\frac{1}{1+q}\right)x^2-\frac{15}{m}x \quad \cdots\cdots(173)$$

これよりして次の式が出來る

$$x^2-\frac{\pi}{4}\left(1+\frac{30}{m}\right)(1+q)x+\frac{1}{6}(1+q+q^2)=0 \quad \cdots(174)$$

これが內空圓形の中軸比を算出し得べき式である,實圓形の式なる(155)と比較せられよ。

(例題60)　內徑比 $q=0.9$ 對筋比 $m=100$ なる,鐵筋コンクリートの管形橫材あり,中軸距比は若干なるか。

答　$x=0.269$

解　(174) により、$x^2-1.5\left(1+\frac{30}{100}\right)x+.4517=0$

$x^2-1.95x+.4517=0$

$x=0.269$

(例題61)　若し $q=0.8$　又 $m=50$ ならば x は如何。

答　$x=0.22$

解　(174) より、$x^2-1.42\left(1+\frac{30}{50}\right)x+.4517=0$

$x=0.22$

第 14 表　內空圓形の j_c 又は f_t の係數 C_c 及び C_t

m	$q=0.9$　$\beta=0.02$		$q=0.8$　$\beta=0.05$	
	C_c	C_t	C_c	C_t
30	.266	.0107	.242	.0095
40	.235	.0082	.213	.0071
50	.203	.0067	.189	.0058
60	.185	.0054	.170	.0048
80	.172	.0044	.165	.0037
100	.157	.0035	.150	.0030

$M=C_cADf_c$　　$M=C_tADf_t$

第 15 表　內空圓形の應剪力度に關する諸數値

m	$q=0.9$			$q=0.8$		
	C_s	b	Q	C_s	b	Q
30	1.26	.948	.0906	1.49	.940	.080
40	1.32	.925	.0727	1.54	.917	.064
50	1.32	.912	.0613	1.56	.898	.054
60	1.40	.896	.0517	1.60	.889	.046
80	1.40	.871	.0426	1.71	.844	.038
100	1.46	.844	.0359	1.77	.818	.032

$$v=C_s\frac{V}{D^2}.$$

中軸比が見出たれたる上は應力度を見出すことは容易である。

内空圓形の應壓力度及び應張力度

f_c に付ては圓梁類に用ひたる算式の (166) (167) を其儘用ひて差支無い但C等の値は無論異るのである,卽ち

$$M=\frac{Q}{.5-x}ADf_c \cdots\cdots(175)$$

$x=$ 第17圖表の中軸距比

$Q=$ 第15表にある斷面二次率係數

$$M=C_cADf_c \cdots\cdots(176)$$

$C_c=$ 第14表にある係數

次に最大應張力度に付ては (170)式を其儘用ひて宜しいのである,卽ち

$$M=C_tADf_t \cdots\cdots(177)$$

$C_t=$ 第14表にある係數

(例題62) 内空圓形なる鐵筋コンクリートの横材あり外徑1米内徑80センチ被覆比 $\beta=0.1$ 對筋比 $m=100$ にして又 f_c は45 f_t は1150キロ/平方センチを超えざらしむるやうに設計せんとす横材の抵抗能率は若干なるか。

答 $M=975,000$ キロ/平方センチ

解 $q=\frac{80}{100}=0.8$

$D=100$ センチ

第17圖表により、$x=0.29$

第15表により、$Q=0.032$

(176)式と第14表により

$M=0.15A\times100\times45$

然るに $A=\frac{\pi}{4}D^2(1-q^2)=0.7854\times100^2(1-0.64)$

$=2827$ 平方センチ

依て、$M=1,908,225$ キロ/センチ (甲)

次に (177)式と第14表により

$M=0.003AD\times1150=975,315$ (乙)

(甲)(乙) 兩つの中の小なる方(乙)を以て答とする。

内空圓形の經濟的斷面

經濟的斷面の中軸距比は (171)式により $x=0.167$ である依て此 x の數値を (174)式に當て嵌めれば m の値を容易に見出すことが出來る,結果は次の通りである。

$q=0.9$ ならば $m=33$

$q=0.8$ ならば $m=30$

これ内空圓形の斷面を有する鐵筋コンクリート體に於て經濟的斷面に對する對筋比である。

此事柄を知れる後は例題62の如くに (176) と (177) との兩式に依りて計算し其結果を見て始めて何れが小であるかを發見するが如き愚を爲すことは無い。最初よりして兩式中何れの方を用ふべきを豫定することが出來るのである、つまり二重手間を省く點に於ても經濟的である。

(例題62) 前例題の如く外徑 100 センチ內徑80センチ其他 $m=100$ 又 $\beta=0.1$ なる內圓形のMを見出さんとす (176) 又は (177) の何れの式によりて計算すべきか。

答 (177) によるべし

解 m は30より大なる故 f_c を含む式によるべきである、經濟的斷面に對する m より大なる場合には、常に f_c を含む式によるべきである。

內空圓形の應剪度

內空圓形なる鐵筋コンクリートの橫材の應剪力度は圓梁の算式を其儘用ひて宜しい卽ち

$$v=C_s\frac{V}{D^2}\cdots\cdots(178)$$

C_s = 第15表にある係數

(例題64) 前題の橫材がVなる剪力を受くるときは其橫材に起る應剪力度は若干なるか但Vはキロなり。

答 次を見よ

解 D=100 センチ

$m=100$ に對して第15表に、$C_s=1.77$ とある

依て、(178) により

$$v=1.77\times\frac{V}{10000}=0.000177V \text{ キロ/平方センチ}$$

第五章　方形横材及び竪材

第一節　實方形の梁及び竿柱

圓形斷面の中軸距比を見出すべき(155)式に相當する方形用の中軸距比の算式は次の通り

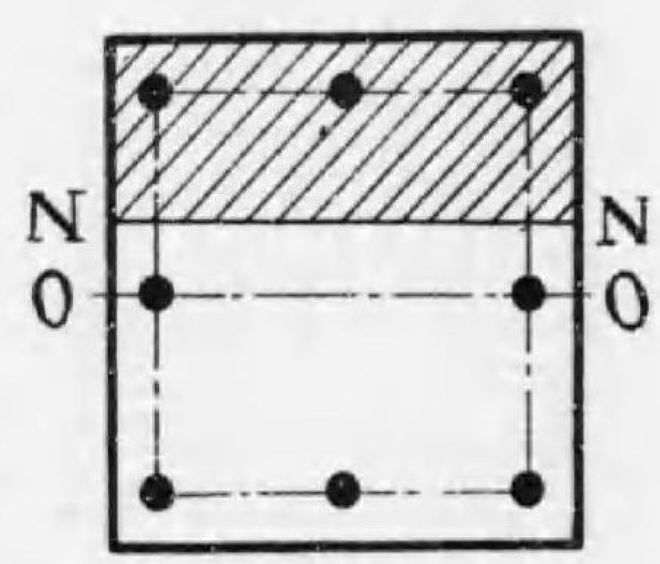
$$x^2-\left(1+\frac{30}{m}\right)x+\frac{1}{4}=0 \cdots\cdots (179)$$

次に(161)に相當する算式は

$$Z=0.125-0.5x+0.5x^2-\frac{15}{m}x \cdots\cdots (180)$$

これは無論斷面一次率の係數である次に斷面二次率の係數Q卽ち圓形の(136)式に相當する式は次の通り

第 30 圖



$$Q=0.0417-0.25x+0.5x-\frac{1}{3}x^3+\frac{15}{m}\left\{\frac{(1-2\beta)^2}{6}+x^2\right\} \cdots\cdots (181)$$

但鐵筋の斷面二次率I_sに就ては(139)と(140)に依つたのである、されば讀者自から容易に(181)式を求めることを得られるであらう。

次に(162)式は其儘方形にも用ひられる卽ち

$$v=\frac{V}{bI}S_1=\frac{V}{tI}S_1 \cdots\cdots (182)$$

(163)式は方形に在ては、$b=t$なることは甚明瞭である。

(164)式に相當する式は次の通り

$$S_1=At\frac{1}{m}(2.25+7.5x+4.65x^2) \cdots\cdots (183)$$

尙(165)式は其儘用ひて宜しい卽ち

$$v=C_s\frac{V}{t^2}$$

$$=1.4\frac{V}{t^2} \cdots\cdots (184)$$

(例題65)　第30圖の如き方形斷面に於て$t=100$センチ又$\beta=0.1$對筋比$m=50$ならば斷面の中軸距比は若干なるか、次に此斷面にVキロなる剪力が働くならば最大應剪力度は若干なるか。

答　$x=0.175$

$v=0.00014$ V キロ/平方センチ

解　第18圖表により、$x=0.175$

(184)により

$v=1.4\times\frac{V}{100^2}=0.00014$ V キロ/平方センチ

(例題66)　試に前題を圖表によらずして算式のみにて解すべし。

答　$x=0.175$

$v=0.00014$ V

解 (179) 式により

$$x^2-\left(1+\frac{30}{50}\right)x+0.25=0$$

$$x^2-1.6x+0.25=0$$

$$x=0.175$$

次に (183) を書直して $S_1=AtZ_1$ とすれば

$$Z_1=\frac{1}{50}(2.25+7.5\times0.175+4.65\times0.175^2)$$

$$=0.074$$

$$C_s=\frac{Z^1}{Q} \quad\cdots\cdots(185)$$

Q は (181) 式又は第 16 表により見出す

$$Q=0.0527$$

依て $C_s=\dfrac{0.074}{0.0527}=1.4$

$$v=1.4\frac{V}{100^2}=0.00014\,V$$

次に第 16 表の諸係數 C に就て記載しやう是等は無論圓梁類の場合と同じである即ち

$$C_c=\frac{Q}{0.5-x} \quad\cdots\cdots(186)$$

即ち (166) 式の通りモーメント關係のもの、又

$$C_t=\frac{C_c}{U} \quad\cdots\cdots(187)$$

即ち (170) 式の通り鐵筋關係のもの、次に

$$C_s=\frac{Z^1}{Q}$$

これは剪力關係のものである。

第 16 表 諸應力度關係數値

但方形梁及竿柱用

	對筋比 m					
	30	40	50	60	80	100
x	0.134	0.157	0.175	0.191	0.215	0.235
Q	0.079	0.063	0.053	0.046	0.036	0.030
Z_1	0.111	0.089	0.074	0.064	0.054	0.043
C_c	0.216	0.183	0.159	0.148	0.126	0.113
C_t	0.010	0.008	0.006	0.005	0.004	0.003
C_s		平均	1.4			

第二節 內空方形の橫材

中軸關係の式は

$$x^2-\left(1+\frac{30}{m}\right)(1+q)x+\frac{1}{4}(1+q+q^2)=0 \quad\cdots\cdots(188)$$

之を圓形の式なる (174) と比較せられよ。

若し內徑比 $q=0.8$ ならば

$$x^2-1.8\left(1+\frac{30}{m}\right)x+0.61=0$$

$$Q=0.0684-0.338x+0.5x^2-0.185x^3+\frac{2.03}{m}+\frac{15}{m}x$$

又 $q=0.6$ ならば

$$x^2-1.6\left(1+\frac{30}{m}\right)x+0.49=0$$

$$Q=0.0567-0.306x+0.5x^2-0.208x+\frac{1.6}{m}+\frac{15}{m}x$$

是等 x と Q とが知れれば諸應力度等に必要なる數値は容易に見出すことを得るのである。

第 17 表 內空方形橫材の應剪力度關係諸數値

m	$q=0.8$ $\beta=0.05$			$q=0.6$ $\beta=0.1$		
	Q	Z_1	C_s	Q	Z_1	C_s
30	.107	.124	1.15	.086	.119	平均 1.4
40	.085	.098	1.15	.068	.096	
50	.072	.084	1.17	.060	.080	
60	.062	.074	1.18	0.50	.070	
80	.050	.059	1.18	.040	.055	
100	.041	.049	1.19	.033	.046	

$C_s=\frac{Z_1}{Q}$

$Z_1=\frac{1}{m}(2.25+7.5x+4.65x^2)$

最大應壓力度を見出すには (175) により

$$M=\frac{Q}{.5-x}ADf_c$$

又は (176) により更に簡單となりて

$$M=C_cADf_c$$

而して C_c に付ては第18表を參照あれ。

第 18 表 內空方形橫材の最大應壓及び應張力度の係數、但 $q=0.8$

	對筋比 m					
	30	40	50	60	80	100
x	.178	.200	.230	.250	.277	.299
Q	.107	.085	.072	.062	.050	.040
C_c	.332	.283	.267	.248	·224	.200
C_t	.013	.010	.008	.007	.005	.004

$C_c=\frac{Q}{.5-x}$　$C_t=\frac{C_c}{U}$　Uは第16圖表にある

次に最大應張力度に付ては (177) により

$$M=C_tADf_t$$

さて內空方形に於ては概して f_t を含む算式にて計算するを良とす、されば $f_t=1150$ キロ/平方センチとして計算し次に f_c を含む算式にて試算するも f_c は45を超ゆることは無いのである。次に

$$v=C_s\frac{V}{t^2}$$

なることも屢記した。是等係數は第17と18との兩表にある。

方形橫材の經濟的斷面

(171) により、$x=0.167$ とすれば宜しい就てはそ

れに相當する對筋比 m は、實方形に於ては (179) より又內空方形に在ては (188) に基いて計算するのである、先づ (179) によれば

$$(.167)^2-\left(1+\frac{30}{m}\right)(.167)+0.25=0$$

$$m=\frac{5.01}{.111}=45$$

卽ち實方形に於ける經濟的斷面に相當する對筋比は45であることが知れる。次に內空方形に於ては、若し內徑比 q が 0.8 ならば

$$x^2-1.8\left(1+\frac{30}{m}\right)x+0.61=0$$

となる、其中 x を 0.167 とすれば、$m=26.7$ となる。

若し $q=0.6$ とすれば

$$x^2-1.6\left(1+\frac{30}{m}\right)x+.49=0$$

これよりして、$m=31.9$

就ては內空方形橫材の m は次の通り

$q=0.8$ のとき　$m=27$

$q=0.6$　　　　$m=32$

依て m の數値が是等より多きときは普通多い故應力等の計算に就ては、f_c を含む算式によるべきである、之に反して若し f_s を含む算式によるならば二重手間を爲すこと受合である、多忙なる技術家が度々試算をし直すことは繁勞に堪えぬことである。これ經濟的斷面の効能の一でありて著者が始めて之を力說するのである。

第六章　床　版

第一節　普通版

床版の計算は全く梁と同樣である而して幅 $b=1$ 米卽ち 100 センチとして計算するのである、斯くて b が省けるから一層簡單になる。

既に第一章に揭載してあるものを再び玆に記す卽ち其(17)と(19)を再記する

$$d=0.037\sqrt{M}$$

これ單位はキロ/センチである又キロと米との場合には

$$d=0.3\sqrt{M}$$

併し d の單位は無論センチである。

次に各種の床の算式を記す、但何れも等布荷重の場合。

一端固定他端游離、卽ち $M=\frac{1}{2}wl^2$

$$d=0.26\sqrt{Wl}\quad=0.26l\sqrt{w}\quad\cdots\cdots\cdots(189)$$

兩端支持、$M=\frac{1}{8}wl^2$ の場合

$$d=0.13\sqrt{Wl}\quad\cdots\cdots\cdots(190)$$

兩端固定、$M=\frac{1}{12}wl^2$

$$d=0.11l\sqrt{w}\quad\cdots\cdots\cdots(191)$$

M はキロ/米、d はセンチ、l は米、W と w とはキロ、是等の單位に注意あれ。之に對する鐵筋の面積は

$$A_s=\frac{10M}{d}$$

A_s＝鐵筋斷面積、平方ミリ

一端固定他端游離のとき　$A_s=5\times\frac{wl^2}{d}$

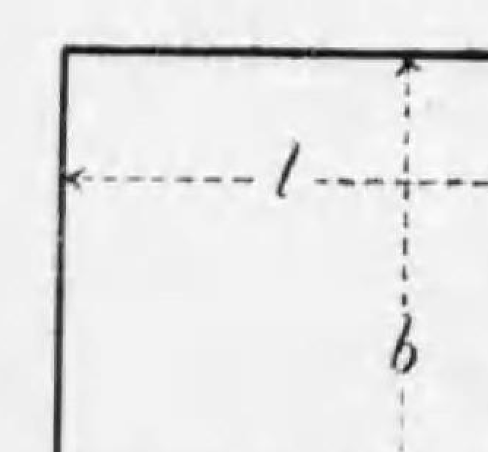
兩端支持のとき　$A_s=1.25\times\frac{wl^2}{d}$

兩端固定　$A_s=0.83\times\frac{wl^2}{d}$

第二節　四周支承の床版

四周支持若くは固定されたる床版の計算法は市街地建築物法施行規則第百十五條にある、之に就て聊か述べて見やうと思ふ。

第 31 圖



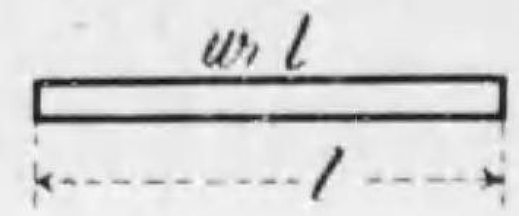
第31圖の如く l と b なる寸法の矩形床版がある。等布荷重 w があると假定すれば、之を l の張間を有する方と、b の張

間を有する方と兩つに分擔させるものと考へて宜しい,卽ち第31圖甲に於てはw_l分擔し,第31圖乙に於てはw_bだけ分擔すると考へる,さすれば

$$w = w_l + w_b$$

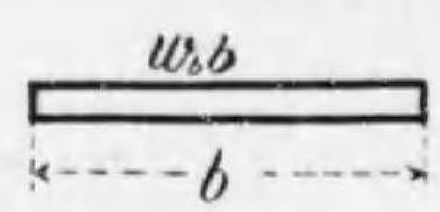
であること勿論である。

第31圖甲



甲

第31圖乙



乙

さて版の或る一點を考へ其撓みを思へば,同圖の甲より考へても又は乙より考へても,撓みは同じで有らねばならぬ。而して撓度は(87)により

$$\delta = C\frac{Wl^3}{EI} = C\frac{wl^4}{EI}$$

(87)のPをWに變へたのである。

これは一般式である,若し之を第31圖甲として考へれば

$$\delta = c\frac{w_l l^4}{EI}$$

乙として考へれば

$$\delta = c\frac{w_b b^4}{EI}$$

是兩つは同じである,是に於て

$$w_l l^4 = w_b b^4$$

然るに、$w_b = w - w_l$ なるにより

$$w_l l^4 = (w - w_l) b^4$$

依て、$w_l = \frac{b^4}{l^4+b^4}w$ 又は $\frac{1}{1+\left(\frac{l}{b}\right)^4}w$

又 $w_b = \frac{l^4}{l^4+b^4}w$ 又は $\frac{1}{1+\left(\frac{l}{b}\right)^4}w$

是に於て施行規則の第百十五條の式が證明された譯合である。今$\frac{l}{b}$に種々なる數値を與へて見る。

$\frac{l}{b}$	張間 l の方	$\frac{l}{b}$	張間 l の方
1	.5	1.5	.17
1.05	.45	1.55	.15
1.1	.4	1.6	.14
1.15	.37	1.65	.12
1.2	.33	1.7	.11
1.25	.29	1.75	.1
1.3	.26	1.8	.09
1.35	.23	1.85	.08
1.4	.2	1.9	.07
1.45	.19	2	.06

佛國に於ては $2b=l$ 迄は許してゐる、それより狹き矩形には應用は出來ぬ、又國によりては $l=1\frac{1}{2}b$ 迄は許してある。

第三節　床上荷重

佛國に於て用ひなれたる荷重を次に掲ぐる。

	グエヂー氏	バルベレー氏
住家	200キロ/米^2	150キロ/米^2
舞踏室	500	400
集會室	600	400
乾草倉	450	400
穀倉	600	450
鹽倉	800	600
商品庫	800	750
紙庫	1500	1000

次に米國製金庫の幾らかを記す但し内容は空とす。

事務所用	重量	高	幅	奥行
最小	1100キロ	1.2米	0.9米	0.7米
最大	3600	2.1	1.7	0.85
中程	2340	1.7	1.3	0.75
銀行用				
最小	2440	1.3	0.9	0.85
最大	7300	2.1	1.7	0.9
中程	5000	2.0	1.3	0.85
貴金屬商用				
最小	1680	1.3	0.95	0.75
最大	5000	2.1	1.7	0.75
中程	2900	1.7	1.3	0.75

終

附録

市街地建築物法施行規則拔萃

（鐵筋コンクリートの分）

第八十八條　鐵筋コンクリート構造ニ使用スルコンクリートハ左ノ規定ニ依ルヘシ但シ地方長官ハ其ノ用途ニ依リ支障ナシト認ムルモノニ付テハ本條第三號及第四號ノ規定ニ拘ラス之ヲ許可スルコトヲ得

一、砂ハ泥土、鹽分等ヲ含マサルモノナルコト

二、砂利又ハ碎石ハ硬質ニシテ二糎二分ノ一目篩ヲ通過シ且鐵筋相互間及鐵筋ト假構トノ間ヲ自由ニ通過スルモノナルコト

三、煉瓦屑、石炭燼ノ類ハ之ヲ使用セサルコト

四、コンクリートノ調合割合ハセメントノ容積一ニ對シ砂ト砂利又ハ碎石トノ容積ノ和六ヲ超過セサルコト但シセメントハ千五百五十瓩ヲ以テ一立方米トス

鐵筋コンクリート構造ニ使用スル鐵筋ノ品質ハ第八十二條ノ規定ニ依ルヘシ

参考、第八十二條　建物ノ構造ニ使用スル鋼材ノ品質ハ應張强度ノ一平方糎ニ付三千六百瓩以上、伸度試驗片小徑ノ八倍以上ニ付百分ノ二十以上ノモノナルコトヲ要ス

第八十九條　鐵筋コンクリート構造ニ於テハ鐵筋ノ兩端ヲ他ノ構造部ニ緊結スルカ又ハ之ヲ曲ケテ適當ニコンクリート中ニ碇着スヘシ

鐵筋コンクリート構造ニ於ケル主筋ノ繼手ノ長サハ之ヲ

主筋直徑ノ二十五倍以上ト爲スヘシ

第九十條　鐵筋コンクリートノ梁版等ニ生スル應剪力度コンクリートノ許容應剪力度ヲ超過スルトキハ其ノ部分ニ左記ノ規定ニ依リ繫筋ヲ配置スヘシ

一、繫筋ハ應剪力ノ分布ニ從ヒ適當ニ之ヲ配置シ其ノ間隔ハ梁版等ノ厚ノ三分ノ二ヲ超過セサルコト

二、繫筋ハ應張鐵筋下端ヨリ應壓力中心迄達スルコト

鐵筋コンクリートノ主要ナル梁ニハ全張間ニ渉リ複筋及ヒ繫筋ヲ配置スヘシ

主筋ヲ適當ニ曲ケタルモノハ其ノ部分ヲ繫筋ト見做ス

第九十一條　鐵筋コンクリート柱ノ構造ハ左ノ規定ニ依ルヘシ

一、主筋ハ四本以上タルコト

二、繫筋ノ中心距離ハ一尺以下トシ且主筋直徑ノ十五倍ヲ超過セサルコト

三、柱ノ小徑ハ其ノ主要支點間距離ノ十五分ノ一以上ナルコト

四、主筋ノ斷面積ノ和ハコンクリートノ有効斷面積ニ對シ八十分ノ一以上ナルコト

第八十六條及第八十七條ノ規定ハ之ヲ鐵筋コンクリート造建物ニ準用ス

参考　第八十六條　鐵骨造建物ニ於ケル主要ナル柱ハ之ヲ基礎ニ緊結スヘシ

第八十七條　鐵骨造建物ノ帳壁ハ之ヲ鐵骨ニ連結スヘシ

第九十二條　鐵筋コンクリート構造ニ於テ主筋ニ對スルコ

ンクリートノ被覆厚ハ版ニ在リテハ二糎未滿ト、梁及ヒ柱ニ在リテハ三糎未滿ト、基礎ニ在リテハ五糎未滿ト爲スヘカラス

第九十三條 鐵筋コンクリートノ床、屋根其ノ他ノ横架材ノ上ニ假構ヲ設クルトキハ其ノ假構ヲ除去スルニ先チ其ノ下階ノ主要假構ヲ除去スヘカラス但シコンクリート施工後二月ヲ經過セルモノニ在リテハ此ノ限ニ在ラス

第九十四條 高十二尺未滿ノ墻壁其ノ他建築上輕微ナルモノニ在リテハ地方長官ノ認可ヲ受ケ第八十八條乃至第九十二條ノ規定ニ依ラサルコトヲ得

第百一條 強度計算ニ適用スル各種材料ノ重量ノ最小限左ノ如シ

砂利又ハ碎石ヲ凝元體トセルコンクリート及ヒ鐵筋コンクリート　一立方米ニ付二三〇〇瓩

鋼　百立方糎ニ付〇、七八五瓩

強度計算ニ於ケル地震ノ水平震度ハ之ヲ 0.1 以上ト爲スヘシ但シ地方長官建築ノ種類又ハ土地ノ狀況ニ依リ其ノ増加ヲ命シ又ハ其ノ低下ヲ許可スルコトヲ得

第百二條 強度計算ニ於テ建築物ノ各部分ニ生スヘキ應力度ハ各種材料ニ付左ノ限度ヲ超過スヘカラス

コンクリート

セメント一、砂二、砂利又ハ碎石四

應壓力度　45瓩/平方糎
應張力度　4.5　〃　〃
應剪力度　4.5　〃　〃

鐵筋コンクリート構造ニ於テ主筋ヲ横斷スル面ニ對シテハ、9.0瓩/平方糎

應曲力度　4.5瓩/平方糎

軟鋼

應壓力度　1150瓩/平方糎
應張力度　1150　〃　〃
應剪力度　750　〃　〃
應曲力度　1150　〃　〃

前表ニ於ケルコンクリートノ調合割合ハ容積ヲ以テシセメントハ千五百五十瓩ヲ以テ一立方米トス

品質特ニ劣等ナリト認ムルモノニ對シテハ地方長官ハ第一項ノ限度ヲ低下セシムルコトヲ得

第百三條 鐵筋コンクリート構造ノ強度計算ニ於テハ鐵トコンクリートトノ彈率比ヲ十五トナスヘシ

第百四條 鐵筋コンクリート構造ノ強度計算ニ於ケル應滑力度ハ一平方糎ニ付七瓩ヲ超過スヘカラス但シ異形鐵筋ヲ使用スル場合ニ在リテハ其ノ形狀ニ依リ地方長官ノ許可ヲ受ケ之ヲ十瓩迄ト爲スコトヲ得

第百五條 強度計算ニ適用スル各種床動荷重ノ最小限左ノ如シ

床ノ種類	動荷重、瓩/平方米
住家	250
事務室病院ノ類	370
學校	420
集會所、劇場、寄席ノ類	500
商品陳列室、陳列館ノ類	550

倉庫、書庫、作業場等ニ付テハ其ノ實況ニ應スル適當ナル動

荷重ニ依ルヘシ

本條ノ動荷重ハ其實況ニ應シ小梁ニ對シテハ其ノ十分ノ一以內ヲ、大梁ニ對シテハ其十分ノ二以內ヲ、柱ニ對シテハ其ノ十分ノ三以內ヲ減スルコトヲ得但シ倉庫、書庫、集會室、劇場棧敷、陳列室等ニ對シテハ本項動荷重ノ輕減ヲ爲スコトヲ得ス

第百九條 應壓鐵筋コンクリート材ニ對スル荷重ハ左式ニ依リ算定セルモノヲ超過スヘカラス

$$P = f_c(A_c + 15A_s)$$

P＝荷重

f_c＝第百二條ノコンクリートニ對スル應壓力度

A_c＝コンクリートノ有効斷面積

A_s＝主筋ノ斷面積

前項有効斷面積ハ其ノ主筋ノ外側線內ノ面積トス

適當ナル卷筋ヲ有スル應壓コンクリート材ニ在リテハ第一項ノコンクリートニ對スル應壓力度ヲ一平方糎ニ付キ五十五瓩迄增加スルコトヲ得但シ此ノ場合ニ於ケル卷筋ノ中心距離ハ八糎ヲ超過スヘカラス

應壓鐵筋コンクリート材ニシテ其ノ主要ナル支點間ノ距離其ノ最小徑ノ十五倍ヲ超過スルモノニ在リテハ別ニ適當ナル算式ニ依リ之ヲ算定スヘシ

第百十一條 鐵筋コンクリートノ單筋矩形梁又ハ版內ニ中軸ヲ有スル單筋丁梁ニ對スル曲能率ハ左ノ各式ニ依リ算定セルモノヲ超過スヘカラス

$$M = \frac{n_1(3-n_1)}{6} f_c b d^2$$

$$M = \frac{3-n_1}{3m} f_t b d^2$$

M＝曲能率

n_1 中軸比(梁ノ應壓端ヨリ中軸迄ノ距離ト梁ノ有効丈トノ比)

f_c＝第百二條ノコンクリートニ對スル應壓力度

f_t＝第百二條ノ鐵筋ニ對スル應張力度

m＝對筋比

b＝梁ノ幅

d＝梁ノ有効丈

前項ノ中軸比ハ左式ニ依ル

$$n_1 = \frac{15}{m}\left(-1+\sqrt{1+\frac{2m}{15}}\right)$$

第百十三條 鐵筋コンクリート構造ニ於ケル梁又ハ版ノ張間ハ其ノ支承物間ノ中心距離ヲ以テ度ルモノトス但シ支承物間ノ內法距離ニ梁ノ丈又ハ版ノ厚ヲ加ヘタルモノヲ以テ之ニ代フルコトヲ得

梁又ハ版ノ支端ニ持送アル場合ニ於ケル張間ハ持送ノ厚カ梁ノ丈又ハ版ノ厚ノ〇.五倍ニ達スル部分ヨリ之ヲ起算ス

第百十四條 鐵筋コンクリート構造ニ於テ梁ト版トヲ適當ニ連結シタル場合ニ在リテハ之ヲ丁梁ト看做スコトヲ得但シ此ノ場合ニ於ケル丁梁ハ其ノ張間ノ四分ノ一以內、版ノ厚ノ十二倍以內ノ幅ヲ有スルモノトシテ之ヲ算定スヘシ

第百十五條 鐵筋コンクリート構造ニ於テ縱橫ニ鐵筋ヲ有スル長方形版四邊ヲ通シテ支承物ヲ有スル場合ニ於テハ

左式ニ依リ算定シタルモノヲ下ラサル範圍內ニ於テ其ノ荷重ヲ兩張間ニ分賦スルコトヲ得

$$W_b = \frac{l^4}{l^4+b^4}W$$

$$W_l = \frac{b^4}{l^4+b^4}W$$

W＝等布荷重

l＝一方ノ張間

$b=l$ ニ直角ナル張間

$W_l=l$ ヲ張間トスルモノニ分賦スル等布荷重

$W_b=b$ ヲ張間トスルモノニ分賦スル等布荷重

第百十六條　鐵筋コンクリート構造ニ於テ三箇以上ノ等張間ヲ有スル連梁又ハ連版等布荷重又ハ一樣ナル對稱中荷重ヲ受クル場合ノ强度計算ニ適用スヘキ正負曲能率ハ左ノ規定ニ依ルモノヲ下ルヘカラス

一、兩端以外ノ張間ニ於ケル正曲能率ハ各張間ニ付單梁ト假定シテ得ヘキ曲能率圖ニ於テ最大曲能率圖ノ値其ノ位置ニ於テ其ノ三分ノ二トナル樣基線ヲ平行ニ移動シタル場合ニ付テ之ヲ度ルコト

二、兩端以外ノ張間ニ於ケル負曲能率ハ各張間ニ付單梁ト假定シテ得ヘキ曲能率圖ニ於テ其支點ニ於ケル負曲能率カ單梁トシテノ最大正曲能率ノ三分ノ二ニ達スル迄基線ヲ平行ニ移動シタル場合ニ付テ之ヲ度ルコト

三、最終支點單ニ支持セラレタル場合ニ在リテハ終端張間ニ於ケル最大正曲能率ハ第一號ノ規定ニ依リテ定メタル最大正曲能率ニ其ノ十分ノ二ヲ加ヘ最終支點ノ曲能率ヲ零トシ次ノ支點ニ於テハ第二號ノ規定ニ依リテ

定メタル負曲能率ニ其ノ十分ノ五ヲ加フルコト

四、最終支點固定ニ近シト認メラルル場合ニアリテハ終端張間ニ於ケル最大正曲能率ハ第一號ノ規定ニ依リ之ヲ定メ最終支點ノ負曲能率ハ第二號ノ規定ニ依リ定メタル負曲能率ヨリ其ノ十分ノ二·五ヲ減シタルモノヲ以テ之ヲ定メ次ノ支點ニ於ケル負曲能率ハ第二號ノ規定ニ依リ之ヲ定ムルコト

大正十四年二月五日印刷
大正十四年二月八日發行

鐵筋コンクリート早割出
定價金壹圓五拾錢

著作權登錄

著作者　中村達太郎

發行者　東京市日本橋區通三丁目十四、十五番地
丸善株式會社
右代表者　取締役　山崎信[illegible]

印刷者　東京府荏原郡世田谷町字下町五十番地
大久保秀次郎

印刷所　東京市京橋區築地二丁目十七番地
東京築地活版製造所

發行所

東京市日本橋區通三丁目　丸善株式會社
東京市神田區表神保町　神田支店
東京市芝區三田二丁目　三田出張所
東京市麴町區丸ノ內ビルデング　丸ノ內賣店
大阪市東區博勞町四丁目　大阪支店
神戸市明石町三十一番　神戸出張所
京都市三條通麩屋町西入　京都支店
名古屋市中區榮町六丁目　名古屋支店
橫濱市辨天通二丁目　橫濱支店
福岡市博多上西町　福岡支店
仙臺市國分町　仙臺支店
札幌市北八條西四丁目　札幌出張所

工學博士　中村達太郎氏著

耐震强度計算の手引

四六判假裝　全一册　定價金壹圓貳拾錢　送料拾貳錢

目次　第一　計算の基礎　第二　計算雜題　第三　圖表應用　第四　正八角形及び正六角形　第五　練習問題

詳しく言へば耐震耐風强度の計算手引及び鐵筋混凝土の斷面の研究である。研究の粹を著者は、中學程度の工業學校生徒にも了解し易きやう、主として圖表と算式に依つて極めて平易に解說してゐるから、煩雜な計算を經ずして、卽座に耐震强度及び耐風强度を識ることが出來る。

工學博士　中村達太郎氏著

日本建築辭彙

四六判洋裝　全一册　定價金參圓參拾錢　送料拾八錢

現今の簡易なる家屋に於てすら、其一局一部の名稱を知る者鮮し、況んや複雜なる古代の建築に於てをや、本書は古今の建築物及び附屬品に就て、其構成の部分を以呂波順に排列して圖解詳說せるもの、其羅致の博うして興味あることは、啻に建築家、史家、考古家、文學者のみならず、一般人士も座右に備へて時に閲覽せば、趣味と利益を得ること限り無からん。

工學士　矢島濟氏著

鐵筋混凝土計算及其資料

菊判洋裝　全一册　定價金參圓五拾錢　送料拾八錢

目次　第一章　總說　第二章　一般符號　第三章　計算式　第四章　許容應　第五章　單式矩形桁例題　第六章　複式矩形桁例題　第七章　單式丁形桁例題　第八章　剪應力度、粘著力度、繫索及傾斜鐵筋例題　第九章　支柱例題　第十章　偏倚荷重ニ屬スル例題

工學博士　日比忠彥氏著

鐵筋混凝土の理論及其應用

四六倍判洋裝　全三册　定價　上卷拾圓　中卷拾圓　下卷八圓　送料各參拾六錢

目次
上卷　第一編　緖論　第二編　材料論　第三編　樣式論　第四編　桁梁論　第五編　計算論
中卷　第六編　實驗論　第七編　基礎論　第八編　障壁論　第九編　拱及框構論　第十編　建築論
下卷　第十一編　桁橋論　第十二編　拱橋論　第十三編　河海及衛生工論

原田碧氏著

實用鐵筋コンクリート構法

菊半截草縱　全一册　定價金四圓　送料拾八錢

本書は著者の久しき經驗に依り平易に鐵筋コンクリートの設計公式を說明し、併せて計算上必要なる諸表を蒐纂し、施工の梗概を述べて、家屋、橋梁、擁壁等の建築に就て、勉めて實地應用の實を擧げしめんことに努めたり。

工學士 平野正雄氏著

圖式力學

菊判洋裝 全一冊　定價金參圓五拾錢 送料拾八錢

工學士 山田喜之助氏著

基礎工學

菊判洋裝 全一冊　定價金參圓八拾錢 送料拾八錢

工學博士 吉田德次郎氏著

土壓及擁壁設計法

菊判洋裝 全一冊　定價金參圓 送料拾八錢

建築學會編纂

英和建築語彙

菊判洋裝 全一冊　定價金貳圓八拾錢 送料拾八錢

工學士 鶴見一之氏 工學士 草間偉氏 共著

土木施工法

菊判洋裝 全一冊　定價金五圓 送料貳拾七錢

終