第十章　鐵筋コンクリート桁の設計及應力計算

第一節　概　　論

§ 101. 概　　說

既に第九章に於て矩形及T形斷面桁の彎曲理論を說明した。即ち各種荷重を受けた桁が彎曲率及剪力の爲に如何なる應力及變形を生ずるか、又その破壞の理論並に之に抵抗するには如何なる構造にすればよいかに就て論じた。依つて著者は尙進んで鐵筋コンクリート桁の斷面設計及應力の實用計算方法に就て詳論したいと思ふ。

元來吾々が鐵筋コンクリート桁の應力計算及その斷面設計をなすに就ては許容荷重即ち破壞荷重より餘程小さい荷重を對稱とする場合が多い。故に本書に於ても許容荷重の場合を標準として論じて行きたいと思ふ。旣述の如く荷重が破壞荷重に接近すれば桁に誘起される應力及變形は許容荷重以下の場合と著しく趣を異にするものであるから、許容荷重に對する理論は直ちに之を破壞荷重の場合に適用出來ないのは勿論である。以下述べる處の計算方法は第九章に於て述べた鐵筋コンクリート桁の彎曲原論を基本として誘導された實用理論であることは言ふ迄もない。

抑々鐵筋コンクリート桁は次の要項を滿足せねばならぬ。

1°　コンクリートの應力は許容應力を超ゆべからず。

2°　桁は鐵筋の彈性限度應力を對稱として相當の安全さが必要である。

叙上の條件を滿足する桁なれば腹鐵筋の補强さへ完全であれば外力に對して充分に安全である。故に許容荷重を對稱とする桁の計算に當つては次の如き假定をしても實際上差支へない譯である。

1°　平面なりし斷面は彎曲後も平面であつて中立軸の位置は不變である。(Bernouilli の假定)

2°　應力と變形とは比例する。(Hooke の方則)

3°　或斷面の正應力は中立軸からの距離に比例する。

4°　コンクリートの張應力は之を無視し鐵筋の張應力のみを有効とする。

5° 鐵筋の彈性限度以内では鐵筋とコンクリートとの附着は完全である。

6° 鐵筋及コンクリート共にその初應力は之を無視する。

既に第九章 § 89 に於て述べた樣に 1°, 2° 及 3° の假定は凡ての荷重狀態の場合に適用は出來ないが許容荷重以内では實用上大きな誤はない。コンクリートの張應力は破壞荷重の場合には當然無視すべきことは § 90 に述べた處であるが許容荷重の時は多少存在する、然し乍らその全張力は壓應力に比する時は僅少で、且つ收縮龜裂或は施工不良による龜裂のため脅される懼れがあるから寧ろ無視する方が正當であらう。§ 92 に述べた樣に抗張鐵筋の設計卽ち直徑の決定、配置及碇着等に注意を拂ふ時は 5° の假定は成立する。鐵筋コンクリート桁に限らず凡ての部材に於てコンクリートの凝結及硬化に因る收縮のために鐵筋には壓應力を、コンクリートには張應力を生ずる、之を初應力と稱する。此の應力に就ては § 39 に於て述べた樣に現在では完全なる計算方法なく、且つコンクリート及鐵筋の設計及施工その宜しき得たならばその値は僅少となるを以つて桁の計算に當つては之を無視して差支へはなからう。

以上の假定は各國の諸大家によつて承認された處のもので、之による時は桁に於ける應力の計算及斷面の決定は容易に出來るものである。

§ 102. 計算記號

本章に於て計算に使用する標準記號は次の如くであつて凡て我土木學會の標準によつた。

記號	說明
A_s	抗張鐵筋の斷面積
A'_s	抗壓鐵筋の斷面積
A_b	桁の軸方向に測りたる距離 v の間に於ける曲鐵筋の全斷面積
A_v	桁の軸方向に測りたる距離 v の間に於ける肋筋の全斷面積
b	矩形斷面の幅、又はT形斷面突緣の幅
b_o	T形斷面腹部の幅
C	コンクリートに於ける全壓應力
C'	抗壓鐵筋の全壓應力
d	抗壓側表面より抗張鐵筋斷面の重心までの距離卽ち桁の有効高さ
d'	抗壓側表面より抗壓鐵筋斷面の重心までの距離
d	鐵筋の直徑

記號	說明
E_c	コンクリートの彈性係數
E_s	鐵筋の彈性係數
h	矩形斷面又はT形斷面の全部の高さ
j	抵抗偶力の臂長さ z の有効高さ d に對する比
$jd = z$	抵抗偶力の臂長さ
k	抗壓側表面より中立軸までの高さ x の有効高さ d に對する比
$kd = x$	抗壓側表面より中立軸までの高さ
l	桁の支間
M	彎曲率
n	鋼の彈性係數のコンクリートの彈性係數に對する比卽ち $\frac{E_s}{E_c}$
p	抗張鐵筋斷面積のコンクリート斷面積に對する比卽ち $\frac{A_s}{bd}$
p'	抗壓鐵筋斷面積のコンクリート斷面積に對する比卽ち $\frac{A'_s}{bd}$
s	肋鐵筋の間隔又は曲鐵筋の間隔
σ_c	コンクリートに於ける壓應力
σ_s	抗張鐵筋に於ける張應力
σ'_s	抗壓鐵筋に於ける壓應力
σ_{28}	コンクリート標準供試體 28 日間硬化後の最大抗壓强度
S	剪力
t	T桁突緣の厚さ
τ	コンクリートの剪應力
τ	鐵筋とコンクリートとの附着應力
T	抗張主鐵筋の全張應力
U	鐵筋の周の總和
w	桁の單位長さ當りの全等布荷重
w_d	桁の單位長さ當りの等布死荷重
w_l	桁の單位長さ當りの等布活荷重

計算に用ふる長さ及重量の單位は斷りない限り cm, kg を本則とする。

§ 103. 許容應力

我土木學會規定の許容應力の値は第五章 § 48 に揭げておいた。故に此處にはこの許容應力が果して當を得たものかどうかに就て著者の意見を述べることにする。

（1）コンクリートの許容彎曲壓應力。コンクリート許容彎曲壓應力を σ_{ca} とすれば

$$\sigma_{ca} = \frac{\sigma_{28}}{3}\ kg/cm^2 \quad 但し\ \sigma \quad \leq 65\ kg/cm^2$$ と定めてゐる。

適當に設計された桁に於ては壓應力側コンクリートの破壞强度は標準圓壔供試體の破壞强

度に殆んど相等しいと思つて大した誤はない。桁の實驗論から判斷するに初龜裂の時のコンクリートの縁維壓應力は破壞抗壓强度の 2,5 分の 1 程度である。故に我規定の許容壓應力を標準として桁の設計をすれば桁には許容荷重による静龜裂は起らない譯である。若し起つても鐵筋の處で止まり且つ微細なものでそれがために鐵筋が錆びる様なことは絶對にないと信ずる。かような譯だから我規程の σ_{ca} の値は當を得たものと言はねばならぬ。

（2）許容剪應力。第五章で述べた様に

$\tau_a = 4{,}5\ kg/cm^2$ である。

第九章 § 97 に述べた如くコンクリートの破壞抗剪强度は $140\ kg/cm^2$ なる破壞抗壓强度のコンクリートに就て考へれば Mohr 教授に依るも尙 $28\ kg/cm^2$ はある筈である。然らば安全率を 3,5 とすれば τ_a としては $8\ kg/cm^2$ 迄は取つてよい。然るに $140\ kg/cm^2$ 程度の破壞抗壓强度を有するコンクリートであれば τ の値として $4{,}5\ kg/cm^2$ 位を採るのが常である。之は斜張力を恐れ之に備へるためである。

（3）許容附着應力。我示方書に於ては $\tau_{oa} = 4{,}5\ kg/cm^2$ と定めて居る。

（4）鐵筋の許容應力。鐵筋の許容應力は抗張抗壓共に $1\,200\ kg/cm^2$ 以下と定めてある。鐵筋は普通 JES 第二十號 G. 9 構造用壓延鋼材の規格に合格せるものであるから破壞抗張强度を $3\,900 \sim 5\,200\ kg/cm^2$ と看做す時は安全率は最小 3,25 となるから此規定は適當なものと言へよう。

§ 104. 荷　重

構造物の設計或は耐力の照査に當つては先づ之れに加はる荷重を知らなくてはならぬ。此荷重は垂直及水平の荷重及活荷重の撃衝が主なるもので、垂直荷重は死荷重及活荷重よりなるものである。之等は法令の規定あるものは之れに依らなくてはならぬ。例へば國有鐵道に關係ある構造物では國有鐵道建設規定及之れに附帶せる諸規則及示方書により、道路に關係ある構造物では道路構造令又は街路構造令及それに附帶の内務省の規則があるから之れに依らねばならぬのは勿論である。

活荷重の場合撃衝に關する規定がない時でも許容應力を荷重の種類によりて區別しない場合に於ては何れかの權威ある公式によりて相當の撃衝を見込まなくてはならぬ。

地震に對する加速度は死荷重に對してのみ働くもので、水平 $\frac{1}{5}\ g$，垂直 $\frac{1}{10}\ g$ を標準とする、玆に g は重力による加速度である。但し地方的狀況及構造物の性質を考慮して之れを增減しても差支へはない。この地震の影響を考へる場合には許容應力は普通の場合の 2 倍としてよろしい。

§ 105. 鐵筋とコンクリートとの彈性係數の比

彎曲應力の計算に當つては $\frac{E_s}{E_c} = n$ は 15 とし、$E_s = 2\,100\,000\ kg/cm^2$，$E_c = 140\,000\ kg/cm^2$ とする。

不靜定應力の計算若しくは彈性變形の計算に於ては $E_c = 210\,000\ kg/cm^2$ とし $n = 10$ とする。

以上の假定が實際上正しいことは § 41 に述べたことから明である。

第二節　設　計　細　目

§ 106. 概　　説

或土木建築構造物の一部材をなす桁の設計に當り實驗論上、施工上から言つて之れを設くべき土地の狀況に適應せしめるが爲には構造上必ず守るべき事項がある筈である。特に我國の如く地震水害等の天災の頻々たる處に於ては米獨に於けると大分趣を異にするものである。例へば橋梁の如きに於ても單桁は地震に對しては最も不良で連續桁を可とし、橋脚は米獨の設計例より餘程剛强に作る必要がある。其の他鐵筋の設計、斷面の最小寸法等米獨と趣を異にするものである。

§ 107. 桁の有効高さ

矩形及T形桁の高さはその支間によりて變ずべきもので我土木學會の規定によれば、l を桁の支間とすれば桁の有効高さは

兩端自由支承の場合　$\frac{1}{20}\ l$

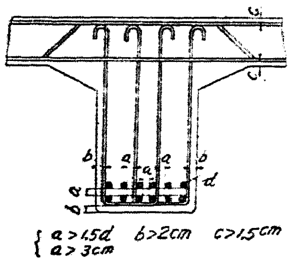
連續桁又は兩端固定桁の場合　$\frac{1}{25}\ l$

以上とすることを要する。桁は餘りに高さが小さいと力學上損失であるばかりでなく施工上卽ち鐵筋の配置上或はコンクリート打ちの上からよくない。然し乍ら餘り丈の高い幅の狹い斷面の桁もよくない。普通桁の有効高さと幅との割合は 1,5～2,0 が普通で、餘りに丈が高くなると横の剛度が不足し或は扭れに對する抵抗が弱くなるから横の支へが必要になる。

§ 108. 鐵筋の設計

（1）鐵筋の配置。桁に於ける並行なる抗張主鐵筋相互間の純間隔はコンクリートを滿足に塡充し得るため、之れに用ふる最大粗骨材の寸法より大なるべきは勿論

である。且つ鐵筋の應力をコンクリートに滿足に傳へるためには少くとも鐵筋間に於けるコンクリートの水平斷面に於ける剪應力は鐵筋下半分の附着應力と相等しかるべきである。然らば鐵筋間の空き a は次の如くなる。



第 71 圖

$$a \geq \frac{\pi}{2} \cdot \frac{\tau_{oa}}{\tau_a}\, d$$

今　$\tau_{oa} = \tau_a = 4{,}5\ kg/cm^2$ と置けば

$$a \geq 1{,}57\, d \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (78)$$

となる。普通鐵筋コンクリート用の粗骨材は 2,5 *cm* 以下の大さであるから鐵筋間の空きは 3 *cm* 以上で且つ (78) 式から判斷出來る樣に主鐵筋の約 1,5 倍の間隔があればよい。我土木學會の規定も全く以上と同一であることが判る。

尙鐵筋重ね合せの個所では鐵筋直徑の 1 倍まで之れを縮少することが出來る。又主鐵筋が多い時は 1 段では配置が出來ないから 2 段、3 段に配列する。我規定では支承上其他特別なる場合を除き普通 2 段を超えてはならないことになつて居る。第 71 圖は桁の斷面に於ける鐵筋の配置及間隔に對する標準設計を示せるものである。

(2) 通し主鐵筋。 桁に於ける抗張主鐵筋は少くともその數の $\frac{1}{3}$ を曲げ上げずして支承上に達せしめる。斯の如き設計の桁は破壞强度大なるのみならず地震に對する抵抗が非常に大である。

(3) 肋筋。 肋筋の設計は旣に第九章 § 99 に於て述べた樣に抗張主鐵筋に圍繞せしめその端を抗壓部コンクリートに碇着せしめ、その間隔は桁の有効高さの 2/3 以下たらしめる。肋筋に用ふる釘の直徑は 6 *mm* 以上である。

(4) T桁版の用心鐵筋。 T桁に於て版の主鐵筋が桁に平行なる場合には用心鐵筋として桁に直角に少くとも 1 *m* に就き直徑 8 *mm* の鐵筋 6 本若しくは之れに相當以上の鐵筋を版の上部に配置すべきである。かくするのは版に於ける靜龜裂を防ぐのと一つは突緣の作用を完からしめるにある。之等の點に關しても第九章に於て詳論した。

其の他桁の設計に當りては第九章に述べた彎曲原論に則り誤りなき樣注意すべきである。

§ 109. 獨立桁

桁は不對稱荷重のために捩れを生じ或は地震力のために橫彎曲をなすことあるを以つて、特に獨立桁に於ては構造上此點に注意を拂ふことを要する。故に桁は橫桁の類を以つて側方より支持するを要する。我土木學會の示方書では獨立桁に於ける側方支持間の距離は矩形桁に於ては幅の 15 倍以下、T 桁に於ては腹部の幅の 25 倍以下と規定して居る。

第三節　外力に依る彎曲率及剪力

§ 110. 概　說

土木工事に用ふる桁には單桁、連續桁、Gerber 桁及ラーメン桁等の種類がある。單桁は構造最も簡單にして計算も容易なる特徴があるが地震に對しては抵抗力最も小さく、且彎曲率が大となる缺點がある。連續桁は單桁よりも構造複雜にして計算も亦容易ではないが耐震力强く、且經濟的である。然し乍ら徑間の數多き時は溫度の影響を受ける事大なるを以つて 4 徑間位を以つて限界とする樣である。尙地盤不良にして橋脚が不同の沈下をなす虞れのある處には適しない。Gerber 桁は連續桁の變形で計算が容易で且つ設計上、施工上の不便が少い。最後にラーメンの一部をなす桁はその計算容易ならざるも經濟的に設計する事が出來る。このラーメン構造に於ても徑間數が 4 以上になるのは溫度應力上或は構造上宜しくない。

本節は之等各種の桁の彎曲率及剪力の算定法を論じたものである。如何なる場合に於ても桁は同一の斷面二次率 I、同一の彈性係數 E を有するものとして計算を進めることにする。此假定は許容荷重以內の荷重に對する普通の桁の彎曲率及剪力の計算には適用して大した誤はない。尤もハウンチを有する桁の場合には I を變數として計算する事もある。著者は彎曲率及剪力の計算に就ては詳論したいが都合上それが出來ないのを遺憾に思ふ。

§ 111. 支　間

我土木學會の示方書に於ては桁の支間を次の如く定めて居る。

1° 自由支承の桁の支間は支承面の中心間隔とす。但し支承面の奥行長き場合には純徑間に桁の中央の厚さを加へたるものとなすことを得。

2°　連續桁の支間は支承面の中心間距離とす。

米獨の示方書に於ける規定も上と略々同樣である。

ラーメン構造に於ける如く支承體と共に働く樣に作られた連續桁又は固定桁の支間は米國規定では支承體間の純徑間を取り、獨逸規定では支承體間の純徑間にその5% を增加したものを取つて居る。我示方書にはこの場合の規定は特別にはないが 1° 及 2° に隨へば安全である。

§ 112. 桁の彎曲率及剪力の理論的計算

自由支承上の單桁及連續桁、兩端固定連續桁、Rahmen 連續構の外力に依る彎曲率及剪力は構造力學の理論を應用して正確に求めることが出來る。かくの如く各種桁の彎曲率及剪力を求めることは構造力學の範圍に屬することで、之に關しては我國及獨米の著書が數多あるから玆では詳論しない。

§ 113. 連續桁の彎曲率及剪力の計算に關する我土木學會示方書規定

(1) 概說。連續桁の解法は難解の點多々あるを以つてその計算は容易ではない。故に示方書に於ては計算を容易にせんがため近似的の公式を與へて居る場合が屢々ある。尤も示方書にある公式は多くは等布荷重を受けた等徑間連續桁の場合に限られて居るから、適用の範圍は制限されて居るのである。

(2) 自由支承上の連續桁。我土木學會示方書に於ては自由支承上の連續桁の計算は理論的計算法に依る樣規定して居る。卽ち材料力學上の理論計算方法によつて死荷重及活荷重に對する各種の最大彎曲率及最大剪力を計算しなくてはならぬ。尙獨逸示方書に於ても同樣である。只米國に於ては近似的の公式を揭げて計算に便して居るが之は不正確なものであるから玆では之に就ては論じない。

(3) 固定支承上の連續桁。連續桁が兩端或は中間支承上に於て完全に固定されて居る場合の計算法に關する規定は我示方書にはない。若し斯くの如き場合があつたとすれば之に關する計算法は理論的解法に依るべきである。

(4) 準固定支承上の連續桁。鐵筋コンクリート桁は支柱,壁或は支持桁等と結合され一體となりて働く樣に造る場合が少くない。かゝる場合に於ては支承と桁は完全とまではゆかぬが殆んど固定の狀態と考へてよい。斯くの如き準固定支承上の連續桁の彎曲率及剪力等の値は固定の狀態如何によりて決定する。若し半固定とすれば自由支承の場合と完全固定の場合の計算値の平均を取ればよい。然し乍ら實際の構造物に於ては固定の狀態は必ずしも半固定ではない。それで各自が自由決裁に依つて彎曲率其の他の計算をなす時は勢準固定支承上の連續桁の算定法は不統一に陷る虞があるから我土木學會に於ては米獨の實驗研究及示方書を斟酌して、我國に適する樣に次に述べる公式を定めたのである。

1°　準固定支承の連續桁の活荷重による負徑間彎曲率は其の 2/3 のみを採るものとす。

2°　正の最小徑間彎曲率は兩端固定として計算したるものより小なるべからず。

3°　支間が相等しき場合又は相等しからざるも最小支間が最大支間の 0,8 倍以上なる場合には、等布荷重に對し次の彎曲率を用ふることを得。

正の最大徑間彎曲率

端の徑間に於て　$M = \frac{1}{10} wl^2$

中間の徑間に於て　$M = \frac{1}{14} wl^2$

負の最大支承彎曲率

	二徑間のみの場合	三徑間以上の場合
第一內部支承に於て	$M = -\frac{1}{8} wl^2$	$M = -\frac{1}{9} wl^2$
其の他の內部支承に於て	——	$M = -\frac{1}{10} wl^2$

負の最大徑間彎曲率

$M = -\left(\frac{2}{3} w_l - w_d\right)\frac{l^2}{24}$　…………(79)

玆に　$w = w_d + w_l$　とす。

著者は (79) 式に示された値が如何にして誘導されたかに就て吟味して見たい。先づ理論的算定法により等布荷重を受けた自由支承上の連續桁に就て種々なる負荷狀態の各種徑間支承上の絕對最大彎曲率を計算すれば近似的に第 25 表の如くなる。但し $\frac{w_l}{w_d}$ の値は實例に徵すれば 1,5 ～ 6 程度であるから表中の計算値は代表的に w_l / w_d の 2:1, 5:1 及 10:1 の場合に對する値を示した。

第　25　表

$w_l : w_d$	正の最大徑間彎曲率		負の最大徑間彎曲率	負の最大支承彎曲率	
	端の徑間	中間の徑間		第一內部支承	其の他の內部支承
2 : 1	$\frac{wl^2}{10,6}$	$\frac{wl^2}{13,7}$	$-\frac{wl^2}{40}$	$-\frac{wl^2}{8,8}$	$-\frac{wl^2}{10}$
5 : 1	$\frac{wl^2}{10,2}$	$\frac{wl^2}{12,7}$	$-\frac{wl^2}{26,7}$	$-\frac{wl^2}{8,7}$	$-\frac{wl^2}{9,6}$
10 : 1	$\frac{wl^2}{10,1}$	$\frac{wl^2}{12,2}$	$-\frac{wl^2}{21}$	$-\frac{wl^2}{8,6}$	$-\frac{wl^2}{9,5}$
2 徑間の場合 1 : 1	$\frac{wl^2}{10,8}$			$-\frac{wl^2}{8}$	

次に兩端完全固定の固定桁に就て各絕對最大彎曲率を計算すれば次の如くなる。

正の最大徑間彎曲率　$M = \frac{wl^2}{24}$

負の最大支承彎曲率　$M = -\frac{wl^2}{12}$

斯くの如くであるから準固定支承上の連續桁の彎曲率の値は上述の自由支承上の連續桁の場合の値と固定桁の場合の値の中間に位する筈である。

さて我示方書の規定を見るに先づ正の最大徑間彎曲率は第25表の値より僅かに大きく採り、負の最大支承彎曲率は第25表の最大値より僅に小さな値を採つて居ることが判る。卽ち我示方書に於ては絕對最大彎曲率は桁が最惡の狀態の時を考へて定めて居るのである。

次に負の徑間最大彎曲率の規定に就て考へて見るに3徑間連續桁の活荷重による負の最大徑間彎曲率は $-\frac{1}{20}w_l l^2$ である。而して死荷重 w_d に因る彎曲率は $+\frac{1}{40}w_d l^2$ であるから結局死荷重及活荷重に依る負の最大徑間彎曲率は

$$M=-\left(\frac{w_l}{20}-\frac{w_d}{40}\right)l^2 \cdots\cdots\cdots\cdots(80)$$

となるのである。第25表中の負の最大徑間彎曲率は此(80)式から計算した値である。然るに準固定支承上の連續桁構造に於ては多少の控制を受けるから今假に活荷重に依る負の徑間彎曲率は自由支承の場合の値の $\frac{2}{3}$ に當るものと假定すれば負の最大徑間彎曲率は(80)式の代りに次の(81)式から計算さるべきである。

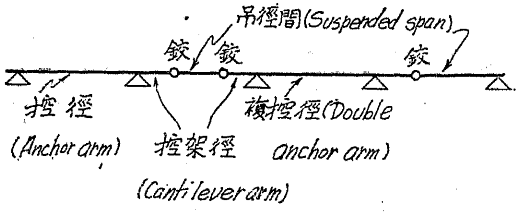
$$M=-\left(\frac{1}{30}w_l-\frac{1}{40}w_d\right)l^2 \cdots\cdots\cdots\cdots(81)$$

此(81)式の絕對値は我示方書公式の絕對値 $\left(\frac{2}{3}w_l-w_d\right)\frac{l^2}{24}$ 卽ち $\left(\frac{w_l}{36}-\frac{w_d}{24}\right)l^2$ より幾分大である、而し乍ら支承の固定が完全に接近するに連れて w_l による負彎曲率は零に近づき、w_d による正の彎曲率は $\frac{1}{24}w_d l^2$ に近づく性質のものであるから我示方書規定の公式は蓋し當を得たものであらう。

§ 114. Gerber 桁或は有鉸連續桁

(1) 概說。n 個の自由支承上にある連續桁は $(n-2)$ 次不靜定であるから之を解くには普通 Clapeyron 氏の三力率の定理を應用するを要する。故に多數の支承を有する桁に於ては計算が容易でない。今 n 個の支承を有する連續桁に $(n-2)$ 個の鉸を挿入すれば不靜定桁は變じて靜定桁となる、斯くの如く鉸を有せる靜定連續桁を Gerber 桁と云ひ、又は有鉸連續桁と稱し、或は控架徑を有するから控架桁とも稱へる。

Gerber 桁は第72圖に示す如く4部分からなるのが常である。圖から明な様に連續桁は鉸を挿入することに依つて、吊徑間及控架徑を有する控徑とに分れる。而して吊徑間は單桁で、控徑及控架徑は控架徑を有する單桁である。



第 72 圖

故に徑間割さへ知れゝば彎曲率、剪力及反力の計算は容易に出來るのである。

Gerber 桁は由來鋼桁橋及鋼構橋に應用されて來たのであるが最近獨墺に於ては之を鐵筋コンクリート橋に應用することに成功した。而して鐵筋コンクリート橋の場合でも支間は 60 m までは實現が出來る。我國に於ても最近最大支間 30 m、全長 350 m を有する此式の鐵筋コンクリート桁橋が福岡縣久留米市の筑後川に架設されつゝある。

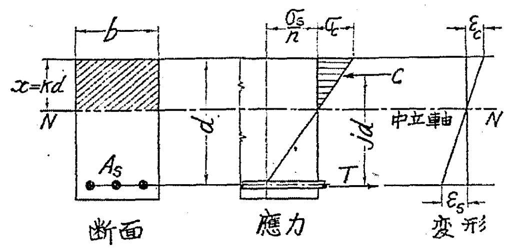
此 Gerber 桁に於て生ずる彎曲率は明に單桁に於けるものより小さい、而して連續桁に於けるものよりは多少は大きいが、施工上設計上の不便不確實の點が無いのは本桁の特徴である。尚支承が不同の沈下をなす虞ある處に於ては連續桁に數等優るものである。只連續桁に於ける如く桁全體が一體となりて働か無いから地震に對しては多少の懸念がないでもない。

實際桁橋の設計に當つて、全徑間及徑間數が與へられて各部の長さを適當に選定するには、其の各部に生ずる彎曲率を均一たらしめ特に1箇所に大きな彎曲率の生ずるのを防ぎ、斯くして桁全體としての絕對最大彎曲率を成るべく小ならしめることが大切である。

此 Gerber 桁の徑間及桁長の選定、彎曲率及剪力の計算に就ては、本土木工學第九卷橋梁工學を參照されたい。

第四節 單鐵筋矩形斷面桁の應力計算及斷面の設計

§ 115. 應力の計算



第 73 圖

本章第一節 § 101 に述べたる假定は各國の諸大家によつて認められたる處であるから之に依る應力計算の方法を述べることにする。

先づ第73圖に於て變形圖から

$$\varepsilon_s:\varepsilon_c=(d-kd):kd \cdots\cdots\cdots\cdots(a)$$

然るに $\varepsilon_c=\frac{\sigma_c}{E_c}$, $\varepsilon_s=\frac{\sigma_s}{E_s}$

而して　$\dfrac{E_s}{E_c} = n$　であるから

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_c} = \frac{\sigma_s E_c}{\sigma_c E_s} = \frac{d(1-k)}{kd} \quad \text{から}$$

$$\frac{\sigma_s}{n\sigma_c} = \frac{1-k}{k} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (b)$$

而して　$T = C$　なるを以つて

$$\sigma_s A_s = \frac{1}{2} \sigma_c\, bkd$$

$$\frac{\sigma_s}{\sigma_c} = \frac{bkd}{2A_s} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (c)$$

(b) 及 (c) から　$C = \dfrac{n(1-k)}{k} = \dfrac{bkd}{2A_s}$

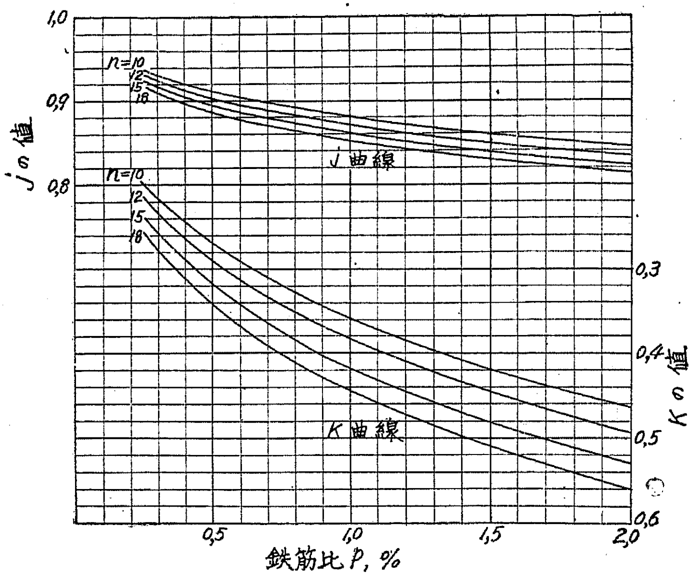
今　$\dfrac{A_s}{bd} = p$　とせば　$k^2 = 2np\,(1-k)$

之を解いて　$k = \sqrt{2np+(np)^2} - np \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (82)$

而して　$kd = x$　であるから

$$x = \frac{nA_s}{b}\left[\sqrt{1+\frac{2bd}{nA_s}} - 1\right] \cdots\cdots\cdots\cdots (82a)$$

(82) 式は米國系統の國で、又 (82a) 式は獨逸系統の國に於て一般に使用されて居る。



第 74 圖

次に抵抗力率の臂 jd は次の如くなる。即ち

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

$$\therefore\ j = 1 - \frac{k}{3} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (83)$$

(82) 及 (83) 兩式は n 及 p の函數である。n は普通は 15 を採る。第 74 圖は n の種々の値に對する p と k 又は j との關係を示す表圖である。圖から明な樣に p が抵抗力率の大いさに及ぼす影響は僅少なものである。

斯くの如く j 及 k の値が明になれば σ_c 及 σ_s の値も分る譯である。

即ち　$\sigma_c = \dfrac{2M}{kjbd^2} = \alpha \dfrac{M}{bd^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (84)$

から　$\sigma_s = \dfrac{n\,\sigma_c(1-k)}{k} = \beta\,\sigma_c \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (85)$

又は　$\sigma_s = \dfrac{M}{A_s jd} = \dfrac{M}{pjbd^2} = \gamma \dfrac{M}{bd^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (85a)$

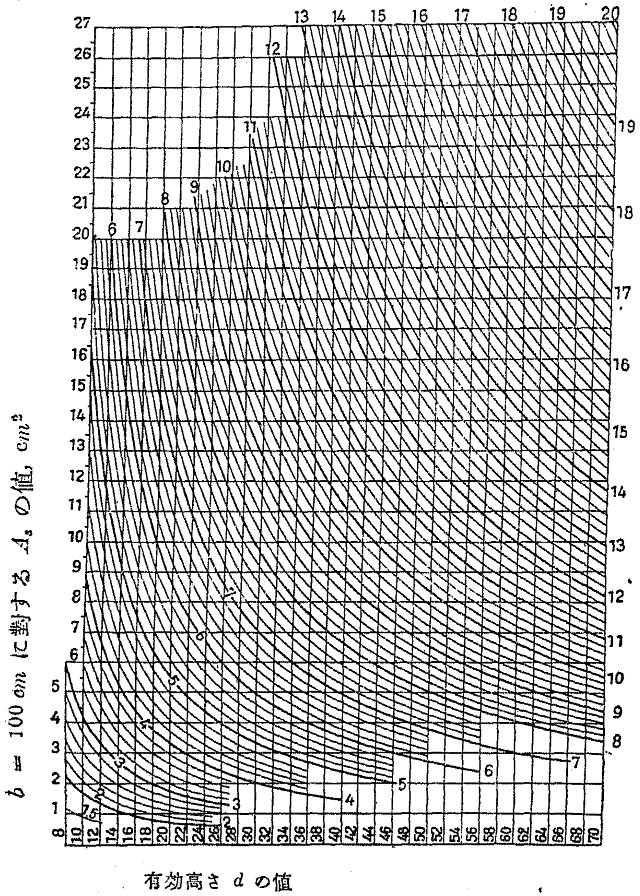
茲に　M は斷面に働く彎曲率である。

上記の (84) ～ (85a) 式の α, β 及 γ の値を $1/p$ の種々なる値に對して計算すれ

第 26 表　　k, σ_c 及 σ_s の値

$\frac{1}{p}$	k	α	γ	β	$\frac{1}{p}$	k	α	γ	β
100	0,418	5,561	116,2	20,894	190	0,326	6,878	213,1	30,987
105	0,410	5,645	121,6	21,548	195	0,323	6,943	218,5	31,471
110	0,403	5,728	127,1	22,186	200	0,319	7,008	223,9	31,949
115	0,397	5,810	132,5	22,810	205	0,316	7,068	229,2	32,422
120	0,390	5,890	138,0	23,423	210	0,313	7,130	234,5	32,889
125	0,384	5,968	143,4	24,024	215	0,310	7,190	239,8	33,350
130	0,379	6,045	148,8	24,612	220	0,307	7,250	245,1	33,807
135	0,373	6,120	154,2	25,191	225	0,305	7,309	250,4	34,259
140	0,368	6,195	159,6	25,760	230	0,302	7,368	255,7	34,706
145	0,363	6,268	165,0	26,320	235	0,299	7,427	261,0	35,146
150	0,358	6,340	170,3	26,870	240	0,297	7,484	266,3	35,584
155	0,354	6,411	175,7	27,411	245	0,294	7,542	271,6	36,017
160	0,349	6,480	181,1	27,943	250	0,292	7,598	276,9	36,445
165	0,345	6,549	186,4	28,468	255	0,289	7,654	282,2	36,871
170	0,341	6,617	191,8	28,987	260	0,287	7,709	287,5	37,292
175	0,337	6,684	197,2	29,496	265	0,285	7,764	292,8	37,708
180	0,333	6,750	202,5	30,000	270	0,282	7,819	298,1	38,121
185	0,330	6,816	207,9	30,497	275	0,280	7,873	303,3	38,529

ば第26表の如くなる。但し M は $cm\ kg$, σ_c 及 σ_s は kg/cm^2, b 及 d は cm の單位である。



$x = kd$ の値

第　75　圖

次に一方向にのみ主鐵筋を有する版及二方向に主鐵筋を有する版に於ても矩形斷面同樣にして應力の計算が出來る。即ち b の代りに $100\ cm$ を採れば上記の公式を其儘利用が出來る。第75圖は此床版の $kd = x$ の値を求める表圖で横軸に d を採り縱軸に $b = 100cm$ に對する A_s の値を採つてある。A_s の値を求むるに便するため各種徑の鐵筋の種々なる本數に對する表を示して置いた。

〔例題 8.〕 幅 $b = 50\ cm$、有効高さ $d = 80\ cm$　$8\phi 25\ mm$ の鐵筋を有する桁が $22{,}4\ mt$ の彎曲率を受けた場合斷面に生ずる應力を計算せよ。

第27表から　$A_s = 39{,}27\ cm^2$

故に　$p = 0{,}0098$

第74圖から　$k = 0{,}415$　　$j = 0{,}862$　を得る。

又 (84)~(85a) を利用して σ_c 及 σ_s を求むればよい。

第 27 表　　鐵 筋 の 面 積、cm^2

圓釘の直徑	重量 kg/m	鐵筋數 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
mm 6	0,22	0,28	0,56	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
7	0,30	0,38	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,84
8	0,40	0,50	1,00	1,51	2,01	2,51	3,01	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,62	0,79	1,57	3,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	0,89	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,91	9,05	10,18	11,31
14	1,21	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,77	12,32	13,86	15,39
16	1,58	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	20,11
18	2,00	2,54	5,09	7,63	10,18	12,72	15,26	17,81	20,36	22,90	25,45
20	2,47	3,14	6,28	9,24	12,57	15,71	18,84	21,99	25,14	28,28	31,42
22	2,98	3,80	7,60	11,40	15,21	19,01	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01
24	3,55	4,52	8,05	13,57	18,10	22,62	27,14	31,67	36,19	40,71	45,24
25	3,85	4,91	9,82	14,73	19,63	54,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
26	4,17	5,31	10,62	15 93	21,24	26,55	31,86	37,17	42,47	47,78	53,09
28	4,83	6,16	12,31	18,47	24.63	30,79	36,94	43,10	49,26	55,42	61,58
30	5,55	7,07	14,14	21,21	28,27	35,34	42,41	49,48	56,55	63,62	70,68
32	6,31	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	80,42
34	7,13	9,08	18,16	27,24	36,32	45,40	54,48	63,56	72,63	81,71	90,79
36	8,00	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,07	71,26	81,43	91,61	101,80
38	8,90	11,34	22,68	34,02	45,36	56,70	68,04	79,38	90,73	102,10	113,40
40	9,87	12,56	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,50	113,10	125,70

$$\frac{M}{bd^2} = \frac{2\,240\,000}{50\cdot 80\cdot 80} = 7{,}0\ kg/cm^2$$

$$p^{-1} = 102$$

故に第26表から挿入法により　$\alpha = 5{,}594$　$\beta = 21{,}156$ 及 $\gamma = 118{,}4$　を得る。

$$\therefore\quad \sigma_c = 5{,}594\cdot 7{,}0 = 39{,}2\ kg/cm^2$$

$$\sigma_s = 21{,}156\cdot 39{,}2 = 829\ kg/cm^2$$

又は　$\sigma_s = 118{,}4\cdot 7{,}0 = 829\ kg/cm^2$

〔例題 9.〕 有効高さ $d = 13{,}5\ cm$ の版が $10\ cm$ の間隔に $\phi\ 10\ mm$ の鐵筋を有する場合 $790\ m\ kg$ の彎曲率を受けるものとして σ_s 及 σ_c を計算せよ。

第28表から　$A_s = 7{,}85\ cm^2$　$\therefore p = \dfrac{7{,}85}{100\cdot 13{,}5} = 0{,}58\ \%$ 及 $p^{-1} = 172$

第 28 表 幅 100 cm なる版の鐵筋斷面積、cm^2

鐵筋の間隔. cm	鐵筋の直徑、mm					
	6	7	8	10	12	14
7,0	4,04	5,50	7,18	11,22	16,16	21,99
7,5	3,77	5,13	6,70	10,47	15,08	20,52
8,0	3,53	4,81	6,28	9,82	14,14	19,24
8,5	3,33	4,53	5,91	9,24	13,31	18,11
9,0	3,14	4,28	5,59	8,73	12,57	17,10
9,5	2,98	4,05	5,29	8,27	11,90	16,20
10,0	2,83	3,85	5,03	7,85	11,31	15,39
10,5	2,69	3,67	4,79	7,48	10,77	14,66
11,0	2,57	3,50	4,57	7,14	10,28	13,99
11,5	2,46	3,35	4,37	6,83	9,84	13,39
12,0	2,36	3,21	4,19	6,54	9,42	12,83
12,5	2,26	3,08	4,02	6,28	9,05	12,32
13,0	2,17	2,96	3,87	6,04	8,70	11,84
13,5	2,09	2,85	3,72	5,82	8,38	11,40
14,0	2,02	2,75	3,59	5,61	8,08	11,00
14,5	1,95	2,65	3,47	5,42	7,80	10,62
15,0	1,89	2,57	3,35	5,24	7,54	10,26

$$\frac{M}{bd^2} = \frac{79\,000}{100 \cdot 13{,}5^2} = 4{,}33\ kg/cm^2$$

第 26 表から $\alpha = 6{,}640 \quad \gamma = 194, \quad \beta = 29{,}191$

$\therefore \quad \sigma_c = 6{,}64 \cdot 4{,}33 = 28{,}8\ kg/cm^2$

$\sigma_s = 29{,}191 \cdot 28{,}8 = 840\ kg/cm^2$

又は $\sigma_s = 194 \cdot 4{,}33 = 840\ kg/cm^2$

§ 116. 抵抗力率

單鐵筋矩形斷面桁に於てはコンクリートに生ずる壓應力 σ_c 及鐵筋に生ずる張應力 σ_s は許容荷重の下に於て夫々許容應力に達するが如く設計さるべきである。斯くの如き條件を滿す鐵筋量を平衡鐵筋量と稱する。その値は次の § 117 で述べることにする。然るに實際の設計に當つては色々の都合から桁の鐵筋量が此平衡量より多いことも少い事もある。隨つて平衡量より大なる鐵筋量を有する桁に於ては鐵筋に生ずる應力は許容應力以下であるから斷面の抵抗力率はコンクリートによりて定まる。反之平衡量より小なる鐵筋量を有する桁に於ては上に反する。故に鐵筋量が平衡量より大なるときは (87) 式により、又小なる場合には (86) 式から抵抗力率を求むればよい。第 73 圖に於て

$$M_s = Tjd = \sigma_s A_s jd = \sigma_s pj\,bd^2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(86)$$

$$M_c = Cjd = \frac{1}{2}\sigma_c\, kj\,bd^2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(87)$$

玆に M_s 及 M_c は夫々鐵筋及コンクリートによる抵抗力率であつて、σ_s 及 σ_c は許容應力である。

又豫め斷面の鐵筋量が平衡量であるか否かが不明の時は M_s 及 M_c 中の小なる値を採ればよい。

〔**例題 10.**〕 有効高さ 15 cm, $A_s = 9{,}84\ cm^2$ を有する版あり、今 $\sigma_s = 1\,000\ kg/cm^2$ $\sigma_c = 40\ kg/cm^2$ として抵抗力率を計算せよ。

先づ $\quad p = \dfrac{9{,}84}{100 \cdot 15} = 0{,}656\ \%$ $\quad \therefore$ 第 74 圖から

$k = 0{,}356 \quad j = 0{,}882$

第(86)式から $\quad M_s = 1\,000 \cdot 9{,}84 \cdot 0{,}882 \cdot 15 = 120\,000\ cm\,kg$

第(87)式から $\quad M_c = \dfrac{40}{2} \cdot 0{,}356 \cdot 0{,}8815 \cdot 100 \cdot 15^2 = 140\,000\ cm\,kg$

$\therefore$ 抵抗力率 $M = M_s = 120\,000\ cm\,kg$

§ 117. 斷面の設計

(1) **鐵筋量に關する考察。** 單鐵筋矩形斷面の設計に當つてその鐵筋量を漠然と定めることはよくない。最も理想的な設計としては σ_c 及 σ_s が與へられたる許容應力と同一値になる樣に A_s 又は p を定めなくてはならぬ。斯くの如き鐵筋の量を平衡鐵筋量又は理想鐵筋量と稱する。次に此平衡鐵筋比を求めて見よう。

§ 115 の(b)式から $\quad \dfrac{\sigma_s}{\sigma_c} = n\left(\dfrac{1}{k} - 1\right) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(a)$

§ 115 の(c)式から $\quad \dfrac{\sigma_s}{\sigma_c} = \dfrac{bkd}{2A_s} = \dfrac{k}{2p} \quad \therefore \dfrac{1}{k} = \dfrac{\sigma_c}{2\sigma_s p} \quad \cdots\cdots(b)$

(a)式に(b)式を代入して

$$\frac{\sigma_s}{\sigma_c} = n\left(\frac{1}{k} - 1\right) = n\left(\frac{\sigma_c}{2\sigma_s p} - 1\right)$$

此式から p を求むれば

$$p = \frac{1}{\dfrac{2\sigma_s}{\sigma_c}\left(\dfrac{\sigma_s}{n\sigma_c}+1\right)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(88)$$

(88)式から明な樣に平衡鐵筋比 p は $\dfrac{\sigma_s}{\sigma_c}$ の函數である。

桁の設計に當つては平衡鐵筋量を以つて理想とするが場合によつては特に重要なる桁に於ては平衡鐵筋量以上に鐵筋を挿入することがある。斯くの如き桁を鐵筋過剩桁と稱す、反之鐵筋量が平衡鐵筋量よりも少いものを鐵筋不足桁と稱する。前者に於ては桁の強さはコンクリートに依りて定まり後者に於ては鋼に依りて定まることは論ずる迄もない。

（2）M, σ_c 及 σ_s を與へて d 及 A_s を求むること。 桁の設計に當つて σ_c 及 σ_s の値は第五章から定むべきもので、M は與へられた荷重から力學的に計算が出來る。

先づ第 73 圖から $x = \dfrac{n\sigma_c}{\sigma_s+n\sigma_c}\cdot d = kd \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(a)$

次に外力による彎曲率と內力の偶力率とは相等しいから

$$M = \frac{b\,\sigma_c\,x}{2}\left(d-\frac{x}{3}\right)$$

之に(a)式の値を入れて　$M = \dfrac{b\,\sigma_c\,kd}{2}\left(d-\dfrac{kd}{3}\right)$

$$\left.\begin{aligned} \therefore\quad d &= \sqrt{\frac{2}{\sigma_c k\left(1-\dfrac{k}{3}\right)}}\cdot\sqrt{\frac{M}{b}} = C_1\sqrt{\frac{M}{b}} \\ \text{玆に}\quad C_1 &= \sqrt{\frac{2}{\sigma_c k\left(1-\dfrac{k}{3}\right)}} = \frac{\sigma_s+n\sigma_c}{n\sigma_c}\sqrt{\frac{6n}{3\sigma_s+2n\sigma_c}} \end{aligned}\right\}\cdots\cdots(89)$$

第 73 圖に於て　$T = C$　であるから

$$A_s = \frac{\sigma_c x b}{2\sigma_s} = \frac{\sigma_c k b}{2\sigma_s}d = \frac{\sigma_c}{2\sigma_s}kC_1\sqrt{Mb}$$

$$\left.\begin{aligned} \text{又は}\quad A_s &= \frac{\sigma_c}{2\sigma_s}\sqrt{\frac{6n}{3\sigma_s+2n\sigma_c}}\cdot\sqrt{Mb} = C_2\sqrt{Mb} \\ \text{玆に}\quad C_2 &= \frac{\sigma_c}{2\sigma_s}\cdot\sqrt{\frac{6n}{3\sigma_s+2n\sigma_c}} \end{aligned}\right\}\cdots\cdots(90)$$

(89)式及(90)式から分る樣に C_1 及 C_2 は σ_s 及 σ_c の函數である。今 $n = 15$ として σ_s 及 σ_c の種々の値に對して C_1 及 C_2 の値を計算して置けば甚だ便利である。第 29 表は卽ちその表で、M が cm kg の單位の場合の値である。尙同表には

b = 100 cm の場合卽ち版の場合の A_s 値を示して置いた。

次に $b = 100$ cm 卽ち版の場合の d 及 A_s の値を求める場合には(89)式及(90)式に於て b = 100cm とせばよい。而して此の場合には桁と異なり b は 100 なる常數であるから M が與へられゝば σ_s 及 σ_c の種々なる値に對する d 及 A_s の値がすぐ計算出來る。第76圖は σ_s = 1 200 kg/cm² σ_c = 10 ～ 60 kg/cm² の場合 M (cmt單位)を知つて d 及 A_s を求むる表圖である。

第 29 表

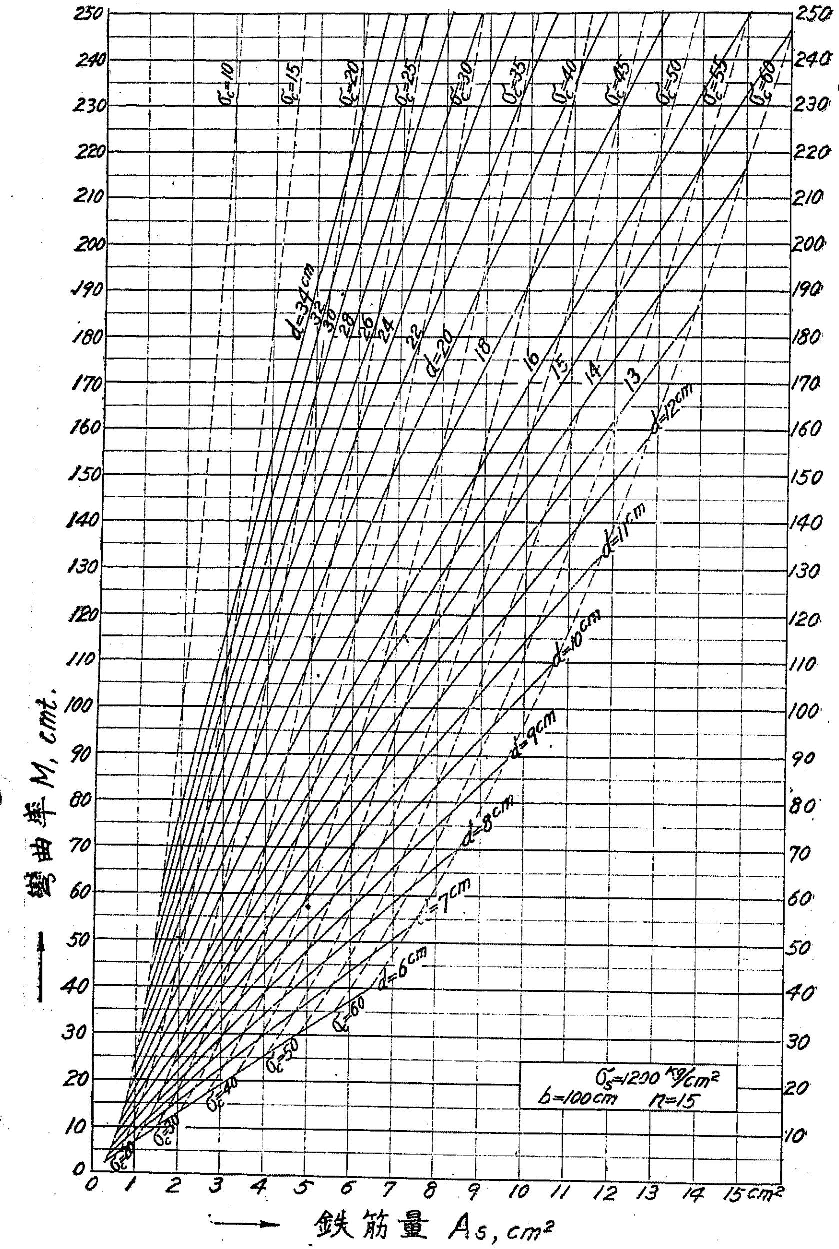
σ_s kg/cm²	σ_c kg/cm²	k	C_1	C_2	b = 100 cm に對する A_s, cm²
1 200	60	0,429	0,302	0,00323	1,071 d
1 200	58	0,420	0,309	0,00314	1,016 d
1 200	56	0,412	0,317	0,00305	0,961 d
1 200	54	0,403	0,326	0,00295	0,907 d
1 200	52	0,394	0,335	0,00286	0,854 d
1 200	50	0,385	0,345	0,00277	0,801 d
1 200	48	0,375	0,356	0,00267	0,750 d
1 200	46	0,365	0,368	0,00258	0,700 d
1 200	44	0,355	0,381	0,00248	0,651 d
1 200	42	0,344	0,395	0,00238	0,602 d
1 200	40	0,333	0,411	0,00228	0,556 d
1 200	38	0,322	0,428	0,00218	0,510 d
1 200	36	0,310	0,447	0,00208	0,466 d
1 200	34	0,298	0,468	0,00198	0,423 d
1 200	32	0,286	0,492	0,00187	0,381 d
1 200	30	0,273	0,519	0,00177	0,341 d
1 000	50	0,429	0,330	0,00354	1,071 d
1 000	48	0,419	0,340	0,00342	1,005 d
1 000	46	0,408	0,351	0,00330	0,939 d
1 000	44	0,398	0,363	0,00318	0,875 d
1 000	42	0,387	0,376	0,00305	0,812 d
1 000	40	0,375	0,390	0,00293	0,750 d
1 000	38	0,363	0,406	0,00280	0,690 d
1 000	36	0,351	0,424	0,00267	0,631 d
1 000	35	0,344	0,433	0,00261	0,602 d
1 000	34	0,338	0,443	0,00254	0,574 d
1 000	32	0,324	0,465	0,00241	0,519 d
1 000	30	0,310	0,489	0,00228	0,466 d

〔**例題 11.**〕 幅 1 m に就き彎曲率 M = 116 cmt を受ける床版あり、 σ_s = 1 000 kg/cm² σ_c = 35 kg/cm² として d 及 A_s を求む。

(89)式及(90)式から計算する。

先づ第 29 表から

$$C_1 = 0{,}433 \qquad C_2 = 0{,}00261 \qquad A_s = 0{,}602\,d$$



第　76　圖

$$\therefore\quad d = C_1\sqrt{\frac{M}{b}} = 0{,}433\sqrt{\frac{116\,000}{100}} = 14{,}8\ cm$$

$$A_s = C_2\sqrt{Mb} = 0{,}0026\sqrt{116\,000\cdot 100} = 8{,}9\ cm^2$$

又は　$A_s = 0{,}602\,d = 0{,}602\cdot 14{,}8 = 8{,}9\ cm^2$

（3）M, d 及 σ_s を與へて A_s 及 σ_c を求むること。今抵抗力率の臂である jd の j を種々なる σ_c 及 σ_s に對して計算して見ると第 30 表の如くなる。

第　30　表

σ_c	σ_s	k	$j = 1 - \frac{k}{3}$
25	1 000	0,273	0,909
30	1 000	0,310	0,897
35	1 000	0,344	0,885
40	1 000	0,375	0,875
45	1 000	0,403	0,866
50	1 000	0,429	0,857
25	1 200	0,238	0,921
30	1 200	0,273	0,909
35	1 200	0,304	0,898
40	1 200	0,333	0,889
45	1 200	0,360	0,888
50	1 200	0,385	0,872

第 30 表から分る樣に j の値は近似的計算の場合には 0,875 即ち $^7/_8$ としても差支へはない。然る時は

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s\cdot\frac{7}{8}d} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (91)$$

から近似的に A_s の値を求め得る。

正確に A_s の値を計算によりて求むるには次の如くすればよい。

第 73 圖から　$\sigma_c = \dfrac{\sigma_s x}{n(d-x)}$　又　$\sigma_c = \dfrac{2M}{b\cdot x\left(d - \frac{x}{3}\right)}$

此兩式から σ_c を消去して

$$\frac{\sigma_s x}{n(d-x)} = \frac{2M}{b\cdot x\left(d - \frac{x}{3}\right)}$$

之を解いて

$$x^3 - 3dx^2 - \frac{6Mn}{b\,\sigma_s}(x-d) = 0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (92)$$

x の値が分れば

$$\sigma_c = \frac{\sigma_s x}{n(d-x)} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (93)$$

から計算することを得る。而して

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s\left(d - \frac{x}{3}\right)} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (94)$$

から A_s が分る。

〔例題 12.〕 幅 1 m に就き彎曲率 $M = 116\ cmt$ を受けたる床版あり、$\sigma_s = 1\,000\ kg/$

$d = 14{,}8\ cm$ として A_s 及 σ_c を求めよ。

イ、近似法

(91)式から $A_s = \dfrac{M}{\sigma_s \frac{7}{8} d} = \dfrac{116\,000}{1\,000\cdot 0{,}875\cdot 14{,}8} = 8{,}95\ cm^2$

故に $p = \dfrac{8{,}95}{100\cdot 14{,}8} = 0{,}605\ \%$ 然るときは第74圖から $k = 0{,}345$

$\sigma_c = \dfrac{k}{n(1-k)}\sigma_s = \dfrac{0{,}345}{15\cdot 0{,}655}\cdot 1\,000 = 35{,}1\ kg/cm^2$

ロ、正確なる方法

(92)式から $x^3 - 3\cdot 14{,}8\,x^2 - \dfrac{6\cdot 116\,000\cdot 15}{100\cdot 1\,000}(x - 14{,}8) = 0$

之を解きて $x = 5{,}09\ cm$ 又は $k = 0{,}344$

∴ (94)式から $A_s = \dfrac{116\,000}{1\,000\left(14{,}8 - \frac{5{,}09}{3}\right)} = 8{,}9\ cm^2$

以上から判る樣に近似法でも相當に正確な結果を與へる。

（4）M, d 及 σ_c を與へて A_s 及 σ_s を求むること。 版の設計に於てはその有効高さが制限を受けることが屢々ある。又橋桁或は床桁に於てもその有効高さが制限される事がある。かゝる場合には d 及 σ_c を適當に定め M に對して必要なる A_s の値を定め且つ之に生ずる應力 σ_s が許容應力を超ゆるか否かを檢すべきである。

先づ $\sigma_c = \dfrac{2M}{bx\left(d - \frac{x}{3}\right)}$

から x を求むれば次の如くなる。

$$x^2 - 3dx - \frac{6M}{b\sigma_c} = 0$$

$$\therefore \quad x = \frac{3d}{2}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{8M}{3bd^2\sigma_c}}\right] \cdots\cdots\cdots\cdots(95)$$

上式から x が分れば

$$\sigma_s = n\sigma_c\frac{d-x}{x} \text{ 及 } A_s = \frac{\sigma_c bx}{2\sigma_s} \cdots\cdots\cdots\cdots(96)$$

〔例題 13.〕 床版あり、幅 $1\ m$ に付 $78\,600\ cm\,kg$ の彎曲率を受ける場合 $d = 10\ cm$, $\sigma_c = 40\ kg/cm^2$ として A_s 及 σ_s を求めよ。

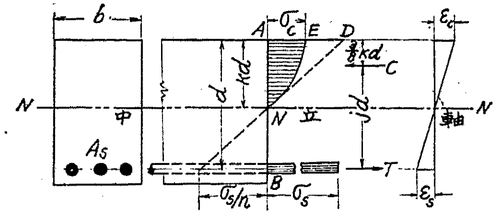
(95)式から $x = \dfrac{3\cdot 10}{2}\left[1 - \sqrt{1 - \dfrac{8\cdot 78\,600}{3\cdot 100\cdot 10^2\cdot 40}}\right] = 4{,}65\ cm$

故に(96)式から $\sigma_s = 15\cdot 40\dfrac{10 - 4{,}65}{4{,}65} = 690\ kg/cm^2$

$A_s = \dfrac{40\cdot 100\cdot 4{,}65}{2\cdot 690} = 13{,}47\ cm^2$

§ 118. 破壞荷重に對する桁の應力計算及斷面の設計

（1）概說。 桁が充分の鐵筋量を有しそれに生ずる應力が屈伏點應力以上に達しない樣に設計してあるならばコンクリートに生ずる壓應力はその破壞應力卽ち抗壓强度に達して破壞するものである。かゝる場合に於ける應力の分布の模樣は § 90 に於て述べた樣に Ritter 氏及 Talbot 敎授の說に隨ふものとして差支へはない。而して變形は近似的に中心軸からの距離に比例するものと考へる。卽ちかゝる斷面に生ずる應力及變形の模樣を圖示すれば第 77 圖の如くである。



第 77 圖

（2）中立軸の位置及抵抗力率の臂。破壞荷重に對する中立軸の位置及抵抗力率の計算方法は許容荷重の場合に準ずる。只應力の分布が拋物線式に依るのと、コンクリートの彈性係數が此場合は初係數(Initial modulus) を取るべきである點が異なるのみである。此初彈性係數の値は幾何であるかはコンクリートに依つて異なるのであるが $210\,000\ kg/cm^2 \sim 140\,000\ kg/cm^2$ 位と思つて差支へない。故に $\dfrac{E_s}{E_c} = n$ の値は 10～15 位となる。許容荷重の場合我土木學會示方書では $m = 15$ と定めて居るから破壞荷重に對しては 10 を採るべきであらう。コンクリートに於ける應力變形は第 77 圖に於て E 點を頂點とし N を通る拋物線曲線に隨ふ。此曲線に N 點で切線を引けば $AE = ED$ である。

$$\therefore \quad \frac{\sigma_s}{2n\sigma_c} = \frac{1-k}{k} \cdots\cdots\cdots\cdots(a)$$

茲に σ_c はコンクリートの抗壓强度で σ_s は鐵筋の張應力で屈伏點應力以下の値である。

然るに $T = C$ であるから

$$\sigma_s\,pbd = \frac{2}{3}\sigma_c\,bkd \cdots\cdots\cdots\cdots(b)$$

(a)式及(b)式から $\dfrac{\sigma_s}{\sigma_c}$ を消去し p を求むれば

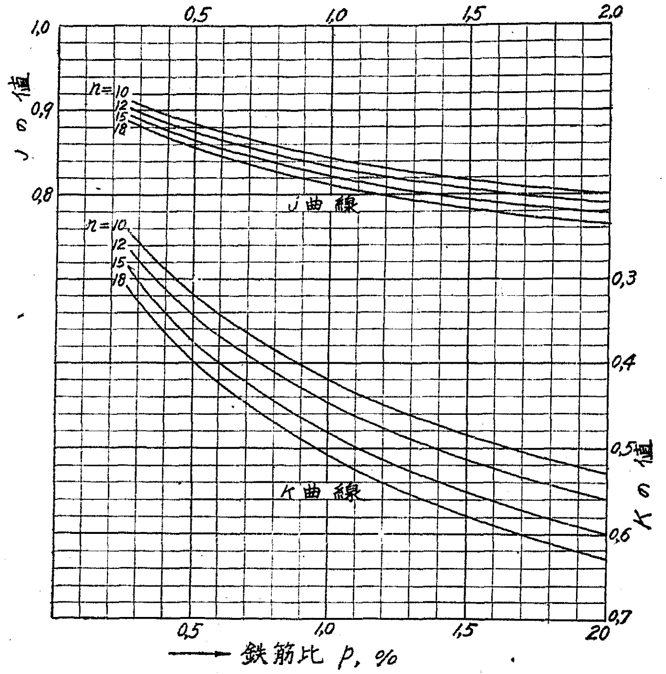
$$k = \sqrt{3np + \left(\frac{3}{2}np\right)^2} - \frac{3}{2}np \cdots\cdots\cdots\cdots(97)$$

全壓應力の重心と桁の抗壓側面との距離は $\dfrac{3}{8}kd$ であるから $jd = d - \dfrac{3}{8}kd$ となる。

$$\therefore \quad j = 1 - \frac{3}{8}k \cdots\cdots\cdots\cdots(98)$$

第 78 圖は p 及 n の種々なる値に對する k 及 j の値を求める曲線を示したものである。

（3）コンクリートの抗壓强度に對する破壞抵抗力率。 概說に於て述べた如く本



第 78 圖

に論ずる桁に於てはその抵抗力率はコンクリートに依つて定まる。故にその値は

$$M_c = Cjd = \frac{2}{3}\sigma_c bkd\cdot jd = \frac{2}{3}\sigma_c kjbd^2 \cdots\cdots\cdots\cdots(99)$$

此公式は σ_c が抗壓强度で、σ_s が屈伏點應力以下の場合に限り適用が出來るものであつて夫れ以上 σ_s が大となれば不正確になつて來る。今 σ_s を σ_c に對する鐵筋の應力とせば

$$M_s = Tjd = \sigma_s pjbd^2 \cdots\cdots\cdots\cdots(100)$$

(99)及(100)式から

$$\sigma_s = \frac{2}{3p}\cdot\sigma_c k = \frac{2}{3}\sigma_c\frac{kbd}{A_s} \cdots\cdots\cdots\cdots(101)$$

（4）斷面の設計。

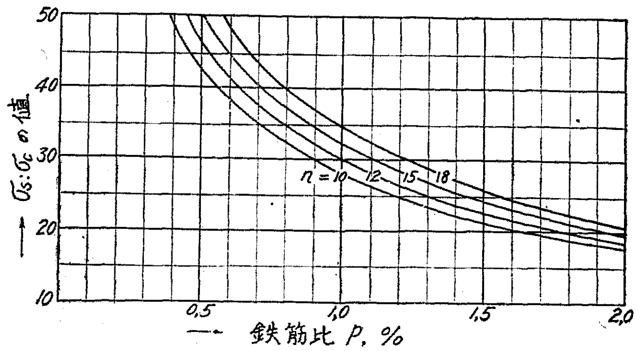
（a）鐵筋量の決定。 コンクリートの抗壓强度 σ_c 及鐵筋の應力 σ_s を與へて平衡鐵筋の量を求めんには本 §（a）式及(101)式から

$$p = \frac{\frac{2}{3}}{\frac{\sigma_s}{\sigma_c}\left(\frac{\sigma_s}{2n\sigma_c}+1\right)} \cdots\cdots\cdots\cdots(102)$$

を得る。本式によりて $\frac{\sigma_s}{\sigma_c}$ の値に對する平衡鐵筋量を知り得る。第79圖は n 及 $\frac{\sigma_s}{\sigma_c}$ の種々なる値に對する平衡鐵筋量 p を求むる表圖である。

（b）斷面の設計。 彎曲率 M、コンクリート抗壓强度 σ_c を與へて斷面を求むるには (99) 式に於て $M_s = M$ と置き

$$bd^2 = \frac{M}{\frac{2}{3}\sigma_c kj} \cdots\cdots\cdots\cdots(103)$$



第 79 圖

から bd^2 が分る。故に b 又は d を假定することによりて d 又は b が計算出來る譯である。此場合鐵筋に生ずる應力は屈伏點應力以下でなくてはならぬ。

〔例題 14.〕 $b = 25\,cm$, $d = 35\,cm$ なる桁が $4\phi 22\,mm$ の鐵筋を有する場合の抵抗力率を求めよ。但し $\sigma_c = 140\,kg/cm^2$, $\sigma_s \leq 3\,200\,kg/cm^2$, $n = 10$ とす。

先づ $A_s = 15{,}21\,cm^2$ $\quad\therefore\ p = \frac{15{,}21}{25\cdot 35} = 1{,}74\,\%$ $\quad j = 0{,}81$ $\quad k = 0{,}51$

∴ (100)式から $M_c = \frac{2}{3}\cdot 140\cdot 0{,}51\cdot 0{,}81\cdot 25\cdot 35^2 = 1\,180\,cm\,t$

$$M_s = 3\,200\cdot\frac{1{,}74}{100}\cdot 0{,}81\cdot 25\cdot 1\,225 = 1\,380\,cm\,t$$

∴ 抵抗力率 $M = M_c = 1\,180\,cm\,t$

〔例題 15.〕 破壞彎曲率 $700\,000\,cm\,kg$ を受ける桁あり、安全率を3とし、$\sigma_c = 145\,kg/cm^2$, $\sigma = 3\,400\,kg/cm^2$, $n = 12$ としてその斷面を設計せよ。

$$\frac{\sigma_s}{\sigma_c} = \frac{3\,400}{145} = 23{,}4 \qquad p = 1{,}42\,\% \text{（第79圖から）}$$

第78圖から $k = 0{,}505$ $\quad j = 0{,}810$

此値は(97)及(98)式からも得られる。故に(103)式から

$$bd^2 = \frac{3700\,000}{\frac{2}{3}\cdot 145\cdot 0{,}505\cdot 0{,}810} = 53\,100\,cm^3$$

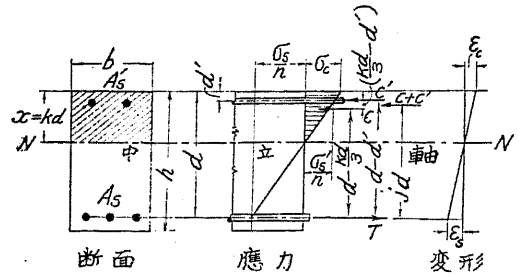
$d = 45\,cm$ とせば

$$b = \frac{53\,100}{45\cdot 45} = 26\,cm$$

第五節 複鐵筋矩形斷面桁の應力計算及斷面の設計

§ 119. 應力の計算

（1）應力の計算。 連續桁の支承上の斷面或は Rahmen構造部材の斷面に於ける



第 80 圖

が如く複鐵筋を有する斷面に於て、その幅 b、有効高さ d、鐵筋量 A_s 及 A'_s を知つて或彎曲率 M に對するコンクリートの壓應力 σ_c 及鐵筋の張應力 σ_s を見出す方法に就て述べよう。

第 80 圖より $\frac{\sigma_s}{n\sigma_c} = \frac{1-k}{k}$ 或は $\sigma_s = n\sigma_c\frac{1-k}{k}$ …………(a)

又 $\frac{\sigma'_s}{n\sigma_c} = \frac{kd-d'}{kd}$ 或は $\sigma'_c = n\sigma_c\frac{k-\frac{d'}{d}}{k}$ …………(b)

而して $\sigma_s A_s = \frac{1}{2}\sigma_c bkd + \sigma'_s A'_s$ ……………………………………(c)

(c) 式に (a) 及 (b) 式の値を代入して k を求むれば

$$k = \sqrt{2n\left(p+p'\frac{d'}{d}\right)+n^2(p+p')^2} - n(p+p') \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(104)$$

本式から p, p' 及 $\frac{d'}{d}$ が既定であれば中立軸比が分る譯である。又 $kd = x$ であるから x は次の如くなる。

$$x = \sqrt{\left\{\frac{n(A_s+A'_s)}{b}\right\}^2 + \frac{2n}{b}(dA_s+d'A'_s)} - \frac{n(A_s+A'_s)}{b} \quad \cdots(104a)$$

(104a) 式は獨逸に於て盛んに用ひられる式である。

次に抗張鐵筋の中心線に對して内外力の力率を採れば

$$M = \frac{bkd\,\sigma_c}{2}\left(d-\frac{kd}{3}\right)+\sigma'_s A'_s(d-d') \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(d)$$

(d) 式に (b) 式の値を代入すれば

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

或は $\sigma_c = \frac{M}{bd^2 L_c}$

玆に $L_c = \frac{k}{2}\left(1-\frac{k}{3}\right)+\frac{np'\left(k-\frac{d'}{d}\right)\left(1-\frac{d'}{d}\right)}{k}$ ………(105)

即ち (105) 式に依つて σ_c が分るのである。

σ_s を求むるには先づ抗壓鐵筋の中心線に對して内外力の力率を採れば

$$M = A_s\sigma_s(d-d') - \frac{\sigma_c kdb}{2}\left(\frac{kd}{3}-d'\right) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(e)$$

(e) 式に $\sigma_c = \sigma_s\frac{k}{n(1-k)}$ の値を代入すれば

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

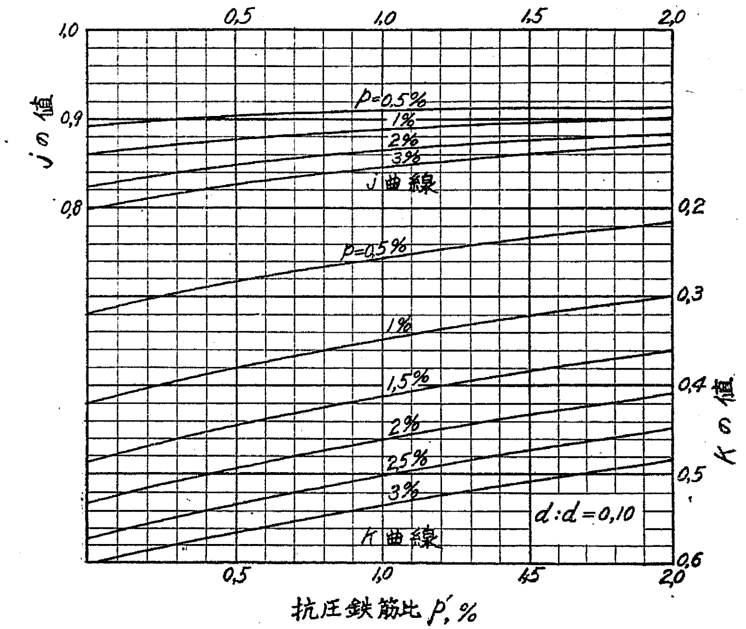
或は $\sigma_s = \frac{M}{bd^2 L_s}$

玆に $L_s = p\left(1-\frac{d'}{d}\right)+\frac{k^2}{2n(1-k)}\left(\frac{d'}{d}-\frac{k}{3}\right)$ ………(106)

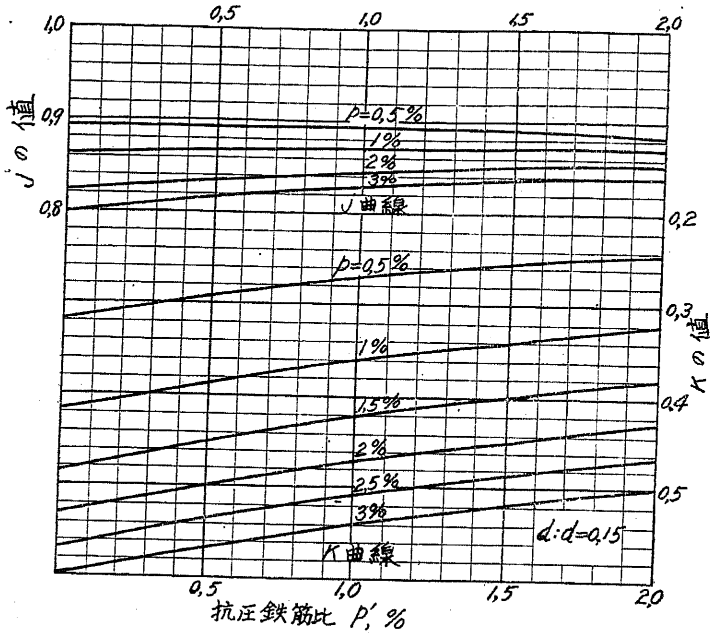
又 σ_s を求むるには次の如くしてもよい。今コンクリートの全壓應力 C と抗壓鐵筋の全壓應力 C' との合力の働點が抗張鐵筋の中心線から jd の距離にあるとせば

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

$$= \left(1-\frac{d'}{d}\right)+\frac{k^2}{2np(1-k)}\left(\frac{d'}{d}-\frac{k}{3}\right) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(107)$$



第 81 圖



第 82 圖

$$\therefore \quad \sigma_s = \frac{M}{A_s jd} = \frac{M}{pjbd^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(108)$$

或は σ_c から σ_s を求むることが出來る。即ち

$$\sigma_s = \frac{n\sigma_c(1-k)}{k} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(108a)$$

(100) 式の k 及 (107) 式の j の計算は相當に複雜であるから表圖から求むる樣にせば大變便宜が多い。第 81 圖は $n = 15$, $\frac{d'}{d} = 0,10$ に對する k 及 j の値を p の種々なる値に就て計算した表圖である。第 82 圖は $n = 15$, $\frac{d'}{d} = 0,15$ に對する上と同樣の表圖である。

〔例題 16.〕 彎曲率 $M = 7\,500\ m\,kg$ を受ける複鐵筋矩形斷面桁あり、幅 $b = 30\ cm$ 有効高さ $d = 50\ cm$, $d' = 5\ cm$, $A_s = 17{,}4\ cm^2$ $A'_s = 2{,}4\ cm^2$ なるとき σ_c 及 σ_s を求む。

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{17{,}4}{30 \cdot 50} = 1{,}16\,\% \quad p' = \frac{A'_s}{bd} = \frac{2{,}4}{30 \cdot 50} = 0{,}16\,\% \quad \frac{d'}{d} = 0{,}10$$

k は (104) 式又は第 81 圖から $k = 0{,}427$

j は (107) 式から $j = 0{,}864$

故に (108) 式から $\sigma_s = \frac{1}{pj} \cdot \frac{M}{bd^2}$, $\frac{M}{bd^2} = \frac{750\,000}{30 \cdot 50 \cdot 50} = 10\ kg/cm^2$, $\frac{1}{pj} = 100$

となるから $\sigma_s = 1\,000\ kg/cm^2$

又 (105) 式から $\sigma_c = \frac{M}{bd^2 L_c}$ 然るに $L_c = 0{,}1997 \simeq 0{,}2$

$$\therefore \quad \sigma_c = \frac{10}{0{,}2} = 50\ kg/cm^2$$

（２）近似公式。既に述べた正確なる計算法は相當に複雜して居るから試算等の場合には近似的公式に依つた方が手早い。

(108) 式から $\sigma_s = \frac{M}{A_s jd}$, 今 j を $\frac{7}{8}$ とせば

$$\sigma_s = \frac{M}{\frac{7}{8} A_s d} = \frac{M}{\frac{7}{8} pbd^2} = \frac{1{,}14M}{pbd^2} \quad \cdots\cdots\cdots(109)$$

$k = 0{,}45$ とせば $\sigma_c = \frac{0{,}93M}{npbd^2} = \frac{0{,}93M}{15pbd^2}$ ⋯⋯⋯⋯(110)

〔例題 17.〕 例題 16. を近似公式にて解け。

(109) 式から $\sigma_s = \frac{1{,}14}{0{,}0116} \cdot 10 = 1\,000\ kg/cm^2$

(110) 式から $\sigma_c = \frac{0{,}93}{15 \cdot 0{,}0116} \cdot 10 = 53{,}4\ kg/cm^2$

上の計算から分る樣に正解法と近似法とは大差ないものであるから試算法の如き場合には近似公式を用ひて充分目的を達し得るものである。

§ 120. **抵抗力率**

抗張鐵筋が不足のときは

$$M_s = \sigma_s A_s jd = \sigma_s pjbd^2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(111)$$

抗張鐵筋過剩のときは

$$M_c = \frac{1}{2}\,\sigma_c k\left(1 - \frac{1}{3}\,k\right) bd^2 + \sigma'_s p'\,bd\,(d-d')$$

然るに $\sigma'_s = n\,\dfrac{k - \frac{d'}{d}}{k}\,\sigma_c$ なるを以つて

$$M_c = \left[\frac{k}{2}\left(1-\frac{k}{3}\right) + \frac{np'}{k}\left(k-\frac{d'}{d}\right)\left(1-\frac{d'}{d}\right)\right]\sigma_c bd^2 \cdots\cdots(112)$$

鐵筋が過剩であるか不足であるか不明のときは M_c 或は M_s の內で小なる値を採ればよい。

§ 121. **斷面の設計**

（１）概說。複鐵筋矩形斷面は經濟的な設計ではない。然し乍ら連續桁の支承上の負彎曲に耐へる斷面或は高さが制限された斷面に於ては往々にして複鐵筋を有す

る斷面に設計しなくてはならない。かゝる場合には於て多くは斷面が豫め定つて居る場合が多い。故に多くの場合に複鐵筋斷面の設計は彎曲率、σ_c, σ_s 及 b, d を知つて A_s 及 A'_s を求むることになるが時には σ_c, σ_s 及 $\dfrac{A'_s}{A_s}$ を知つて d を求むることもある、又連續せる沈澱池或は濾過池の中間隔壁の如く正負の彎曲率を受ける場合には對稱鐵筋として斷面の設計をしなくてはならないこともある。

（2）σ_c, σ_s, b 及 d を知つて p 及 p' 或は A_s 及 A'_s を求むること。

(105) 式から
$$p' = \frac{\dfrac{M}{bd^2} - \dfrac{\sigma_c k}{2}\left(1 - \dfrac{k}{3}\right)}{\dfrac{n\sigma_c}{k}\left(1 - \dfrac{d'}{d}\right)\left(k - \dfrac{d'}{d}\right)} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(113)$$

(106) 式から
$$p = \frac{\dfrac{M}{bd^2} + \dfrac{\sigma_c k}{2}\left(\dfrac{k}{3} - \dfrac{d'}{d}\right)}{\sigma_s\left(1 - \dfrac{d'}{d}\right)} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(114)$$

上式中 k は　$k = \dfrac{n\sigma_c}{n\sigma_c + \sigma_s}$　から分る。

或は
$$\left.\begin{aligned} A'_s &= \frac{M - \sigma_c \dfrac{xb}{2}\left(d - \dfrac{x}{3}\right)}{\sigma'_s(d-d')} \\ \text{玆に}\quad \sigma'_s &= n\sigma_c \frac{x-d'}{x} \end{aligned}\right\} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(115)$$

$$A_s = \frac{M + \sigma_c \dfrac{xb}{2}\left(\dfrac{x}{3} - d'\right)}{\sigma_s(d-d')} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(116)$$

桁の高さが 1 m 以下のものに於ては $d' = 0{,}08\,h$, $d = 0{,}92\,h$ 位で、1 m 以上の桁高のものに於ては $d' = 0{,}05\,h$　$d = 0{,}95\,h$ 位である。之等の値に對して (115) 及 (116)式を計算すれば次の如くなる。

$d' = 0{,}08\,h$ 及 $d = 0{,}92\,h$ に對しては

$$p_h = \frac{\dfrac{M}{bh^2} + 0{,}46\sigma_c k\left(0{,}92 \cdot \dfrac{k}{3} - 0{,}08\right)}{0{,}84\,\sigma_s} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(117)$$

$$p'_h = \frac{\dfrac{M}{bh^2} - 0{,}4232\,\sigma_c k\left(1 - \dfrac{k}{3}\right)}{13{,}696\,\sigma_c \cdot \dfrac{(0{,}92k - 0{,}08)}{k}} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(118)$$

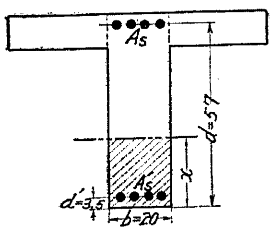
$d' = 0{,}05\,h$ 及 $d = 0{,}95\,h$ に對しては

$$p_h = \frac{\dfrac{M}{bh^2} + 0{,}475\sigma_c k\left(0{,}95 \cdot \dfrac{k}{3} - 0{,}05\right)}{0{,}9\,\sigma_s} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(119)$$

$$p'_h = \frac{\dfrac{M}{bh^2} - 0{,}4513\sigma_c k\left(1 - \dfrac{k}{3}\right)}{14{,}21 \cdot \sigma_c\,\dfrac{0{,}95k - 0{,}05}{k}} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(120)$$

(117)～(121) 式に於ては (113) 及 (114) 式と異り鐵筋比を bd の代りに bh に對して表してある。此點は計算上注意を要する。此 (117)～(120)式は後に述べる彎曲率と軸壓力を受けた複鐵筋斷面のときの設計の場合の公式と同形となる。即ち第十二章 (272) 式及(273) 式に於て $M'_s = M_s = M$ とし $k' = k$, $p = p_h$, $p' = p'_h$ と置けば第十二章 (272) 式及 (273) 式は本章の (117) 式及 (118) 式に全く一致する。故に第十二章に於て掲げた第 164 圖及第 165 圖を用ひて (117)～(120) 式を解くことが出來るのである。讀者は之等の表圖を利用すれば容易に p_h 及 p'_h 延ては A_s 及 A'_s を容易に求むることが出來る。

〔例題 18.〕 第 83 圖に示す如きT形斷面桁が支承上に於て負彎曲率 $M = 7{,}8\,mt$ を受けたる場合 $\sigma_s = 1\,200\,kg/cm^2$, $\sigma_c = 40\,kg/cm^2$ を超えない樣に鐵筋量を求めよ。



第 83 圖

圖から $d = 57\,cm$　$d' = 3{,}5\,cm$　$h = 60{,}5\,cm$　$b = 20\,cm$

故に
$$\frac{M}{bh^2} = \frac{780\,000}{20 \cdot 60{,}5^2} = 10{,}66\,kg/cm^2$$
$$\frac{d'}{h} = \frac{3{,}5}{60{,}5} = 0{,}058$$

∴ (119) 及 (120) 式から p_h 及 p'_h を求むることが出來る。

或は第 165 圖から $p_h = 1{,}02\,\%$　$p'_h = 1{,}17\,\%$ を得る。

$$\therefore\quad A_s = \frac{1{,}02}{100} \cdot 20 \cdot 60{,}5 = 12{,}4\,cm^2$$

$$A'_s = \frac{1{,}17}{100} \cdot 20 \cdot 60{,}5 = 14{,}2\,cm^2$$

次に (115) 式及 (116) 式から計算すれば

$$x = kd = \frac{15 \cdot 40}{15 \cdot 40 + 1\,200} \cdot 57 = 0{,}333 \cdot 57 = 19\,cm$$

$$A'_s = \frac{780\,000 - 40 \cdot \dfrac{19 \cdot 20}{2}(57 - 6{,}3)}{15 \cdot 40\,\dfrac{15{,}5}{19}\,(57 - 3{,}5)} = 14{,}7\,cm^2$$

$$A_s = \frac{780\,000 + 40 \cdot \dfrac{19 \cdot 20}{2}(6{,}3 - 3{,}5)}{1\,200\,(57 - 3{,}5)} = 12{,}5\,cm^2$$

近似公式

近似的に斷面の設計をなすには先づ抵抗力率の臂を假定すればよい。普通の設計に於ては $j=\frac{7}{8}$ と考へ得るにより

$$A_s=\frac{M}{\frac{7}{8}\cdot d\,\sigma_s} \quad\cdots\cdots\cdots\cdots(121)$$

$$\left.\begin{aligned} A'_s &= \frac{1}{\sigma'_s}\left(A_s\sigma_s-\frac{b}{2}\sigma_c x\right)\\ \text{茲に}\quad x &= \frac{n\sigma_c}{\sigma_s+n\sigma_c}\cdot d = kd\\ \sigma'_s &= n\sigma_c\frac{x-d'}{x} \end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(122)$$

〔例題 19.〕 例題 18. を近似公式によりて解け。

$$A_s=\frac{780\,000}{0{,}875\cdot 57\cdot 1\,200}=13{,}1\ cm^2$$

$$x=19\ cm \qquad \sigma'_s=15\cdot 40\,\frac{15{,}5}{19}=489{,}5\ kg/cm^2$$

$$A'_s=\frac{1}{489{,}5}\left(13{,}1\cdot 1\,200-\frac{20}{2}\cdot 40\cdot 19\right)=16{,}6\ cm^2$$

（3） σ_c, σ_s 及 $\frac{A'_s}{A_s}$ を知りて斷面の有效高さ d を求むること。

今 $\frac{A'_s}{A_s}=\frac{p'}{p}$ が分つて居るから（113）及（114）式から

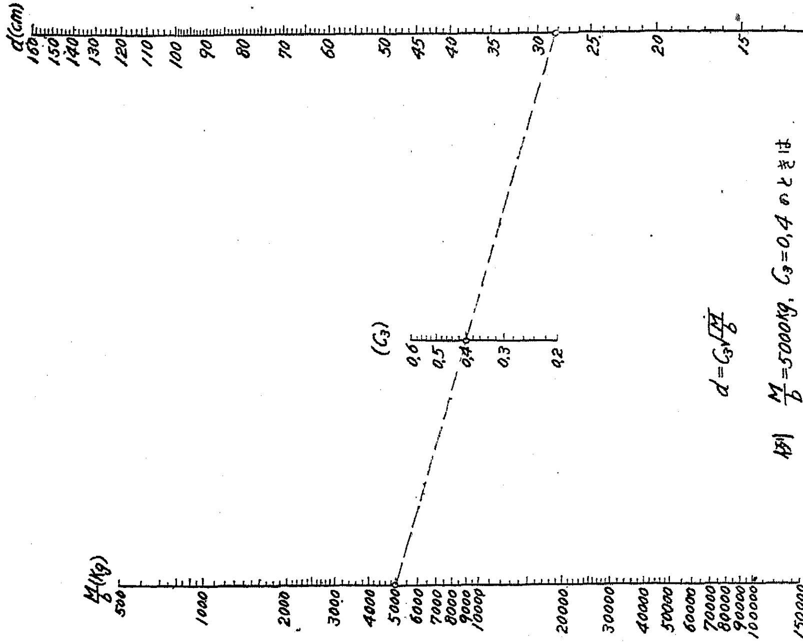
$$\frac{M}{bd^2}=\frac{\sigma_c k}{2}\left[\frac{(1-k)\left(1-\frac{k}{3}\right)+\frac{A'_s}{A_s}\left(\frac{k}{3}-\frac{d'}{d}\right)\left(k-\frac{d'}{d}\right)}{(1-k)-\left(k-\frac{d'}{d}\right)\frac{A'_s}{A_s}}\right]$$

$$=\frac{\sigma_c k}{2}\left[\left(1-\frac{k}{3}\right)+\frac{\frac{A'_s}{A_s}\left(k-\frac{d'}{d}\right)\left(1-\frac{d'}{d}\right)}{(1-k)-\frac{A'_s}{A_s}\left(k-\frac{d'}{d}\right)}\right]$$

故に　$d=C_3\sqrt{\frac{M}{b}}$

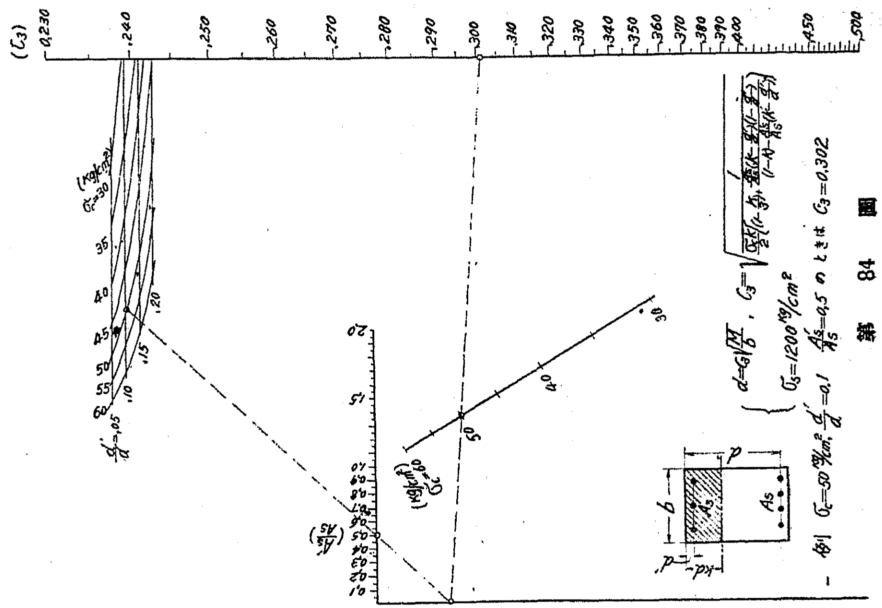
$$\left.\begin{aligned} \text{茲に}\quad C_3 &= \sqrt{\frac{1}{\frac{\sigma_c k}{2}\left[\left(1-\frac{k}{3}\right)+\frac{\frac{A'_s}{A_s}\left(k-\frac{d'}{d}\right)\left(1-\frac{d'}{d}\right)}{(1-k)-\frac{A'_s}{A_s}\left(k-\frac{d'}{d}\right)}\right]}}\\ k &= \frac{n\sigma_c}{n\sigma_c+\sigma_s} \end{aligned}\right\}\cdots\cdots(123)$$

上式から σ_c, σ_s, $\frac{A'_s}{A_s}$ 及 $\frac{d'}{d}$ の値を知つて d を計算することが出來る。



例 $\frac{M}{b}=5000kg$, $C_3=0{,}4$ のときは $d=28{,}2\,cm$

第 85 圖



例 $\sigma_c=50\,kg/cm^2$, $\frac{d'}{d}=0{,}1$, $\sigma_s=1200\,kg/cm^2$, $\frac{A'_s}{A_s}=0{,}5$ のときは $C_3=0{,}302$

第 84 圖

此(123)式の計算に當つては第84圖及第85圖の表圖を利用すれば好都合である。此表圖は鐵道省の柴田直光氏の創製になるものである。

〔例題 20.〕 彎曲率 $M = 22{,}5\,mt$ を受ける複鐵筋を有する版あり、$\sigma_c = 50\,kg/cm^2$ $\sigma_s = 1\,200\,kg/cm^2$ $A_s'/A_s = 0{,}5$ として版の有効高さ d, A_s' 及 A_s を求む。

(123)式 $d = C_3\sqrt{\frac{M}{b}}$ から d を求める。C_3 は第84圖を利用した方が便利である。

今 $\frac{d'}{d} = 0{,}1$ とすれば第84圖に點線で示す様にして C_3 の値が分る。

即ち $C_3 = 0{,}302$ となる。

次に $\frac{M}{b} = \frac{2\,250\,000}{100} = 22\,500\,kg$

∴ $b = 0{,}302\sqrt{22\,500} = 45{,}3\,cm$

此値は第85圖を利用すれば容易に求められる。

d が分れば(113)式及(114)式から

$p' = 0{,}0053$ 及 $p = 0{,}0105$

を得る。即ち $\frac{A_s'}{A_s} = \frac{p'}{p} \simeq 0{,}5$ である。

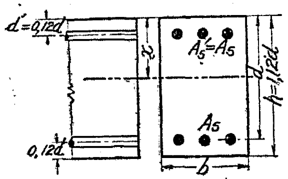
∴ $A_s' = 0{,}0053\cdot100\cdot45{,}3 = 24\,cm^2$ 及 $A_s = 48\,cm^2$

(4) 對稱複鐵筋を有する斷面の設計。 對稱複鐵筋を有する場合 σ_c 及 σ_s を知つて d を求むる方法は(3)に於て $\frac{A_s'}{A_s} = 1$ と置いて求むることが出來る。

即ち

$$\left.\begin{aligned} d &= C_3\sqrt{\frac{M}{b}} \\ C_3 &= \sqrt{\frac{1}{\frac{\sigma_c k}{2}\left[\left(1-\frac{k}{3}\right)+\frac{\left(k-\frac{d'}{d}\right)\left(1-\frac{d'}{d}\right)}{1-2k+\frac{d'}{d}}\right]}} \end{aligned}\right\}\cdots\cdots(124)$$

本計算には第84圖及第85圖を利用することが出來る。d が分れば(2)から p 又は p' が分る。



第 86 圖

今第86圖に示すが如く $d' = 0{,}12\,d$ とせば

$$\left.\begin{aligned} d &= C_3\sqrt{\frac{M}{b}} \\ C_3 &= \sqrt{\frac{1{,}12-2k}{\sigma_c k\left(\frac{1}{3}k^2-0{,}7467k+0{,}5072\right)}} \end{aligned}\right\}\cdots\cdots(125)$$

$$\left.\begin{aligned} A_s &= A_s' = C_4\sqrt{M\cdot b} \\ C_4 &= \frac{k^2C_3}{2n(1{,}12-2k)} \end{aligned}\right\}\cdots\cdots(126)$$

今 σ_c 及 σ_s の種々の値に對する C_3 及 C_4 の値を計算して置けば便利である。第31表は即ち夫である。

第 31 表

σ_s, kg/cm^2	σ_c, kg/cm^2	C_3	C_4
1 000	25	0,506	0,00219
1 000	30	0,418	0,00268
1 000	35	0,352	0,00321
1 000	40	0,300	0,00380
1 200	25	0,557	0,00163
1 200	30	0,462	0,00200
1 200	35	0,393	0,00237
1 200	40	0,340	0,00277

第六節 單鐵筋T形斷面桁の應力計算及斷面の設計

§ 122. 概 說

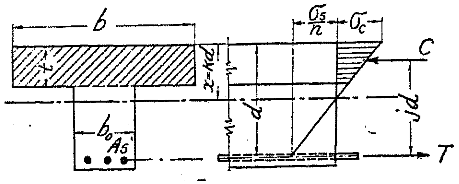
桁と床版とが同一體となりて働く様に作られたる鐵筋コンクリート構造物に於ては床版が有効に働いて壓應力を受持つものである。隨つてかゝる場合には桁の有効斷面としてはT形と考へる事が出來る。尤もT形の突緣が全部有効に壓應力を受持つためには自らその幅員に制限があるものである。その他構造上種々の制限がある。之等の點に關しては既に第九章に於て詳細に論じたるを以つて玆に於ては重ねて繰返さない。

以上の如くT形桁の構造並に實驗に關しては第九章に述べたから本節に於ては此T形斷面桁の應力計算並に斷面設計に就て述べよう。

先づ此T形桁の場合に於ては中立軸が突緣內にあるか否かによりて計算式が異なるものである。若し中立軸が突緣內にあるならば計算の方法は矩形斷面桁の場合と何等異なることはない。次に中立軸が突緣外にあるならば計算式は矩形斷面桁の場合の如く簡單ではない。本節に於て述べることは負彎曲率を受ける場合の計算の外は凡て突緣外に中立軸がある場合に就てゞある。

§ 123. 應力の計算

既に述べた様に以下述べる應力の計算は中立軸が突緣外即ち腹部にある場合に關



第 87 圖

するものである。故に壓應力は突縁部のみならず腹部にも生ずるが後者の量は普通は至つて僅かであるから之を全然無視して實際上差支へない。以下述べる計算は此假定の上に建てるものである。

第87圖に於て $\dfrac{\sigma_s}{n\sigma_c} = \dfrac{1-k}{k}$ ……………………(a)

突縁部に於けるコンクリートの全壓應力は

$$C = \frac{1}{2}\left[\sigma_c+\sigma_c\left(1-\frac{t}{kd}\right)\right]bt = \sigma_c bt\left(1-\frac{t}{2kd}\right) \quad \cdots\cdots(b)$$

抗張鐵筋に生ずる全張應力は $T = \sigma_s A_s$

然るに $T = C$ なるを以つて $\sigma_c bt\left(1-\dfrac{t}{2kd}\right) = \sigma_s A_s$ …………(c)

又 $p = \dfrac{A_s}{bd}$ ……………………(d)

(c) 式に (a) 式及 (d) 式を代入して k を求むれば

$$k = \frac{np+\frac{1}{2}\left(\frac{t}{d}\right)^2}{np+\left(\frac{t}{d}\right)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(127)$$

次に C の働點を求めんに

$$d-jd = \frac{t}{3}\cdot\frac{3kd-2t}{2kd-t}$$

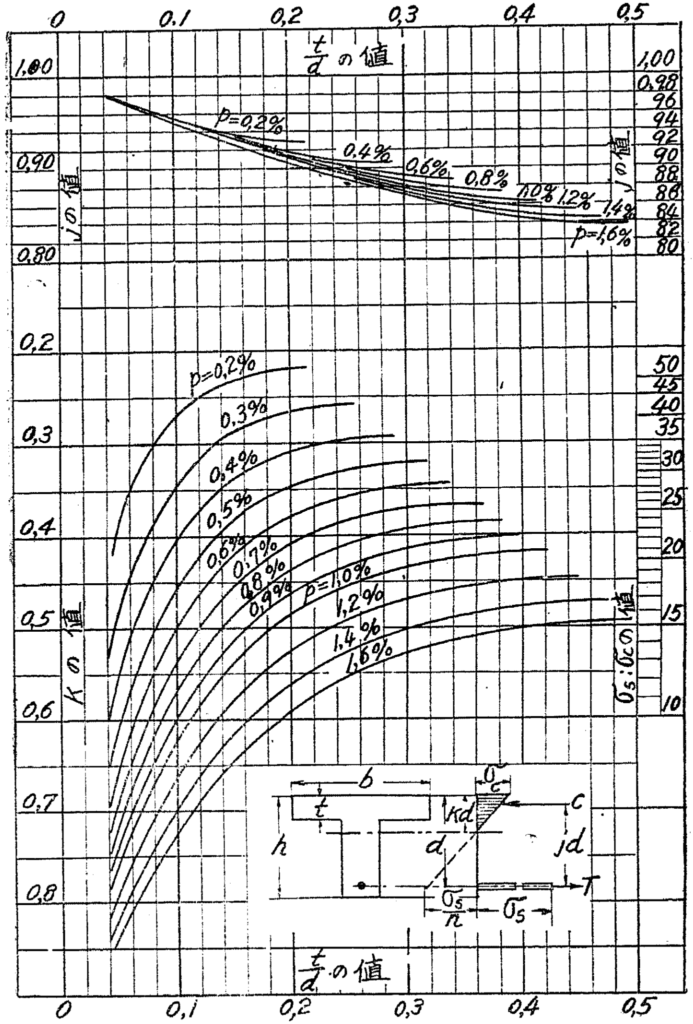
$$\therefore\quad j = 1-\frac{1}{3}\cdot\frac{t}{d}\cdot\left[\frac{3k-2\left(\frac{t}{d}\right)}{2k-\frac{t}{d}}\right] \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(128)$$

(128) 式の k の値に (127) 式を代入すれば

$$j = \frac{6-6\frac{t}{d}+2\left(\frac{t}{d}\right)^2+\left(\frac{t}{d}\right)^3\Big/2np}{6-3\left(\frac{t}{d}\right)} \quad \cdots\cdots(128a)$$

上記の k 及 j の計算は可成り複雜して居るから表圖を利用して計算が出來れば好合である。第88圖は p 及 t/d の種々なる値に對する k 及 j を求むる表圖である。

かくて k 及 j の値が分れば σ_s 及 σ_c は容易に求められる。



第 88 圖

先づ C の働點に於て內外力の力率を採れば

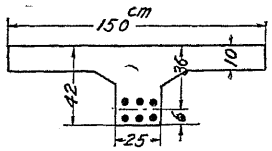
$$M = \sigma_s A_s jd$$

$$\therefore\quad \sigma_s = \frac{M}{A_s jd} \quad 又は \quad \frac{M}{pjbd^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(129)$$

$\therefore$ (a) 式から $\sigma_c = \dfrac{k}{n(1-k)}\sigma_s$ ……………………(130)

即ち M, b, t, d 及 A_s 又は p が分れば σ_s 及 σ_c は容易に計算される。

〔例題 21.〕 第89圖の如き斷面を有するT桁が彎曲率 $M = 912\,000\ cm\,kg$ を受けるときは σ_c 及 σ_s の値如何。但し $A_s = 6\phi\,25\ mm = 29{,}45\ cm^2$ とす。



第 89 圖

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{29{,}45}{150 \cdot 36} = 0{,}545\ \%$$

$$t/d = \frac{10}{36} = 0{,}278$$

(127) 式又は第88圖から $k = 0{,}335$

(128) 式又は第88圖から $j = 0{,}894$

(129) 式から $\sigma_s = \frac{M}{A_s jd} = \frac{912\,000}{29{,}45 \cdot 0{,}894 \cdot 36} = 962\ kg/cm^2$

(130) 式から $\sigma_c = \frac{k}{n(1-k)}\,\sigma_s = \frac{0{,}335}{15(1-0{,}335)} \cdot 962 = 32{,}3\ kg/cm^2$

§ 124. 抵抗力率

σ_s 及 σ_c を鐵筋及コンクリートの許容應力とすれば鐵筋及コンクリートに依る抵抗力率は次の如くなる。

$$\left.\begin{aligned} M_s &= \sigma_s A_s jd \\ M_c &= \sigma_c \left(1 - \frac{t}{2kd}\right) bt \cdot jd \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots (131)$$

桁の斷面に生ずる σ_s 及 σ_c は必ずしもその許容應力の値と一致しないから M_s 及 M_c も亦等しからず、故に斷面の抵抗力率としては M_s 及 M_c 中の小なる方を採るべきである。

§ 125. 斷面の設計

彎曲率 M, コンクリート及鐵筋の許容應力 σ_c 及 σ_s を與へて斷面の設計をなすに當りては既に第九章に於て述べたるT桁に關する理論に叶ひ示方書の規程に依らなくてはならぬ、即ち b, d 及 b_0。等凡て實驗學上の理論から示方書には標準が與へてあるからそれによつて設計することが肝要である。

(1) σ_c, σ_s, M, t を與へ d を假定して b 及 A_s を求むること。

$C = T$ であるから

$$A_s\sigma_s = \sigma_c bt\left(1 - \frac{t}{2kd}\right) \cdots\cdots\cdots (a)$$

尙　$A_s\sigma_s = \frac{M}{jd}$,　$jd = d - \frac{t}{3}\left[\frac{3kd-2t}{2kd-t}\right]$

之等を (a) 式に代入し b を求むれば

$$b = \frac{M}{\sigma_c\left[\left(td - \frac{1}{2}t^2\right) - \frac{1}{k}\left(\frac{1}{2}t^2 - \frac{t^3}{3d}\right)\right]} \cdots\cdots\cdots (b)$$

然るに $k\ \frac{n\sigma_c}{\sigma_s + n\sigma_c}$ であるから．

$$b = \frac{M}{\sigma_c\left(td - t^2 + \frac{t^3}{3d}\right) - \frac{\sigma_s}{n}\left(\frac{1}{2}t^2 - \frac{t^3}{3d}\right)} \cdots\cdots\cdots (132)$$

(a) 式に $A_s = p \cdot bd$ 及 $k = \frac{n\sigma_c}{\sigma_s + n\sigma_c}$ を代入して簡單にすれば

$$p = \frac{\sigma_c}{\sigma_s}\left[\left(\frac{t}{d}\right) - \frac{1}{2}\left(\frac{t}{d}\right)^2\right] - \frac{1}{2n}\left(\frac{t}{d}\right)^2 \cdots\cdots\cdots (133)$$

又

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s\left[d - \frac{t}{3}\left(\frac{3kd-2t}{2kd-t}\right)\right]} = \frac{1}{\sigma_s\left[1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{t}{d}\left(\frac{3kd-2t}{2kd-t}\right)\right]} \cdot \frac{M}{d}$$

$$\left.\begin{aligned} \therefore\ A_s &= \alpha_3 \frac{M}{d} \\ \text{玆に}\quad \alpha_3 &= \frac{1}{\sigma_s\left[1 - \frac{1}{3}\,\frac{t}{d}\left(\frac{3kd-2t}{2kd-t}\right)\right]} \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots (134)$$

尙 A_s が分れば b は次の如くしても求められる。

$$b = \frac{A_s\sigma_s}{\sigma_c t\left(1 - \frac{t}{2kd}\right)} = \frac{\sigma_s}{\sigma_c \frac{t}{d}\left(1 - \frac{t}{2kd}\right)} \cdot \frac{A_s}{d}$$

$$\left.\begin{aligned} \therefore\ b &= \alpha_4 \frac{A_s}{d} \\ \text{玆に}\quad \alpha_4 &= \frac{\sigma_s}{\sigma_c \frac{t}{d}\left(1 - \frac{t}{2kd}\right)} \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots (135)$$

(2) σ_c, σ_s, M, t 及 b を知つて d 及 A_s を求むること。

(132) 式から　$\frac{M}{bt^2} = \sigma_c\left(\frac{d}{t} - 1 + \frac{t}{3d}\right) - \frac{\sigma_s}{n}\left(\frac{1}{2} - \frac{t}{3d}\right)$

上式にて $\frac{t}{d} = \varphi$ と置けば

$$\frac{M}{bt} = \sigma_c\left(\frac{1}{\varphi} - 1 + \frac{\varphi}{3}\right) - \frac{\sigma_s}{n}\left(\frac{1}{2} - \frac{\varphi}{3}\right) \cdots\cdots\cdots (c)$$

(c) 式の兩邊に φ^2 を乘じて d に就て解けば次の如くなる。

第 32 表 (1)

丁形斷面桁設計表　但中立軸が腹部にある場合

單位 力率 cmt, 長さ cm, A_s cm^2, 應力 t/cm^2

1. M及tを與へ, dを撰びて A_s及bを求むること.

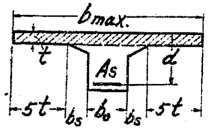
$$\varphi=t:d \qquad A_s=\frac{\alpha_3 M}{d} \qquad b=\frac{\alpha_4 A_s}{d}$$

2. M, t及bを與へて, d及A_sを求むること.

先づ $\varphi=t:d$を假定すれば $d=\alpha_2\sqrt{\frac{M}{b}}$　$A_s=\frac{\alpha_3 M}{d}$ 又は $\frac{bd}{\alpha_4}$

3. b, t及dを與へて, M及A_sを求むること.

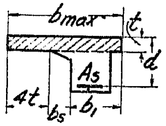
$$\varphi=t:d, \qquad M=\frac{bd^2}{\alpha_6} \qquad A_s=\frac{bd}{\alpha_4} \text{ 又は } \frac{\alpha_3 M}{d}$$



$b_{max}=10t+2b_s+b_0$

$b_{max}=4t+b_s+b_1$

$b \leqq b_{max}$



$\sigma_c=0{,}035\,t/cm^2$ $\sigma_s=1{,}000\,t/cm^2$ $x=0{,}344d$						$\sigma_c=0{,}040\,t/cm^2$ $\sigma_s=1{,}000\,t/cm^2$ $x=0{,}375d$					
$\varphi=t:d$	$z=jd$ j	$d=\alpha_2\sqrt{\frac{M}{b}}$ α_2	$A_s=\frac{\alpha_3 M}{d}$ α_3	$b=\frac{\alpha_4 A_s}{d}$ α_4	$M=\frac{bd^2}{\alpha_6}$ α_6	$\varphi=t:d$	$z=jd$ j	$d=\alpha_2\sqrt{\frac{M}{b}}$ α_2	$A_s=\frac{\alpha_3 M}{d}$ α_3	$b=\frac{\alpha_4 A_s}{d}$ α_4	$M=\frac{bd^2}{\alpha_6}$ α_6
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0,08	0,962	20,50	1,040	404	420	0,08	0,962	19,07	1,040	350	364
0,09	0,957	19,53	1,045	365	381	0,09	0,957	18,16	1,045	316	330
0,10	0,953	18,73	1,050	334	351	0.10	0,953	17.40	1,050	288	303
0,11	0,948	18,05	1,054	309	326	0,11	0,948	16,76	1,055	266	281
0,12	0,944	17,47	1,059	288	305	0,12	0,944	16,21	1,060	248	263
0,13	0,940	16,98	1,064	271	288	0.13	0,940	15,73	1,064	233	248
0,14	0,936	16,54	1,068	256	271	0,14	0,935	15,32	1,069	220	235
0,15	0,932	16,17	1,073	243	261	0.15	0,931	14,96	1,074	208	224
0,16	0,928	15,83	1,077	233	251	0,16	0,927	14,64	1,078	199	214
0,17	0,924	15,54	1,082	223	241	0,17	0,923	14,35	1,083	190	206
0,18	0,921	15,28	1,086	215	233	0.18	0,919	14,10	1,088	183	199
0,19	0,917	15,05	1,090	208	226	0,19	0,916	13,87	1,092	176	192
0,20	0,914	14,85	1,094	201	220	0,20	0,912	13,67	1,096	170	187
0,21	0,910	14,66	1,098	196	215	0,21	0,909	13,49	1,100	165	182
0,22	0,907	14,50	1,102	191	210	0,22	0,905	13,33	1,105	161	178
0,23	0,904	14,36	1,106	187	206	0,23	0,902	13,18	1,109	157	174
0,24	0,901	14,24	1,109	184	203	0,24	0,899	13,06	1,112	153	170
0,25	0,899	14,13	1,113	179	200	0,25	0,896	12,94	1,116	150	167
0,26	0,896	14,04	1,116	177	197	0,26	0,893	12,84	1,120	147	165
0,27	0,894	13,95	1,119	174	195	0,27	0.890	12,75	1,123	145	162
0,28	0,892	13,89	1,122	172	193	0,28	0,888	12,67	1,126	142	160
0,29	0,890	13,83	1,123	170	191	0,29	0,885	12,60	1,129	141	159
0,30	0,889	13,78	1,125	169	190	0,30	0,883	12,54	1,132	139	157
0,31	0,887	13,74	1,127	168	189	0,32	0,880	12,45	1,137	136	155
0,32	0,886	13,72	1,128	167	188	0,34	0,877	12,38	1,140	134	153
0,33	0,886	13,70	1,129	166	188	0,36	0,875	12,36	1,142	133	153

第 32 表 (2)

單位 力率 cmt, 長さ cm, A_s cm^2, 應力 t/cm^2.

1. M及tを與へ, dを撰びて A_s及bを求むること.

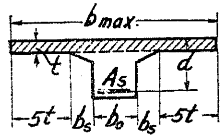
$$\varphi=t:d, \qquad A_s=\frac{\alpha_3 M}{d} \qquad b=\frac{\alpha_4 A_s}{d}$$

2. M, t及bを與へて, d及A_sを求むること.

先づ $\varphi=t:d$を假定すれば $d=\alpha_2\sqrt{\frac{M}{b}}$, $A_s=\frac{\alpha_3 M}{d}$ 又は $\frac{bd}{\alpha_4}$

3. b, t及dを與へて, M及A_sを求むること.

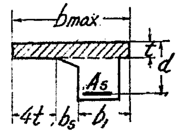
$$\varphi=t:d, \qquad M=\frac{bd^2}{\alpha_6} \qquad A_s=\frac{bd}{\alpha_4}$$



$b_{max}=10t+2b_s+b_0$

$b_{max}=4t+b_s+b_1$

$b \leqq b_{max}$



$\sigma_c=0{,}040\,t/cm^2$ $\sigma_s=1{,}200\,t/cm^2$ $x=\frac{1}{3}d$						$\sigma_c=0{,}050\,t/cm^2$ $\sigma_s=1{,}200\,t/cm^2$ $x=0{,}385d$					
$\varphi=t:d$	$z=jd$ j	$d=\alpha_2\sqrt{\frac{M}{b}}$ α_2	$A_s=\frac{\alpha_3 M}{d}$ α_3	$b=\frac{\alpha_4 A_s}{d}$ α_4	$M=\frac{bd^2}{\alpha_6}$ α_6	$\varphi=t:d$	$z=jd$ j	$d=\alpha_2\sqrt{\frac{M}{b}}$ α_2	$A_s=\frac{\alpha_3 M}{d}$ α_3	$b=\frac{\alpha_4 A_s}{d}$ α_4	$M=\frac{bd^2}{\alpha_6}$ α_6
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0.08	0.962	19,22	0,866	426	369	0,08	0,961	17,18	0,867	335	291
0,09	0.957	18,32	0,871	385	335	0,09	0.957	16.22	0,871	302	283
0,10	0.953	17,57	0,875	353	309	0,10	0.952	15.53	0,875	276	241
0,11	0.949	16.94	0,879	327	287	0.11	0,948	14,96	0.879	255	224
0,12	0,944	16,40	0,882	305	269	0,12	0.944	14.47	0,883	237	269.
0,13	0.940	15,94	0,886	287	254	0.13	0,939	14,04	0,887	222	197
0.14	0,936	15,54	0,890	271	241	0,14	0,935	13,66	0,891	210	187
0,15	0,932	15,19	0,894	258	231	0,15	0,931	13,34	0,895	199	178
0,16	0,938	14.88	0,898	247	221	0,16	0,927	13,05	0,899	189	170
0,17	0,925	14,61	0,901	237	214	0,17	0,923	12,79	0,903	181	164
0,18	0,921	14.37	0,905	228	207	0,18	0,919	12.56	0,907	174	158
0,19	0,918	14,16	0,908	221	201	0,19	0.915	12,36	0,910	168	153
0,20	0.914	13,98	0,911	214	195	0,20	0.912	12,17	0,914	162	148
0,21	0,911	13,81	0,9:5	209	191	0,21	0,908	12,01	0,918	157	144
0,22	0,908	13,67	0,918	204	187	0,22	0,905	11,86	0,921	153	141
0,23	0,905	13,54	0,921	199	183	0,23	0,901	11,73	0,925	149	138
0,24	0,902	13,43	0,923	195	180	0,24	0,898	11,61	0,928	145	135
0,25	0,900	13,33	0,926	192	178	0,25	0,895	11,51	0,931	142	132
0,26	0,898	13,25	0,928	189	176	0,26	0,892	11,41	0,934	139	130
0,27	0,896	13,18	0,930	187	174	0,28	0,887	11.25	0,938	135	127
0,28	0,894	13,13	0,932	185	172	0,30	0,882	11,13	0,945	131	124
0,29	0,892	13,08	0,934	183	171	0,32	0,878	11,04	0,949	128	122
0,30	0,891	13,04	0,935	182	170	0,34	0,875	10,98	0,953	126	121
0,31	0,890	13,01	0,936	181	169	0,36	0,873	10.94	0,955	125	120
0.32	0.889	13,00	0,937	180	169	0,38	0,872	10,92	0,956	125	119

$$\left.\begin{aligned} d &= \alpha_2\sqrt{\frac{M}{b}} \\ \text{玆に}\quad \alpha_2 &= \frac{1}{\sqrt{\sigma_c\left(\varphi-\varphi^2+\dfrac{\varphi^3}{3}\right)-\dfrac{\sigma_s}{n}\left(\dfrac{\varphi^2}{2}-\dfrac{\varphi^3}{3}\right)}} \end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(136)$$

d が分れば A_s は (133) 式又は (134) 式から求められる。

（3） σ_c, σ_s, b, t 及 d を與へて M 及 A_s を求むること。

(c)式に φ^2 を乘じ M を計算すれば次の如くなる。

$$M = \left[\sigma_c\left(\varphi-\varphi^2+\frac{\varphi^3}{3}\right)-\frac{\sigma_s}{n}\left(\frac{\varphi^2}{2}-\frac{\varphi^3}{3}\right)\right]bd^2$$

$$\left.\begin{aligned} \text{即ち}\quad M &= \frac{bd^2}{\alpha_6} \\ \alpha_6 &= \left[\sigma_c\left(\varphi-\varphi^2+\frac{\varphi^3}{3}\right)-\frac{\sigma_s}{n}\left(\frac{\varphi^2}{2}-\frac{\varphi^3}{3}\right)\right]^{-1} \end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(137)$$

M が明となれば

$$A_s = \alpha_3\,\frac{M}{d}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(134)\text{再掲}$$

又 (135) 式から　$A_s = \dfrac{bd}{\alpha_4}$ ……………………(138)

（4）斷面設計表。上述の公式は相當に複雜して居るから表を利用する樣にすれば便利である。第32表はその目的のために計算した表で本 § に於て計算した α_3, α_4, α_2, α_6 の値及 j の値を示してある有効な實用表である。單位は應力は t/cm^2 彎曲率は $cm\,t$ である。

〔例題 22.〕 彎曲率 $M = 863\ cm\,t$ を受けるT形あり、$\sigma_c = 40\ kg/cm^2$, $\sigma_s = 1\,200\ kg/cm^2$ $t = 12{,}5\ cm$, $h = 54\ cm$ 又は $d = 50\ cm$ を與へて斷面の必要なる幅 b 及鐵筋量 A_s を求む。

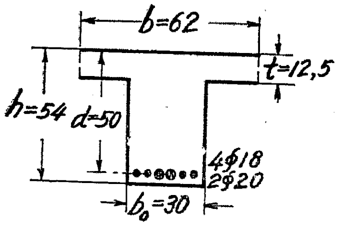
$$\varphi = \frac{t}{d} = \frac{12{,}5}{50} = 0{,}25\qquad \frac{M}{d} = \frac{863}{50} = 17{,}26\ ton$$

故に第32表から

$$A_s = \alpha_3\,\frac{M}{d} = 0{,}926\cdot17{,}26 = 15{,}98\ cm^2$$

$$b = \alpha_4\,\frac{A_s}{d} = 192\cdot\frac{15{,}98}{50} = 61{,}4\ cm \cong 62\ cm$$

鐵筋は $4\phi\,18\ mm$ と $2\phi\,20\ mm$ を用ふる。即ち全斷面積は $10{,}18+6{,}28 = 16{,}46\ cm^2$ となる。斷面は第90圖に示す通りである。



第 90 圖

〔例題 23.〕 床版式橋梁あり、その徑間は $5{,}80\ m$ にして桁の中心間距離は $1{,}60\ m$ である。今此橋梁が $940\ kg/m^2$ なる活荷重を受けるものとし、$\sigma_c = 35\ kg/cm^2$, $\sigma_s = 1\,000\ kg/cm^2$ 及 $t = 10\ cm$ を與へて d 及 A_s を求め且つ斷面を設計せよ。

先づ桁の支間即ち有効徑間としては徑間にその 5% だけを加へたもの即ち $5{,}80\cdot1{,}05 = 6{,}10\ m$ を採る。今 $b_o = 25\ cm$ とせば第九章 § 94（3）の我土木學會の規定に依り

$$b_{max} = 10t+b_o+2b_s = 10\cdot10+25+2\cdot30 = 185\ cm$$

又 b は桁支間の $\dfrac{1}{2}$ 以下たることを要するから $\dfrac{1}{2}\cdot5{,}80 = 2{,}90\ m$ 以下でなくてはならぬ、尙 b は桁の中心間距離 $1{,}60\ m$ を越えてはならぬ。故に $b = 1{,}60\ m$ を採るべきである。

次に彎曲率を計算しよう。桁の全高 h を $42\ cm$ と假定せばT形斷面の腹部及隅緣の重量は

$$\left(0{,}32\cdot0{,}25+2\cdot\frac{0{,}30}{2}\cdot0{,}10\right)2\,400 = 264\ kg/m$$

$1{,}60\ m$ の幅を有するT形斷面の突緣の死荷重とその上の活荷重との和を求むれば

$$2\cdot\frac{1{,}60}{2}\,(240+940) = 1\,890\ kg/m\quad\text{となる。}$$

故に全荷重 w は

$$w = 246+1\,890 = 2\,154 \cong 2\,160\ kg/m$$

よつて最大彎曲率は

$$M = \frac{1}{8}\,wl^2 = \frac{2\,160\cdot6{,}10^2\cdot100}{8} = 1\,004\,700\ cm\,kg\quad\text{又は}\ 1\,004{,}7\ cm\,t$$

$$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{1\,004{,}7}{160}} = 2{,}5$$

今 $d = 35\ cm$ とせば

$$\varphi = \frac{t}{d} = \frac{10}{35} = 0{,}286$$

第32表から $\alpha_2 = 13{,}86$ を得る故に $d = \alpha_2\sqrt{\dfrac{M}{b}}$ ……(136) から

$$d = 13{,}86\cdot2{,}5 = 34{,}65 \cong 35\ cm$$

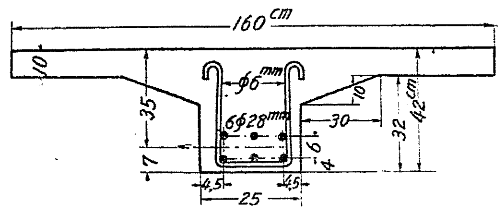
即ち上の假定は眞なることが分る。

次に A_s は $A_s = \dfrac{bd}{\alpha_4}$……(138) から計算出來る。

即ち第32表から α_4 は 171 であるから

$$A_s = \frac{160\cdot34{,}65}{171} = 32{,}42\ cm^2$$

故に $6\phi\,28\ mm$ を採る。即ち



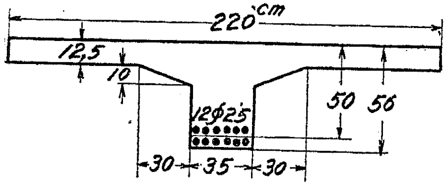
第 91 圖

$A_s = 36{,}94\ cm^2$ となる。斷面は第九章に述べた我規定に依つて第91圖の如く設計した。

〔例題 24.〕 $\sigma_c = 40\ kg/cm^2$ $\sigma_s = 1\,200\ kg/cm^2$ $t = 12{,}5\ cm$ 及 $d = 50\ cm$ を與へて M 及 A_s を求めよ。

我土木學會規定により $b = 10t+b_o+2b_s = 10\cdot12{,}5+35+2\cdot30 = 220\ cm$

$\varphi = \frac{12{,}5}{50} = 0{,}25$, 設計斷面は第92圖に示してある通りである。



第 92 圖

第32表から $\alpha_4 = 192$ $\alpha_6 = 178$

よつて $A_s = \frac{bd}{\alpha_4}$ ……(138)式から

$A_s = \frac{220\cdot50}{192} = 57{,}29\ cm^2$

隨つて $12\,\phi\,25\ mm = 58{,}90\ cm^2$ を採る。

$M = \frac{bd^2}{\alpha_6}$ ……(137)式から $M = \frac{220\cdot50\cdot50}{178} = 3\,090\ cm\,t$

§ 126. 斷面の近似的設計法

旣に正確なる設計法を述べたから最後に近似的設計法を示して參考に供しよう。

本近似計算法に於ては $jd = \left(d-\frac{t}{2}\right)$

と置いて抵抗力率を計算する。故に M が與へられゝば A_s は次式から求められる。

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s\left(d-\frac{t}{2}\right)} \quad\cdots\cdots(139)$$

$$\sigma_c = \frac{\sigma_s}{n}\cdot\frac{\left[nd\frac{M}{\sigma_s\left(d-\frac{t}{2}\right)}+\frac{bt^2}{2}\right]}{bt\left(d-\frac{t}{2}\right)} \quad\cdots\cdots(140)$$

上式を d に就て整理すれば

$$d^2-d\left(t+\frac{M}{\sigma_c bt}+\frac{\sigma_s t}{2n\sigma_c}\right)+\frac{d^2}{4k} = 0 \quad\cdots\cdots(141)$$

(141)式から d を求むることが出來る。然るに(140)及(141)式は複雜であるから之等も近似的に次の如くして求むるがよい。

卽ち
$$\sigma_c = \frac{2M}{bt\left(d-\frac{t}{2}\right)} \quad\cdots\cdots(142)$$

及
$$d = \frac{2M}{\sigma_c bt}+\frac{t}{2} \quad\cdots\cdots(143)$$

〔例題 25.〕 例題23を近似解法にて解け。

$\sigma_c = 35\ kg/cm^2$, $\sigma_s = 1\,000\ kg/cm^2$, $b = 160\ cm$, $t = 10\ cm$, $M = 1\,004\,700\ cm\,kg$

$\therefore\quad d = \frac{2M}{\sigma_c bt}+\frac{t}{2}$ ……(141)式から

$d = \frac{2\cdot1\,004\,700}{35\cdot160\cdot10}+5 = 36+5 = 41\ cm$

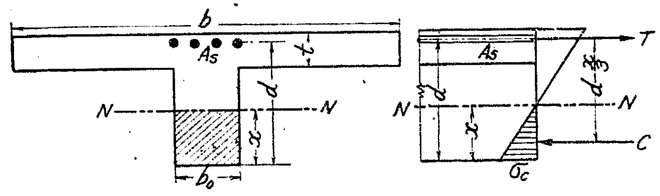
$A_s = \frac{M}{\sigma_s\left(d-\frac{t}{2}\right)}$ ……(139)式から

$A_s = \frac{1\,004\,700}{1\,000(41-5)} = 28\ cm^2$

例題23.と比較するときは d に於て $+17\,\%$, A_s に於て $-12{,}5\,\%$ の誤差あるを知る。

§ 127. 負彎曲率を受けるT形斷面桁

第93圖に示す樣なT桁が負彎曲率を受けた場合中立軸が腹部に在るならば本斷面の應力計算並に斷面の設計は單鐵筋矩形斷面桁と何等異なることはない故に之以上著者が說明を加へる必要はなからう。



第 93 圖

第七節 複鐵筋T形斷面桁の應力計算及斷面の設計

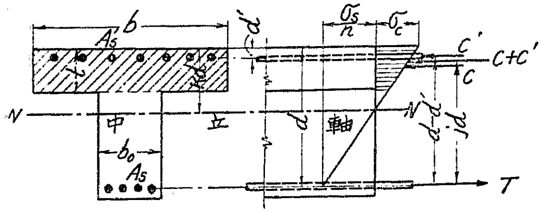
§ 128. 概 說

T形斷面桁は抗張鐵筋のみならず抗壓鐵筋を以つて補强されることがある。此場合の計算法は大體に於て單鐵筋の場合に準ずるが、只抗壓鐵筋を有するから計算が益々複雜になつて來る。

此複鐵筋T桁に於ても中立軸が突緣內にあるか腹部內にあるかによつて計算式が異なるものである。先づ中立軸が突緣內にあるならば計算は全く複鐵筋矩形斷面の場合と同樣である。次に中立軸が腹部にあるならば計算は凡て次に述べる公式によらなくてはならぬ。

以下述べる處は桁の斷面及彎曲率を與へて應力を計算すること及彎曲率及コンクリートの斷面を與へて鐵筋量を求めることに關してであつて、色々な場合の斷面の直接設計法に關しては論及してゐない。それは任意の場合の斷面の直接設計法は甚だ複雜にして計算の煩に耐へないから、寧ろ斷面を假定して數回の試算によつて斷面の設計をした方が餘程簡便であるからである。

§ 23. 應力の計算



第 94 圖

§ 128 に述べた處に隨ひ斷面に於ける應力の計算法を述べよう。

第 94 圖に於て

$$\frac{\sigma_s}{n\sigma_c} = \frac{1-k}{k} \cdots (a)$$

C なるコンクリートの全壓應力は $C = \sigma_c bt\left(1-\frac{t}{2kd}\right)$

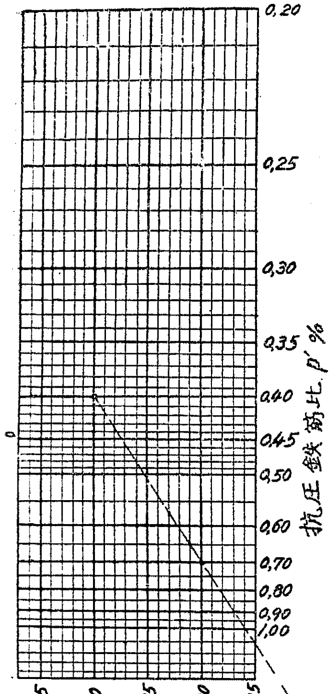
C' なる抗壓鐵筋の全壓應力は

$$C' = \sigma_s' A_s' = \frac{n\sigma_c\left(k-\frac{d'}{d}\right)}{k} A_s'$$

T なる抗張鐵筋の全張應力は

$$T = \sigma_s A_s = \frac{n\sigma_c(1-k)}{k} A_s$$

以上から $T = C+C'$ なるを以つて

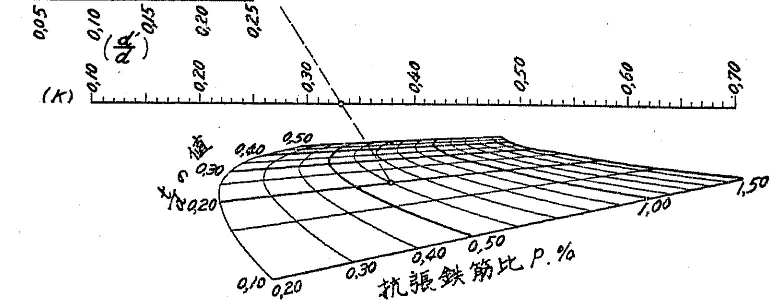


$$k = \frac{np+\frac{1}{2}\left(\frac{t}{d}\right)^2+np'\left(\frac{d'}{d}\right)}{np+\left(\frac{t}{d}\right)+np'}$$

$n=15$

例 $\frac{t}{d}=0.2$, $p=0.6\%$, $p'=0.4\%$, $\frac{d'}{d}=0.10$

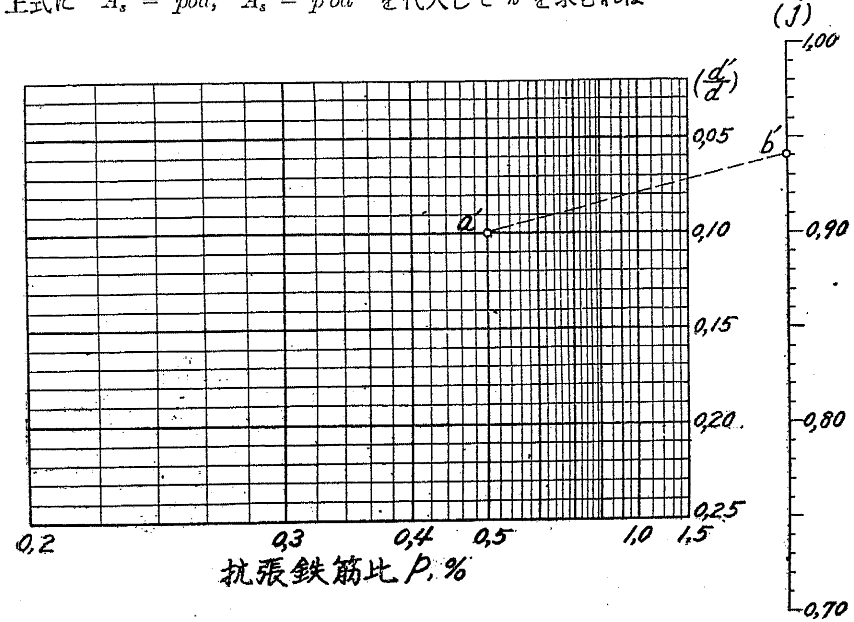
なるときは $K=0.333$



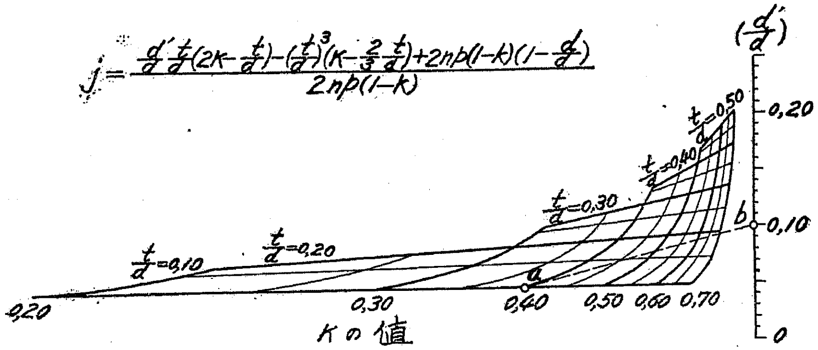
第 95 圖

$$\frac{n\sigma_c(1-k)}{k}A_s = \sigma_c bt\left(1-\frac{t}{2kd}\right) + \frac{n\sigma_c\left(k-\frac{d'}{d}\right)}{k}A_s' \cdots\cdots\cdots (b)$$

上式に $A_s = pbd,\ A_s' = p'bd$ を代入して k を求むれば



$$j = \frac{\frac{d'}{d}\frac{t}{d}\left(2k-\frac{t}{d}\right)-\left(\frac{t}{d}\right)^3\left(k-\frac{2}{3}\frac{t}{d}\right)+2np(1-k)\left(1-\frac{d'}{d}\right)}{2np(1-k)}$$



例　$K=0.40$, $\frac{t}{d}=0.20$, $\frac{d'}{d}=0.10$; $p=0.5\%$ を與へて j を求む.

先づ下圖に於て ab 線を引き上圖に於て a' から $ab \parallel a'b'$

を作れば b' が與へる 0,94 が求むる j である.

第 96 圖

$$k = \frac{np + \frac{1}{2}\left(\frac{t}{d}\right)^2 + np'\left(\frac{d'}{d}\right)}{np + \frac{t}{d} + np'} \quad \cdots\cdots(144)$$

次に抵抗力率の臂を求めよう。先づ抗壓鐵筋の中心線に對して內外力の力率を取れば

$$M = \sigma_s A_s (d-d') - \sigma_c\left(1-\frac{t}{2kd}\right) bt \left(\frac{t}{3} \cdot \frac{3kd-2t}{2kd-t} - d'\right) \quad \cdots\cdots(c)$$

上式に $\sigma_s = \frac{M}{A_s jd}$, $A_s = pbd$, $\sigma_c = \frac{\sigma_s k}{n(1-k)}$ を代入して j を求むれば

$$j = \frac{\frac{d'}{d}\left(\frac{t}{d}\right)\left(2k-\frac{t}{d}\right)-\left(\frac{t}{d}\right)^2\left(k-\frac{2}{3}\frac{t}{d}\right)+2np(1-k)\left(1-\frac{d'}{d}\right)}{2np\,(1-k)} \quad \cdots(145)$$

j の値が分れば σ_s は容易に求められる。

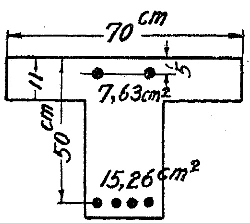
$$\sigma_s = \frac{M}{A_s jd} = \frac{M}{pjbd^2} \quad \cdots\cdots(146)$$

又 σ_c は次の如くなる。

$$\sigma_c = \frac{k}{n(1-k)} \cdot \sigma_s \quad \cdots\cdots(147)$$

(114) 式及 (145) 式の k 及 j を求むる公式は複雜して居るから表圖によつて求むる樣にすれば好都合である。第 95 圖は k、第 96 圖は j を求むる表圖で共に柴田直光氏の作圖にかゝるものである。

〔例題 26.〕 第 97 圖に示す樣な斷面が $M = 805\ cm\,t$ を受ける場合の σ_c 及 σ_s を求めよ。



第 97 圖

$$\frac{t}{d} = \frac{11}{50} = 0{,}22, \qquad \frac{d'}{d} = \frac{5}{50} = 0{,}10$$

$$p = \frac{15{,}26}{70\cdot 50} = 0{,}436\ \% \qquad p' = 0{,}218\ \%$$

第 95 圖から $k = 0{,}290$, 第 96 圖から $j = 0{,}910$ を得る。故に

(146) 式 $\sigma_s = \frac{M}{A_s jd}$ から

$$\sigma_s = \frac{805\,000}{15{,}26\cdot 0{,}910\cdot 50} = 1\,160\ kg/cm^2$$

(147) 式 $\sigma_c = \frac{k}{n(1-k)}\sigma_s$ から $\sigma_c = \frac{0{,}29}{15\cdot 0{,}71}\cdot 1\,160 = 31{,}6\ kg/cm^2$

§ 130. 斷面桁の設計

T形斷面桁の設計に當り抗壓鐵筋を必要とするのは多くは桁の高さが制限を受ける場合であつて特殊なことである。

今 $M, \sigma_c, \sigma_s, b, t, d$ 及 d' を知つて A_s 及 A'_s を求むる方法を述べよう。第 94 圖及 § 129 の (c) 式から

$$A_s = \frac{M+\sigma_c\left(1-\frac{t}{2kd}\right) bt\left(\frac{t}{3}\cdot\frac{3kd-2t}{2kd-t}-d'\right)}{\sigma_s(d-d')} \quad \cdots\cdots(148)$$

抗張鐵筋の中心線に對して力率を取れば

$$M = \sigma'_s A'_s (d-d') + \sigma_c\left(1-\frac{t}{2kd}\right) bt\left(d-\frac{t}{3}\cdot\frac{3kd-2t}{2kd-t}\right)$$

$$\therefore \quad A'_s = \frac{M-\sigma_c\left(1-\frac{t}{2kd}\right)\cdot bt\left(d-\frac{t}{3}\cdot\frac{3kd-2t}{2kd-t}\right)}{\sigma'_s(d-d')}$$

茲に $\sigma'_s = n\sigma_c \frac{x-d'}{x}$ $\quad\cdots\cdots(149)$

〔例題 27.〕 彎曲率 $M = 2\,180\,000\ cm\,kg$, $b = 128\ cm$, $t = 8\ cm$, $d = 48\ cm$, $\sigma_s = 1\,000\ kg/cm^2$, $\sigma_c = 40\ kg/cm^2$ を與へて A_s 及 A_s' を求む。

與へらたる許容應力から $k = 0{,}375$ 卽ち $x = 0{,}375\cdot 48 = 18\ cm$ を得る。

今 $d' = 3\ cm$ とせば A_s は (148) 式から

$$A_s = \frac{2\,180\,000+40\left(1-\frac{8}{2\cdot 0{,}375\cdot 48}\right)\cdot 128\cdot 8\cdot\left(\frac{8}{3}\cdot\frac{3\cdot 0{,}375\cdot 48-2\cdot 8}{2\cdot 0{,}375\cdot 48-8}-3\right)}{1\,000\ (48-3)}$$

$$= 49\ cm^2$$

A_s' は (149) 式から求められる。式中 $\sigma'_s = 15\cdot 40\cdot\frac{18-3}{8} = 500\ kg/cm^2$ であるから

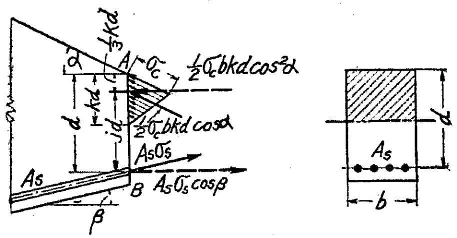
$$A'_s = \frac{2\,180\,000-40\left(1-\frac{8}{2\cdot 0{,}375\cdot 48}\right)\cdot 128\cdot 8\cdot\left(48-\frac{8}{3}\cdot\frac{3\cdot 0{,}375\cdot 48-2\cdot 8}{2\cdot 0{,}375\cdot 48-8}\right)}{500\cdot 45}$$

$$= 34\ cm^2$$

第八節　楔形單鐵筋桁

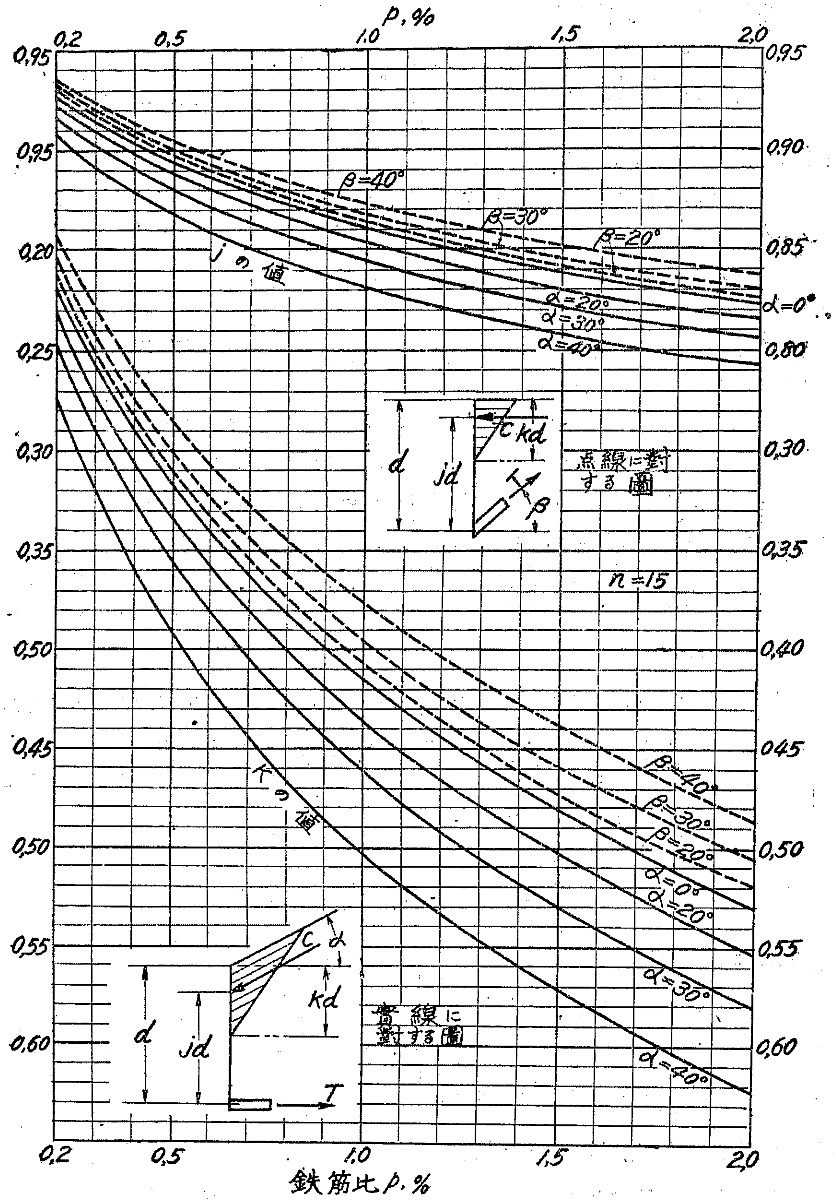
§ 131. 概　設

桁に於けるハウンチを有する部分、版の隅緣の部分、擁壁の扶壁及基礎スラブに於てはその抗壓側面又は抗張側面が傾斜して居る。かゝる場合の應力計算法を述べよう。



第 98 圖

§ 132. 應力の計算及平衡鐵筋量の決定



第 99 圖

(1) 抗壓抗張兩側面共傾斜せる場合(第 98 圖)。

$$k=\frac{\cos\beta}{\cos^2\alpha}\left[\sqrt{2np\frac{\cos^2\alpha}{\cos\beta}+(np)^2}-np\right]\cdots\cdots(150)$$

$$j=1-\frac{1}{3}k\cdots\cdots(151)$$

$$\sigma_s=\frac{M}{A_s\cos\beta\, jd}\cdots\cdots(152)$$

$$\sigma_c=\frac{2M}{kjbd^2\cos^2\alpha}\cdots\cdots(153)$$

$$p=\frac{1}{2}k\frac{\sigma_c}{\sigma_s}\frac{\cos^2\alpha}{\cos\beta}\cdots\cdots(154)$$

(2) 抗壓側面が傾斜し抗張鐵筋が水平の場合

$$k=\frac{1}{\cos^2\alpha}\left[\sqrt{2np\cdot\cos^2\alpha+(np)^2}-np\right]\cdots\cdots(155)$$

$$\sigma_s=\frac{M}{A_s jd}\cdots\cdots(156)$$

$$\sigma_c=\frac{2M}{kjbd^2\cos^2\alpha}\cdots\cdots(157)$$

$$p=\frac{1}{2}k\frac{\sigma_c}{\sigma_s}\cos^2\alpha\cdots\cdots(158)$$

(3) 抗壓側面が水平にして抗張鐵筋が傾斜せる場合。

$$k=\cos\beta\left[\sqrt{\frac{2np}{\cos\beta}+(np)^2}-np\right]\cdots\cdots(159)$$

$$\sigma_s=\frac{M}{A_s\cos\beta\, jd}\cdots\cdots(160)$$

$$\sigma_c=\frac{2M}{kjbd^2}\cdots\cdots(161)$$

$$p=\frac{k}{2\cdot\cos\beta}\cdot\frac{\sigma_c}{\sigma_s}\cdots\cdots(162)$$

(2) 及 (3) の場合は往々吾々が遭遇するからそれ等の場合の k を求むる表圖を掲げて計算に便して置いた。第 99 圖は即ち夫である。

第九節 桁の剪應力及附着應力の計算並に腹鐵筋の設計

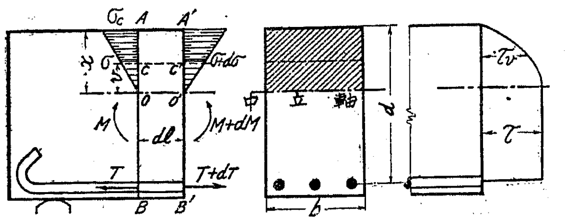
§ 133. 概 説

既に第九章 § 97 に於て桁の剪應力及コンクリートの抗剪强度に就て又 § 99 に於て桁の斜張力及腹補强の方法に就て實驗及理論上から詳論して置いた。隨つて本

章に於ては尚進んで桁の剪應力の計算及腹補强の設計に就て論じやうと思ふ。

元來鋼の如く抗壓及抗張强度が殆んど等しい材料から出來て居る桁に於ては普通の場合は彎曲率に對して安全な樣に設計すれば剪應力は殆んど考へる必要が無い位である。然し乍らコンクリートの如く抗張强度の低い材料から出來て居る桁に於ては剪應力に對しても充分考慮を拂はなくてはならぬのは既述の通りである。

§ 134. 矩形斷面桁の剪應力及附着應力



第 100 圖

第 100 圖に於て dl なる距離にある AB 及 $A'B'$ なる相接近せる 2 斷面間の桁の一部に就て考ふるに CC' 面に作用する剪應力は AC 及 $A'C'$ に作用する直面應力の差に等しい。

即ち　$$\tau_v \cdot b \cdot dl = \int_v^x b \cdot dv \cdot d\sigma$$

而してコンクリートに生ずる最大壓應力 σ_c は

$$\sigma_c = \frac{2M}{b \cdot x\left(d-\frac{x}{3}\right)} \quad \text{であるから}$$

$$\sigma = \frac{v}{x}\,\sigma_c = \frac{2M \cdot v}{bx^2\left(d-\frac{x}{3}\right)}$$

$$\therefore \quad d\sigma = \frac{2v}{bx^2\left(d-\frac{x}{3}\right)} \cdot dM = \frac{2v \cdot S \cdot dl}{bx^2\left(d-\frac{x}{3}\right)}$$

上式に於て　$S = \dfrac{dM}{dl}$　である。

故に　$$\tau_v \cdot b \cdot dl = \frac{2S \cdot dl}{x^2\left(d-\frac{x}{3}\right)}\int_v^x v \cdot dv = \frac{2S \cdot dl}{x^2\left(d-\frac{x}{3}\right)}\left(\frac{x^2}{2}-\frac{v^2}{2}\right)$$

$$\tau_v = \frac{S(x^2-v^2)}{b \cdot x^2\left(d-\frac{x}{3}\right)}$$

上式に於て　$v = x$　の時は　$\tau_v = 0$　となる。而して中立軸に於ては　$v = 0$

であるから

$$\tau = \frac{S}{b\left(d-\frac{x}{3}\right)} \quad \cdots\cdots\cdots(163)$$

上式に於て　$d - \dfrac{x}{3} = j\,d = z$　であるから

$$\tau = \frac{S}{bz} = \frac{S}{bjd} \quad \cdots\cdots\cdots(164)$$

(164) 式は日米獨の示方書に採用されて居る公式と同一である。

次に抗壓側面から中立軸面までの剪應力の變化は拋物線にて表されその値は次の式から計算される。

$$\tau_v = \frac{S}{b \cdot z}\left\{1-\left(\frac{v}{x}\right)^2\right\} \quad \cdots\cdots\cdots(165)$$

中立軸以下はコンクリートの張應力を無視するから凡て τ なる一定の剪應力が作用することになる。

z の代りに近似的に $\dfrac{7}{8}\,d$ を用ふれば

$$\tau = \frac{8}{7} \cdot \frac{S}{bd} \quad \cdots\cdots\cdots(166)$$

此 τ は AB 及 $A'B'$ の 2 斷面に於ける鐵筋の張應力の差 dT をコンクリートに傳へる剪應力でもある。即ち

$$b\tau\,dl = dT$$

$$T = \frac{M}{d-\frac{x}{3}}$$

$$\frac{dT}{dl} = \frac{dM}{dl} \cdot \frac{1}{\left(d-\frac{x}{3}\right)} = \frac{S}{d-\frac{x}{3}}$$

故に　$$b\tau = \frac{S}{d-\frac{x}{3}}$$

此 $b\tau$ なる剪力はコンクリートから鐵筋に傳はるもので鐵筋の單位長さに對しその周圍に働く全附着應力に等しい。依つて鐵筋の表面の單位面積に生ずる附着應力は

$$\tau_o = \frac{b\tau}{\text{鐵筋の全周長}} = \frac{b\tau}{U} = \frac{S}{U\left(d-\frac{x}{3}\right)}$$

玆に U は鐵筋周長の總和である。

即ち　$$\tau_o = \frac{S}{Ujd} = \frac{S}{Uz} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(167)$$

即ち附着應力は剪力に比例し鐵筋の周長の總和に反比例する。而して此式は鐵筋が等徑で且つ應力が一様に傳はると考へた場合に適用される式である。此附着應力が附着强度以上になれば鐵筋が滑るから鐵筋の端に鈎を作つて碇着することが必要である。實際の結果に依れば普通は附着應力が 14～20 kg/cm^2 位までは鐵筋が滑る様なことはない様である。

第 33 表は附着力の計算に必要なる U を求むる表である。

第 33 表　　圓 釺 の 周 長 (cm)

圓釺の直徑	鐵筋の數									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
mm 6	1,89	3,77	5,66	7,54	9,43	11,31	13,20	15,08	16,97	18,85
7	2,20	4,40	6,60	8,80	11,00	13,19	15,39	17,59	19,79	21,99
8	2,51	5,03	7,54	10,05	12,57	15,08	17,59	20,11	22,62	25,13
10	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
12	3,77	7,54	11,31	15,08	18,85	22,62	26,39	30,16	33,93	37,70
14	4,40	8,80	13,19	17,59	21,99	26,39	30,79	35,19	39,58	43,98
16	5,03	10,05	15,08	20,11	25,13	30,16	35,19	40,21	45,24	50,27
18	5,64	11,31	16,96	22,62	28,27	33,93	39,58	45,24	50,89	56,55
20	6,28	12,57	18,85	25,13	31,42	37,70	43,98	50,27	56,55	62,83
22	6,91	13,82	20,73	27,65	34,56	41,47	48,38	55,29	62,20	69,12
24	7,54	15,08	22,62	30,16	37,70	45,24	52,78	60,32	67,86	75,40
25	7,85	15,71	23,26	31,42	39,27	47,12	54,98	62,83	70,69	78,54
26	8,17	16,34	24,50	32,67	40,84	49,01	57,18	65,34	73,51	81,68
28	8,80	17,59	26,39	35,19	43,98	52,78	61,58	70,37	79,17	87,97
30	9,42	18,85	28,27	37,70	47,12	56,55	65,97	75,40	84,82	94,25
32	10,05	20,11	30,16	40,21	50,27	60,32	70,37	80,42	90,48	100,50
34	10,68	21,36	32,64	42,72	53,41	64,09	74,77	85,45	96,13	106,80
36	11,31	22,62	33,93	45,24	56,55	67,86	79,17	90,48	101,80	113,10
38	11,94	33,88	35,81	47,75	59,69	71,63	83,57	95,50	107,40	119,40
40	12,57	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,50	113,10	125,70

〔例題 28.〕 $d = 13,5\,cm$, $b = 100\,cm$, $A_s = 11\,\phi\,9\,mm = 7,0\,cm^2$, $w = 1\,360\,kg/m^2$ $l = 215\,cm$ を與へて τ 及 τ_o を求む。

$$S = \frac{wl}{2} = 1\,360 \cdot \frac{2,15}{2} = 1\,462\,kg$$

x は 4,38 cm を得るからして

$$\tau = \frac{S}{b\left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{1\,462}{100\left(13,5 - \frac{438}{3}\right)} = 1,21\,kg/cm^2$$

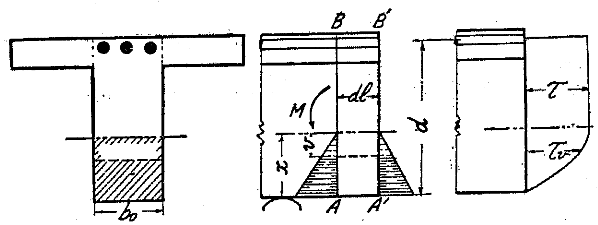
$$U = 11 \cdot 3,1416 \cdot 0,9 = 31,1\,cm$$

$$\therefore \quad \tau_o = \frac{b\tau}{U} = \frac{100 \cdot 1,21}{31,1} = 3,9\,kg/cm^2$$

上に計算せる τ 及 τ_o は第五章許容應力に於て述べた我土木學會の示方書規定の $\tau_a = 4,5\,kg/cm^2$ 及 $\tau_{oa} = 5,5\,kg/cm^2$ より何れも小である。

§ 135. T形斷面桁の剪應力及附着應力

T 形斷面桁は正負の彎曲率を受ける場合がある。而して桁が受ける彎曲率の正負によつて斷面に於ける剪應力及附着應力は異なつて來るのは勿論である。



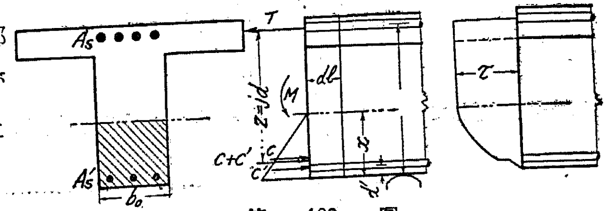
第　101　圖

（1）負彎曲率を受ける單鐵筋T 形斷面。第101圖に示すが如きT 形斷面が負彎曲率を受けるとき斷面に生ずる剪應力及附着應力は矩形斷面のときと同一で、その場合の公式の b を b_o と置いて其の儘用ふることが出來る。即ち

$$\tau = \frac{S}{b_o\left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{S}{b_o z} = \frac{S}{b_o jd} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(168)$$

$$\tau_o = \frac{b_o \tau}{U} = \frac{S}{U\left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{S}{Uz} = \frac{S}{Ujd} \quad \cdots\cdots(169)$$

（2）負彎曲力率を受ける複鐵筋T 形斷面(第 102 圖)。突桁式T 形斷面の桁の如く負彎曲率を受けて腹部に壓應力が生ずることがある。此場合も前同様にして



第　102　圖

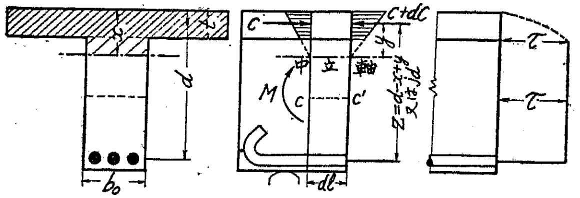
$$\tau = \frac{S}{b_o z} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(170)$$

を得る。玆に z は抵抗力率の臂であるから直ちに求められる。而して一般に正確な

値を求めなくとも $\left(d-\frac{x}{3}\right)$ 又は $\frac{7}{8}\,d$ にて間に合ふものである。次に附着應力も前同樣にして求められる。又此場合には抗壓鐵筋にも附着應力が作用するがその値は精々 $\frac{1}{2}\,\tau_o$ 位にしか達しないから檢算の要はない。

（3）正彎曲率を受ける單鐵筋矩形斷面。 T形斷面桁の剪應力を考ふるに當りては突緣部と腹部とは大分趣を異にするものであるから別々に考へなくてはならぬ。

（a）腹部に於ける剪應力及附着應力。 第103圖に就て考へる。腹部に於けるコンクリートの壓應力は無視することは彎曲應力計算の場合と同樣である。然るときは CC' なる面に於ける剪應力は dC に等しい筈である。而して腹部に於ける剪應力は凡て一定である。



第　103　圖

$$b_o\tau\,dl = dC$$

$$b_o\,\tau = \frac{dC}{dl}$$

$$C = \frac{M}{d-x+y} = \frac{M}{z} = \frac{M}{jd}$$

$$\therefore\quad \frac{dC}{dl} = \frac{dM}{dl}\cdot\frac{1}{z}$$

$$\therefore\quad \tau = \frac{S}{b_o z} \quad\cdots\cdots\cdots(171)$$

茲に　$z = jd,\quad j = 1-\frac{1}{3}\left(\frac{t}{d}\right)\left[\frac{3k-2\left(\frac{t}{d}\right)}{2k-\frac{t}{d}}\right]$

及　$k = \dfrac{np+\frac{1}{2}\left(\frac{t}{d}\right)^2}{np+\frac{t}{d}}$

である。而して　$p = \frac{A_s}{bd},\ x = kd$　である。然るに實用計算には近似的に

$$\tau = \frac{S}{b_o\left(d-\frac{t}{2}\right)} \quad\cdots\cdots\cdots(172)$$

として宜しい。

次に附着應力であるが等徑の釬を用ふるときは

$$\tau_o = \frac{b_o\tau}{\text{鐵筋の全周長}} = \frac{b_o\tau}{U} = \frac{S}{Uz} \quad\cdots\cdots\cdots(173)$$

此式は（167）式と同形で矩形斷面の場合の b の代りに b_o を用ふるのが異なるのみである。

今鐵筋の大さが異なるときは $b_o\tau$ は各鐵筋の斷面積に比例して配布されるから最大附着應力は最大徑の釬に生ずる。即ち　$\tau_o = \dfrac{b_o\tau}{\pi(d)}\cdot\dfrac{\frac{1}{4}\pi(d)^2}{A_s}$　である。

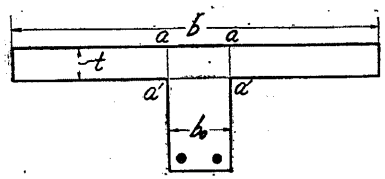
故に　　最大 $\tau_o = \dfrac{b_o\tau}{A_s}\cdot\dfrac{(d)}{4}\quad\cdots\cdots\cdots(174)$

茲に A_s は抗張鐵筋の全量にして (d) は圓釬の最大徑である。

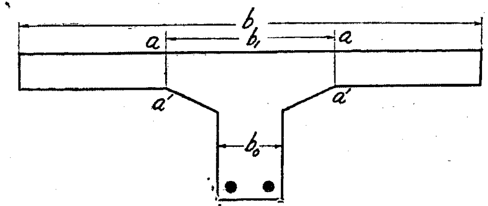
（b）突緣に於ける剪應力。 實際に於ける剪應力の配布は水平斷面に就て求めることは出來ない。元來突緣の全幅に一樣に剪應力が配布される筈はない。それは腹部から傳へられる τ が急に b の幅に配布されることが無理であることからも判ることである。尙突緣の下面は剪應力は零である筈である。

抑々腹部に作用する剪應力 $b_o\tau$ は桁の單位長さに生ずるコンクリートの壓應力 C の增加量で此力は突緣に作用する、故に $b_o\tau$ は aa'（第104圖）の垂直面にその大部分が作用する。故に aa' にて應力が一樣に配布されるものと考ふれば

$$\tau' = \frac{b_o\tau}{2d}\cdot\frac{b-b_o}{b}\quad\cdots\cdots\cdots(175)$$



第　104　圖



第　105　圖

今第105圖の如くT形斷面が隅緣を有するものとせば隅緣の終りに於ける剪應力は腹部との接面に於けるそれよりも大である。而して aa' の面に於ける平均剪應力 τ' は次の如くなる。

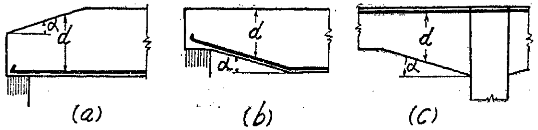
$$\tau' = \frac{b_o\tau}{2d}\cdot\frac{b-b_1}{b}\quad\cdots\cdots\cdots(176)$$

此 aa' に於ける剪應力は突緣部が抗壓斷面として働く上に於て意義あることである。

§ 136. 楔形矩形斷面桁の剪應力及附着應力

（1）概說。鐵筋コンクリート部材に於ても彎曲率が增大するため、或は剪力が增大するため桁の斷面を增して之に抵抗せしめることがある。かゝる場合の彎曲率に依り斷面に生ずる應

た力に就ては本章第八節 § 132 に於て論じて置いたから本 § では剪應力及附着應力に就て考へて見よう。本 § で論ずる範圍は吾々がよく遭遇する基礎床版、ハウンチを有する Rahmen 部材又は連續桁の場合を出でない。

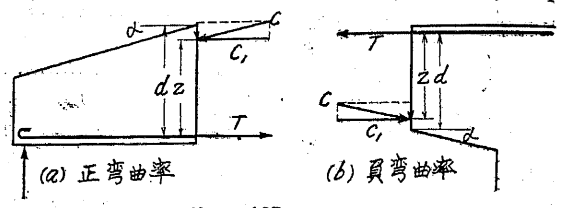


第 106 圖

(2) 第106圖の場合。第107圖に就て應力の計算をしよう。

$$C_1 = T = \frac{M}{z},$$

玆にTは鐵筋の全張應力，C_1はコンクリートの全壓應力の水平分力である。



第 107 圖

上式から

$$dT = \frac{z\cdot dM - M\cdot dz}{z^2}$$

$$\frac{dT}{dl} = \frac{1}{z}\frac{dM}{dl} - \frac{M}{z^2}\frac{dz}{dl}$$

然るに $\frac{dM}{dl} = S$ であるから

$b\tau dl$ と整へて $b\tau dl = U\tau_0 dl = dT$

第106圖 (b) の如く鐵筋が α だけ傾斜せるときは T を鐵筋の全張應力、T_1 をその水平分力とせば $U\tau_0\frac{dl}{\cos\alpha} = \frac{dT_1}{\cos\alpha} = dT$ となる。

抵抗力率の臂 z は $z = jd$ であるから第八節 § 132 から直ぐ計算出來る。近似的には $\frac{7}{8}d$ としてよい。

$$\frac{dz}{dl} = \frac{7}{8}\frac{dd}{dl} = \frac{7}{8}\tan\alpha$$

$$\therefore\quad b\tau = U\tau_0 = \frac{S}{z} - \frac{M}{z^2}\cdot\frac{7}{8}\tan\alpha \quad\cdots\cdots(177)$$

即ち均等斷面の桁に比して剪應力は上式の第二項だけ小になる筈である。上式から

$$b\tau = \frac{S-\frac{M}{z}\cdot\frac{7}{8}\tan\alpha}{z} = \frac{S-T\cdot\frac{7}{8}\tan\alpha}{z} = \frac{S-C_1\cdot\frac{7}{8}\tan\alpha}{z} \quad\cdots\cdots(177a)$$

今 $\frac{7}{8}$ の代りに正確に j を用ふるときは

$$\frac{dz}{dl} = j\frac{dd}{dl} = j\tan\alpha$$

$$\therefore\quad b\tau = U\tau_0 = \frac{S}{z} - \frac{M}{z^2}j\tan\alpha \quad\cdots\cdots(178)$$

即ち均等斷面の桁に比して剪應力が上式の第二項だけ小さくなつて居ることが判る。(178)式を整へて

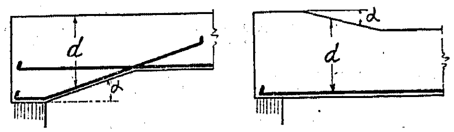
$$\tau = \frac{S-\frac{M}{z}j\tan\alpha}{bz} = \frac{S-\frac{M}{d}\tan\alpha}{bz} \quad\cdots\cdots(179)$$

又は

$$\tau = \frac{S-Tj\tan\alpha}{bz} = \frac{S-C_1 j\tan\alpha}{bz} \quad\cdots\cdots(180)$$

(180) 式から判る様に楔形桁の剪應力は等高矩形斷面の場合の S の代りに $(S-Tj\tan\alpha)$ 又は $(S-C_1 j\tan\alpha)$ を bz にて割ればよい。上記の $C_1 j\tan\alpha$ は C なるコンクリートの全壓應力の垂直分力に外ならない。

附着應力を求むるには (179) 及 (180) 式の b の代りに U を代入すればよい。

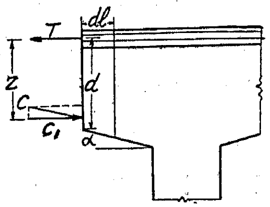


第 108 圖

(3) 第108圖の場合。第108圖に示す場合の如く彎曲率が增大するのに連れて d が却つて減少することがある。かゝる場合に於ては等高の矩形斷面の場合に比して剪應力が $\frac{M}{d}\tan\alpha$ だけ增すことになるから

$$\tau = \frac{S+\frac{M}{d}\tan\alpha}{bz} \quad\cdots\cdots(181)$$

$$\tau_0 = \frac{S+\frac{M}{d}\tan\alpha}{Uz} \quad\cdots\cdots(182)$$



第 109 圖

(4) T形斷面桁の場合 (第109圖)。連續T形斷面桁が支承の處でハウンチを有する場合負彎曲率を受けたときの剪應力 τ 及附着應力 τ_0 は楔形矩形斷面桁の場合の公式中の b の代りに b_0 を代入して求むることが出來る。

$$\left.\begin{aligned} b_0\tau &= U\tau_0 = \frac{S-\frac{M}{z}j\tan\alpha}{z} = \frac{S-\frac{M}{d}\tan\alpha}{z} \\ \text{又は}\quad b_0\tau &= U\tau_0 = \frac{S-Tj\tan\alpha}{z} \end{aligned}\right\} \quad\cdots\cdots(183)$$

實用計算には近似的に $j = \frac{7}{8}$ と置いて差支へない。

上に述べたことから判る様にハウンチを作れば剪應力及附着應力の點からも都合がよいことになる。

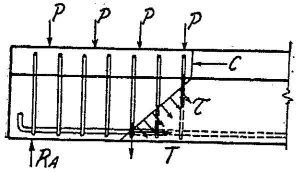
§ 137. 腹鐵筋の働き

(1) 概說。第九章 § 99 に於て桁の斜張力及腹補強の方法に就て實驗及理論上から詳論して置いた。そこで本 § に於ては尚進んで腹鐵筋の働きに就て述べることゝする。

既に述べた樣に肋筋及曲鐵筋は斜張力に依る龜裂を遲延させることは出來るが之を未然に防ぐことは出來ない。故に之等の腹鐵筋は龜裂を生じた後に於て大いにその效果を顯はすものである。而して腹鐵筋は桁が彎曲率による破壞をなす迄は斜張

力に依つて破壞すること無き樣に設計しなくてはならぬのは既述の通りである。

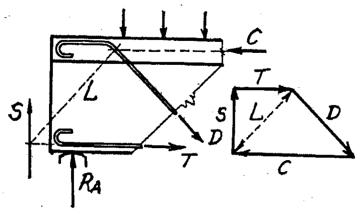
（2）肋筋の働き。 實驗に徵すれば桁に生ずる斜張力に依る龜裂は肋筋を有する場合も有せざる場合も大差はない。此肋筋の働きは次の如きものであらう。第 110 圖に示す樣に腹部に假想の斜斷面を考ふるときは鐵筋の張應力 T、コンクリートの壓應力 C、コンクリートの斜張力及肋筋の張力とが斷面の他の部分の外力に抵抗する。而して肋筋の張力は桁に龜裂が入る前に於ても多少働くから勢斜張力が減少する譯である。隨つて斜張力龜裂の入るのが遲れることになる。次に尙荷重が增加すれば遂に龜裂が入る。そうするとコンクリートは全く斜張力を受け得ないから肋筋が初めてその本性を發揮することになり、延ては桁の破壞を防ぐ事になる。然らば今考へつゝある斷面に作用する剪力を S とせば肋筋に S に等しい張力が起り隨つて C 及 T は水平に働くもので玆に初めて吾々が彎曲應力の計算に當つて C と



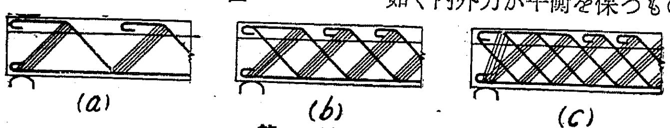
第 110 圖

T とが水平に働くとした假定が成立する譯である。故に肋筋は張應力を受けるもので決して剪力を受けることはない。かくの如くであるから Saliger 及 Mörsch 兩敎授は肋筋の働は恰かも Howe 構又は Whipple 構の垂直材と何等異なることが無いと考へたのである。

（3）曲鐵筋の働き。 既述の通り抗張鐵筋を曲上げて腹鐵筋として利用すれば斜龜裂の發生を遲らすものである。而して一旦龜裂が生ずれば益々その能力を發揮するものである。その靜力學的平衡は第 111 圖に示す通りであると考へてよい。斜張力に依る龜裂がどう入るかは不明であるから今假りに 45。に入るものと考へる。然して龜裂が曲鐵筋を橫切るものとする。然るときは圖示の如く內外力が平衡を保つものである。かような譯であるから曲鐵筋の作用は Warren 構に於



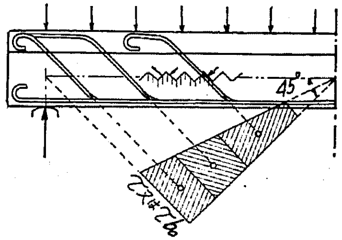
第 111 圖



第 112 圖

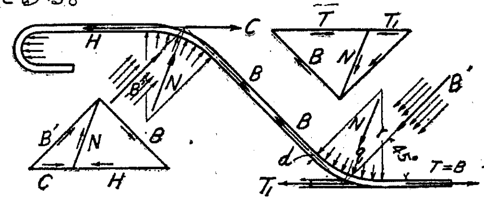
ける抗張對角材と考へられぬこともない。此考方も亦 Saliger 及 Mörsch 兩敎授の說である。その模樣は第 112 圖に示す通りで抗壓對角材としてはコンクリートの假想部材が働くことゝして居る。

彎曲率による垂直應力の計算に當りてはコンクリートの張應力は之を無視した。此假定による應力は中立軸と抗張鐵筋との間のコンクリートが剪應力 τ を傳へ得るときにのみ正しい事は本節 § 134 に於て述べた處である。故に桁の腹部に於ては τ なる斜張力が働くから之を曲鐵筋でうけるのは理の當然である。此模樣は第 113 圖によつて明かである。



第 113 圖

次に曲鐵筋の上下の曲りに於ける力學的平衡を考へよう。此事は曲鐵筋の設計上大切なことである。



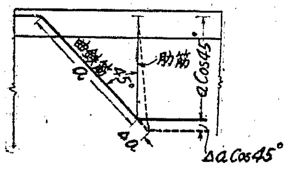
第 114 圖

先づ第 114 圖に於て上部の曲部に就て考へるに曲鐵筋の張力 B を之に直角なる B' と水平力 H とに分解する。かくの如く分解し得る所以のものは曲鐵筋が水平分を有し鉤を有するが爲めである。此場合 H は B より大なる必要はない。今曲鐵筋上部に附着力がないとすれば B' を N 及 C に分解する、玆に N は H 及 B の二等分線の方向に向ひ C は水平である。此 C は直接コンクリートにて受けられ桁の中央に向ひ桁の抗壓コンクリートに於ける壓應力を增すもので、又 N は曲部に於けるコンクリートを壓縮するものである。かくて曲鐵筋の張應力 B と曲鐵筋上部の水平部の張力 H とが相等しくなつて始めて平衡を保つものである。

次に下部の曲部に於ける力の平衡を考へて見る。此場合に於ては B' を T_1 と N とに分解する。此 T_1 は抗張鐵筋を曲上げずに水平に延した場合その附着力に依りて受けられ、隨つて之がため抗張鐵筋の應力を增すものである。N は曲部の頂點に作用しコンクリートに壓應力を作用せしめ且つ曲鐵筋の張應力 B とその水平部の張應力 T とが等しくなる樣に働く、然るに曲上げない水平な鐵筋で受ける

T_1 なる張應力は僅少であるか或は全く存在しない性質のものである。故に T なる張力は B より大になり、圖の場合に於ては $B\sqrt{2}$ までに達する。かくの如くであるから B' が $45°$ の角をなして働くとき水平鐵筋が T なる張應力を受けるときは曲鐵筋は僅かにその $\frac{1}{\sqrt{2}}$ 即ち 0,7 倍の張應力を受け得るに過ぎない。斯くの如くであるから曲鐵筋が下方で浮いて居る樣な設計はよくない。

以上は曲鐵筋に關する理論であつた、尙實際には肋筋と曲鐵筋と併用することが屢々あるから此場合の兩者の働きに就ても考へて見よう。第 115 圖に於けるが如く a なる長さの曲鐵筋が張應力を受け Δa だけ伸びたとする。此場合肋筋を曲鐵筋に離れない樣に碇着してあれば肋筋は全長に就て $\Delta a \cos 45°$ だけ伸びることになる。故に肋筋の單位變形は $\frac{\Delta a \cos 45°}{a \cos 45°} = \frac{\Delta a}{a}$ となる。即ち曲鐵筋と同一の單位變形を受けることになるから自然曲鐵筋と肋筋とは同じ應力を受けしめることが出來る譯である。此理論は腹鐵筋の設計に就て實に大切なことであつて、實驗上からも兩者の共同作用が有効に行はれることによつて上述の理論の正しいことが證明されて居る。



第 115 圖

§ 138. 腹鐵筋の設計

（1）概說。 抑々鐵筋コンクリート桁が彎曲を受けた場合彎曲率に耐へると同時に剪力に抵抗するため腹補强を施して彎曲率及剪力に對して同一なる安全率を有する樣に設計することは極く緊要なことである。然らば上記の如く剪力に對して充分安全な樣な腹補强としては構造上如何なる方法を採るかと云ふに此點に關しては既に第九章 § 99 に於て實驗學上から詳論して置いた。即ち腹補强の方法としては肋筋、曲鐵筋及兩者併用があつて夫々特徴を有しその設計を誤ることなくんば充分所期の目的を達し得ることを知つた。

かくの如く腹鐵筋の構造に關しては充分知り得たから本 § に於ては コンクリートに實際如何程の剪應力を生ずる場合腹鐵筋が必要であるか、又如何程までの剪應力が生じてよいか、換言すれば斜張力に依る斜龜裂が入らないためには實際設計に當りて如何程まで剪應力を許すか、又腹鐵筋を設計するに當りては斜張力は凡て鐵筋のみにて受持たしめるか或はその一部をコンクリートにて分擔せしめるかに就て

述べて見よう。之等の點に就ては各國各大家によりて多少意見を異にし、現今に於ても未だ意見の統一を見て居ない狀態にある。

（2）腹鐵筋なき桁の許容剪應力。

（a）桁に生ずる剪應力が或値に達するまでは理論上腹鐵筋の必要はない筈である。既に第九章 § 97 に於て述べた樣に σ_{28} が 140 kg/cm^2 であれば抗剪强度は Mohr 教授に依れば 28 kg/cm^2, Mörsch 教授に依れば實に 56 kg/cm^2 はあるものである。又桁の實驗に徵するも普通の鐵筋コンクリート桁に於ては τ を計算するときは 15 kg/cm^2 位迄は充分安全である場合が多い。故に 15 kg/cm^2 程度の剪應力が生じても斜張力のために桁に斜龜裂を生ずる事はない。故に剪應力に對しては此 15 kg/cm^2 を目標として許容應力を定むればよい。今安全率を 3～4 とせば腹鐵筋を有しない桁に於ては許容剪應力 τ_a は理論上 5～4 kg/cm^2 となる譯である

（b）獨逸規定。 1925年の獨逸規定に依れば τ が普通セメントにて 4 kg/cm^2 高級セメントにて 5,5kg/cm^2 を超過しないならば腹鐵筋の必要はない事になつて居る。此事は（a）の理論と一致するものである。剪應力の計算は既に述べた公式に依ることは勿論である。1931 年の新示方書(案)に於ては版及肋版の場合を除き その他の桁に於ては コンクリートの剪應力は 之を無視して居る。之はコンクリートの張應力は之を無視する假定と步調を合せるためである。

（c）我土木學會規定。 我土木學會規程は獨逸規定と大差はない。許容應力は 4,5 kg/cm と定め之以下の剪應力が生ずる桁に於ては腹鐵筋の必要がないとして居る。

（d）米國規定。 米國標準示方書の規程に依れば 特種の碇着なき主鐵筋の場合 $0{,}02\,\sigma_{28}$、特種の碇着を有する 主鐵筋の場合には $0{,}03\,\sigma_{28}$ 迄の剪應力には腹鐵筋の必要はないとして居る。今 σ_{28} を 140 kg/cm^2 とすれば τ は碇着の如何に依つて 2,8 kg/cm^2 又は 4,2 kg/cm^2 までは腹鐵筋の必要はないことになる。以上から判る樣に米國規定は日獨の規程に比する時は腹鐵筋を必要とする剪應力の値を小さく採つて居る。

（3）腹鐵筋を有する桁の最大許容剪應力。

（a）（2）に於て腹鐵筋を必要としない場合の許容剪應力に就て述べた。此許容應力の値を桁に生ずる剪應力の値が超過すれば腹鐵筋を必要とする。故に腹鐵筋にて剪應力に對して補强をすれば如何なる剪應力にも耐へるかと言ふにそうはゆかない。即ち既述の通り如何に腹鐵筋にて補强をしても桁の斜龜裂は之を防ぐことは出來ないのである。隨つて斜龜裂が生ずるのを未然に防ぐには桁に生じ得る剪應力の大いさを制限する必要がある。今 σ_{28} を 140 kg/cm^2 とすれば（2）に於て論じた樣に力學上及實驗學上から τ が 15 kg/cm^2 までは桁に斜龜裂が入ることはない。故に著者は此 15 kg/cm^2 位が斜龜裂を目標とした τ の最大値即ち最大許容剪應力であらうと考へる。

（b）獨逸規定。 獨逸規定では τ が 14 kg/cm^2 以上になることを禁じて居る。之は著者が理論的に求めた 15 kg/cm^2 と大差ない値である。

（c）我土木學會規定。 我土木學會の規定は獨逸規定と同一である。

（d）米國規定。 米國規定に於ては腹鐵筋を有する桁に生ずる τ の最大値として特種の碇着なき主鐵筋の場合には $0,06\,\sigma_{28}$ 又特種の碇着を有する主鐵筋の場合には $0,12\,\sigma_c$ を採つて居る。今 σ_{28} を $140\,kg/cm^2$ とせば τ は主鐵筋の碇着の如何により $8,4\,kg/cm^2$ 又は $16,8\,kg/cm^2$ を最大限度として居る。一般に桁の主鐵筋に鈎の無いものはないから腹鐵筋を有する場合の τ の最大値としては $17\,kg/cm^2$ が限度である。此値は前述の $15\,kg/cm^2$ よりは少しく大であるが大差はないと言つてよかろう。

（4）腹鐵筋設計の原理。

（a）腹鐵筋の設計に當つては先づ根本問題として腹鐵筋が斜張力の全部を受けるか、或は又腹鐵筋のみならずその一部はコンクリートにて受けるかどうかを決定しなくてはならぬ。此問題は實に現今に於ける未決定の問題で各大家によつて意見の一致を見て居ない。先づ桁が破壞に近き狀態にあるときには既に斜龜裂が入つて居る。斯かる狀態を標準とすれば本節 §137 に述べた樣に斜張力は凡て腹鐵筋にて受持たすべきである。然るに實際設計に於ては桁に生ずる剪應力 τ を制限して決して桁に斜張力が入らない樣にしてある。そうすると實際設計に當つて斜張力の一部をコンクリートにて受持たせても差支へない樣にも思はれる。然し乍らコンクリートの張應力を無視する筆法から論ずるときはコンクリートに斜張力の一部を受持たせることはよくない事にもなる。之に關して Mörsch 教授は次の如く述べて居る。即ち、

「斜張力をコンクリートと曲鐵筋とが共同して受けるためにはコンクリートと鐵筋とが同一の變形をなし得る範圍内に限られる。然るにコンクリートと鐵筋とが同一の伸びをなし得る量は $0,2\,mm/m$ 位で此場合のコンクリートに生ずる張力は $16\,kg/cm^2$、鐵筋の張應力は $430\,kg/cm^2$ になる。そうすると示方書に規定する樣なコンクリートの張應力 $4\,kg/cm^2$, $\sigma_s = 1\,000\,kg/cm^2$ なる許容應力に同時に達するが如きことは實際上考へられない。故に今曲鐵筋に $1\,000\,kg/cm^2$ なる應力を生ずる樣に荷重を懸くれば此場合鐵筋とコンクリートとが同一の伸をするものとせばコンクリートには約 $40\,kg/cm^2$ なる張應力が生ずることになる。然るにかゝることは現實に於て有り得ない。即ち鐵筋の周圍のコンクリートには龜裂が入つて居る筈である。凡て鐵筋に限らず構造物を設計するに當りては同等の安全さを必要とする部分に對しては、同等の安全率を有せしめなくてはならない。然らばコンクリートの抗剪强度は $14\,kg/cm^2$ 位のものであるから $4\,kg/cm^2$ までの剪力に對しては $3\sim3,5$ 位の安全率を有することになる。今 $\tau = 7\,kg/cm^2$ になつたとせば此場合の $3,5$ 倍の荷重を懸ければ $\tau = 24,5\,kg/cm^2$ になる筈である。然るに實際は $14\,kg/cm^2$ の場合に斜龜裂が入る。それで剪應力に對しても所定の安全率を有せしむるためにはコンクリートの抗剪强度は之を無視するのが當然である。即ち $\tau = 4\,kg/cm^2$ 以上の剪應力が生ずる場合、桁に十分なる安全率を有せしめるためには曲鐵筋のみにて斜張力を受けて然るべきである。

以上は Mörsch 教授の腹鐵筋設計の原理に關する說の大要である。此 Mörsch 教授の說にも一理あるが又次の如くも考へられないことはない。即ち

Mörsch 教授が述べて居る樣に曲鐵筋が $1\,000\,kg/cm^2$ の張應力を受けるものとせばその周圍の僅かのコンクリートには小龜裂を生ずるも之より離れたコンクリート迄には龜裂は及ばない、隨つてかゝる部分のコンクリートは充分に斜張力を受け得るものである。實際設計に於ては構造上 τ の最大値として $14\,kg/cm^2$ 位を規定し無謀に腹鐵筋を多量に用ふることを禁じて居る。故に此方針にて設計を進めれば腹鐵筋の量はコンクリートに比して僅かなものであるから斜張力の一部はコンクリートに受持たせても桁の斜張力に對する安全率は減少する樣なことはない。

以上の如くであるから今安全率を F とし安全荷重を W とすれば $W{\cdot}F$ なる荷重が懸つた場合斜龜裂を生ずる如き桁に於ては換言すれば $W{\cdot}F$ なる荷重に對して $\tau = 14\,kg/cm^2$ 以上の剪應力を生ずるが如き場合に於てはコンクリートに斜張力の一部を受持たせるが如きことばは思も寄らない事である。然るに $W{\cdot}F$ なる荷重が懸つても斜龜裂を生じない、換言すれその場合の τ が $14\,kg/cm^2$ 以下であれば斜龜裂は生じない。而して實際の設計に當つては殆ど此原則に隨ふ場合が多い。そうすればかゝる場合に於ては考へ方の相違に依つて桁に生ずる斜張力の一部をコンクリートにて受けしめてもよい、いや受けさせぬ方がよいと言ふ兩樣の異つた說が成立するのは上述の通りである。然らば吾々は何れの說に賛意を表すべきかを決定しなくてはならぬ。著者は之に就て意見を述べるに先達ち日獨米の示方書の規定を掲げ參考に供しやう。

（b）獨逸規定。 1925 年の獨逸標準示方書の規定する處によれば桁に生ずる最大剪應力が普通セメント・コンクリートの場合 $4\,kg/cm^2$ 又は高級セメントの場合 $5,5\,kg/cm^2$ を超過すればその桁に生ずる剪應力は凡て腹鐵筋にて採らしめる樣に設計する事になつて居る。之は一見安全に失する樣に思はれるが實は剪力の小なる桁の中央では彎曲率が大でコンクリリートに龜裂が入る虞れがないでもない、且つ溫度張力、收縮應力等を受けるから斜張力をコンクリートにて受けしめることは聊か心配であるから剪應力に依る斜張力は全然コンクリートにて受持たせずに桁全體の安全を期した譯である。

（c）我土木學會規定。 我示方書の規定は殆ど獨逸と同樣であるが少しく異る點は τ が $4,5\,kg/cm^2$ を超過した場合桁全般に亘つて剪應力を腹鐵筋にて受けしめる代りに相等の範圍に亘りて全剪應力を腹鐵筋にて採らしめる樣にした點である。

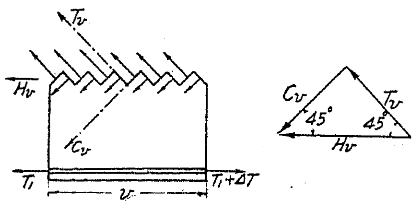
（d）米國規定。 米國聯合委員會の標準示方書の規定は日獨とは趣を異にして剪應力の一部をコンクリートに分擔せしめて居る。即ち主鐵筋の特種の碇着なき桁にありては $0,02\,\sigma_{28}$、碇着あるものに於ては $0,03\,\sigma_{28}$ だけの剪應力は之をコンクリートにて分擔せしめて居る。而して等布荷重を受ける桁に於ては桁全體の安全を期するため、その徑間端に於て必要なる剪力抵抗の $\dfrac{1}{4}$ 以上の抵抗を計算剪應力が零なる斷面に於ても用意することに規定して居る。

（e）結言。 以上述べたる如く理論上からも實際設計の方針を授ける示方書に於ても剪力

の一部をコンクリートにて採らしめるか否かは定まつて居ない。然し乍ら斜張力に依る桁の破壊は急激に來るものでかくの如き現象は構造物の安全上最も忌むべきことである、又コンクリートの彎曲張應力を無視する假定と歩調を合せる上からもコンクリートの斜張力は無視した方がよい樣に思はれる。故に吾々は鐵筋コンクリート桁の斜張力に關する理論が統一される迄は日・獨の規定に隨つた方が安全であると信ずる。

§ 133 獨逸鐵筋コンクリート委員會示方書標準計算法

（1）概說。 齊等質桁に於ける中立軸に於ては斜張力は水平と 45° の角をなして作用する。鐵筋コンクリートの桁に於ても腹鐵筋の如何に關せず斜張力はやはり水平と 45° の方向に働くものとし此力を標準として一般に腹鐵筋の計算をする。即ち此斜張力の大さが或値以上になれば全部を腹鐵筋にて採らしめる。此設計法は 1925 年の獨逸鐵筋コンクリート委員會で認められて居る方法であるから此處では之れを獨逸標準計算法と稱して置く。此斜張力は桁の彎曲力率表圖又は剪力表圖の何れからでも計算出來る。故に此處に於ては兩者の計算方法に就て述べることにする。勿論何れによつても差支へない。



第 116 圖

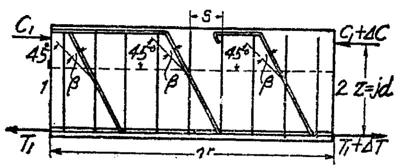
（2）彎曲率表圖を利用する計算法

（a）腹鐵筋量を求める公式の誘導。第 116 圖に示す如く $\Delta l = v$ なる距離に二つの斷面を考へその中立軸に於ける水平剪應力、斜張力及斜壓應力の平衡を考ふるときは

$$T_v = H_v \cos 45° \quad \cdots\cdots(a)$$

となる。(164) 式から矩形斷面のときは $H_v = \tau b v = \dfrac{Sv}{z}$，T 形斷面のときは $b = b_0$ となる。然るに Sv は二つの斷面の間の彎曲率の增加なるを以つて ΔM に等しい。∴ $Hv = \dfrac{\Delta M}{z} \quad \cdots\cdots(b)$

$$\therefore \quad Tv = \frac{0{,}707\cdot\Delta M}{z} \quad \cdots\cdots(c)$$



第 117 圖

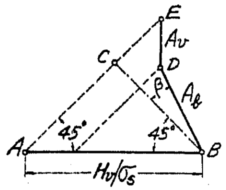
此 v なる距離の間に於ける斜張力 T_v を垂直肋筋及曲鐵筋にて受ける。（第 117 圖參照）今 A_v＝肋筋の斷面積、A_b＝曲鐵筋の斷面積、β＝曲鐵筋が斜張力の方向とな

す角、とすれば

$$\frac{T_v}{\sigma_s} = A_b \cos\beta + A_v \cos 45° \quad \cdots\cdots(d)$$

即ち
$$\frac{H_v}{\sigma_s} = A_b\frac{\cos\beta}{\cos 45°} + A_v \quad \cdots\cdots(184)$$

或は
$$\frac{\Delta M}{\sigma_s z} = A_b\frac{\cos\beta}{\cos 45°} + A_v \quad \cdots\cdots(185)$$



第 118 圖

(184) 又は (185) 式から腹鐵筋の設計をなすことが出來る。(184) 式を圖解すれば第 118 圖の如くなる。

今 (184) 式に於て $\sigma_s = 1{,}200\ t/cm^2$, $\cos\beta = 1$ とせば

$$H_v = \frac{\Delta M}{z} = 1{,}7\,A_b + 1{,}2\,A_v \quad \cdots\cdots(186)$$

茲に H_v は瓲單位である。

第 34 表は 8～40 mm 直徑の曲鐵筋 1～10 本に對する $1{,}7\,A_b$ の値及 5～12 mm 直徑の U 形垂直肋筋 1～20 本に對する $1{,}2\,A_v$ を瓲の單位にて表はした有用な表である。

次に A_b を知つて A_v を求むるには (186) 式から

$$A_v = \frac{\Delta M}{\sigma_s z} - A_b\frac{\cos\beta}{\cos 45°} \quad \cdots\cdots(187)$$

又 A_v を知つて A_b を求むるには

$$A_b = \frac{\cos 45°}{\cos\beta}\left(\frac{\Delta M}{\sigma_s z} - A_v\right) \quad \cdots\cdots(188)$$

而して曲鐵筋の應力は

$$\sigma_s = \frac{\Delta M}{z\left(A_v + A_b\dfrac{\cos\beta}{\cos 45°}\right)} \quad \cdots\cdots(189)$$

$\cos 45°$ は 0,707 である。

今 U 形垂直肋筋を用ふるものとしその 2 つの斷面積の和を a_v とすれば

$$A_v = a_v\frac{v}{s} \quad \cdots\cdots(190)$$

茲に s は肋筋の間隔である。

曲鐵筋及肋筋が受ける彎曲率增加量は (189) 式から

$$\left.\begin{array}{ll}\text{曲鐵筋に對しては} & \Delta M_b = \sigma_s z A_b \dfrac{\cos\beta}{\cos 45°} \\ \text{肋筋に對しては} & \Delta M_v = \sigma_s z A_v\end{array}\right\} \quad \cdots\cdots(191)$$

第　34　表

$H = 1{,}7\,A_b + 1{,}2\,A_v$ の値

(a)　45°の傾斜をなす n 箇の曲鉄筋に對する $1{,}7A_b$ の値, t

φ mm	曲鉄筋の數, n									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
8	0,85	1,71	2,56	3,42	4,27	5,13	5,98	6,84	6.79	8,55
10	1,34	2,67	4,01	5,34	6,68	8,01	9,35	10,68	12.02	13.35
12	1.92	3,85	5,77	7,69	9,61	11,54	13.46	15.38	17.30	19.23
14	2,62	5,23	7,85	10.47	13,08	15.70	18,32	20,94	23.55	26,17
16	3,42	6,84	10,25	13,67	17,09	20,51	23,93	27,34	30.76	34.18
18	4,33	8,65	12,98	17,30	21,63	25.96	30,28	34,61	38.93	43.26
20	5,34	10,68	16,02	21,36	26,70	32,04	37,39	42.73	48.07	53,41
22	6,46	12,92	19,39	25.85	32,31	38,77	45.24	51.70	58,16	64.62
24	7,69	15,38	23,07	30,76	38,45	46,14	53,83	61,53	69.22	76.91
25	8,34	16,69	25,03	33,38	41,72	50,07	58,41	66,76	75,10	83.45
26	9,03	18,05	27,08	36,10	45,13	54,15	63,18	72,21	81.23	90.26
28	10,47	20,94	31,40	41,87	52,34	62,81	73,27	83,74	94,21	104,7
30	12.02	24,03	36,05	48,07	60,08	72,10	84,12	96.13	108.1	120.2
32	13,67	27,34	41,02	54,69	68,36	82.03	95,71	109,4	123,1	136.7
34	15,43	30,87	46,30	61,74	77,17	92.61	108,0	123,5	138.9	154.3
36	17,30	34,61	51,91	69,22	86,52	103,8	121,1	138,4	155.7	173,0
38	19,28	38,56	57,84	77,12	96,40	115.7	135,0	154,2	173.5	192,8
40	21,36	42.73	64,09	85,45	106.8	128,2	149,5	170,9	192,3	213,6

(b)　n 箇のU形肋筋に對す $1{,}2A_v$ の値, t

φ mm	肋筋の數, n									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
5	0,47	0.94	1,41	1,88	2.36	2,83	3,30	3.77	4.24	4.71
6	0,68	1.36	2.04	2.71	3.39	4.07	4.75	5.43	6,11	6.78
7	0,92	1,85	2,77	3.69	4.62	5.54	6.46	7.39	8.31	9.24
8	1.21	2.41	3.62	4.83	6,03	7.24	8,45	9.65	10,86	12,06
10	1.88	3.77	5.65	7.54	9.42	11.31	13.19	15.08	16.96	18.85
12	2.71	5,43	8,14	10.86	13.57	16.29	19,00	21.72	24,43	27,14
	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
5	5.18	5.65	6.12	6,60	7.07	7,54	8,01	8.48	8.95	9,42
6	7.46	8.14	8.82	9.50	10,18	10,86	11.53	12,21	12.89	13,57
7	10.16	11.08	12.01	12,93	13.85	14,78	15.70	16,62	17.55	13,47
8	13.27	14,48	15.68	16,89	18.10	19.30	20,51	21,72	22,92	24,13
10	20.73	22.62	24,50	26.39	28.27	30.16	32,04	33,93	35,81	37,70
12	29.66	32,57	35,29	38,00	40.72	43,43	46,14	48,86	51,57	54,29

而して $\Delta M = \Delta M_b + \Delta M_v$ なることは論ずる迄もないことである。

固定桁の固定端或は連續桁の支承上或は Rahmen 構の固定部に於けるが如く桁高の變化ある部分に於ける腹鐵筋の計算は多少上記と趣を異にするものがある。

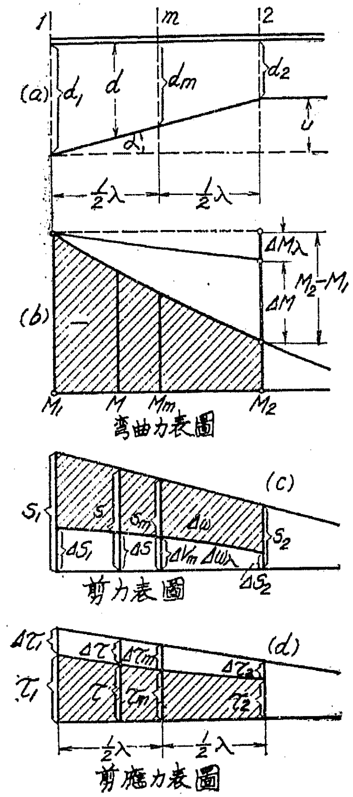
先づかゝる桁の或る斷面に於ける剪應力 τ は

$$\tau = \frac{S - \frac{M\cdot\tan\alpha}{d}}{b_0 z} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(179)\ 再掲$$

玆に b_0 は矩形斷面の幅又は T 形斷面の腹部の幅

上式に於て $\frac{M\cdot\tan\alpha}{d}$ は ΔS にして桁の高さ不同のための剪力の減少を示すものである。故に

$$\tau = \frac{S - \Delta S}{b_0 z} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(e)$$



第　119　圖

今第119圖 (c) を剪力表圖とせば Δw_λ なる部分は剪應力に對して無關係の部分で只陰影を施せる Δw の部分のみを考ふれば よいことになる。而して圖から判る樣に

$$M_2 - M_1 = \Delta w + \Delta w_\lambda \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(f)$$

而して剪應力に對して考慮の要なき Δw_λ は彎曲率の增加 $(M_2 - M_1)$ を ΔM_λ だけ減少させることゝなる。故に λ なる長さのハウンチの部分の腹鐵筋の計算に當つては考ふべき彎曲率の增加は

$$\Delta M = M_2 - M_1 + \Delta M_\lambda \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(g)$$

上式に於ては彎曲率の符號を誤まらない樣注意を要する。而して ΔM_λ は

$$\Delta M_\lambda = \int_{x=0}^{x=\lambda} \Delta S\, dx \ \ 又は \int_0^\lambda \frac{M\tan\alpha}{d}\cdot dx \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(h)$$

(h) 式は場合によりては計算が困難であるから次の近似式によるが便利である。

$$\Delta M_\lambda = \frac{1}{4}\lambda\cdot\tan\alpha\left(\frac{M_1}{d_1} + 2\frac{M_m}{d_m} + \frac{M_2}{d_2}\right)$$

式中 $\lambda\cdot\tan\alpha = \nu$ なるを以つて

$$\Delta M_\lambda = \frac{\nu}{4}\left(\frac{M_1}{d_1} + 2\frac{M_m}{d_m} + \frac{M_2}{d_2}\right) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(192)$$

尚一層近似的にすれば

$$\Delta M_\lambda = \frac{\nu M_m}{d_m} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(193)$$

λ なる長さの間の水平剪力は

$$H_\lambda = \frac{M_2 - M_1 + \frac{v}{d_m} \cdot M_m}{z_m} \quad \cdots\cdots\cdots(194)$$

z_m は m 斷面に於ける $z = jd$ の値である。今 H_λ を剪應力の項にて表せば

$$H_\lambda = \frac{b_w \lambda (\tau_1 + 2\tau_m + \tau_2)}{4} \quad \cdots\cdots\cdots(195)$$

以上から腹鐵筋の斷面積を求むれば

$$\frac{\varDelta M}{\sigma_s z_m} = A_v + A_b \frac{\cos\beta}{\cos 45°} \quad \cdots\cdots\cdots(196)$$

$$A_v = \frac{\varDelta M}{\sigma_s z_m} - A_v \frac{\cos\beta}{\cos 45°} \quad \cdots\cdots\cdots(197)$$

$$A_b = \frac{\cos 45°}{\cos\beta}\left(\frac{\varDelta M}{\sigma_s z_m} - A_v\right) \cdots\cdots\cdots(198)$$

上式の z_m 値は近似的に次の如く採つてよい。

$$\left.\begin{array}{llll} \sigma_c = & 40\ kg/cm^2 & 50\ kg/cm^2 & 60\ kg/cm^2 \\ \sigma_s = & 1\,200\ kg/cm^2 & 1\,200\ kg/cm^2 & 1\,200\ kg/cm_2 \\ z_m = & 0{,}90\ d_m & 0{,}88\ d_m & 0{,}86\ d_m \end{array}\right\} \cdots(i)$$

建築構造に於ては普通は $\varDelta M$ の値は

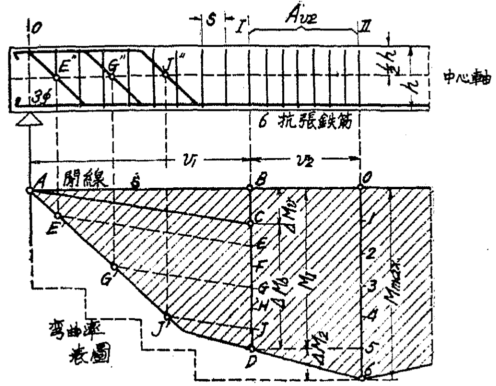
$$\varDelta M = M_2 - M_1 + M_m \frac{v}{d_m} \quad \cdots\cdots\cdots(199)$$

に採つて差支へない。

（b）腹鐵筋 A_b 及 A_v の分配。 曲鐵筋の各々が同一の應力を受けるためには各々の曲鐵筋が受ける剪應力の和がその斷面積に比例しなくてはならぬ。隨つて同じ徑の鈝を同數宛折曲げるときは各々が受ける剪應力の和は一定である。今高さの一定なる桁に於ては $H_v = \frac{\varDelta M}{z}$ であるから剪應力 H_v は $\varDelta M$ に比例する。そこで各曲鐵筋間の彎曲率の增加が其の斷面積に比例する樣に曲鐵筋を配置すればそれに生ずる張應力は一定になるものである。故に剪力表圖を用ふることなく彎曲率表圖から直ちに曲鐵筋の設計をなすことが出來る。

第一の場合　等高單桁

第150圖に示す如き彎曲率を受ける等高單桁が最大彎曲率 M_{max} に對して抗張鐵筋を 6 本用ひたとする。故に圖に於て $\overline{06}$ を 6 等分すればその一區分は 1 本の



第　120　圖

鐵筋の抵抗力率である。今點 5 を通り閉線 s に平行に $\overline{5D}$ を引き之が彎曲率曲線を切る點を D とする。BD なる彎曲率の生ずる斷面を I とする。そうすると斷面 $I-II$ の間に於ては曲鐵筋は利用するに由なければ肋筋を用ふるの外はない。然らば肋筋にて受くべき彎曲率增加量 $\varDelta M_2$ は $\frac{1}{6} M_{max}$ である。よつて v_2 上に於て必要なる肋筋の全斷面積 A_v は (187) 式に於て $A_b = 0$ と置いて

$$A_v = \frac{\varDelta M_2}{\sigma_s \cdot z} \quad \cdots\cdots\cdots(200)$$

此肋筋の位置を正確に定むるには $\overline{56}$ の部分を肋筋の數に分割しその各點から閉線 s に平行に線を引けば之等の線が彎曲率曲線と交る點の眞上の點が求むる肋筋の位置である。圖の場合には $\overline{6D}$ 間は彎曲率曲線は直線であるから等距離に配置すればよい。

次に支承上斷面 I との間の v_1 なる部分に於ては彎曲　は 0 から M_1 に增加する。故に彎曲率の增加量 $\varDelta M$ は

$$\varDelta M_1 = \frac{5}{6} M_{max}$$

である。而して曲鐵筋の設計に先達つて支承上まで延長すべき抗張鐵筋の本數を定めねばならぬ。之は鐵筋の附着肘力によつて決定さるべきもので τ_o は

$$\tau_o = \frac{S}{Uz}$$

である。然るに曲鐵筋及肋筋を併用して全剪力を受けしむる場合には S は全剪力の $\frac{1}{2}$ と採つてよいことになつて居る。故に

$$U = \frac{S}{2\tau_o z} \quad \cdots\cdots\cdots(201)$$

上式から U が計算出來る。隨つて抗張鐵筋の直徑が分つて居るから本數も直ちに計算することが出來る。かくて折曲げ得る鐵筋の本數も知れることになる。第120圖に於ては 3 本だけ桁全體を通じて用ひ殘り 3 本を折曲げる事になつて居る。

故に鐵筋の直徑は知れて居るから A_b は明らかである。此 A_b にて受け得る彎曲率増加量を ΔM_b とせば $\beta = 0°$ 即ち $45°$ に折曲げるものとせば

$$\Delta M_b = \frac{\sigma_s z A_b}{\cos 45°} \quad \cdots\cdots(202)$$

此 ΔM_b が ΔM_1 より大なれば肋筋を用ふる必要はない。然し乍ら $\Delta M_b < \Delta M_1$ なるときは v_1 なる部分に於て肋筋を用ひなくてはならぬ。此肋筋にて受くべき彎曲率増加量 ΔM_v は $\Delta M_v = \Delta M_1 - \Delta M_b \quad \cdots\cdots(203)$

従つて

$$A_v = \frac{\Delta M_v}{\sigma_s z} = \frac{\Delta M_1 - \Delta M_b}{\sigma_s z} \quad \cdots\cdots(204)$$

此場合には v_1 の間に於ては肋筋を等間隔に配置する。

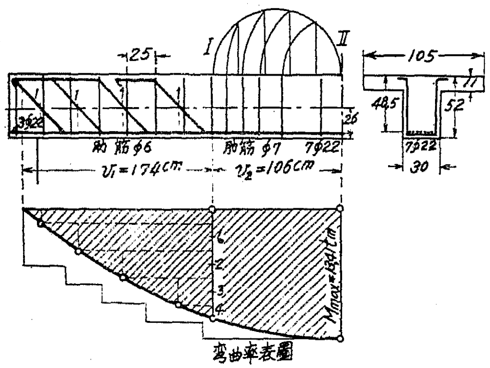
次に曲鐵筋の間隔を定むるには斷面 I に於ける $\overline{DC}$ なる ΔM_b を曲鐵筋の數の 2 倍だけに分割する。本例に於ては 1 本づゝ 3 本折曲げるから $2 \cdot 3 = 6$ 等分すればよい。而して圖の如く E, G 及 J から AC に平行に EE'', GG' 及 JJ' を引き之等が彎曲率曲線と交はる點を夫々 E', G' 及 J' とする。之等の點から垂線を上げ桁の中心軸と交る點 E'', G'' 及 J'' を求むれば之等の點を通つて $45°$ の傾斜をなして折曲ぐれば求むる處の曲鐵筋を得る。

$\sigma_s = 1{,}2\ t/cm^2$ の場合には (196) 式及 (204) 式の計算に當つて第 34 表を利用すれば便利である。

即ち

$$\left.\begin{aligned} \frac{\Delta M_b}{z} &= 1{,}7\,A_b, \quad \text{單位}\ t \\ \frac{\Delta M_v}{z} &= 1{,}2\,A_v, \quad \text{單位}\ t \end{aligned}\right\} \cdots\cdots(205)$$

であるから第 34 表から容易に ΔM_b 又は A_v を求められる。



第 121 圖

〔例題 29.〕 支間 $l = 5{,}60\ m$ なる單桁が等布荷重 $w = 3{,}420\ t/m$ なる荷重を受けたる場合の腹鐵筋を設計せよ。

$$W = 5{,}60 \cdot 3{,}42 = 19{,}152\ t$$

反力

$$S = \frac{1}{2} \cdot 19{,}152 = 9{,}576\ t$$

今床版の厚さ $t = 11\ cm$, $h = 52\ cm$, $d = 48{,}5\ cm$, $b_o = 30\ cm$ とする。

$$M_{max} = \frac{1}{8} \cdot 19{,}152 \cdot 560 = 1\,341\ cm\,t$$

今 $\sigma_c = 0{,}040$, $\sigma_s = 1{,}200\ t/cm^2$ と假定すれば第 32 表から

$$\frac{t}{d} = \varphi = \frac{11}{48{,}5} = 0{,}227 \text{ であるから } \alpha_3 = 0{,}920, \quad \alpha_4 = 201 \text{ を得る。}$$

故に (134) 式から

$$A_s = \frac{0{,}920 \cdot 1\,341}{48{,}5} = 25{,}42\ cm^2$$

必要なる突緣の幅 b は (138) 式から

$$b = \frac{201 \cdot 25{,}42}{48{,}5} = 105{,}2\ cm$$

$$z = 0{,}906 \cdot 48{,}5 = 44\ cm$$

今 b に就て吟味するに我示方書に依れば

$$b \leq 10\,t + b_o + b_s = 10 \cdot 11 + 30 = 140\ cm$$

又 $$b \leq \frac{l}{2} = \frac{560}{2} = 280\ cm \quad \text{である。}$$

故に本設計に於ては抗壓側なる突緣は十分利用されて居ないことになつて居る。

以下 $b = 105{,}2\ cm$ を標準にして計算を進める。今 $7\phi\,22\ mm$ を用ふるとせば $A_s = 26{,}61\ cm^2$ なるを以つて計算上の必要量 $25{,}42\ cm^2$ より大であるから之を採る。

支端に於ける最大剪力

$$\tau_{max} = \frac{9{,}576}{30 \cdot 44} = 0{,}0073\ t/cm^2 \text{ 又は } 7{,}3\ kg/cm^2$$

故に $\tau_{max} > 4\ kg/cm^2$ なるを以つて桁の全長を通じて腹鐵筋が必要である。今支端に於ける抗張鐵筋數を決定せんに我規定により $\tau_o = 5{,}5\ kg/cm^2$ とせば (201) 式から

$$U = \frac{9\,576}{2 \cdot 5{,}5 \cdot 44} = 19{,}78\ cm \quad \text{故に } 3\phi\,22\ mm \text{ とせば } U = 20{,}73\ cm$$

なるを以つて抗張鐵筋の中 3 本だけは折曲げられない。次に v_2 を求めよう。本例の如く等布荷重を受けたる場合に於ては最初に曲上ぐべき曲鐵筋の斷面積を a_b とせば

$$\frac{1}{8}(2v_2)^2 w = \frac{1}{8} l^2 w \frac{a_b}{A_b}$$

$$\therefore \quad v_2 = \frac{1}{2} l \sqrt{\frac{a_b}{A_b}} \quad \cdots\cdots(206)$$

今 A_b が n 本の鉡よりなるときはの v_2 の値は次の如くなる。

$n =$	4	5	6	7	8
$v_2 =$	$0{,}250\,l$	$0{,}224\,l$	$0{,}204\,l$	$0{,}189\,l$	$0{,}177\,l$

本例に於ては 7 本の抗張鐵筋を用ひ 1 本宛折曲げるから

$$v_2 = 0{,}189\,l = 0{,}189 \cdot 560 = 106\ cm$$

$$v_1 = 0{,}311\,l = 0{,}311 \cdot 560 = 174\ cm$$

故に v_1 の間に於ける水平剪應力 H_1 は

$$H_1 = \frac{\Delta M_1}{z} = \frac{M_I}{z}, \quad H_2 = \frac{\Delta M_2}{z}$$

$$M_I = \frac{1}{2}wv_1(l-v_1) = \frac{1}{2}\cdot 3{,}42\cdot 174(560-174) = 1\,148\ cm\,t$$

$$\Delta M_2 = M_{max}-M_I = 1\,341-1\,148 = 193\ cm\,t$$

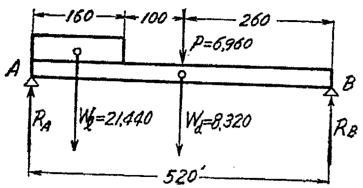
$$\therefore\quad H_1 = \frac{1\,148}{44} = 26{,}09\ t$$

$$H_2 = \frac{193}{44} = 4{,}39\ t$$

故に第 34表から $4\phi 22\ mm$ を採れば $1{,}7\,A_b = 25{,}85\,t$ であるから 4本折曲ぐれば肋筋は殆ど不用であるが安全を期するため $\phi 6\ mm$ の鉼を 25 cm 間隔に入れる。

次に v_2 區間に於ける肋筋であるが H_2 が $4{,}39\,t$ であるから第 34 表から $\phi 7\ mm$ を 5本用ふれば $H_2 = 1{,}2\,A_v = 4{,}620\,t$ となり安全である。

本設計は (187) 及 (188) 式を用ひてもよいのは言ふ迄もない。又腹鐵筋の配置を適確に定むるには第 121 圖に示す如き圖式解法に依ればよい。



第 122 圖

〔例題 30.〕 第 122 圖の如き支間 $l = 520\ cm$ の單桁が圖示の荷重を受けるものとしてその斷面及腹鐵筋を設計せよ。

$$W_d = 1{,}600\cdot 5{,}20 = 8{,}320\ t$$
$$W_l = 13{,}400\cdot 1{,}60 = 21{,}440\ t$$
$$P = 6{,}960\ t$$

$$R_A = \frac{1}{2}(8{,}320+6{,}960)+\frac{21{,}440\cdot 440}{520} = 25{,}781\ t$$

$$R_B = \frac{1}{2}(8{,}320+6{,}960)+\frac{21{,}440\cdot 80}{520} = 10{,}939\ t$$

危險斷面は集中荷重の下であつてその斷面の彎曲率 M_{max} は

$$M_{max} = 10{,}939\cdot 260-\frac{1}{2}\,8{,}320\cdot 130 = 2\,303\ cm\,t$$

今高級セメントを用ふるものとして $b_o = b = 51\ cm$　$\sigma_c = 0{,}060\ t/cm^2$（卽ち安全率を 3 とすれば $\sigma_{28} = 0{,}18\ t/cm^2$ となる。是位の抗壓强度のコンクリートは我國の一流セメントを用ひ骨材の選擇に注意するときは容易に現場にて製作し得る。著者が關係せる橋梁工事に於ては實に σ_{28} が $0{,}200\ t/cm^2$ 又は夫以上に達するものが多々ある。故に $\sigma_c = 0{,}060\ kg/cm^2$ なる値は我國に於ても設計施工共に優良なる橋梁の場合には無理な數値ではないと思ふ。）とし $\sigma_s = 1{,}200\ t/cm^2$ とせば容易に斷面を求むることが出來る。卽ち單鐵筋矩形桁の設計法により。

$$d = 64\ cm,\quad z = jd = 0{,}857\cdot 64 = 54{,}8\ cm \quad 及 \quad A_s = 34{,}98\ cm^2$$

故に $11\phi 20\ mm$ を採れば $A_s = 34{,}56^2\ cm^2$ であるから丁度よい。桁の全高は $h = 67\ cm$ とする。

次に剪應力は

$$\tau = \frac{S}{b_o z} = \frac{25{,}781}{51\cdot 54{,}8} = 0{,}00922\ t/cm^2 \quad 又は \quad 9{,}22\ kg/cm^2$$

今高級セメントの許容剪應力 $\tau_{oa} = 5{,}5\ kg/cm^2$ とせば本設計に於ては桁の左側半分は腹鐵筋の必要がある、而して $\tau_{max} = 14\ kg/cm^2$ 以下であるから斷面としては適當なものであらう。今左支端に於ける抗張鐵筋を 6本とせば $U = 37{,}7\ cm$

$$\tau_o = \frac{25{,}781}{2\cdot 37{,}7\cdot 54{,}8} = 0{,}0063\ t/cm^2$$

高級セメントなるを以つて是位までは安全である。

故に曲鐵筋は $6\phi 20\ mm$ なるを以つて $A_b = 15{,}71\ cm^2$

右支端に於ては

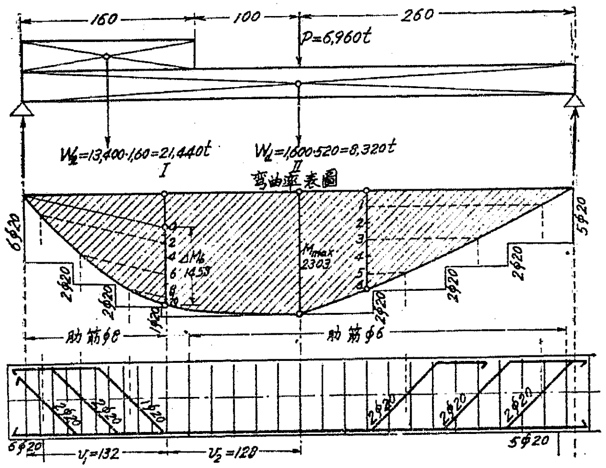
$$\tau = \frac{S}{b_o z} = \frac{10{,}939}{51\cdot 54{,}8} = 0{,}0039\ t/cm^2 < 0{,}0055\ t/cm^2$$

故に桁の右半分に於ては腹鐵筋の必要は無いことになる。

第一の曲鐵筋は $\Delta M_2 = M_{max}-M_I = 2\,303\cdot\frac{1}{11} = 209\ cm\,t$ 卽ち $M_I = \frac{10}{11}\cdot 2\,303 = 2\,094\ cm\,t$ の處で折曲げるものである。此 M_I が起るべき距離 v_1 は

$$20{,}94 = 25{,}781\,v_1-\frac{1}{2}(1{,}600+13{,}400)v_1^2$$

$$\therefore\quad v_1 = 1{,}32\ m \quad 又は \quad 132\ cm \quad 隨つて \quad v_2 = 260-132 = 128\ cm$$



第 123 圖

此 v_2 の部分に於ける彎曲率の增加量は $\Delta M_2 = 209\ cm\,t$ であるのは上述の通りである。此 ΔM_2 を受けるには必要なる A_v は

$$A_v = \frac{\Delta M_2}{\sigma_s z} = \frac{209}{1{,}200\cdot 54{,}8} = 3{,}18\ cm^2$$

卽ち $6\phi 6\ mm = A_v = 2\cdot 1{,}7 = 3{,}4\ cm^2$ を採る。

又 $H_2 = \frac{209}{54{,}8} = 3{,}810\,t$ であるから第 34 表から $\phi 6\ mm$ の U 形肋筋を 6 箇所に用ふれば $1{,}2\cdot A_v = H_2 = 4{,}070\,t$ となるから條件を滿足する。

次に v_1 なる部分に於ける彎曲率の增加率 $\Delta M = M_I$ なるを以つて $\Delta M_1 = M_I = 2\,094\ cm\,t$ である。而して曲鐵筋は $5\phi 20\ mm$ にして $\beta = 0°$ 卽ち $45°$ の傾斜に曲上げるから此曲鐵筋が受持つべき彎曲率の增加量は (191) 式から

$$\Delta M_b = \frac{A_b z}{\cos 45°}\cdot\sigma_s = \frac{15{,}71\cdot 54{,}8\cdot 1{,}2}{0{,}707} = 1\,462\ cm\,t$$

$$\therefore\quad \Delta M_v = 2\,094-1\,462 = 632\ cm\,t$$

此の ΔM_v を受けるための U 形肋筋の全斷面積 A_v は

$$A_v = \frac{\Delta M_v}{\sigma_s z} = \frac{632}{1{,}2 \cdot 54{,}8} = 9{,}610\ cm^2$$

∴　$\phi\, 8\ mm$ の肋筋を 10本用ふる。

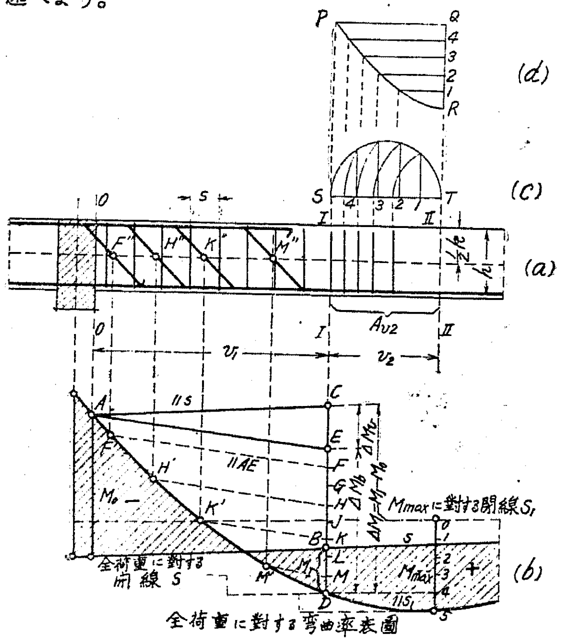
此計算にも第 34 表を用ふれば便利である。

次に肋筋の配置は本例では v_1 にては等距離でよいが v_2 ではやかましく言へば各肋筋が同一量の彎曲率増加量を受ける様に配置すべきであるが實際設計に當つては圖示の如く等間隔に配置しても大した不都合はない。しかし曲鐵筋は圖示の如く正確にその位置を定むることが肝要である。

次に右半分は腹鐵筋の必要はない様なものゝ左右共に剪應力に對して充分なる安分率を有せしめるため抗張鐵筋は彎曲率に對して差支へない範圍に於て曲鐵筋として利用し又 v_2 の部分と同間隔同徑の肋筋を凡てに亘つて用ひて居る。

第二の場合　等高固定桁

等高なる均等斷面の桁が兩端又は一端を固定された場合の腹鐵筋の計算法に就て述べよう。



第　124　圖

第 124 圖に於て陰影を附せる部分は完全固定桁が全荷重を荷へる場合の彎曲率表圖である。然し乍ら固定端が準固定の狀態の時は s なる閉線に平行に $\overline{05} = M_{max}$ なる條件を滿足る如く 0 點を通り閉線 s に平行に s_1 を引く此 M_{max} は示方書に依るか或は設計者が適當に定むべき値である。今此 M_{max} に對して 5 本の等徑の抗張鐵筋を用ふるものとす。先づ最下の分割點 4 を通り閉線 s に平行に D を引き彎曲率曲線との交點を D とす。此直上の斷面を I とする。I より左には曲鐵筋を利用し得るが桁の中央部即ち I 斷面の右に於ては曲鐵筋の利用が出來ないから肋筋を以つて腹鐵筋に當てる。

即ち v_2 なる區間に於ては A_{v2} なる斷面積の肋筋を用ふる。此 A_{v2} の値は

$$A_{v2} = \frac{\Delta M_2}{\sigma_s z},\quad \Delta M_2 = \frac{1}{5} M_{max}$$

又第 34 表を利用するときは $\sigma_s = 1{,}2\ t/cm^2$ として

$$H_2 = \frac{M_{max}}{5\, z}$$

を計算すれば容易に肋筋の計算が出來る。v_2 なる部分に於ける肋筋の正確なる配置は彎曲率表圖を利用すればよい。今等布荷重のときは彎曲率表圖は拋物線であるから (c) 又は (d) の作圖により肋筋の配置を定めることが出來る。

次に v_1 なる區間に於ける彎曲率の增加量は

$$\Delta M_1 = M_I - M_o$$

(b) 圖に於て A 點から $AC \parallel s$ を引き斷面 I との交りを C とする。然らば $CD = \Delta M_1$ である。

本例に於ては此 v_1 なる區間に於ける曲鐵筋の量は 4 本であつて之によつて受持たるべき彎曲率の增加量 ΔM_b は

$$\Delta M_b = \frac{\sigma_s z A_b}{\cos\ 45^\circ} = \overline{DE}$$

である。故に v_1 なる。區間に於ける肋筋は $\Delta M_v = \Delta M_1 - \Delta M_b = \overline{CD}$ を受ける様に計算すべきである。此肋筋の斷面積 A_v は

$$A_v = \frac{\Delta M_v}{\sigma_s z}$$

而して肋筋の間隔は皆等しくすればよい。

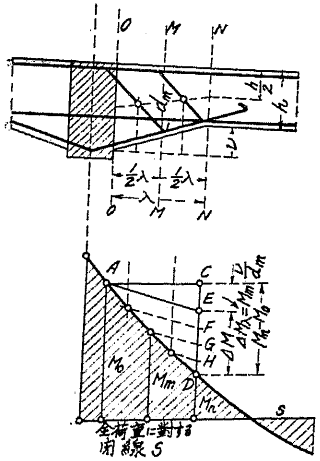
又第 34 表を利用するときは $\sigma_s = 1{,}2\ t/cm^2$ とせば

$$H_1 = \frac{\Delta M_1}{z}\quad \text{而して}\quad H_b = 1{,}7\ A_b$$

茲に H_b は v_1 なる區間に於ける水平剪應力 H_1 の中曲鐵筋にて受けられる値である。隨つて此區間に於ける肋筋にて受けられる水平剪力 H_v は

$$H_v = H_1 - H_b$$

此の H_v の値が知れゝば第 34 表から肋筋の數及徑を容易に求められる。最後に曲鐵筋の位置を定むるには $\overline{ED}$ を 8 等分する。而して $\overline{AE}$ に平行に F, H, K 及 M



第 125 圖

を通りて線を引き之等が彎曲率曲線との交りを F', H', K' 及 M' とし之等の點から垂線を上け桁の中心軸との交りを F'', H'', K'' 及 M'' を得る。之等の點から 45° の傾斜をなす線を引けば之が曲鐵筋の位置である。

第三の場合　ハウンチを有する固定桁

第125圖の如きハウンチを有する桁にありても $N-N$ 斷面より右方に於ける腹鐵筋の計算は第二の場合と全く同一である。只ハウンチの部分に於ける計算が多少異なるのみである。ハウンチの部分の腹鐵筋が受ける彎曲率增加量 ΔM は (199) 式から

$$\Delta M = M_n - M_o + M_m\frac{v}{d_m}$$

而して腹鐵筋は

$$\frac{\Delta M}{\sigma_s z_m} = A_v + A_b\frac{\cos\beta}{\cos 45^\circ}$$

即ち此場合に於ては $\overline{CD}$ の代りに $\overline{ED}$ が ΔM となる。即ちハウンチのため $\Delta M_\lambda = CE$ だけ彎曲率の增加が減少されることになる。其の他腹鐵筋の位置を定むること等は等高桁の場合と同樣である。第125圖は 2 箇所で曲鐵筋を用ひ肋筋を使用しない場合の例である。

(3) 剪應力表圖を利用する計算法

(2) に於ては腹鐵筋の設計に彎曲率表圖を利用する方法を述べたから茲では剪應力表圖を利用して腹鐵筋を設計する方法を述べよう。

今 v なる長さの桁の一部に就て考ふるときは (184) 式から

$$H_v = \sigma_s\left(A_v + A_b\frac{\cos\beta}{\cos 45^\circ}\right)$$

然るに $\tau\cdot v\cdot b_o = H_v$ である。而して $\tau\cdot v$ は剪應力表圖の面積であるから之を a_τ とせば

$$a_\tau b_o = \sigma_s\left(A_v + A_b\cdot\frac{\cos\beta}{\cos 45^\circ}\right) \qquad \cdots\cdots(207)$$

今曲鐵筋が 45° の傾斜をなすときは

$$a_\tau b_o = \sigma_s\left(A_v + A_b\cdot\frac{1}{0{,}707}\right) \qquad \cdots\cdots(208)$$

今 $\sigma_s = 1{,}2\,t/cm^2$ のときは

$$a_\tau b_o = 1{,}2\,A_v + \frac{A_b}{0{,}589} \qquad \cdots\cdots(209)$$

今 A_b なる斷面積の鐵筋を折曲けるときは此曲鐵筋が受持つべき剪應力表圖の面積は

$$a_{\tau b} = \frac{\sigma_s A_b}{b_o \cos 45^\circ} \qquad \cdots\cdots(210)$$

となる。

$$\therefore \quad \sigma_s A_b = a_{\tau b}\cdot b\cdot\cos 45^\circ \qquad \cdots\cdots(211)$$

次に肋筋が受くべき剪力表圖の面積は $a_{\tau v}$ にしてその值は

$$a_{\tau v} = a_\tau - a_{\tau b} \qquad \cdots\cdots(212)$$

此 $a_{\tau v}$ を受けるに必要なる肋筋の斷面積 A_v は

$$A_v = \frac{b_o a_{\tau v}}{\sigma_s} \qquad \cdots\cdots(213)$$

$$\therefore \quad A_v \sigma_s = b_o a_{\tau v} \qquad \cdots\cdots(214)$$

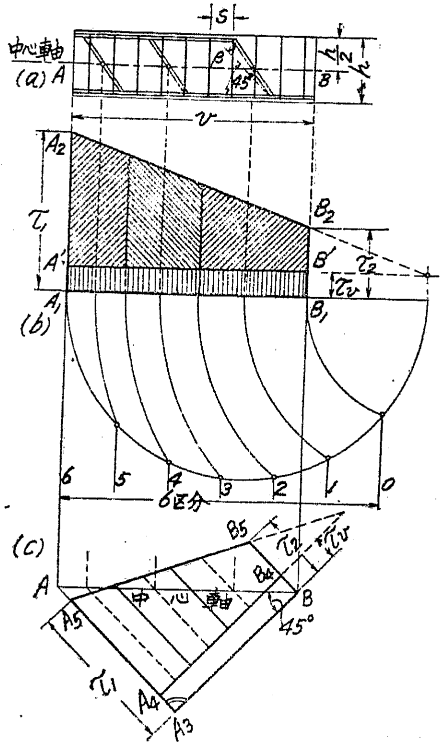
又斷面積 A_v を有する肋筋が受持つべき剪力表圖の面積は

$$a_{\tau v} = \frac{\sigma_s A_v}{b_o} \qquad \cdots\cdots(215)$$

是等の肋筋を等間隔に配置するときは之が受持つべき剪應力 τ_v は

$$\tau_v = \frac{\sigma_s A_v}{b_o v} \qquad \cdots\cdots(216)$$

以上述べた肋筋の計算法は結果に於ては Mörsch 教授の方法と一致する。尙曲鐵筋はその各々が受持つべき剪應力表圖の面積が斷面積に比例する樣に換言せば曲鐵筋の張應力が相等しい樣に配置すべきである。之をなすには圖式解法に依るが便利である。第一法は第126圖に於ける (b) 圖の如く剪力表圖を先づ $a_{\tau v}(A_1A'B'B_1)$ 及 $a_{\tau b}(A'A_2B_2B')$ とに分割し然る後 $a_{\tau b}$ を圖示の如く曲鐵筋數の 2 倍に分割し各曲鐵筋が受持つ剪力表圖の面積の重心を求め、その點から垂線を上げて是等が桁の中心軸と交る點を求むればそれ等の點を通りて所定の傾斜をなす樣に曲鐵筋を配置すればよい。



第　126　圖

第二法は（c）圖に示す樣に桁の中心軸と 45° の角をなす樣に v の兩端から線を引きその線上に圖示の如く τ_1, τ_2 及 τ_v を取れば $A_4A_5B_5B_4$ は $a_{\tau v}\cos 45°$ を表はす。故に之を本例では曲鐵筋は同斷面のものを 3 箇所に用ふるから 3 等分して夫等の重心を通りて A_3A_5 に平行に線を引き之が桁の中心線 AB との交を求むれば、之が曲鐵筋と中心軸との交點である。本方法に依る曲鐵筋の計算法は結果に於て Mörsch 教授の計算法と同樣である。此方法は 1931 年の獨逸の新示方書案に規定された方法である。剪應力の表圖代りに剪力表圖を用ひてもよい。即ち剪力 S は $\tau b_o z$ であるから τ の代りに S を用ふれば剪力表圖となる。之を用ふる計算は例題にて說明することにする。

〔**例題 31.**〕 第 127 圖に示すが如き支間 $l = 5,5$) m なる T 形斷面單桁が $w = 6\,500\,kg/m$ なる等布荷重を受けるものとしその斷面及腹鐵筋を設計せよ。但し σ_{sa} は主鐵筋に對して $1\,200\,kg/cm^2$ 肋筋に對しては $1\,000\,kg/cm^2$ を採り σ_{ca} は高級セメントを用ふるものとし $\sigma_{ca} = 50\,kg/cm^2$, $\tau_a = 5,5\,kg/cm^2$ とす。

イ、斷面の決定

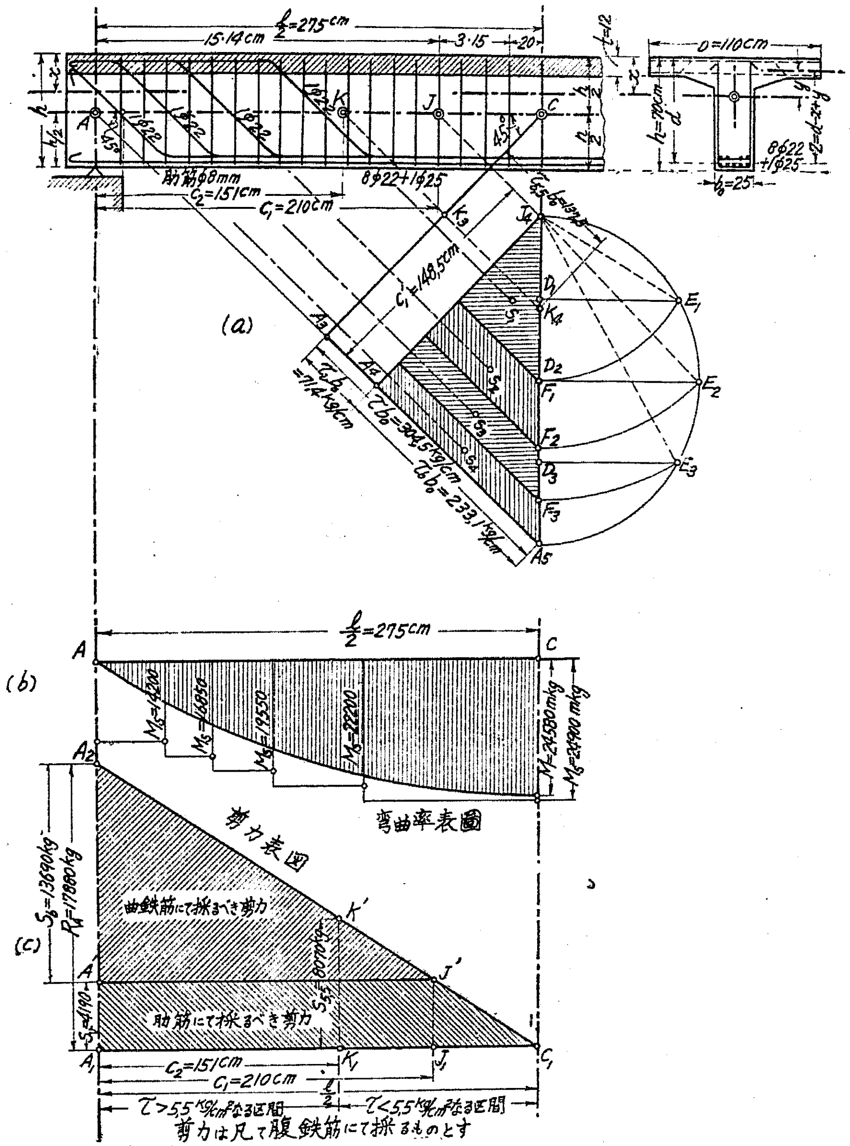
第 127 圖の如く $h = 70\,cm$, $d = 64\,cm$, $t = 12\,cm$, $b = 110\,cm$, $b_o = 25\,cm$ とし抗張鐵筋として 8 ϕ 22 mm 及 1 ϕ 25 mm を用ふるものと假定する。

先づ b は我示方書の條件に適合する値であるとする。

最大彎曲率　$M = \dfrac{6\,500 \cdot 5,5^2}{8} = 24\,580\ m\,kg$

最大剪力　$S = R_A = \dfrac{6\,500 \cdot 5,5}{2} = 17\,880\ kg$

鐵筋の斷面積　$A_s = 35,32\ cm^2$



第　127　圖

$$x = \frac{nA_s d + b\dfrac{t^2}{2}}{nA_s + bt} = \frac{15 \cdot 35,32 \cdot 64 + 110 \cdot \dfrac{12^2}{2}}{15 \cdot 35,32 + 110 \cdot 12} = 22,6\ cm$$

コンクリートに生ずる壓應力の働點と中立軸との距離 y は

$$y = x - \frac{t}{2} + \frac{t^2}{6(2x-t)} = 22,6 - \frac{12,0}{2} + \frac{12^2}{6(2\cdot 22,6-12)} = 17,3\ cm$$

$$\therefore\quad z = d - x + y = 64 - 22,6 + 17,3 = 58,7\ cm$$

或は (127) 及 (128) 式から k 及 j の値を求め $x = kd,\ z = jd$ から x 及 z を求めてもよい。

$$\therefore\quad \sigma_s = \frac{M}{A_s z} = 1\,185\ kg/cm^2,\quad \sigma_c = \sigma_s \frac{x}{n(d-x)} = 43,1\ kg/cm^2$$

随つて共に安全である。

ロ、コンクリートの剪應力

(171) 式から　$\tau b_o = \frac{S}{z} = \frac{17\,880}{58,7} = 304,5\ kg/cm$

今腹部の厚さ $b_o = 20\ cm$ と假定すれば

$\tau = \frac{304,5}{20} = 15,2 > 14\ kg/cm^2$ 即ち我示方書の規定する最大剪應力よりも大であるから b_o を今少しく大として τ を減じなくてはならぬ。それで $b_o = 25\ cm$ とせば

$\tau = \frac{304,5}{25} = 12,2 < 14\ kg/cm^2$ 即ち規定に合ふことになる。

ハ、肋筋の計算

$\tau = 12,2 > 5,5\ kg/cm^2 = \tau_a$ なるを以つて桁全體に亘つて腹鐵筋が必要である。先づ肋筋の設計をしよう。今 $\phi 8\ mm$ の U 形肋筋を $s = 14\ cm$ の間隔に配置するとせば $a_v = 1\ cm^2$ となる。

故に (216) 式から　$\tau_v \cdot b_o = \frac{\sigma_s A_v}{v} = \frac{\sigma_s a_v}{s} = \frac{1,0\cdot 1\,000}{14} = 71,4\ kg/cm^2$

随つて肋筋が探るべき全剪力 S_v は

$$S_v = \tau_v b_o z = 71,4\cdot 58,7 = 4\,190\ kg$$

ニ、剪力表圖

AK の部分に於ては剪應力が $\tau_a = 5,5\ kg/cm^2$ を超ゆるからコンクリートは剪應力に對して働かせることが出來ない。且つ日獨の示方書に於ては既述の如く τ_{max} が τ_a を超ゆるときは桁の全般に亘つて腹鐵筋を入れる様に定めてある。

剪應力が丁度 τ_a になる斷面に於ける剪力 $S_{5,5}$ は

$$S_{5,5} = \tau_{5,5}\, b_o z = 5,5\cdot 25\cdot 58,7 = 8\,070\ kg$$

故に (c) 圖から支端 A よりの肋筋のみが働く斷面までの距離

$$C_1 = AJ = \frac{l}{2}\,\frac{R_A - S_v}{R_A} = 275\cdot\frac{17\,880-4\,190}{17\,880} = 210\ cm$$

支端 A よりの $\tau = 5,5\ kg/cm^2$ なる斷面までの距離は

$$C_2 = AK = \frac{l}{2}\,\frac{R_A - S_{5,5}}{R_A} = 275\cdot\frac{17\,880-8\,070}{17\,880}\ 151\ cm$$

此 C_2 の區間はなるべく肋筋と曲鐵筋を併用することが望しい。1916 年の獨逸規定では

C_2 の區間のみ腹鐵筋を用ひ此範圍外では腹鐵筋の必要はない様に定めてあつた。

ホ、斜張力及曲鐵筋の計算

腹鐵筋は 45° の角をなすものとす。(a) 圖から判る様に支端 A 點に於ては $R_A = \tau b_o z$ であるから

$$\tau b_o = \frac{R_A}{z} = 304,5\ kg/cm$$

C 點に於ては

$$\tau b_o = 0$$

である。故に (213) 式から曲鐵筋が受持つ斜張力の總和は $a_{\tau b}\cdot b_o\cdot \cos 45°$ である。而して $a_{\tau b}$ は剪力表圖の面積である。故に $a_{\tau b}\cdot b_o\cdot \cos 45°$ は (a) 圖の $A_4A_5J_4$ に相當するのである。而して $C_1' = C_1 \cos 45° = 148,5\ cm$

$$\therefore\quad a_{\tau b}\cdot b_o\cdot \cos 45° = \frac{1}{2}(\tau b_o - \tau_v b_o)148,5 = 17\,300\ kg$$

故に　$A_b = 4\phi 22 = 4\cdot 3,80 = 15,2\ cm^2$　とせば

$$\sigma_s = \frac{a_{\tau b}\, b_o \cos 45°}{A_b} = \frac{17\,300}{15,2} = 1\,140\ kg/cm^2 < 1\,200\ kg/cm^2$$

故に安全である。依つて桁の支承上では抗張鐵筋は $4\phi 22$ 及 $1\phi 25$ が殘つて居るから附着應力は近似的に

$$\tau_o = \frac{17\,880}{2Uz} = \frac{17\,880}{2\cdot 35,50\cdot 58,7} = 4,3\ kg/cm^2 < 5,5\ kg/cm^2$$

ヘ、彎曲率に對する抗張鐵筋の檢算

抗張鐵筋を折曲げるときは彎曲率に對して檢算をする必要がある。説明する迄もなく各斷面の抵抗率は鐵筋によりて定まるものでその値は近似的に

$$M_s = A_s \sigma_s z,\quad 玆に\quad z = 0,587\ m$$

である。而して各斷面に於ける M_s の値は (b) 圖に示してある。圖から明な様に或斷面の M_s は常に彎曲率 M より大である。即ち抗張鐵筋を折曲げても差支へないことが分る。