

第三編

鐵筋コンクリート部材の設計

第一章 總 説

§ 258. 鐵筋コンクリート部材の設計綱領

鐵筋コンクリート構造は、中心軸壓力を受ける部材、即ち支柱、彎曲率及剪力を受ける部材、即ち版及び桁、軸力と彎曲率及剪力を受ける部材、例へばラーメンの部材、等から成り立つものである。故に、鐵筋コンクリート構造の設計は、強度・耐久性・美觀・工費等に於て最も満足な結果が得られる様に、是等部材の配置を定める事、及是等部材の断面寸法及鐵筋の配置を定める事に歸するのである。本編に於ては、是等部材の設計に就いて述べる。

鐵筋コンクリート部材をして、其の特長を充分に發揮させる爲には、次の事項を考慮して設計しなければならない。

- (1) 軸力、彎曲率及剪力等によつて部材に生ずる應力に對し、計算上正當であり、且つ便利で、經濟的な断面寸法を有せしめる事。
- (2) 鐵筋の断面積、太さ、數及配置は、應力を受ける爲に計算上必要である條件に適合するばかりでなく、荷重の分布、組立の便利、コンクリートの填充に際して其の位置の保持、及コンクリートの硬化中に起る收縮又は溫度の變化等によつて生ずる龜裂の防止等に適應させる事。
- (3) 鐵筋を充分コンクリート中に埋込み、鐵筋の防鏽を確實にし、且つ、鐵筋とコンクリートとの附着強度を發揮せしめると同時に之を保持せしめる事。
- (4) 特別の場合として、例へば水槽の様に特に水密が必要であるとか、又は有害な瓦斯其の他の化學作用に對して鐵筋を特に保護する必要ある場合等に於ては、出来る丈け抗張強度及密度の大きいコンクリートを使用すると同時に、鐵筋の埋込及配置に就いて特に考慮する事。斯の場合には、コンクリートに於ける張應力を一定範圍内ならしめる爲に、鐵筋量の増加を必要とする場合が多い。
- (5) 施工に容易な形狀及鐵筋配置を有せしめる事。全工費は使用材料の量のみに關係する

ものでは無く、型枠費及施工の難易に大きい關係のあるものであるから、確實に容易に施工し得る様に、部材各部の寸法及鉄筋の配置を設計する事は、經濟上からも極めて大切の事である。

§ 259. 鉄筋コンクリート部材の受ける外力

鉄筋コンクリート部材の設計をするには、先づ之に働く外力を定めなければならない。部材の受ける外力は、鉄筋コンクリート構造物が受ける荷重から計算する。

死荷重は構造物の設計が出来上らなければ、正確な値は解らない。故に設計に當りては、經驗又は類似の構造物を参考として、之を適當に假定しなければならないのが普通である。

活荷重は、人馬・車輛等の重量・風壓・水壓・土壓及地震力等であつて、一般に衝撃を伴ふものである。活荷重の衝撃に關しては、鉄筋コンクリート構造に於ても鋼構造の場合と同様に、不明點が多い。然し、鉄筋コンクリート構造は、鋼構造に較べて死荷重が大きく、且つ剛性も大きいから、普通の活荷重による震動及衝撃の影響は後者よりも小さく、又、是等の影響が一局部に制限される事は事實である。それで、普通の活荷重に對する衝撃係数は、鋼構造の場合よりも小さく取つてよい譯である。建築物の場合には、之に活荷重が載る時、移動して衝撃を及ぼすものは、活荷重の全體に對して小さいのが普通であるから、移動する機械其の他の場合を除き、一般に衝撃の影響を考慮しない。猶ほ、鉄筋コンクリート構造は其の死荷重が大きいから、地震力は、鋼構造に較べて、非常に大きい影響を及ぼすものである。

構造物が受ける荷重は、構造物の種類、構造物建造の目的等によつて定まるもので、特種の構造物に就いて特に法令の規定あるものは之に依らなければならない。例へば、建築物に就いては市街地建築物施行規則（昭和七年二月勅令第二百九拾四號）橋梁であれば内務省規定の鐵筋混凝土橋梁設計準則又は各都市の規定等によらなければならない。

構造物が受ける荷重が定まれば、靜定構造の場合には、部材が受ける軸力、彎曲率及剪力等は、普通、容易に計算出来る。不靜定構造の場合には、先づ構造物に於ける各部材の寸法を假定して、部材の断面積及断面2次率を計算し、之を用ひて荷重・溫度變化及硬化收縮等によつて部材に働く軸力・彎曲率及剪力等を計算しなければならない。是等の計算は、齊等質材料からなる構造に就いて、普通に構造力学で論ぜられる所と殆ど同じである。

§ 260. 荷重及溫度變化に關する標準示方書の規定及其の説明

死荷重及活荷重に就いて、標準示方書は次の様に規定して居る。

『第六十八條 死荷重及活荷重

(1) 構造物に對する鉛直及水平の荷重及活荷重の衝撃は法令の規定あるものは之に依

るべし。

活荷重の衝撃に關し特に法令の規定なき場合にも、第十七章に規定する許容應力に依りて構造物を設計する場合には、相當の衝撃を加算すべし。

(2) 地震の加速度は水平 $\frac{g}{5}$ 、鉛直 $\frac{g}{10}$ を標準とすべし。但し地方的狀況及構造物の性質等を考慮して之を増減することを得。

上記の加速度は死荷重に對してのみ働くものとす。』

(1)に就いて 活荷重の衝撃の影響を考慮に入れるのに、活荷重の種類に應じて許容應力を變へる様な方法もあるが、標準示方書では、活荷重による應力に衝撃の影響を加算し、活荷重による應力を之に等值である死荷重による應力に換算して、標準示方書第十七章（本編第二章參照）に與へられた許容應力を鉄筋コンクリート部材の設計又は其の強度の検算に使用する事にしてある。活荷重又は活荷重による應力に乘じて衝撃の影響を求むべき衝撃係数の値は、構造物の種類及其の他の條件によつて異なるものであるから、荷重と同様に、橋梁であれば内務省又は鐵道省の規定、建築物であれば、建築條例の規定に従ふ事とし、準據すべき規定のない構造物に對しては、設計者の判断に委す事にしたのである。

(2)に就いて どの位の加速度を有する地震に對して安全である様に構造物を設計すべきであるかと云ふ事は、結局設計者の判断による外はない。標準示方書は、今日、我國で多く用ひられて居る極く大體の標準を規定したのである。

構造物が全活荷重を受けて居る時に、大きな地震があると云ふ様な事は極めて稀な事と考へられるから、規定してある加速度は死荷重に對してのみ働くものとしたのである。

溫度變化及硬化收縮に就いて、標準示方書は次の様に規定して居る。

『第六十九條 溫度變化及硬化收縮

(1) 構造物に對し溫度變化の影響を考慮する必要ある場合には、土 15°C を標準とすべし。但し厚さ 70 cm 以上の構造部分に對しては、之を $\pm 10^{\circ}\text{C}$ となすことを得。但し地方的狀況に應じ上記の標準を相當増減することを得。

(2) 硬化收縮の影響を考慮する必要ある場合には、之を溫度低下 15°C に相當する影響あるものと假定すべし。

(3) コンクリート及鉄筋の膨脹係数は 1°C につき $10/1,000,000$ とす。』

(1)に就いて 構造物に對して溫度變化の影響を考慮する必要ある場合に、如何程の溫度變化を考へるのが適當であるかと云ふ事は、地方的狀況、コンクリート施工の時期等に依るも

のであるから、各々の場合に就き、設計者が判断しなければならない事柄である。然し、我國では、普通の場合、 $\pm 15^{\circ}\text{C}$ の変化を標準とすれば充分安全である。但し、厚さが 70 cm 以上もある様な大きい構造部分に對しては、コンクリートが熱の不良導體である爲に、全體としては $\pm 15^{\circ}\text{C}$ と云ふ様な温度變化が起らない場合が多い。依つて、此の場合には、 $\pm 10^{\circ}\text{C}$ を標準としてよい事を規定したのである。

(2)に就いて コンクリートの硬化及乾燥による收縮によつて、鐵筋コンクリート部材に生ずる固有初應力及部材の變形に就いては、第一編第五章第三節に述べた。鐵筋コンクリート部材が、自由に、此の變形を爲す事が出來ない様に他の部材と結合されて居る時には、之が爲に、更に構造物全體としての初應力を生ずる事は § 99. に述べた通りである。

收縮固有初應力による鐵筋コンクリート部材の變形は、§ 97. 及 § 98. に述べた様に、鐵筋全斷面の重心がコンクリート断面の重心と合致する時は、部材の軸方向のみに起るが、然らざる時は部材の軸方向の變形の外に彎曲を生ずる。軸方向の變形は、部材が全體として t_0 なる溫度の降下を受ける時に相當し、彎曲變形は、彎曲を生ずる 2 側面に於て Δt なる溫度の差を有する等變の溫度の降下を受ける場合に相當する。依つて、構造物全體としての初應力は、部材が t_0 及 Δt なる溫度降下を受けたものとして計算する事が出来る。

此の t_0 及 Δt の値は、§ 89. に述べた様に、コンクリートの收縮を長さ 1 m につき 0.3 mm とすれば、コンクリート断面積の 1% 乃至 1.5% の鐵筋断面積を有する鐵筋コンクリート部材に對し $t_0 = 25^{\circ}\text{C}$ 、通常の鐵筋配置に對して $\Delta t = 0 \sim 15^{\circ}\text{C}$ に相當する。然し、是等の數値を求める § 98. の計算は種々の假定を含むで居るために、實際よりも大きな値を與へるものである。それで、獨逸の標準示方書には t_0 を溫度低下 15°C に採る事が規定してある。標準示方書は、之に倣つたのである。

不靜定構造物に於ては、 Δt の影響を小さくする爲に、鐵筋全斷面の重心が成る可くコンクリート断面の重心に合致する様に設計する。然れば、 Δt は零に近くなる。標準示方書には Δt に就いての標準が示していないから、設計者の判断によつて適當に決定しなければならない。

(3)に就いては § 55. 及 § 84. に述べてある。

§ 261. 鐵筋コンクリート部材の設計に関する注意

鐵筋コンクリート部材に働く外力が與へられた時、部材を設計するには、先づ許容應力を定めなければならない。

鐵筋の許容應力は、一般に之を大きく採る程經濟的な設計が得られるから、普通の場合、標準

示方書に規定された値 1200 kg/cm^2 を用ゐればよい。只、§ 161, § 185. 及其の他に於て述べた様な特別の場合、又は特殊の構造物に於てコンクリートに於ける張應力を一定限度に制限する場合及特に安全度を大きくする必要ある場合等に於ては、設計者の判断によつて、 1200 kg/cm^2 以下の適當な値を選ばなければならない。

コンクリートの許容應力は使用するコンクリートの抗壓強度によつて定められる。而して、コンクリートは、或る程度迄、欲する抗壓強度を有する様に製作し得るものであるから、コンクリートの許容應力を定めるには、コンクリートの抗壓強度を定めなければならない。若し、コンクリートの許容應力を定めれば、使用すべきコンクリートの抗壓強度が定まる事になる。

コンクリートの許容應力を大きく採れば、部材のコンクリート断面積は一般に小さくなる。從つて、部材の自重を減じ、利用し得る空間が大きくなり、型枠費も幾分小さくなる利益があるけれども、鐵筋断面積は、桁に於ては、一般に大きくなるものである。それで鐵筋コンクリート部材の經濟的断面は、コンクリートと鐵筋との單價の比及型枠費等に關係する事になり、コンクリートの許容應力を餘り大きく採らない方が、經濟的断面を得る場合も尠くない。尚ほ、部材は單に材料費及型枠費が最小であるばかりでなく、美觀を呈する事、使用に便利である事、施工が安全確實に出来る事等を考慮して設計しなければならない。依つて、最も經濟的で、且つ構造物建造の目的に最も適應する設計を與へる様なコンクリートの抗壓強度を定める事は非常にむづかしい問題であつて、鐵筋コンクリートの理論及施工に精通し、熟練と経験とを有する設計者のみが解き得る問題である。普通の設計者としては、各種の抗壓強度を有するコンクリートに就いて、其の單價と許容應力を定め、是等を用ひて設計した構造物の工費を比較してみるより仕方がない。然し、之は非常に面倒であるから、許容應力を定めるのに斯の如き方法を用ひる事は殆どない。只、漠然と、材齡 28 日に於て、 140 kg/cm^2 乃至 200 kg/cm^2 位の抗壓強度を有するコンクリートを使用するものとして、コンクリートの許容應力を定める事が最も普通に行はれて居る。斯の如き方法によれば、最も經濟的な設計を得る事が出来ない事は明白であるが、今日の處誠に已むを得ない事であるから、せめて、斯くして定めた抗壓強度を有するコンクリートを最も經濟的に製作する様に努力する必要がある。コンクリートの許容應力に関する標準示方書の規定は次章に、之を述べる。

部材の受け外力と許容應力とが定まれば、第二編に述べた様にして、部材の断面を算定し、本編に述べる各種部材の設計法に従つて、鐵筋コンクリート部材の設計が出来上る。設計が出来上れば、部材が外力に對して充分安全である事を示すに必要な應力計算を行ふ。應

力の計算方法は、第二編に述べた通りである。

最後に所要材料及工費を計算すれば、部材の設計が完成する譯である。

鐵筋コンクリートの設計に関する計算も、他の場合に於けると同様に、明瞭に且つ照査に便利な様に、之を記載する事が極めて大切である。部材の断面を書き、之に鐵筋の大きさ及配置を記入する。尚ほ、鐵筋が複雑である場合には、鐵筋各個を圖示し、其の長さ、曲點、端の仕上げ、繰手の方法等を記入するのが適當である。

第二章 許容應力

第一節 總 説

§ 262. 概 説

鐵筋コンクリート部材の設計又は部材が充分な安全度を有するやを検する爲に用ゐられる許容應力は、一般に就いて云ふと、コンクリート及鐵筋の彈性限度を基準として定めるものであるが、之と同時に、是等材料の極强度に就いても考慮する必要がある。

又、單に材料の強度のみならず、應力計算上の假定、計算式、設計細目及施工法、荷重の状態、部材の種類及其の部材が構造に於ける重要な程度、コンクリートの材齢及養生の如何等を考慮して、適當なる許容應力を選ばなければならない。

§ 263. 材料の彈性限度と同様に極强度を考慮して許容應力を定むべき理由

鐵筋コンクリートは、彈性限度と極强度との關係が同様で無いコンクリート及鐵筋の結合によつて成るものであるから、之の許容應力を定める事は、他の齊等質材料の場合に較べて、甚だ複雑である。

應力が材料の彈性限度を超過すれば、應力は、必ずしも、加へられる荷重の増加に比例して増加しないから、例へば、材料の極强度の $\frac{1}{4}$ を許容應力に選んだとすれば、此の許容應力に相當する荷重は、極荷重の $\frac{1}{4}$ より小さいかも知れず、又 $\frac{1}{4}$ より大きいかも知れない。斯の如き事情があるから、鐵筋コンクリートに対する許容應力を定めるには、材料の彈性限度と同様に極强度に就いて考慮する事が、特に必要なのである。

第一節 總 説

§ 264. 許容應力と應力計算上の假定 計算式 設計細目及施工法との關係

鐵筋コンクリート部材に於ける應力を計算するに就いては、齊等質材料の部材に於ける應力を計算する場合よりも、不明の點が多い。従つて、鐵筋コンクリート部材に於ける應力の計算をする爲には、齊等質材料の部材の場合よりも、多くの假定をする事が必要になる。是等の假定は、現今では、大體標準が出來て居るけれども、複雑な構造物の部材に對しては、未だ標準の無いものもある。

計算上の假定は、計算が成る可く簡単になり、且つ計算の統一に便利なものが實用上望ましい。依つて、此の目的に成る可く適合する様な假定を採用し、其の假定の爲に、計算した應力が實驗の結果と多小異つて來る事に對しては、適當に計算式及許容應力を選定し、必要な設計細目及施工に關する規定を設けて、安全に應力計算の目的を達する様にする事が一般に行はれて居る。之が、各國の鐵筋コンクリート標準示方書又は建築條例等に於て、許容應力と同時に、應力計算上の假定、計算式、設計細目及施工法等を規定する理由である。即ち、許容應力と計算上の假定及び他の規定とは、離す事の出來ない關係にあるもので、單獨に取扱ひ得るものではない。

故に、日本の標準示方書に規定してある許容應力は、該示方書に規定した應力計算上の假定、計算式、設計細目及施工法等に適合する鐵筋コンクリートに對して適當なものであつて、標準示方書と異つた應力計算上の假定其の他によつて設計施工される鐵筋コンクリートに對して、標準示方書の許容應力が適當であるか否かは、別問題であると云ふ事に就いて、特に注意を要するのである。

§ 265. 死荷重に依る應力と活荷重に依る應力との關係

活荷重は、一般に、擊衝を伴ふものであるから、死荷重と活荷重とに對して、別々の許容應力を定めるのも一方法である。然し、普通には、活荷重による應力に對しては、之に擊衝係数式又は其の他の方法に依つて評價した擊衝の影響を加算して、之を死荷重による應力と等値である應力に換算し、活荷重に對しても、死荷重に對すると同じ許容應力を用ゐる方法が用ゐられる。此の方法は、理論上からも相當正しいものであり、又、簡単であつて、設計の際に活荷重に對して適當な加減をなすにも便利である。

活荷重及死荷重に對して、別々に許容應力を定める方法も、是等を適當に定める事が出來れば、以上の方法と同様に満足な結果を與へるものであるけれども、之は、活荷重に對して擊衝の影響を加算して、死荷重に對する許容應力を用ゐる以上的方法の様に便利で無い。

それで、標準示方書も普通の方法に従つて、死荷重に對する許容應力を規定し、活荷重には衝撃を加算して、死荷重に對する許容應力を用ゐる事にしてある（標準示方書第六十八條（1）§ 260. 参照）。

§ 266. 地震力を考慮する場合の許容應力

地震力の影響を考慮する時にも、計算した應力が、普通の荷重に對する許容應力を超過しない様に構造物を設計すれば、最も安全である事は明白である。然し、大きな地震はさう屢々起るものでないから、稀に起る地震に對しても、平常加はる荷重に對する同じ安全度を有する様に構造物を設計して置くと云ふ事は、經濟上許されない場合も多い。

又、地震力の影響を考慮する時にも、普通の荷重に對する同じ許容應力を使用する事にすると、鐵筋コンクリート部材の斷面が大きくなり、從つて死荷重が増加し、一層地震の影響を大きくする様な事も起り得る。

地震力により、鐵筋コンクリート部材に生ずる應力を計算する目的は、主として、之が破壊するか否かを検査する事にあるのであるから、計算から得られた應力は、平常加はる荷重によつて起る應力よりも、づつと大きくて差支へない譯である。

普通の荷重に對して充分安全である様に設計された鐵筋コンクリート構造物に於て、地震力の影響を考慮する時に、最大應力が普通の荷重に對する許容應力の約 1.5 倍迄許されるならば、多くの場合、地震に對して、計算上相當に安全であり、又從來地震の経験によつても、斯の如き構造物は地震に對して相當安全である。

以上の様な事柄を考慮して、標準示方書は、地震力を考慮する場合の許容應力を次の如く規定して居る。

『第七十五條 地震力を考慮したる場合の許容應力

地震の影響を考慮したる場合には、前二條に規定する許容應力を 1.5 倍迄増大することを得。』

第七十三條及第七十四條は、普通の荷重に對するコンクリート及鐵筋の許容應力に関する規定で、以下に述べてある。

第二節 コンクリートの許容應力

§ 267. 概 説

コンクリートの許容應力が其の強度を基準として決定される事は當然の事である。鐵筋コンクリートに用ゐられるコンクリートに必要な強度は、其の抗壓強度ばかりではなく、抗張強度・

抗剪強度・鐵筋との附着強度等も大切である。而して、コンクリートの抗張強度、附着強度等は、必ずしも其の抗壓強度に正比例するものではないが、適當な設計及施工で製作した鐵筋コンクリートに於ては、是等強度の大小は、大體に、抗壓強度に關係するものである。それで、簡単の爲に、コンクリートの強度及品質を示す標準として、其の抗壓強度を用ゐるのが普通である。

標準示方書は、第四條に、コンクリートの強度に關して、

『構造物の各部は材齡 28 日に於けるコンクリートの抗壓強度を基準として設計すべし。』と規定して居る。又、第七十三條には、コンクリートの許容軸壓應力、許容彎曲壓應力及許容支壓應力が、材齡 28 日に於けるコンクリートの抗壓強度の分數で示してある。

コンクリートが破壊を生ずる事無しに、無限に繰返して加へ得る壓應力を、コンクリートの彈性限度であるとすれば、コンクリートの許容應力は、其の彈性限度を基準として定めるのが合理的であるけれども、此の彈性限度を實驗に依つて定める事は頗る困難であり、又、此の彈性限度は、從來の實驗の結果によると、大約抗壓強度の 50 % 乃至 60 % である。依つて、便利の爲に、コンクリートの彈性限度を基準とする代りに、抗壓強度を基準とするのである。

コンクリートの抗壓強度は、材料・配合及使用水量等が同一であつても、養生中の湿度及溫度、材齡等によつて著しく異なるものであるから、抗壓強度を基準として許容應力を定めるとすれば、其の値は、養生の状態及材齡によつて異なる譯である。然し、一般の鐵筋コンクリートに於ては型枠を繰返し利用し得るために、成る可く早く之を取外す場合が多いし、又、型枠を除去した後に、コンクリート表面に時々撒水する事では、コンクリートが充分温潤状態で養生されて、長年月に亘つて強度が増大する事を期待し得ない。故に、實際荷重の加へられるのは、鐵筋コンクリートが出来上つてから數ヶ月後であるにしても、大體材齡 28 日位の抗壓強度を基準として許容應力を定めるのが安全である。又、餘り長年月の材齡の強度を標準にすれば、抗壓強度の試験をするにも不便がある。依つて、標準示方書は、材齡 28 日に於ける抗壓強度を基準とする事に規定して居るのである。

但し、標準示方書は、一般の標準を示したものであるから、特種の構造物又は特種の場合で、充分な養生をし、鐵筋コンクリートが竣工してから長年月後に荷重が加へられる様な場合に於ては、材齡 28 日に於けるコンクリートの抗壓強度を基準としないでもよい譯である。

コンクリートの強度に就いては、第一編第三章第二節に述べてある。

§ 268. コンクリートの許容軸壓應力

中心軸壓力を受ける鐵筋コンクリート支柱に對する許容壓應力は、主としてコンクリートの

許容軸應力丈に就いて考へればよい。如何となれば、コンクリートの普通の許容軸應力と共に軸筋に生ずる應力は比較的小さいからである。

軸應力を受ける鐵筋コンクリート支柱は、他の鐵筋コンクリート部材よりも、施工上の缺點の影響を受ける事が大きい。帶鐵筋柱に於ては、破壊が急激に起るから、破壊の際に於ける危險の度が大きい。又、支柱は、一般に、構造物全體の強度に大きな影響を有するものである。例へば、建築物に於ける床組の一箇所が破壊したとしても、建築物全體の破壊を惹起する様な事はめつたに無いが、主要な支柱が破壊すれば、建築物全體が破壊する様な事があり得る。以上の事項を考へると、支柱に於て軸應力を受けるコンクリートに對する許容應力は、版又は桁に於て彎曲應力を受ける場合よりも、一般に小さく探つて、安全度を大きくする必要がある。

標準示方書は許容軸應力に就いて次の様に規定して居る。

『第七十三條 コンクリートの許容應力

(1) 鐵筋コンクリート部材に於けるコンクリートの應力は、次の許容應力を超過すべからず。

$$\text{許容軸應力 } \sigma_{ax} = \frac{\sigma_{28}}{4} \quad (1)$$

但し σ_{28} が如何に大なる場合と雖も σ_{ax} は 50 kg/cm^2 を超過すべからず。』

茲に、 σ_{28} は材齡 28 日に於けるコンクリートの抗壓强度である。

許容軸應力を、抗壓强度の何分の 1 に探るのが適當であるかと云ふ事は、實驗の結果を基として判断されるもので、標準示方書の値は、實驗の結果や、各國の標準示方書等を參照して、充分安全な値として、 $\frac{1}{4}$ を選んだのである。

從來行はれた試験の結果によると、コンクリートが壓挫を生ずる事なしに、無限に繰返して加へ得る應力、即ち、所謂コンクリートの彈性限度は、前にも述べた様に、抗壓强度の 50 % 乃至 60 % である。之を 55 % と假定すれば、許容軸應力を抗壓强度の $\frac{1}{4}$ に探れば、コンクリートの彈性限度に對して、2.2 の安全率を有する事になる。

σ_{28} が如何に大であつても、之は標準供試體を作つて試験した時の強度であつて、實際鐵筋コンクリート柱を作る時には、コンクリート材料の分離、其の他施工上の缺點の爲に、柱全體のコンクリートが σ_{28} と同じ高強度を有するかは疑問である。故に、 σ_{28} が大きいからと云つて、餘り大きい軸應力を許す事は危険であるから、 50 kg/cm^2 以下に制限したのである。

§ 269. コンクリートの許容彎曲應力

桁に於ける試験の結果に依ると、コンクリートが彎曲率に抵抗する應力は、コンクリートが立方體として有する抗壓强度に迄充分達し得るものである。而して立方供試體で示されるコンクリートの抗壓强度は、標準供試體（直徑の 2 倍の高さを有する圓盤）で示される抗壓强度の大約 125 % である。故に、桁に於けるコンクリートの緣維彎曲應力は、標準供試體で示される抗壓强度の 125 % に達し得るものと見る事が出来る。依つて、コンクリートの彈性限度を其の抗壓强度の 55 % と假定し、安全率を 2 に探れば、許容彎曲應力は、圓盤供試體で示される抗壓强度の $\frac{0.55}{2} \times 1.25 = 34\%$ 、即ち、抗壓强度の $\frac{1}{3}$ とすべき事になる。

標準示方書は、第七十三條 (1) に、コンクリートの許容彎曲應力 σ_{ca} を次の様に規定して居る。

『許容彎曲應力

$$\sigma_{ca} = \frac{\sigma_{28}}{3} \quad (2)$$

但し σ_{28} が如何に大なる場合と雖も σ_{ca} は 65 kg/cm^2 を超過すべからず。』

コンクリートに於ける彎曲應力が小さい間は、彎曲應力は彎曲率の增加に比例して増加するけれども、コンクリートの彈性係数は常數でないから、應力が増加するに従つて、緣維應力は彎曲率の増加するよりも小さい割合で増加する事になる。コンクリートに於ける緣維應力が其の極強度に近い状態に於ては、コンクリートの彈性係数を常數、及維の變形は中立軸からの距離に比例すると假定する普通の方法で計算した緣維應力の値は、平均應力の 2 倍であるが、事實に近い様にコンクリートの應力變形曲線を拋物線と假定して計算すれば、緣維應力は平均應力の大約 $1\frac{1}{2}$ 倍である。故に、許容彎曲應力が、標準示方書の規定の如く、普通の假定に従ふ計算方法に對するものであれば、桁がコンクリートの壓挫によつて破壊するに對する安全率は、コンクリートの抗壓强度と許容彎曲應力との比で示される値よりも遙かに大きくなつて居る。

實驗の結果によると、コンクリートに於ける彎曲應力が其の極強度に近い状態に於て、實際起つて居る緣維應力は、普通の假定に従つて計算した應力の値の大約 70 % である。依つて、コンクリートの抗壓强度の $\frac{1}{3}$ を許容彎曲應力に探れば、桁がコンクリートの壓挫によつて破壊するのに對しては、約 4.3 の安全率を有する事になるのである。

コンクリートの抗壓强度の $\frac{1}{3}$ を許容彎曲應力に採り得るとすれば、抗壓强度が 195 kg/cm^2 以上である時には、 65 kg/cm^2 以上の許容應力を用ひ得る事になるが、許容軸應力の場合と同様に、餘り大きい許容應力を採用する事に就いては、種々の不安があるのである。『 σ_{28} が如何に大なる場合と雖も、 σ_{ca} は 65 kg/cm^2 を超過すべからず。』

くても 65 kg/cm^2 を超過してはならないと規定したのである。

§ 270. 軸應力を伴ふ場合のコンクリートの許容彎曲曲壓應力

彎曲曲壓應力が軸應力を伴ふ場合にも、之に對するコンクリートの許容應力は、彎曲曲壓應力に對する値を用ひて安全である事が、實驗の結果から證明されて居る。依つて標準示方書は第七十三條(1)に、彎曲曲壓應力が軸應力を伴ふ場合に、彎曲曲壓應力に對する許容應力を使用する事を規定して居る。

§ 271. コンクリートの許容剪應力

茲に云ふ剪應力は、§ 231. に述べた様に、桁に於ける斜張應力を測る手段として、

$$\tau = \frac{S}{b_0 z}$$

によつて計算された剪應力を用ひる場合の剪應力を意味するもので、パンチング シーヤと混同してはならない。

§ 231. に述べたやうに、腹鐵筋の無い桁に於て、剪應力が大約 14 kg/cm^2 に達すると桁に傾斜龜裂を生ずる。而して、斜張應力に依る桁の破壊は急激に起る傾向があるから、剪應力に對しては、安全率を充分大きく採る必要がある。それで、普通のコンクリートで作られた桁に於て傾斜龜裂を生ずる剪應力の値 14 kg/cm^2 に對して安全率を約 3 に採れば、許容剪應力として、約 4.5 kg/cm^2 と云ふ値が得られる。

標準示方書第七十三條(1) には、コンクリートの許容剪應力を 4.5 kg/cm^2 と規定してある。

許容剪應力は、許容軸壓應力及許容彎曲曲壓應力の場合の様に、コンクリートの抗壓強度の分數で示される事もある。然し茲で云ふ剪應力は、前に述べた如く、斜張應力を測る手段として用ひるもので、主としてコンクリートの抗張強度、桁の抗張主鐵筋に於ける張應力の大きさ、抗張主鐵筋端の碇着程度、腹鐵筋の有無等によつて異なるもので、之を單にコンクリートの抗壓強度の分數として示す事は甚だ困難な事情がある。それで、標準示方書では、許容剪應力を抗壓強度の分數で示さず、單に、實驗の結果から、充分安全であると認められた數値を規定したのである。

獨逸の標準示方書(1925) には、許容剪應力を、普通のポルトランドセメントを使用する場合 4 kg/cm^2 、高級セメントを使用する場合 5.5 kg/cm^2 と規定してある。現今日本で製造されて居る一流のポルトランドセメントは、獨逸の高級セメントに近いものであるから、標準示方書の 4.5 kg/cm^2 と云ふ規定は、相當に安全なものである。然し二流以下のセメントに對しては、獨逸

の示方書の様に、許容剪應力を 4 kg/cm^2 に採る方が安全であると著者は信ずる。但し、標準示方書第七十八條(4)によれば、桁には常に肋筋を配置しなければならないから、桁に於ては、許容剪應力を 4 kg/cm^2 に採つても、 4.5 kg/cm^2 に採つても、其の抗剪強度に大差はない事になる。

尚ほ、標準示方書によれば、剪應力が 4.5 kg/cm^2 を超過した部分にありては、コンクリートの剪應力を無視して、其の部分及之に近接せる相當の範圍の部分の全剪應力を腹鐵筋で負擔せなければならぬ。(標準示方書第八十七條(2) § 236. 参照)

§ 272. コンクリートのパンチング シーヤに對する許容應力

§ 65. に述べた様に、パンチング シーヤに對するコンクリートの強度は、約抗壓強度の $\frac{1}{2}$ であるから、安全率を 3 に採れば、抗壓強度の約 17% をパンチング シーヤに對するコンクリートの許容應力とする事が出来る。

然し、斜張應力を全く伴はないパンチング シーヤが働く事は、實際に殆どないから、パンチング シーヤに對するコンクリートの許容應力は 8 kg/cm^2 乃至 10 kg/cm^2 に採るのが安全である。

標準示方書には、パンチング シーヤに對する許容應力が與へて無いから、必要な時には、以上の數値を用ひればよい。

§ 273. 許容附着應力

§ 93. に述べた様に、引抜き試験の結果によると、コンクリートと鐵筋との間の附着強度は、鉤端に測り得べき滑動を認めない時に於て、 14 kg/cm^2 乃至 30 kg/cm^2 位である。又、§ 95. に述べた様に、桁に於ける附着強度は、抗張鐵筋の端を鉤形に曲げてコンクリートに碇着しない場合、引抜き試験で示される附着強度の 50% 乃至 70% 位である。然し、鐵筋の端を鉤形に曲げて充分コンクリートに碇着すれば、附着強度を 50% 乃至 100% 増加させる事が出来る。依つて、標準示方書第七十六條(1) (§ 253. 参照) の規定に従つて、抗張鐵筋の端に半圓形又は銳角の鉤を附けてコンクリートに碇着すれば、桁に於ける附着強度も大體引抜き試験で示される附着強度を有するものと考へる事が出来る。

附着強度の不足の爲に、構造物が破壊する事は面白くないから、許容附着應力は、滑動初めに於ける附着強度に對して少くとも 3 の安全率を有する様に定めるのが適當である。依つて、許容附着應力は大體 5 kg/cm^2 内外に採ればよい事になる。

§ 94. に述べた様に、抗壓強度の大きいコンクリート程附着強度も一般に大きいから、許容附着應力を抗壓強度の分數で示す方法もあるが、附着強度は抗壓強度に正比例する譯ではないし、

又腹筋の配置其の他の非常に大きい影響を受けるものであるから、許容附着應力を抗壓強度の分數で示すに就いては種々の困難がある。それで、標準示方書は、許容附着應力を、從來の實驗の結果を基として充分安全と認めた數値に規定して居る。即ち、第七十三條（1）に、許容附着應力を 5.5 kg/cm^2 と規定して居る。

§ 274. 許容支壓應力

標準示方書は許容支圧應力に就いて次の様に規定して居る

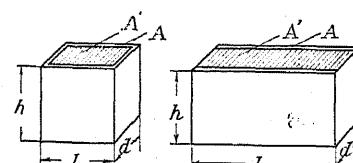
「第七十三條」

(2) コンクリートの支圧應力は、次の許容應力を超過すべからず

許容支壓應力

$$\sigma_{cu} = \frac{\sigma_{28}}{35} \dots \dots \dots [5]$$

但し σ_{ca} が如何に大なる場合と雖も σ_{ca} は 55 kg/cm^2 を超過すべからず。但し支承面に特に螺旋鐵筋等を挿入して支壓強度を高めたる場合には σ_{ca} を 65 kg/cm^2 まで高むる事を得。斯かる方法を行はざる場合にも支承の表面積 A が支壓應力を受ける面、即ち



$h > d$ ($l > d$ なる場合)

り大なる場合には、其の許容支圧應力 σ_{ca}' は次式に依る事を得（第162圖参照）

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \sqrt[3]{\frac{A}{A'}} \dots \dots \dots \quad (6)$$

支圧應力に對しては、支柱に對する軸壓應力の場合よりも、幾分安全率を減じてよい。それで、標準元古事で

は、許容軸圧力應に對して安全率4を用ゐる代りに、許容支壓應力の場合には安全率3.5を用ひ、 50 kg/cm^2 と云ふ制限の代りに 55 kg/cm^2 としるのである。

橋梁の桁を受ける支承面、又は鉄筋コンクリートの鉸等、大きな支圧應力を受ける處には、金網、格子形に組むだ鐵筋、又は螺旋状の鐵筋等を使用する場合が多い。斯くすれば、支圧強度を著しく大ならしめる事が出来るから、普通のコンクリートの壓應力に對する彈性限度迄の値、即ち大約 65 kg/cm^2 遠、許容支圧應力を高めてよいのである。然し、コンクリートの抗壓強度の $\frac{1}{2}$ 以下とすべきである。

柱又は壁の下に於ける基礎版及鉄などの支圧強度は支壓材のコンクリートの抗圧強度のみならず、支圧應力を受ける面積 A' と、支承の表面積 A との關係によつて、標準云々を許す。

式は、斯の如き場合に於ける許容支圧力を計算する式である。此の式は Bach 教授の實驗式に基いてもので、各國の標準示方書に採用されて居るものである。

柱が、側面が傾斜して居るか又は階段状をなして居る基礎版上に載つて居る様な場合には、標準示方書の〔6〕式に於ける A としては、基礎版の頂に於ける水平面の面積又は、頂面積が A' であつて、側面の勾配が鉛直 1 に對して水平距離 2 であつて、全く基礎版中にある截頭角錐又は截頭圓錐の底面積を探つてよい。

支承の表面積 A の 1 側が、支圧力を受ける面積 A' の 1 側と合致する場合、例へば、橋梁の桁が橋臺の上に載る様な場合には、 $\frac{1}{3} \cdot \frac{s}{3} \sqrt{\frac{A}{A'}}$ が有效に働くと考えて安全である。然れば、

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \left(0.67 + \frac{1}{3} \sqrt{\frac{A}{A'}} \right)$$

となる。

第三節 鐵筋の許容應力

§ 275. 鐵筋の許容張應力

鉄筋コンクリート桁の試験の結果によると、荷重を漸次増大して、荷重が鉄筋に其の降伏點以上の張應力を生ずるに到ると、桁の變形は急激に増大し、桁の抗張側に大きい龜裂を生ずるものである。而して、鐵筋の張應力が其の降伏點を超過してから、桁が破壊する迄の間に於ける荷重の増加量は、コンクリートの強度、荷重の位置、鐵筋の配置等に依るものであるが、一般に小さいもので、之を考慮に入れ無いのが安全である。故に、鐵筋の張應力に対する降伏點は、桁の彈性限度を決定するのみならず、又大約桁の極強度を決定するものである。依つて、鐵筋の許容張應力は鐵筋の降伏點を基準として選定すべき事になる。

力は鉄筋の降伏點を基準として定めます。そこで、
 鉄筋の降伏點を極强度の 70% と假定し、鉄筋の許容張應力を降伏點强度の $\frac{1}{2}$ に採れば、鐵
 筋に關し桁の彈性限度に對する安全率は 2、桁の極强度に對する安全率は約 2.5 である。§ 269
 に述べた如く、コンクリートの許容彎曲壓應力を圓盤供試體で示される抗壓强度の $\frac{1}{3}$ に採れ
 ば、コンクリートの壓挫による桁の破壊に對する安全率は 4 以上であるが、鉄筋はコンクリート
 に較べて齊等質であり、コンクリートよりも信頼し得べき材料であるから、鉄筋によつて定まる
 桁の極强度に對する安全率は 2.5 でも充分なのである。

鋼の許容張力と引張強度は、尚ほ、鋼筋の変形に就いても考慮しなければならない。鋼は、

其の抗張強度に關係なく、殆ど一定の彈性係数を有するものであるから、許容張應力を大きく採れば、大きな變形を生じ、桁の抗張側に於て、初期の龜裂を生ずる程度が大きくなる。而して、此の初期の龜裂は、桁の斜張應力に對する強度に大きい關係を有するから、鐵筋の抗張強度が大きいかと云つて、餘り大きい許容張應力を採る事は安全でない。此の點からして、鐵筋の抗張強度に關係なく、鐵筋の許容張應力として、 1200 kg/cm^2 位が適當と考へられるのである。

依つて、鐵筋の許容張應力は、鐵筋の降伏點強度の $\frac{1}{2}$ 、又は約 1200 kg/cm^2 以下に選べばよいと云ふ事になる。

標準示方書第七十四條には、鐵筋の許容張應力は、 1200 kg/cm^2 を超過すべからずと規定している。

標準示方書第十九條(§80.参照)によると、鐵筋として使用し得べき鋼の抗張強度は 3700 kg/cm^2 以上であるから、鐵筋の降伏點を抗張強度の 70% と假定し、降伏點強度について安全率を 2 に採れば、鐵筋の降伏點の方から定まる許容張應力は 1200 kg/cm^2 以上になるけれども、鐵筋に餘り大きい變形を生ぜしめない爲に、標準示方書には、 1200 kg/cm^2 を超過すべからずと規定しているのである。

以上は、轉曲張應力に對する鐵筋の許容張應力に就いて論じたのであるが、腹鐵筋の設計に於ても、許容張應力を 1200 kg/cm^2 に採る事が出来る。標準示方書第八十七條(2)(§ 236. 参照)には、版及桁に於て剪應力が 4.5 kg/cm^2 を超過したる部分にありては、其の部分及之に近接せる相當の範囲の部分の全剪應力を腹鐵筋に負擔せしむべしと規定してあつて、斜張應力を測る手段として用ゐる剪應力が 4.5 kg/cm^2 を超過した時には、コンクリートの斜張應力に對する抵抗力を無視し、腹鐵筋は結構に於ける腹材の如き働きを爲すものと考へて、腹鐵筋を設計するのであるから、腹鐵筋に於ても、轉曲張應力を受ける鐵筋に對する同じ許容張應力を使用し得るのである。コンクリートの斜張應力に對する抵抗力を考慮し、腹鐵筋に對しては別に許容張應力を與へる方法もあるが、簡単と統一との爲に、標準示方書では、此の方法を採用し無いのである。

§ 276. 鐵筋の許容壓應力

鋼の抗壓強度は、抗張強度に劣らないから、抗壓鐵筋のバックリングを防ぐ爲に適當な手段を爲せば、壓應力に對しても、張應力に對する同じ許容應力を用ゐる事が出来る譯である。

それで、標準示方書は其の條項に從つて設計施工した鐵筋コンクリート部材に於ける抗壓鐵筋に對する許容壓應力を、第七十四條に、許容張應力と同じ値 1200 kg/cm^2 に規定して居る。

然し、實際問題としては、標準示方書第七十三條(§ 268. 及 § 269. 参照)に、コンクリートの許

容軸壓應力は最高 50 kg/cm^2 に、許容轉曲壓應力は最高 65 kg/cm^2 に規定してあり、又第七十一條(§ 112. 参照)に、鐵筋とコンクリートとの彈性係数比は 15 と規定してあるから、抗壓鐵筋に於ける最大の壓應力は、 $65 \times 15 = 975 \text{ kg/cm}^2$ であつて、抗壓鐵筋に於ける壓應力が、許容壓應力 1200 kg/cm^2 を超過する事は決して無い譯である。

第三章 一般設計細目

第一節 コンクリートに關する一般設計細目

§ 277. 面取

鐵筋コンクリート部材の隅角には、一般に面取をする。之は、擊衝などによる部材端の破損の防止、部材の耐火及美觀等に對して必要なばかりでなく、型枠外しの際に、コンクリートの角が破損するのを防ぐにも有效である。

標準示方書 第九章 型枠 第五十三條には、

『特に指定なき場合には、型枠の隅角に面取をなす爲め適當の三角材を取付くべし。』
と規定してある。

第二節 鐵筋に關する一般設計細目

§ 278. 鐵筋の適當な太さ

鐵筋は、出来る丈、§ 87. に述べた標準寸法のものを使用すべきである。標準寸法の内でも、成る可く調達の容易なものを選ぶのが得策である場合が多い。

鐵筋コンクリート部材の種類に應じ、特別の場合の外は、次に示す直徑の範囲を標準とする
が適當である。

鐵筋の適當な直徑 (mm)

柱の帶鐵筋、桁の肋筋	} 6, 8
床、屋根及壁等の版に於ける横鐵筋	

床、屋根及壁等の版に於ける主鉄筋	8, 10, 12
桁に於ける組立鉄筋	
厚い床版及壁版、基礎及基礎版の主鉄筋	10, 12, 14, 16, 18
螺旋鉄筋	
軸鉄筋	14, 16, 18, 20, 24, 28, 32
桁、剛節架構及之に類似の構造部材に於ける主鉄筋	

尚ほ、鉄筋の適當な直徑の選定に就いては、各部材の設計の章に述べてある。

§ 279. 鉄筋を購入する時の適當な長さ

鉄筋は調達に容易な長さのものを使用するのが、一般に便利である。

普通に市場で販賣されて居る鋼鉄の長さは、直徑 6 mm 乃至 16 mm のもので 3.6 m 位、直徑 18 mm 以上のもので、4.5 m 乃至 5.4 m 位である。故に、小さい工事では、此の長さを標準として、最も合理的に、最も經濟的である様に鉄筋の長さ及繼手の位置を設計するがよい。

特に註文すれば、12 m 乃至 15 m 位迄は、任意の長さのものが容易に得られる。但し、購入量が少ければ、供給を受ける迄に時間がかかり、又値段も高くなる。然し、多量に購入する場合は此の點は大した問題でない。日本でも、直徑 40 mm、長さ 22 m 餘の鉄筋を曲げずに鐵道で運搬して使用した例がある。

一般には、長さ 12 m 乃至 15 m 位のものを註文するがよい。これ丈けの長さがあれば、鉄筋の繼手の數を減ずる事が出来るから、所要鉄筋量が減ずるのみならず、之を適當な長さに切つて、無駄の出ない様に利用する事が容易である。

鉄筋の組立がすぐ出来る爲に、種々の異つた長さの鉄筋を註文する事は、一般に得策でない。如何となれば、一々長さを指定すると、一般に、値段が高くなり、供給を受ける迄に時間が多くかかるのみならず、異つた直徑及長さの鉄筋を區別して整頓する事が面倒で且つ場所を塞げて困る上に、設計變更の際に、役に立たないものが出来たり、無駄の切れ端が澤山出来たりし、新たに註文するとすれば、工事が遅れると云ふ様な不利益がある。

§ 280. 鉄筋の曲點に於ける最小内側直徑

鉄筋を曲げる時の曲點に於ける最小内側直徑は、

- (1) 鉄筋の材質を傷けない事、
- (2) 曲點でコンクリートが過大の壓應力を受けない事、

の 2 條件から定まる。

(1) 鉄筋の材質を傷けないと云ふ方から定まる最小内側直徑を用ゐるのは、鉄筋の端を曲げる様な場合である。

標準示方書第四十六條(2) (§ 89 参照)には、設計に示されざる場合鉄筋を曲ぐ場合には、其の端に於ては鉄筋最小寸法の 1.5 倍以上の半径を有する圓形の型を用ふべしと規定してある。標準示方書第十九條(§ 80 参照)には、鉄筋として使用する鋼材は JES 第 20 號 G9 構造用延鋼材の規格に合格するものたるべき事が規定してあり、此の規格に合格する鋼材は、之に壓力を加へ、又は鎚打に依つて其の徑の 3 倍以下の内側直徑で 180°まで屈曲しても外側に裂痕を生じないものであるから(§ 80 参照)、鉄筋の材質を傷けない爲には、鉄筋の曲點に於ける最小内側直徑を鉄筋の直徑の 3 倍以上とすればよい。それで、標準示方書は鉄筋最小寸法の 1.5 倍以上の内側半径に曲げる事を規定したのである。

鉄筋の端は、その直徑の 4 倍乃至 6 倍、平均 5 倍位の内側直徑に曲げるのが適當である。

鉄筋の直徑が 40 mm 内外であつて、常温で曲げる事が困難な場合には、熱して曲げる。此の場合材質を傷けないと云ふ點からすれば、鉄筋の直徑の 3 倍以下の内側直徑に曲げてもよい譯であるが、抗張鉄筋の端に於ては、鉤が有效に働くために、普通、鉄筋の直徑の 3 倍以上の内側直徑に曲げる事が必要である。

(2) 鉄筋の曲點で、コンクリートが過大の壓應力を受けない様にする方から最小内側直徑の定まるのは、ラーメンの角で抗張鉄筋を曲げる場合、及び桁に於て抗張主鉄筋を曲げて曲筋として用ゐる場合等である。

第 163 圖は直徑 d なる抗張鉄筋を半径 R なる圓弧に曲げた場合を示す。圓の中心で微小な角 $d\theta$ を含む弧 $R \cdot d\theta$ の部分に於て、鐵筋に作用する張應力を σ_s とすれば、鐵筋に働く全張應力 T は

$$T = \sigma_s \frac{\pi d^2}{4}$$

であつて、之がためにコンクリートに生ずる全壓應力 C を受ける有效接觸面積は、 $d \cdot R \cdot d\theta$ である。故に、 σ_s をコンクリートの支壓應力をすれば、

$$C = \sigma_s \cdot d \cdot R \cdot d\theta$$

である。 T , T 及 C なる力は平衡にあるから、

$$\sigma_c \cdot d \cdot R \cdot d\theta = 2 T \sin \frac{d\theta}{2} \doteq T \cdot d\theta = \sigma_s \frac{\pi d^2}{4} d\theta$$

(a) 式に於ける σ_c に許容支圧應力を入れれば、曲點に於ける内側半徑を計算する事が出来る。

今、鉄筋の長さ 1 cm に就いて考へ、標準示方書第七十三條の（6）式（§ 274. 参照）

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \sqrt{\frac{A}{A'}}$$

に於て、 $A' = 1 \times d$ 、鉄筋の中心間隔を $3d$ として、 $A = 1 \times 3d$ とすれば、 $\sigma_{ss} = 140 \text{ kg/cm}^2$ のコンクリートに對して、

$$\sigma_{ca}' = \frac{140}{3.5} \sqrt{\frac{3d}{d}} = 58 \text{ kg/cm}^2$$

である。

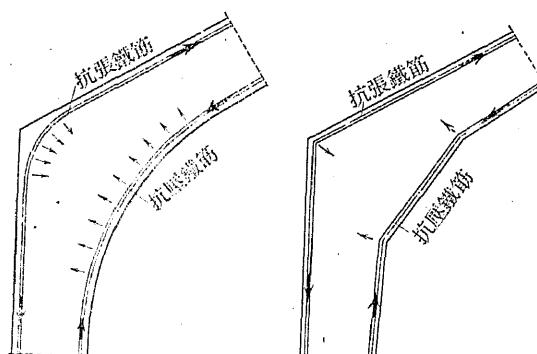
$$(a) \text{式に於て, } \sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_c = 58 \text{ kg/cm}^2$$

とすれば

$$R = 0.785 \times 20.8 \text{ } d = 16 \text{ } d$$

となる。

依つて、第164圖に示す様に、ラーメンの角などで、抗張鐵筋を曲げる時は、曲點にねはる



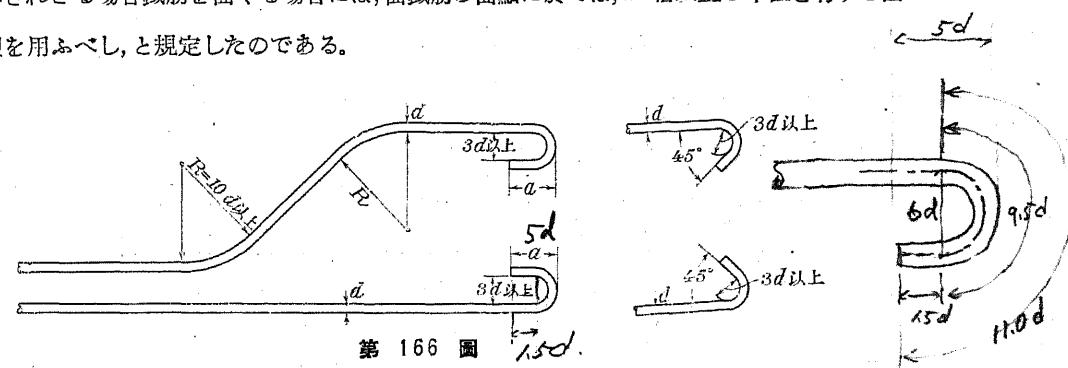
第 164 圖

第 165 圖

分コンクリート中に埋め込まれて居るのであるから、コンクリートの支壓強度は、單に鐵筋がコ

分コンクリート中に埋め込まれて居るのであるから、コンクリートの支壓強度は、單に鐵筋がコ

ンクリートの上に載つて居る場合よりも餘程大きい。依つて此の場合には、曲點に於ける内側半径を $16d$ よりも小さくして安全である。實験の結果によれば、曲鐵筋の曲點に於ける内側半径を $10d$ 以上にすれば、充分安全である。それで標準示方書第四十六條(2) (§ 89. 参照)に、設計に示されざる場合鐵筋を曲ぐる場合には、曲鐵筋の曲點に於ては、10 倍以上の半径を有する圓形の型を用ふべし、と規定したのである。



第166圖は鐵筋の曲げ方を示す。

鐵筋の配置図や、鐵筋材料表などに於て、圖面が小さい時には、簡単のために、鐵筋の曲點や、
 鈎端を、第167圖に示す様に圖示する事が多いが、實際仕事をする時

 は、鐵筋の曲點に於ける内側半徑は、必ず以上に述べた所に據らなければならぬ。
 鐵筋の端に必ず半圓形の鈎を付ける場合、又は、特に
 し、内側半徑に当らず必要ある場合には、之を明確に示す事が必要である。

s. 281. 鐵筋の端に於ける鉤

鐵筋とコンクリートとの滑動に對する抵抗力を大きくし、是等 2 材料が充分協同して働く爲に、鐵筋の端は、一般に、之を曲げて鉤形に作る必要がある。

標準示方書は第七十六條（1）に、

『一般に抗張鐵筋は、其の端に半圓形又は銳角の鉤を付し、コンクリート抗壓部に於て碇着する』

と規定して居る。依つて、抗張鐵筋の端は、L形に曲げてはいけない。L形に曲げてもよいのは、抗壓鐵筋に於ける圧應力を附着應力丈で、充分コンクリートに傳達し得る様な特別の場合丈である。

鐵筋端の曲點に於ける内側直徑は、鐵筋直徑の5倍位を標準としてよい。

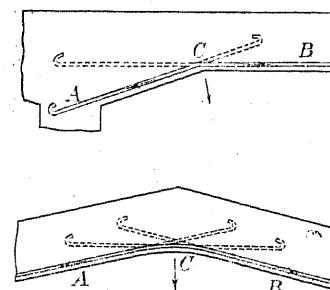
鉤の長さ(第166圖の長さ a)は、標準示方書には規定して無いが、鉤が其の働きを全うする爲と、鐵筋を曲げる作業が容易である爲に、鐵筋直徑の5倍乃至6倍とするのが適當である。然し、

小さい直径の鉄筋で、曲點の内側直徑も小さい時に、鉤の長さを餘り大きくすると、コンクリートの行き亘る妨げとなり、鉤の内側に空隙が出来て、却つて、鉤の働きが不充分になる惧があるから、此の點も注意しなければならない。

抗張鉄筋の端を、抗壓部のコンクリートに碇着する事は、極めて大切である。抗張鉄筋の端を抗張部のコンクリートに碇着すれば、コンクリートに於ける亀裂の発生を助長させる結果になる。故に、彎曲率に對して不要となつた抗張鉄筋は、一般に、曲上げ（單桁などの場合）、又は曲下げ（突桁などの場合）で、抗壓部のコンクリートに碇着する必要がある。突桁の場合などで、之が困難な事情にある時は、抗張鉄筋の端に鉤を作らず、附着應力丈で、充分鐵筋端の碇着を得る様にするのが適當である。是等の事に就いては、後章に於て、各部材に就いても説明してある。

§ 282. 構造物の凹角面に沿へる抗張及抗壓鉄筋

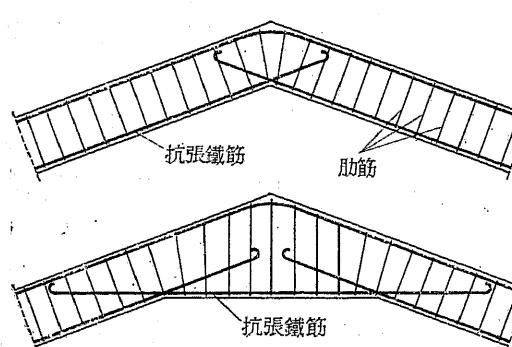
構造物の凹角面に沿へる鉄筋が應力を受ける時に、其の部分に於けるコンクリート被厚を破壊する惧ある場合には、互に交叉する直線鉄筋を以て、之に代へる事が必要である。



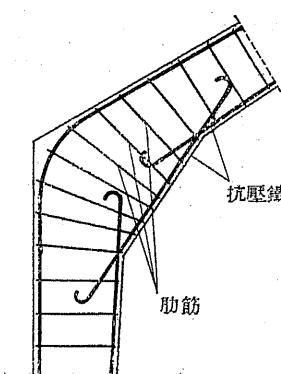
第 168 圖

第 168 圖に示す様な、桁や、ラーメンの凹角面に沿へる抗張鉄筋 ACB が張應力を受ければ、鉄筋は AB 直線に近づかうとするから、凹角面のコンクリート被厚を破壊する傾向がある。故に、構造物の凹角面に沿へる抗張鉄筋には、第 168 圖に點線で示す様に、又第 169 圖に示す様に交錯する直線鉄筋を使用する必要がある。此の場合、直線鉄筋は其の端を充分コンクリートの抗壓部に碇着する。尚ほ、

安全のために、第 169 圖に示す様に充分に肋筋を使用するのが適當である。



第 169 圖



第 170 圖

標準示方書は第七十六條(3)に、

『構造物の凹角面に沿へる抗張鉄筋には、交錯する直線鉄筋を使用すべし。』

と規定して居る。

抗壓鉄筋の場合でも、抗張鉄筋の場合と同様な考慮を必要とする事がある。第 170 圖は、ラーメンの凹角面に沿へる抗壓鉄筋として、交錯する直線鉄筋を使用する場合を示す。

第三節 鉄筋の繼手

§ 283. 概 説

鉄筋の繼合せは、抗張鉄筋の場合と、抗壓鉄筋の場合とで多少異なる。抗壓鉄筋の繼手は比較的簡単である。

抗張鉄筋には成る可く繼手を作らない様に工夫しなければならない。現今は、§ 279. に述べた様に、相當多量でさへあれば隨分長い鉄筋でも比較的容易に之を手に入れる事が出来るから、抗張鉄筋の繼手を避ける事が以前よりも餘程楽になつて居る。

繼手を作る必要ある場合には、例へば桁の徑間の中央附近の様に、鉄筋が大きい張應力を受け個所を避けなければならない。又、繼手を一斷面に集中してはならない。繼手を一斷面に集中すれば、其の斷面が弱くなるのみならず、重ね繼手を用ゐる時には鉄筋の間隔が甚だ小さくなつて、コンクリートの填充が非常に困難になる。故に、抗張鉄筋の繼手は互にずらして、一箇所に繼手が集まらない様にしなければならない。之は、中々面倒な事であるけれども、抗張鉄筋に繼手を作る以上已むを得ない事である。

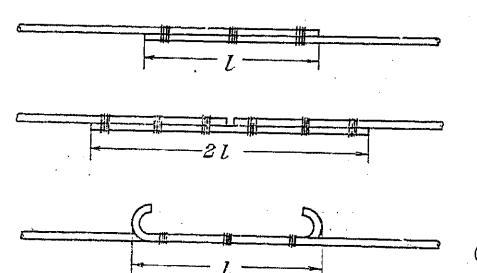
標準示方書は第四十八條(1)に抗張鉄筋の繼手に關して、次の様に規定して居る。

『抗張鉄筋には成可く繼手を避け、之を設くる場合には相互にずらし一斷面に之を集中せしむべからず。又應力大なる部分に於ては繼手を設くべからず。』

抗張鉄筋の繼手を作る方法は、大體、重ね繼手、套管を使用する繼手、鍛接又は熔接繼手及び他の特種の繼手の4種に分ける事が出来る。是等のうちで、どれを用ゐるかと云ふ事は、構造物の種類、部材及鐵筋の大きさ及數、鐵筋配置の便否等を考慮し、安全及經濟的である云ふ點から決定されるものである。

§ 284. 抗張鉄筋の重ね繼手

最も多く用ゐられる鐵筋の繼手は、重ね繼手であつて、第 171 圖に示す様な種類がある。



第 171 圖

(a) は直鉤を單に l なる長さ重ね合せたものである。

(b) は第三鉤を使用したものである。

(c) は先端を半圓形の鉤に曲げて重ね合せたもので、重ね繼手の内で最も普通に用ゐられるものである。標準示方書には、抗張鐵筋の重ね繼手は此の方法に依るべき事が規定してある。

抗張鐵筋の重ね繼手に於ける重ね合せの長さ l は、譬へ繼手の點で鐵筋に生ずる張應力が許容應力に達しない時でも、許容附着應力によつて、鐵筋の許容張應力を出し得る丈にするのが安全である。

第 171 圖の (a) 及 (b) の場合に就いて、 l を計算すると次の様になる。

$$l = \text{重ね合せの長さ (cm)}$$

$$\sigma_s = \text{鐵筋の許容張應力 (kg/cm}^2)$$

$$\tau_0 = \text{鐵筋とコンクリートとの許容附着應力 (kg/cm}^2)$$

$$d = \text{圓鉤の直徑 (cm)}$$

とすれば、鉤の長さ l に於ける全附着應力を、鉤の全許容張應力に等しいとおいて、

$$\tau_0 \pi d l = \sigma \frac{\pi d^2}{4}$$

$$\therefore l = \frac{\sigma_s}{4 \tau_0} d$$

依つて、 $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$, $\tau_0 = 5.5 \text{ kg/cm}^2$ とすれば、 $l = 55 d$

即ち、鉤端を鉤形に曲げない時、重ね繼手に於ては、鉤の直徑の 55 倍以上重ね合せる事が必要である。

第 171 圖の (c) の場合、即ち鉤の先端を半圓形の鉤に曲げて重ね繼手を作る場合には、重ね合せの長さ l は、(a) 及 (b) の場合よりも小さくてよい事は明白であるが、鉤端に作る鉤の内側直徑及重ね合せの長さを計算して出す事は、甚だ困難である。依つて、實際問題としては、實驗と經驗とから定められた所に據るより仕方ない。今日迄の實驗の結果及經驗によると、鉤端に作る鉤の内側直徑を、鉤の直徑の 8 倍以上とし、重ね合せの長さを鉤の直徑の 40 倍以上とすれば、普通充分安全である。

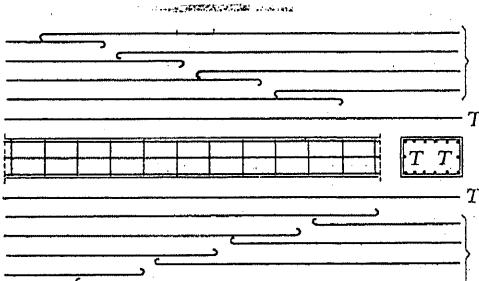
鐵筋を重ね合せた部分は、第 171 圖の様に、徑 0.9 mm 乃至 1.2 mm 位の太さの燒鈍鋼線で數箇所緊結する。鋼線は、餘り細いと締め付ける時に切れる惧があり、餘り太ければ線が剛くて充分に緊まらない。鐵筋の太さに應じて、以上の範囲で適當なものを選ぶがよい。鋼線で緊結する目的は鐵筋が相互に移動しない様に其の位置を保たせる事にあるのであるから、充分しつかり捲き付ける必要はあるが、捲き立の長さは、成る可く短かい方がよい。鐵筋が張力を受ける時に繼手が離れ無いのは、決して此の鋼線の緊結によるのではなく、鐵筋とコンクリートとの附着應力によるものであるから、捲立を長くすると、鐵筋の周圍ヘモルタルがまわり悪くなり、繼手の強さを減する事になる。

標準示方書は、第四十八條 (2) に、抗張鐵筋の重ね繼手に就いて、次の様に規定して居る。

『抗張鐵筋の重ね繼手は先端を半圓形の鉤に曲げ、鐵筋直徑の 30 倍以上重ね合せ、直徑 0.9 mm 以上の燒鈍鋼線にて數箇所緊結すべし。』

標準示方書の 30 倍と云ふ數字は、種々の事情を考慮して定めた最小値であるから、出來れば、40 倍以上とするがよい。

尚ほ、太い鐵筋の重ね繼手に關しては、餘り實驗記録が無く、未だ其の效果が明かでないから、太い鐵筋の重ね繼手には、特に安全度を大きくするのが適當である。



第 172 圖 抗張部材に於ける抗張鐵筋の重ね繼手

筒所で無効になつても、其の斷面に於て必要な鐵筋斷面積がある事になる。

重ね繼手は、簡単で、作業も容易であるけれども、直徑の大きい鐵筋では、重ね合せの長さが餘り長くなつて、鐵筋の使用量も増加するから、繼手の他の方法に依る方が便利な場合が尠くない。

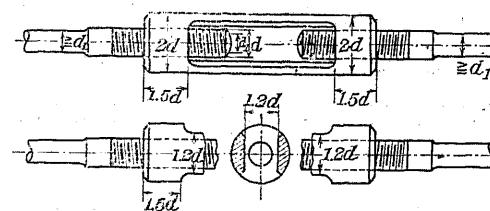
§ 285. 套管を用ゐる抗張鐵筋の繼手

鉤端にネジを切り、ターンバックル又はスリーヴ ナットで鐵筋を繼ぎ合せる方法は、場合によつては、非常に便利である。

鐵筋にネジを切れば、鐵筋の有效斷面積はネジの谷に於ける斷面積である。故に、鐵筋に於

ける應力が大いに減じて居る所に繼手を設ける場合には、鐵筋に直接ネジを切つてよいけれども、然らざる場合には、鐵筋の全長に亘つて材料が損になるから、鐵筋の端を膨徳し、ネジの谷に於ける直徑が鐵筋の直徑よりも小さくならない様にしなければならない。

第173圖は、ターンバックルの各部の主な寸法の關係を示す。



第173圖 ターンバックルの寸法圖

ネジの谷の徑、山の高さ、及ピッチは釘の直徑に依つて定まる標準に従へばよい。

ターンバックル、及スリーヴ ナットに関する標準寸法は、製鐵會社のカタログ、建築又は結構構造の著書、及其の他の ポケットブックなどに示してある。

釘端を膨徳する時、其の部の強度は、作業手の熟練、及作業設備の如何に大きい關係があるから、膨徳作業に就いては周到な注意を要する。

抗張材に於て鐵筋の數が少い時、例へば、軽いアーチの屋根の抗張材などの場合には、套管を使用する繼手が甚だ便利である。此の場合には、鐵筋に直接ネジを切つても、材料の無駄は比較的小さい。

圓形水槽などに於て套管を用ゐる繼手を採用すれば、套管の旋回によつて、豫め抗張鐵筋に初張應力を、コンクリートに初壓應力を起させておき、鐵筋の普通の許容張應力を利用してもコンクリートに龜裂が生じない様な施工法をなし得る利益がある。

然し、多數の鐵筋を有する抗張材に於ては、一般に、第171圖(c)に示す様な重ね繼手を用ゐるのが便利である。それは、多數の鐵筋を有する場合に、鐵筋端を膨徳しないでネジを切れば、材料の無駄が比較的大きくなるし、膨徳するとすれば、作業に手間がかかり、且つ作業が悪いために弱い繼手の出来る惧があるからである。

§ 286. 抗張鐵筋の熔接繼手

鍛接及電氣又は瓦斯熔接による繼手の強度は、裝置の如何、作業手の熟練の程度等に大きな關係があり、又鋼の性質、鋼釘の直徑等にも關係する。一般に直徑の大きい釘に於ては能率が悪い。

種々の不安があるために、從來は、鐵筋の鍛接又は熔接を一般に禁じたのであるが、現今は、電氣又は瓦斯熔接が非常に進歩して、大きな鋼構造物に於ても、鍛接の代りに熔接を使用する程であるから、鐵筋の繼手として熔接を禁ずる必要はないと認められるに至つて居る。

然し、鐵筋の熔接に就いては、まだ多少の不安がないでもないから、熔接繼手を用ゐる場合に

は、作業の監督を厳にし、試験片を取つて、繼手の效率を試験する必要がある。尚ほ、安全の爲に、繼手に、兩端に半圓形の釘を設けた鐵筋を附加するのが適當である。

標準示方書は第四十八條(3)に、

『抗張鐵筋の熔接繼手には效率確實に 80% 以上なる方法を採用し、50% 以上の斷面を有する附加鐵筋を併用すべし。附加鐵筋の重ね合せ長さは其の直徑の 60 倍以上とし兩端に半圓形の釘を設くべし。』

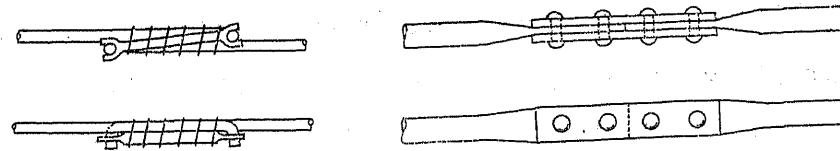
と規定して居る。此の規定の熔接は、主として電氣熔接を目安として居るので、電氣熔接による鐵筋の繼手に對し、充分安全な標準を示したものである。

§ 287. 抗張鐵筋の特種の繼手

抗張鐵筋の繼手を作る方法としては、以上に述べた方法の外に、種々の方法が考案されて居るが、一般的になつて居るものはない。

第174圖及第175圖は、抗張鐵筋の特種な繼手の例を示す。

第175圖は東京市の鐵治橋に用ひられたものである(土木學會誌第一卷第參號)。之は、直徑 1 吋の鐵筋の端を、有效長さ 4 吋、幅 $1\frac{1}{2}$ 吋、厚さ $\frac{3}{8}$ 吋の扁平形に作り、2 枚の添鉄(長さ 8 吋、幅 $1\frac{1}{2}$ 吋、厚さ $\frac{3}{8}$ 吋)と 4 本の継鉄とよつて、衝頭接合を作つたものである。



第 174 圖 第 175 圖 抗張鐵筋の特種の繼手

§ 288. 抗壓鐵筋の重ね繼手

抗壓鐵筋の場合にも、重ね繼手が最も普通に用ひられる。抗壓鐵筋に於ける應力は一般に小さいから、重ね合せの長さは、抗張鐵筋の場合よりも少くてよい。釘端を半圓形の釘形に曲げる時、鐵筋の直徑の 20 倍乃至 30 倍重ね合せれば充分安全である。

重ね合せの部分を、數個所焼鈍鋼線で緊結する事は、抗張鐵筋の場合と同様である。

§ 289. 抗壓鐵筋の衝き合せ繼手

抗壓鐵筋の直徑が約 24 mm 以上のものに於ては、鐵筋の端を衝き合せて繼手を作る事がある。此の時は、鐵筋の端を、その軸に垂直に且つ平らに切つておかなければならない。繼手には、確かりはまる套管を用ひて、繼手に於ける鐵筋の位置を保持せしめる。

衝き合せ縫手は、鐵筋が張應力を受ける事が豫想される場合に、之を使用する事が出来ない事は勿論である。

尚ほ、柱に於ける抗壓鐵筋の縫手に就いては § 814. に述べてある。

第四節 鐵筋の保護として必要なコンクリートの厚さ

§ 290. 概 説

鐵筋は、充分な附着強度の發揮、防鏽及火熱に對する保護等の爲に、充分コンクリート中に埋込む事が必要である。

鐵筋コンクリートの計算は、凡て、鐵筋とコンクリートとが完全に附着すると云ふ假定に基くものであから、此の假定が成立する爲に、鐵筋の周囲をコンクリートで充分包む事が是非必要である。此の目的に對して、鐵筋をコンクリートの表面から何程の深さに入れればよいかと云ふ事の力學的理論は、まだ明かでない。然し、鐵筋の防鏽、鐵筋の火熱に對する保護及コンクリートの施工上等から必要であるコンクリートの被厚は、鐵筋の附着強度を發揮させるに充分であると、一般に認められて居る。

鐵筋の防鏽及火熱に對する保護の爲に必要なコンクリートの厚さに就いては後に述べる。

施工上から必要なコンクリートの被厚は、コンクリートが鐵筋と堰板との間に充分安全に行き互ると云ふ方から定まるもので、大體、鐵筋の直徑又は粗骨材の最大寸法の 1.25 倍以上を標準とするのが適當である。

§ 291. 鐵筋防鏽の爲に必要なコンクリートの厚さ

鐵筋防鏽の爲に必要なコンクリートの厚さは、構造物の種類、鐵筋コンクリート部材が風雨・煤煙・乾濕・鹽分等の有害なる影響を受けるか否か、部材が損傷又は磨耗を受けるか否か、部材の寸法及其の重要な程度、使用するコンクリートの水密性及表面仕上げ、設計の際にコンクリートの龜裂防止に就いて特に注意を拂ふか否か、及施工の良否等を考慮して定めるものである。故に、一般的には、唯、大體の標準しか示す事が出來ない。

普通の場合に對する大體の標準は、標準示方書に次の如く規定してある。

『第五十七條 普通の場合

(1) 鐵筋の保護として必要なコンクリート被厚は最も外側の鐵筋表面よりの厚さ、版

第四節 鐵筋の保護として必要なコンクリートの厚さ

[§ 292] 445

の下側にて 1 cm 以上、桁にありては 1.5 cm 以上、柱にありては 2 cm 以上とす。

但し寸法大にして重要な構造物、若くは風雨に曝さるるものにありては、上記の厚さは孰れも 1 cm 宛増加せしむべし。

(2) 煤煙、乾濕、鹽分等の有害なる影響を受くる虞れある部分を、特に有效なる被覆材料を用ひて保護せざる場合には、コンクリート被厚を第一項の寸法に更に 2 cm 以上を加へたるものとすべし。

(3) 床版上面若くは柱等にて損傷及磨耗の虞れある部分は、其の寸法を應力計算上必要なものよりも 1 cm 以上厚くすべし。』

此の規定は各國の標準示方書其の他を參照して定めたもので、規定されたコンクリート被厚は、標準示方書に依つて設計施工する鐵筋コンクリートに對して、普通の場合、經驗上充分安全なものである。

§ 292. 海中工事に於て鐵筋防鏽のため必要なコンクリートの厚さ及コンクリート面の保護

鐵筋コンクリートを、海水の作用に對して耐久的ならしめる爲には、海水の作用を受ける事が出来る丈小さいコンクリート材料を用ひ、密度及水密性の大きいコンクリートで鐵筋を保護して、鐵筋の防鏽に勉めなければならない。

鐵筋は一箇所で腐蝕し初めると、之が部材全體に擴がらうとする傾向があるから、如何なる部分の鐵筋も充分に保護する必要がある。

充分なコンクリートの厚さで鐵筋を保護する様に設計がしてあつても、施工の際に鐵筋が移動するとか、鐵筋が餘り一箇所に集つて居つてコンクリートが充分行き互らない事等の爲に、鐵筋の腐蝕を起す事があるから、鐵筋の配置を設計する際に是等の事も充分考慮しなければならない。

コンクリートが特に激しい磨耗又は腐蝕を受ける箇所では、最高最低潮位間のコンクリート表面を、クレオソートを浸み込ませた木材、良質の石材等で保護する必要がある。此の時、潮が下つた時に水の溜る所が出來ない様にして置かないと、寒い所では冰結して思はぬ被害に遭ふ事がある。

海岸の鐵筋コンクリートが強壓な海風を受ける様な場合には、コンクリート表面に、コールタール、アスファルト、又はパラフン等を塗布するのが甚だ有效である。又、溫度の變化の激しい部分には、部材断面の大凡 $\frac{3}{4}$ % 以上の鐵筋を、コンクリート龜裂防止の目的で挿入して、鐵

筋の防錆を完全にすべき様な場合もある。

標準示方書は、海水の作用を受ける鉄筋コンクリートの鉄筋及コンクリートの保護に就き、次のように規定して居る。

『第六十四條 鉄筋及コンクリートの保護

(1) コンクリート被厚はコンクリート表面より 7.5 cm 以上、隅角部に於て最も近きコンクリート表面より 10 cm 以上とすべし。但しプレカスト・コンクリート等特別なるものに於ては此の限度を遅下するを得。

(2) 激しき磨損又は腐蝕を受くる箇所に於て、最高最低潮位間のコンクリート表面は、適當なる石材、其他責任技術者の承認せる材料を以て保護すべし。』

標準示方書に規定した被厚は、從來の實驗及經驗上、海水の作用を受ける鉄筋コンクリートを耐久的ならしめるに必要なものである。然し、構造物の種類に依ては、左程耐久的でなくてもよい場合がある。斯かる場合には、コンクリート被厚は、規定の値よりも幾分小さく探つて差支へない。

§ 293. 耐火構造の場合鉄筋の保護として必要なコンクリートの厚さ及コンクリート面の保護

耐火構造に於て、鉄筋の保護として必要なコンクリートの厚さは、使用するコンクリートの耐火性並びに、構造物が受ける火熱の温度及其の繼續時間によるものである。

耐火的な鉄筋コンクリートを作るには、コンクリートの粗骨材として、石灰石、玄武岩の様な膨脹率の低いものを用ゐるのが適當である。石英を主成分とする砂利又は花崗岩等は、石英の膨脹が大きいために、高熱を受けるとコンクリートが破壊崩落して、鉄筋保護の目的を達する事が出来ない。故に、是等の石材は猛火を受ける惧ある所に使用しないが良い。

玄武岩若くは石灰石程度の膨脹率を有する粗骨材を使用する場合、鉄筋保護としてのコンクリート被厚を、版及壁に對して 2.5 cm 以上、桁及柱に對して 5 cm 以上とすれば、火災に對し充分に鉄筋保護の目的を達し得る事が、從來の實驗上及實際火災の經驗から證明されて居る。火力の小さい事を豫想し得る場合には、版及壁に於て 2.0 cm 以上、桁及柱に對して 4.0 cm 以上としてもよい。

若し、石英質の砂利又は花崗岩の粗骨材等を用ゐる場合には、コンクリートの被厚を上記よりも更に 2.5 cm 増加し、尙ほ孔の大きさ 7.5 cm 以下の鐵網を部材のコンクリート表面から 2.5 cm 位の位置に入れて補強するのが適當である。火力が弱いと思はれる時でも、是等の粗骨材を用

る時には、玄武岩又は石灰石の粗骨材を使用する場合よりも、コンクリート被厚を大きくする必要がある。

コンクリートが剥落して鉄筋が露出するのを防ぐには、骨材の性質に就いてのみならず、鐵筋を比較的小間隔に挿入する事、並びにコンクリートが落下して来る他の物體の爲に害を受けない様に注意しなければならない。鐵網又はエキスパンデッドメタルをコンクリートの表面以下 2 cm 位の距離に入れる事は、コンクリートの剥落を防ぐに甚だ有效である。

強烈な火災を豫想し得る場合には、適當な材料を以てコンクリート面を保護するがよい。モルタル塗は甚だ有效である。

尖つたコンクリートの角は火災の際に損傷され易いから、半径 7.5 cm 以上の丸味を付けるか、或は 135 度以上の鈍角にするがよい。

以上は構造物が火災を受ける時に就いて論じたのであるが、煙突や煙道の様に常に加熱されて居る場合には、コンクリートを適當に保護する必要がある。此の種の構造物に於て特に注意を要する事は、コンクリートが充分硬化した後に、徐々に熱の加はる様にする事である。

標準示方書は、耐火構造の場合、鉄筋の保護として必要なコンクリートの厚さ、及びコンクリート面の保護に就いて、次の様に規定して居る。

『第五十八條 耐火構造の場合

(1) 特に構造物を耐火構造として造る場合には、玄武岩若くは石灰石程度の膨脹率を有する骨材を用ひ、コンクリート被厚は版及壁に對して 2.5 cm 以上、桁及柱に對して 5 cm 以上とすべし。又若し花崗岩の如き骨材を用ふる場合にはコンクリートの被厚を上記より更に 2.5 cm 増加せしめ約 2.5 cm の深さに鐵網を入れて補強すべし。

(2) 高熱に曝さるゝ煙突内面の如き場合には、特種の裝置を設くるか、又はコンクリート被厚を相當厚くすべし。』

第四章

中心軸荷重を受ける鉄筋コンクリート柱の設計

第一節 総 説

§ 294. 概 説

鉄筋コンクリート柱を設計するには、先づ、

- (1) 支柱の高さと横寸法との関係、即ち短柱として設計するか、長柱として設計するか、
- (2) 帯鉄筋柱を使用するか、螺旋筋柱を使用するか、
- (3) 如何なる断面形を用ゐるか、
- (4) 抗圧強度何程のコンクリートを使用するか、

等を決定しなければならない。

是等の事柄は、支柱が中心軸荷重のみを受けるものであるか、又は中心軸荷重と共に彎曲率を受けるものであるか、支柱が一部となつて居る構造物の種類、施工の難易、美觀その他を考慮して、各々の場合に應じ、構造物建造の目的を最も容易に且つ經濟的に達し得る様に決定しなければならない。

本節に於ては、是等の決定に就き必要な事柄に就いて説明する。

§ 295. 支柱の高さと横寸法との関係

支柱の高さは、一般に、支持點のない最も長い距離を探るのであつて(§ 115. 参照)、構造物の一般寸法から定まる。

短柱と長柱との區別に就いては、§ 116. に述べた通りである。

コンクリートは、施工の少しの不注意によつて、材料の分離を起し、不齊等質のものとなり易いから、支柱の高さが大きくなる程コンクリートに弱點の出来る機會が多くなる。之が爲に齊等質材料に於ける短柱と長柱との強度の差以上に、長柱に於て鉄筋コンクリート柱の強度が減ずるのである。又、鉄筋コンクリート長柱の強度に関する實驗の結果も比較的少い。依つて、重要な鉄筋コンクリート柱は、長柱として取扱ふべき様な寸法に作らず、成るべく短柱として働く様に、其の高さと最小横寸法との関係を定めるのが適當である。

§ 296. 帯鉄筋柱を用ゐるか螺旋筋柱を用ゐるかの判断

第一節 総 説

鉄筋コンクリート柱の主なる種類は、軸鉄筋と帶鉄筋とを有する帶鉄筋柱と、軸鉄筋と螺旋筋とを有する螺旋筋柱である。

抗圧材の高さが、其の最小横寸法の4倍を超過しない様な場合には、偏心荷重の爲にコンクリートの許容軸圧應力の約 $\frac{1}{5}$ 以上の張應力を生ずる場合の外は、無鉄筋のコンクリート抗圧材を使用する事が出来る。然し、抗圧材の高さが断面最小横寸法の4倍以上になれば、鉄筋コンクリート支柱を使用するのが適當である。

鉄筋コンクリート柱の断面寸法を、小さくする事が特に必要で無い時には、支柱のコンクリート断面積を充分大きくし、規定に定められた軸鉄筋の最小断面積〔標準示方書第八十九條(2) 所要コンクリート断面積の0.8% § 118. 参照〕を使用して、與へられた中心軸荷重を受け得る様に設計した帶鉄筋柱を使用するのが一般に經濟的である。

然し、負擔すべき中心軸荷重が相當に大きく、且つ柱の断面寸法を成る可く小さくし度い場合、例へば地價が高い場所の建築物で有效床面積を出来る丈大きくする必要ある様な場合に於ては、螺旋筋柱を使用するのが有利である事が多い。

現今我國では、まだ、螺旋筋柱の使用が盛んでない。之は、螺旋鉄筋を作る事が面倒だと考へる事と、使用に慣れて居ない事とに依るものと思はれる。

荷重が特に大きく、螺旋筋柱を使用する時よりも一層支柱の断面寸法を小さくする必要ある場合には、鑄鐵柱又は鋼柱を、軸鉄筋と螺旋鉄筋とを有する鉄筋コンクリート中に埋込むだ所謂合成柱を使用しなければならない事もある。

鉄筋コンクリートはコンクリートを鉄筋で補強したものであると云ふ定義によると、合成柱は鉄筋コンクリート柱ではないが、近來、鉄筋コンクリート構造の一部に大分多く用ゐられる様になつて居る。

§ 297. 支柱の断面

與へられた中心軸荷重とコンクリートの許容軸圧應力とに對して、支柱の必要な断面積は計算上から定まるが、支柱の設計に際して断面を決定するには、尚ほ、次の事項を考慮しなければならない。

標準示方書第八十九條(1) 及第九十條(1) に依ると、主要な帶鉄筋柱及螺旋筋柱の最小幅若くは直徑は25 cm以上でなければならない(§ 118. 及 123. 参照)。依つて、計算上は柱の最小幅若くは直徑が25 cm以下で充分であつても、主要な支柱に於ては、之を25 cm以上に定めなければならない。

又、支柱の高さが與へられる時、柱を短柱として設計する必要がある場合には、之が爲に柱の最小横寸法が定まる事もある(§ 121. 例題 2 及 § 128. 参照)。

1 階の構造物に於ける支柱の断面は、經濟的見地から、主として、鐵筋及コンクリート材料費が最低になる様な寸法にすればよい。然し、數階の構造物に於ては、型枠費についても考慮しなければならない。數階の構造物に於ける支柱に加へる荷重は、下層に行く程大きくなるから、鐵筋及コンクリート材料費丈から考へれば、各層に於て柱の断面を變へるのが經濟的であるけれども、柱の断面を變へれば、支柱の型枠を作り直す外に、支柱に結合する大桁や小桁の型枠の長さも變へなければならないから、型枠費が、同一断面の柱を用ゐる場合よりも著しく増加する。故に、型枠費の増加額が、柱の断面を變へる爲の材料費の減少額よりも小さい場合丈け、柱の断面を變へるのが經濟的になるのである。材料費及型枠費は地方的の事情によつて著しく異なるから、柱の断面を變へるのが經濟的になるか否かは、各々の場合について計算しなければ解らない事であるが、大體を言へば、尠くとも 2 階層丈は同じ断面の支柱を使用する様にするのが適當である。數階の間、支柱の断面を一定にし、各階の柱に於ける鐵筋量及コンクリートの配合を變へて、荷重に適應させる様にするのが適當である場合も尠くない。但し、平版構造の支柱に於て、自由に直徑を變へる事が出来る鋼製型枠を使用する場合には、以上の事柄は考慮する必要がない。

建築物に於ては、極く特別の支柱を除いては、同階の支柱の断面及鐵筋量を同じにするのが望ましい。何となれば、建築物に於ては、同階の支柱に來る荷重は大差ないのが普通であつて、少しの荷重の差の爲に支柱の断面や鐵筋量を變へると、種々の混雜を生じ、間違が起つた場合に取返しがつかないからである。

建築物の壁柱は一般に矩形断面である。此の場合、型枠費を減ずる爲には、壁柱の幅を各階とも内部の支柱の幅と同じにして、上階に行くに従つて厚さを減ずるがよろしい。

同階の支柱には同じ配合及水量のコンクリートを使用するがよい。只、壁柱全部に、内部の支柱よりも貧配合のコンクリートを用ゐる様な場合は別である。

§ 298. 抗壓强度何程のコンクリートを使用すべきかの判定

コンクリートの抗壓强度が工費に及ぼす影響は、鐵筋コンクリート柱の場合、版又は桁の場合に較べて非常に大きい。

ウォーカビリチーが同じであれば、セメント使用量の多いコンクリート程、一般に、抗壓强度が大きい。

コンクリートの抗壓强度と單價との關係は、現場によつて異なる事は勿論であるが、一般に言つて、セメント使用量の增加によつて抗壓强度が増加する割合は、單價の増加する割合よりも甚だ大きい。極く大體を言へば、配合 1:1:2 のコンクリートの單價は、配合 1:1 $\frac{1}{2}$:3 及 1:2:4 の單價より夫々 14% 及 24% 位大きいけれども、配合 1:1:2 のコンクリートの抗壓强度は、配合 1:1 $\frac{1}{2}$:3 及 1:2:4 のコンクリートの抗壓强度より夫々、18% 乃至 21% 及 45% 乃至 50% 位大きい。又 1:1 $\frac{1}{2}$:3 コンクリートの單價は 1:2:4 コンクリートの單價より 8% 位大きいが、前者の抗壓强度は後者の抗壓强度より 20% 乃至 27% 位大きい。

從つて、鐵筋コンクリート柱に於て、抗壓强度の大きいコンクリートの使用による支柱の強度増加の割合は、工費増加の割合よりも非常に大きい。即ち、使用セメント量の少しの増加は、支柱の強度に對して非常に有效である。之は多くの實驗の結果からも證明されて居る。

故に、特別の場合の外は、鐵筋コンクリート柱に於ては、セメント使用量を比較的多くして抗壓强度の大きいコンクリートを使用するのが經濟的である。之が、支柱に於て、特に富配合のコンクリートを使用する事のある所以である。

建築物などに於ては、下階の支柱に富配合のコンクリートを用ひれば、或る程度迄柱の断面を上階のものと等しくする事が出来る。從つて、同じ型枠を繰返して使用する事が出来る利益がある。

セメント使用量の多いコンクリートが鐵筋コンクリート柱に有效であると同様の理由で、高級セメントを使用するのが經濟的である場合が多い。

兎も角、抗壓强度の大きいコンクリートを使用して支柱の断面を小さくすれば、コンクリート費、鐵筋費及型枠費が小さくなる外に、構造物の自重を減ずる事、及建築物に於ては床の有效面積を大きくする事が出来る等の利益があるから、抗壓强度の大きいコンクリートを使用する事は、セメント使用量の増加又は高級セメントの値段の高い事による費用の増加を補つて充分餘りある場合が多いのである。

何程の抗壓强度のコンクリートを使用すれば、最も經濟的な支柱が得られるかを定めるには、次の方法に依らなければならぬ。即ち、工事現場に於けるコンクリートの價格と抗壓强度との關係を算定し、各種の抗壓强度のコンクリートに相當する許容軸壓應力を用ひて支柱を設計し、是等の工費を比較すればよい。

或る抗壓强度を有するコンクリートの配合を決定する事、及其のコンクリートの單價を求める事等に就いては、拙著「鐵筋コンクリート施工法」を参照され度い。

§ 299. 鉄筋コンクリート柱に加はる外力に関する標準示方書の規定及其の説明

標準示方書は、鉄筋コンクリート柱に加はる外力の計算に就いて、次の様に規定して居る。

『第九十一條 外 力

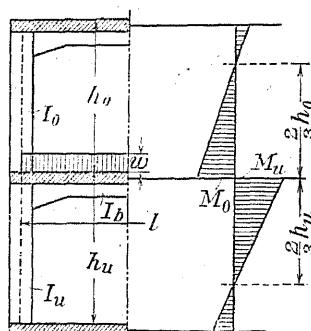
(1) 橋梁、地下道等のラーメンの支柱に於ける彎曲率及軸力は、理論的計算を行ひて之を求むべし。

(2) 普通の建物に於ける内方支柱に對しては、中心軸力に就てのみ設計を行ふことを得。縁端支柱に對しては彎曲率をも考慮すべし。此の場合彎曲率を概算的に $\frac{1}{24} wl^2$ と採ることを得。

(3) 連續桁の支柱の軸力は桁の連續性を無視して之を求むることを得。』

(1) に就いて 橋梁、地下道等のラーメンの支柱に於ける彎曲率及軸力は、理論的計算に依つて、之を求めなければならぬ事は明白である。此の場合に、計算に用ゐる鉄筋とコンクリートとの弾性係数比は $n = 10$ に採る(標準示方書第七十一條 § 113. 参照)。

(2) に就いて 普通の建物に於ける内方支柱に働く彎曲率及軸力を、理論的に計算する事は場合に依つて不可能であるし、不可能でないにしても非常な手數を要する。而して、斯の如き手數をかけても實際上得る所が餘りないので、計算の容易の爲に、内方支柱に對しては、普通の荷重によつて起る彎曲率を無視して、中心軸力に就てのみ設計する事が一般に行はれて居る。但し、地震力に對しては、支柱に働く彎曲率を考慮しなければならないが、中心軸壓力に對して充分安全である様に設計された内方支柱は、地震による彎曲率に對して、相當な安全度を有するのが普通である。



第 176 圖

縁端の支柱に對しては、彎曲率をも考慮しなければならない。此の場合にも、正確な計算によつて彎曲率を求める事は不可能でないにしても、非常な手數がかかるから、概算的に $\frac{1}{24} wl^2$ と採つてよい事を規定したのである。此の概算的の數字が定められた理由は次の如くである。

W. Gehler 教授の著、Der Rahmen (III. Aufl. 1925.) にて、縁端の支柱に働く彎曲率を求める爲の近似式が誘導してある。之に依ると、縁端支柱に生ずる彎曲率の値は次の如くである(第 176 圖参照)。

第一節 総 説

$$\left. \begin{aligned} M_u &= -w \frac{l^2}{12} \frac{C_u}{C_0 + 1 + C_u} \\ M_0 &= +w \frac{l^2}{12} \frac{C_0}{C_0 + 1 + C_u} \end{aligned} \right\} \quad (a)$$

$$\left. \begin{aligned} C_0 &= \frac{l}{h_0} \frac{I_0}{I_b} \\ C_u &= \frac{l}{h_u} \frac{I_u}{I_b} \end{aligned} \right\} \quad (b)$$

w……桁の単位長さに就いての等布荷重

l……桁の支間

h_0 ……上部支柱の高さ(階層高さ)

h_u ……下部支柱の高さ(階層高さ)

I_0 ……上部支柱の断面 2 次率

I_u ……下部支柱の断面 2 次率

I_b ……矩形桁若くは T 桁の断面 2 次率

である。

普通の建物に於ては、 h_0 と h_u 、 I_0 と I_u とは大差ないから、概算的に $C_0 = C_u$ と假定すれば、縁端支柱に起る彎曲率は、 $\pm \frac{1}{24} wl^2$ 以下である。依つて、概算的に $\pm \frac{wl^2}{24}$ と採つてよいのである。

尚ほ、連續桁が、標準示方書第八十二條(1)(§ 363. 参照)に依りて自由支承上の連續桁として計算される場合でも、縁端支柱には、概算的に $\frac{wl^2}{24}$ 文の彎曲率が働くものと考ふべきである。

(3) に就いて 連續桁が載つて居る支柱の受ける軸力を正確に計算する事も甚だ面倒である。桁の連續性を無視すれば計算が非常に簡単になるし、其の爲に生ずる誤差は建物の場合等では實際上無視して差支へない程度のものである故に、建物などの場合には、簡単の爲に、桁の連續性を無視して支柱に加はる軸力を求めてよいのである(標準示方書第八十二條(1)及第八十三條(2)参照)。

§ 300. 鉄筋コンクリート柱の施工

鉄筋コンクリート柱に於て、鉄筋の位置が正確になつて居なかつたり、又はコンクリートが不齊等質であつたりすると、單に柱の一部に弱點が出来るに止まらず、偏心軸荷重を受ける傾向を増大し、柱全體として大いに強度を減するものである。柱は、版及桁などに較べて、施工の缺點

による影響を受ける事が非常に大きいものであるから、柱の施工には、特に注意を拂ふ事が大切である。

螺旋筋柱の様に、横方向の主鉄筋が澤山用ゐられて居る場合には、施工中に於けるコンクリート材料の分離及コンクリートの沈下を最小ならしめ、出来る丈密度の大きいコンクリートを作る事に就いて特に注意しなければならない。之は、少しのコンクリート材料の分離及コンクリートの沈下の爲に、螺旋鉄筋の下側に空隙を生じ、從つて柱の強度に大きな影響を及ぼすからである。

第二節 中心軸荷重を受ける帶鉄筋柱の設計

§ 301. 概 説

與へられた中心軸荷重とコンクリートの許容軸圧應力とに對する帶鉄筋柱のコンクリート断面積及軸鉄筋断面積の算定は、第二編第二章第二節及第四節に之を述べた。本節に於ては、軸鉄筋及帶鉄筋の配置其の他に關する設計細目に就いて述べる。

§ 302. 帯鉄筋柱の断面形

中心軸荷重を受ける帶鉄筋柱の断面形は、構造上の要求から定められるのが普通である。構造上特別の要求が無い時には、正方形断面が最も多く用ゐられる。

美觀其の他の理由により、正8角形断面も用ゐられるが、正方形断面の場合に較べて型枠費が大きい。

圓形断面は、木製型枠を用ゐる場合には型枠費が大きいから、極く特別の場合の外用ゐられない。

矩形断面の帶鉄筋柱は一邊の寸法が構造上定まつて居る壁柱の場合などに用ゐられる。

建築物などに於て、壁柱が交叉する時には、第183圖乃至第185圖に示す様な、特別の断面を使用する事がある。凹角を有する帶鉄筋柱断面は出来る丈之を避けなければならない。

§ 303. 帯鉄筋柱に於ける軸鉄筋の配置

軸鉄筋の直徑は普通 14 mm 乃至 26 mm 位である。標準示方書第八十九條(4)によると、軸鉄筋の直徑は 12 mm 以上でなければならない (§ 118 参照)。

中心軸荷重を受けるとして計算した帶鉄筋柱をして、荷重の偏倚又は不慮の原因による水平力等の爲に支柱に加はる彎曲率に對して、充分な抵抗力を有せしめる爲には、専ぐとも、直徑

16 mm の軸鉄筋 4 本を使用するのが適當である。

中心軸荷重を受ける支柱の軸鉄筋は、柱の断面の主軸に對して對稱に配置しなければならない。之が爲には、正方形又は矩形断面の柱に於て、軸鉄筋の數を 4 以上の偶數にする必要がある。

經濟上の理由から 1 本の柱に直徑の異つた 2 種の鉤を使用する事もないではないが、一般には、1 本の柱に於ける軸鉄筋は總べて同徑のものを使用するのが適當である。1 本の柱に直徑の異つた軸鉄筋を使用する時には、熟練な作業手と、周到な現場監督者とが居なければならない。然らざれば、一つの柱には小さい直徑のものが用ゐられ、他の柱には大きい直徑のもののみが用ゐられると云ふ様な、鐵筋誤用の惧がある。故に、斯かる鐵筋の誤用を想像し得る場合には、多少鐵筋は無駄になつても、1 本の柱には同徑の軸鉄筋を使用するのが安全である。但し、特に大きい直徑の軸鉄筋を用ゐる場合には、鐵筋組立の容易の爲に、其の内の 4 本丈は、比較的小径の鉤を使用するのが便利である事がある。

軸鉄筋は、鐵筋保護として必要なコンクリートの厚さを残して、出来る丈柱の外表面に近く配置すべきである事は明白である。

軸鉄筋の断面積が大きい時には、鉤の純間隔が鉤の直徑の 1.5 倍以下にならない様に、大きい直徑の鉤を用ゐなければならない。

軸鉄筋の數が非常に多い時には、軸鉄筋の 1 部を支柱の軸に近く配置しなければならない様な事があるが、之は出来る丈避けなければならない。柱の軸に近く配置した軸鉄筋は、コンクリート填充の際に其の位置を保持させる事が困難であるばかりでなく、コンクリート填充の妨げとなるものである。

柱の断面が一定である時は、軸鉄筋は、勿論、柱軸に並行に挿入するが、柱の断面が上下で變つて居る時には、柱の全長に亘りて同一の勾配をつける。

第177圖乃至第179圖は、中心軸荷重を受ける正方形断面の帶鉄筋柱に於ける軸鉄筋の標準的配置を示す。

第177圖は、断面の邊長が、大凡 40 cm 位迄の場合で、4 本の軸鉄筋を 4 隅に配置してある。大きい断面の場合の軸鉄筋の配置は、第178圖及第179圖の如くにするのが普通である。

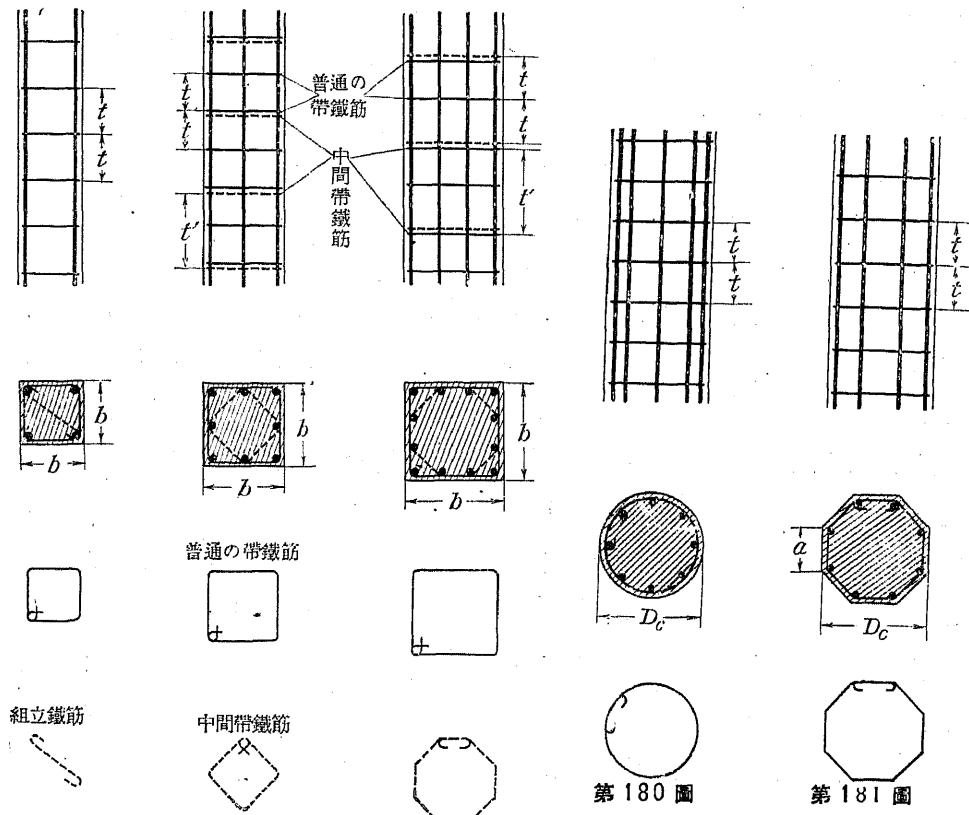
第180圖及第181圖は、圓形断面及正8角形断面の場合、第182圖は矩形断面の場合の軸鉄筋の配置を示す。

第183圖乃至第185圖は壁柱などの場合で、軸鉄筋は先づ角の所に配置される。

柱に於ける軸鉄筋には、支柱の横方向の支持點の中間に於て縦手を設けないのを原則とする。

已むを得ないで縫手を作る時には、§ 288. 及 § 289. に述べた所に従へばよい。

上階の柱と下階の柱との接合點に於ける軸鉄筋の縫手に就いては、§ 814. に述べてある。



第177図

第178図

第179図

§ 304. 帯鐵筋の配置

帶鐵筋の直徑は普通 6 mm 又は 8 mm で、6 mm が最も多く用ゐられる。標準示方書第八十九條(4)によると、帶鐵筋の直徑は 6 mm 以上でなければならない (§ 118. 参照)。

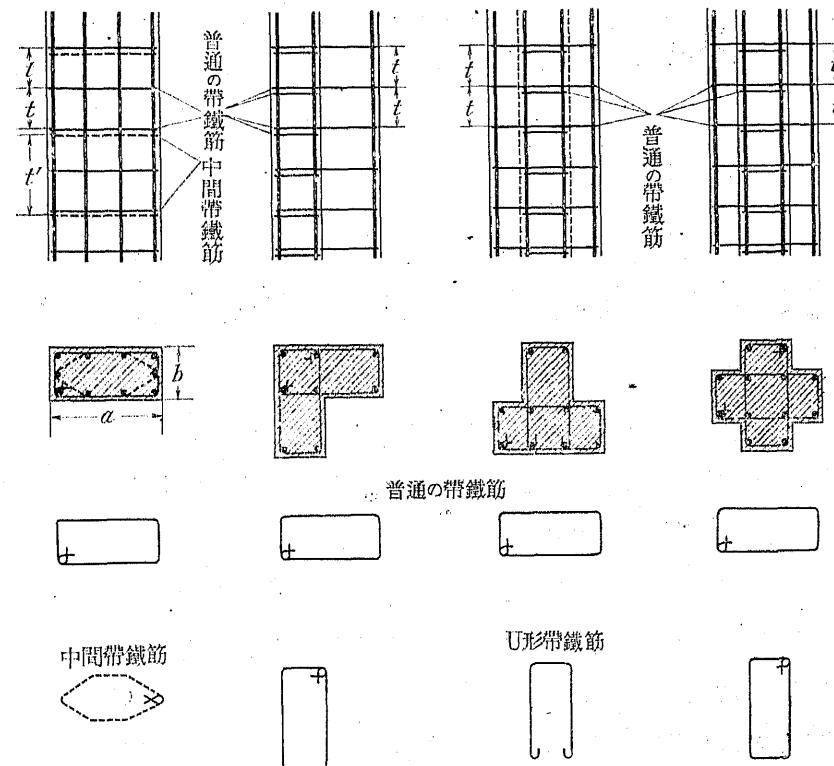
帶鐵筋の間隔は、標準示方書第八十九條(3)によると、柱の最小幅又は軸鉄筋直徑の 12 倍を超してはならない (§ 118. 参照)。直徑の異なる軸鉄筋を使用する時には、帶鐵筋の間隔を一番小さい針の直徑の 12 倍以下にする。

正方形及矩形断面等に於ける帶鐵筋は隅角の所で縫ぎ合せるがよい。斯くすると、しつかりした縫手が出来るから、軸鉄筋の位置を保持させるのに都合がよい。帶鐵筋の端は内方に曲げた鉤形を作るか又は L 形に曲げて、縫手の部分は相當の長さ重ね合せる (第177図乃至第185

圖参照)。帶鐵筋の縫手は、成る可く同一直線上に來ない様に配置するのが適當である。

第177圖の断面に破線で示してある對角線の方向の鐵筋は、鐵筋組立に於て鐵筋の骨格を確保する目的で挿入する組立鐵筋である。之は、コンクリート填充の妨げとなるから、使用しない場合が多い。若し必要あれば、目的を達する範圍内で、成る可く大きい間隔に配置する。

第178圖及第179圖に示す様な大きい断面の柱に於ては、周圍にある帶鐵筋では、角と角との間に於ける軸鉄筋のバックリングを防ぐに有效でないから、周圍に用ゐる普通の帶鐵筋の外に、破線で示してある様な中間帶鐵筋を使用するのが望ましい。



第182図

第183図

第184図 第185図

中間帶鐵筋の間隔は周圍にある普通の帶鐵筋の間隔の 2 倍乃至 3 倍にすればよい。之は、角と角との間に於ける軸鉄筋がバックリングを起す惧は、角にある軸鉄筋程大きくないし、又、周圍の帶鐵筋が或る程度まで中間軸鉄筋のバックリングを防ぐからである。

中間帶鐵筋を十字形などに使用すると、コンクリート填充の際にコンクリートが之に衝突して、コンクリート材料の分離を起したり、又、帶鐵筋及軸鉄筋を移動させたりするから、成る可く

コンクリート填充の妨げとならない爲に、第178圖、第179圖及第182圖に破線で示してある様に、多角形の中間帶鐵筋を使用するのが適當である。

第183圖乃至第185圖に示してある帶鐵筋の配置は、2つの帶鐵筋を交叉させたもので、鐵筋組立が容易である上からも便利なものである。

§ 305. 帯鐵筋柱の鐵筋組立

軸鐵筋は直線である事が特に大切である。

コンクリートの填充の際に軸鐵筋が移動しない爲に、又帶鐵筋が其の効力を發揮し得るためには、軸鐵筋と帶鐵筋とを正しい位置に、しつかり緊結する事が極めて肝要である。

軸鐵筋及帶鐵筋の組立を確實にする爲には、是等を工場で組立ててから、型枠の中に入れるのが便利である。第177圖に破線で示した對角線方向の組立鐵筋、又は多角形の中間帶鐵筋は、此の目的を達するのに便利である。

第三節 中心軸荷重を受ける螺旋筋柱の設計

§ 306. 概 説

與へられた中心軸荷重とコンクリートの許容軸圧應力とに對する螺旋筋柱の断面及鐵筋配置の算定に就いては、第二編第二章第三節及第四節に之を述べた。本節には、軸鐵筋及螺旋鐵筋の配置其の他に關する設計細目に就いて述べる。

§ 307. 螺旋筋柱の断面形

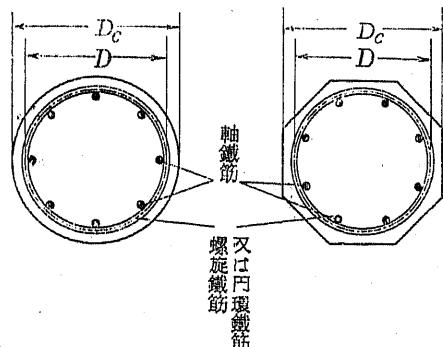
螺旋筋柱の断面は圓形が最も普通である。之は、螺旋筋柱の性質上、圓形断面を用ゐるのが、一般に、經濟的であるからである。

然し、時としては、型枠費の關係から、正8角形断面の方が圓形断面よりも經濟的になる事がある。正8角形断面の螺旋筋柱の有效断面積及強度は、正8角形断面の対邊距離に等しい直徑を有する圓形断面の螺旋筋柱の有效断面積及強度に等しい。而して、正8角形断面のコンクリート断面積は、 $0.828 D_e^2$ であるが、圓形断面の断面積は $0.785 D_e^2$ であるから、正8角形断面の螺旋筋柱は、同じ中心軸荷重を受ける爲に、圓形断面の螺旋筋柱よりも、5.4% 丈大きいコンクリート費を要する。然し、木製型枠を使用する場合には、正8角形断面の型枠費は、圓形断面の場合より安いから、全工費は正8角形断面の方が圓形断面の場合よりも安くなる事があるのである。

正8角形断面の支柱は、之の側面に壁などを接合する事が容易である點に於て、圓形断面の支

柱に優つて居る。又、正8角形断面の支柱の方が、圓形断面の支柱よりも外觀がよいと主張する人もある。

第186圖及第187圖は、圓形及正8角形断面の螺旋筋柱の断面を示す。



第186圖

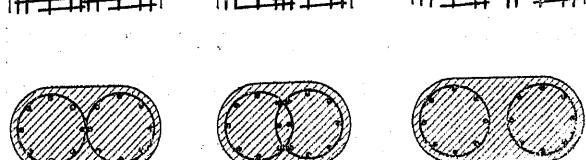
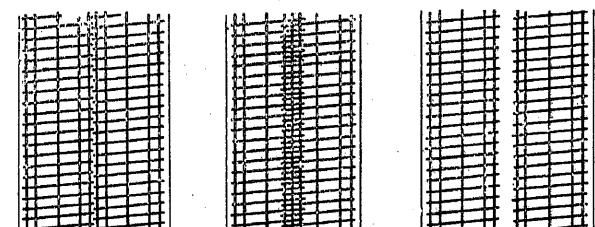
正方形断面の螺旋筋柱は、是非之を使用すべき理由ある時、又は、圓形又は正8角形断面に對する型枠を別に作る事が却つて不經濟である様な場合にのみ用ゐられるもので、同じ中心軸荷重を受ける爲に、圓形断面の場合に較べて 27% 丈コンクリート費が高くなる。但し、火熱に對する鐵筋保護として必要なコンクリートの厚さは、正方形断面を用ゐる時、圓形断面の場合よりも幾分(1 cm位)減じてよい。

1 方向に於て特に支柱の間隔を大きくする必要ある場合などに於て、矩形又は之に類似の断面を有する柱を用ゐる時にも螺旋筋柱を應用する事が出来る。第188圖乃至第190圖は斯の如き場合を示すもので、之は、2本の螺旋筋柱があるものと考へて設計すればよい。第190圖の様にすると、2つの螺旋筋柱の間のコンクリートが無駄になる。

§ 308. 螺旋筋柱に於ける軸鐵筋の配置

軸鐵筋は、螺旋鐵筋の内周に沿つて、最大 15 cm 乃至 20 cm 位の間隔に之を配置する。依つて、軸鐵筋の所要断面積から、軸鐵筋の數及直徑が定まる。

但し、標準示方書第九十條(2)に、螺旋筋柱に於ける軸鐵筋の數は 6 本以上、又同條(6)に、螺旋筋柱に於ける軸鐵筋の直徑は 12 mm 以上、と規定してあるから、此の規定に適合する様に、軸鐵筋の數及直徑を定めなければ



第188圖

第189圖

第190圖

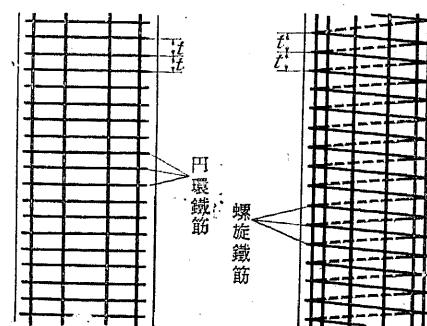
ならない (§ 128. 参照)。

第186図乃至第192図は螺旋筋柱に於ける軸筋の配置を示す。

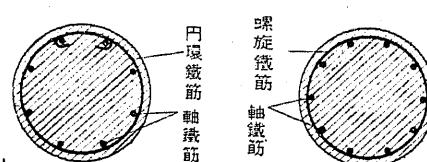
軸筋の継手及び他の設計細目は、帯筋柱の場合と同じである。

§ 309. 螺旋筋の配置

螺旋筋の直徑は、柱の断面の大きさに依る事勿論であるが、實際的及經濟的見地から、10 mm 乃至 18 mm が適當である。以上の範囲より小さいものも、大きいものも、殆ど使用されない。



第191図



第192図

螺旋筋の所要換算断面積に対する螺旋筋の直徑及ピッチの算定に就いては、§ 126. に述べた。標準示方書第九十條(5)には、螺旋筋のピッチは柱の有效断面の直徑の $\frac{1}{5}$ 以下にして 8 cm を超過すべからず、とあり、又同條(6)には、螺旋筋の直徑は 6 mm 以上たるべき、と規定してある。又、螺旋筋の純間隔は 3 cm 以上にするのが適當である事 § 123. に述べた通りである。

第191図は、螺旋筋の代りに圓環筋を使用した場合を示す。圓環筋の継手は充分な抗張強度を有する重ね合せ継手になつて居る。此

の継手は同一直線上に來ない様に互にずらした位置に設ける事に就いて特に注意を要する。

第192図は、普通の螺旋筋の配置を示す。

§ 310. 螺旋筋の高さ

螺旋筋の高さとは、之を組立てた時に於ける頂から底までの鉛直距離である。

螺旋筋の高さは、下階の床版の上面から上階の床版の上面迄の距離よりも 15 cm 位短かく作るのが便利である。そして、重ね合せの爲に上下の部分に幾分の餘裕をつけて置く。斯くすれば、螺旋筋の頂部はコンクリートで充分埋込まれるから、製作が少しは悪くても、螺旋筋が版の上に出る様な事がない。

§ 311. 螺旋筋の長さ

l = 螺旋筋の長さ,

D = 螺旋の直徑 (柱の有效断面の直徑),

t = 螺旋のピッチ,

n = 螺旋の數,

とすれば,

$$l = n\sqrt{(\pi D)^2 + t^2}$$

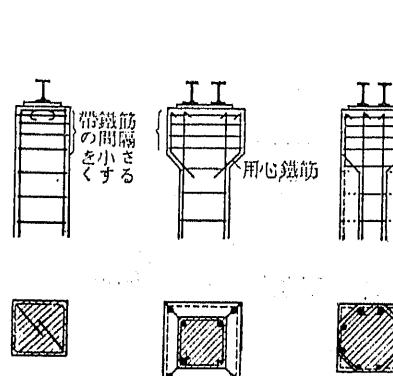
§ 312. 螺旋筋柱の鐵筋組立

螺旋筋を鉛直の位置に保ち、且つ其の間隔を齊等にするために、螺旋筋は、之を軸筋にしつかり緊結しなければならない。そして、1本の柱につき少くとも 2 本、大きい断面の柱では 3 本以上、螺旋筋の間隔を押した軸筋を用ゐる必要がある。小さい断面の山形鋼、溝形鋼又は T 形鋼の邊に、螺旋筋の間隔の切缺ぎを作つたもの數本を軸筋として用ひ、此の切缺ぎに螺旋筋を入れて緊結すれば、螺旋筋の間隔を正しくするのに最も有效である。

第四節 柱頭 支柱の継手及柱脚

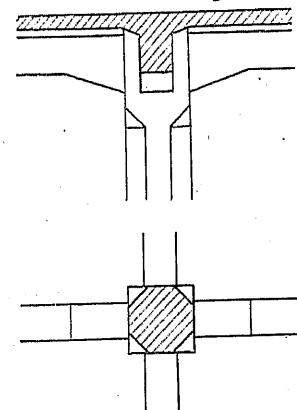
§ 313. 中心軸荷重を受ける支柱の柱頭

中心軸荷重を受ける支柱の頂部は、特に必要ある場合の外は、一般に特別の形に作らない。但し、獨立せる支柱の頂部は第193図乃至第195図の様に作るのが適當である場合が多い。



第193図 第194図 第195図

柱頭に於ける筋筋の配置



第196図 正8角形断面の支柱の柱頭断面を正方形に作る方法

圓形又は多角形断面の支柱の頂部は一般に正方形断面にする。斯くすれば、柱頭の支承面を大ならしめるのみならず、柱頭に於て大桁及小桁が柱と交叉する時、柱頭部に於ける型枠を簡単

に作り得る利益がある。第196圖は正8角形断面の支柱の頂部断面を正方形に作る場合を示す。

§ 314. 支柱の縫手

数階層に連續して居る支柱の縫手を作る方法は、上方の支柱の断面が下方の支柱の断面と同じであるか否かによつて異なる。

(1) 上方及下方の支柱断面が同じである場合 上方の支柱に於ける軸鉄筋の數が、下方の支柱の軸鉄筋の數よりも小さい時には、上方の支柱の軸鉄筋と同數の下方の支柱の軸鉄筋を延ばして上方支柱の軸鉄筋と重ね合せ、他は床版上面の下で止めてよい。斯くすれば下方支柱の軸鉄筋全部を上方支柱に挿入する場合よりも幾分鉄筋を節約する事が出来る。但し、施工の際に注意しないと、鉄筋配置に誤を生ずる惧がある。軸鉄筋に於ける應力を傳達する爲に必要な重ね合せの長さは、中心軸荷重のみを受ける支柱に於ては、軸鉄筋に於ける壓應力から定まる。普通の場合、鉄筋端に鉤を作り、鉄筋直徑の25倍重ね合せれば充分安全である(§ 288. 参照)。支柱が彎曲率を受ける場合に、下方支柱の軸鉄筋を上方支柱に挿入すべき長さは、軸鉄筋に於ける張應力を附着應力によつて安全に傳達し得る長さとする。此の際、別に接合鉄筋を必要とする場合がある。

上方の支柱に於ける軸鉄筋の數が下方の支柱に於ける軸鉄筋の數よりも大きい時には、下方支柱の軸鉄筋を全部上方支柱に挿入する外に、別に軸鉄筋の數の差の接合鉄筋を挿入する。接合鉄筋は之に生ずる應力を附着應力によつて傳達し得る丈の長さ上下の支柱に埋込まなければならぬ。

軸鉄筋の直徑が約24mm以上であつて、衝き合せ縫手(§ 289. 参照)を用ゐる場合の施工法としては、下方支柱の鉤を床版の上面から10cm位出しておき、床版のコンクリートを打ち終つた後、長さ20cm位の套管をはめ、之に上方支柱の軸鉄筋を挿し込むのが最も便利である。衝き合せ縫手を用ゐる時、軸鉄筋に張應力の働く事を豫想し得る場合には、別に接合鉄筋を用ひ、之を縫手の部分に重ね合せて、縫手を補強する必要がある。但し、下方支柱の軸鉄筋の數が上方支柱の軸鉄筋の數よりも大きい時には、衝き合せを必要としない軸鉄筋を上方支柱に挿入して、抗張鉄筋として働く事が出来る。

上下の支柱に於ける軸鉄筋の配置を正しくする爲には、衝き合せ縫手を用ひ、彎曲率に對しては別に接合鉄筋を用ゐるか又は熔接縫手を用ゐるのが最もよい方法である。重ね合せ縫手を用ゐる時、上下の支柱に於ける軸鉄筋を直線の儘重ね合せれば、上方支柱の軸鉄筋は其の直徑丈變位する事になる。それで、下方支柱の軸鉄筋を重ね合せの初まる所で折曲げたり、又は、上下の

軸鉄筋の位置を互に少しづつずらしたりする事が行はれて居る。軸鉄筋の直徑が小さい時は、餘り問題にする程の事ではないが、理論上面白くない事である。上下支柱に於ける軸鉄筋を支柱の全高に亘りて幾分傾斜させて重ね合せ縫手を作る方法は、之を禁じなければならない。

(2) 上方及下方支柱の断面が異なる場合 第197圖に示す様に、下方支柱の断面が

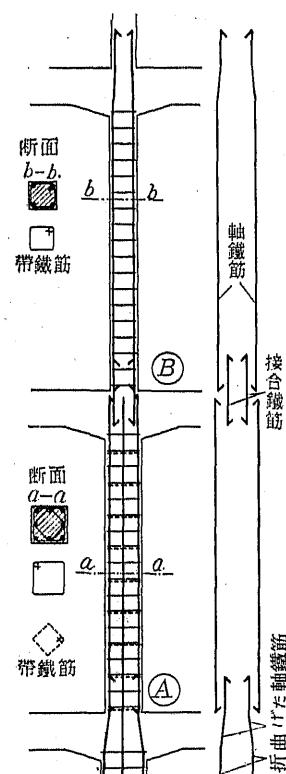
上方支柱の断面よりも大きい時には、Ⓐに示してある様に軸鉄筋に折曲げを作るか、又は、Ⓑに示してある様に別に接合鉄筋を用ゐるかしなければならない。Ⓐの様に軸鉄筋に折曲げを作る時には、勾配の部分は柱が床版又は桁などで横方向に支持されて居る間にある様にしなければならない。さうでないと、軸鉄筋に働く壓應力の水平分力がコンクリートに有害な影響を及ぼす惧がある。猶ほ、此の勾配は鉛直6に對して水平1よりも緩にしないがよい。軸鉄筋の折曲げは、鉄筋の直徑が20mm以下であれば、鉄筋組立の際に之を作る事が出来るけれども、20mm以上の場合には、組立の際に軸鉄筋を折曲げ様とすると、色々な無理が起り易いから、成る可く組立前に折曲げて置くのが適當である。

Ⓑの様に接合鉄筋を用ゐる時、接合鉄筋の端は、附着應力によつて之に働く應力を傳達するに必要な長さ丈、上下の支柱に埋込まなければならぬ。

多くの場合に、柱の縫手を作るには接合鉄筋を使用する方法の方が便利である。如何となれば、接合鉄筋は、普通、柱のコンクリートを殆ど打ち終つて後、桁又は版のコンクリートを打つ直前に之を組立てればよいけれども、軸鉄筋の折曲げによつて縫手を作ると、コンクリート填充の際に鉄筋が邪魔になるのみならず、軸鉄筋が曲がつたり、多少の變位を起したりする惧が多いからである。

§ 315. 中心軸荷重を受ける支柱の柱脚

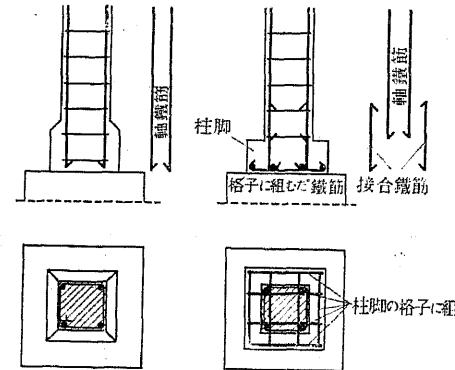
鉄筋コンクリート支柱が、其の底部に於ける壓應力よりも小さい許容支壓應力を有する基礎に載る場合、例へば、鉄筋コンクリート支柱が、支柱よりも貧配合のコンクリート基礎又は石工の壁などに載る場合には、支柱の底部を大きくする爲に柱脚を設ける必要がある。然し、鐵筋コンクリート柱が、之と同一の抗壓強度のコンクリートを使用する鐵筋コンクリート基礎に載る



第197圖 支柱の縫手

様な場合には、特別に柱脚を作る必要が無い。

柱脚のコンクリートは、柱體と同時に填充する場合と、柱體と分けて填充する場合がある。



第198図

第199図

柱脚に於ける鉄筋の配置

第198図は、柱脚及柱體のコンクリートを同時に填充する場合を示す。此の場合には柱の軸鐵筋を柱脚の下面近くに達せしめる事が出来るが、柱脚及柱體の型枠と一緒に作つておかなければならぬから、型枠が複雑になるし、又コンクリートの填充も多少面倒である。

第199図は、柱脚のコンクリートと柱體のコンクリートとを分けて施工する場合を示す。即ち、先づ柱脚の型枠を作り、接合鐵筋を配置した後にコンクリートを填充し、此のコンクリートが硬化した後に柱の軸鐵筋と接合鐵筋とを纏ぎ合せ、柱體の型枠を組立ててコンクリートを填充する。依つて、施工が順序よく、容易に出来るから、鐵筋量は多少増すけれども、多くの場合此の方法によるのが適當である。猶ほ、此の方法によれば、柱脚の形及大きさを自由に定める事が出来る利益がある。接合鐵筋の長さは、軸鐵筋に於ける應力を附着應力によつて傳達させるに必要な長さの2倍とし、半分の長さ柱脚に埋込み、残り半分を柱の軸鐵筋と重ね合せる。接合鐵筋の數及大きさは、柱の軸鐵筋と同じにする。柱脚の高さが接合鐵筋を埋込むに必要な長さよりも小さい時は、接合鐵筋の端を大きい半径の圓形に曲げ、柱脚の底に入れる格子形に組む鐵筋（第199図参照）の上に置く。柱脚を設けず、柱が鐵筋コンクリート基礎版の上に載る場合に就いては第六章第四節に述べてある。

柱脚の底面積は、之が載る基礎材料の許容支壓應力から定まる。柱脚の高さは、之の持出しの長さによつて定まるが、普通20cm乃至40cm位である。柱脚の持出しが大きい時には、直徑6mm乃至10mmの鐵筋を格子形に組んで、柱脚の底部に入れるのが適當である（第199図参照）。

柱脚のコンクリートの配合は、一般に、柱體コンクリートの配合と同じにする。但し、長柱の柱脚は、大きな軸壓應力を受けない譯であるから、此の場合は柱體より幾分貧配合のコンクリートを用ひてもよい。

鐵筋コンクリートの基礎版の設計は第六章第四節に述べてある。

第五章

軸壓力と彎曲率とを受ける支柱の設計

§ 316. 概 説

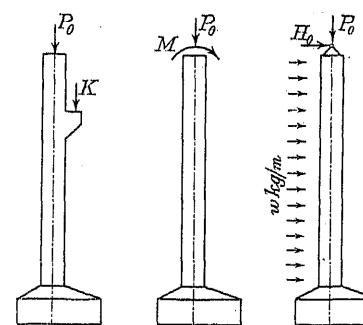
抗壓材に働く外力の合成力が其の軸に垂直な斷面の心の内に働けば、斷面には壓應力のみを生ずる。此場合、抗壓材の高さが其の最小横寸法の大約4倍以下であれば、無鐵筋のコンクリート抗壓材を使用する事が出来る。然し、外力の合成力の作用點が斷面の心の外にある時には、斷面に壓應力と張應力とを生ずるから、抗壓材の高さが大約最小横寸法の4倍以下であつても、張應力が大約コンクリートの許容軸壓應力の $\frac{1}{5}$ を超過する場合には、鐵筋で補強する必要がある。依つて、抗壓材の高さが最小横寸法の大約4倍以上である場合及コンクリートに生ずる張應力がコンクリートの許容軸壓應力の $\frac{1}{5}$ 以上である時には、鐵筋コンクリート抗壓材を使用する事になる。

軸力と彎曲率とを受ける鐵筋コンクリート支柱は、其の端の構造により、

- (1) 上端が自由な支柱
- (2) 兩端に鉸を有する支柱
- (3) 上端が鉸で下端が固定な支柱
- (4) 兩端が固定な支柱

に分ける事が出来る

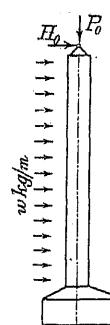
上端自由の支柱が、軸壓力と彎曲率とを受ける場合としては、第200圖の様に偏心軸荷重を受ける場合と、第201圖の様に中心軸荷重と彎曲率とを受ける場合と、第202圖の様に中心軸荷重と水平力を受ける場合と、以上の場合を組合せた第203圖及び第204圖の様な場合とがある。第203圖は建築物の外壁柱の1例で、屋根組の鉛直及水平荷重と壁面に働く風壓とを受けるものであり、第204圖は起重機を支へる支柱の例で、起重機の荷重と、屋根組の荷重とを支へるものである。是等の場合に於て、支柱の斷面を下部に行くに従つて大きくしてあるのは彎曲率の變化に



第200圖 第201圖 第202圖
軸壓力と彎曲率とを受ける上端自由の支柱

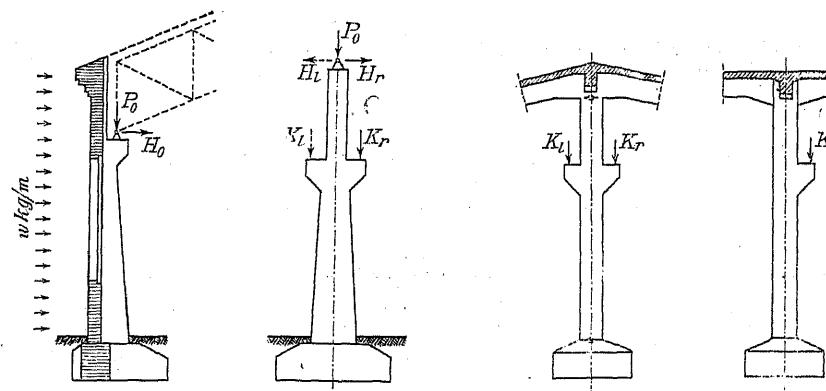


第201圖



第202圖
軸壓力と彎曲率とを受ける上端自由の支柱

適應させる爲で、斯くすれば經濟的の設計が得られる。



第203圖 偏心軸荷重及水平力を受ける上端自由の支柱

第205圖 軸力と弯曲率とを受ける両端支持の支柱

第205圖は上下端に鉢を有する支柱であつて、之の例はラーメンの内方支柱などである。

第206圖は両端固定の支柱であつて、上端は床組によつて水平方向に、下端は基礎によつて鉛直及水平方向に支持されて居る。

軸圧力と弯曲率とを受ける支柱に於ても、中心軸荷重を受ける支柱の場合と同様に、支柱が其の底に於ける圧應力よりも小さい許容支壓應力を有する基礎の上に載る時は、柱脚を設ける必要があるが、支柱が鐵筋コンクリートの基礎版上に載る様な場合には、特別に柱脚を設ける必要がない。

鐵筋コンクリート基礎版の設計は第六章第四節に述べてある。

鐵筋コンクリート柱に加はる外力に關する標準示方書の規定は § 299. に之を述べた。

偏心軸荷重又は中心軸荷重と同時に弯曲率を受ける短柱及長柱の應力計算に關する標準示方書の規定（第九十五條）に就いては § 174. に之を述べた。

軸圧力と弯曲率とを受ける部材に於ける應力の計算及斷面の算定は第二編第九章乃至第十四章に之を述べてある。

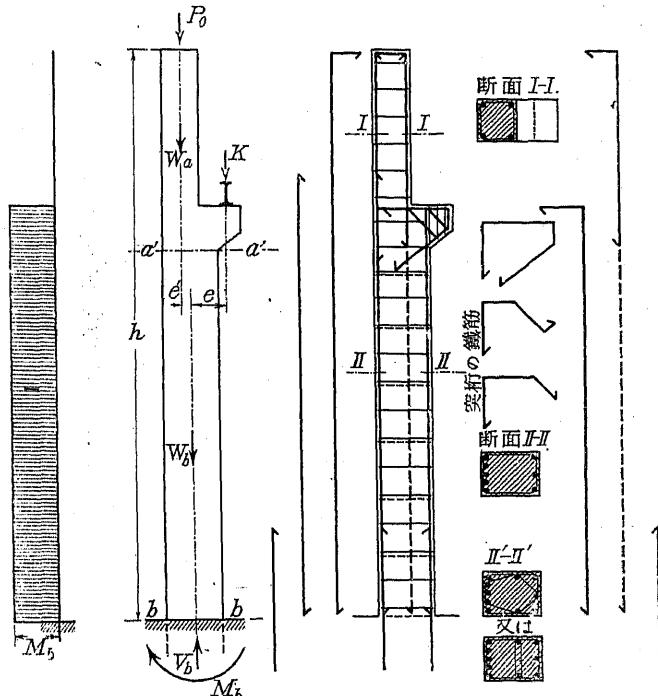
以下に於て、偏心荷重の載る突桁のついて居る支柱の側に張應力を起す弯曲率を正に採る事にする。

§ 317. 偏心軸荷重を受ける上端自由の支柱の設計

上端が自由な支柱の安定は、其の基礎の固定状態によるものである。

上端自由の支柱は、偏心荷重のみを受けるか（第200圖）、又は中心軸荷重と柱頭に於ける弯曲

曲率とを受ける場合（第201圖）の様に、中心軸荷重と同時に一定である弯曲率を受ける場合と、偏心軸荷重と水平荷重とを受け（第202圖）、弯曲率が支柱の下方に行くに従つて大きくなる場合とに分けて考へる事が出来る。



第207圖 偏心軸荷重のみを受ける上端自由の支柱

第207圖は、偏心軸荷重のみを受ける上端自由の支柱に於ける、弯曲率圖及鐵筋の配置を示す。

起重機の荷重 K が載る突桁の上部は、中心軸荷重 P_0 杖を受けるから、此の部分は、中心軸荷重を受ける支柱として設計し、圖の断面 I—I' に示す様に、軸鐵筋が 4 隅に配置してある。

K が働く突桁の下部に於ける支柱の断面は、軸力及弯曲率によつて定まる。弯曲率は K の働く断面から柱底まで一定である。圖の断面 a'-a' に於ける軸力 V_a' 及弯曲率 M_a' は、

$$V_a' = P_0 + W_a + K$$

$$M_a' = (P_0 + W_a)e' - Ke$$

であり、断面 b—b に於ては、

$$V_b = P_0 + W_a + K + W_b$$

$$M_b = M_a'$$

である。

突桁の下部にある柱の部分に於ては軸荷重が増加し、同時に弯曲率が働くから、圖の断面 II - II' に示す様に、4 隅に用ゐる軸鉄筋の外に別に軸鉄筋が配置してある。

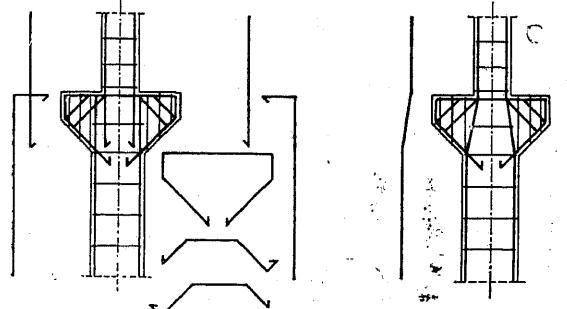
突桁の下部に於て幅の狭い矩形断面を用ゐる時は、支柱の横方向の强度を充分にする爲に、突桁の上部にある突桁側の軸鉄筋を、圖に破線で示す様に下方に延ばすがよい。

此の場合には、突桁の下部に於て、支柱断面の周囲に沿ふ普通の帶鐵筋の外に、断面 II' - II' に示す様に中間帶鐵筋を配置する必要がある。帶鐵筋の太さ、間隔及配置は中心軸荷重を受ける支柱の場合と同様である。

軸鉄筋は施工の簡単の爲、柱底で止めるのが普通である。斯くすれば、基礎のコンクリートを施工した後に、支柱の鐵筋組立をする事が出来る便利がある。此の場合、軸鉄筋を基礎に連結するには接合鐵筋を用ゐる。接合鐵筋の太さ及數は軸鉄筋と同じにし、其の長さを、軸鉄筋の應力を附着應力によつて傳達するに必要な長さの 2 倍とし、半分づつ、支柱及其の基礎中に埋込む。

猶ほ、第 207 圖には、起重機の荷重を受ける突桁の鐵筋配置が示してある。突桁の設計に就いては § 362. を参照され度い。

第 208 圖及第 209 圖は、支柱の兩側に起重機が載る場合の突桁部に於ける鐵筋配置を示す。



第 208 圖

第 209 圖

突桁部に於ける鐵筋の配置

突桁の上部にある支柱の断面が下部の断面よりも小さい時、兩者の軸鉄筋は、第 208 圖の様に重ね合せによつて接合するか、又は第 209 圖の様に之を折曲げなければならぬ。第 208 圖の場合には、大約軸鉄筋の直徑の 30 倍乃至 40 倍重ね合せればよいが、第 209 圖の場合には、§ 314. に述べた様に、折曲

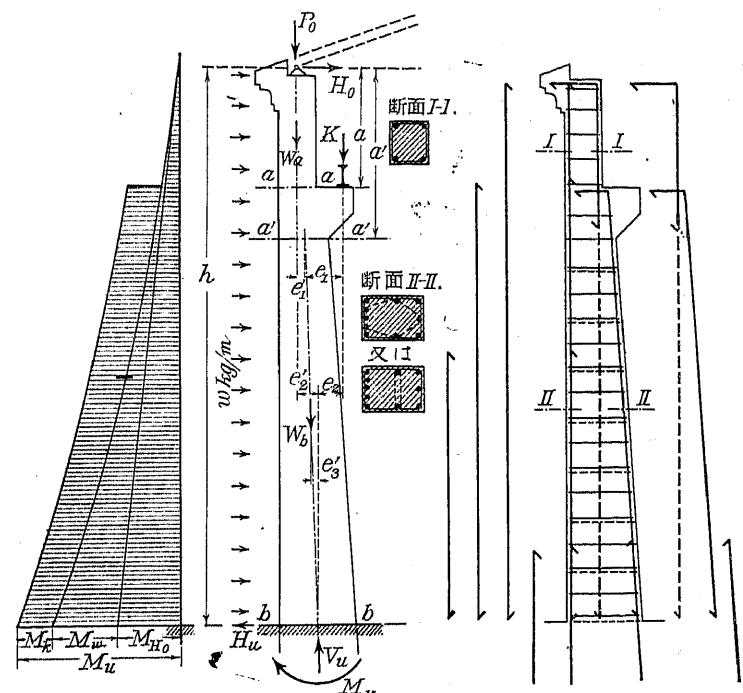
げ部分の勾配を餘り緩にしないで、充分安全に應力を傳達し得る様に注意しなければならない。

§ 318. 偏心軸荷重と水平荷重とを受ける上端自由の支柱の設計

此の場合には、支柱の受けける弯曲率は、支柱の下部に行くに従つて大きくなる。

第 210 圖は、屋根組から來る鉛直及水平荷重、起重機の荷重及風壓を受ける上端自由の壁柱に於ける弯曲率圖及鐵筋配置を示す。

支柱の各断面の寸法は、最も不利な荷重状態に對して算定すべき事は勿論である。圖の荷重状態に對し、軸力及弯曲率は、



第 210 圖 偏心軸荷重と水平荷重とを受ける上端自由の支柱

断面 a - a' に對し、

$$V_a = P_0 + W_a$$

$$M_a = -(H_a a + \frac{w a^2}{2})$$

断面 a' - a' に對し、

$$V_{a'} = P_0 + W_{a'} + K$$

$$M_{a'} = (P_0 + W_{a'}) e_{a'} - H_{a'} a' - \frac{w a'^2}{2} - K e_{a'}$$

断面 b - b に對し、

$$V_u = P_0 + W_a + K + W_b$$

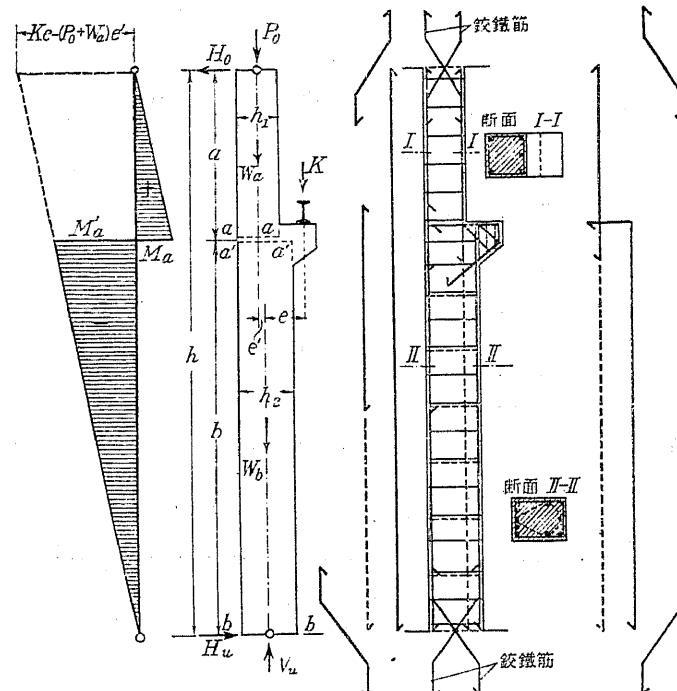
$$M_u = (P_0 + W_a) e_{b'} - W_b e_{b'} - H_u h - \frac{w h^2}{2} - K e_{b'}$$

支柱の下部に於て断面を大きくしてあるのは、彎曲率の増加に適應させたもので、静力學上からも、經濟上からも適當の事である。

鐵筋の配置に就いては、第207圖に就いて述べたと同様である。

§ 319. 兩端に鉢を有する支柱の設計

第211圖は、軸力と彎曲率とを受ける兩端鉢の支柱に於ける彎曲率圖及鐵筋配置の1例を示す。

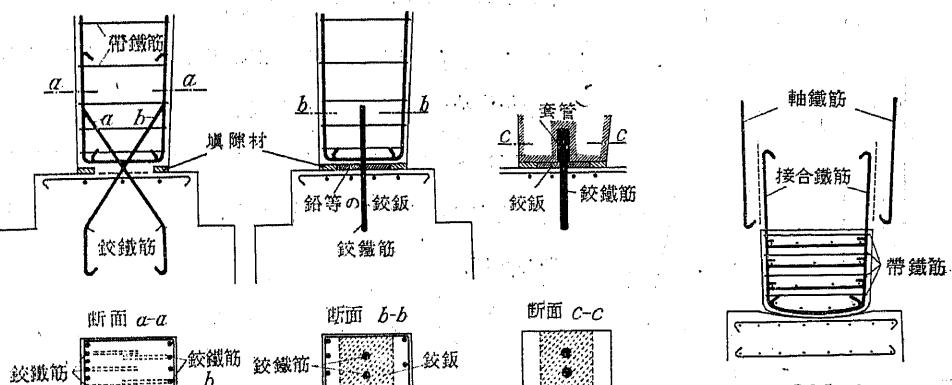


第211圖 軸力と彎曲率とを受ける兩端鉢の支柱

鐵筋コンクリート支柱の上下端に設けられる鉢の構造は一般に或る程度まで彎曲率を受ける不完全のものであつて、特種の構造又は橋梁に於ける様に、完全な鉢として働く構造に作らない。第211圖に示す鉢は、鐵筋コンクリート柱に於ける普通の構造の鉢であつて、鉢部に於て交叉する鐵筋を使用し、軸鐵筋は鉢の所で止めてある。斯の如き構造の鉢は幾分の彎曲率に抵抗し得るもので、殊に鉢部に於けるコンクリートの全断面が荷重を傳達する時にさうである。

第212圖に示す様に、鉢に於けるコンクリート断面を小さくし、アスファルトの様な填隙材を挿入すれば、鉢の働きを幾分完全に近からしめる事が出来る。但し、コンクリートに於ける壓應力が許容支壓應力以下になる寸のコンクリート断面積を有せしめる必要がある。鉢の部分に於

ては壓應力が大きいから、鉢の上下に於ては帶鐵筋の間隔を小さくするのが適當である。鉢に於て交叉する鉢鐵筋は結合を安全にするのみならず剪力に抵抗するものである。第213圖は、鉢に於て鉛板又は之に類似の材料を用ひ、支柱の水平方向の變位を防ぐ爲に2本の鉛直鐵筋を使用したものである。第214圖は、第213圖の鉢の働きを一層完全にする爲に、鉛直鐵筋の上部に



第212圖

第213圖

第214圖

鉢の構造

套管をはめたものである。第215圖は、橋梁などに用ひられる鐵筋コンクリート鉢の1例を示す。

兩端に鉢を有する支柱に働く荷重は、上下の鉢に於ける鉛直及水平の反力と平衡を保つ。第211圖の場合に於て、

$$V_u = P_0 + W_a + K + W_b$$

$$H_u = H_0 = \frac{K e - (P_0 + W_a) e'}{h}$$

若し、支柱の断面が柱の全長に亘りて一定で、 P_0 が中心軸荷重であれば、

$$H_u = H_0 = \frac{K e}{h}$$

支柱の各断面を算定すべき軸力及彎曲率は、

断面 $a-a$ に對して、

$$V_a = P_0 + W_a$$

$$M_a = H_0 a$$

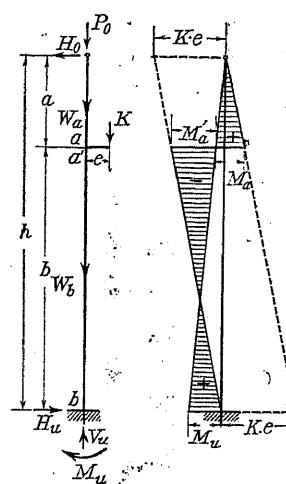
断面 $a'-a'$ に對して、

$$V_a' = P_0 + W_a + L$$

$$M_a' = -H_u b$$

鉄筋の配置其の他に就いては、第207圖の場合に述べたと同様である。

§ 320. 上端が鉛で下端が固定の支柱の設計



上端が鉛で下端が固定の支柱は1個の不静定力を有する構造である。第216圖に於て V_u , H_u , 及 H_0 なる反力の外に、柱底に固定力率 M_u が働く。

今、支柱の断面は其の全高に亘りて一定、即ち支柱断面の断面2次率は一定であると假定し、 M_u を弾性理論によつて求めれば、

$$M_u = \left(\frac{1}{2} - \frac{3}{2} \frac{a^2}{h^2} \right) K e$$

である。然れば、反力は、

$$V_u = P_0 + W_u + K + W_b$$

第216圖 上端が鉛で下端が固定の支柱に於ける弯曲率圖

$$H_0 = H_u = \frac{K e + M_u}{h}$$

依つて、弯曲率圖は第216圖に示す如くになる。之は、兩端が鉛である静定柱の弯曲率圖に M_u の影響を加へたものである。此の弯曲率と、 P_0 , K 及支柱の自重 W 等の和である軸力とに適應する支柱断面を算定する。此の際、 P_0 が、死荷重及活荷重から起るものであれば、之を M_u と組み合せる時に、 P_0 の最大値及最小値のいづれか支柱に對して不利に働く方を用ゐなければならぬ。

断面に於ける軸力及弯曲率は、

断面 $a-a'$ に對して、

$$V_a = P_0 + W_u$$

$$M_a = H_0 a$$

断面 $a'-a''$ に對して、

$$V_{a'} = P_0 + W_{a'} + K$$

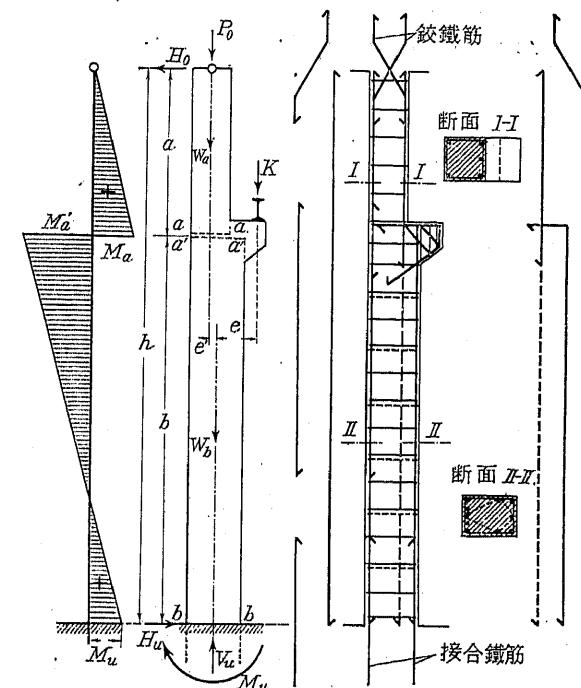
$$M_{a'} = M_u - H_u b$$

断面 $b-b'$ に對して、

$$V_b = V_u = P_0 + W_u + K + W_b$$

$$M_b = M_u = \left(\frac{1}{2} - \frac{3}{2} \frac{a^2}{h^2} \right) K e$$

第217圖の様に、突桁の上部に於ける支柱断面が下部よりも小さい時は、簡単の爲に断面2次率の變化による影響を無視し、上式に於て $K e$ の代りに $K e - (P_0 + W_u) e'$ をおいて、近似的に M_u を求めてよい。第217圖は、斯くして求めた弯曲率圖、及鐵筋配置の1例を示す。



第217圖 上端が鉛で下端が固定の支柱

§ 321. 兩端固定の支柱の設計

兩端固定の支柱は、鐵筋コンクリート構造に於て最も普通のもので、2個の不静定力を有する構造である。弾性理論に依りて求むべき2個の不静定力は、柱頂に於ける固定力率 M_0 と柱底に於ける固定力率 M_u である。

支柱断面が一定、即ち断面2次率が一定であると假定すれば、第218圖及第219圖の場合に對し、 M_0 及 M_u は、

$$M_0 = \left(3 \frac{b^2}{h^2} - 2 \frac{b}{h} \right) K e$$

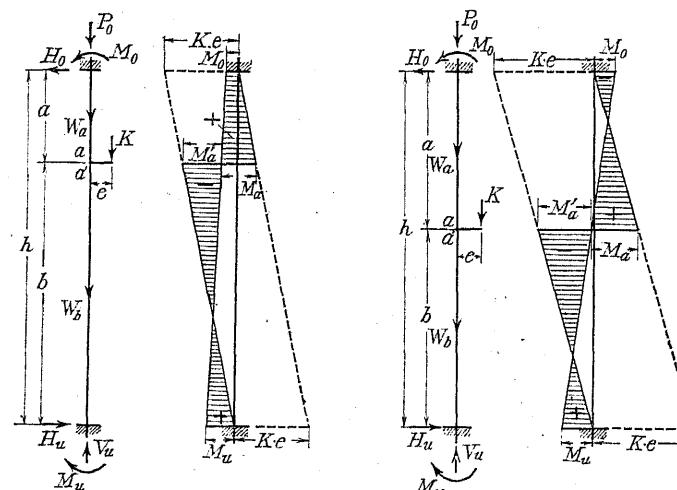
$$M_u = \left(2\frac{a}{h} - 3\frac{a^2}{h^2} \right) K e$$

である。然れば、反力は、

$$V_u = P_0 + W_a + K + W_b$$

$$H_0 = H_u = \frac{K e + M_u - M_0}{h}$$

依つて、第218図に示す弯曲率圖が得られる。之は、兩端が鉛である静定支柱の弯曲率圖に、兩端に於ける固定力率の影響を加へたものである。



第 218 図

軸力と弯曲率とを受ける兩端固定の支柱に於ける弯曲率圖

断面に於ける軸力及弯曲率は、

柱頭断面 0-0 に對して、

$$V_0 = P_0$$

$$M_0 = \left(3\frac{b^2}{h^2} - 2\frac{b}{h} \right) K e$$

断面 a-a に對して、

$$V_a = P_0 + W_a$$

$$M_a = H_0 a + M_0$$

断面 a'-a' に對して、

$$M_u = \left(2\frac{a}{h} - 3\frac{a^2}{h^2} \right) K e$$

$$V'_a = P_0 + W'_a + K$$

$$M'_a = M_u - H_u b$$

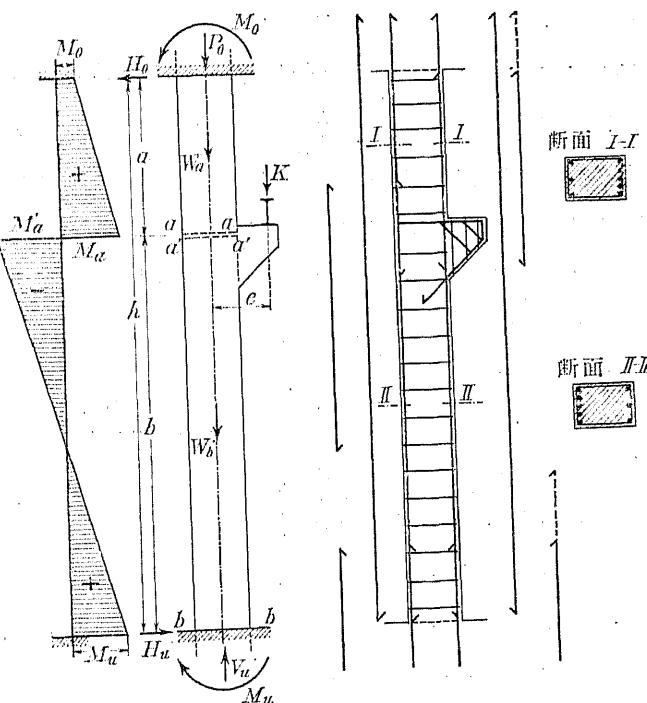
柱底断面 b-b に對して、

$$V_b = V_u = P_0 + W_a + K + W_b$$

$$M_b = M_u = \left(2\frac{a}{h} - 3\frac{a^2}{h^2} \right) K e$$

$b = \frac{2}{3} h$ の時、即ち突桁が支柱の高さの $\frac{2}{3}$ に設けてある時には、上端に於ける固定力率 M_0 は零になる。若し、 $b < \frac{2}{3} h$ であれば M_0 は負、即ち支柱の突桁の附いて居る側に圧應力を生ずる（第219図参照）。

第220図は第218図に示す支柱の弯曲率圖及鐵筋配置を示す。



第 220 図 軸力と弯曲率とを受ける兩端固定の支柱

突桁の上部に於ける支柱断面が下部の断面よりも小さい時には、断面2次率の相違が M_0 及 M_u に及ぼす影響を無視し、上式に於ける $K e$ の代りに、 $K e - (P_0 + W_a) e'$ を用るて、近似的に M_0 及 M_u を計算してよい。

第六章 版の設計

第一節 総 説

§ 322. 版の種類

厚さに比して、長さ及幅の大きい桁を一般に版と云ふ。鉄筋コンクリート版は、抗張主鉄筋の配置によつて、之を次の様に區別する事が出来る。

1 方向に主鉄筋を有する版 之は厚さに比して幅の大きい桁であつて、版の厚さは 10 cm 乃至 20 cm、最大 30 cm 位である。之の設計方法は桁の場合と殆ど同じである。只、版の支間が一般に小さいし、又集中荷重が版の廣い幅に分布するから、単位幅の版に働く彎曲率及剪力が比較的小さい。故に、1 方向に主鉄筋を有する版の設計は、大きな桁の場合に較べて非常に簡単である。

2 方向に主鉄筋を有する版 之は平面が矩形である版が 4 周で支持される様な場合に於て、互に直角に交る 2 方向に抗張主鉄筋を配置した版である。

多方向に主鉄筋を有する版 之は、平版構造に於ける版又は基礎版などに時々用ゐられるもので、2 方向以上に抗張主鉄筋を配置した版である。

§ 323. 版及桁の支間に關する標準示方書の規定及其の説明

標準示方書は、版及桁の支間に就いて次の様に規定して居る。

『第七十九條 版及桁の支間』

(1) 自由支承の版及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、徑間に版又は桁の中央の厚さを加へたるものとなすことを得。

(2) 連續版及連續桁の支間は、支承面の中心間隔とす。』

(1)に就いて 自由支承の版及桁と云つても、版及桁は、實際多くの場合、相當奥行の支承面上に載つて居るから、彎曲率及剪力を計算する爲に必要な支間の力學上正しい値を求める事は頗る困難である。依つて、經驗上十分安全であると云ふ理由から、支承面の中心間隔を以て、彎曲率及剪力を計算するための支間と定めるのが一般的である。但し、支承面の奥行が長い場合には、支承面の中心間隔を探ると支間が過大になるから、經驗上安全であると云ふ見地から、徑間に版又は桁の中央の厚さを加へたものに採つて差支へないと規定したのである。依つて、支承面の中心間隔、又は徑間に版又は桁の中央の厚さを加へたものの内、小さい方を支間と

第一節 総 説

[§ 324] 477

して、彎曲率及剪力の計算をすればよい。

設計の出來て居る單版又は單桁の支間は、此の規定によつて直ちに定まるが、單版又は單桁の設計に於て徑間が與へられる時には支承面の奥行の長さも、版又は桁の中央の厚さも、初めに未知であるから、此の規定が直ちに適用出来ない。此の場合には徑間に其の 5 % を加へたものを支間に採つて計算を進めれば、計算を繰返さないでよいのが普通である。但し、版又は桁の設計に熟練して來れば、與へられた徑間と荷重との關係から、適當な支間を容易に選ぶ事が出来る。

支承面の奥行の長さは、支承に於ける支壓應力及他の他の關係から定められるものである。支壓應力を計算する時、支承に於ける反力の作用點は、支承面の中央にあるものと假定するのが普通であるが、支承面の奥行が長い場合には、支承の縁端から、版又は桁の中央の厚さの $\frac{1}{2}$ の距離にあると假定するか、又は支承の縁端から徑間の 2.5 % の距離にあると假定してよい。支承面の奥行の長さが徑間の 5 % 以上である時には、支承に於ける支壓應力が許容應力を超過する様な事は殆どないから、支壓應力に關する計算を省略してよいが、5 % 以下である時には、支壓強度に就いて検算をする必要がある。

(2)に就いて 連續版及連續桁に於ても、支承面の中心間隔を支間とするのが一般である。但し、鉄筋コンクリートの連續版又は連續桁は支承に於て之と耐彎曲的に結合されて居る場合が多いから、斯の如き場合には、外國の標準示方書の中には彎曲率及剪力を計算するための支間として、徑間又は之より小さい値を用ひてよい事を規定したものもあるが、日本の標準示方書では、安全と計算の統一を得る爲とから、支承面の中心間隔を支間とする事に規定したのである。

然し、建築物等に於て、支承の幅が階層高さの $\frac{1}{5}$ に等しいか、又は夫れよりも大きい場合で、版又は桁が支持臺と耐彎曲的に結合されて居るか、若くは相當の荷重が支持臺上に載つて居る様な場合には、連續版又は連續桁の連續性を無視し、支承に於て完全に固定されたものとして計算するのが適當である。此の場合、支間としては、徑間に其の 5 % を加へたものを採ればよい。

§ 324. 版の受ける荷重

版が受ける荷重は、版及其の被覆物、雪荷重等から成る死荷重と活荷重とである。

床版・屋根版等に於ては、活荷重は、一般に、版の全面に等布するものと假定する。此の場合活荷重は 1 m^2 に對する重量で與へられる

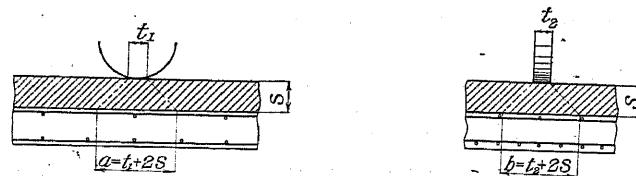
特種の構造物に於ける版は、活荷重として集中荷重を受ける。集中荷重の大きさ及分布に就いては、各種構造に就いて定められた規定等に依らなければならぬ。

活荷重に對しては、相當の衝撃を加算しなければならない (§ 260. 参照)。

版に於ける集中荷重の分布に關して標準示方書は次の様に規定して居る。

〔第七十二條 集中荷重の分布〕

(1) 床版上の集中荷重は上置層を通じて第221圖に示す如くに分布する等布荷重と假定することを得。



第 221 圖

床版に相當の横鐵筋(第七十七條 § 325. 参照)を使用したる場合には其の有效幅 e を次の如く假定することを得。

(イ) 床版の主鐵筋が車輌の進行方向に並行なる場合

$$e \leq \frac{2}{3}l + b \leq 200 \text{ cm} \leq l_1$$

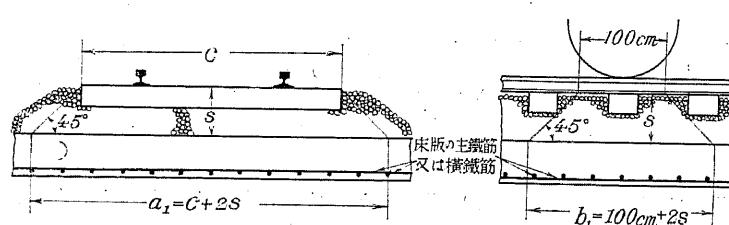
(ロ) 床版の主鐵筋が車輌の進行方向に直角なる場合

$$e \leq \frac{2}{3}l + a \leq 200 \text{ cm} \leq l_1$$

但し a は荷重分布面の車輌進行の方向に於ける長さ(cm), b は荷重分布面の車輌進行方向と直角の方向に於ける長さ(cm), l は床版の支間(cm), l_1 は床版の幅, s は上置層の厚さ, t_1 は輪帶接觸長, t_2 は輪帶幅とす。

t_1 は自動車又は輶壓機の輪荷重に於ては 20 cm と採ることを得。

(2) 軌道上の輪荷重は第222圖に示す如く分布する等布荷重と假定する事を得。



第 222 圖

集中荷重が之を分布する上置層によつて分布される角度、及集中荷重が第221圖の様に上置層の深さで分布されるか、又は上置層の深さに版の有效高さを加へた深さで分布されるか等に就いて、學者の意見が一致して居ない。標準示方書の規定は、安全を主として定めたものであるが、場合によつては多少安全すぎる嫌がないでもない。

一方向のみに主鐵筋を有する版が其の全幅に亘りて荷重を受ける時には、版の計算をする時版の単位幅に就いて考へればよい。然し、橋梁の床版上に自動車又は輶壓機の輪荷重が載る様な場合には、版の働きは非常に複雑である。此の問題の理論的解法は、計算が非常に面倒であるから、集中荷重が版の幅の方向に一様に分布すると考へ得る版の有效幅に就いて、版の計算をするのが普通である。實驗的に得られた有效幅は集中荷重が版の中央にある時、約支間の $\frac{2}{3}$ であり、之は、理論的にも相當根據のあるものである。それで、支間の $\frac{2}{3}$ と、荷重分布面の長さ(a 又は b)との和を版の有效幅に採つて、版の設計をしてよい事を規定したのである。

以上、版の有效幅に關する規定は、約 2 m の支間を有する版に就いて行はれた實驗の結果を基としたものであるから、支間が 2 m よりも大きい版に對して直に之を適用して差支へないか疑問である。それで、安全の爲に $e \leq 2 \text{ m}$ と規定したのである。 $e \leq l_1$ であるべき事は當然である。

§ 325. 版の設計細目に関する標準示方書の規定及其の説明

標準示方書は版の設計細目に関し次の様に規定して居る。

〔第七十七條 版〕

(1) 版の有效高さは次の大きさ以上とすべし。

一方向のみ主鐵筋を有する版に於ては、

両端自由支承の場合	$\frac{1}{25}l$
連續版又は両端固定の場合	$\frac{1}{35}l$

二方向に主鐵筋を有する版に於ては

四邊自由支承の場合	$\frac{1}{30}l$
二方向連續版又は四邊固定の場合	$\frac{1}{40}l$

茲に l は版の支間とす。

(2) 版の最小厚さは 10 cm 以上とす。但し屋根版、土留版等にありては此の制限を適用せず。

(3) 主鐵筋の中心間隔は 20 cm 以下とす。但し版の有效高さの 2 倍を超ゆべからず。

(4) 一方向のみに主鐵筋を有する版に於ては、主鐵筋に直角の方向に横鐵筋を配置すべし。横鐵筋の間隔は 40 cm 以下とし、總斷面積は之に直角なるコンクリート斷面積の 0.2 % 以上とすべし。』

(1) に就いて 之は、版に餘り大きい撓度を生ぜしめない爲の實際上の考慮から、版の有效高さと支間との關係を規定したものである。然し、此の規定に適合する様にする爲に、版の

有效高さを増加しなければならない様な場合は稀である。

(2) に就いて 厚さの餘り薄い版は、之を完全に作る事が困難であり、又、施工の缺點の影響を受ける事が甚だ大きいから、之を避けなければならない。依つて、現今我國に於ける鉄筋コンクリート施工の程度で、充分安全な結果が得られる爲に、版の厚さを 10 cm 以上と規定したのである。然し、狭い間隔の桁に載る屋根版、縦切又は掃除の目的に使用される版、又は工場で作つて養生した後に使用する土留版の様なものは、例外として、10 cm 以下にしてよい。

尚ほ、橋梁に於て、車道の下の版の厚さは、14 cm 以上にするのが適當である。

(3) に就いて 鉄筋とコンクリートとが單一體として働き得る爲には、版に於ける抗張主鉄筋の間隔を餘り大きくしてはならない事は明白である。規定には、特別の場合をも考へて、主鉄筋の間隔を 20 cm 以下と規定してあるが、普通は、最大彎曲率の断面に於て 15 cm 以下とするのが適當である。又、有效高さの非常に小さい版では、20 cm 以下と規定したのでは、主鉄筋の間隔が大きすぎる惧があるから、有效高さの 2 倍以下と規定したのである。

(4) に就いて 一方向のみに主鉄筋を有する版に於ては、主鉄筋の位置を確保し、外力を平等に傳播させ、及コンクリートの硬化中に起る收縮及温度の變化によつてコンクリートに生ずる龜裂を防ぐ爲に、主鉄筋に通常直角の方向に横鉄筋を配置する必要がある。主鉄筋と横鉄筋との交叉點は、普通一つおきに、直徑 0.9 mm 以上の焼鈍鋼線又は適當のクリップで緊結する。(標準示方書第四十七條 (2) § 89. 參照)

實驗の結果によると、版が集中荷重を受ける場合でも、抗張主鉄筋断面積の $\frac{1}{4}$ 乃至 $\frac{1}{3}$ の断面積の横鉄筋を使用すれば、充分、横鉄筋使用の目的を達する。コンクリート及鐵筋の、普通に與へられる許容應力に對して、主鉄筋の断面積はコンクリート断面積の 0.8 % 位であるから、横鉄筋の断面積を横鉄筋に直角なコンクリート断面積の 0.2 % 以上とすれば、普通に安全である。

屋根版などの様に、大きい温度の變化を受ける版に於ては、普通の場合よりも多量の横鉄筋を使用して、温度の變化による龜裂を防ぐ事が大切である。屋根版には、版の長さ 1 m に付、尠くとも直徑 6 mm の圓鉄 5 本又は 6 本を横鉄筋として使用するのが適當である。

横鉄筋の間隔も、主鉄筋と同様に、餘り大きくしてはいけない。然し、横鉄筋の總断面積は比較的小さいから、間隔を小さくし様とすると、横鉄筋の直徑が小さくなり過ぎる心配がある。此の實際上の考慮から、横鉄筋の間隔を 40 cm 近許したのである。

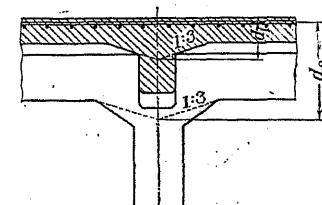
§ 326. 隅縁及ハウチに關する標準示方書の規定及其の説明

連續版及連續桁の支承部に於ては、鐵筋の配置に便である事、經濟的である事、負鉄筋の降下

による抵抗率の減少に備へる事等の爲に、隅縁又はハウチを設けて、版又は桁の有效高さを増加するのが普通である。然し、餘り小さい隅縁又はハウチを附けたのでは、版又は桁の有效高さを増加するものと考へる事が出來ない。此の點に關して、標準示方書は次の様に規定して居る。

『第八十六條 隅縁及ハウチ

連續版及連續桁の支承上に於ける負彎曲率に依る應力の計算に於ては、隅縁又はハウチを考慮し、此の部分に於ける版及桁の有效高さを大に取ることを得。此の場合隅縁若くはハウチは 1:3 よりも緩なる傾斜の部分のみを有效とすべし(第 223 圖参照)。』



第 223 圖

此の規定は獨逸の標準示方書(1932. § 22 及 § 25)に従つたものである。

第二節 一方向のみに主鉄筋を有する版の設計

§ 327. 概 説

一方向のみに主鉄筋を有する鉄筋コンクリート版は、其の支承の種類に依つて、次の如く區別する事が出来る。

1) 兩端自由支承の版 之は 1 徑間の版で、支承に於て自由であるもの、即ち支承に於て彎曲率が零であるものである。

2) 兩端固定版 1 徑間の版で、兩端が壁に埋込まれるか、又は、鉄筋コンクリートの壁又は桁と單一體に作られたものである。種々の荷重状態に對して、支承に於て版の回轉が全く起らない時には完全なる固定支承を有する固定版と云ひ、固定支承が完全な固定支承として計算された彎曲率の全部に抵抗する事が出來ない時、即ち、支承に於て版が幾分の回轉をなす時は準固定支承を有する固定版と云ふ。

3) 突版 之は 1 つの固定支承のみを有する版である。

4) 連續版 之は數徑間に亘りて連續して居る版である。連續版の支承は普通壁又は桁である。

鋼桁を支承とする版は兩端自由支承版又は連續版に作られる。

以下是等の版の設計に就いて説明する。

§ 328. 兩端自由支承の版の設計

兩端自由支承の版は正彎曲率のみを受ける。従つて、抗張鐵筋を版の下側に配置する。

彎曲率の計算に用ゐる支間は支承面の中心間隔とする。但し、支承面の奥行が長い場合には徑間に版の中央の厚さを加へたものに採る(§ 328. 参照)。

支承面の奥行の長さは、一般に、版の中央の厚さよりも大きくする。然らざる場合には、支壓應力に對して安全であるかを検算する必要がある。

版の断面を算定する普通の順序としては、先づ荷重の最も不利な位置によつて版に生ずる絶對最大彎曲率を求め、之に應する版の有效高さを算定する。版の有效高さは、支間の $\frac{1}{25}$ 以上でなければならぬ(§ 325. 参照)。

版の有效高さに、正鐵筋鉄の半径及鐵筋保護として必要なコンクリートの厚さ(第三章第四節参照)を加へたものが、版の厚さである。版の厚さは、普通、10 cm 以上でなければならぬ(§ 325. 参照)。

大きい剪力に抵抗する爲に支承に於て版の厚さを大きくする様な特別の場合の外は、絶對最大彎曲率に對して定めた版の厚さを、版全體に用ゐる。之は、版の各断面に於ける最大彎曲率に應する様に各断面の有效高さを變へると、型枠費が増加して、却つて不經濟になるからである。

版に生ずる剪應力は一般に小さい。然し、大きい荷重を受ける時、殊に大きな集中荷重を受ける時には、版の厚さの決定及鐵筋の配置を定める際に、剪應力及腹鐵筋に就いても考慮しなければならない。版に於て筋筋を使用する事は、一般に、甚だ面倒であるから、曲鐵筋丈で剪應力を受けるに不充分である様な場合には、版の厚さを増加するのが、一般に、適當である。

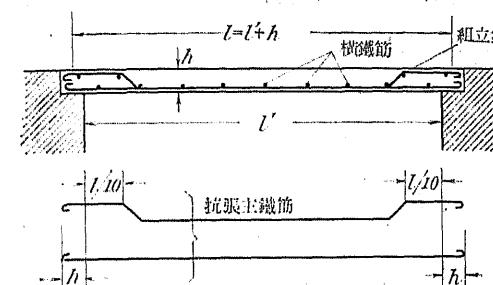
絶對最大彎曲率の断面で定めた抗張鐵筋を版の下側に配置する。但し、其の一部は支承の附近で曲上げて曲鐵筋として用ゐ、剪應力に對する抵抗力を大にするのが適當である。鐵筋を曲上げる事は、建築物の場合によく起る様に版を壁に挿入するため、支承に生ずる小さい負彎曲率に抵抗させる上からも必要の事が多い。但し、版の端が石工に堅固に結合されるか、又は版が、鐵筋コンクリートの壁又は桁などと耐彎曲的に結合されて居る時は、自由支承の版と假定する事は出來ないから、固定支承の版として設計しなければならない事は勿論である。

横鐵筋は抗張主鐵筋の直上に配置する。鐵筋端の碇着は第二編第十八章に述べた様にする。

第224圖は兩端自由支承版の鐵筋配置の1例であつて、抗張主鐵筋の $\frac{1}{3}$ が曲上げである。曲上げる位置は、圖に示す様に、支承の縁端から $\frac{l}{10}$ とするのが適當である。

大きな荷重を受ける版に於ては、大きい剪應力を生ずるから、抗張主鐵筋の $\frac{1}{2}$ を曲上げるの

がよろしい。此の場合には、曲上げる位置を互にずらすがよい。



第224圖 兩端自由支承版の鐵筋配置

第224圖には、横鐵筋の配置も示してある。曲上げた鐵筋の下の鐵筋は組立鐵筋であつて、曲上げた鐵筋の位置を保持する目的で使用するものである。

自由支承の版に於て、抗壓鐵筋を使用するのは極く特別の場合である。但し、版が特に水密である事を必要とする様な場合には、用心鐵筋として、直角に交る鐵筋を版の

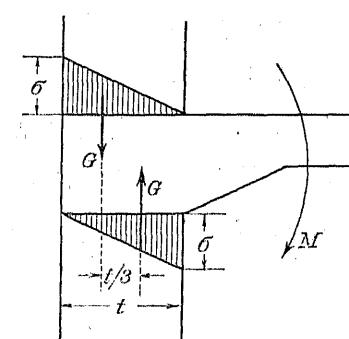
上側に配置する事がある。此の鐵筋の直徑及間隔は、§ 325. (4) に述べた横鐵筋の場合と同様にすればよい。

§ 329. 兩端固定版の設計

兩端固定版は、支承に於ては負彎曲率を、徑間中央部に於ては正彎曲率を受ける。

兩端固定版の支間は、兩端自由支承版の場合と同様に、支承面の中心間隔とする。但し、支承面の奥行が長い場合には、徑間に版の中央の厚さを加へたものとする。

兩端固定版の支承は、固定支承として働く構造を有し、版を兩端固定版として計算した時、支承に生ずる負彎曲率を安全に受け得る事が計算上證明し得るものでなければならない。固定支承として働き得る爲の、計算上の證明は次の如くである。



第225圖

第225圖に於て、壁の厚さを t cm、壁の長さ 1 m につき支承に来る荷重(壁に加はる荷重と支承の上にある壁の自重との和)を G kg とすれば、支承が彎曲率 M を受け得る爲には、

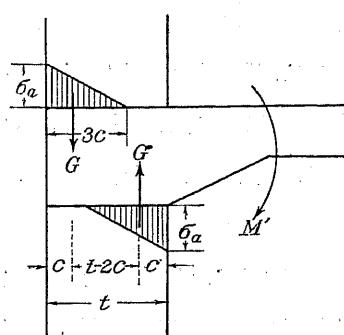
$$G = \frac{M}{t} = \frac{3M}{t}$$

でなければならない。此の際、壁に生ずる壓應力 σ は、

$$\sigma = \frac{2G}{t \times 100} \text{ kg/cm}^2$$

であつて、 σ は壁材料の許容壓應力よりも小さくなればならない。

特別の場合には、壁の材料の許容壓應力から、支承の受け得る最大許容彎曲率を計算する事も



ある。

第226圖に於て、 σ_a を壁の材料の許容圧應力とすれば、支承の長さ1mに對して、

$$\sigma_a = \frac{2G}{3c \times 100}$$

$$\therefore c = \frac{2G}{300\sigma_a}$$

$$\therefore M' = G(t - 2c)$$

此の M' は、此の支承に於て受け得る最大彎曲率であつて、 M' は兩端固定版として計算した支承の彎曲率よりも大きくなればならない。然らざる場合には、もつと強い壁材料を用みて σ_a の値を大きくするか、壁の厚さ t を増加するか、又は準固定支承の版として計算するか、しなければならない。

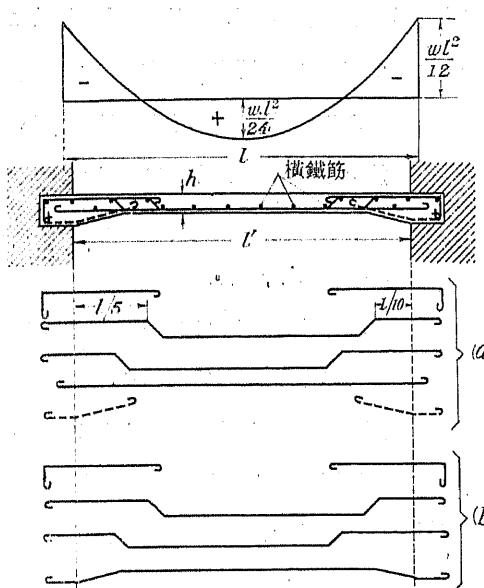
兩端に於て完全に固定された版が全支間に等布荷重を受ける時、版の高さが一定であると假定すれば、第227圖に示す如く、支承に於ける負彎曲率は徑間に於ける正の最大彎曲率の2倍である。故に、ハウンチを附けて、支承に於ける版の厚さを大きくするのが普通である。第227圖に示す様なハウンチを附けても、之が彎曲率の値に及ぼす影響は小さいものであるから、斯の如き版に於ける彎曲率の計算には、版の厚さが一定であると假定して差支へない。ハウンチの影響を考慮して正確な計算をすれば、支承に於ける彎曲率は大きくなり、徑間に於ける正の最大彎曲率は小さくなる。然し、等布荷重(w kg/m)が全支間に載る時、正の最大彎曲率は一定厚さの版に於ける値 $\frac{1}{24}wl^2$ よりも小さく探らないのが安全である(§ 381. 参照)。

固定支承の受け得る彎曲率 M' が、兩端固定版として計算した時の支承に於ける彎曲率 M よりも小さい時には、支承に於て M' なる彎曲率を受ける準固定支承の版と考へる。此の時には、 $(M - M')$ 丈正彎曲率を増加する。即ち、全支間に w kg/mなる等布荷重が載る時、正の最大彎曲率は、

$$\frac{wl^2}{24} + (M - M') = \frac{wl^2}{24} + \frac{wl^2}{12} - M' = \frac{1}{8}wl^2 - M'$$

に採る。

第227圖は支承に於てハウンチを有する兩端固定版に於ける鐵筋配置の1例を示す。ハウンチの傾斜は1:3よりも急にしないがよい。支承に於ける版の厚さは支承に於ける負彎曲率に



より、徑間中央部に於ける版の厚さは正の最大彎曲率から定まる。

版の有效高さは支間の $\frac{1}{35}$ 以上、厚さは10 cm以上でなければならない(§ 325. 参照)。

鐵筋の配置を定めるには、反曲點の位置を定める必要がある。等布荷重に對して、反曲點は支承から支間の $\frac{1}{3}$ の距離にあるものと假定してよい。

主鐵筋の配置は彎曲率から算定した鐵筋の太さ及數に適應する様にする。主鐵筋の中心間隔は15 cm以下にするがよい(§ 325. 参照)。正鐵筋の $\frac{2}{3}$ を支承の近

くで曲上げて負鐵筋として用ゐ、 $\frac{1}{3}$ は其の

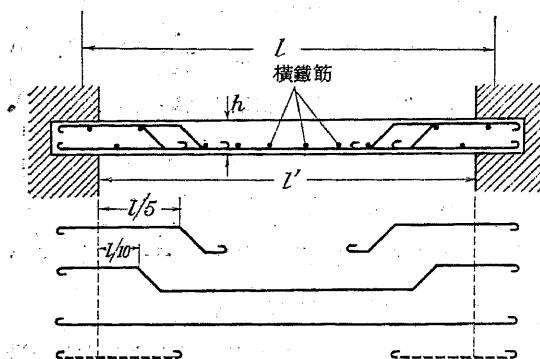
儘支點を越えて碇着し、支承に於ては別に負鐵筋を用ひて、負鐵筋の全斷面積と徑間の正鐵筋の全斷面積とが相等しい様にするのが便利である。支承に於てはハウンチを附けて、コンクリート及鐵筋に於ける應力が許容應力以下になる様に、版の高さを定める。

負鐵筋が下がるのを防ぐ爲に、負鐵筋の一部の端は第227圖に示す様に下方に折曲げて、其の位置を保持させるのが適當である。

第227圖には、各個の主鐵筋が別々に示してある。(a)の鐵筋配置に於ては、曲上げない正鐵筋は直線の儘支點を越えて碇着してあるが、(b)の配置では、曲上げない正鐵筋をハウンチに沿つて曲げてある。(a)の配置に於て、ハウンチに沿つた鐵筋を使用する必要があれば、破線で示した様な鐵筋を別に挿入する。

第228圖は高さが一定である兩端固定版を示す。之は、構造上の必要からハウンチを附ける事が許され無い場合などに用ゐられるものであるが、一般に不經濟のものである。ハウンチを附けなければ、版の厚さは支承に於ける負彎曲率から定まる事になるから、徑間中央部に於ては版の厚さが過大になる。依つて、コンクリートが充分に利用され無いのみならず、版の自重が必要に大きくなる。斯の如き場合、支承に於ける版の厚さを制限する爲には、抗壓鐵筋を用ゐる。第228圖の様に、正鐵筋の $\frac{1}{2}$ を曲上げ、支承に於て、曲上げない正鐵筋の上部に負鐵筋を

配置すれば、版の支承断面に於て、 $A_s' = \frac{A_s}{2}$ 丈の抗壓鉄筋を有する事になる。若し、支承に於て、曲上げた鉄筋の下方に、破線で示してある抗壓鉄筋を用ゐれば、同徑の鉄筋を用ゐる場合、支承に於ける抗壓鉄筋の全断面積は抗張鉄筋の全断面積に等しくなる。



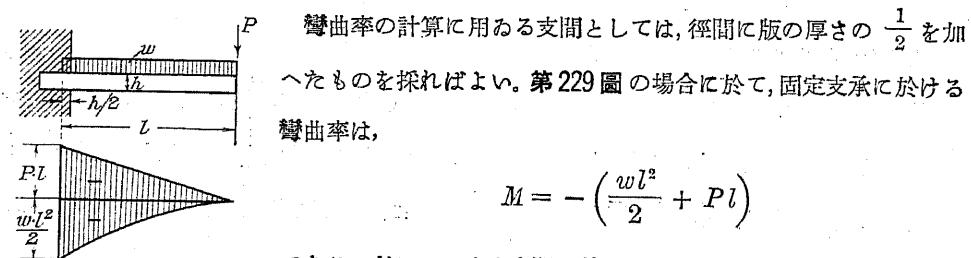
第228圖 ハウンチを有せざる両端固定版

爲に、是等の總ての交點に於て繋結する。正鉄筋と横鉄筋との繋結は、両端自由支承版の場合の様に、1つおきにすればよい。

§ 330. 突版及持出し版の設計

突版の固定端は、之に生ずる反力と彎曲率とを安全に受け得る構造の支承に埋込まなければならぬ。

突版の固定端が、第229圖の如く、單に石工の壁に埋込まれたものであれば、支承の強度について検算する必要がある。検算の方法は、§ 329. に述べた通りである。



第229圖 突版の彎曲率圖

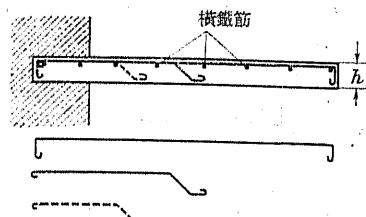
である。茲に、 w は全支間に載る等布荷重で、死荷重と活荷重との和である。此の彎曲率は、固定支承が安全に受け得る彎曲率よりも小でなければならない。然らざる場合には、壁の幅を大きくして支承に於て版に載る荷重を大きくするか、版を支承に於て下方に鎮碇する等、支承の構造を變へなければならない。

突版に於ける彎曲率及剪力は、固定端から放端に行くに従つて減する。故に、版の厚さ及鐵筋は、之に應する様に、放端に近づくに従つて減少してよい。

第230圖は高さ一定である突版の鉄筋配置を示す。抗張主鉄筋は、勿論、版の上側に配置し、彎曲率の減するに従つて、鉄筋断面積を減する様にしてある。彎曲率に對して不要となつた負

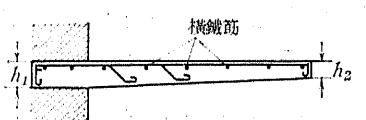
横鉄筋の配置は第227圖及第228圖に示す如くする。曲上げた鉄筋の下側に用ゐる組立鉄筋は、曲上げた鉄筋の位置を成る可くしつかり保持せる

鉄筋は、之を切つて、其の端を單に鉤形に作つた丈ではいけない。如何となれば、斯くすると、抗



第230圖 高さが一定な突版

張鉄筋の端を抗張コンクリート内に碇着する事になるからである。依つて、第230圖に示してある様に、彎曲率に對して不要になつた負鉄筋の端は、之を曲下げて、版の抗壓側に碇着するのが適當である。斯くすれば、負鉄筋の位置を保持して、之が下がるのを防ぐにも有效であるし、又、曲下げた部分が曲鉄筋として余張應力を受ける。若し、彎曲率に對して不要となつた負鉄筋を曲げる事が困難な事情にある時には、其の端を充分な長さ丈のばして、端を直線の儘にしておくがよい。全支間にわたれる負鉄筋は、其の中心間隔を 20 cm 以下とし、其の端を第230圖に示す様に下方に折曲げて、其の位置を保持させるがよい。剪應力が大きい場合には、破線で示してある様な腹鉄筋を附加する。之は、支承部に於て、負鉄筋として働くかせてよい。

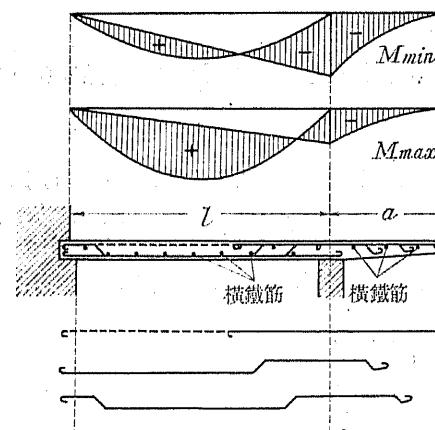


第231圖 高さが変化する突版

第231圖は突版の厚さが固定端から放端に到るに従ひ漸次減小する場合を示す。斯く、版の厚さを彎曲率及剪力の變化に適應させれば、版の自重を減じ、經濟的な構造が得られる。

固定端に於ける版の厚さ h_1 は彎曲率から定まる。時としては、剪力から定まる事もある。放端に於ける版の厚さ h_2 は、特別の場合の外は 10 cm 以上とする。

第231圖の様な場合にも、彎曲率に對して不要となつた負鉄筋は、之を曲下げて、其の位置を



第232圖 持出し版の鉄筋配置

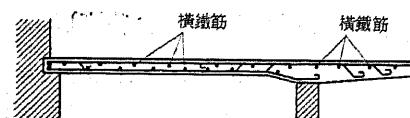
保持せしめると同時に斜張應力を抵抗させるのが適當である。

横鉄筋の配置は、第230圖及第231圖に示す如く、両端自由支承版の場合と同様にする。

第232圖に示す様な持出し版に於て、突版として働く部分の設計は、前述の如くすればよいが、單版として働く部分の設計には、突版として働く部分の影響を考慮しなければならない。即ち、突版の部分に荷重を満載し、單版として働く徑間に死荷重のみが働く時、負の最大徑間彎曲

率を生じ、突版の部分に死荷重のみが働き、單版として働く徑間に荷重を満載する時、正の最大徑間彎曲率を生ずるから、是等の彎曲率に耐へ得る様、版の厚さ及鐵筋配置を定める。突版として働く部分の影響が非常に大きくて、單版として働く版の殆ど全徑間にわたつて負彎曲率が働く時には、突版側の支承部に於ける負鐵筋を、第232圖に破線で示してある様にのばして、他の支承まで達せしめる。

突版側の支承に於ける負彎曲率が、單版として働く版の徑間正彎曲率よりも大きい時には、突版側の支承部に於てハウチを附けて、版の厚さを大きくするのが經濟上から適當である。第233圖は斯の如き場合の1例を示す。單版として働く版の徑間には、突版側の支承部に於ける負



第233圖 持出し版の鐵筋配置

此の負鐵筋にも横鐵筋を緊結する。上側及下側の横鐵筋の位置を交互にすらして用ゐれば、横鐵筋の間隔を幾分大きくしてよい。

§ 331. 連續版の彎曲率及剪力の計算に関する標準示方書の規定 及其の説明

連續版に於ける彎曲率及剪力の計算に用ゐる支間は、支承面の中心間隔とする(§ 323. 参照)。一方向にのみ主鐵筋を有する連續版の彎曲率について、標準示方書は次の様に規定して居る。

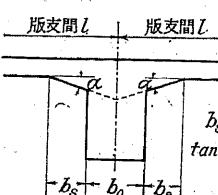
『第八十條 一方向にのみ主鐵筋を有する連續版の彎曲率

一方向にのみ主鐵筋を有する連續版の彎曲率を求むるには、一般に自由支承上の連續桁に對する算定法に依ることを得。但し鐵筋コンクリート桁に結合せられたる連續版にありては、其の正負最大彎曲率を次の如く増減するものとす。

(イ) 桁の中間に於ける連續版の活荷重に依る負徑間彎曲率は其の $\frac{1}{2}$ のみを探るものとす。

(ロ) 正の最小徑間彎曲率は兩端固定桁として計算したるものよりも小なるべからず。

(ハ) 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。



第234圖

正の最大徑間彎曲率

隅縁の長さ $\frac{1}{10} l$ 以上にして
其の高さ $\frac{1}{30} l$ 以上なる場合

其の他の場合

(第234圖参照)

端の徑間に於て

$$M = \frac{1}{12} wl^2$$

$$M = \frac{1}{10} wl^2$$

中間の徑間に於て

$$M = \frac{1}{16} wl^2$$

$$M = \frac{1}{14} wl^2$$

負の最大支承彎曲率

二徑間のみの場合

第一内部支承に於て

$$M = -\frac{1}{8} wl^2$$

$$M = -\frac{1}{9} wl^2$$

其他の内部支承に於て

$$M = -\frac{1}{10} wl^2$$

負の最大徑間彎曲率

$$M = -\left(\frac{w_l}{2} - w_a\right) \frac{l^2}{24}$$

鐵筋コンクリート連續版は、桁又は壁などと單體的に作られる事が甚だ多い。此の場合に、彎曲率を求める爲の理論的計算は實際上不可能の場合が多いし、又、不可能でないにしても非常に面倒である。しかも、所謂理論的計算なるものも、澤山の假定を含んで居るため、矢張り實際とはかなり遠ざかつて居るものである。依つて、計算を簡単にする爲に桁又は壁と單體的に作られた連續版の彎曲率を求めるにも、自由支承上の連續桁に對する普通の計算法によるのが一般であつて、之によつて、實際上差支へない結果が得られるものである。故に、標準示方書も、此の一般の方法に據つてよい事を規定したのである。

然し、鐵筋コンクリート桁などと單體的に作られた連續版を、自由支承上の連續版と假定する事は、可成り事實に遠い事であるから、之を事實に適應させる爲に、計算した彎曲率の値を適當に増減する必要がある。此の修正が、(イ)、(ロ)、(ハ)に區別して規定してある。

(イ) に就いて 自由支承上の連續版の或る徑間に於て、活荷重による負の徑間彎曲率の最大値は、其の徑間に活荷重が加はらず、其の兩側の徑間に活荷重を満載した時に生ずる。自由

支承上の連續版に於ては兩側徑間に於ける活荷重の影響が完全に働くけれども、版が鐵筋コンクリート桁と確固に結合されて居る時には、版の變形が此の桁の回転に対する抵抗によつて妨げられるから、兩側の徑間に於ける活荷重の影響が完全に及ばない。此の影響を考慮して、負の徑間變曲率を求めるには、兩側の徑間に於ける活荷重の影響の全部を探らないで、其の $\frac{1}{2}$ を探る事に規定したのである。 $\frac{1}{2}$ と云ふ數値は獨逸の標準示方書も之を採用して居る。

(ロ) に就いて 鐵筋コンクリート桁に結合された連續版は兩端固定の版と考へる事も出来る。故に、正の最小徑間變曲率は、兩端固定版として計算した値よりも小さく探らなのが安全である。例へば、連續版が等布荷重を受ける時は、本規定によると、正の最小徑間變曲率は $\frac{1}{24} \text{ w}^2$ 以下に探らない。

尚ほ、正の徑間變曲率の計算に當りては、版の端支承の構造に就いて考へる必要がある。版の端が單に石工などに埋込まれた丈では、之を固定支承と假定する事は安全でない。版の端が固定支承として働き得る事が證明し得る場合(§ 329. 参照)に限り、固定支承なる事を考慮に入れて、正の徑間變曲率を減小する事が出来るのである。之と反対に、版の端が石工中に埋込まれたものを自由支承と假定して正の徑間變曲率を計算し、之に應する様に版の斷面を定めれば、徑間に於ては充分安全な設計であるけれども、支承に於ては、實際負變曲率が働くから、之に應する様に相當の負鐵筋を挿入する事が必要である。

(ハ) に就いて 數徑間の連續版に於ける各斷面の變曲率を求める事は、自由支承上の連續桁に對する算定方法によるにしても、可成り面倒であるし、又正確な計算をしても、實際上、餘り價値の無い場合も少くない。例へば、床版などに於て、理論上正の最大徑間變曲率を生ずる載荷の狀態、即ち、活荷重を一つおきの徑間に載せると云ふ様な事は實際滅多に起らないものである。依つて、支間が相等しいか、又は相等しく無くても最小支間が最大支間の 0.8 倍以上であつて、ほぼ相等しい支間の連續版が等布荷重を受ける場合には、計算の簡単のために、一定の係数を用ひて正及負の最大變曲率を計算し、之を用ひて、連續版を設計する場合が少くない。(ハ) は斯の如き場合に對する變曲率の値を與へたものである。

連續桁の理論から云ふと、最大變曲率に對する係数は死荷重と活荷重とによって異つた値を有するものである。然し、普通に起つて来る場合に就いて云ふと、活荷重は死荷重の 2 倍乃至 5 倍であつて、此の位の範圍に就いて計算してみると、活荷重及死荷重の兩者に對して同一の係数を用ひて差支へない事が解る。それで、活荷重及死荷重の和に對して係数が與へてあるのである。

版は自由支承上にあるものと假定して變曲率を計算するにしても、普通の場合の様に、版が鐵筋コンクリート桁に結合されて居る時には、版は支承に於て相當に固定されて居る。又、支承は、實際には 1 點でなく、相當な幅を有するものであるから、規定に従つて支間を支承面の中心間隔に探れば、支承の縁端に於ける負變曲率は計算によつて得られる支承の負最大變曲率よりも甚だ小さい。例へば、支承面の奥行が支間の $\frac{1}{12}$ である時、支承の縁端に於ける負變曲率は、支承面の中心に於けるよりも約 25% 小さい。

尚ほ又、版は之に連接せる版によつて、大いに強度を増大されるし、版は桁に比して構造が甚だ簡単であるから、桁の場合よりも安全率を幾分小さくしてよい。

以上の様な事項を考慮し、充分安全な結果を與へる様な變曲率の値を本項に規定したのである。是等の値は、獨逸の標準示方書に規定してある値に近いものである。

負の最大徑間變曲率に對する式は、本條(イ)及(ロ)の規定から直ちに出て来るものである。本項に示してある變曲率の値は、規定にある通り、支間が相等しいか、又は相等しからざるも最小支間が最大支間の 0.8 倍以上で、等布荷重が全支間に載つた場合丈を考へて變曲率を求めればよい様な場合に使用すべきものであつて、支間が大分異つて居るか、集中荷重を受ける様な場合に於ては、連續桁の理論に従つて、變曲率を計算しなければならない事は勿論である。

連續版に於ける剪力の計算につき、標準示方書は次の様に規定して居る。

『第八十三條 版及桁の剪力

(1) 連續版を支ふる内方支持桁の受くる版の等布荷重は、桁の兩側に於ける版の中心線より中心線迄の荷重となすことを得。』

連續版を支へる内方支持桁が受ける荷重、從て版に於ける反力及剪力は、連續版を自由支承上の連續桁と假定しても、桁の撓度に大きな關係があるので、正確な値を計算する事は不可能で無いにしても、甚だ面倒である。それで、連續版が等布荷重を受ける時に、計算の手数を省く爲には、此の規定によるのが便利である。連續版としての反力を從つて剪力は單版としての反力よりも大きい場合があるが、其の差は餘り大きくないし、又、支承面は、實際に相當な奥行を有する事を考慮して、計算の簡単の爲に、版の連續性を無視して、單版として剪力を求めてよい事を規定したのである。

§ 332. 連續版の設計

鐵筋コンクリート版は、鐵筋コンクリート構造の特性の一つとして、連續版である場合が非常に多い。

連續版は、一般に、徑間の中央部に於て正彎曲率を受け、支承部に於て負彎曲率を受け。活荷重を受ける連續版に於ては、一般に、活荷重による彎曲率と、死荷重による彎曲率とを分けて計算する必要がある。死荷重による彎曲率は不變であるが、活荷重による彎曲率は、荷重の位置によつて其の値が異なるのみならず、其の正負の符號も變るものであるから、活荷重に對しては、斷面の最大及最小彎曲率を求めなければならぬ。

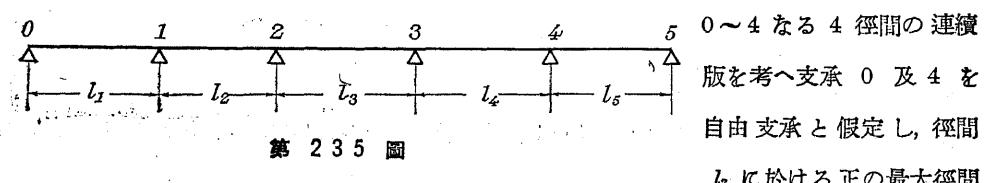
活荷重による正の最大徑間彎曲率と死荷重による彎曲率との和を用ひて、徑間の中央部に於ける版の斷面を算定し、活荷重による負の最大彎曲率と死荷重による彎曲率との和を用ひて、支承上に於ける版の斷面を算定する。

鐵筋コンクリート構造に於ける連續版は、支間が相等しい様な場合が多いし、支間が多小異つて居つても一々版の厚さを變へず、唯、鐵筋断面積丈を變へる様にする場合が多いから、連續版に於ける彎曲率の計算には、版の斷面 2 次率を總ての徑間に對して相等しいものと假定して、計算を簡単にするのが普通である。又、連續版は、支承部に於てハウントをつけて、版の厚さを増すのが普通であるけれども、之が彎曲率の値に及ぼす影響は一般に小さいから、彎曲率の計算にはハウントの影響を無視し、版の斷面 2 次率を一定であると假定して差支へない。

活荷重によつて連續版の或る断面に生ずる最大彎曲率及剪力を求める一般の方法としては、其の断面の彎曲率及剪力影響線を利用する。断面 2 次率が一定である連續桁に對しては、彎曲率影響線の縦距を計算した表が澤山あるから、實際に當つては是等の表を利用するのが便利である。

連續版の彎曲率影響線を畫く断面は、普通、支承と徑間の中央點とである。負の最大彎曲率は、常に支承上に生ずるけれども、正の最大徑間彎曲率は、必ずしも、徑間の中央點に生ずるものではない。然し、計算を簡単にする爲と、其の誤差は實際上大きくなないと云ふ理由とにより、正の最大徑間彎曲率を求めるには、徑間の中央點の彎曲率影響線を利用する場合が多いのである。

數徑間の連續版が等布荷重を受ける場合には、考へて居る徑間から遠い徑間に載つて居る荷重の影響は小さいから、其の影響を無視して、3 又は 4 徑間の連續版として計算を簡単にする事が多い。例へば第 235 圖に示す 5 徑間の連續版の支承 2 に於ける彎曲率を求めるには、



彎曲率を求めるには 1 ~ 4 なる 3 徑間の連續版と假定する。斯くすれば、數徑間の連續版に對し、普通の著書に示しある 2 乃至 4 徑間の連續桁の解法を直ちに應用する事が出来る便利が得られる。

影響線が既知であつても、一般の集中活荷重に對して最大彎曲率を計算する事は可成り面倒であるから、集中活荷重を、之とほぼ等値な等布活荷重に換算して、計算を容易ならしめる場合が多い。

支間が相異なる 2 徑間の連續桁 左右對稱で相異なる支間を有する 3 及 4 徑間の連續桁が、等布活荷重を受ける場合の最大彎曲率及剪力の値を求めるには、W. Kapferer 氏の „Tabellen der Maximalquerkräfte und Maximalmomente durchlaufender Träger mit 2, 3 und 4 Öffnungen verschiedener Weite bei gleichmässig verteilter Belastung.“ を利用するのが便利である。

支間が相等しい連續桁が、等布活荷重を受ける時の彎曲率及剪力の計算には Winkler の表を利用すればよい。此の表は、多くのポケットブック等に載せてある。

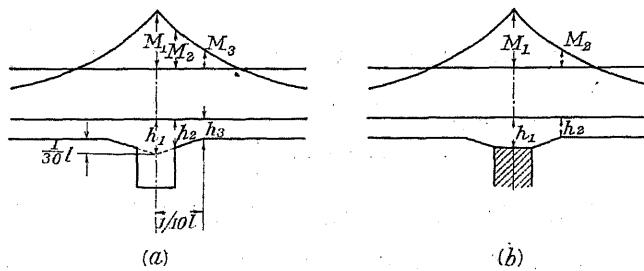
尚ほ、支間が相等しい場合、又は相等しくなくても、最小支間が最大支間の 0.8 倍以上である場合、建築物の床版などに於ける様に、等布荷重を全徑間に載せた場合丈について連續版の設計をすればよい様な時には、§ 331. に示した、標準示方書第八十條(ハ)の彎曲率の値を用ゐる事が出来る。

連續版の設計に於ては、端の徑間と内部徑間とを區別して設計しなければならない。支間が相等しい時には、端の徑間に於ける正の最大彎曲率は、内部徑間に於ける正の最大徑間彎曲率よりも大きいから、理論上、端の徑間に於ける版の厚さを、内部徑間に於ける版の厚さよりも大きくする必要がある。故に、支間の加減が自由である場合には、端の徑間に於ける支間を幾分小さくして、各徑間に於て、同じ版の厚さを用ゐ得る様にするのが便利である。

連續版の有效高さは支間の $\frac{1}{35}$ 以上、版の最小厚さは特別の場合の外は 10 cm 以上、主鐵筋の中心間隔は 20 cm 以下又は版の有效高さの 2 倍以下、横鐵筋の間隔は 40 cm 以下で其の總斷面積は之に直角なコンクリート斷面積の 0.2% 以上としなければならない(標準示方書第七十七條 § 325. 參照)。

支承に於ける負彎曲率は、正の徑間彎曲率よりも大きいから、支承に於てはハウントを附けて版の厚さを増すのが適當である。ハウントは彎曲率の變化に適應する様に、緩い傾斜にする事が必要で、鉛直 1 に對し水平 3 よりも急傾斜にしないがよい。隅縁及ハウントに關する標準示方書の規定は § 326. に述べた通りである。

第236図は、支承部に於てハウチを附けて、版の高さを増加した場合を示す。(a)図は、連續版が鉄筋コンクリート桁又は壁と單體的に作られた場合であり、(b)図は、版と支承とが別々に作られた場合である。

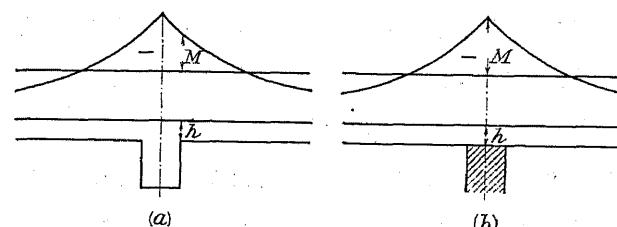


第236図 ハウンチを有する連續版の内部支承部

くないか、又は之よりも小さいハウチをつけた場合に較べて正の最大徑間彎曲率の値を小さく探つてよい事になつて居る。

連續版の支承部に於てハウチを附けて版の厚さを増す時には、徑間中央部に於ける版の厚さは、正の最大徑間彎曲率から決定する事が出来るから、版の自重を減じ、従つて、經濟的な設計が得られる。尚ほ、ハウチを附けて、支承に於ける版の厚さを、負彎曲率に對して必要である厚さよりも幾分大きくすれば、殆ど工費の増加なしに、支承に於て、版の安全度を著しく大きくする事が出来る利益がある。支承部に於ける負鐵筋は、充分注意はしても、コンクリート填充の際に沈降したり、曲がつたりして、正しい位置から變位し易いものであるから、版の支承部に於て其の安全度を大きくする事は非常に大切な事である。尚ほ又、ハウチを附ければ、剪應力に對しても甚だ好都合である。

連續版の支承部に於てハウチを附け無い時、支承に於ける版の厚さを定めるのに、第237図(a)の様に版が鉄筋コンクリート桁と結合されて居る時は、桁の側面の點に於ける彎曲率を基準としてよいが、版が單に石工の上に載つて居る第237図(b)の様な時は、支點(支承面の中心)に於ける彎曲率を基準とする。第237図の様に、支承に於てハウチを附けないと、徑間中央部に於て版の厚さが不必要に大きくなるか、又は支承部に於て抗壓鐵筋を使用しなければならないと云ふ様な經濟上の不利益の外に、負鐵筋が沈降すれば版の安全度が著しく減ずる不利益がある。ハウチを附けない連續版の支承部に於て、



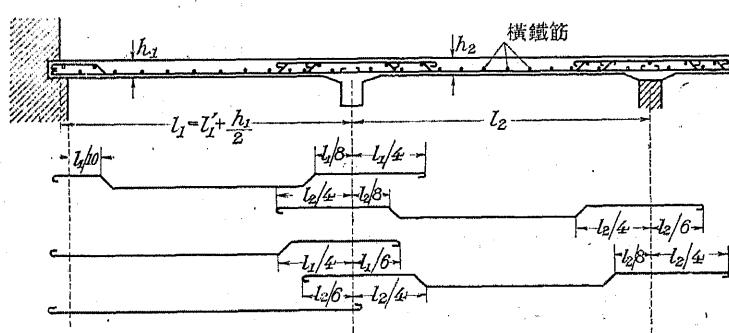
第237図 高さが一定な連續版の内部支承部

相隣れる徑間に於ける鐵筋の配置が等しい時は、數徑間にわたつて連續する鐵筋を用ゐる事が出来る。第239図の様にすれば、正鐵筋の $\frac{2}{3}$ を曲上げたとして、支承上に於て、第238図の場

龜裂を生ずる事の屢々あるのは、此の原因によるものが尠くない。故に、經濟上からも、安全上からも、連續版の支承部に於てはハウチを附けて、版の厚さを大きくすのが適當である。連續版の支承部に於てハウチを附ける事は、型枠費を増加すると云ふ論者もないではないが、以上に述べた利益と同等に論じ得るものではない。尚ほ、ハウチを設ける爲の型枠費の増加は、ハウチの型枠の適當な設計によつて、大いに、之を減少する事も出来るのである。

版の寸法及鐵筋の配置は、彎曲率に適合するばかりでなく、剪力に對しても安全でなければならぬ事は勿論である。之は、支承の附近に大きな集中荷重を受ける様な場合に、特に注意を要する事である。

第238図は、支間がほぼ相等しい連續版の鐵筋配置を示す。主鐵筋の太さ及數は、彎曲率の値に依つて定まる。内部支承に於ける負彎曲率を受ける爲及剪力に抵抗させる爲には、内部支承の兩側徑間の正鐵筋の $\frac{2}{3}$ 丈を、支承附近に於て交互に曲上げるのが最も便利である。曲上げた鐵筋は、負の支承彎曲率に對する負鐵筋として働く、負彎曲率の變化に應する様支承を越えて延ばし、其の端を隣りの徑間の抗壓コンクリート内に碇着する。彎曲率の變化を正確に計算

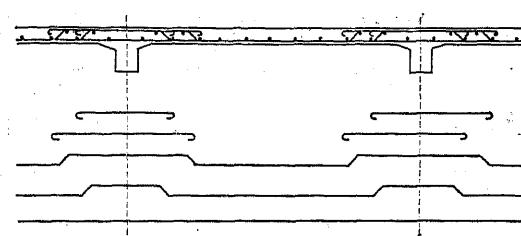


第238図 支間が殆ど相等しい連續版の鐵筋配置

しない時には、支間がほぼ相等しい場合、支間の $\frac{1}{5}$ 以上支承を越えてのばせば普通に安全である。端支承に於ては、徑間の正鐵筋の $\frac{1}{3}$ 丈を曲上げればよい。

第238図は、鐵筋を曲上げる點及曲上げた鐵筋を隣りの徑間にのばす長さ等に就いて、負彎曲率の變化に適合する一般の關係を示す。尚ほ、鐵筋を曲上げる位置を交互にづらして、活荷重の位置の變化による反曲點の移動に備へてある。又、圖には、内部支承部に於てハウチを附けて版の厚さを増し、支承の兩側徑間から曲上げた鐵筋丈で負彎曲率に抵抗し、別に負鐵筋を添加しないでよい様にしてある。

相隣れる徑間に於ける鐵筋の配置が等しい時は、數徑間にわたつて連續する鐵筋を用ゐる事が出来る。第239図の様にすれば、正鐵筋の $\frac{2}{3}$ を曲上げたとして、支承上に於て、第238図の場



第 239 圖 連続版の不適當な鉄筋配置

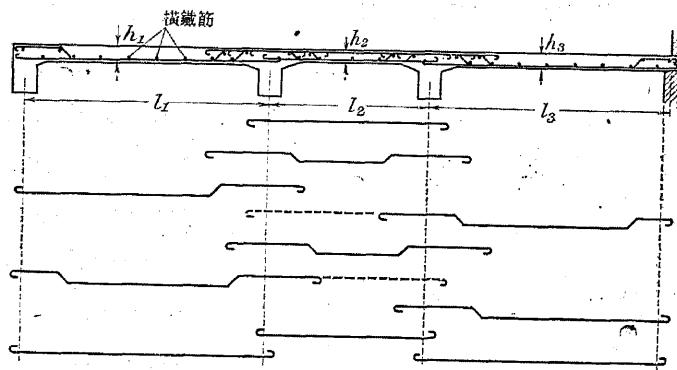
合に正鉄筋の $2 \times \frac{2}{3}$ 丈を負鉄筋として用ゐ得る代りに、此の場合正鉄筋の $\frac{2}{3}$ 丈しか負鉄筋として利用する事が出来ないから、不足な丈の鐵筋を別に添加しなければならない。第 238 圖の鉄筋配置の方

が、鐵筋の曲げ方及配置が容易であり、又

無駄の鐵筋の出来る事も少いから、第 239 圖の配置よりも良い。

支承の上に達せしめる曲上げない正鉄筋は、各徑間に於て其の太さ及數が相等しい時には、數徑間にわたつて連續させてよい。

第 240 圖は中央支間が兩側の支間よりも小さい 3 徑間連續版の鉄筋配置を示す。斯の如き場

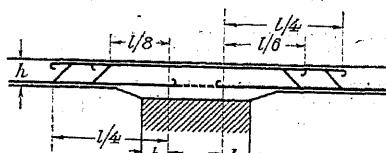


第 240 圖 中央支間が小さい 3 徑間連續版の鉄筋配置

合には、兩側の徑間に活荷重が載る時、中央徑間に生ずる負徑間彎曲率に就いて考慮しなければならない。鐵筋コンクリート桁に結合された連續版では、此の負徑間彎曲率は、自由支承上の連續版として計算し

た値の $\frac{1}{2}$ を採る [標準示方書第八十條(イ) § 331 参照]。此の負の徑間彎曲率に対する鐵筋は、別に版の上側に鐵筋を加へてもよいし、又、第 240 圖に破線で示してある様に、兩側の徑間で曲上げた鐵筋を此の徑間にのばしてもよい。

鐵筋を曲げる位置及鐵筋の長さは、最も不利な荷重の位置による正及負の最大彎曲率に適應すべき事は勿論である。



第 241 圖 奥行長き内部支承上に於ける連續版の鉄筋配置

横鐵筋の配置は兩端自由支承の版の場合と同様である。

連續版が厚さの大きい石工の壁又は幅の大きい桁に載る時には、正鉄筋を曲上げる位置及之を隣りの徑間にのばして挿入する長さは、大體第 241 圖を標準

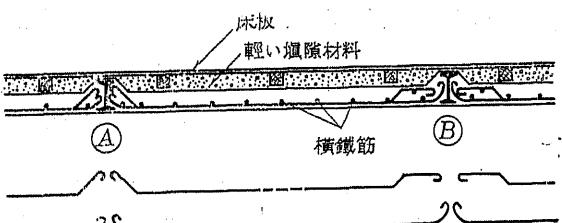
とすればよい。

§ 333. 鋼桁を支承とする版の設計

鋼材建築の床版及鋼橋の床版等に於ては、鋼桁を支承とする鐵筋コンクリート版を使用する場合が少くない。

鋼桁の間に鐵筋コンクリート版を作るのに 2 つの方法がある。1 つは、版が鋼桁の下部に乗つて居つて、床組構造の下表面が平面をなすものであり、他は、版が鋼桁の上に乗つて居つて、鋼桁の一部が床組の下面に突出して居るものである。いづれの場合に於ても、鋼桁の腐蝕を防ぐ為又は耐火の為に、之をコンクリートで包む事が多い。

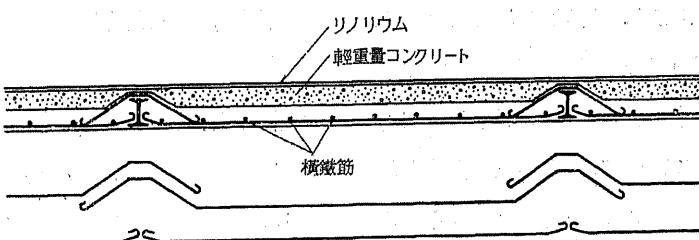
第 242 圖及第 243 圖は、鐵筋コンクリート版が鋼桁の下部に乗つて居る場合を示す。第 242



第 242 圖 鋼桁の下部に乗る單版

圖は、I 桁の間に作られた兩端自由支承の版であり、第 243 圖は、I 桁の間に作られた連續版である。

第 242 圖に示してある單版に於て、抗張主鐵筋の端の部分の所置について A 及 B に示す様な 2 つの方法がある。I 桁の突緣の幅が小さいから、何れの場合に於ても、抗張主鐵筋をして充分な附着強度を有せしめる為に、其の端を曲げて、充分な長さコンクリート中に埋込まなければならない。抗張主鐵筋の $\frac{1}{2}$ を圖に示す如く端で曲上げ、残りの $\frac{1}{2}$ を圖の様に曲上げて曲鐵筋として働く事が適當である。

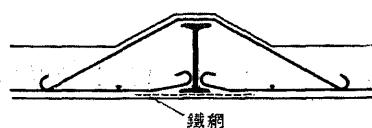


第 243 圖 鋼桁に乗る連續版

第 243 圖の連續版の場合には、支承部に於て版の厚さが大きくなるから、支承に於ける大きい負の彎曲率を受けるに都合が

よい。支承の兩側の徑間に於ける正鉄筋は之を曲上げて負鉄筋として働く事が適當である。此の際、正鉄筋の $\frac{1}{2}$ を曲上げて、支承上に於ける負鉄筋の數を徑間中央部に於ける正鉄筋の數と同じにするのが便利である。支承に於ける版の厚さが大きいから、之丈の負鉄筋で充分であるのが普通である。鋼桁の上で負鉄筋の間隔を版の徑間中央部に於ける正鉄筋の間隔に等しくするには、支承の兩側徑間の正鉄筋を交互に曲上げればよい。鋼桁の上にある負鉄筋は、

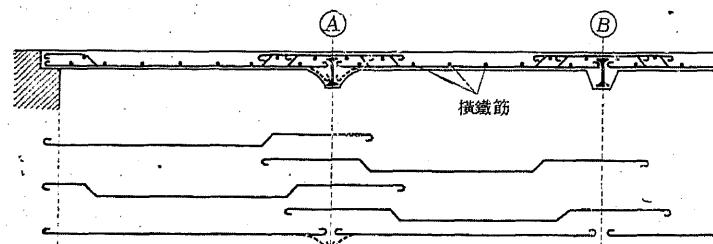
充分コンクリートで被覆しなければならない。鋼桁の下面とコンクリート又は漆喰塗との結合を完全にするには、第244圖に示す様に、鐵網などを正筋に緊結しておくがよい。



第 244 圖

鐵筋コンクリート版と床面との間に出来る間隙には、適當な填隙材を入れる。第242圖は、軽い填隙材料の上に、木の床を作つたものである。第243圖は、填隙材料として輕重量のコンクリートを使用し、其の上にリノリューム、タイル等を敷く場合である。此の構造は、死荷重が増加する缺點はあるが、絶縁が良い利益がある。

鐵筋コンクリート版を鋼桁の上部に載せれば、版の下面に鋼桁の一部が突出して、床組の下表面は平面にならないけれども、連續版を作るには甚だ便利である。第245圖は、斯の如き構造

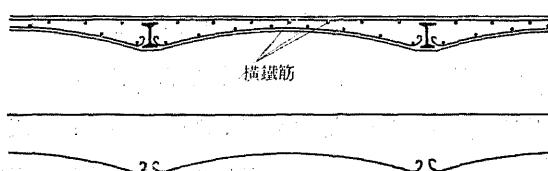


第 245 圖 鋼桁の上部に乗る連續版

を示す。鋼桁をコンクリートで包めば、連續版の支承部に於てハウチを有する事になるから、版が、大きな支承負變曲率に抵抗するに都合がよい。第245圖

のⒶは曲線形のハウチを、Ⓑは直線形のハウチを示す。Ⓐは變曲率の變化に適應するのみならず、外觀がよいけれども、型枠が少し面倒である。鐵筋の配置は、第245圖に示す如くで、§ 332.に述べた連續版の場合と同様にすればよい。

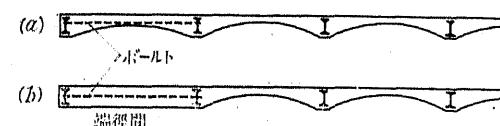
第245圖の様に、版が鋼桁の上部に乗つて居るものは、第242圖及第243圖の様に、版が鋼桁の下部に乗つて居るものに較べて、靜力學上及構造上から種々の利益がある外に、版の上部に填隙材料を用ひないでもすむから、版の自重を小さくする事が出来る。若し、傳音傳熱防止が必要である時には、床面材料と鐵筋コンクリート版との間に、薄い砂層又は此の目的に適する材料を入れればよい。



第 246 圖

第246圖は、I鋼を支承とし、下面が曲面をして居る鐵筋コンクリート版である。上側の鐵筋は數徑間に亘りて連續し、下側の鐵筋は曲面に沿

つて入れてある。斯く版の厚さが非常に變化する時は、計算上、徑間の中央部に於ける正變曲率は非常に小さいから、版の厚さも非常に薄くてよいのである。又、斯の如き版は、主として壓應力を受けるアーチとも考へる事が出来る。但し、アーチと考へるには、端徑間に於ける水平反力を安全に受け得る構造とする事が必要である。版の端に於ける構造物の部分丈で、端徑間に起る水平反力を抵抗し得ない時には、端徑間の支承の鋼桁をボルト其の他の結合して、端の鋼桁が



第 247 圖

横方向に變移するのを防がなければならぬ。第247圖は斯の如き構法を示す。

圖の様にすれば、端徑間は水平方向に於て非常な剛性を有する版となるから、相

隣れる徑間からの水平反力を安全に支承壁に傳へる事が出来る。此の點からは、第247圖(b)に示す様に、端徑間丈は鋼桁の間の全部を齊等な厚さのコンクリート版に作るのが適當である。

鋼桁の中心間隔が 1.2 m 乃至 1.5 m 以下であり、且つ荷重が普通の大きさであれば、鋼桁の間に無鐵筋のコンクリートアーチを作る事がある。此の場合に於ても、端徑間に於て水平反力を抵抗し得る様な構造とすべき事は、前に述べたと同様である。

以上の如く鋼桁をコンクリート中に埋込む時には、版及桁の型枠を成る可く鋼桁で支持するがよい。そうしないと、型枠の沈下と、鋼桁の撓度とが等しくならない爲に、鋼桁の下線と、コンクリートとの間に間隙が出来、從つて、コンクリートが剥離する惧がある。

§ 334. 等布荷重を受ける版の有效高さを直接に算定する方法

版の設計をするには、先づ版の厚さを假定して死荷重を定めなければならない。そして、死荷重と活荷重による最大變曲率を求め、是等を用ひて版の有效高さを計算し、之に抗張主鐵筋鉤の半徑と鐵筋保護として必要なコンクリートの厚さとを加へて版の厚さを定める。斯くして定めた版の厚さが最初に假定した版の厚さと大差ある場合には、今得た版の厚さを用ひて死荷重を定め、再び計算を繰返さなければならない。然し、§ 331.に述べた様に、活荷重が等布荷重であつて、之を版の全支間に載せた場合に就いて最大變曲率を求めればよい様な場合には、次如くすれば、最初に版の厚さを假定しないで、直接に版の有效高さを定める事が出来る。

今、版の幅 100 cm に就いて考へる。鐵筋コンクリート 1 m³ の重量を r (2 400 kg/m³) とする。

w_1' を、活荷重、鐵筋保護としてのコンクリートの重量、及版上にある死荷重の和 (kg/m²) とする。

然れば、版の有效高さを定めるに必要な最大彎曲率は、版の幅 100 cm に對し

$$M = \frac{100}{m} (24d + w_i') l^2 \text{ kg cm} \dots\dots\dots\dots\dots (a)$$

である。茲に、 d は版の有效高さ (cm), l は支間 (m), $\frac{1}{m}$ は版の支承状態によつて定まる數値であつて、例へば、兩端自由支承の版に於ては $\frac{1}{8}$, 連續版であれば標準示方書第八十二條(ヘ) (§ 331 参照) に規定してある數値である。

版の有效高さ d は、與へられた彎曲率とコンクリート及鐵筋の許容應力との値に對して、

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

であつて、 C_1 は第 II 表によつて求められる値である。今、 $b = 100 \text{ cm}$ とすれば、

$$M = \frac{100 d^2}{C_1^2} \dots\dots\dots\dots\dots (b)$$

(a) 式を (b) 式に相等しいとおけば、

$$\frac{100}{m} (24d + w_i') l^2 = \frac{100 d^2}{C_1^2}$$

$$\therefore d^2 - \frac{1}{m} 24 C_1^2 l^2 d - \frac{1}{m} w_i' C_1^2 l^2 = 0 \dots\dots\dots\dots\dots (c)$$

(c) 式を解けば、版の有效高さが定まり、之に抗張主鐵筋鉄の半徑と鐵筋保護としてのコンクリートの厚さとを加へたものが版の厚さである。

第三節 二方向に主鐵筋を有する版の設計

§ 335. 概 説

平面が正方形に近い矩形版が 4 周で支持される時には、鐵筋コンクリート版の彎曲強度により、總ての方向に彎曲應力を生ずる。斯の如き版に於ては、主鐵筋を 2 方向又は 2 方向上以上に配置する必要がある。此の場合に、版の周邊に平行で、直角に交叉する 2 方向に主鐵筋を配置した版を 2 方向主鐵筋版と云ふ。此の時主鐵筋は版の 2 方向上に於ける張應力を受け、從つて、版に於ける壓應力も此の 2 方向のコンクリートで受けられるから、コンクリートの抗壓強度を有效に利用する事になる。

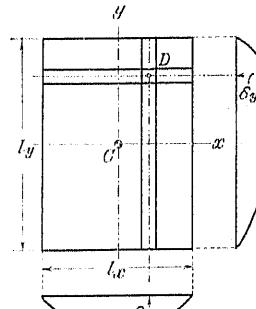
2 方向主鐵筋版の支承は壁又は桁である。支承の状態によつて、自由支承の版、固定支承の版及數徑間の連續版として働く事は 1 方向主鐵筋版の場合と同様である。版が連續性を有する方向に於ける彎曲率の變化は、1 方向主鐵筋版の場合と同様で、徑間に於ては正負彎曲率、内方支承上に於ては負彎曲率を生ずる。

§ 336. 二方向に主鐵筋を有する版が全面に等布荷重を受ける場合の彎曲率の計算

彎曲率を計算するに用ゐる支間の定め方は、1 方向主鐵筋版の場合と同様で、支承面の中心間隔とする。但し、自由支承の場合支承面の奥行が長い時には、徑間に版の中央に於ける厚さを加へたものとする。

平面が矩形である版の全面に等布荷重が載る時、短邊の長さが長邊の長さの $\frac{1}{2}$ 以下である場合には、版に加へる荷重の殆ど全部は短邊の方向の支間を有する 1 方向主鐵筋版の働きで受けられる事が理論的に證明されて居る。短邊の長さが長邊の長さの $\frac{1}{2}$ 以上であれば、版に加へる荷重が、版の總ての方向に彎曲應力を生ずる事になるから、2 方向に主鐵筋を使用すべき場合になる。此の場合、版に於ける彎曲率を求めるのに、從來 Grashof-Rankine の解法が、簡単である爲に、廣く用ゐられて居る。

Grashof-Rankine の解法に於ては、第 248 圖に示す様に、版を矩形の邊に平行な多くの細長帶に分割して考へ、荷重が是等縦横 2 方向の細長帶の群により分擔されるものと假定する。版



第 248 圖

が自由支承を有するか、固定支承を有するか、又は多くの徑間に擴がる連續版であるかによつて、是等の細長帶を、兩端自由支承版、固定版若しくは連續版と考へ、普通の 1 軸方向に主鐵筋を有する版としての應力分布により、分擔すべき荷重を支へるものと考へる。從つて、抗張主鐵筋は縦横 2 方向に配置される。各方向の細長帶が分担すべき荷重の割合は、次の様にして之を定める。

第 248 圖に於て、互に直交する 2 方向の細長帶の交叉點に於ては、兩方向の細長帶の挠度は相等しくなければならない。依つて、 x 及 y 軸の方向に於ける細長帶の交點 D に於ける挠度を夫々 δ_x 及 δ_y とすれば、

$$\delta_x = \delta_y \dots\dots\dots\dots\dots (a)$$

である。

自由支承の場合

$$M_x = \frac{1}{8} w_x l_x^2$$

$$M_y = \frac{1}{8} w_y l_y^2$$

準固定支承の場合

$$M_x = \frac{1}{16} w_x l_x^2$$

$$M_y = \frac{1}{16} w_y l_y^2$$

固定支承の場合

$$M_x = \frac{1}{24} w_x l_x^2$$

$$M_y = \frac{1}{24} w_y l_y^2$$

正の最大徑間彎曲率

自由支承の場合

$$M_x = 0$$

$$M_y = 0$$

準固定支承の場合

$$M_x = -\frac{1}{10} w_x l_x^2$$

$$M_y = -\frac{1}{10} w_y l_y^2$$

固定支承の場合

$$M_x = -\frac{1}{12} w_x l_x^2$$

$$M_y = -\frac{1}{12} w_y l_y^2$$

茲に

 $M_x = x$ の方向に於ける最大彎曲率 $M_y = y$ の方向に於ける最大彎曲率』

此の規定に於て、準固定支承と云ふのは、版が鉄筋コンクリート桁に結合された場合、又は連續版などの場合を指すので、鉄筋コンクリート版の最も普通な支承状態である。固定支承として取扱ひ得るのは、支承の構造が固定支承として起る負彎曲率に充分抵抗し得る事が計算上證明し得る場合に限るものである。計算上の證明は § 329. に述べた通りである。自由支承及固定支承の場合に於ける彎曲率の値に就いては説明を要しない。準固定支承の場合に對する値は、普通の場合に對して充分安全である標準の値であつて、支承の構造に應じて適當に増減すべき性質のものである。

連續版の場合、剪力を求める事は標準示方書第八十三條の規定 (§ 331. 参照) によればよい。

Grashof-Rankine の方法は、上述の如く、版を縦横 2 方向の細長帯の群から成るものと見做し、普通の 1 軸方向の版としての應力分布によりて、荷重を受けるものと考へるのであるが、實際に於ては斯かる細長帯と細長帯との間に側方の連續性が存在するから、側方細長帯との回轉度の相違に依り、捩り力率が起り、從つて之に對して起る版の剪應力は幾分かの荷重を受ける。從つて、細長帯は、實際は、單なる 1 軸方向の桁としてよりも大きい支持能力を有する譯である。此の捩り力率を考慮に入れる、Marcus の方法 (Die vereinfachte Berechnung biegsamer Platten von Dr.-Ing. H. Marcus. Julius Springer. 1925.) は、Grashof-Rankine の解法よりも精確であつ

て、之によれば、版の厚さを幾分小さくする事が出来る。Marcus の方法は、獨逸の標準示方書に採用されて居る。捩り力率の作用は、版の平面が正方形で 4 周が自由支承の場合に最大で、周圍固定支承の時に最小である。版の隅角が浮き上つたり、鐵筋が不充分であつたり、施工が悪い時などには、此の捩り力率に信頼し難いから、斯かる事を豫想し得る場合には、捩り力率の影響を無視するのが安全である。それで標準示方書には、安全と簡単の爲に、捩り力率の影響を無視し、在來の方法に従つてよい事にしてあるのである。Marcus の方法を用ゐるには、Löser の表 (Bemessungsverfahren von B. Löser. Wilhelm Ernst & Sohn.) 又は、Waschmann の圖表 (Kurventafeln für kreuzbewehrte Platten nach Marcus von J. Waschmann und S. Cytryn. Bauingenieur Heft 31, 1928.) を使用するのが最も便利である。

§ 337. 二方向に主鐵筋を有する版が集中荷重を受ける場合の彎曲率の計算

2 方向主鐵筋版が任意の集中荷重を受ける場合の彎曲率及剪力の計算は、甚だ複雑であつて、實用的の計算方法は未だない様である。

4 周が自由支承である平面矩形の版が、其の中央に於て、版の邊に平行な邊を有する矩形面上に等布荷重を受ける場合の彎曲率及剪力の計算には、M. Pigeaud 氏の圖表 (Calcul des plaques rectangulaires minces appuyées à leur pourtour, par M. Pigeaud. Annales des Pont et Chausseés, Français. 1929.) を用ゐるのが最も便利である。等布荷重の載る矩形面積を小さく探れば、線荷重又は集中荷重の影響を求める事が出来る。又、等布荷重を受ける矩形の種々の大きさを考へ、之によつて得られる彎曲率及剪力の値を適當に組合せれば、輌壓機の荷重、及自動車荷重による彎曲率及剪力の値を計算する事も出来る。尚ほ、Scott 氏は、Pigeaud 氏の方法を、鉄筋コンクリート版に應用する方法を詳説して居る。(Design of Reinforced Concrete Slab. W. L. Scott. Concrete and Constructional Engineering. 1930. 又は Reinforced Concrete Bridges Crosby Lockwood & Son. London.)

又、2 方向主鐵筋版が線荷重を受ける場合の最大彎曲率の計算には、稻田 隆教授の圖表(九州帝國大學工學彙報第六卷第一號)を用ゐるのが便利である。

§ 338. 二方向に主鐵筋を有する版に於ける鐵筋の配置

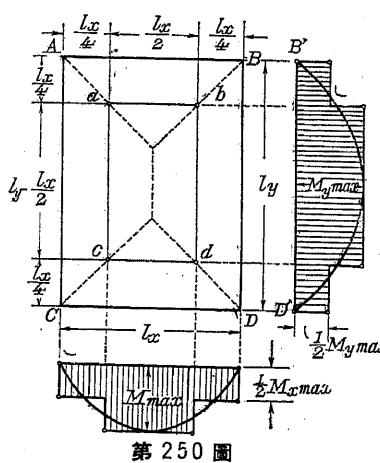
§ 325. に述べた様に、標準示方書第七十七條 (1) には、2 方向に主鐵筋を有する版の有效高さを、4 邊自由支承の場合版の支間の $\frac{1}{30}$ 以上、2 方向連續版又は 4 邊固定の場合版の支間の

$\frac{1}{40}$ 以上と規定してある。又同條(2)によると版の最小厚さは普通 10 cm 以上、同條(3)によると主鐵筋の中心間隔は 20 cm 以下、又は版の有效高さの 2 倍以下にしなければならない。

2 方向に主鐵筋を有する版の有效高さは縦横の方向に於て相等しくない。大きい彎曲率の起る方向、即ち小さい方の支間の方向の主鐵筋を、大きい支間の方向の主鐵筋の直下に置いて、大きい彎曲率に對して、大きい有效高さを有せしめる。大きい支間の方向の主鐵筋は、小さい支間の方向の主鐵筋の直上に配置する。依つて、1 方向に主鐵筋を有する版の場合の様に、横鐵筋を配置する必要が無い。是等 2 方向主鐵筋は、其の位置を保持させる爲に、交叉點に於て結束する。

版の有效高さ及鐵筋の配置は、彎曲率に應する様に定めなければならない。

§ 336. に述べた様に、等布荷重の強度 w を w_x 及 w_y に分けて、縦横 2 方向の細長帶で分擔するものと假定して細長帶に於ける彎曲率を計算すれば、精確な計算をする時よりも或る部分に於ては大きく、或る部分に於ては少し小さい値を得るものである。又、研究の結果によると、最大彎曲應力は相當な範圍に平均に分布して居る。依つて、全面に等布荷重を受ける 2 方向主鐵筋版に於ける鐵筋の配置を定めるには、版を第 250 圖に示す様な部分に分けて考へるのが適當である。

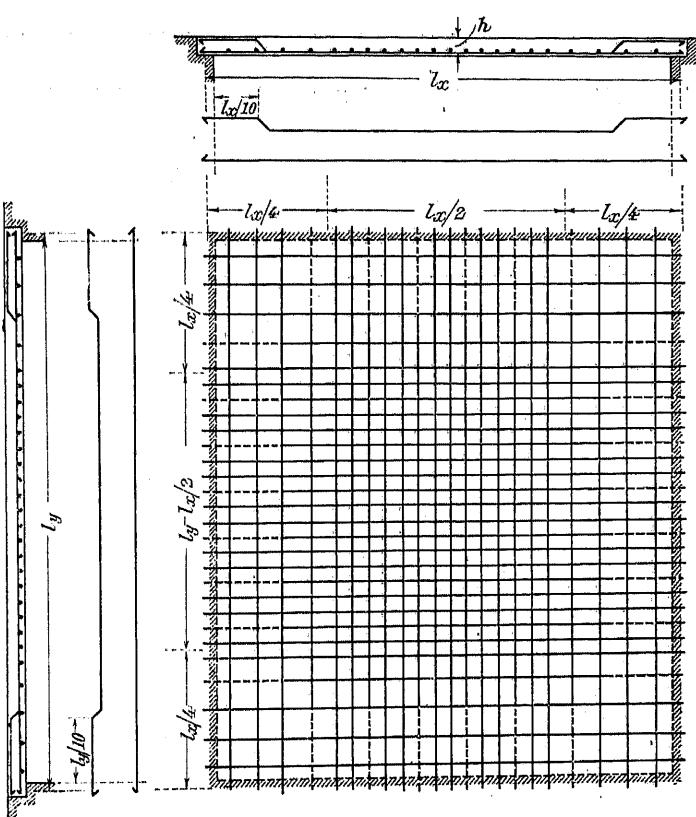


第 250 圖

第 250 圖 に於て、 l_x は短邊の邊長である。圖に於て、 abd を中央範圍、 $ABDC$ と abd との間に於ける部分を縁範圍と名づければ、中央範圍は、幅が $\frac{l_x}{2}$ で、長さが $(l_y - \frac{l_x}{2})$ の矩形であり、縁範圍の幅は凡て $\frac{l_x}{4}$ である。中央範圍に於ては、 w_x 及 w_y を用ひて計算した $M_{x\max}$ 及 $M_{y\max}$ が働くものとし、縁範圍に於ては、 $\frac{1}{2}M_{x\max}$ 及 $\frac{1}{2}M_{y\max}$ が働くものと考へてよい。即ち、版の中央範圍に於ては、 l_x 及 l_y の方向に於て、版の幅 1 m に對して計算した彎曲率に應する様に、版の有效高さ及鐵筋の配置を定め、縁範圍に於ては、中央範圍に於ける鐵筋量の $\frac{1}{2}$ を減する。之が爲には、中央範圍と同徑の鐵筋を用ひて、其の間隔を大きくしてもよいし、又は、直徑の小さい鐵筋を用ひてもよい。中央範圍に於ては、抗張主鐵筋の中心間隔を 15 cm 以下とするのが望ましい。縁範圍に於ては 25 cm 迄は許す事が出来る。但し、中央範圍の鐵筋の中心間隔から、縁範圍の鐵筋の中心間隔に變る部分は、間隔を急に變へないで、彎曲應力の變化に適應せしめるのが適當である。

範圍に於ける鐵筋量の $\frac{1}{2}$ を減する。之が爲には、中央範圍と同徑の鐵筋を用ひて、其の間隔を大きくしてもよいし、又は、直徑の小さい鐵筋を用ひてもよい。中央範圍に於ては、抗張主鐵筋の中心間隔を 15 cm 以下とするのが望ましい。縁範圍に於ては 25 cm 迄は許す事が出来る。但し、中央範圍の鐵筋の中心間隔から、縁範圍の鐵筋の中心間隔に變る部分は、間隔を急に變へないで、彎曲應力の變化に適應せしめるのが適當である。

§ 339. 四邊自由支承の二方向主鐵筋版の設計



第 251 圖 4 邊が自由支承の 2 方向主鐵筋版

第 251 圖 は 4 邊が自由支承である 2 方向主鐵筋版の 1 例である。短邊 l_x の方向の抗張主鐵筋は、長邊 l_y の方向の主鐵筋の直下において、大きい彎曲率に對して版の大きい有效高さを有せしめてある。中央範圍及縁範圍に於ける鐵筋の配置は § 338. に述べた様にしてある。剪應力に對する安全度を大ならしめる爲と、支承に於て幾分の固定力率が働く事に對して、抗張主鐵筋の $\frac{1}{3}$ が曲上げてある。

§ 340. 四邊固定支承の二方向主鐵筋版の設計

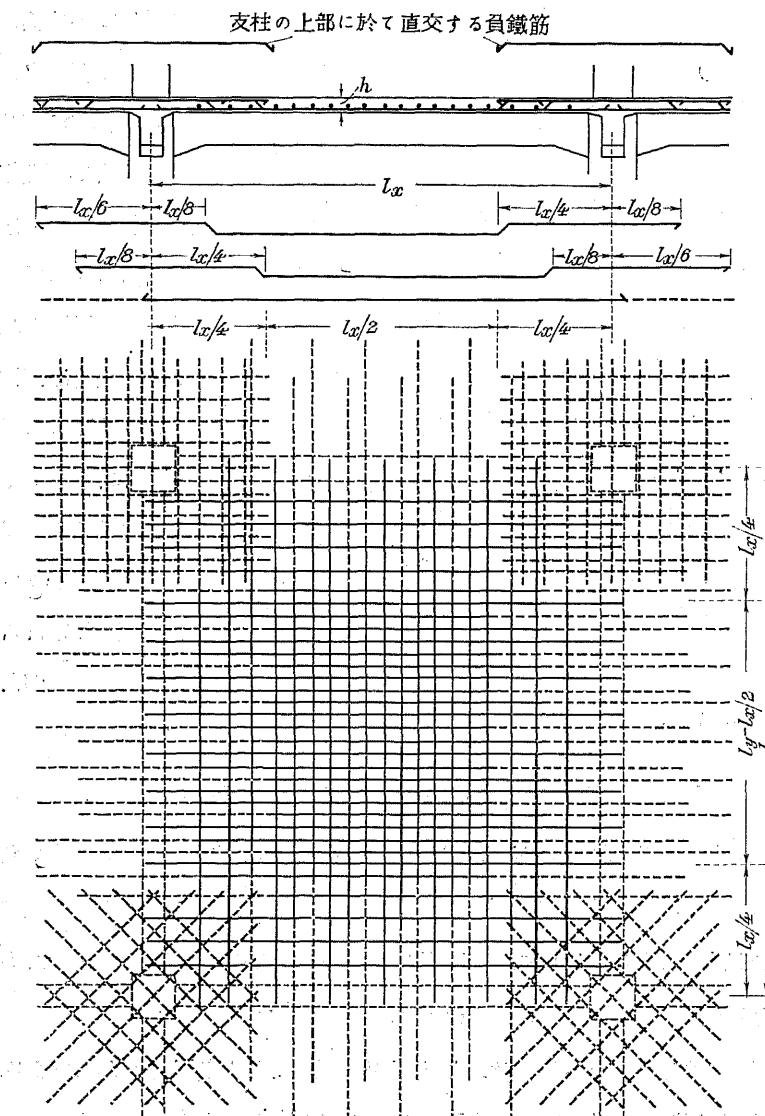
2 方向に主鐵筋を有する版の 4 邊が固定支承である場合には、支承に於ける大きい負彎曲率を受ける爲に、1 方向に主鐵筋を有する兩端固定版の場合の第 227 圖の様に、支承に於て版の厚さを増加するのが適當である。そして、徑間に於ける抗張主鐵筋の $\frac{2}{3}$ 位を曲上げて、負鐵筋として使用し、不足な丈の負鐵筋を、第 227 圖の様に、別に添加する。

支承に於て版の厚さを増さない時には、版の厚さは、一般に、最大負彎曲率から定まる。此の場合、支承部に於ける鐵筋の配置は、第 228 圖の場合と同様にする。

全面に等布荷重を受ける場合、版の中央範圍に於ける鐵筋の配置は第 251 圖に準ずればよい。尚ほ、支承が固定支承として働き得るやの検算をする事は、§ 329. に述べた通りである。

§ 341. 二方向に主鉄筋を有する連續版の設計

2方向に主鉄筋を有する連續版は、荷重の最も不利な位置に對する負の最大支承彎曲率及徑間に於ける正の最大彎曲率に抵抗し得る様に設計しなければならない。尙ほ、連續性を有する方向に於て、端支間と内部支間とを區別して考へる事が必要である。内部支承に於ける大きい負彎曲



第252圖 2方向に主鉄筋を有する連續版の内部徑間に於ける鐵筋の配置

率に適應させる爲に、支承に於て版にハウチを附けて、版の厚さを増加するのが適當である事

は1方向主鉄筋版の場合と同様である。此の場合ハウチの勾配は水平3に對して鉛直1の割合よりも急にしない。尙ほ負彎曲率に對する版の有效高さを定める事は、§ 332に於て第236圖に就いて説明した通りにし、版にハウチを附けない場合には、版の有效高さを第237圖の様にとる。

第252圖は、2方向に連續的である2方向主鉄筋版の兩方向の支間が殆ど相等しい場合、等布荷重に對する内部徑間の鐵筋配置を示す。

縦横兩方向に於て、徑間に於ける主鉄筋の $\frac{2}{3}$ が互にずらして曲上げてある。依つて、内部支承上に於ては、正鉄筋の $\frac{4}{3}$ 丈の負鉄筋がある事になつて居る。若し正鉄筋の $\frac{1}{2}$ 丈を曲上げたとすれば、支承部に於て、正鉄筋と同量の負鉄筋がある事になる。版の下側の直線の鐵筋は、相隣れる徑間に於て同徑のものを同じ中心間隔に使用する場合には、2又は之以上の徑間に連續して用ゐてよい。

版の中央範囲及縁範囲に於ける鐵筋の配置は、4邊自由支承版の場合と同様にする。第252圖は斯かる配置を示す。尙ほ、第252圖には鐵筋を曲上げる位置及鐵筋をのばすべき長さの一般的標準が示してある。

端徑間の自由支承端に於ては正鉄筋の $\frac{1}{3}$ を曲上げればよい。支柱の附近に於ては此の曲上げた鐵筋が交叉して鐵筋の配置が面倒になるから、負彎曲率を受けさせる爲に、縦横2方向、又は對角線の方向に別に負鉄筋を挿入するのが便利である。

第四節 基礎版の設計

§ 342. 概 説

鐵筋コンクリートの基礎版は、コンクリート又は石工の基礎によつて、基礎の必要な底面積を得る事が困難であるか、又は普通の基礎が不經濟である様な場合に用ゐられるものである。鐵筋コンクリートの基礎版がコンクリート又は石工の基礎に較べて利益な點は、掘鑿が少くてすむ事、材料の節約が出来る事、及基礎の自重を輕減し得る事等である。それで比較的淺い所で充分な支持力のある地盤に達するとか、又は地下水などの關係で深い基礎を作る事が望ましくない様な時に鐵筋コンクリート基礎版を用ゐれば、工費及工期に於て非常な利益がある。

鐵筋コンクリート基礎版は、彎曲率と同時に、一般に、大きい剪力を受けるものであるから、彎曲應力のみならず、パンチングシーヤによる應力、斜張應力及附着應力に就いて特に注意を要するものである。

版の上面は傾斜面又は階段付とする事が出来るが、安全な施工が出来る爲に、端に於て働くと
も次に示す有效高さを有せしめる事が必要である。

均質な地盤上に於て 15 cm

杭打基礎上に於て 30 cm

基礎版に於て、鉄筋保護として必要なコンクリートの厚さは、経験上、之を 7.5 cm 以上とする必要がある。

§ 343. 壁の基礎版の設計

壁の基礎版は壁體又壁脚の下に於て、其の兩側に突出して造られる突版である。突出の長さは、版に加はる荷重と、地盤の支持力とから定まる。版の厚さは、突出の長さが大きい時には弯曲應力の方から定まり、突出の長さが小さい時は、パンチング シーヤによる應力又は斜張應力の方から定まる場合が多い。

第 253 圖 は壁の基礎版の 1 例である。

弯曲率に對して最も危険な断面は壁若くは壁脚の外表面と考へてよい。今、

p = 版の底面に働く地盤の反力
(kg/cm²),

l = 突出の長さ (m) とすれば、断面

I—I に働く弯曲率は、壁の長さ 1 m に就き、

$$M = \frac{pl^2}{2} \text{ kg m} = 100 \frac{pl^2}{2} \text{ kg cm}$$

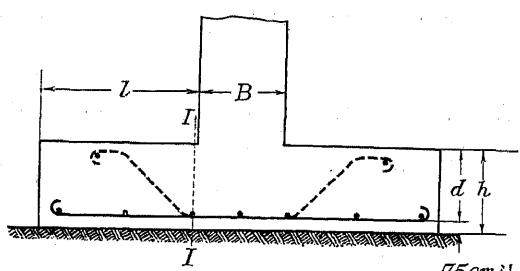
である。依つて、與へられた許容應力に對し、此の弯曲率に抵抗する爲に必要な版の有效高さは、§ 137 の (28) 式により、

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M}{b}} = C_1 \sqrt{\frac{pl^2}{2}} \text{ cm} \quad (a)$$

I—I 断面に於けるパンチング シーヤ S' は、壁の長さ 1 m に對し $S' = pl$ kg である。

依つて、パンチング シーヤに對する許容應力を τ_1 ($8 \sim 10 \text{ kg/cm}^2$) とすれば、パンチング シーヤに對して版の必要な有效高さは、

$$d = \frac{S'}{100 \tau_1} \quad (b)$$



第 253 圖

である。

斜張應力を測る手段として用ゐる剪應力の最大値は、壁若くは壁脚の外表面から、約、版の有效高さの距離に在る断面に起るものと考へてよい。此の断面に於ける剪力 S は、壁の長さ 1 m に對し、

$$S = p \left(l - \frac{d}{100} \right) \text{ kg}$$

である。茲に、 l は m, d は cm で示す。

基礎版に於て腹鐵筋を使用する事は施工上面倒であるから、成るべく腹鐵筋を使用しないで斜張應力を抵抗し得る様に版の有效高さを定める。殊に筋筋は殆ど使用しない。依つて、許容剪應力 τ を 4.5 kg/cm^2 , $j = \frac{7}{8}$ とすれば、斜張應力の方から定まる版の有效高さは、

$$d = \frac{S}{\tau b j} = \frac{S}{4.5 \times 100 \times \frac{7}{8}} = \frac{S}{394} \text{ cm} \quad (c)$$

である。以上 (a) 乃至 (c) 式で與へられる d の最大値を版の有效高さとする。之に鐵筋保護として必要なコンクリートの厚さ (7.5 cm 以上) を加へたものが版の全高である。

版の有效高さが斜張力の方から定まる様な場合には、弯曲率に對して不用になつた抗張鐵筋の一部を第 253 圖に破線で示す様に曲上げ、其の端を抗壓コンクリートに碇着して曲鐵筋として働くかせ、斜張應力に對する安全度を大ならしめるのが適當である。尚ほ、以上の様にする事は、抗張鐵筋の節約を計る上からもよい事である。又、版の有效高さが小さく制限されて居る場合に、必要あれば、別に曲鐵筋として働く鐵筋を配置しなければならない。曲上げない抗張鐵筋の端には半圓形の鉤をつけ、之を版の縁端近くでコンクリートに碇着する。

其の他、横鐵筋の配置等は普通の版の場合と同様である。

§ 344. 中心軸荷重を受ける支柱の獨立せる基礎版の設計

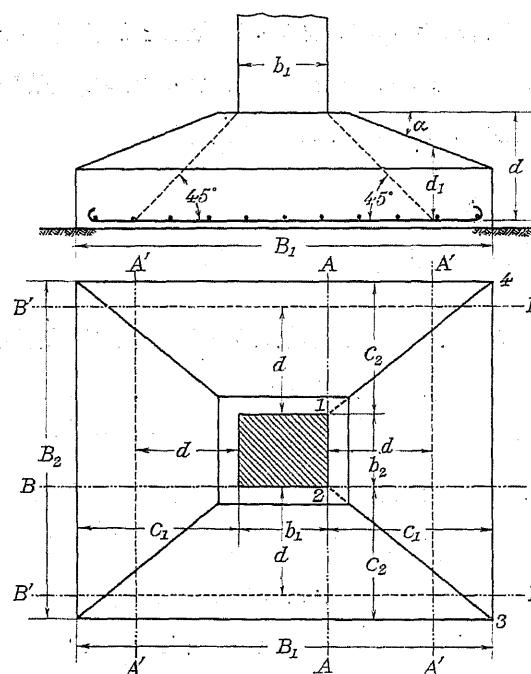
中心軸荷重を受ける支柱の獨立せる基礎版の形は正方形又は之に近い矩形が最も普通であるが、正多角形又は圓形に作る事もある。

基礎版の底面積は、支柱の受ける荷重、支柱及版の自重及版の上に載る荷重等の和と、地盤の許容支持力とから算定する。

支柱に於ける壓應力が大きい時には、第 255 圖の様に、柱脚を設けて支壓強度及パンチング シーヤに對する抵抗を大きくする必要のある事がある。柱脚は正方形又は矩形断面に造るのが

普通である。支圧應力に就いては § 274. に説明してある。

中心軸荷重を受ける支柱の独立せる基礎版は、一般に、中央で支持されて、齊等な地盤の反力を受ける版として働く。鐵筋は直交する2方向に配置するのが普通である。但し、正8角形の基礎版に於ては4方向に配置するのが普通である。此の場合、版に生ずる彎曲應力及剪應力等を精確に求める事はかなり面倒であるから、普通は、直交する2方向に鐵筋を配置する時は2方向につき、正8角形の版で、4方向に鐵筋を配置する時は4方向につき、別々に働く版として、是等を計算する。以下此の方法によつて基礎版を設計する方法を述べる。



第254圖 中心軸荷重を受ける支柱の独立せる矩形基礎版

版の有效高さは、彎曲率、パンチングシーヤ、及斜張應力に對して充分安全な様に定めなければならぬ。先づ、彎曲率に抵抗する爲に必要な版の有效高さに就いて述べる。

彎曲應力に對して最も危険な断面は支柱若くは柱脚の外表面に在るものとする。第254圖は中心軸荷重を受ける支柱の独立せる矩形基礎版を示す。圖に於て、版は1234の如き4個の梯形から成るものと考へ、 p を地盤の反力 (kg/m^2) とすれば、断面A-Aに於ける彎曲率は、

$$\begin{aligned} M_A &= \left[p \cdot b_2 \cdot c_1 \cdot \frac{c_1}{2} \right] + \left[2 \left(p \cdot \frac{c_1 \cdot c_2}{2} \cdot \frac{2}{3} c_1 \right) \right] \\ &= p \left[\frac{b_2}{2} c_1^2 + \frac{2 c_1^2 \cdot c_2}{3} \right] = \frac{p c_1^2}{2} (b_2 + 1.33 c_2) \end{aligned}$$

同様に断面B-Bに於ける彎曲率は、

$$M_B = \frac{p c_2^2}{2} (b_1 + 1.33 c_1)$$

である。

應力計算に用ゐる版の有效幅 b は、支柱若くは柱脚の邊長に版の最大有效高さの2倍を加へたものに採るのが普通である。然れば、版の有效幅は、断面A-Aに對し、

$$b_A = b_2 + 2d$$

断面B-Bに對し、

$$b_B = b_1 + 2d$$

但し、 $b_A < B_2$ $b_B < B_1$ でなければならない。然らざる場合には B_2 又は B_1 を有效幅に採る。

彎曲率及版の有效幅が定まれば、與へられた許容應力に對し、版の必要な有效高さは、§ 187. の(23)式により、

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M_A}{b_A}} = C_1 \sqrt{\frac{M_A}{b_2 + 2d}} \quad (a)$$

$$\text{又は}, \quad d = C_1 \sqrt{\frac{M_B}{b_B}} = C_1 \sqrt{\frac{M_B}{b_1 + 2d}} \quad (b)$$

(a)式及(b)式は、 d が兩邊にあるから、 d の計算には漸近法を用ゐるのが便利である。即ち、先づ右邊の d に適當な値を入れて左邊の d を計算し、此の値を再び右邊に入れて d を計算し、此の計算を數回繰返せば、是等の式を満足する d の値が求められる。彎曲率に對して版の必要な有效高さとしては(a)式又は(b)式で計算した値の大きい方を探らなければならない。今、版の有效高さは彎曲率の方から定まるものと假定し、断面A-Aに就いて計算した d の値、即ち(a)式で計算した d の値が(b)式で計算した値よりも大きいとすれば、断面A-Aに於ける鐵筋斷面積は、§ 187. の(25)式により、

$$A_s = C_2 \sqrt{M_A (b_2 + 2d)}$$

であり、断面B-Bに於ける鐵筋斷面積は、

$$A_s = \frac{M_B}{\sigma_s \frac{7}{8} d}$$

である。若し、版の有效高さ d が、パンチングシーヤ又は斜張應力の方から定められた時は、兩方向に於ける鐵筋斷面積を上記の近似式で求めてよい。是等の鐵筋は夫々版の有效幅の間に配置し、其の外側には有效幅の間に於ける鐵筋の間隔よりも大きい間隔に同徑の鐵筋を配置するのが安全である。

・パンチング シーヤに抵抗する爲に必要な、版の有效高さは次の様にして算定する。

第254圖に於て、基礎版の底面積を A 、支柱若くは柱脚の周長を $2(b_1 + b_2)$ 、版の有效高さを d とすれば、断面積 $2d(b_1 + b_2)$ に働く全パンチング シャ S' は、

$$S' = p(A - b_1 b_2)$$

である。依つて、パンチング シアに對する許容應力を τ_1 ($8\sim10 \text{ kg/cm}^2$) とすれば

$$d = \frac{p(A - b_1 b_2)}{2\tau_1(b_1 + b_2)} \dots \dots \dots \quad (c)$$

斜張應力に抵抗する爲に必要な、版の有效高さを定めるには次の様にする。

實験の結果によると、斜張應力により龜裂の發生する斷面は、大約均質な基礎地盤に於て支柱若くは柱脚の外表面から版の最大有效高さ丈けの距離に、杭打基礎の場合に於て最外列にある杭の内面と支柱若くは柱脚の外表面との中間に在る。依つて、斜張應力は是等の斷面に於て最大であると考へる事が出来る。依つて、今、基礎版が均等な地盤上にあるものとすれば、第254圖に於て $A'-A'$ 及 $B'-B'$ 斷面が、斜張應力の最大な斷面である。斷面 $A'-A'$ 及 $B'-B'$ によって囲まれる矩形面積の外側にある面積に働く地盤の反力 R は、

$$R = p [B_1 B_2 - (b_1 + 2d)(b_2 + 2d)]$$

である。依つて、断面 $A'-A'$ に働く剪力 S_A は

$$S_A = \frac{R}{2(b_1 + b_2 + 4d)} (b_2 + 2d)$$

断面 $B'-B'$ に働く剪力 S_B は、

$$S_B = \frac{R}{2(b_1 + b_2 + 4d)} (b_1 + 2d)$$

であると假定する。版の上面が傾斜して居る場合、斜張應力を測る手段として用ゐる剪應力は

§ 225 の (33) 式にて

$$\tau = \frac{S}{hz} - \frac{M}{hz^2} \frac{7}{8} \tan \alpha$$

$$= \frac{S}{b i d_1} - \frac{M}{b(i d_1)^2} \frac{7}{8} \tan \alpha$$

である。然し、基礎版の設計などの場合には、簡単と安全の爲に、上式の第2項を無視してよい。

然れど

$$d_1 = \frac{s}{b j \bar{z}}$$

基礎版に於て腹鉄筋を用ゐる事は、一般に、得策でないから、 τ は許容應力 4.5 kg/cm^2 以下に採るのが適當である。今 $\tau = 4.5 \text{ kg/cm}^2$, $j = \frac{7}{8}$ とすれば、斷面 $A' - A'$ に對して、

$$d_1 = \frac{S_A}{(b_2 + 2d) \times \frac{7}{8} \times 4.5} = \frac{S_A}{3.9(b_2 + 2d)} \dots\dots\dots(d)$$

断面 $B'-B'$ に對して.

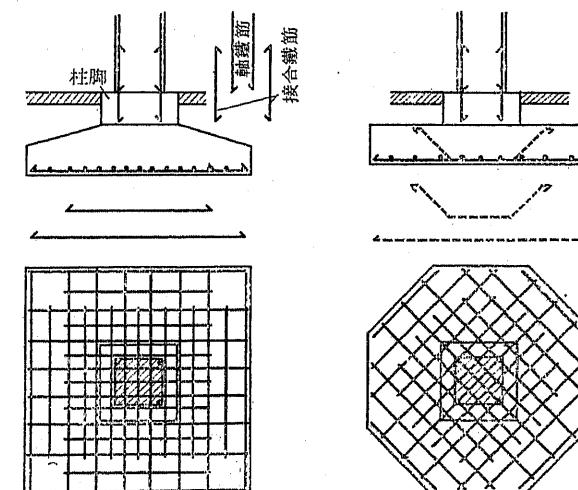
$$d_1 = \frac{S_B}{3.9(b_1 + 2d)} \dots \dots \dots (e)$$

であつて、之が、断面 $A'-A'$ 又は $B'-B'$ に於て、斜張應力が 4.5 kg/cm^2 である爲に必要な、版の有效高さである。

以上の (a) 式乃至 (e) 式によつて、基礎版の有效高さを決定する事が出来る。

版の有效高さが斜張應力の方から定まる様な場合には、彎曲率に對して不用になつた抗張鐵筋の1部を曲上げて曲鐵筋として効かせ、斜張應力に對する安全度を大ならしめるのが適當である。曲上げない抗張鐵筋は、版の有效幅の外側まで延ばし、端に半圓形の鈎をつけてコンクリートに密着する。

以上は版及支柱断面が正方形に近い矩形断面に就いて述べたが、版及支柱断面共に正方形で



第 255 圖

第 256 圖

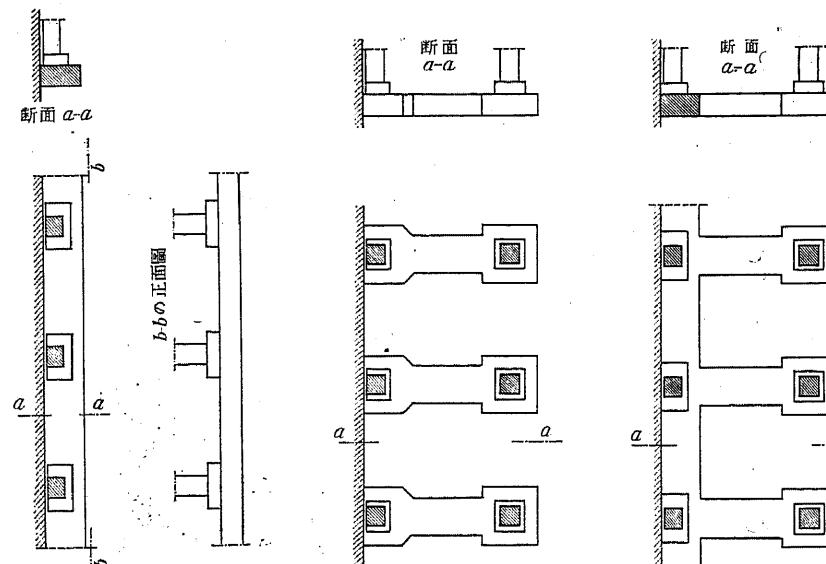
ある時は、以上の諸式に於て $b_1 = b_2, c_1 = c_2, B_1 = B_2$ であつて、計算が餘程簡単になる。多少不規則な形状の版及支柱断面に對しては、便宜上、是等を之に近い正方形又は矩形であると假定して計算してよい。正8角形の版に於て4方向に鉄筋を配置する場合の計算は、以上述べた所に準すればよい。

第255圖及第256圖は正方形及正8角形の基礎版に於ける鉄筋配置の1例を示す。

版の厚さが制限されて居る時、必要あれば、曲鉄筋として働く鉄筋を配置しなければならない。第257圖は斯の如き場合に於ける鉄筋配置を示す。

§ 345. 連續基礎版の設計

支柱を支へる基礎版を、柱の軸を中心として擴げる事が出來ない時、例へば、他の建築物又は道路などに接して建築物を造る場合の外周の支柱の基礎版に於ては、獨立せる基礎版は偏心荷重を受け、地盤に於ける圧應力の分布が不齊等になる。斯の如き場合には、第258圖及第259圖に示す様な矩形又は梯形等の連續基礎版を用ひて、支柱の荷重を基礎に成る可く齊等に分布する様にするのが適當である。



第258圖

第259圖

第260圖

連續基礎版

第260圖は、第258圖の場合と第259圖の場合とを組合せたもので、多くの場合甚だ便利な

連續基礎版である。

是等の基礎版の大きさは、地盤の許容支持力を超過しない事、及版底面の重心が成るべく荷重の重心と一致する事を主眼として定める。基礎版の断面及鉄筋配置は、彎曲率及剪力に應する様版又は桁として設計する。

§ 346. 軸力と彎曲率とを受ける支柱の基礎版の設計

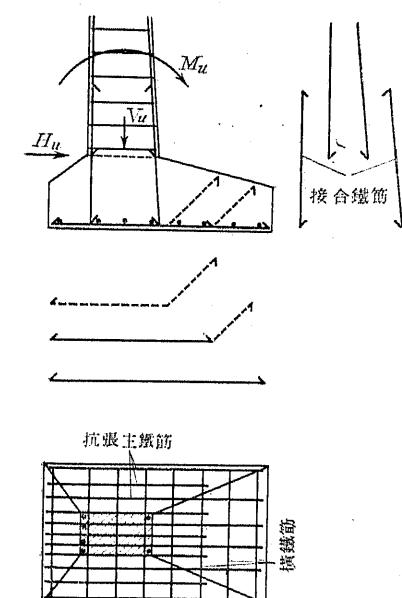
軸力と彎曲率とを受ける支柱の獨立せる基礎版は、靜力学上からも、經濟上からも不對稱に造るのが適當である。如何となれば、之によつて、基礎に於ける壓應力を齊等に近づかしめる事が出来るのみならず、對稱な基礎版を使用する場合に較べて材料の節約となるからである。

第261圖は、第210圖に示した軸力と彎曲率とを受ける上端自由の支柱の基礎版を示す。此の場合基礎版は鉛直荷重のみならず、彎曲率及水平力を受ける。依つて、版の寸法は、是等の合成力の最も不利な大きさ及作用點と、地盤の支持力とに應する様に定めなければならない。

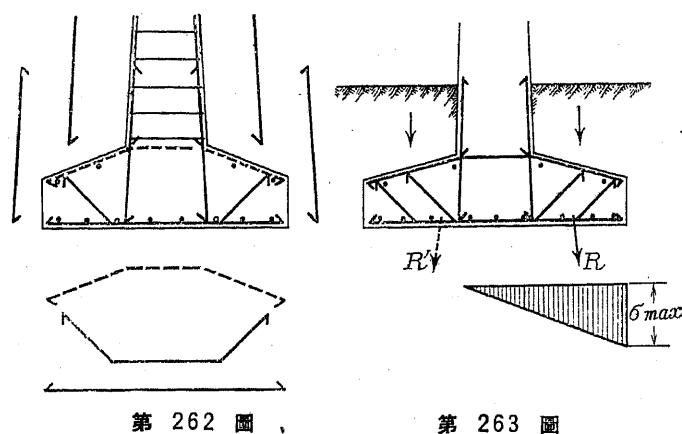
第261圖の場合に於ては、支柱が之と同じ抗壓強度を有する鉄筋コンクリート基礎版に載る場合で、柱脚を用ひず、接合鉄筋に依つて支柱と版とが結合してある。彎曲率に對する抗張主鉄筋は、其の太さ、間隔及長さを、彎曲率の變化に適應せしめ、之を横鐵筋に繋結する。横向の突出が大きい時は、横鐵筋の代りに彎曲率の方から計算した抗張主鉄筋を配置しなければならない。此の場合の計算方法は、§ 344. に述べた所に準すればよい。

版の厚さが制限されて居る場合には、斜張應力に對して曲鉄筋を配置する必要のある事がある。圖には、破線で、斯の如き場合の曲鉄筋の配置が示してある。

第204圖に示す様に、偏心軸荷重が支柱の兩側に交互に働く時、荷重の大きさがほぼ相等しい時には、對稱又は對稱に近い基礎版を用ひる事になる。第262圖は斯の如き場合の基礎版の鉄筋配置を示す。底側の抗張主鉄筋は、必要あれば、曲上げて曲鉄筋として働く。破線で示してある上側の鉄筋は、外力の合成力の作用點が、基礎版底面の心の外に來る場合に有效に働く鉄筋である。即ち第263圖に示す様に、地盤の反力が基礎版の底面の1部分に働く時は、之と反



第261圖
軸力と彎曲率とを受ける
上端自由の支柱の基礎版

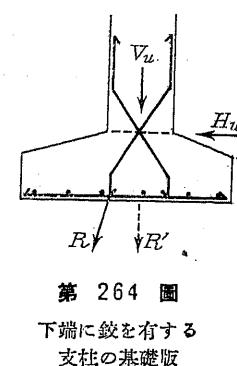


第 262 圖

第 263 圖

對側の版の自量及其の上に載る土の重量に依り、版の上側に張應力が働くから、之に抵抗させる爲に鐵筋を配置するのである。

第 264 圖は、下端に鉸を有する支柱の基礎版に於ける鐵筋配置の 1 例で、支柱は鉸鐵筋で基礎版と結合してある。

第 264 圖
下端に鉸を有する
支柱の基礎版

第七章 桁の設計

第一節 総 説

§ 347. 概 説

鐵筋コンクリート桁は、普通、水平の位置に置かれ、鉛直方向の荷重を受けて、彎曲率及剪力に抵抗する鐵筋コンクリート部材である。

床又は屋根等の構造に於て、桁が床版又は屋根版等の荷重を直接受けける時は之を小桁と云ひ、小桁を支持する桁即ち間接に荷重を支持する桁を大桁と云ふ。

桁の断面寸法及鐵筋の配置は、最大彎曲率による彎曲應力及最大剪力による剪應力に對して、必要な安全度を有する様に設計しなければならない。

鐵筋コンクリート版の場合には、幅が大きいから、剪應力に就いて考慮しないでもよい場合が多いけれども、桁の場合には、彎曲率に對すると同様に、剪力に對して考慮しなければならない。

第一節 総 説

[§ 348, 349] 519

之は、鐵筋コンクリート桁の設計に於て特に注意すべき點であつて、之がために、鐵筋コンクリート桁の設計が、木材又は鋼材の桁の設計に較べて非常に面倒になるのである。

§ 348. 桁の設計細目に関する標準示方書の規定

標準示方書は、桁の設計細目に関し、次の様に規定して居る。

『第七十八條 矩形桁及 T 桁』

(1) 桁の有效高さは次の大きさ以上とすべし。

兩端自由支承の場合 $\frac{1}{10} l$

連續桁又は兩端固定桁の場合 $\frac{1}{25} l$

茲に l は桁の支間とす。(§ 349. 参照)。

(2) 桁に於て並行なる抗張主鐵筋相互間の純間隔は 2.5 cm 以上にして、鐵筋直徑の 1.5 倍以上とすべし。但し鐵筋重ね合せの箇所に於ては鐵筋直徑の 1 倍迄之を縮小することを得。

主鐵筋の配列は支承上、其他特別なる場合を除き 2 段を超ゆべからず。(§ 352.(3) 参照)。

(3) 桁に於ける抗張主鐵筋は歛くとも其の數の $\frac{1}{3}$ を曲げ上げずして支承上に達せしむべし。(§ 242. 参照)。

(4) 脅筋は抗張主鐵筋に圍繞せしめ、其端を抗壓部コンクリートに碇着せしむべし。

桁には常に脅筋を配置し、其の間隔は桁の有效高さの $\frac{1}{2}$ 以下とすべし。但し計算上必要ならざる部分にては桁の有效高さ迄増大することを得。脅筋の直徑は 6 mm 以上とすべし。(§ 242. 参照)。

(5) T 桁に於て版の主鐵筋が桁に並行なる場合には桁に直角に相當の用心鐵筋を版の上部に配置すべし。此の用心鐵筋には版の横鐵筋を兼用することを得。(§ 357. 参照)。』

§ 349. 桁の有效高さと支間との關係

桁の有效高さが支間に比して餘り小さいと、桁の撓度が大きくなつて實際上不便であるし、又斜張應力による亀裂を生じ易い。又、抗壓鐵筋を多量に使用しなければならない様な事が起つて、不經濟である。以上の様な實際上の考慮から、桁の有效高さと支間との比を一定値以上にする必要がある。

それで、標準示方書は、第七十八條(1)(§ 348. 参照)に、桁の有效高さを、兩端自由支承の

場合 $\frac{1}{20} l$ 以上、連續桁又は兩端固定桁の場合 $\frac{1}{25} l$ 以上と規定して居るのである。

今、支間の中央に於ける桁の有效高さを桁の全高の 0.9 と假定すれば、此の規定によると、桁の全高と支間との比は、

$$\text{兩端自由支承の場合} \dots \dots \dots \frac{1}{19}$$

$$\text{連續桁又は兩端固定桁の場合} \dots \dots \dots \frac{1}{22.5}$$

以上としなければならない。

§ 350. 獨立せる桁に於ける標準示方書の規定及其の説明

独立せる桁に於ける側方支持間の距離に關し、標準示方書は次の様に規定して居る。

『第八十四條 獨立せる桁

独立せる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

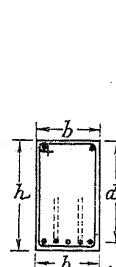
腹部の幅の 25 倍以下とすべし。』

独立せる桁に於て、側方支持間の距離が餘り大きいと、抗壓部に於けるコンクリートがバックルする惧がある。

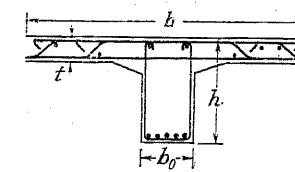
バックリングを避ける爲に、独立せる桁に於ける側方支持間の距離を桁の幅の何倍にするのが適當であるかを計算上出す事は甚だむづかしいが、矩形断面桁の場合に、大體、支柱のバックリングを防ぐ爲に必要な側方支持間の距離とほぼ同様にすれば、充分安全である事は明白である。それで、矩形桁の場合に側方支持間の距離を幅の 15 倍以下と規定したのである。T 形断面桁の横方向のバックリングに対する抵抗は、矩形桁の場合よりも餘程大きい譯である。普通に用ゐられる独立せる T 桁の断面寸法から考へて、側方支持間の距離を腹部の幅の 25 倍以下にすれば充分安全である。

§ 351. 桁断面の形

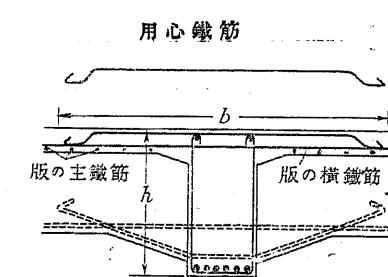
桁断面の形は桁を作る目的及其の構造上の配置から定められる。



第 265 圖



第 266 圖



第 267 圖

第一節 総 説

第 265 圖乃至第 268 圖は桁の標準的断面を示す。

第 265 圖は矩形断面を示し、第 266 圖及第 267 圖は、床版と結合して T 桁として働く小桁及大桁の断面である。

T 桁の突緣は、床組構造等に於ける様に、版の一部である場合が最も多いが、大きい荷重を受ける桁に於ては、独立せる T 桁を使用する事がある。桁が正彎曲率を受ける時、中立軸以下のコンクリート断面積は、剪應力に抵抗し得る丈あれば充分であるから、中立軸以下に於ける桁の幅を減じて T 形断面にすれば、矩形断面の場合に較べて、著しく桁の自重を減じ、経済的な設計が得られる。第 268 圖は 1 側又は両側に於て、コンクリートの抗壓面積を増大した、独立せる T 桁の断面を示す。

T 桁突緣の有效幅及厚さ等に就いては、§ 152. に述べた通りである。

鐵筋の保護として必要なコンクリートの厚さに就いては、第三章第四節に述べてある。

§ 352. 彎曲率に對する主鐵筋の太さ數及間隔

部材の或る断面に於て彎曲率に抵抗する爲に必要な鐵筋断面積の算定は第二編第三章乃至第十四章に之を述べた。

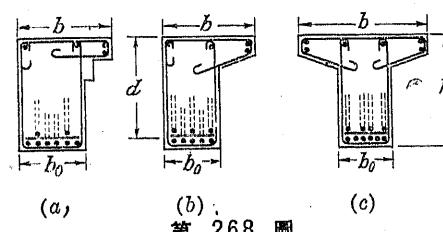
桁に於て、抗壓鐵筋を使用するのは、普通、桁の高さが制限されて居る場合で、其の断面積は一般に抗張鐵筋の断面積よりも小さい。抗壓鐵筋の太さ、數及間隔を定める事は、以下に述べる抗張鐵筋の場合に準ずればよい。

桁に於て、算定した抗張鐵筋断面積に對し、適當な鐵筋の太さ、數及間隔を決定するには、次に述べる様な種々の事項を考慮しなければならない。之は、T 桁に於て、断面の腹部の幅が鐵筋の太さ及配置によつて決定される様な場合に特に大切な事である。

(1) 鐵筋の取扱及組立が便利である事 桁に於ける抗張主鐵筋として普通に用ゐられる鉄の直徑は、16 mm 乃至 26 mm 位であつて、此の範囲で、所要断面積を與へる様な鉄筋の太さ及數を選ぶのが適當である。

直徑が 16 mm よりも小さい鐵筋は、小さい桁で、所要鐵筋断面積が小さい場合の外は、數が多くなつて施工に面倒であるから、直徑 16 mm を、一般に、桁に於ける抗張鐵筋の最小直徑と考へてよい。

非常に大きな桁に於ては、直徑 40 mm 位迄の鉄筋を用ゐる事もあるが、斯の如く太い鉄筋は取



第 268 圖

扱ひが困難である。

(2) コンクリートの粗骨材が自由に通過し得る様な間隔にする事 鐵筋の間に、コンクリートが充分行き渡る爲には、抗張鐵筋相互間の純間隔は コンクリートの粗骨材の最大寸法よりも大きくなければならない事は明白である。

標準示方書は第十三條(2)(§ 13. 参照)に

『粗骨材の最大寸法は 7.5 cm 以下にして、コンクリートを填充すべき部材の型枠の最小内幅の $\frac{1}{5}$ ，又は鉄筋の最小空間隔の $\frac{3}{4}$ を超過すべからず。』

と規定して居る。標準示方書で云ふ粗骨材の最大寸法は、粗骨材の各粒の寸法を計つて、其の中の最大寸法を以て、其の骨材の最大寸法とするのでは無いから、粗骨材の最大寸法を鐵筋の最小空間隔迄許す事は危険である。依つて、安全を取つて、粗骨材の最大寸法を、鐵筋の最小空間隔の $\frac{3}{4}$ と規定したのである。従つて、抗張鐵筋の最小空間隔を 2.5 cm [標準示方書第七十八條(2)] とすれば、粗骨材の最大寸法は 1.8 cm 以下でなければならないし、又、粗骨材の最大寸法が他の事情から定まつて居る時には、抗張鐵筋相互の純間隔を、粗骨材の最大寸法の 1.33 倍以上にしなければならない。

依つて、抗張主鉄筋の直徑及數が他の條件から定められれば、必要な純間隔を與へるために、桁の幅が定まる事になる。今、鉄筋の直徑を d cm, 粗骨材の最大寸法を d_1 cm, 肋筋の直徑を d_2 cm, 鉄筋の保護として必要なコンクリートの厚さを a cm とすれば、同徑の抗張鐵筋 m 本を 1 段に配置する時、桁の必要な幅 b は、

となる。但し、標準示方書第七十八條(2)によると、桁に於て並行な抗張主筋相互間の純間隔は 2.5 cm 以上でなければならないから、(a) 式によつて計算したものの値が次式

によって計算した t_1 の値よりも小さければ (b) 式の t_1 の値を用ひなければならぬ。

桁の幅が他の事情から定まつて居る場合に、其の値が (a) 式又は (b) 式によつて與へられる値よりも小さい時は、大きい直徑の鉄を用ひて其の數を減するか、又は次に説明する様に、抗張鐵筋を 2 段に配置しなければならない。

(3) コンクリートと鉄筋との附着應力及水平な剪應力に對して充分な安全度を有する様な間隔にする事 抗張鐵筋をして、充分に附着強度を發揮させる爲には

筋を相當の厚さのコンクリートで包む必要ある事は明白である。又、抗張主筋は、其の純間隔の間にあるコンクリートが之に生ずる水平方向の剪應力に對して充分抵抗し得る丈の純間隔に配置しなければならない事も明かである。

此の點に關して、標準示方書は第七十八條(2)に、次の様に規定して居る。

『桁に於て並行なる抗張主鉄筋相互間の純間隔は 2.5 cm 以上にして、鉄筋直徑の 1.5 倍以上とすべし。但し鉄筋重ね合せの箇所に於ては鉄筋直徑の 1 倍迄之を縮小することを得。主鉄筋の配列は支承上其他特別なる場合を除き 2 段を超ゆべからず。』

コンクリートと鉄筋との附着應力及水平な剪應力に對して必要な抗張主鉄筋相互間の純間隔を正確に計算する事は、今日の所、未だ出來ないが、概略の算定によると、水平方向に於て歛くとも鉄筋の直徑よりも大きい純間隔を有せしめる事が必要である。依つて、標準示方書に於ては、安全を取つて、鉄筋直徑の 1.5 倍以上と規定したのである。又、鉄筋の直徑が小さい場合でも、純間隔が 2.5 cm 以下では、コンクリートが鉄筋の間に充分行き渡る様な施工が困難であると云ふ實際上の考慮から、最小純間隔を 2.5 cm 以上と規定したのである。然し、鉄筋重ね合せの場合に於ては、以上の規定に従ふ事が困難である場合が多いから、鉄筋直徑の 1 倍迄縮小する事を許したものである。

抗張主鉄筋の太さ及數が他の事情から定められた場合には、以上の規定に適合する純間隔を與へる方からも、桁の幅が定まる。今、抗張鉄筋相互間の純間隔を $1.5d$ に採れば、同徑の抗張鉄筋 m 本を 1 棟に用ゐる時、桁に必要な幅 b は、(a) 式と同じ記號を用ひて、

$$b = m d + (m-1) \times 1.5 d + 2 d_2 + 2 a$$

止である。

依つて、同様の抗張主筋 m 本を 1 段に用ゐる時、與へられた筋の太さ及數に對して、桁の必要を幅は、(a) 式乃至 (c) 式で計算した値の内の最大のものを採らなければならぬ。

桁の幅が、他の事情から定まつて居る時、其の値が、以上の様にして計算した桁の幅よりも小さい場合には、大きい直徑の鉄を用ひて數を減するか又は鐵筋を2段に配置しなければならない。

抗張主筋を数段に配置すれば、其の水平方向の純間隔を大きくする事は容易になるけれども、各段の鋼筋に於ける張應力に大きい差の出来るのは面白くないから、標準示方書は、支承上

又は特別に大きな荷重を受ける高さの大きい桁の場合の外は 2 段を超えてはならない事を規定して居るのである。

抗張主筋を 2 段に配列する時には、上段に於ては、成る可く、下段よりも水平方向の純間隔を大きくし、上段のものは總て曲筋として用ゐるのが適當である。又、上段の筋は、なるべく、コンクリートが下段の筋の間に行き互る事の妨とならない様に、配置する事が肝要である。

特別の場合に、抗張主鉄筋を3段に配列する時は、最下段の鉄筋は總て之を支承上に於て充分碇着し、専くとも抗張主鉄筋全断面積の $\frac{1}{2}$ 丈は曲鉄筋として其の端を抗壓部のコンクリートに碇着し、抗張鉄筋の効力を發揮し得る様にする事が大切である。

鉛直方向に於ける抗張主筋相互の純間隔は、水平方向の純間隔よりも幾分小さくして差支へないと認められて居るが、専くとも 1.0 cm 乃至 1.5 cm は必要であつて、2.0 cm 以上、又は鉄筋直徑の 1 倍乃至 1.5 倍に採れば充分安全である。

抗張主筋相互間の純間隔を、以上に述べた値よりも小さくする事が是非必要である場合には、施工の際に、鋼筋を配合の良いモルタルで充分包む事に就いて、特に注意しなければならない。

(4) 曲鐵筋として利用するに便利な様にする事 抗張主鐵筋の一部を曲鐵筋として利用するには、専くとも、2乃至3點に於て、之を曲上げ得る様に、鐵筋の太さ及數を選ぶのが便利である。

抗張主筋を曲筋として利用し得るのは、彎曲率が減じて筋の断面積に餘裕を生じた箇所に於てであつて、比較的小径の鉄を數多く用ゐる程、此の目的に對して都合がよい。

連續桁に於て正鉄筋を曲上げる事は、單に斜張應力を受けさせる目的のみでなく、徑間に於ける正彎曲率に對する抗張鐵筋の一部を内部支承上の負彎曲率に對する負鉄筋として使用する爲の手段ともなるのであるから、徑間の正彎曲率に對する正鉄筋の數を曲鐵筋として利用するに便利な様に選ぶ事は、連續桁の場合に於て特に大切なである。

(5) 充分な附着強度を有する様にする事 特別の場合であるが、非常に大きい剪力を受けける桁に於ては、桁の寸法及抗張鐵筋の断面積が附着強度の方から定まる事がある。附着應力と抗張鐵筋の直徑及間隔との關係は、§ 252. に説明した通りである。

又、§ 244. (4) に述べた様に、抗張主鉄筋の一部を曲鉄筋として利用し得る數は、附着强度の方からも定まるものであるから、充分な附着强度を得る事と、曲鉄筋として相當な數の鉄筋を用ゐるに便利である事を考へて、抗張鉄筋の數及太さを定めなければならない。

標準示方書第七十八條には、桁に於ける抗張鐵筋は専くとも其の數の $\frac{1}{3}$ を曲上げずして支

承上に達せしむべし、とあるから(§ 242. 参照)，例へば、正鉄筋の數を4本に選べば、2本丈しか曲鉄筋として利用する事が出来ないけれども、5本に選べば、3本を曲鉄筋として利用する事が出来、残りの2本を支點を越えて碇着すればよい事になる。依つて、大きい桁に於ける抗張主鉄筋の數は、尠くとも5本にするのが望ましいのである。

之を要するに、鐵筋の間隔を充分に取り得る事及施工が容易である事等からは比較的大きい直徑の鐵筋を數少く使用するのが便利であるが、肋筋其の他に於て鐵筋の使用量が多くなるのが普通である。鐵筋コンクリートをして、成る可く單體的ならしめる事、充分な附着強度を得る事、曲鐵筋として利用するに便利である事、及、鐵筋の使用量を成るべく小さくする事等からは、小徑の鐵筋を數多く用ゐるのが便利である。依つて、算定した抗張鐵筋の斷面積に對し、適當な太さ、數及間隔の決定は、設計者の判断に俟たなければならない事で、設計者の熟練と苦心とを要する點の一つである。

§ 353. 矩形断面桁に於ける幅と高さとの關係

矩形桁の断面は、一般に、次の 2 条件に適合する事が必要である。

與へられた彎曲率に抵抗し得る爲には、§ 137. の (23) 式により、

でなければならない。茲に、

$$C_1 = \sqrt{\frac{2}{\sigma_c s \left(1 - \frac{s}{3}\right)}} = \frac{n \sigma_c + \sigma_s}{n \sigma_c} \sqrt{\frac{6 n}{2 n \sigma_c + 3 \sigma_s}} \quad (\text{第 II 表})$$

σ_o 及 σ_s は設計に於て選ばれる許容應力である。又、剪力に抵抗するためには、§ 215. の (3) 式により、

丈の断面積を有する事が必要である。茲に、 τ は剪應力で、標準示方書第八十七條(3)による
と、腹筋筋を使用する場合でも 14 kg/cm^2 を超過してはならない。(§ 236 参照)

桁が特に大きい荷重を受け、且つ τ の値を特に小さくする必要ある場合の外は、彎曲率に抵抗出来る様に、即ち、(a) 式を満足する様に、 b 及 d を適當に選べば、(b) 式の條件を満足するの

が普通である。

(a) 式によつて, $b d^2$ の値を定めれば, 之に相當して, 便利で經濟的な b 及 d を決定しなければならない。 $b d^2$ の或る與へられた値に對しては, d を大きくとれば, $b d$ の値は小さくなる。依つて, 桁の有效高さを大きく採る程, 所要斷面積が小さくなる。依つて, $b d$ の値が, (b) 式で算定される値に等しくなる迄は, d を大きく採る程断面積が減じ, 従つて, 所要コンクリート量が減ずる。尙ほ, コンクリート及鐵筋に於ける應力が, 同時に夫等の許容應力に達する様に (a) 式によつて $b d^2$ を計算すれば, 所要抗張鐵筋斷面積と $b d$ との比は定數となるから, d を大きく採つて, $b d$ を小さくすれば, 抗張鐵筋の所要斷面積も亦小さくなる。 d を大きく採つて, $b d$ の値が (b) 式によつて與へられる値に達すれば, 之以上 d を増加しても, $b d$ を定數に保たなければならぬから, コンクリート斷面積に影響はない。依つて, 矩形桁に於ける幅と高さとの比は, 構造上の都合, 鐵筋の配置, 型枠費, 其の他の實際上の要求に適合する範囲に於て, 成る可く小さく採るのが有利である。

コンクリート及抗張鐵筋の使用量を小さくする見地から定まる幅と高さとの比は, 大略 $\frac{1}{3}$ 位であるが, 斯かる斷面は, 實際上の目的に對して高過ぎる場合が多いし, 又, 腹鐵筋の所要量が大きくなる。又, 高さを低くしても, 幅が高さの 0.6 位になる迄は, コンクリートの量及工費の増加は僅小であるし, 幅と高さとの比を 0.6 位に採ると一般の目的によく適合するので, 普通の桁では, 此の位の比の値を用ゐる場合が多い。非常に大きい桁では, 幅と高さとの比を $\frac{1}{4}$, 乃至 $\frac{1}{3}$ 位に採る事も少くない。

尙ほ, 桁が之に結合されて居る版又は小桁に於ける彎曲率による扭曲を受ける惧ある場合には, 餘り幅の小さい扁平な桁を避けなければならない。従來の慣例によると, 斯の如き場合には, 桁の幅を支間の $\frac{1}{20}$ 以上に採る。

鐵筋配置のために必要な幅を有せしめる事も甚だ大切である。此の點に就いては, § 352. の (2) 及 (3) 等に述べてある。

§ 354. T 桁断面の設計

T 桁は, 既に設計された床版を支へる爲に, 床版の 1 部を T 桁の突縁とし, 之に腹部をつけて, T 桁として働く様に断面を設計する場合が最も多い。此の場合, 突縁の厚さ t は既知であり, 突縁の抗壓有效幅 b は, 標準示方書第八十五條 (§ 152. 参照) の規定によつて定める事が出来る。

b 及 t が既知である時, T 桁の断面設計の順序は次の様である。

先づ, b , t 及與へられた正彎曲率 M に對して, コンクリート及抗張鐵筋に於ける應力が夫々同時に夫等の許容應力に達する様な T 桁の有效高さ d 及抗張鐵筋斷面積 A_s を求める。之は § 161. に述べた通りで, 許容應力が $\sigma_c = 35 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_s = 1000 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_s = 1000 \text{ kg/cm}^2$; 及 $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$ である時には, d を求める爲に第 37 圖乃至第 39 圖を用ゐるのが最も便利である(圖には d_{\min} としてある)。

T 桁の有效高さを成るべく小さく選ぶ必要ある時は, 以上の様にして求めた d の値を用ひ, 之に對する抗張鐵筋斷面積 A_s を配置するに必要な腹部の幅 b_0 を定める(§ 352. 参照)。此の b_0 を用ひて,

$$\tau = \frac{S}{b_0 z}$$

によつて, τ を計算し, τ が 14 kg/cm^2 以下であれば, 以上に決定した b_0 の値を用ひ, 若し τ が 14 kg/cm^2 以上であれば, τ が 14 kg/cm^2 以下になる様に b_0 を決定する。然れば, 有效高さが成るべく小さい T 桁断面が決定される。

§ 161. に述べた様に, コンクリートの壓應力が其の許容應力に達する様に定めた T 桁の有效高さを用ひると, 有效高さが小さく, 抗張鐵筋斷面積の大きい T 桁断面となるから不經濟である。故に, T 桁の高さに就いて何等の制限が無い時には, 有效高さを, コンクリートの壓應力が其の許容應力に達する様に定めた有效高さよりも大きく選んで, 經濟的 T 形断面を決定するのが至當である。今, コンクリート及鐵筋の單價丈を考へれば, 次の様にして, 經済的な T 桁断面の有效高さを求める事が出来る。

T 桁の突縁として働く版は T 桁の工費には關係ないものと假定する。抗張鐵筋の所要斷面積は, 近似式によれば,

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s \left(d - \frac{t}{2} \right)} = \frac{M}{\sigma_s \left(d_0 + \frac{t}{2} \right)}$$

茲に, $d_0 = d - t$ であつて, 突縁の下面から, 抗張鐵筋斷面の重心までの距離である。依つて,

c = コンクリート單位容積の價格

r = 鐵筋の單位容積の價格とコンクリートの單位容積の價格との比

とすれば, T 桁の單位長さの工費 C は次の様になる。

$$C = c \left[b_0 d_0 + \frac{r M}{\sigma_s \left(d_0 + \frac{1}{2} t \right)} \right] \dots\dots\dots (a)$$

上式に於て, b_0 は抗張鐵筋の配置及柄の剪應力に對する強度等から定まるものであるから, b_0 を常數と假定し, (a) 式を d_0 に就いて微分して零に等しいとおけば, 工費を最小ならしめる d_0 の値が得られる。即ち,

$$\left(d_0 + \frac{1}{2} t \right) = \sqrt{\frac{r M}{\sigma_s b_0}}$$

依つて, 工費を最小ならしめる有效高さは,

$$d = d_0 + t = \sqrt{\frac{r M}{\sigma_s b_0}} + \frac{t}{2} \dots\dots\dots (b)$$

鐵筋 1000 kg を 100 圓, 即ち鐵筋 1 m³ の價格を 785 圓, コンクリート 1 m³ を 16 圓とすれば,

$$r = \frac{785}{16} \div 49$$

$$d = 7 \sqrt{\frac{M}{\sigma_s b_0}} + \frac{t}{2} \dots\dots\dots (c)$$

以上は, コンクリート及抗張主鐵筋の單價丈を考へ, b_0 を定數と假定して 經済的有效高さの概値を求めたものであつて, 正確に云ふと, b_0 は M の値に關係があるし, 又腹鐵筋費及型枠費も計算に入れなければならないから, 精確に經濟的の有效高さを求めるには, 種々の有效高さに就いて柄を設計し, 夫等の工費を比較しなければならない。尚ほ, T 柄の經濟的断面の算定に就いては, Leopard Berger 氏の著 Die wirtschaftliche Bemessung von Plattenbalken. (1928) を參照され度い。同書によれば, 普通の場合に使用すべき經濟的 T 柄断面の寸法は, 近似的に次式で求められる。

$$b_0 = 0.13 \sqrt{M_1} \dots\dots\dots (d)$$

$$z = 0.12 \sim 0.13 \sqrt{m M_1} \dots\dots\dots (e)$$

茲に, b_0 は腹部の幅 (m), M_1 は T 柄腹部の自重に依る彎曲率を含まない彎曲率 (t_m), z は T 柄腹部の全高 (m), m は柄の支承狀態 及 M_1 の大きさにより, 次の値を有するものである。

M_1 の 値 tm	m の 値		
	兩端自由支承の柄	連續柄の端径間	連續柄の内部径間
0—50	1.00	1.25	1.40
50—100	0.95	1.20	1.35
100—200	0.90	1.15	1.30
200 以上	0.85	1.10	1.25

(d) 式及 (e) 式で計算した b_0 及 z の値は, 彎曲率が小さい時には切上げ, 大きい時は切捨てて 5 cm の倍数になる様にするのが適當である。

T 柄の有效高さが, コンクリート及鐵筋の應力が夫々同時に夫等の許容應力に達する様な有效高さよりも小さく制限されて居る場合に, 鐵筋に於ける張應力を小さく選べば, ある程度までは, コンクリートに於ける壓應力を許容彎曲壓應力以下にする事が出来る。此の方法は § 162. に述べた通りである。然し, 有效高さが著しく小さく制限されて居る場合には, 抗壓鐵筋を使用しなければならない。其の方法も § 162. に述べてある。

柄の有效高さが定まれば, 抗張鐵筋の斷面積は近似式

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

で計算してよい。次に A_s の配置の上から b_0 を定め, 之で剪應力に對して安全であるかを検すればよい。

特に大きい剪力を受ける T 柄に於ては, 剪力を安全に受ける方から断面が決定される事もある。此の時には,

$$\tau = \frac{S}{b_0 z} \div \frac{S}{b_0 \left(d - \frac{t}{2} \right)} \div \frac{S}{b_0 \frac{7}{8} d}$$

に於て τ が 14 kg/cm² 以下になる様に b_0 及 d の値を定める。此の際 b_0 は大約 d の $\frac{1}{3}$ 位に選ぶのが便利である。次に近似式で 抗張鐵筋の斷面積を求め, 之の配置に對して 腹部の幅が充分であるかを検すればよい。

T 柄に於て版の主鐵筋が柄に並行である場合には, 突縁のコンクリートには, 突縁として働く爲の彎曲壓應力と 版の抗壓部として働く爲の彎曲壓應力とが働く。然し, 突縁のコンクリートに働く壓應力を求めるのに, 單に是等の壓應力を加へ合せる事は正しくない。如何となれば, T 柄の突縁としては厚さ全體に壓應力が働くけれども, 版としては其の上側部のみに 壓應力が働く。

くからである。此の場合の煩雑な計算を避ける爲には、T 桁突縁の抗圧有效幅 b を幾分小さく選び、突縁と腹部との間に隅縁を設けるのが適當である。

§ 355. 獨立せる T 桁の断面の設計

床組と結合せずに独立に作られる T 形断面桁を設計するには、先づ腹部の適當な寸法を定めるのが便利である。腹部の適當な寸法を定めるには、近似式

$$\tau = \frac{S}{b_0 \frac{7}{8} d} \quad (a)$$

を用ひて、 τ の値が 14 kg/cm^2 以下になる様に b_0 と d とを定める。此の際 d は標準示方書第七十八條(1) (§ 349 参照)により、兩端自由支承桁の場合支間の $\frac{1}{20}$ 以上、連續桁又は兩端固定桁の場合支間の $\frac{1}{25}$ 以上でなければならない。尚ほ d と b_0 との比は小さい桁の場合に 2 位、非常に大きい桁の場合に 3 乃至 4 位に採る。桁の同一断面積に對しては、桁の高さを大きく取る程抗張主鐵筋の所要断面積は減するけれども、 d と b_0 との比が餘り大きいと、突縁と腹部との接合部が弱點となるし、又、鐵筋の配置が困難であるのみならず、腹鐵筋の所要量が大きくなる缺點がある。

次に、突縁の厚さを b_0 の $\frac{1}{2}$ 以上、又、 10 cm 以上に選ぶ（標準示方書第八十五條 § 152 参照）。然れば、抗張鐵筋の断面積の略値は次式で計算出来る。

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

此の A_s を配置するのに、前に定めた b_0 で差支ないかを検算する。若し、前に定めた b_0 で不充分であれば、(a) 式に於て、 A_s を配置するに必要な b_0 の値を入れ、 τ の値を 14 kg/cm^2 以下の適當な値に選んで d を計算し、適當な b_0 の値が得られる迄以上の試的方法を繰返す。

以上の様にして、 b_0 、 d 及 t が定まれば、

$$x = \frac{n \sigma_c}{n \sigma_c + \sigma_s} d$$

$$y = x - \frac{t}{2} + \frac{t^2}{6(2x-t)}$$

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s(d-x+y)} \quad (c)$$

によつて A_s を計算する。然れば、

$$\begin{aligned} \sigma_s A_s &= \frac{b t}{2} \left(\sigma_c + \sigma_c \frac{x-t}{x} \right) \\ &= \sigma_c b t \left(1 - \frac{t}{2x} \right) \end{aligned}$$

であるから、

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

此の b は 標準示方書第八十五條(3) (§ 152 参照)によれば、 b_0 の 4 倍以下でなければならない。故に (d) 式で計算した b が $4b_0$ 以上である時は、 b_0 、 d 、 τ 、 t 等の値を適當に變へて以上の計算をやり直さなければならない。

猶ほ、腹鐵筋によつて、腹部と突縁との結合を充分にする事は、普通の T 桁の場合と同様であるが、突縁の幅が大きい時には、突縁に於て桁軸に直角の方向に相當の用心鐵筋を用ゐる必要がある。

尚ほ、標準示方書第八十四條 (§ 350 参照)により、獨立せる T 桁に於ては、側方支持間の距離を腹部の幅の 25 倍以下としなければならない。

§ 356. 肋 筋

桁には常に肋筋を配置しなければならない（標準示方書第七十八條(4) § 242 参照）。

肋筋は斜張應力を受ける鐵筋として働く外に、桁の抗壓側と抗張側との結合を確實にし、尚ほ、抗張及抗壓主鐵筋の位置及間隔を保持する役目を果すものである。

鐵筋の骨格を保持する爲に、肋筋は之を抗張及抗壓主鐵筋に緊結する。抗壓鐵筋を使用しない時には、肋筋は之を肋筋の位置及間隔を保持する目的の組立鐵筋と抗張鐵筋とに緊結する。

肋筋は抗張主鐵筋に圍撲させ、其の端を抗壓部コンクリートに碇着する（標準示方書第七十八條(4) § 242 参照）。肋筋の端の碇着に就いては § 257. に述べてある。

肋筋の形は桁の断面に適應する様にする事が必要である。桁断面の種々の形に對する肋筋の形及用ひ方は 第 265 圖 乃至 第 268 圖 に示してある。

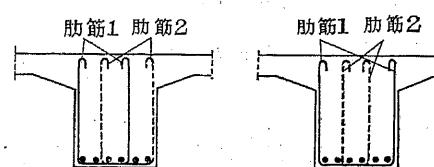
第 265 圖 は閉合肋筋を示す。之は、矩形断面に於て、鐵筋の保護として必要なコンクリートの厚さ丈を残して、全断面を取り囲む爲に必要なものである。

第 268 圖 は腹部に於ける U 形の肋筋と、組立及用心鐵筋として帶鐵筋の様な働きをする開口の肋筋とを組合せたものを示す。

第266図及第267図に示すU形筋は、之と小桁の上にある版の鉄筋又は大桁の上にある用心鉄筋とよつて、T形断面の突縁と腹部との結合を確実にする働きをするものである。

第265図乃至第268図に示す筋は、桁の水平断面と2箇所で交るから、2断面筋と稱せられる。

幅の非常に大きい桁に於ては、組立てた筋骨格に充分な剛性を有せしめる事と、筋の水平部に接する中間の抗張筋の下がるのを防ぐ目的の爲に、4断面の筋を使用するのが望ましい。第269図は、U形の筋2本を用ひて、此の目的を達する配置を示す。



第269図 4断面筋の配置

1本の鉤で、4断面を有する様に作つたW形の筋は、之の製作及組立に不便があるのみならず、主筋の横方向の連結が充分でない缺點がある。

筋の形は、又、筋の組立方法に応じて定めなければならない。型枠内で桁の筋を組立てる時には筋の内側に主筋を入れ得る爲にU形の筋を使用するのが便利である。但し、筋を突桁又は連續桁の抗張筋に巻き付ける爲に、U形筋を倒さに用ひる事は作業が可成り面倒であるから、閉合筋を用ひるのが便利である。此の場合、閉合筋は、先づU形に作つておき、之に主筋を入れてから、現場で閉合する(第143図参照)。桁の筋の一部又は全部を工場で組立てて型枠内に入れる時には、組立てた筋の骨格に相当な剛性を有せしめる爲に、少なくとも一部の筋は、閉合筋とする事が必要である。

第268図(b)及(c)の場合に於て、桁の筋を組立ててから型枠内に入れるものとすれば、筋と帶筋の様な働きをする筋とを分けないで、1本の鉤を曲げて、圖の様な形に作つて差支へない。

筋の直徑は6mm乃至8mmが普通である。標準示方書は第七十八條(4)に筋の直徑を6mm以上と規定して居る(§242. 参照)。大きな荷重を受ける桁に於ては直徑12mm位迄の筋を用ひる。

筋の配置に就いては、第二編第十七章第三節に之を述べた。

筋の最大間隔は標準示方書第七十八條(4)によると、桁の有效高さの $\frac{1}{2}$ 以下としなければならない。但し計算上筋が必要でない部分に於ては桁の有效高さを増大してよい(§242. 参照)。尚ほ、桁の抗張部と抗張部との結合を充分ならしめる事、筋及びコンクリートを充分に包む事等の目的に對しては、筋の間隔を桁の幅よりも大きくしないがよろしい。

§ 357. 用心筋及組立筋

T桁に於て、第267図の様に、版の主筋が桁の軸に並行である場合には、版の横筋の外に、桁の軸に直角の方向に於て、突縁として働く版の部分に生ずる負弯曲率を受けさせる爲、及T桁の腹部と抗張部との結合を確実にする爲に、突縁の有效幅として計算に用ひられる版の部分の上側に、桁の軸に直角に、圖に示す様な用心筋を使用する事が必要である。若し、版の横筋がT桁の上で曲上げてあれば、之を此の用心筋に兼用してよい。此の用心筋は、桁の長さ1mに就き、直徑8mmの筋6本若くは之に相當以上の筋量を使用する必要がある。標準示方書は第七十八條(5)に、

『T桁に於て版の主筋が桁に並行なる場合には桁に直角に相當の用心筋を版の上部に配置すべし。此の用心筋には版の横筋を兼用することを得。』

と規定して居る。

筋の位置及間隔を保持する爲、及筋の組立が容易になる爲に用ひる組立筋としては、桁の高さ及筋の組立方法其の他により、直徑8mm乃至12mmの鉤が用ひられる。抗張筋が使用される時には、組立筋を使用する必要がないのが普通である。

組立筋は、桁の筋組立に役立つのみでなく、第266図の様な小桁の場合には、版に於て曲上げた筋の位置を保持し、第267図の様な大桁の場合では、用心筋の位置を保持する役目もする。

尚ほ、組立筋は、同時に、コンクリートの硬化中に於ける収縮、温度の変化等によつて、コンクリートに生ずる亀裂の發生を防ぐ用心筋の役目もする。以上と同様な理由で、第268図の様な断面に於ては、圖に示す如く、断面の角の部分に、桁の軸方向に、用心筋を使用するがよい。

抗張筋を有する桁に於ては、以上の様な組立筋及用心筋を抗張筋の一部と考へる事が出来る。然し、桁の幅が大きい時、殊にT桁などに於ては、此の小量の抗張筋は、§143. の例題に述べた様に、應力及断面算定の計算には殆ど影響を及ぼさないから、是等の計算には、此の抗張筋を無視するのが普通である。

第二節 單桁の設計

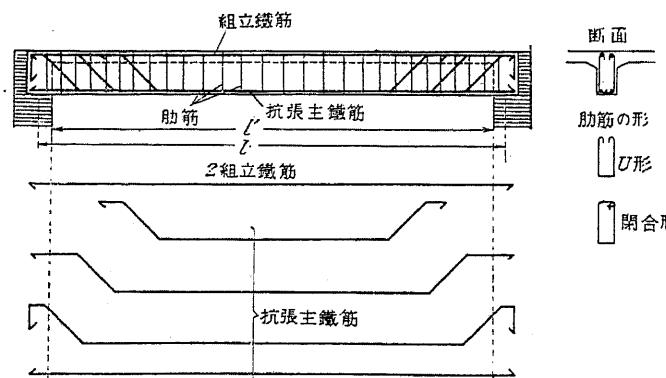
§ 358. 概説

兩端自由支承の桁即ち單桁は正弯曲率のみを受け、桁の上側に圧應力を、下側に張應力を生ずる。

彎曲率及剪力の計算に用ゐる支間は、標準示方書第七十九條(1) (§ 323. 参照)によると、自由支承の桁に於ては支承面の中心間隔とし、支承面の奥行が長い場合には徑間に桁の中央の厚さを加へたものとしてよい事になつて居る。然し、§ 323. に述べた様に、徑間に其の支間の 5% を加へたものを支間に採つてもよい。支承面の奥行の長さが徑間の 5% よりも小さい時には、支壓應力に就いて検算する必要がある。

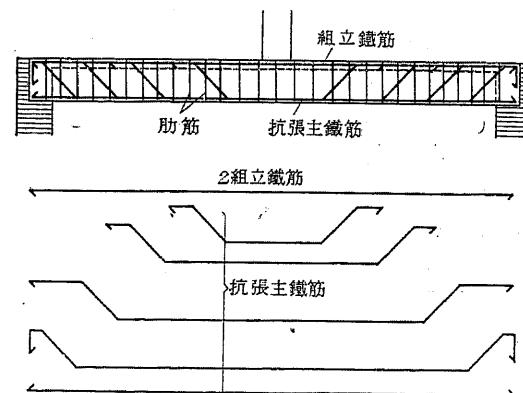
與へられた彎曲率及許容應力に對して桁の断面及水平な主鐵筋の断面積を算定する事は第二編第三章乃至第七章に之を述べた。水平な抗張主鐵筋の一部は曲上げて曲鐵筋として斜張應力を受けさせる。斜張應力を受ける腹鐵筋の配置は、第二編第十七章に説明した通りである。

§ 359. 兩端自由支承を有する小桁の設計



第 270 圖 等布荷重を受ける兩端自由支承桁に於ける鐵筋の配置

第 270 圖は等布荷重を受ける兩端自由支承桁の鐵筋配置の 1 例を示し、第 271 圖は、等布荷重と徑間の中央の集中荷重とを受ける自由支承桁の鐵筋配置の 1 例を示す。



第 271 圖 等布荷重及集中荷重を受ける兩端自由支承桁に於ける鐵筋の配置

水平な抗張主鐵筋の配置、之を曲鐵筋として利用する爲に曲上げる位置及肋筋の配置等は、彎曲率及剪力の大きさに適應させなければならない事は勿論である。

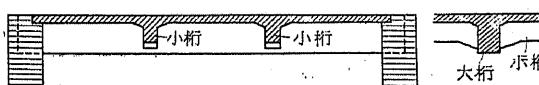
第 271 圖の場合に於て、集中荷重が等布荷重に較べて大きく、桁の中央部に於ける斜張應力を肋筋丈で受けさせる事が出來ない時には、第 138 圖に示した様に、集中荷重の下の所にも曲鐵筋を使用しなければならない。

第 270 圖及第 271 圖には各個の鐵筋が別々に抜き出して示してある。支承の附近で曲上げた主鐵筋は、安全の爲に、支承の上まで延ばしてあるが、桁の中央に近い方の曲鐵筋は、附着強度に對して必要な長さ丈 抗壓部のコンクリートに碇着してある。最も支承に近い曲鐵筋は、充分な附着強度を有せしめる爲に、支承上に於て下方に折曲げて碇着してある。肋筋も別に示してある。肋筋の形其の他に就いては § 356. に説明した通りである。

第 270 圖及第 271 圖に示した組立鐵筋は、桁の上にある版の鐵筋の位置を保たせ、並びに肋筋の位置を保持せしめる役目をなすものである。

§ 360. 兩端自由支承を有する大桁の設計

第 272 圖は、桁の 3 等分點に於て小桁が載つて居る T 形断面の大桁を示す。此の場合、大桁は、小桁の集中荷重の外に、等布荷重として自重を受ける。然し、集中荷重の影響は大桁の自



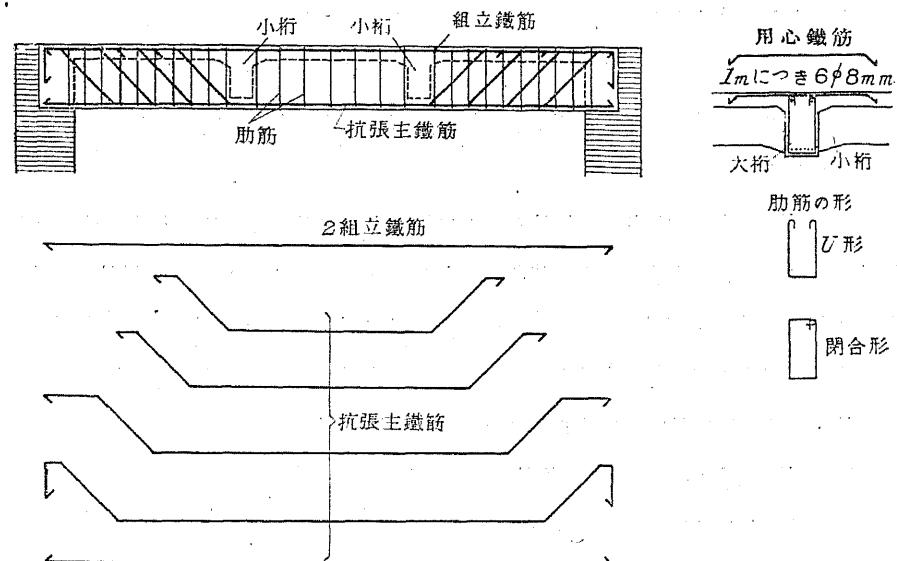
第 272 圖 兩端自由支承の大桁

重の影響よりも一般に大きいから、
肋筋及曲鐵筋の配置は主として集中
荷重による剪力によつて定められる

事になる。支承と集中荷重の加はる點との間の剪力はほぼ一定であるから、肋筋及曲鐵筋は此の部分に於て、殆ど等間隔に配置する事になる。2つの集中荷重の間の部分に於ては、集中荷重の大きさが大約相等しい時には、大桁の自重による剪力は小さいから此の部分に曲鐵筋を使用する必要が無い。只、肋筋を大桁の有效高さの $\frac{2}{3}$ 以下、又は桁腹部の幅以下位に配置すればよい。活荷重が一方の小桁丈に加はる様な場合で、2つの集中荷重の大きさに大差ある時には、中央の部分にも相當な腹鐵筋を使用すべき事は勿論である。

第 273 圖は、第 272 圖に示す大桁の鐵筋配置を示す。支承と集中荷重との間に於ては、肋筋及曲鐵筋が齊等に配置してある。集中荷重の間では腹鐵筋として肋筋丈が用ひてある。

版は小桁の上に載つて居るから、版の主鐵筋は大桁に並行になる。依つて、標準示方書第七十八條(5) (§ 357. 参照)によつて、大桁に直角に相當の用心鐵筋を版の上部に配置しなければならない。圖には、1m に就き直徑 8mm の鐵筋 6 本を用ひて、T 桁の突縁として計算に用ゐ



第 273 圖 2つの集中荷重を受ける両端自由支承の大桁に於ける鐵筋の配置

た版の部分が有效に働く様にしてある。尚ほ、第 267 圖 に示す様に、版の横鐵筋を大桁に挿入するがよい。

第 272 圖 及 第 273 圖 から解る様に、大桁の高さは、之に載る小桁の高さによつて定まる事もある。又、小桁の鐵筋と大桁の鐵筋の交叉點に於ける鐵筋の配置に就いて考慮する事が必要である。

高さの大きい壁桁などの場合に於ける鐵筋の配置は § 247. に述べてある。

桁の高さが制限されて居る場合、斜張應力に對して多くの曲鐵筋を必要とする様な時には、桁の中央に近い部分の曲鐵筋の傾斜を緩にするのが便利である。此の點に就いては § 247. を参照され度い。

第三節 固定桁及突桁の設計

§ 361. 固定桁の設計

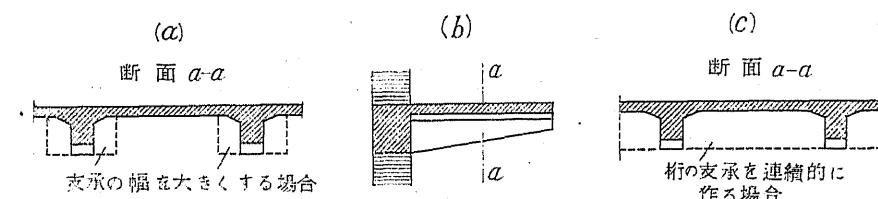
桁が支承に於て固定される時は、支承に於て負轉曲率を生ずるから、桁の断面も、支承の構造も、充分安全に負轉曲率に抵抗出来る様にしなければならない。之が爲には、支承に於て桁の上に充分な荷重が載つて居るか、又は桁が支承に於て充分碇着されて居なければならない。支承

が充分な固定力率を發揮し得るやに就いての検算は § 329. に述べた版の場合と同様である。固定支承に於て桁の幅を増加したり、又は桁の支承を連續的に作りて碇着する事等は、第 274 圖に示す突桁の固定支承の場合と同様にするのが非常に便利である。

固定支承並びに徑間に於ける桁断面の寸法及鐵筋の配置は、夫等に於ける最大轉曲率及最大剪力に適應させなければならない。桁が版と單一體として作られる時、正轉曲率を受ける部分に於ては T 形断面桁として働く、負轉曲率を受ける部分に於ては矩形断面桁として働く。水平な主鐵筋、腹鐵筋及組立鐵筋等の配置を定める事は兩端自由支承桁の場合と同様であるが、支承に於ける負轉曲率を受ける爲に正鐵筋の多くを曲上げ、尚ほ支承の上側に必要な丈の負鐵筋を添加する。支承に於てハウチを附けて桁の有效高さを増加する事は、固定桁の場合に特に有利である。支承の構造及支承部に於ける鐵筋の配置は次に述べる突桁の場合とほぼ同様である。

§ 362. 突桁及持出し桁の設計

突桁が受け得る荷重は、固定支承に於ける反力及固定力率を安全に受け得る程度に依つて定まるものである。突桁の場合にも、§ 330. に述べた突版の場合の様に、固定支承の強度に就いて検算する必要がある。最大な負轉曲率を受ける爲に、必要ある時は、支承に於て桁の幅を増加するか、支承に於て桁に載る荷重の増加又は支承に於ける壓應力の減少の目的で支承に於ける桁の奥行を増加する。第 274 圖(a) は支承に於て桁の幅を増大した場合を示し、第 274 圖(c) は



第 274 圖 突 桁

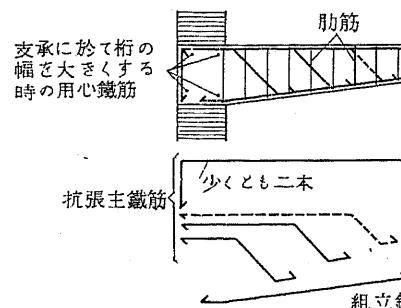
桁の支承部を連續的に作る場合を示す。支承に於て桁の幅を増大するか、又は支承の部分を連續的に作つても、支承に於て桁の上に載る荷重が過小であつて、充分な安全度を得る事が出來ない時には、桁を下方に碇着する必要がある。但し、斯の如き碇着は支承面の奥行が充分大であつて、碇着によつて充分な抵抗力率を生じ得べき場合丈に有效である。固定支承に於ける固定力率の検算には、突桁の支間として桁の純徑間に其の 5% 位を加へたものを採ればよい。

桁断面の寸法及鐵筋の配置は、最も不利な荷重状態によつて起る最大轉曲率及剪力に適應せしめなければならない。突桁には負轉曲率が働くから、抗張鐵筋を桁の上側に配置する。第 274

圖の様に版が桁の上に載つて居る時には、突桁は矩形断面桁として働くから、桁の幅又は高さに制限のある場合には、桁の下側に抗壓鐵筋を必要とする事が専くない。斯の如き場合に於ける断面の算定は、第二編第四章に述べた所によればよい。

等布荷重を受ける突桁に於ては、彎曲率及剪力は固定支承端で最大であつて、放端に近づくに従つて軽減する。故に、突桁の高さは、第274圖に示す様に、放端に近づくに従つて減じてよい。斯くすれば、桁の高さを一定にする場合よりも、自重及所要材料が減する。

放端に集中荷重を受ける突桁に於ても、彎曲率は放端に近づくに従つて減少するけれども、剪力は桁の全支間に亘り一定である。斯の如き荷重状態に對しては、剪應力及腹鐵筋の配置を



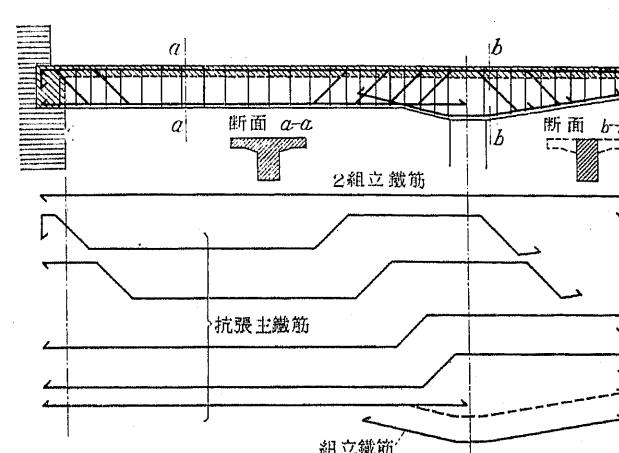
第275圖 等布荷重を受ける突桁の鐵筋配置

考慮して、桁の放端に於て充分な桁高さを有せしめる事が必要である。是等の點に關しては、§ 248.に述べてある。

第275圖は等布荷重を受ける突桁の鐵筋配置の1例を示す。負彎曲率に對して桁の上側に用ゐた抗張鐵筋の1部は、彎曲率の減じた所で之を曲げて、肋筋と共に斜張應力を受ける様に

してある。曲下げない直線の抗張主鐵筋の兩端は鉛直方向に曲下げて、負鐵筋の位置を確保する役目を果させる。尚ほ、固定支承上に於ける此の曲下げは、同時に、支承に於ける負鐵筋の碇着を確實にする。肋筋の位置を保たせる爲に、曲下げない上側の負鐵筋は桁腹部の縁に近く配置しなければならないから専くとも2本必要である。肋筋の下部の位置を保たせる爲に2本の組立鐵筋を用ゐる。此の組立鐵筋は、抗壓鐵筋を必要とする場合には、抗壓鐵筋として應力の計算に入れてよい。圖に破線で示してある鐵筋は、突桁が等布荷重の外に、放端に於て集中荷重を受ける様な場合に必要なものである。第274圖の様に、支承に於て桁の幅を増大するか、又は連續した支承部を作る時には、幅の方向に用心鐵筋を挿入して、突桁と幅を増大した部分とが單體的に働く様にするのが適當である。此の用心鐵筋は、第275圖に示してある様に、幅を増大した部分の4隅に配置するのが適當である。

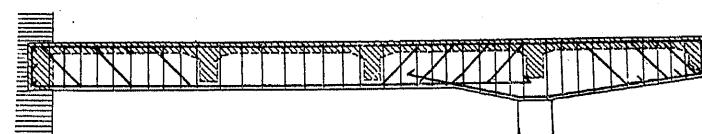
第276圖は桁の1端を支承の外側に持出して、突桁として働くものである。此の場合、桁の断面寸法及鐵筋の配置は、突版として働く部分を有する版の場合(§ 330. 參照)と同様に、最も不利な荷重状態によつて生ずる正負彎曲率及剪力に適應する様に定めなければならない。



第276圖 突桁として働く部分を有する桁が等布荷重を受ける時の鐵筋配置

第276圖は、突桁として働く部分を有する桁が、等布荷重を受ける時の鐵筋配置の1例を示す。床版が桁と單體的に作られる時、徑間に載る荷重の爲に生ずる正彎曲率に對して、桁は、断面a-aに示す様なT形断面桁として働くけれども、突桁として働く部分に載る荷重によつて起る負彎曲率に對しては矩形断面桁として働く。第276圖に於

ける鐵筋の配置は、彎曲率及剪力の變化に適應させたものである。其の他、肋筋及組立鐵筋の配置も圖に示してある。突桁として働く部分に於ける組立鐵筋としては、圖に破線で示してある様に、桁の下側の抗張主鐵筋の内の2本を延長してもよい。ハウチに沿つて曲げた下側の鐵筋及突桁の部分の組立鐵筋は、断面b-bに於ける抗壓鐵筋と考てよい。



第277圖 突桁として働く部分を有する大桁の鐵筋配置

第277圖は突桁として働く部分を有する大桁の鐵筋配置を示す。此の場合には腹鐵筋の配置に就いて特に注意を要する。突桁として働く部分に於ける曲下げ鐵筋は、第276圖の場合に較べて、放端に近い部分に多く用ゐてある。之は、放端近くに於て大桁の高さが減じて居る爲に、剪應力が放端の近くに於て、支承部に於けるよりも大きいからである。

第四節 連續桁の設計

§ 363. 連續桁の彎曲率の計算に關する標準示方書の規定及其の説明

鐵筋コンクリート桁は連續桁として作られる事が甚だ多い。之は、鐵筋コンクリートが單體

的構造を作るに最も適して居る事に依るのである。

連續桁の徑間に於ては一般に正彎曲率が働く、内部支承上に於ては負彎曲率が働く。

彎曲率及剪力の計算に用ゐる連續桁の支間は、標準示方書第七十九條(2)によると、支承面の中心間隔である。(§ 323. 参照)

連續桁に於ける彎曲率の計算に關し、標準示方書は次の様に規定して居る。

『第八十二條 連續桁の彎曲率

連續桁の彎曲率を求むるには、自由支承上の連續桁に對する算定法に依ることを得。但し鐵筋コンクリート支持桁、支柱等に結合せられたる連續桁にありては其の正負最大彎曲率を次の如く増減するものとす。

(イ) 準固定支承の連續桁の活荷重に依る負徑間彎曲率は其の $\frac{2}{3}$ のみを探るものとす。

(ロ) 正の最小徑間彎曲率は兩端固定桁として計算したるものよりも小なるべからず。

(ハ) 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

$$\text{端の徑間に於て } M = \frac{1}{10} w l^2$$

$$\text{中間の徑間に於て } M = \frac{1}{14} w l^2$$

負の最大支承彎曲率

二徑間のみの場合

$$\text{第一内部支承に於て } M = -\frac{1}{8} w l^2$$

三徑間以上の場合

$$M = -\frac{1}{9} w l^2$$

$$\text{其の他の内部支承に於て } M = -\frac{1}{10} w l^2$$

負の最大徑間彎曲率

$$M = -\left(\frac{2}{3} w_i - w_a\right) \frac{l^2}{24}$$

連續桁の彎曲率を求めるのに、自由支承上の連續桁に對する算定法に依る事を得と規定してあるのは、連續版の場合(標準示方書第八十條 § 331. 参照)に説明した様に計算を簡単にする爲である。然し、鐵筋コンクリート支持桁、支柱等に結合された連續桁を自由支承上の連續桁と假定する事は、可成り事實に遠いものであるから、之を實際に適應させる爲に、此の假定に従つて計算した彎曲率の値を適當に増減する必要がある。此の修正が本規定の(イ)及(ロ)に示してある。

(イ)に就いて 鐵筋コンクリート桁は、之が鐵筋コンクリート支持桁、支柱等に結合されて居るにしても、完全な固定支承を有するものと見る事が出来る條件を満足する事は稀で、一般に準固定支承として取扱ふべきものである。準固定支承を有する連續桁に於ては、桁の彎形が之を支持する桁又は柱の回轉抵抗によつて妨げられるから、考へて居る徑間の兩側の徑間に働く活荷重の影響は、自由支承上の連續桁の場合の様に完全に働かない。此の事實を考慮して、活荷重による負徑間彎曲率は、自由支承上の連續桁と假定して計算した値の $\frac{2}{3}$ を採る事に規定したのである。 $\frac{2}{3}$ と云ふ數値は、獨逸の標準示方書も採用して居る。連續版の場合(標準示方書第八十條(イ) § 331. 参照)には $\frac{1}{2}$ と云ふ數値を探る事に規定してあるが、連續桁の場合には、安全度を大きくして、 $\frac{2}{3}$ を採る事にしたのである。

(ロ)に就いて (ロ)の規定は連續版の場合に對する標準示方書第八十條(ロ)の規定と同様であつて、§ 331. に解説してある。

(ハ)に就いて 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 倍以上である場合に、等布荷重に對し彎曲率の値が與へてある理由、及之の適用の範囲等は標準示方書第八十條(ハ)(§ 331. 参照)に就いて述べたと同様である。彎曲率に對する係數の値は、連續版の場合に準じてある。

負の最大彎曲率に對する式は、(イ)及(ロ)の規定から直ちに誘導されるものである。

§ 364. 連續桁の剪力の計算

建築物などの場合の様に死荷重が大きく、全支間に等布荷重の加はる場合丈を考へればよい様な場合には、連續桁の支承附近に於ける最大剪力は、活荷重の影響を受ける事が小さいから、内部徑間に對しては最大の剪力を徑間に載る荷重の $\frac{1}{2}$ に、端徑間に對しては第 2 支承の附近の剪力を端徑間に載る荷重の $\frac{6}{10}$ に採つてよい。

然し、輪荷重を受ける連續桁に於ては、最も不利な荷重の位置に就いて最大剪力を計算しなければならない。地下道・地下倉庫・橋梁等に於ては、活荷重を等布荷重と假定する時、之を局部的に載せて最大剪力を求めなければならない。是等の目的に對しては、反力の影響線を利用するのが最も便利である。

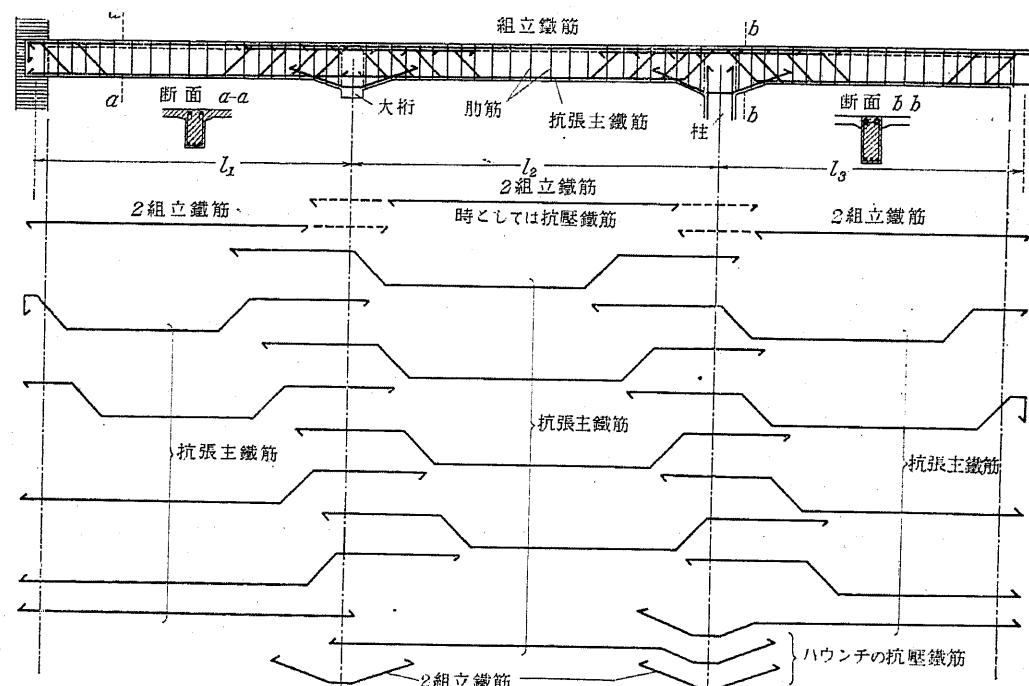
尚ほ、連續版を支へる内方支持桁の受ける版の等布荷重は、標準示方書第八十三條(1)(§ 331 参照)によると、版の連續性を無視して、桁の兩側に於ける版の中心線から中心線迄の荷重としてよい。

§ 365. 連続桁の鉄筋配置

連續桁の断面寸法及鉄筋の配置は、正の最大径間弯曲率、負の最大支承弯曲率及最大剪力に適應させねばならない。此の際、端の径間と内部の径間とを區別して設計する事が必要である。

内部支承に於ける負の弯曲率は正の径間弯曲率よりも大きいし、又、内部支承に於ける剪力は端の支承に於ける剪力よりも大きいから、内部支承に於ては桁にハウチを附けて、桁の高さを増加するのが望ましい。標準示方書は第八十六條(§ 326. 参照)に、隅縁又はハウチを考慮して此の部分に於ける桁の有效高さを大きく採る場合、隅縁若くはハウチは 1:3 よりも緩なる傾斜の部分のみを有效とすべき事を規定して居る。内部支承上に於て桁にハウチを附ける事は、桁が径間の正弯曲率に對して T 形断面桁として働く、負の支承弯曲率に對して矩形断面桁として働く様な場合に特に大切である。

與へられた弯曲率及剪力に對して桁断面及腹鉄筋を算定する事は第二編に述べてある。



第 278 圖 等布荷重を受ける連續桁の鉄筋配置

第 278 圖は等布荷重を受ける連續桁の鉄筋配置を示す。抗張主鉄筋、曲鉄筋及肋筋の配置は、弯曲率及剪力に適應させてある。径間の中央に於て、桁の上側に配置してある組立鉄筋は、桁の上側に抗壓鉄筋が無い時、肋筋の位置を保たせるに必要なものである。内部支承部のハウチ

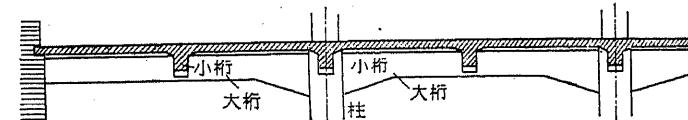
の下側に於て、ハウチに沿つて用ゐてある組立鉄筋は、一方にはハウチの隅角部を補強し、他方には肋筋の下端を保持する役目をする。

桁の上側にある組立鉄筋及曲上げて來た鉄筋によつて、内部支承上に於ける負弯曲率に對して充分な負鉄筋がある様にする。若し之丈けで不足であれば別に負鉄筋を加へる。

内部支承上に於て、負鉄筋には多少の餘裕を有せしめる事が望ましい。内部支承上に於ては、桁の腹部に於ける圧應力が一般に可なり大きくなるから、抗壓鉄筋を必要とする場合も尠くないが、負鉄筋の量が充分であれば、圧應力を減じ、従つて、抗壓鉄筋の必要な断面積が減する。

内部支承の上で抗壓鉄筋が必要である時には、ハウチの下面に並行な方向に抗壓鉄筋を挿入するのが適當である。若し兩側径間の抗壓鉄筋を充分な長さ重ね合せれば、多量の抗壓鉄筋を有せしめる事が出来る。斯の如き抗壓鉄筋はバックリングを起さない様に、肋筋で緊結する必要がある。(§ 249. 参照)

第 278 圖には、各個の鉄筋を別々に抜き出して示して、鉄筋の曲點、及支承を越えて相隣れる径間に延ばす長さ等が明瞭にしてある。桁の上側の組立鉄筋は、之を破線で示してある様に支承を越えて延ばせば、負鉄筋の一部として利用する事が出来る。

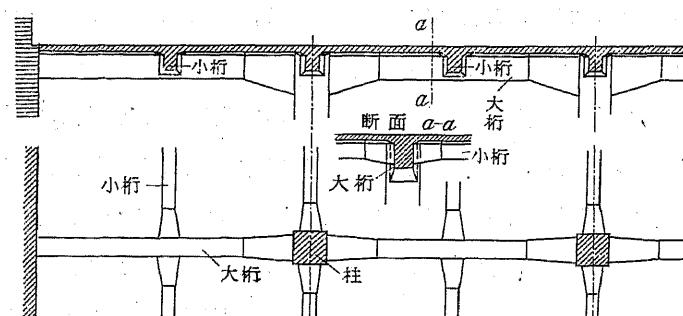


第 279 圖 連續桁として働く大桁

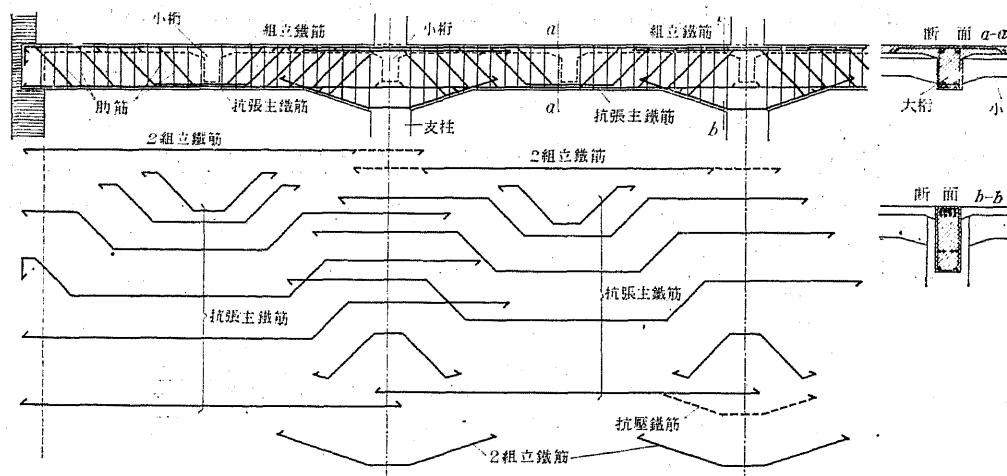
第 279 圖は連續桁として働く大桁であつて、径間の中央に小桁が集中荷重として働く場合である。

床組の大桁又は小桁の高さが構造上から制限されて居る時には、連續桁の内部支承に於て、桁の高さ丈を大きくする代りに、少し高さを大きくすると同時に桁の腹部の幅を大きくしてもよい。第 280 圖は、連續桁として働く大桁及小桁の内部支承部に於ける斯の如き構造を示すものである。

第 281 圖は、径間中央に於て一つの集中荷重を受ける連續大桁の鉄筋配置を示す。集中荷重の影響は、一般に、大桁の自重の影響よりも大きいから、肋筋及曲鉄筋の配置は、主として、集中荷重による剪力に適應させる事になる。それで、腹鉄筋は、殆ど一定な剪力に對して殆ど齊等に配置してある。曲上げた鉄筋は、内部支承上に於ける負鉄筋として働く為に、支承を越えて隣



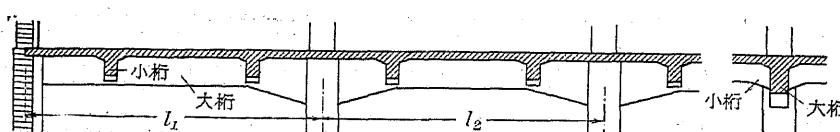
第 280 圖 内部支承上に於て、幅を増大した大桁及小桁



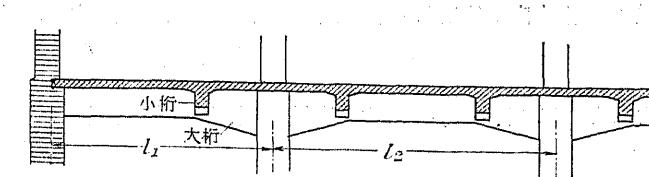
第 281 圖 徑間の中央に小桁が載つて居る連續大桁の鐵筋配置

りの徑間に充分延してある。其の他の事項に就いては、第 278 圖に就いて述べたと同じである。

第 279 圖乃至第 281 圖の様に、大桁の内部支承の部に小桁が載つて居ると、小桁の上側の鐵筋と大桁の上側の鐵筋とが交叉するから、鐵筋の組立及コンクリートの填充に不便がある。尚ほ、柱の一側に煙突や通風管などを設置するのに、柱に附いて居る小桁が邪魔になる。之に反して、第 282 圖に示す様に小桁を配置すれば、施工が容易になるのみならず、彎曲率及剪力の集中を減ずる靜力学的の利益がある。

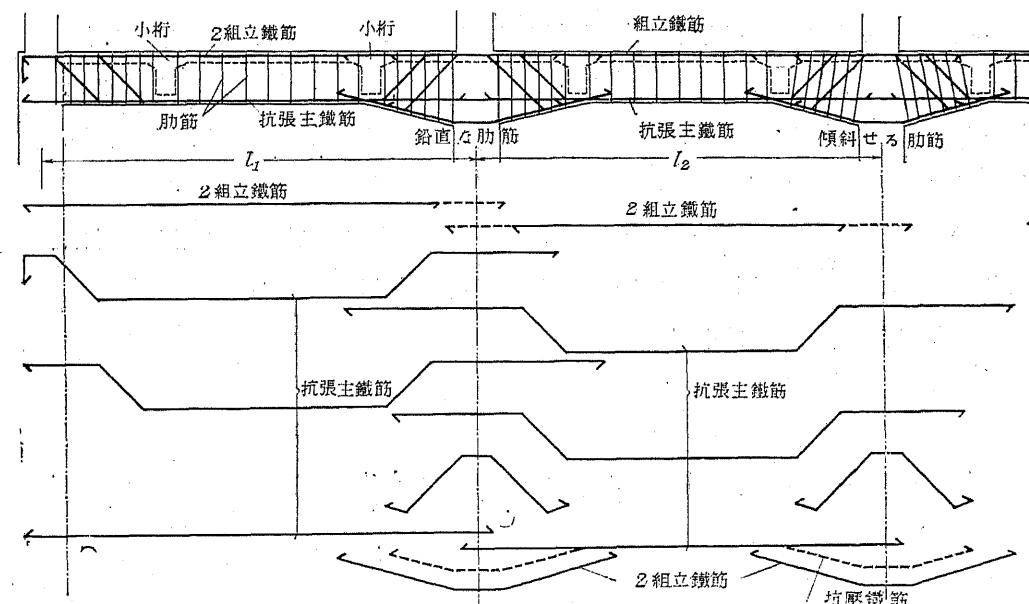


第 282 圖 (a)



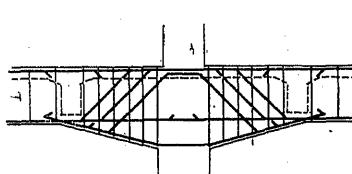
第 282 圖 (b)

第 282 圖 (b) に示す小桁の配置は、大桁の端支間が中間の支間よりも小さい時に適當なものである。



第 283 圖 連續大桁の鐵筋配置

第 283 圖は、第 282 圖 (a) に示す連續大桁の鐵筋配置を示す。總ての鐵筋を別々に示して、鐵筋の曲げ方、支承上に於ける鐵筋の配置等を明瞭にしてある。負鐵筋の一部は、小桁を越える迄延ばして、小桁の傍で亀裂の發生するのを防いである。尚ほ、ハウチの部分に於て別に添加した斜張應力鐵筋の端は抗壓コンクリートに碇着しなければならない。即ち、直線の儘支承まで延ばした正鐵筋の下で碇着する事に注意を要する。内部支承の上で抗壓鐵筋が必要である時は、直線の儘支承に達せしめてある正鐵筋を、圖に破線で示す様に曲げて抗壓鐵筋として利用する。支承部に於ける肋筋は第 283 圖の左方の内部



第 284 圖
大桁の内部支承部に於ける腹鐵筋の配置

支承部に於ける様に鉛直方向に使用しても、亦右方の内部支承部に示す様に少し傾斜して用ひてもよい。

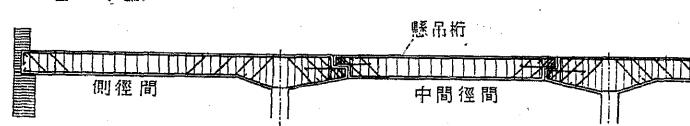
第284圖は、内部支承部に於て、特に澤山の腹鐵筋を配置する場合を示す。

第五節 鋸桁 (Gerber 桁) の設計

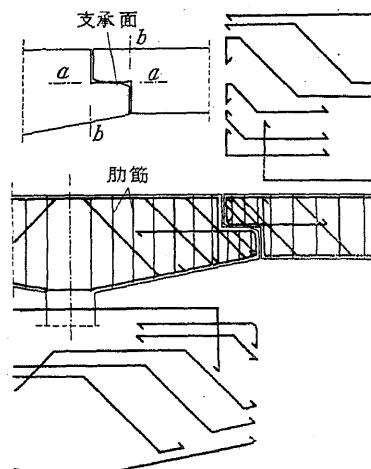
§ 366. 概 説

基礎地盤の悪い所に、不静定構造である連續桁を使用すると、基礎の不齊等沈下の爲に、連續桁に非常に大きい應力を生ずる惧がある。それで、基礎の不齊等沈下を豫想し得る場合には、連續桁の代りに、静定構造である鋸桁を用ゐるのが適當である。鋸を適當に配置すれば、連續桁に於ける有利な彎曲率の分布を利用する事が出来るのみならず、基礎の不齊等沈下による被害を非常に小さくする事が出来る。斯の如き鋸桁は、建築物などに於ては、特に大きい構造の場合稀に利用される丈であるが、鐵筋コンクリート桁橋にはかなり多く用ゐられる。

§ 367. 鋸桁の鐵筋配置



第 285 圖 鋸桁の鐵筋配置



第 286 圖 持出し桁の鋸に於ける鐵筋配置

第285圖は鋸桁の鐵筋配置の1例を示す。圖の中間徑間に懸吊桁があつて、之が、兩側徑間の持出し桁に載つて居る。懸吊桁は兩端自由支承の單桁として働く。兩側の徑間及持出し桁に於ける鐵筋の配置は、荷重の最も不利な位置による正負の最大彎曲率及最大剪力に適當せしめなければならない。主鐵筋、腹鐵筋及組立鐵筋等の配置は、§ 362. の持出し桁の場合と同様である。

懸吊桁の載る部分の構造に就いては、特別の注意が必要である。此の部分では桁断面が非常に小さく制限される事になるから、彎曲應力及剪應力に對して充分安全である様に、鐵筋で補強する必要がある。第286圖は此の部分に於ける鐵筋配置を示す。

圖に於て、*a-a*, *b-b* 等の断面で破壊しない様に充分鐵筋を使用しなければならない。猶ほ、兩側の桁の隅角が接觸して壓挫しない爲に、圖に示してある様に、兩者の間に相當の間隙を有する様にする事が甚だ大切である。