

第三編  
構造論

# 第一章

## 支柱及び其の基礎

### § 188. 序 説

一般に或る構造物を設計する場合には、先づ其の型式、形狀及び寸法等の大綱を決定する必要があるが、之等は該構造物の使用目的、所在地の位置、地形、基礎地盤の状態、之に要求される美觀及び之に適用さるべき諸種の法令等の色々な事由に依り左右されるものであつて、之に就て詳述することは本書の範囲には屬さない。之等のものが決定された後於て、構造物を構成する各部材の細目を設計するには、先づ第一に該構造物に作用する荷重を算定し、此の荷重に依つて生ずる反力及び各部材に作用する軸方向力、曲モーメント、剪力、捩モーメント等を計算し、之に對して與へられたる許容應力の範囲内に於て必要にして且つ充分であり、また空間限界、建築限界及び法令等の制限を超えない様な部材断面を設計すればよい。然し此の場合に於て構造物が不靜定構造物ならば、軸方向力、曲モーメント等の計算に於て部材断面の形狀及び寸法を知る要があり、また構造物が靜定である場合でも、不靜定である場合でも、死荷重の計算に於ては構造物の自重を知る必要があるから、部材断面の形狀及び寸法を全然度外視することは出來ない。従つて複雑な不靜定構造物に於ては、各部材の安全率をすべて同一になる様に設計することは甚だ困難なことであつて、斯の様な場合には先づ適當なる断面を假定し、之に就て其の應力を驗算すると言ふ設計方法が可成り多く用ひられる。

之等の設計手順のうち、與へられたる軸方向力及び曲モーメント等に就て部材の断面を設計し、或は断面中に生ずる應力を算出することは、既に第二編に於て詳細に記述した所であり、また構造物に作用する荷重、或は軸方向力、曲モーメント、剪力及び捩モーメント等を計算する方法は、所謂構造力学の領域に屬し、之を一々詳細に説くことは本書の使命とするところではない。従つて本編に於て取扱ふべき問題は、單なる鐵筋コンクリート部材の断面の設計ではなく、構造物の一部分としての部材の構造及び設計に就てである。例へば計算上必要とされる鐵筋断面積を断面中如何に配分すべきや、鐵筋の配置を如何にすべきや、部材と部材との結合點を如何に作るべきや、また計算上からは不必要的用心鐵筋、或は適當なる算法に依り計算の出来ない様な箇所は之を如何に設計すべきや等の問題である。

之等の問題は勿論材料の性質、材料強弱學及び構造力學と密接な關係を有するものであるから、第一編及び第二編に於て屢々此の種の問題に就て論及し、また本編に於ても、特に鐵筋コンクリート構造に必要なる場合には、一般構造力學の部門に屬する事項に就ても之を記述する。

一般に部材の設計を行ふに當つて、理論或は計算に依つて一意的に決定し得ず、或はまた全然計算の方法が無く、一に設計者の技術的判断に俟つべきことは甚だ多い。此の設計者の判断に對しては、設計者自身及び他の技術者の経験、既存構造物の實例、示方書或は仕様書等が役立つものであつて、本編に於ては、斯様な場合に對し、屢々土木學會鐵筋コンクリート標準示方書の條項を引用する。

## 第一節 支柱

### § 189. 總 説

抗壓部材は主として軸壓力を受ける部材、例へば、支柱、橋脚、構橋の抗壓材、杭及び壁等であつて、本節に於ては主として鐵筋コンクリート柱に就て論述する。

支柱の断面に生ずる圧應力を均等ならしめるため、即ち或る一定の軸壓力に依つて惹起される最大圧應力を最小ならしめるためには、軸壓力を断面の重心に一致せしめねばならない。然し實際に於て此の條件を満足する様な場合は極めて稀である。また此の目的の爲に、支柱に接續すべき他の部材を支柱から切離す様なことは、鐵筋コンクリート構造が一體構造として發揮すべき効果を無にするものである。即ち鐵筋コンクリート構造に於ては、支柱と之に接続する桁或は版の類が一體構造として剛結せられるから、どうしても支柱には軸壓力の他に曲モーメントが作用することになる。

橋梁、ラーメン等の支柱に於けるが如く、曲モーメントの影響が大なる場合には、勿論軸方向力及び曲モーメントを理論的計算に依つて之を求むべきであるが、建築物等の場合、或は連續桁の支柱の如き場合に於ては、其の曲モーメントを無視し、或は其の軸壓力夫れ自身を簡単な近似的解法(例へば連續桁をすべて單桁と考へるが如き)に依つて求める場合が多い。其の理由は勿論理論的計算が面倒であることにも依るが、また多くの場合、之に依つて生ずる誤差の小なることにも依る。故に曲モーメントを無視することに依つて生ずる誤差を考慮し、且つ支柱は其の破壊に依つて全構造物の崩壊を惹起すると言ふ様な重要な部材であるから、支柱に對しては一般に他の部材に對するよりも大なる安全率が採られ、且つ條令、示方書或は仕様書等に於て特に厳格なる規定が設けられて居る。之等の問題に關し土木學會標準示方書は其の第

91條に於て次の如くに規定して居る。

#### 第九十一條 外力(鐵筋コンクリート柱の)

- (1) 橋梁、地下道等のラーメンの支柱に於ける彎曲率及び軸力は、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。(但し  $w$  は桁の等布荷重、 $l$  は其の徑間)。

- (3) 連續桁の支柱の軸力は桁の連續性を無視して之を求めるを得。

鐵筋コンクリート支柱が長柱として設計せられることは餘り多くない。然し若し長柱として設計せらるべき場合には、支柱の纖弱率  $h/i$  が或る一定値(土木學會標準示方書に於ては 45)以上になつたときに、 $\alpha - \beta(h/i)$  なる係数に依つて支柱の許容荷重或は許容應力を輕減するのが一般である。之に就ては既に第二編 § 67 及び § 68 に於て詳細に論述したが、土木學會標準示方書に於ては

#### 第九十四條 中心軸荷重を受くる長柱

- (1) 中心軸荷重を受くる長柱の許容軸荷重は短柱の許容軸荷重に次の係数を乗じて之を求むべし。

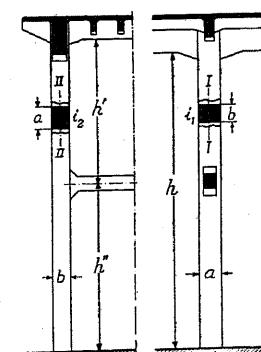
$$1.45 - 0.01 \frac{h}{i}$$

茲に  $h$  は柱の高さ、 $i$  は柱の全断面の最小回転半径とす。

- (2) 柱の高さは普通の建物に於ては床版間の純間隔とし、其の他の場合に於ては横方向に支持せらるべき長さとすべし。

と規定されて居る。

何れの公式に依り長柱を計算するにしても、柱の高さ  $h$  を如何に探るべきやが甚だ難しい問題である。即ち鐵筋コンクリート構造に於ては、支柱と桁又は版等が一體として作られるから、其の何所から何所までが支柱であるか不明瞭であり、且つ支柱の兩端も、固定端とも鉗端ともつかない所謂準固定端(§ 200 参照)が多いから、支柱の高さ即ち自由挫折長(§ 67 参照)の選定が困難になるのである。それで土木學會の示方書に於ては、上記の如くに規定されて居るのである。また  $i$  としては一般に断面の最小回転半径を採用するのであるが、最小回転半径の方向に挫折が起り得ない様な場合には、勿論挫折の起り得る方向の回転半径をとらねばならない。特に第 450 圖の様な場合に、 $a > b$  とすれば I - I 軸に就ての回転半径  $i_1$  よりも、II - II 軸に就ての回転半径  $i_2$  の方が小となる。故に簡単に考へれば  $i_2$  と  $h$  とに依つて計算をするのであるが、然し  $i_2$  の方向に對しては、支柱



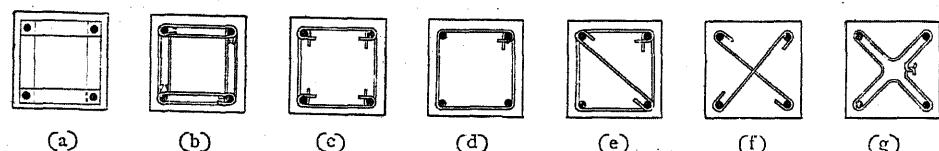
第 450 圖

の中央部分に於て、支柱を横の方向に支持する横材があるから、 $i_2$ を採用する場合には、支柱の高さとして $h'$ 或は $h''$ を採用しなければならない。故に此の様な場合には $i_1$ と $h$ 、 $i_2$ と $h'$ 若くは $h''$ とに就て、其のうち最も危険なる場合に就て計算を行はねばならない。

### § 190. 帯 鐵 筋 柱

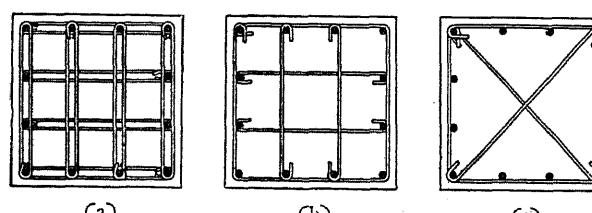
軸壓力に抵抗するために、支柱の軸の方向に配置された主鐵筋即ち軸鐵筋と、之と直角の方向に、適當な間隔に配置された帶鐵筋とに依つて補強された帶鐵筋柱の理論に關しては、既に第二編 § 62 及び § 63 に於て述べた所である。

帶鐵筋柱の斷面としては普通に正方形或は之に近い矩形が採用され、其の一邊の寸法が大略 40 cm より小であり、従つて鐵筋量が小なる場合には、正方形の 4 隅に鐵筋 1 本づつを配置するのが普通である。此の場合の帶鐵筋としては第 451 圖に示すが如き種々なる様式がある。之等のうち (a) は平鋼に穿孔したものであつて、鐵筋組立に不便であり、且つコンクリートを打つ際にコンクリートの材料の分離を起す虞があり、また平鋼の下に空隙を残す傾向がある。(b) も (a) と同様の缺點を有し、(f) 及び (g) は軸鐵筋の位置を確保することが困難である。凡て帶鐵筋は軸鐵筋の挫折を防ぎ、且つコンクリートの横變形に抵抗して其の強度を高めると共に、鐵



第 451 圖

筋組立及びコンクリート作業中に軸鐵筋の位置を確保し、更に組立工事が簡単であつて、またコンクリートの材料を分離せしめず、コンクリート作業を容易にする様なものでなければならぬ。此の意味に於て現今一般に用ひられて居るのは (d) 或は (e) の様式である。



第 452 圖

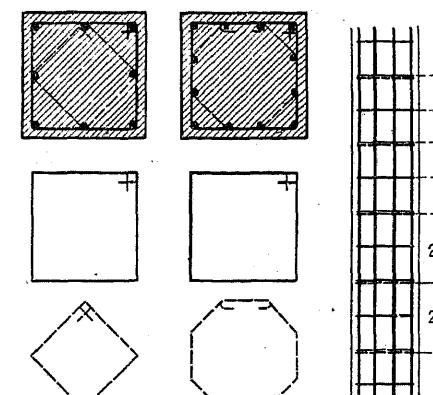
が、(a) 及び (b) は組立が面倒であり、コンクリート作業に不便を與へ、(c) はコンクリート作

若し支柱の寸法が大となり、鐵筋として 4 本以上を必要とする場合には、鐵筋を外周に沿つて配置する。此の場合の帶鐵筋としては、第 452 圖に示すが如きものが用ひられることもある

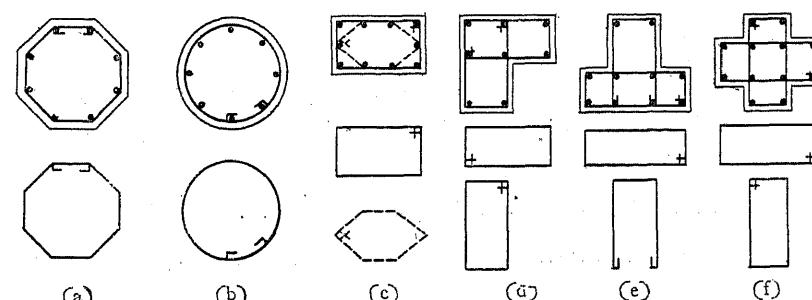
業に對しては障害を起さず、且つ軸鐵筋の位置を確保し得ると言ふ利點もあるが、4 隅以外の軸鐵筋が挫折に對して横方向に充分に支持されないと言ふ缺點がある。それで各軸鐵筋を充分に支持し、且つコンクリート作業に障害のない様にするには、第 453 圖に示すが如き帶鐵筋を使用すればよい。

帶鐵筋柱が 2 軸的に對稱なる部分に存在する場合には、第 454 圖の (a) 及び (b) に示すが如く、正八角形或は圓形の斷面が用ひられることがある。

正八角形の場合には軸鐵筋を 8 本とし、之を夫々正八角形の角隅に配置する。



第 453 圖



第 454 圖

建築物の壁體中或は壁體中の交叉點等に於ては、屢々第 454 圖の (c), (d), (e) 及び (f) に示す様な特異な形狀の断面が使はれる。また場合に依つては、軸壓力の作用線に支柱の断面重心を一致させるためにも、第 454 圖 (d) 或は (e) の形狀が使はれる。此の様に容易に任意の断面のものを設計することが出來、且つ偏心距離の大ならざる限り、軸壓力の作用線と断面の重心とを一致せしめ得るといふことは、鐵筋コンクリート構造が他種の構造に比して優れて居る點の一つである。之等の場合には夫々圖に示すが如き帶鐵筋を使用し、凹角を含むものは避けねばならない。

帶鐵筋柱の軸鐵筋の直徑は 12 mm 乃至 32 mm を適當とし、其の量はコンクリートの断面積の 0.8 乃至 3.0 % が適當である。軸鐵筋の直徑が餘り小であれば、其の組立の際或はコンクリート作業中に彎曲或は位置の狂ひを生じ易い。軸鐵筋の量が餘り小であると、其の効果は殆んどなく、却つてコンクリート自身の强度を低下せしめる虞がある。之と反対に徒らに軸鐵筋

の量を多くしても、普通の公式が與へる様な効果を發揮することは疑問であり、また可成り不經濟になる。鐵筋とコンクリートとの値段の相違から、鐵筋量が大となる程工費が大となる。

帶鐵筋の直徑は 6 mm 乃至 12 mm が普通であつて、一般に軸鐵筋の 1/2 乃至 1/3 のものを使用する。餘り太いものを使用すると、其の工作が不便となり、餘り細いものでは帶鐵筋の役目を果すことが出来ない。帶鐵筋の間隔は、軸鐵筋の挫折を防ぐ關係から、軸鐵筋の直徑の 15 倍以上にすることは望ましくない。普通は軸鐵筋の直徑の 12 倍以下にする。

帶鐵筋柱の設計に對する土木學會標準示方書の規定は

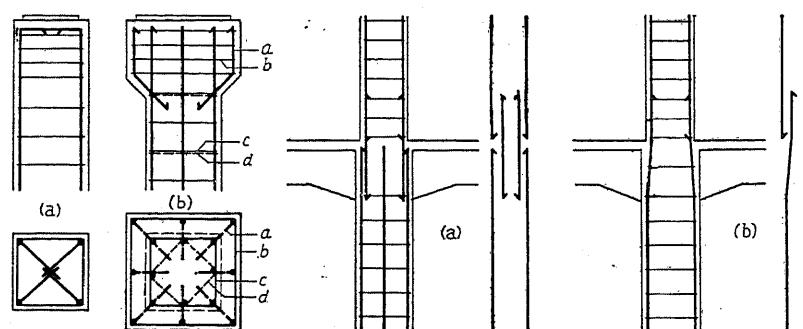
#### 第八十九條 帶 鐵 筋 柱

- (1) 主要なる帶鐵筋柱の最小幅若くは直徑は 25 cm 以上たるべし。
- (2) 帶鐵筋柱に於ける軸鐵筋断面積は、所要コンクリート断面積の 0.8 % 以上 3 % 以下たるべし。
- (3) 帯鐵筋の間隔は柱の最小幅又は軸鐵筋直徑の 12 倍を超過すべからず。
- (4) 帯鐵筋柱に於ける軸鐵筋の直徑は 12 mm 以上にして、帶鐵筋の直徑は 6 mm 以下たるべし。

であつて、之は獨逸に於ける規定と殆んど同様である。

尙、一般に注意すべきことは、帶鐵筋の接ぎ手を全部同じ箇所に集中せず、之を交互にすらすべきことゝ、すべて斷面の凸角部及び凹角部には、斜の面を附することである。之は此の部分に於てコンクリートが不均等になることを避け、且つ凸角部に於ては、コンクリートの剥落或は損傷を防ぎ、凹角部に於ては、此の部分に於ける應力の集中又はコンクリートの龜裂を防ぐものである。隅角部に斜の面を作ることは、また型枠の位置を正確にする上に於ても便利である。

帶鐵筋柱が其の頭部に於て他の部材と接合せず、單に桁又は屋根等を支へる場合には、第 455 圖 (a) 或は (b) の如き構造とすべく、また支柱が 2 層或は夫以上に亘つて、各層間に於て其の太さを變化する必要のある場合には、第 456 圖 (a) 或は (b) の如き構造にすればよい。



第 455 圖

第 456 圖

#### § 191. 螺旋筋柱

螺旋筋柱の理論及び之に關する公式は既に第二編 § 64 及び § 65 に於て記述した。其の際に説明せるが如く、螺旋筋は等量の軸鐵筋に比べて約 3 倍の効果を發揮するものと考へるのが普通であるから、大なる軸壓力を受ける支柱に於ては、帶鐵筋柱とするよりも螺旋筋柱の方が、支柱の斷面寸法を小にし、有効空間を大にし、且つ經濟的な設計を行ふ上に於て有利である。

螺旋筋柱の斷面は圓或は正八角形が普通である。圓は理論上最良であるが、工事が面倒ために一般に不經濟になる。矩形或は正方形のものは之を螺旋筋柱として設計すべきではない。

螺旋筋は之を作る特別な機械に依つて螺旋状に曲げるるのであるが、場合に依つては、之の代りに帶鐵筋と同様な環状鐵筋を使用してもよい。また正八角形斷面に於ては、圓形の環状鐵筋の代りに正八角形のものを使用してもよい。環状鐵筋の接ぎ手は普通の鈎に依る襲ね合せ接ぎ手にてもよく、之を鎗接してもよい。何れにしても之が抗張鐵筋であることを考慮して、充分丈夫に接ぎ手を作る必要がある。接ぎ手の位置は之を交互にすらすことが望ましい。

螺旋筋の螺旋の歩み又は環状鐵筋の間隔が大となれば、螺旋筋柱としての効果は殆んど現れない。それで獨逸の規定及び土木學會の標準示方書に於ては

$$s \leq \frac{D}{5} \quad \text{或は} \quad s \leq 8 \text{ cm}$$

と規定して居る。但し  $s$  は螺旋筋又は環状鐵筋の間隔、 $D$  は有効斷面の直徑、即ち髓心直徑であつて、今所要螺旋筋量を  $A_a$ 、其の鐵筋直徑を  $d$  とすれば

$$A_a = \frac{\pi D}{s} \cdot \frac{\pi d^2}{4}$$

であるから、上記の規定を満足するためには、螺旋筋又は環状鐵筋の直徑  $d$  は

$$\left. \begin{array}{l} D \leq 40 \text{ cm の場合: } d \leq 0.284 \sqrt{A_a} \text{ (cm),} \\ D \geq 40 \text{ cm の場合: } d \leq 1.80 \sqrt{\frac{A_a}{D}} \text{ (cm)} \end{array} \right\} \quad (982)$$

でなければならない。然し餘りに細いものを用ふると、 $s$  が少くなり、螺旋筋内外のコンクリートを絶縁する結果となる。

螺旋筋柱に於ける軸鐵筋は、帶鐵筋柱に於けると同様の効果を有すると同時に、螺旋筋の強度を充分に利用し、且つ工事中に於ける鐵筋の位置を保つためにも是非必要なものである。故に極めて少量の軸鐵筋、或は其の直徑の餘りに小なるものでは役に立たない。それで普通には帶鐵筋柱に於けると同様に、コンクリート断面積の 0.8 乃至 3.0 % の範囲にすべきである。軸

筋量を大にすることは一般に不経済であつて、此の場合には螺旋筋量を大にする方が得策である。

螺旋筋又は環状筋を正確なる位置に組立て、且つ之を確保するためには、相當の數の軸筋が必要である。普通は6本以上を用ふるが、正八角形の場合には、各角頂に1本づゝ即ち合計8本を用ふればよい。圓形断面の場合にも8本が普通である。寸法の大なる断面に於ては、軸筋の間隔を15~20cmの範囲にすることが望ましい。

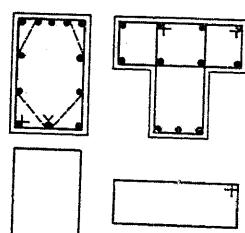
螺旋筋柱の設計に関する土木學會標準示方書の規定は、大體に於て獨逸の規定と同様であつて、次の如くである。

#### 第九十條 螺旋筋柱

- (1) 主要なる螺旋筋柱の直徑は25cm以上たるべし。
- (2) 螺旋筋柱に於ける軸筋の數は6本以上たるべし。
- (3) 螺旋筋柱の有効断面積は螺旋筋中心線内のコンクリート断面積とす。
- (4) 螺旋筋柱に於ける軸筋の断面積は柱の全断面積の0.8%以上3%以下たるべし。
- (5) 螺旋筋の間隔は柱の有効断面の直徑の1/3以下にして8cmを超過すべからず。
- (6) 螺旋筋柱に於ける軸筋の直徑は12mm以上にして螺旋筋の直徑は6mm以上たるべし。

#### § 192. 偏心軸壓力を受ける支柱

厳密な意味に於て中心軸壓力を受ける支柱は極めて稀であつて、普通は多少なりとも偏心軸壓力を受けるものである。然し§189に於て述べた如く、多くの場合軸壓力の偏心距離を無視



第457圖

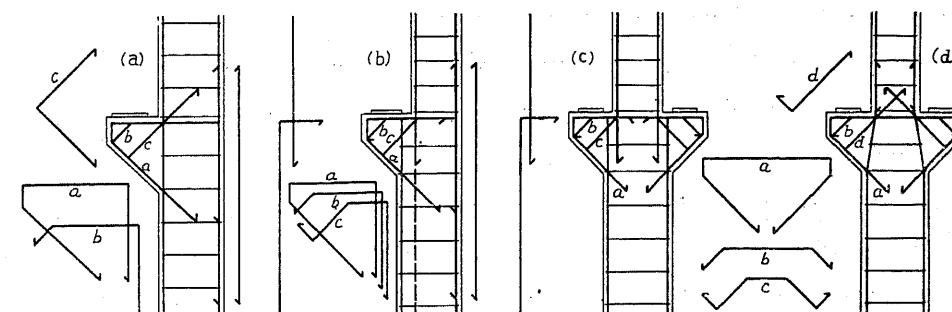
して、即ち支柱に生ずる曲モーメントを無視して計算を行ふのが常である。之は主として其の計算が面倒であると言ふ理由に基くものであつて、従つて支柱に生ずる曲モーメントが極めて小であつても之が簡単に求め得る様な場合には、偏心軸壓力を受ける支柱として計算すべきである。

軸壓力の偏心距離が小であつて、断面に張應力が生じない場合には、第457圖に示すが如き形狀の断面にして、断面の重心と軸壓力の作用線との距離を小にするのが得策である。勿論此の場合にも、正方形或は正八角形等の對稱断面を採用してもかまはない。其の設計の要領は大體§189乃至§191に述べた方法に従へばよい。

偏心距離が大となり、即ち曲モーメントの影響が軸壓力の影響より大となつて、断面に張應力を生ずる場合には、支柱と言ふよりも寧ろ桁に近くなつて、従つて桁と同様にして設計すれば

ばよい。

軸壓力の偏心距離が小であつて、且つ之を容易に算出し得る様な支柱は、片側或は兩側に短い片持梁(ブラックケット)を有し、之に起重機等を支へる支柱である。此の様な部分に於ける筋の配置の二三の例は第458圖である。此のうち(a)或は(d)の如くにすれば、片持梁の接合點凹角部に生ずる張應力に抵抗する上に有効である。



第458圖

#### 第二節 支柱の基礎

#### § 193. 総 説

支柱が構造物中最も重要な部材の一であると同様に、支柱を支持する基礎も甚だ重要であり、基礎の不完全は惹いては全構造物を危殆に瀕せしめるものであるから、支柱の基礎は之を最も適確に設計施工する必要がある。

一般に基礎の安定に關しては、(1)基礎底面に生ずる最大壓應力が地盤の許容支持力を超過せざると、(2)基礎の傾倒、(3)基礎の滑動に對して充分に安全たるべきことの3條件を考慮しなければならない。

基礎底面の重心に直角に力が作用する場合、即ち中心荷重を受ける基礎に於ては、勿論前記(2)及び(3)の條件は論外となり、單に(1)の條件に就てのみ考慮すればよい。即ち普通の假定に従つて基礎底面に等布壓力が作用するものとすれば、面積Aなる基礎底面の重心に荷重Pが作用する場合の等布壓應力fは

$$f = \frac{P}{A} \quad (983)$$

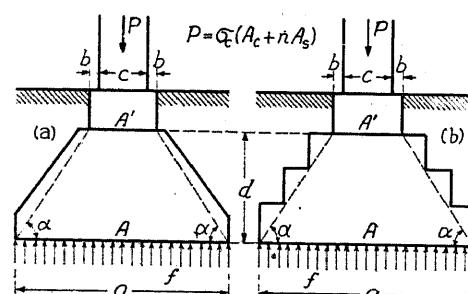
に依つて與へられ、地盤の許容支持力を $f_a$ とすれば、(1)の安定條件により

$$f \leq f_a \text{ 即ち } A \geq \frac{P}{f_a} \quad (984)$$

でなければならない。但し此の  $P$  は基礎の底面上に垂直に作用するすべての荷重、即ち支柱より傳達される荷重、基礎の自重及び基礎の上部にある土の重量を含むものである。普通の土質の地盤の許容支持力は  $f_a = 10 \sim 30 \text{ t/m}^2$  即ち  $1 \sim 3 \text{ kg/cm}^2$  であつて、鐵筋コンクリート支柱に於ける壓應力は一般に  $30 \sim 40 \text{ kg/cm}^2$  であるから、従つて基礎底面積は鐵筋コンクリート支柱の斷面積の約  $10 \sim 30$  倍にする必要がある。此の様に基礎底面を擴大するには、一般に第 459 圖に示すが如き工法に依る。之を根積、脚層、礎段又はフーチング (Footing) と呼んで居る。

地盤の支持力を増大し、且つ地盤凍結の害を防ぎ、或は其他の理由に依つて基礎底面を地中深くに位置せしめる場合には、第 459 圖に示すが如き形狀にすればよい。之は主としてコンクリート、煉瓦或は石材等の所謂石工フーチング (Masonry footing) に採用される方法である。然し此の様にすれば、基礎に要するコンクリート量が大となり、従つて自重を増すから、基礎底面に生ずる壓應力を大ならしめる。また掘鑿が深く且つ土量が大となつて土工費の増大を來すものである。

何等かの理由に依つて基礎底面を地面下深い所に設くる場合、或は深い所にあつても、コン



第 459 圖

クリート量を少くして基礎底面に作用する壓應力の輕減を計る様な場合には、基礎の高さ  $d$  を小にしなければならない。斯かる場合に第 459 圖に示す角  $\alpha$  が大略  $45^\circ \sim 60^\circ$  以下になれば、石工基礎は不安全であつて、鐵筋コンクリート基礎とするのが最良策である。

石工基礎或は鐵筋コンクリート基礎たるを問はず、支柱の脚部即ち柱脚に於ける其の斷面

を擴大することが必要である。何となれば基礎コンクリートには他の部材、即ち支柱或は床版等で於けるよりも、劣等なるコンクリートが使用されるのが普通であつて、一般に強度の異なる二材料の接觸面の許容壓應力は其の弱い方に依つて決定せらるべきであるからである。即ち支柱に作用する壓應力は一般に基礎コンクリートに對しては大に過ぎるからである。

今、第 459 圖に就て、支柱に於けるコンクリートの斷面積  $A_c$ 、柱脚の斷面積  $A'$  及び基礎底面積  $A$  との關係を求むるに、柱脚に作用する中心軸壓力を  $P$ 、支柱コンクリートに作用する壓應力を  $\sigma_c$ 、基礎コンクリートの許容壓應力を  $\sigma'_c$ 、地盤の許容支持力を  $f_a$  とし、且つ軸鐵筋の影響及び基礎の自重を無視すれば

$$A_c = \frac{P}{\sigma_c}, \quad A' \geq \frac{P}{\sigma'_c}, \quad A \geq \frac{P}{f_a} \quad (985)$$

であるから

$$A' \geq \frac{\sigma_c}{\sigma'_c} A_c, \quad A \geq \frac{\sigma_c}{f_a} A_c \quad (985a)$$

となる。茲に於て  $\sigma_c = 30 \sim 40 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma'_c = 15 \sim 25 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f_a = 2 \sim 3 \text{ kg/cm}^2$  とすれば

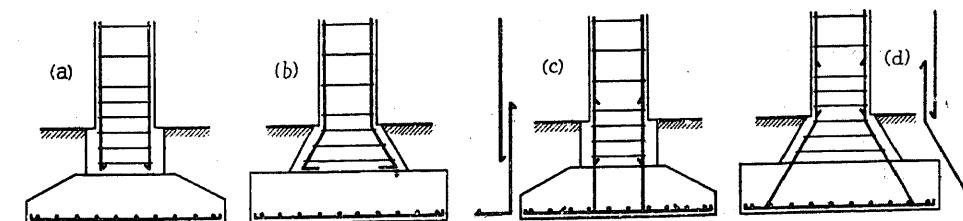
$$A' \geq (1.5 \sim 2.5) A_c \cong 2 A_c, \quad A \geq (10 \sim 20) A_c \cong 15 A_c$$

となり、 $A_c$ ,  $A'$  及び  $A$  をすべて正方形とし、 $A_c = c^2$ ,  $A' = (c+2b)^2$ ,  $A = a^2$  とすれば

$$b \geq 0.214 c \cong \frac{c}{5}, \quad a \geq 3.87 c \cong 4c \quad (986)$$

とすべきことがわかる。

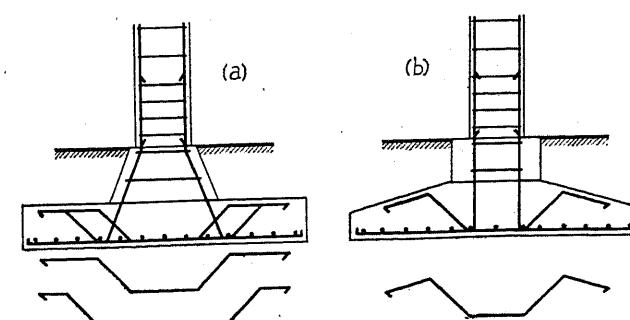
普通鐵筋コンクリート基礎に採用される様式は版であつて、所謂基礎版 (Foundation slab) である。第 460 圖に示すものは柱脚及び基礎版に於ける軸鐵筋配置の例であつて、此のうち (a) 及び (b) に於ては柱脚と基礎版とは鐵筋に依つて結合されないに反し、(c) 及び (d) に於ては



第 460 圖

支柱の軸鐵筋が基礎中の鐵筋と接続するから、假令中心軸壓荷重として計算を行つたとしても、何等かの理由に依り生じ得べき柱脚の曲モーメントに抵抗する上に有効であつて、重要な構造物の基礎に於ては (c) 或は (d) の様式にすべきである。

鐵筋コンクリート基礎版の厚さが小となれば、柱脚附近の剪應力、従つて之に依つて生ずる斜張應力が大となるから、之を充分なる腹鐵筋に依つて補強し (第 461 圖), 且つ抗張主鐵筋の附着應力に就て其の安全度を検討する必要がある。一般には基礎版に可成り太い鐵筋を使用するのが普通であるが、附着應力の立場から見れば、細い鐵筋を



第 461 圖

成る可く密に配置するのが望ましい。

鉄筋コンクリート基礎版の計算は、理論的立場から見れば、之を弾性床上の平板の理論に依つて行ふのが最も至當ではあるが、此の理論に於ける根本假定、即ち地盤の沈下が之に加へる圧應力に正比例するといふ假定が果して成立し得るや否やは疑問であり、假令此の假定を肯定しても、之を言ひ現す沈下係数 (Sinking modulus) の値が種々の地盤に對して不明であり、且つ平板理論の根本假定、即ち平板の厚さが平板の他の寸法に比して充分に小であると言ふ假定が基礎版に對しては可成り真に遠いものとなる。また一步を譲つて普通の平板理論に依るとしても、矢張り平板の厚さが他の寸法に比して充分に小であると言ふ假定が成立たず、且つ基礎底面の壓力分布に簡単なる假定を採用する限り、之に依つて計算を行つても其の結果が果して真に近いか否かは疑問である。要するに此の様な平板理論に依り基礎版を設計することは、單なる理論的興味を目的とする場合の他は、唯其の計算が面倒であるだけで實際の役には立たない。それで一般には、基礎底面の壓力分布に對しては直線的分布、即ち中心荷重に對しては等布壓力、偏心荷重に對しては等變壓力を假定し、基礎版は之を普通の桁の理論に依り計算を行ふのである。

### § 194. 正方形基礎版

#### 1) 概 説

中心軸壓力を受ける支柱の基礎としては正方形の基礎版が最も普通である。其の大體の寸法は(985)乃至(986)式に依つて決定される。但し前記第459圖に於ては支柱の一邊を  $c$ 、柱脚の一邊を  $c + 2b$  としたが、以下の計算に於ては正方形柱脚の一邊を  $c$  とする。柱脚の断面が正方形でなく、矩形或は八角形であつても、以下の計算法を其のまゝ採用して大なる誤差は起

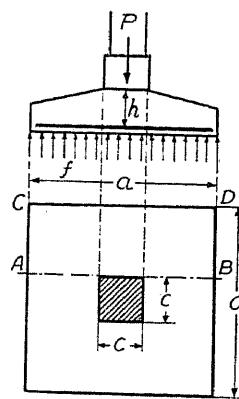
らない。

先づ第一に基礎版の柱脚に接する部分の断面に生ずる剪應力に就て考察する。第462圖に就て柱脚の下部の基礎版の断面に生ずる剪應力の最大値、即ち中立軸に於ける剪應力を  $\tau$ 、抵抗モーメントの臂長を  $z$ 、基礎底面に作用する等布壓應力を  $f$  とすれば、柱脚の周邊長は  $4c$  であるから、第二編第五章の理論に依り

$$4cz \cdot \tau = f(a^2 - c^2) = \frac{P}{a^2} (a^2 - c^2)$$

となり、之より

$$\tau = \frac{P}{4cz} \left(1 - \frac{c^2}{a^2}\right), \quad (987)$$



第 462 圖

$\tau$  が與へられたる場合に必要な  $z$  は

$$z \geq \frac{P}{4c\tau} \left(1 - \frac{c^2}{a^2}\right) \quad (988)$$

となる。茲に於て近似的に  $z = \frac{8}{9}h$  と置けば、上式より夫々

$$\tau = 0.28 \frac{P}{ch} \left(1 - \frac{c^2}{a^2}\right), \quad h \geq 0.28 \frac{P}{c\tau} \left(1 - \frac{c^2}{a^2}\right) \quad (989)$$

を得る。

今、無筋コンクリート基礎の所要高  $h$  を求めるに、近似的に  $P = \sigma_c c^2$ 、 $a = 4c$  とし、 $\sigma_c = 30 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\tau = 5 \text{ kg/cm}^2$  とすれば

$$h \geq 0.28 \frac{30c}{5} \left(1 - \frac{1}{16}\right) \geq 1.5c$$

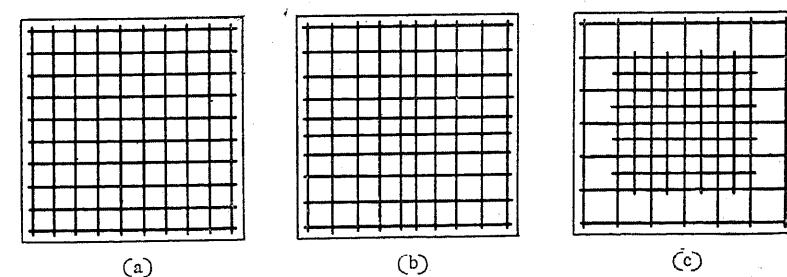
となり、 $h$  と基礎の突出長  $\frac{1}{2}(a - c)$  の比は

$$\frac{h}{\frac{1}{2}(a - c)} = \frac{2h}{3c} \geq 1.0$$

となつて、§194に述べた如く、第459圖に於ける角  $\alpha$  が  $45^\circ$  以上でなければならないことを説明することが出来る。

#### 2) 邊に平行なる二方向に主鐵筋を有する正方形基礎版

基礎版の主鐵筋を其の邊に平行なる二方向に配置するのは、正方形のみならず矩形基礎版に於ても、最も普通の方法である。其の様式は第463圖に示すが如きものであつて、(a) は最も簡単であるが、(b) 及び(c) は(a) よりも合理的である。



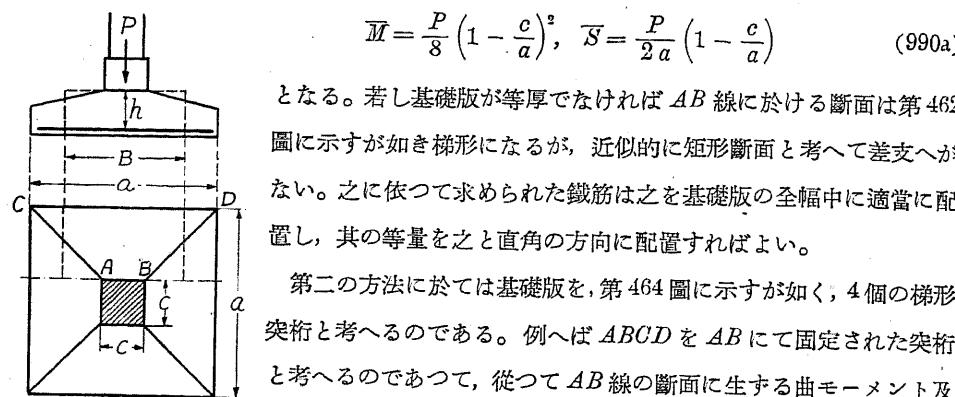
第 463 圖

斯かる基礎版の實用的計算方法には種々なるものがあるが、其のうち簡単にして且つ普通に使用せられる方法は次の二つである。

第一の方法は第462圖に就て  $ABCD$  を  $AB$  の線で固定された突桁(片持梁)と考へるのである。即ち此の様に考へると、 $AB$  線の断面に作用する曲モーメント  $M$  及び剪力  $S$  は

$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{f}{8} a(a-c)^2 = \frac{P}{8a} (a-c)^2 = \frac{Pa}{8} \left(1 - \frac{c}{a}\right)^2, \\ S &= \frac{f}{2} a(a-c) = \frac{P}{2a} (a-c) = \frac{P}{2} \left(1 - \frac{c}{a}\right) \end{aligned} \right\} \quad (990)$$

となる。此の  $M$  及び  $S$  に依つて断面の有効高さ  $h$  或は鉄筋量を算定するには、断面の有効幅を基礎版の全幅即ち  $a$  にとる。故に単位長の幅に對する  $M$  及び  $S$  は夫々



第 64 圖

となる。若し基礎版が等厚でなければ  $AB$  線に於ける断面は第 462 図に示すが如き梯形になるが、近似的に矩形断面と考へて差支へがない。之に依つて求められた鉄筋は之を基礎版の全幅中に適當に配置し、其の等量を之と直角の方向に配置すればよい。

第二の方法に於ては基礎版を、第 464 図に示すが如く、4 個の梯形突舌と考へるのである。例へば  $ABCD$  を  $AB$  にて固定された突舌と考へるのであつて、従つて  $AB$  線の断面に生ずる曲モーメント及び剪力は夫々

$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{(2a+c)(a-c)^2}{24a^2} P = \frac{Pa}{24} \left(2 + \frac{c}{a}\right) \left(1 - \frac{c}{a}\right)^2, \\ S &= \frac{a^2 - c^2}{4a^2} P = \frac{P}{4} \left(1 - \frac{c^2}{a^2}\right) \end{aligned} \right\} \quad (991)$$

となる。之に依つて  $AB$  に於ける有効高さ  $h$  或は鉄筋量を求める場合の突舌の有効幅に關しては種々なる提案が發表せられたが、其のうち最も簡単なものは有効幅  $B$  を、單に突舌の平均幅、即ち

$$B = \frac{1}{2}(a+c) \quad (992)$$

とする方法であり、イリノイ大學に於ける實驗結果よりは<sup>(a)</sup>

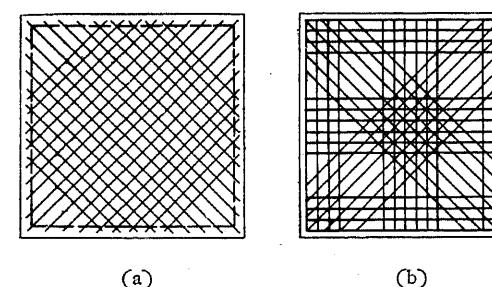
$$B = \frac{1}{2}(a+c) + h \quad (993)$$

が提唱されて居る。然し (993) に依れば先づ最初に  $h$  を假定する必要があるから、實際の計算には (992) の方が簡単であり且つ便利である。何れにしても斯くして求められた鉄筋量は、之を前記有効幅  $B$  の中に配分し、 $B$  の外側には適當なる鉄筋を配置するのである。

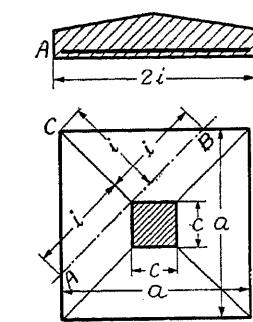
### 3) 對角線の方向に主鉄筋を有する正方形基礎版

<sup>(a)</sup> Bull. 67, Engineering Experiment Station, Univ. of Illinois.

正方形基礎版に於ては、其の主鉄筋を第 465 圖に示すが如く對角線の方向に配置する場合がある。此の場合の計算は次の如くにすればよい。



第 465 圖



第 466 圖

即ち第 465 圖 (a) の如き場合には、第 466 圖に示すが如く、對角線に平行なる断面  $AB$  に就て計算すればよい。 $i = (a - c) / \sqrt{2}$  であるから、 $AB$  断面に生ずる曲モーメント及び剪力は

$$\left. \begin{aligned} M &= f i^2 \frac{i}{3} = \frac{f}{6\sqrt{2}} (a-c)^3 = \frac{Pa}{6\sqrt{2}} \left(1 - \frac{c}{a}\right)^3, \\ S &= f i^2 = \frac{f}{2} (a-c)^2 = \frac{P}{2} \left(1 - \frac{c}{a}\right)^2 \end{aligned} \right\} \quad (994)$$

となり、 $AB$  の方向の単位長の幅に對する曲モーメント及び剪力は夫々

$$\bar{M} = \frac{P}{12} \left(1 - \frac{c}{a}\right)^2, \quad \bar{S} = \frac{P}{2\sqrt{2}a} \left(1 - \frac{c}{a}\right) \quad (994a)$$

となる。

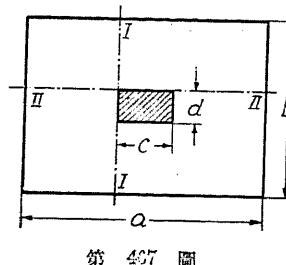
此の  $M$  及び  $S$  に就て断面  $AB$  を設計或は計算すればよいのであるが、若し基礎版が等厚でなければ、 $AB$  に於ける断面は第 466 圖に示すが如く、抗壓部分が三角形となる。然し此の場合でも近似的に矩形断面と考へて差支へがない。鉄筋は  $AB$  の間に適當に配分する。

第 465 圖 (b) の如く、邊に平行なる鉄筋の群と對角線に平行なる鉄筋の群とを使用する場合には、理論的に考へれば甚だ複雑なものとなる。それで之を簡単に計算するには、此の二群の鉄筋が夫々荷重の半分宛を受けるものと考へ、前記の方法に依つて各群の鉄筋量を算出すればよい。

### § 195. 矩形基礎版

矩形基礎版に於ては其の邊に平行なる二方向に主鉄筋を配置するのが普通である。此の場合の計算法は大體に於て正方形の場合と同様である。

第一の計算方法は、第 467 圖に示すが如く、断面 I—I 及び断面 II—II に於ける曲モーメント



及び剪力を求める方法である。基礎版底面に作用する等布圧力は  $f = P / ab$  であるから、断面 I—I に於ける曲モーメント  $M_1$  及び剪力  $S_1$  は

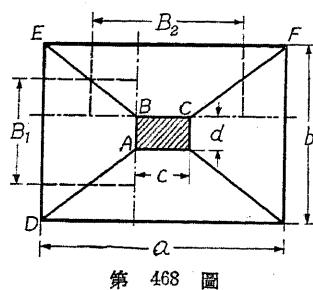
$$\left. \begin{aligned} M_1 &= bf \frac{a-c}{2} \cdot \frac{a-c}{4} = \frac{P a}{8} \left(1 - \frac{c}{a}\right)^2, \\ S_1 &= bf \frac{a-c}{2} = \frac{P}{2} \left(1 - \frac{c}{a}\right) \end{aligned} \right\} \quad (995)$$

第 467 圖

であり、断面 II—II に作用する曲モーメント  $M_2$  及び剪力  $S_2$  は

$$\left. \begin{aligned} M_2 &= af \frac{b-d}{2} \cdot \frac{b-d}{4} = \frac{P b}{8} \left(1 - \frac{d}{b}\right)^2, \\ S_2 &= af \frac{b-d}{2} = \frac{P}{2} \left(1 - \frac{d}{b}\right) \end{aligned} \right\} \quad (996)$$

となる。



第 468 圖

之に依つて断面の計算を行ふには、 $a$  に平行なる鉄筋は  $M_1$  及び  $S_1$  に依り、 $b$  に平行なる鉄筋は  $M_2$  及び  $S_2$  に依り計算する。何れも矩形断面の公式を適用し、其の幅は断面 I—I に對しては  $b$ 、断面 II—II に對しては  $a$  とする。

第二の計算方法は正方形の場合と同様に、矩形基礎版を第 468 圖の如くに 4 個の梯形部分に分割し、其の各々を柱脚に沿ふ断面で固定された突桁と考へる方法である。例へば  $ABED$  の梯形突桁の固定端  $AB$  に生ずる曲モーメント  $M_1$  及び剪力  $S_1$  は

$$M_1 = \frac{Pa}{24} \left(2 + \frac{d}{b}\right) \left(1 - \frac{c}{a}\right)^2, \quad S_1 = \frac{P}{4} \left(1 + \frac{d}{b}\right) \left(1 - \frac{c}{a}\right) \quad (997)$$

となり、 $BCFE$  の梯形突桁の固定端  $BC$  に於ける曲モーメント  $M_2$  及び剪力  $S_2$  は

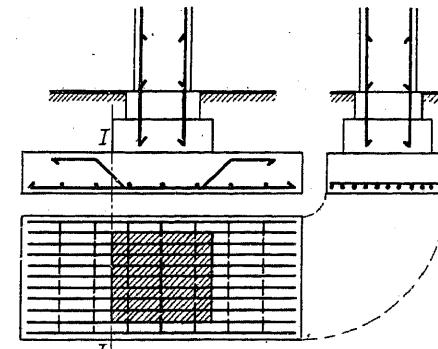
$$M_2 = \frac{Pb}{24} \left(2 + \frac{c}{a}\right) \left(1 - \frac{d}{b}\right)^2, \quad S_2 = \frac{P}{4} \left(1 + \frac{c}{a}\right) \left(1 - \frac{d}{b}\right) \quad (998)$$

となる。之等突桁の有効幅  $B_1$  及び  $B_2$  は

$$\left. \begin{aligned} B_1 &= \frac{b+d}{2} \quad \text{或は} \quad B_1 = \frac{b+d}{2} + h, \\ B_2 &= \frac{a+c}{2} \quad \text{或は} \quad B_2 = \frac{a+c}{2} + h \end{aligned} \right\} \quad (999)$$

に依つて計算し、 $a$  に平行なる鉄筋は  $M_1$ ,  $S_1$ ,  $B_1$  に依つて算定し、 $b$  に平行なる鉄筋は  $M_2$ ,  $S_2$ ,  $B_2$  に依つて算定する。算定された鉄筋量は之を夫々  $B_1$  或は  $B_2$  のうちに配分し、之より外側には適當の鉄筋を配置する。

中心荷重を受ける基礎版は成可く正方形に近いものが良いが、用地の關係等に依つて其の一方の幅に制限がある場合には、第 469 圖に示すが如き細長い基礎版となる。此の場合の主鐵筋は長邊に平行なものであつて、其の計算は断面 I—I に就て之を行へばよい。

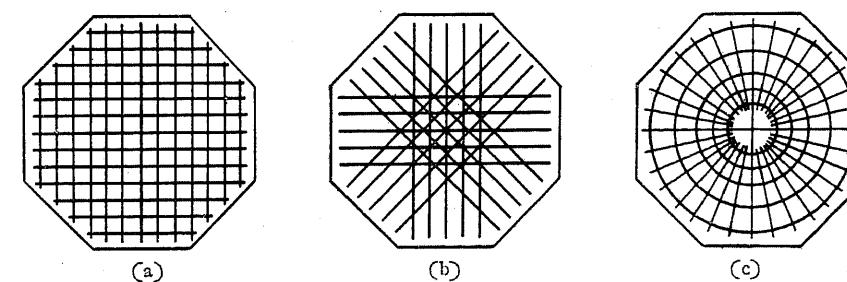


第 469 圖

### § 196. 正八角形基礎版

#### I) 概 説

中心荷重を受ける基礎版は往々正八角形に作られる。此の場合の主鐵筋は、第 470 圖 (a) に示すが如く互に直角なる二方向、(b) に示すが如く四方向、或は (c) に示すが如く放射状に配置する。此のうち (a) 及び (b) が普通である。



第 470 圖

正八角形の幾何學的性質より、内接圓の半徑を  $a$ 、一邊を  $b$ 、面積を  $A$  とすれば

$$b = 2(\sqrt{2} - 1)a = 0.8284a, \quad A = 4a^2 - b^2 = 8(\sqrt{2} - 1)a^2 = 3.814a^2 \quad (1000)$$

なる關係があるから、 $P$  なる中心荷重に依る基礎底面の壓應力  $f$  は

$$f = \frac{P}{A} = \frac{(\sqrt{2} + 1)P}{8a^2} = 0.3018 \frac{P}{a^2} \quad (1001)$$

となる。

柱脚の下部に於ける基礎版の有効高を  $h$ 、抵抗モーメントの臂長を  $z \cong \frac{8}{9}h$ 、最大剪應力を  $\tau$  とし、柱脚の断面の形狀如何に拘らず、其の断面積を  $A'$ 、周邊長を  $u$  とすれば、一般に

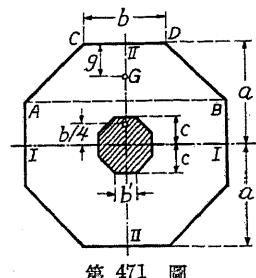
$$zu\tau = \frac{8}{9}hu\tau = f(A - A') = P \left(1 - 0.3018 \frac{A'}{a^2}\right) \quad (1002)$$

なる關係が成立する。今第 471 圖及び第 472 圖に示すが如く柱脚を正八角形とし、其の内接圓の半徑を  $c$  とすれば  $u = 16(\sqrt{2} - 1)c$ ,  $A' = 8(\sqrt{2} - 1)c^2$  であるから

$$\tau = \frac{\sqrt{2} + 1}{16} \frac{P}{cz} \left(1 - \frac{c^2}{a^2}\right) \cong 0.170 \frac{P}{ch} \left(1 - \frac{c^2}{a^2}\right) \quad (1003)$$

となり、 $\tau$  が與へられたる場合の所要高さ  $h$  は

$$h \geq 0.170 \frac{P}{c\tau} \left(1 - \frac{c^2}{a^2}\right) \quad (1004)$$



第 471 圖

で與へられる。

### 2) 二方向に主筋を有する正八角形基礎版

第 470 圖 (a) の如く互に直角なる二方向に主筋を有する基礎版の計算を簡単に行ふには、第 471 圖に示せる断面 I-I 或は断面 II-II に就て行へばよい。例へば断面 I-I に就て見るに、梯形  $BCD$  の面積  $A_1$  及び其の重心  $G$  の位置は

$$A_1 = \frac{1}{2} (2a + b) \left(a - \frac{b}{2}\right) = a^2 - \frac{b^2}{4}, \quad g = \frac{b + 4a}{3(b + 2a)} \left(a - \frac{b}{2}\right)$$

で與へられるから、基礎底面の圧應力  $f$  に依つて断面 I-I に生ずる曲モーメント  $M$  及び剪力  $S$  は

$$\begin{aligned} M &= f \left[ b a \frac{b}{4} + \left(a^2 - \frac{b^2}{4}\right) \left\{ a - \frac{b + 4a}{3(b + 2a)} \left(a - \frac{b}{2}\right) \right\} \right] \\ &= \frac{1}{3} (5 - \sqrt{2}) f r^3 = \frac{1}{24} (1 + 3\sqrt{2}) P r = 0.1768 P r, \\ S &= \frac{P}{2} \end{aligned} \quad (1005)$$

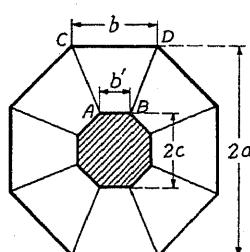
となる。故に之に依つて幅  $2a$  なる矩形断面として断面の有効高さ或は筋量を求むればよい。

勿論筋の間隔は柱脚附近に於て密にする方が望ましい。

### 3) 放射状或は四方向に主筋を有する正八角基礎版

第 470 圖 (b) 或は (c) の如く、四方向或は放射状に主筋を配置する場合には、第 472 圖に示すが如く、基礎版を 8 個の梯形に分割し、其の各々を柱脚の位置で固定された突舌として計算すればよい。例へば  $ABCD$  なる突舌の固定端  $AB$  に生ずる曲モーメント  $M$  及び剪力  $S$  は

$$\begin{aligned} M &= f \left[ \frac{b + b'}{2} (a - c) \cdot \frac{2b + b'}{b + b'} \frac{a - c}{3} \right] = \frac{f}{3} (\sqrt{2} - 1) (2a + c) (a - c)^2 \\ &= \frac{f}{3} (\sqrt{2} - 1) \left(2 + \frac{c}{a}\right) \left(1 - \frac{c}{a}\right)^2 r^3 = \frac{P a}{24} \left(2 + \frac{c}{a}\right) \left(1 - \frac{c}{a}\right)^2, \\ S &= \frac{P}{8} \left(1 - \frac{c^2}{a^2}\right) \end{aligned} \quad (1006)$$



第 472 圖

である。之に依つて  $AB$  に於ける断面を設計し、其の筋は、四方向に配置する場合には之を大略  $1/2 (b + b')$  の間に挿入し、放射状に配置する場合には之を  $ABCD$  の中に挿入すればよい。尚此の場合の環状筋は § 198, 3) に述べるが如く甚だ重要なものであつて、放射状筋量より小ならざるものと配置する必要がある。

## § 197. 圓形基礎版

### I) 概 説

基礎版の形状が圓形なる場合の筋は、正八角形基礎版に於けると同様に、第 470 圖 (a) の如く互に直角に交はる二方向、或は第 470 圖 (c) の如き放射状に配置されるのが常である。以下の計算に於てはすべて柱脚の断面を半径  $c$  なる圓とするが、柱脚の断面が正方形或は正八角形等である場合でも大差なく以下の計算方法を用ふることが出来る。即ち此の場合には實際の柱脚断面積に等しい面積の圓形柱脚を假想すればよい。また § 196 の正八角形基礎版に於ても、内接圓の半径が  $a$  なる正八角形の代りに之と等しい面積を有する圓、即ち

$$\sqrt{\frac{8(\sqrt{2}-1)}{\pi}} a = 1.027 a$$

なる半径を有する圓形基礎版を假想すればよい。

第 473 圖に示すが如き圓形基礎版の柱脚周邊の下方に於て、有効高を  $h$ 、抵抗モーメントの臂長を  $z \cong \frac{8}{9} h$ 、剪應力を  $\tau$  とすれば

$$2\pi cz\tau \cong 2\pi c \frac{8}{9} h \tau = f\pi (a^2 - c^2) = P \left(1 - \frac{c^2}{a^2}\right)$$

なる關係があるから

$$\tau = \frac{P}{2\pi cz} \left(1 - \frac{c^2}{a^2}\right) \cong \frac{9P}{16\pi ch} \left(1 - \frac{c^2}{a^2}\right), \quad (1007)$$

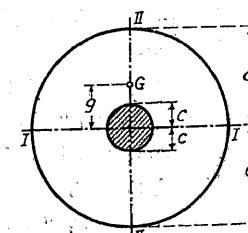
$$h \geq \frac{P}{16\pi c\tau} \left(1 - \frac{c^2}{a^2}\right) = 0.179 \frac{P}{c\tau} \left(1 - \frac{c^2}{a^2}\right) \quad (1008)$$

を得る。

### 2) 二方向に主筋を有する圓形基礎版

互に直角なる二方向に主筋を有する圓形基礎版を簡単に計算するには、第 473 圖に於ける断面 I-I 或は断面 II-II に就て計算すればよい。例へば断面 I-I に就て考へれば、半圓の重心  $G$  は I-I 軸より

$$g = \frac{4a}{3\pi}$$



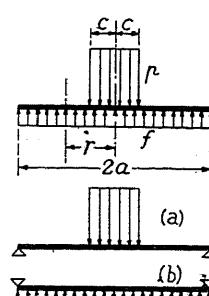
第 473 圖

の距離にあるから、底面の圧應力  $f = P / \pi a^2$  に依つて圖面 I—I に生ずる曲モーメントは

$$M = f \frac{\pi a^2}{2} \frac{4a}{3\pi} = \frac{2}{3} f a^3 = \frac{2}{3\pi} Pa = 0.2122 Pa \quad (1009)$$

となり、之に對して充分なる様に斷面 I—I を設計すればよい。

### 3) 放射状に主筋を有する圓形基礎版(圓版理論の應用)



第 474 圖

放射状に主筋を有する圓形基礎版には、簡単に圓版の彈性理論が應用出来る。彈性床上の圓版理論<sup>(1)</sup>が此の場合に最も適切ではあるが、之は甚だ面倒であるから、茲では第 474 圖に示すが如く、中央  $\pi c^2$  なる面積に  $p = P / \pi c^2$  なる等布荷重を受け、底面全部に  $f = P / \pi a^2$  なる上向の等布荷重を受ける圓版と考へる。周邊で支承された圓版に上記  $p$  或は  $f$  が作用する場合の解は既に求められて居るから<sup>(2)</sup>、之を組合せることに依つて第 474 圖の荷重状態の解として次の結果を得る<sup>(3)</sup>。

其の導來方法の詳細は之を省略するが

$m_r$  = 中心より  $r$  なる距離に於て、半徑に直角であり且つ幅が單位長である斷面に作用する曲モーメント、

$m_t$  = 中心より  $r$  なる距離に於て、半徑に平行であり且つ幅が單位長である斷面に作用する曲モーメント、

$m$  = ポアソン數(ポアソン比の逆數)

とすれば、 $a \geq r \geq c$  なる部分に對して

(1) F. Schleicher, Kreisplatten auf elastischer Unterlage, 1926, S. 52 及び S. 82.

(2) Prescott, Applied Elasticity; Timoshenko, Strength of Materials, Part II; Nadai, Die Elastischen Platten 等を參照。

(3) 尚此の問題に關しては次の如き文献がある。

Lewe, "Ueber Fundamentplatten für Einzellasten unter besonderer Berücksichtigung der Kreisplatte" (B. u. E., 1913, Heft 9, S. 189),

Karl Arnstein, "Ueber Fundamentplatten für Einzellasten unter besonderer Berücksichtigung der Kreisplatte" (B. u. E., 1913, Heft 17, S. 368),

Th. Hoech, "Pfeilerfüsse aus Beton mit Eisenringen" (B. u. E., 1914, Heft 4, S. 88),

Lewe, "Kreis- und Ringplatten unter allseitig symmetrischer Belastung" (B. u. E., 1914, Heft 12, S. 255),

H. Craemer, "Kritik der Berechnung von Kreisplatten-Fundamenten" (B. u. E., 1925, Heft 13, S. 215),

Ferd. Schleicher "Nochmals Kreisplattenfundamente" (B. u. E., 1925, Heft 22, S. 367).

$$\left. \begin{aligned} m_r &= \frac{P}{16\pi m} \left[ 4(m+1) \log \frac{a}{r} - \left( 1 - \frac{r^2}{a^2} \right) \left\{ 3m + 1 - (m-1) \frac{c^2}{r^2} \right\} \right], \\ m_t &= \frac{P}{16\pi m} \left[ 4(m+1) \log \frac{a}{r} - 8 + \left( 1 + \frac{r^2}{a^2} \right) \left\{ m + 3 - (m-1) \frac{c^2}{r^2} \right\} \right] \end{aligned} \right\} \quad (1010)$$

を得、特に柱脚の周邊即ち  $r = c$  に於ては

$$\left. \begin{aligned} m_{r0} &= \frac{(m+1)P}{8\pi m} \left[ 2 \log \frac{a}{c} - 1 + \frac{c^2}{a^2} \right], \\ m_{t0} &= \frac{P}{4\pi m} \left[ (m+1) \log \frac{a}{c} - 1 + \frac{c^2}{a^2} \right] \end{aligned} \right\} \quad (1011)$$

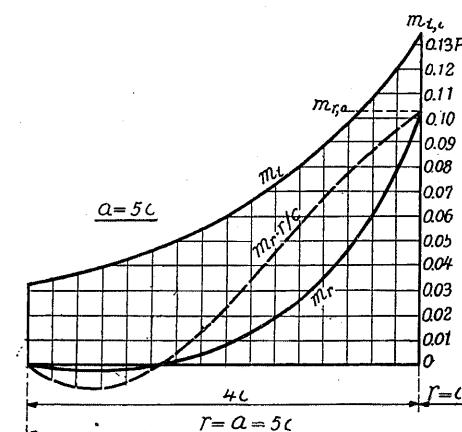
となる。コンクリートのボアソン數  $m$  は大略  $6 \sim 8$  である。一般に此の様な場合には  $m = \infty$  としても大差はない位であるから、 $m$  の値に依つて大なる變化は起らない。それで今  $m = 7$  と置けば、(1010) 及び (1011) 式より

$$\left. \begin{aligned} m_r &= \frac{P}{56\pi} \left[ 16 \log \frac{a}{r} - \left( 11 - 3 \frac{c^2}{r^2} \right) \left( 1 - \frac{r^2}{a^2} \right) \right], \\ m_t &= \frac{P}{56\pi} \left[ 16 \log \frac{a}{r} - 4 + \left( 5 - 3 \frac{c^2}{r^2} \right) \left( 1 + \frac{r^2}{a^2} \right) \right], \end{aligned} \right\} \quad (1010a)$$

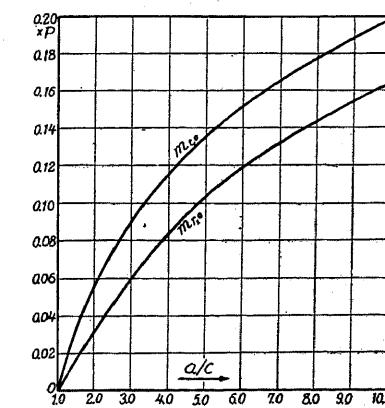
$$\left. \begin{aligned} m_{r0} &= \frac{P}{7\pi} \left[ 2 \log \frac{a}{c} - 1 + \frac{c^2}{a^2} \right], \\ m_{t0} &= \frac{P}{7\pi} \left[ 2 \log \frac{a}{c} - \frac{1}{4} \left( 1 - \frac{c^2}{a^2} \right) \right] \end{aligned} \right\} \quad (1011a)$$

となる。

今、 $m_r$  及び  $m_t$  の變化の有様を知るために  $a = 5c$  として (1010a) 式より、各點に於ける  $m_r$  及び  $m_t$  を算出すれば第 475 圖に示すが如き結果になる。即ち  $m_r$  及び  $m_t$  は共に  $r = c$ 、即ち柱



第 475 圖

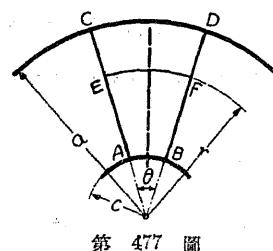


第 476 圖

脚の周邊に於て最大となり、 $r = a$  即ち基礎版の外周に於て  $m_r = 0$  となる。また  $m_t$  が常に  $m_r$  より大なることも注意を要することである。

次に  $m_r$  及び  $m_t$  の最大値  $m_{r,0}$  及び  $m_{t,0}$  を種々なる  $a/c$  に對して (1011a) 式より計算すれば第 476 圖を得る。此の圖に於ても  $m_{t,0}$  は  $m_{r,0}$  より大であつて、 $a/c = 1$  の場合に共に零となり、 $a/c = \infty$  即ち集中荷重の場合には共に無限大となる。

上記の  $m_t$  及び  $m_r$  はすべて單位長の幅の斷面に作用する曲モーメントであるから、之に依つて基礎版を設計する場合には、次の如き注意が必要である。



第 477 圖

放射状鐵筋の計算は  $m_r$  に依るのであるが、今合計  $n$  本の放射状鐵筋を使用するものとすれば、相隣れる鐵筋の挟む中心角  $\theta$  は  $2\pi/n$  であるから、第 477 圖に示すが如く中心角  $\theta$  なる扇形部分  $ABCD$  に 1 本の鐵筋が含まれることになる。それで中心より  $r$  なる距離に於て、放射状鐵筋 1 本に、即ち中心角  $\theta = 2\pi/n$  なる断面  $EF$  に作用する曲モーメントを  $M_r$  とすれば

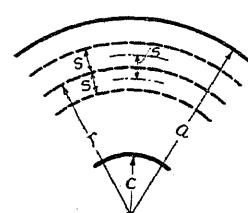
$$M_r = r \theta m_r = \frac{2\pi r}{n} m_r \quad (1012)$$

となる。然るに  $M_r$  は第 475 圖の點線で示す如く、一般に  $r = c$ 、即ち柱脚の周邊に於て最大となる。之を  $M_{r,0}$  とすれば

$$M_{r,0} = \frac{2\pi c}{n} m_{r,0} \quad (1013)$$

であつて、從つて放射状鐵筋の計算は、柱脚の周邊に於て、幅が  $\widehat{AB} = 2\pi c/n$  であり、且つ其の中に放射状鐵筋 1 本を有する矩形断面に  $M_{r,0}$  が作用するものとして計算すればよい。

放射状鐵筋と直交する環状鐵筋に對しては  $m_t$  が作用する。今迄は、此の種の圓形版に於て放射状鐵筋が其の主鐵筋であつて、環状鐵筋は單なる補助鐵筋或は用心鐵筋に過ぎないものと考へられ、從つて環状鐵筋を輕視するのが普通であつたが、前述の理論的結果から見れば、 $m_t$  は常に  $m_r$  より大であるから、放射状鐵筋よりも環状鐵筋の方が寧ろ重要である。



第 478 圖

第 478 圖に示すが如く、中心より  $r$  なる距離に於て環状鐵筋が  $s$  なる間隔にあるものとすれば、此の環状鐵筋 1 本に作用する曲モーメントは  $m_t s$  となる。然るに  $m_t$  は  $r = c$  に於て最大値  $m_{t,0}$  に達するから、環状鐵筋の方向に於ける断面の計算は、柱の周邊に於て、幅が  $s_0$  であり且つ其の中に環状鐵筋 1 本を有する矩形断面に  $s_0 m_{t,0}$  が作用するものと考へればよい。即ち此の計算に依づ

て環状鐵筋の間隔  $s_0$  が與へられたる場合には所要鐵筋断面積を求めることが出來、逆に鐵筋断面積が與へられたる場合には其の所要間隔  $s_0$  を求めることが出来る。基礎版の外周に近づくに従つて  $m_t$  は小くなるから、若し全部等断面積の環状鐵筋を使用する場合には、中心より外方に近づくに従つて環状鐵筋の間隔  $s$  を

$$s m_t = s_0 m_{t,0} = \text{常数}, \quad \text{即ち } s = s_0 \frac{m_{t,0}}{m_t} \quad (1014)$$

となる様に漸次大にすれば合理的の設計となる。然し  $m_t$  を一々計算することは厄介であるから、すべての環状鐵筋の間隔を柱脚周邊に於ける間隔に等しくしてもよい。

### § 198. 偏心荷重を受ける基礎

今迄はすべて中心荷重を受ける基礎に就て述べたのであるが、假令中心軸壓力を受けるものとして設計する支柱に於ても、風壓、制動荷重、遠心荷重或は地震力等に依つて多少の曲モーメントを生じ、またラーメンの支柱等に於ては當初から曲モーメントを受けるものとして設計される。従つて此の様な支柱の基礎には偏心荷重が作用することになる。

偏心荷重を受ける基礎の底面に作用する圧應力は、等變的に分布するものと假定するのが普通である。即ち第 479 圖に示すが如く、 $a \times b$  なる矩形基礎版の中心より  $e$  なる距離に荷重  $P$  が作用するものとすれば、 $e$  が小なる間は基礎底面の圧應力  $f$  は (a) の如く梯形に分布し、其の兩端に於ける値は

$$f_1 = \frac{P}{ab} \left( 1 + \frac{6e}{a} \right), \quad f_2 = \frac{P}{ab} \left( 1 - \frac{6e}{a} \right) \quad (1015)$$

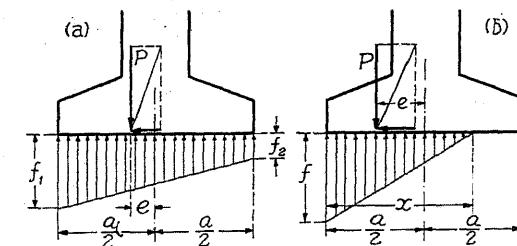
で與へられる。茲に於て  $e = a/6$  の場合には  $f_2 = 0$  となり、 $e > a/6$  の場合には  $f_2 < 0$ 、即ち  $f_2$  は張力となる。然し基礎底面と地盤との間に張力に對する抵抗を考へることは出來ないから、從つて  $e > a/6$ 、即ち  $P$  が中央 3 分の 1 (Middle third) 以外に作用する場合には (1015) 式は適用不可能になる。

$e$  が  $a/6$  より大なる場合の壓力の分布は第 479 圖 (b) に示すが如く、 $P$  の作用線上に重心を有する三角形となり

$$x = 3 \left( \frac{a}{2} - e \right), \quad f = \frac{2P}{bx} = \frac{4P}{3(a-2e)} \quad (1016)$$

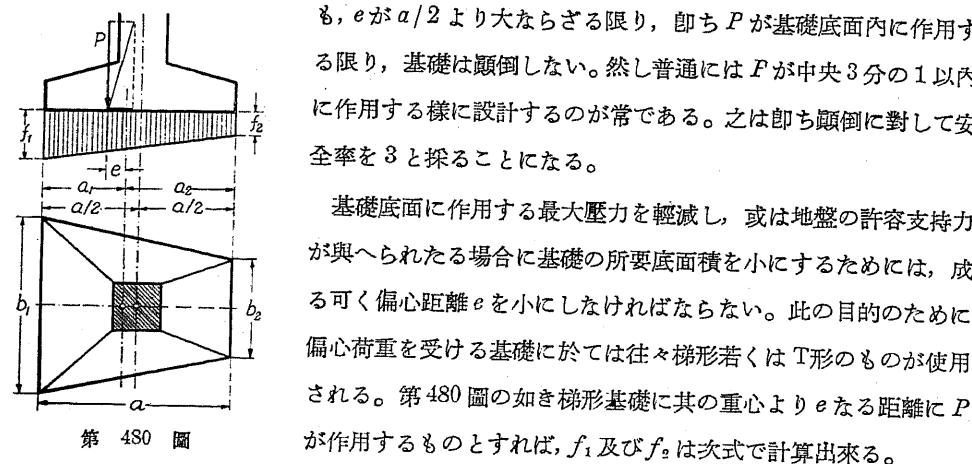
となる。

偏心荷重を受ける基礎に於ては、 $f$  の最大値が地盤の許容支持力より小たるべきことを先決



第 479 圖

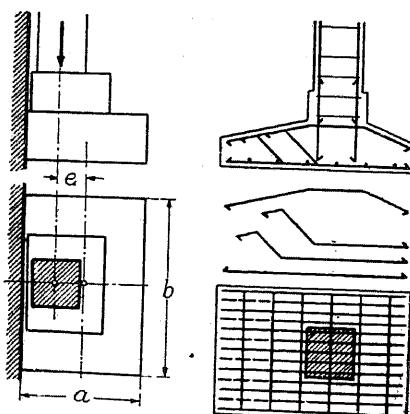
條件とする。 $f$  の最大値が地盤の支持力を超過しない場合には、假令  $e$  が  $a/6$  より大であつても、 $e$  が  $a/2$  より大ならざる限り、即ち  $P$  が基礎底面内に作用する限り、基礎は顛倒しない。然し普通には  $P$  が中央 3 分の 1 以内に作用する様に設計するのが常である。之は即ち顛倒に對して安全率を 3 と採ることになる。



第 480 圖

基礎底面に作用する最大圧力を輕減し、或は地盤の許容支持力が與へられたる場合に基礎の所要底面積を小にするためには、成る可く偏心距離  $e$  を小にしなければならない。此の目的のために偏心荷重を受ける基礎に於ては往々梯形若くは T 形のものが使用される。第 480 圖の如き梯形基礎に其の重心より  $e$  なる距離に  $P$  が作用するものとすれば、 $f_1$  及び  $f_2$  は次式で計算出来る。

$$\left. \begin{aligned} f_1 &= P \left( \frac{1}{A} + \frac{e a_1}{I} \right), & f_2 &= P \left( \frac{1}{A} - \frac{e a_2}{I} \right), \\ a_1 &= \frac{b_1 + 2b_2}{b_1 + b_2} \frac{a}{3}, & a_2 &= \frac{2b_1 + b_2}{b_1 + b_2} \frac{a}{3}, \\ A &= \frac{1}{2} (b_1 + b_2) a, & I &= \frac{b_1^2 + 4b_1 b_2 + b_2^2}{36(b_1 + b_2)} a^3. \end{aligned} \right\} \quad (1017)$$



第 481 圖

第 482 圖

隣接建築物或は用地の境界等のために、支柱断面の重心と基礎の重心とを一致せしめることができない場合には、第 481 圖に示すが如く、假令支柱に中心軸壓力が作用するものとしても、基礎版には偏心荷重が作用することになる。此の場合に  $a$  を大にすることは基礎版底面の重心を増々荷重の作用線より遠ざける結果になるから、 $a$  を小にして  $b$  を成可く大にしなければならない。第 482 圖は偏心荷重を受ける基礎版の一例である。

### § 199. 連続基礎

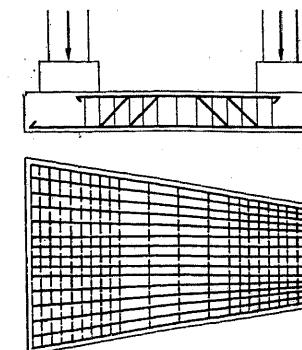
今迄に記述したのはすべて各支柱に就き各獨立せる基礎を作る場合、即ち所謂單獨基礎或は獨立基礎(Single column footing)である。建築物或はラーメン等の如く數多の支柱を有する構造物に於て其の基礎をすべて獨立して作れば、或る一つの支柱の基礎地盤が他より軟弱であつ

た場合、或は其の施工が不完全でなつた場合に、該基礎が他の基礎と獨立して沈下して構造物全體の崩壊を招く様なことがある。此の様な場合には各支柱の基礎を獨立せしめず、之を桁又は版等に依つて連結すれば、即ち連續基礎(Continuous footing)にすれば、假令或る一部分の地盤が軟弱であつても其の部分が獨立に沈下する様なことはなく、また多數の支柱が水平方向に充分に支持されることになつて、甚だ丈夫なる基礎を作ることが出来る。

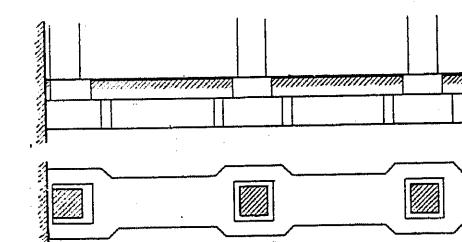
#### 1) 複合基礎(Combined footing)

之は 2 個以上の支柱の基礎を桁又は版で簡単に連結したものである。之等の基礎の計算に於ては、先づ適當なる算法に依つて基礎底面に作用する圧應力  $f$  を求め、基礎版又は基礎桁を柱脚に依つて支承され、上記の  $f$  を荷重とする版又は桁として計算し且つ設計を行ふものである。第 483 圖は 2 個の支柱の基礎を一つの梯形版にしたもの、第 484 圖及び第 485 圖は多數の支柱の基礎を桁で連結したものである<sup>(1)</sup>。此の方法は敷地境界に接する基礎に有利に採用することが出来る。

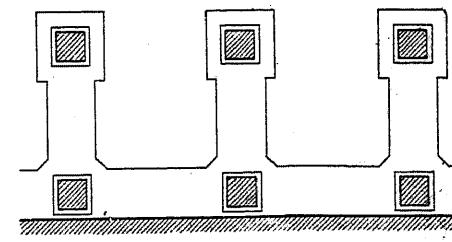
第 486 圖は實際に作られた複合基礎の一例である<sup>(2)</sup>。



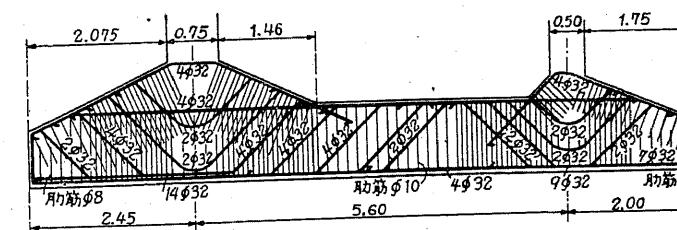
第 483 圖



第 484 圖



第 485 圖



第 486 圖

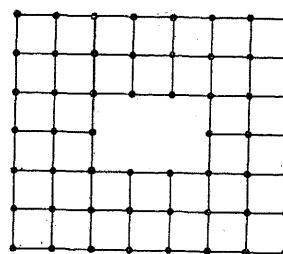
(1) 此の種の基礎の理論に關しては P. Pasternak, "Die baustatische Theorie biegefester Balken und Platten auf elastischer Bettung" (B. u. E., 1926, S. 178) を見るべし。

(2) 希臘 Athen 近傍 Eleusis に於ける工場建築の基礎 (B. u. E., 1925, S. 21)。

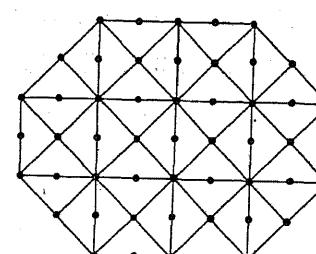
## 2) 格子基礎

之は前記複合基礎の意味を更に強調して、構造物全體の支柱の基礎を縦横に配置された桁で連結し、之に依つて構造物全體の安定度を高め、且つ地盤に作用すべき壓力の平均化及び輕減を圖るものである。また建築物等に於けるが如く廣大なる面積の構造物では地盤の支持力を大ならしめるために、根掘を深くすることは著しく土工費を大ならしめるものであつて、此の様な場合には格子基礎に依つて土工費を減じ且つ安定なる基礎を作ることが出来る。

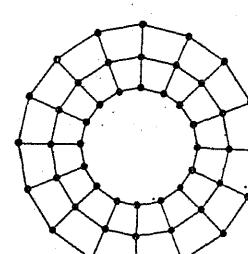
此の種の基礎は普通に筏地形 (Raft foundation) と呼ばれて居るが、著者は之を格子基礎と命名したい。何となれば之は構造力學上の格子 (獨: Rost) 或は格子桁 (獨: Rostträger, Trägerrost) の應用であるからである。基礎に使用せられる格子の様式には大體第 487 圖乃至第 489 圖の如きものが考へられる。即ち第 487 圖は直交格子 (獨: Orthogonaler Rost) であつて最も普通であり、第 488 圖は三角形格子 (獨: Dreieckiger Rost) である。また支柱が圓周上に配置せられる場合には第 489 圖の如き副射狀格子 (獨: Radialrost) となる。



第 487 圖



第 488 圖



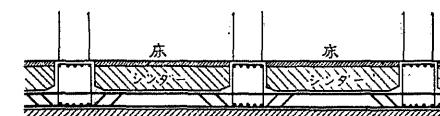
第 489 圖

之等の格子基礎には

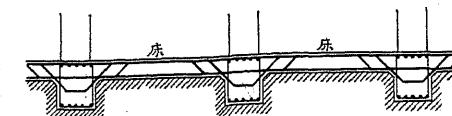
- (1) 支柱の柱脚を單に桁で縦横に連結したるもの、
- (2) 支柱の柱脚を連結する桁の下部に版を有するもの (第 490 圖),
- (3) 支柱の柱脚を連結する桁の上部に版を有するもの (第 491 圖)

の 3 種類がある。之等のうち基礎地盤に作用する壓力を輕減する上に於て、また基礎の安全性に於ては(1)よりも(2)及び(3)の方が優つて居る。(2)即ち第 490 圖の如くにすれば、普通の床構造と同様に、桁を T 桁として設計することが出来るが、床を特別に作る必要がある。之に反し(3)即ち第 491 圖の如くにすれば、床を特別に作る必要はないが、桁の中央部分に於て之を矩形断面桁として設計しなければならない。

之等の基礎を最も理論的に計算するには、(1)に於ては彈性床上に支承される格子、(2)及び(3)に於ては彈性床上に支承され、且つ格子桁に依つて補剛される版として計算すべきもので



第 490 圖



第 491 圖

あるが、此の種の理論は未だ求められては居ない。それで普通には先づ基礎底面に生ずる壓力の分布を適當なる假定に依つて算出する。基礎底面の壓力が假定せられた場合に此の種の基礎を理論的に計算するには、(1)に於ては之を格子と考へ、(2)及び(3)に於ては格子桁に依つて補剛される版として計算すればよい。之等の理論は既に求められては居るが、然しそれを實際に應用するには非常なる手數を必要とする。従つて今日に於ては最も簡単なる計算方法に依つて設計するのが普通である。即ち先づ最初に適當なる假定に依つて基礎に作用する壓力を求めて、格子基礎の桁又は版を、此の壓力を荷重とする獨立せる桁又は版として設計するのである。従つて格子基礎の各部分の設計は殆んど床構造の設計と同様であつて、其の詳細は之を第二章に譲る。

## 3) フラット・スラブ基礎 (Flat slab foundation)

之は床構造に於けるフラット・スラブ (又は平版 Flat slab) を基礎に應用せるものである。フラット・スラブとは數箇の點で支承される版のことであつて、フラット・スラブ基礎は理論上、彈性床上に支承されて集中荷重を受ける版と見做すことが出来る。之に對する理論的解法は既にレーヴ (Lewe) 其他に依つて求められて居る<sup>(1)</sup>。然し此の理論或は普通のフラット・スラブの理論的解法を應用するには多大の労力を必要とするから、一般には床構造に於けるフラット・スラブの簡便設計法に依るのが普通である。従つて其の詳細は茲では省くことにする。

<sup>(1)</sup> Lewe, "Platten rechteckiger Grundrissteilung auf elastisch nachgiebiger Unterlage" (Der Bauingenieur, 1923, S. 453);

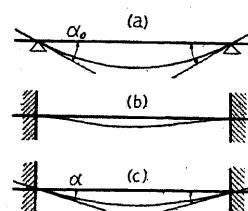
Neményi, "Theorie durchlaufender trägerloser Fundamentstreifen auf elastischer Bettung" (B. u. E., 1923, S. 443).

## 第二章 桁 及 び 版

### 第一節 総 論

#### § 200. 固定度に就て

桁又は版が、第492圖(a)に示すが如く、其の支點に於て自由に回転し得る場合、桁又は版は該支點に於て單純に支承せられるものと言ひ、かゝる支點を自由支承又は單純支承(Simple support)と稱し、特に兩端が自由支承なる桁を單桁又は單純梁(Simple beam)と呼ぶ。自由支承上に於ては、桁の軸の切線と其の撓み曲線の切線とは $\alpha_0$ なる角度をなす。同様に支柱が其の支點に於て自由に回転し得る場合、支柱は該支點に於て單純に(自由に)支承せられるものと言ふ。



第492圖

之に反し、第492圖(b)に示すが如く、支點に於て桁又は版の軸の切線と撓み曲線の切線とが常に相一致する場合、桁又は版は該支點に於て固定せられるものと言ひ、此の様な支點を固定支承(Fixed support)或は固定端(Fixed end)と呼ぶ。

完全なる固定は、支承部分の材料が完全なる剛性體であることを假定し、完全なる自由支承は、點支承(Point support)、線支承(Line support)或は全く摩擦の無い鉄を假定する。然るに之等の條件は共に實現不可能のことであるから、従つて實際には完全なる自由支承も、また完全なる固定支承も共に實在し得ないことになる。故に我々が日常遭遇する所のものは、すべて上記兩極限の中間にあるもの、即ち第492圖(c)の如き所謂準固定支承(獨: Teilweise Einspannung)である。然るに總ての問題を準固定支承として取扱ふことは餘りに面倒であるので、桁又は版が寸法の大なる壁體中に埋込まれ、或は之と一體構造として作らるゝ場合、或は支柱が充分なる基礎に依つて支持される場合等に於ては、すべて近似的に固定支承として取扱ひ、桁又は版が支承上に單に載せられたる場合、或は支承に鉄を使用する場合等に於ては、すべて近似的に自由支承として取扱ひ、此の兩者に屬さない中間のものを特に準固定とするのである。

準固定支承に於て、桁又は版の軸の切線と其の撓み曲線との間の角 $\alpha$ は一般に零より大であつて且つ $\alpha_0$ より小である。また自由支承に於ては、部材に作用する曲モーメントは零であり、固定支承に於ては、一般に曲モーメントが作用し、其の符号は一般に徑間の中央部分に生ずる曲モーメント(之を徑間モーメントと呼ぶ)と反対である。即ち普通の規約に従へば負である。準固定支承に於ても負の曲モーメント $M$ が生ずるが、其の絶対値は常に完全固定支承の場合の曲モーメント $\bar{M}$ の絶対値より小であつて、一般に

$$M = \varphi \bar{M} \quad (0 \leq \varphi \leq 1)$$

とすることが出来る。著者は此の $\varphi$ を支承の固定度(Fixity 又は rigidity)と呼ぶ。一般に支承に生ずる曲モーメントを支承モーメントと呼ぶが、また場合に依つては、之が普通に部材の端に作用する意味から、之を端モーメント(End moment)と呼ぶこともある。

第493圖に示すが如く、桁の兩端に $M_a$ 及び $M_b$ なる端モーメントが作用する場合に、桁の任意の點 $x$ に生ずる曲モーメント $M_x$ は、一般に

$$M_x = M_{x,0} + M_a \frac{x'}{l} + M_b \frac{x}{l} \quad (1018)$$

で與へられる。今 $M_a$ 及び $M_b$ を準固定支承に於ける曲モーメント、 $\bar{M}_a$ 及び $\bar{M}_b$ を固定支承に於ける曲モーメントとすれば、 $\bar{M}_a = \varphi_a \bar{M}_a$ 、 $M_b = \varphi_b \bar{M}_b$ であるから

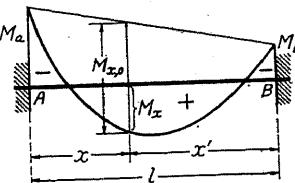
$$M_x = M_{x,0} + \varphi_a \bar{M}_a \frac{x'}{l} + \varphi_b \bar{M}_b \frac{x}{l} \quad (1018a)$$

となり、特に對稱條件が成立する場合には

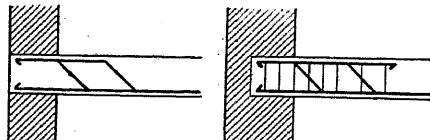
$$M_x = M_{x,0} + M_a = M_{x,0} + \varphi_a \bar{M}_a \quad (1018b)$$

となる。但し之等の式に於て $M_{x,0}$ は桁を單桁と考へた場合に $x$ 點に生ずる曲モーメントであり、 $\bar{M}_a$ 及び $\bar{M}_b$ は共に負であつて $M_{x,0}$ と符号が反対である。故に固定支承或は準固定支承の正の徑間モーメントは常に單桁の曲モーメント $M_{x,0}$ より小になる。

鋼又は木材の如く壓力及び張力に對して殆んど同様に作用し得る材料の桁に於ては、桁端の固定に依つて正の徑間モーメントが小になるから、豫期せざる準固定に依つて單に有利な影響を受けるだけである。従つて單桁として設計することは一般に安全側の設計になる。然るに鐵筋コンクリート桁に於ては、準固定に依つて假令正の徑間モーメントが小になるものとしても、抗張鐵筋が配置されないならば、豫期せざる準固定に依つて桁端が破壊する



第493圖



第 494 圖

からである。故に準固定が起り得る可能性がある場合には、常に 494 圖の如き負の支承モーメントに對する鐵筋を配置しなければならない。支承の固定度を數字的に決定することは一般に甚だ困難である。普通は設計者の判断に俟たねばならない。此の判断に對して役立つ爲に、且つ固定度の觀念を明瞭にする爲に、第 495 圖の如きラーメンを引例する。ラーメンは一般に桁と支柱とが一體として作られる構造物であるから、ラーメンを不靜定構造物として解くことに依つて桁の端モーメントの眞の値が得られる。第 495 圖の如きラーメンに等布荷重  $q$  が作用する場合の  $A$  及び  $B$  點に生ずる曲モ-

メントは  
 $M_a = M_b = -\frac{q l^2}{12} \frac{1}{1 + \frac{2h}{3l} \frac{I}{I_0}}$

であるから、 $AB$  を桁と考へた場合の兩端支承の固定度は

$$\varphi_a = \varphi_b = \frac{1}{1 + \frac{2h}{3l} \frac{I}{I_0}}$$

となる。故に支柱の断面が桁の断面に比し十分に大である場合、或は高さ  $h$  が徑間に比して十分に小である場合、即ち  $I/I_0 = 0$  或は  $h/l = 0$  の場合には

$$\varphi_a = \varphi_b = 1, \quad M_a = M_b = -\frac{q l^2}{12},$$

即ち兩端固定の桁となり、之と反対に  $I/I_0 = \infty$  或は  $h/l = \infty$  の場合には

$$\varphi_a = \varphi_b = 0, \quad M_a = M_b = 0,$$

即ち單桁となる。故にラーメンの隅角部に生ずる曲モーメントの公式は、兩極限を含む準固定桁の支承モーメントを與へることになる。

### § 201. 固定支承の近似計算法

壁體中に桁又は版が埋込まれた場合に、之が近似的に固定と見做し得るや否やを判断するには次の如くにすればよい<sup>(1)</sup>。即ち支承端に生ずる負の支承モーメント  $M$ 、及び支承面の中央に

(1) 此の問題に關し George Rüth が: Entwurf und Berechnung von Eisenbetonbauten, 1926, S. 422 (Deutscher Eisen-Verein) に記述した理論は、土木學會標準示方書の解説に於ても其のまゝ採用されて居るが、Rüth の方法は合理性に乏しく、且つ  $S$  の影響を無視して居るから、正しいものとは言へない。

作用するものと假定する桁又は版の反力  $S$  とに依つて、第 496 圖に示すが如く、桁又は版が壁體中にて直線的に變位するものと假定すれば、第 497 圖に示すが如く  $OA$  及び  $O'A'$  の部分に壓應力が作用し、其の値は  $OO'$  軸よりの距離に正比例するものと考へられる<sup>(1)</sup>。

今  $x = OA$ ,  $x' = O'A'$ ,  $A$  に於ける壓應力を  $\sigma$ ,  $A'$  に於ける壓應力を  $\sigma'$  とすれば、 $x + x' = a$ ,  $x : x' = \sigma : \sigma'$  であるから

$$x = \frac{\sigma}{\sigma + \sigma'} a, \quad x' = \frac{\sigma'}{\sigma + \sigma'} a \quad (a)$$

となり、 $S$  及び  $M$  を夫々單位幅に作用する支承反力及び支承モーメントとすれば、先づ  $S$  の方向の力の平衡條件より

$$\frac{\sigma x}{2} - \frac{\sigma' x'}{2} = S \quad (b)$$

を得、次に  $S$  の作用線のまはりの力のモーメントの平衡條件より

$$\frac{\sigma x}{2} \left( \frac{a}{2} - \frac{x}{3} \right) + \frac{\sigma' x'}{2} \left( \frac{a}{2} - \frac{x'}{3} \right) = M \quad (c)$$

を得る。(b) 及び (c) に (a) を代入して得らるゝ 2 式より  $\sigma$  及び  $\sigma'$  を求むれば

$$\sigma = \frac{6M}{a^2} + \frac{S}{a}, \quad \sigma' = \frac{6M}{a^2} - \frac{S}{a} \quad (1019)$$

を得る。

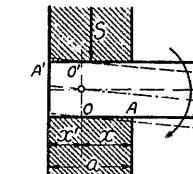
故に第 497 圖の如き支承を近似的に固定支承と見做し得るためには、第一に  $O'A'$  の部分に作用する壓應力の合力、即ち

$$C' = \frac{\sigma' x'}{2} = \frac{a}{24M} \left( \frac{6M}{a} - S \right)^2 \quad (1020)$$

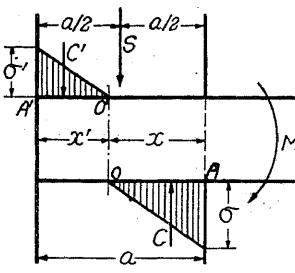
に對して、壁體が充分に抵抗し得ることが必要である。此のためには、支承より上部の壁體の重量及び其他の荷重即ち上載荷重が上記の (c) より大であればよく、また無筋コンクリートの場合には第 498 圖の如き方法に依つて  $C'$  に抵抗する様に補強すればよい。

第二の條件は支承に作用する最大壓應力が壁體材料の許容壓應力より大ならざることが必要である。此の場合の最大壓應力は (1019) の  $\sigma$  に、壁體の上載荷重に依る壓應力を加へたもので

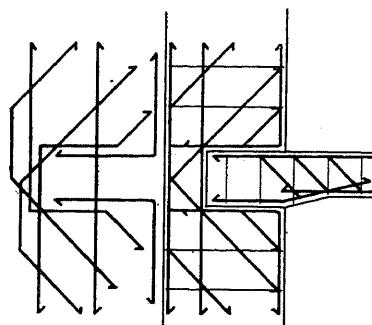
(1) 此の考へ方は A. Jackson がラーメン隅角部の應力問題を解くに當つて採用したものと同様である。  
W. Gehler, Der Rahmen, 1925, S. 259 參照。



第 496 圖



第 497 圖



第 498 圖

ある。今このみに對して  $\sigma_a$  なる値を許容すれば

$$\sigma = \frac{6M}{a^2} + \frac{S}{a} \leq \sigma_a$$

$$\text{即ち } a \geq \frac{S}{2\sigma_a} + \sqrt{\left(\frac{S}{2\sigma_a}\right)^2 + \frac{6M}{\sigma_a}} \quad (1021)$$

となる。

尚、 $S = 0$  とすれば

$$\sigma = \sigma' = \frac{6M}{a^2}, a \geq \sqrt{\frac{6M}{\sigma_a}}, C' = \frac{3M}{2a} \quad (1022)$$

となる。

但し之等の條件が満足されたものとしても、支承を常に完全固定とは考へることは危険である。何となれば材料が完全なる剛性でない限り、第 496 圖の如き變形が起るからである。故に安全のためには、負の支承モーメントに對しては完全固定として算出し、正の徑間モーメントに對しては 50 % 位の準固定と考へて計算すればよい。

## § 202. 自由支承の近似計算法

自由支承と言つても鐵筋コンクリート構造に於ては、鉗、鉢又はローラの類が使用されるのは稀であつて、普通は石工或はコンクリートの支承上に桁若くは版の端が載るものである。此の様な場合に最も普通に假定するのは、桁端又は版端の反力が、支承面上に均等に分布すると言ふ假定である。

即ち第 499 圖に於て、支承面の奥行を  $a$ 、桁端若くは版端の単位幅に作用する反力を  $S$ 、支承面に均等に分布する壓應力を  $\sigma$  とすれば

$$\sigma = \frac{S}{a} \quad (1023)$$

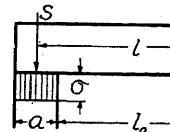
となり、若し  $\sigma$  が  $\sigma_a$  として與へられたる場合の支承面奥行の所要長は

$$a \geq \frac{S}{\sigma_a} \quad (1023a)$$

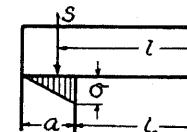
となる。

支承面奥行の長い場合には、第 500 圖に示すが如く支承面上の壓應力が三角形狀に分布するものと假定する方が適當である。即ち此の場合には次の如くなる。

$$\sigma = \frac{2S}{a}, a \geq \frac{2S}{\sigma_a}. \quad (1024)$$



第 499 圖



第 500 圖

は稀であつて、普通は石工或はコンクリートの支承上に桁若くは版の端が載るものである。此の様な場合に最も普通に假定するのは、桁端又は版端の反力が、支承面上に均等に分布すると言ふ假定である。

即ち第 499 圖に於て、支承面の奥行を  $a$ 、桁端若くは版端の単位幅に作用する反力を  $S$ 、支承面に均等に分布する壓應力を  $\sigma$  とすれば

## § 203. 桁及び版の支間

桁及び版の支間として普通に採用されて居る考へ方は次の如くである。

(1) 兩端自由支承の版及び桁の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又は桁の中央の厚さを加へたものを支間とすることが出来る。

(2) 連續版及び連續桁の支間は、支承面の中心間隔とする。

此の(1)に從へば、單桁の支間  $l$  は其の純徑間  $l_0$  に支承面の奥行  $a$  を加へたものになり、從つて第 499 圖の場合に相當する。其の支承面の奥行が長い場合に

純徑間に版又は桁の中央部分の厚さを加へたものを支間とするのは、可成り任意的の規定ではあるが、之に從ふ場合には、支承面の支壓應力を第 501 圖に示すが如く三角形狀に分布するものと考へるのが適當である。此の様に考へれば支間は  $l = l_0 + d$  とな

り、且つ  $a = 1.5d$  となる。尙獨逸の示方書に於ては兩端固定支承の場合にも、純徑間に中央の厚さを加へたものを支間と採るべしと規定して居る。

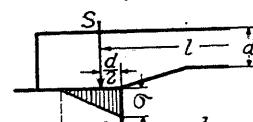
桁又は版の設計前に於ては、純徑間のみが與へられて居て、桁又は版の高さ或は支承面の奥行が未知なる場合が多い。此の場合には純徑間に其の 5 % を加へたものを支間とするのが普通である。即ち  $l = 1.05l_0$  と採るのである。

連續桁又は連續版の支間を、其の支承面の中心間隔とするのは言ふまでもないことであるが、其の支承となる部材の寸法が大であつて、桁又は版が之に剛結せられる様な場合には、連續桁又は連續版とは考へず、兩端固定支承と考へる方が適當であり、且つ計算も簡単になる。

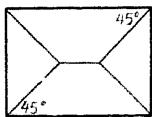
## 第二節 桁(又は梁)

### § 204. 總 説

桁は曲モーメント及び剪力に抵抗する部材であつて、之に加はる荷重は桁の自重、桁が支持する床版等の靜荷重、其他の靜荷重及び動荷重である。桁が單獨に存在する場合には、其の荷重の計算は比較的に簡単であるが、桁が片側或は兩側に版を支持する場合には、版に作用する荷重が間接に桁に作用するのである。即ち版の反力が桁の荷重となるのである。然しそを理論的に算出するのは、假令簡単な假定に依るとしても一般に極めて面倒であるので、普通は次



第 501 圖

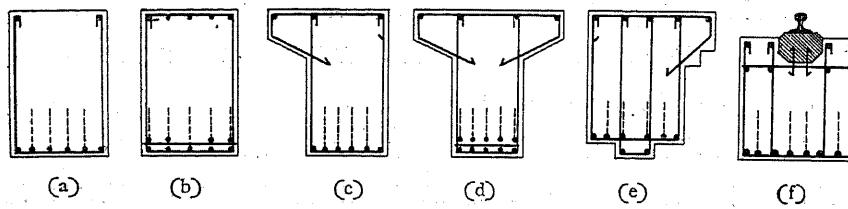


第 502 圖

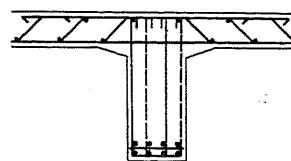
如くに考へる。即ち第 502 圖に示すが如く全面に等布荷重を受ける版に就て、長邊に沿ふ桁には圖に示すが如き梯形分布荷重が作用し、短邊に沿ふ桁には三角形分布荷重が作用するものと考へるのである。之は、長邊及び

短邊に平行なる 2 方向に主鐵筋を有し、四邊にて固定される版の場合には、理論的結果と可なり良く一致する。然し長邊が短邊の約 2 倍以上である場合、或は單に短邊に平行なる主鐵筋のみを有する場合には、長邊を支持する桁には、版の中心線までの等布荷重が作用するものと考へることが出来る。また桁が其の徑間の途中に於て横桁を支持する場合には、此の横桁の反力が集中荷重として作用する。

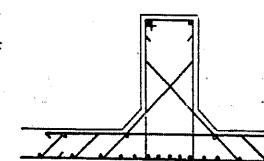
桁の断面の形狀は其の目的に依つて任意のものにすることが出来るが、成る可く左右對稱にする方が良い。断面が左右對稱でなければ、中立軸が斜となり、従つて桁の彎曲が斜の方向に起り、且つ桁に捩モーメントを生ずる虞れがある。第 503 圖は版に關係のない所謂獨立桁の断面の例であつて、點線は抗張主鐵筋を腹鐵筋として曲げ上げることを示す。床構造に於けるが如く、桁と版とが一體構造として作られる場合には、桁は所謂 T 形断面となり、第 504 圖は其の最も普通なるもの、第 505 圖は版が桁の下部に接続する場合を示す。



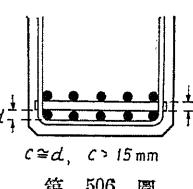
第 503 圖



第 504 圖



第 505 圖



第 506 圖

桁の有効高さが其の支間に比して著しく小になれば、桁の撓みが大となり、従つて亀裂を生じ易く、また抗壓鐵筋を多量に必要とする等の不便と不經濟を招來するもので、桁の有効高さは大略支間の 1/15 以上が望ましい。勿論連續桁若くは兩端固定桁の撓みは、同じ荷重を受ける單桁よりは小であるから、其の有効高さも單桁の場合より小としてもかまはない。然し此の場合でも支間の 1/20 以上が望ましい。

桁の鐵筋は一般に抗張鐵筋、腹鐵筋、用心鐵筋或は組立鐵筋より成立し、必要なる場合には抗壓鐵筋も用ひられる。之等の鐵筋の被覆の厚さ及び間隔に就ては夫々 § 64 及び § 65 を参照されたい。

抗張鐵筋としては直徑 14 ~ 32 mm の丸鋼が普通である。抗張鐵筋の數が多くなつて、第 503 圖 (b), (d) 及び第 504 圖に示すが如く、之を 2 段以上に並べる必要のあるときには、其の間隔を確保し且つ組立を便利にするために、第 506 圖の如き鐵筋を挟むのがよい。

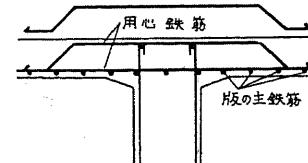
腹鐵筋としては抗張主鐵筋を曲げ上げる上曲筋と肋筋とが使用される。其の設計の詳細は第二編第五章に於て説いた所である。抗張主鐵筋を曲げ上げる場合には、尠くとも其の數の 1/3 を曲げ上げずに支承上迄達せしめる必要がある。また支承附近の上曲筋は、此の部分に大なる剪力が起ることを考慮して、充分に支承上に碇着しなければならない。

肋筋の配置は第 503 圖乃至第 505 圖に示すが如くであつて、普通は 6 ~ 10 mm の丸鋼が使用される。寸法の大なる桁では勿論之より大なるもの、即ち 10 ~ 14 mm のものを使用して差夫へない。肋筋は之を抗張鐵筋に圍繞せねばならない。計算上必要でなくとも適當な間隔に肋筋を配置すべく、計算上肋筋を必要とする部分の肋筋の間隔は、普通は桁の有効高さの 1/2 以下にする。

組立鐵筋は其の名の示すが如く、主鐵筋の組立を便にし、且つ施工中に鐵筋の位置に狂が起らぬ様にするためのものである。即ち上曲筋の高さを揃へ、抗壓鐵筋の無い場合に肋筋を之に圍繞せしめて其の碇着を圖る等の役目をもつて居る。用心鐵筋は、假令普通の計算では必要でなくとも、其の理論の不完全なること、コンクリートの硬化或は溫度變化、其他の影響を考慮して用心のために使用されるものであつて、組立鐵筋と共に 8 ~ 14 mm のものが普通である。

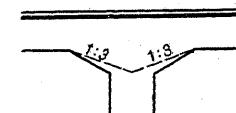
T 桁に於て版の主鐵筋が桁に平行なる場合には、桁に直角に相當の用心鐵筋を版の上部にも配置しなければならない。此の用心鐵筋は第 507 圖に示すが如く、之を曲げ下げる必要がある。それは、假令計算上無視せられても、此の部分に負の曲モーメントが生ずるからである。

連續桁又は固定桁では、其の支承附近に於て有効高さを増大するのが普通である。之をハウンチ (Haunch) と呼ぶが、1932 年の獨逸の規定では第 507 圖に示すが如く、1:3 より緩かな傾斜の部分のみを有効として居り、土木學會の標準示方書も之に従つて居る。



第 507 圖

版に關係なく作られた獨立の桁で、側方支持間の距離が餘り大となると、抗壓部分が横に挫



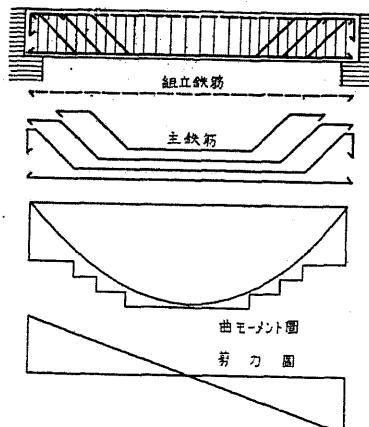
第 508 圖

折する虞れがある。故に之を避けるためには抗壓部分の幅が相當に大であることを必要とする。之は勿論弾性理論に依り驗討することが出来るが、可成り面倒な計算になる。それで土木學會の標準示方書では、側方支持間の距離は矩形桁では幅の 15 倍以下、T 桁では腹部の幅の 25 倍以下と規定して居る。また假令桁と版とが一體に作られても、版が桁の下方にあつて桁の抗壓部分が上に出て居る場合、そして其の高さが大なる場合には、抗壓部分の挫折に對して充分の考慮を必要とする。

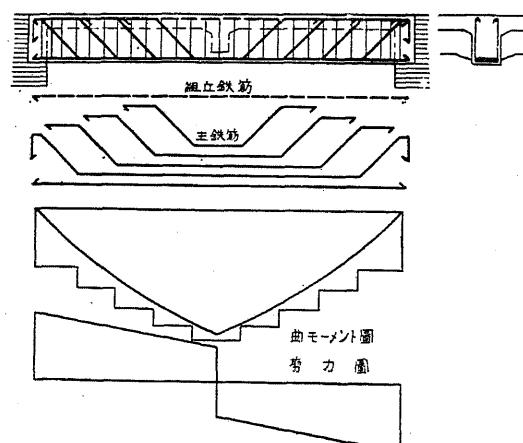
### § 205. 単 桁 (單 純 梁)

単桁は兩端自由支承の桁であつて、常に正の曲モーメントが生ずる。此の正の曲モーメントの最大値は、同條件の固定桁又は連續桁に於けるよりも常に大であつて、従つて単桁の断面寸法は一般に大となる。鐵筋コンクリート構造に於て単桁が採用されるのは餘り多くないが、短徑間の橋梁、溝橋等に於ては屢々単桁が用ひられる。

第 509 圖は等布荷重を受ける単桁、第 510 圖は桁の中央に横桁が接續し、之に依つて等布荷重の他に集中荷重を受ける単桁である。



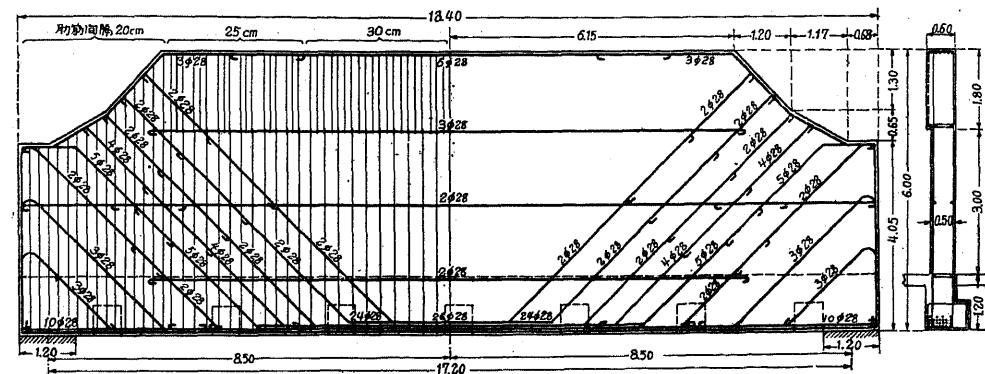
第 509 圖 等布荷重を受ける単桁



第 510 圖 等布荷重及び集中荷重を受ける単桁

第 511 圖は支間に比し有効高さの大なる単桁の一例である<sup>(1)</sup>。支間 17.2 m、高さ 6.0 m であつて最大曲モーメントは 858.4 mt であり、之に對し抗張鐵筋として 28 mm の丸鋼 26 本、抗壓鐵筋としては 28 mm の丸鋼 6 本を使田して居る。此の様な桁では抗壓部分の挫折が危険となるので、圖に示すが如く抗壓部分の幅を少し大にとり、且つ肋筋を密に配置して支柱に於ける

(1) R. u. E., 1926, Heft 21, S. 382.

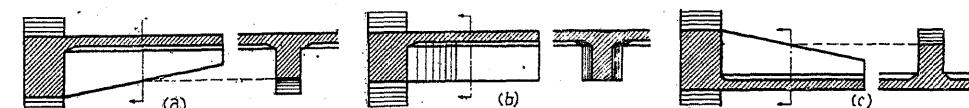


第 511 圖

帶鐵筋と同じ様にして居る。尙、有効高さが大である爲に、鐵筋の組立と用心とのために、圖に示すが如く水平方向の鐵筋が 3 層に配置せられて居る。

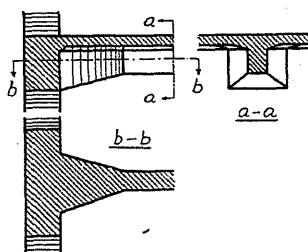
### § 206. 突 桁 (片 持 梁)

突桁は一端に於て固定され、他端は自由なる桁であつて、斷面に生ずる曲モーメント及び剪力は一般に其の固定端に於て最大であり、自由端に近づく程小となる。之に適應せんが爲には



第 512 圖

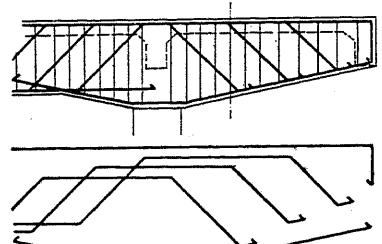
第 512 圖に示すが如き形狀にすればよい。このうち (a) 及び (c) は固定端に近づくに従つて桁の有効高さを大にするものであり、(b) は、桁の幅を大にするものである。固定端が埋込みの場合に其の固定度を高めるには、第 513 圖の如く支承の幅を大にすればよい。



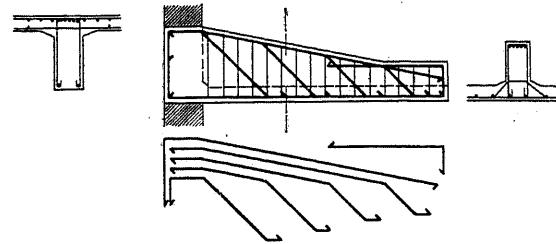
第 513 圖

單桁の場合に生ずる曲モーメントを正とする規約に従へば突桁に生ずる曲モーメントは負であるから、上部が抗張部分になる。之は何でもないことではあるが、肋筋を配置する場合には、單桁に於けると反対に之を上部の鐵筋に圍繞しなければならない。また版と接続する突桁で版が其の上部にある場合には、計算上矩形断面となる。故に第 512 圖 (c) の如く版を桁の下部に作り得る場合には、T 形断面として計算することが出来て、(a) 或は (b) より經濟的になる。

鉄筋コンクリート構造に於ては突桁は廣く應用される。第514圖は連續桁の突桁、第515圖は單獨の突桁の例である。



第514圖



第515圖

### § 207. 固定桁

固定桁とは兩端固定の桁である。前述の如く完全な固定桁は存在しないが、近似的に固定桁として取扱ひ得る場合は多い。例へば連續桁に於ても、其の支承に於て寸法の大きな部材に剛結される様な場合には、之を固定桁として取扱ひ得る。



第516圖

固定桁の兩端には常に負の支承モーメント即ち端モーメントが生じ、従つて正の徑間モーメントの値は單桁に比して小になる。(1018)乃至(1018b)より明かなるが如く、準固定と見做すべき様な場合に、

完全固定として曲モーメントを求むれば、其の結果は實際に生すべきものより小となるから、中央部分は兩端準固定として計算した正の徑間モーメントに依り設計し、固定端近傍は、安全のために完全固定と考へて設計すればよい(第516圖参照)。

固定桁の設計詳細には何等特別なる事項はなく、突桁或は連續桁の設計と同様である。

### § 208. 連續桁

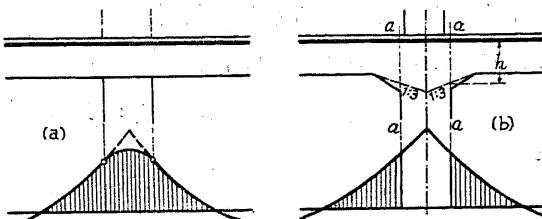
連續桁の支間は§203に述べた如く支承面の中心間隔とする。鉄筋コンクリート構造では桁と支柱又は壁體等が一體に作られることが多いので、連續桁の支承は準固定と見做さねばならない。然し此の様な事を考慮して連續桁を解くことは、假令ラーメンとして解くにしても、甚だ面倒であり、且つ多數の假定を必要とするものであるから、實際的には支承上に於て單純に(自由に)支持せられる連續桁として其の曲モーメント及び剪力を求むればよい。

連續桁の曲モーメントに就ては次の如きことを考慮する必要がある。

(1) 負の支承モーメント。連續桁の中間支承に於ては常に負の曲モーメントが起る。連續

桁が支承に剛結せられない場合には、

第517圖(a)に示すが如く、支承上の曲モーメントは抛物線状に變化するものと假定すればよい。また連續桁が支承と剛結せられる場合には、第517圖(b)に示すが如き断面a-aに就て計算すればよい。但し此の場合にハウンチがあれば、第508圖に就て説明した所に依つて、1:3より緩なる傾斜の部分を有効とする。



第517圖

(2) 連續桁の徑間中央部分には、隣の徑間に作用する荷重の影響に依つて負の徑間モーメントが生ずる。自由支承上の連續桁では、或る徑間に作用する荷重の影響が、隣の徑間又は其の次の徑間に完全に傳はるけれども、桁が支柱等に剛結せられる場合には、支柱の剛性に依つて或る徑間の荷重の影響が隣の徑間に完全には傳はらない。之を理論的に求めるには連續桁より自由支承の假定を取り除かねばならないが、夫は前述の如く甚だ面倒な計算になるので、普通は上記の如き準固定支承の連續桁の徑間中央部分に生ずる動荷重に依る負の徑間モーメントを、計算に依つて得た値の2/3と採るのである。之は即ち隣の徑間に作用する動荷重の影響が1/3だけ支承に吸收されることを意味する。之を上記の如く動荷重に依る曲モーメントのみに限定する理由は、全徑間に等布静荷重が作用する場合には、支承には殆んど何等の曲モーメントが作用せず、従つて自由支承であつても固定支承であつても大した差がないからである。

(3) 連續桁を自由支承として計算すれば、場合に依つて徑間中央部分に生ずる正の徑間モーメントの値が、兩端固定桁の正の徑間モーメントより小になる場合がある。然し連續桁の各徑間は之を兩端固定桁とも考へられるものであるから、此の様な場合には兩端固定と考へた場合に生すべき正の徑間モーメントに對しても充分である様に断面を設計しなければならない。

(4) 連續桁の曲モーメントを求めるることは、假令自由支承の假定に依るとしても、可成り面倒であるから、連續桁の各支間が相等しい場合、或は各支間が異つて居ても其の最小支間が最大支間の0.8以上の場合には、等布荷重に依つて生ずる曲モーメントの値を次の如くに探ることが出来る。但し $q$ は桁の単位長當りの等布荷重、 $l$ は支間である(第518圖及び第519圖参照)。

#### 正の徑間モーメントの最大値

$$\text{端徑間: } M_{\max} = +\frac{1}{10} q l^2, \quad \text{中間徑間: } M_{\max} = +\frac{1}{14} q l^2. \quad (1025)$$

#### 負の徑間モーメントの最大値(徑間モーメントの最小値)

$$\text{一般に } M_{\min} = \left(q_d - \frac{2}{3} q_u\right) \frac{l^2}{24}, \quad (1026)$$

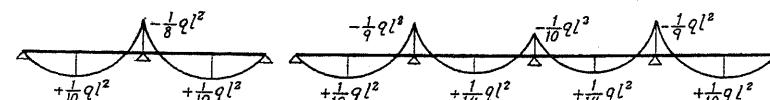
但し  $q_a$  は等布静荷重,  $q_u$  は等布動荷重である。

#### 負の支承モーメントの最大値

$$2\text{径間のみの場合: } M' = -\frac{1}{8} q l^2, \quad (1027)$$

3径間以上の場合:

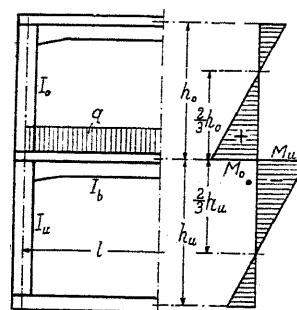
$$\text{端径間の内部支承: } M' = -\frac{1}{9} q l^2, \text{ 其他の内部支承: } M' = -\frac{1}{10} q l^2. \quad (1028)$$



第 518 圖

第 519 圖

(5) 普通は連續桁の端支承も自由支承と假定するから、此處に生ずる曲モーメントは零である。然るに建築構造等に於ては第 520 圖に示すが如く、桁端と端支柱とが一體に作られる場合が多い。此の様な場合の端支柱に生ずる曲モーメントの近似値として、獨逸の規定に採用され、且つ土木學會標準示方書の解説に於ても其のまゝ記載されて居る近似公式は<sup>(1)</sup>



第 520 圖

但し  $l$  は桁の支間、 $h$  は支柱の高さ即ち階層の高さ、 $I$  は断面の二次モーメントである。

此の公式に従へば、桁端に作用する曲モーメントは

$$M' = M_u - M_0 = -\frac{q l^2}{12} \frac{c_0 + c_u}{1 + c_0 + c_u} \quad (1030)$$

となる。之は桁端に生ずる負の支承モーメントであつて、之がまた連續桁の各部分に影響を及ぼすものであるが、之を理論的に算定するのは面倒であるばかりでなく、且つ實際上無意味であるので、此の影響を端径間のみに局限するものとすれば、即ち連續桁の第一内部支承に於て上記の端支承モーメントの影響を零と假定すれば、其の中間に於ては直線的に變化するから、端支承を自由支承と考へて算出した端径間の正の徑間モーメントの最大値を

<sup>(1)</sup> 之は H. Marcus の提案に依るものであつて、其の證明は Gehler, Der Rahmen, S. 191 にある。

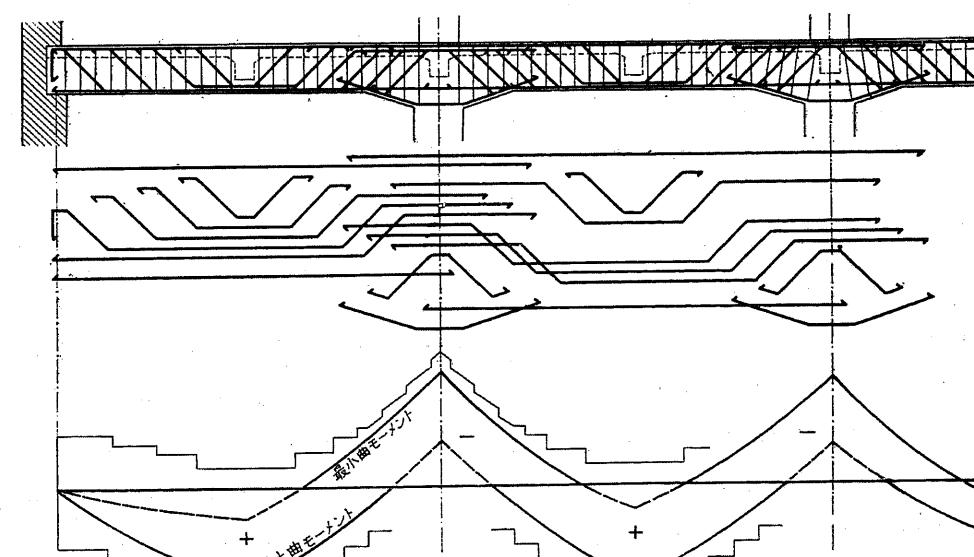
$$\left| \frac{1}{2} (M_u - M_0) \right| = \frac{q l^2}{24} \frac{c_0 + c_u}{1 + c_0 + c_u} \quad (1031)$$

だけ減額すべきことになる。

上記の如く連續桁に於ては、支承附近に於て負の曲モーメントが生じ、其の値は一般に正の徑間モーメントより大であり、且つ支承附近に於ては徑間中央部分に比し剪力が著しく大であるから、連續桁の支承附近には常にハウチを附けることが望ましい。殊に版と一體に作られる連續桁にあつては、正の曲モーメントに對しては版が有効に働いて T 形断面として計算し得るに反し、負の曲モーメントに對しては單に矩形断面としてのみ働くものであるから、此の意味に於てもハウチは必要である。

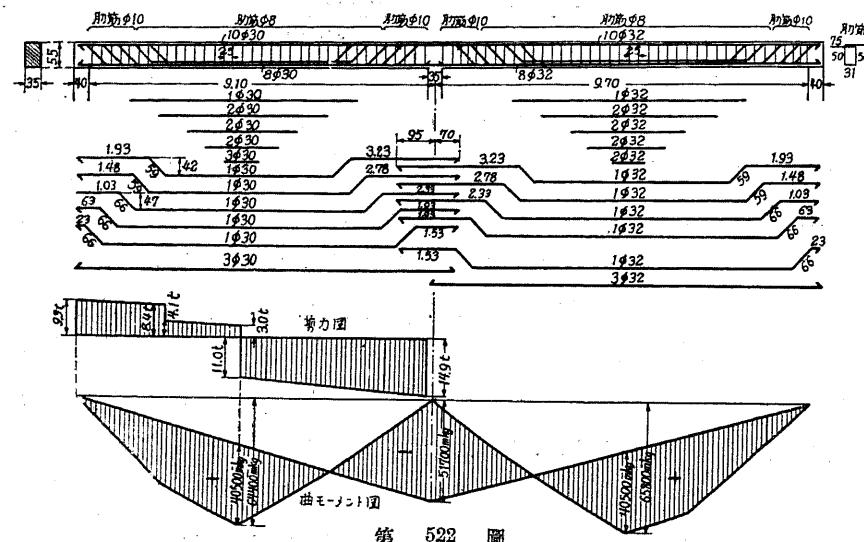
負の支承モーメントに抵抗すべき抗張鐵筋としては、上曲筋を延長するのが普通であるが、場合に依つては特別の鐵筋を附加する。何れにしても其の効果を充分に發揮するには、支承を超えて充分に徑間中央部分に延長するか、或は之を曲げ下げる其の碇着を確にする必要がある。第 521 圖は連續桁の設計の一例であつて、之に示すが如く、支承附近に於ける肋筋は軸に直角に配置することもあり、また軸に斜に配置することもある。

第 522 圖は實際に作られた連續桁であつて、設計の不充分なるために竣工後間もなく破壊した例である<sup>(1)</sup>。此の破壊の原因を検討することに依つて適切なる配筋方法を知ることが出来る。



第 521 圖

<sup>(1)</sup> E. u. E., 1925, S. 184.



第 522 圖

此の桁の施工には何等の缺點もないで、其の破壊は次の如き設計上の不備に依るものと思はれる。

(1) 設計荷重が實際に作用した荷重より小であつたこと。然し設計に際し採用された安全率から考へれば、之のみに依つて此の桁が破壊するものとは考へられない。尙實際の荷重より算出した曲モーメント及び剪力は圖に示すが如くである。

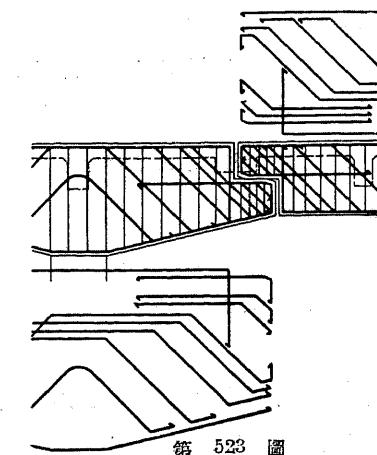
(2) 桁の有効高さが極めて小であること。従つて正の徑間モーメントに對して多量の抗壓鐵筋が使用されたが、其の長さが小に過ぎ、且つ鐵筋端に鈎を作らなかつた爲に、抗壓鐵筋が有效地に働き得なかつたこと。即ち抗壓鐵筋の長さを大にし、端に鈎を附すべきである。

(3) 桁の有効高さが小なるが故に、斷面に生ずる剪應力即ち斜張應力が著しく大なるに拘はらず、之に對する腹鐵筋が不充分である。之が最も主要なる破壊原因の一つである。即ち剪力圖より明かなるが如く徑間中央部分にも大なる剪力が生じて居るから肋筋を更に多く使用するか、或は徑間中央部分にも上曲筋を充分に配置すべきである。また中央支承附近に於ても剪力に充分に抵抗するためには、上曲筋を更に中央支承近くに配置しなければならない。

(4) 中央支承附近に生ずる負の曲モーメントに對する抗張鐵筋が不充分である。即ち此の部分の大なる曲モーメントに抵抗するためには、抗張鐵筋量が不足し、且つ其の碇着を充分にするために、一方の徑間より曲げ上げて來た鐵筋を、更に遠く隣の徑間中央に向つて延長するか、或は之を曲ぐ下げる必要がある。また中央支承附近にハウンチを附けることも必要である。

之等が第 522 圖の桁を破壊に導いた主なる原因であつて、之に依つて我々は此の種の桁の設計に関する根本方針を了解することが出来る。

橋梁等に連續桁を應用する場合には、長大なる桁に作用する溫度變化若くはコンクリートの硬化の影響を輕減するために、或はまた不靜定度を減じ設計を明確にするために、屢々連續桁を鉄構造に依つて分割することが多い。之は所謂ゲルバー桁(獨: Gerber-Träger)であつて、第 523 圖は、此の種の桁の鉄の部分の一例である。



第 523 圖

### 第三節 一方向にのみ主鐵筋を有する版

#### § 209. 荷重

桁に作用する荷重を算定することは比較的簡単であるが、版は二方向の擴りをもつて居るから、之に作用する荷重を算定するのは可成り面倒である。

鐵筋コンクリート構造物に於ては自重の影響が可成り大である。鐵筋コンクリートの單位重量を  $2400 \text{ kg/m}^3$  とすれば、厚さ  $1 \text{ cm}$  の版の自重は  $24 \text{ kg/m}^2$  の等布荷重になる。故に版の厚さを  $d \text{ cm}$  とすれば、版の自重は  $24 d \text{ kg/m}^2$  となる。版の厚さは勿論之に作用する荷重、支間及び支承條件等に依つて異なるものであるが、 $q_1 \text{ kg/m}^2$  の等布動荷重を受ける版の厚さは大體に於て

$$d = \frac{l}{30} \left( 1 + \frac{q_1}{2000} \right) \quad (1032)$$

或は簡単に  $d = l/30$  と見ることが出来る。従つて支間  $l$  を cm にて表はすものとすれば、版の自重は

$$0.8l \left( 1 + \frac{q_1}{2000} \right) \text{ kg/m}^2 \quad \text{或は} \quad 0.8l \text{ kg/m}^2 \quad (1030)$$

と考へることが出来る。

版の上にある床仕上げ材料、舗装、軌道等の所謂上置層の荷重は之を等布静荷重と考へる。構造物の種類に依つて異なることは勿論ではあるが、普通は  $50 \sim 200 \text{ kg/m}^2$  位である。之等の等布静荷重はすべて版全體に等布するものとして曲モーメント及び剪力を計算するのである。

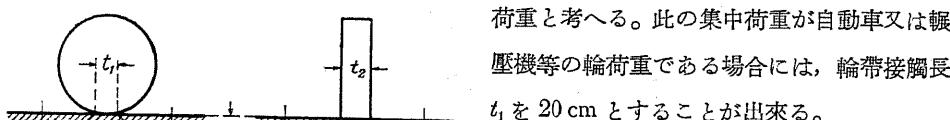
動荷重に依る曲モーメントを求める場合には、曲モーメントを最大ならしめる様な位置に動荷重を載荷する必要がある。動荷重を等布荷重とする場合にも同様である。之は影響線を使用することに依つて解決することが出来る。

版に於ける剪力を求める場合には、曲モーメントの如くに一々動荷重の位置を変化する必要はない、すべて全載荷重の場合に就てのみ剪力を計算すれば充分である。それは一般に版の断面に生ずる剪力及び附着應力が計算を必要としない程僅少であるからである。桁に於ても多くの場合、剪力に對しては一々動荷重の位置を変化する必要はない、たゞ全載荷重に就てのみ考慮すれば充分である。

版の上置層を通じて版に作用する集中荷重若くは集中等布荷重の問題を理論的に解決することは甚だ面倒であつて、普通は何等かの規定に依る必要がある。

之に就て、内務省道路構造令に關する細則には次の如くに規定されて居る。

(1) 床版上の集中荷重は上置層を通じて、第524圖に示すが如く、 $45^\circ$ の角度に擴がる等布



第524圖

荷重と考へる。此の集中荷重が自動車又は輶壓機等の輪荷重である場合には、輪帶接觸長 $t_1$ を20cmとすることが出来る。

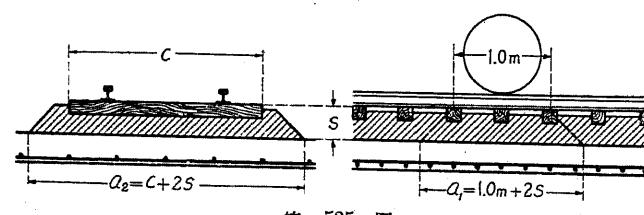
(2) 一方向にのみ主鐵筋を有する床版で相當の横鐵筋を使用した場合には、版の有効幅を次の如くに採ることが出来る。即ち

$$\text{主鐵筋と車輛の進行方向が平行なる場合: } b_1 \leq a_2 + \frac{2}{3}l \leq 2.0\text{ m} \leq l_1,$$

$$\text{主鐵筋と車輛の進行方向が直角なる場合: } b_2 \leq a_1 + \frac{2}{3}l \leq 2.0\text{ m} \leq l_1,$$

但し $l_1$ は主鐵筋の方向の版の支間、 $l_1$ は之と直角の方向の版の幅である。此の規定は主として一方向にのみ主鐵筋を有する版に對するものであるが、二方向に主鐵筋を有する場合にも之を採用することが出来る。

(3) 軌道上の輪荷重は第525圖に示す様に分布する等布荷重と假定することが出来る。



第525圖

### § 210. 設計總則

#### 1) 版の最小有効高さ及び最小厚さ

版の厚さが餘り薄くなると、版の撓みが大となり、設計及び施工に無理を生じ、且つ施工の不完全或は鐵筋の位置の狂ひに依つて版の強度に著しい變化が起る。それで多くの示方書又は條令等に於ては、版の有効高さ $h$ 、或は版の厚さ $d$ の最小限が規定されて居る。

昭和6年土木學會標準示方書に於ては、版の最小厚さを10cm、即ち一般に $d \geq 10\text{ cm}$ と制限し、一方向にのみ主鐵筋を有する版に對しては

$$\text{兩端自由支承の場合} \quad h \geq \frac{l}{25},$$

$$\text{連續版又は兩端固定の場合} \quad h \geq \frac{l}{35}$$

と規定して居る。但し $l$ は版の支間である。今假りに $h = 0.9d$ とすれば

$$\text{兩端自由支承の場合} \quad d \geq \frac{l}{22.5},$$

$$\text{連續版又は兩端固定の場合} \quad d \geq \frac{l}{31.5}$$

となる。

また1932年の獨逸の規定に於ては、版の最小厚さを一般に7cm、即ち $d \geq 7\text{ cm}$ とし、一方にのみ主鐵筋を有する版に對しては其の有効高さを

$$h \geq \frac{l_0}{35}$$

と規定して居る。但し $l_0$ は版の反曲點間の距離であつて、兩端自由支承の場合には $l_0 = l$ であり、連續版又は兩端固定の場合には $l_0 = 0.8l$ とすることが出来る。従つて前と同様に $h = 0.9d$ とすれば

$$\text{兩端自由支承の場合} \quad d \geq \frac{l}{31.5},$$

$$\text{連續版又は兩端固定の場合} \quad d \geq \frac{l}{39.4}$$

となる。

然し屋根版或は土留版の如く主として靜荷重を受けるもの、或は設備の充分な工場内で製作した後に使用する様な場合には、版の厚さを上記の規定よりも薄くしてかまはない。

#### 2) 主鐵筋

主鐵筋の中心間隔を $e$ とすれば、土木學會標準示方書に於ては $e \leq 20\text{ cm} \leq 2h$ 、獨逸の規定

に於ては  $e \leq 15\text{ cm} \leq 1.5d$  となつて居る。即ち幅 1m の間に配置すべき主筋の数は、土木學會の示方書では 5 本以上、獨逸の示方書では 7 本以上になる。

主鉄筋の適當な直徑  $\delta$  を求めるには次の如く考へればよい。等布荷重  $q$  を受け、支間  $l$  なる兩端自由支承の版の最大曲モーメントは  $\frac{1}{8}ql^2$ 、最大剪力は  $\frac{1}{2}ql$  であるから、幅 1 m の間に使用する鐵筋の數を  $\nu$  とすれば

$$M = \frac{q l^2}{8} = \sigma_s A_s z = \sigma_s v \frac{\pi \delta^2}{4} z$$

$$S = \frac{q l}{2} = \tau_0 U z = \tau_0 v \pi \delta z$$

となり、従つて之より

$$\delta = \frac{\tau_0}{\sigma} l \quad (1034)$$

となる。今  $\tau_0/\sigma_s = 5/1200$  とすれば

$$\delta \leq \frac{l}{240} \approx 0.004$$

を得る。故に  $\rho$  を mm で表はし  $l$  を m で表はすものとすれば

$$\delta \text{ (mm)} \leq 4l \text{ (m)}$$

となる。之は版のみならず桁にも應用して差支へない關係である。連續版又は兩端固定の場合には、上式中の  $l$  の代りに  $l_0$  を使用すればよいのであるが、一般に其の必要はない。また 1) に述べた如き關係を考慮して  $d = \frac{l}{2n} \sim \frac{l}{3n}$  とすれば

$$\delta \geq \frac{d}{12} \sim \frac{d}{8} \quad (1036)$$

即ち極く大略に言へば、版の厚さの  $1/10$  の鐵筋直徑を使用すればよいことになる。

### 3) 橫鐵筋

横鉄筋は主鉄筋と直角の方向に配置するものであつて、力学上は必要ではないが、コンクリートの収縮に依る龜裂を防ぎ、集中荷重を横の方向に分布せしめ、或は主鉄筋の位置を確保する等の重要な目的をもつて居るものである。然しそれを理論的に算定する方法は未だ求められて居ない。

土木學會の標準示方書に於ては、横鐵筋の間隔は 40 cm 以下、總斷面積は之に直角なるコンクリート斷面積の 0.2 % 以上と規定されて居る。即ち幅 1 m に 2.5 本以上の横鐵筋を配置し、 $d$  を cm にて表はした場合に、其の幅 1 m 中の總斷面積は  $0.2 d (\text{cm}^2)$  以上となる。

また獨逸の規定では 1 m の間に直徑 7 mm の横鐵筋を少くとも 3 本以上使用するか、或は此の總斷面積 ( $1.15 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) より小とならない様に、7 mm 以下の鐵筋を配置すべきことを規定！

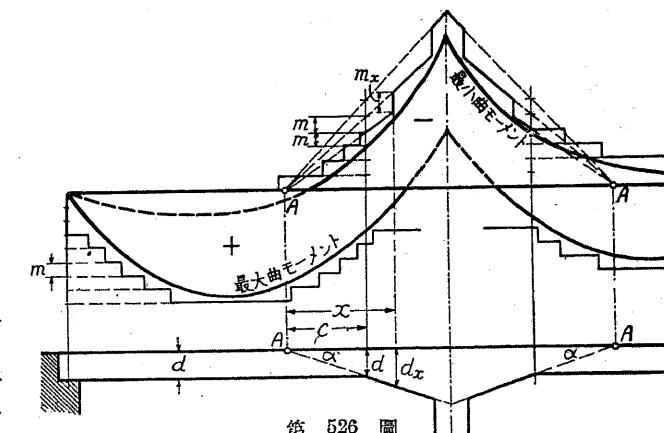
て居る。普通には版の厚さの2倍位の間隔に横鐵筋を配置し、其の直徑は大體主鐵筋の直徑の $\frac{1}{2}$ 位とすれば充分である。

#### 4) 曲手ニメントに対する計算

橋梁に於ける床版にあつては剪力に對して版の断面を計算し、其の腹鐵筋を理論的に算定する必要があるが、建築物等に於けるが如く主として等布靜荷重を受ける版に生ずる剪應力は、其の許容値より小であるのが普通であつて、腹鐵筋を理論的に算定する必要は殆んどない。故に版の断面は主として曲モーメントに依つて決まるものである。

一方向にのみ主筋筋を有する版は、計算上は矩形断面桁と異ならず、普通は其の幅 100 cm を採つて矩形断面桁の算法に依るものである。従つて曲モーメントも剪力も共に幅 100 cm に對するものを使用しなければならない。

曲モーメントに對する版の設計は、桁に於けると同様に各斷面に生ずる最大曲モーメント及び最小曲モーメントに依つて之を行ふ。第526圖の如き曲モーメントの變化に對して、鐵筋の長さ若くは曲上げ、曲下げを合理的に設計するには次の如くにすればよい。



第 526 頁

$$m \equiv a, a, z \quad (1037)$$

である。但し  $z$  は抵抗モーメントの臂長であつて、之は勿論  $h$  が一定であつても鉄筋の總断面積に依つて變化するものではあるが、茲では簡単のために、 $z$  は  $h$  に正比例するものと考へる。すると鉄筋を 1 本減ずるか或は曲げ上げることに依つて、 $h$  或は  $d$  が一定の場合には  $m$  だけ抵抗モーメントが減少することになるから、第 526 圖の左下或は右下に示すが如く、抵抗モーメント圖が實際に生ずる最大曲モーメント圖を包含する様に鉄筋の長さを決定すればよい。

連續版のハウシ等に於て版の厚さが變化する場合には  $\eta$  も變化する。此の場合にも  $\eta$  は版の厚さに正比例するものと假定すれば、第 526 圖に示すが如く、 $A$  點より  $x$  なる距離に於て鐵

筋一本の抵抗モーメント  $m_x$  は

$$\frac{m_x}{m} = \frac{z_x}{z} = \frac{d_x}{d} = \frac{x}{c}, \quad m_x = \frac{x}{c} m \quad (1038)$$

となる。故に此の場合には第 526 図の中央部分に示す様な作圖で抵抗モーメント圖を描き、之が實際に生ずる曲モーメント圖を包含する様に鐵筋を配置すればよい。

### § 211. 一方向に主鐵筋を有する連續版

一方向の主鐵筋を有し、兩端に於て自由に支承せられる版及び兩端固定の版に對しては特に説明を要することはない。また連續版と言つても、其の連續する方向が主鐵筋の方向と直角の場合には、之は單に主鐵筋の方向の兩端で支承される版となる。

茲に連續版と言ふのは、主鐵筋の方向に連續性を有する版のことである。斯かる連續版は幅の廣い連續桁と考へ得るから、§ 208 に於て連續桁に就て述べたことは、大體に於て之を其のまゝ連續版に適用することが出来る。

連續版は桁に依つて支承せられ、且つ之と一體に作られる場合が多い。然るに桁は之に作用する荷重に依つて彈性的に撓み且つ回轉し得るものであるから、理論的に考へれば彈性支承に準固定せられる連續版として計算しなければならない。然しそは實際上甚だ複雑なものとなるので、普通は支承の彈性及び準固定を無視し、支承に於て自由に支持せられるものとして連續版の曲モーメントを求めるのである。連續版の曲モーメントに就て注意すべき事項は次の如くである。

(1) 負の支承モーメント。支承と剛結せられない連續版の負の支承モーメントは、支承が相當の長さを有することを考慮して、第 517 図 (a) の如く拋物線状に變化するものと考へる。連續版が支持桁等と剛結せられる場合には、第 517 図 (b) の如く断面  $a-a$  に就て計算すれば充分である。但しハウチの部分は 1:3 より緩なる傾斜の部分のみを有効とする。

(2) 負の徑間モーメント。支承と準固定の關係にある連續桁に於ては、動荷重に依る負の徑間モーメントは、支承に於ける固定度を考慮して、その  $2/3$  だけを探るのが普通であるが、版は桁に比して厚さが薄く從つて或る徑間の荷重の影響が隣の徑間に傳はることも桁に比して少いから、支持桁等と一體に作られる連續版に於て、動荷重に依る負の徑間モーメントは之を其の  $1/2$  だけを探るのが普通である。

(3) 正の徑間モーメント。計算上、正の徑間モーメントが兩端固定の場合より小となれば、安全上の見地から兩端固定の場合の正の徑間モーメントを採用する。

(4) 連續版の各支間が相等しい場合、或は最小支間が最大支間の 0.8 倍以上の場合には、等布荷重  $q$  に依る曲モーメントの値を次の如くに假定することが出来る。之は 1932 年の獨逸の規定であつて、括弧中のものは昭和 6 年土木學會標準示方書の示せる値である。

正の徑間モーメントの最大値

$$\left. \begin{array}{l} \text{端徑間: (a) } M_{\max} = + \frac{q l^2}{12} \left( \frac{q l^2}{12} \right), \quad (\text{b) } M_{\max} = + \frac{q l^2}{11} \left( \frac{q l^2}{10} \right), \\ \text{中間徑間: (a) } M_{\max} = + \frac{q l^2}{18} \left( \frac{q l^2}{16} \right), \quad (\text{b) } M_{\max} = + \frac{q l^2}{15} \left( \frac{q l^2}{14} \right), \end{array} \right\} \quad (1039)$$

但し (a) は支承附近に於て隅縁(ハウチ)を有し、其の長さが  $l/10$  以上であつて且つ隅縁の高さが  $l/30$  以上の場合、(b) は此の條件を満足しない場合である。

負の徑間モーメントの最大値(徑間モーメントの最小値)

$$M_{\min} = \left( q_d - \frac{1}{2} q_i \right) \frac{l^2}{24}, \quad (1040)$$

但し  $q_d$  は等布靜荷重、 $q_i$  は等布動荷重である。

負の支承モーメントの最大値

$$2 \text{ 径間のみの場合: } M' = - \frac{1}{8} q l^2, \quad (1041)$$

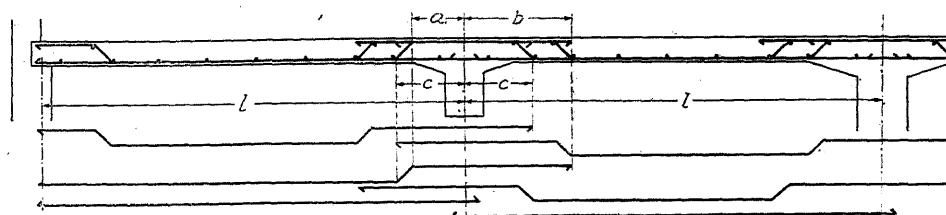
3 径間以上の場合:

$$\text{端徑間の内部支承: } M' = - \frac{1}{9} q l^2, \quad \text{其他の内部支承: } M_s = - \frac{1}{10} q l^2. \quad (1042)$$

(5) 連續版の端支承も之を自由支承と考へるのが普通であるが、之が寸法大なる支持桁又は支壁等と一體に作られる場合には、完全固定と考へる方が眞に近い。即ち此の場合には端支承に  $-\frac{q l^2}{12}$  の支承モーメントが生ずるものと考へ、端徑間の徑間モーメントに對しては安全のために 50 % の準固定と考へて、端徑間の正の徑間モーメントの最大値を

$$\frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{q l^2}{12} = \frac{q l^2}{48}$$

だけ輕減すればよいことになる。



第 527 圖

第527圖は連續版設計の一例であつて、圖に示すが如く徑間モーメントに對する抗張鐵筋を其の半數づゝ支承上に曲げ上げる場合には、正の徑間モーメントに對する抗張鐵筋の數と、負の支承モーメントに對する抗張鐵筋の數とが同一となる。然るに支承モーメントは一般に徑間モーメントより大であるから、從つて支承附近にハウンチ(隅縫)を設ける必要がある。尙第527圖に示すが如く曲げ上げた鐵筋は之を充分に隣の徑間に碇着する必要がある。大體に於て

$$a = \frac{l}{10} \sim \frac{l}{8}, \quad b = \frac{l}{5} \sim \frac{l}{4}, \quad c = \frac{l}{6}$$

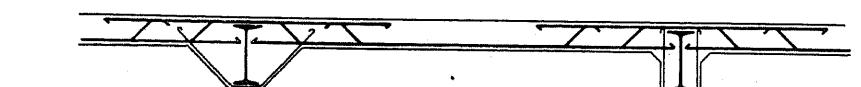
とすれば充分である。

版には普通肋筋は不要である。

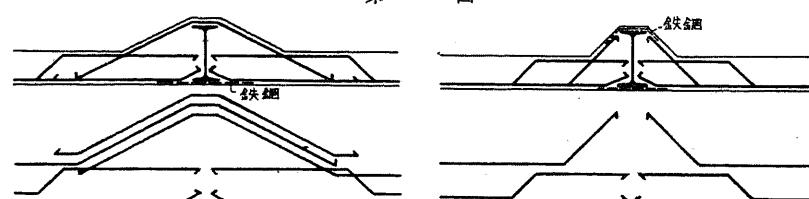
### § 212. 鋼桁に支承される版

鋼橋の床版を鐵筋コンクリート版で作る場合に、最も普通なのはI形鋼等の縦桁の上に、直接に版を載せる方法である。即ち第528圖の如きものであつて、之に對しては自由支承上の連續版の假定が充分近似的に成立する。此の方法は簡単ではあるが、版の支承となる鋼桁が横の方向に支持されないと言ふ缺點がある。それで鋼桁の下部を山形鋼等で連結する必要がありまた橋梁に作用する水平荷重に對し、橋床組織に横構を設ける必要がある。

橋下の空間或は道路面等に制限があつて、第528圖の如くに出來ない場合、或は鋼桁を横の方向に支持して其の横構を省く様な場合には、第529圖乃至第531圖の如くになる。即ち鋼桁をコンクリートに依つて包んでしまふのであつて、鋼桁の鋸止め塗料塗替の要がなく、また橋梁に於ては橋床の横構を省くことが出来る。



第528圖



第529圖

第530圖

之等のうち第529圖及び第530圖の如き様式では、版を連續版として設計する。此の場合第529圖の左方の部分或は第530圖の如くにすれば、支承附近に於て版の厚さが大となるから、負の支承モーメントに抵抗する上に甚だ有効である。第531圖の様式では版を兩端自由支承の版として計算しなければならない。然し實際に於ては支承部分に些小の負の曲モーメントが生じ、之に依つて鋼桁とコンクリートとが離脱する虞れがある。また自由支承としても支承の奥行が極めて短くて不安心である。從つて第531圖の様式は成る可く之を避ける方がよい。

第532圖は版の下面をアーチの形狀にしたものである。此の様にすれば版がアーチの様に作用し、從つて之に生ずる曲モーメントが著しく小になると想ふ理由



第532圖

に依つて、以前には可成り廣く用ひられて居たものである。然し、假令鋼桁がアーチの水平反力を探る様に横の方向に支持されるものとしても、拱矢が徑間に比して一般に極めて小であるから其の水平反力が大となり、鋼桁が之に對して充分に抵抗し得るや否やは疑問である。それで鋼桁がアーチの水平反力に對して充分に抵抗し得る様に設計され、且つ之を理論的に證明し得る場合の他は、之をアーチとして計算することは危険であつて<sup>(1)</sup>、寧ろ厚さの變化する版として設計する方が眞に近く、且つ安全である。但し多少はアーチとして働くから、最外部にある鋼桁を適當な方法で横の方向に支持する必要がある。

### 第四節 二方向に主鐵筋を有する版

#### § 213. 四邊に於て同じ條件の下に支承される矩形版の計算法

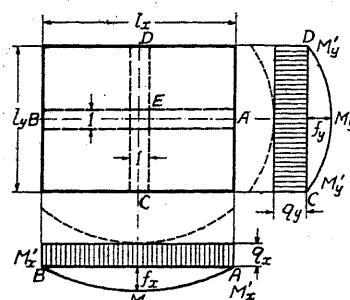
茲に述べるものは版の彈性理論に依る嚴密解法ではなく、二方向に主鐵筋を有する鐵筋コンクリート版の實用的計算法である。

此の種の版の計算は普通は全載等布荷重に對して之を行ふのが常である。即ち假令集中荷重が作用する場合にも、之を全載等布荷重に換算するのである。然し特に集中荷重に對して計算をする必要のある場合には、第五節に述べる桁の彈性理論に依らねばならない。

四邊に於て支承される矩形版は三次元的に彎曲する。從つて鐵筋を少くとも互に直交する二方向に配置する必要がある。普通は鐵筋を矩形の邊に平行に配置する。

此の種の桁の最も簡単なる計算法は、夫々邊に平行であつて互に直交し、且つ互に無關係な

(1) Domke, "Die Berechnung der Bogendecken" (B. u. E., 1912., Heft 13).



第 533 圖  
荷重を  $q_x$ 、桁  $CD$  に作用する分荷重を  $q_y$  とすれば、明かに

$$q = q_x + q_y \quad (a)$$

でなければならない。

厳密に言へば  $q_x$  及び  $q_y$  は  $E$  に於て桁  $AB$  或は桁  $CD$  に作用する荷重であつて、其の他の部分に於ては第 533 圖の點線で示すが如き分布荷重になるべき筈である。然し此の様に考へると計算が可成り面倒になるので、普通は、 $E$  點に於て規定される  $q_x$  及び  $q_y$  が桁  $AB$  或は  $CD$  桁に等布し、且つ  $l_x$  を支間とする桁にはすべて  $q_x$ 、 $l_y$  を支間とする桁にはすべて  $q_y$  が作用するものと假定するのである。

$q_x$  及び  $q_y$  を求めるに、矩形版の四邊がすべて同じ條件のもとに支持されるものとすれば、桁  $AB$  の中點の撓み  $f_x$  及び桁  $CD$  の中點の撓み  $f_y$  は夫々

$$f_x = \mu \frac{q_x l_x^4}{EI}, \quad f_y = \mu \frac{q_y l_y^4}{EI} \quad (b)$$

で表はされる。但し  $I$  は上記の假想桁の断面二次モーメントであつて、幅を 1 とすれば  $d^3/12$  であり、 $\mu$  の値は

$$\text{両端自由支承: } \mu = \frac{5}{384}, \quad \text{両端固定支承: } \mu = \frac{1}{384}$$

である。然るに前記の如く  $f_x = f_y = f$  でなければならないから

$$q_x l_x^4 = q_y l_y^4 \quad (c)$$

となり、之と (a) より  $q_x$  及び  $q_y$  を解けば

$$q_x = q \frac{l_x^4}{l_x + l_y^4}, \quad q_y = q \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \quad (1043)$$

を得る。

即ち  $l_y$  に垂直なる断面は、等布荷重  $q_x$  を受け  $l_x$  を支間とする一方向主鉄筋版として計算し、 $l_x$  に垂直なる断面は、等布荷重  $q_y$  を受け  $l_y$  を支間とする一方向主鉄筋版として計算するのである。

る。今此の兩方向の単位幅に作用する曲モーメントの最大値を表示すれば、第 94 表の如くになる。但し

$$\alpha = \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + l_y^4} \quad (1044)$$

であつて、準固定支承に對する値は、昭和 6 年土木學會標準示方書より引用したものである。

第 94 表 二方向に主鉄筋を有する版に作用する曲モーメント

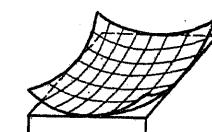
	四邊自由支承の場合	四邊固定支承の場合	四邊準固定支承の場合
正最大徑間 モーメント	$M_x = + \frac{q_x l_x^2}{8} = + \alpha \frac{q l_y^2}{8}$ $M_y = + \frac{q_y l_y^2}{8} = + \alpha \frac{q l_x^2}{8}$	$M_x = + \frac{q_x l_x^2}{24} = + \alpha \frac{q l_y^2}{24}$ $M_y = + \frac{q_y l_y^2}{24} = + \alpha \frac{q l_x^2}{24}$	$M_x = + \frac{q_x l_x^2}{16} = + \alpha \frac{q l_y^2}{16}$ $M_y = + \frac{q_y l_y^2}{16} = + \alpha \frac{q l_x^2}{16}$
負最大支承 モーメント	$M_x' = M_y' = 0$	$M_x' = - \frac{q_x l_x^2}{12} = - \alpha \frac{q l_y^2}{12}$ $M_y' = - \frac{q_y l_y^2}{12} = - \alpha \frac{q l_x^2}{12}$	$M_x' = - \frac{q_x l_x^2}{10} = - \alpha \frac{q l_y^2}{10}$ $M_y' = - \frac{q_y l_y^2}{10} = - \alpha \frac{q l_x^2}{10}$

今、 $l_x > l_y$  とし、 $l_y/l_x$  の種々なる値に對する  $q_x$ 、 $q_y$  及び長邊の方向に作用する曲モーメントと短邊の方向に作用する曲モーメントの比を計算すれば、第 95 表の如くになる。即ち短邊が長邊の  $1/2$  以下である場合には、版に作用する荷重の殆ど全部が、短邊を支間とする方向に作用し、從つて此の様な場合には、短邊を支間とし、短邊に平行なる一方向主鉄筋版として計算し且つ設計すべきことになる。

第 95 表

$l_y/l_x$	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1
$q_x/q$	0.5	0.396	0.291	0.191	0.115	0.059	0.025	0.008	0.002	0.000
$q_y/q$	0.5	0.604	0.709	0.809	0.885	0.941	0.975	0.992	0.998	1.000
$M_x/M_y$	1.0	0.81	0.64	0.49	0.36	0.25	0.16	0.09	0.04	0.01

上記の理論に於ては、版を其の邊に平行な帶状部分に分割し、すべての帶状部分がすべて同じ荷重を受け同じ様に彎曲するものと假定して居る。即ち版が第 534 圖の如くに彎曲するものと假定するのである。版が四邊に於て自由に支承せられ、且つ其の縁邊が上方向に自由に持ち上がり得る場合には、略々第 534 圖に示すが如き彎曲が起り、從つて此の場合に對しては前記の計算方法が近似的に適用される。



第 534 圖

然し、四邊自由支承であつても、版の邊緣が上方向に持ち上らない様に支承される場合、或は四邊固定支承の場合には、版の邊緣には全然彎曲が起らないから上記の假定は成立しない。此の様な場合には版の邊緣の影響に依つて版の中央部分の撓みが前記の計算に於けるよりも小となり、従つて中央部分の帶狀部分に作用する曲モーメントの値が前記の解法に於けるよりも小になる。但し之は正の徑間モーメント對することであつて、負の支承モーメントには何等の變化もない。此の問題を理論的に取扱ふは版の彈性理論に依る必要があるが、實際の計算に於ては、マルクス(Marcus)或はライツ(Leitz)に依つて研究せられ<sup>(1)</sup>、獨逸の規定に採用せられて居る計算方法に依れば充分である。

此の方法に於ては

$$\left. \begin{aligned} \nu_1 &= 1 - \frac{5}{6} \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + l_y^4} = 1 - \frac{5}{6} \alpha, \\ \nu_2 &= 1 - \frac{5}{18} \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + l_y^4} = 1 - \frac{5}{18} \alpha, \end{aligned} \right\} \quad (1045)$$

とし、四邊自由支承で版の邊緣の上向變位が起らない様に支承される場合には $\nu_1$ を、四邊固定支承の場合には $\nu_2$ を、夫々第94表に示す正の徑間モーメントの最大値に乘するのである。即ち之に依れば、自由支承で版の邊緣が上向に變位しない場合には

$$\left. \begin{aligned} M_x &= +\nu_1 \frac{q_x l_x^2}{8} = +\frac{q l_x^2}{8} \cdot \alpha \left(1 - \frac{5}{6} \alpha\right), \\ M_y &= +\nu_1 \frac{q_y l_y^2}{8} = +\frac{q l_y^2}{8} \cdot \alpha \left(1 - \frac{5}{6} \alpha\right) \end{aligned} \right\} \quad (1046)$$

となり、四邊固定支承の場合には

$$\left. \begin{aligned} M_x &= +\nu_2 \frac{q_x l_x^2}{24} = +\frac{q l_x^2}{24} \cdot \alpha \left(1 - \frac{5}{18} \alpha\right), \\ M_y &= +\nu_2 \frac{q_y l_y^2}{24} = +\frac{q l_y^2}{24} \cdot \alpha \left(1 - \frac{5}{18} \alpha\right) \end{aligned} \right\} \quad (1047)$$

となる。準固定支承の場各には $\nu_1$ と $\nu_2$ との平均値をとつて

$$\nu = 1 - \frac{5}{9} \alpha \approx 1 - \frac{\alpha}{2} \quad (1048)$$

と採つて差夫へがないであらう。第96表は $\nu_1$ 及び $\nu_2$ の値である。尙、前述の如く支承モーメントに對しては之を減額する必要はない。然し(1045)乃至(1048)式に依つて版に生ずる曲モ

<sup>(1)</sup> Marcus, "Die vereinfachte Berechnung biegsamer Platten" (Der Bauingenieur, 1924, Nr. 20, 21); Leitz, "Zum Stand der Berechnung kreuzweise bewehrter Platten" (Der Bauingenieur, 1925, S. 920).

ーメントを減額することは、獨逸の規

第96表

邊長比	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4
$\nu_1$	0.53	0.59	0.62	0.67	0.73	0.81	0.87
$\nu_2$	0.86	0.86	0.87	0.89	0.91	0.93	0.96

定に於て明示せられて居る様に、版に生ずる振モーメントが鐵筋に依つて充分に抵抗せられることを前提とする。従つて之に對する充分の證明がない場合には、すべて $\nu = 1$ としなければならない。

### § 214. 四邊の支承條件が異なる場合の矩形版の計算法

前記(1043)の荷重分配に關する公式は、矩形版の四邊が自由支承、固定支承又は準固定支承の如くすべて其の支承條件が同一なる場合にのみ、近似的に適用されるものである。四邊の支承條件が異なる場合にも、之と同様な考へ方に依つて、即ち版を夫々其の邊に平行なる柄の2群より成立するものと假定することに依つて、次に示すが如き結果を得る。但し版には $q$ なる全載等布荷重が作用し、曲モーメント等の値はすべて單位幅に對するものである。

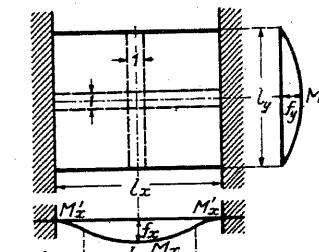
#### 1) 對向2邊に於て固定され、他の2邊が自由支承なる場合(第535圖)

$l_x$ に平行なる帶狀部分には $q_x$ 、 $l_y$ に平行なる帶狀部分には $q_y$ なる等布荷重が作用するものとし、第535圖の如く、版の中央に於て、 $l_x$ に平行なる單位幅の柄と、 $l_y$ に平行なる單位幅の柄とが同じ撓み $f$ を示すためには

$$f = \frac{1}{384} \frac{q_x l_x^4}{E I} = \frac{5}{384} \frac{q_y l_y^4}{E I}$$

でなければならない。故に之と $q = q_x + q_y$ より $q_x$ 及び $q_y$ を求むれば

$$q_x = q \frac{5 l_y^4}{l_x^4 + 5 l_y^4}, \quad q_y = q \frac{l_x^4}{l_x^4 + 5 l_y^4} \quad (1049)$$



第535圖

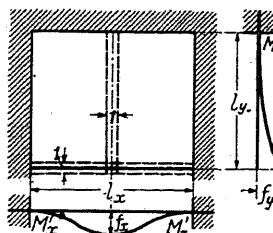
となり、従つて曲モーメントは次の如くになる。

$$\left. \begin{aligned} M_x &= +\frac{q_x l_x^2}{24} = +\alpha \frac{q l_x^2}{4.8}, \quad M'_x = -\frac{q_x l_x^2}{12} = -\alpha \frac{q l_x^2}{1.2}, \\ M_y &= +\frac{q_y l_y^2}{8} = +\alpha \frac{q l_y^2}{8}, \quad \alpha = \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + 5 l_y^4} \end{aligned} \right\} \quad (1050)$$

となる。即ち之に依つて、荷重の大部分は固定支承の方向に作用することがわかる。

#### 2) 3邊に於て固定される場合(第536圖)

3邊が固定支承であつて、他の1邊が全然支承されない場合はは、第536圖の如く、版は兩端



第 536 圖

固定桁と之に直交する突桁より成立するものと考へることになる。それで圖に示すが如く最外部にある兩端固定桁の撓みと、突桁の自由端の撓みとが相等しき爲には

$$f = \frac{1}{384} \frac{q_x l_x^4}{EI} = \frac{1}{8} \frac{q_y l_y^4}{EI}$$

であつて、之より

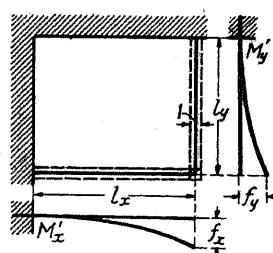
$$q_x = q \frac{48 l_y^4}{l_x^4 + 48 l_y^4}, \quad q_y = q \frac{l_x^4}{l_x^4 + 48 l_y^4}$$

となり、従つて曲モーメントは

$$\left. \begin{aligned} M_x &= +\frac{q_x l_x^2}{24} = +2\alpha q l_y^2, \quad M_x' = -\frac{q_x l_x^2}{12} = -4\alpha q l_y^2, \\ M_y' &= -\frac{q_y l_y^2}{2} = -\alpha \frac{q l_x^2}{2}, \quad \alpha = \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + 48 l_y^4} \end{aligned} \right\} \quad (1051)$$

となる。即ち此の様な場合には、版にかかる荷重の殆んど全部は、兩端固定の方向に併用し、従つて之を兩端固定の方向の一方向主鐵筋版として設計或は計算して大差がないことになる。

### 3) 相隣れる 2 邊に於て固定される場合(第 537 圖)



第 537 圖

第 537 圖に示すが如く、相隣れる 2 邊に於て固定され、他の 2 邊が支承されない場合には、前と同様の考へ方に依り

$$f = \frac{1}{8} \frac{q_x l_x^4}{EI} = \frac{1}{8} \frac{q_y l_y^4}{EI}$$

なる條件を満足するために

$$q_x = q \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}, \quad q_y = q \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \quad (1052)$$

を得る。之は § 213 の (1043) 式と全く同様である。之に依つて固定縁に生ずる負の曲モーメントは

$$\left. \begin{aligned} M_x' &= -\frac{q_x l_x^2}{2} = -\alpha \frac{q l_y^2}{2}, \quad M_y' = -\frac{q_y l_y^2}{2} = -\alpha \frac{q l_x^2}{2}, \\ \alpha &= \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + l_y^4} \end{aligned} \right\} \quad (1053)$$

となる。

之等と同じ様な方法で、其他種々なる邊縁條件に對する荷重分配の法則或は曲モーメント等を計算し得るのであるが、何れにしても、すべて極く單純な考へ方から出發するものであるから、場合に依つて可成りの誤差を伴ふべきことを忘却してはいけない。

## § 215. 二方向主鐵筋版の設計細目

### 1) 版の最小有効高さ及び最小厚さ

二方向主鐵筋版に於ては、前記の如く之に作用する荷重が二方向に分擔され、従つて版に生ずる曲モーメントの最大値及び剪力が、一方向主鐵筋版よりも小となるから、版の有効高さを一方向主鐵筋版の有効高さより小に採つて差夫へない。實際昭和 6 年の土木學會標準示方書に於ては、二方向に主鐵筋を有する版に對し

$$\text{四邊自由支桁の場合: } h \geq \frac{l}{30},$$

$$\text{二方向連續版又は四邊固定の場合: } h \geq \frac{l}{40}$$

と規定されて居る。茲に  $h$  は有効高さ、 $l$  は支間である。

1932 年の獨逸の標準示方書に於ては、二方向に主鐵筋を有する版に對し、

$$\text{四邊自由支承の場合: } h_u \geq \frac{l}{50},$$

$$\text{二方向連續版又は四邊固定の場合: } h_u \geq \frac{l_0}{50}, \quad h_u \geq \frac{l}{60}$$

と規定して居る。

但し  $h_u$  は下層に配置される主鐵筋に就ての有効高さ、 $l$  は短い方の支間の長さ、 $l_0$  は短支間の方向の版の反曲點間の距離である。

版の最小厚さ  $d$  に關しては § 210, 1) に述べたことが其のまゝ適用される。

### 2) 鐵筋の配置

主鐵筋の直徑又は間隔に就ては § 210, 2) に述べたことが其のまゝ適用される。

二方向に主鐵筋を有する版に横鐵筋が不必要であるのは言ふまでもない。前述の如く、短支間の方向には、長支間の方向に於けるよりも大なる曲モーメントが作用するから、短支間の方向の有効高さを大にする爲には、矩支間の方向の主鐵筋、即ち短邊に平行なる主鐵筋を下層に配置するのが得策である。

§ 213 に述べた如く、(1045) 乃至 (1047) 式に依つて版に生ずる曲モーメントの値を輕減するためには、版に生ずる捩モーメントに對して充分なる様に鐵筋を配置しなければならない。特に矩形版の角隅附近に於て對角線の方向及び之に直角の方向に鐵筋を配置する必要がある。然しそは實際上甚だ面倒であるので、普通は單に邊に平行な二方向に主鐵筋を配置する。従つて

曲モーメントの計算に於ては、之を(1045)乃至(1047)式に依つて輕減せず、即ち  $\nu_1 = \nu_2 = 1$  としなければならない。

すべて単位幅に就て、 $l_x$  の方向の主鐵筋断面積を  $A_x$ 、 $l_y$  の方向の主鐵筋断面積を  $A_y$  とすれば、此の兩方向の鐵筋に生ずる張應力を相等しくするためには

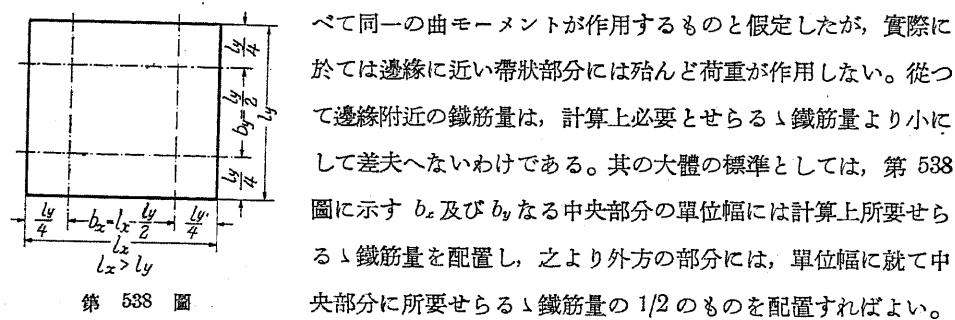
$$\frac{A_x}{A_y} = \frac{M_x}{M_y} \quad (1054)$$

にしなければならない。然るに四邊の支承條件が同一の場合には、 $M_x$  と  $M_y$  との比は  $q l_y^2$  と  $q l_x^2$  との比に等しいから

$$\frac{A_x}{A_y} = \frac{M_x}{M_y} = \frac{l_y^2}{l_x^2} \quad (1054a)$$

となる。

§ 213 及び § 214 に於ては、版を互に直交する帶狀部分に分割し、平行なる帶狀部分には、す

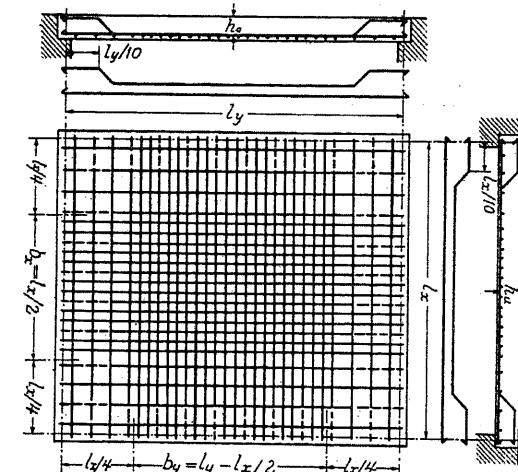


第 538 圖

之が爲には外方部分と内方部分との鐵筋の直徑を變化するよりも、すべて同一の鐵筋を使用し、外方部分に於ける鐵筋間隔を中央部分の鐵筋間隔の 2 倍とする方が得策である。

### 3) 四邊自由支承版

第 539 圖は四邊に於て自由に支承せられる二方向に主鐵筋を有する版の一例である。四邊自由支承の場合には邊縁に於ける曲モーメントは理論上零であるが、然し此の點の準固定に依つて生じ得べき負の支承モーメント、隅角附近に生ずべ



第 539 圖

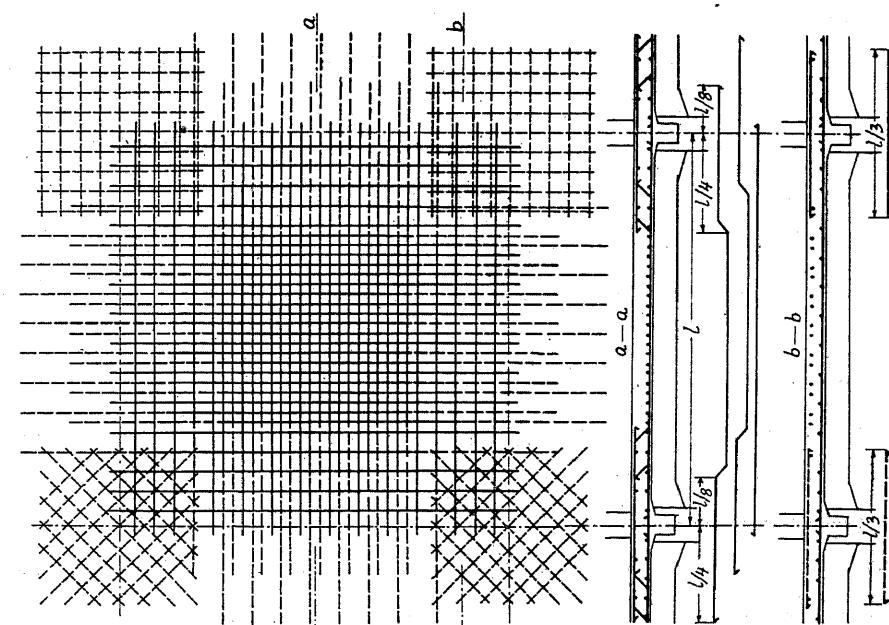
き振モーメント及び剪力等のために、支承附近に於て、主鐵筋の約  $1/3$  を曲げ上げる必要がある。

### 4) 連續版及び四邊固定版

連續版及び四邊固定版に於ては、周邊の支承に負の曲モーメントが起り、此の支承モーメントは正の徑間モーメントより一般に大であるから、之に對して充分な鐵筋を配置すると共に、支承附近の版の厚さを大にすること、即ちハウンチ(隅縁)を設けることが必要である。

此の種の版に於て、反曲點の位置は、兩端より大體支間の  $1/5$  位の所にあるから、此の部分に於て鐵筋を曲げ上げればよい。連續版に於て、支承の兩側より鐵筋を曲げ上げて負の支承モーメントに對する抗張鐵筋とする場合には、兩側の版の正の徑間モーメントに對する主鐵筋の  $2/3$  ブルを曲げ上げれば、支承上には徑間中央部分に比して  $4/3$  倍の鐵筋が存在することになるから、之に依つて大なる支承モーメントに對抗することが出来る。之でも未だ不充分な場合には特別の附加鐵筋が必要である。

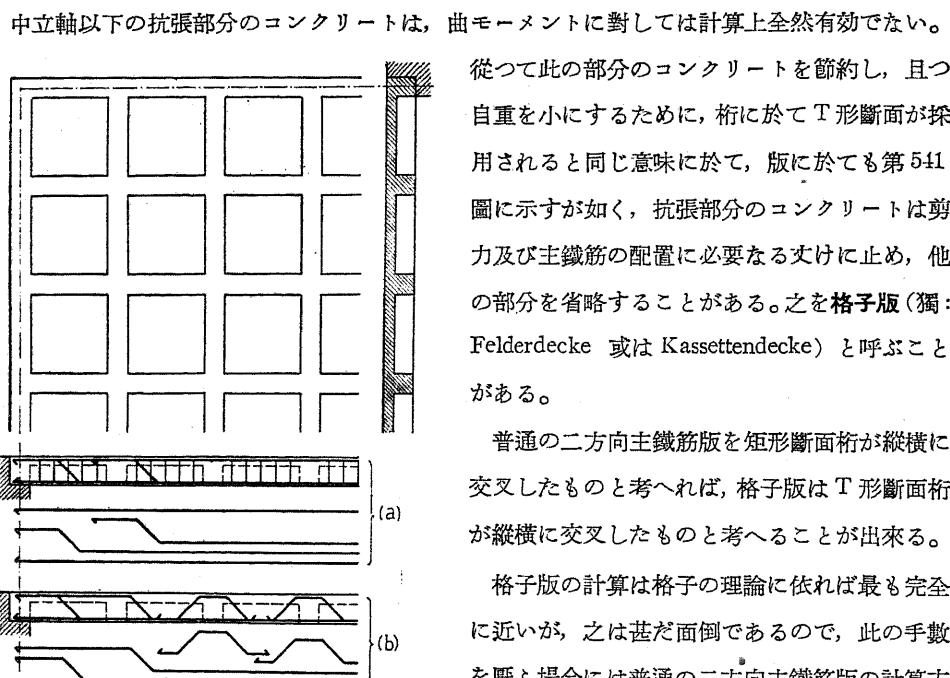
二方向に連續する版に於て鐵筋を曲げ上げる場合には、中央部分に於ては何等の困難も起らないが、版の角隅の部分に於ては四方向より鐵筋が曲げ上げられ、從つて鐵筋が四重に重なり合つて、其の配置が實際上甚だ面倒になる。此の様な場合には、第 540 圖に示すが如く、鐵筋を曲げ上げる代りに特別の附加鐵筋を使用すれば、鐵筋組立が甚だ簡単になる。殊に第 540 圖の



第 540 圖

下方の如く、斜の方向に附加鐵筋を配置すれば、版の角隅に於て對角線の方向に作用する負の曲モーメント或は此の部分に起る捩モーメントに抵抗する上に甚だ有利である。

### § 216. 格子版



第 541 圖

中立軸以下の抗張部分のコンクリートは、曲モーメントに對しては計算上全然有効でない。従つて此の部分のコンクリートを節約し、且つ自重を小にするために、桁に於て T 形断面が採用されると同じ意味に於て、版に於ても第 541 圖に示すが如く、抗張部分のコンクリートは剪力及び主鐵筋の配置に必要な丈けに止め、他の部分を省略することがある。之を格子版(獨: Felderdecke 或は Kassettendecke)と呼ぶことがある。

普通の二方向主鐵筋版を矩形断面桁が縦横に交叉したものと考へれば、格子版は T 形断面桁が縦横に交叉したものと考へることが出来る。

格子版の計算は格子の理論に依れば最も完全に近いが、之は甚だ面倒であるので、此の手數を厭ふ場合には普通の二方向主鐵筋版の計算方法に依れば充分である。ザーリーガーが格子版

に對して與へた解法は<sup>(1)</sup>面倒である許りでなく、其の論理に誤謬があり、且つ之に依つて生ずる誤差は一般に危険側にある。格子版の肋部は之を T 桁の考へを以つて設計すべく、肋部で囲まれる版は之を二方向主鐵筋版と考へねばならない。主鐵筋の配置は第 451 圖 (a) 或は (b) の如くにすればよいが、(a)の方が良好である。尙、格子版に於ては、コンクリートの断面積が小であるから、剪應力即ち斜張應力に對して充分の考慮を要し、且つ肋部の交叉點には荷重の位置に依つて負の曲モーメントが生じ得るから、適當の鐵筋を上部に配置する必要がある。

自重の輕減のために格子版を採用する場合は論外であるが、單にコンクリートを節約して工費の輕減を圖るために格子版を採用する場合には充分の比較研究を要する問題である。何となれば縦横の肋部を作ることに依つて、鐵筋の組立及び型枠に多大の費用を要するからである。

(1) Saliger, Der Eisenbeton, 1920, S. 425.

### 第五節 フラット・スラブ

#### § 217. 総 説

フラット・スラブ(Flat slab)<sup>(1)</sup>とは、普通の版の様に桁で支承されず、單に支柱のみに依つて支承される版のことである。此の様式は最初米國に於て發達したものであつて、其の後歐洲大陸に傳播し、殊に獨逸に於ては之に對する理論的研究が盛んに行はれた。我國に於ても近年來諸所に此の様式の版が應用せられる様になつた。

普通の版に比較してフラット・スラブには次の如き利點がある。

(1) 型枠の構造が簡単である。従つて、型枠の材料費及び其の製作組立の勞力費が小になる。此の型枠費の減少は、普通の版に比し約 20 ~ 30 % 位である。

(2) 鐵筋の配置及び組立が簡単であり、且つコンクリート作業が容易であるから、之等に對する勞力費が輕減される。然し所要コンクリート量及び鐵筋量其のものは、一般に普通の版に於けるよりも多少大となる。

(3) 桁が無いから有効空間の高さが大となり、また有効空間の高さが與へられた場合には階高を小にすることが出来る。従つて倉庫或は貯水池等に於ける空間の利用率が大となり、高層建築に於ては其の高さを低くすることが出来る。

(4) 桁に依つて囲まれた凹所がないから、採光、通風等が良くなると言ふ衛生上の利點があり、また電線、水管或は瓦斯管等の設置が簡単になる。

(5) フラット・スラブは、桁で支承される普通の版に比較して、其の剛性が小であるが、之が爲に、却つて地震等に依つて龜裂を生ずることが少ない。

(6) フラット・スラブにすれば、天井の下面が一様に平滑であつて、縦横に突出する桁の様に目を遮ぎるものがないから、廣潤な感じを與へる。

フラット・スラブは上記の如き幾多の利點をもつて居るが、一般に其の計算が面倒であること、大なる集中荷重を受けるのに不適當であること、振動し易いこと等はフラット・スラブの缺點とする所である。

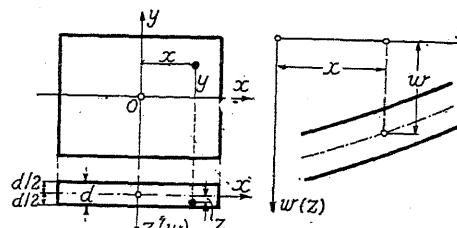
(1) 之れは平版と呼ばれる事もある。また桁に依つて支承されない意味から、米國では Girderless floor と呼び、獨逸では Trägerlose Decke 又は Punktgelagerte Decke とも呼ぶ。然し獨逸では Pilzdecke が最も廣く用ひられて居る。之は柱頭の擴大部分が版を支へる有様が恰も松茸又は椎茸の如き菌(Pilz)に似て居るからである。

## § 218. フラット・スラブの理論に就て

## 1) 概 説

フラット・スラブが鋼筋コンクリート床版に應用される様になつてから、之に關する理論的、實驗的或は近似的の解法が多數に發表せられ、之等に就て詳述すれば優に一巻の書を得る位である。それで茲には理論的解法のうち、其の主要なるものゝ概略を記述する。

フラット・スラブを理論的に解くには版の一般理論より出發しなければならない。一般に版の理論に於ては、(1) 版の變形が版の寸法に比して充分に小であること、(2) 版の厚さが版の横方

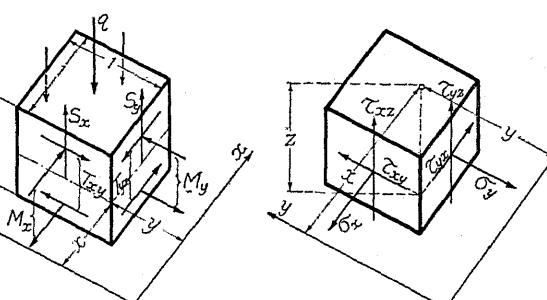


第 542 圖

向の寸法に比して充分に小であることを假定する。此の(2)の假定に依つて、中立面に垂直な面に作用する應力に比較して、中立面に平行な面に作用する應力を無視し得るのである。

今第542圖に示すが如く、版の中立面を  $x$   $y$  面とし、此の中立面中の任意の一點  $(x, y, 0)$

の撓みを  $w$  とする。版の任意の坐標  $(x, y)$  に於て、 $x$  軸或は  $y$  軸に垂直な單位幅の斷面に、第548圖に示すが如く、曲モーメント  $M_x$  或は  $M_y$ 、捩モーメント  $T_{xy}$  或は  $T_{yz}$ 、剪力  $S_x$  或は  $S_y$  が作用する。之れ等のうち捩モーメント  $T_{xy}$  と  $T_{yz}$  とは値が等しい。版の撓み  $w$  と之等のモーメント或は剪力との關係は



第 543 圖

第 544 圖

$$\left. \begin{aligned} M_x &= -D \cdot \left( \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{1}{m} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right), \quad M_y = -D \cdot \left( \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{1}{m} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right), \\ T_{xy} &= T_{yz} = -D \left( 1 - \frac{1}{m} \right) \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}, \\ S_x &= -D \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right), \quad S_y = -D \cdot \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right), \end{aligned} \right\} \quad (1055)$$

但し

$$D = \frac{m^2 EI}{m^2 - 1} = \frac{m^2 E \cdot d^3}{12(m^2 - 1)} \quad (1056)$$

( $E$  = 縱弾性係数、 $m$  = ポアソン数)

であつて、之に依つて、版の任意の一點  $(x, y, z)$  に於ける  $x$  軸或は  $y$  軸に垂直な断面に、第544圖に示すが如く、垂面應力  $\sigma_x$  或は  $\sigma_y$ 、剪應力  $\tau_{xy}$ 、 $\tau_{xz}$  或は  $\tau_{yz}$ 、 $\tau_{yy}$  が作用する。之等と(1055)のモーメント或は剪力との關係は

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \frac{12 M_x \cdot z}{d^3}, \quad \sigma_y = \frac{12 M_y \cdot z}{d^3}, \quad \tau_{xy} = \tau_{yz} = \frac{12 T_{xy} \cdot z}{d^3}, \\ \tau_{xz} &= \frac{6 S_x}{d^3} \left( \frac{d^2}{4} - z^2 \right), \quad \tau_{yz} = \frac{6 S_y}{d^3} \left( \frac{d^2}{4} - z^2 \right) \end{aligned} \right\} \quad (1057)$$

となる。 $\sigma_x$ 、 $\sigma_y$  及び  $\tau_{xy}$  は  $z$  に正比例するから、中立面の上下で符等が反対となり、 $\tau_{xz}$  及び  $\tau_{yz}$  は中立面に對して對稱である。

(1055)式より明かなるが如く、版に生ずるモーメント、剪力或は應力を求めるには、版の撓み  $w$  を求むればよい。 $w$  に對してはキルヒホーフ(Kirchhoff)の微分方程式：

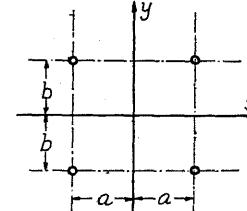
$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{q}{D} \quad (1058)$$

が成立する。但し  $q$  は版の単位面積に作用する荷重である。上記の理論は勿論一般的の版の理論であるが、之に依つてフラット・スラブを解くには、與へられたる荷重及び邊緣條件を満足し、且つ(1058)式を満足する  $w$  の解を求むればよいのである。

## 2) グラスホーフ・エディの解法

エディ(Eddy)<sup>(1)</sup>は上記の(1058)式に依つてフラット・スラブを解かうと試みたものゝ最初に屬する一人である。其の解法は、彼よりも約35年前に、汽罐の問題に關聯して、グラスホーフ(Grashof)<sup>(2)</sup>が與へた解法と同一であり、またグラスホーフの解法は、マイヤー(Mayer)<sup>(3)</sup>に依つて鐵筋コンクリートのフラット・スラブに應用せられた。

グラスホーフ及びエディの解法は、第545圖に示すが如く、等布荷重  $q$  を受け、夫々  $x$  及び  $y$  の方向に無限に擴がり、且つ等間隔にある支柱に依つて支承される版に對するものであつて、撓み  $w$  は



第 545 圖

$$w = \frac{q}{64 D} [A(a^2 - x^2)^2 + B(b^2 - y^2)^2] \quad (1059)$$

で與へられる。但し  $A$  及び  $B$  は係數であつて、 $a = b$  の場合には  $A = B = 4/3$  である。即ち

<sup>(1)</sup> Henry T. Eddy, The Theory of the Flexure and Strength of Rectangular Flat Plates applied to Reinforced Concrete Floor Slabs, 1913.

<sup>(2)</sup> Grashof, Theorie der Elastizität und Festigkeit, 1878.

<sup>(3)</sup> Max. Mayer, Die trägerlose Decke (Annäherungsrechnung auf Grund der Grashofschen Platten-gleichung), Deutsch. Bzg., Zementbeilage Nr. 21. S. 162, 1912.

$$w = \frac{q}{48D} [(a^2 - x^2)^2 + (b^2 - y^2)^2] \quad (1059a)$$

である。此の解は、先づ第一に(1058)の微分方程式を満足し、且つ

$$x = \pm a, y = \pm b \text{ に於て } w = 0,$$

$$x = 0, \pm a \text{ に於て } \frac{\partial w}{\partial x} = 0,$$

$$y = 0, \pm b \text{ に於て } \frac{\partial w}{\partial y} = 0$$

の邊縁條件を満足するから、一見厳密解の様であり、また二三の教科書に於ても其の儘引用せられて居るが、然しフラット・スラブを其の對象とする限り、根本的に誤った解法である。何となれば(1059)或は(1059a)の解は、反力が  $x = \pm a$  及び  $y = \pm b$  の線に沿つて等布することを意味し、従つて支柱のみに依つて支承され、茲に集中反力を生ずるフラット・スラブとは、全然其の趣を異にするからである。尙、上記の解が誤謬であることは、點支承と假定せるに拘らず、 $x = \pm a, y = \pm b$  に於て  $M_x$  及び  $M_y$  が有限であることに依つても明かである。故に此の理論を實際に應用することは甚だ危険である。

### 3) ハーガーの解法

鐵筋コンクリートの力学に於て有益なる種々の理論を發表したハーガー(Hager)も、フラット・スラブに關しては一錯誤を有して居る。即ち彼は、無限の擴がりを有し、且つ等間隔に配置されたフラット・スラブの全部に一様に等布荷重  $q$  が作用する場合と、其の或る一格間にのみ等布荷重  $q$  が作用する場合とを考慮したのである。此の第一の場合の版の撓みに對し、第545圖の如き座標に依つてハーガーが與へた式は

$$w = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} A_{mn} \left( \cos \frac{m\pi x}{a} \cos \frac{n\pi y}{b} + 3 \cos \frac{m\pi x}{a} + 3 \cos \frac{n\pi y}{b} + 5 \right) \quad (1060)$$

である。此の式はフラット・スラブの支承條件及び邊縁條件を満足するが、次の如き缺點及び誤謬がある。

(1) (1060)式はハーガーが任意的に採用したものであつて、 $w$  を此の形式の無限級數に表はし得ると言ふ理論的根據がない。(1060)式が任意的のものであつて理論上必然的でないことは、該式中の係數 1, 3, 3, 5 の代りに 1, 2, 2, 3 或は 2, 1, 1, 0 とし得ることから考へても明かである。

(2) ハーガーは(1060)式の第一項のみ ( $m = n = 1$ ) を採用し ( $A_{11} = A$ )

$$w = A \cos \frac{\pi x}{a} \cos \frac{\pi y}{b} \quad (1060a)$$

(1) Hager, Theorie des Eisenbetons, 1916, S. 267.

とした。之は(1060)中の係數  $A_{mn}$  を決定するに際し、單に外力の仕事と版の彈性エネルギーとが相等しいと言ふ一條件のみに依つたからである。

(3) (1060)式は(1058)の微分方程式を満足しない。例へば(1060a)式を採用すれば

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \pi A \left( \frac{1}{a^2} + \frac{1}{b^2} \right)^2 \cos \frac{\pi x}{a} \cos \frac{\pi y}{b}$$

であつて、此の左邊は明かに常數 ( $= q/D$ ) とはなり得ない。之がハーガーの解法の根本的誤謬である。

要するに、ハーガーの解法を、一般のフラット・スラブに適用することは不可能である。然し(1060)若くは(1060a)式が規定する様に荷重が分布する場合には、ハーガーの解法を採用することが出来る。

### 4) フエップルの解法

フエップルは<sup>(1)</sup>、前二者と同様の場合に對し

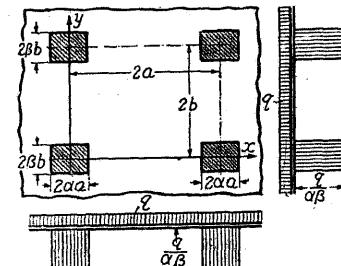
$$w = \frac{3f}{8} \left( \cos \frac{\pi x}{2a} + \cos \frac{\pi y}{2a} + \frac{1}{3} \cos \frac{3\pi x}{2a} + \frac{1}{3} \cos \frac{3\pi y}{2a} \right) \quad (1061)$$

を與へた。之はハーガーの解法と殆んど同様であつて、たゞ  $a = b$  とし、且つ  $f$  は  $x = y = a$  に於ける撓み  $w$  の値である。 $f$  を決定するには、矢張り、外力の仕事と版の彈性エネルギーとが相等しいと言ふ條件が使はれて居る。フエップルの理論はハーガーの理論と同様に任意的であつて、理論的必然性に乏しく、且つ(1058)の微分方程式を満足しない。従つてフエップルの解法は理論的厳密解ではない。

### 5) レーヴェの解法

上記諸種の解法には夫々多少の誤謬が含まれて居たが、フラット・スラブを理論的に厳密に解いたものはレーヴェ(Lewe)である<sup>(2)</sup>。レーヴェはフーリエ級數を巧に利用し、種々の邊縁條件及荷重状態に對するフラット・スラブの厳密解を求めた。

例へば、無限に擴がるフラット・スラブに等布荷重  $q$  が作用し、第546圖に示すが如く、支柱が  $x$  及び  $y$  の方向に夫々  $2a$



第 546 圖

(1) A. u. L. Föppel, Drang und Zwang, I. Bd., 1924, S. 200.

(2) Die Lösung des Pilzdeckensystems durch Fouriersche Reihen (Der Bauingenieur, 1920, S. 631), Beitrag zur strengen Lösung des Pilzdeckenproblems durch Fouriersche Reihen, Streifenlast und Stützkopfeinspannung (Der Bauingenieur, 1922, S. 111), Strenge Lösungen der elastischen Probleme endlich ausgedehnter Pilzdecken und anderer Platten vermittelst Fourierscher Reihen (Der Bauingenieur, 1922, S. 344), Pilzdecken, 2 Anfl., 1926.

及び $2b$ の等間隔に配置され、且つ支柱に於ける反力が、 $2\alpha a \times 2\beta b$ なる矩形部分に等布すると考へた場合の $w$ の解は次の如きものである。

$$\pi^4 D \cdot w = -\frac{2q a^4}{\pi \alpha} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{\sin m \pi \alpha}{m^5} \cdot \cos \frac{m \pi x}{a} - \frac{2q b^4}{\pi \beta} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\sin n \pi \beta}{n^5} \cdot \cos \frac{n \pi y}{b}$$

$$-\frac{4q a^4 b^4}{\pi^2 \alpha \beta} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\sin m \pi \alpha \cdot \sin n \pi \beta}{m n (m^2 b^2 + n^2 a^2)^2} \cdot \cos \frac{m \pi x}{a} \cdot \cos \frac{n \pi y}{b} \quad (1062)$$

之に対する曲モーメント、剪力、捩モーメントは直ちに(1055)から求められる。

レーヴェはまた有限のフラット・スラブに於て、種々なる邊縁條件に對し、且つ種々なる荷重状態に對する解を求め、其の計算を簡易にするための多數の數表を示して居る。其の詳細はすべて省略するが、フラット・スラブの計算又は設計に於て、近似公式若くは實用公式に満足せず、之を理論的に考究せんとする場合には、一度はレーヴェの著書或は論文に目を通す必要がある。

### 6) マルクスの解法

すべて版或は平面應力等の複雑な問題に對しては、差方程式(Difference equation, 独: Differenzengleichung)が、其の効果を發揮することが甚だ多い。版に差方程式を應用したものは、マルクス(H. Marcus)が第一人者であらう<sup>(1)</sup>。マルクスは、差方程式に依つてフラット・スラブを解いたが、また柱頭の影響或はラーメンとしてのフラット・スラブの解法を考究し、且つ厳密解を基準とする版の實用公式を導來して、獨逸の標準示方書の改訂に資した。

### 7) ラーメンとしてのフラット・スラブの解法

前述の理論に於ては、すべて自由支承のフラット・スラブとしたものである。即ち柱頭上に於て、版が自由に回転し得るものと假定したのである。然し實際に於ては、版と柱とが一體構造に作られるのが普通であるから、此の意味から見れば、上記レーヴェ或はマルクス等の厳密解と雖も、鐵筋コンクリート構造に對しては厳密なものではない。

フラット・スラブと支柱とが剛結せられるものとしての厳密解は未だ求められて居ない。此の問題を近似的に取扱ふには、普通はラーメンとして解くのである<sup>(2)</sup>。即ちフラット・スラブをラ

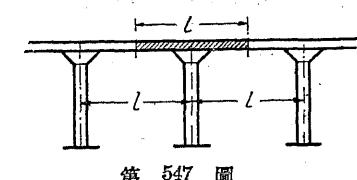
(1) Tragfähigkeit und Wirtschaftlichkeit trägerloser Pilzdecken (Deutsche Bauzeitung, Zementbeilage 1919, S. 149).

Trägerlose Pilzdecke (Der Bauingenieur, 1921, S. 372),

Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten, 1924.

(2) H. Marcus, Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten, 1924, S. 323. (次頁へ續く)

ーメンの横桁と考へるのであつて、第547圖に示すが如く、一列の支柱に對して、フラット・スラブの有効幅を $l$ と探るのが普通である。尙、之に關しては§219に於て説明する。



第547圖

### § 219. フラット・スラブに關する獨逸標準示方書の規定

獨逸標準示方書のフラット・スラブに關する規定は、主としてマルクスの理論的研究に基づくものであつて、我が國に於ても、之に依つて設計を行ふ場合が多い。次には、1932年の獨逸標準示方書に於けるフラット・スラブに關する規定を譯出し、之に解説を加へる。

#### 1) 定義

フラット・スラブとは、桁に依つて支持されず、直接に支柱に依つて支持され、且つ之と剛結せられたる二方向主鐵筋版である。

#### 2) 寸法の制限(第548圖)

(1) 版の最小厚さ $d$ は15 cmより小にしてはいけない。

#### (2) 版と支柱とが、耐彎曲的

に剛結されるためには、支柱の斷面の幅は、之と同方向の支間 $l$ の1/20以上、且階層の高さ $h$ の1/15以上であつて、少くとも30 cm以上でなければならない。上記の支間 $l$ は、支柱の中心間隔である。柱頭の寸法に就ては、第548圖に記載せる制限に従はねばならない。

(3) 柱頭の擴大部分のうち、水平に對して45°の傾斜以下の部分は、應力の傳達には無効であると考へ、之を無視して計算する。

#### 3) 計算方法

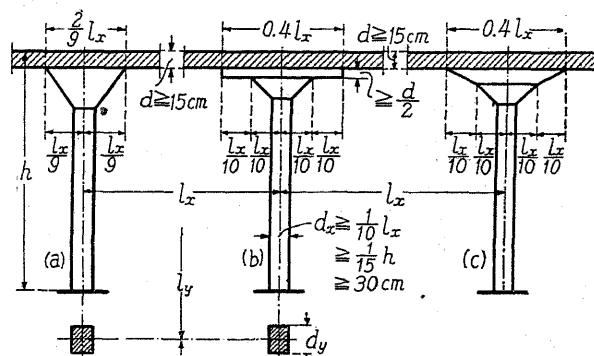
(1) 次の如き近似解法に依つてフラット・スラブを計算しても差支がない。

[解説] 此の規定は、嚴密な彈性版理論に依らない場合に對するものであつて、フラット・ス

Lewe, Pilzdecken, 1926, S. 128.

Felix Kann, "Zur Berechnung der Pilzdecken mittels stellvertretender Rahmen" (B. u. E. 1927, S. 337).

P. Podgajetz, "Die Berechnung der Pilzdecken als stellvertretender Rahmen unter Berücksichtigung der wirksamer Stützfläche" (B. u. E. 1931, S. 314; 1932, S. 377).



第548圖

ラブをすべて此の近似解法に依つて計算すべしと規定せるものではない。

(2) フラット・スラブを互に直交する2群の桁と考へ、之等の縦横の桁を、弾性的固定支承の連續桁或はラーメンと考へる。何れにしても、支柱を結ぶ直線上で連續的に支持せられるものと假定する。そして、周邊に於て支承せられる版と異り、何れの方向に於ても、最も不利な全載荷重に就て計算を行ふものとする。

〔解説〕 之は、普通の二方向主筋版と同様に、フラット・スラブを互に直交する2群の桁と考へることであるが、普通の二方向主筋版では等布荷重 $q$ を $q_x$ と $q_y$ とに分けるに反し、フラット・スラブに於ては、何れの方向の桁にも全荷重 $q$ を採用する。またフラット・スラブでは、版が支柱に依つて飛び々々に支承せられるのであるが、桁として計算する場合には、支柱を結ぶ直線上で連續的に一様に支承せられるものと假定するのである。弾性固定支承とは即ち準固定支承に相當するものである。

(3) ラーメンとして版の曲モーメントを求める場合には、版の上下に於て直接に版に接する支柱の彎曲抵抗のみを考慮しても差夫へがない。

〔解説〕 之は建築等に於ける多層ラーメン構造物の計算に對する便法である。

(4) フラット・スラブをラーメンの横桁と考へる場合には、支間は $l_x$ 或は $l_y$ 、其の幅は夫々 $l_x$ 或は $l_y$ と採り、断面の高さとしては版の厚さ $d$ を探る。

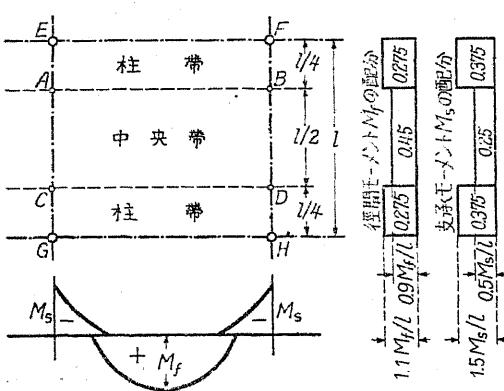
〔解説〕 之は即ちフラット・スラブがラーメンの横桁として全部有効に働くことを意味する。

(5) 曲モーメント $M_x$ 及び $M_y$ に依つて生ずる版の應力を求めるためには、版を3部分に分割する。即ち幅 $1/2$ の内方部分 $ABDC$ と、其の外側の幅 $1/4$ なる外方部分 $ABFE$ 及び $CDHG$

とに分け、此の内方部分を中央帶(Feldsteifen)、外側部分を柱帶(Gurtstreifen)と呼ぶ(第549圖)。

〔解説〕 フラット・スラブを中央帶と柱帶とに分割することは、米國の標準示方書に於ても採用せられて居る所である。茲に $M_x$ 或は $M_y$ と言ふのは、夫々幅 $l_x$ 或は $l_y$ に對する曲モーメントである。

(6) ラーメンの横桁に對して計算せられた正(或は負)の徑間モーメント $M_f$ のうち、其の45%は中央帶に、残りの55%は兩側の



第549圖

柱帶に夫々均等に分布するものと假定する。支承線上的負の支承モーメント $M_s$ のうち、其の25%は中央帶に、残り75%は兩側の柱帶に均等に分布するものと假定する。

(7) 外側格間の版に於て、其の外側支承線に平行なる中央帶に作用する曲モーメントとしては $\frac{3}{4} M_f$ を探り、直接に支承線に接する柱帶に作用する曲モーメントとしては $\frac{1}{2} M_g$ を探用することが出来る。茲に $M_f$ 及び $M_g$ は、夫々中央格間に於ける中央帶及び柱帶に作用する曲モーメントである。

〔解説〕 中央格間に於ける徑間モーメントを $M_f$ 、支承モーメントを $M_s$ とすれば、外側格間に於て支承線に平行なる中央帶には

$$\text{徑間モーメント } \frac{3}{4} M_f = \frac{3}{4} 0.45 M_f = 0.3375 M_f,$$

$$\text{支承モーメント } \frac{3}{4} M_f = \frac{3}{4} 0.25 M_s = 0.1875 M_s,$$

支承線に接する柱帶には

$$\text{徑間モーメント } \frac{1}{2} M_g = \frac{1}{2} 0.275 M_f = 0.1375 M_f,$$

$$\text{支承モーメント } \frac{1}{2} M_g = \frac{1}{2} 0.375 M_s = 0.1875 M_s,$$

が作用することになる。

(8) 鐵筋は、連續桁に於けると同様に、曲モーメント及び剪力に適應する様に之を設計しなければならない。

#### 4) 曲モーメントの近似値

1932年の規定には省略されたが、1925年の規定に於ては、彈性版理論に依る計算或はラーメンとしての近似計算を行はない場合に、假定すべき曲モーメントとして次の値が示されて居る。但し之は一方向に於けるすべての支間のうち、其の最小が其の最大の0.8以上の場合に對するものであつて、 $M_f$ 及び $M_g$ は夫々中央帶及び柱帶の単位幅の曲モーメント、 $p$ 及び $g$ は夫々單位面積當りの等布動荷重及び靜荷重である。

##### a. 外側格間の正の徑間モーメント

$$M_f = \left( \frac{g}{16} + \frac{p}{13} \right) l^2, \quad M_g = \left( \frac{g}{13} + \frac{p}{11} \right) l^2, \quad (1063)$$

但し上式は版が外側の支壁或は支柱上で自由支承される場合に適用するものであつて、若し外側の支柱と版とが剛結され、且つ茲に横桁が存在する場合には、上式の値を20%だけ減少する。

## b. 内方格間の正の徑間モーメント

$$M_F = \left( \frac{g}{32} + \frac{p}{16} \right) l^2, \quad M_G = \left( \frac{g}{26} + \frac{p}{13} \right) l^2, \quad (1064)$$

## c. 第一内方支承線上の負の支承モーメント

$$M_F = -\frac{1}{24} (g + p) l^2, \quad M_G = -\frac{1}{8} (g + p) l^2, \quad (1065)$$

## d. 其他の支承線上の負の支承モーメント

$$M_F = -\frac{1}{30} (g + p) l^2, \quad M_G = -\frac{1}{10} (g + p) l^2, \quad (1066)$$

## e. 版に直接に接する支柱に生ずる曲モーメント

$$\left. \begin{aligned} M_u &= \mp \frac{Pl}{12} \cdot \frac{c_u}{1 + c_0 + c_u}, \quad M_0 = \pm \frac{Pl}{12} \cdot \frac{c_0}{1 + c_0 + c_u}, \\ c_0 &= \frac{l I_0}{h_0 I_d}, \quad c_u = \frac{l I_u}{h_u I_d}, \end{aligned} \right\} \quad (1067)$$

但し  $M_u$  は下部支柱の上端の曲モーメント,  $M_0$  は上部支柱の下端の曲モーメント,  $P$  は邊長  $l$  及び  $l_u$  なる一格間中の全動荷重,  $I_d$  は一格間の全幅に就ての版の断面二次モーメント,  $I_0$  及び  $I_u$  は夫々上部支柱及び下部支柱の断面二次モーメント,  $h_0$  及び  $l_u$  は上部支柱及び下部支柱の長さ (階高) である。また  $l_x \times l_y$  なる一格間全部の静荷重を  $G$  とし、上式の  $P$  の代りに  $P + G$  と置けば、版に剛結せられた外側支柱に對して上式を適用することが出来る。

上記の諸公式は、すべて第548図(b)或は(c)に示すが如き柱頭の擴大部分を有する場合に適用されるものであつて、第548図(a)の如き場合には、(1063)及び(1064)の値を25%だけ増大しなければならない。

## § 220. フラット・スラブに関する米國標準示方書の規定

獨逸の標準示方書に於ては、主として理論的解法の結果に準據して居るに反し、米國に於ては實驗の結果に重點を置いて、種々の設計方法が採用せられて居る。次に記するのは1924年の米國標準示方書中のフラット・スラブに関する規定の大要である。

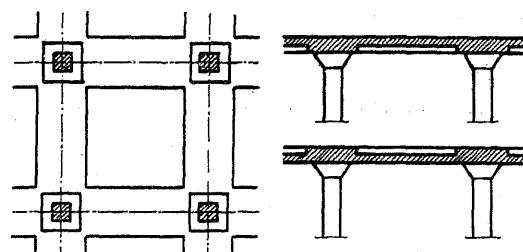
## I) 内方格間の曲モーメント

茲に規定する曲モーメント及び版の厚さは、各方向に3若くは夫以上の格間を有し、且つ之等の格間が大略同様の寸法であるフラット・スラブに對して適用されるものである。第550図に示すが如く、版の下面を凹ましたもの(Slabs with paneled ceiling)或は版の上面を凹ました

(1) Standard Specifications for Concrete and Reinforced Concrete of the Joint Committee on St. Spec. f. Conc. a. Reinf. Conc. 1924.

もの(Slabs with depressed paneling)も以下の規定に依つて設計すべきである。

柱帶に於ける負の曲モーメントに對する鐵筋比が、1%より小なるフラット・スラブに於ては、抗張鐵筋の設計に考慮すべき正及び負の曲モーメントの絶対値の總和は



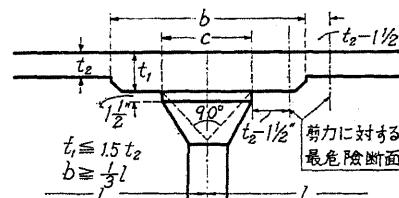
第550図

$$M_0 = 0.09 Wl \left( 1 - \frac{2c}{3l} \right)^2 \quad (1068)$$

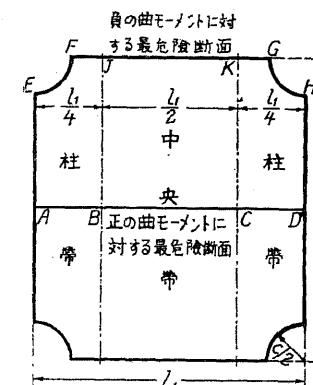
より小ならざるものと假定する。但し茲に

$M_0$  = 主設計斷面に作用する正及び負の曲モーメントの絶対値の總和,

$c$  = 支柱及び其の柱頭内に完全に包含せられ、且つ其の底面が、支版(Dropped panel)或は版の下邊より  $1\frac{1}{2}$ 吋下方にあつて、頂角が  $90^\circ$  である正圓錐體のうち、其の最大なるものゝ底面の直徑(第551図参照),



第551図



第552図

$l$  = 支間、即ち曲モーメントを求める方向の支柱の中心間隔,

$W$  = 一格間に等布する静荷重及び動荷重の全量である。

[解説] 茲に  $M_0$  といふのは、第552図に於ける斷面  $ABCD$  に作用する正の徑間モーメントと、 $EFGH$  に作用する負の支承モーメントの絶対値の和である。以下すべて此の  $M_0$  を基準とするが、實際の計算の場合には、 $M_0$  として(1068)の値を採用すればよい。此の  $M_0$  の値は、彈性版理論より得らるゝ値の約72%であるが、多くの實驗結果及び既存構造物に於ける經驗から見れば、充分に安全であると説明されて居る<sup>(1)</sup>。故に、理論的解法の結果に重きを

(1) Nichols, "Statistical Limitations upon the Steel Requirement in Reinforced Concrete Flat Slab Floors" (Trans. A. S. C. E., 1914),  
Westergaard and Slater, "Moments and Stresses in Slabs" (Proc. Am. Conc. Inst., 1921).

置く獨逸の示方書に依るよりも、此の米國の示方書に依る方が、フラット・スラブを經濟的に設計し得るが、然し安全率の點から見れば、獨逸の示方書に準據するのが望ましい。

$c$  は、結局は柱頭の最小幅或は直徑に等しくなる。支版はまたドロップとも譯されて居る。

米國の示方書に於ける柱帶 (Column strip) と中央帶 (Middle strip) の分け方は、第 552 圖に示すが如く、獨逸の示方書と全然同様である。尙、設計をする方向に依つて  $l$  と  $l_1$  を交換すべきことは言ふまでもない。

### 2) 主設計斷面 (Principal design sections)

等布荷重を受けるフラット・スラブの設計には、次の各主設計斷面に作用する曲モーメントを考慮する。

- a. 中央帶の負の支承モーメントに對する斷面は第 522 圖に於ける JK である。
- b. 柱帶の負の支承モーメントに對する斷面は EFJ 或は KGH である。
- c. 中央帶の正の徑間モーメントに對する斷面は BC である。
- d. 柱帶の正の徑間モーメントに對する斷面は AB 或は CD である。

### 3) 主設計斷面の曲モーメント

上記の主設計斷面に作用する曲モーメントの値は、第 97 表に示す通りである。但し

- a. 兩柱帶の負の最大曲モーメントの和は、第 97 表の値より  $0.03 M_0$  以下だけ増減することが出来る。
- b. 中央帶の正或は負の最大曲モーメント、及び兩柱帶の正の最大曲モーメントの和は、第 97 表の値より  $0.01 M_0$  以下だけ増減することが出来る。

第 97 表

	支版を有せざる場合		支版を有する場合	
	負	正	負	正
二 方 向 に 鐵 筋 を 有 す る 場 合				
柱 带	$0.23 M_0$	$0.11 M_0$	$0.25 M_0$	$0.10 M_0$
兩 柱 帶	$0.46 M_0$	$0.22 M_0$	$0.50 M_0$	$0.20 M_0$
中 央 帶	$0.16 M_0$	$0.16 M_0$	$0.15 M_0$	$0.15 M_0$
四 方 向 に 鐵 筋 を 有 す る 場 合				
柱 带	$0.25 M_0$	$0.10 M_0$	$0.27 M_0$	$0.095 M_0$
兩 柱 帶	$0.50 M_0$	$0.20 M_0$	$0.54 M_0$	$0.190 M_0$
中 央 帶	$0.10 M_0$	$0.20 M_0$	$0.08 M_0$	$0.190 M_0$

### 4) 版及び支版の厚さ

支版を含む版の厚さ、或は支版が無い場合の版の厚さ  $t_1$  は

$$t_1 (\text{吋}) = 0.038 \left( 1 - 1.44 \frac{c}{l} \right) l \sqrt{R w' \frac{l_1}{b_1}} + 1.5 \quad (1069)$$

より小とすることが出来ない。但し

$R$  = 兩柱帶に作用する負の曲モーメントの  $M_0$  に對する比、

$w'$  = 版の單位面積に作用する等布靜荷重及び動荷重の和、

$b_1 = l_1$  の方向の支版の長さ

である。

支版を有する版に於て、支版が無い部分の版の厚さ  $t_2$  は

$$t_2 (\text{吋}) = 0.02 l \sqrt{w_1} + 1 \quad (1070)$$

より小とすることは出来ない。

版の厚さ  $t_1$  及び  $t_2$  は、如何なる場合でも、床版では  $l/32$ 、屋根版では  $l/40$  以下とすることは出来ない。

(1069) 及び (1070) 式に依つて  $t_1$  及び  $t_2$  を求める場合には、 $l$  は常に長い方の支間とし、 $l_1$  は短い方の支間とする。また  $b_1$  は常に  $l_1$  の方向の支版の幅若くは直徑である。但し支版が無い場合には  $b_1 = l_1/2$  とする。

[解説] (1069) 及び (1070) 式の理論的根據はない。之等の式を使用する場合に、 $c$ 、 $l$ 、 $l_1$  及び  $b_1$  の單位を吋とすれば、 $w'$  を封度/平方吋で表はすべく、 $c$ 、 $l$ 、 $l_1$  及び  $b_1$  を呎で表はせば、 $w'$  を封度/平方呎で示す必要がある。然し何れにしても、之等の單位と無關係に、 $t_1$  及び  $t_2$  は吋で與へられる。今、 $c$ 、 $l$ 、 $l_1$ 、 $b_1$  を m、 $w'$  を kg/cm<sup>2</sup> で表はした場合に、 $t_1$  及び  $t_2$  を cm で得る様に上式を換算すれば

$$t_1 = 0.1434 \left( 1 - 1.44 \frac{c}{l} \right) l \sqrt{R w' \frac{l_1}{b_1}} + 3.81 \quad (1069a)$$

$$t_2 = 0.0756 l \sqrt{w'} + 2.54 \quad (1070a)$$

となる。

### 5) 支版の最小寸法

支版の幅或は直徑は、支間の  $1/3$  或は夫以上とし、其の厚さ  $t_1$  は  $t_2$  の 1.5 倍以上とすることは出来ない。

### 6) 端格間及び不連續なる格間

端の格間、或は格間の邊縁に於て、版が隣の格間の版と相接続しない様な不連續の格間に於て

は、其の格間の正の最大徑間モーメント、及び不連續縁から一支間だけ離れて居る點の負の最大支承モーメントの値を次の如くに増額する。

- 不連續縁に直角なる柱帶に於ては第97表の値より15%大にし、
- 不連續縁に直角なる中央帶に於ては、第97表の値より30%大にする。

尙、之等の柱帶及び中央帶に於いては、正の徑間モーメントに對する抗張鐵筋を、格間の不連續縁にまで達せしめることが必要である。

尙、不連續縁に於ける負の支承モーメントは、其の固定度に應じて之を適當に假定する。

#### 7) 邊縁桁を有する格間

一邊縁或は相隣れる二邊縁に邊縁桁を有する端格間に於ては、此の邊縁桁は、少くとも其の上に直接に作用する荷重に耐える様に設計しなければならない。但し格間に作用する荷重は之を無視しても差支へがない。

邊縁桁の高さが、之に接する支版の厚さより大なる場合には、桁に直接に作用する荷重の他に、之に隣接する格間の設計に考慮せられる全等布荷重の少くとも1/4を支へるものとして、桁を設計する必要がある。邊縁桁に接し之と平行な柱帶の設計には、第97表の一般柱帶に對する曲モーメントの1/2を使用する。

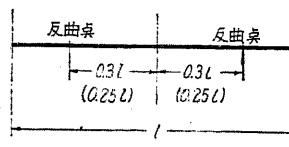
邊縁桁の高さが、之に接する支版の厚さより小なる場合に於て、之に接し且つ平行な柱帶の設計には、第97表の一般柱帶に對する曲モーメントを其のまゝ使用する。

相對する兩邊縁に桁を有する格間に於ては、邊縁桁及び其の間の版を、該格間の全荷重に對して設計し、且つ版は兩端自由支承として設計する。

#### 8) 桁又は支壁に支へられるフラット・スラブ

フラット・スラブの内方部分に於て、支柱の中心を結ぶ線上に桁又は支壁がある場合には、之に直交する中央帶の負の支承モーメントを第97表の値より30%大に採り、上記の桁又は支壁に接し之に平行な兩柱帶は第97表の柱帶の曲モーメントの1/2に充分である様に設計する。

#### 9) 反曲點



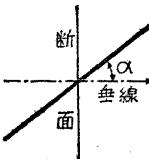
第553圖

對稱形のフラット・スラブの内方格間に於て、其の邊縁に平行な任意の線の反曲點は、支版が無い場合には徑間中央より $0.3l$ 、支版がある場合には $0.25l$ とする。但しこれは負の最大支承モーメントが生ずる斷面間の距離である(第553圖)。

#### 10) 鐵 筋

任意の斷面を横切るすべての鐵筋は、次の11)の條件を満足する限り、該斷面の曲モーメン

トに對して有効なるものと考へることが出来る。鐵筋が斜に斷面を横切る場合には、斷面の垂線と鐵筋の軸の方向との間の角の餘弦を鐵筋斷面積に乘じたるものと、該斷面に直角の方向の有効斷面積と考へることが出来る。(第554圖)。



第554圖

#### 11) 鐵筋の置配

鐵筋の設計に於ては、正負の最大曲モーメントのみならず、中間斷面の曲モーメントに對しても充分である様に、之を適當に配置しなければならない。また反曲點は多少片寄り得るものであるから、格間の邊縁に平行の方向及び對角線の方向に於ても、正及び負の曲モーメントに對する鐵筋を、9)に規定せられる反曲點を超えて少くとも其の直徑の20倍以上延長し、之を碇着する必要がある。尙、特に指定せられざる限り、最大應力が生ずる部分、或は其の附近に襲ね合せ繼手を設けることは出來ない。

すべての方向に於て、全鐵筋の少くとも4/10は、負の最大支承モーメントの2断面と其中間の最大徑間モーメントに抵抗し得る様な長さ及び配置にする必要がある。

柱帶の正の徑間モーメントに對する鐵筋は、少くとも其の1/3以上を、其の直徑の20倍以上支版中に碇着し、支版が無い場合には、支柱若くは支柱の中心線から支間の1/8以内にまで、之を延長する必要がある。

#### 12) 鐵筋の張應力

フラット・スラブの鐵筋の張應力 $\sigma_s$ は

$$\sigma_s = \frac{R M_0}{A_s j h} \quad (1071)$$

に依つて算出される値より小なるものと考へることは出來ない。茲に

$R M_0 = 3)$ に於て與へられた兩柱帶或は中央帶の曲モーメント、

$A_s =$  任意の主設計斷面を横切る鐵筋の有効斷面積

である。

#### 13) コンクリートの壓應力

コンクリートの壓應力 $\sigma_c$ は、次式に依り求められる値より小とすることは出來ない。

兩柱帶の負の支承モーメント $R M_0$ に依る壓應力

$$\sigma_c = \frac{3.5 R M_0}{0.67 \sqrt{p n b_1 d^2}} \left(1 - 1.2 \frac{c}{l}\right), \quad (1072)$$

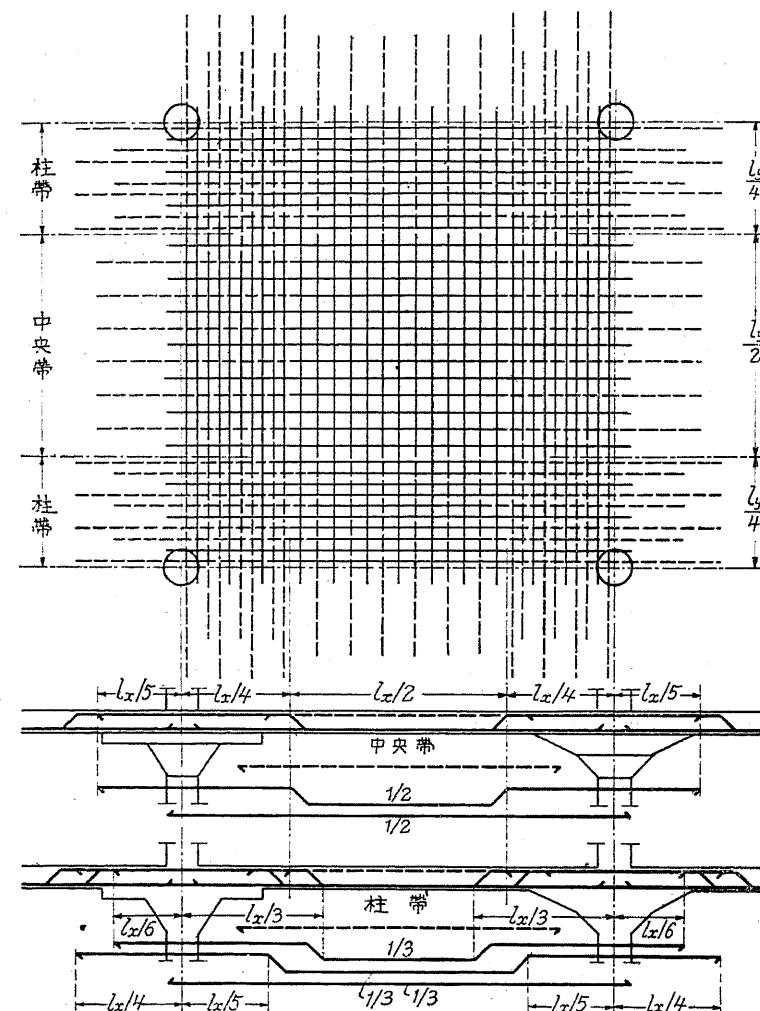
兩柱帶の正の徑間モーメント、或は中央帶の正負の曲モーメントに依る壓應力

$$\sigma_c = \frac{6 R M_0}{0.67 \sqrt{p n} l_i d^3}. \quad (1073)$$

上記の規定は、すべて多數の略同一の形狀の格間を有するフラット・スラブに対する實用的設計方法であつて、其他の場合には、彈性版理論に依つて、嚴密に或は近似的に、之を計算設計する必要がある。

### § 221. フラット・スラブの設計

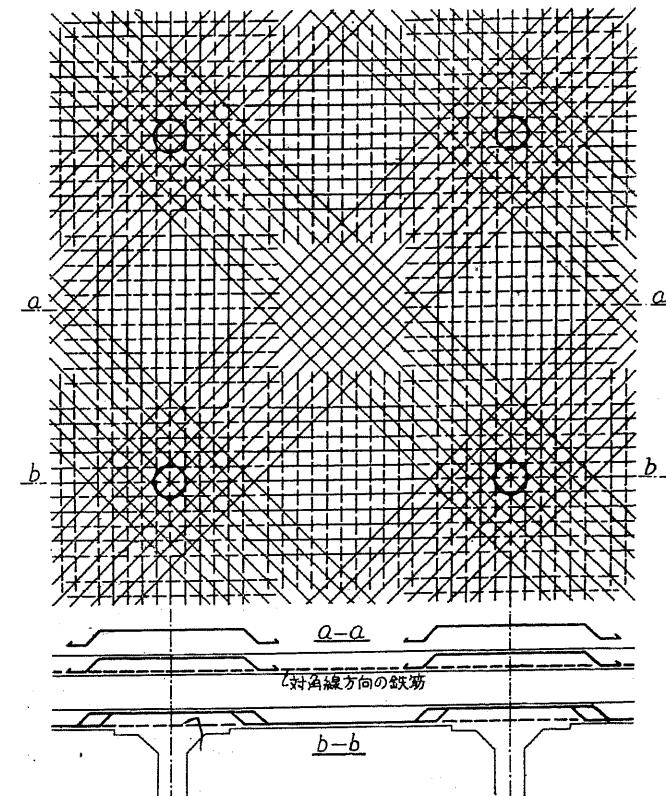
フラット・スラブに生ずる剪應力は一般に極めて小であるから、普通の場合には、之に就て特



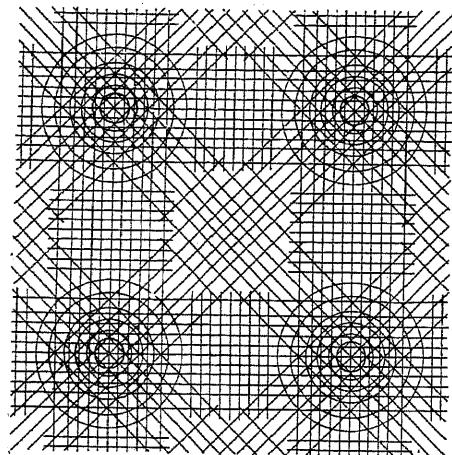
第 555 圖

に計算を行ふ必要はない。従つてフラット・スラブの断面及び鐵筋量は、すべて曲モーメントに支配されることになる。§ 219 及び § 220 に述べた如く、柱帶の負の支承モーメントの値が最も大であつて、其の次は柱帶の正の徑間モーメントである。然るに柱帶の負の支承モーメントが生ずる部分に於ては、支柱の柱頭が擴大せられ、且つ支版があるのが普通であるから、此の部分に於ては版の有効高さが大である。従つて柱帶の正の徑間モーメントが生ずる部分が最も危険であつて、此の断面に於て版の高さが決定される。版の有効高さ、鐵筋断面積の算定或は應力の計算等は、言ふまでもなく矩形断面の公式に依るものである。

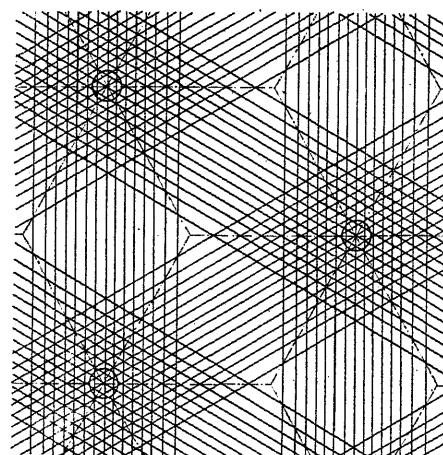
第 555 圖は二方向に主鐵筋を有するフラット・スラブの内方格間に於ける鐵筋配置の一例である。すべて鐵筋は、各断面の曲モーメントに適應する様に配置しなければならない。第 555 圖に示すが如く、鐵筋を曲げ上げる場合には、反曲點の近傍に於て曲げ上げるべきである。此の反曲點の位置は § 220, 9) の如く、大略支柱線より  $l/4$  の距離にある。中央帶に於ては、徑間モ



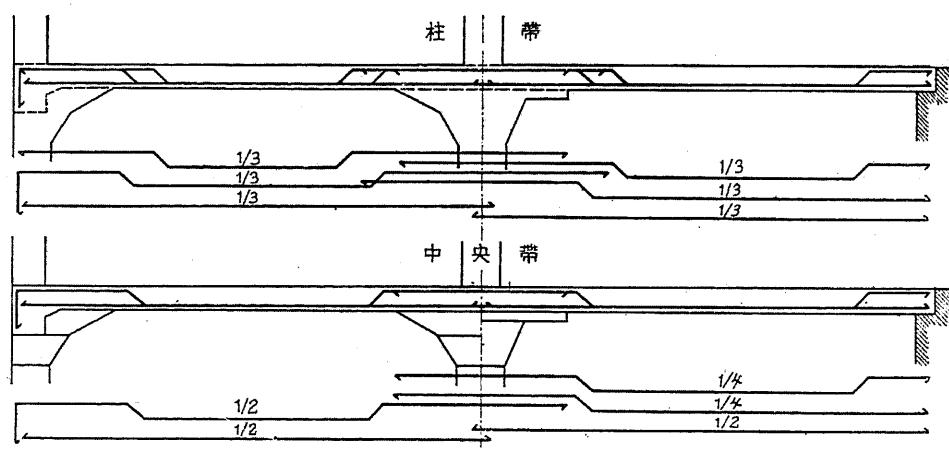
第 556 圖 四方向に主鐵筋を配置する場合



第 557 圖

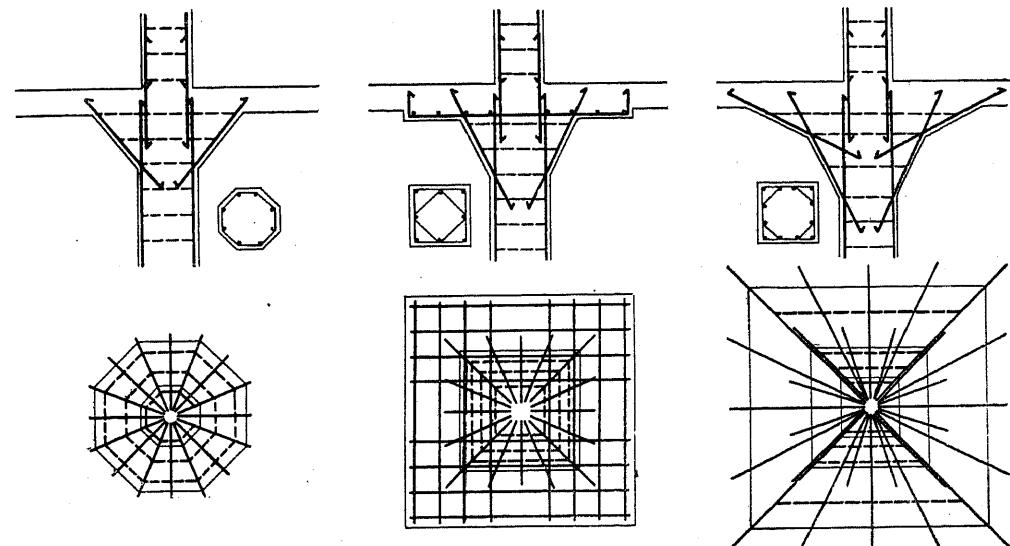


第 558 圖



第 559 圖

メントと支承モーメントとが殆んど相等しいから、径間モーメントに對する鐵筋の半數を曲げ上げれば、支柱線上には  $2 \times \frac{1}{2}$ 、即ち径間中央部分と等量の鐵筋が存在することになつて、支承モーメントに對して充分である。柱帶に於ては、径間モーメントより支承モーメントの方が大であるから、之に對應するためには、兩側より  $\frac{1}{2}$  の鐵筋を曲げ上げればよい。また同じ直徑の鐵筋を使用する場合には、中央帶に於けるよりも、柱帶に於て其の間隔を密にしなければならない。径間中央部分に、動荷重の影響に依つて負の径間モーメントが生ずる場合には、第 555 圖の縦断面圖に於て點線で示すが如く、径間中央部分に負の附加鐵筋を必要とする。



第 560 圖

第 561 圖

第 562 圖

第 556 圖は四方向に主鐵筋を有するフラット・スラブの内方格間の例であつて、第 555 圖と同様に、點線は負の曲モーメントに對する鐵筋である。一般に、四方向主鐵筋版に於ける鐵筋配置は二方向主鐵筋版に於けるよりも著しく面倒である。また場合に依つては、第 557 圖に示すが如く、柱頭附近の負の支承モーメントに對して圓形の負鐵筋を配置することもある。

第 558 圖は三方向に主鐵筋を配置したものであつて、之は支柱が三角形で結ばれる様に配置された場合である。

第 559 圖は端格間の例であつて、左半分は邊縁桁がある場合、右半分は縁端が單純支承の場合である。何れにしても、起り得べき固定度に對して相當の鐵筋を曲げ上げる必要がある。

第 560 圖乃至第 562 圖は、柱頭に於ける鐵筋配置の例である。此の部分は、版の主鐵筋が幾重にも交叉して其の組立の甚だ厄介な箇所であるから、版の上下の支柱の軸鐵筋は、之を版の上或は下までに止め、其の間に接ぎ手として附加鐵筋を配置して、版の主鐵筋の組立を成るべく容易にする必要がある。