3編 設　計

15章 設計基本

91条 総　則

構造物を設計する場合には，実験結果および過去の経験をもととして，構造物がうける，荷重，気象作用，温度変化，地耐力，地震力，等に応ずるように，用いる材料，現場の施工技術の良否の程度，等を考えて，許容応力度のほか鉄筋の間隔，かぶり，等を定めなければならない。

【解　説】　設計した鉄筋コンクリート構造物の寸法が不適当であつたり，構造物に欠点ができたりすると，構造物の維持，修繕，改築，等に多くの費用と労力とを費しても，満足な結果をえることができない場合が多い。設計者の不注意から，利用者に不便を与えている例や，構造物にひびわれ，破壊，等の欠点ができて管理者がその維持に苦しんだり，改築したりした例はかなり多い。

従来，わが国では，構造物の設計を比較的経験の浅い技術者に一任する場合が多いが，構造物の設計には設計者の知識と経験とから判断しなければならない事柄が非常に多いから，学識経験の豊かな技術者が設計責任者とし少くとも設計の大綱を指導するのでなければ十分に構造物築造の目的を達し，かつ経済的な構造物を設計することは望めない。それで，この条では設計責任者が特に慎重に考えて判断しなければならない基本的な事項をあげたのである。

従来は，構造物の位置，その地方の気象，地質，地震，等の十分な調査およびその結果の適当な判断をしないで，いろいろな文献や示方書，等に示されている数値をそのまま用いて設計をする場合が多かつたが，かような設計をすると，できた構造物が過早に破壊したり，地震のために倒壊したり，不等沈下をおこしたりして，構造物築造の目的を達しない場合もおこり，また，逆に貴重な材料を浪費して，きわめて不経済な構造物ができたりするのである。

また，現場で用いる材料や施工技術の良否の程度を考えないで設計を進めた結果現場の実状に合わない設計となり，施工者を困らすような例も多い。

そこで，設計者は過去の実験研究の結果，実際の構造物について調査してえた経験，現場で行つた実験調査の結果，等をもととして，構造物の重要さ，構造物に関する地方的条件（たとえば気象作用，温度変化の範囲，地震の大きさ，地耐力，等）に合うように，また，現場の施工技術の良否，用いる材料，等をも考えて許容応力度，その他を定めて構造物がなるべく耐久的で，また，経済的であるような設計をすることに努めなければならないのである。

92条 設 計 図

構造物の設計図には，コンクリートの耐久性または水密性から定まる水セメント重量比，構造物の設計に用いた許容応力度，材令 28 日のコンクリートの圧縮強度，粗骨材の最大寸法，設計荷重，設計責任者の所属ならびに氏名，設計年月日，等をあわせて明記しなければならない。

上記のコンクリートの圧縮強度は，工事中，現場で標準供試体4個について試験し，それらのうちの最小値がこの値以下になつてはならない強度のことである。

【解　説】　設計者は，設計計算に用いる基本的な事項を 91 条の解説に述べたようにして定めて構造物を設計するのであるが，実際の施工に当つて設計者の意図に反したものが造られては構造物の安全性を確保できないし，また，構造物が十分その目的を果さないことにもなる。そこで，設計図には，施工者に必要な事項，将来構造物を維持する上に必要な事項，等を明示する必要があるので，この条の規定が設けられたのである。

用いるコンクリートの水セメント重量比 w/c は，コンクリートの所要強度，耐久性，水密性，等を考えて定められるのである。このうちコンクリートの強度は，30 条（1）に示してあるように，一般に試験によつて定められるから，設計図に材令 28 日における所要の圧縮強度を示して置けば，現場で用いる材料について試験すれば所要の圧縮強度から用いる w/c が定まるわけである。耐久性は 30 条（2）に水密性は同（3）によつて定められるから，設計者の意図した構造物の耐久性または，水密性から定められる w/c を設計図に示す必要があるわけ

である。施工する場合には，強度，耐久性，水密性，等から定められた w/c のうち，最も小さな w/c をもつコンクリートを造らなければならないのはいうまでもない。

つぎに，20 章に示す許容応力度は，これをこえてはならない値を示したものであつて，安全率は構造物の実状に応じて設計者が適当にこれを定めるのが望ましいのであるから，設計に用いた許容応力度だけでなく材令 28 日のコンクリートの所要圧縮強度をも示すことにしたのである。

設計図に示す材令 28 日のコンクリートの圧縮強度について注意しなければならないのは，この条後段に示したように工事中コンクリートの品質を確めるために同時に造つた 4 個の供試体について圧縮強度試験をした場合に，材令 28 日の圧縮強度の最小値が常に設計図に示した値より小さくなつてはならないことである。特に，最小値をとることにした理由は一部でも弱いコンクリートの部分があればそれが構造物の弱点となるから安全の上から最小値をとることにしたのである。

粗骨材の最大寸法は，鉄筋の間隔およびかぶりを考えて定めたのであるから，施工のとき設計者の定めた最大寸法より大きな最大寸法をもつ粗骨材を用いるとよい施工ができないので粗骨材の最大寸法を設計図に明記することにしたのである。

条文における設計荷重以下の事項は設計図には当然示す事項で従来も一般に行われていたところである。

1. 設計条件記載形式の一例

構造物の種類				鉄道橋
形式				鉄筋コンクリート門形ラーメン
スパン				11 m
設計荷重	動荷重			KS−18
	温度変化			± 15° C
	乾燥収縮			− 15° C
	地震加速度		水平	0.15g
			鉛直	0 g
許容応力度	鉄筋	引張応力度		1 200 kg/cm²
	コンクリート	曲げ圧縮応力度（軸方向力を含む）		50 〃
		支圧応力度		60 〃
		ずれ応力度	腹鉄筋のない場合	5.5 〃
			腹鉄筋のある場合	16 〃
		付着応力度		6.5 〃
コンクリート	材令 28 日の圧縮強度（σ_{28}）			200 〃
	耐久性（水密性）から必要な水セメント重量比（w/c）			53 % *
	骨材の種類			1 群
	粗骨材の最大寸法			25mm
基礎	許容地耐力度			35 t/m²
縮尺				1/50
寸法単位				mm

* 施工の場合は強度から定まる w/c と比較し小さい方を用いる。

2. 設計責任者の，所属，氏名，等の記載形式の一例

設計機関名			
図面番号			
枚の内その			
部長			
課長		設計	
技師		製図	
照査		写図	
決裁番号		年月日	
要求番号		年月日	
使用箇所			
設計年月日			

16章 荷重

93条 静荷重および動荷重

（1） 構造物にたいする鉛直および水平の荷重ならびに動荷重の衝撃は，特に規定があるものはこれによらなければならない。

動荷重の衝撃について特に規定がない場合にも，20 章に規定する許容応力度によつて構造物を設計する場合には，衝撃を考えなければならない。

（2） 設計で考える地震の加速度は地方的狀況，構造物の種類，等に応じてこれを定める。大体の標準は水平 $0.2g$，鉛直 $0.1g$ である。

ここに，g は重力の加速度である。

前記の加速度は静荷重にたいしてだけ働くものとする。

【解 說】 （1）について 荷重の取り方に関し，コンクリート道路橋については，特に，規定がないので，土木学会編の「鋼道路橋設計示方書」が，鉄道橋にたいしては，日本國有鉄道鉄道技術研究所編の「無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート建造物設計標準示方書案」が，建物にたいしては，「日本建築規格 3001」が，参考になる。

動荷重による衝撃の影響を考えるのに，動荷重の種類に応じて，許容応力度をかえる方法もあるが，この示方書では，動荷重による応力に衝撃の影響も加算して全動荷重応力を求め，これに静荷重による応力を加えたものにたいして，20 章に与えた許容応力度を，部材の設計または強度の検算に用いることにした。

動荷重の衝撃に関する問題は，鉄筋コンクリート構造においても鋼構造の場合と同様に不明の点が多いが，鉄筋コンクリート構造は鋼構造の場合と比較して，靜荷重が大きいから，衝撃の影響が鋼構造の場合より小さいことだけは想像できる。

実際に用いる衝撃係数の適当な値は，構造物の種類その他の条件によつて変化するものであるから，特に定められた規定のある場合はそれに従うこととし，参考にする規定のない場合には設計者の判断によることにしたのである。

なお鉄筋コンクリート橋にたいするドイツの規定（DIN 1075）およびアメリカの規定（A. R. E. A の鉄道橋にたいする規定 1949）も参考になる。

（2）について 現在地震にたいして構造物を安全に設計する方法は，まだ明らかになつていないが，一般に

は地震の加速度を仮定し，静荷重に働くものと考えて設計しているので，この示方書もこの方式によつたのである。どの位の加速度の地震にたいして安全であるよう構造物を設計するかは，設計者が判断して定めなければならないことである。

ここに示した値は従来わが国で一般に用いられている数値であるが，これはごく大体の見当であるから，設計者はその構造物の位置の地質，過去の地震の記録，等を参照して適宜増減するのが適当である。

構造物が全動荷重をうけているときに，大きい地震がおこるというようなことはまれであるし，また経済的の理由その他から，地震の加速度は静荷重にたいしてだけ働く場合を考えればよいことにした。なお，地震力を考えた場合の許容応力度は，それを考えない場合の 1.5 倍まで増大できることにしてある（144 条参照）。

94条 温度変化

（1） ラーメン，アーチ，等の不静定構造物の設計では，温度応力を考えなければならない。

（2） 温度応力は一般は，構造物に一様な温度の昇降があるものとして計算する。

煙突のような構造物では，特に温度の部分的変化の影響を考えなければならない。

（3） 設計に用いる温度変化の範囲は，地方的状況に応じて，これを定める。

普通の場合，温度の昇降はそれぞれ 15°C を標準とする。

断面の最小寸法が 70 cm 以上である場合は，前記の標準を 10°C としてよい。箱形断面のような中空断面の最小寸法としては，完全に囲まれていて外気に接しない内空部分の寸法を差し引かなくてもよい。

（4） コンクリートおよび鉄筋の膨脹係数は 1°C について 10/1 000 000 とする。

【解 説】 （1）について 普通の建物では温度応力を考えないのが普通であるが，土木に用いられる，ラーメン，アーチ，等の不静定構造物では，一般に温度応力が大きいから，これを考えなければならないのである。

（2）について 実際の構造物では部材の内部と外面とで温度差があるが，これを考えて設計計算をすることは面倒であるし，また正確に計算することもむずかしいので，設計計算では，一般に構造物に一様な温度の昇降があるものと仮定するのである。しかし，煙突，高温の流体をいれるタンク，等では部材の内面と外面との温度差が大きくなるから，温度の部分的変化の影響を考えなければならないのである。

（3）について 構造物にたいして温度変化の影響を考える必要がある場合に，どの位の温度変化を考えるのが適当であるかは，地方的状況，コンクリート施工の時期，構造物の断面寸法または被覆，等によるので，各個の場合について設計者が判定しなければならない事柄である。

ここに示した ±15°C という標準の値は，最低月平均気温と最高月平均気温との差を 30°C とし，それらの平均を基準に温度が上下すると仮定した場合に相当する値である。

一般に，最高，最低の気温の差は北方ほど，また内陸ほど，大きくなるもので，わが国では，設計計算に用いる温度の昇降を ±15°C にとれば普通の場所では，十分安全であるが，北海道の内陸その他ではこの値を ±20°C にとるのがよい。

しかし，設計計算に用いる温度変化の範囲を定めるときには，単に外気の温度変化の範囲を考えるだけではなく，施工時の気温，部材断面寸法または被覆，等も加味して考えなければならない。一般の場合，施工時の気温をあらかじめ定めることは困難であり，また長年のうちには，コンクリートの温度応力は年平均気温を基準として上下に変化すると考えればよいようになるので，施工時の気温について特に考える必要はないが，ただ特に酷暑が長期にわたるような場合に施工するときは，收縮の影響が大きいから温度降下を 5～10°C 増すのが安全である。

アーチ リブ，屋根版，擁壁，等で特に厚さが 30～40cm よりも小さい場合で被覆を施してないときには，±5°C 増すのが安全である。これに反して被覆の厚い場合であるとか，この条に規定してあるように断面寸法が 70cm より大きい場合には ±5°C 減らしてもよい。また，安全に水中または地中にあつて温度応力が小さいとみなされる場合には温度応力を全然考えなくともよいのである。

（4）について この値は従来一般にみとめられている値で，空中における場合にも水中における場合にも適用できる値である。

95条　乾燥収縮

乾燥による収縮応力を考える必要がある場合，その収縮応力は温度降下によつておこる温度応力に相当するものとして計算する。その温度降下は不静定構造物の場合 表—14 の値を標準とする。

表—14　乾燥収縮に相当する温度降下

構造物の種類		温度降下
ラーメン		15°C
アーチ	鉄筋量 0.5% 以上	15°C
	鉄筋量 0.5% 未満	20°C

【解　説】　不静定構造物では一般に乾燥収縮による応力を考える必要がある。しかし，乾燥収縮を正しく計算に入れることは困難であるから，一般には乾燥収縮に相当する温度降下に換算して構造物がそれだけの温度変化をうけたものとして計算するのが普通である。普通の場合，乾燥収縮の影響を 表—14 に示す温度降下と仮定すれば安全である。鉄筋が相当用いてあれば，乾燥収縮による構造物の収縮の量は減り構造物全体としての応力は小さくなり，また，鉄筋が相当用いてある構造物は乾燥収縮のため，たとえ相当のひびわれができても鉄筋量の少いものに比べて危険は少いから，乾燥収縮の影響に相当する温度変化を小さくとつてよいのである。従来の経験から主鉄筋量が断面の 0.5% 位の所が限界と考えられる。なお，ラーメンの部材は大きい曲げをうけるから一般に相当量の鉄筋が用いてあるが，アーチでは設計によつては鉄筋量はかなり小さくなる場合があるので 表—14 のように定めたのである。表—14 で「アーチ鉄筋量……」とあるのはクラウンにおける断面の鉄筋量をさすのである。乾燥収縮は水中ではおこらないから水中に没しているような構造物では乾燥収縮を考える必要がないのである。

なお，鉄筋全断面の図心がコンクリート断面の図心と一致しないときには，乾燥収縮によつて部材の軸方向の変形だけでなく曲げ変形がおこる。そこで，不静定構造物では鉄筋全断面の図心とコンクリート断面の図心とがなるべく一致するように設計する場合が多いが，このような設計ができないときには曲げ変形の影響も考えなければならない。

17章　設計の計算に関する一般事項

96条　不静定構造物

ラーメン，連続ばり，アーチ，等の不静定力は理論的計算によつてこれを求めるのを原則とする。

【解　説】　ラーメン，アーチ，連続ばり橋，特別の建物，等では曲げモーメント，ずれ力，等は原則として，スロープ　デフレクション，モーメント配分，仮想仕事，等の諸方法によつて計算しなければならない。しかし，柱または壁と床組とが単体的に造られている鉄筋コンクリート構造ではその固定度，弾性変形，等について明らかでない点が多いので，このような場合に，理論計算と実験結果をもととして，十分安全に定めた係数，または近似計算法を用いると，計算も簡単になり，造られる構造物にも不安がない。それで，この示方書でも 19 章には，このような場合にたいして適用する係数表または近似計算法を示した場合があるのである。但し，これらの係数表または近似計算法によつて設計した場合，構造物が十分経済であるかどうかは別問題である。

97条　支持部材のうける荷重の計算

はり，または柱と単体的に造られた連続版および連続小ばりが等分布荷重をうける場合，これらを支持するはり，または柱のうける荷重は，一般に，それぞれ単純版および単純ばりとして計算した反力の値にとつてよい。但し，大ばりから荷重をうける柱では，柱のうける荷重は大ばりの連続性を考えて計算しなければならない。この場合，全スパンに荷重を満載して計算する。

【解　説】　はり，または柱と単体的に造られた連続版および連続ばりを支えるはり，または柱のうける荷重を正確に計算することは非常に困難であり，また，できたとしてもこれを行う値打ちは実際上少い。それで計算を簡単にするために，このような規定を設けたのである。

98条　応力度の計算

（1）　断面の決定または応力度の計算では，一般に，コンクリートの引張応力を無視し，維ひずみは断面の

中立軸からの距離に比例するものと仮定する。

（2） 断面の決定または応力度の計算では，鉄筋およびコンクリートのヤング係数をそれぞれ $Es=2\,100000$ kg/cm², $Ec=140\,000$kg/cm² とする（$n=Es/Ec=15$）。

【解　説】　これは鉄筋コンクリート部材が曲げモーメントまたは曲げモーメントと軸方向荷重とをうける場合，応力度を計算するに，わが国およびドイツで従来一般に行われている仮定である。

99条　不静定力の計算

不静定力または弾性変形の計算では，ヤング係数および断面2次モーメントをつぎのようにとるものとする。

（1） ヤング係数

鉄筋は $Es=2\,100\,000$ kg/cm², コンクリートは $Ec=210\,000$ kg/cm² とする（$n=Es/Ec=10$）。

（2） 断面2次モーメント

断面2次モーメントは部材のコンクリート全断面について計算する。断面が与えられている場合，鉄筋の影響を考えようとするときにはコンクリート全断面積と鉄筋断面積をその 10 倍のコンクリート断面積と考えた断面とについて計算する。

【解　説】　（1）について　この値はわが国およびドイツで従来一般に用いられているものである。

（2）について　不静定力の計算の場合に，鉄筋量がわかっていないときは，簡単のために鉄筋を無視してコンクリート全断面について断面2次モーメントを計算してよい。

構造物の弾性変形を計算する場合，または，断面が与えられているとき，鉄筋の影響を考えに入れて正確に計算しようとする場合には，有効断面積および断面2次モーメントは，コンクリート全断面積に鉄筋断面積の 10 倍を加算した断面について求める。

100条　ずれ応力度

（1） 版およびはりのずれ応力度 τ はつぎの式で計算するものとする。

(a)　部材の有効高さが一定の場合

$$\tau=\frac{S}{b_0 jd}=\frac{S}{b_0 z} \quad \cdots\cdots(1)$$

ここに，S＝ずれ力

b_0＝部材断面腹部の幅

$z=jd$＝全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面の図心までの距離

(b)　部材の有効高さが変化する場合

（1） 式の S の代りに S_1 を用いる。

$$S_1=S+\frac{M}{d}\,(\mp\tan\alpha\mp\tan\beta) \quad \cdots\cdots(2)$$

ここに，M＝曲げモーメント

d＝考えている断面の有効高さ

α＝ずれ力に直角の方向と部材の下面とのなす角

β＝　〃　　上面　〃

曲げモーメントの絶対値が増すに従つて，それぞれ部材の下面または上面の傾きによつて有効高さが増す場合には負号を，有効高さが減る場合には正号を，用いる。

（2） 設計図に示す σ_{28} が 160kg/cm² 未満のとき，ずれ応力度がはりでは 4.5kg/cm²，版では 6kg/cm²，をこえる場合には，スパンのその側の全ずれ応力は腹鉄筋（スターラップ，または折曲鉄筋もしくは両者の併用）で，これをうけさせなければならない。

（3） 版およびはりで腹鉄筋のある場合でも，腹鉄筋を無視して求めたずれ応力度は，設計図に示す σ_{28} が 160kg/cm² 未満のとき，14kg/cm² をこえてはならない。

（4） 設計図に示す σ_{28} が 160kg/cm² 以上である場合には，(2)，(3) 項の値のうち 4.5kg/cm² を 5.5kg/cm²，6 kg/cm² を 8 kg/cm²，14kg/cm² を 16kg/cm²，まで上げることができる。

（5） 折曲鉄筋の配置を設計するときに用いる基線は，部材の高さの中央におくものとする。

但し，片持ちばりのような場合には，この基線をはりの中立軸と引張主鉄筋断面の図心との中央におく。

（6） 中立軸と交わる角度が 15° より小さい鉄筋を腹鉄筋とみなしてはならない。

【解　説】　この規定は従来から土木学会の示方書で採用しているドイツ式の考え方にもとずいたものである。なお，ここでいうずれ応力度は斜引張応力をはかる手段として用いられるのである。

（1）について　（1）式（2）式は鉄筋コンクリート部材のずれ応力度の計算式として一般に用いられているものである。

（2） 式は直線ハンチをもつような場合に適用するものである。

（2），（3），（4）について　はりではずれ応力度が4.5 kg/cm² (σ_{28}=120～160 kg/cm² の場合）または 5.5 kg/cm² ($\sigma_{28}\geqq$160 kg/cm² の場合）をこえた場合にはスパンのその側の全ずれ応力すなわちずれ応力で表わされる斜引張応力をスターラップまたは折曲鉄筋もしくは両者の併用でうけさせなければならない。腹鉄筋の配置については 102 条（6），（7）および 120 条（3）の規定に従わなければならない。腹鉄筋を無視して求めたずれ応力度が 14kg/cm² (σ_{28}=120～160kg/cm² の場合）または 16kg/cm ($\sigma_{28}\geqq$160kg/cm² の場合）をこえた場合には，はりの断面を増さなければならないのである。

版は一般にずれ応力度が小さく，計算上腹鉄筋を必要とする場合は少いが，フーチングのような場合には，相当大きいずれ応力度がおこるものである。このような場合 6 kg/cm² (σ_{28}=120～160kg/cm²）または 8 kg/cm² ($\sigma_{28}\geqq$160kg/cm²）をこえた場合には，はりで述べたと同様の方法によつて腹鉄筋を配置しなければならない。また，鉄道橋におけるスラブ橋の版ははりとして考えるのが至当である。

（5）について　折曲鉄筋の配置を設計するときに用いる基線は理論的にも実験的にも部材の高さの中央におくのがよいと認められるので，基線の位置を原則的にはこの項の前段のように定めたのである。

但し書きは片持ちばりのような部材で，この基線を部材の高さの中央におくと，折曲鉄筋を余り固定支承に近く用いることになり，曲げモーメントにたいする強度が不足するから，これを避けるための実際上の考慮によつて定めたものである。

（6）について　実験結果によるとこの項に述べたような鉄筋は折曲鉄筋としての作用をしないからである。

101 条　付着応力度

（1） 付着応力度 τ_0 はつぎの式で計算するものとする。

(a)　部材の有効高さが一定の場合

$$\tau_0=\frac{S}{Ujd}=\frac{S}{Uz} \quad \cdots\cdots(3)$$

ここに，S=ずれ力

U=鉄筋周長の総和

(b)　部材の有効高さが変化する場合

（3）式の S の代りに 100条 (1) (b) に規定した S_1 を用いる

$$S_1=S+\frac{M}{d}(\mp\tan\alpha\mp\tan\beta) \quad \cdots\cdots(4)$$

折曲鉄筋およびスターラップを併用して全ずれ力をうけさせた場合には，（3）式の S，（4）式の S_1 はそれぞれその数値の1/2にとつてよい。

（2） τ_0 はつぎに示す値をこえてはならない。

(a)　設計図に示す σ_{28} が 160kg/cm² 未満のとき 5.5kg/cm²

(b)　〃　160kg/cm² 以上のとき 6.5kg/cm²

（3） 直径 25mm 以下の鉄筋で，102 条に従つて，十分に定着したものは，付着応力度の計算をしなくてもよい。

（4） 圧縮鉄筋の付着応力度は，一般に，計算するにおよばない。

【解　説】　（4）について　ここで圧縮鉄筋とは版またははりの圧縮鉄筋をさしているのである。

102 条　鉄筋の定着

（1） 一般に，引張鉄筋はその端に半円形のフツクをつけ，コンクリートの圧縮部に定着しなければならない。このフツクは，その半円の内径を 3d 以上とし，半円の端から適当な長さまつすぐに延ばしたものでなけ

ればならない。ここに，d は鉄筋の直径である。（図—7 参照）。

（2） 固定ばりおよび片持ちばりの支承部，ラーメンの外側の部材接合部，等の負鉄筋端はその全張を101条（2）に規定した許容付着応力度でうけるのに，十分な長さ支承中に延ばさなければならない。

（3） 連続ばりまたは片持ちばりの負鉄筋は計算上曲げ応力をうける必要のなくなつた点をこえて，鉄筋直径の 12 倍以上，またはスパンの 1/20 以上延ばすか，または折曲鉄筋とするか，しなければならない。

（4） はりの正鉄筋の数の少くとも 1/3 は，これを曲げ上げないで，支点をこえさせなければならない。

（5） 固定ばり又は連続ばりでは，負鉄筋の数の少くとも 1/3 は，反曲点をこえて，十分な長さ延ばさなければならない。その他の負鉄筋の定着はこの条（3）に適合しなければならない。

（6） 折曲鉄筋は，正または負の引張主鉄筋に連続させるか，はりの中立軸をこえて延ばし，その延ばした鉄筋の数の少くとも 1/2 をはりの上面または下面にできるだけ接近して配置するか，しなければならない。

（7） スターラップは引張主鉄筋をとり囲み，その端をコンクリートの圧縮部に定着しなければならない。圧縮鉄筋がある場合には，スターラップは引張鉄筋および圧縮鉄筋をとり囲まなければならない。

また，スターラップの端は，はりの軸方向の鉄筋に溶接してもよい。

【解　説】　引張鉄筋の端にフックをつけることは，引張鉄筋の強さを十分に発揮させるためにも，地震によつておこる被害を少くするためにも必要なので，引張鉄筋の端には一般にフックをつけることにしたのである。引張鉄筋の端を部材のコンクリートの引張部に定着すると，ひびわれがでるおそれが大きくなるから，一般に引張鉄筋の端はコンクリートの圧縮部に定着しなければならないのである。しかし，場合によつては，コンクリートの引張部に引張鉄筋を定着しなければならないこともおこる。この場合，フックをつけて定着するのがよいか悪いかについては，各国の学者の意見が一致していない。定着を確実にするためにはフックをつけた方がよいが，ひびわれのでるおそれを少くするためにはフックをつけない方がよいのである，だから，場合場合によつて設計者の判断によらなければならない。また，ここでは規定していないが，圧縮鉄筋の端にもフックをつけて定着するのがよい。

この条に規定した鉄筋の定着に必要な長さの計算は，つぎの式によるのである。

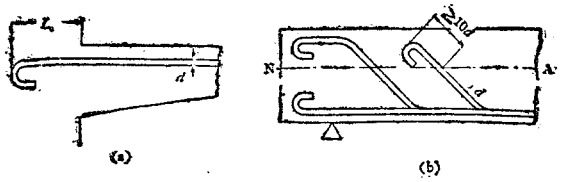
$$L_0 \geqq \frac{\sigma_s d}{4\tau_{0a}}$$

ここに L_0＝鉄筋の定着のために必要な長さ（解説図—1（a）参照）（cm）

σ_s＝鉄筋の引張（または圧縮）応力度（kg/cm²）

d ＝鉄筋の直径（cm）

τ_{0a}＝許容付着応力度（101条（2）に規定した値を用いる）（kg/cm²）



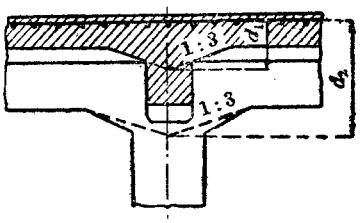
解　説　図—1

なお，この条（2）で，「……その全張で……」というのは，上式の σ_s として，σ_{sa}（鉄筋の許容引張応力度）を用いて設計することを意味しているのである。

また，（6）の場合，全部の折曲鉄筋をはりの上面または下面にできるだけ近く配置し，その端を適当な長さ水平に延ばしておくのが安全である。しかし，折曲鉄筋のうける応力が小さいときにも全部の折曲鉄筋をこのように延ばすのは不経済であるので，この項のようにしたのである。折曲鉄筋を中立軸をこえて $10d$ 位延ばして端にフックをつけると一般に定着は十分であるが安全をとつて 1/2 位は完全に定着するのがよいのである。（解説図—1（b）参照）。

103条　ハ　ン　チ

連続版および連続ばりの支承上における負の曲げモーメントによる応力度の計算において，版およびはりの有効高さはハンチを考えてこれを定めてよい。この場合ハンチは 1：3 よりゆるやかな傾きの部分だけを有効とする。（図—1 参照）。



図—1　ハンチの有効部分

104条　T形ばりの突縁の有効幅

（1）　T形ばりの突縁の圧縮有効幅はつぎの式で求めた値をこえてはならない。

(a) 断面の決定または応力度の計算の場合

(i)　両側に版がある場合（図—2（a）参照）

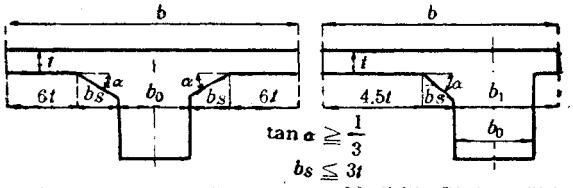
$$b=12t+b_0+2b_s$$

但し，b は両側の版の中心線間の距離また，はりのスパンの 1/2 をこえてはならない。

(ii)　片側に版がある場合（図—2（b）参照）

$$b=4.5t+b_1+b_s$$

但し b は版の純スパンの 1/2 に b_1 を加えたもの，また，はりのスパンの 1/4 をこえてはならない。



(a) 両側に版がある場合　　(b) 片側に版がある場合

図—2　T形ばりの突縁の有効幅

(b) 不静定力または彈性変形を計算する場合

(i)　両側に版がある場合

$$b=6t+b_0+2b_s$$

但し，b は両側の版の中心線間の距離をこえてはならない。

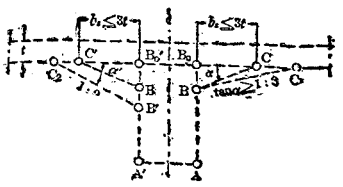
(ii)　片側に版がある場合

$$b=2.25t+b_1+b_s$$

但し，b は版の純スパンの 1/2 に b_1 を加えたものをこえてはならない。

（2）　独立したT形ばりの突縁の有効幅は腹部の幅の4倍をこえてはならない。

【解　説】　（1）について　突縁と腹部との間にハンチを付けたときには突縁の圧縮有効幅の一部ととることのできるb_sの値については実験および経験上から定まる一定の制限がある。この示方書はドイツの示方書にならつてハンチの傾きが鉛直1，水平3よりも急であり（$\tan\alpha \geqq 1/3$）また$3t$よりも小さい b_s（$b_s \leqq 3t$）の値を突縁の有効幅の一部として計算に入れることにしてある。それで解説図—2で BC_1 が 1:3 の傾きより緩であるかまたは $B'C_2$ のように 1:3 の傾きより急ではあるが $B_0'C_2 > 3t$ であるときは，前者にたいし B_0C を，後者にたいし $B_0'C'$ を有効な b_s の値にとるのである。ハンチのない場合には，もちろん $b_s=0$ である。



解　説　図—2

（2）について　独立したT形ばりの有効幅も実験をもととして定めた外国の規定を参照して十分安全であるように定めたものである。

105条　版における集中荷重の分布

（1）　1方向単純版の曲げモーメントを計算する場合

床版上に集中荷重をうける版が111条（4）に規定した配力鉄筋をもつときには，版の有効幅と荷重の分布幅をつぎのようにとつてよい（図—3（a）参照）。

(a) 引張主鉄筋に直角の方向の版の有効幅

$$b_1'=t_1+2s \quad \text{または} \quad t_2+2s$$

または

$$b_1''=0.7 \geqq t_1+2_s+200 \quad \text{または} \quad t_2+2s+200 \quad (\text{cm})$$

b_1' と b_1'' とのうち大きい方をとる。

(b) 引張主鉄筋の方向の集中荷重の分布幅

$$c=t_2+2s \quad \text{または} \quad t_1+2s$$

（2）　1方向単純版のずれ力を計算する場合

前項の版の有効幅および荷重の分布幅をつぎのようにとつてよい（図—3（a）（b）参照）。

（a）引張主鉄筋に直角の方向の版の有効幅

支承において

$$b_0=t_1+2s \quad \text{または} \quad t_2+2s$$

としスパンの中央に向つて 45° で拡大し，最高

$$b=0.7l \leqq t_1+2s+200$$

または　　$t_2+2s+200$ (cm)

とする。

（b）引張主鉄筋の方向の集中荷重の分布幅

$$c=t_2+2s \quad \text{または} \quad t_1+2s$$

ここに，この条（1）（2）で

l＝床版のスパン

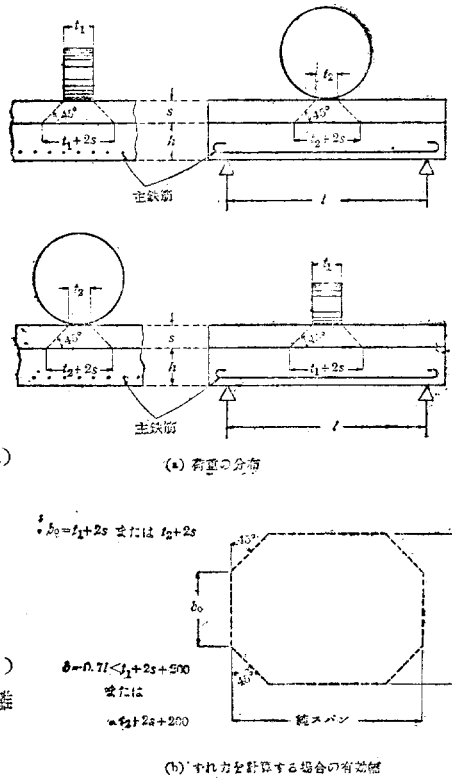
s＝上置層の厚さ

t_1＝タイヤの幅

t_2＝タイヤの進行方向の接地長さ（自動車の場合 10cm）

$b_1'b_1''$ b_1, b＝引張主鉄筋に直角の方向の版の有効幅

c＝引張主鉄筋の方向の集中荷重の分布幅



図—3　1 方向版における集中荷重の分布

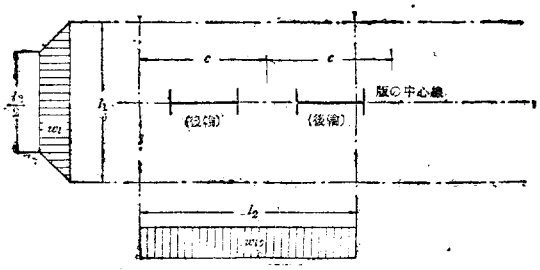
（3）　1方向連続版または固定版の場合

1方向連続版または固定版の場合には，この条（1），（2）における l として反曲点間の距離をとる。反曲点間の距離は，一般に，スパンの 0.7 倍にとつてよい。

（4）　支承と単体的に造られた2方向版が自動車荷重をうける場合の換算等分布荷重

支承と単体的に造られた2方向版が自動車荷重をうけるときには，つぎの換算等分布荷重を満載して版の設計をしてよい。（図—4 参照）。

$$w_l=\frac{0.8P}{c\,(0.25l_2+0.5l_1)}$$



図—4 自動車載荷図

ここに，

P＝自動車1台の全重量

c＝自動車1車線の幅

l_1＝進行方向のスパン

l_2＝進行方向に直角の方向のスパン

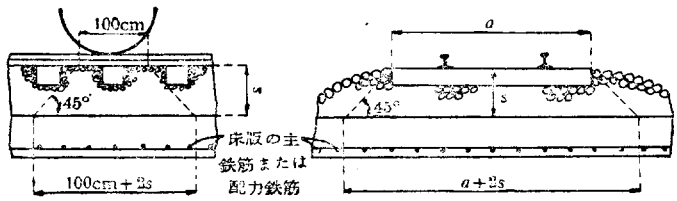


図 —5 軌道上の輪荷重の分布

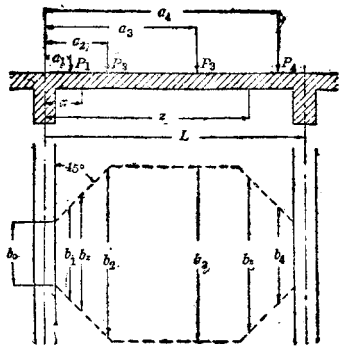
（5）　軌道上の輪荷重の分布

軌道上の輪荷重は図—5 に示すように分布する等分布荷重と仮定してよい。

【解　説】　1方向版の場合この条項を適用するときには，111 条（4）の規定に従つて十分配力鉄筋を配置することを条件とするのである。

（1）（b）について　比較的小さいスパンの版の場合にだけこの条項を適用する。引張主鉄筋の方向における集中荷重の分布幅を t_2+2s または t_1+2s にとることによつて，4mより小さいスパンの場合には集中荷重としたときより 3～8 %だけ版の曲げモーメントが小さくなるが 4m より大きければわずかに 1～3% 減るにすぎない。それでスパンの大きい場合には，集中荷重のままで計算してよい。また，はりにたいしては，このような分布をさせず集中荷重で計算するのが普通である。

（2）（a）について　ずれ力を計算するための有効幅のとり方を，一例として多くの集中荷重が版にのつた 解説図—3 の場合について説明したものがつぎの表である。



解　説　図—3

ずれ力の計算に用いる版幅 1m 当りの換算荷重

（版幅はm単位とする）

断面＼全荷重	P_1	P_2	P_3	P_4
P_1 の下で	P_1/b_1	P_2/b_2	P_3/b	P_4/b
P_2 の下で	P_1/b_2	P_2/b_2	P_3/b	P_4/b
P_3 の下で	P_1/b	P_2/b	P_3/b	P_4/b
P_4 の下で	P_1/b	P_2/b	P_3/b	P_4/b_4
x で	P_1/b_x	P_2/b_2	P_2/b	P_4/b
z で	P_1/b	P_2/b	P_3/b	P_4/b_z

説　明——集中荷重 $P_1P_2P_3P_4$ がのつているときたとえば P_1 の下の断面でずれ力を求めるには，P_1 の位置で P_1/b_1，P_2 の位置で P_2/b_2，P_3 の位置で P_3/b，P_4 の位置で P_4/b の荷重がのつているものとして P_1 の下の断面における版の幅1m当りのずれ力をはりの普通の計算方法で求めるのである。

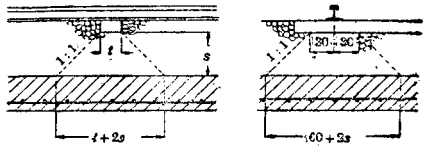
（3）について　1方向配筋の連続版または固定版の場合には，この条（1），（2）の単純版にたいする規定の中で用いた l の代りに反曲点間距離をとるのであつて，その他の計算は大体単純版の場合と同じでよいのである。

（4）について　この規定はアメリカの Taylor; Thompson; Smulski 著の "Reinforced Concrete Bridges" にのつている方法を採用したものである。

支承と単体的に造られた2方向版が自動車荷重をうけるとき，図—4 のように，橋の幅の方向に自動車を並べられるだけ並べ，その後輪が進向方行のスパン l_1 の中央にのるようにした荷重状態が版にたいして最も危険な荷重状態である。

w_l を求める式は，上述の荷重状態で後輪の荷重（自動車全荷重 P の 0.8 倍）が横方向（l_2 の方向）にはスパン全幅に w_l で一様に分布するものと考え縦方向（l_1 の方向）には中央部で版の有効幅（$0.7\times0.7l_2\fallingdotseq0.5l_2$，この条（1）および（3）参照）に相当する長さに同じく w_l で一様に分布し，残りの縁辺の部分では中央部に接する端で最大 w_l で版の支承部で零となるよう直線的に変化して分布するものと仮定して，えられたものである。（図—4 参照）。

なお，計算を簡単にするために，版全体にの w_l の等分布荷重を満載して設計してよいとしたのである。



解　説　図—4

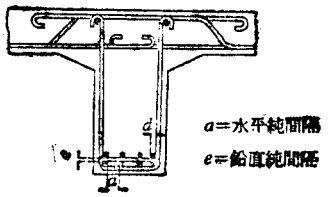
（5）について　これは従来の土木学会の規定によつたものでドイツの規定（DIN 1075）では分布幅をわが国のそれより余程小さくとつている。すなわち，DIN 1075 では軌道上の輪荷重による版の有効幅は，主鉄筋と直角方向においては解説図—4のようにとり，主鉄筋の方向には集中荷重として計算するのである

18章 一般構造細目

106条 鉄筋

（1） (a) はりにおける鉄筋の水平純間隔は 2.5cm 以上で，粗骨材の最大寸法の 1.5 倍以上，鉄筋直径の 1.5 倍以上，としなければならない。但し，はりで鉄筋重ね合せの箇所では，鉄筋直径の1倍までこれを縮めてもよい。

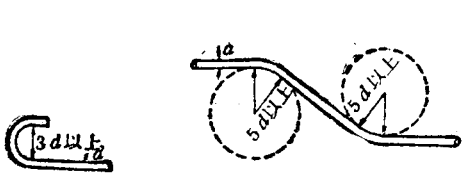
2段に主鉄筋を配置する場合には，その鉛直純間隔は鉄筋直径の 1 倍または 2cm 以上としなければならない。(図—6 参照)。



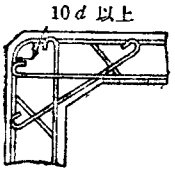
図—6 鉄筋の純間隔

(b) 柱の軸方鉄筋の純間隔は 4cm 以上で，粗骨材最大寸法の 1.5 倍以上，鉄筋直径の 1.5 倍以上，としなければならない。

（2） 鉄筋の曲げ方は図—7によらなければならない。



(a) 折曲鉄筋の曲げ方

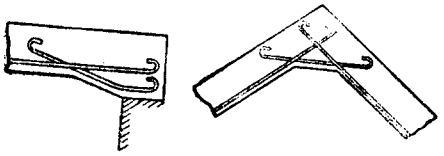


(b) ラーメンの部材の接合部の外側に沿う鉄筋の曲げ方

図—7 鉄筋の曲げ方

（3） ハンチ，ラーメンの部材の接合部，等の内側に沿う引張鉄筋には互に交わる直線鉄筋を用いなければならない。(図—8 参照)。

（4） 鉄筋の継手は 57 条による。



図—8 ハンチおよびラーメンの部材の接合部の内側に沿う鉄筋配置

【解 説】 （1） について （a）について 引張主鉄筋の水平純間隔は十分に付着力を発揮させるために大略鉄筋の直径と等しい純間隔をもたせればよいことが今日までの経験からわかつている。そこで，安全のために水平純間隔は鉄筋直径の 1.5 倍以上とするのである。

しかし，鉄筋を重ね合わせる箇所では，以上の規定に従うことが困難な場合が多いから，鉄筋直径の1倍まで縮めることを許しているのである。また，施工上からは鉄筋の水平純間隔は粗骨材の最大寸法の1.5倍以上とする必要がある。なお，間隔が2.5 cm以下では，鉄筋のまわりに十分コンクリートを行き渡らせることが困難であるから，どんな場合でも2.5 cm 以下にしてはならないのである。設計は，この項のようにできていても現場で入手できる鉄筋の長さが，設計で決めた長さよりも短かくて，別に鉄筋の継手を設けなければならないために，鉄筋の間隔がこの項の規定以下になつている場合が少くないようであるから，設計者も施工者も十分この点に注意しなければならない。

（b）について 柱の軸方向鉄筋の純間隔も (a) と同じ主旨で定めたものである。

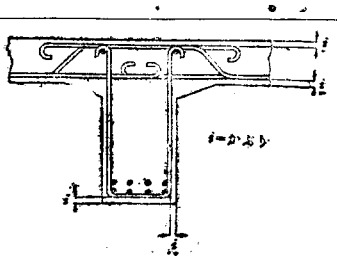
（3） について ハンチ，部材の接合部，等の内側の面に沿つて曲げた引張鉄筋を用いると，これが引張力をうけたときこの部のコンクリートがはば落ちるおそれがあるからこれをさけなければならないのである。しかし，アーチの場合のように次第に変化した曲面であり，かつ，スターラップで十分引張鉄筋の移動が防いである場合には，このかぎりでない。

107条 かぶりの一般標準

（1） かぶりは鉄筋の直径以上としなければならない。

（2） かぶりは一般に表—15の値以上でなければならない。(図—9 参照)。

（3） 地中に直接打ち込まれる，フーチングおよび重要な構造物のかぶりは 7.5cm 以上，後埋めをして直接土に接する部分のかぶりは 5 cm 以上，としなければならない。



図—9 かぶり

（4） 流水その他によるすりへりのおそれのある部分では，かぶりを適当に増さなければならない。

表—15 最小かぶり（cm）

	版	はり	柱
風雨にさらされない場合	1.0	1.5	2.0
寸法が大きく重要な構造物，または風雨にさらされるもの	2.0	2.5	3.0
ばい煙，酸，油，塩分，等の有害な化学作用をうけるおそれのある部分を有効な保護層で保護しない場合	3.0	3.5	4.0
特に気象作用がはげしい場合	5.0*	5.0	5.0
海水の作用をうける場合	86条による		

*版の下側では 2.5 cm 以上とする

【解 説】 鉄筋をコンクリートで十分に包むことは

1） 鉄筋が十分な付着強度を発揮するため

2） 鉄筋のさびるのを防ぐため

3） 火災にたいして鉄筋を保護するため

等に必要である。

かぶりは設計者が自己の経験をもととして，用いる材料，構造物のうける気象作用，コンクリート表面に作用するコンクリートに有害な物質の影響，部材の寸法，構造物の重要さの程度，施工技術の良否，等から判断してこれを定めなければならない。従つて，かぶりの標準を示すことは無理であるが設計者の便宜を考えて，この条はかぶりの最小限度を示したのである。それで，かぶりはここに示した値以上で慎重にこれを定めなければならないのである。

（1） について ここで鉄筋というのは主鉄筋，帯鉄筋，配力鉄筋，等すべての鉄筋を含むのである。それで，これ等の鉄筋外側からコンクリート表面までの距離は，おのおのの鉄筋の直径以上なければならぬのである。

（2） について 表—15 はかぶりの最小限度を示したものである。従つて実際にはかぶりをこれより大きくして設計するのが望ましい場合も多いのである。

（4） について すりへり作用をうける床板上面のような場合で有効な保護層を施さないときには，応力計算上必要なものより 1 cm 以上厚くするのが適当である。

108条 耐火構造におけるかぶり

（1） 特に耐火を必要とする構造物におけるかぶりは表—16 の値以上でなければならない。また，鉄網その他をコンクリート表面下約 2.5cm の位置に入れるのがよい。

表—16 耐火構造における最小かぶり（cm）

部材および骨材	火熱の継続時間			
	4時間	3時間	2時間	1時間
柱，はり，保護層のないリブをもつ版 *				
1群骨材 **	4.0	4.0	4.0	2.5
2群骨材 **	5.0	4.0	4.0	2.5
版				
1群骨材 **	2.0	2.0	2.0	2.0
2群骨材 **	2.5	2.0	2.0	2.0

* リブをもつ版で，相当の保護層を設けた場合には，リブにたいしてこの表の版にたいする値を用いてよい。

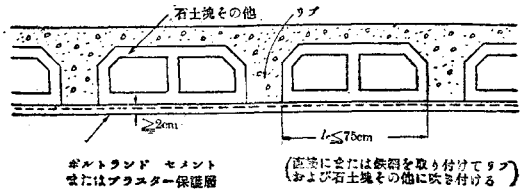
**23 条参照。

（2） 長時間高熱にさらされる煙突内面のような場合には，特殊の保護工を設けるか，または，かぶりを相当厚くしなければならない。

【解　説】　耐火構造物におけるかぶりは，用いるコンクリートの耐火性，構造物がうける火熱の温度およびその継続時間，等から判断して定めるものであつて，この条は単に一般的な標準を示したにすぎないものである。なお，ここで耐火構造というのは，猛火をうけるおそれのある倉庫とか，火災にあつても構造物にほとんど損傷や弱点を生じないようにしたいというような特殊の構造物とか，をさすのである。

（1）について　耐火構造に用いる骨材は23条に示した1群であるか2群であるかによつて，かぶりをかえる。表—16は1群骨材を用いる場合と2群骨材を用いる場合のかぶりの最小値を示したものである。鉄網またはエクスパンデッド　メタルをコンクリートの表面下約 2.5cm の位置に入れると，構造物が火災にあつたときコンクリートのはげ落ちを防ぐのに有効であるから，鉄筋の露出するのを防ぎ，従つて構造物の耐火度を高めることができるのである。表—16 に示してある保護層のないリブをもつ版では突出部のあるためはりとして取りあつかうので，はりとしてのかぶりを必要とするのである。

しかし，リブをもつ床構造で解説図—5 に示すような保護層をもつときには，その版の部分はかぶりを特に耐火的にする必要はなく，リブの部分でも表—16中の普通の版にたいするかぶりの値を用いてもよいのである。



解　説　図—5

109条　面　取　り

部材のかどには面取りをしなければならない。特に，寒地，気象作用のはげしい所，等では面取りについて慎重に考えなければならない。

【解　説】　設計図に示してなくとも部材のかどは面取りをしなければならないが，特に寒地，気象作用のはげしい所では相当大きい面取りをつけなければならない。この様な面取りは必ず設計図に明示しなければならない。適当な面取りをつけなかつたため凍害をうけた例は少くない。

110条　伸縮継目

伸縮継目はコンクリートに局部的応力がおこらないように，その位置および構造を設計し，これらを設計図に明示しなければならない。

【解　説】　伸縮継目の施工および設計については，52 条および 78 条にもでている。擁壁のように長く連続する構造物では，温度あるいは湿度の変化によつておこる変形が自由に出来ないために，あるいは，温度または湿度の変化が断面に一様でないために，大きな応力がおこり，ひびわれができたり，コンクリートが破壊したりすることがある。そこで，設計者は，構造物の実状に応じて構造物にひびわれのできるのを防ぐのに最も有効なように，また，構造物の伸縮その他による移動がなるべく自由にできるように，伸縮継目の位置および構造を定め，施工に当つてこれらが確実に実施できるように，設計図に伸縮継目の位置および構造を明示しなければならないのである。擁壁の伸縮継目については 141 条にのべてある。

19章　部材の設計

1節　1　方　向　版

111条　構造細目

（1）　版の有効高さはつぎの大きさ以上でなければならない。

両端単純支承の場合　$\frac{1}{30}l$

連続版，両端準固定または固定支承の場合　$\frac{1}{35}l$

ここに，l=版のスパン（112条参照）

（2）　版の厚さは 8cm 以上でなければならない。

但し，屋根版，プレキヤスト版，等ではこのかぎりでない。

（3） 主鉄筋の中心間隔は最大曲げモーメントの断面で，15cm 以下，また版の有効高さの 1.5 倍以下，でなければならない。その他の断面でも 30cm をこえてはならない。

（4） 1方向版では主鉄筋に直角の方向に配力鉄筋を配置しなければならない。配力鉄筋は直径 8mm 以上のものを版の長さ 1 mにつき少くとも 3 本，または直径 8mm 未満のこれと等断面積の鉄筋量を用いなければならない。但し，その間隔は版の有効高さの 4 倍以下でなければならない。

版が集中荷重をうける場合には，版の長さ 1m 当りの下層配力鉄筋量は引張主鉄筋量の 1/4 以上でなければならない。この場合，配力鉄筋の最小量および間隔はこの項の上記の規定に適合しなければならない。

（5） 版端の単純支承部において，負の曲げモーメントのおこることが考えられる場合には，これにたいして，配筋しなければならない。

（6） 支承における版の奥行きはスパン中央の版の厚さ以上とする。但し，どんな場合でも 8cm 以上でなければならない。

【解 説】 （1）について 版にあまり大きいたわみをおこさないようにという実際上の考慮から定めた制限である。

（2）について あまり薄い版は完全に造ることが困難であり，また薄い版は施工の不完全による欠点が版の強度に大きい影響をおよぼすから，一般の場合にたいして最小厚さを 8cm と定めたのである。

（3）について これは主鉄筋の間隔をあまり大きくすると鉄筋コンクリートとして単体的に働くかどうか疑問であるので設けた制限である。

（4）について 集中荷重をうける1方向版の配力鉄筋をこの項によつて配筋した場合には，105条に規定した有効幅を用いて版を設計することができるのである。

（5）について 単純支承といつても版端が壁の中に埋め込まれている場合，版端に輪荷重がのる場合，等には版の端部に負の曲げモーメントが働くことが考えられるのでこれにたいして用心鉄筋を配置するのである。

（6）について これは主として橋台，橋脚，等における単純支承の場合に適用するもので，余り支承幅を小さくすると支承面の支圧強度をこえる場合があるので設けた制限である。

112条 版のスパン

（1） 単純版または1スパンの準固定版のスパンは純スパンにスパンの中央における版の厚さを加えたものとする。

（2） 連続版のスパンは支承面の中心間隔とする。

（3） 固定版のスパンは純スパンとする。

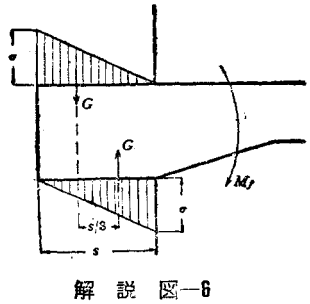
【解 説】 構造物における版のスパンを正しく定めることは非常にむずかしいので，設計に用いる版のスパンを経験上十分安全に，また余り大きすぎないように定めたのがこの規定である。

（2）の連続版のうちで版が支承と単体的に造られ，かつ支承の幅が大きい場合には，版は連続版としての働きよりも固定版としての働きに近くなるから，このような場合には特に1スパンの準固定版または固定版としてのスパンを用いるのがよい。

（1）で準固定版というのは鉄筋コンクリートばりその他と単体的に造られているが十分な固定度をもつと考えられない版のことである。

（3）で固定版というのは支承条件が固定支承としておこる負の曲げモーメントに十分抵抗できることが計算上 証明できる場合，またはこれにごく近い場合をいう。固定支承であるための計算上の証明はつぎのようである。解説図—6 で壁の長さ 100 cm につき支承に加わつている荷重を G kg 壁の厚さを s cm とすれば，固定支承としては

$$G=\frac{M_f}{\frac{s}{3}}\ (\mathrm{kg})$$



解 説 図—6

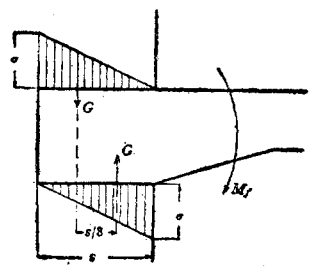
だけの荷重が加わつていることが必要である。すなわち G は支持台上で必要な荷重である。これによつておこる圧縮応力度は

$$\sigma=\frac{2G}{S\times 100}\ (\mathrm{kg/cm^2})$$

である。

σ は壁材料の許容圧縮応力度以下でなければならない。また，特別の場合には，壁材料の許容圧縮応力度の方からつぎのようにして計算してえられる固定モーメント M_f が，版が固定支承をもつものとして計算するときの固定モーメントより大でなければならない。解説図—7 で σ を壁材料の許容圧縮応力度とすれば支承の長さ 100cm にたいして

$$\sigma=\frac{2G}{3c\times 100}\ \therefore\quad c=\frac{2G}{300\sigma}\ \therefore\ M_f=G\,(s-2c)$$



解　説　図—7

113条　連続版の曲げモーメントおよびずれ力

連続版の曲げモーメントおよびずれ力を求めるには，一般に，単純支点上の連続ばりにたいする計算方法によつてよい。

但し，鉄筋コンクリートのはりと単体的に造られた連続版では，その正および負の最大曲げモーメントをつぎのようにとるものとする。

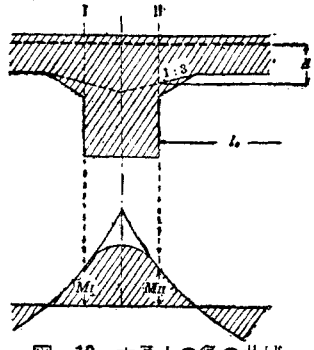
(a) 動荷重による負のスパン曲げモーメントはその 1/2 をとる。

(b) スパン中央の正の曲げモーメントは両端固定ばりとして計算した値より小さくとつてはならない。

(c) 支承上の負の曲げモーメントにたいしては支承前面における M_I および M_{II}（図—10 参照）を用いて設計するものとする。等分布荷重をうける場合，M_I および M_{II} は $0.08wl_c^2$ 以上にとらなければならない。ここに，l_c=純スパン。

(d) 等分布荷重をうける場合，端支承上の負の曲げモーメントは $0.04wl^2$ 以上にとらなければならない

(e) 端スパンのスパン曲げモーメントは，版端の固定の程度を考えてこれを求めてよい。



図—10　支承上の負の曲げモーメントにたいする設計断面

【解　説】　連続版の曲げモーメントおよびずれ力を求めるには，版が支承と単体的に造られている場合でも簡単のために支承による固定度の影響を考えないで単純支点上の連続ばりにたいする計算方法によるのが普通の方法である。しかし版が支承と単体的に造られているのを単純支点上の連続版と仮定することからくる誤差を修正するために支承による固定度を考えて (a)～(e) の修正を施したのである。

単純支点上の連続版の計算には 124 条の方法を用いるのが便利である。また等スパンで等分布荷重をうける連続版の曲げモーメントは 114 条によるのが便利である。

版が支承と単体的に造られている場合には (c) によつて支承部の断面を設計するのであるが，版が支承と単体的に造られていない場合には支承の中心で版の支承部の断面を設計するのである。

(a) について　版とはりとが単体的に造られている場合には，はりのねじり抵抗のために，隣のスパンにのつた動荷重の影響は完全に伝わらないから考えている負のスパン曲げモーメントは減るものである。それで各国の規定にしたがつて両隣のスパンにのつた動荷重による負のスパン曲げモーメントを計算上半分に減らして考えることにしたものである。

(b) について　版とはりとが単体的に造られている場合でも，単純支点上の連続版として版を計算するので，場合によつては，正のスパン曲げモーメントが相当小さくなることもあるが，実際には支承のねじり抵抗があるので，計算で求まつた値を直ちに設計に用いることは危険である。それでこのような場合にたいして，安全をとつて，考えているスパンの両端を固定とした場合の正のスパン曲げモーメントより大きい値を用いなければならないことにしたのである。

(c) について　丈夫なはりを支承とする比較的薄い版の場合には図—10 のようにモーメント図の支承部分をパラボラと仮定することが多い。この場合版の設計には断面 I および II でそれぞれ M_I および M_{II} を用いてよい。しかし，支承の幅が非常に広い場合には断面 I および II は反曲点に近くなつて M_I および M_{II} の値が小さくなり，この値で設計すると断面が過小になるのでこのような場合には，断面 I および II で版を固定と考えた場合の値（等分布荷重をうける場合 $0.08wl_c^2$）を最小値とするのである。断面の有効高さの取り方については 103 条による

のである。

(d) について　はりと単体的に造られている版の端には実際上負の曲げモーメントがおこる。それで端支承上の最小の負の曲げモーメントを完全固定の場合の 1/2 として定めたのである。

(e) について　端スパンのスパン曲げモーメントを計算する場合，版端の固定の程度を考えなければ最も大きい値がえられるが版端がはりと単体的に造られている場合または壁その他に埋め込まれている場合には版端の固定度を考えて端スパンの曲げモーメントを求めてよいのである。版端がはりと単体的に造られていて等分布荷重をうける場合には端スパンのスパン曲げモーメントを $0.09wl^2$ にとつてよい。

114条　等スパンで等分布荷重をうける連続版の曲げモーメント

(1)　相等しいスパンおよび相等しい剛度の連続版が等分布荷重をうける場合には表—17 の係数を $w_d l^2$ および $w_l l^2$ にかけてそれぞれ静荷重および動荷重による最大曲げモーメントを求めてよい。

ここに，

w_d=1m² 当りの等分布静荷重

w_l=1m² 当りの等分布動荷重

l=版のスパン (m)

表—17　等スパンで等分布荷重をうける連続版の曲げモーメント係数

スパンの数	端のスパン			中間のスパン					
	端の支点	スパンの中央		第1内部支点		スパンの中央		一般内部支点	
	負	正	負	正	負	正	負	正	負
	静荷重 ($w_d l^2$ の係数)								
1	−0.040	0.125							
2	−0.040	0.075			−0.125				
3	−0.040	0.085			−0.100	0.030			−0.039
4以上	−0.040	0.080			−0.110	0.040*			−0.080
	動荷重 ($w_l l^2$ の係数)								
1	−0.040	0.125	−0.000**						
2	−0.040	0.100	−0.030**	0.000	−0.125				
3	−0.040	0.105	−0.025**	0.017	−0.120	0.080	−0.050**		
4以上	−0.040	0.105	−0.020**	0.015	−0.120	0.085	−0.045**	0.036	−0.115

*　5スパン以上の場合には 0.046

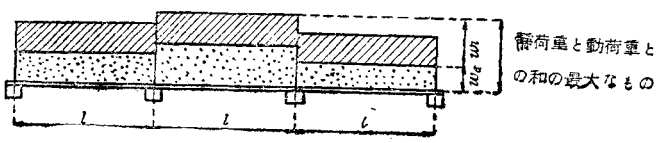
**　支承と単体的に造られた連続版の場合にはこれらの値の 1/2 をとる。

注意——支承と単体的に造られた連続版の場合には，113 條 (b), (c), (d), (e) の規定によらなければならない。

(2)　静荷重がスパンごとに幾分異なつている場合でも，表—17 を用いてよい。この場合どのスパンにたいしても w_d を最小の静荷重にとり w_l を最小の静荷重と静，動荷重の和の最大なものとの差にとるものとする。(図—11参照)。

w_d=表—17を用いる場合の静荷重

w_l=表—17を用いる場合の動荷重



図—11　静荷重がスパンごとに異なる場合の w_d および w_l のとり方

【解 説】 表—17 中の係数は端および内部支承上において，版が単純に支持された連続ばりとして計算した値で端支承における負の曲げモーメントにたいする係数だけは版端の固定度を考えて−0.040 としたものである。版が支承と単体的に造られた場合には表—17の使用にあたつて表の ** および注意書に従がわなければならない。

2節 2 方 向 版

【解 説】 2方向版とは，直角な2方向に引張主鉄筋をもつ版をいうのである。しかし短い方の辺が長い方の辺の半分より小さいような版は1方向版として設計しなければならない。

115条 構造細目

（1） 版の有効高さは，つぎの大きさ以上でなければならない。

4辺単純支承の場合 $\frac{1}{40}l_s$

2方向に連続する場合，4辺準固定
または固定支承の場合 $\frac{1}{50}l_s$

ここに，l_s=版の短い方のスパン

（2）- 版の厚さは111条（2）に，配筋は111条（3），（5）に，支承の奥行きは111条（6）によるものとする。

（3） 版のすみには118条（5）に従つて用心鉄筋を配置しなければならない。

【解 説】 （1）について 解説111条（1）参照。

116条 版のスパン

2方向版のスパンは，118条の表—18を用いる場合を除いて，1方向版（112条）によるものとする。

117条 4辺の支承状態が同一な2方向版における等分布荷重の配合

4辺の支承状態が同一で短スパンと長スパンとの比 m が 0.5 より大きい場合には，等分布荷重 w を満載したときに各方向にたいし分担される等分布荷重はつぎのようにとつてよい。

短スパンの方向における分担荷重 $w_S=\frac{1}{1+m^4}w$

長スパンの方向における分担荷重 $w_L=\frac{m^4}{1+m^4}w$

【解 説】 この条は4辺の支承状態が同一な2方向版が等分布荷重をうける場合，Grashof-Rankine の方法で2方向の分担する荷重を計算したものである。支承と単体的に造られている版を設計する場合には118条を適用するのが便利である。4辺の支持状態が異つている場合には Marcus の方向を用いるのがよい。

Marcus の方法による場合 Löser の表（Bemessungsverfahren von R. Löser）または，Waschmann の図表（Kurventafeln für Kreuzbewehrte Platten nach Marcus von J. Waschmann und S. Cytryn. Bauingenieur Heft 31；1928）を用いると便利である。

また，集中荷重をうける場合には，M. Pigeaud の図表（Design and Construction of Reinforced Concrete Bridges by A.W. Legat. G. Dunn, and W. A. Fairhurst：1948）を用いるのが便利である。

118条 支承と単体的に造られた2方向版が等分布荷重をうける場合の曲げモーメントおよびずれ力

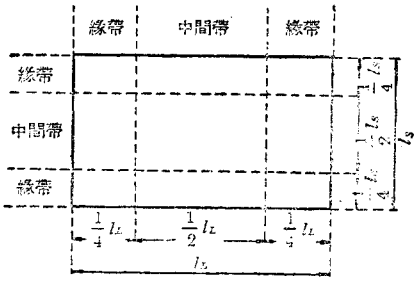
（1） 版は縦横2方向において負の曲げモーメントにたいしては支承の前面で，正の曲げモーメントにたいしては版の中央で，これを設計するものとする。

（2） 版は縦横2方向において，図—12 に示すように，中間帯および縁帯に分けて考える。

（3） 中間帯の幅 1m 当りの曲げモーメントは長短どちらのスパンにたいしても 表—18 の係数を wl_s^2 にかけてこれを求めてよい。

ここに，w= 1 m² 当りの等分布荷重

l_s=版の短スパン



図—12 2方向版の中間帯および縁帯

（4） 縁帯のモーメントの係数は表—18 に示す中間帯のモーメントの係数の 2/3 とする。縁帯の鉄筋の間隔を定める場合，モーメントは中間帯に接する縁で最大で版の縁辺で最小になるように変化すると仮定してよい。この場合，その平均の曲げモーメントはこの項で求めた縁帯の曲げモーメントに等しくしなければならない。

（5） 版の不連続縁に接するすみにおいては，版の上面および下面に縦横2方向の縁帯の交わる範囲内に版の短スパン方向の中間帯の正の曲げモーメントに要する鉄筋量に相当する有効鉄筋量を配置しなければならない。

有効鉄筋量は配置した鉄筋方向に直角の断面積に，この鉄筋方向と，版の上面では対角線に直角な方向とのなす角 α の正弦を，版の下面では対角線に平行な方向とのなす角 α の正弦を，かけたものとする（図—13参照）。

表—18　支承と剛体的に造られ等分布荷重をうける2方向版の中間帯の曲げモーメントの係数

版のスパンは支承面の中心間隔または純スパンにその中央における版厚の2倍を加えたもののうちの小さい方をとる。

曲げモーメント	短スパン $m=\frac{\text{短スパン}}{\text{長スパン}}$						長スパン すべての m にたいし
	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	
4辺連続							
負のモーメント							
連続縁において	0.033	0.040	0.048	0.055	0.063	0.083	0.033
不連続縁において	—	—	—	—	—	—	—
正のモーメント							
スパンの中央において	0.025	0.030	0.036	0.041	0.047	0.062	0.025
1辺不連続							
負のモーメント							
連続縁において	0.041	0.048	0.055	0.062	0.069	0.085	0.041
不連続縁において	0.021	0.024	0.027	0.031	0.035	0.042	0.021
正のモーメント							
スパンの中央において	0.031	0.036	0.041	0.047	0.052	0.064	0.031
2辺不連続							
負のモーメント							
連続縁において	0.049	0.057	0.064	0.071	0.078	0.090	0.049
不連続縁において	0.025	0.028	0.032	0.036	0.039	0.045	0.025
正のモーメント							
スパンの中央において	0.037	0.043	0.048	0.054	0.059	0.068	0.037
3辺不連続							
負のモーメント							
連続縁において	0.058	0.066	0.074	0.082	0.090	0.098	0.058
不連続縁において	0.029	0.033	0.037	0.041	0.045	0.049	0.029
正のモーメント							
スパンの中央において	0.044	0.050	0.056	0.062	0.068	0.074	0.044
4辺不連続*							
負のモーメント							
連続縁において	—	—	—	—	—	—	—
不連続縁において	0.033	0.038	0.043	0.047	0.053	0.055	0.033
正のモーメント							
スパンの中央において	0.050	0.057	0.064	0.072	0.080	0.033	0.050

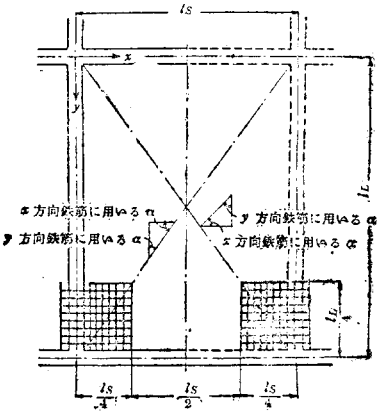
* 版が石工壁に完全に埋め込まれた場合にも適用できる。

注意——この表に示されてない中間の m の値にたいする係数は比例で求めるものとする。

（6） 表—18 を用いるとき，荷重またはスパンの異なるために版におこる支承ばりの両側の負の曲げモーメントの差は，これをつぎのように修正する。

(a) 支承の両側の負の曲げモーメントの差は，その 2/3 を両側の版におのおのの剛度 (I/l) に比例して配分する。

(b) スパンの中央の曲げモーメントはこの項 (a) の修正をした端モーメントを用いて普通の解法によつて，これを求めるものとする。このためには，スパンの中央のモーメントは，表—18 から求めた未修正連続端モーメントの 1.5 倍からこの項 (a) の修正をした両端モーメントの平均値を引いてこれを求めてよい。なお，普通の場合には，スパンの中央のモーメントは 表—18 の係数を用い計算してもよい。



図—13　2 方向版の不連続縁に接するすみの用心鉄筋

（7） 版におけるずれ力は 119 条の版の荷重分布の仮定に基いて計算する。

【解　説】 この条は，支承と単体的に造られた 2 方向版が等分布満載荷重をうけるときの曲げモーメントを表—18 を用いて簡単に計算する方法，およびすみの用心鉄筋について示したものである。表—18 はアメリカの Joint Committee 設計規準 (Recommended Practice for the Use of Concrete and Reinforced Concrete; 1940) の 2 方向版の曲げモーメントにたいする表を採用したのである。表の係数は連続する一部の版に等分布荷重がのらない場合も考えに入れて等分布荷重をうける版の曲げモーメントの最大値を理論と実験とをもととして求めたもので，4 辺連続の正方形版 ($m=1$) の中間帯の幅 1m 当りの最大負曲げモーメント $0.033wl_s^2$ を基準としてつぎの仮定にしたがつて定めたものである。

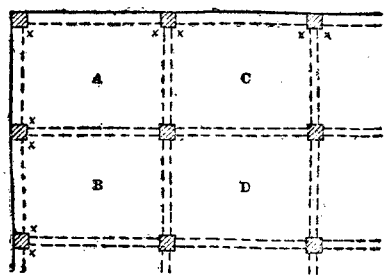
1) 短スパンの曲げモーメントは m が減るにつれて増す。

3) 短スパンの曲げモーメントは不連続縁の数が増すにつれて増す。

3) 長スパンの曲げモーメントは m の値に関係なく短スパンと同じスパンの曲げモーメントに等しいとする。

4) 不連続縁の負の曲げモーメントは連続縁としての負の曲げモーメントの値の 1/2 とする。

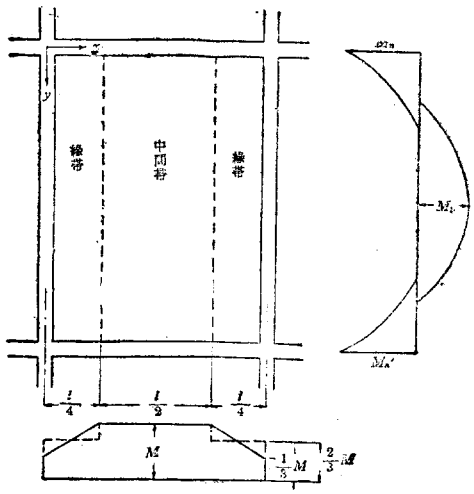
5) スパン中央の正の曲げモーメントは連続縁の負の曲げモーメントの値の 3/4 とする。



解　説　図—8

なお，表—18 には，版を 4 辺の連続不連続によつて 5 種に分けてある。これを解説図—8 (床組の平面図) の例について説明すれば，版 A は 2 辺不連続，版 B および C は 1 辺不連続，版 D は 4 辺連続の版ということになるのである。

（4） について　この項は，縁帯における曲げモーメントのとり方を規定したものでこの項の意味を説明したものが解

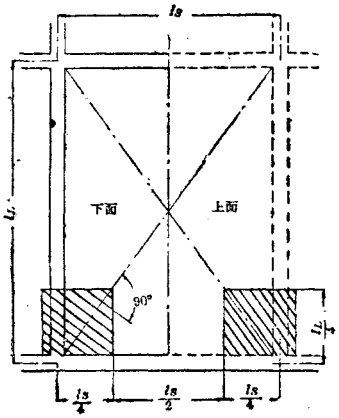


解　説　図—9

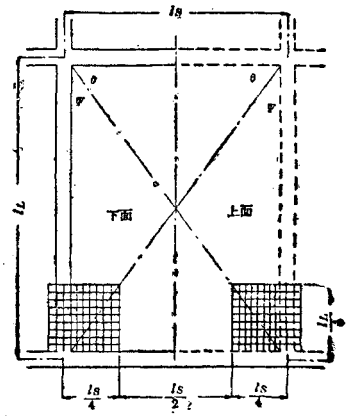
解説図—9 である。この図の下方の図（実線部）は，y 方向に主鉄筋を配置する場合の版の幅の方向（x 方向）における曲げモーメントの分布を示したもので，鉄筋の間隔を定める場合，支承モーメントでもスパン モーメントでも，幅の方向に，このように分布させるのである。すなわち，下方の図の M は右方の図の M_n, M_p, M_n' のどれをもさすのである。なお，簡単のためにこの下図の点線で示してあるように $2/3M$ が縁帯全幅に一様に分布するものと考えて配筋してもよい。この場合でも中間帯と縁帯との境界部分では，鉄筋間隔を両帯における鉄筋間隔の中間の値にとるのが適当である。

（5）について　版の不連続縁とはたとえば 解説図—8 では，版 A, C の上辺および版 A, B の左側の辺等をさすのであつて，すみの鉄筋は不連続縁に接するすみ，すなわち 解説図—8 の×印の部分に配筋するのである。

版に荷重が作用すると版の不連続縁に接するすみにおいて，版の上面では対角線に直角に下面では対角線に平行にひびわれのでる傾向がありこれにたいして用心のために版の不連続縁に接するすみには版の上下両面に鉄筋を配置する必要があるのである。従つて 解説図—10 のように配筋すればひびわれを防ぐのに最も有効であるが，実際には 解説図—11 のように配筋するのが普通である。この場合，すみの用心鉄筋量はつぎの式を満足しなければならない。なお，版のすみの上面，および下面にある鉄筋は全部この用心鉄筋に含めてよい（解説図—11参照）。



解　説　図—10



解　説　図—11

上面では　$A_{sx}\sin\psi + A_{sy}\sin\theta \geqq A_s$

下面では　$A_{sx}'\sin\theta + A_{sy}'\sin\psi \geqq A_s$

ここに，

A_{sx}＝x方向（短スパン方向）の，幅 1m 当りのすみの鉄筋量（上面）

A_{sx}'＝同　上　（下面）

A_{sy}＝y方向（長スパン方向）の，幅 1m 当りのすみの鉄筋量（上面）

A_{sy}'＝同　上　（下面）

A_s＝短スパンの中間帯正モーメントにたいして，幅 1m 当りに必要な鉄筋量

（6）について　相隣る版の荷重またはスパンが異なる場合には，支承における両側の負の曲げモーメントが等しくならない。この項では，その曲げモーメントの差を修正する方法を示したのである。

(a) について，曲げモーメントの差の配分は，支承ばりを相隣る版の剛度（K', K''）の平均に等しい剛度 $\left(\frac{K'+K''}{2}\right)$ をもつ柱と仮定してモーメント配分法の考えによつて定めたものである。

119条　2方向版を支える支承ばりのうける荷重

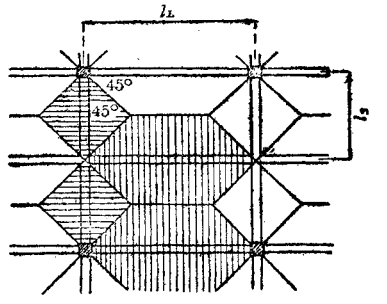
等分布荷重をうける2方向版を支えるはりは，版の4すみで辺と45°の角をなす線と，版の長い辺に平行な中心線とで，版を分けてえられるてい形または三角形の部分の荷重をうけるものとする（図—14 参照）。

よつて一つの版から，はりがうける全荷重はつぎのようになる。

短スパンのはりにたいして

$$W_s = \frac{wl_s^2}{4}$$

長スパンのはりにたいして



図—14　2方向版を支えるはりのうける荷重

$$W_L=\frac{wl_s^2}{4}\left(\frac{2-m}{m}\right)$$

ここに，l_s＝版の短スパン（m）

$$m=\frac{\text{版の短スパン}}{\text{版の長スパン}}$$

w＝版の 1 m² 当りの等分布荷重

曲げモーメントは，荷重をつぎの式で求めたはりの長さ 1 m 当りの換算等分布荷重として，近似的にこれを計算してよい。

短スパンのはりにたいする換算等分布荷重　$\dfrac{wl_s}{3}$

長スパンのはりにたいする換算等分布荷重　$\dfrac{wl_s}{3}\left(\dfrac{3-m^2}{2}\right)$

【解　説】　2方向版を支える支承ばりのうける荷重は計算を簡単にするために，この条のように仮定して計算してよいのである。

従つて，支承ばり端のずれ力は はりの両端の曲げモーメントとこの条で定めた荷重分布とから求めることができる

はりの曲げモーメントは支承の固定度を考えて，この条の前段で定めた荷重分布にたいして計算するのであるが，この条の後段で示した換算等分布荷重を用いれば計算が簡単になり，かつ，十分安全である。

この換算等分布荷重ははりを単純ばりとして，はりのスパン中央の曲げモーメントがこの条の前段で示した荷重分布を用いて計算した値と等しくなるように定めたものである。

3節　はり

120条　構造細目

（1）　引張主鉄筋相互間の純間隔は106条（2）による。

（2）　主鉄筋は支承上その他特別の場合を除いて2段をこえて配置してはならない。

（3）　はりには常にスターラップを配置し，その間隔は，はりの有効高さの 1/2 またははりの腹部の幅以下，としなければならない。但し，計算上スターラップが必要でないときは，その間隔をはりの有効高さまで大きくすることができる。圧縮鉄筋のある場合にはスターラップの間隔は圧縮鉄筋直径の 15 倍以下としなければならない。スターラップの直径は 6mm 以上でなければならない。

（4）　T形ばりの突縁の厚さは 8cm 以上でなければならない。

（5）　T形ばりにおいて版の主鉄筋がはりに平行な場合には，用心鉄筋としてはりに直角に，直径 8mm の鉄筋を 1m につき少くとも 6 本，または直径 8mm 未満のこれと等断面積の鉄筋量を，版の上部に配置しなければならない。版の配力鉄筋で，版の上部にあるものまたは曲げ上げたものはこの用心鉄筋の一部とみなしてよい。

（6）　独立したく形ばりは，その幅の 15 倍以下の間隔で，横方向に支持しなければならない。

独立したT形ばりでは，横方向の支持間隔は腹部の幅の 25 倍以下，突縁の厚さは腹部の幅の 1/2 以上，でなければならない。

（7）　はり端の単純支承部において負の曲げモーメントのおこることが考えられる場合には，これにたいして配筋しなければならない。

【解　説】　（2）について　鉄筋を数段に配置すれば，水平方向の鉄筋の水平純間隔を大きくすることは容易になるが，各段の鉄筋の引張応力度に大きい差ができる不利があるので，普通2段をこえないのがよいのである。

2段の配置をするときには，コンクリートを打ち込むとき，コンクリートの行き渡りをよくするため，上段の鉄筋はなるべく，下段の鉄筋の上にあるようにし，上段では下段よりも，水平方向の開きをなるべく大きくし，上段のものはすべて折曲鉄筋として用いるのがよい。

特別の場合として，3段の配置を用いるときには，最下段の鉄筋は，すべてこれを支承上で十分に定着し，少くとも引張鉄筋全断面積の 1/2 だけは，折曲鉄筋としてはりの圧縮部に定着するのがよい。

（3）について　「はりには常にスターラップを配置し」とあるのは，ことにT形ばり等で，スターラップによつてはりの引張部分と圧縮部分との連結を確実にするために必要なのである。スターラップが有効な働きをする

ためには，少くともスターラップの1つがはりの引張側コンクリートの部分で，45°の傾きをなす任意のひびわれ線と交わるようにその間隔を定めることが必要である。それでスターラップだけで斜引張応力をうけさせるはりの部分では，スターラップの中心間隔をはりの有効高さの $1/2$ 以下とする必要がある。但し，スターラップが計算上必要でない部分では，はりの有効高さまで増してもよいことにしてあるが，この場合でも，なるべく有効高さの $2/3$ 以下にするのが安全である。スターラップの間隔をはりの腹部の幅以下とするのは，鉄筋コンクリートが単体的に働くための実際上の考慮によるものである。

スターラップの直径を6mm以上としてあるのは，スターラップに相当の剛性をもたせることと，スターラップの間隔があまり小さくならないための実際上の考慮によるものである。

（4）について　これは111条（2）で版の最小厚さが定めてあるのと同様の理由によるものである。また，突縁の厚さが8cm以下のときは突縁として有効に働かないおそれがあるから，T形ばりとせずく形ばりとして計算しなければならない。

（5）について　T形ばりで版の主鉄筋がはりに平行な場合には，T形ばりに直角な方向に，T形ばりの突縁として働く版の部分におこる負の曲げモーメントをうけさせるため，およびT形ばりの中央部と両側の突縁部との結合を確実にするために，少くとも突縁の有効幅として計算に用いられた部分の上側に，相当の用心鉄筋を配置することが必要である。

もし，版の配力鉄筋がT形ばりの上で曲げ上げてあれば，これをこの用心鉄筋に兼用させてよいわけである。

（6）について　独立したはりで横方向の支持間隔が余り大きいと圧縮部のコンクリートがバックルするおそれがあるので設けた規定である。

（7）について　これは111条（5）の版の場合と同様の理由によるものである。

121条　はりのスパン

（1）単純ばりおよび1スパンの準固定ばりのスパンは支承面の中心間隔とする。但し，支承面の奥行きが長い場合には，はりの純スパンにその5％を加えたものとしてよい。

（2）連続ばりのスパンは支承面の中心間隔とする。

（3）支承面の奥行きが純スパンの5％より小さいときは，支圧応力度について検算しなければならない。

【解　説】　（1）（2）について　112条の版のスパンの主旨に準じて定めたものである。（2）の連続ばりのスパンは支承面の中心間隔をとることに規定してあるが，建物その他で支承面の奥行きが階層高さの $1/5$ 以上の場合で，はりが支持台（支承を形成する柱または壁）と曲げモーメントに抵抗できるように結合されているか，または，相当の荷重を支持台上にもつときには，連続ばりをその支点で，準固定とみなし，純スパンにその5％を加えたものをスパンにとるのがよい。

122条　支承と単体的に造られたはりにおける曲げモーメントおよびずれ力

（1）柱，はり，壁，等と単体的に造られたはりの曲げモーメントおよびずれ力は理論的計算でこれを求めるものとする。

（2）スパン，階層，高さおよび荷重において変化の少い建物構造の場合には，124条の近似解法によつて，支承中心線の曲げモーメントを計算してよい。大ばり，小ばりからできている構造の場合，その小ばりは，その支承となる大ばりを，その大ばりの両側の小ばりの剛度（K', K''）の平均の半分に等しい剛度 $\left(\frac{K'+K''}{4}\right)$ をもつ柱と考えて，その曲げモーメントを計算してよい。

（3）はりの負の曲げモーメントにたいする設計断面は支承の前面とし，その負の曲げモーメントは，支承前面のものとしてよい。このとき，曲げモーメントは近似的に支承中心線の曲げモーメントから $Sa/3$ を引いたものとしてよい。

ここに，S＝支承前面におけるずれ力

a＝支承の幅

（4）はりのスパンの中央における正の曲げモーメントは普通の解法で計算するものとする。但し，その値は両端固定としての値以上にとらなければならない。

【解　説】　（1）について　柱，はり，壁，等と単体的に造られたはりの曲げモーメントおよびずれ力は，スロープ　デフレクション，モーメント配分，仮想仕事，等の諸方法によつて計算する。

（2）について　はりの計算は，この条（1）の方法で行うのが原則であるが，スパン，階高さおよび荷重において変化の少い建物構造の場合には，はりの上下で直接これに接する柱の曲げ抵抗だけを考えて，124 条の近似解法によつてもよいのである。大ばり，小ばりからできている構造の場合連続小ばりの曲げモーメントを正確に計算することは面倒であるので，簡単のために大ばりの剛度をこの項のように仮定して，124 条の方法によつて曲げモーメントを計算してもよいことにしたのである。

（3）について　この項の後半に示した曲げモーメントの求め方は，計算を簡単にするための近似方法で，ずれ力 S が支承幅 a に三角形に分布すると仮定して，えられたのである。

（4）について　この項の意味は，スパンの中央における曲げモーメントはそのはりを単純ばりとしたスパンの中央におけるモーメントの値から，はりの両端の負のモーメントの平均の絶対値を差し引いて求めればよいということである。但し書きは 111 条（b）の解説で述べたのと同じ理由によるものである。両端固定ばりとしての値は等分布荷重をうける場合，$0.04wl^2$ となる。

123 条　支承と単体的に造られた等スパンで等分布荷重をうける連続ばりの曲げモーメント

鉄筋コンクリートばり，柱，等と単体的に造られた連続ばりでスパンが相等しい場合，または等しくはないが，最小スパンが最大スパンの 0.8 倍以上の場合には，等分布荷重にたいして，つぎの曲げモーメントを用いてよい。

正の最大曲げモーメント

端のスパンにおいて　$M=\dfrac{wl^2}{10}$

中間のスパンにおいて　$M=\dfrac{wl^2}{14}$

負の最大支点曲げモーメント

	2 スパンの場合	3 スパン以上の場合
第 1 内部支点において	$M=-\dfrac{1}{8}wl^2$	$M=-\dfrac{1}{9}wl^2$
その他の内部支点において	$M=-\dfrac{1}{10}wl^2$	

負の最大スパン曲げモーメント　$M=-\left(\dfrac{2}{3}w_l-w_d\right)\dfrac{l^2}{24}$

【解　説】　等スパンで等分布荷重をうける連続ばりの場合でも，122 条によつて設計するのであるが，大略の近似値を知りたい場合には，この条の値を用いてもよいのである。

この条の最後の式で $^2/_3\ w_l$ としたのは，113条（a）の解説に述べたのと同様の理由によるものである。ただ，版の場合には $^1/_2$ をとることにしたが，はりの場合には安全度を大にして，$^2/_3$ をとることにしたのである。

124 条　連続ばりおよびラーメンにおける支点モーメントの近似解法

連続ばりおよびラーメン（113 条および 122条のようにはりと版またはばりとが単体的に造られた構造を連続ばりまたはラーメンと仮定する場合も含む）の支点モーメントを近似的に求めるにはつぎの式を用いてよい。この場合，右回りモーメントを正とし，左回りモーメントを負とする（図—15 参照）。

$$M_{2-1}=M^F{}_{2-1}-\frac{D_{1-2}U_1}{2}+\frac{D_{2-1}}{2}(D_{1-2}U_1+D_{3-2}U_3-2U_2)\quad\cdots\cdots(5)$$

$$M_{2-3}=M^F{}_{2-3}-\frac{D_{3-2}U_3}{2}+\frac{D_{2-3}}{2}(D_{3-2}U_3+D_{1-2}U_1-2U_2)\quad\cdots\cdots(6)$$

ここに，

M_{2-1}＝部材 1 の支点 2 におけるモーメント

M_{2-3}＝部材 2 の支点 2 におけるモーメント

$M^F{}_{2-1}$＝部材 1 の両端を固定と仮定した場合の鉛直荷重による部材 1 の支点 2 におけるモーメント

$M^F{}_{2-3}$＝部材 2 の両端を固定と仮定した場合の鉛直荷重による部材 2 の支点 2 におけるモーメント

U_2＝支点 2 における固定端モーメントの代数和＝$M^F{}_{2-1}+M^F{}_{2-3}$

U_1＝支点 1 における固定端モーメントの代数和

U_3＝支点3における固定端モーメントの代数和

K_1＝部材1の剛度＝$\frac{I_1}{l_1}$

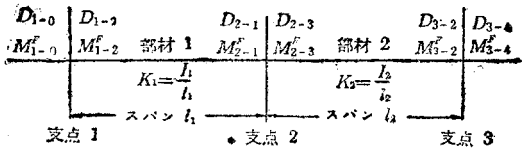
J_1＝支点1において交わる全部材にたいする剛度の和＝$\Sigma\frac{I}{l}$

D_{1-2}＝支点1における部材1の配分係数＝$\frac{K_1}{J_1}$

D_{2-1}＝支点2における部材1の配分係数＝$\frac{K_1}{J_2}$

D_{2-3}＝支点2における部材2の配分係数＝$\frac{K_2}{J_2}$

D_{3-2}＝支点3における部材2の配分係数＝$\frac{K_2}{J_3}$



図—15

【解　説】　この条の計算式は3つの連続した支点または節点につながる4スパンのはりと，その上下の柱の影響とを考えてモーメント配分法で支点の不均衡モーメントを2回だけ配分した計算結果であつて支点モーメントを求める近似式である。

この方法はどんな鉛直荷重状態にも適用でき，また，建物のような構造物で曲げモーメントを近似的に求める場合には上下の柱と4スパンのはりの影響だけを考えればよいから，この方法は近似解法として，可成り広範囲に用いることができるのである。

4節　2方向配筋のフラット　スラブ構造

【解　説】　フラット　スラブの定義は2条に示してある。フラット　スラブの配筋様式には，2方向配筋法，4方向配筋法，円形配筋法，3方向配筋法，等がある。これらの中で2方向配筋法は，設計，施工が比較的簡単であり，十分満足な結果がえられるので，現今広く用いられている。

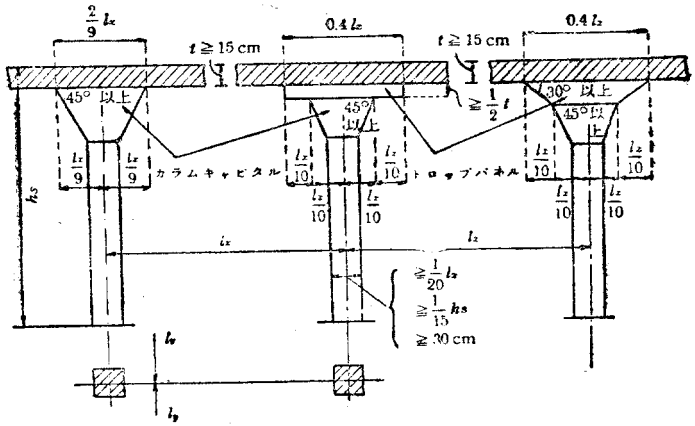
そこでこの示方書では，2方向配筋法のフラット　スラブ，すなわち，2方向に主鉄筋をもつフラット　スラブだけについて規定したのである。

125条　構造細目

（1）　版の厚さは15cm以上でなければならない。但し，屋根版ではこのかぎりでない。

（2）　柱の幅は，その幅と同じ方向のスパン l の 1/20 以上，階層の高さ h_s の 1/15 以上，かつ 30cm 以上，でなければならない。ここに，l＝柱の中心間隔（図—16参照）。

（3）　柱頭部の寸法は図—16によらなければならない。



(a) ドロップ　パネルのない場合　　(b) ドロップ　パネルのある場合

図—16　フラット　スラブ柱頭部の構造

【解　説】　（1）　について　版の厚さを 15 cm 以上と規定してあるのは，15 cm 以下ではフラット　スラブが危険になるという理由からでなく，15 cm 以上とすることが実際上適当な場合が多いという理由によるのである。だから，屋根版の場合には，12 cm 位でもよいのである。

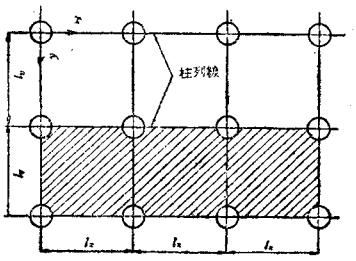
なお，版の有効高さと大きい方のスパンとの比は 1/32 以上，屋根版の場合でも，1/40 以上，とするのがよい。

（2）（3）　について　この項ならびに図—16 に示してある各部の寸法に関する規定は版と柱とが剛結するという条件を満足するために実験および実際上必要だという理由からできたものである。図—16 は x 方向の断面であるが，y 方向の断面についても，図に書いてある条件に従わなければならないのである。

125条　計算方法

フラット　スラブ構造はつぎの近似解法で計算してよい（図—17 参照）。

（1）　フラット　スラブは，これを x および y の 2 方向の柱列線で分けられた，互に直交する 2 群の弾性固定支承の連続ばり，またはラーメンと考える。この場合，各群の構造の断面を設計するには，荷重を 2 方向に分けないで，全荷重をその設計断面にたいして最も危険な位置にのせて計算しなければならない。

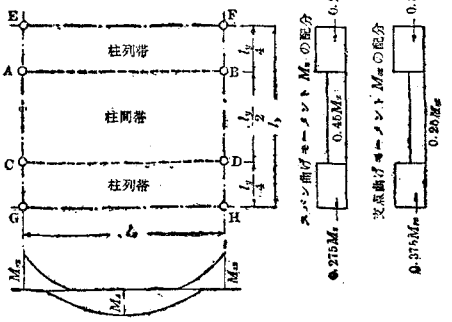


図—17

（2）　x 方向の連続ばり，またはラーメンの水平部材は y 方向の柱列線上で連続的に支持されるものとし，その断面の幅は l_y，その高さは版の厚さ t とする。

（3）　ラーメンとして版の曲げモーメントを求める場合には，版の上下で直接これに接する柱の曲げ抵抗だけを考えてよい。

（4）　この条の（1）〜（3）項の仮定によつて計算した曲げモーメント M_x および M_{sx} を用いて版におこる応力を計算するには，図—18 に示すように版を幅 $\frac{1}{2}l_y$ の柱間帯 ABDC と，幅 $\frac{1}{4}l_y$ の両側の柱列帯 ABFE および CDHG とに分け，連続ばりまたはラーメンとして求めた正または負のスパン曲げモーメントはその 45% を柱間帯に，残部 55% は両側の柱列帯にそれぞれ一様に分布させ，負の支点曲げモーメントはその 25% を柱間帯に，残部 75% は両側の柱列帯に，それぞれ一様に分布させる（図—18 参照）。



図—18　モーメントの配分

（5）　フラット　スラブの x 方向の縁端が連続的に支持されている場合，その縁端に接する版ではその縁端から幅 $\frac{3}{4}l_y$ の帯にたいしては，その鉄筋量を内部スパンにおける柱間帯の場合より 1/4 だけ減らしてよい。

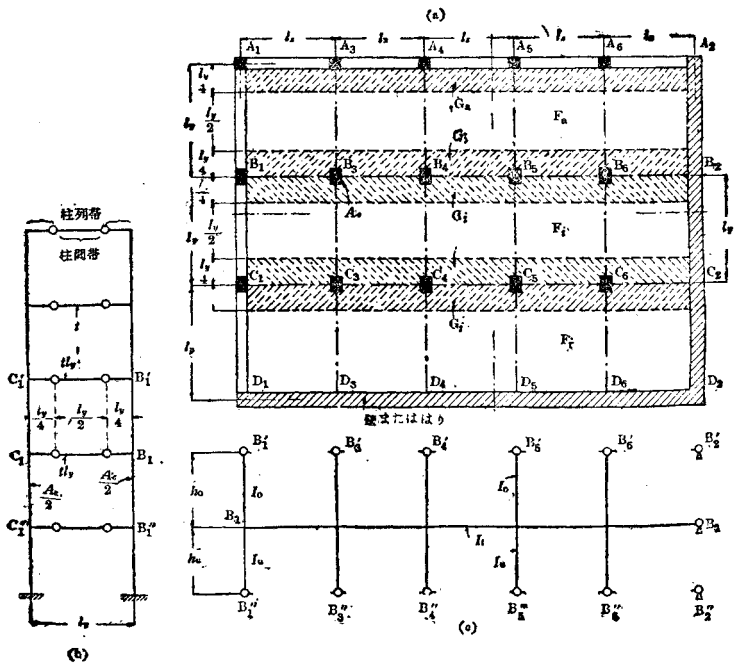
（6）　柱はラーメンの鉛直部材として計算しなければならない。柱における軸方向力の計算は 97 条によつてもよい。

（7）　y 方向の連続ばりまたはラーメンについても x 方向のものと同様に，計算しなければならない。

【解　説】　フラット　スラブの厳密な解法はまだできていないから，計算方法は，今日のところ理論的考察と実験結果とをもとにして，実用上の目的にたいして安全なようにこれを定めている。従つて，計算方法もドイツとアメリカとでは大分ちがつているが，この示方書は主としてドイツの方式を採用した。

（1）　について　解説図—12 はフラット　スラブ構造の一例で，(a) は，5 階の建物の平面図を示したものである。解説図—12 の場合について設計のしかたを具体的に説明すると，まず x 方向について，A_1A_2，B_1B_2，C_1C_2，D_1D_2，の線で，構造物を分割して $A_1A_2B_2B_1$，$B_1B_2C_2C_1$，$C_1C_2D_2D_1$，の各区画の版を A_3D_3，A_1D_4，A_5D_5，A_6D_6，線上で連続的に支持された x 方向の仮想のラーメンの水平部材，または弾性支承上の連続版と考え，つぎに y 方向について，A_1D_1，A_3D_3，A_4D_4，A_5D_5，A_6D_6，A_2D_2，の線で構造物を分割して x 方向と同様に考えて，曲げモーメントを求める。

このさい，特に注意しなければならないことは，2方向に配筋するフラット スラブでは，2方向版のように荷重を配分しないでおのおのの方向で設計する場合にフラット スラブにのる全荷重を用いる点である。



解　説　図—12

（2）について　フラット スラブを分割してできたラーメンの水平部材または連続版は実際には両側の柱だけで支持されているが，設計計算では版の幅全体に連続的に支持されるものとするのであつて，このことはこの条(1)の解説でものべてある。このように分割して仮想したラーメンの水平部材または連続版の断面は x 方向については，幅を l_y，スパンを l_x，厚さを t とし，y 方向については，幅を l_x，スパンを l_y，厚さを t とするのである。仮想ラーメンの鉛直部材の断面としては，左右の分割線上にある柱の断面の半分ずつの和をとるのである。

（3）について　この条（1）にのべたように，フラット スラブ構造をラーメンとみなして計算するとき，版の上下に直接連結する柱の曲げ抵抗だけを考えるというのは，解説図—12（C）に示すように，柱はそれらの端 B_1'，B_2'，B_3'，……および B_1''，B_2''，B_3''，……でヒンジまたは固定されたものとして計算することである。これは計算を簡単にするための近似方法で普通の建物の場合，その他では精密に計算した結果と比較して誤差は大したことがないからである。

（4）について　理論計算の結果をもととして，実用上便利なように，モーメントの配分方法を示したものである。

（5）について　フラット スラブの縁端が連続的に支持された場合，たとえば，支承が壁またはばりのとき，解説図—12（a）に示す特別の外側帯 F_R では，普通の外側柱間帯 F_a および外側柱列帯 G_a におけるよりも，曲げモーメントが小さいことは明らかである。それでこの外側帯に F_R における鉄筋量は内部柱間帯 F_i に用いる鉄筋量の 3/4 でよいとしてあるが，この数値は理論的計算をもととして実際上安全であるように定めたものである。

（6）について　フラット スラブ構造の版を連続ばりとして計算した場合でも，柱はラーメンの部材として計算しなければならない。但し，柱の軸方向力は 97 条で示したように，版を単純ばりとして計算してもよいのである。

5節　柱

127条　構造細目

（1）帯鉄筋柱（図—19（a）参照）

(a)　柱の最小寸法

主要な帯鉄筋柱の最小横寸法は 20cm 以上，また $\frac{h}{20}$ 以上，でなければならない。

ここに，h=柱の高さ（128 条参照）。

(b)　軸方向鉄筋

軸方向鉄筋の直径は 12mm 以上，その数は 4 本以上，その断面積は所要コンクリート断面積の 0.8%以上，4 %以下でなければならない。

(c) 帯鉄筋の直径は6mm以上，その間隔は柱の最小横寸法以下，軸方向鉄筋直径の12倍以下，でなければならない。はりと交わる柱の部分にも十分な帯鉄筋を用いなければならない。

(2) らせん鉄筋柱（図—19 (b) 参照）。

(a) 柱の最小寸法

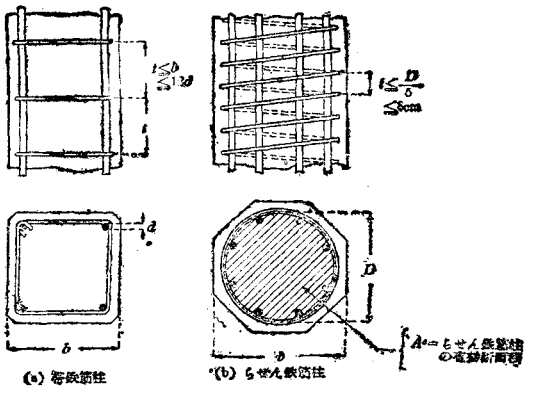
主要らせん鉄筋柱の最小横寸法は20cm以上，または$\frac{h}{20}$以上でなければならない。

(b) 軸方向鉄筋

軸方向鉄筋の直径は12mm以上，その数は6本以上，その断面積は柱の全断面積の0.8%以上4%以下，らせん鉄筋の換算断面積 A_a（131条参照）の1/3以上でなければならない。

(c) らせん鉄筋

らせん鉄筋の直径は6mm以上，そのピッチは柱の有効断面の直径 D の1/5以下または8cm以下，でなければならない。



図—19　柱の構造

はりと交わる柱の部分にも十分らせん鉄筋を用いなければならない。ここに，柱の有効断面とはらせん鉄筋中心線で囲まれる円柱の断面をいう。

【解　説】　(1) について　帯鉄筋柱というのは柱の軸方向に配置された主鉄筋，すなわち軸方向鉄筋を，帯鉄筋と称する補助の鉄筋で所定の間隔にとり囲んだ鉄筋配置をもつ鉄筋コンクリート柱である。

(a) について　主要な柱は構造物の強度に重要な関係があり，また，最小横寸法の小さい柱では，施工中ならびに完成後の種種の原因からおこるコンクリートの欠点その他が，柱の強度に非常に有害な影響をおよぼすから，柱の最小横寸法に制限を設けているのである。そこで計算上はこの制限より小さい寸法の断面で十分な柱でも，この制限値まで断面寸法を増しておかなければならないのである。

(b) について　軸方向鉄筋の直径を12mm以上と規定したのは，12mm以下だとその組立てにさいして剛性が不足し，軸方向鉄筋がまつすぐにならないおそれがあるからで，またその数を4本以上としたのは，実際上4本より少い軸方向鉄筋を用いたのでは，柱として適当な配筋をすることができないためである。

軸方向鉄筋断面積の最小量についての制限は，つぎの理由によるのである。

(i) 軸方向鉄筋を用いると，これを用いないコンクリート柱にくらべてよいコンクリートを造る妨げとなるから，ある程度まで，コンクリートの圧縮強度が低くなる。それであまり少量の軸方向鉄筋を用いると，実際上その効果があらわれないばかりでなく，かえつてコンクリートの性質を悪くする位のものである。

(ii) コンクリートに局部的な弱点があつた場合にも相当な断面積の鉄筋を用いてあればこの欠点の部分の応力を伝えることができる。

(iii) 不慮の偏心荷重をうけた場合にも，相当な断面積の鉄筋が用いてあれば安全である。

軸方向鉄筋断面積の最大量についての制限はつぎの理由によるのである。

(i) あまり多量の鉄筋をもつ帯鉄筋柱を用いるよりもらせん鉄筋柱を用いた方が経済的である。

(ii) たとえば $n=E_s/E_c=15$ とすれば，軸方向鉄筋の断面積がコンクリート断面積の7%であるとき，軸方向鉄筋のうける荷重の方がコンクリートのうける荷重よりも大きくなり，このような柱は，コンクリートを鉄筋で補強した鉄筋コンクリート柱ではなくて，鋼をコンクリートで補強した柱というのが適当である。圧縮力に抵抗する部材に余り多量の鉄筋を用いることは，経済上からも一般に不利であるので，種種の点から考えて4%と制限したのである。

なお，軸方向鉄筋断面積の制限値については，各国の規定で差がある。

(b) を適用するに当つて，「所要コンクリート断面積……」とあるのは，耐火構造その他で，特にかぶりを厚くしたとか，その他，いろいろの事情で計算上の所要断面以上のコンクリート断面積をもつ柱では，鉄筋比を計算するときのコンクリート断面としては，実際の断面積には関係なく，そのコンクリート断面中，計算上必要な部分だけを考えればよいという意味である。

(c) について　帯鉄筋の目的は軸方向鉄筋のバックリングを防ぐことと，圧縮力によつてコンクリートが横方

向に拡大しようとするのを多少とも防いで，コンクリートの圧縮強度を十分に利用しようとすることにある。帯鉄筋の直径を6mm以上にするのは，組み立てた軸方向鉄筋がしつかりするためと，実際上，便利なためとである。

はりと交わる柱の部分は構造物全体の弱点となりやすい所であるから，この部分で柱が十分な強度を発揮することができるためには，他の部分よりも，多少帯鉄筋の間隔を小さくすることが大切なのである。

(2) について　らせん鉄筋柱はコンクリート柱の軸方向に配置した軸方向鉄筋を，引張主鉄筋であるらせん鉄筋でらせん状にとり囲んだ鉄筋配置をもつ鉄筋コンクリート柱である。らせん鉄筋の代りにこれと同等の働きをする環状の鉄筋を用いたものもらせん鉄筋柱として取り扱われる。

(a) について　この条(1)(a)の帯鉄筋柱の場合と同じ理由によるのである。

(b) について　軸方向鉄筋の直径を12mm以上と規定したのは，この条(1)(b)の帯鉄断柱と同じ理由によるのである。らせん鉄筋柱の鉄筋組立てのさいに，らせん鉄筋が正しい形状，および間隔を保つためには，らせん鉄筋の内周に沿つて，相当数の軸方向鉄筋を配置し，これをらせん鉄筋と緊結しなければならない。少くとも，6本の軸方向鉄筋はこの目的にたいして必要である。なるべく8本以上用いるのがよい。軸方向鉄筋断面積の制限も，この条(1)(b)の場合と同じ理由によるものであるが，このほかにらせん鉄筋柱では，コンクリート断面積の4%以上の軸方向鉄筋を用いることは一般に不経済であつて，多量の軸方向鉄筋を用いる必要のある場合にはらせん鉄筋の方を多くした方がよいという実際上の考慮にもよるのである。しかし，らせん鉄筋が十分その効力を発揮するためには，相当な断面積の軸方向鉄筋を用いる必要があり，またこの軸方向鉄筋は非常に有効に働くかららせん鉄筋換算断面積の1/3以上の軸方向鉄筋断面積を用いるのが，実際上適当なのである。

(c) について　らせん鉄筋の直径を6mm以上にするのは，らせん鉄筋に相当な剛性をもたせることのほかに，ピツチが余り小さくならないための実際上の考慮によるのである。ピツチの制限はらせん鉄筋の効力を十分発揮するため，実験の結果と実際上の考慮とから定めたものである。はりと交わる部分のらせん鉄筋の配置については，この条(1)(c)と同じ理由によるものである。試験の結果によると，らせん鉄筋が大きい引張応力をうけてその効力を十分発揮するようになると，らせん鉄筋の外側にあるコンクリートはほげ落ちるから，らせん鉄筋柱の有効断面積はらせん鉄筋中心線内のコンクリート断面積にとることにしたのである。

128条　柱の高さ

(1)　柱の高さは，横方向に支持されていない柱の長さとし，つぎの場合を除いて，床版間の純間隔とする。

(a) フラットスラブ構造の柱の高さは，床と，カラムキヤピタルの下縁との純間隔とする。

(b) はりと版とからなる床組をうける柱の各方向ごとの高さは，床と，その柱のその方向にとりつけられている上階のはりのうち高さの大きいものの下側との純間隔とする。

(c) 支持材で横方向に支持されている柱の場合，ほぼ同じ高さで柱に交わる2本の支持材のなす角が60°～120°であるとき，柱の各方向ごとの高さは，その方向の鉛直面内の上下支持材の純間隔とする。前記の上下支持材は柱の横変位にたいして十分抵抗できる断面と固定度とをもつものでなければならない。

(d) はりまたは支持材で横方向に支持されている柱で，柱と，これらの支持材との接合部にブラツケットのある場合には，柱の高さは，床と，ブラツケットの下縁との純間隔とする。この場合のブラツケットの幅は，はりまたは支持材の幅に等しく，柱の幅の1/2以上でブラツケットの面と柱とのなす角が45°以上でなければならない。

(2)　設計に用いる柱の高さとしては，考えている方向の，柱の高さ h と断面寸法 d との比 h/d が最大になる方向の柱の高さをとらなければならない。

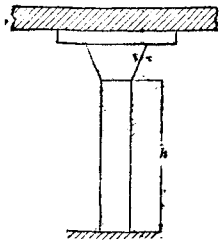
【解　説】　ここでいう柱の高さは，柱の断面寸法および許容中心軸方向荷重を求めるさいに用いる柱の高さ h をさすものであつて，ラーメンの骨組の寸法その他を定めるときの柱の高さをさすものではない。設計に用いる柱の高さは横方向に支持されていない柱の長さとするのが原則である。実際の構造物について横方向に支持されていない柱の高さのとり方に関して，この示方書の規定はアメリカの規定を参照して定めたものである。この規定によつて柱の高さを求めるには，まずこの条(1)に従つて各方向ごとの柱の高さを定め，つぎにこの条(2)に従つて，設計に用いる柱の高さを(1)で定まつたもののうちから1つだけ選ぶのである。

(1) について (a) について　フラット スラブでは，柱の高さ h を解説図—13 のようにとるのである。

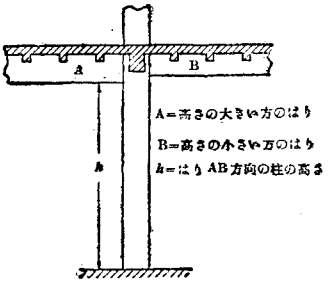
(b) について　普通の床組では，各方向ごとに柱の高さ h を解説図—14 のようにとるのである。

この場合，はりに (d) の条件に適したハンチがあるときは (d) によらなければならない。

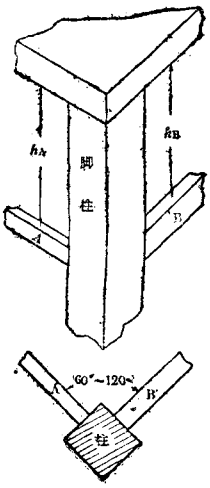
(c) について　これはたとえば水槽塔の脚柱のような場合で，各方向ごとに，柱の高さを解説図—15 の h_A および h_B のようにとるのである。この場合も (d) の条件に適したハンチまたはブラツケツトがあるときは (d) によらなければならない。ここで十分な固定度をもつ支持材とはストラットの鉄筋を柱の中に十分に定着し，また，ストラットと柱との接合部にハンチをつけたものをいう。



解　説　図—13

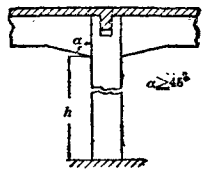


解　説　図—14



解説図—15

(d) について　ブラツケツトまたはハンチをもつ柱の場合には，柱の高さ h を解説図—16 のようにとるのである。この場合，このブラツケツトまたはハンチは，その幅がはりまたはストラットの幅に等しく，また，柱の幅の 1/2 以上であり，これが柱の面とのなす角が45°以上なければならないのである。



解説図—16

(2) について　設計に用いる柱の高さとしては，(1)で定まつた各方向ごとの，柱の高さのうち，考えている方向の柱の高さとその方向における柱の断面寸法との比が最大になる方向の柱の高さをとるのである。よつて，設計に用いる柱の高さはただ1つにきまるわけである。

129条　外　力

(1)　橋，地下道，等のラーメンの柱における曲げモーメントおよび軸方向力は，理論的計算で求めなければならない。

(2)　普通の建物における内部の柱の場合，鉛直な荷重にたいしては，中心軸方向力についてだけ計算をしてもよい。

但し，縁端の柱にたいしては，曲げモーメントを考えなければならない。この場合，曲げモーメントを近似的に $0.04wl^2$ にとつてよい。

(3)　連続ばりを支える柱の軸方向力は，はりの連続性を無視してこれを求めてもよい。

【解　説】　(1) について　ここで理論的計算というのはスロープ デフレクレヨン，モーメント配分，仮想仕事，等の諸方法をさすのである。この場合，計算に必要な $n=E_s/E_c$ は 10 にとるのである。

(2) について　建物の内部の柱は，動荷重が静荷重に比べて小さく荷重がつり合うので，曲げモーメントの影響は軸方向力の影響に比べて小さい。また中心軸方向荷重にたいして，十分安全であるように設計された柱は水平荷重による曲げモーメントにたいしても，相当安全度をもつことがわかつている。それで，簡単のため内部の柱は普通の荷重によつておこる曲げモーメントを無視して設計してもよいことにしたのである。しかし，縁端の柱は，荷重がつり合わず，曲げモーメントが大きくなるから，曲げモーメントを考えなければならないが，正確な計算を行うことは手数がかかるから，概算的の曲げモーメントの値を示してある。W. Gehler 教授の著「Der Rahmen ▮. Aufl. 1925」に，縁端の柱における曲げモーメントを求めるための近似式が誘導してある。これによると縁端

の柱におこる曲げモーメントの値はつぎのようになる。（解説図—17 参照）。

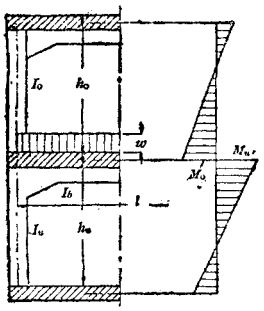
$$M_u=-w\frac{l^2}{12}\cdot\frac{C_u}{C_o+1+C_u}$$

$$M_o=+w\frac{l^2}{12}\cdot\frac{C_o}{C_o+1+C_u}$$

ここに，

$$C_o=\frac{l}{h_o}\cdot\frac{I_o}{I_b}$$

$$C_u=\frac{l}{h_u}\cdot\frac{I_u}{I_b}$$



解説図—17

w＝はりの単位長さ当りの等分布荷重。

l＝はりのスパン

h_o＝上層の柱の高さ（階層高さ）

h_u＝下層の柱の高さ（階層高さ）

I_o＝上層の柱の断面２次モーメント

I_u＝下層の柱の断面２次モーメント

I_b＝く形ばりまたはT形ばりの断面２次モーメント

普通の建物では h_o と h_u，I_o と I_u とは大差がないから，概算的に $C_o=C_u$ と仮定すれば，縁端の柱におこる曲げモーメントは $0.04wl^2$ 以下である。それで，縁端の柱にたいして，曲げモーメントを概算的に $0.04wl^2$ ととつてよいことに決めたのである。

130条　短柱および長柱

鉄筋コンクリート柱で柱の高さ h と柱の最小横寸法 d との比 $\frac{h}{d}$ が 10 以下のものを短柱とし，10 をこえたものを長柱とする。但し，128条(a)～(d) に示す場合には，128条（2）で柱の高さを定めるのに用いた $\frac{h}{d}$ を用いるものとする。

【解　説】　短柱と長柱とを細長比によつて定める方法もあるが，柱の高さと断面の最小横寸法との比を用いる方が計算が簡単であるから，アメリカの規定を参照して，実際上も十分安全であるようにこれを定めたのである。

131条　短柱の許容中心軸方向荷重

（1）　帯鉄筋柱

帯鉄筋柱の許容中心軸方向荷重 P はつぎの式でこれを求める。

$$\left.\begin{aligned}P&=\sigma_{ca}\,(A_c+15A_s)\\&=\sigma_{ca}\,A_i\end{aligned}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots(7)$$

ここに，

σ_{ca}＝コンクリートの許容軸方向圧縮応力度

A_c＝帯鉄筋柱のコンクリートの断面積　（軸方向鉄筋断面積を減らさない）

A_s＝軸方向鉄筋の全断面積

A_i＝帯鉄筋柱の換算断面積

（2）　らせん鉄筋柱

らせん鉄筋柱の許容中心軸方向荷重 P はつぎの式でこれを求める。

$$\left.\begin{aligned}P&=\sigma_{ca}\,(A_c+15A_s+45A_a)\\&=\sigma_{ca}A_i\\A_a&=\frac{\pi Df}{t}\\A_s&\geqq\frac{1}{3}\,A_a\quad A_i\leqq 2\,A_0\end{aligned}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots(8)$$

ここに，

σ_{ca}＝コンクリートの許容軸方向圧縮応力度

A_c＝らせん鉄筋柱のコンクリート有効断面積　（軸方向鉄筋断面積を減らさない）
A_s＝軸方向鉄筋の全断面積
A_a＝らせん鉄筋を軸方向鉄筋に換算したときの断面積
A_i＝らせん鉄筋柱の換算断面積
D＝らせん鉄筋柱の有効断面の直径
f＝らせん鉄筋の断面積
t＝らせん鉄筋のピッチ
A_0＝コンクリート全断面積

【解　説】　鉄筋コンクリート柱の計算式として一般に認められているので採用したのである。1932 年のドイツの示方書では（8）式中最下段の式が $A_i \leqq 2(A_0+15A_s)$ と改められている。

132条　長柱の許容中心軸方向荷重

長柱の許容中心軸方向荷重は短柱の許容中心軸方向荷重につぎの係数をかけてこれを求める。

$$1.3-0.03\frac{h}{d} \quad \cdots\cdots(9)$$

ここに，$\frac{h}{d}$ は 130 条による。

【解　説】　この係数はアメリカの規定を採用したものである。

133条　偏心軸方向荷重をうける柱

（1）　作用点が柱の断面の心内にある偏心軸方向荷重をうける短柱および長柱の圧縮応力度はそれぞれつぎの式でこれを求めてよい。

短柱にたいして

$$\sigma_c=\frac{N}{A_i}\pm\frac{Ne}{I_i}y \quad \cdots\cdots(10)$$

長柱にたいして

$$\sigma_c=\frac{N}{A_i\left(1.3-0.03\frac{h}{d}\right)}\pm\frac{Ne}{I_i}y \quad \cdots\cdots(11)$$

$$N\leqq P \quad \cdots\cdots(12)$$

ここに，

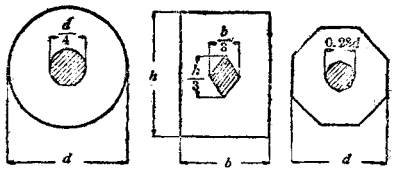
σ_c＝コンクリート断面の縁圧縮応力度
N＝軸方向力
P＝柱の許容中心軸方向荷重
A_i＝柱の全断面積に軸方向鉄筋断面積の 15 倍を加えた換算断面積
I_i＝A_i のその図心線に関する断面 2 次モーメント
e＝A_i の図心線から N の作用点までの距離
y＝図心線から応力度を求める点までの距離
$\frac{h}{d}$ は 130 条による。

（2）　(10) 式または (11) 式において断面の 1 方に引張応力のおこる場合にも，縁維引張応力度の絶対値が断面において同時におこる縁維圧縮応力度の 1/4 以下の場合にかぎつて前式を用いて圧縮応力度を計算してもよい。この場合でも引張応力は全部鉄筋でうけさせなければならない。

【解　説】　（1）について　(10) 式および (11) 式は柱の断面が対称軸をもち，軸方向圧縮力 N の作用点が，対称軸上において断面の心（Core）（解説図—18参照）の内にある場合の圧縮応力度の計算式である。これらの式で計算した柱の圧縮応力度が 142条 (15) 式の許容曲げ圧縮応力度をこえてはならないのである。また N が柱の許容中心軸方向荷重 P（この計算には，142 条 (14) 式の許容軸方向圧縮応力度を用いる）よりも小さくなければ柱としての安全性を保ちえないから，(12) 式の制限を設けたのである。

なお，(10) 式および (11) 式は帯鉄筋柱，らせん鉄筋柱いずれにも用いてよい。

（2）について　（1）の解説で述べたように（10）式および（11）式は N の作用点が断面の心の内にある場合に用いるのが原則であるが，心の外に出た場合でも，コンクリートの繊維引張応力度の絶対値が断面において同時におこる繊維圧縮応力度の 1/4 以下の場合には，これらの式で求めた圧縮応力度はコンクリートの引張応力を無視して求めた値と余り差がないので，計算を簡単にするために，（10）式および（11）式を用いて計算してもよいことにしたのである。これは計算を簡単にするための方法で，コンクリートの引張応力を考えに入れて，安全であるという意味ではない。よつて，断面におこる引張応力は，コンクリートの協同作用にまつことなく，すべてこれを軸方向鉄筋でうけることができるように軸方向鉄筋の断面積を定めることが必要なのである。



解　説　図—18

6節　フーチング

【解　説】　この節はアメリカの Joint Committee の設計規準（1940年）によつたものである。

134条　総　則

（1）　この節でフーチングとは独立フーチング，壁のフーチング，連結フーチング，およびいかだ基礎をいう。

（2）　フーチングは単純ばり，連続ばり，または片持ちばりの組合わせからなるものとして，設計するものとする。

いかだ基礎はさかさまにした床組として設計するものとする。

【解　説】　（1）について　独立フーチングとは，柱または受台1個をうけるように造られ他と連結されていないものをいう。壁のフーチングとは，壁からくる荷重を分布するためのフーチングをいう。連結フーチングとは，柱または受台2個以上をうけるように造られたものまたは独立フーチング相互間を部材で連結したものをいう。いかだ基礎とは床組をさかさまにしたような構造のものをいう。

（2）について　フーチングにおける応力の計算は一般にむずかしいが，これを設計する場合には，簡単のためにフーチングを分割して，単純ばり，連続ばり，または片持ちばりとして設計するのである。いかだ基礎は床組の設計と同様にすればよいわけである。

135条　応力の計算

（1）　独立または連結フーチングの曲げ応力，ずれ応力および付着応力は，136条に示す設計断面について計算するものとする。

（2）　フーチングの突出部の，ある断面の曲げモーメントは，その断面の1方の側におけるフーチングの全面積に加わる力のモーメントとつてよい。2方向配筋の独立フーチングでは，前記モーメントの 85% を用いて，引張鉄筋を算定するものとする。壁のフーチングのような1方向配筋のフーチングでは，全モーメントを用いなければならない。

（3）　一体として施工した独立フーチングの曲げに抵抗する断面は，つぎのようにとるものとする。

(a) 上面が水平であるか，または傾いているフーチングで，上面の傾きが片持ちばりとして計算する突出部をくさび形ばりとして取り扱う必要がない程度にゆるやかな場合には，曲げに抵抗する断面はこれを曲げモーメントを計算する位置における鉛直な全断面にとつてよい。上面が傾いているフーチングの場合，鉛直1．水平2の傾きをくさび形ばりとして取り扱う限界とし，フーチング上面の傾きは一様である必要はないが，どの点でもその傾きは 1:2 の限界をこえないものとする。

(b) 段形のフーチングの場合には，考えている段の下の段の断面をとるか，または，鉛直 1．水平2よりもゆるやかな傾きで，全く段形フーチングに含まれる範囲内の断面にとるものとする。

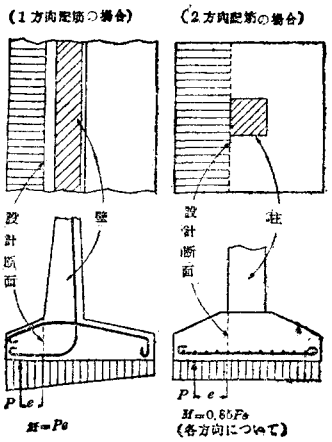
【解　説】　（2）について　この示方書では，フーチングの曲げモーメントを求めるのに，解説図—19に示す部分の荷重を考えて計算することにしてある。図中 M は設計に用いるモーメントを表わす。

解説図—20 に示すような てい形の部分の荷重によるモーメントをとつて設計する方法もあるが，この項に規定した曲げモーメントの計算方法はアメリカの Joint Committee が推奨している方法で，対称的な形をしたフーチングばかりでなく，不規則な形をしたフーチングにも適用することができるので，他の方法よりも一般的である。

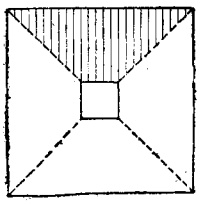
(3) について　(a) について　上面の傾いたフーチングでは上面の傾きが一様で 1:2 よりもゆるやかな場合，および上面の傾きが一様でなくとも各点で 1:2 より急でない場合には 解説図—21 に示すように全鉛直断面が曲げに抵抗できると考えてよいのである。

上面の傾きが 1:2 より急な場合には，くさび形はりとして設計しなければならない。

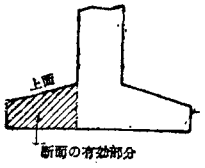
(b) について　この項を適用するのは主として無筋コンクリートの場合であつて，一体として施工した段形のフーチングでは，曲げに抵抗する断面は解説図—22 (a)，(b) のうちどれかをとればよいのである。



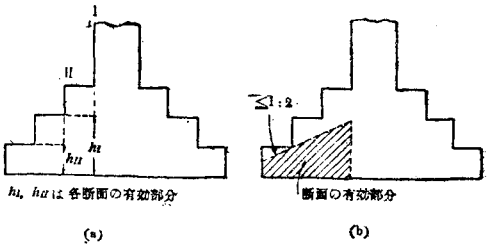
解　説　図—19



解説図—20



解説図—21



解説図—22

136条　設計断面

(1)　曲げモーメントにたいする設計断面

(a) コンクリートの，柱，受台，または壁をうけるフーチングでは，設計断面を柱，受台，または壁の前面にとる。正方形またはく形以外の柱の場合には，これと同じ面積をもつ同心の正方形を考え，その前面にとる。

(b) 石工壁をうけるフーチングでは，設計断面を壁の中央とその前面との中間にとる。

(c) 鋼柱をうけるフーチングでは，設計断面を柱の前面と底板の縁端との中間にとる。

(2)　付着応力にたいする設計断面

付着応力にたいする設計断面は，曲げモーメントにたいするものと同じ断面とする。付着応力の計算に用いるずれ力は曲げモーメントにたいする場合と同じ荷重状態および断面について計算する。なお，付着応力度は断面または鉄筋の変化する面でも検算しなければならない。

(3)　斜引張応力にたいする設計断面

(a) 土の上に造つたフーチングでは，設計断面を柱，受台，または壁の前面からこれらの前面におけるフーチングの有効高さ d の距離にある鉛直断面にとる。

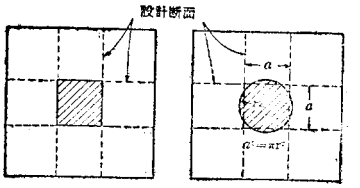
(b) くいで支えられているフーチングでは，設計断面を柱，受台，または壁の前面から $d/2$ の距離にある鉛直断面にとる。この場合，ずれ力の計算には，設計断面およびその外側に中心をもつすべてのくいを考えなければならない。

(c) 連結フーチングでは，はりとして働く部分も，片持ちばりとして働く部分も設計断面を柱，受台，等の前面にとる。

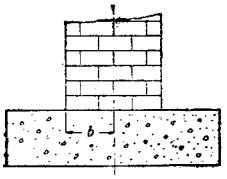
(4)　上面が傾いているかまたは段形のフーチングの場合には上の各項で定めた設計断面の外側の傾き，または高さの変化する数断面で応力の計算をしなければならない。

【解　説】　(1) について (a) について　ここに示すような場合には，解説図—23によればよいのである。

(b) について　ここに示すような場合には，壁の底端の强さに信頼できないから，設計断面を壁の前面でとることは危険である。それで，版厚，壁の幅，壁材料の强さ，等を考えて，設計断面を解説図—24に示すように，壁の中心線とその前面との中間に適宜選ぶのである。

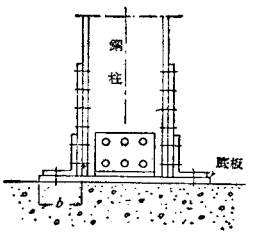


解説図—23



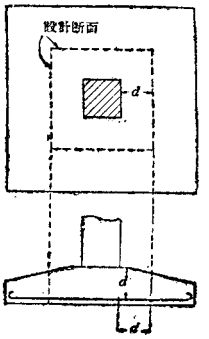
b=設計断面のとる範囲

解説図—24

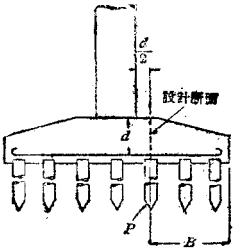


b=設計断面のとる範囲

解説図—25



解説図—26



解説図—27

(c) について　このような場合は，設計断面のとり方を解説図—25に示してある。

この理由は (b) の場合と同じである。

(3) について (a) について　ここに示すような場合には，解説図—26 に示す位置に設計断面をとるのである。

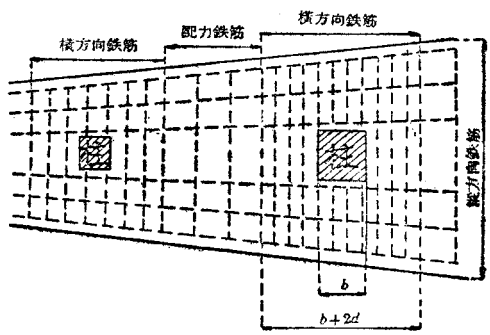
(b) について　くいで支えられているフーチングでは，設計断面は解説図—27のようにとり，ずれ力の計算に必要なくいの反力としてはBの範囲にあるくいの反力をとる。設計断面を含む面に入るようなくいPの反力は，このくいの中心が設計断面の位置およびその外側にあれば，このくいPによる反力も計算に入れるのである。

137条　鉄筋の配置

(1)　独立フーチングの鉄筋は，断面の幅全体に，これを配置しなければならない。

(2)　連結フーチングの横方向鉄筋は，その全断面積を柱の荷重に比例して各柱に分けなければならない。各柱にたいする横方向鉄筋は，柱の幅 b とフーチングの有効高さ d の2倍との和の幅に一様にこれを配置しなければならない。縦方向鉄筋はフーチングの幅全体に，これを配置しなければならない（図—29参照）。

(3)　鉄筋が曲げモーメントを求める断面に直角に交わらない場合には，鉄筋断面積に，鉄筋がその断面となす角の正弦をかけた値を鉄筋の有効断面積とする。



図—29　連続フーチングの配筋

133条　フーチングまたは受台と柱との接合部の設計

(1)(a)　軸方向鉄筋の圧縮応力を，受台またはフーチングに伝えるために，柱の底部では，軸方向鉄筋を受台またはフーチング中にのばすか，あるいは接合鉄筋を用いなければならない。

(b)　接合鉄筋を用いる場合には，柱の各軸方向鉄筋にたいして少くとも1本これを用い，その全断面積は柱の軸方向鉄筋の全断面積より小さくしてはならない。

(c)　接合鉄筋または軸方向鉄筋は，これらの全応力を許容付着応力で，コンクリートに伝えるに十分な長

さだけコンクリート中に埋め込まなければならない。このとき，付着応力度の計算には鉄筋端のフックを無視するものとする。

(d) フーチングまたは受台の，頂部の面積 A はつぎの式で求めた値以上でなければならない。

$$A \geqq \left[\frac{\sigma_{ca}}{0.285\sigma_{28}}\right]^2 A' \quad \cdots\cdots(13)$$

ここに，

A'＝柱の断面積

σ_{ca}＝柱の設計に用いたコンクリートの許容軸方向圧縮応力度

σ_{28}＝フーチングまたは受台のコンクリートの材令 28 日における圧縮強度

但し，フーチングまたは受台のコンクリートは，$\frac{\sigma_{ca}}{0.285\sigma_{28}}$ が1.5をこえない品質のものでなければならない。

（2） 上面が傾いているかまたは段形のフーチングでは，(13) 式の A としてフーチングの頂部の面積，または頂面積が面積 A' に等しく側面の傾きが鉛直1にたいし水平2である切頭すい体で，フーチングのなかに含まれるものの下底面積をとつてよい。

（3） 鋼柱の底板がのつているフーチング，または受台の頂面の所要面積を求めるにも，(13) 式を用いてよい。この場合，σ_{ca} は荷重ののる面積上に実際作用する圧縮応力度にとるものとする。

【解　説】　(1) について　(a) について　この一例を解説図—28に示してある。

(c) について　接合鉄筋をフーチングまたは受台と柱とに埋め込む各の長さ L_0（解説図—28参照）。または，軸方向鉄筋のフーチングまたは受台に埋め込む長さ L_0 はつぎの式で求めるのである。

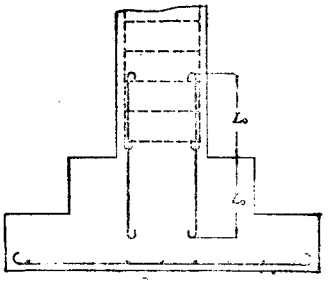
$$L_0 \geqq \frac{\sigma_s' d}{4\tau_{0a}}$$

ここに，

σ_s'＝柱の軸方向鉄筋の最大圧縮応力度

d＝柱の軸方向鉄筋の直径

τ_{0a}＝許容付着応力度(101条(2)参照)。

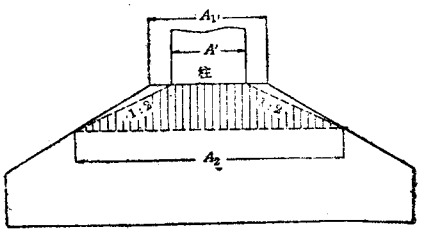


解説図—28

(2) について　このような場合には (13) 式の A としては，解説図—29に示す A_1 または A_2 をとるのである。

(3) について　この項のような場合には，コンクリートの許容軸方向圧縮応力度を柱の設計に用いないから，(13) 式を適用するとき σ_{ca} をどのようにとるかが問題になる。

この場合 (13) 式の σ_{ca} としては，柱からの荷重が一様に分布するものとして計算した圧縮応力度 σ にとるのである。この場合でも，この条 (1) (d) の但し書きに示したように，フーチングまたは受台のコンクリートは $\sigma/0.285\sigma_{28}$ が 1.5 をこえない品質のものでなければならないのはいうまでもない。



解説図—29

7節　擁　壁

133条　土圧および設計断面

（1） 土圧は実験または一般にみとめられている資料および理論によつて，これを定めなければならない。

（2） 擁壁各部の設計断面は，版，はりおよびフーチングの節におけると同様に，これを定める。

【解　説】　(1) について　土圧はできるだけ裏込めに用いる土に関する各種の実験結果をもととして一般に認められている理論によつて算出するのがよい。しかし，裏込め材料を採る場所が定まらない場合，または実験のできない場合には一般に認められている資料をもととして土圧を計算することもやむをえない。

140条　外力にたいする安定度

（1） 滑動にたいする抵抗力は擁壁に働く水平圧力の2倍以上でなければならない。

（2） 転倒にたいする抵抗モーメントは土圧による回転モーメントの 1.5 倍以上でなければならない。

基礎地盤が土の場合には，外力の合力が底幅の中央 1/3 内にくるように，振動をうける所では底の中央付近にくるように，しなければならない。

（3） 地盤に働く最大支圧力度は地盤の許容地耐力度をこえてはならない。

141条　設計および構造の細目

（1） 控え壁擁壁では，控え壁をT形ばりとし，前壁を連続版として，設計するものとする。前壁および底版によつて控え壁に伝えられる土圧に耐えるため，控え壁には十分に定着したスターラップまたはタイバーを適当に配置しなければならない。

（2） 扶壁擁壁では，扶壁をく形ばりとし，前壁を連続版として，設計するものとする。

（3） 滑動にたいする抵抗その他のために底版にくさびを設ける場合には，くさびのコンクリートは底版と単体的に打ち込まなければならない。

（4） 收縮および濕度変化によるひびわれを防ぐため，壁の露出面に近く，水平方向に壁の高さ 1m 当り10 cm^2 以上の断面積の鉄筋を，中心間隔 30cm 以下に配置しなければならない。この鉄筋は細いものを小間隔に配置するのがよい。

（5） かぶりは壁の露出面では 5cm 以上，コンクリートが土に接する面では 7.5cm 以上，としなければならない。

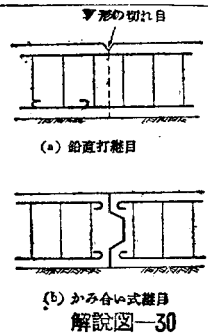
（6） 壁にはその表面にV形の切れ目をもつ鉛直打継目を設け，その間隔をなるべく 9m 以下とする。この継目で鉄筋を切つてはならない。

壁の伸縮継目の構造は，かみ合い式とし，その間隔は 30m 以下としなければならない。この継目では鉄筋を切らなければならない。

（7） 擁壁のかさ石，手すり，等の継目は壁の継目の位置に，これを設けなければならない。なお，前記の継目の中間にも継目を設けるのがよい。

（8） 擁壁の裏には容易に集水できる高さに，壁の全長にわたる水平な砕石層を設け，同時に壁頂に達する鉛直な砕石層を壁に沿つて約 4.5m の間隔に設けなければならない。また，容易に排水できる高さに，少くとも直径 10cm の排水孔を約4.5m 間隔に，または控え壁の各パネルに少くとも1つの排水孔を設けなければならない。

（9） 壁の露出面には，水平 1，鉛直 50 程度の傾きをつけなければならない。



解説図—30

【解　説】　（6）について　解説図—30 (a) のように，鉛直打継目にV形の切れ目をつければ，壁の表面に小さいひびわれができるのを防ぐことができる。

かみ合い式とは，解説図—30 (b) のような継目の形式をいう

（8）について　排水層には割栗がよいが，砂利でもよい。またその厚さは30～40cm 位必要である。容易に排水できる高さとは，地下水または外部のみぞ，等の水位以上で，なるべく擁壁の低部となる所をいうのである。排水孔は排水を容易にするため水平層と鉛直層との交点に擁壁を通して設けるのがよい。

（9）について　壁面を鉛直につくると倒れてくるような外観を与えるので，このような傾きをつけるのである。

20章　許容応力度

【解　説】　93条（1）に特に明記してあるように，この章に与えられている許容応力度を用いるには，動荷重による応力に，衝撃の影響も加算することが必要である。

この章に規定した許容応力度は，この示方書に示してある設計および計算の方法，構造細目および施工法に従つて造られた鉄筋コンクリートだけに適用できるもので，この示方書と異なつた仮定による計算方法または施工方法を用いる場合に，この許容応力度が適当であるかどうかは別問題である。すなわち，この章に与えてある許容応力度と，この示方書の他の条項とは密接な関係をもつものであることについて，特に注意を要する。

この章に与えてある許容応力度は，これをこえてはならない値を示したものであるから，実際の設計に当つて，

設計に用いる応力度は，その構造物の重要さ，地方的条件（その地方の気象，気温，地質，地震，等），施工の良否，等を考えて，ここに示す許容応力度の範囲内で，経済的な設計ができるように，適当にこれを定めなければならないのである。

142条　コンクリートの許容応力度

（1）　許容軸方向圧縮応力度

$$\left.\begin{aligned}&\sigma_{ca} \leqq \frac{\sigma_{28}}{4}\\&\sigma_{ca} \leqq 55\ \mathrm{kg/cm^2}\end{aligned}\right\} \cdots\cdots(14)$$

（2）　許容曲げ圧縮応力度（軸方向力を伴う場合も含む）

$$\left.\begin{aligned}&\sigma_{ca} \leqq \frac{\sigma_{28}}{3}\\&\sigma_{ca} \leqq 70\ \mathrm{kg/cm^2}\end{aligned}\right\} \cdots\cdots(15)$$

（3）　許容ずれ応力度

(a) コンクリートだけで斜引張応力をうけさせる場合

はりの許容ずれ応力度

$$\left.\begin{aligned}&\tau_a \leqq 4.5\ \mathrm{kg/cm^2}\ (\sigma_{28}<160\mathrm{kg/cm^2}\ \text{の場合})\\&\tau_a \leqq 5.5\ \mathrm{kg/cm^2}\ (\sigma_{28}\geqq 160\mathrm{kg/cm^2}\ \text{の場合})\end{aligned}\right\} \cdots\cdots(16)$$

版の許容ずれ応力度

$$\left.\begin{aligned}&\tau_a \leqq 6\ \mathrm{kg/cm^2}\ (\sigma_{28}<160\mathrm{kg/cm^2}\text{の場合})\\&\tau_a \leqq 8\ \mathrm{kg/cm^2}\ (\sigma_{28}\leqq 160\mathrm{kg/cm^2}\text{の場合})\end{aligned}\right\} \cdots\cdots(17)$$

(b) 腹鉄筋で斜引張応力をうけさせる場合

腹鉄筋を無視して計算した場合のずれ応力度にたいする許容ずれ応力度

$$\left.\begin{aligned}&\tau_a \leqq 14\mathrm{kg/cm^2}\ (\sigma_{28}<160\mathrm{kg/cm_2}\ \text{の場合})\\&\tau_a \leqq 16\mathrm{kg/cm^2}\ (\sigma_{28}\geqq 160\mathrm{kg/cm^2}\ \text{の場合})\end{aligned}\right\} \cdots\cdots(18)$$

（4）　許容付着応力度

$$\left.\begin{aligned}&\tau_{oa} \leqq 5.5\mathrm{kg/cm^2}\ (\sigma_{28}<160\mathrm{kg/cm^2}\ \text{の場合})\\&\tau_{oa} \leqq 6.5\mathrm{kg/cm^2}\ (\sigma_{28}\geqq 160\mathrm{kg/cm^2}\ \text{の場合})\end{aligned}\right\} \cdots\cdots(19)$$

（5）　許容支圧応力度

$$\left.\begin{aligned}&\sigma_{ca} \leqq \frac{\sigma_{28}}{3.5}\\&\sigma_{ca} \leqq 60\mathrm{kg/cm^2}\end{aligned}\right\} \cdots\cdots(20)$$

特に支承面にらせん状の鉄筋その他を配置して支圧強度を高めた場合には，σ_{ca} を 70kg/cm² まで高めてよい。

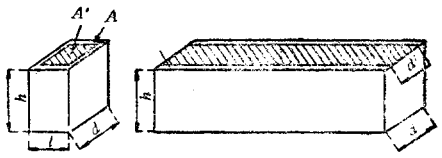
支承の表面積 A が支圧をうける面積 A' より大きい場合，その許容支圧応力度 σ_{ca}' はつぎの式で求めてよい（図—21参照）。

(a)　の場合

$$\left.\begin{aligned}&\sigma_{ca}' \leqq \sigma_{ca}\sqrt[3]{\frac{A}{A'}}\\&\sigma_{ca}' \leqq 120\ \mathrm{kg/cm^2}\end{aligned}\right\} \cdots\cdots(21)$$

(b)　の場合

$$\left.\begin{aligned}&\sigma_{ca}' \leqq \sigma_{ca}\sqrt[3]{\frac{d}{d'}}\\&\sigma_{ca}' \leqq 120\ \mathrm{kg/cm^2}\end{aligned}\right\} \cdots\cdots(22)$$



(a) $h \geqq d(d>l$ の場合) (b) $h \geqq d$

図—21

【解　説】　（1）について　柱の破壊は構造物全部の破壊をおこすこともあり，また，鉄筋コンクリート柱は施工上の欠点の影響をうけることが他の鉄筋コンクリートの部材より大きい。そこで柱にたいしては，版，はり，等よりも安全率を大きくとる必要がある。許容軸方向圧縮応力度 $\frac{\sigma_{28}}{4}$ をとしたのは，実験結果や各国の準標示方書を参照して，十分安全であるように選んだのである。

余り大きな許容応力度を許すことは，今日の施工では不安があるので σ_{28} がいかに大きくても，これを 55kg/cm² 以下に制限したのである。

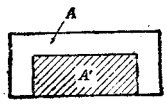
（2）について　許容曲げ圧縮応力度を $\frac{\sigma_{28}}{3}$ としたのは，実験結果や各国の標準示方書を参照して定めたものである。

最大値を 70kg/cm² としたのは，（1）で説明したのと全く同じ理由によるのである。

（3）について　100条解説参照

（4）について　101条解説参照

（5）について　この項に示したほか，橋げたが橋台の上にのるときのように，解説図—31に示すような場合には，つぎの式によつてもよい。



解説図—31

$$\sigma_{ca}' \leqq \sigma_{ca}\left[\frac{2}{3}+\frac{1}{3}\sqrt[3]{\frac{A}{A'}}\right]$$

143条　鉄筋の許容応力度

（1）　許容引張応力度　　$\sigma_{sa} \leqq 1\,200$ kg/cm²

　　許容圧縮応力度　　$\sigma_{sa}' \leqq 1\,200$kg/cm²

（2）　特殊な鋼材の許容応力度は責任技術者の承認をえた場合にかぎつて前項によらなくてもよい。

【解　説】　（1）について　鉄筋の許容引張応力度は 24 条の規定に適合する材質の鉄筋にたいしては，一律に1 200kg/cm² 以下とするのである。24条の規定に合格する材質のものであつて，引張強度または降伏点の高い鉄筋を用いれば，鉄筋の許容引張応力度を 1 200 kg/cm² 以上にとつてもよいように考えられるが，鉄筋の許容応力度を余り高くとると設計荷重下でコンクリートのひびわれが大きくなるおそれがあり，鉄筋のさびを防ぐ上からよくないだけでなく，斜引張応力によるひびわれを防ぐ上からもよくないので，単に鉄筋の引張強度が高いという理由だけで許容引張応力度を余り高めるのはよくないのである。

腹鉄筋は，ずれ力による斜引張応力をうけるのであるから，許容応力度としては，鉄筋の許容引張応力度を用いてよいのである。

（2）について　この条（1）の解説にのべたように，鉄筋の許容応力度は一般に　1 200kg/cm² 以下とするのであるが，責任技術者の責任において，設計，施工に特別な処置をすれば，特殊な鋼材を用いる場合，鉄筋の許容応力度を適宜高めてもよいのである。

144条　地震力を考えた場合の許容応力度

地震の影響を考えた場合には，142 条および 143 条に規定した許容応力度を 1.5 倍まで高めてよい。

【解　説】　この条は 93 条（2）に示したように，地震力の影響を構造物に作用する加速度として取り扱つた場合の許容応力度のとり方の大体の標準を示したものである。