

彙 報

第 27 卷 第 4 號 昭和 16 年 4 月

ソ聯の鐵筋コンクリート標準示方書 (I. 設計の部)

正會員 原 田 千 三*

要旨 本示方書はソ聯最近 (1939 年 5 月 1 日) 制定されたるものにして、鐵筋コンクリートの設計に對し基準を與へしものである。本示方書と同時に、之に對する「解説書」及鐵筋コンクリートとコンクリートとの施工法、試験法に對する標準示方書が發表されてゐる。

ソ聯最近の鐵筋コンクリート工學及同構造物の基準を推知する上に便と思ひ紹介する次第である。

目 次

- | | |
|----------------|-----------------------|
| 1. 本示方書適用範圍 | 4) 偏心壓縮部材 |
| 2. 材料 | 5) 偏心引張部材 |
| 3. 一般的計算規準 | 6. 特殊部材の計算及構造 |
| 4. 一般的構造規準 | 1) 組合せ構造 |
| 5. 基本的部材の計算及構造 | 2) 薄壁構造 |
| 1) 軸方向壓縮部材 | 3) 輕量鐵筋コンクリート構造 |
| 2) 軸方向引張部材 | 4) 承を有する鐵筋コンクリート構造及多肋 |
| 3) 曲げ部材 (梁及版) | 鐵筋コンクリート構造 |

記 號

1. 最大強度及應力

k : 安全係數

R : コンクリート立方體の最大壓縮強度 (“立方體強度”)

R_{np} : コンクリート角筺の最大壓縮強度 (“角筺強度”)

R_{uc} : 曲げの場合、偏心壓縮及偏心引張の計算に用ひらるるコンクリートの最大壓縮強度

R_p : 軸方向引張の場合コンクリートの最大強度

σ_T : 鐵筋の降伏點應力

σ_{ma} : コンクリート内主引張應力

2. 軸方向壓縮部材 (圖-9, 10) 及軸方向引張部材

N : 計算軸方向力

N_p : 破壊軸方向力

N_m : 龜裂を生ずる軸方向力

l_0 : 部材の計算長

b : 正方形斷面の邊或は矩形斷面の幅

h : 矩形斷面の高さ

d : 圓形斷面の直径或は多邊形斷面に内接する圓の直径

γ : 斷面の回轉半徑

$\lambda = \frac{l_0}{\gamma}$ — 部材の細長比

ρ : 軸方向曲げ係數

d_c : 部材の核直径

ϕ : 軸方向鐵筋の直径

F_c : 部材のコンクリートの斷面積

F_k : 核のコンクリートの斷面積

F_a : 軸方向鐵筋の斷面積

F_c : 螺旋鐵筋の換算斷面積

f_c : 螺旋鐵筋 1 本の軸方向斷面積

s : 螺旋鐵筋の間隔

3. 曲げ部材、偏心壓縮部材及偏心引張部材 (圖-11, 12, 13, 14)

M : 計算曲げモーメント

M_p : 破壊曲げモーメント

N : 計算軸方向力

N_p : 破壊軸方向力

Q : 計算横方向力

l_0 : 梁或は柱の計算長

l_1 : 版の小なる方の徑間

l_2 : 版の大なる方の徑間

b : 矩形斷面の幅或は T 形斷面腹部の幅

b_n : T 形斷面突縁の幅

h_n : T 形斷面突縁の厚さ

h : 矩形斷面或は T 形斷面の總高

h_0 : 斷面の有效高

F_a : 軸方向鐵筋の斷面積

曲げ部材に於ては — 引張部

偏心壓縮部材に於ては — 力 N より最遠位置にある部材縁端附近

* 工學士 南滿洲工業專門學校教授兼滿鐵工務局

偏心引張部材に於ては——力 N より最近位置
にある部材縁端附近

$$\delta = \frac{a}{h_0}; \quad \delta' = \frac{a'}{h_0}$$

F_a : 軸方向鐵筋の斷面積

e : 力 N の鐵筋 F_a の斷面重心に至る距離

曲げ部材に於ては——壓縮部

e_0 : 力 N の斷面幾何學的軸に至る距離

偏心壓縮部材に於ては——力 N より最近位置
にある部材縁端附近

$$e = \frac{e}{h_0} \text{——關係的偏心距離}$$

偏心引張部材に於ては——力 N より最近位置
にある部材縁端附近

$$\alpha = \frac{F_a \sigma_T}{b h_0 R_u} \text{ 及 } \alpha' = \frac{F_a' \sigma_T}{b h_0 R_u} \text{——斷面の性質}$$

$\beta = \alpha - \alpha'$: 性質の差

a 及 a' : 斷面の最近縁端より鐵筋 F_a 及 F_a' の重心
に至る距離

M_u 及 M_u' : 外力が鐵筋 F_a 及 F_a' の斷面重心に對す
るモーメント

1. 本示方書適用範圍

(1) 本示方書は土木、建築の鐵筋コンクリート構造物の設計に適用すべきものとす。特に重要な構造物及記念的構造物に對しては特別示方書に準據するものとす。

2. 材 料

(2) コンクリート 鐵筋コンクリートに對しては、ポルトランドセメント、アルミナセメント、火山灰ポルトランドセメント、鑛滓ポルトランドセメント及規格に適合せる種々のセメント並に自然石或は人工石より成る骨材を使用せるコンクリートを用ふべきものとす。コンクリートの強度は、規格に従ひ製作試験されたるコンクリートより寸法 $20 \times 20 \times 20$ cm なる立方體を採り、材齡 30 日の壓縮強度を以て基準とす。

火山灰ポルトランドセメント、鑛滓ポルトランドセメントより成るコンクリートに對しては、構造物への載荷期日に基據し、90 日迄の材齡を有する立方體コンクリートを以て基準とするも差支なし。

急硬セメントより成るコンクリートに對し或は硬化促進劑を使用せし場合、セメントの種類、施工法及構造物諸條件に基據し、3~6 日材齡の方立體コンクリートを以て基準とするも差支なし。

コンクリートの品質は次の如く定むるものとす。

《350》, 《300》, 《250》, 《200》, 《170》, 《140》, 《110》, 《90》, 《70》 及 《50》

《350》以上の品質は技術—經濟的考慮より特に使用を許可せる事あるべし。

《70》及夫以下の品質は輕量鐵筋コンクリートに對し鐵筋防錆の場合に限り許可ある事あるべし。

(3) 鐵筋 鐵筋の品質は Cr. 3 及 Cr. 5 (炭素含有量) を採るものとす。

鐵筋の計算降伏點は次の如く採るものとす。

Cr. 3 に對し..... $\sigma_T = 2500$ kg/cm²

Cr. 5 に對し..... $\sigma_T = 3000$ "

備考: 1. 市販鋼に對しては計算降伏點は 2500 kg/cm² に採るべきものとす。

2. 計算者は降伏點の實際的平均値を採るべきものにして、鋼の標準規格に示されたる最小値を採るべきに非ず。

3. 一般的計算規準

(4) 計算荷重は標準規格に準據し定むべきものとす。

鐵筋コンクリート構造物の部材に生ずべき應力は、同種彈性體に對するが如く、構造力學理論に據り定むべきものとす。

變形及變位を算定する場合、鐵筋コンクリート斷面の面積及慣性モーメントは、壓縮コンクリート及引張コンクリートの計算には全部考慮に入るべきものとす。但し鐵筋は考慮せず。尙彈性係數は表-1 のコンクリート品質に基據し採るものとす。

(5) 鐵筋コンクリート構造物の部材斷面は、コンクリートの引張部の強さを考慮せず破壊期より定むるものとす。

-1. 弾 性 係 數

コンクリートの性質 弾性係數 kg/cm ²	"350"	"300"	"250"	"200"	"170"	"140"	"110"	"90"
	壓縮部材に對し	360 000	340 000	320 000	290 000	260 000	230 000	200 000
曲げ部材に對し	235 000	210 000	200 000	180 000	160 000	140 000	125 000	110 000

- 備考: 1. ラーメン構造の計算の場合、曲げ部材に對し與へられたる弾性係數を採り得るものとす。
 2. 動力學的計算 (タービン電動機、鉋其他の下にある基礎構造) の場合は、壓縮部材に對し與へられたる弾性係數を採るべきものとす。
 3. 輕量コンクリートに對し、弾性係數はコンクリートに對し弾性係數はコンクリート品質のみならず骨材の性状にも基據し判定するを要す。輕石或は凝灰岩より成る骨材の場合、壓縮部材並に曲げ部材に對しても、 $E=1.200R$ なる弾性係數を採り得るものとす。
 4. 剪斷係數 G は $G=0.425E$ と採るものとす。茲に E —弾性係數

(6) 部材斷面の許容應力は次式より定むるものとす。

$$N = \frac{N_p}{k} \quad \text{及} \quad M = \frac{M_p}{k}$$

茲に k —安全係數

第 2 級及第 3 級の構造物に對しては、表-2 に示せる安全係數を用ふべきものとす。

表-2. 計 算 安 全 係 數

考慮せらるべき荷重	破壊原因 鉄筋が降伏點に到達するか或はコンクリートが最大壓縮強度に到達し破壊する場合		コンクリートが最大引張強度に到達し破壊する場合 (主要應力)
	柱及支承に對し	殘餘部材に對し	
基本的荷重	2.2	2.0	2.5
基本的荷重, 風及溫度*	2.0	1.8	2.25
基本的荷重, 風, 溫度, 凝結硬化, 其他の作用	1.8	1.6	2.0

* 風或は溫度が根本的荷重でない場合に於て

基本的荷重以外に附加的荷重 (風, 溫度, 凝結硬化其他) をも亦計算に考慮すべき場合, 附加的荷重を無視せし時には表-2 の第一行に示せるより以上の安全係數を有するを要す。

第一級の構造物に對しては、表-2 に示せる安全係數は 10% 増大すべきものとす。組合せ構造の部材に對する安全係數は (46) を参照すべし。

(7) 鐵筋コンクリート部材の斷面を破壊期より算定する場合、コンクリートの最大強度はコンクリートの品質及表-3 の作用應力の種類に基據するものとす。

表-3. 最 大 強 度 (kg/cm²)

應力の種類	コンクリートの品質 強度の名稱	"350"	"300"	"250"	"200"	"170"	"140"	"110"	"90"	"70"	"50"
		壓縮	角礫の最大壓縮強度 R_{np}	225	200	175	145	125	108	88	73
引張	最大引張強度 R_p	25	22.5	20	17	15.5	13.5	11.5	10	8.5	6.5
曲げ及偏心壓縮	曲げの場合の最大壓縮強度 $R_u = 1.25 R_{np}$	280	250	220	180	155	135	110	90	70	50

備考: "350" 以上及 "50" 以下の品質のコンクリートに對しては、最大強度を特別に定むべきものとす。

(8) 鐵筋コンクリートの容積的重量, 其の溫度的伸張係數, 凝結硬化に因る收縮及熱傳導係數を表-4, 5 に掲ぐ。

表-4. 容積的 重量

鉄筋コンクリートの性状	容積的 重量 kg/m ³
重き骨材 (自然の石よりなる砂利或は碎石振動を興へず)	2400
重き骨材 (振動を興へし場合)	2600
重き骨材 (煉瓦碎片)	2000
軽き骨材 (骨材及打方に基據)	1100~1800

4. 一般的構造規準

(9) 構造物が温度變形及凝結硬化變形をなし得る様、伸縮繼目を設くるを要す。伸縮繼目の最大間隔は次値を超過するを得ず。

重量鉄筋コンクリートより成る構造物……40m

軽量鉄筋コンクリートより成る構造物……25m

合成型式の構造物 (骨組は鉄筋コンクリート、被覆は木或は金屬) の場合……60m

若し繼目の間隔が上記限度を超過する場合並に構造物が風雨に曝さるる場所に在る場合には、温度及凝結硬化に因る追加應力の檢算をなすを要す。

(10) 技術的處理に伴ひ加熱せらるべき鉄筋コンクリート構造物は、熱絶縁體或は遮熱板を用ひて強烈且不等なる加熱を防止すべし。

長期に互り 70° 以上の温度を保持する構造物に對しては、コンクリートの計算強度は次値だけ低下すべし。

100° 迄の温度の場合……25%

100~200° の温度の場合……50%

弾性係数は此の場合低下せしコンクリート強度を採るものとす。

鉄筋コンクリート構造物は 200° 以上の加熱を蒙るべからず。

(11) 曲げ部材及び偏心引張部材並に (40) の場合-1 により計算されたる偏心壓縮部材の各引張部縁端附近に在る鉄筋斷面積は、コンクリート斷面積の百分比にて示し、表-6 に掲げし値より僅少なからざるを要す。

表-6. 鉄筋の最少百分比

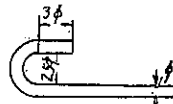
コンクリートの品質	“350~250”	“200~170”	“140~90”	“70”	“50”
鉄筋の最少百分比	0.4	0.3	0.2	0.15	0.1

(12) 引張鉄筋端はコンシデェルの鈎 (圖-1) を付するか鋭角の鈎 (圖-2) を付するものとす。

(13) 鉄筋の繼手は接觸熔接法或は其他の熔接法を用ひて熔接するを可とす。

圖-1.

圖-2.



純引張を受ける部材に於ける鉄筋の繼手は、鉄筋直径の如何に拘らず、熔接或はターンバックルに據るべきものとす。

圓形貯水槽及穀倉の鉄筋繼手は、熔接に據らず重ね繼手による事を得。

熔接々合部に於ける熔接繼手の重ね合せ長は 8φ たるを要す。

添接材を有する熔接々合部に於ける添接材各半部の熔接繼手長は、8φ たるを要す。熔接さるべき鉄筋の端及添接材は、此の場合、應力の作用を受けて接合部鉄筋が屈曲せざる様配置するを要す (圖-3)。

熔接せざる重ね繼ぎの場合、鉄筋端は次の如く重ねるを要す。引張鉄筋 30φ、壓縮鉄筋 20φ、接合鉄筋の端はコンシデェルの鈎或は鋭角の鈎を付するを要す。

表-5. 温度的伸張係數及凝結硬化に因る收縮及び傳導係數

係 數 の 名 稱	係 數 の 値
温度的伸張係數	0.00001
凝結硬化に因る收縮係數:	
a) 重量鉄筋コンクリート	0.00015
b) 輕 “ ”	0.00020
氣乾鉄筋コンクリートの熱傳導係數	
a) 砂利骨材入の重きもの	1.20 k/t.h.d.
b) 煉瓦碎片骨材入の重きもの	1.00 “
c) 輕きもの	
容積的 重量 1800 kg/m ³	0.80 “
“ 1600 “	0.65 “
“ 1400 “	0.55 “
“ 1200 “	0.50 “

單一體的構造物の曲げ部材及引張部材に於て、熔接せざる、一斷面に於て重ねて接合すべき引張鐵筋の面積は、該鐵筋總面積の 25% 以下たるを要す。

(14) 鐵筋の屈曲は 10φ 以上の半徑の圓弧に沿ひ行ふものとする。屈曲されたる鐵筋端は、直線部とコンシデールの鉤或は銳角の鉤を付すべきものとする。

直線部の長さは次値より小ならざるを要す。壓縮部に終る鐵筋に對し 10φ (圖-4)、引張部に終る鐵筋に對し 20φ (圖-5)。1 m 以上の高き部材にありては、屈曲鐵筋は直線部を有するを要せず (圖-6)。

圖-4.



圖-5.



直線鐵筋は、計算上必要とせざる斷面外へ 20φ 以上延長するを要す。引張部内に在る鐵筋の裂損を避くるを要す。

(15) 被り厚さは次値以上たるべし。

- 厚さ 10 cm 以下なる版、膜及壁に對し.....1.0 cm
- 厚さ 10 cm 以上なる版、膜及壁に對し.....1.5 cm
- 梁及柱に對し.....2.5 cm

肋鐵筋はコンクリート表面より 1.5 cm 以上内部にあるべし (圖-7)。

コンクリートが組織的有害なる諸作用 (煤煙、酸類の蒸氣、高度の濕潤及乾濕) を受くる場合には上記の被り厚さは夫々 1 cm 以上増加すべし。

(16) 構造部材の 165° 以下の凹角面は、交錯する直線鐵筋により補強すべし (圖-8 a 及 b)。鐵筋の彎曲は、該鐵筋が如何なる場合にも引張を蒙らざるが如き時に限り許容さるべきものとする。

圖-7.

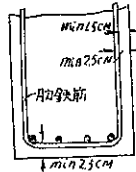
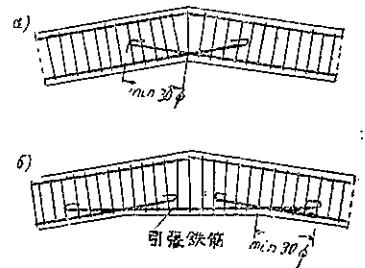


圖-8.



5. 基本部材の計算及構造

1) 軸方向壓縮部材

(17) 軸方向鐵筋及帶鐵筋を有する軸方向壓縮部材 (圖-9) の計算は、次式により行ふものとする ((23) 参照)。

$$N_p = R_{np} F_c + \sigma_r F_a \dots\dots\dots (1)$$

(18) 軸方向彎曲は細長比 $\lambda = \frac{l_0}{\gamma} \leq 50$ なる部材に對しては考慮せず。該細長比は次値に相當するものとする。

矩形斷面に對しては $\frac{l_0}{b} \leq 14$

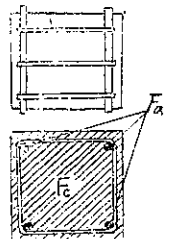
圓形斷面及多角形斷面に對しては $\frac{l_0}{d} \leq 12$

(19) 部材の細長比が前條 (18) に示せる値を超過する場合には、公式 (1) により算出せし破壊荷重は、係數 φ を乘じて減少するものとする。係數 φ の値を表-7 に示す。

部材の計算長 l₀ は其の全長 l に係數 ψ を乘じて求むるものとする。係數 ψ は部材端部状態に基準するものにして、次値の如く採るものとする。

- a) 一端固定、他端鉸端なる場合.....ψ = 0.7
- b) 兩端鉸端なる場合.....ψ = 1.0

圖-9.



- c) 一端固定, 他端自由なる場合 $\psi=2.0$
- d) 弾性敷材を有する柱に対しては, 係数 ψ は端部の緊定程度及其の可動性に基據して定むるものとす。

表-7. 係数 φ の 値

$\frac{l_0}{\gamma}$	50.0	55.4	62.2	69.0	76.0	83.0	90.0	97.0	104.0
$\frac{l_0}{b}$	14	16	18	20	22	24	26	28	30
$\frac{l_0}{d}$	12.1	13.9	15.6	17.3	19.1	20.8	22.5	24.3	26.0
φ	1	0.88	0.80	0.73	0.67	0.62	0.57	0.53	0.50

アーチに對し計算長は次の如く採るものとす。

- a) 三鉸アーチに對し $l_0=0.58s$
- b) 二鉸アーチに對し $l_0=0.54s$
- c) 無鉸アーチに對し $l_0=0.36s$

茲に s — アーチ軸長

(20) 軸方向鉄筋及帯鉄筋を有する軸方向壓縮柱は, 次の如く構造するを要す。

1. 軸方向鉄筋斷面積は計算コンクリート斷面積の 0.5% 以上, 3% 以下たるべし。
2. 軸方向鉄筋の直径は 12 mm 以上, 40 mm 以下たるべし。

特別なる場合として特に強大なる部材に對しては, 鉄筋直径は 50 mm 迄増大し得るものとす。

3. 軸方向鉄筋の間隔は 5 cm 以上たるべし。
4. 帯鉄筋の直径は軸方向鉄筋直径の 0.25 倍以上にして, 6 mm 以上たるべし。
5. 帯鉄筋間隔は次値以下たるべし。
 - a) 軸方向鉄筋直径の 15 倍
 - b) 部材横斷面の最小寸法
 - c) 40 cm
6. 軸方向鉄筋の接合箇所にては, 帯鉄筋は軸方向鉄筋直径の 10 倍以内に設くべきものとす。

7. 帯鉄筋は, 其の曲部に少くとも 1 本の軸方向鉄筋を配置する様構造するを要す。

8. 軸方向鉄筋の斷面積が計算コンクリート斷面積の 3% を超過する場合には, 帯鉄筋の継手は溶接に據るべし。而して帯鉄筋の間隔は軸方向鉄筋直径の 10 倍を超過すべからず。

(21) 螺旋鉄筋或は環鉄筋を有する軸方向壓縮部材は (圖-10), $\frac{l_0}{d} \leq 12$ の場合には次式より計算するものとす。

$$N_p = R_{np} E_k + \sigma_r K a + 2.5 \sigma_r F_c$$

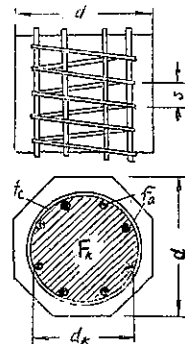
茲に螺旋の換算斷面積 $F_c = \frac{\pi d_k f_c}{S}$

$\frac{l_0}{d} > 12$ なる場合には, 螺旋鉄筋の影響は考慮せず, 計算は (17)~(19) に準據するものとす。

コンクリート及軸方向鉄筋が全く同一なる斷面に於て, 公式 (2) により求めたる螺旋鉄筋柱の荷重は, 公式 (1) により算出したる帯鉄筋柱の荷重の 1/2 倍を超過すべからず。

若し螺旋鉄筋柱の破壊荷重が [公式 (2) に據る] 螺旋なきものより小となる場合には, 計算は公式 (1) により行ふものとす。

圖-10.



(22) 螺旋鉄筋柱は次の如く構造するを要す。

1. 螺旋の間隔 s は $0.2d_k$ 以下にして、8 cm 以下たるべし。
2. 軸方向鉄筋の断面積 F_a は核心内断面積 F_k の 0.5% 以上たるべし。
3. 螺旋の換算断面積 F_c は (若し該断面積が計算に考慮されるならば) 軸方向鉄筋断面積の 25% 以上たるべし。

(23) 断面 30×30 cm 以下或は直径 30 cm 以下なる単一體の柱に對しては、(17) 及 (21) に據り算出せる荷重は 25% 減少するを要す。

2) 軸方向引張部材

(24) 軸方向引張部材は次式より計算するものとす。

$$N_p = F_a \sigma_T \dots \dots \dots (3)$$

即ち全引張應力は鉄筋により負擔さるべきものとす。

(25) 透水すべからざる貯水槽及管壁は、次式により更に檢算を行ふものとす。

$$N_m = R_p F_c + 200 F_a \dots \dots \dots (4)$$

$$N = \frac{N_m}{k_1} \dots \dots \dots (5)$$

茲に静水壓の大きさに基據せる安全係數 k_1 は次の如く採るものとす。

1 氣壓以下の壓力の場合 $\dots \dots \dots 1.15$

1 氣壓以上の壓力の場合 $\dots \dots \dots 1.30$

3. 曲げ部材 (梁及版) (圖-11, 12)

(26) 單筋矩形断面の計算は次式に據り行ふものとす。

$$M_p = b h_0^2 R_u \alpha (1 - 0.53 \alpha) \dots \dots \dots (6)$$

コンクリートの計算断面積に對する引張鉄筋の断面積 (百分比) は前記表-6 以上にして、同時に又次値以下たるべし。

$$F_a = \frac{b h_0}{2} \cdot \frac{R_u}{\sigma_T}$$

但し上値は $\alpha \leq 0.5$ に相當するなり。

α なる値を採擇する場合、技術、經濟並に構造上の考慮をなすべきものとす。

(27) 複鉄筋矩形断面 (圖-11) の計算は次式に據り行ふものとす。

$$M_p = b h_0^2 R_u [\beta (1 - 0.53 \beta) + \alpha' (1 - \delta')] \dots \dots \dots (7)$$

壓縮鉄筋の全断面積は $\beta \leq 0.5$ なる條件を滿足すべし。

而して此の鉄筋の計算断面積 (該鉄筋の實際の断面積がより大なる場合にありても) は、

$$\alpha' \leq \alpha - 2\delta' \text{ なる條件を滿足すべし。}$$

引張鉄筋の断面積は $\alpha \leq 0.7$ なる條件に適合すべし。

(28) T 形断面 (圖-12) の計算は次式に據り行ふ。

a) $\frac{h_n}{h} < 0.1$ の場合、(6) 式による。但し計算に際し腹部の幅 b を採るものとす。

b) $\frac{h_n}{h} \geq 0.1$ にして $F_a \leq \frac{R_u}{\sigma_T} b_n h_n$

なる場合、同様 (6) 式による。但し此の場合計算に際し突縁幅 b_n を採るものとす。

$\frac{h_n}{h} \leq 0.2$ の場合、次式を採る事を得。

圖-11.

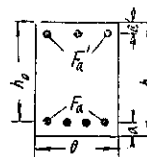
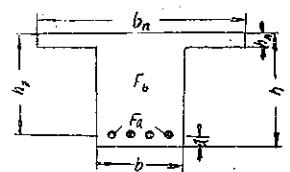


圖-12.



$$M_p = \sigma_r F_n \left(h_0 - \frac{h_n}{3} \right) \dots \dots \dots (8)$$

c) $\frac{b_n}{h_n} \geq 0.1$ にして $F_n > \frac{R_u}{\sigma_r} b_n h_n$ なる場合、腹部に於けるコンクリートの壓縮を考慮する事を得。

T 形断面の突縁の計算幅 b_n は次値を超過すべからず。

1) 獨立梁に對し——梁の徑間 l_0 の $\frac{1}{3}$ にして又 $12h_n + b$

2) 肋式床版よりなる梁に對し

(イ) 副梁——軸間隔

(ロ) 主梁——梁徑間 l_0 の半分 (即ち腹部より各側へ $\frac{l_0}{4}$)

T 形梁の腹部斷面積に對する引張鐵筋の斷面積 (百分比にて) は前記表-6 以上たるべし。

(29) 梁の高さは、多肋式床版 (梁式及ケーソン式*) の梁は除き、次値以上たるべし ((60) 參照)。

大梁に對し $\dots \dots \dots \frac{1}{15} l_0$

副梁に對し $\dots \dots \dots \frac{1}{20} l_0$

梁の高さが上値より小なる場合には、計算により構造物の剛性を檢すべし。

(30) 梁版 (側邊の比 $l_2 : l_1 > 2$ を有する場合) の厚さは次値以上たるべし。

屋根版に對し $\dots \dots \dots 6 \text{ cm}$

民家の階間の床版に對し $\dots \dots \dots 7 \text{ cm}$

工場建物の階間の床版に對し $\dots \dots \dots 8 \text{ cm}$

通路下の床版に對し $\dots \dots \dots 10 \text{ cm}$

此の外梁版の厚さは次値以上たるべし。

自由支承の場合 $\dots \dots \dots \frac{1}{35} l_1$

弾性敷材の場合 $\dots \dots \dots \frac{1}{40} l_1$

梁版 (側邊の比 $l_2 : l_1 < 2$ なる周邊支承の場合) の厚さは次値以上たるべし。

自由支承の場合 $\dots \dots \dots \frac{1}{45} l_2$

周邊弾性敷材の場合 $\dots \dots \dots \frac{1}{50} l_2$

無梁版の厚さは次値以上たるべし。

柱頭版の在る場合 $\dots \dots \dots \frac{1}{35} l_2$

柱頭版なき場合 $\dots \dots \dots \frac{1}{32} l_2$

(31) 高さ 1 m 以下の梁に於ては、鐵筋は 2 段以下に配置さるべきものとす。梁の引張部に於ける主鐵筋の數は 2 以上たるべし。

梁の主鐵筋及組立鐵筋の直徑は、10mm 以上たるべし。鐵筋の間隔は其の直徑以上たるべく又次値以上たるべし。

下部鐵筋間 $\dots \dots \dots 25 \text{ mm}$

上部鐵筋間 $\dots \dots \dots 30 \text{ cm}$

(32) T 形梁に於ては、版と腹部との接合する箇所附近に生ずる引張應力を受けしむべく、鐵筋を版の上方に腹部幅以上の範圍に互り挿入すべし。

若し版の主鐵筋が腹部に平行に配置しある場合には、1 m に付 8- ϕ 16 mm 以上又は版の主鐵筋斷面積の $\frac{1}{3}$ 以上の斷面積を有する特別の鐵筋を、腹部橫斷面に直角に版に挿入するを要す。該鐵筋は腹部縁端より版の各側に版支間の $\frac{1}{4}$ 以上の範圍に互り挿入すべし。

(33) 版の全周邊が結合されたる梁により單一體的に取圍まれたる版に於ては、又周邊の支へられたる版或は梁版として普通の方法で計算されたる版に於ては、計算上考慮せざりし餘分な強度の安全さあるを考へ、鐵筋の計算斷面積を次の如く減少するを得。

- a) 周邊の支へられたる版に於て、又中間徑間に於て又梁版の中間支承上にて……20%
- b) 端徑間に於て又梁版の端から第 2 番目の支承上にて ……10%

(34) 梁版に於ける配力鐵筋及組立鐵筋の斷面積は、主鐵筋斷面積 (1 m に付き) の 10~20% 以上たるべし。但し小なる方の限界値は鐵筋組立が優秀なる場合に該當し、大なる方の限界値は鐵筋が集中荷重を配布するを要する場合に該當す。

(35) 版に於ける主鐵筋の間隔は、徑間の中間部及支承上に於て 7 cm 以上にして、且次値以下たるべし。

厚 15 cm 迄の版に於て ……20 cm

厚 15 cm 以上の版に於て ……1.5 h_m

徑間にある下方鐵筋の 1/3 以上を又如何なる場合と雖も版斷面積 1 m に付き 3 本以上の鐵筋を、支點を越えしむべし。

(36) 梁にありては、主引張應力の檢算を次式に依りなすべきものとす。

$$\sigma_{mi} = \frac{Q}{bZ} \dots\dots\dots (9)$$

梁の高さが變化する場合には、次式に依り檢算をなすを可とす。

$$\sigma_{ma} = \frac{Q}{bZ} \pm \frac{M + g\theta}{h_0 b Z} \dots\dots\dots (10)$$

- 茲に、 Z —抵抗偶力の臂長さ
- M —與斷面に於ける曲げモーメント
- θ —傾斜角

抵抗偶力の臂長さは次の如く採らる。

a) 矩形斷面に對し

單鐵筋の場合 …… $Z = h_0(1 - 0.5x)$

複鐵筋 " …… $Z = h_0(1 - 0.5\beta)$

但し $7/8h_0$ 以下とす。

b) T 形斷面に對し $Z = h_0 - 0.5h_n$

(37) 主引張應力は如何なる箇所にありても $\sigma_{ma} = R_p$ なる値を超過すべからず。

$\sigma_{ma} > \frac{R_p}{k}$ なる梁部分に於ては、(38) に従ひ曲鐵筋及肋鐵筋を設くべし； $\sigma_{ma} \leq \frac{R_p}{k}$ なる部分に於ては、主引張應力はコンクリートにより負擔せしむるものとす。

單一體的梁にありては、計算とは無關係に常に肋鐵筋を設くべきものとす。

肋鐵筋の直徑は 6 mm 以上たるべし。

(38) 等布荷重を受くる梁の支承端に於ては、引張鐵筋の端はコンシデルの鉤或は銳角の鉤を付し支點を越えて 15~30 ϕ の距離に迄達せしめ、主引張應力の 80% 以上を曲鐵筋及肋鐵筋に傳へしむるものとす (残り 20% は縦方向鐵筋に負擔せしむるものとす) 支承端に於ては、引張鐵筋の端は鉤を付し、引張鐵筋斷面積の 30% 以上を支點を越えて碇着するものとす；又連續構造のすべての中間支承に於ては、主引張應力の 60% 以上を曲鐵筋及肋鐵筋に傳へしむるものとす (残り 40% は縦方向鐵筋に負擔せしむるものとす)。

集中荷重を受くる梁にありては、主引張應力の 80% 以上を曲鐵筋及肋鐵筋に傳へしむるものとす (残り 20% は縦方向鐵筋に負擔せしむるものとす)。

梁長に沿う曲鐵筋の間隔は梁高さ以下たるべし。

(39) 肋鐵筋の間隔は次値以下たるべし。壓縮鐵筋無き場合 $3l/h$ 及 50 cm；計算に考慮せる壓縮鐵筋の在る場合—該鐵筋の 15 ϕ

壓縮鐵筋の在る場合、肋鐵筋は之を圍繞するを要す。而して壓縮鐵筋は少くとも 1 本は肋鐵筋の曲點箇所に配

置すべし。

4) 偏心壓縮部材 (圖-13)

(4') 偏心壓縮力を受くる矩形断面は、次式に據り計算を行ふものとする。

$$N_p = bh_0 R_{cn} n_p \dots \dots \dots (11)$$

但し n_p は (12) 式或は (13) 式より求む。

場合-1. $n_p + \beta \leq 0.575$ なる時、 n_p は次式より求むるものとする。

$$n_p c = (\beta + n_p)[1 - 0.35(\beta + n_p)] + \alpha'(1 - \delta') \dots \dots \dots (12)$$

且計算に用ふる鐵筋断面積 F_a は、次の條件を満足するを要す。

$$\alpha' \leq \alpha + n_p - 2\delta'$$

場合 2. $n_p + \beta > 0.575$ なる時は

$$n_p c = 0.4 + \alpha'(1 - \delta') \dots \dots \dots (13)$$

此の場合もし外力が鐵筋の重心間を通過するならば、鐵筋断面積 F_a は次の條件を満足するを要す。

$$\alpha' \geq \frac{n_p(1 - c - \delta') - 0.4}{1 - \delta'}$$

場合-1 は断面破壊の場合引張鐵筋断面積 F_a が降伏する時に該當するものなり。

場合-2 は断面破壊の場合鐵筋 F_a が壓縮或は引張を受くれども降伏せざる時に該當するものなり。

α 及 α' なる値を採擇する場合、技術-經濟上且又構造上の考慮を拂ふべきものとする。

(41) $\frac{l_0}{h} > 10$ (l_0 —部材の計算長) なる場合、軸方向力 N の計算偏心距離 e は m なる係數を乗じて増加するものとする。

$$m = \frac{1}{1 - \frac{n_p}{400} \left(\frac{l_0}{h}\right)^2} \dots \dots \dots (14)$$

(42) 断面の大なる方の邊 30 cm 以下なる偏心壓縮部材に對しては、(40) 及 (41) により求められたる荷重は、25% 減少すべし。

(43) 偏心壓縮部材を構造する場合、(20) の 2~8 項を遵守するを要す。

断面の 1 側に於ける鐵筋量は、コンクリート断面の計算面積の 0.2% 以上たるべし。

以上の外、(40) の場合-1 により計算されたる部材に對しては、(11) の條項を遵守するを要し、又 (40) の場合により計算されたる部材に對しては、(20) の 1 項を遵守するを要す。

5) 偏心引張部材 (圖-14)

(44) 場合-1. 垂直力 N が鐵筋 F_a 及 F_a' の重心間にある場合には、鐵筋断面積は次式より求むるものとする。

$$F_a \geq \frac{kMa'}{(h_0 - a')\sigma_r} \dots \dots \dots (15)$$

$$F_a' \geq \frac{kMa}{(h_0 - a)\sigma_r} \dots \dots \dots (16)$$

場合-2. 垂直力 N が鐵筋 F_a 及 F_a' の重心間にあらざる場合には、次式より計算するものとする。

$$N_p = bh_0 R_{cn} n_p \dots \dots \dots (17)$$

n_p なる値は次式より求む。

$$n_p c = (\beta - n_p)[1 - 0.53(\beta - n_p)] + \alpha'(1 - \delta') \dots \dots \dots (18)$$

且計算に用ひる鐵筋断面積 F_a' は、次式を満足すべし

$$\alpha' \leq \alpha - n_p - 2\delta'$$

(45) 偏心引張部材を構造する場合、(11) 及 (20) の 2~8 項を遵守するを要す。

圖-13.

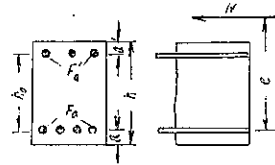
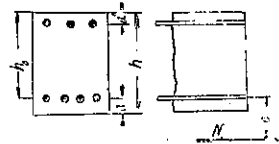


圖-14.



6. 特殊部材の計算及構造

1) 組合せ構造

(46) 工場製部材にして、コンクリートの品質を絶えず監督し、設計寸法の凡ゆる部分を嚴重に査照し且部材の強度を定期的に試験せる部材に對しては、表-2 に掲げし安全係数は 10% 減少するものとす。

現場打コンクリートの組合せ構造部材に對しては、安全係数は減少すべからず。

(47) 組合せ構造にありては、其の單一體的程度の如何に關せず、コンクリートの硬化凝縮に因る應力は考慮せざるものとす。

(48) 組合せ部材断面は該部材を扛上及運搬する際に生ずる應力及構造組立の際に生ずる應力を檢算すべし。之等應力の計算の際、安全係数は、主引張應力に對し 2.0 其の他の應力に對し 1.6 を採るものとす。

(49) 組合せ部材の力を受くる小壁及棚の厚さは 3 cm 以上たるべし。而して力を受けざる小壁及棚に對しては 2 cm 以上たるべし。

遠心力を利用して製せる小壁及棚の厚さは 2.5 cm 迄減少し得、而して上記後條項に對しては 1.5 cm 迄減少し得。

曲げ部材に於て、肋鉄筋が計算上必要なき場合に在りても、組立上の考慮より肋鉄筋を設くるものとす。

水平位置にてコンクリート打ちさるゝ組合せ柱に對し、軸方向鉄筋の最小間隔は (31) に従ひ設くるものとす。

(50) 組合せ構造部材を設計する場合、部材を運搬する際のロープ締め箇所及扛上する際の支へ箇所を示すを要す。

(51) 組合せ構造の剛繼目部コンクリートは、振動機或は突固機を用ひて十分密實強固ならしむるを要す。之に對し、繼目間隙の大きさは 4cm 以上なるを要す。

(52) 組合せ構造の設計圖上に、部材扛上時に對するコンクリート立方體強度を示すを要す。

2) 薄壁構造

(53) 重量鉄筋コンクリートより造れる薄壁構造に對しては、コンクリート品質を次の如く採るべきものとす。

長き被膜に對し "140" 以上

物置、蓋版、短き被膜及小徑間の長き被膜に對し "110" 以上

(54) 薄壁の部材寸法は、荷重の作用する場合該部材應力が、肉眼に見得る龜裂の入るを容認し得ざる場合引張 $2R_p$ 、剪斷 R_p ；毛狀龜裂の入るを容認し得る場合—— $4R_p$ 及 $1.5R_p$ を超過せざる様採擇するを要す。

(55) コンクリート内の計算引張應力は全部鉄筋に傳へらるべし。且縦方向鉄筋斷面積の 60% 以上は引張應力の計算圖表に相應して配置するものとす。而して残り 40% は端部材の下方へ集中するものとす。

鉄筋の間隔は 5 cm 以上 25 cm 以下たるべし。

(56) 縦方向引張鉄筋の繼手は、熔接し且一箇に集中せしむべからず。

重ね繼手は、鉄筋徑が 20 mm 以下にして且つ繼手が最も近き隔版より $\frac{3}{8}l$ 以下の距離に配置されある場合に限り許さるものとす。

(57) 若しコンクリート斷面積が主引張應力を負擔するに不十分なるならば、主引張應力は全部鉄筋により負擔せしむべし。

3) 輕量鉄筋コンクリート構造

(58) 引張鉄筋の末端には鉤を付すべし直徑 8 mm 以下の場合——コンシデルの普通の鉤 (圖 1 參照)、直徑 8~20 mm の場合——2 倍大の鉤 (5φ なる直徑の圓形)。

圖-15.

(59) 曲鉄筋の直徑 12 mm 以上の場合、曲點に又コンクリートの抵抗面積を増加する鉤の下に、鉄筋を配置するを要す (圖 15)。



4) 承を有する鉄筋コンクリート構造及多肋鉄筋コンクリート構造

(60) 梁式多肋床版に於ては、承工は考慮せざるものとす。

ケーソン式多肋床版に於ては、承工は、承が 40 kg/cm^2 以上の強度を有する無機材料よりなる場合、考慮するを得。

此の場合コンクリートに用ひられたる肋の計算幅は、次式より求むるものとす。

$$b = b_p + \gamma b_k \dots\dots\dots (19)$$

茲に b — 版單位幅に用ひられたる肋の計算幅

b_p — 版單位幅に相應する鉄筋コンクリート肋の總幅

b_k — 版單位幅に於ける石の幅

γ — 石の壓縮程度に基據する係數にして次式より求む

$$\gamma = \frac{0.5 R_k}{R_c} \dots\dots\dots (20)$$

R_k 及 R_c — 石及コンクリートの最大強度

多肋床版の肋高は次値以上たるべし。

自由支承の場合	$\frac{1}{20} l_0$
彈性敷材端の場合	$\frac{1}{25} l_0$

l_0 — 肋の計算徑間

ケーソン式多肋床版の厚さは次値以上たるべし；

自由支承の場合	$\frac{1}{30} l_1$
周邊に彈性敷材を有する場合	$\frac{1}{35} l_1$

l_1 — 版の小なる方の徑間

外部鉄筋コンクリート版を設くる要ある時には、其の厚さは、次値以上に採るものとす：

石よりなる承の場合	3 cm
承箱の場合	4 cm
承なき多肋床版に於ては	5 cm

肋の間隔は 70 cm 以下に採るものとす。肋に於けるコンクリートの防護層は 1.5 cm 以上たるべし。

多肋床版に於て徑間 6 m 以上の場合には、隔版を 3.0 m 以下毎に設くるを要す。