第八章 鐵筋コンクリート柱

§ 59. 概 說

本章に於て論ずる所はコンクリート柱、鐵筋コンクリート柱概論、帶鐵筋柱、螺旋筋柱、合成柱、鋼コンクリート柱、鐵筋コンクリート長柱に關してゞある。

§ 60. 計算記號

本章に於て計算に使用する標準記號は次の如くである。

記號	記號の說明
Ao	柱の全斷面積
Ac	柱に於けるコンクリートの有効斷面積（軸鐵筋斷面積を減ぜず）
A_k	螺旋筋柱の柱心部コンクリートの斷面積
As	軸鐵筋の斷面積
Aa	螺旋筋の容積を軸鐵筋に換算したる場合のその斷面積
Ai	理想斷面積卽ち軸及螺旋筋の面積をコンクリートの面積に換算し之れにコンクリートの有効斷面積を加へたるもの
b	正方形柱の幅
D	螺旋筋柱の有効斷面の直徑（螺旋筋の中心線の直徑）
Do	圓柱の外徑
d	鐵筋の直徑
Ec	コンクリートの彈性係數 140,000 kg/cm²
Es	鐵筋の彈性係數 2,100,000 kg/cm²
f	螺旋筋 1 本の斷面積
h	柱の高さ
i	全斷面の最小環動半徑 Radius of gyration
i_k	柱心部の最小環動半徑
p	軸鐵筋斷面積のコンクリート有効斷面積に對する比卽ち $\frac{As}{Ac}$ 又は $\frac{As}{A_k}$
pa	$\frac{Aa}{A_k}=\frac{4f}{Dt}$
P	短柱の安全軸荷重
Pu	短柱の破壞軸荷重
P'	長柱の安全軸荷重
Pu'	長柱の破壞軸荷重
σ	螺旋筋柱の柱心部コンクリートに於ける縱壓應力
σq	螺旋筋柱の柱心部コンクリートに於ける螺旋筋のために誘起される横壓應力

σo	螺旋筋柱の中心部コンクリートに於ける螺旋筋のための縱壓應力の增加
σc	柱に於けるコンクリートの壓應力、或は許容壓應力卽ち σca
σu	無筋コンクリート柱の破壞抗壓强度
σca	柱に於けるコンクリート許容壓應力
σ_{28}	材齢 28 日のコンクリート標準供試體の最大抗壓强度
σs	軸鐵筋の壓應力
σst	螺旋筋の張應力
t	螺旋筋の步みの間隔
$\frac{1}{m}$	Poisson 比、m poisson 係數
θ	コンクリート柱の破壞角
ϕ	息角

第一節 コンクリート柱

§ 61. 概 說

コンクリート柱に於ては柱と稱し得べきものは殆んど鐵筋を以つて補强されるのが常であるが、しかし柱の支持されない長が斷面の最小幅の約 5 倍以下の場合には柱はコンクリートのみで作られる場合がある。卽ち斷面の大なる柱脚、橋脚等はその例である。このコンクリート柱に用ふるコンクリートは割合に貧調合のものが用ひられ、時には粗石コンクリートが採用されることもある。

§ 62. 應力の計算

コンクリート柱の應力の計算は至つて簡單である。

$$P=\sigma_c A_c \qquad (21)$$

σ_c はコンクリートの壓應力で σ_{ca} 卽ち許容應力を超過してはならぬ。而して

$$\sigma_{ca}=\frac{\sigma_{28}}{4}\leq 50\ kg/cm^2 \qquad (22)$$

尙橋脚等の場合の如く荷重が柱の上面の一部分から傳達される時はコンクリート支承面に於ける支壓應力は次の許容應力を超過してはならぬ。

$$\sigma_{ca}=\frac{\sigma_{28}}{3{,}5}\leq 55\ kg/cm^2 \qquad (23)$$

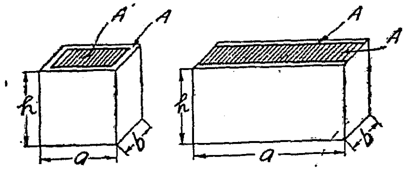
但し支承面に螺旋筋等を挿入して支壓應力を高めたる場合には σ_{ca} は 65 kg/cm^2 まで高めることが出來る。

斯る方法を行はないならば支承の表面積 A が支壓應力を受ける面 A' より大な

る場合には、その支壓應力 σ'_{ca} は次の式によりて計算してもよい。

$$\sigma'_{ca} = \sigma_{ca}\sqrt[3]{\frac{A}{A'}} \cdots\cdots\cdots\cdots (24)$$

上式は Bach 教授の名著 Elastizität und Festigkeit に掲げてある實驗式である。



第 22 圖

§ 63. コンクリート柱の抗壓强度と高幅比との關係

コンクリート柱は他の柱同樣高さと斷面の最小幅との比卽ち高幅比によりて强度の相違を來すものである。卽ち直角壔又は圓壔の抗壓强度は高幅比が 1 以下ではその値が小なる程增加するものである。而して高幅比が 1 以上となれば大した相違はない。今高幅比が 2 の場合の抗壓强度を 1 と考ふれば、高幅比が 10 の場合に於ても尚 0,8～0,9 程度である。故にコンクリート短柱の抗壓强度は抗壓强度標準供試體の强度の 90 %位と思つてよい。

高幅比と抗壓强度との關係は柱の兩端の固定の狀態如何によりて多少の相違はあるが一般構造に對しては上述の關係が成立するものと考へてよい。

第二節 鐵筋コンクリート柱概論

§ 64. 概 説

鐵筋コンクリート柱をその構造上から大別して次の四種とすることが出來る。

(1) 帶鐵筋柱 (2) 螺旋筋柱 (3) 合成柱 (4) 鋼コンクリート柱 ( ) ……

帶鐵筋柱とは軸鐵筋と帶鐵筋を有するコンクリート柱で概ね斷面は四角形である。螺旋筋柱は螺旋筋を有する柱で普通軸鐵筋を併用する。斷面は圓形を本則とする。合成柱は螺旋筋柱の柱心部內に構造鋼又は鑄鐵の柱を埋込みたるものを稱する。鋼コンクリート柱は構造鋼柱の內部にコンクリートを塡充し、且つ外部もコンクリートを以つて被覆したものを指す。

§ 65. 柱の長さ

柱の支持されざる長さは長柱の計算その他の場合必要な事項である。我土木學會の示方書の規定によれば、普通の建物に於ては床版間の純間隔とし、その他の場合

には橫方向に支持せられざる長さを意味して居る。

米國の示方書に於ては上よりも詳細に柱の長さに就て規定して居る。次に參考のために之れを示そう。

(a) 平版構造に於ては下方床上面と柱頭の下面との純距離

(b) 桁梁式床版に於ては下方床上面とその上階層の最小高を有する桁の下面との距離

(c) 一方向にのみ桁を有する桁梁式床版に於ては、上下床版間の純距離

(d) 支材又は桁のみで橫に支へられた柱に於てはそれ等部材間の純距離。但しそれ等部材の中少くとも二本は略々同所に於て支柱と結合され且つ柱及部材の軸が形成する二平面間の角が 75° 以上 105° 以下たることを要する。

若し柱と桁又は支材との結合部分にハウンチを設ける場合には支材間の純間隔はハウンチの高さの $\frac{2}{3}$ だけ減ぜしめる事を得る。

以上述べた事から明な樣に日本の規定は米國の規定と略々同樣である。要するに日米何れかの規定によつて柱の長さを決定することが出來る。

§ 66. 長柱及短柱

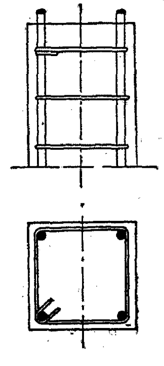
柱は高幅比の大小によつて作用が多少異なるものである。この高幅比が 3～5 以下の柱を柱脚 (Pedestal) と稱し、高幅比が 3～5 から 10～15 のものを短柱と言ひ高幅比が略々 10～15 以上のものを長柱と稱して居る。鐵筋コンクリート柱は主として短柱が多い。コンクリート柱に於ては柱脚を除いて他は凡て軸鐵筋を挿入して補强するのが常である。

第三節 帶鐵筋柱

§ 67. 概 説

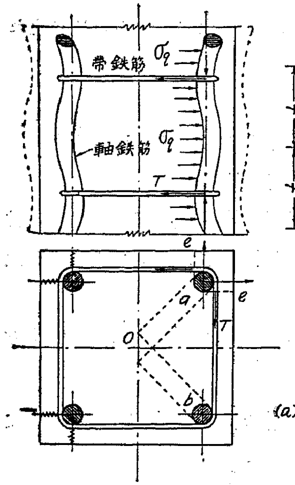
コンクリート柱に於て斷面の縮少を計るため、或は彎曲率に抵抗せしめるため軸鐵筋を挿入し之れを適當なる間隔の帶鐵筋を以つて緊結せる柱を帶鐵筋柱と稱する。この柱の斷面は概ね四角形で稀には圓形、八角形もある。第 23 圖はその例である。

四角柱の場合は本則として軸筋は圓釬をその四隅に入れる。この軸筋は一般に斷面の二次率が小さいから第 24 圖に示す如く荷重のために彎曲し従つて柱殼のコンクリートが剝落する。之れを防ぐために適當の間隔に帶鐵筋を用ふるのである。故に帶鐵筋柱

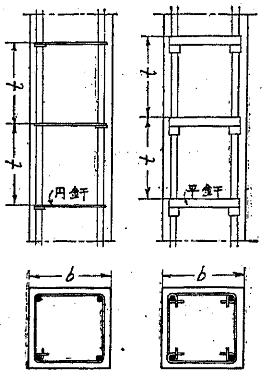


第 23 圖

の強度を増すに當つては帶鐵筋の間隔は大切な事項である。



第 24 圖

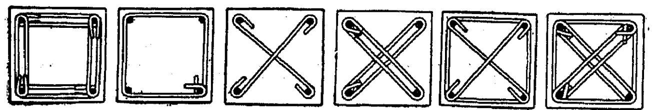


(a)円釘帯鉄筋　(b)平釘帯鉄筋

第 25 圖

帶鐵筋の最も普通の形式としては第 25 圖に示す樣に圓釘及平釘があるが現在は殆んど圓釘のみが採用されて居る。

此帶鐵筋は平面圖で如何に配置するかと言ふに、之れには第26圖に示す如き各種の形式がある。實驗の結果は對角線に入れたものはよくない。普通第 26 圖(a)に示す如く軸筋の周圍に配置して互に緊結する。圓柱の場合には帶鐵筋としては間隔の大なる螺旋筋又は環狀鐵筋を用ふる。



(a) 帶鐵筋　(b) 對角線緊筋　(c) 帶鐵筋及對角線緊筋

第 26 圖

かくの如く只軸筋の周圍に配置した帶鐵筋が實驗上最も優れて居る事は Probst 教授及 Rudeloff 教授の實驗によりて證明されて居る。この帶鐵筋の間隔は接近すればする程柱の强度が大になる。而して或程度以上に接近すれば柱は螺旋筋柱となるものである。

§ 68. 帶鐵筋柱の理論

（1）許容荷重及應力。 コンクリートと軸筋が共同作用をなし、又軸筋が彎曲を生じないならば帶鐵筋柱の全荷重は全斷面に均等に配付され且次の關係が成立する。

今 ε_s＝軸筋の單位變形、

ε_c＝コンクリートの單位變形、

とせば $\varepsilon_s = \dfrac{\sigma_s}{E_s}$, $\varepsilon_c = \dfrac{\sigma_c}{E_c}$

然るに $\varepsilon_s = \varepsilon_c$ なるを以つて

$$\frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{\sigma_c}{E_c}$$

$$\therefore\ \sigma_s = \frac{E_s}{E_c}\sigma_c = n\sigma_c$$

今 A_c を柱の全斷面積とすれば P なる荷重を受けた場合には

$$P = A_c\sigma_c + A_s(n-1)\sigma_c \quad \cdots\cdots(25)$$

近似的に　$$P = A_c\sigma_c + nA_s\sigma_c \quad \cdots\cdots(26a)$$

或は　$$P = \sigma_c(A_c + nA_s) = \sigma_c Ai \quad \cdots\cdots(26b)$$

σ_c を許容應力とすれば P は許容荷重となる。Ai は (A_c+nA_s) を表すもので之れを理想斷面と稱する。n は普通 15 を取る。

（2）破壞荷重及應力。 軸筋とコンクリートが共同作用をなす限りは (25) 式の關係が成立するを以つて σ_c の代りに σ_u を代入すれば

$$P_u = \sigma_u(A_c + nA_s) \quad \cdots\cdots(27)$$

となる。玆に σ_u は無筋柱の破壞抗壓强度で P_u は破壞荷重。而して n は破壞の時には 20 以上に達する。σ_u の代りに許容應力 σ_c を代入すれば P_u はP となりて(25) 式となる。

(27) 式の關係は軸筋の量が或程度以下で帶鐵筋の設計宜しきを得ば實驗の結果と略々符合することは諸大家の研究を繙けば直ちに判ることである。

§ 69. 實用公式

（1）槪說。 帶鐵筋柱の理論は至つて簡單なるを以つて現今用ひられて居る實用公式は凡て大同小異である。以下その主なるものに就て述べよう。

（2）米國標準公式。 米國聯合委員會の標準示方書に規定せる公式は次の樣である。

$$P = (A'_c + nA_s)\sigma_c \quad \cdots\cdots(28)$$

玆に A'_c はコンクリートの純斷面積で $(A_c - A_s)$ に當る。σ_c は 0,20 σ_{28} 以下である。軸筋の斷面積 A_s は柱の全斷面積の 0,5～2% に限られ、直徑 12,7 *mm* (1/2″) 以上のもの 4 本以上よりなるを要し、柱殼の厚さは 51 *mm*(2″) 以上と規定してゐる。帶鐵筋は直徑 6,4 *mm* (1/4″) 以上のものを 20 *cm* 以下の間隔に配置することにしてある。

（3）獨逸標準公式。 1925 年の獨逸標準示方書に規定せる公式は次の通りである。

$$P = \sigma_c(A_c + 15A_s) = \sigma_c A_i \quad \cdots\cdots(29)$$

卽ち (26b) 式に於て n を 15 とせるものである。而して上式は次の條件を滿足するを要する。

(a) 最小許容斷面幅は 25 cm 以上たるべし。

(b) 短柱としての高幅比の最下限界は 10（普通の柱）乃至 5（大柱）、最上限界は 15 である。

(c) 帶鐵筋の間隔 t は、柱幅又は軸鐵筋直徑の 12 倍を超過すべからず。

(d) 軸鐵筋斷面積 A_s は全斷面積の 3% 以下にして且次に示す限界以上たるべし。

高幅比	≥10	9	8	7	6	5
$p = \frac{A_s}{A_c}$, %	0,8	0,74	0,68	0,62	0,56	0,5

1931年の新示方書(案)によれば A_s は全斷面積の 6% 以下と定めて居る。即ち舊規定に比して最大使用鐵筋量を2倍に增して居る。又コンクリートの抗壓强度 W_{b28} 即ち立方供試體の 28 日硬化後の抗壓强度が 180 kg/cm^2 以上のときは (29)式の A_i の値として次の如く取ることになつて居る。

$$A_i = A_c + \frac{\sigma_s}{W_{b28}} A_s \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(30)$$

玆に σ_s は軸鐵筋の抗壓屈讓點で普通鋼で 2 700 kg/cm^2、高級鋼では 3 900 kg/cm^2 を取る。

(4) 日本標準公式。 我土木學會の標準示方書の公式は獨逸標準と同樣である。只設計細目が多小異なるのみである。次にそれのみを掲げる。

(a) 主要なる帶鐵筋柱の最小幅若しくは直徑は 25 cm 以上たるべし。

(b) 帶鐵筋柱に於ける軸鐵筋斷面積は所要コンクリート斷面積の 0,8% 以上 3% 以下たるべし。

(c) 帶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。

(d) 帶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 以上たるべし。

§ 70. 結 論

既に述べた樣に帶鐵筋柱の理論は簡單なるを以つて實用公式は凡て理論より出發したるもので、實驗は只設計細目を決定し、公式適用の範圍を明確にしたるに過ぎない。隨つて各國の標準公式は殆んど同一である。只各國の事情異なるため設計の細部が多少異なるのみである。かくの如くなるを以つて柱の設計に當りては何れの公式によるも大差はないが、吾々としては我土木學會の標準示方書に定められた公式及設計細目に據りたいと思ふ。

次に日本標準による公式の利用に就て述べやう。軸荷重及斷面を知りてコンクリート及鐵筋の應力を求むる時には

$$\sigma_c = \frac{P}{A_c + 15A_s} = \frac{P}{A_c(1+15p)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(31)$$

$$\sigma_s = 15\sigma_c = \frac{P}{A_s\left(1+\frac{1}{15p}\right)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(32)$$

の公式によるを便とす。

軸荷重 P、軸鐵筋比 p、及コンクリートの許容應力 σ_c を知る時は A_c 又は A_s は次の式から計算することが出來る。

$$\left.\begin{aligned} A_c &= \frac{P}{\sigma_c(1+15p)} \\ A_s &= p A_c \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(33)$$

今 (33) 式による計算を容易ならしめるため σ_c 及 p の種々なる値に對する $\sigma_c(1+15p)$ の値を計算すれば第 16 表の如くである。本表に於ては單位は kg、cm である。

第 16 表 $\sigma_c\ (1+15p)$ の値

軸鐵筋比 p	$(1+15p)$	$\sigma_c(1+15p)$, kg/cm^2			
		$\sigma_c = 35$	$\sigma_c = 40$	$\sigma_c = 45$	$\sigma_c = 50$
0,008	1,120	39,2	44,8	50,4	56,0
0,009	1,135	39,7	45,4	51,1	56,8
0,010	1,150	40,3	46,0	51,8	57,5
0,011	1,165	40,8	46,6	52,4	58,3
0,012	1,180	41,3	47,2	53,1	59,0
0,013	1,195	41,8	47,8	53,8	59,8
0,014	1,210	42,4	48,4	54,5	60,5
0,015	1,225	42,9	49,0	55,1	61,3
0,016	1,240	43,4	49,6	55,8	62,0
0,017	1,255	43,9	50,2	56,5	62,8
0,018	1,270	44,5	50,8	57,2	63,5
0,019	1,285	45,0	51,4	57,8	64,3
0,020	1,300	45,5	52,0	58,5	65,0
0,021	1,315	46,0	52,4	59,2	65,8
0,022	1,330	46,6	53,2	59,9	66,5
0,023	1,345	47,1	53,8	60,5	67,3
0,024	1,360	47,6	54,4	61,2	68,0
0,025	1,375	48,1	55,0	61,9	68,8
0,026	1,390	48,7	55,6	62,6	69,5
0,027	1,405	49,2	56,2	63,2	70,3
0,028	1,420	49,7	56,8	63,9	71,0
0,029	1,435	50,2	57,4	64,6	71,8
0,030	1,450	50,8	58,0	65,3	72,5

次に (33) 式を變化して P を瓲、σ_c を kg/cm^2 にて表す時は次の如くなる。

$$\left.\begin{aligned} A_c &= \alpha\,\frac{P}{\sigma_c} \\ A_s &= \beta\,\frac{P}{\sigma_c} \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (34)$$

第 17 表は p の種々なる値に對する α、β の値である。

第 17 表　　α 及 β の 値

軸鐵筋比 p	α	β	軸鐵筋比 p	α	β
0,008	892,9	7,14	0,021	760,5	15,97
0,009	881,1	7,93	0,022	751,9	16,54
0,010	869,6	8,70	0,023	743,5	17,10
0,011	858,4	9,42	0,024	735,3	17,65
0,012	847,5	10,17	0,025	727,3	18,18
0,013	836,8	10,88	0,026	719,4	18,71
0,014	826,4	11,57	0,027	711,7	19,22
0,015	816,3	12,25	0,028	704,2	19,72
0,016	806,5	12,95	0,029	696,9	20,21
0,017	796,8	13,55	0,030	699,7	20,69
0,018	787,4	14,17			
0,919	778,2	14,79			
0,020	769,2	15,39			

(33) 式に於て P を瓲、σ_c を ton/cm^2 を以つて表し正方形柱の一邊を b cm とせば

$$b = \frac{1}{\sqrt{\sigma_c(1+15p)}}\cdot\sqrt{P} = k\sqrt{P} \cdots\cdots\cdots\cdots (35)$$

第 18 表は σ_c 及 p の種々なる値に對する k の値を示せるものである。

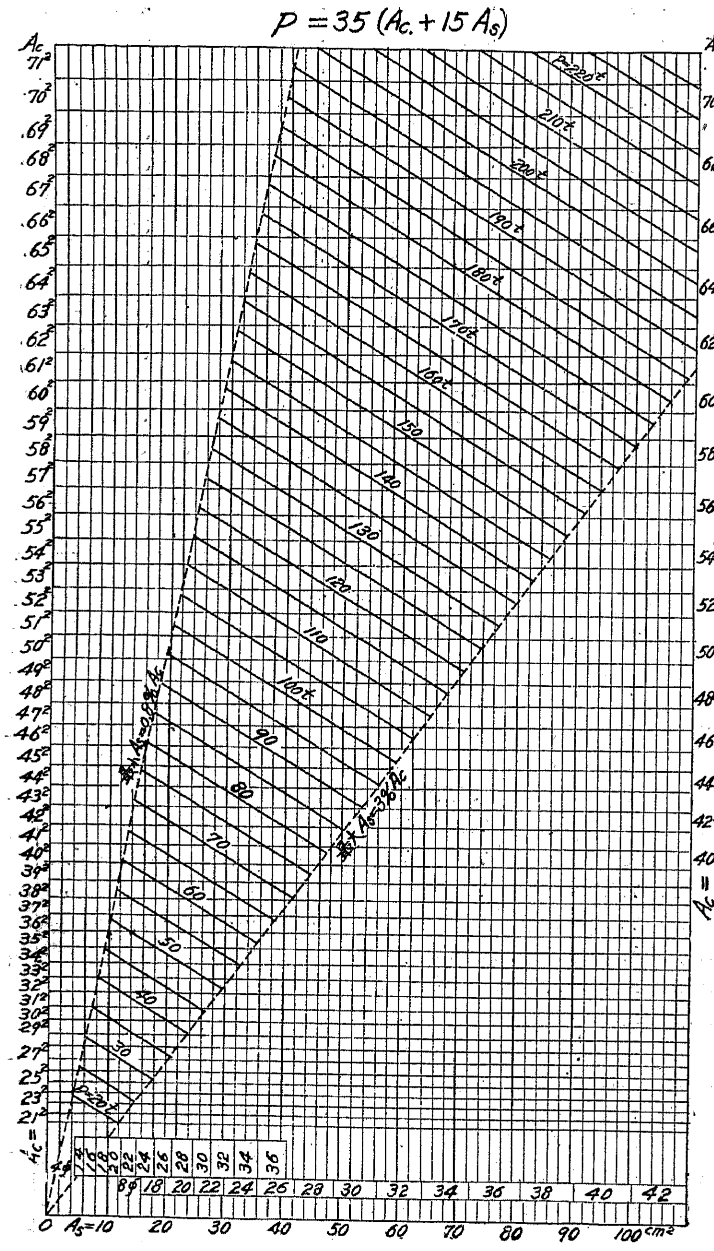
第 18 表　　k の 値

軸鐵筋比 p	k の 値 $\sigma = 35\,kg/cm^2$	$\sigma = 40\,kg/cm^2$	$\sigma = 45\,kg/cm^2$	$\sigma = 50\,kg/cm^2$
0,008	5,05	4,72	4,45	4,23
0,009	5,02	4,69	4,43	4,20
0,010	4,99	4,66	4,40	4,17
0,011	4,95	4,63	4,37	4,14
0,012	4,92	4,60	4,34	4,12
0,013	4,89	4,58	4,31	4,09
0,014	4,86	4,55	4,29	4,07

0,015	4,83	4,52	4,26	4,04
0,016	4,80	4,49	4,23	4,02
0,017	4,77	4,46	4,21	3,99
0,018	4,74	4,44	4,18	3,97
0,019	4,72	4,41	4,16	3,95
0,020	4,69	4,38	4,13	3,92
0,021	4,66	4,36	4,11	3,90
0,022	4,64	4,34	4,09	3,88
0,023	4,61	4,31	4,07	3,86
0,024	4,58	4,29	4,04	3,83
0,025	4,56	4,26	4,02	3,81
0,026	4,53	4,24	4,00	3,79
0,027	4,51	4,22	3,58	3,77
0,028	4,49	4,20	3,96	3,75
0,029	4,46	4,17	3,94	3,73
0,030	4,44	4,15	3,92	3,71

第 19 表　　圓釬斷面積の 15 倍、cm^2

直徑 mm	鐵筋の數 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	4,25	8,50	12,75	17,00	21,25	25,50	29,74	34,00	38 25	42,50
7	5,77	11,55	17,32	23,09	28,86	34,64	40,41	46,18	51,95	57,73
8	7,54	15,08	22,62	30,16	37,70	45,24	52,78	60,32	67,86	75,40
10	11,78	23,56	35,34	47,12	58,91	70,69	82,47	94,25	106,00	117,80
12	16,96	33,93	50,90	67,86	84,83	101,80	118,80	135,70	152,70	169,60
14	23,09	46,18	69,27	92,36	115,50	138,50	161,60	184,70	207,80	230,90
16	30,16	60,32	90,48	120,60	150,80	180,90	211,10	241,30	271,40	301,60
18	38,17	76,34	114,50	152,70	190,80	229,00	267,20	305,40	343,50	381,70
20	47,12	94,25	141,40	188,50	235,60	282,70	329,90	377,00	427,10	471,20
22	57,02	114,00	171,10	228,10	285,10	342,10	399,10	456,20	513,20	570,20
24	67,86	135,70	203,60	271,40	339,30	407,10	475,00	542,90	610,70	678,60
25	73,63	147,30	220,90	294,50	368,10	441,80	515,40	589,00	662,70	736,30
26	79,64	159,30	238,90	318,60	398,20	477,80	557,50	637,10	710,80	696,40
28	92,36	184,70	277,10	369,40	461,80	554,20	646,50	738,90	831,30	923,60
30	106,00	212,10	318,10	424,10	530,10	636,20	742,20	848,20	954,30	1060,00
32	120,60	241,30	361,90	482,50	603,20	723,80	844,50	965,10	1086,00	1206,00
34	136,20	272,40	408,60	544,70	680,90	817,10	953,30	1089,00	1226,00	1362,00
36	152,70	305,40	458,10	610,70	763,40	916,00	1069,00	1221,00	1374,00	1527,00
38	170,10	340,20	510,30	680,50	850,60	1021,00	1191,00	1361,00	1531,00	1701,00
40	188,50	377,00	565,50	754,00	942,40	113,100	1319,00	1508,00	1696,00	1885,00



第　27　圖

第 27 圖は $\sigma_c=35kg/cm^2$ の場合の帶鐵筋柱の設計に用ふる表圖である。此表圖には我土木學會示方書規定に依り A_s の上下の限度をも示して設計を誤らない樣にしてある。

上記の第16表乃至第18表又は第27圖を利用して容易に帶鐵筋柱の設計、應力の計算をなす事が出來る。尙計算の資料として各種圓釬の斷面積の15倍卽ち 15 A_s の表を揭げて讀者の參考に供する。

〔例題 2.〕 斷面 30 cm・30 cm にして直徑 20 mm の圓釬 4 本を有する帶鐵筋短柱の許容の荷重を求めよ。但し $\sigma_c = 45\ kg/cm^2$ とす。

$$P = \sigma_c\ (A_c+15A_s)$$
$$= 45\ (900+188{,}5) = 40{,}000\ kg$$

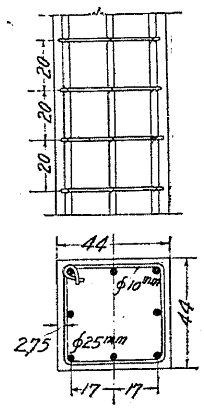
故に求むる荷重は 49 瓲である。

〔例題 3.〕 軸荷重 100 瓲（自己重量を含む）を受けたる正方形帶鐵筋短柱を設計せよ。但し $\sigma_c = 40\ kg/cm^2$、$p = 2\%$ とす。

第 18 表から

$$b = k\sqrt{P} = 4{,}38\ \sqrt{100} = 43{,}8 = 44\ cm$$
$$A_s = 43{,}8^2 \cdot 0{,}02 = 38{,}36\ cm^2$$

故に ϕ25 cm の圓釬 8 本を用ひ帶鐵筋は 10 mm の圓釬を 20 cm 間隔に使用する。尤も左迄重大ならざる柱の場合には帶鐵筋の直徑を小さくし間隔を增してもよい。柱の構造の大要は第 28 圖の通りである。

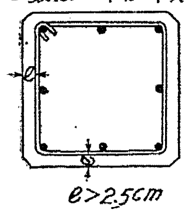


第 28 圖

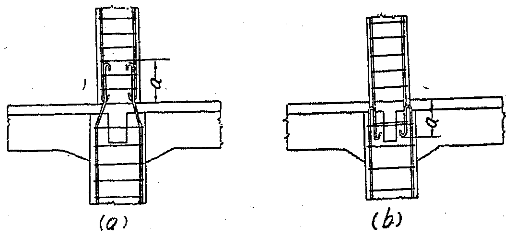
§ 71. 設計細目

帶鐵筋柱は理論が簡明なるを以つて延ては構造上の細目も亦簡單である。既に述べた樣に本柱に對する各國標準示方書の規程は大同小異である。只我國に於ては地震力の影響を受ける場所が多いから軸鐵筋の量、並に柱の斷面の最小限度に就て充分なる考慮を要する。故に外國の示方書の條項を其の儘我國に適用することは面白くない。

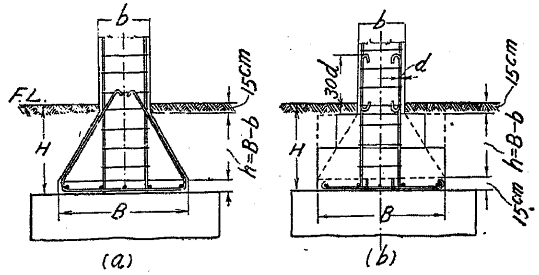
この帶鐵筋柱に用ふる軸鐵筋は主として建築用鋼の丸鋼で硬鋼は宜しくない。軸鐵筋の直徑は小に失してはよくない、我標準示方書は 12 mm を最小直徑として居る。元來この帶鐵筋柱は矩形又は正方形の斷面が採用される場合が多いから軸鐵筋の數は 4 本が本則であるが、時には 8 本を用ふる事もある。帶鐵筋は 6 mm 以上の直徑のものを用ひ、その間隔は軸鐵筋の直徑の 12 倍又は最小柱幅を以つて最大限度とする。第 29 圖は我土木學會の標準設計である。一般に帶鐵筋柱は短いから軸鐵筋は接がないのが本則である。柱が數階を通じて連續して居る時には上下階の柱鐵筋の繼手は第 30 圖の樣にする。此の際 a なる重合は軸鐵筋の直徑の 30 倍以上とする。又柱鐵筋とフーチング鐵筋との連結は第 31 圖の如く



第 29 圖



第 30 圖



第 31 圖

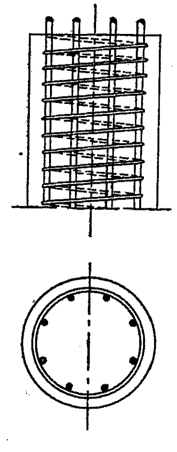
する。

次に柱用のコンクリートは材料の分離を生じない程度の軟練のものを用ふるが、それかと言つてスランプが 15 cm を超過する樣な軟いものはよくない。又硬きに失するのは柱の場合には施工上尚更よくない。配合は眞實配合比 1:5 即ち普通配合比で表せば 1:2:4 程度以上の優良なものを用ひる。コンクリートの塡充に當つては材料が分離しない樣に注意し、搗固めに意を注ぐ事が大切である。出來ることなら柱は急がずに一日かゝつて打上げる方が宜しいが已むを得ない場合には構造接合を作つてもよい。少しく注意して施工さへすれば接合の能率は 100% に達することは九大吉田先生の實驗から明である。柱は他の部材に比して長いものであるから短時間に打上げる時はコンクリートが沈下を生ずるから上部の桁又は床とは日を異にして別々に施工しなくてはならぬ。

第四節 螺旋筋柱

§ 72. 概 說

螺旋筋柱とは螺旋筋又は密接せる環狀鐵筋を有する柱で、通常圓形の柱心部を有するものを言ふ。此柱に於ける螺旋筋は柱心部コンクリートを補强するもので、軸荷重に對しては軸筋に比し餘程有効である。尤も鐵筋コンクリートの柱は軸荷重のみならず地震力其の他の水平力又は偏心荷重の作用により彎曲率をも受くる場合が多いから螺旋筋のみでは補强の目的を充分に達する事が出來ないから、各國の標準示方書等に於ては相當量の軸筋を併用することを强いて居る。此柱の中心部は圓形を



第 32 圖

以つて標準とし、柱殼は圓形又は八角形とする。尤も稀には柱殼、柱心部共に四角形を採用することも無いではない。第 32 圖は圓形螺旋筋柱の標準設計である。

§ 73. 許容荷重を受けたる螺旋筋柱に生ずる壓應力

螺旋筋柱が許容荷重以下の荷重を受けたる場合、柱に誘起される應力は材料力學に依れば次式で表される。即ち

$$\sigma = \frac{\sigma_c}{1-\dfrac{2\dfrac{n}{m}\cdot p_a}{m\left(2+np_a\dfrac{m-1}{m}\right)}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(36)$$

$$今\quad \alpha = \left[1-\frac{2\dfrac{n}{m}\cdot p_a}{m\left(2+np_a\dfrac{m-1}{m}\right)}\right]^{-1} とせば$$

$$\sigma = \alpha\sigma_c \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(37)$$

上式中 $\frac{1}{m}$ は Poisson 比である。α は又

$$\alpha = 1+\frac{2np_a}{2m^2+np_a(m-2)(m+1)}$$

としてもよい。本§の場合には $m = 7$, $n = 15$ 位が適當であらう。

然るときは $p_a = 6\%$ とするも尚 $\alpha = 1{,}0134$ となり、螺旋筋の作用は殆んど顯れない。即ち許容荷重を受けたる螺旋筋柱に生ずる應力は帶鐵筋柱の場合と同樣である。

§ 74. 破壞荷重及許容荷重

（1）概要。螺旋筋柱の軸壓力による破壞は次の如く分類することが出來よう。

イ、螺旋筋が少量の場合即ち 1% 以下に於ては、螺旋筋を以つて柱心部コンクリートの橫變形を防ぐことが出來ない。隨つて柱は螺旋筋がない場合同樣にコンクリートの剪應力によりて破壞する。

ロ、螺旋筋が中位の場合即ち 1,0〜1,6% 程度の柱に於ては螺旋筋が相當に働いて柱心部の壓應力を增加する。然し乍ら螺旋筋量は左迄多くはないから柱心部は螺旋筋が張應力によりて破壞又は大なる變形をなすと同時にコンクリートが破壞をなすものである。

ハ、螺旋筋が 1,6 % 以上となればその働は著しく顯れ、柱心部のコンクリートは壓挫されても尚螺旋筋によりて平衡を保ち遂に螺旋筋が破壞又は大變形をなすに至りて初めて破壞する。

破壞の狀態が以上の如くであれば、柱の破壞强度に關する理論も自ら異なつて來る。即ちイ及ロの場合に於ては柱心部コンクリートが未だ破壞に至つてないから彈性論によりて解くを得べく、ハの場合は柱心部コンクリートが破壞して居るから破壞論に依らねばならぬ。

（2）螺旋筋量が少い場合。螺旋筋量が少いときは § 73 の場合と同樣である。即ち (36) 又は (37) 式から解くことが出來る。今 Zesiger 氏により $m = 3$, $n = 40$ とすれば α は $(1+4{,}44p_a)$ となる。此場合 p_a は 1 % 以下であるから螺旋筋に依る破壞の强度の増加率は實に僅少なものである。

（3）螺旋筋量が中庸の場合。此場合に於ても彈性論を應用して解くことが出來る。即ち

$$\sigma = \sigma_u\left(1+\frac{\sigma_{st}}{\sigma_u}p_a\right) \cdots\cdots\cdots\cdots(38)$$

此 σ_{st} の値は此場合螺旋筋の破壞抗張强度を採つてよい。

今 $\sigma_{st} = 4\,000\ kg/cm^2$、$\sigma_u = 140\ kg/cm^2$ とせば

$$\sigma = \sigma_u(1+28{,}6p_a) \cdots\cdots\cdots\cdots(38_a)$$

上式から判る樣に螺旋鐵筋量が 1～1,6 % 位のときは螺旋筋柱はコンクリートの剪應力によりては破壞しないで、壓應力によりて破壞する。

（4）螺旋筋が 1,6 %以上の場合。螺旋筋量が 1,6 %以上となると柱心部コンクリートは破壞され粒狀の組織となり、その儘で尚荷重に耐へるのである。而して螺旋筋が破壞又は屈伏點應力を受くるに至つて柱心部の破壞が起るのである。かゝる場合に於ては、

$$\sigma = \sigma_u+\sigma_o \cdots\cdots\cdots\cdots(a)$$

なる關係が成立する。而して Saliger 教授又は Rankine 教授に隨へば

$$\sigma_o = \sigma_q\frac{1+sin\phi}{1-sin\phi} \cdots\cdots\cdots\cdots(b)$$

而して $\sigma_q = \frac{\sigma_{st}}{2}p_a$ なるを以つて

$$\sigma = \sigma_u+\frac{\sigma_{st}}{2}\cdot p_a\cdot\frac{1+sin\phi}{1-sin\phi} \cdots\cdots\cdots\cdots(39)$$

或は $\sigma = \sigma_u+\frac{\sigma_{st}}{2}\cdot p_a\cdot tan^2\theta \cdots\cdots\cdots\cdots(39a)$

上式から判る樣に此場合に於ける螺旋筋によるコンクリートの抗壓强度の増加は著しきものがある。

(39) 式から

$$P_u = \sigma_s A_s+\sigma_u A_k\left(1+\frac{\sigma_{st}}{2\sigma_u}\cdot p_a\cdot\frac{1+sin\phi}{1-sni\phi}\right) \cdots\cdots(40)$$

σ_{st} は理論上は破壞强度まで達するが多くの場合は抗張屈伏點應力 σ_e' を取るが然るべきであらう。又 σ_s の限度としても抗壓屈伏點應力 σ_e を取るべきであらう。而して柱が破壞のときは柱殼は剝落して居るから $A_s = A_k$ となる。故に

(40) 式は

$$P_u = \sigma_u\left(A_k+\frac{\sigma_e}{\sigma_u}A_s+\frac{\sigma_e'}{2\sigma_u}\cdot\frac{1+sin\phi}{1-sin\phi}\cdot p_a\cdot A_k\right) \cdots\cdots(41)$$

$$P_u = \sigma_u A_k\left(1+\frac{\sigma_e}{\sigma_u}p+\frac{\sigma_e'}{2\sigma_u}\cdot\frac{1+sin\phi}{1+sin\phi}\cdot p_a\right) \cdots\cdots(41a)$$

今 $\frac{\sigma_e}{\sigma_u} = n$, $\frac{\sigma_e'}{2\sigma_u}\cdot\frac{1+sin\phi}{1+sin\phi} = \frac{\sigma_e'}{2\sigma_u}\cdot tan^2\theta = M$ とせば

$$P_u = \sigma_u A_k(1+np+M\cdot p_a) \cdots\cdots\cdots\cdots(42)$$

n は普通の場合には 15 としてよい。M は σ_u、σ_e' 及 θ 又は ϕ によりて異なる。著者が鐵筋コンクリート用 1:2:4 コンクリートに就て實驗研究せる結果は $\theta = 67^\circ \sim 40'$ 又は $\phi = 45^\circ \sim 20'$ と採つてよい。又 $\sigma_e' = 2\,400$ 及 $2\,800\ kg/cm^2$ とし σ_u の諸値に對する M の値を計算すれば第 33 圖に示す如くなる。

圖から判る樣に M の値は普通の場合には 45 と取りて差支へない。而して許容荷重としては σ_u の代りに σ_{ca} 即ちσ_cを取ればよい。然らば

$$P = \sigma_c(1+np+M\cdot p_a) \cdots\cdots\cdots\cdots(43)$$

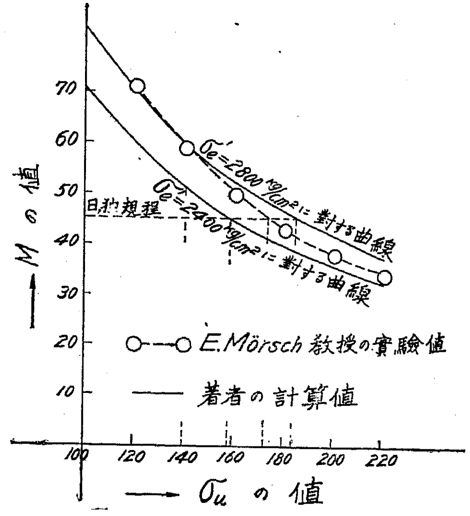
又は

$$P = \sigma_c(A_k+nA_s+M\cdot A_a) \cdots\cdots\cdots\cdots(43a)$$

玆に、通常は $n = 15$、$M = 45$ と取つてよいのは前述の通りである。然らば (43) 及 (43a) 式は Mörsch 教授の實驗式と全く一致する。即ち Mönsch 教授の實驗式は力學的に解けたことになる。

§ 75. 實用公式概說

現今の螺旋筋柱に關する公式は殆んど實驗論から誘導されたるものである。隨つて各實用公式は實驗者によりて、夫々の實驗から誘導されたものであるから一定の



第 33 圖

形式に從はず、各式相互の關係不明にして初學者は往々にして何れの公式によるべきかに迷ふことがあるから、著者は現今用ひられて居る比較的著名なる公式に就て適確なる説明を加へ、併せて著者の理想公式を掲げて讀者の據るべき所を明にしようと思ふ。各式中の記號は凡て本書の標準による。

§ 76. Considère 氏の公式

Considère 氏は實に螺旋筋柱の鼻祖と言つて差支へない人で初めて次の實驗公式を發表して居る。

$$P_u = 1{,}5\sigma_u A_k + \sigma_s A_s + 2{,}4\sigma_s A_a \cdots\cdots\cdots (44)$$

茲に σ_s ＝鐵筋の屈伏點の應力

今 σ_s を σ_e にて表すときは

$$\left.\begin{aligned} P_u &= 1{,}5\,\sigma_u A_k + \sigma_e A_s + 2{,}4\sigma_e A_a \\ &= \sigma_u\left(1{,}5A_k + \frac{\sigma_e}{\sigma_u}A_s + 2{,}4\frac{\sigma_e}{\sigma_u}A_a\right) \\ &= \sigma_u(1{,}5A_k + nA_s + 2{,}4nA_a) \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots (45)$$

即ち Considère 氏は柱の破壞荷重をコンクリート、軸筋及螺旋筋に分つて考へた。此の考察は實に螺旋筋の原理の根本をなすもので大發見と言はねばならぬ。しかしコンクリートの受持つべき荷重を $1{,}5\,\sigma_u A_k$ とせるは誤である、何となれば柱の破壞のときは柱殼は剝落して働き得ないからである。軸筋の受持荷重 $\sigma_e A_s$ は問題なきも螺旋筋に對する荷重 $2{,}4\,\sigma_e A_a$ は多少小に失することは著者の理論から明である。即ち 2,4 は優良なる螺旋筋の時は 2,9 程度である。之れを2,4 とせるためコンクリートの有效斷面を $1{,}5\,A_k$ としたのであらうと思はれる。

n は柱の破壞の時は 20 以上に達する。しかし一般には 15 を取る。而して改正 Considere 公式として次の式が用ひられる。即ち

$$\left.\begin{aligned} P_u &= \sigma_u(A_k + nA_s + 2{,}4nA_a) \\ \text{又は}\quad P &= \sigma_{ca}(A_k + nA_s + 2{,}4nA_a) \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots (46)$$

nA_s の代りに $(n-1)\,A_s$ とせるもある。此の公式は既述の如く多少安全に過ぎる嫌がある。

§ 77. Mörsch 教授の公式 附日本及獨逸標準公式

獨逸の Mörsch 教授は實驗公式として最も優れたる式を與へたものと著者は信ずる。しかし根本原理は Considère 氏の創案を出でない。

$$\left.\begin{aligned} P_u &= \sigma_u(A_k + nA_s + M\cdot A_a) \\ \text{又}\quad P &= \sigma_{ca}(A_k + nA_s + M\cdot A_a) \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots (47)$$

M の値に就ては既に述べた。n は 20 以上であるが普通は 15 を取る。實際は nA_s は $(n-1)\,A_s$ なるも n が 20 以上を 15 とせるを以つて $15\,A_s$ として差支へない。普通の柱の場合には $M = 45$ として

$$P = \sigma_{ca}(A_k + 15A_s + 45A_a) \cdots\cdots\cdots (48)$$

即ち Considere は螺旋筋の働は軸筋の 2,4 倍としたが Mörsch 教授は 3 倍としたのである。今 σ_{ca} を σ_c を以つて表せば

$$P = \sigma_c(A_k + 15A_s + 45A_a) \cdots\cdots\cdots (49)$$

この式は獨逸の 1925 年の標準示方書に採用され我土木學會の 1930 年の示方書(案)にも採用されて居る。此 Mörsch 教授の式の優れて居る點に就ては既に述べた通りである。

(49) 式を變化して

$P = \sigma_c A_i$ 　茲に、$A_i = A_k + 15A_s + 45A_a$

A_i を理想斷面積と稱しよう。

獨逸及我國の標準示方書では $A_i \leqq 2\,A_0 \cdots\cdots\cdots (50)$

と規定して居る。之は柱殼の龜裂に對して萬全を期する爲である。此の (50) 式の關係が正しき事は次の計算から判る。

著者の理論的計算に依れば材齡 28 日の龜裂應力は養生が惡い場合に於ても如何に安全に見積つても $0{,}64\sigma_u$ であると考へてよい。而して

$\sigma = 0{,}9\sigma_{28}$ であるから

龜裂荷重 $P_{crack} = 0{,}64 \cdot 0{,}9\sigma_{28}(A_0 + nA_s)$

$$= 0{,}576\,\sigma_{28}(A_o+nA_s)$$

然るに許容應力は獨逸標準示方書では橋梁の場合には $\frac{\sigma_{28}}{3{,}0}$ なるものを以つて（第 20 表）

$$\frac{\sigma_{28}}{3{,}0}(A_k+nA_s+MA_a) \leq 0{,}576\,\sigma_{28}(A_o+nA_s)$$

$$\therefore\ (A_k+nA_s+MA_a) \leq 1{,}73\,(A_o+nA_s)$$

今 $n = 15$, $A_s = \frac{2A_o}{100}$ とせば

$$(A_k+nA_s+MA_a) \leq 2{,}25\,A_o \quad \cdots\cdots(51)$$

即ちコンクリートの施工は少々悪くとも A_l が $2{,}25\,A_o$ 以上にならない限りは柱に龜裂がくる心配はない。獨逸の 1925 年及我土木學會の示方書は $2{,}25A_O$ の代りに $2A_o$ を採つて居るから充分安全である。

然るに施工が優良であれば $\sigma = \sigma_u$ と看做すことが出來るから

$$(A_k+nA_s+MA_a) \leq 2{,}7(A_o+nA_s)$$

となる。獨逸の新規定では 2,7 の代に 2 を採つて居る。

第 20 表は獨逸の 1925 年の示方書に規定せる短柱の許容應力である。

第 20 表　　獨逸標準示方書許容壓應力

供試體抗壓强度, kg/cm^2		短柱の許容應力, kg/cm^2	
獨逸標準 W_{b28}	日本標準(換算値) σ_{28}	一般に	特に橋梁にて
普通セメント ≥ 100	≥ 75	35	30
高級セメント ≥ 130	≥ 100	45	40
立方體强度の明なる場合 $W_{b28} \geq \nu\,\sigma_{ca}$	圓壔强度の明なる場合 $\sigma_{28} \geq \nu'\,\sigma_{ca}$	$\sigma_{ca}=\frac{W_{b28}}{3}=\frac{\sigma_{28}}{2{,}25}$ ≤ 60	$\sigma_{ca}=\frac{W_{b28}}{4}=\frac{\sigma_{28}}{3{,}0}$ ≤ 50

上表中 W_{b28} = 現場コンクリートと全く同様の性質を有するコンクリートの獨逸標準立方供試體の强度

上表は原文と多少異つて居る。即ち原文では供試體抗壓强度は硬練及中軟練（現場と同様の軟さのもの）何れかによつて合格不合格を決定して居るが著者は硬練は現場コンクリートと異なる故を以つて削除した。1931 年の獨逸新示方書に於ても硬練コンクリートに依る試驗は削除してある。又比較に便するため日本標準壔供試體に換算せる値をも示して置いた。而して九大の吉田先生に隨ひ柱用コンクリートに對し $\sigma_{28} = 0{,}75\,W_{b28}$ とした。

獨逸示方書によれば高幅比は柱心部に對して 13 全斷面に換算すれば 11 以下で軸筋の量は柱の全斷面積の 0,8～3 % で、螺旋筋の量は軸筋の量の 3 倍以下である。而して螺旋筋の間隔は柱心部直徑の 1/5 以下、且つ 8 cm を超過してはならぬことに定めてある。

1931 年の獨逸新示方書によれば軸鐵筋の量 A_s は A_k の 0,8～8 % とし A_a の 1/3 以上とすることになつて居る。而して

$$A_k+nA_s+MA_a \leq 2(A_o+nA_s)$$

と規定してある。即ち新規定では螺旋筋の働を舊規定以上に認めて居る。此新規定によつても安全荷重以下の荷重で柱殼に龜裂が入る様なことはないのは前述の通りである。而して $W_{b28} \leq 180\ kg/cm^2$ のときは $n = 15$, $M = 45$ である。

W_{b28} が $180\ kg/cm^2$ 以上のときは $n = \frac{\sigma_s}{W_{b28}}$, $M = \frac{2{,}5\sigma'_s}{W_{b28}}$ である。玆に σ_s は軸鐵筋の抗壓屈伏點、σ'_s は螺旋筋の抗張屈伏點である。普通 σ_s は $2\,700\ kg/cm^2$ σ'_s は $3\,300\ kg/cm^2$ で、高級鋼では $\sigma_s = 3900\ kg/cm^2$、$\sigma'_s = 4\,500\ kg/cm^2$ と定めて居る。上述の如くであるから高强度のコンクリートを使用した螺旋筋柱の安全荷重は Considère 氏の公式を使用して居ることになる。

我土木學會の規定に於ては次の如く定めて居る。即ち主要なる螺旋筋柱の直徑は 25 cm 以上で軸筋の數は 6 本以上たるべく、その量は柱心部の 0,8～3 % である。螺旋鐵筋の間隔は柱心部直徑の 1/5 以下で 8 cm を超過してはならぬ。軸鐵筋の直徑は 12 mm 以上で螺旋鐵筋は 6 mm 以上のものを用ふる事になつて居る。短柱としての限度は纖弱率が 45 の場合で、略々高幅比が 11 に當るのである。

次に日獨の示方書に依る螺旋筋柱の設計に用ふる表圖を掲げて參考に供しよう。第 34 圖は即ちそれである。

圖には (A_s+3A_a) の最大及最小値を示してある。最大値は次の如くして求める。即ち

$$2A_o = A_c+15(A_s+3A_a) \text{ から}$$

$$_{Max.}(A_s+3A_a) = \frac{2A_o-A_c}{15} \quad \cdots\cdots(52)$$

最小値は次の如くして求める。即ち

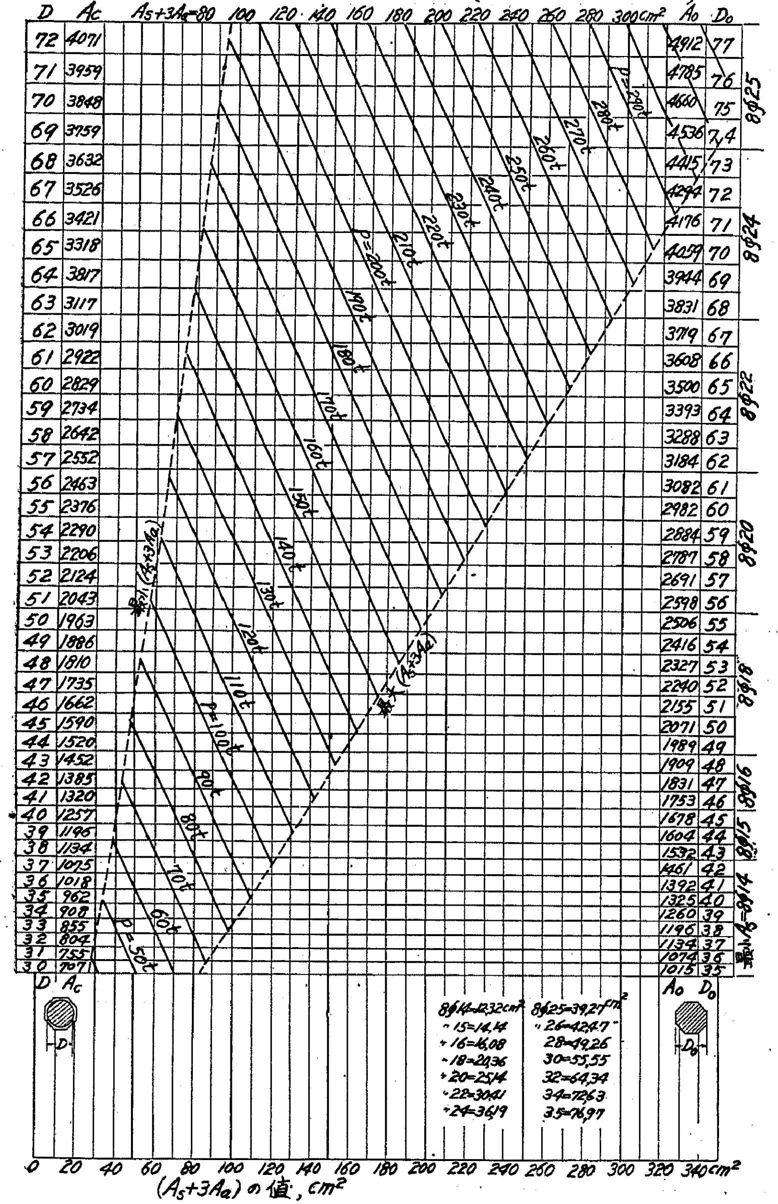
$$A_o+15A_s = A_c+15(A_s+3A_a)$$

$$A_s+3A_a = \frac{A_o+15A_s-A_c}{15}$$

今 A_s の最小限度を獨逸示方書に隨ひ $0{,}008\,A_o$ とせば

$$_{Min.}(A_s+3A_a) = \frac{A_o+15\cdot 0{,}008A_o-A_c}{15} = \frac{1{,}12A_o-A_c}{15} \quad \cdots\cdots(53)$$

$$P=35(A_c+15A_s+45A_a)=35\{A_c+15(A_s+3A_a)\}$$



第 34 圖

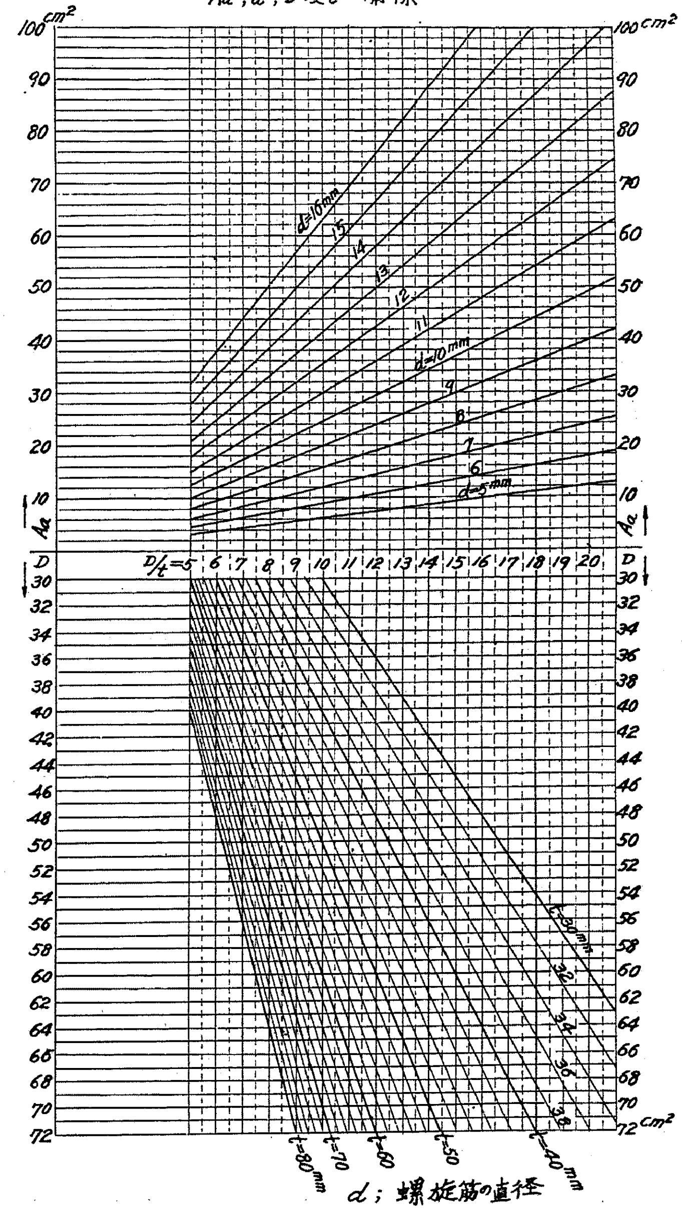
となる。之等の(52)及(53)式の關係は第34圖に於て點線で示してある。

第35圖は螺旋鐵筋の設計に用ふる表圖でA_a、d、D及tの關係を示したものである。

§ 78. **著者の實用公式**

著者は既に力學的に解決せる理論公式及各大家の實驗論並に現行の實用公式を參考して次の實用公式を推奨するものであ

A_a, d, D及tの關係



第 35 圖

る。

$$P = \sigma_{ca}(A_k + nA_s + MA_a)$$

玆に
$$\left.\begin{aligned} M &= \frac{1}{2}\ \frac{\sigma'_e}{\sigma_u}\ \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} = \frac{1}{2}\ \frac{\sigma'_e}{\sigma_u}\tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \\ &= \frac{1}{2}\ \frac{\sigma'_c}{\sigma_u}\ \tan^2\theta \end{aligned}\right\}\cdots(54)$$

上式中 σ'_e、σ_u 及 ϕ 又は θ は實驗によりて容易に求められる。又普通の 1：2：4 コンクリートの場合には $\frac{1}{2}\tan^2\theta = \frac{1}{2}\tan^2 67^\circ 40' = 2{,}96274$ として差支なく、$\sigma_u = 0{,}9\,\sigma_{28}$ とし、σ'_e は螺旋筋の鋼の種類によりその屈伏點應力を取ればよい。n は破壞の時は 20 以上になるがこゝでは 15 を取つて置く。而して普通コンクリート、普通の棒鋼を用ひた場合には $M = 45$ として差支へないことは既に述べた通りでる。

且つ　　$(A_k + 15A_s + MA_a) \leqq 2\,A_o$ ……………………………(54a)

なる關係を保つ事が必要である。之は許容荷重の場合柱殼に龜裂を生じない爲である。

構造上具備すべき條件としては次の如くである。先づ軸筋であるが之は螺旋筋に比して効果の少いものであるから、理論上は少い方がよい樣に思はれるが實際上は施工上、又地震其の他の横の力を受ける場合に備へるため我國では 0,8～3％ 位が適當であらう。

而して直徑 12 *mm* 以上の棒鋼がよろしい。柱の大いさは 25 *cm* 以上で少くとも 6 本の軸筋を使用することが必要である。

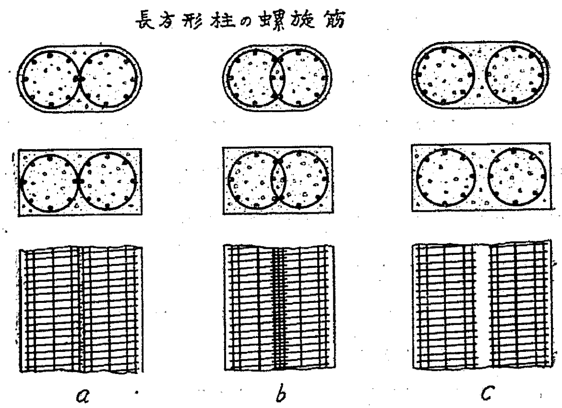
螺旋筋の量は柱心部の 1,6～3,6％ 位が望ましい。その量少けれは螺旋筋の効果は顯れない。一般に米國は螺旋筋を少く用ひる慣例であるが之はその効果をよく了解しないためであらう。この螺旋筋は普通鋼の時は徑 6 *mm* 以上のもので間隔は柱心部直徑の $\frac{1}{5}$ 以下で 8 *cm* を超過しない樣にする。尤も cold drawn wire を用ふる時はその量は少くて濟む利益がある。短柱としての限度は纖弱率が 40～45 以下即ち高幅比が略々 10～11 以下の場合である。

§ 79. 圓形ならざる螺旋筋柱

構造上螺旋筋柱として柱心部が圓形以外の例へば四角形の柱を採用することがある。然るにかくの如き柱の螺旋筋は製作に手數がかゝり又圓形柱の如く有効ならざ

るものなるを以つて出來得べくんば圓形柱心部とし外形のみを四角又は其の他の斷面とする方がよい。

又構造の都合上一方向の柱と柱との間隔を出來得る限り小ならしむる必要起り、之と直角の方向の間隔は多少減少しても差支へない場合には第 36 圖に示す樣に柱の中部に 2 箇以上の圓形柱心部を形成する。即ち圓形螺旋筋柱を 2 箇以上合同した事になる。應力又は强度の計算は (*a*) 圖及 (*c*) 圖の場合は 2 箇の柱として取扱ひ、(*b*) 圖の場合は柱心部のコンクリートの有効斷面積は 2 箇の柱の斷面積の和から螺旋筋が交叉せる部分だけ減ずればよい。



第 36 圖

§ 80. 結　論

§ 78 に述べた著者の實用公式によつて如何なる場合の螺旋筋柱の設計計算でも出來る。而して普通のコンクリート及鐵筋を用ひたる柱の場合に於ては著者の理論式は Mörsch 教授の公式又は日獨の標準公式と殆んど一致する事も既述の通りである。故に我土木學會の公式は理論上、實驗上優れたる公式なるを以つて著者はこの公式の一般に採用されん事を望む。次に便宜上再びこの公式を揭げて置かう。

$$P = \sigma_c(A_k + 15A_s + 45A_a) = \sigma_c A_i \cdots\cdots\cdots\cdots(49)\text{再揭}$$

而して上式は次の條件を滿足するを要する。

即ち　　$A_i \leqq 2\,A_o$ ……………………………………(50)再揭

$$\left.\begin{aligned} &A_s \geqq 0{,}8\,\%\ A_o \cdots\cdots\cdots\cdots \\ \text{上式中}\quad &A_a = \frac{\pi D f}{t} \cdots\cdots\cdots\cdots \end{aligned}\right\}\cdots\cdots(55)$$

玆に σ_c＝ コンクリートの許容壓應力、A_k＝柱の有効斷面積即ち柱心部の斷面積、A_s＝ 軸鐵筋の總斷面積、D＝螺旋筋の直徑、f＝螺旋筋の斷面積、t＝螺旋筋の步みの間隔、A_o＝柱の全斷面積。

構造上の細目に就ては § 81 を參照されたい。

實際設計上 $\frac{A_o}{A_k}$ の割合を知り得れば好都合である。之は柱の斷面積換言すれば荷重の大小によりて多少異なるもので略次の關係がある。

第 21 表

荷重（噸）	$P<200$	$P=200\sim400$	$P>400$	$P>500$
A_o/A_k	4/3	5/4	6/5	7/6

次に設計上注意すべき事項に就て說明しよう。既述の樣に螺旋筋は軸筋の 3 倍だけ有効であるから、差支へない範圍內で之を多く用ふる方が得策である。しかし軸筋の 3 倍を超過することは宜しくない。この螺旋筋は規程に觸れない程度に徑の小なるものゝ方がよろしい。

〔例題 4.〕 軸荷重 100 000 kg（自己重量を含む）を受けたる螺旋筋短柱を設計せよ。但し $\sigma_c = 40\ kg/cm^2$ とす。

（1） 最小斷面を有する如く設計せよ。

(49) 式から $A_i = \frac{P}{\sigma_c} = \frac{100\,000}{40} = 2\,500\ cm^2$

而して $A_i \leq 2A_o$ なる關係から A_o の最小値としては

$$A_o = \frac{A_i}{2} = 1\,250\ cm^2$$

となる。而して第 21 表から $\frac{A_o}{A_k} = \frac{4}{3}$ とすれば

$$A_k = \frac{3}{4}A_o = \frac{3}{4}\cdot 1\,250 = 937{,}5\ cm^2$$

今螺旋筋を最も有効に利用するために獨逸規程に隨ひ $A_a = 3A_s$ とせば

$$A_i = A_k + 15A_s + 45A_a \quad から$$

$$2\,500 = 937{,}5 + 15A_s + 135A_s$$

$$\therefore \quad A_s = 10{,}42\ cm^2 \qquad 又は \quad p = 1{,}11\ \%$$

$$\therefore \quad A_a = 31{,}25\ cm^2 \qquad 又は \quad p_a = 3{,}33\ \%$$

故に柱の外徑 $D_o = \sqrt{\frac{1\,250\cdot 4}{\pi}} = 40\ cm$

柱心部直徑（螺旋筋中心線の直徑）

$$D = \sqrt{\frac{937{,}5\cdot 4}{\pi}} = 34{,}6\ cm$$

軸筋は $A_s = 10{,}42\ cm^2$ にして 6 本以上使用の必要あるを以つて 16 mm 直徑の圓釬を 6 本とする。

螺旋筋は $A_a = 31{,}25\ cm^2$ である。故に 12mm 直徑の圓釬を用ふる時は $f = 1{,}13\ cm^2$

なるを以つて

$$t = \frac{\pi Df}{A_a} = \frac{3{,}1416\cdot 34{,}6\cdot 1{,}13}{31{,}25} = 3{,}9\ cm$$

D は 34,6 cm の代に 34,8 cm とせば軸鐵筋の中心線の直徑が 32 cm となりて好都合である。第 34 圖及第 35 圖を利用すれば計算は至つて容易に出來る。讀者自ら試みられよ。

（2） 軸鐵筋の量を柱心部の 1,5 %、螺旋筋の量を同 1,5 % として柱の斷面積を求めよ。

前同樣にして $A_i = \frac{P}{\sigma_c} = 2\,500\ cm^2$,

而して $\frac{P}{\sigma_c} = A_i = A_k(1+15P+45P_a)$

$$= A_k(1+0{,}225+0{,}675) = 1{,}9\ A_k$$

$$\therefore \quad A_k = \frac{2\,500}{1{,}9} = 1316\ cm^2, \quad D = 41\ cm$$

$$A_o = \frac{4}{3}\cdot 1{,}316 = 1\,755\ cm^2, \quad D_O = 47{,}3\ cm$$

而して $A_i \leq 2A_o$ なる關係を滿足する。かくの如く螺旋筋の減少により柱の斷面積は急激に增大するを以つて差支へない限り螺旋筋を多量に用ふるを得策とす。

§ 81. 設計細目

螺旋筋柱の理論は一定の構造の柱のほか適用が出來ないことは實驗上明な事である。故に吾々が柱の設計をなすに當りては構造上の細目に充分注意する事が肝要である。この構造上の細部設計は各國各地の狀況によりて異なるもので特に我國の如き地震國に於ては注意を拂ふべきである。卽ち螺旋筋柱に於ては軸鐵筋は螺旋筋に比し効力少きものであるから、なるべく少く使用する方が得策であるが、不測の地震力其の他の原因による彎曲率の作用を受けることを想像するときは軸鐵筋の使用を一定量以下に減ずることは到底許し得ない處である。其の他軸鐵筋使用量、大さ及使用本數、螺旋筋の使用量、大さ及間隔等に關して實驗上、經驗上から夫々規程を定めて置く必要がある。この點に關しては旣に實用公式論に於て述べたから重ねて繰返さない。

次に構造上考慮すべき諸點に就て述べよう。先づ鐵筋は軸鐵筋たると螺旋筋たるとを問はず構造用鋼で丸鋼を用ふる。しかし硬鋼を用ふる事もないではない。卽ち螺旋筋として冷引拔硬鋼線を用ひ又軸鐵筋として硬鋼の棒鋼を用ふることがある。軸鐵筋と螺旋筋との緊結には充分なる注意を拂はねばならぬ。

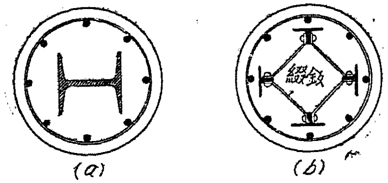
螺旋筋柱のコンクリートは鐵筋が錯雜して居るから軟練コンクリートを用ひ分離しない樣に注意して施工するを要する。粗骨材の最大寸法は螺旋筋の間隔と相待つ

て決定すべき問題である。搗固めを入念にしてコンクリートが螺旋筋をよく取巻き且つ柱殼の表面が手際よく出來る樣に施工する事が肝要である。

第五節 合成柱及鋼コンクリート柱

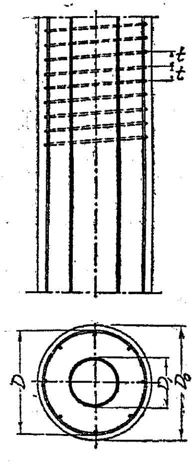
§82. 合成柱

螺旋筋柱の柱心部内に構造鋼又は鑄鐵の柱即ち鐵骨を完全に埋込んだ柱を合成柱と云ふ。建築構造に於て數階に亘る鐵筋コンクリート柱の斷面をなるべく縮少するため或は地震力其の他による横彎曲に對する抵抗を大ならしめんがため合成柱を採用することが屢々ある。この柱は上述の如く鋼又は鐵筋の柱をコンクリートを以つて被覆して居るから防火の目的をも達することゝなる。此合成柱の設計施工には充分の注意を拂ひコンクリートと鐵柱とが一體となりて働く樣に心掛くべきである。第37圖はこの種の例である。



第 37 圖

墺國 Emperger 博士は第38圖に示す樣な鐵骨として鑄鐵管を用ひた合成柱を發明した。然し本樣式の柱は未だ實用に供せらるゝには至つて居ない。



第 38 圖

この合成柱に關する計算規程は稀であつて僅かに米國に於てそれを見出す程度である。

1928年の米國コンクリート協會の鐵筋コンクリート建築規程(案)によれば鐵骨及鐵筋コンクリートの兩者が共同して外力に抵抗するものとして次の式を與へて居る。

$$P = \sigma_c(A_c+nA_s)+\sigma_r A_r \quad \cdots\cdots(56)$$

茲に P=許容荷重、σ_c=コンクリートの許容應力即ち $0{,}25\,\sigma_{28}$、

A_c=柱心部の面積、A_s=軸鐵筋の斷面積、A_r=鐵骨の斷面積、σ_r=鐵骨の許容應力

この σ_r は構造鋼骨に對しては 1 025 kg/cm^2 (15 000 #/□″) 以下を定めて居る。この合成柱は構造上次の制限がある。即ち軸筋は柱心部の 2～4%を必要とし、1%以上の螺旋筋にて取圍まれて居る。故に螺旋筋が相當に働くから(56)式の右邊の初項 $\sigma_c(A_c+nA_s)$ は充分安全に見積つてある事が判るし又 σ_r の最大値が 1 025 kg/cm^2 にしか採つてないから第二項 $\sigma_r A_r$ も亦安全に失する位である。故に柱の破壞の際は多少鐵

と鐵筋コンクリートとが共同作用に不調があつても (56) 式が與へる P の値は實際上當を得たものと思はれる。1924年の米國標準示方書の σ_r に關する規定を米突法に換算して示すと次の如くである。

鋼骨に對しては $\sigma_r=1\,270-4{,}95\,\dfrac{h}{i}$ ……(57a)

鑄鐵骨に對しては $\sigma_r=850-4{,}25\,\dfrac{h}{i}$ ……(57b)

而して鐵骨をコンクリート内に埋込む前に工事中荷重を受けしめる場合には σ_r は次の式によりて制限する樣規定して居る。

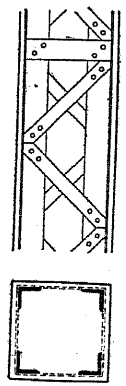
$$\sigma_r \leq \frac{1\,270}{1+\dfrac{1}{18\,000}\left(\dfrac{h}{i}\right)^2} \quad \cdots\cdots(58)$$

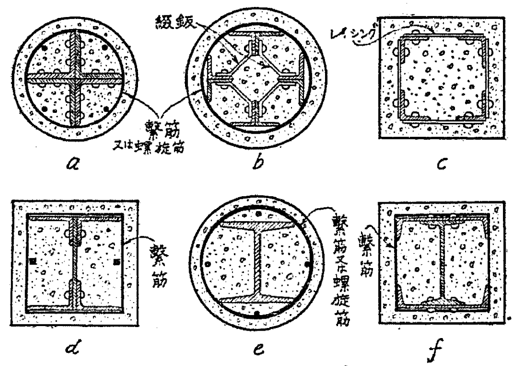
この合成柱の場合は本則として鐵骨が P なる全荷重を基礎に傳達する樣に設計する。然し乍ら柱の下端を鐵筋コンクリート・フーチングの構造とし、軸鐵筋の附着强度によりて $\sigma_c(A_c+nA_s)$ だけの荷重を基礎に傳へ得る樣な設計の場合には鐵骨は $\sigma_r A_r$ だけを傳達すれば足りる。又柱の上端に於ても桁との連結に注意し又鐵筋の連絡にも意を用ひねばならぬ。特に耐震構造に於て然りとする。

桁又は版の荷重を柱に傳達するに當つてブラツケツトを設けない場合には螺旋筋と鐵骨との中間にあるコンクリートの斷面積に $0{,}35\,\sigma_{28}$ を乘じたものは柱に傳達される荷重より大なる事を要する。

§83. 鋼コンクリート柱

構造鋼柱がその内部をコンクリートにて塡充され且つ 75 mm 以上の厚さを有する柱殼にて外側を被覆されたる場合に之を鋼コンクリート柱と稱する。第39圖はその例である。この種の柱の外側のコンクリート柱殼は鐵網、帶鐵筋又は螺旋筋を以つて補强するを要する。第40圖はこの種の例である。かくするのは柱殼のコンクリートが剝落しない樣にするため


第 39 圖



第 40 圖

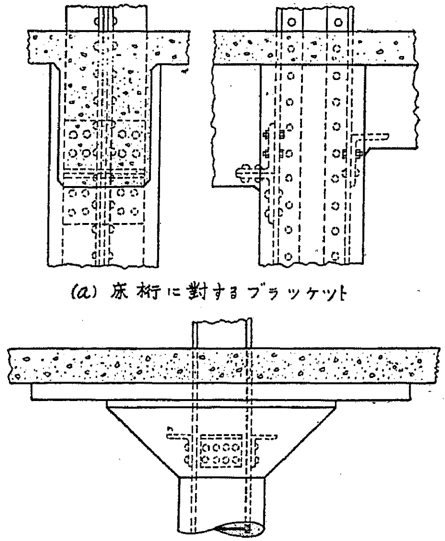
であるのは言ふ迄もない。

この鋼コンクリート柱の安全荷重は合成柱の場合と同樣にして計算する。即ち

$$P = \sigma_c A_c + \sigma_r A_r \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(59)$$

計算記號は (56) 式と同樣である。只注意すべきは A_c で、玆では柱の內部のコンクリートの面積である。

東大の濱田博士は鋼コンクリート柱の實驗を試み柱の最大强度は鋼柱の强さとコンクリート柱の强さの和の 90 %を取つて差支へないと結論して居られる。尤もこの實驗は小規模であるから果して實際の構造の場合に適用出來るか否かは疑問であるが、大なる誤は無からう。果して然らば σ_c は僅に 0,25 σ_{28} を許容し、σ_r は約 1000 kg/cm^2 程度を限度として計算せる(59) 式の P なる許容荷重は充分安全であると言はねばならぬ。

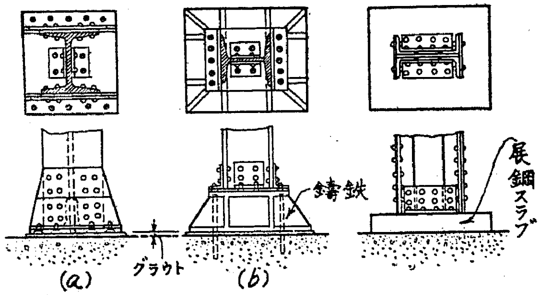


(a) 床桁に對するブラケット

(b) 平版に對するブラケット

第 41 圖

桁又は床版の荷重を柱に傳達するためには特殊のブラケットを設けるものでその構造は鋼柱の設計如何によりて異なるものである。第 41 圖 (a) は桁梁式床桁に對する、第 41 圖 (b) は平版に對するブラケットの例である。此ブラケットは合成柱の場合にも設ける方がよい。



第 42 圖

柱礎の設計は荷重を基礎に完全に傳達し得る樣にすべきである。その構造は普通第 42 圖に示す樣に鑄物か或は角鋲及鈑を用ひた組立構造にする。合成柱の場合の柱礎も亦之に準ずる。

第六節 鐵筋コンクリート長柱

§ 84. 鐵筋コンクリート長柱の理論

一般に鐵筋コンクリートの柱は構造上比較的大なる斷面積を有するものであるから彎折 (buckling) の影響を受ける事は稀であるが、高幅比が約 10 以上になれば彎折を伴ひ長柱として考へねばならぬ。

彎折を生ずる鐵筋コンクリート柱即ち長柱に關して、初めて公式を誘導せしは Navier 氏である。彼は一般長柱に關する Ritter 氏公式を基本として帶鐵筋長柱に對して次の公式を誘導した。即ち

$$P'_u = A_i \frac{\sigma_u}{1+\varkappa \dfrac{A_i h^2}{I_i}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(60)$$

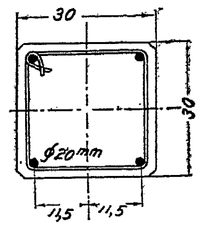
茲に P'_u =長柱の破壞荷重、σ_u =コンクリート柱の最大抗壓强度

A_i =理想斷面積即ち A_c+nA_s, h =柱の長さ、I_i=斷面の二次率、

$\varkappa$ =彎折係數

$\varkappa$ は Bach 教授の實驗によれば 0,00005 又は 0,0001 である。元來 $\varkappa$ は柱の兩端の條件によりて異なるもので Turneaure 教授は兩圓端柱の時は $\varkappa = 0,0001$ 兩固定端柱に對しては $\varkappa = 0,00005$ を取つて居る。即ち Bach 教授の實驗と一致して居る。I_i なる斷面の二次率はコンクリート及鐵筋の二次率の和である。上式は或範圍の纎弱率の長柱にのみ適用の出來るものであることは論ずる迄もない。

〔例題 5.〕 兩端固定の鐵筋コンクリート長柱あり。長さ 9 m にして斷面は第 43 圖の通りである。$\sigma_u = 200\ kg/cm^2$, $n = 20$ として柱の破壞强度を求めよ。



第 43 圖

$$P'_u = A_i \frac{\sigma_u}{1+0,00005 \dfrac{A_i h^2}{I_i}}$$

$$A_i = 30 \cdot 30 + 20 \cdot 12,57$$

$$= 900 + 251,4 = 1\,151,4\ cm^2$$

$$I_i = \frac{30^4}{12} + 4 \cdot 20 \cdot 3,14 \cdot 11,5^2$$

$$= 67\,500 + 33\,224 = 100\,724\ cm^4$$

$$\therefore P'_u = 1\,151,4 \cdot \frac{200}{1+0,00005 \cdot \dfrac{1\,151,4 \cdot 900^2}{100\,724}} = \frac{230\,280}{1,463} = 157\,400\ kg$$

§ 85. 實用公式

(1) Navier-Ritter の公式。§ 84 の (60) 式は理論上優れた式であるが此式は理想斷面積及理想斷面二次率を含むから計算上不便である、故に $\sqrt{I_i/A_i}$ の代りに全斷面積即ち鐵筋を考へに入れない環動半徑に換算し得れば好都合である。一般に正方形柱では

$A_i \cong (1{,}12 \sim 1{,}45)A_c$、$I_i \cong (1{,}5 \sim 2{,}0)I$ 位であるから

$$\frac{A_i}{I_i} = \frac{(1{,}12 \sim 1{,}45)\,A_c}{(1{,}5 \sim 2{,}0)I} \cong 0{,}75\,\frac{A_c}{I} = \frac{0{,}75}{i^2} \quad \cdots\cdots(61a)$$

玆に I 及 i は鐵筋を考へに入れない斷面の二次率及最小環動半徑である。

(61a) 式の値を (60) 式に入れて

$$P'_u = A_i\frac{\sigma_u}{1+0{,}75\times\left(\frac{h}{i}\right)^2} \cdots\cdots(61b)$$

(61b) 式は (60) 式の變形である。

故に兩端固定の四角柱に對しては次の如くなる。

$$P'_u = A_i\frac{\sigma_u}{1+0{,}00004\left(\frac{h}{i}\right)^2} \cdots\cdots(61c)$$

即ち (61c) 式が $\left(\frac{h}{i}\right)$ の種々なる値に對する P'_u を出す公式である。之を Navier-Ritter の公式と稱しよう。

(61c) 式から許容荷重の公式を求むれば次の如くなる。

$$P' = A_i\frac{\sigma_c}{1+0{,}00004\left(\frac{h}{i}\right)^2} \cdots\cdots(61d)$$

或は

$$P' = \frac{P}{w} \cdots\cdots(61e)$$

玆に $w=1+0{,}0004\left(\frac{h}{i}\right)^2$ にして之れを長柱係數と云ふ。

(2) Navier-Schwarz-Rankine の公式。(61d)の Navier-Ritter の公式中 $0{,}00004\left(\frac{h}{i}\right)^2$ の代りに多少安全に見積つて圓柱にも應用が出來る樣に $0{,}0001\left(\frac{h}{i}\right)^2$ と置けば

$$\left.\begin{aligned} P' &= A_i\frac{A_c}{1+0{,}0001\left(\frac{h}{i}\right)^2} \\ \text{或は}\quad P' &= \frac{P}{w} \\ \text{玆に}\quad w &= 1+0{,}0001\left(\frac{h}{i}\right)^2 \end{aligned}\right\} \cdots\cdots(62)$$

となる。此式をの Navier-Schwarz-Rankineの公式と稱しよう。この式は元來帶鐵筋柱に關する式であるが螺旋筋柱にも亦適用が出來る。

即ち上述の A_i は帶鐵筋柱たると螺旋筋柱たるを問はず (A_c+nA_s) である事は勿論である。而して σ_c は帶鐵筋柱に於ては σ_{ca} を取つて可なるべく螺旋筋柱の場合には略々 0,75 $(1+45p_a)\ \sigma_{ca}$ となる。故に螺旋筋柱の場合は $A_i\sigma_c$ は $\frac{3}{4}(1+45p_a)\ \sigma_{ca}\cdot(A_c+15A_s)$ 即ち $\sigma_{ca}(A_k+15A_s+45A_a)$ 即ち短柱の許容荷重 P となるのである。帶鐵筋柱の場合は簡單で說明を要しない。

以上の如くなるを以つて (62) 式は次の如く書くことが出來る。

帶鐵筋柱に對しては

$$P' = \frac{\sigma_{ca}(A_c+15A_s)}{w} \cdots\cdots(62a)$$

螺旋筋柱に對しては

$$P' = \frac{\sigma_{ca}(A_k+15A_s+45A_a)}{w} \cdots\cdots(62b)$$

(62a) 及 (62b) 式から鐵筋コンクリート柱の安全荷重を求むる事が出來る。或は一般に

$$P' = \frac{\sigma_c A_i}{w} \cdots\cdots(62c)$$

玆に $\sigma_c = \sigma_{ca}$, A_i =理想斷面、帶鐵筋柱に對しては (A_c+15A_s), 螺旋筋柱に對しては $(A_k+15A_s+45A_a)$ を取る。

(3) 米國標準公式。米國聯合委員會標準示方書によれば

$$P' = P\left(1{,}33-\frac{1}{120}\frac{h}{i_k}\right) \cdots\cdots(63)$$

上式中 i_k は柱心部の最小環動半徑である。而して $\left(1{,}33-\frac{1}{120}\frac{h}{i_k}\right)^{-1}$ が w に當る。(63) 式は基本公式 (62) 式の變形にすぎないが、只全斷面の最小環動半徑の i の代りに柱心部の i_k を取つて居るのが特色である。

(4) 獨逸標準公式。1925 年の獨逸標準示方書の長柱に關する公式は次の通りである。柱心荷重を受ける柱にて、矩形柱の場合高幅比が 15 以上螺旋筋柱の場合柱高と柱心部直徑との比が 13 以上に及ぶ場合には次式によつて安全荷重を計算する。

$$P' = \sigma_k A_i = \frac{\sigma_c A_i}{w} \cdots\cdots(64)$$

即ち獨逸標準公式は Navier 氏の式から誘導した (62c) 式と同一である。$\sigma_c A_i$ は短柱の場合の許容荷重 P なるを以つて之れを長柱係數 w にて除せば長柱の許容荷重 P' を得る。w は次表から求める。

第 22 表

高幅比	長柱係數 $w=\frac{\sigma_c}{\sigma_k}$	$\frac{\Delta w}{\Delta(\text{高幅比})}$	全斷面に對する鐵弱率
1. 正方形又は矩形斷面の帶鐵筋柱の場合			
15	1,0	0,05	52
20	1,25	0,10	69,3
25	1,75		86,6

2. 螺旋筋柱の場合			
13	1,0	0,1	45
20	1,7		69
25	2,7	0,2	86,5

注　意 { 中間値は直線的變化をなすものとして挿入法によりて求める。
高幅比は帯鐵筋柱に對しては全斷面に對する値、螺旋筋柱に對しては柱心部に對する値を取る。

（5）日本標準公式。我土木學會の標準示方書によれば中心荷重を受ける長柱の許容軸荷重は短柱の許容軸荷重に次の係數を乘じて之れを求める。

$$1{,}45-0{,}01\frac{h}{i} \cdots\cdots\cdots\cdots(65)$$

即ち
$$P' = P\left(1{,}45-0{,}01\frac{h}{i}\right) \cdots\cdots\cdots\cdots(65a)$$

(65) 式は w^{-1} に當る。式中の i は全斷面の最小環動半徑で h は普通の建物にては床版間の純間隔とし、其の他の場合にては横方向に支持されざる長さを取る。

著者は (65) 式が如何にして誘導されたかを説明しよう。

Navier-Ritter 公式に於て

$$w^{-1} = \frac{1}{1+0{,}0001\left(\frac{h}{i}\right)^2} = 1-0{,}0001\left(\frac{h}{i}\right)^2+\left\{0{,}0001\left(\frac{h}{i}\right)^2\right\}^2-\cdots\cdots$$

$$= \left(1-0{,}01\frac{h}{i}\right)\left(1+0{,}01\frac{h}{i}\right)+\left\{0{,}0001\left(\frac{h}{i}\right)^2\right\}^2-\cdots\cdots$$

上式に $\frac{h}{i}$ の最小値 45 を代入すれば

$$w^{-1} = \left(1-0{,}01\frac{h}{i}\right)(1+0{,}45)+\cdots\cdots$$

$$= 1{,}45-\alpha\frac{h}{i}$$

然るに $\frac{h}{i}=45$ の時は $w^{-1}=1$ なるを以つて $\alpha=0{,}01$ である事が必要である。故に

$$w^{-1} = 1{,}45-0{,}01\frac{h}{i}$$

となり (65) 式を得る。即ち我土木學會の標準公式は Navier-Ritter 公式の一變形であることが判る。即ち我標準公式は理論上實驗上根據を持つ公式であることが明でああ。

（6）E. Mörsch 教授の公式。Mörsch 教授は Bach の實驗から次の公式を誘導した。

$$\sigma' = \frac{1{,}25\sigma_c}{1+0{,}0001\left(\frac{h}{i}\right)^2} \cdots\cdots\cdots\cdots(66)$$

又は
$$P' = \frac{1{,}25\sigma_c}{1+0{,}0001\left(\frac{h}{i}\right)^2}\cdot A_i \cdots\cdots\cdots\cdots(66a)$$

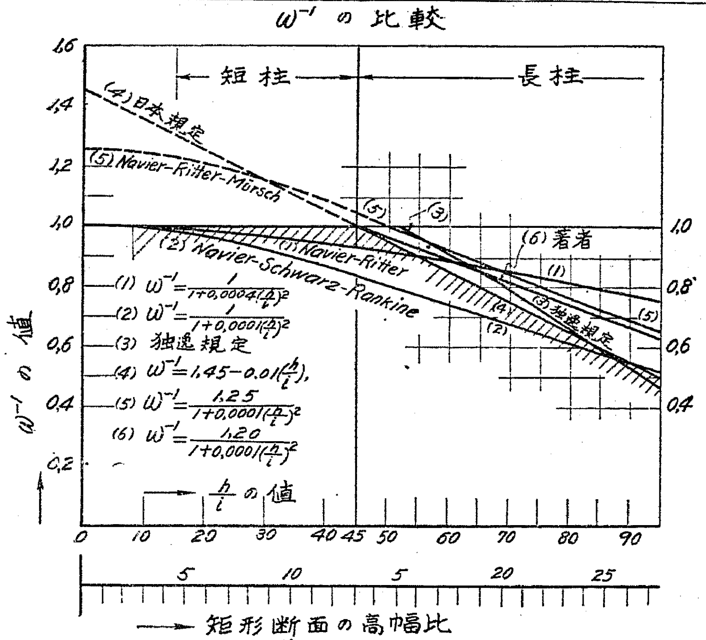
上式は Navier-Ritter 公式と同形であるから (66) 及 (66a) の式を Navier-Ritter-Mörsch の公式と稱しよう。

（7）各公式の比較。以上 Navier-Ritter, Navier-Ritter-Mörsch、獨逸、米國及日本の標準長柱公式を比較して見よう。

先づ Navier-Schwarz-Rankine 公式、Mörsch 公式及我土木學會の公式及獨逸標準規程とを矩形斷面の帯鐵筋柱の場合に就て比較計算すれば第 23 表及第 44 圖を得る。

第　23　表

纖弱率 h/i	矩形斷面の高幅比	日本標準公式 $1{,}45-0{,}01\frac{h}{i}$	Navier-Schwarz-Rankine の公式 $\frac{1}{1+0{,}0001\left(\frac{h}{i}\right)^2}$	Navier-Ritter-Mörsch の公式 $\frac{1{,}25}{1+0{,}0001\left(\frac{h}{i}\right)^2}$
45	13	1,00	0,83	1,04
50	14,5	0,95	0,80	1,00
55	15,9	0,90	0,77	0,96
60	17,3	0,85	0,74	0,92
65	18,8	0,80	0,70	0,88
70	20,2	0,75	0,67	0,84
75	21,7	0,70	0,64	0,80
80	23,1	0,65	0,61	0,76
85	24,6	0,60	0,58	0,73
90	26,0	0,55	0,55	0,69
95	27,5	0,50	0,53	0,66



第 44 圖

次に螺旋筋長柱に關する日、米、獨の標準公式の比較を試みよう。而して比較に便するため式中の i は具て i_k に換算した。第 24 表は同一 h/i_k の値に對する各國標準公式が與へる w^{-1} の値である。

第 24 表

柱心部の繊弱率 h/i_k	日本標準公式 $1{,}45-\frac{1}{115}\frac{h}{i_k}$	米國標準公式 $1{,}33-\frac{1}{120}\frac{h}{i_k}$	獨逸標準表からの計算値
52	1,00	0,90	1,00
80	0,75	0,66	0,59
100	0,58	0,50	0,37

上表の米國標準公式は $h/i_k = 40$ の時を標準とせる公式なるを以つて h/i_k が 52 の時を標準とすれば 0,90, 0,66 及 0,50 は夫々 1,00, 0,73 及 0,56 となり日本標準と殆んど同值となる。獨逸標準示方書の値は小さく取過ぎたかの感がある。

§ 86. 結　論

長柱の破壞荷重を求めるには (60) 式即ち Navier-Ritter の公式又は著者が變形した (61c) 式によるべきである。

許容荷重の公式は理論上は (61d) 式によるのが最もよろしい。しかし此の式は適用の範圍が不明である。倚兩端が固定されたものと考へたるが故に實際構造物に適用する場合には多少の不安がある。

又 (62) 式の Navier-Schwarz-Rankine の式に於ては $\left(\frac{h}{i}\right)$ なる繊弱率が零の時に長柱係數が 1 になつて居る。然るに實際吾々が取扱ふ長柱と言ふのは $\frac{h}{i}$ が以上の場合でそれ以下の時は短柱である。この短柱の時は $\frac{h}{i}$ の如何に關せずその値が一定の限度に達する迄は許容荷重は不變であると規定するのが常である。而して短柱としての $\frac{h}{i}$ の最大限度に對する長柱公式による許容荷重は短柱の許容荷重と一致すべきである。此點から論ずる時は Navier-Schwarz-Rankine の公式は多少修正さるべきである。即ち次の如くなる。

$$P' = \frac{\alpha P}{1+0{,}0001\left(\frac{h}{i}\right)^2} \cdots\cdots (67)$$

玆に α は (67) 式の $\left(\frac{h}{i}\right)$ に短柱としての最大限度の値を代入し $P' = P$ と置きて求むる事が出來る。即ち

$$\alpha = \left[1+0{,}0001\left(\frac{h}{i}\right)^2\right] \cdots\cdots (67a)$$

但し $\frac{h}{i}$ = 短柱としての最大限度の値

我土木學會の規定による $\frac{h}{i}$ の値を (67a) 式に代入すれば $\alpha = 1{,}20$ となり、隨つて (67) 式は次の如くなる。即ち

$$P' = \frac{1{,}20P}{1+0{,}0001\left(\frac{h}{i}\right)^2} \cdots\cdots (68)$$

之が著者の公式である。Navier-Ritter-Mörsch の公式は (67) 式に於て $\frac{h}{i} = 50$ と置いて求められる。

第 44 圖から判る樣に Navier-Schwarz-Rankine 公式以外の各公式は何れも大差はない。我土木學會の公式は最も安全に P' を見積つて居る。然し乍ら長柱は短柱に比して施工困難なるを以つて我土木學會公式は現今の我國の狀態には蓋適應する公式であらう。尤も $\frac{h}{i}$ が 80 以上にもなれば Navier-Ritter の式と大分相違を來し不正確になるのは止むを得ない。

〔例題 6.〕 柱高 570 cm、斷面 30・30 cm にして直徑 20 mm の圓鈑 4 本を有する帶鐵筋長柱の許容荷重を求めよ。但し $\sigma_c = 40\ kg/cm^2$ とす。

土木學會の標準公式によつて計算する。

$$P = \sigma_c(A_c+nA_s)$$
$$= 40(900+15\cdot12{,}57) = 43\,542\ kg$$
$$\therefore\ \frac{h}{i} = \frac{h}{b}\cdot\sqrt{12} = \frac{570}{30}\cdot3{,}464 = 65{,}8$$
$$\therefore\ 1{,}45-0{,}01\left(\frac{h}{i}\right) = 1{,}45-0{,}66 = 0{,}79$$
$$\therefore\ P' = 0{,}79\cdot43542 = 34\,398\ kg$$

故に求むる許容荷重は 34,4 瓲、但し自己重量を含む。

〔例題 7.〕 $D_0 = 50\ cm$, $D = 44\ cm$、軸鐵筋として直徑 20 mm の圓鈑 6 本、螺旋筋として直徑 16 mm の圓鈑を 6 cm 間隔に卷付けたる長さ 8 m の長柱の許容荷重を求む。但し $\sigma_c = 40\ kg/cm^2$ とす。

土木學會の標準示方書によつて計算する。

$$A_k = 1\,520\ cm^2 \qquad A_0 = 1\,963\ cm^2$$
$$A_s = 6\cdot3{,}14 = 18{,}84\ cm^2$$
$$A_a = \frac{\pi Df}{t} = 46{,}3\ cm^2$$

以上は凡て示方書の規定に合つて居る。

$$A_i = A_k + 15A_s + 45A_a = 1\,520+283+2\,083 = 3\,886\ cm^2$$

$$2A_0 = 1\,963\cdot 2 = 3\,926\ cm^2$$

即ち $A_i < 2A_0$ なる條件を滿足する。

$$P = 40\cdot 3\,886 = 155\,440\ kg$$

$$w^{-1} = 1{,}45-0{,}01\cdot\frac{800\cdot 4}{50} = 1{,}45-0{,}64 = 0{,}81$$

$$P' = 0{,}81\cdot 155\,440 = 126\,000\ kg$$

即ち求むる許容荷重は 126 瓲である。

第七節 偏心軸荷重又は彎曲率を受ける柱

§ 87. 概　說

鐵筋コンクリート構造に於ては柱は軸荷重と同時に彎曲率を受け、或は偏心荷重を受ける場合が屢々ある。かゝる柱の應力は偏心荷重を受けたる斷面の場合と同一の理論によりて求めることが出來る、即ち次式に依りて求める。

短柱に對し $\sigma_c = \dfrac{N}{A_i} \pm \dfrac{N\cdot e}{I_i}y$ ……………………………(69)

長柱に對し $\sigma_c = \dfrac{N}{A_i(1{,}45-0{,}01\lambda)} \pm \dfrac{N\cdot e}{I_i}y$ …………(70)

茲に σ_c＝コンクリート斷面の縁維應力、 N＝軸壓力

e＝全斷面 A_i の重心線より N の作用點までの距離、 λ＝柱の纖弱率、

A_i 及 I_i＝夫々コンクリート斷面に鐵筋斷面の 15 倍を加へた理想斷面積及その重心線に關する理想斷面二次率、y＝斷面の重心線より縁維までの距離とする。

上式によりて計算した壓應力は $\sigma_{ca} = \dfrac{\sigma_{28}}{3} \leq 65\ kg/cm^2$ を超過する事は出來ぬ。且つ N は中心軸荷重として柱が支へ得る許容荷重より小なる事は勿論である。

柱の受ける彎曲率が大なる場合或は e なる偏心距離が大なる場合には斷面の一方に張應力を生ずるに至ることがある。その場合にはその絶對値が許容應力 $\sigma_{ca} = \dfrac{\sigma_{28}}{4} \leq 50\ kg/cm^2$ の $\dfrac{1}{5}$ 以下の場合に限り上の (69) 及 (70) 式を使用する事が出來る。何んとなれば σ_{ca} の $\dfrac{1}{5}$ は $\dfrac{\sigma_{28}}{17{,}5}$ である、然るに鐵筋コンクリート用コンクリートの破壞張應力は材齢 28 日に於て約 $\dfrac{\sigma_{28}}{8}$ なる事は A.N.Johnson

氏の實驗から明な事であるから $\dfrac{\sigma_{28}}{17{,}5}$ なる張應力が起つてもコンクリトに龜裂を生ずる事はない、隨つて斷面全體が有效に働くからである。しかし張應力が上記の限度を超過すればコンクリートに龜裂が入るのを豫期しなくてはならぬから當然抗張部分を無視したる計算方法によりて計算しなくてはならぬ。

柱に生ずる彎曲張應力は鐵筋にて採らしめるのが常である。尤も張應力の値が許容壓應力の $\dfrac{1}{5}$ 以下のときはその限りではない。