

III. 鉄筋コンクリート標準示方書各論 (2)

尾 坂 芳 夫*

6. 柱 (鉄筋 3 節)

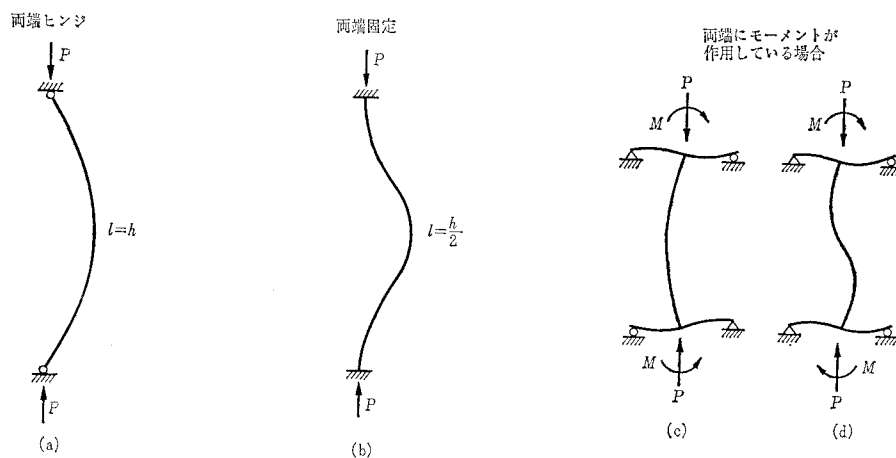
6.1 柱の有効長さ (鉄筋 151 条)

柱の有効長さは、1次の座屈変形における座屈長によって定められる。

柱の座屈変形は、柱の両端の固定度に応じて、両端ヒンジの柱の変形 (図-6.1 (a)) と両端固定の柱の変形 (図-6.1 (b)) との中間的な形のものとなる。

長さの比較的短い柱が両端にモーメントをうける場合には、図-6.1 (c) および 図-6.1 (d) のような形で座屈する。

図-6.1 両端が横方向へ移動しない場合

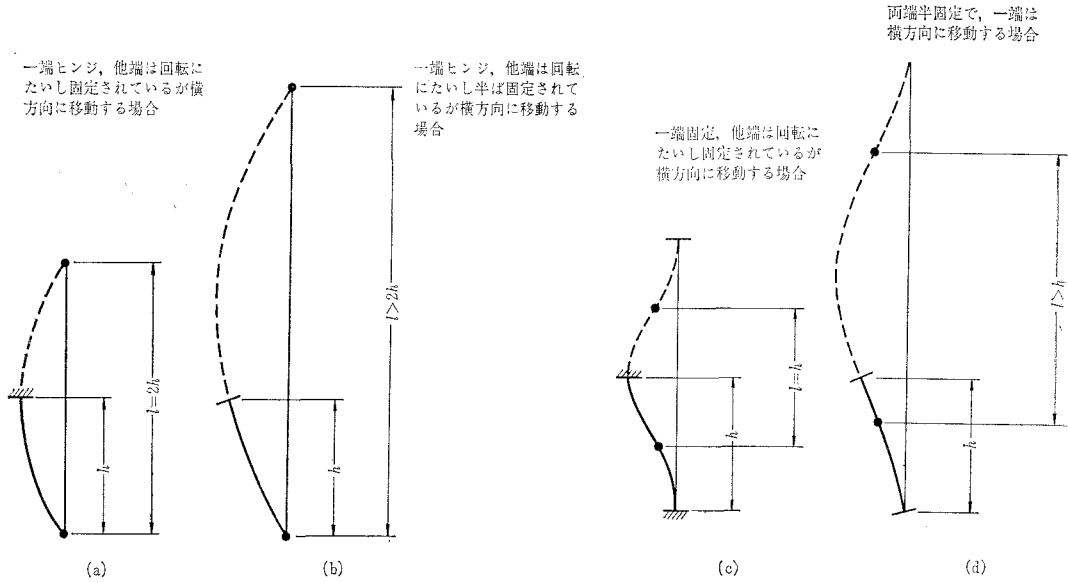


柱の両端または一端が横方向へ移動する場合は、両端の固定度に応じて、柱の有効長さ l は、実際の長さ h より大きくなる場合がある。

柱の有効長さは厳密には 図-6.1 および 図-6.2 のようになるが、一般には、階層ラーメンその他で柱の両端がはり等によって拘束されている場合には、簡単のため柱の実長を有効長さとするのがよい。

* 正会員 国鉄構造物設計事務所

図-6.2 (a)~(d) 両端または一端が横方向に移動する場合



6.2 短柱（鉄筋 152 条）

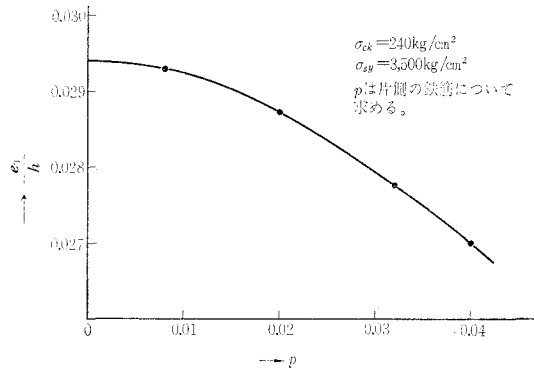
(1) 偏心軸方向荷重をうける短柱

軸方向荷重の偏心 e が e_0 より小さい場合、軸方向荷重の大きさは最大許容軸方向荷重 P_0 にひとしくとる。

$$e_0 = \frac{r_i^2}{y} \left(\frac{A_i}{A_c} \cdot \frac{\sigma_{ck}}{0.85 \sigma_{ck} + p \sigma_{sy}} - 1 \right) \dots \dots \dots (6.1)$$

- ここに、 σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度
- σ_{sy} : 鉄筋の圧縮降伏点応力度
- A_c : コンクリート断面積
- A_i : 換算断面積
- r_i : 換算断面の回転半径
- y : 全断面の図心から最大圧縮側コンクリート表面までの距離

図-6.3 (a) 対称断面の e_0



軸方向荷重の偏心 e が e_1 より大きい場合、断面の強度は 鉄筋の引張応力によって決定される。

$$\frac{e_1}{h} = \frac{s \frac{d}{h} \left(3 - 2s \frac{d}{h} \right) + 12 \left\{ p' \frac{c'}{h} \cdot n \left(1 - \frac{d'}{d \cdot s} \right) + p \frac{c}{h} n \cdot \frac{1-s}{s} \right\}}{6 s \frac{d}{h} + 12 \left\{ p' \cdot n \left(1 - \frac{d'}{d \cdot s} \right) - p \cdot n \frac{1-s}{s} \right\}} \dots \dots \dots (6.2)$$

ここに、

$$s = \frac{n \sigma_{ca}}{n \sigma_{ca} + \sigma_{sa}}$$

$$p' = \frac{A_s'}{bh}$$

$$p = \frac{A_s}{bh}$$

対称断面の場合は一般に、近似的に、 e_1/h は鉄筋量 p の関数として、図-6.3 (b) の値を用いてよい。

現行の設計方法によった柱は $e_0 < e < e_1$ の範囲で、安全度がかなり大きい (図-6.4)。

図-6.3 (b) 対称断面の e_1

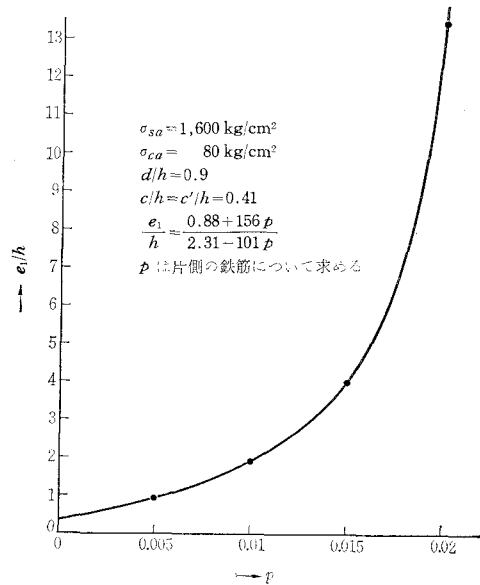
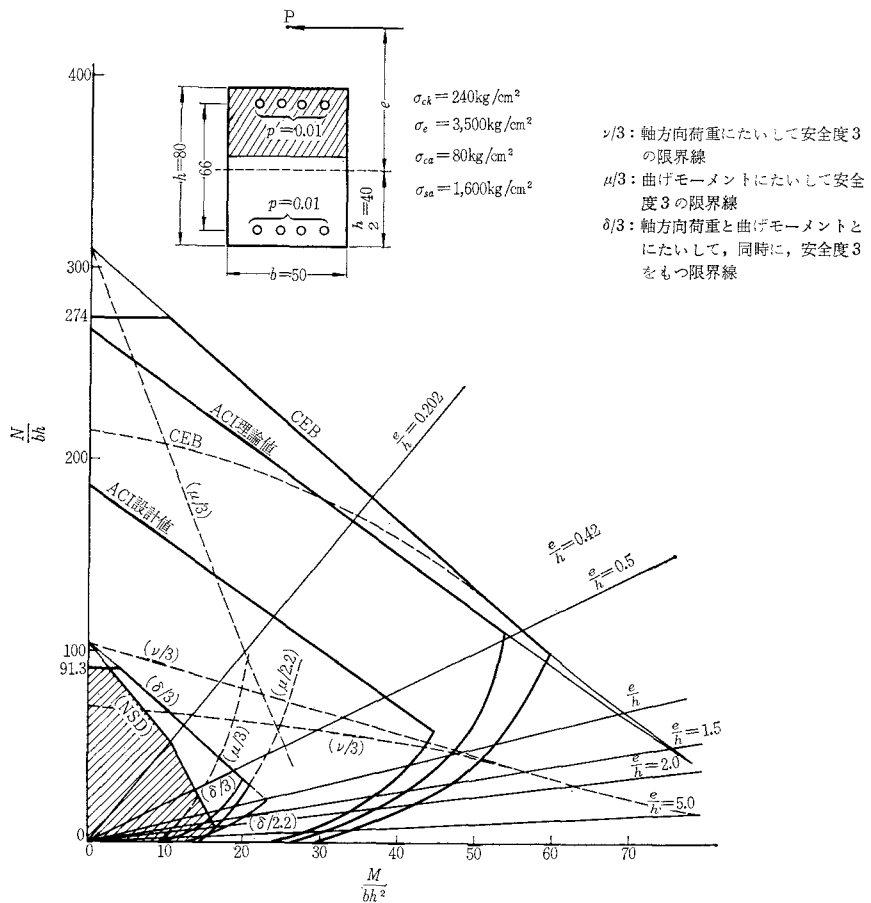


図-6.4 柱の耐荷力

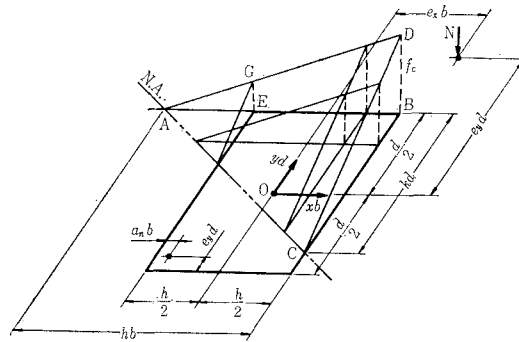


(2) 二方向曲げをうける長方形断面

軸方向荷重 N , 偏心 e_x, e_y および部材断面の諸元が与えられている場合, コンクリートおよび鉄筋の応力度を求めるのに, つぎの図表を用いるのが便利である (Journal of ACI Vol. 26, No. 9 Lu-Shien Hu)。

計算例は季刊紙「構造物設計資料」(鉄道施設協会) 12 月号で解説の予定。

図-6.5



(a) $e_x < e_y < 1.5$ の場合

図-6.6, 6.7, 6.8 を用いる。

図-6.6

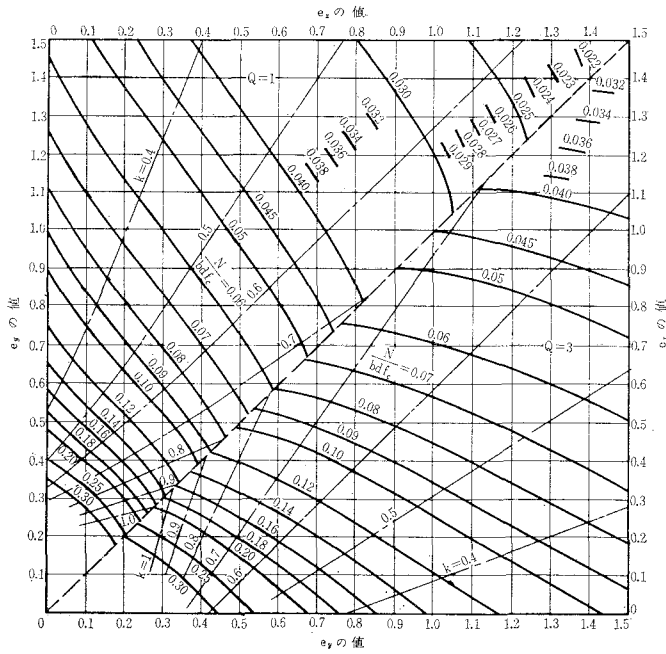


図-6.7

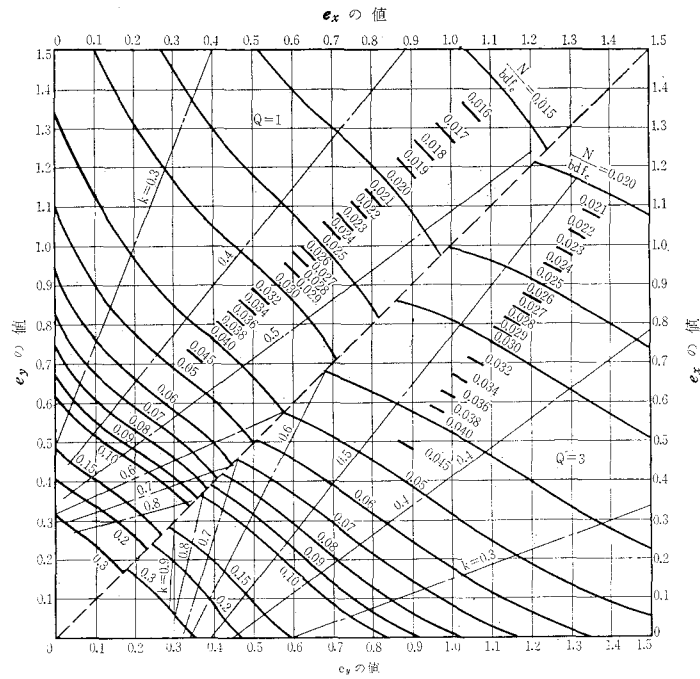
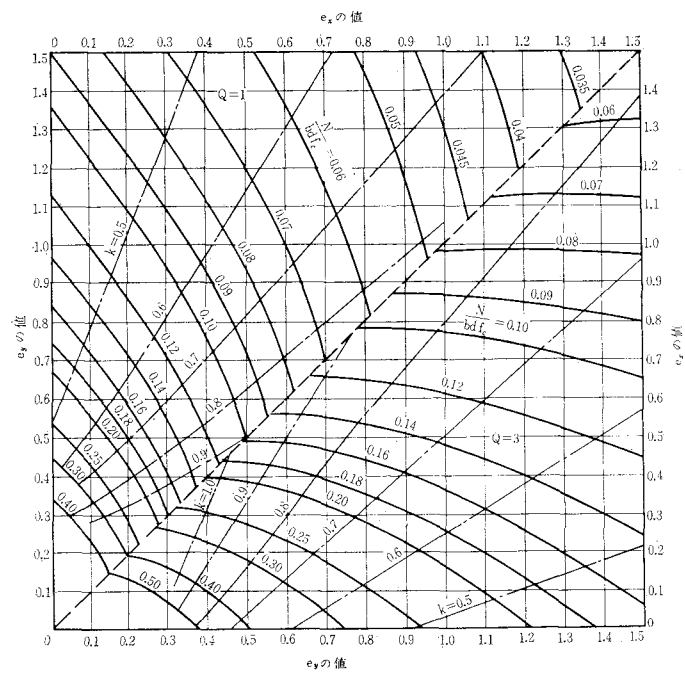
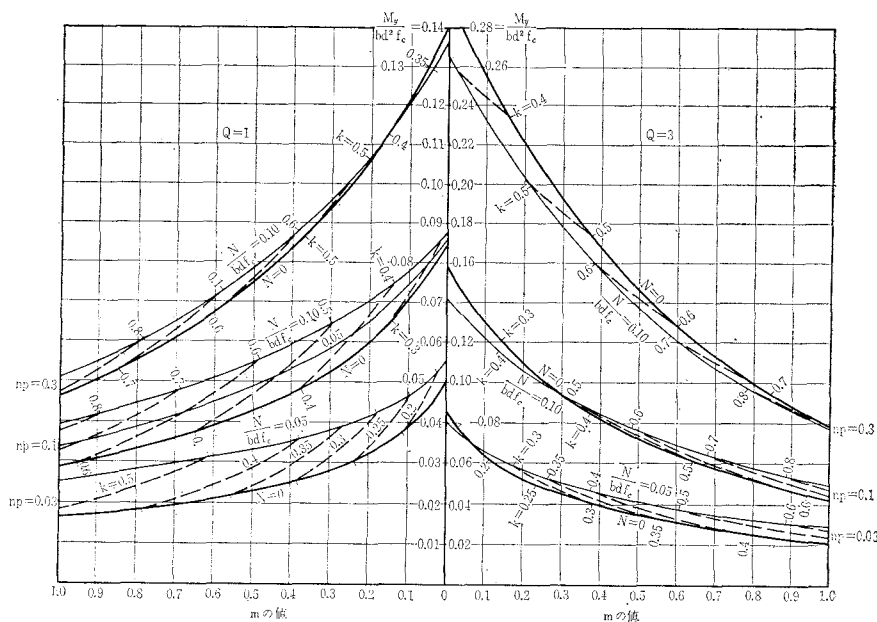


図-6.8



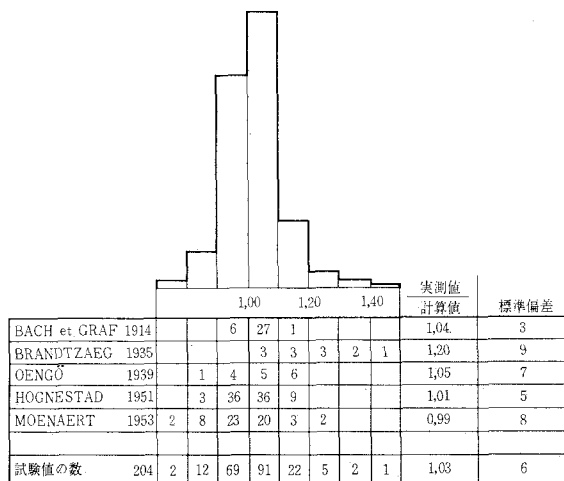
(b) e_x と e_y またはいずれか一方が 1.5 以上の場合 (図-6.9 を用いる)

図-6.9



(3) 短柱の耐荷力の実験例 (CEB Bulltin, No. 31)

図-6.10 偏心軸方向荷重をうける短柱の極限軸方向荷重：測定値と計算値との比



破壊荷重の計算値は、つぎの式によったものである。

コンクリートの圧縮で破壊する場合の計算値

$$N_u = bh_t \sigma_u \frac{1 + Zi\bar{\omega}}{1 + \alpha \frac{e}{h_t}} \dots \dots \dots (6.3)$$

鉄筋の引張で破壊する場合の計算値

$$N_u = bh_t \sigma_u' \left[-\beta + \sqrt{\beta^2 + 2 \tilde{\omega}' \frac{h_c}{h_t}} \right] \dots\dots\dots (6.4)$$

ここに、 σ_u : 最大圧縮縁のコンクリートの圧縮強度

σ_u' : 鉄筋の引張で断面が破壊する場合の最大圧縮縁のコンクリートの応力度 $\doteq 0.9 \sigma_u$

$$\alpha = 4 \frac{1 + 2 \tilde{\omega}}{1 + 4 \tilde{\omega} \frac{h_c}{h_t}} \qquad \tilde{\omega} = \frac{A_s}{bh_t} \frac{\sigma_e}{\sigma_u}$$

$$\beta = \frac{e}{h_t} - 0.5 \qquad \tilde{\omega}' = \frac{A_s}{bh_t} \frac{\sigma_e'}{\sigma_u'}$$

6.3 長柱 (鉄筋 153 条)

(1) 座 屈

(a) Engesser-Kármán (Considère, Jasinsky, Southwell)

$$P_k = \frac{\pi^2 T_k I}{l^2} = \frac{\pi^2 T_k A}{\left(\frac{l}{i}\right)^2} \dots\dots\dots (6.5)$$

ここに、 T_k : 等値弾性係数 (Engésser の係数)

$$T_k = \frac{4 ET}{(\sqrt{E} + \sqrt{T})^2} : \text{長方形断面}$$

$$T = \frac{d \sigma}{d \delta}, \quad E = \left(\frac{d \sigma}{d \delta}\right)_{\sigma=0}$$

(b) Navier (Rankin, Schwarz)

$$N = \frac{\sigma_c}{1 + \alpha \lambda^2} A \dots\dots\dots (6.6)$$

ここに、 σ_c : コンクリートの圧縮強度

A: 断面積

α : 係数, 両端ヒンジの鉄筋コンクリートの柱では $\alpha = 0.00005$ (Bach)

(c) 長柱の破壊荷重の実験例

破壊荷重の計算値はつぎの式によったものである。

長柱の破壊時における横方向のたわみ f は、

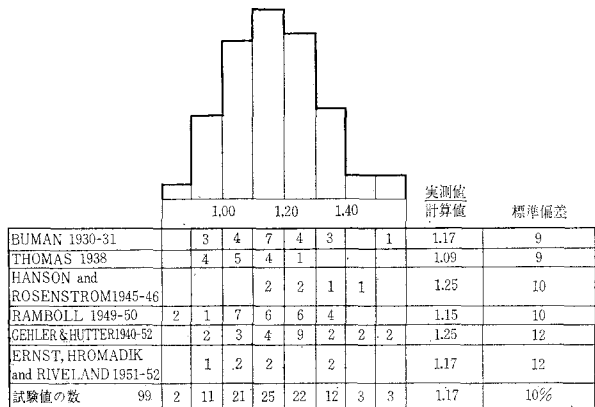
$$f = \frac{\lambda_0^2 (h_t + e)}{\alpha} = \frac{h_t}{\alpha} \cdot \lambda_0^2 \left(1 + \frac{e}{h_t}\right)$$

$$\lambda_0 = \frac{l}{100 i} = 0.035 \frac{l}{h_t}$$

$$\alpha = 4 \frac{1 + 2 \tilde{\omega}}{1 + 4 \tilde{\omega} \frac{h_c}{h_t}}$$

破壊時におけるたわみ f を知れば、長柱の断面寸法は、与えられた荷重 N に偏心 ($e+f$) を考えて、短柱におけると同様の方法で、定めることができる。すなわち、

図-6.11 変心荷重を受ける長柱の破壊荷重



圧縮破壊の場合、

$$N_u = bh_t \sigma_u \frac{1 + 2\bar{\omega}}{1 + \alpha \cdot \frac{(e+f)}{h_t}} \dots \dots \dots (6.6)$$

鉄筋の引張破壊の場合、式 (6.4) の β としてつぎの値を用いる。

$$\beta = \frac{e+f}{h_t} - 0.5 \dots \dots \dots (6.7)$$

この場合、たわみ f による付加モーメント M_c は、

$$M_c = \frac{N(h_t + e)E_c}{3300 \sigma_E} \dots \dots \dots (6.8)$$

図-6.12 長期荷重の影響 (Bulletin, No. 31)

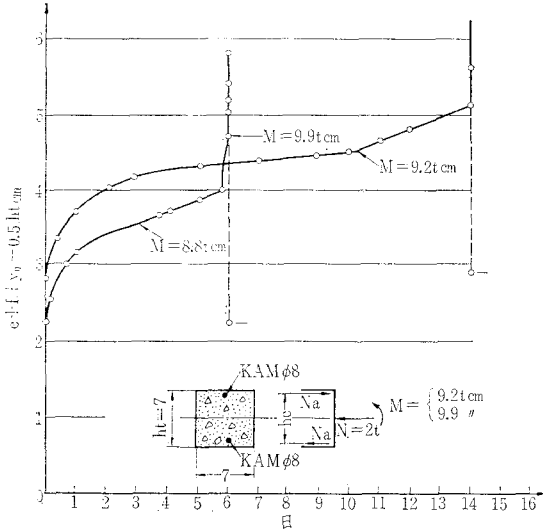
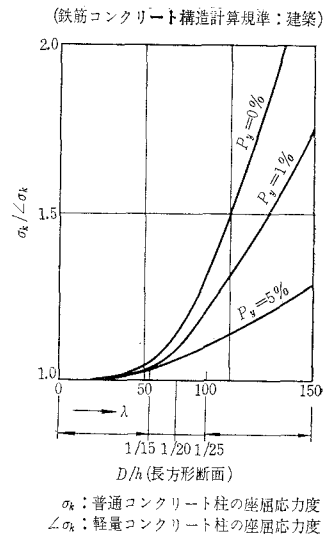
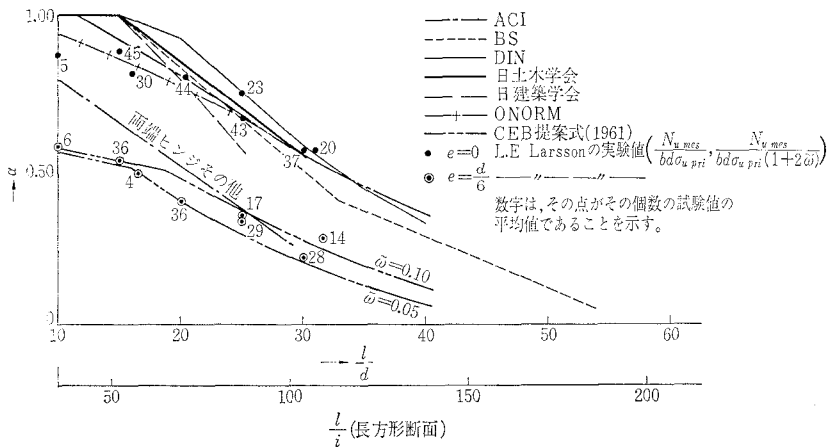


図-6.13 軽量コンクリート柱の座屈強度



(2) 低減係数 [鉄筋 153 条 (1)]

図-6.14 帯鉄筋長柱の軸方向荷重低減係数 α と実験値



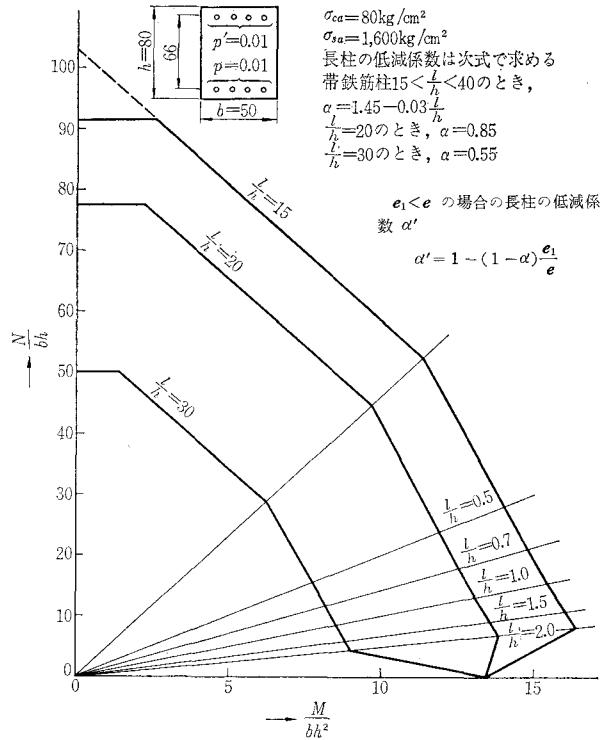
(3) 長柱の耐荷力

6.4 荷重にたいして断面の大きい柱

(鉄筋 154 条 (4))

荷重に対して断面が大きく、柱の条項を適用する必要がないかどうかは、コンクリートの曲げ圧縮応力度が、常時の状態で、普通の許容応力度 (170 条 (2)) の 1/2 程度以下かどうかによって判断してよい。

図-6.15



6.5 らせん鉄筋を用いた設計例

(ロッカーシュー 225 t)

図-6.15

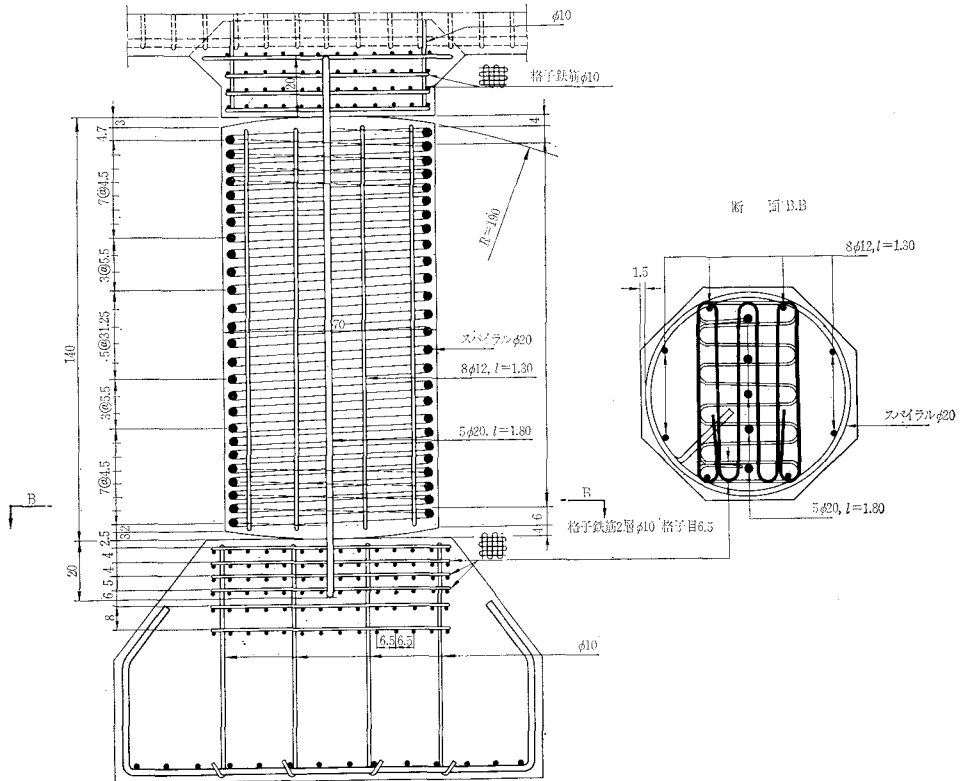


図-6.17

軸方向鉄筋量：0.3 %
 (柱では必要最小コンクリート断面積の 0.8 %以上)
 帯鉄筋の間隔：600 =
 24 × 25 mm
 (柱では 12 × 25 mm)

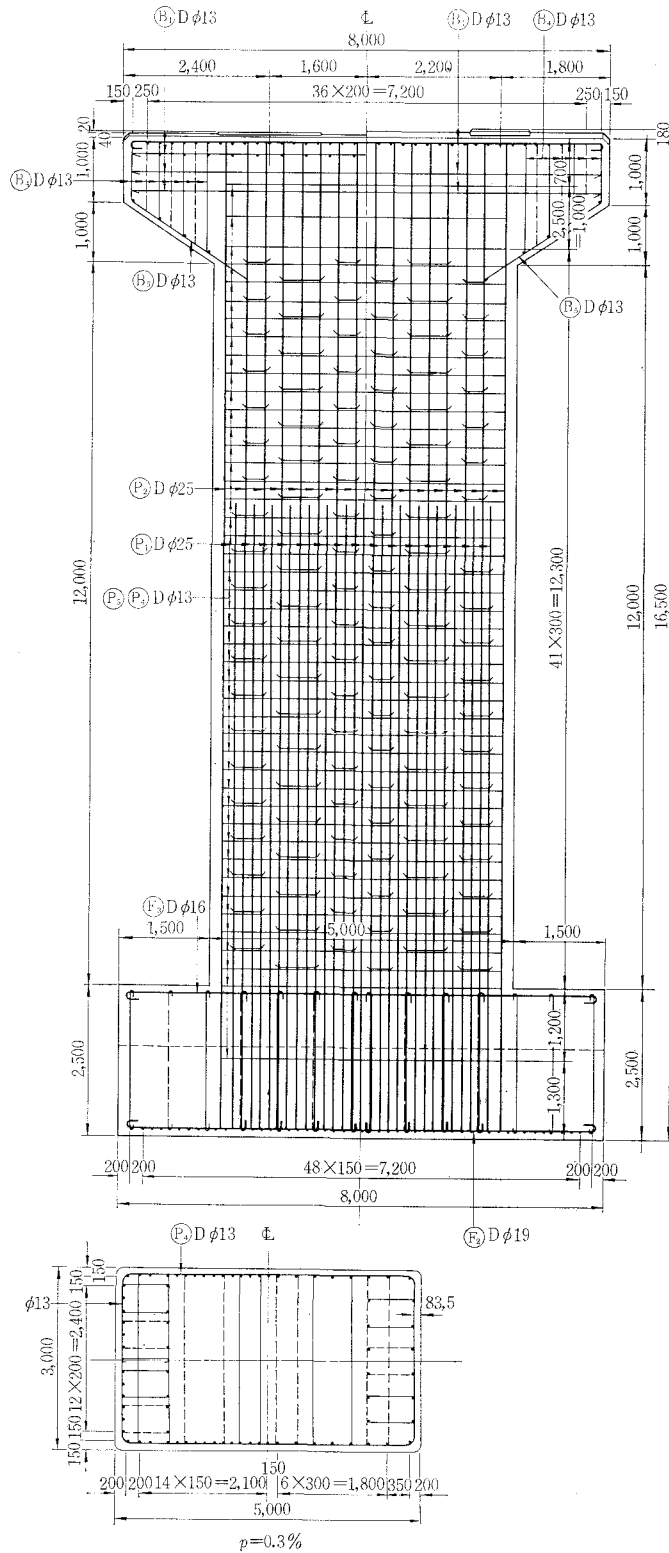
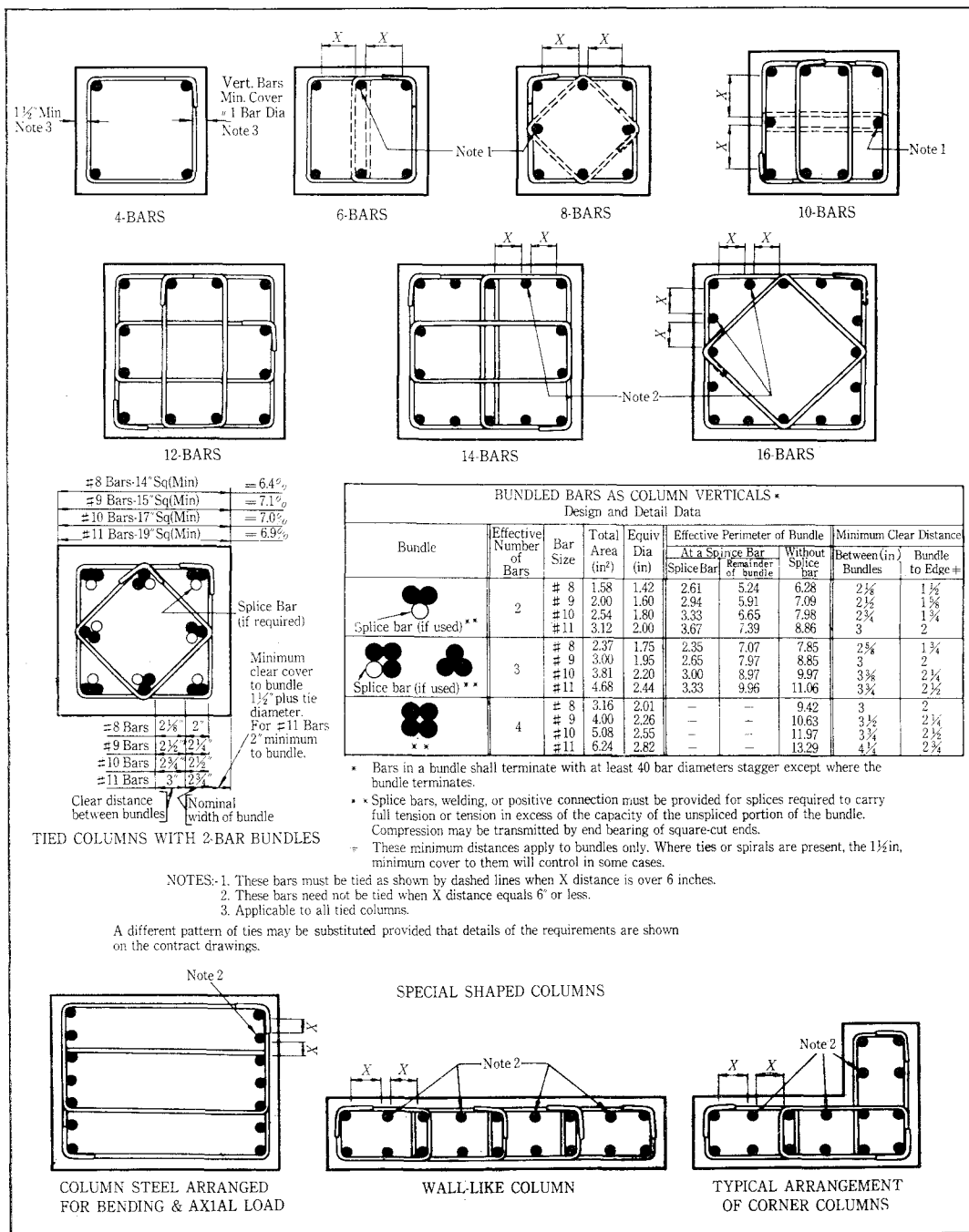


図-6.18



6.5 帯鉄筋柱の構造細目 (鉄筋 154 条)

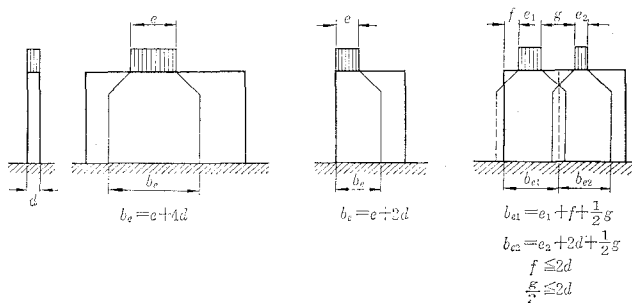
規 準	断 面 の 最 小 寸 法	軸 方 向 鉄 筋				帯 鉄 筋	
		直 径	本 数	鉄 筋 比	か ぶり	直 径	間 隔
土木学会	20 cm 以上	12 mm 以上	4 本以上	0.8% 以上 6% 以下	2.0 cm~4.0 cm 以上	6 mm 以上	柱の最小横寸法以下, 軸方向鉄筋の直径の 12 倍以上, 帯鉄筋直径の 48 倍以下
建築学会		13 mm 以上	4 本以上	0.8% 以上, 軽量コンクリート 1% 以上	3 cm 以上, 土に接する部分 4 cm 以上		30 cm 以下, 材の最小径以下, 主筋直径の 15 倍以下,
ACI	直径 12" 以上, 短辺 8" 以上, 断面積 96 口" 以上	5 # 以上	4 本以上	1% 以上 8% 以下	1 1/2" 以上, 骨材の最大寸法の 1.5 倍以上, 鉄筋直径以上	1/4" 以上	軸方向鉄筋の 16 倍以下, 鉄筋の 48 倍以下, 柱の最小横寸法以下
BS CP 114	(7 1/2 以上)	1/2" 以上		0.8% 以上 8% 以下, 鉄筋の接合部 4% 以下	1 1/2" 以上, 鉄筋直径以上	軸方向鉄筋の 1/4 以上, 3/16" 以上	最小横寸法以下, 軸方向鉄筋直径の 12 倍以下, 12" 以下
BA 60				$\psi_1 \psi_2 \left(1 + \frac{2400}{\sigma_{sk}'}\right)$ の値以上		$0.3 \phi \sqrt{f_c} / 12 \phi_s$ の値以上 断面積は $0.15 \left(1 + \frac{2400}{\sigma_{sk}'}\right)$ 以上	軸方向鉄筋直径の 12 倍以下

7. 壁 (鉄筋 4 節)

7.1 壁の設計計算に用いる有効幅 (鉄筋 155 条)

(1) 鉛直荷重をうける壁

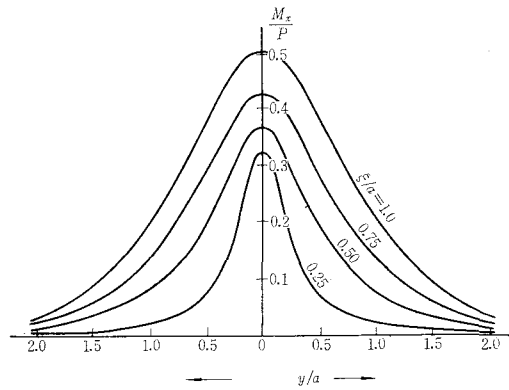
図-7.1



(2) 壁の面に垂直な集中荷重が作用する場合

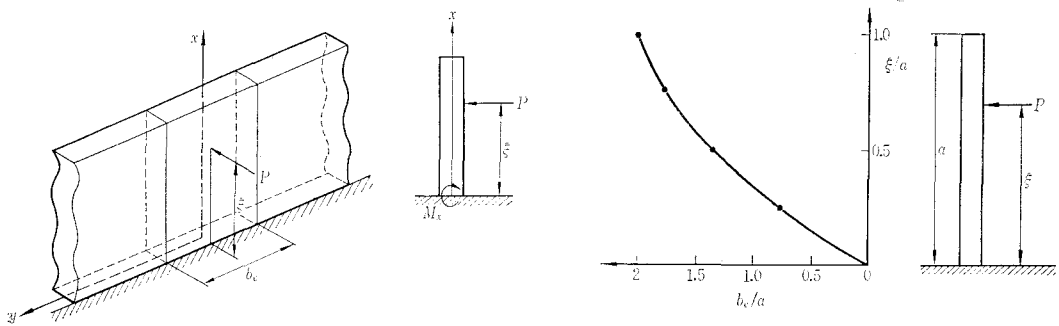
幅が高さに比して十分大きい壁に、その面に垂直な集中荷重 P が高さ s の位置に作用する場合、下端に沿って作用する曲げモーメント M_x の分布は次図のようになる (Timoshenko; Theory of Plates and Shells)。

図-7.2



これより、慣用計算法に用いる有効幅 b_e を求めれば、図-7.3 のようになる。

図-7.3



7.2 面内の曲げをうける壁（ディープビーム）（鉄筋 148 条）

(1) ディープビーム

(i) ディープビームの応力分布

普通のはりでは、その縁曲げ応力度は中立軸からの距離に比例する。これにたいし、ディープビームでは、応力の分布は非線型であって非常に複雑である。

はりの高さがそのスパンの $1/3$ ないし $1/2$ より大きくなると、その下縁における応力度は、普通のはりの曲げ応力度に比して急激に大きくなり、はりの全体の曲げ応力度の分布は非線型となる。非線型の応力分布は、はりのスパン・高さ比が 3 ないし 2 より小さい場合に顕著となるのである。

図-7.4 は、曲げ応力度およびせん断応力度の分布を示したものである。

図-7.5 (a) は、ディープビームの主応力線を示したものであって、この応力の流れを考慮して鉄筋の配置を定める。

図-7.5 (b) は、この主応力線とコンクリートのひびわれによる応力の再分配を考慮して定めた鉄筋配置の例である。

図-7.4

Proceeding of ASCE, Li Chow その他

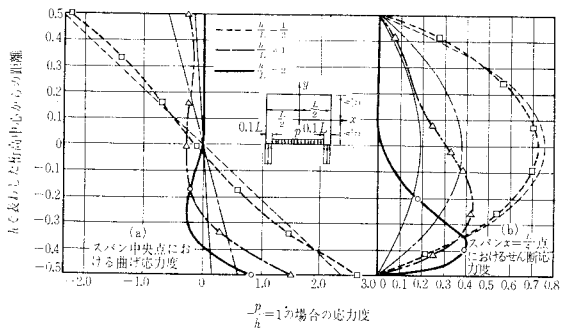
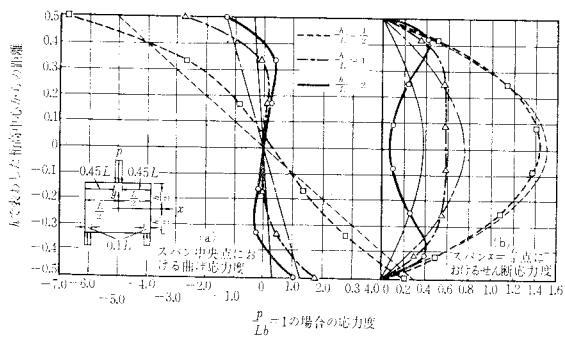
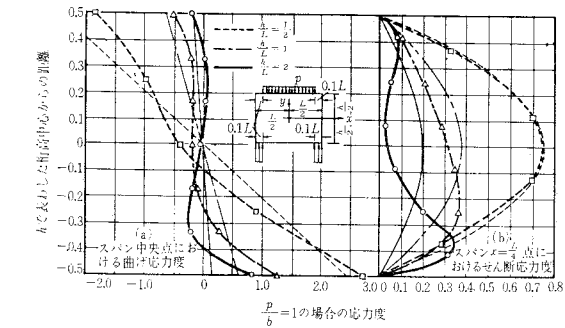


図-7.5 (a)

H. Linse; Die Bautechnik 8/1961 および

A. Guerrin; Traité de béton armé

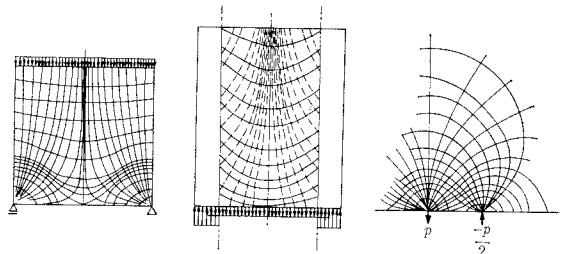


図-7.5 (b)

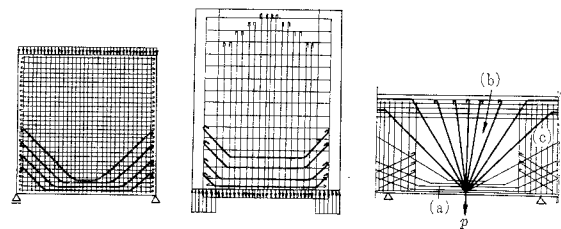
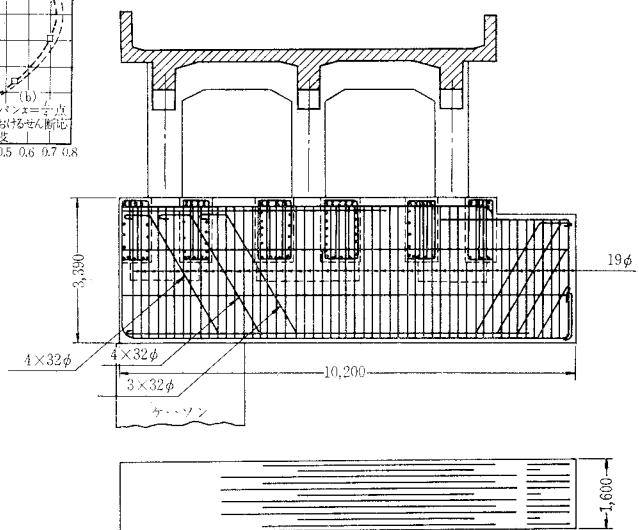


図-7.6 国鉄第4有楽町立体交差工事

(石田一郎; 添え梁を用うるアンダーピンニング工法に
関する研究, 鉄道技術研究報告 No. 300 Apr. 1962)



(ii) 等分布荷重をうけるディープビームの設計 (BA 60)

一般の場合、はりの高さがスパンの 1/2 をこえる場合、これをディープビームと考え、非線型の応力分布を考慮して設計計算を行なわなければならない。はりの幅が小さいディープビームでは、とくにコンクリートの強度、横方向の座屈、その他について検討することが必要である。

(a) 正鉄筋および負鉄筋の配置

以下に述べる計算で求めた正鉄筋および負鉄筋は、はりの下縁または上縁から、はりの高さのほぼ 1/10 の範囲に配置するのが適当である。その他の部分には鉛直および水平な鉄筋を壁面に一様に配置する。はりの幅が小さく、大きい荷重をうけるディープビームでは、とくに、折曲鉄筋を配置することがのぞましく、そのため、以下で求める鉄筋より多くの鉄筋を必要とする場合がある。

(b) 単純ばりの正鉄筋

ディープビームが単純に支持されている場合は、その正鉄筋をつぎの式で求めてよい。

$$A_s = 0.9 \left(1 + \frac{2}{3} \frac{h}{l} \right) \frac{M}{h \sigma_{sa}}; \quad \frac{l}{2} < h < l \text{ の場合};$$

$$A_s = 1.5 \frac{h}{l} \frac{M}{h \sigma_{sa}}; \quad l < h \text{ の場合};$$

(c) 連続ばり (等スパン)

連続ばりの負鉄筋は、つぎの式で求め、はりの全延長に配置する。 $\tau < \tau_a$

$$A'_s = 0.6 \frac{M}{h \sigma_{sa}}; \quad \frac{l}{2} < h < l \text{ の場合};$$

$$A'_s = 2.4 \left(\frac{h}{l} \right) \frac{1}{\left(1 + 3 \frac{h}{l} \right)} \frac{M}{h \sigma_{sa}}; \quad l < h \text{ の場合};$$

連続ばりの正鉄筋は、つぎの式で求めてよい。

(中間スパンにたいして)

$$A_s = 0.6 \left(1 + \frac{h}{l} \right) \frac{M}{h \sigma_{sa}}; \quad \frac{l}{2} < h < l \text{ の場合};$$

$$A_s = 1.2 \frac{h}{l} \frac{M}{h \sigma_{sa}}; \quad h > l \text{ の場合};$$

(端スパンにたいして)

$$A_s = 0.7 \left(1 + \frac{h}{l} \right) \frac{M}{h \sigma_{sa}}; \quad \frac{l}{2} < h < l \text{ の場合};$$

$$A_s = 1.4 \frac{h}{l} \frac{M}{h \sigma_{sa}}; \quad h < l \text{ の場合}$$

(d) 腹鉄筋の種類

ディープビームの腹鉄筋としては、コンクリート表面に沿う水平の鉄筋、鉛直に配置する鉄筋、折曲鉄筋などがある。

(e) 水平の鉄筋

水平の鉄筋としては、つぎの式で求める鉄筋量を正鉄筋と負鉄筋との間の両壁面に一様に分布して配置する。

$$A_{sw} = 0.15 \frac{LS}{h \sigma_{sa}}; \quad \frac{l}{2} < h < l \text{ の場合};$$

$$A_{sw} = 0.15 \frac{S}{\sigma_{sa}}; \quad l < h \text{ の場合};$$

はりの高さがそのスパンより大きい場合は、全鉄筋量を下縁より高さ l の範囲に配置し、残りの部分には、単位高さあたりの鉄筋量はその 1/2 となるように配筋する。

(f) 鉛直の鉄筋

鉛直の鉄筋はディープビームの最大せん断応力度 τ が

$$\tau = \frac{3}{2} \frac{S}{hb}$$

であたえられるものとして、普通のはりの場合と同じ方法で、全スパンに対する所要鉄筋量を求める。この鉄筋は全スパンに一様に配置すればよい。

はりの高さがスパンより大きい場合は、はりの高さがそのスパンに等しいものとして、スターラップの全鉄筋量を求め、スパンに等しい高さの部分に一様に配置し、その半分の鉄筋量を上縁まで一様に延ばして配置すればよい。

ディープビームの幅が小さく荷重が大きい場合、すなわち $\tau > 2.5\tau_a$ の場合は、折曲鉄筋を配置するのが望ましい。折曲鉄筋は 4 本以上とし、 45° の方向に配置するのがよい。

(iii) 集中荷重その他の荷重をうけるディープビーム

ディープビームが集中荷重またはその他の荷重をうける場合は、鉄筋について別に検討しなければならない。ただし、ディープビームが集中荷重をその全高さに分布してうける場合、すなわち、ディープビームの全高さにわたり大きいリブがあり、荷重がこのリブ上に作用する場合などでは、上で述べたと同様にして、鉄筋断面を求めてよい。

(iv) ディープビームの幅

ディープビームの幅は、ディープビームが荷重を十分安全に支持できるものであることはもちろん、コンクリートの打ち込み、鉄筋の配置などの施工に支障しないものでなければならないことは当然である。一般に、土木構造物にみられるディープビームはその幅が十分大きいことが多い。施工上必要なディープビームの幅は、その座屈の条件から定まる最小幅より大きいことが多い。

施工上必要な最小幅は、その構造によって、壁または柱の最小寸法を参考にして定めるのがよい。

(v) 記 号

l : ディープビームのスパン

h : ディープビームの高さ

b : ディープビームの幅

q : スパン方向の単位長さ当りの荷重の大きさ

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

σ_{ca} : コンクリートの許容圧縮応力度

A_s : 引張鉄筋断面積

A_{sw} : 腹鉄筋の断面積

M : 最大曲げモーメント $M = \frac{ql^2}{8}$

S : 最大せん断応力 $S = \frac{ql}{2}$

τ : 最大せん断応力度 $\tau = \frac{3}{2} \frac{S}{hb}$

τ_{ca} : はりのコンクリートの許容せん断応力度

(2) 短い片持ばり

短い片持ばりは、トラス作用を考慮して設計する。負鉄筋断面 A'_s は、 $A'_s = \frac{P_a}{b\bar{a}_j}$ で求め、これをはりの全延長にわたって配置する。鉄筋を 2 段以上に配置する場合は、2 段目より内部の鉄筋の先端 $1/2$ の部分を約 15° に傾斜させて配置するのもよい。また、鉄筋は水平面内で閉合形とする。

図-7.7 短い片持りの主応力線と破壊時におけるひびわれ

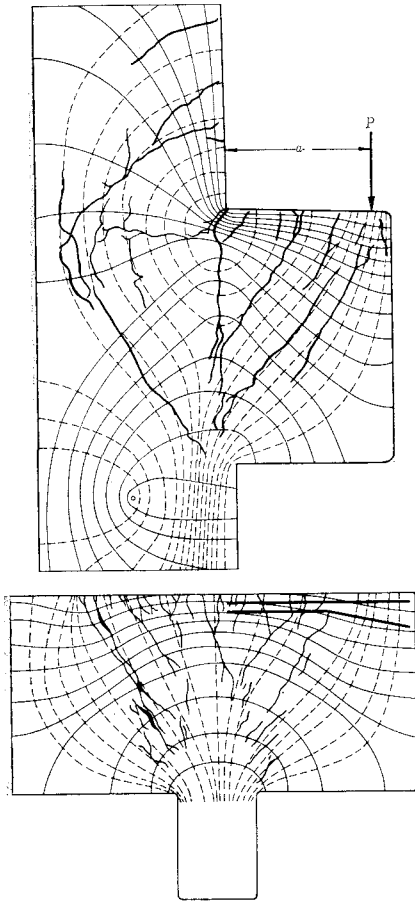
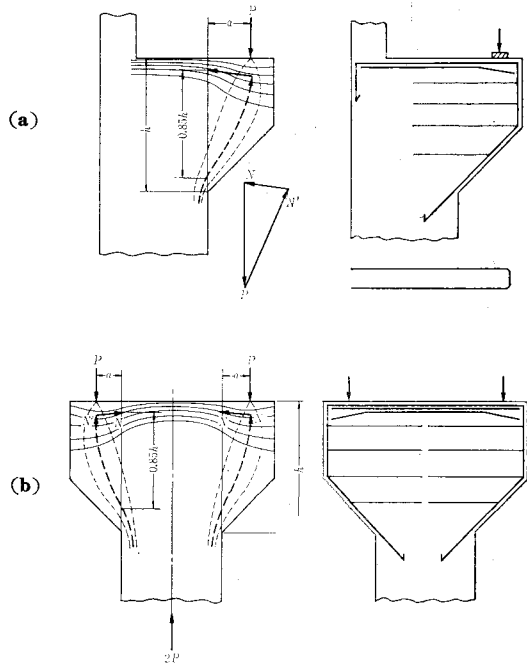


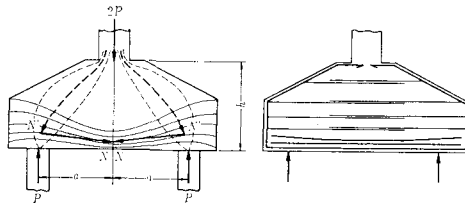
図-7.8 短い片持りの配筋の例



(3) 杭で支持されるフーチング

杭で支持されるフーチングにも(2)の考え方が用いられる

図-7.9 フーチングにおける応力の伝達と配筋の例

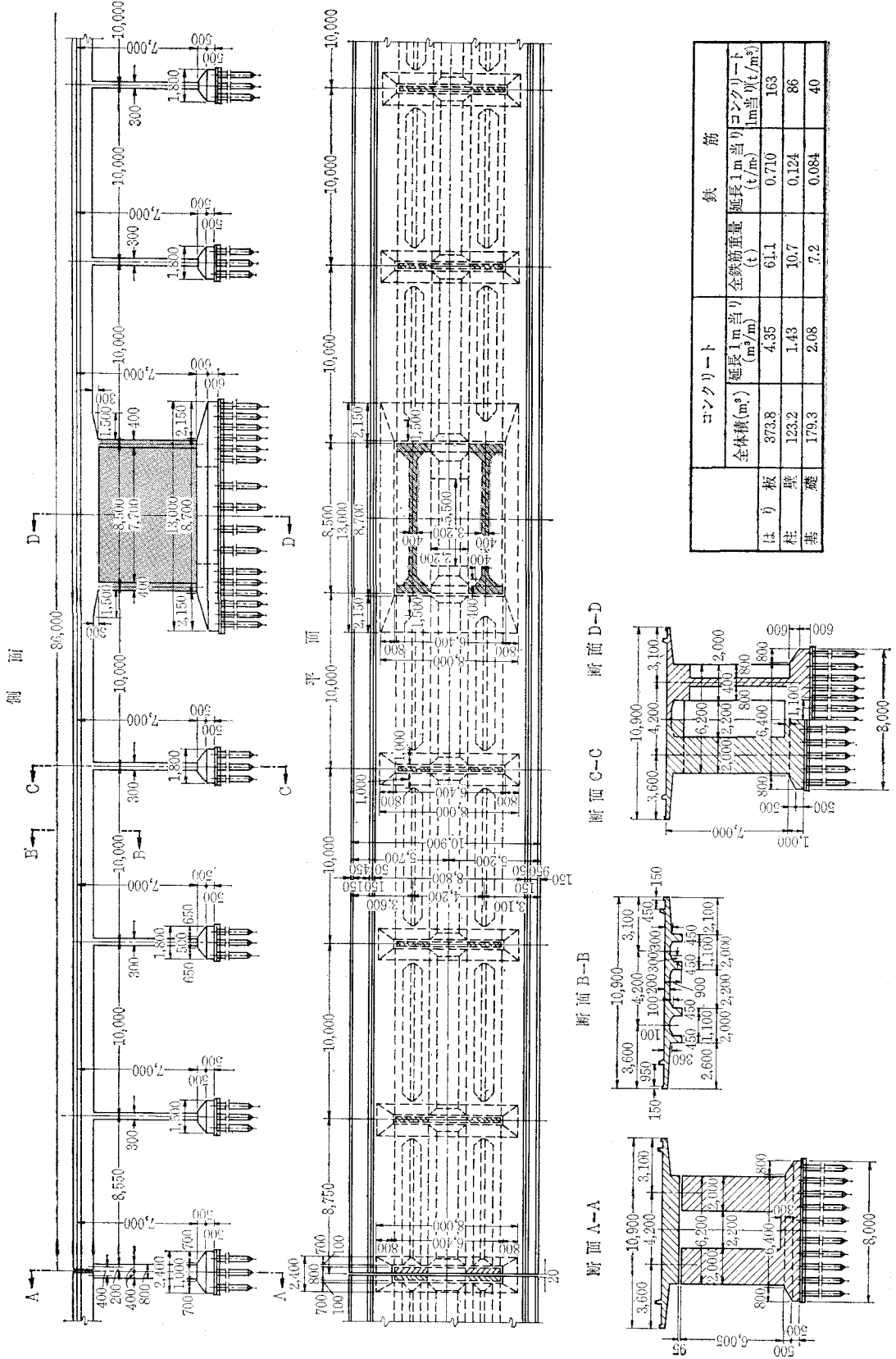


7.3 せん断壁 (鉄筋 148 条)

(1) せん断壁の構造と実施例

図-7.10 は国鉄東海道新幹線に建設されたラーメン高架橋の耐震壁の構造の例である。

図-7.10 土木構造物におけるせん断壁の設計例



コンクリート	鉄筋	
	延長 1m 当り (m ² /m)	全鉄筋重量 (t)
はり板	373.8	61.1
柱	123.2	10.7
基礎	179.3	7.2
コンクリート	延長 1m 当り (m ³ /m)	延長 1m 当り (t/m ³)
	4.35	0.710
	1.43	0.124
	2.08	0.084
		163
		86
		40

(2) せん断壁のせん断応力度

壁の斜引張応力の大きさを判断する測度として用いるせん断応力度は、

$$\tau = \frac{S}{lb}$$

によって計算した値としてよい。

壁の周辺がはりおよび柱に剛結されており、その中央部に開口部のある壁では、せん断応力度の値として、

(建築学会の規準)

$$\tau = \frac{1}{r} \frac{S}{bl}$$

r : 開口による低減率でつぎの r_1 と r_2 の小さいほうの値とする。

$$r_1 = 1 - \frac{l_0}{l}$$

$$r_2 = 1 - \sqrt{\frac{h_0 l_0}{hl}}$$

$$\sqrt{\frac{h_0 l_0}{hl}} \leq 0.4$$

t : 壁の厚さ

l : 壁の周辺の柱中心間隔

h : 壁の周辺のはり中心間隔

l_0 : 開口部の長さ

h_0 : 開口部の高さ

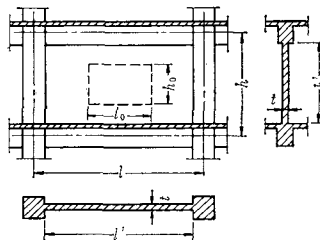
を用いてよい。

せん断応力度の値が τ_{a1} をこえる場合、斜引張鉄筋の設計計算を行なう。

せん断応力度の値が τ_{a2} をこえる場合コンクリート断面を大きくする。

図-7.11

- t : 壁板の厚さ
- l : 壁板周辺の柱中心間の距離
- h : 壁板周辺のはり中心間の距離
- l_0 : 開口部の長さ
- h_0 : 開口部の高さ



(3) 斜引張鉄筋

斜引張鉄筋は、せん断応力度 τ が τ_{a1} をこえた場合、全せん断力を鉄筋で受けるよう Morsch のラチス桁の

理論によって設計する。

斜引張鉄筋としては壁の周辺に平行な鉛直および水平の鉄筋を配置するのがよい。水平方向に 45° の傾斜を有する鉄筋を交差して配置してもよいが、この場合、配筋上および施工上に支障しないよう、注意しなければならない。

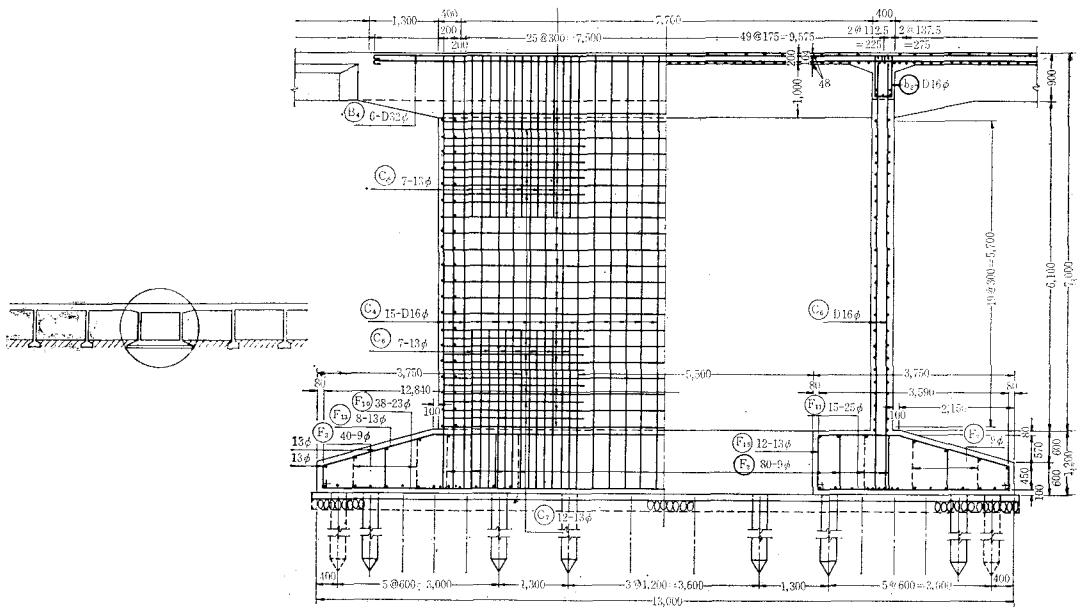
せん断応力度 τ が τ_{a1} 以下の場合には、最小鉄筋量の斜引張鉄筋を配置する。

鉄筋は壁の両面に配置するのがよい。

最小鉄筋量としては、つぎのように定めてよい。

鉛直および水平の方向に、 $\phi 12\text{mm}$ 以上の鉄筋を 25 ϕ 以下の間隔で壁の両面に配置する。

図--7.12



(4) 開口部を有するせん断壁 (建築学会の規準)

開口部のすみに追加して斜めに配置する鉄筋は、つぎの引張応力をうけるよう断面を定める。

斜引張応力 T_d

$$T_d = \frac{h_0 + l_0}{2\sqrt{2}l} \cdot P$$

開口部の周辺には、つぎの応力をうける鉄筋を追加して配置する。

鉛直縁引張応力 T_v

$$T_v = \frac{h_0}{2(l-l_0)} \cdot P$$

水平縁引張応力 T_h

$$T_h = \frac{l_0}{2(h-h_0)} \frac{h}{l} \cdot P$$

T_v と T_h に対して配置した鉄筋の T_d 方向の有効断面が T_d に対して十分であれば、さらに T_d に対して鉄筋を配置しなくてよい。

7.4 鉛直荷重をうける壁の構造細目 (鉄筋 156 条)

規 準	最 小 厚 さ	鉛 直 な 主 鉄 筋			水 平 な 主 鉄 筋		
		直 径	間 隔	鉄 筋 比	直 径	間 隔	鉄 筋 比
土木学会	<ul style="list-style-type: none"> ○10 cm 以上 ○支持されてない縁辺間隔の 1/25 以上 ○周辺固定の場合、短い縁辺間隔の 1/30 以上 	<ul style="list-style-type: none"> φ 12 mm 以上 	<ul style="list-style-type: none"> 25φ 以下 				
		構造と荷重の方向によって、はり、柱、スラブ等に準ずる					
ACI	<ul style="list-style-type: none"> ○高さまたは幅の 1/25 以上 ○上端から 15 ft までの区間 6" 以上。その下 25 ft の区間ごとに、1" を加えた厚さ以上 ○周囲を囲まれた壁 4" 以上、縁辺間隔の 1/30 以上 ○地下室の外壁、基礎壁、等 8" 以上 	<ul style="list-style-type: none"> ○3# 以上 ○厚さ 10" 以上の壁は鉛直、水平とも 2 層に配筋。外面から 2" 以上、壁厚の 1/3 以下の位置に、全鉄筋量の 1/2 以上、2/3 以下を配置。 ○内面から 3/4" 以上、壁厚の 1/3 以下の位置に、残りの全鉄筋を配置する。 	<ul style="list-style-type: none"> ○18" 以下 	<ul style="list-style-type: none"> ○0.15% 以上 ○溶接格子筋 0.15 × 4/3 % 以上 	<ul style="list-style-type: none"> ○3# 以下を用いてはならない 	<ul style="list-style-type: none"> ○18" 以下 	<ul style="list-style-type: none"> ○0.25% 以上 ○溶接格子筋 0.25 × 3/4 %
		(鉛直鉄筋に同じ)					
BSCP 114	<ul style="list-style-type: none"> ○4" 以下であってはならない ○有効長さの 1/15 以上 (これよりうすい壁は荷重を減ずる) 		<ul style="list-style-type: none"> 柱に準ずる 	<ul style="list-style-type: none"> ○0.2% 以上 			<ul style="list-style-type: none"> ○0.2% 以上 ○圧縮力をうけない壁 0.1% 以上

7.5 耐震壁の構造細目 (建築学会)

最 小 厚 さ	鉄 筋 直 径	鉄 筋 間 隔	鉄 筋 比
12 cm 以上	<ul style="list-style-type: none"> 9 mm 以上 壁厚から 200 mm 以上ある場合は壁筋を複筋配置とする 	<ul style="list-style-type: none"> 30 cm 以下 ただし、千鳥状に複筋配置を行なう場合は片面の壁筋の間隔は 45 cm 以下 	$p_s = \frac{\tau}{f_t}$

8. ラーメン (鉄筋 5 節)

8.1 構造解析 (鉄筋 163 条)

(1) 解 法

ラーメン等の不静定構造の解析の原理または方法にはつぎのようなものがある。

- (a) 仮想仕事の原理
- (b) 最小仕事の原理
- (c) 三連モーメントの定理
- (d) 四連モーメントの定理
- (e) 撓角撓度法
- (f) 弾性重心法
- (g) 定点法
- (h) モーメント分配法

(2) 応力分布の一般的傾向 (図-8.1)。

(3) 荷重の取扱い

(a) 等値等分布荷重

鉛直荷重は一般に等値等分布荷重に換算して用いてよい。

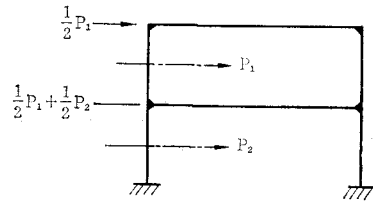
等値等分布荷重は、スパンの小さい場合、構造解析の結果に誤差が大きくなりやすい。

(b) 水平荷重

制動荷重、列車蛇行荷重等は、水平部材の軸線に作用すると考えてよい。

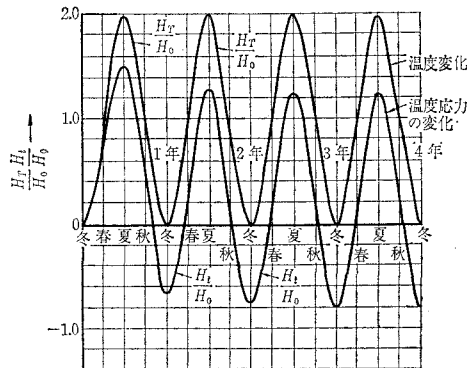
地震の影響を静的な水平荷重と考える場合には、節点の上下にある鉛直部材に加わる地震の影響のそれぞれ 1/2 ずつが鉛直部材の影響としてその節点に作用すると考えてよい (図-8.2)。

図-8.2



(c) 温度変化

図-8.3

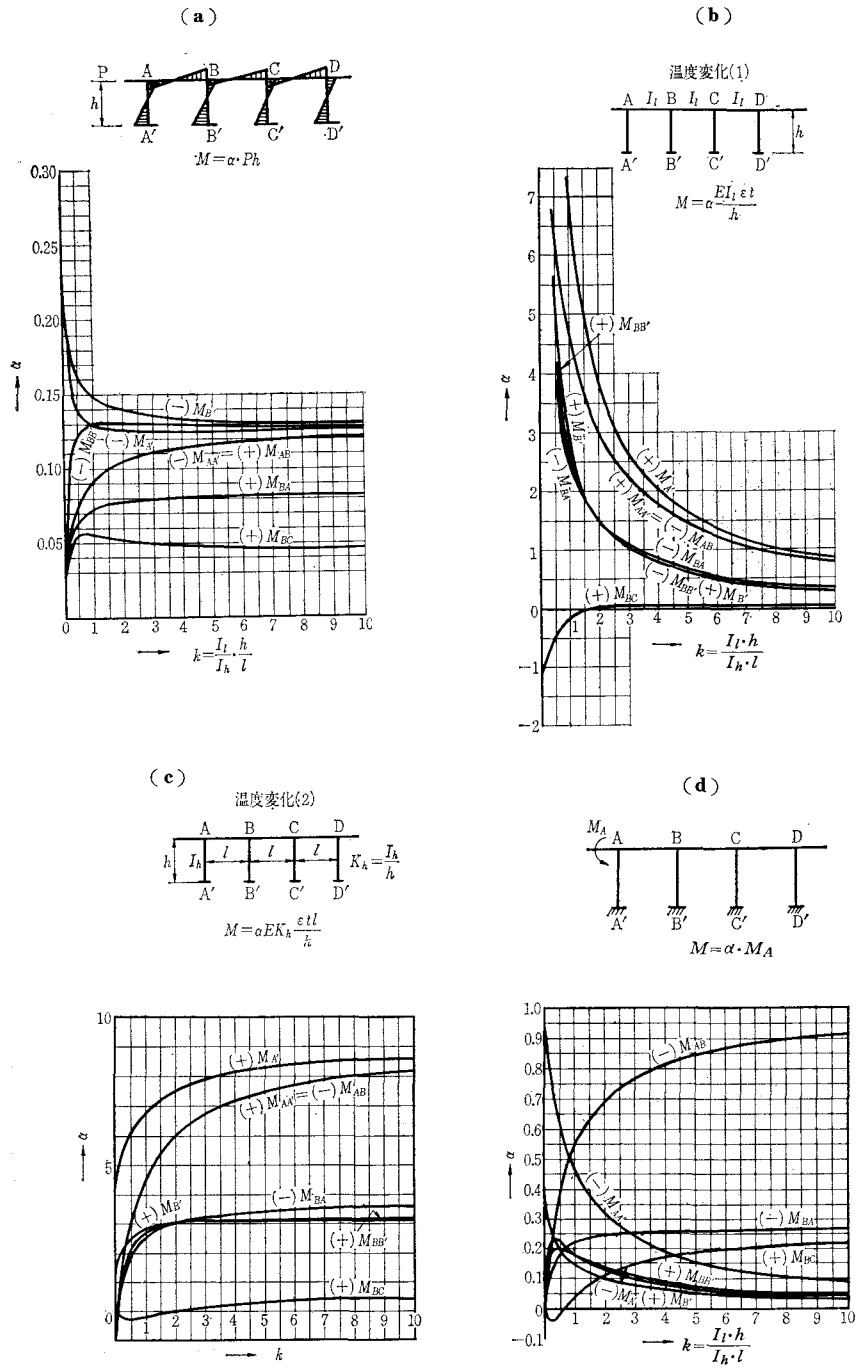


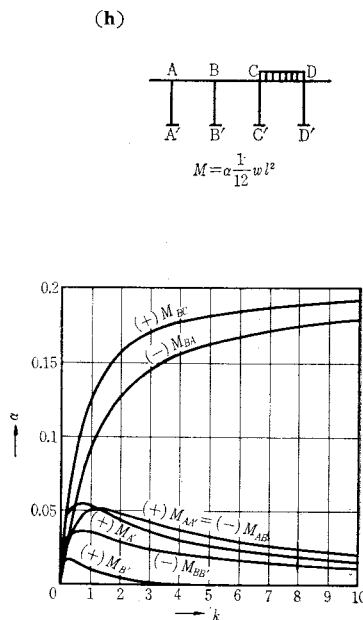
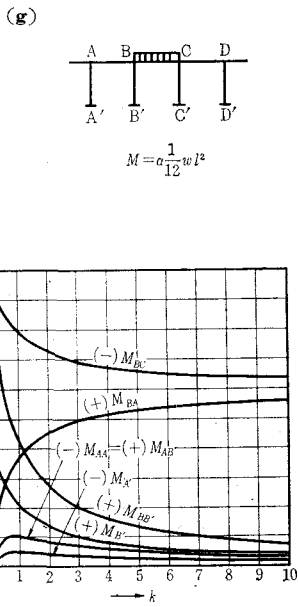
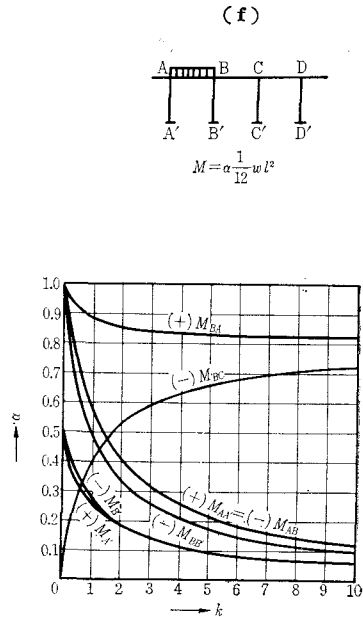
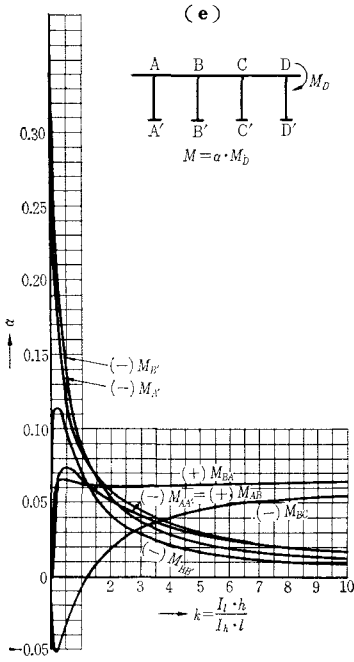
$$\frac{dH_t}{dt} + m e^{-t} \cdot H_t = 2\pi H_0 \cdot \cos 2\pi t$$

冬期施工を完了した場合の温度応力の変化 ($m=1.5$)

(松本嘉司他; 土木学会論文集 109 号)

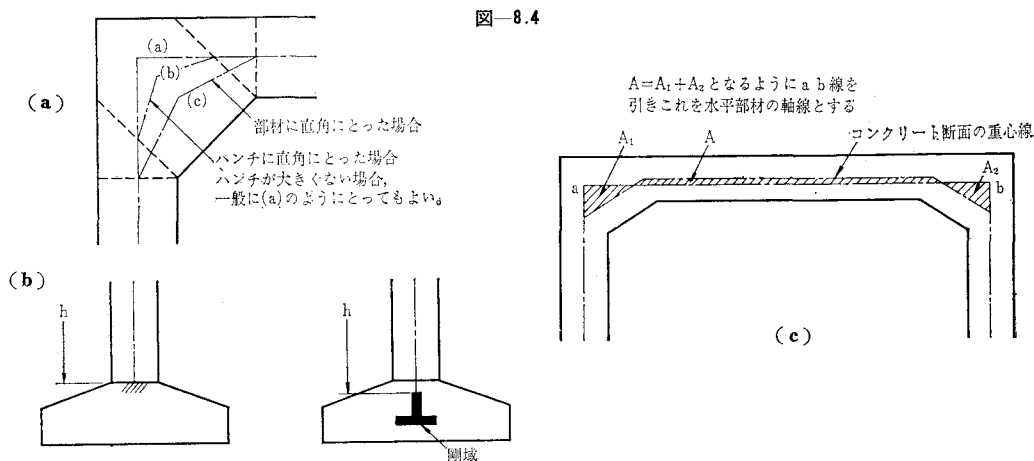
図-8.1 ラーメンにおける応力分布の一般的傾向





施工の時期のいかんにかかわらず、設計に用いる温度変化の範囲として、一般の場合、 $\pm 15 \text{ deg}$ としてよい。

(4) 軸線の定め方

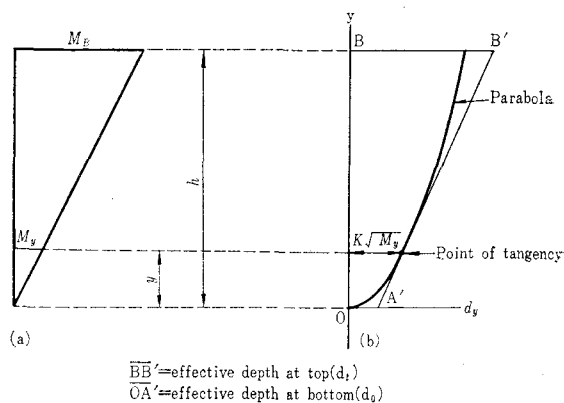


(5) テーパーをもつ鉛直部材の等値等断面部材厚さ (鉛直部材の下端がヒンジの場合)

(後藤幸正：東北大学工学報告，Vol 27, No. 1, 1962)

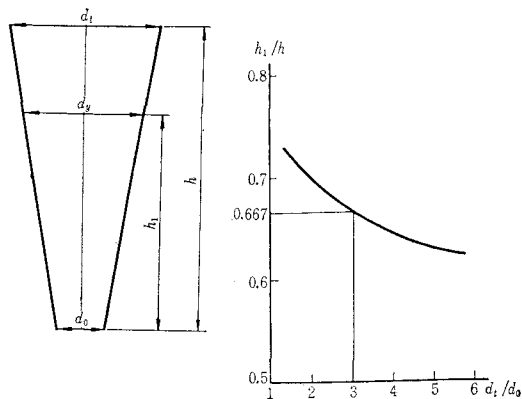
図-8.5

テーパーのついた鉛直部材では、 $dt/d_0=3$ とするのが最も経済的となり、かつ、この場合の等値等断面部材の部材寸法は、高さ 0.667 の位置の断面とすればよい。この場合の critical section は鉛直部材の 1/2 の高さの断面である。



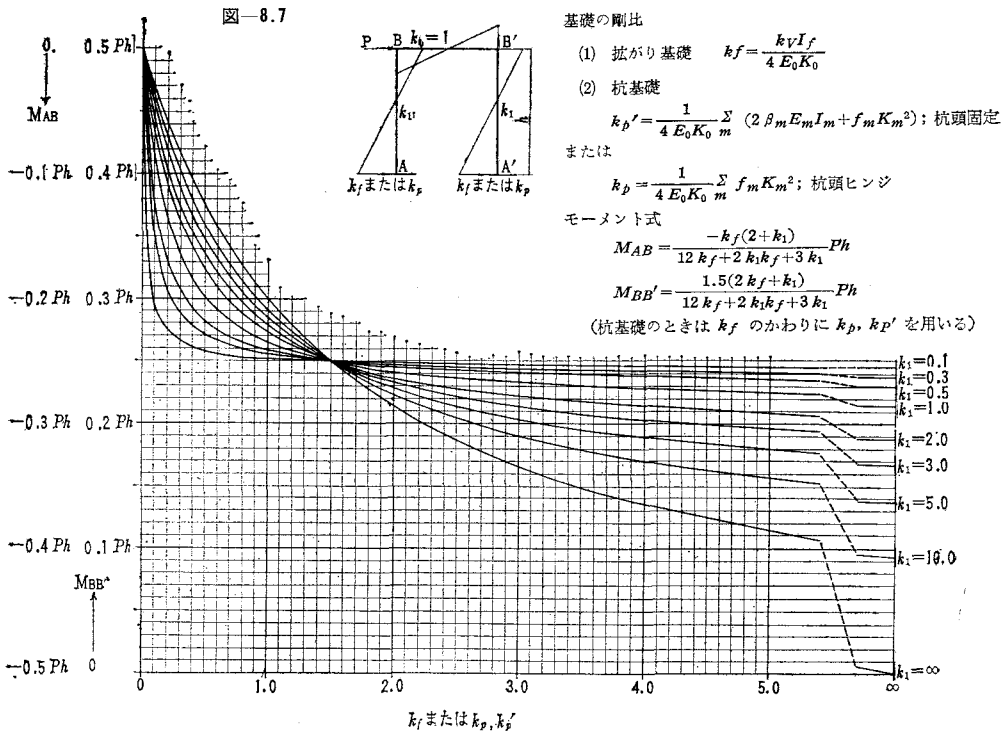
$$\frac{h_1}{h} = \frac{1}{\sqrt[3]{3 \left\{ \log_e \frac{d_t}{d_0} + 2 \frac{d_0}{d_t} - \frac{1}{2} \left(\frac{d_0}{d_t} \right)^2 - \frac{3}{2} \right\}}} - \frac{1}{\frac{d_t}{d_0} - 1}$$

図-8.6



(6) 支持条件

(a) 弾性地盤上の直接基礎または杭で支持された基礎

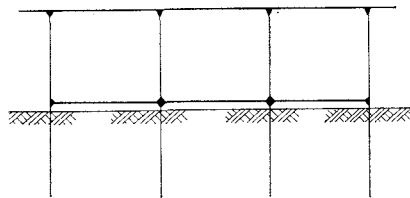


(長 尚: 土木学会論文集 103 号)

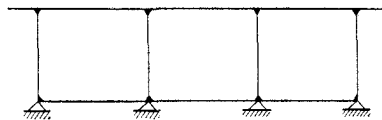
(b) 弾性基礎杭に剛結されたラーメン

図-8.8

① 弾性基礎地盤中の基礎杭を鉛直部材と剛結した
ラーメン



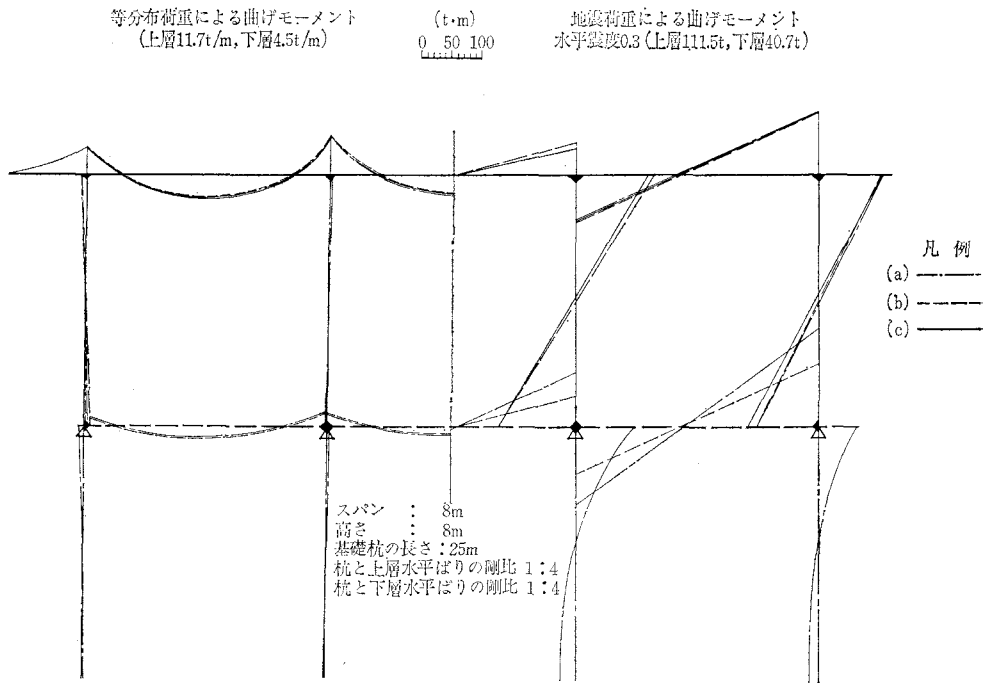
② 格点をヒンジで支持されたラーメン



③ 鉛直部材の下端が固定のラーメン



図-8.9



(7) 部材断面が大きい場合またはハンチが大きい場合の構造解析に用いる近似計算

部材断面が大きい場合、隅角部に大きいハンチがある場合、等には、これを普通の線材ラーメンと考えて構造解析を行なうと、計算上の誤差が大きくなる。これらの場合の近似計算方法としてつぎのものがある。

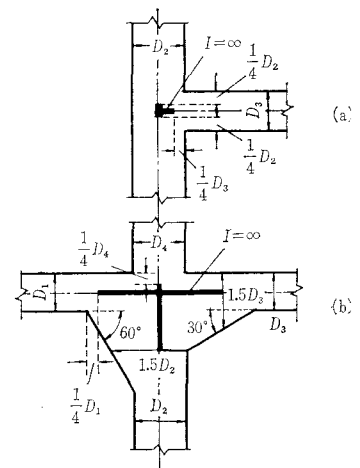
- (a) ハンチの影響を計算に考慮する方法
- (b) 部材節点部に剛域を考える方法
- (c) 部材の曲げ変形のほかにせん断変形を考慮する計算方法
- (d) 上記の2つの方法を併用する

8.2 剛域

(a) 剛域には、部材の変形によるひずみエネルギーが貯えられない。鉄筋コンクリートラーメンの剛域はつぎのように考えれば、一般に適当な結果が得られる(建築学会計算基準)。

- (i) はり(または柱)の端部が柱(またははり)に剛結されている場合には、柱の前面から、はり(または柱)の高さの1/4はいた点から柱(またははり)の内部を剛域とする(図-8.10(a))。
- (ii) 部材が軸に25°以上の傾斜をするハンチをもつ場合は、部材の高さの1.5倍の高さとなる断面から節点側を剛域と考える(図-8.10(b))。ハンチの傾斜が60°以上の場合には、ハンチの起点から部材高さの1/4はいた断面から節点側を剛域と考える。
- (iii) 左右のハンチの差によって上に定めた点が2点以上となる場合には、剛域が大きくなる方の点を選らぶ。

図-8.10



(b) 剛域およびせん断変形を考慮する計算方法 (たとえば, 武藤 清: 建築学大系)

$$M_{AB} = k(a\varphi_A + b\varphi_B + c\psi)$$

$$M_{BA} = k(a'\varphi_B + b'\varphi_A + c'\psi)$$

ここに

$$a = \frac{3(\alpha_{B'} + r')}{(\alpha_{A'} + r')(\alpha_{B'} + r') - (\alpha_{AB'} - r')^2}$$

$$a' = \frac{3(\alpha_{A'} + r')}{(\alpha_{A'} + r')(\alpha_{B'} + r') - (\alpha_{AB'} - r')^2}$$

$$b = \frac{3(\alpha_{AB'} - r')}{(\alpha_{A'} + r')(\alpha_{B'} + r') - (\alpha_{AB'} - r')^2}$$

$$c = \frac{a+b}{3}, \quad c' = \frac{a'+b}{3}$$

$\lambda_A l, \lambda_B l = A, B$ 端の剛域の長さ

$K =$ 部材の剛度

$\beta =$ せん断剛性低下率 (塑性係数)

$l =$ 部材長さ

$l' =$ 剛域を除いた部分の部材の長さ

$d =$ 部材の高さ

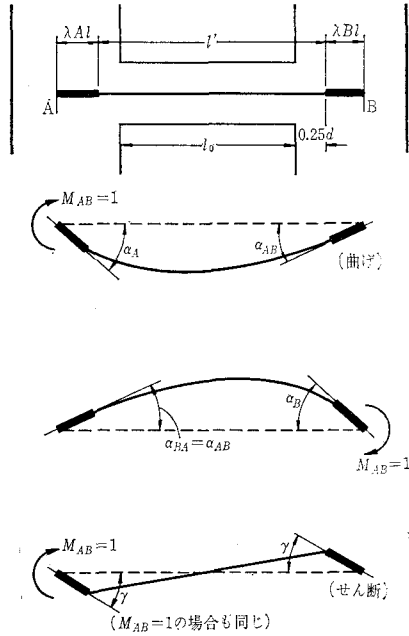
$E/G = 2.3$

$\kappa = 1.5$ (長方形断面の場合)

$$r = \frac{\kappa l'}{\beta G A l^2}$$

$$r' = \frac{6 E K \kappa l'}{\beta G A l^2}$$

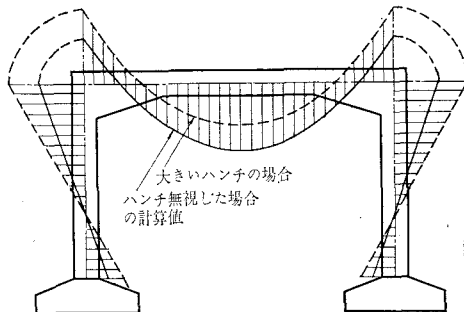
図-8.11 部材端モーメントによる回転角



(c) 大きいハンチ

大きいハンチを構造解析において無視した場合の曲げモーメントの誤差は 図-8.12 のようになる。

図-8.12



大きいハンチの影響を構造解析において考慮する場合, 部材端の曲げモーメント, たわみ角について求めた Guldán の荷重項の表が参考となる (表-8.1~8.8)。

たわみ角法における荷重項として普通は固定端のモーメントを示しているが、この表では単純支持のほりの支点におけるたわみ角も示している。

(8) ラーメン支点の不等沈下

図-8.13 に示すラーメンで、構造、荷重、地盤性状、等が左右対称で、地盤沈下が垂直反力に比例するとすれば

$$\Delta P = \frac{(P_{10} - \beta P_{E0})G}{k + (1 + \beta)G} \quad \Delta S = \frac{-P_{10} + \beta P_{E0}}{k + (1 + \beta)G}$$

ここに、 P_E, P_1 : 沈下後の端フーチングおよび中間フーチングの反力

P_{E0}, P_{10} : 沈下前の端フーチングおよび中間フーチングの反力

ΔP : 沈下によるフーチングの垂直反力の増し分

S_E, S_1 : 端フーチングおよび中間フーチング最終沈下量

ΔS : 端フーチングと中間フーチングの間の不等沈下量 $\Delta S = S_E - S_1$

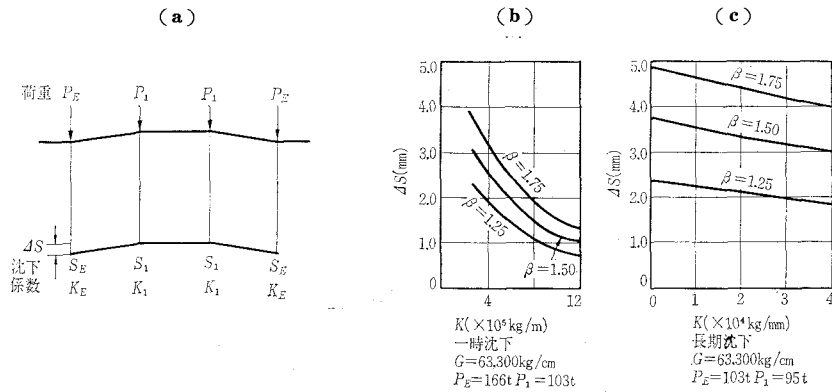
k_E, k_1 : 単位の沈下に要する垂直荷重によって定義される端フーチングおよび中間フーチングの地盤沈下係数 $k = k_1 = \beta k_E$

G : 端フーチングと中間フーチングとの間に単位不等沈下をおこすために要する垂直力によって定義される構造物の垂直方向の剛度

β : 地盤の沈下性状のばらつきを示す係数

図-8.13 (b), (c) は ΔS の変化の様子を示したものである (河野通之・松本嘉司: 東海道新幹線のコンクリート構造物, コンクリートパンフレット)。

図-8.13



8.3 断面算定

(1) 部材端の断面の算定に用いる曲げモーメント

ラーメン隅角部に曲げモーメントが作用した場合、最も危険な場合は対角線方向断面ではなくてハンチ始点断面である場合が多い。ハンチ始点断面の垂直応力は従来のはり理論により応力を垂直分布と仮定して計算した場合にくらべて外側縁応力はほとんど変わらないが内側の縁応力は相当大きくなる。

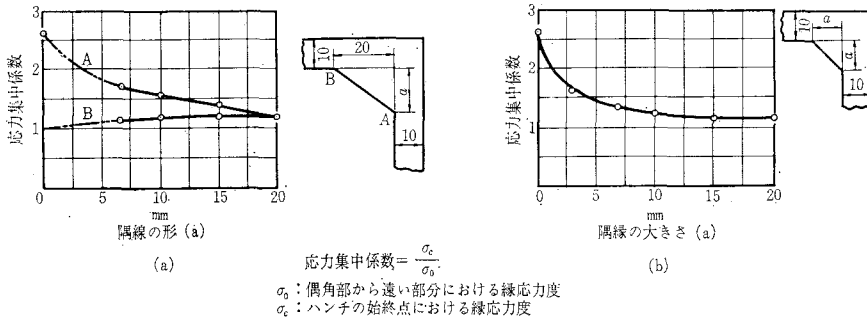
ハンチおよび剛域の影響を適切に考慮に入れた場合には、計算する断面位置の曲げモーメントをそのまま設計曲げモーメントとしてよい。この場合、ハンチ始点断面の応力を計算するには、応力集中の影響を考えて、普通

のはりの理論により垂直応力を直線分布と考えて計算し、内側の縁応力がある程度割増す必要がある（図-8.14参照）。

断面算定の場合、ハンチは 1 : 3 までの傾斜を有効と考える。

また変断面を考慮せず近似的に計算した場合には、水平部材では鉛直部材の前面、鉛直部材では水平部材の上面または下面にとり、設計曲げモーメントは節点曲げモーメントとする。またハンチ始点においては、曲げモーメント図を移動してハンチ始点における曲げモーメントを求め応力計算をしなければならない。

図-8.14 隅縁の形と応力集中係数との関係（光弾性試験）



(2) 隅角部

図-8.15

(a) 負の曲げモーメントをうける場合の配筋

(b) 正の曲げモーメントをうける場合の配筋

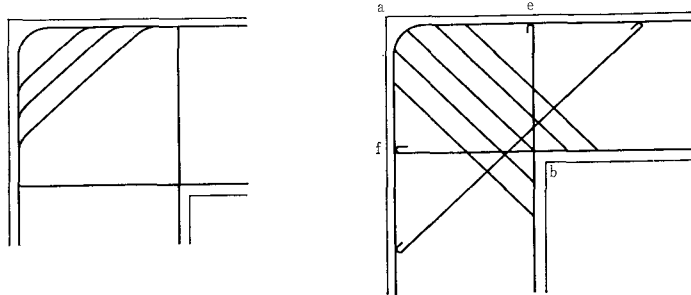
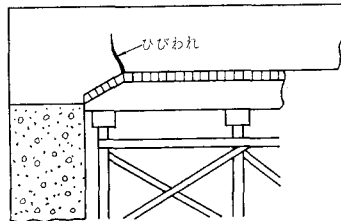
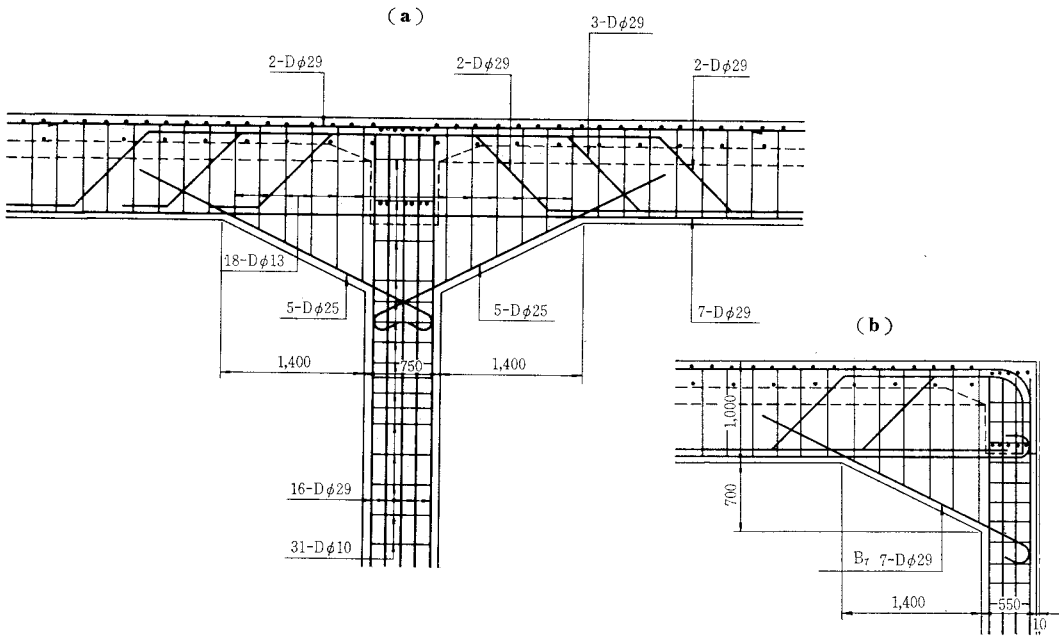


図-8.16

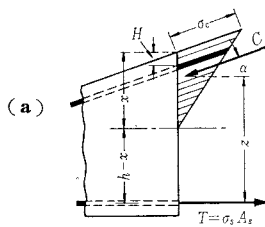


図—8.17 隅角部付近の配筋の例

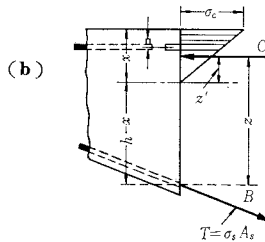


(3) 高さが直線的に変化するはりの断面応力度

図—8.18



角度 α	0°(※)	15°	30°	45°
σ_c	1.00	1.05	1.23	1.63
σ_s	1.00	1.01	1.02	1.05



角度 β	0°(※)	15°	30°	45°
σ_c	1.00	1.02	1.05	1.12
σ_s	1.00	1.04	1.15	1.39

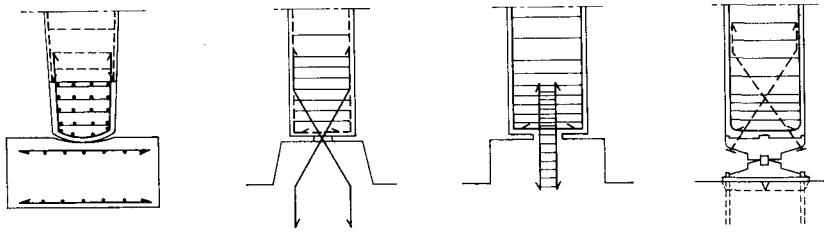
(※) $\beta=0$ の場合は等高断面のはりをあらわす。

8.4 支承の構造細目

(1) ヒンジ

ヒンジ端ラーメンとして設計したラーメンにおいて、図—8.19 に示すようなヒンジ構造としなければ、ヒンジ端にまだいくぶんの固定端モーメントがおこる。計算仮定と実際の構造と合致するように、ヒンジ構造としなければならない(図—8.19 参照)。

図--8.19

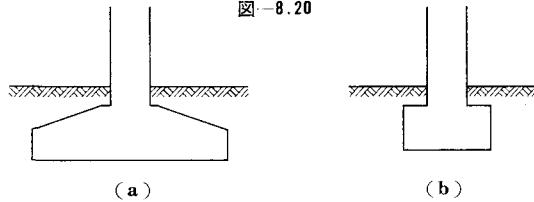


(2) 固 定

固定端ラーメンとして設計するときは、荷重によるフーチングの回転が無視できる程度に、十分剛な地中ばりを設けるか、フーチングを大きくし、基礎を強くしなければならない（図-8.20 (a) 参照）。

鉛直部材の剛性に比べてフーチングが小さい場合には、固定端ラーメンとしての条件を満足することができない（図-8.20 (b) 参照）。

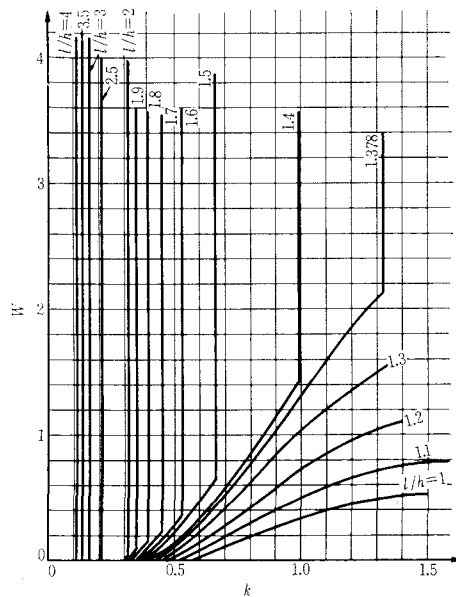
図-8.20



8.5 経済設計

(a) 門型ラーメン橋（後藤幸正：土木学会誌 38-7）

図-8.21



スラブ式の門型ラーメンコンクリート体積が最も小さくなるように設計するために、図-8.21 の図表を用いるのが便利である。このように設計されたラーメン橋は、一般の場合、経済的に設計されたと考えてよい。

計 算 例

$l=8$ (m), $h=4$ (m), 水平版上の等分布荷重 $=800$ (kg/m²), $\sigma_{ca}=40$ (kg/cm²), $\sigma_{sa}=1\,200$ (kg/cm²) であるとき, 図表を用いて, 門形ラーメンの経済的な部材断面寸法を求めてみる。

$$C_1 = \frac{n \sigma_{ca} + \sigma_{sa}}{n \sigma_{ca}} \sqrt{\frac{6n}{2n \sigma_{ca} + 3 \sigma_{sa}}} \dots\dots\dots (8.1)$$

$$w = 36 C_1^2 l^2 W \dots\dots\dots (8.2)$$

$$D = \frac{1}{2} \frac{k + \frac{2}{3}}{k + 2} \left\{ 1 + \sqrt{1 + 2 \frac{k + 2}{k + \frac{2}{3}} W} \right\} \dots\dots\dots (8.3)$$

$$d = 3 C_1^2 l^2 D \dots\dots\dots (8.4)$$

h : ラーメンの高さ l : スパン k : 剛比

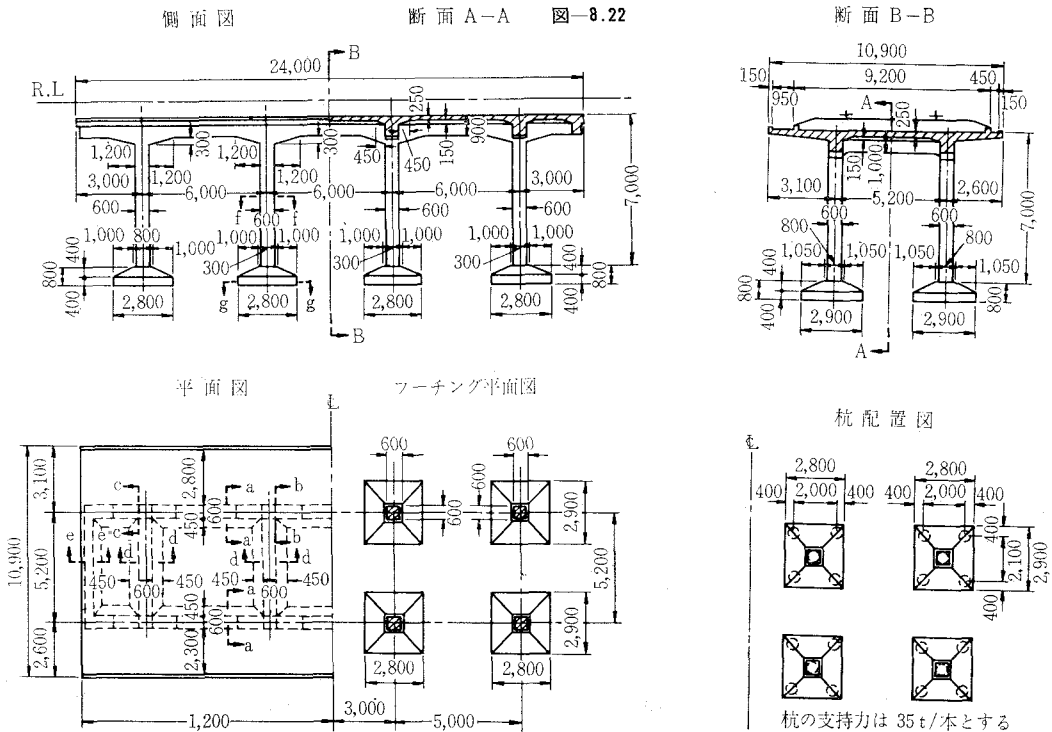
w : 水平版正鉄筋のかぶりのコンクリートと防水工の重量と水平版上の等分布荷重との和

d : 水平版の有効高さ

d_h : 鉛直版の有効高さ

- 1) 式 (8.1) によって $C=0.411$ 。また $d'=4$ (cm) とすれば $w=896$ (kg/m²)
- 2) 式 (8.2) によって $W=2.3$, また $l/h=2$
- 3) 図表によって $k=0.314$ をうる。式 (8.3) によって $D=0.94$
- 4) 式 (8.4), 式 (8.3) によって $d=30.5$ (cm), $d_h=35.6$ (cm), したがって, 水平版の厚さ $=34.5$ (cm), 鉛直版の厚さ $=40$ (cm) となる。
- 5) この場合, 主鉄筋は水平版のスパン中央および鉛直版の上端断面で, コンクリートおよび鉄筋の最大応力度がそれぞれ σ_{ca} および σ_{sa} に達するように配置する。

(b) ラーメン高架橋

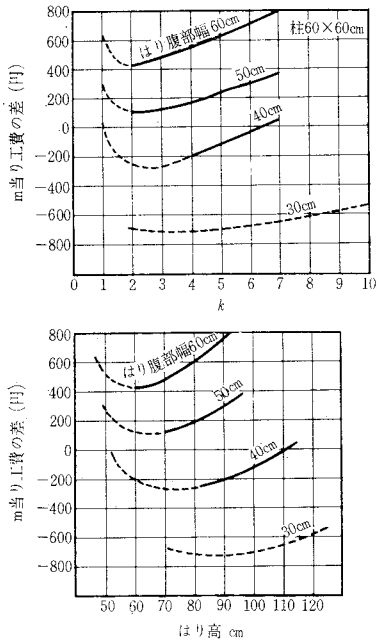


杭の支持力は 35 t/本とする

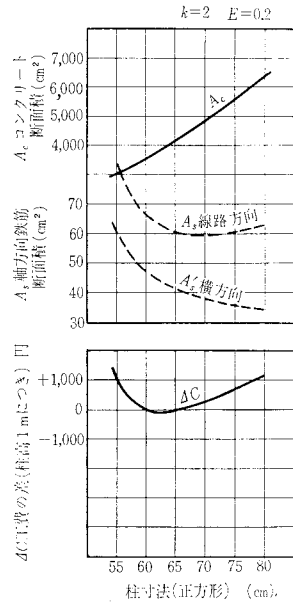
図-8.22 のラーメン高架橋は東海道新幹線における標準高架橋である。この設計にあたっては、図-8.23 のように、部材の寸法と経済性について検討を行なった。この一般的傾向は、他の構造寸法のラーメン高架橋の設計にもよい参考となる（河野通之：鉄道技術研究報告 310 号）。

図-8.23

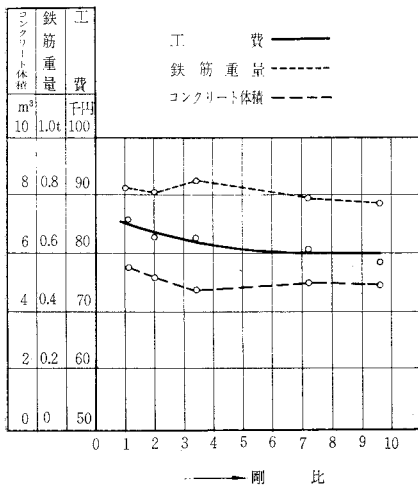
(a) はり高および剛比とはりの工費の変化



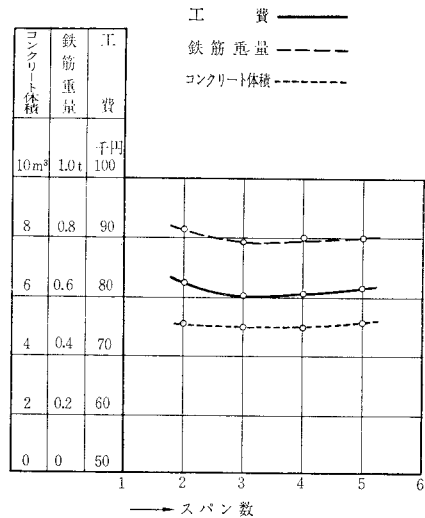
(b) 柱の寸法とコンクリート容積鉄筋量および工費の変化



(c) 剛比による高架橋延長 1 m 当りの材料および工費



(d) スパン数によるラーメン高架橋の材料および工費



(e) スパン長による高架橋延長 1 m 当り材料および工費

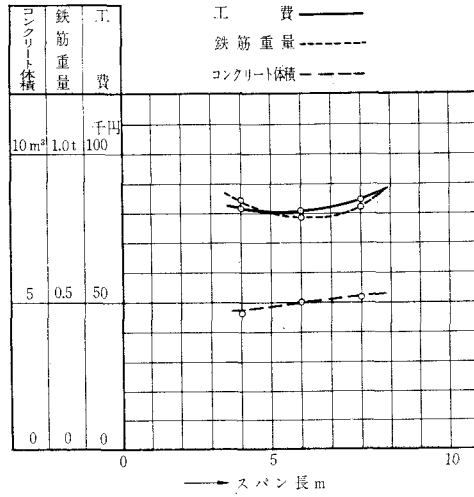


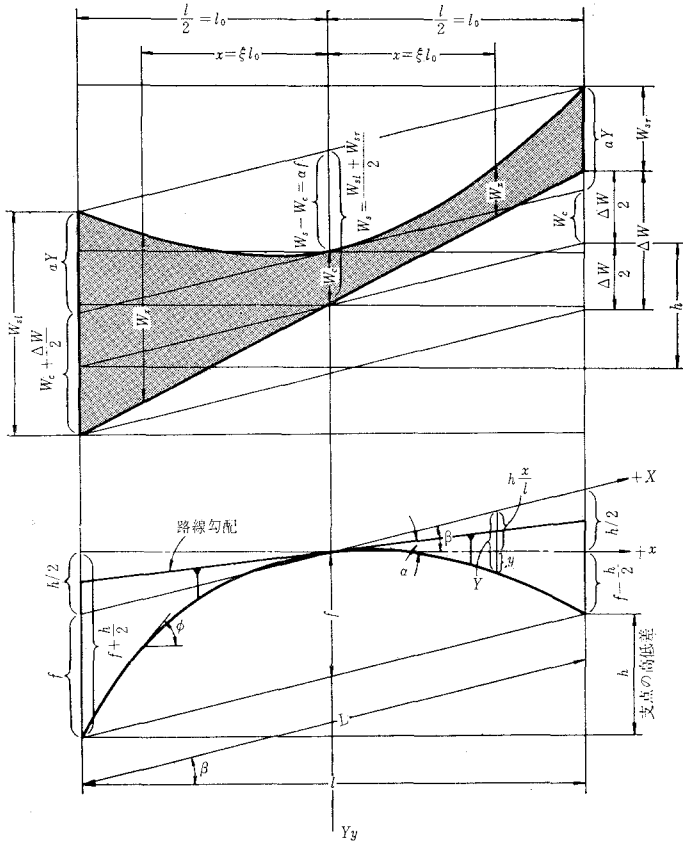
図-9.1

9. アーチ (鉄筋 6 節)

$$W_x = W_c + \frac{X}{L} \Delta W + a Y$$

9.1 軸線の決め方

軸線は、一般に、全死荷重による圧力線に一致するように定めるか、全死荷重 w_d に活荷重の等値等分布荷重の半分を加えた荷重 $(w_d + \frac{1}{2} w_l)$ の圧力線に一致するように定める。



$$y = \frac{f}{m-1} \left[(\operatorname{ch} k \xi - 1) - \frac{h}{2} \frac{m-1}{f} \xi + \frac{\Delta W}{2 W_c} \left(\frac{\operatorname{sh} k \xi}{\operatorname{sh} k} - \xi \right) \right] \dots\dots\dots (9.1)$$

左右の支点の高さが不同で路面の勾配が左右の支点を結ぶ直線に平行な場合は、

$$y = \frac{f}{m-1} (\operatorname{ch} k \xi - 1) - \frac{h}{2} \xi = \frac{f}{m-1} (\operatorname{ch} k \xi - 1) - x \tan \beta \dots\dots\dots (9.2)$$

また、左右の支点が同一の高さにあり、路面が傾斜している場合は、

$$y = \frac{f}{m-1} \left[(\operatorname{ch} k \xi - 1) + \frac{\Delta W}{2 W_c} \left(\frac{\operatorname{sh} k \xi}{\operatorname{sh} k} - \xi \right) \right] \dots\dots\dots (9.3)$$

左右の支点が同一の高さにあり、かつ路面が水平の場合は、

$$y = \frac{f}{m-1} (\operatorname{ch} k \xi - 1) \dots\dots\dots (9.4)$$

9.2 構造解析

(1) 荷重の取扱い方

(a) 荷重の組み合わせ

一般につきのような組み合わせを考えればよい。

- (a) 死荷重+活荷重+衝撃+温度変化+乾燥収縮
- (b) 死荷重+活荷重+縦荷重+温度変化+乾燥収縮
- (c) 死荷重+温度変化+乾燥収縮+地震の影響
- (d) 死荷重+活荷重+衝撃+遠心荷重または横荷重+風荷重
- (e) 死荷重+活荷重+衝撃

上記の組み合わせのうち、道路橋では、(a)、(c) および (e) について、鉄道橋では、(a)、(b)、(c)、(d)、(e) について、一般に検討がなされている。

(b) 等値等分布荷重

KS 荷重を用いてアーチを設計する場合には、表-9.1 の等値等分布荷重を用いてよい。

表-9.1 1 レール当りの等値等分布荷重 (t/m)

スパン (m)	KS-14	KS-16	KS-18
10~15	5.0	5.5	6.0
15~20	4.5	5.0	5.5
20 以上	4.0	4.5	5.0

(c) 衝撃係数

KS 荷重による衝撃係数は表による。

表-9.2 アーチの衝撃係数

種別 \ スパン (m)	スパン (m)									
	0	5	10	20	30	40	50	70	100	150
開腹アーチ	0.60	0.48	0.43	0.37	0.34	0.32	0.30	0.27	0.24	0.20
閉腹アーチ	0.40	0.28	0.23	0.17	0.14	0.12	0.10	0.07	0.04	0.00

(2) 曲げモーメント・軸方向力の概算値

アーチリブの設計を行なう場合、クラウンおよびスプリンキングにおこる曲げモーメントおよび軸方向力の概算値を与えるつぎの各表を用いるのが便利である。この表の値を用い、まずクラウンおよびスプリンキングの断面を検討し、見とおしをたてて、詳細な計算に入るのがよい。

Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke und der elastischen Bogenträger; A. Strassner,

表-9.3 クラウンにおこる軸方向力に関する係数 α

m	n	M	1	3~4
$N_d = \alpha_1 \frac{W_c l^2}{f}$			0.125	0.169
$N_t = \alpha_2 \frac{W_l l^2}{f}$	1		0.060	0.072
	0.3		0.059	0.072
	0.15		0.059	0.073
$N_t = \alpha_3 \frac{th_c^3}{f}$	1		20	21
	0.3		39	44
	0.15		54	62

表-9.5 スプリングにおこる軸方向力に関する係数 α

m	n	M	1	3~4
$N_d = \alpha_1 \frac{W_c l^2}{f \cos \varphi_s}$			0.125	0.169
$N_t = \alpha_2 \frac{W_l l^2}{f \cos \varphi_s}$	1		0.040	0.035
	0.3		0.039	0.035
	0.15		0.038	0.034
$N_t = \alpha_3 \frac{th_c^3}{f^2} \cos \varphi_s$	1		20	21
	0.3		39	44
	0.15		54	62

表-9.4 クラウンにおける曲げモーメントに関する係数 β

m	n	M	1	3~4
$M_t = \beta_1 W_l l^2$	1		0.0054	0.0073
	0.3		0.0044	0.0057
	0.15		0.0040	0.0051
$M_t = \beta_2 \frac{th_c^3}{f}$	1		-6.6	-6.3
	0.3		-9.4	-9.3
	0.15		-11.1	-11.1

表-9.6 スプリングにおける曲げモーメントに関する係数 β

m	n	M	1	3~4
$M_t = \beta_1 W_l l^2$	1		-0.0171	-0.0145
	0.3		-0.0211	-0.0180
	0.15		-0.0236	-0.0201
$M_t = \beta_2 \frac{th_c^3}{f}$	1		13.3	14.8
	0.3		29.4	34.8
	0.15		42.3	50.7

表において

$$m = \frac{W_s}{W_c}$$

$$n = \frac{I_c}{I_s \cos \varphi_s}$$

$$\cos \varphi_s = \frac{1}{\sqrt{1 + C \left(\frac{f}{l}\right)^2}}$$

$$C = 11.5 + 4.55m - 0.13m^2$$

ここに、 W_s : スプリングにおける死荷重の単位重量

W_c : クラウンにおける "

I_s : スプリングにおける断面の断面二次モーメント

I_c : クラウンにおける "

t : 温度変化

W_l : 等分布活荷重の単位重量

h_c : クラウンの厚さ

h_s : スプリングの厚さ

f : ライズ

l : スパン

N_d : 死荷重による軸方向力

N_t : 活荷重による軸方向力

M_t : 活荷重による曲げモーメント

N_t : 温度変化または乾燥収縮による軸方向力

M_t : " 曲げモーメント

(3) アーチリブの振動性状

(i) 面内 (Fritz Stüssi)

$$p = \frac{\alpha_s}{l^2} \sqrt{\frac{EIg}{w}} \sqrt{1 - \frac{H}{H_k}} \dots\dots\dots(9.5)$$

ここに、 l : スパン

H : w による水平反力

H_k : 座屈にたいする限界水平反力

g : 重力の加速度

w : 等分布死荷重

α_s : ライズ・スパン比によって異なる係数

EI : アーチリブの曲げ剛性

(ii) 面外 (岡本: 土木学会誌 21 巻 3 号, 1943)

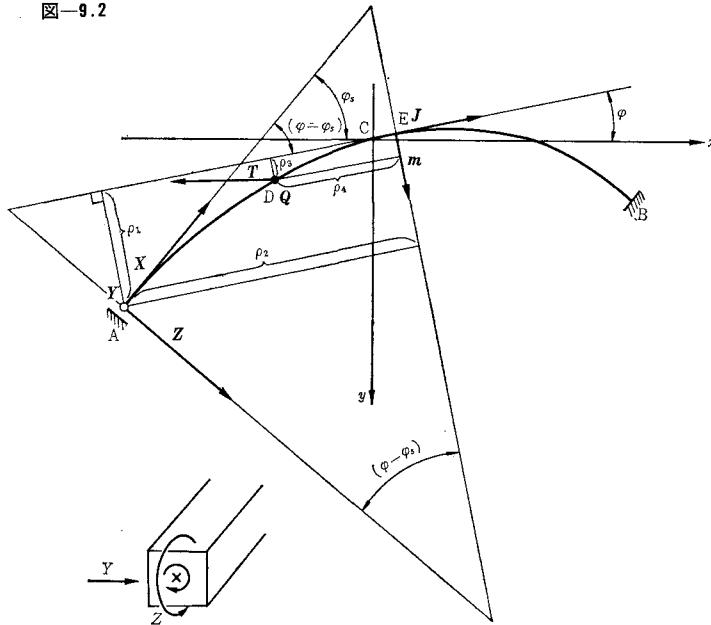
側方への曲げ剛性とねじり剛性の比が1 中心角 0.4π rad. の円弧アーチの例

振 動 係 数	1 次	2 次	3 次
固 定 ア ー チ	3.380	9.543	18.958
固 定 梁	3.560	9.815	19.244

(4) ね じ り

幅のせまいアーチではとくに地震時におけるねじりの検討が必要である。

図-9.2



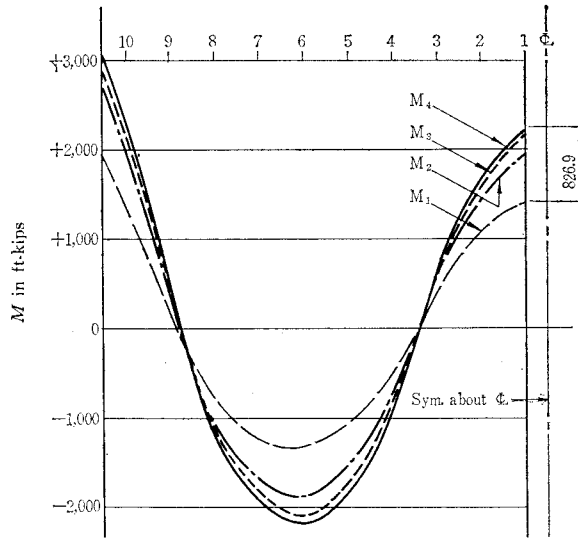
アーチの面に直角な水平荷重 Q とねじりモーメント T がアーチリブ上の点 D に図のように作用する場合、点 E におけるねじりモーメント J および曲げモーメント m は、

$$\left. \begin{aligned} J &= X \cos(\varphi - \phi_s) + Z \sin(\varphi - \phi_s) - Y \rho_1 - T \cos \varphi + Q \rho_3 \\ m &= -X \sin(\varphi - \phi_s) + Z \cos(\varphi - \phi_s) - Y \rho_2 + T \sin \varphi + Q \rho_4 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(9.6)$$

(5) たわみによる 2 次応力

長大なアーチにおいては、deflection moment の影響を考慮することが大切である。

図-9.3



M_1 : アーチリブの変形による 2 次応力を考慮しない場合の曲げモーメント
 M_2 : } アーチリブの変形による 2 次応力を考慮した場合の曲げモーメント
 M_3 : } の合計 (M_2 M_3 M_4 のそれぞれは逐次近似解の各段階における値)
 M_4 : }

9.3 座屈の検討

(1) 面内の座屈に関するドイツの規定 (DIN 1075)

(a) 圧力線が軸線を通っている場合の座屈

座屈の安全率 ν_0 はつぎの式で求める。

$$\nu_0 = \delta \frac{TI_m}{H \cdot l^2} \dots \dots \dots (9.7)$$

ここに、 T : Engesser の係数。 $T = \rho E_c$

I_m : アーチリブの等値断面 2 次モーメント。最大断面 2 次モーメントと最小断面 2 次モーメントとの比が 4 以下の場合は、 I_m は両者の算術平均としてよい。

H : 最大水平反力

l : スパン

δ : 係数 (表)

ρ : 係数 (表)

$$\lambda = \pi \cdot l \sqrt{\frac{F_v \cdot \cos \rho_v}{\delta \cdot I_m}}$$

F_v : 断面積

ρ_v : スパンの 1/4 点におけるアーチリブの傾斜角

ν_0 は道路橋にたいして $3.0 + \frac{\lambda}{100}$ 以上、鉄道橋にたいして $3.5 + \frac{\lambda}{100}$ 以上でなければならない。

表-9.7 係数 δ の表

f/l	0	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
Zweigelenkbogen	39.4	38.3	36.0	32.3	28.0	23.6	19.5	16.2	13.5	11.8	8.8
Eingespannter Bogen	80.5	79.2	76.0	70.1	62.9	55.3	48.0	40.2	33.4	27.8	23.5
Dreigelenkbogen	29.8	29.3	28.3	26.5	24.5	22.0	19.6	16.2	13.5	10.8	8.8
Eingelenkbogen	44.0	43.4	42.2	39.8	37.4	34.3	31.3	28.3	25.4	22.5	19.8

表-9.8 偶数 ρ の表

W_b	K_b	E	ρ -Werte für								
			$\lambda=50$	75	100	125	150	175	200	225	250
B 160	128	230 000	0.130	0.29	0.45	0.61	0.74	0.83	0.87	0.90	0.91
B 225	180	270 000	0.165	0.34	0.53	0.71	0.83	0.89	0.93	0.95	0.96
B 300	240	300 000	0.205	0.42	0.64	0.81	0.89	0.94	0.96	0.97	0.98
B 450	360	350 000	0.260	0.55	0.78	0.89	0.93	0.96	0.97	0.98	0.99
B 600	480	400 000	0.301	0.65	0.86	0.94	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

(b) 圧力線が軸線に一致しない場合

座屈にたいする安全率 ν はつぎによる。

$$\nu = \frac{\nu_0}{1+1.7m} \cdot \frac{I_m + I_a}{I_m} \dots \dots \dots (9.8)$$

ここに、 I_a : クラウンにおける断面2次モーメント

m : つぎの式で与えられる値

$$m = \frac{e}{r}$$

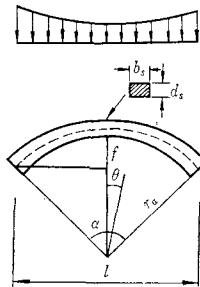
e : 偏心量

r : 断面図心から核点までの距離

ν は道路橋にたいし 2.5 以上, 鉄道橋にたいし 3 以上とする。

(2) 円形アーチのねじり座屈 (平井 敦: 鋼橋Ⅲ)

図-9.4 円形アーチのねじり座屈 (無ヒンジ)



I_s : 拱頂断面の慣性モーメント

C_s : 同上 ねじり剛性

w_{sk} : 拱頂における座屈限界荷重強度

断面の変化: $I = \frac{I_s}{1 - 0.3 \frac{\sin \theta}{\sin \frac{\alpha}{2}}}$ 分布荷重の変化: $w = \frac{H}{r} \sec^2 \theta$

表-9.9 計算例 ($E=2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, $G=1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ とする)

$\frac{f}{l}$	l	f	r_0	b_s	d_s	I_s	C_s	$\frac{EI_s}{GC_s}$	$\frac{Hr_0^2}{EI_s}$	w_{sk}
単 位	m	m	m	m	m	m ⁴	m ⁴			t/m
$\frac{1}{4.65}$ $\alpha=100^\circ$	60	13.99	39.16	3.5	1.2	4.28	1.57	5.46	0.585	83.5
	80	18.65	52.22	3.5	1.6	5.71	3.41	3.35	0.755	60.5
	100	23.32	65.27	3.5	2.0	7.15	6.00	2.38	0.872	44.8
	120	27.98	78.32	3.5	2.4	8.57	9.28	1.85	0.951	33.9
$\frac{1}{3.46}$ $\alpha=120^\circ$	60	17.32	34.64	3.5	1.2	4.28	1.57	5.46	0.223	45.8
	80	23.09	46.19	3.5	1.6	5.71	3.41	3.35	0.265	30.7
	100	28.87	57.74	3.5	2.0	7.15	6.00	2.38	0.312	23.2
	120	34.64	69.28	3.5	2.4	8.57	9.28	1.85	0.345	18.3
$\frac{1}{2.85}$ $\alpha=140^\circ$	40	14.00	21.28	3.5	0.8	2.86	0.51	11.18	0.0336	19.9
	60	21.01	31.93	3.5	1.2	4.28	1.57	5.46	0.0574	15.0
	80	28.01	42.57	3.5	1.6	5.71	3.41	3.35	0.0778	11.5
	100	35.01	53.21	3.5	2.0	7.15	6.00	2.38	0.0926	8.8
	120	42.01	63.85	3.5	2.4	8.57	9.28	1.85	0.104	6.8

9.4 固定アーチのクラウンにおけるリブの厚さの決定法 (ストラスナーの方法)

$$\left. \begin{aligned} d_c &= \frac{K_1 l^2}{2 f \sigma_d'} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{24 \sigma_d' \cdot U_1}{(K_1 l/f)^2}} \right] \\ d_s &= \frac{K_1 l^2}{2 f \sigma_d \cdot \cos \varphi_s} \left[1 + \sqrt{1 - \frac{4 \sigma_d \cdot C}{(K_1 \cdot l/f \cdot \cos \varphi_s)^2}} \right] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9.9)$$

ここに,

$$\sigma_d' = \sigma_d - 6(1 - \psi_c) \left[U_2 \cdot \frac{d_c}{f} + U_3 \cdot \frac{l^2}{f^2} \right]$$

$$C = 6 U_1 + 6(1 - \psi_s \cdot \cos \varphi_s) \left[U_2 \cdot \frac{d_c^3}{f l^2} + U_3 \cdot \frac{d_c^2}{f^2} \right]$$

$K_1 = K_g \cdot w_c + K_p \cdot p$ 死荷重および活荷重の H にたいする係数

$U_1 = u_p \cdot p$, $U_2 = u_t \cdot t$, $U_3 = u_e W_c$ 活荷重, 温度変化リブの短縮の M にたいする係数

圧縮応力および引張応力を最小とするクラウンにおけるリブの厚さ

$$\left. \begin{aligned} d_c &= \sqrt[3]{\frac{(12 U_1 f + K_1' \cdot d_c) l^2}{6(1 - \psi_c) [u_2 + u_3'' \cdot l^2/f]}} \\ d_c &= \sqrt[3]{\frac{(12 u_1 f - K_1' d_c) l^2}{6(1 + \psi_c) [u_2 + u_3'' l^2/f]}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9.10)$$

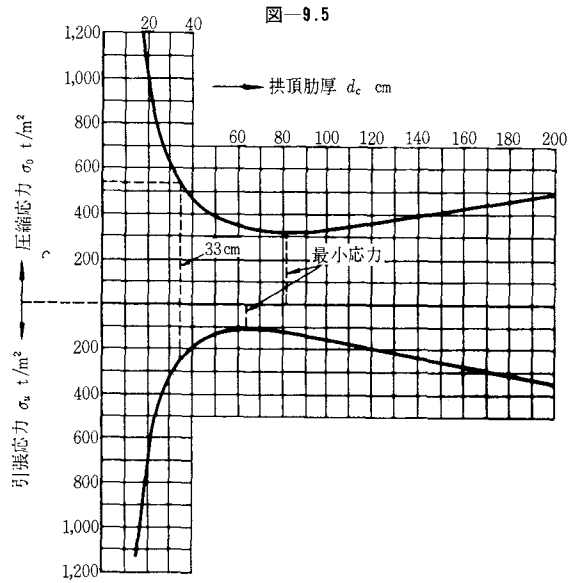
ここに,

$$K_1' = K_g \cdot w_c' + K_p \cdot p, K_1'' = K_g \cdot r$$

$$u_1 = u_p \cdot p; u_2 = u_t \cdot t, u_3' = u_e \cdot w_c', u_3'' = u_e r$$

図は, 鉄筋コンクリート固定アーチのクラウンにおけるリブの厚さ d_c が断面応力におよぼす影響を計算した例である (成瀬勝武: 弾性橋梁)。

$$\begin{aligned} l &= 30 \text{ m}, & f &= 6 \text{ m}, & m &= w_s/w_c = 6 & n &= 0.3, \\ w_c' &= 0.6 \text{ t/m}^2, & r &= 2.4 \text{ t/m}^3 & p &= 1 \text{ t/m}^2, & t &= \pm 20^\circ \text{C} \end{aligned}$$



9.5 最近におけるアーチ橋の設計例（尾坂・稲葉：コンクリート・ジャーナル Vol. 4, No. 8）

図-9.6 (a)

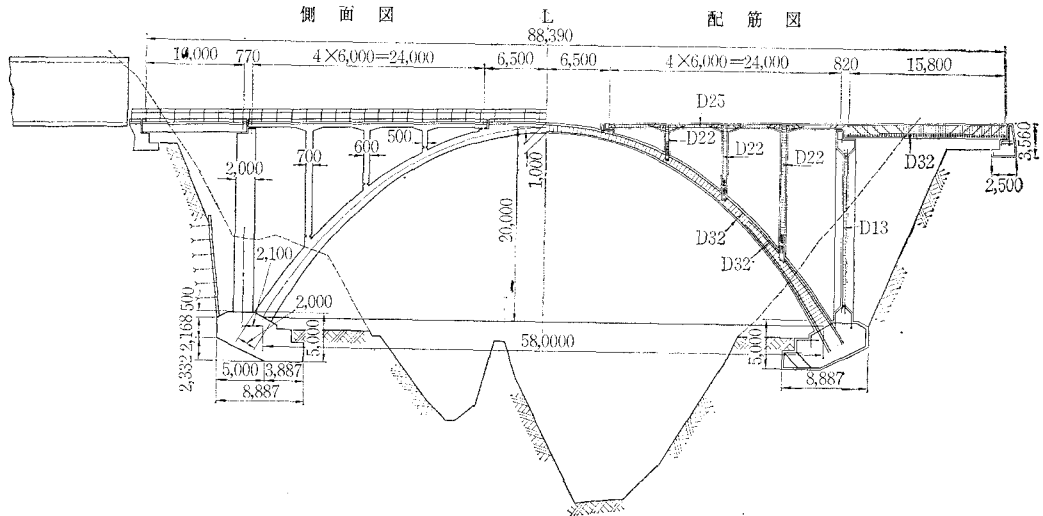


図-9.6 (b)

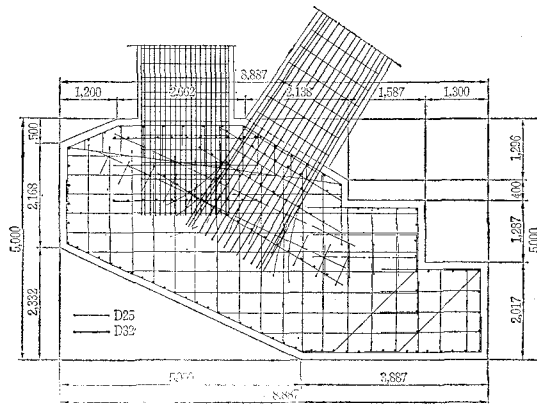
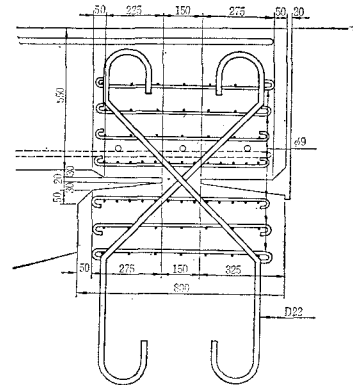


図-9.6 (c)



この橋梁の設計には、つぎの検討を行なった。

- a) アーチリブの形状は $(w_d + \frac{1}{2} w_e)$ の圧力線に一致するよう定めた (5・1 (1) 式)。
- b) 構造解析は、全断面が一樣な材料からなると考え、ヤング係数は $E_c = 300\,000 \text{ kg/cm}^2$ と仮定した (コンクリートのひびわれ等の影響を無視した)。
- c) 断面の算定は、 $n = E_s/E_c = 15$ とする弾性設計方法によって行なった。
- d) 温度変化は $\pm 10 \text{ deg}$, 乾燥収縮は 15×10^{-5} とした。
- e) アーチリブのクラウンにおける部材高さは、断面応力をなるべく小さくするよう、スパンの約 $1/60$ とした (5・4 参照)。
- f) アーチリブの支点における部材高さは、クラウンにおける部材高さの 2 倍とした。
- g) 施工上の誤差によって自重が部分的に 3~5% 程度増減する可能性を考え、アーチリブの断面応力を検討した。
- h) 交点が鉛直方向、スパン拡大方向、回転方向、に変位した場合、アーチリブに作用する応力の大きさについて検討した。
- i) アーチリブの座屈にたいする安定性について検討した (5・3 参照)。
- j) 地震時の曲げねじり応力について検討し、斜引張鉄筋は Mörsc の計算法によって定めた。
- k) 地震時の地盤反力の合力の位置が基礎の端から基礎底面の幅の $1/6$ 程度以下とならないように、基礎の幅を定めた。
- l) アーチリブのたわみによる 2 次応力について検討した。