

本州・四国基礎工
調査資料 第20号

土 木 研 究 所 資 料

第 300 号

多 柱 基 礎 の 設 計 資 料

昭和 42 年 12 月

建設省土木研究所

多柱基礎の設計資料

まえがき

本資料は、本州四国連絡橋基礎工法の一つとして提案された多柱基礎の設計に関して、土木研究所で行なつた設計計算例および検討事項を取り纏めたものである。なお、潮流の後流に発生する交番渦による振動については、構造研究室大久保室長からご教示をいただいたことを付記して感謝の意を表したい。

昭和42年9月

構造橋梁部基礎研究室

吉田 巖

" 駒田 敬一

耐震調査室 岩崎 敏男

" 小山田 欣裕

総 括

多柱基礎の設計計算法として、頂版を剛体とする群柱基礎と考えた剛体構造としての設計法と、頂版をたわみ性版とするラーメン構造を考えた柔構造としての設計法との2通りの計算法にしたがつて計算を行なつた。

厚さ10mの頂版厚を有する計算例の基礎において両計算法により得られた値を比較すると、例えば作用力が橋軸直角方向の場合の中央柱列では、中央柱の位置において頂版が上に反つて頂版の曲げモーメントの大きさが異なる以外には、両端部および柱の曲げモーメントの大きさは、柔構造計算による方がわずかに大きい程度で大差はない。たわみは、柔構造計算による方が少し大きい。

多柱基礎の設計においては、柱の径10m、頂版厚10m程度の構造寸法を有するので計算法の差異に基づく応力の差よりむしろ、柱と頂版とを剛結できるかどうかの構造上の問題により多くの技術的問題があるのでないかと考えられ、この点の詳細な検討が将来の問題として残されている。もちろん計算法そのものにも問題があつて、このように太短かい構造では、やはり深い梁の取り扱いが必要であろう。

多柱基礎の設計上の問題点として、地盤反力係数、基礎後流中の渦による振動および多柱基礎の地震時の振れについて検討した。

設計に用いる地盤反力係数を正しく推定するのはきわめてむづかしい。しかし地盤反力係数の大きさが各柱に対し均一に変動する場合および各柱によつて異なる場合における基礎設計上の影響は必ずしも大きくなく、各柱に対し均一の地盤反力係数を有すると仮定した基本の設計値より、断面で20%程度の余裕を見込めば十分である。

渦による多柱基礎の振動については、基礎の振動数の方が、はるかに大きいので共振は考えられない。

多柱基礎の地震時振れについては、(1)施工誤差や柱の地盤反力係数の相違などのため、系の重心点と弾性中心とが一致しない場合、(2)曲げ振動を行なつていた多柱基礎が何らかの原因により、そのエネルギーの全部を振れ振動のエネルギーに転換された場合、地震応答スペクトル曲線にもとづく計算式を導き、剛頂版を有するとして設計した場合の設計例を用いて数値計算を行なつた。このような地震時振れについては、振れの原因の仮定がきわめてむづかしいので、これについての研究が問題点として残されている。

目 次

I	剛構造としての設計法	1
1.	設 計 法	1
1.1	記号および定義	1
1.2	計 算 法	3
2.	設 計 例	8
2.1	形 状 寸 法	8
2.2	設 計 条 件	9
2.3	柱に関する諸数値	10
2.4	力学モデルの設定	11
2.5	任意荷重に対する群柱の変位計算	12
2.6	群柱頭に作用する荷重と変位の計算	13
2.7	柱1本当たりの荷重	15
2.8	柱の応力計算	17
2.9	柱頭部断面の補強	18
2.10	頂版に加わる荷重	21
2.11	頂版自重ならびに断面	23
2.12	頂版の応力計算	24
2.13	主要材料計算	29
3.	設 計 図	31
4.	柔構造としての設計法によるチェック計算	39
II	柔構造としての設計法	44
1.	設 計 法	44
1.1	記号および定義	44
1.2	設 計 法	44
2.	設 計 例	45
2.1	形 状 寸 法	45
2.2	設 計 条 件	46
2.3	柱に関する諸数値	47
2.4	頂版の概略仮定断面と各柱列の荷重分担	48
2.5	多柱基礎のラーメンとしての解法	52

2. 6	概略断面決定	6 2
2. 7	主要材料計算	7 0
3.	設 計 図	7 1

Ⅱ	多柱基礎の検討事項	7 9
1.	多柱基礎の設計に用いる地盤反力係数に関する検討	7 9
1. 1	地盤反力係数の算定法	7 9
1. 2	地盤反力係数の均一変動の多柱基礎設計に及ぼす影響	8 0
1. 3	地盤反力係数の不均一の多柱基礎の設計に及ぼす影響	8 3
2.	多柱基礎後流中の交番渦による振動の検討	8 6
2. 1	検討計算上の仮定値	8 6
2. 2	最大流速時のレイノルズ数	8 6
2. 3	最大流速時の交番渦の周波数	8 6
2. 4	共振に必要な流速	8 6
2. 5	結 論	8 6
3.	多柱基礎の地震時振れについて (固有周期および最大応答変位の検討)	8 7
3. 1	概 要	8 7
3. 2	偏心を仮定した場合	8 7
3. 2. 1	力学モデル	8 7
3. 2. 2	運動方程式と最大応答	8 8
3. 2. 3	数値計算例 - 1	9 4
3. 2. 4	数値計算例 - 2	1 0 4
3. 3	エネルギーの変換を仮定した場合	1 0 6

I 剛構造としての設計法

I 剛構造としての設計法

1. 設 計 法

1.1 記号および定義

(1) 多柱基礎の寸法

頂版の橋軸方向長さ	a (m)
頂版の橋軸直角方向長さ	b (m)
柱の高さ	h (m)
柱の根入れ深さ	ℓ (m)
水深	h_w (m)
柱の直径	D (m)
柱の全断面積	A (m ²)
柱の断面積 (鋼鉄換算)	A' (m ²)
柱の断面二次モーメント (鋼鉄換算)	I (m ⁴)
柱のヤング係数	E (t/m ²)
柱の数	n (本)
柱の単位体積重量	γ_p (t/m ³)

(2) 上部工よりの作用力

鉛直力	N_u (t)
水平力	H_u (t)
モーメント	M_u (tm)
作用高さ	h_u (m)

(3) 地盤定数

支持地盤の変形係数	E_{so} (t/m ²)
側面地盤の変形係数	E_s (t/m ²)
地盤のポアソン比	μ
地盤の粘着力	C (t/m ²)
地盤の内部摩擦角	ϕ (度)
地盤の許容支持力度 (地震時)	q'_a (t/m ²)

(4) 単位体積重量

地盤の単位体積重量	γ_s (t/m ³)
海水の単位体積重量	γ_w (t/m ³)

(5) 付加重量とその作用点

上部工による付加重量	$W_0 (t)$
作用点	$y_0 (m)$
頂版の重量	$W_1 (t)$
作用点	$y_1 (m)$
柱の重量(地表面上)	$W_2 (t)$
作用点	$y_2 (m)$
水の付加重量	$W_3 (t)$
作用点	$y_3 (m)$
(6) 力学モデル	
力学モデルの重心高さ	$h_G (m)$
力学モデルの質量	$m (t \cdot sec^2 / m)$
(7) 固有周期と変位	
柱による仮想ケーソンの回転バネ定数	$K_{KB} (tm)$
柱の弾性変形に基づく系の回転バネ定数	$K_{KP} (tm)$
多柱基礎頂版の回転バネ定数	$K_R (tm)$
固有周期	$T (sec)$
重心点の応答震度	K_g
頂版底面の水平変位	$\delta_x (m)$
頂版図心の鉛直変位	$\delta_y (m)$
頂版の回転角	$\alpha (rad)$
群柱頭部の水平バネ定数	$K_B (t/m)$
(8) 柱に関する諸定数	
柱の特性値	$\beta (m^{-1})$
地盤反力係数	$k (t/m^2)$
載荷面の形状と荷重分布に関する係数	$I_p = 0.512$
柱頭のパネ定数	$K_1 (t/m)$
(柱頭水平力/柱頭水平変位)	
柱頭のパネ定数	$K_2 (t/rad)$
(柱頭水平力/柱頭回転角)	
柱頭のパネ定数	$K_3 (tm/m)$
(柱頭モーメント/柱頭水平変位)	
柱頭のパネ定数	$K_4 (tm/rad)$
(柱頭モーメント/柱頭回転角)	

柱頭のバネ定数 (柱頭鉛直力/柱頭鉛直変位)	$K_v (t/m)$
(9) 群柱の作用力	
群柱の鉛直作用力	$V (t)$
群柱の水平作用力	$H (t)$
群柱の作用モーメント	$M (tm)$
(10) 柱の作用力, 柱間隔	
群柱図心よりおのおのの柱中心までの距離	$X_i (m)$
柱軸方向作用力	$P_{vi} (m)$
柱軸直角方向作用力	$P_{hi} (m)$
柱頭拘束モーメント	$M_{Ti} (tm)$
地中部における柱の最大曲げモーメント	$M_{oi} (tm)$
(11) 柱の許容支持力	
柱一本当りの許容支持力(押込み)	$Q_a (t)$
柱一本当りの許容支持力(引抜き)	$Q_a' (t)$
(12) 地表面変位, 水平地盤反力	
地表面変位	$f (m)$
地表面水平地盤反力度	$p (t/m^2)$

1.2 計 算 法

(1) 多柱基礎寸法の仮定

(2) 設計条件の決定

a) 地盤反力係数の算定

$$k = \frac{E_s}{I_p (1 - \mu^2) D}$$

b) 柱の根入れ長さの算定

柱の根入れ長さは, 第1不動点の2倍以上とする。

(3) 力学モデルの設定

a) 付加重量とその作用点

- 上部工による付加重量 W_0 , 作用点 地表面より y_0
- 頂版の重量 W_1 , 作用点 地表面より y_1
- 柱の重量 W_2 , 作用点 地表面より y_2
- 水の付加重量

$$W_3 = \frac{3}{4} D^2 \gamma_w h_w \left(1 - \frac{D}{4 h_w}\right) \cdot n \cdot \text{作用点・地表面より } y_3$$

b) 力学モデルの重心高さ

$$h_0 = \frac{\sum W_i y_i}{\sum W_i}$$

c) 振動に関する質量

$$m = \frac{\sum W_i}{g}$$

(4) 群柱の変位計算式

$$V = n K_v \delta_y$$

$$H = -n K_2 \alpha + n K_1 \delta_x$$

$$M = (K_v \sum X_i^2 + n K_4) \alpha - n K_3 \delta_x$$

ここに

$$K_1 = \frac{12 EI \beta^3}{(1 + \beta h)^3 + 2}$$

$$K_2 = \frac{6 EI \beta^2 (1 + \beta h)}{(1 + \beta h)^3 + 2}$$

$$K_3 = \frac{6 EI \beta^2 (1 + \beta h)}{(1 + \beta h)^3 + 2}$$

$$K_4 = \frac{4 EI \beta \left[(1 + \beta h)^3 + \frac{1}{2} \right]}{\left[(1 + \beta h)^3 + 2 \right] (1 + \beta h)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kD}{4 EI}}$$

$$K_v = \frac{K_R}{\sum X_i^2}$$

$$K_R = \frac{K_{RD} \times K_{RP}}{K_{RD} + K_{RP}}$$

$$K_{RP} = \frac{\pi \cdot E_{ro} (a + 0.577 \ell)^2 (b + 0.577 \ell)}{16 (1 - \mu^2)} \dots (\text{横軸方向})$$

$$K_{RD} = \frac{\pi \cdot E_{ro} (a + 0.577 \ell) (b + 0.577 \ell)^2}{16 (1 - \mu^2)} \dots (\text{橋軸直角方向})$$

$$K_{RP} = \frac{EA \sum X_i^2}{h + \frac{\ell}{2}}$$

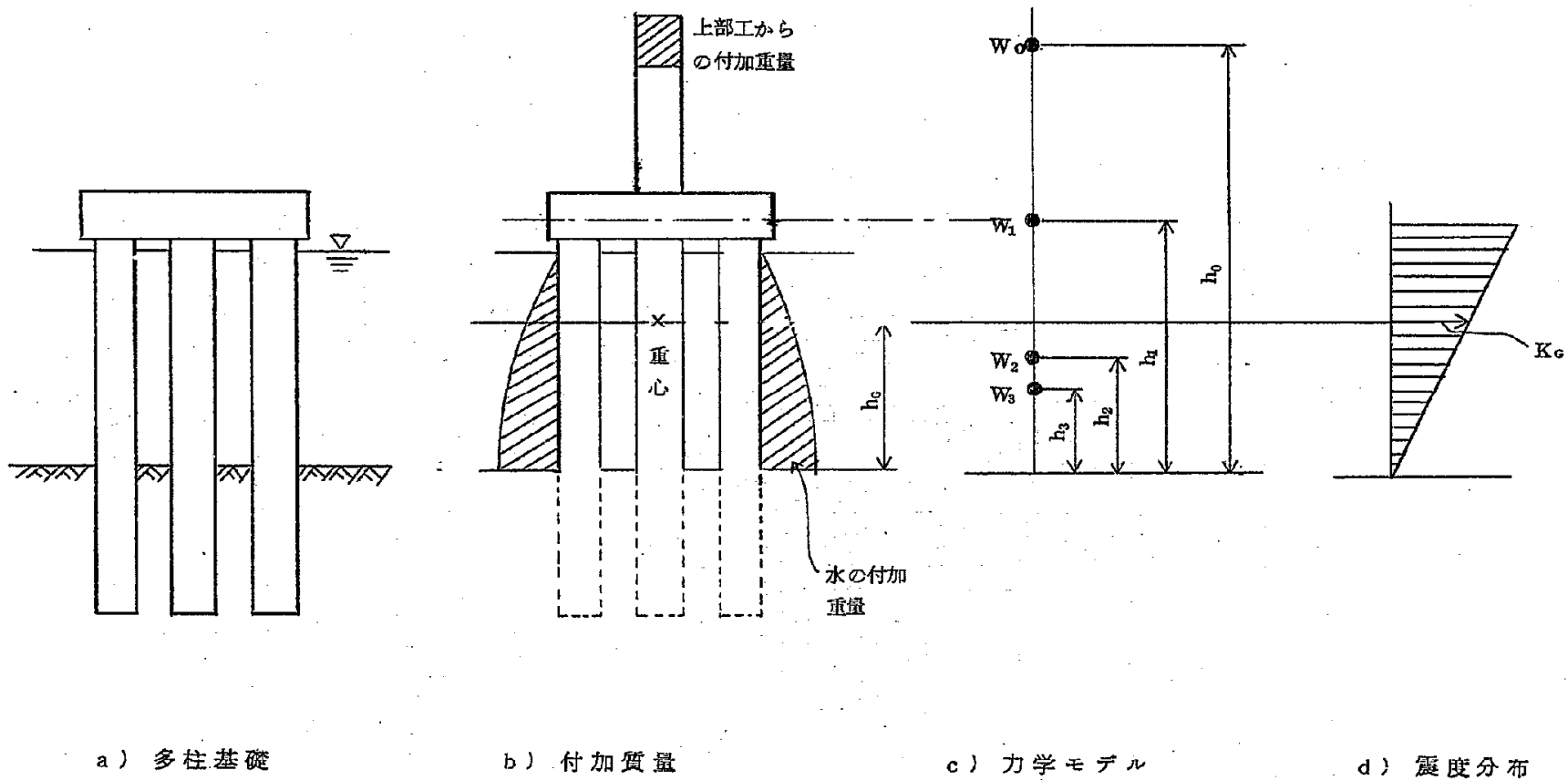


図 1 - 1 多柱基礎の計算上の仮定

(5) 固有周期と重心点震度の算定

(4)群柱の変位計算式にしたがつて、群柱頭部における水平方向の変位 δ_x を求める。ただし群柱頭部における水平方向のバネ定数 k_H は次式により推定する。

$$k_H = \frac{\delta_x}{H}$$

固有周期は次式によつて算定する。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_H}}$$

重心点の基本応答震度は図-1・2より求める。

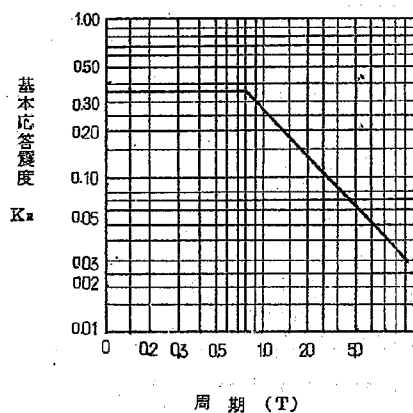


図-1-2 基本応答震度

(6) 群柱頭部に作用する力

図-1-1に示すような、地表面を0とする逆三角形分布の震度を用いて群柱頭部に作用する地震力を算出する。

群柱頭より下に作用する柱重量、水の付加重量に対する地震力は、地表面に関するモーメントの等しい水平力に置換して柱頭に作用させる。

(7) 多柱基礎の変位の算定

群柱の変位計算式によつて群柱頭部の変位を算定する。この変位と作用水平力とから、はじめに推定した群柱頭部における水平方向のバネ定数 k_H を確認する。

(8) 柱 1 本当りの作用力

柱頭鉛直力

$$P_v = K_v (\delta y \pm X_1 \alpha)$$

柱頭水平力

$$P_h = K_1 \delta x - K_2 \alpha$$

柱頭モーメント

$$M_r = \frac{P_h}{2\beta} (1 + \beta h) - \frac{EI\beta}{(1 + \beta h)} \cdot \alpha$$

地中部最大曲げモーメント

$$M_0 = M_r e^{-\beta y} (\cos \beta y + \sin \beta y) \\ - \frac{P_h}{\beta} \cdot e^{-\beta y} [\beta h \cos \beta y + (1 + \beta h) \sin \beta y]$$

地中部最大曲げモーメントの生ずる深さ

$$y = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \left[\frac{P_h}{(1 + 2\beta h) P_h - 2\beta M_r} \right]$$

(9) 柱の許容支持力

$$Q_{a'} = \frac{\pi}{4} D^2 q_s' + \frac{C}{2} \pi D \ell$$

(10) 地表面地盤反力，地表面受働土圧

$$p = k \cdot f$$

ここに

$$f = \frac{p_h (1 + \beta h)}{4EI\beta^3} + \frac{\alpha}{2\beta (1 + \beta h)}$$

$$p_p = 2C \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

ただし $p < p_p$ とする。

〔剛〕

2. 設計例

2.1 形状寸法

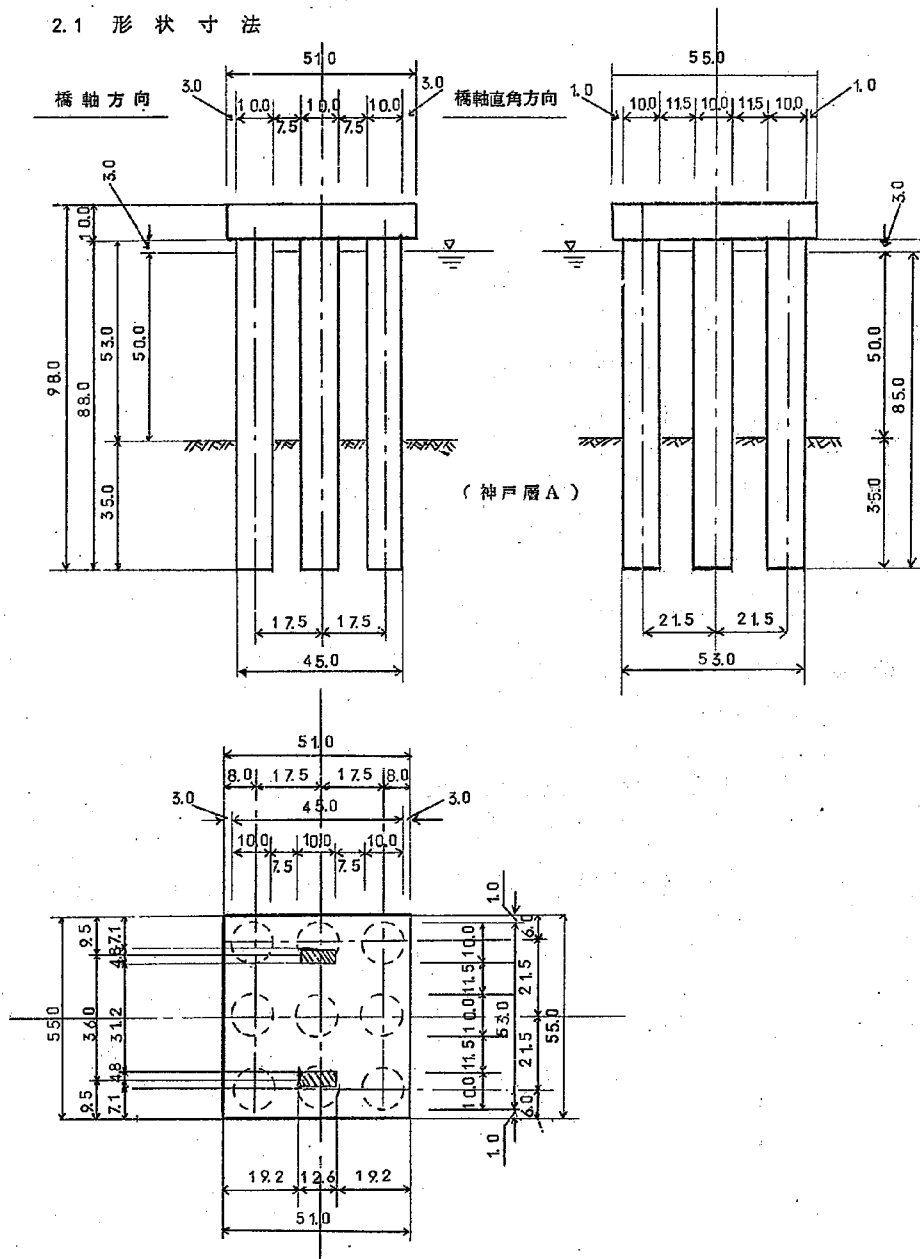


図-2-1 計算例の形状寸法 (A_g-05, 中央支間長 1,500m)
主塔基礎

2.2 設計条件

(1) 寸法

表 - 2 - 1

種 別	記号	単位	橋 軸 方 向	橋軸直角方向
地震方向巾	a	m	5 1	5 5
地震直角方向巾	b	"	5 5	5 1
ケーソン高	h	"	9 8	9 8
柱の根入	ℓ	"	3 5	3 5
柱の長さ	L	"	8 8	8 8
柱の径	D	"	1 0	1 0
柱の本数	m	"	9	9
水深	h_w	"	5 0	5 0

(2) 上部工からの荷重

表 - 2 - 2

種 別		記号	単位	橋 軸 方 向	橋軸直角方向
外 力	水 平 力	H_u	10^3 t	4.8	11.2
	鉛 直 力	N_u	10^3 t	71.1	66.1
	モーメント	M_u	10^3 t-m	407.4	1380.7
	作 用 高	h_u	m	63.0	63.0
附 加 重 量		W_o	10^3 t	13.2	13.2
作 用 高		h_{uo}	m	159.0	159.0

(3) 地質に関するもの

表 - 2 - 3

地 層 名	単位重量	粘着力	許容支持力	弾性係数	層 厚
	$\gamma_s (\text{t/m}^3)$	$O_1 (\text{t/m}^2)$	$q_{s1} (\text{t/m}^2)$	$E_1 (10^3 \text{ t/m}^2)$	$h_{s1} (\text{m})$
神戸層A	2.0	5.0	25.0	45.0	3.5

(4) 許容応力度

(a) 鋼材 SM50

$$\sigma_{sa} = 1,900 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{sa} = 1,800 \text{ Kg/cm}^2$$

(b) コンクリート

$$\text{鋼柱中詰} \quad \sigma_{28} = 240 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{sa} = 80 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{頂版中詰} \quad \sigma_{28} = 240 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{sa} = 80 \text{ Kg/cm}^2$$

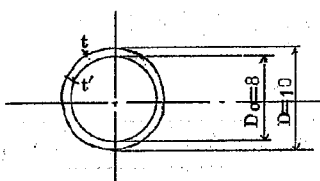
(c) 地震時許容応力度割増係数

1.5

(d) 単位重量

コンクリート：軽量コンクリートと鋼材共 2.0 t/m² とする。

2.3 柱に関する諸数値



(1) 柱の寸法

$$D=10\text{m}$$

柱の内径

$$D_o=8\text{m}$$

外板厚

$$t=25\text{mm}$$

内板厚

$$t'=15\text{mm}$$

図-2-2

(2) 鋼板の弾性係数

$$E=21 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

(3) 柱の断面二次モーメント(鋼に換算 \$n=10\$)

$$\begin{aligned} I_s &= \frac{\pi}{64} [D^4 - (D-2t)^4 + (D_o+2t')^4 - D_o^4] \\ &= \frac{31416}{64} \times [10^4 - (10-2 \times 0.025)^4 + (8+2 \times 0.015)^4 - 8^4] \\ &= 12.8\text{m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_c &= \frac{\pi}{64} \cdot [(D-2t)^4 - (D_o+2t')^4 + D_o^4] \\ &= \frac{31416}{64} \times [(10-2 \times 0.025)^4 - (8+2 \times 0.015)^4 + 8^4] \\ &= 478\text{m}^4 \end{aligned}$$

$$I = I_s + I_c \cdot \frac{1}{n} = 12.8 + 478 \times \frac{1}{10} = 60.6\text{m}^4$$

(4) 柱の断面積 (鋼に換算 $n=10$)

$$A_s = \pi \{ t(D-t) + t'(D_o + t') \}$$

$$= 3.1416 \times \{ 0.025 \times (10 - 0.025) + 0.015 \times (8 + 0.015) \} = 1.16 \text{ m}^2$$

$$A_c = \frac{\pi}{4} \cdot \{ (D-2t)^2 - (D_o + 2t')^2 + D_o^2 \}$$

$$= \frac{3.1416}{4} \times \{ (10 - 2 \times 0.025)^2 - (8 + 2 \times 0.015)^2 + 8^2 \} = 7.74 \text{ m}^2$$

$$A = A_s + \frac{1}{n} \cdot A_c = 1.16 + \frac{1}{10} \times 7.74 = 8.90 \text{ m}^2$$

(5) 地盤反力係数

$$k = \frac{E_s}{I_P (1 - \mu^2) D}$$

$$= \frac{4.5 \times 10^9}{0.512 \times (1 - 0.25^2) \times 10} = 9.375 \text{ t/m}^3$$

(6) 柱の特性値

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kD}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{9.375 \times 10}{4 \times 21 \times 10^6 \times 60.6}} = 0.0655 \text{ m}^{-1}$$

(7) 第一不動点の深さ (h : 柱頭から地表迄の長さ)

$$h_f = \frac{1}{\beta} \cdot \tan^{-1} \left(\frac{\beta h + 1}{\beta h - 1} \right) = \frac{1}{0.0655} \times \tan^{-1} \left(\frac{0.0655 \times 53 + 1}{0.0655 \times 53 - 1} \right) = 1.637 \text{ m}$$

2.4 力学モデルの設定

表 - 2 - 4

	W_i	10^3 t	T_{yi} m	$W_i \cdot y_i$ 10^3 tm
上部工付加重量	設計条件より	13.20	159.0	2098.8
頂版	$(a \times b \times t_1 - w_o) \times 2.0 =$ $(51 \times 55 \times 10 - 1911) \times 2.0$	52.28	$h + 0.5 t_1 =$ 58.0	3032.2
柱	$\frac{\pi}{4} D^2 h \cdot n \times 2.0 =$ $3.1416 \times 0.25 \times 10^2 \times 53 \times 9 \times 2.0$	74.93	$0.5h =$ 26.5	1985.7
水の付加重量	$\frac{3}{4} D^2 r_w h_w (1 - \frac{D}{4h_w}) \cdot n =$ $\frac{3}{4} \times 10^2 \times 1.03 \times 50 \times (1 - \frac{10}{4 \times 50}) \times 9$	33.02	$3h_w / 7 =$ 21.43	707.6
合計		173.43		7824.3

(2) 重心高

$$h_c = \frac{\sum W_i \cdot y_i}{\sum W_i} = \frac{7,824.3}{173.43} = 45.1\text{m}$$

(3) 震動に関する質量

$$m = \frac{\sum W_i}{g} = \frac{173.43 \times 10^3}{9.80} = 1.77 \times 10^3 \text{ t} \cdot \text{sec}^2/\text{m}$$

(4) 頂版仮定構成

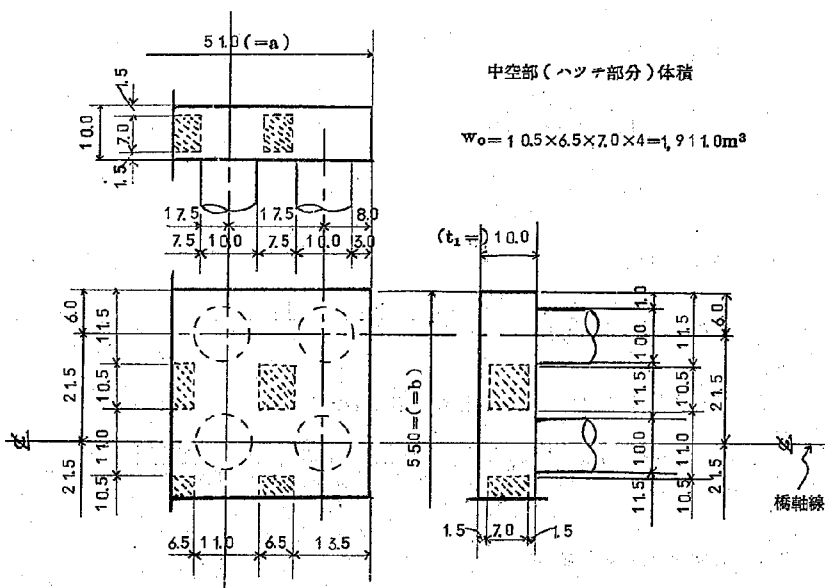


図 - 2 - 3

2.5 任意荷重に対する群柱の変位計算

(1) 柱頭バネ定数の算定

$$\beta = 0.0655 \text{ m}^{-1}$$

$$EI = 1.27 \times 10^9 \text{ t m}^2$$

$$1 + \beta h = 4.47$$

$$K_1 = \frac{12EI\beta^3}{(1+\beta h)^3 + 2} = \frac{12 \times 1.27 \times 10^9 \times 0.0655^3}{4.47^3 + 2} = 4.69 \times 10^3 \text{ t/m}$$

$$K_2 = K_3 = \frac{6EI\beta^2(1+\beta h)}{(1+\beta h)^3 + 2}$$

$$= \frac{6 \times 1.27 \times 10^9 \times 0.0655^2 \times 4.47 \times 10^9}{4.47^3 + 2} = 1.60 \times 10^9 \quad \text{t}$$

$$K_4 = \frac{4EI\beta \left[(1+\beta h)^3 + \frac{1}{2} \right]}{[(1+\beta h)^3 + 2](1+\beta h)}$$

$$= \frac{4 \times 1.27 \times 10^9 \times 0.0655 \times [4.47^3 + 0.5]}{[4.47^3 + 2] \times 4.47} = 7.33 \times 10^6 \quad \text{tm}$$

$$K_{RB} = 0.20944 \times 45 \times 10^3 \times (53 + 0.577 \times 35)^2 \times (45 + 0.577 \times 35) = 3.29 \times 10^9 \quad \text{tm}$$

$$EX_1^2 = 2.15^2 \times 3 \times 2 = 2.773.5 \quad \text{m}^2$$

$$K_{RP} = \frac{21 \times 10^9 \times 8.90}{53 + 17.5} \times 2.773.5 = 7.35 \times 10^9 \quad \text{tm}$$

$$K_R = \frac{3.29 \times 10^9 \times 7.35 \times 10^9}{(3.29 + 7.35) \times 10^9} = 2.27 \times 10^9 \quad \text{t/m}$$

$$K_V = \frac{2.27 \times 10^9}{2.773.5} = 0.820 \times 10^6$$

(2) 群柱の変位計算

群柱の変位計算式より

$$V = 9 \times 0.82 \times 10^6 \times \delta_y = 7.38 \times 10^6 \times \delta_y$$

$$H = -9 \times 1.60 \times 10^8 \times \alpha + 9 \times 4.69 \times 10^8 \times \delta_x \\ = -14.4 \times 10^6 \times \alpha + 0.423 \times 10^6 \times \delta_x$$

$$M = (0.820 \times 10^6 \times 2.773.5 + 9 \times 7.33 \times 10^6) \alpha - 9 \times 1.60 \times 10^8 \times \delta_x \\ = 2.93 \times 10^9 \times \alpha - 14.4 \times 10^6 \times \delta_x$$

これを解いて

$$\delta_y = \frac{V}{7.38 \times 10^6} = 13.5 \times 10^{-9} \times V$$

$$\delta_x = 14.0 \times 10^{-9} \times M + 2.84 \times 10^{-6} \times H$$

$$\alpha = 4.10 \times 10^{-12} \times M + 14.0 \times 10^{-9} \times H$$

2.6 群柱頭に作用する荷重と変位の計算

(1) 固有周期および応答震度の算定

群柱頭の水平方向バネ係数

$$K_{H1} = 423 \times 10^{-3} \quad t/m$$

固有周期および応答震度

$$T_1 = 1.29 \quad \text{sec}$$

$$K_{G1} = 0.219$$

表 - 2 - 5

	$W_i \quad 10^3 t$	$y_i \quad m$	K_i	$H_{Fi} \quad 10^3 t$
頂 版	52.28	58.0	1.29 K_G	67.21 K_G
柱	74.93	26.5	0.587 K_G	22.01 K_G
水の付加重量	33.02	21.43	0.475 K_G	6.34 K_G
合 計	160.23			95.6 K_G

第一次近似値

$$V_1 = (66.1 + 52.28) \times 10^3 = 118 \times 10^3 \quad t$$

$$H_1 = (11.2 + 95.6 \times 0.219) \times 10^3 = 32.1 \times 10^3 \quad t$$

$$M_1 = (1380 + 11.2 \times 100 + \frac{10.0}{2} \times 67.21 \times 0.219) \times 10^3$$

$$= (1380 + 112 + 33.6 \times 0.219) \times 10^3 = 157 \times 10^3 \times 10^3 \quad t/m$$

$$\delta_{x1} = 14.0 \times 10^{-9} \times 157 \times 10^6 + 2.84 \times 10^{-6} \times 32.1 \times 10^3 = 1.13 \times 10^{-3} \quad m$$

$$K_{H2} = \frac{32.1 \times 10^3}{1.13 \times 10^{-3}} = 284 \times 10^3 \quad t/m$$

$$T_2 = 6.28 \times \sqrt{\frac{1.77 \times 10^3}{284 \times 10^3}} = 1.57 \quad \text{sec}$$

$$K_{G2} = \frac{0.282}{1.57} = 0.180$$

第二次近似値

$$H_2 = (11.2 + 95.6 \times 0.180) \times 10^3 = 28.4 \times 10^3 \quad t$$

$$M_2 = (1380 + 11.2 \times 100 + 33.6 \times 0.180) \times 10^3 = 155 \times 10^3 \quad tm$$

$$\delta_{x2} = 14.0 \times 10^{-9} \times 155 \times 10^6 + 2.84 \times 10^{-6} \times 28.4 \times 10^3$$

$$= 1.02 \times 10^{-3} \quad m$$

$$K_{H3} = \frac{28.4 \times 10^3}{1.02 \times 10^{-3}} = 277 \times 10^3 \quad t/m$$

$$T_3 = 6.28 \times \sqrt{\frac{1.77 \times 10^3}{277 \times 10^3}} = 1.59 \quad \text{sec}$$

$$K_{G3} = \frac{0.282}{1.59} = 0.178$$

第三次近似計算

$$H_3 = (11.2 + 95.6 \times 0.178) \times 10^3 = 28.2 \times 10^3 \quad t$$

$$M_3 = (13.80 + 112.0 + 33.6 \times 0.178) \times 10^3 = 15.5 \times 10^3 \quad t \cdot m$$

$$\begin{aligned} \delta_{x_3} &= 14.0 \times 10^{-9} \times 15.5 \times 10^3 + 2.84 \times 10^{-6} \times 28.2 \times 10^3 \\ &= 10.2 \times 10^{-3} \quad m \end{aligned}$$

$$K_{H_3} = \frac{28.2 \times 10^3}{10.2 \times 10^{-3}} = 27.7 \times 10^3 \quad t/m$$

$$T_4 = 6.28 \times \sqrt{\frac{1.77 \times 10^3}{27.7 \times 10^{-3}}} = 1.59 \quad \text{sec}$$

$$K_{\alpha_4} = \frac{0.282}{1.59} = 0.178 = K_{\alpha_3}$$

故に $K_{\alpha} = 0.178$ を用いて設計を行う

(2) 群柱頭の変位計算

$$V = 11.8 \times 10^3 \quad t$$

$$H = 28.2 \times 10^3 \quad t$$

$$M = 15.5 \times 10^3 \quad tm$$

変位計算式より

$$\delta_y = 1.35 \times 10^{-9} \times 11.8 \times 10^3 = 1.6 \times 10^{-3} \quad m$$

$$\begin{aligned} \delta_x &= 14.0 \times 10^{-9} \times 15.5 \times 10^3 + 2.84 \times 10^{-6} \times 28.2 \times 10^3 \\ &= 10.2 \times 10^{-3} \quad m \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha &= 4.10 \times 10^{-12} \times 15.5 \times 10^3 + 1.40 \times 10^{-9} \times 28.2 \times 10^3 \\ &= 1.03 \times 10^{-3} \quad \text{Rad} \end{aligned}$$

2.7 柱1本当りの荷重

(1) 柱頭の鉛直力

$$\begin{aligned} \left. \begin{array}{l} P_{v \cdot \max} \\ P_{v \cdot \min} \end{array} \right\} &= 0.82 \times 10^3 \times (1.60 \times 10^{-3} \pm 2.15 \times 1.03 \times 10^{-3}) \\ &= 0.820 \times 10^3 \times (1.60 \pm 2.22) \end{aligned}$$

故に

$$P_{v \cdot \max} = 31,300 \quad t$$

$$P_{v \cdot \min} = -5,000 \quad t$$

(2) 柱の許容支持力

$$\begin{aligned} Q_a &= \frac{\pi D^2}{4} q'_a + \frac{\pi D}{2} c_l \\ &= \frac{3.14 \times 10^2}{4} \times 250 + \frac{3.14}{2} \times 10 \times 50 \times 35 = 47,100 \quad t \end{aligned}$$

$$Q'a = \frac{\pi D^2}{4} (h + \ell)$$

$$= 2.0 \times \frac{3.14 \times 10^2}{4} (53 + 35) = 13,800 \quad t$$

(3) 柱頭の水平力

$$P_H = 4.69 \times 10^3 \times 102 \times 10^{-3} - 1.60 \times 10^6 \times 1.03 \times 10^{-3} = 3,130 \quad t$$

(4) 柱頭のモーメント

$$I = 60.6 \text{ m}^4 \quad \beta = 0.0655 \quad \text{m}^{-1}$$

故に

$$M_r = \frac{3,130}{2 \times 0.0655} \times (1 + 0.0655 \times 53)$$

$$- \frac{2.1 \times 10^6 \times 60.6 \times 0.0655 \times 1.03 \times 10^{-3}}{1 + 0.0655 \times 53}$$

$$= 107,000 - 19,200 = 87,800 \quad \text{tm}$$

(5) 柱の地中最大モーメントおよびその生ずる深さ

$$X = \frac{1}{0.0655} \times \tan^{-1} \left\{ \frac{3,130}{(1 + 2 \times 0.0655 \times 53) \times 3,130 - 2 \times 0.0655 \times 87,800} \right\} = 3.51 \quad \text{m}$$

$$M_{\max} = 87,800 \times 0.795 \times (0.974 + 0.228) - \frac{3,130}{0.0655} \times 0.795 \times (3.47 \times 0.974 + 4.47 \times 0.228)$$

$$= -83,500 \quad \text{t-m}$$

$$\text{但し } e^{-\beta y} = e^{-(0.0655 \times 3.508)} = e^{-0.2298} = 0.795$$

$$\cos \beta y = \cos(0.0655 \times 3.508) = \cos(0.2298) = 0.974$$

$$\sin \beta y = \sin(0.2298) = 0.228$$

$$\beta h = 0.0655 \times 53 = 3.47$$

(6) 地表面の変位 f

$$f = \frac{3,130 \times (1 + 0.0655 \times 53)}{4 \times 2.1 \times 10^6 \times 60.6 \times 0.0655^3} + \frac{1.03 \times 10^{-3}}{0.0655(1 + 3.47)} = 13.3 \times 10^{-3} \quad \text{m}$$

(7) 地表面の地盤反力

$$P = K \cdot f = 9,375 \times 13.3 \times 10^{-3} = 125 \text{ t/m}^2$$

(8) 地表面の許容支持力

$$p_r = 2 \times 50 \times \tan\left(45 + \frac{25}{2}\right) = 157 \text{ t/m}^2$$

故に

$$q_s = 157.0 \text{ t/m}^2 > p = 125 \text{ t/m}^2$$

2.8 柱の応力計算

(1) 全断面有効とした場合 ($n=15$ とする)

$$A = 6.32 \quad \text{m}^2$$

$$I = 44.7 \quad \text{m}^4$$

地中部最大モーメントの生ずる位置における P_v

$$\gamma_e = 15.7 \text{ t/m} \quad L = 5.3 + 3.5 = 5.65 \text{ m}$$

$$P_{v \max} = 31300 + 15.7 \times 5.65 = 40200 \text{ t}$$

$$P_{v \min} = -5000 + 15.7 \times 5.65 = 3870 \text{ t}$$

応力度

$$\sigma = \frac{P_v}{A} \pm \frac{M}{I} \cdot y \quad y = 5.0 \text{ m}$$

$$\sigma_{cc} = \frac{\sigma_{sc}}{n}$$

$$\sigma_{ct} = \frac{\sigma_{st}}{n} < 10 \text{ kg/cm}^2$$

表 - 2 - 6

	柱頭断面		地中部最大モーメント部断面	
	$P_v \max$	$P_v \min$	$P_v \max$	$P_v \min$
$P_v \quad \text{t}$	31300	-5000	40200	3870
$M \quad \text{t} \cdot \text{m}$	87800	87800	83500	83500
$P_v/A \quad \text{t/m}^2$	4950	-792	6360	612
$y \cdot M/I \quad \text{t/m}^2$	9830	9830	9350	9350
$\sigma_{st} \quad \text{kg/cm}^2$	488	1060	299	873
$\sigma_{sc} \quad "$	1480	904	1570	996
$\sigma_{ct} \quad "$	32.5※	70.8※	19.9※	58.2※
$\sigma_{cc} \quad "$	98.6	60.3	105	66.4

※印 断面補強要の箇所

(2) コンクリートの引張応力度を無視した場合

$$p = 0.0148$$

$$\gamma_s = 4.5 \text{ m}$$

$$\frac{\gamma_s}{\gamma} = 0.9$$

$$\gamma = 50 \text{ m}$$

$$n = 15$$

ノモグラム MN-34; 35; 36 にする

$$\sigma_c = \frac{P_v}{\gamma^2 \cdot C}$$

$$\sigma_s = \frac{1 + \frac{\gamma_s}{\gamma} - K}{K} n \cdot \sigma_c$$

表 - 2 - 7

	柱 頭 断 面		地中部最大モーメント部断面	
	P_v max	P_v min	P_v max	P_v min
P_v t	3 1300	-5,000	40,200	3,870
M t·m	87,800	87,800	83,500	83,500
$e = \frac{M}{P_v}$ m	2.80	($A_s = 1.16 \text{ m}^2$)	2.08	21.6
e/r	0.560	($\frac{P_v \text{ min}}{A_s} = 431 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$)	0.415	4.31
K	1.36	0.654	1.62	0.723
C	1.18	$C_1 = 0.700$	1.51	0.140
σ_{cc} kg/cm^2	107	100	107	111
σ_{st} "	638	$\frac{2,870+430}{3,300} \times$	274	2,700

※印 断面補強要の箇所

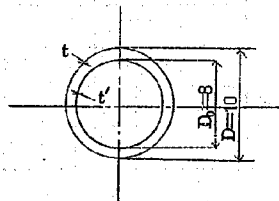
但し $P_v \text{ min} =$ 軸引抜力の場合 M-61より求める

$$\sigma_c = \frac{M}{C_1 r^3} \quad \sigma_s = \frac{1 + \frac{r^3}{r} - K}{K} \cdot n \cdot \sigma_c + \frac{P_v \cdot \text{min}}{A_s}$$

2.9 柱頭部断面の補強

柱頭断面の応力度は、橋軸直角方向の場合が大きいため、橋軸直角方向の計算により柱頭部補強断面の検討を行う。

(1) 柱頭部断面の構成



柱の外径 外板厚(柱頭部以外)
 $D = 10 \text{ m}$ $t = 30 \text{ 鋼}(25 \text{ 鋼})$
 柱の内径 内板厚
 $D_o = 8 \text{ m}$ $t' = 20 \text{ 鋼}(15 \text{ 鋼})$

図 - 2 - 4

$$E = 21 \times 10^8 \text{ t/m}^2$$

$$n = 15$$

(2) 柱の断面二次モーメント

$$I_s = \frac{3,1416}{64} \times (10^4 - (10 - 2 \times 0.03)^4 + (8 + 2 \times 0.02)^4 - 8^4) = 15.7 \text{ m}^4$$

$$I_c = \frac{3.1416}{64} \times \{ (10 - 2 \times 0.03)^4 - (8 + 2 \times 0.02)^4 + 8^4 \} = 475 \quad \text{m}^4$$

$$I = 15.7 + \frac{1}{15} \times 475 = 47.4 \quad \text{m}^4$$

(3) 柱の断面積

$$A_s = 3.1416 \times \{ (0.03 \times (10 - 0.03) + 0.02 \times (8 + 0.02)) \} = 1.44 \quad \text{m}^2$$

$$A_c = \frac{3.1416}{4} \times \{ (10 - 2 \times 0.03)^2 - (8 + 2 \times 0.02)^2 + 8^2 \} = 77.1 \quad \text{m}^2$$

$$A = 1.44 + \frac{1}{5} \times 77.1 = 65.8 \quad \text{m}^2$$

(4) 柱頭部補強断面の応力度

表 - 2 - 8

	全断面有効とした場合			コンクリートの引張応力度を無視した場合	
	Pv max	Pv min		Pv max	Pv min
Pv t	31,300	-5,000	Pv t	31,300	-5,000
M t-m	87,800	87,800	M t-m	87,800	87,800
$Pv/A \text{ t/m}^2$	4,760	-760	$e = \frac{M}{Pv} \text{ m}$	2.80	$(\frac{A_s}{A_c} = 1.44 \text{ m}^2)$
$y \cdot M/I \text{ t/m}^2$	9,260	9,260	e/r	0.561	$(\frac{Pv \text{ min}}{A_s} = -347 \text{ kg/cm}^2)$
$\sigma_{sc} \text{ kg/cm}^2$	1,400	850	K	1.39	0.687
$\sigma_{st} \text{ "}$	450	1,000	G	1.27	$G_1 = 0.790$
$\sigma_{cc} \text{ "}$	95.4	56.7	$\sigma_{cc} \text{ kg/cm}^2$	98.4	88.9
$\sigma_{ct} \text{ "}$	30.0	66.8	$\sigma_{st} \text{ "}$	54.2	$2,350 + 350 = 2,700$

$$\text{但し } P = \frac{1.44}{0.785 \times 100} = 0.0184 \quad r = 5.0 \text{ m}$$

$$r_s = 4.5 \text{ m} \quad \frac{r_s}{r} = 0.9$$

許容応力度 地震時割増し係数 : 1.5 とする。

鋼材 (SM50)

$$\sigma_{sca} = 1,800 \times 1.5 = 2,700 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_{sc} \cdot \max = 1,570 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{sta} = 1,900 \times 1.5 = 2,850 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_{st} \cdot \max = 2,700 \text{ kg/cm}^2$$

コンクリート ($\sigma_{cs} = 240 \text{ kg/cm}^2$)

$$\sigma_{cca} = 80 \times 1.5 = 120 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_{cc} \cdot \max = 111 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\sigma_{cta} = 10 \text{ kg/cm}^2)$$

(5) 柱頭部補強断面に変化せしめる位置

近似的に，地中部モーメント最大位置と，柱頭の間でモーメントが直線変化するものと仮定する。

$$M_r = 87,800 \text{ tm}$$

$$M_{\max} = 83,500 \text{ tm}$$

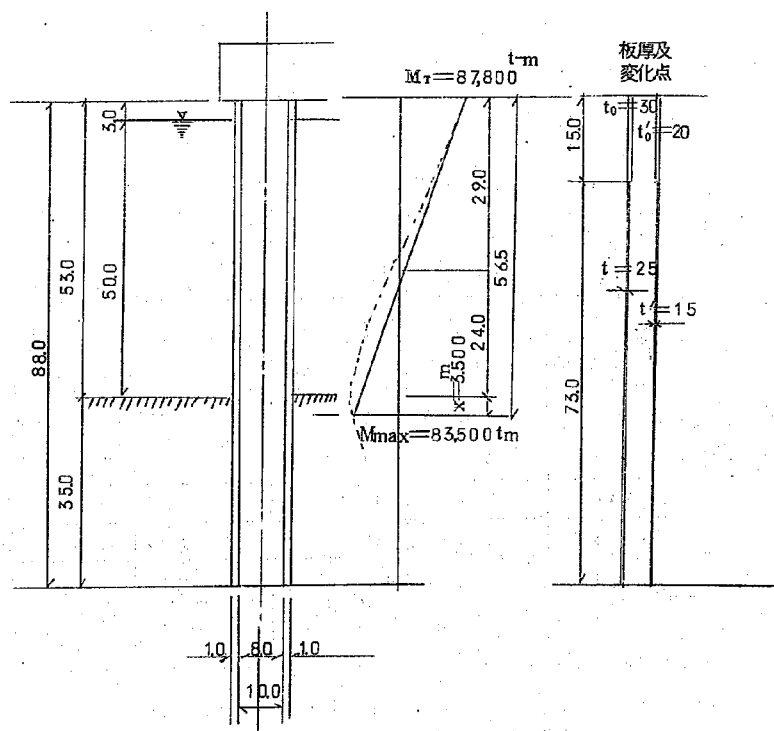


図 - 2 - 5



表-2-9

〔注〕 (1) 吊橋主塔は、その配置形状から橋軸方向については、中心柱別上に、又、橋軸直角方向は、側方柱別と略位置するから、主塔によるその付根外力は、夫々の概当柱別に集中作用するものとする。

(2) 柱頭に作用する外力は頂版の剛度を無限大と仮定し、柱1本当りの荷重をもつて外力とする。

- (3) 吊橋主塔による橋軸直角方向の外力は水平力のみ主塔の数2ヶで等分し、主塔個々の付根におけるモーメント及び軸力は、次の如く仮定する。

モーメント

主塔を橋軸直角方向に対する門形ラーメンとした時のモーメント

$$\text{温度変化} + \left(\text{死荷重} + \frac{\text{活荷重}}{2} \right) \times \text{地震力の時}$$

$$\text{温度変化} + 3.0^\circ\text{C} \quad M_1 = -43,000 \text{ t-m}$$

$$M^2 = -68,500 \text{ t-m}$$

$$\text{" } -3.0^\circ\text{C} \quad M_1 = -56,800 \text{ t-m}$$

$$M^2 = -54,800 \text{ t-m}$$

以上より、主塔付根固定点モーメントを次の値とする

$$M_{\max} = 68.5 \times 10^3 \text{ t-m} \quad M_{\min} = 43.0 \times 10^3 \text{ t-m}$$

軸力

$$N = \frac{N_u}{2} \pm \frac{M_u}{\left(\frac{3.60}{2}\right)^2 \times 2} \times \frac{3.60}{2}$$

$$= \left(\frac{66.1}{2} \pm \frac{1,380}{180^2 \times 2} \times 18.0 \right) \times 10^3$$

$$= (33.05 \pm 38.35) \times 10^3 = \begin{cases} 71.4 \times 10^3 \text{ t} \\ -5.30 \times 10^3 \text{ t} \end{cases}$$

- (4) 吊橋主塔1個当り断面性能

$$A_s = 3.15 \text{ m}^2$$

$$I_x = 47.0 \text{ m}^4 \quad \text{: 橋軸方向に対し}$$

$$I_y = 84.7 \text{ m}^4 \quad \text{: 橋軸直角方向に対し}$$

- (5) 中心列の柱の反力

$$\text{橋軸方向 } P_{r\text{ 軸}} = \frac{24.9 + 24.9}{2} \times 10^3 = 13.7 \times 10^3 \text{ t}$$

橋軸直角方向

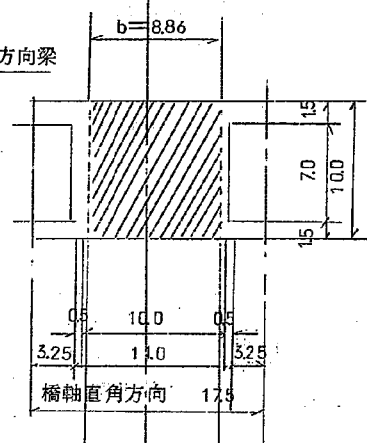
$$P_{r\text{ 直}} = \left(\frac{31.31 + 5.01}{2} - 5.01 \right) \times 10^3 = 13.2 \times 10^3 \text{ t}$$

2.1.1 頂版自重ならびに断面

(1) 柱頭部の有効断面幅

$$\begin{aligned} P &= \sqrt{\pi \gamma^2} \\ &= \sqrt{3.14 \times 5.0^2} \\ &= \sqrt{78.5} \\ &= 8.86 \\ &= 8.86 \text{ m} \end{aligned}$$

橋軸直角方向梁



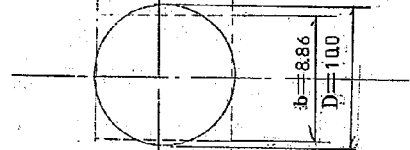
(2) 頂版の自重

橋軸直角方向 (主 柱列)

$$\begin{aligned} w_1 &= (1.75 \times 10.0 - 2 \times 3.25 \times 7.0) \times 20 \\ &= 2590 \text{ t/m} \end{aligned}$$

橋軸方向 (側方柱別)

$$\begin{aligned} w_2 &= (1.675 \times 10.0 - 5.25 \times 7.0) \times 20 \\ &= 262 \text{ t/m} \end{aligned}$$



b = 8.86

橋軸方向梁

(3) 頂版部有効断面

ハッチ部分をもつて、有効断面とする

$$b = 8.86 \text{ m} \quad h = 10.0 \text{ m}$$

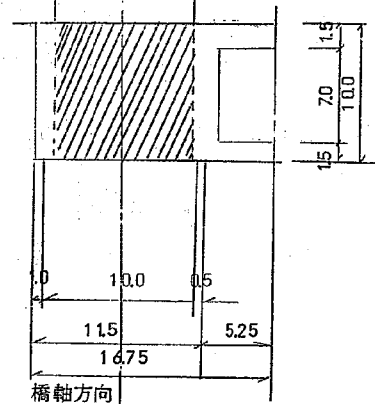


図 - 2 - 7

2.12 頂版の応力計算

橋軸直角方向

外力

($\times 10^3$ を省略)

頂版を剛度 ∞

と考へる等分する

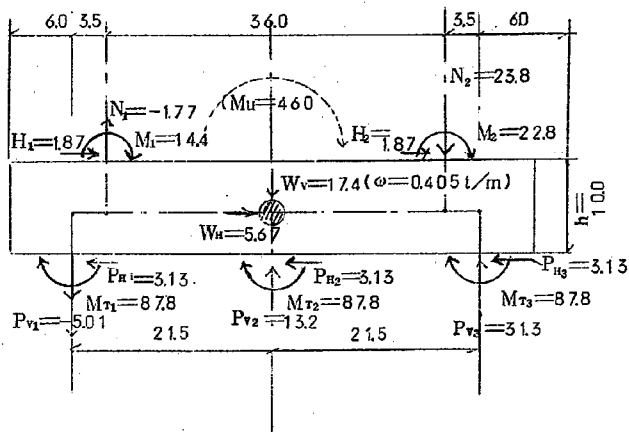


図-2-8

外力の釣り合い(柱頭部)

$$\sum N = (N_1 + N_2 + W_v) - (P_{v1} + P_{v2} + P_{v3}) = 39.46 - 39.45 \approx 0$$

$$\sum H = (H_1 + H_2 + W_h) - (3 \cdot P_h) = 9.41 - 9.39 \approx 0$$

$$\sum M = \left\{ 3M_1 + 2H_2 \cdot h + W_h \cdot \frac{h}{2} + (N_1 + N_2) \cdot \frac{36.0}{2} \right\} - (P_{v1} + P_{v3}) \times 21.5 = 78035 - 78088 \approx 0$$

但し、上部主塔基部には、その構造条件から、 $M_1 : M_2$ が頂版に加はつているから、このモーメントによる影響を加へる。

$M_1 : M_2$ による反力、固定端モーメント

$\ell = 21.5\text{m}$ 両端固定梁とする

$$P'_{v1} = \frac{6ab}{\ell^3} M_1$$

$$M_1 = 1.44 \times 10^3$$

$$P'_{v1} = \frac{1.44}{21.5^3} \times 6 \times 3.5 \times 18.0 \times 10^3 = 0.546 \times 10^3 \text{ t (下向)}$$

$$P'_{v2} = 0.546 \times 10^3 \text{ t (上向)}$$

$$M_2 = 22.8 \times 10^3$$

$$P'_{v2} = \frac{22.8}{21.5^3} \times 6 \times 3.5 \times 18.0 \times 10^3 = 0.869 \times 10^3 \text{ t (下向)}$$

$$P'_{v3} = 0.869 \times 10^3 \text{ t (上向)}$$

$$M_A = \frac{b(2a-b)}{\ell^2} \cdot M_1$$

$$M_B = \frac{a(2b-a)}{\ell^2} \cdot M_1$$

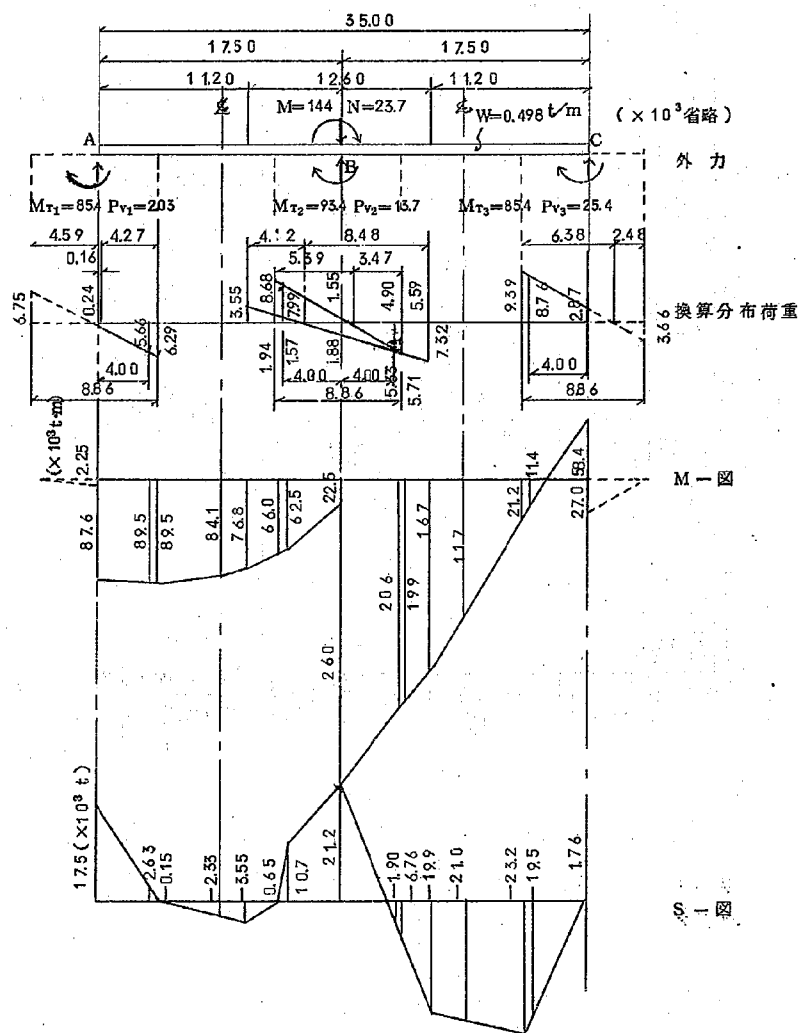


图 - 2 - 9

應 力 度

$$\tau_{\max} = \frac{h^2}{8 \cdot I} Q = \frac{9.93^2}{8 \times 1160} \times Q = 0.0106 \cdot Q$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{Q} \cdot \frac{4}{h} \cdot \tau_{\max} = \frac{M}{Q} \cdot \frac{4}{9.93} \cdot 0.0106 \cdot Q = 0.00427 \cdot M$$

表 - 1 - 10

橋 軸 方 向						橋 軸 直 角 方 向					
点	t-m M × 10 ³	$\sigma_{\max} = \sigma$ Kg/cm ²	$\sigma_s = \sigma_{\max} \cdot n$ Kg/cm ²	Q × 10 ³	$\tau_{\max}$ Kg/cm ²	点	t-m M × 10 ³	$\sigma_{\max} = \sigma$ Kg/cm ²	$\sigma_s = \sigma_{\max} \cdot n$ Kg/cm ²	Q × 10 ³	$\tau_{\max}$ Kg/cm ²
A+ 4.0 ^m	89.5	38.2	573	2.63	2.8	A+ 4.0 ^m	99.5	42.5	638	3.92	4.2
A+ 4.43 ^m	89.5	38.2	573	0.15	0.2	A+ 4.43 ^m	96.7	41.3	620	0.18	0.2
A+ 8.75 ^m	84.1	35.9	539	2.33	2.5	A+ 5.9 ^m	87.2	37.3	560	6.53	6.9
A+ 11.2 ^m	76.8	32.8	492	3.55	3.8	A+ 10.75 ^m	50.8	21.7	326	8.48	9.0
A+ 13.07 ^m	66.0	28.2	423	0.65	0.7	A+ 17.07 ^m	10.9	4.7	71	11.0	11.7
A+ 13.5 ^m	62.5	26.7	401	10.67	11.3	A+ 17.5 ^m	15.5	6.6	99	7.32	7.8
B+ 4.0 ^m	206	88.1	1322	1.90	2.0	B+ 4.0 ^m	37.8	16.1	242	10.0	1.1
B+ 4.43 ^m	199	85.2	1278	6.76	7.2	B+ 4.43 ^m	36.9	15.8	237	1.83	1.9
B+ 6.30 ^m	167	71.2	1068	19.85	21.1	B+ 10.75 ^m	1.75	7.5	113	43.6	4.6
B+ 8.75 ^m	117	49.9	749	21.04	22.3	B+ 15.60 ^m	8.46	3.6	54	6.33	6.7
B+ 13.07 ^m	21.2	9.0	135	23.19	24.6	B+ 17.07 ^m	23.6	10.1	152	5.66	6.0
B+ 13.5 ^m	11.4	4.9	74	19.51	20.7	B+ 17.5 ^m	29.8	12.7	191	2.04	2.2

表-2-11

断面応力				y	$(1 - \frac{2y_a}{h})$	$\frac{K_y}{cm^2}$ τ_{xy}	$\frac{M}{Q} \cdot \tau_{max}$	$\frac{8y}{h^2}$	$\frac{K_y}{cm^2}$ σ_x	$\frac{\sigma_x}{2}$ (A)	τ_3 (B)			$\frac{K_y}{cm^2}$ σ_1 (A+B)	$\frac{K_y}{cm^2}$ σ_2 (A-B)	$\pm \tau_3$ (B)	摘 要
点	M	Q	τ_{max}								σ_x^2	$4\tau_{xy}^2$	$\frac{1}{2}\sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau_{xy}^2}$				
B+ 4.0 ^m	$\times 10^3 t \cdot m$ 206	$\times 10^3 t$ 190	Kg/cm^2 2.0	h/2	0	0		4/9.93	87.5	43.8	7360	0	43.8	87.6	0	43.8 [※]	$\sigma_3 = 87.6 \times 15 = 1314$
				3h/8	0.438	0.9		3/9.93	65.6	32.8	4300	3	32.8	65.6	0	32.8 [※]	
				h/4	0.75	1.5	217.1	2/9.93	43.7	21.9	1910	9	21.9	43.8	0	21.9	
				h/8	0.93	1.9		1/9.93	21.9	11.0	480	14	11.1	22.1	-0.1	11.1	
				0	1.0	2.0		0	0	0	0	16	2.0	2.0	-2.0	2.0	
B+4.43 ^m	199	67.6	7.2	同	同	0		4/9.93	85.6	42.8	7330	0	42.8	85.6	0	42.8 [※]	
				同	同	3.2	212.5	3/9.93	64.2	32.1	4120	41	32.3	64.4	-0.2	32.3 [※]	
				上	上	5.4		2/9.93	42.8	21.4	1830	117	22.1	43.5	-0.7	22.1	
				上	上	6.8		1/9.93	21.4	10.7	458	185	12.7	23.4	-2.0	12.7	
				上	上	7.2		0	0	0	0	207	7.2	7.2	-7.2	7.2	
B+ 6.3 ^m	167	19.95	21.1	同	同	0		4/9.93	71.4	35.7	5100	0	35.7	71.4	0	35.7 [※]	
				同	同	9.2	177.3	3/9.93	53.6	26.8	2870	339	28.3	55.1	-1.5	29.3	
				上	上	15.6		2/9.93	35.7	17.9	1280	973	23.7	41.6	-5.8	23.7	
				上	上	19.8		1/9.93	17.9	9.0	320	1570	21.7	30.7	-12.7	21.7	
				上	上	21.1		0	0	0	0	1780	21.1	21.1	-21.1	21.1	
B+ 8.75 ^m	117	21.0	22.3	同	同	0		4/9.93	49.8	24.9	2480	0	24.9	49.8	0	24.9	
				同	同	9.8	123.7	3/9.93	37.4	18.7	1400	384	21.1	39.8	-2.4	21.1	
				上	上	16.7		2/9.93	24.9	12.5	620	1120	20.8	33.3	-8.3	20.8	
				上	上	20.9		1/9.93	12.5	6.3	156	1750	21.8	28.1	-15.5	21.8	
				上	上	22.3		0	0	0	0	1990	22.3	22.3	-22.3	22.3	
B+13.07 ^m	21.2	23.2	24.6	同	同	0		4/9.93	9.1	4.6	83	0	4.6	9.2	0	4.6	
				同	同	10.8	22.5	3/9.93	6.8	3.4	46	467	11.3	14.7	-7.9	11.3	
				上	上	18.5		2/9.93	4.5	2.3	20	1370	18.6	20.9	-16.3	19.6	
				上	上	23.1		1/9.93	2.3	1.2	5	2130	23.1	24.3	-21.9	23.1	
				上	上	24.6		0	0	0	0	2420	24.6	24.6	-24.6	24.6	

$$\tau_{xy} = (1 - (\frac{2y}{h})^2) \tau_{max}$$

$$\sigma_x = \frac{M}{Q} \frac{8y}{h^2} \tau_{max}$$

$$h = 9.93m$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{1}{2} \sigma_x + \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau_{xy}^2} \\ \sigma_2 = " - " \\ \tau_3 = \pm \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau_{xy}^2} \end{cases}$$

y: 中立軸からの鉛直方向距離 n

2-13 主要材料計算

(1) コンクリート

頂版 $51 \times 55 \times 10 - 10.5 \times 6.5 \times 7.0 \times 4 = 26,139 \text{ m}^3 \div 26,200 \text{ m}^3$

柱 $A_c = 773,789 \text{ m}^2$

$773,789 \times 88.0 \times 9 = 61,284 \text{ m}^3 \div 61,300 \text{ m}^3$

合計 $87,500 \text{ m}^3$

(2) 鉄 骨

頂版 実縁有効幅 8.86m 当り使用 $A_s = 1,103 \text{ m}^2$

" 厚さ 2.39m $\div$ 2.40m とする。

" コンクリート単位体積当り鋼重 W_s

$W_s = 1,103 \times 7.85 / 8.86 \times 2.40 = 0.397 \text{ t/m}^3$

頂版コンクリート全量当り鋼重

$26,139 \text{ m}^3 \times 0.397 \text{ t/m}^3 = 10,377 \text{ t}$

頂版、柱頭重複部鋼重 0.2 t/m^3 を見込む

$5.0^2 \times 3.14 \times 10.0 \times 0.2 \text{ t/m}^3 \times 9 = 1,414 \text{ t}$

全鋼重(補剛材その他として10%割増しを見込む)

$W = (10,377 + 1,414) \times 1.1 = 12,970 \text{ t} \div 13,000 \text{ t}$

柱 柱頭附近 $A_s = 144,356 \text{ m}^2$ 下方 $A_s = 1,161,114 \text{ m}^2$

$(144,356 \times 15.0 \text{ m} + 1,161,114 \times 73.0) \times 9 \times 7.85 = 7,518.3 \text{ t}$

緩材補剛材その他として15%を見込む

$W = 7,518.3 \times 1.15 = 8,646 \text{ t} \div 8,700 \text{ t}$

合計 $21,700 \text{ t}$

(3) 鉄 筋 シャー・コネクター及配力鉄筋とする。

頂版 単位コンクリート量当り 80 kg/m^3 を見込む

$26,139 \times 0.08 = 2,091 \text{ t} \div 2,100 \text{ t}$

柱 全上 当り 50 kg/m^3 を見込む

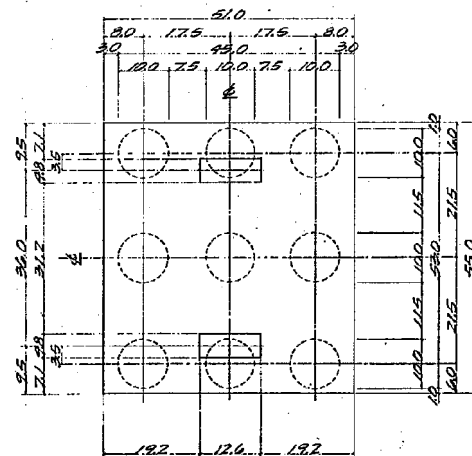
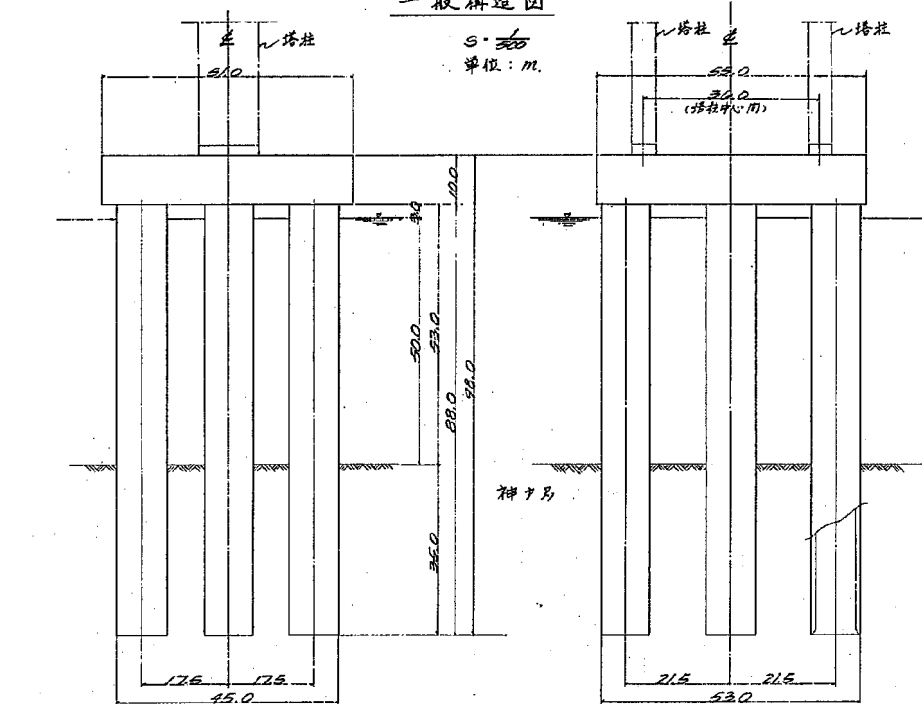
$61,284 \times 0.05 = 3,064 \text{ t} \div 3,100 \text{ t}$

合計 $5,200 \text{ t}$

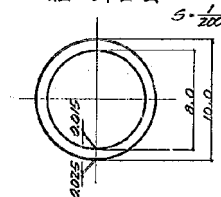
(4) 掘削容積 $5.0^2 \times 3.14 \times 35.0 \times 9 = 24,740 \text{ m}^3 \div 24,800 \text{ m}^3$

$$s = \frac{l}{500}$$

單位: m.

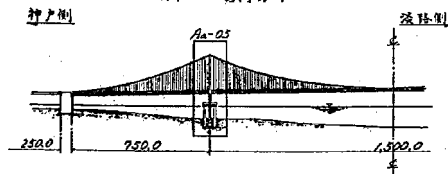


柱の断面図



位置図

神戸——西門ルへ



設計条件

ピアノ番号		Fla-05				型式		多柱基礎	
種別		M.P.				工務部 建築課		1,500 ^{mm}	
		$r(\%)$	$\phi(\%)$	$C(\%)$	μ			常時	地震時
地名	神戸市A	2.0	25.0	50	0.25	Es	神戸市A	15,000	45,000
期次		$q(\text{kg/cm}^2)$				Es			
						$q(\text{kg/cm}^2)$		170	260
						$E_{50}(\text{kg/cm}^2)$		15,000	45,000

設計諸元

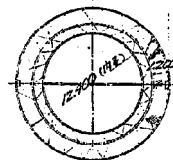
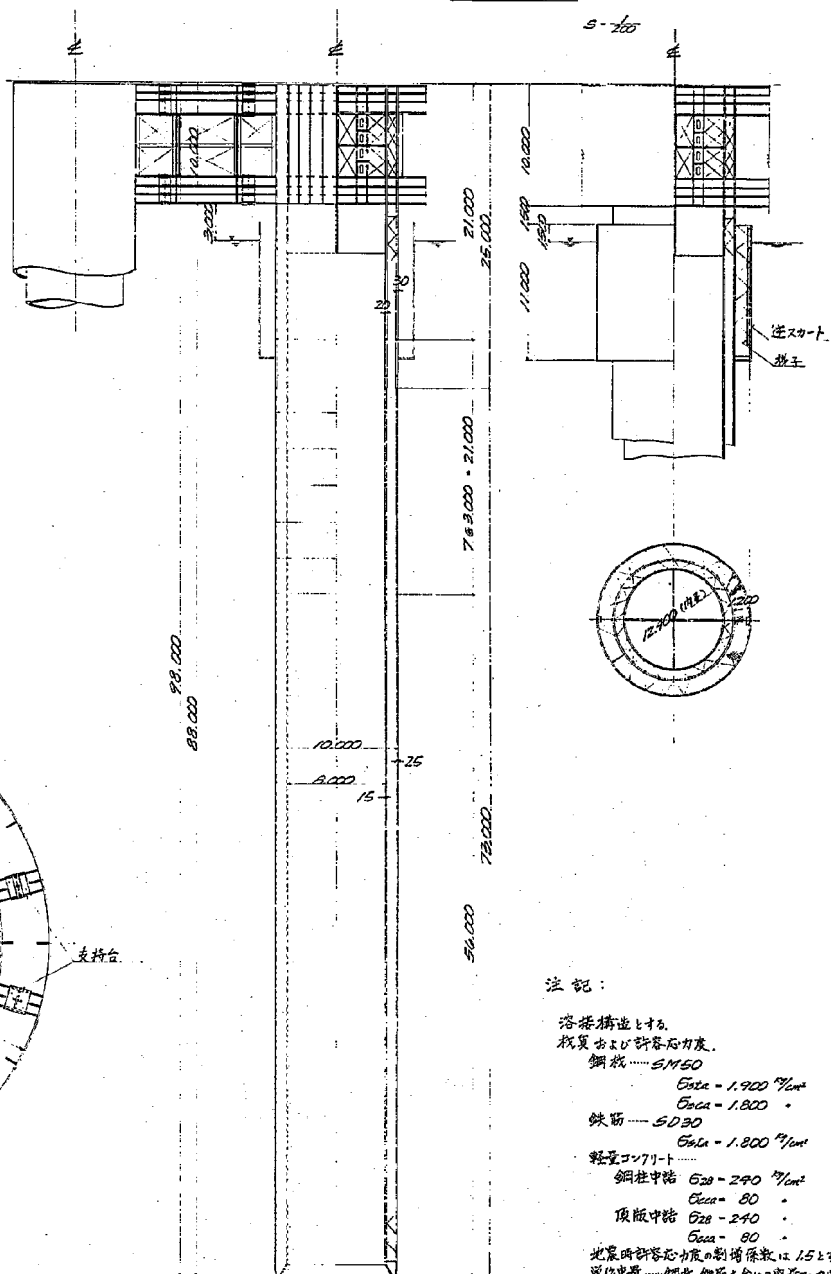
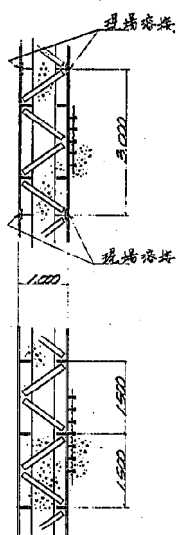
		記事単位	横軸方向	縦軸方向
	柱頂水平変位	δ_y mm	75.2	101.9
	柱頂傾斜変位	δ_x mm	13.8	16.1
	回転角	α 10^3	0.6432	1.0303
	柱底水平力	P_{H1} t	39.736	45.136
	柱底M	P_{M1} t	2.999	-5.006
	柱底水平方向力	P_{H2} t	2.998	3.139
	固有周期	T sec	1.528	1.589
	設計震度	K	0.185	0.178
上部1/3の質量	外 水平力	H_{10} 10^2 t	9.8	11.2
	軸心力	N_{10} 10^2 t	71.1	66.1
	モーメント	M_{10} 10^3 t-m	407.4	1,382.7
	作用高	H_{10} m	63.0	63.0
	附加重量	W_{10} 10^2 t	13.2	13.2
	作用量	Q_{10} m	159.0	159.0

材料表

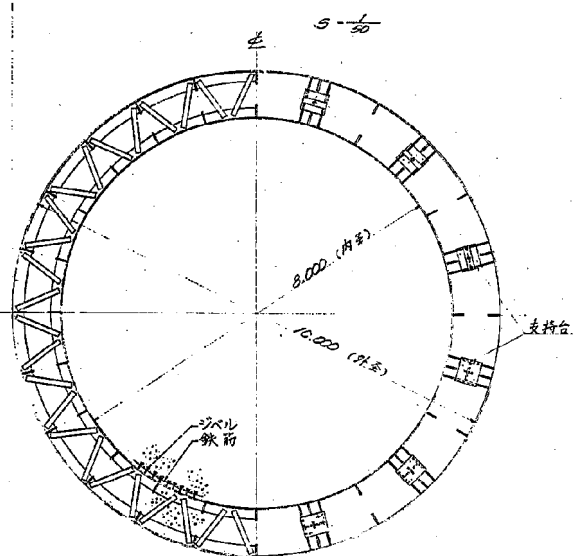
	単位	御要約分	頂版	柱	合計
コンクリート	m ³		26,200	61,200	87,500
鉄骨	t		17,400	8,700	26,100
鉄筋	t		2,100	3,100	5,200
格コンクリート	m ³				
振動各種	m ³			24,800	24,800

建設省土木研究所		
本州四国連絡道路橋		
型式	多柱基礎	種別 A ₂ -05MP
中央支間長	1,500 m	30" 6車線
一 般 橋 造 図		
土木学会資料		
1967 年		

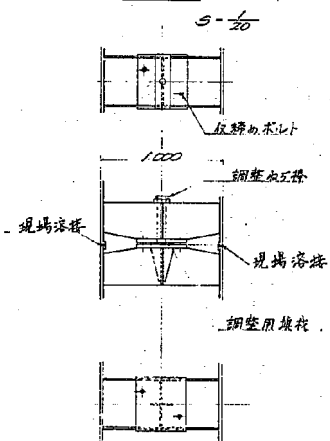
5-100



柱断面图



支持台



注記：

溶接構造とする。
枕実および許容応力度。

鋼枕.....SM50

$$E_{\text{ext}} = 1.900 \text{ N/cm}^2$$
$$B_{\text{ска}} = 1.800 \cdot$$

鉄筋—SD30

$$\sigma_{s,La} = 1.800 \text{ kg/cm}^2$$

軽量コンクリート……

鋼柱中諾 628-290 kg/cm^2

Topography: $E_{\text{acc}} = 80$

原版中語 628-240 .
5 30

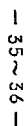
6000 - 80
 地震時被害防止力の割増係数は 1.5 とする

単位重量……鋼材、鉄筋を含めて重量3トン

の単位重量は 2.5 t/m^3 とする。

寸法單位 mm.

建設省土木研究所	
本州四國連絡道路橋	
型式	多柱基礎 複別 $A_2-05M.P.$
中央支間長	1,500' 30' 6車線
柱 構 造 図	
土木學會資料	
1967. 年	



4. 柔構造としての設計法によるチェック計算

4.1 一般

Ⅱ 柔構造としての設計法にしたがつて、設計例をチェック計算した。

4.2 計算結果

(1) 曲げモーメント図 (図-4・1)

(2) せん断力図 (図-4・2)

(3) 変位図 (図-4・3)

4.3 反力

(1) 水平反力

$$q = 93.750 \times \frac{1}{10} \times 0.0154 = 14.4 \text{ t/m}^2 < 15.7 \text{ t/m}^2$$

(2) 鉛直反力

$$P(AB) = 7,320 \text{ t} < 47,000 \text{ t}$$

$$P(CF) = 28,300 \text{ t} < 47,000 \text{ t}$$

$$P(DE) = 49,800 \text{ t} > 47,000 \text{ t}$$

P(DE)は支持力不足であるので、根入れ長さを38.5m(3.5m増)にして許容支持力を49,800tまで高める必要がある。

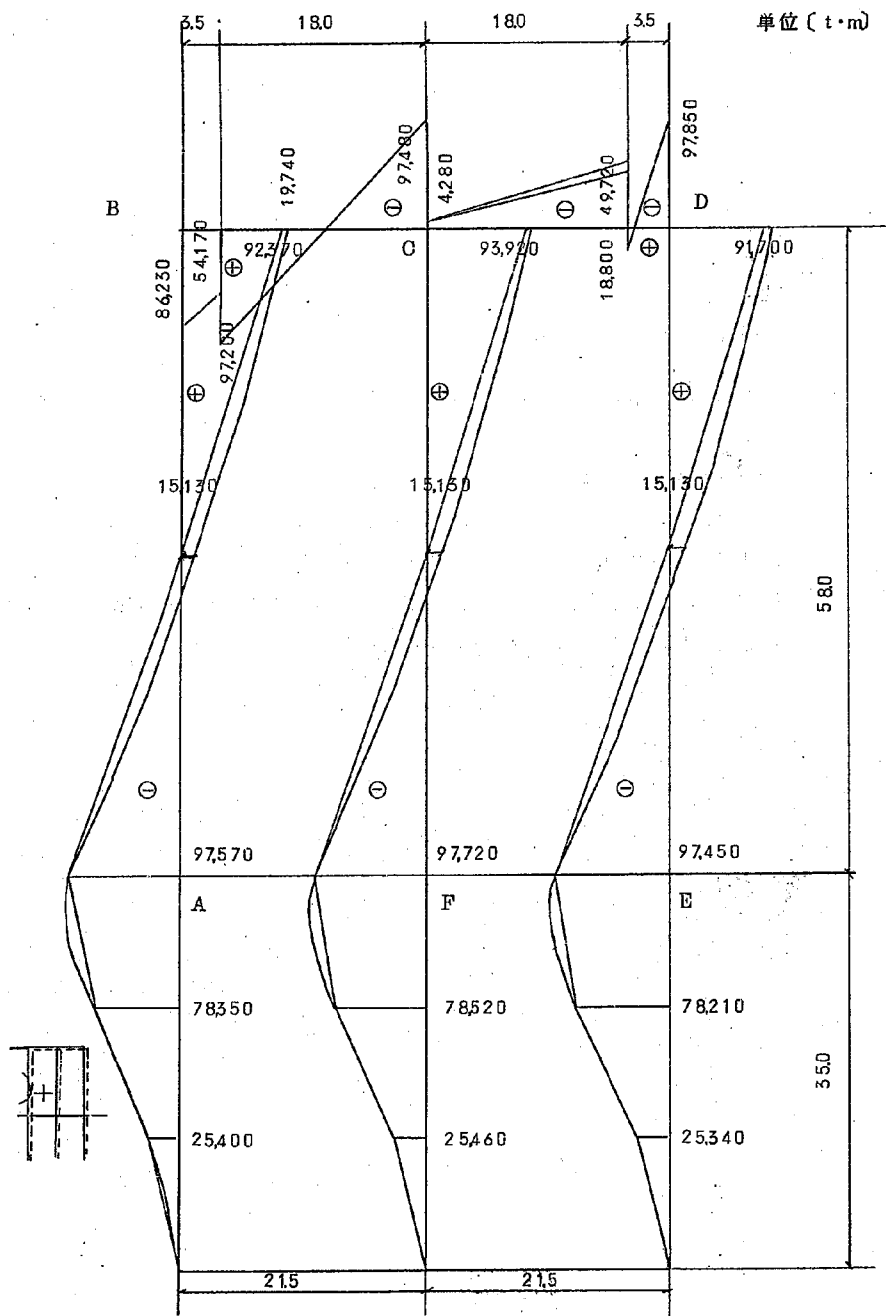


図-4-1 曲げモーメント図

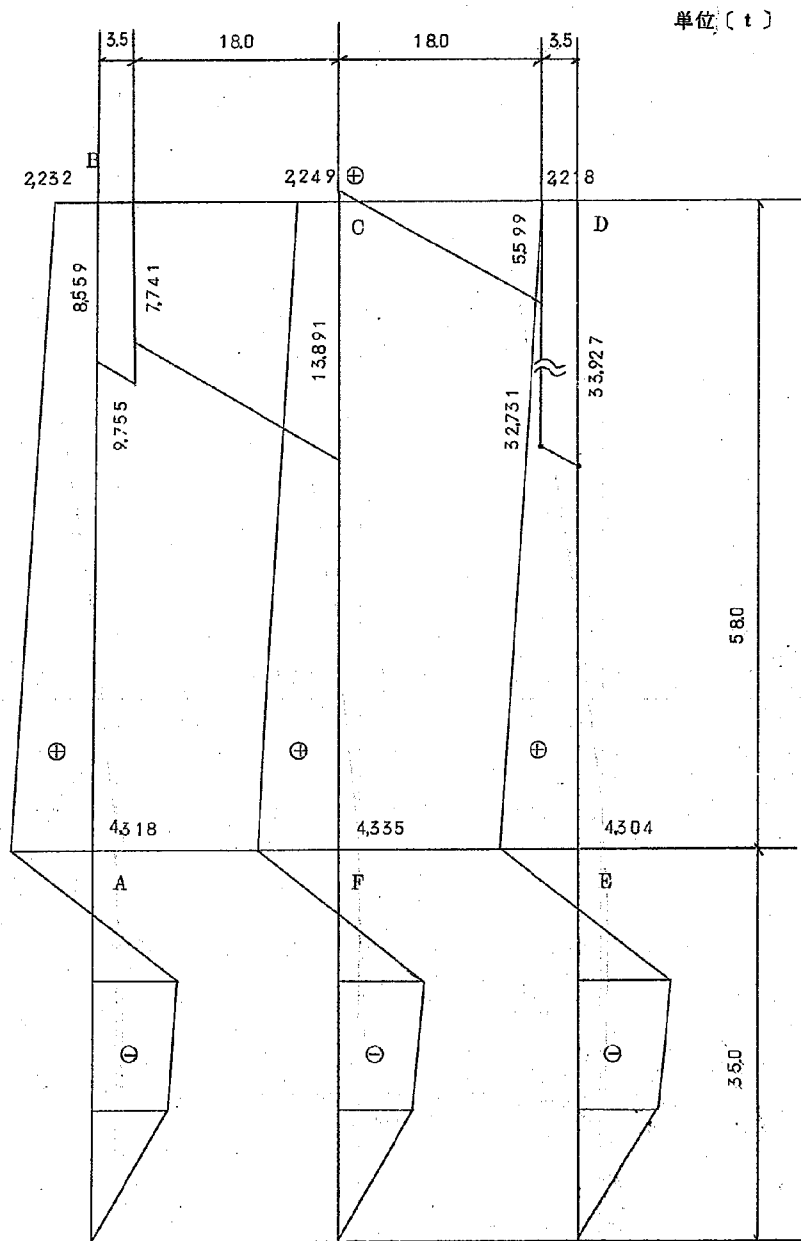


図 - 4 - 2 せん断力図

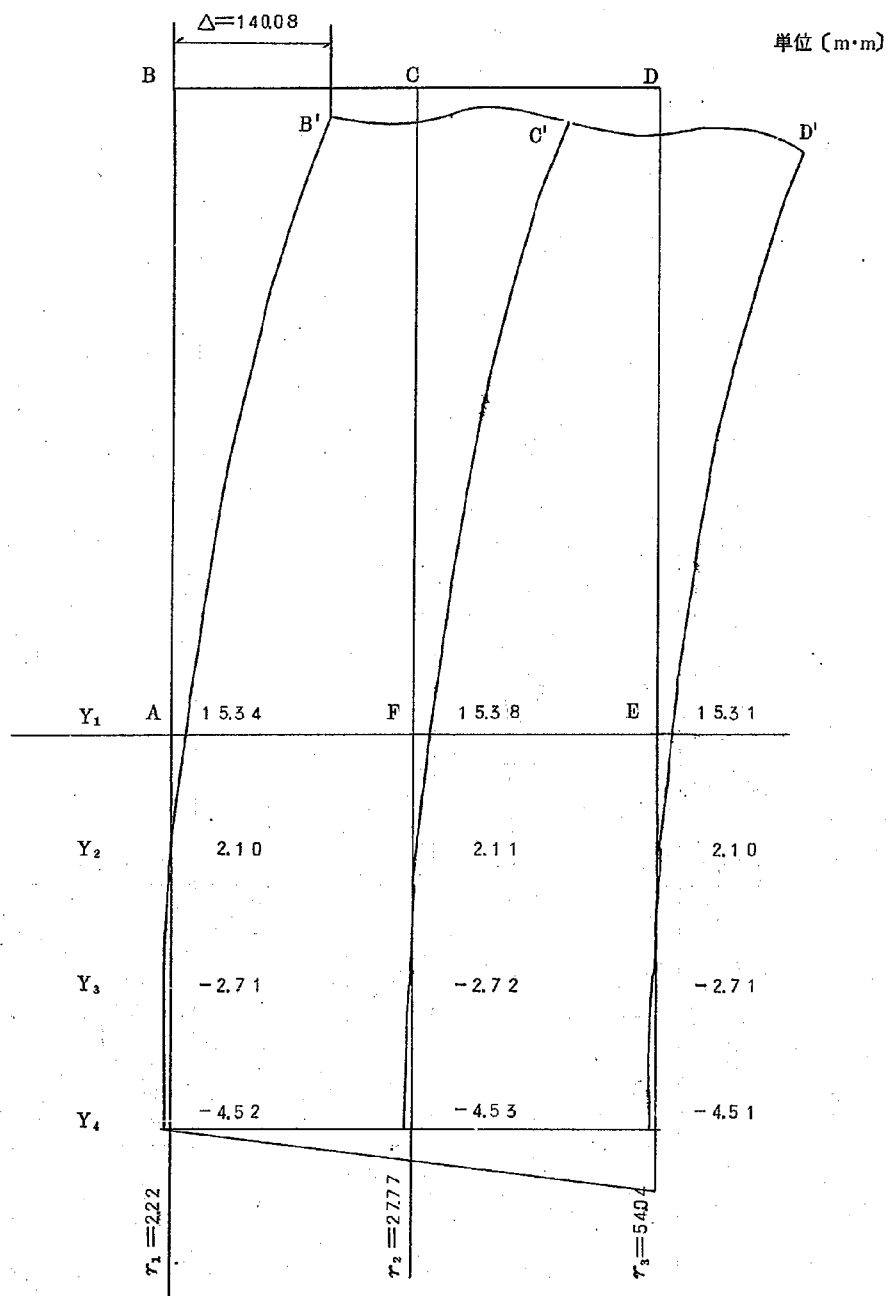
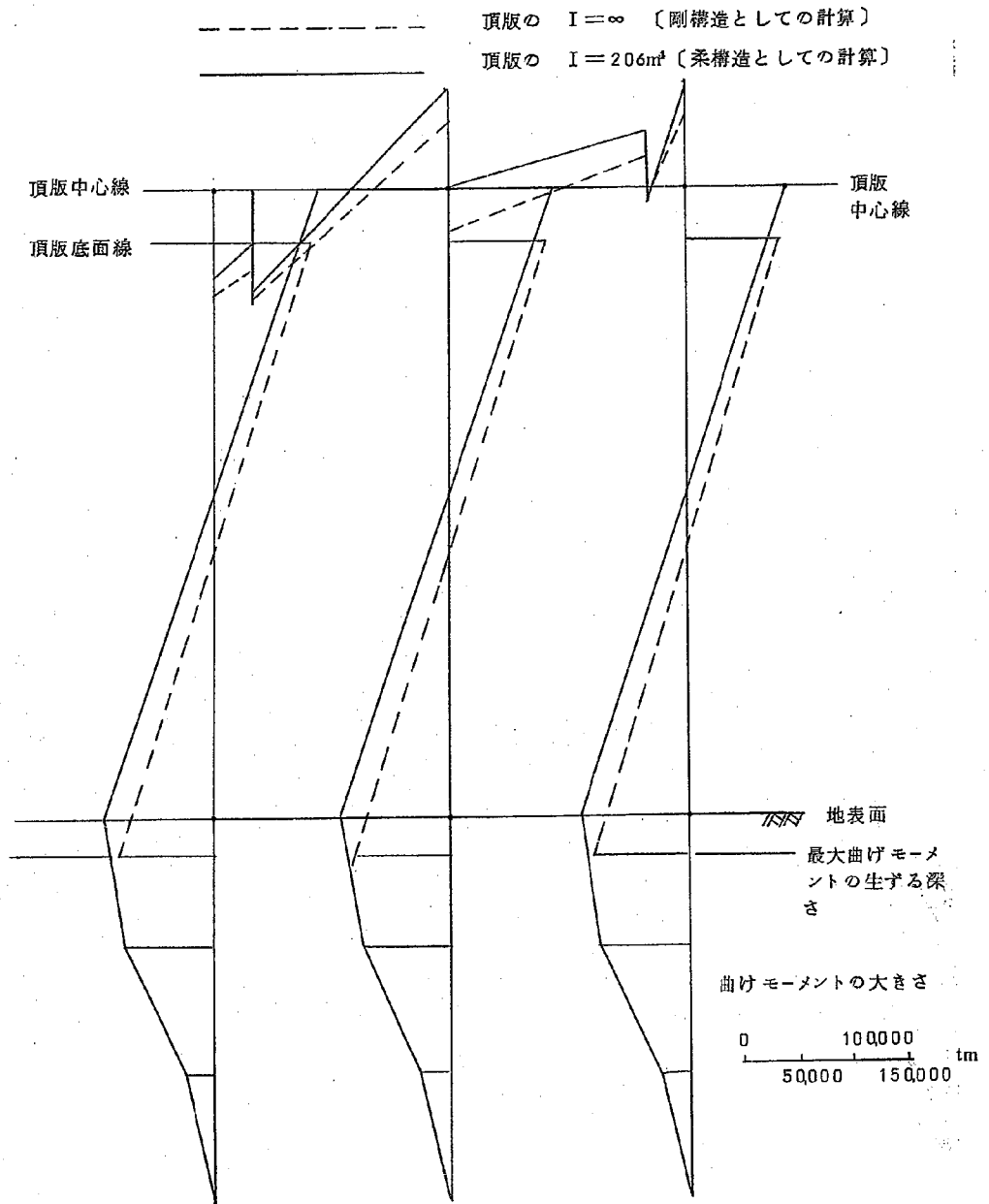


图 - 4 - 3 变位图 (单位 mm)

図-4-4 剛構造および柔構造としての計算結果に基づく曲げモーメント図の比較



II 柔構造としての設計法

II 柔構造としての設計法

1. 設 計 法

1.1 記号および定義

地中部柱の地表面水平変位	f (m)
〃 〃 たわみ角	i (rad)
〃 〃 鉛直変位	δ_y (m)
地上部ラーメンの天端変位	δ_x (m)
〃 〃 の部材回転角	R (rad)
〃 〃 の節点回転角	θ (rad)
〃 〃 の柱の断面二次モーメント	I (m ⁴)
〃 〃 のはりの断面二次モーメント	I' (m ⁴)
柱とはりのヤング係数	E (t/m ²)
荷 重 項	C

その他の記号は、I-1-1.1記号および定義に示すものと同じとする。

1.2 設 計 法

2. 設 計 法

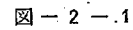
地盤に根入れした地中部柱を弾性地盤に支えられた基礎ぐいとし、地表部の柱と頂版をラーメンとして基礎ぐいに直結されたラーメンとみなして解くものとする。基礎ぐいは地盤反力係数の不均一を考へて、反力載荷法によつて解析した。

設計法は、多田浩彦、山下理雄 「多柱式基礎の設計法」、土木技術22巻6号、昭和42年6月、によつた。

なお、本設計法においては、地震力は震度法によつて求めた。

2-1 形状寸法

Pier 型式 多柱式



2.2 設 計 条 件

(1) 寸 法

表-2-1

種 別	記号	単位	橋 軸 方 向	橋軸直角方向
地 震 方 向 巾	a	m	51.0	55.0
地震直角方向巾	b	#	55.0	51.0
ケーソン高	h	#	96.0	96.0
柱 の 根 入	ℓ	#	35.0	35.0
柱 の 長 さ	L	#	88.0	88.0
柱 の 径	D	#	10.0	10.0
柱 の 本 数	m	本	9	9
水 深	h _w	m	50.0	50.0

(2) 上部工からの荷重

表-2-2

種 別	記号	単位	橋 軸 方 向	橋軸直角方向
外 力	水 平 力	H _u	10 ³ t	4.8
	鉛 直 力	N _u	#	71.1
	モーメント	M _u	10 ³ t・m	407.4
	作 用 高	h _u	m	61.0
附 加 重 量	W _u	10 ³ t	13.2	13.2
作 用 高	h _{u0}	m	159.0	159.0

(3) 地質に関するもの

表-2-3

地 層 名	単位重量	粘着力	許容支持力	弾性係数	層 厚
	γ_s (t/m ³)	C_s (t/m ²)	q_{zs} (t/m ²)	E_s (10 ³ t/m ²)	h_{s1} (m)
神戸層A	2.0	5.0	25.0	45.0	3.5

2.3 柱及び柱に係のある諸数値

(1) 外径 $D = 10.0 \text{ m}$

(2) 柱の断面 2 次モーメント (鋼換算) $n = 10$

$$I = 60.59 \text{ m}^4$$

(3) 柱の断面積 (鋼換算) $n = 10$

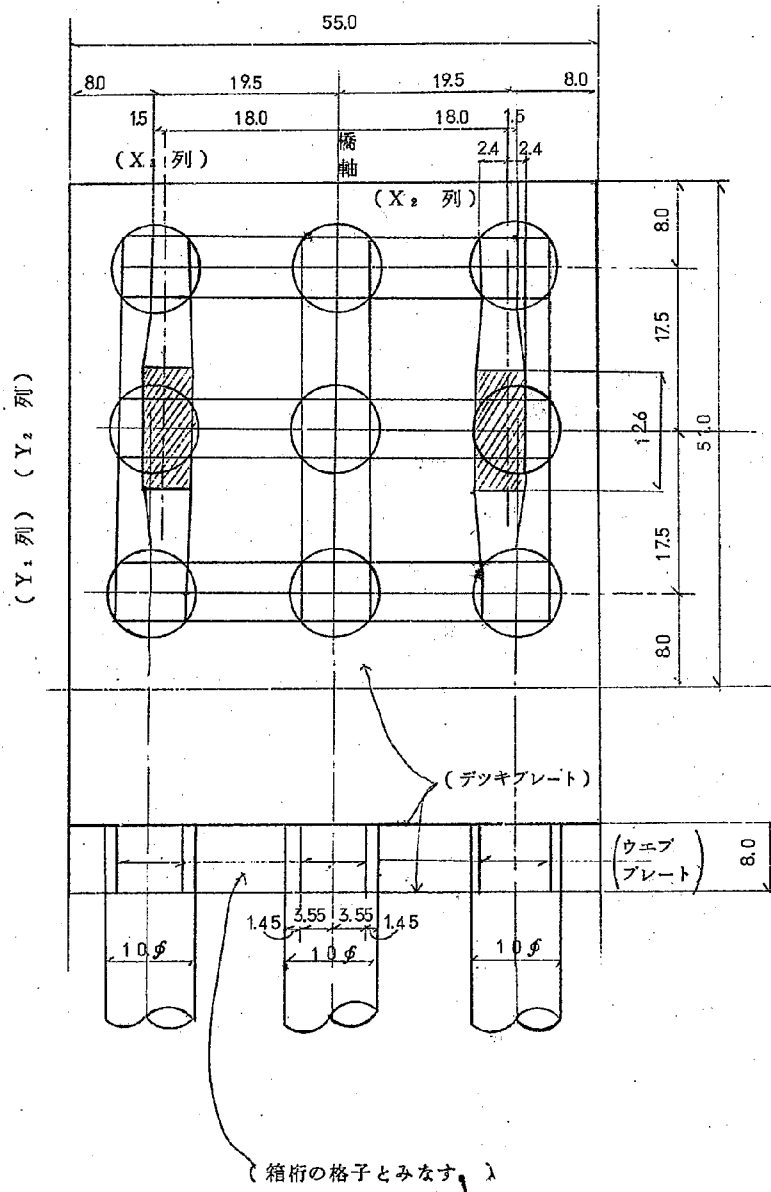
$$A = 8.899 \text{ m}^2$$

(4) 水平方向地盤反力係数

$$K_H = K \cdot D = 9.375 \text{ t/m}^2 \times 10.0 \text{ m} = 93.750 \text{ t/m}^2$$

(以上剛構造頂版に準ずる。)

2-4 頂版の概略仮定断面と各柱例の荷重分担



(1) ラーメン梁としての仮定断面

(a) 橋軸直角方向

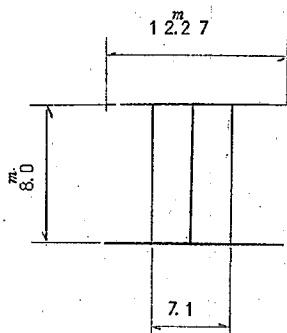
デッキプレートの有効巾: B (但しスパン中央にて)

(溶接鋼橋一示方書 46条を準用)

直角方向で柱で支えられた2-径間連続桁と仮定する。($l = 19.5 \text{ m}$)

$$B_1 = 12.38 \text{ m} \dots\dots\dots (Y_1 \text{ 列}) \quad (Y_2 \text{ 列のみ考慮する。})$$

$$B_2 = 12.27 \text{ m} \dots\dots\dots (Y_2 \text{ 列})$$



(フランジと腹板とに集約して考える。)

		A	y	Ay^2
2-Frg pls	12.27×0.04	0.9816	3.98	15.55
3-Web	" 7.92×0.025	0.5940	—	3.10
		1.576		18.65

柱の部分は支間方向に $I \approx \infty$ とみなして

$$I \approx \frac{19.5}{19.5 - 7.1} \times 18.65 = 29.33 \text{ m}^4$$

と仮定する。

($I \approx \infty$ の区間は柱中心から $\frac{1}{2} \times 7.1 \text{ m}$ としておく)

図 - 2 - 2

(2) 各柱列（ラーメン）の荷重分担

上部工から荷重を次のように分担するものとする。

(a) 橋軸直角方向（Y₂ 列について）

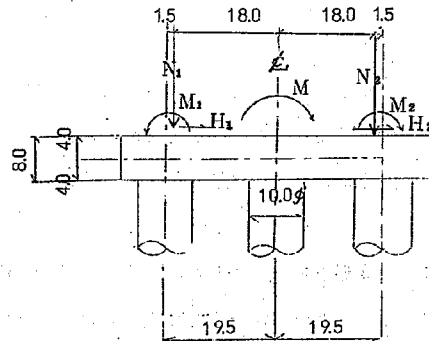


図 - 2 - 3

$$H_1 = H_2 = \frac{1}{2} \times \frac{H_u}{3} = \frac{11,200}{6} = 1,867 \text{ t}$$

$$\frac{N_1}{N_2} = \frac{1}{2} \times 66,100 \mp \frac{1,380,700}{2 \times 18.0} = \frac{-5,303}{71,400} \text{ t}$$

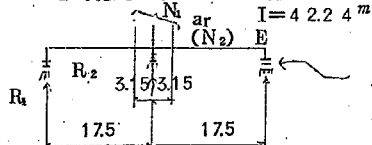
$$M_1 = 43,000 \text{ t.m}$$

$$M_2 = 68,000 \text{ t.m}$$

N₁, N₂ の Y₂ 列の分担量

塔脚は殆んど X₁ 列の柱の断面内に有るので X₁ 列の梁の曲げ剛性と K_v

を考慮して次のように分担する。巾 12.5 m の分布荷重を二つの線荷重と



して

バネ、K_v = 0.8675 × 10⁶ t/m とする。

R₂ = 0.553 × N 又両端の振り拘束を考

慮して R = 0.50 × N とする。

図 - 2 - 4

∴ Y_2 列に残る鉛直力は

$$N_1 = 0.500 \times (-5,303) = -2,652 \text{ t}$$

$$N_2 = 0.500 \times 71,400 = 35,700 \text{ t}$$

M_1, M_2 の Y_2 列の分担量

問題としている方向には脚の巾がせまいので

$$M_1 = 43,000 \text{ t.m}$$

$$M_2 = 68,000 \text{ //}$$

としておく。(M_1 と M_2 とは相殺し、水平方向の撓みは余り増加しない)

断面の決定は M_1, M_2 がそのまま必要となるのでここでは水平力による分の

みを分配の結果減少すると仮定 ($M_H = 2 \times 4.0^m \times 1867 \text{ t.m}$)

$M_{1,2}$ の 15% に相当)

曲げ剛度の他にせん断力による変形を考慮すると N_1, N_2 については Y_2

列に残る量が 10% 程増大するが種々の仮定を含むため上記程度の荷重分配と仮定する)

2.5 多柱基礎をラーメンとして解く。

解析は“多柱式基礎の設計法”により諸符号もそれに準ずる。

(1) 橋軸直角方向

検算は中央列 (Y₂) にて行う。

(a) 外 力

表 - 2 - 4

	重 量	水 平 力	(t.m) 曲げモーメント
上部工から	$N_1 = -2,652 \text{ t}$ $N_2 = 35,700 \text{ t}$	$2 \times 1,867 \text{ t}$	$M_1 = -43,000$ $M_2 = 68,000$
頂 版	$W = \frac{7000 \text{ t}}{3 \times 35} = 4242 \text{ t/m}$	$\frac{7000 \times 0.2}{3} = 467 \text{ t}$	
柱 (1本)	$W = \frac{\pi \times (10)^2}{4} \times 25 = 19638 \text{ t/m}$ $W = 19638 \times 88 = 1,7281 \text{ t}$	$19638 \times 0.2 = 3928 \text{ t/m}$	
水の附加 重 量	$\frac{3}{4} \times 10^2 \times 1.03 \times 50 \left(1 - \frac{10}{4 \times 50}\right)$ $= 3,669 \text{ t}$	柱全体は換算分布 (概略) $\frac{50}{572} \times 0.2 = 11.29 \text{ t/m}$	
	浮力考慮せず	水平震度 0.2 と仮定	

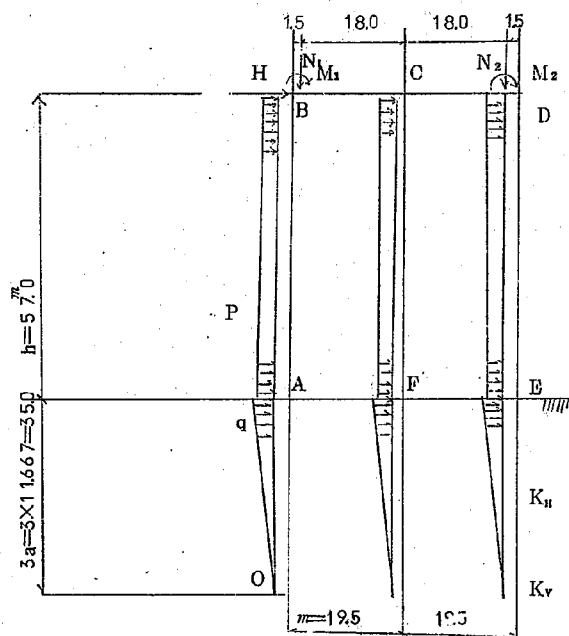


図 - 2 - 5

序 号	X ₁ P ₁	X ₂ P ₂	X ₃ P ₃	X ₄ P ₄	X ₅ P ₅	X ₆ P ₆	X ₇ P ₇	X ₈ P ₈	X ₉ P ₉	X ₁₀ P ₁₀	X ₁₁ P ₁₁	X ₁₂ P ₁₂	X ₁₃ P ₁₃	X ₁₄ P ₁₄	X ₁₅ P ₁₅	X ₁₆ P ₁₆	X ₁₇ P ₁₇	X ₁₈ P ₁₈	X ₁₉ P ₁₉	X ₂₀ P ₂₀	X ₂₁ P ₂₁	X ₂₂ P ₂₂	(定数項)	
1	1.0000	2(K+1) 4830	K 1.115				-6EI -2349800	6EI 2349800												6EI 9718900	-6EI -9718900		-C ₁₄ -C ₁₅ +M ₁ -47626	E = 21×10 ⁴ t/m ² I = 60.59 m ⁴ (H) I' = 293.3 m ⁴ (R) K = 0.09375×10 ⁴ t/m ² K ₀ = 0.8675×10 ⁴ t/m ² h = 57.0 m m = 19.5 t K = $\frac{1}{I} \cdot \frac{h}{m} = 1.415$
2		K 1.115	2(2K+1) 7660	K 1.115	1.0000		-6EI -2349800													6EI 9718900		6EI -9718900	-C ₁₅ -C ₁₆ -C ₁₇ +M ₂ 5498	
3			K 1.115	2(2K+1) 7660		1.0000	-6EI -2349800								6EI 2349800						6EI 9718900	-6EI -9718900	-C ₁₆ -C ₁₇ +M ₂ -107590	
4	0.052632	0.052632	0.052632	0.052632	0.052632	0.052632	-6EI -2349800	6EI 2349800															-2h -8525	
5		3K 1215	3K 1215																		6EI 9718900	-6EI -9718900	-C ₁₇ -C ₁₈ +M ₃ -107590	
6		3K 1215		-3K -4245																	6EI 9718900	-6EI -9718900	-C ₁₈ -C ₁₉ +M ₃ -107590	
7			3K 1215	3K 1215																			-2h -8525	
8	0.0090223	0.0090223					-24EI -14134	K ₀ +24EI 107880	2K ₀ 187500	2K ₀ 187500	K ₀ 93750												-C ₁₉ -C ₂₀ +M ₄ 210441	
9							-24EI -14134	K ₀ +24EI 107880	2K ₀ 187500	2K ₀ 187500	K ₀ 93750												-C ₂₀ -C ₂₁ +M ₄ 210441	
10							-24EI -14134	K ₀ +24EI 107880	2K ₀ 187500	2K ₀ 187500	K ₀ 93750												-C ₂₁ -C ₂₂ +M ₄ 210441	
11	-0.088158	-0.014092					-36EI -103580	K ₀ +36EI 156250	6K ₀ 562500	12K ₀ 1125000	8K ₀ 750000												-C ₂₂ -C ₂₃ +M ₅ 210441	
12							-36EI -103580	K ₀ +36EI 156250	6K ₀ 562500	12K ₀ 1125000	8K ₀ 750000												-C ₂₃ -C ₂₄ +M ₅ 210441	
13							-36EI -103580	K ₀ +36EI 156250	6K ₀ 562500	12K ₀ 1125000	8K ₀ 750000												-C ₂₄ -C ₂₅ +M ₅ 210441	
14	180h 6.4611							15K ₀ 1406300	210K ₀ 19688000	747K ₀ 45309000	633K ₀ 84066000												-C ₂₅ -C ₂₆ +M ₆ 210441	
15								15K ₀ 1406300	210K ₀ 19688000	747K ₀ 45309000	633K ₀ 84066000												-C ₂₆ -C ₂₇ +M ₆ 210441	
16								15K ₀ 1406300	210K ₀ 19688000	747K ₀ 45309000	633K ₀ 84066000												-C ₂₇ -C ₂₈ +M ₆ 210441	
17								15K ₀ 1406300	210K ₀ 19688000	747K ₀ 45309000	633K ₀ 84066000												-C ₂₈ -C ₂₉ +M ₆ 210441	
18								15K ₀ 1406300	210K ₀ 19688000	747K ₀ 45309000	633K ₀ 84066000												-C ₂₉ -C ₃₀ +M ₆ 210441	
19								15K ₀ 1406300	210K ₀ 19688000	747K ₀ 45309000	633K ₀ 84066000												-C ₃₀ -C ₃₁ +M ₆ 210441	
20								15K ₀ 1406300	210K ₀ 19688000	747K ₀ 45309000	633K ₀ 84066000												-C ₃₁ -C ₃₂ +M ₆ 210441	
21								15K ₀ 1406300	210K ₀ 19688000	747K ₀ 45309000	633K ₀ 84066000												-C ₃₂ -C ₃₃ +M ₆ 210441	
22								15K ₀ 1406300	210K ₀ 19688000	747K ₀ 45309000	633K ₀ 84066000												-C ₃₃ -C ₃₄ +M ₆ 210441	

前頁の荷重により ($K_H = 0.20$ と仮定)

柱の水平方向等分布荷重

$$p = 39.28 + 11.29 = 50.57 \text{ t/m}$$

地中部については

$$q = 196.38 \times 0.2 \times 2 = 78.56 \text{ t/m とする。 (前頁)}$$

荷 重 項

$$\begin{Bmatrix} -C_{AB} \\ -C_{FC} \\ -C_{ED} \end{Bmatrix} = 13,692 \text{ t.m} = \begin{Bmatrix} C_{BA} \\ C_{CF} \\ C_{DE} \end{Bmatrix}$$

$$C_{BC} = 32,577$$

$$C_{CB} = -4,790$$

$$C_{CD} = -14,400$$

$$C_{DC} = 95,255$$

外 力

$$M_B = \frac{-42.42 \times (8.0)^2}{2} = -1357 \text{ t.m} = -M_D$$

$$Y_B = 42.42 \times 8.0 = 339 \text{ t} = V_D$$

$$M_C = V_C = 0$$

$$\Sigma H = 2 \times 18.67 + 4.67 + 3 \times \frac{1}{2} \times 50.57 \times 57 = 8,525 \text{ t (応答震度用)}$$

$$\Sigma H = \quad \quad + \quad \quad + 3 \times 50.57 \times 57 = 12,848 \text{ t}$$

$$S_{AB} = S_{FC} = S_{ED} = 1441 \text{ t}$$

$$S_{BC} = 171 \text{ t} \quad S_{CD} = -327 \text{ t}$$

$$S_{CB} = -1995 \text{ t} \quad S_{DC} = 36,855 \text{ t}$$

$$N_{AB} = N_{CF} = N_{DE} = 196.38 \times 57 = 11,194 \text{ t} \quad (\dots \text{とする})$$

以上の諸数値を代入して次の表を得る。

電算による解

$$\varphi_A = 77.581$$

$$\Delta = 0.1361058$$

$$\varphi_B = 48.404$$

$$\varphi_C = 76.298$$

$$\varphi_D = 72.763$$

$$\varphi_E = 67.393$$

$$\varphi_F = 66.396$$

$$y_{1.1} = 0.0147593$$

$$y_{1.2} = 0.0144678$$

$$y_{1.3} = 0.0147159$$

$$y_{2.1} = 0.0034729$$

$$y_{2.2} = 0.0021370$$

$$y_{2.3} = 0.0021877$$

$$y_{3.1} = -0.0025601$$

$$y_{3.2} = -0.0024082$$

$$y_{3.3} = -0.0024424$$

$$y_{4.1} = -0.0052656$$

$$y_{4.2} = -0.0041701$$

$$y_{4.3} = -0.0042443$$

$$r_1 = 0.0020528$$

$$r_2 = 0.0207607$$

$$r_3 = 0.0566850$$

(6) 計算結果

以上の解から〔B.M.D〕,〔S.F.D〕及び〔変位図〕を次に示す。

単位 [t.m], [m]

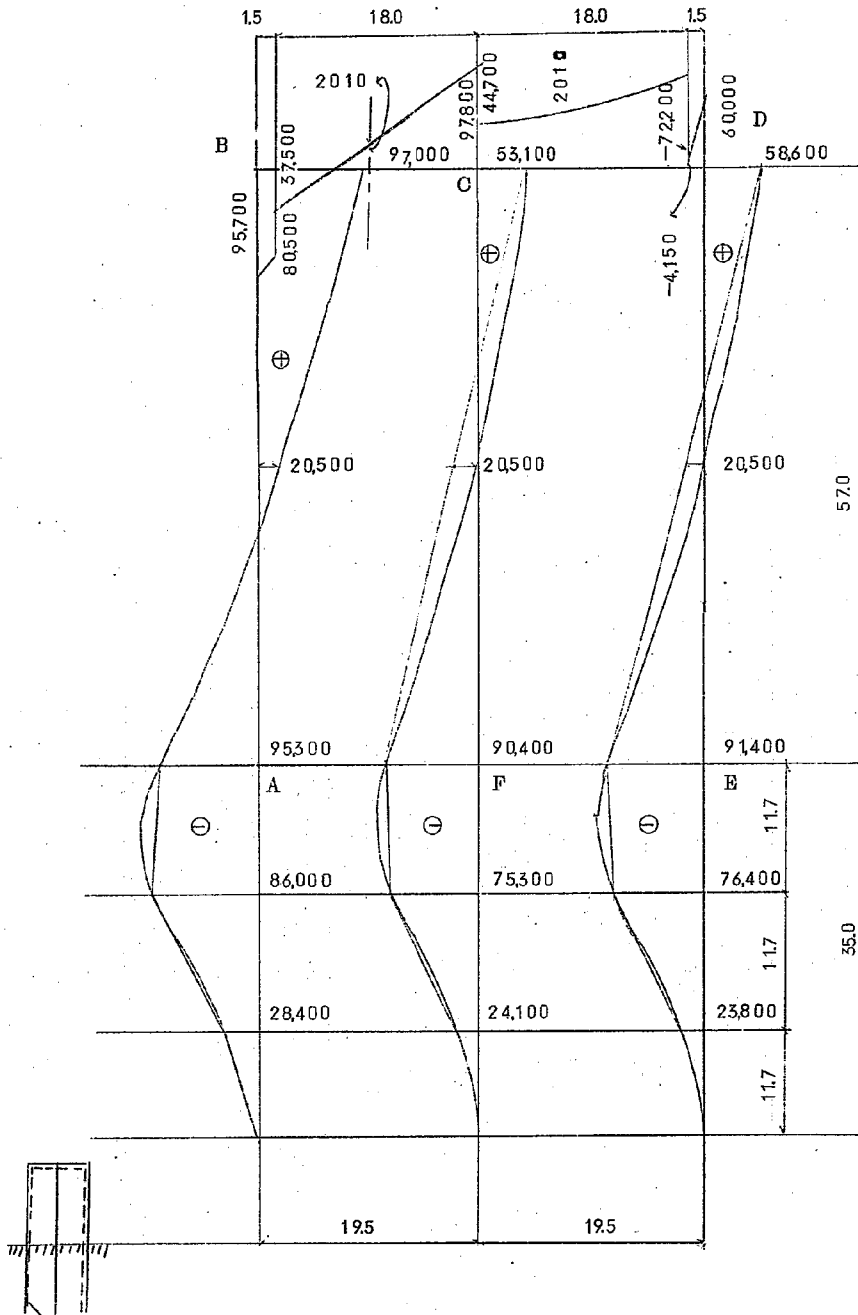


図-2-6 曲げモーメント

単位 [t]

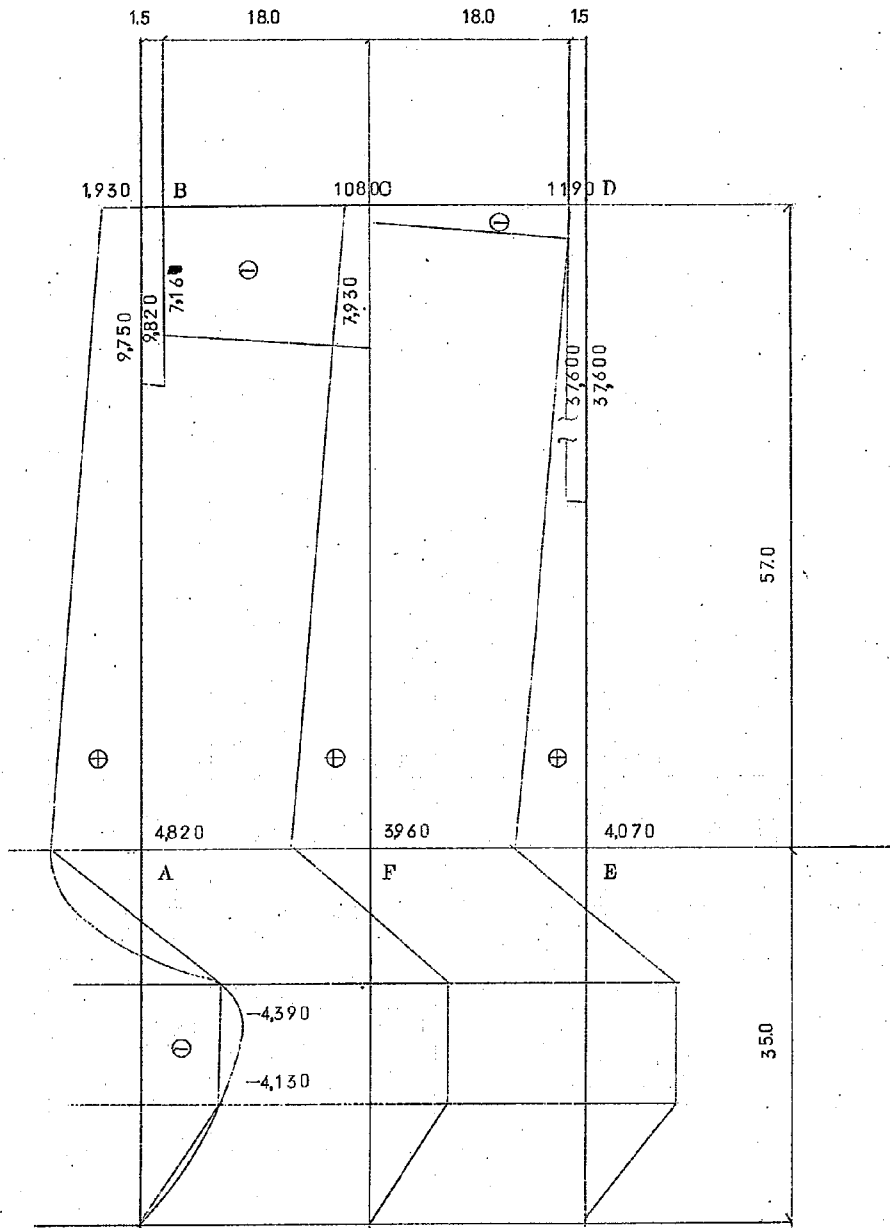


図-2-7 せん断力図

外力及び部材巾を考慮して頂版の断面力は次のように分布するとみなす。

(うすい線が概略の断面力である。)

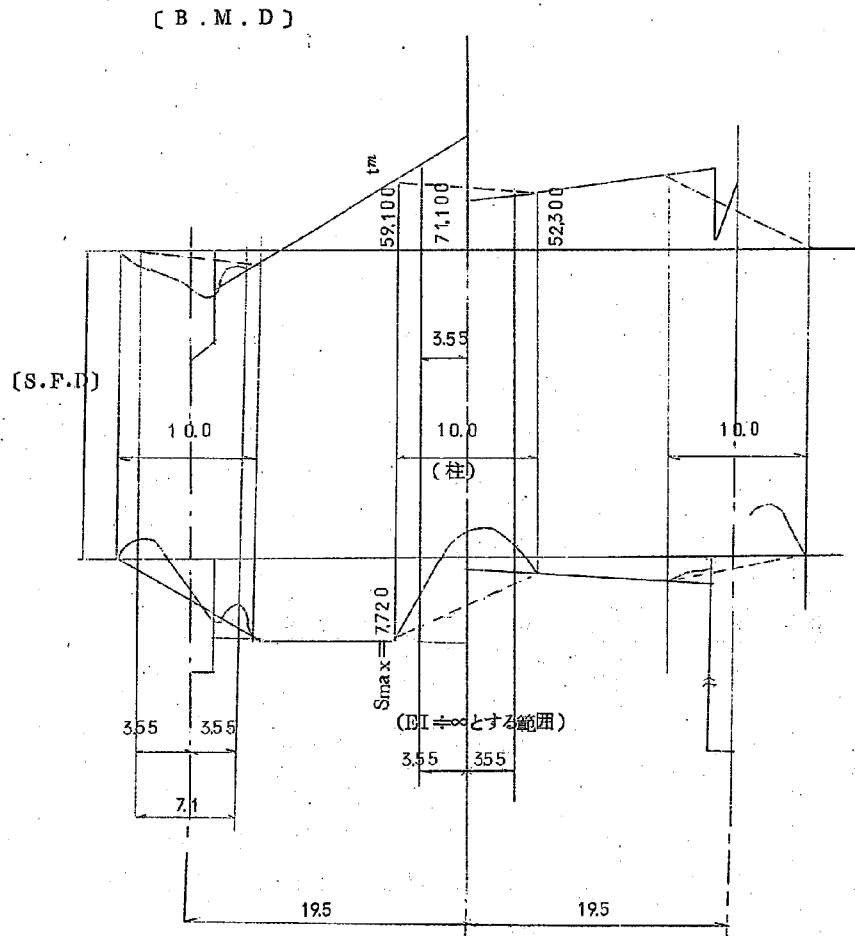


図 - 2 - 8 頂版の断面力

單位 [mm]

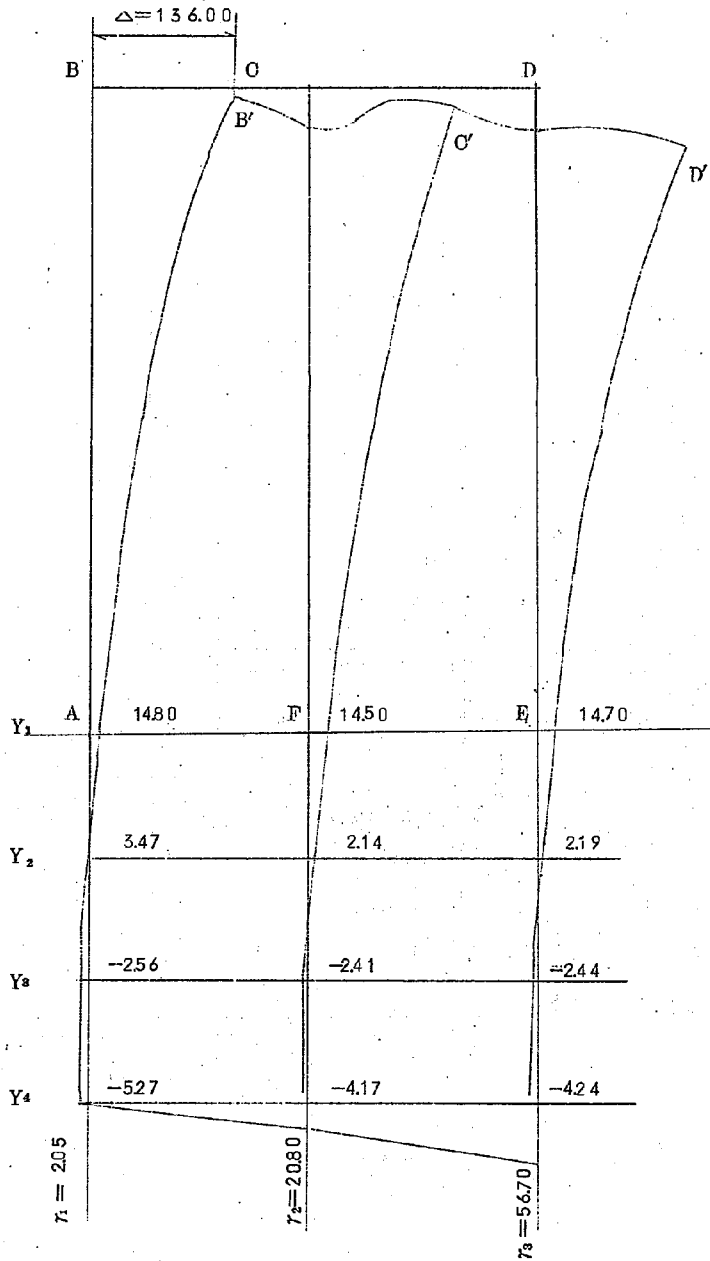


圖 - 2 - 9 變 位 圖

(c) 反 力

水 平 反 力

径 10 m の巾にわたつて均等と仮定すれば

$$q_{max} = 9,380.0 \text{ t/m}^2 \times \frac{1}{10.0 \text{ m}} \times 0.0148 = 138 \text{ t/m}^2 < 157 \text{ t/m}^2 (q_a)$$

鉛 直 反 応

$$Q_{max} = 36,900 + 339 + \frac{-44,700 + 60,000}{19.5}$$

(DE柱)

$$+ 196 \text{ t/m} \times (35.0 + 57.0 - 4.0) = 54,900 \text{ t}$$

$$Q_a = 47,124 + \frac{10}{35} \times 27,500 = 55,000 \text{ t}$$

(反力確保に根入れを 10.0 m 延長する)

$$Q_{min} = 171 + 339 - \frac{95,700 + 97,800}{19.5} + 196.00 \times 88.0$$

(AB柱)

$$= 7,870 \text{ t} < Q_a$$

(d) 応 答 震 度

$$\begin{aligned} \Sigma H &= 8530 \text{ t} \\ \Delta &= 0.136 \text{ m} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \Sigma H &= 8530 \text{ t} \\ \Delta &= 0.136 \text{ m} \end{aligned}} \right\} \text{バネ } K = 62,600 \text{ t/m}$$

震度質量 (根入の半分の位置を不動点に仮定する)

$$W = \left\{ 13,200 \times \frac{159 + 17.5}{74.5} + 7,000 + 9 \times 196(57 + 17.5) \times \frac{1}{2} + 9 \right. \\ \left. \times 3,670 \left(\frac{3}{7} \times 57 + 17.5 \right) \times \frac{1}{57 + 17.5} \right\} \times \frac{1}{3 \times 9.8} = 4,170 \text{ sec}^2/\text{t.m}$$

$$\tau = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K}} = 1.62 \text{ sec}$$

$$\frac{p}{n} = 0.05 \text{ として "土研資料 第142. 41年2月 p10-のFig7"$$

$$K_H = 0.19 (\div 0.02 \text{ 仮定})$$

2-6. 概略断面決定

(1) 柱の応力計算

(a) 応力

表-2-6

		M $\times 10^3$ t·m			N $\times 10^3$ t		
		B A 材	C F 材	D E 材	B A 材	C F 材	D E 材
橋軸方向	柱頭部	34.00	43.5	92.4	-2.3	13.0	15.4
	地中 M_{max} 発生ヶ所	(scale up) 64.7	(d.o.) 64.1	(d.o.) 76.6	8.9	24.2	26.6
橋直軸角方向	柱頭部	97.1	53.1	58.6	-9.4	省略	37.6
	地中 M_{max} 発生ヶ所	(scale up) 102.0	(d.o.) 95.4	(d.o.) 96.4	1.8	"	48.8

但し, 地中部 M_{max} 位置の N は地上部柱の重量 N_{AB} を加算して求めた数値である。

$$N_{A \sim B} = 11.20 \times 10^3 \text{ t}$$

(b) 全断面有効とした時 $n = 15$

$$A = 6.97 \text{ m}^2$$

$$I = 51.0 \text{ m}^4$$

$$\sigma_s = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y$$

$$y = \frac{D}{2} = 5.0 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{\sigma_s}{n}$$

但し $\sigma_{cs} \leq 10 \text{ kg/cm}^2$

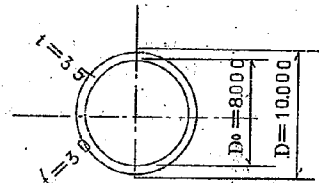


図-2-9

表-2-7

	柱頭	断面	地中部最大モーメント部 断面	
	Pv	M_{Tmax}	Pv	M_{max}
Pv t	15.4	- 9.4	48.8	1.80
M t·m	92.4	97.1	96.4	102
Pv/A t/m ²	2,210	- 1,350	7,010	258
YM/I t/m ²	9,050	9,510	9,440	10,000
σ_{st} Kg/cm ²	- 684	- 1,090	- 244	- 744
σ_{sc} Kg/cm ²	+ 1.13	+ 816	+ 1.65	+ 126
σ_{st} Kg/cm ²	- 45.6※	- 72.4※	- 16.3※	- 49.6 ※
σ_{sc} Kg/cm ²	+ 75.1	+ 54.4	+ 110	+ 84.0

(2) 頂版断面決定 (梁)

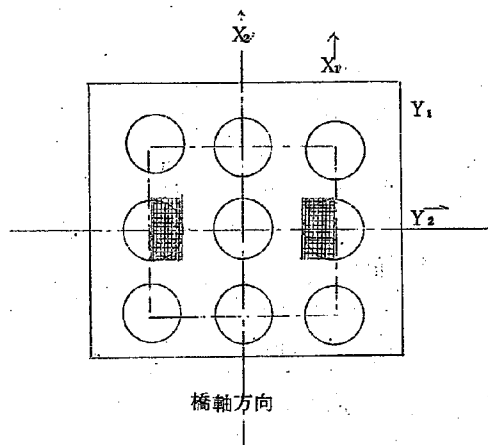


図-2-10

(a) 橋軸直角方向のラーメンとして働く場合

[Y₂ 列にて]

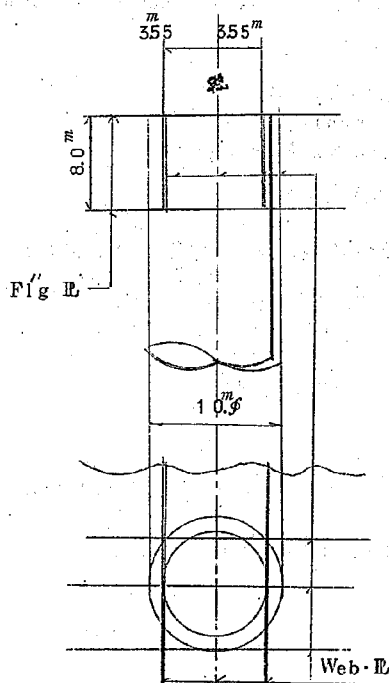


図-2-11

i) Web E (柱の外)

ラーメンの隅角部として, Beedle の方法による。

Web 厚を $t = 26 \text{ mm}$ とすれば Web 3 枚で

$$A_w = 3 \times 80 \times 0.026 = 0.624 \text{ m}^2$$

$$S_{\max} = 7,720 \text{ t (応力図参照の事 [S.F.D.])}$$

とすれば

$$\tau = \frac{7,720,000 \text{ Kg}}{0.624 \text{ cm}^2} = 1,240 \text{ Kg/cm}^2 < \tau_s$$

$\tau > \tau_c$

$$\tau_s = 0.45 \times \sigma_s \times 1.5 = 0.45 \times 1900 \times 1.5$$

$$= 1,280 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{SM50})$$

外 (Y₁) 側は $t = 20 \text{ mm}$ 程度と仮定しておく。

ii) Fl'g H.

$$M_{max} = 71,100 \text{ t.m}$$

$$N = 1870 + 467 \times \frac{1}{3} - 1930 = 90 \text{ t}$$

の組合せにより

Fl'g H. 及び Rib etc を次のように決める。

	A	y	Ay ² or I
2-Fl'g H.s	12.3 × 0.034	0.834	3.98
3-Web "	8.00 × 0.026	0.624	—
24-Rib "	0.26 × 0.022	0.137	3.84

$$A_g = 1.60 \text{ m}^2 \quad I = 18.6 \text{ m}^4$$

$$A(\text{Fl'g} + \text{Rib}) = 0.972 \text{ m}^2$$

$$\sigma_x = \frac{71.1}{19.0} \times 4.0 = 15.3 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_N = \frac{90}{1.60} = 56 \text{ t/m}^2$$

セン断おくれによる応力の増大は, Box - type のラーメン隅角部

とみなして計算すれば

$$R = \frac{6A}{A_w} = \frac{6 \times 0.972 (\text{Fl'g} + \text{Rib})}{0.624 (\text{web})} = 9.34$$

に対して Shear-Lag 推定表から $S = 0.355$

$$\sigma_r = \tau_{xy} \cdot \frac{b}{h} \cdot S \text{ として求める。}$$

とくに $\tau_{xy} = 1240 \text{ Kg/cm}^2$ (M_{max} と同じ位置のセン断応力)

$$b = 10.0 \quad \dots \text{とすれば安全側}$$

$$h = 8.0$$

$$= 1.24 \times \frac{10.0}{8.0} \times 0.355 = 54.9 \text{ Kg/cm}^2$$

よつて

$$\Sigma \sigma = 15.30 + 56 + 54.9 = 126.2 < 1800 \times 1.5 = 2700 \text{ Kg/cm}^2$$

(応力により腹板の座屈で許容ぎりぎりとなる。)

補剛材としてのRibの配置

(後出)

外側の例では

Fig. E (デッキプレート)は"C"柱の両側で同附号のモーメント
 なお Fig. (デッキプレート)は"C"柱の両側で同附号のモーメント
 をうけるのでもう少し断面は(推定)小さくてもよいが"D"側の方
 の兼合もあるので $t = 34 \& 30$ としておく。

(b) 断面構成

他の個所の断面力も勘案して後出の図の如き構成とする。

なお 柱頭部に関しては、2重鋼管で補剛材を多く設置しコンクリート等
 で座屈防止可能な事及び腹板で閉じた箱を形成するので応力が緩和される
 ものとみなして極端に厚い鋼板は使用しないものとしておく。

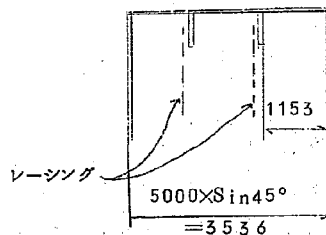
(c) 補剛材

(i) 頂版のデッキプレート

$t = 34, 40$ 程度の範囲はRibは2本にする。

圧縮を受ける板として (SM50)

$$34t = 34 \times 34 = 1160 < \frac{5000 \times \sin 45^\circ}{3} - 26 = 1150$$



Rib 3本の時に面積をそろえる。

2-Rib pls 320×27

$$A = 173 \text{ cm}^2 > 3 \times 26 \times 2.2 = 172 \text{ cm}^2$$

図 - 2 - 12

$t = 30$ 程度の範囲については、Ribは3本(断面計算に同じ)

圧縮をうける板として (SM50)

$$34t = 34 \times 30 = 1,020 > \frac{3540 - 26}{4} = 878$$

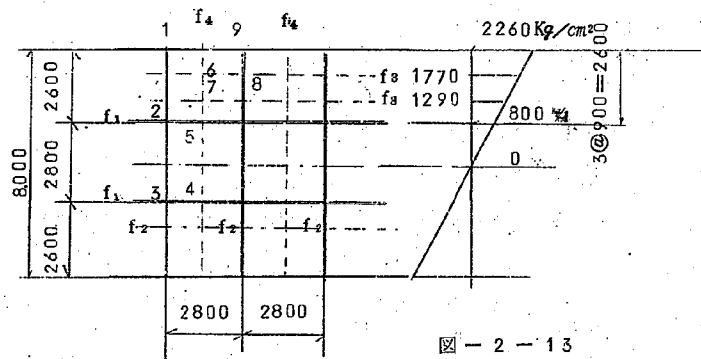
..... 橋軸直角方向

橋軸方向については，上記の 2-Rib を延長し頂板を固定し，厚板の不足する範囲は

1-Bulb pl. 200×10 で補剛する。

$$34 \times 30 = 1,020 > \frac{3540}{3 \times 2} = 589$$

(ii) 腹 板



腹板の座屈防止（腹板は $t = 26$ mm にて）

水平及び垂直方向のfull webのプレート（ダイヤフラム f_1, f_2 ）で囲まれた，区画をさらに水平，垂直方向の補剛材で（ f_3, f_4 ）補剛する。

区 画 2, 3, 4, 5. にては

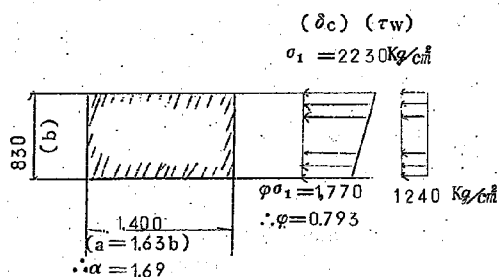
$\tau_w = 1,240 \text{ Kg/cm}^2$ (6. 2. 2.) とすれば

$$\frac{b}{136} = \frac{2800}{136} = 20.6 \text{ mm} < 26 \text{ mm}$$

最大補剛材間隔（垂直応力は小さいので）

$$d = \frac{2,800 \times 2.6}{\sqrt{1240}} = 206 \text{ cm} > \frac{1}{2} \times 280 = 140$$

区画 6. 7. 8. 9. には、応力分布及び寸法を下の如く決定。



DIN により座屈に対する安全度を照査する。

図 - 2 - 14

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2$$

$$= \frac{(3.14)^2 \times 2.1 \times 10^5}{12(1-0.09)} \times \left(\frac{2.6}{8.3} \right)^2 = 1860 \text{ Kg/cm}^2$$

(σ_e) に対して

$\phi = 0.793$ に対して

$$K = \frac{8.4}{0.793 + 1.1} = 4.44$$

$$\sigma_{K1} = K \cdot \sigma_e = 4.44 \times 1860 = 8270 \text{ Kg/cm}^2$$

(τ_w) に対して

$$K = 5.34 + \frac{4.00}{(1.69)^2} = 6.75$$

$$\tau_{K1} = 6.75 \times 1860 = 12600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{VK1} &= \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}}{\frac{1+\varphi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{K1}} + \sqrt{\left(\frac{3-\varphi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{K1}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{K1}}\right)^2}} \\
 &= \frac{\sqrt{(2230)^2 + 3 \times (1240)^2}}{\frac{1+0.7930}{4} \times \frac{2230}{8,270} + \sqrt{\left(\frac{3-0.7930}{4} \times \frac{2230}{8,270}\right)^2 + \left(\frac{1240}{12,600}\right)^2}} \\
 &= \frac{3,100}{0.300} = 10,300 \text{ Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$\sigma_{VK1} = 10,300 \text{ Kg/cm}^2$ に対して (SM50) $\sigma_{VK} = 3,160 \text{ Kg/cm}^2$ を表から得る。(表一省略)

$$\text{安全率 } \nu = \frac{3,160}{3,100} = 1.02 > 1.0$$

(他の個所では $\nu > 1.02$ である) (地震時)

補剛材では f_s には, Bulb - plate を使用する。

(1-B.P. 200×10)

(以上から, セン断及び直応力はこれ以上応力を上げて板厚をうすくはできない事がわかる。)

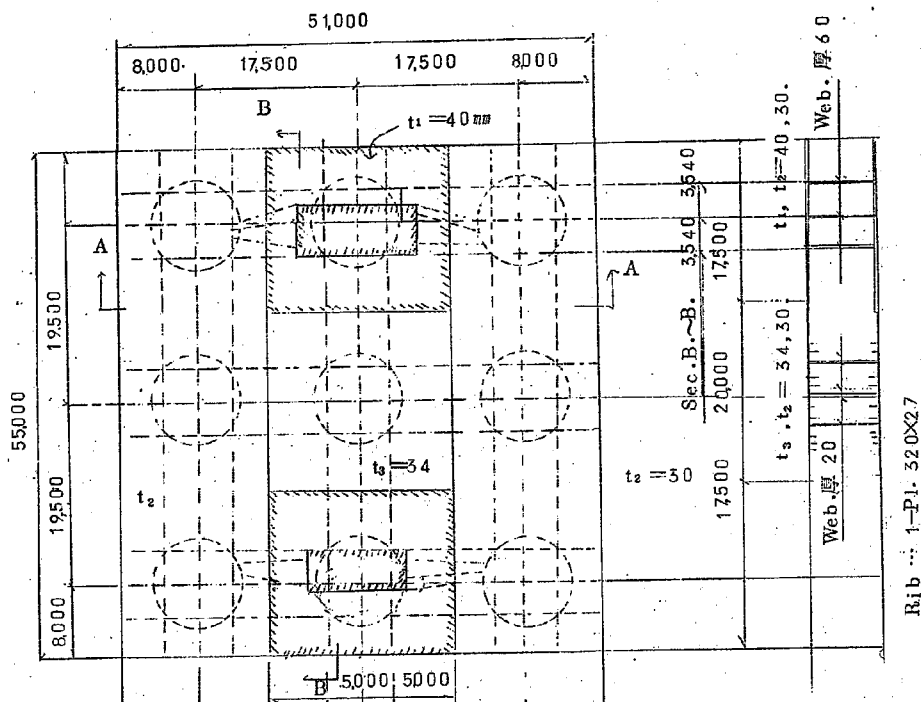


図 - 2 - 15

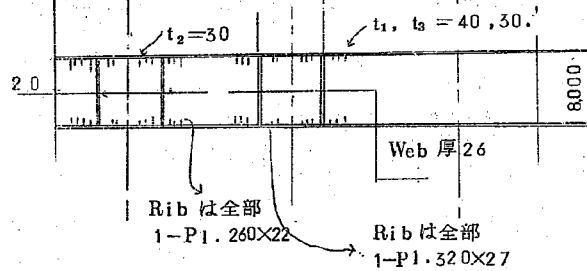
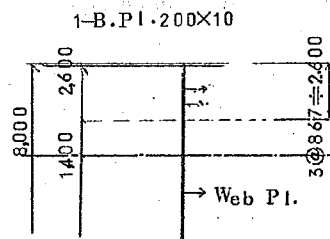


図 - 2 - 16



2-7 主要材料計算

コンクリート

頂板

$$\text{柱} \quad 76.7 \text{ m}^2 \times (88.0 \times 9 + 10.0 \times 2 \text{ m}) = 62,300 \text{ m}^3$$

$$\text{合 計} \quad 62,300 \text{ m}^3$$

鉄 骨

$$\begin{array}{lcl} \text{頂 板} & \text{腹 板} & 1,880 \text{ t} \\ & \text{突縁, その他} & 2,210 \text{ t} \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} 1,880 \\ 2,210 \end{array}} \right\} = 4,090 \text{ t}$$

$$\text{補剛トラス, その他上記計の 40\%} = 1,640 \text{ t}$$

$$\text{計} = 5,730 \text{ t} \div 5,800 \text{ t}$$

柱 綾材, 補剛材として主体の15%を見込む

$$A_s = 18,500 \text{ m}^2$$

$$18,500 \text{ m}^2 \times (92 \times 9 + 10 \times 2) \times 7.85 = 12,300 \text{ t}$$

$$12,300 \times 1.15 = 14,200 \text{ t}$$

$$\text{合 計} \quad 20,000 \text{ t}$$

鉄 筋 シャーコネクター及配力鉄筋とする。(50 kg/m²を見込む)

頂 版

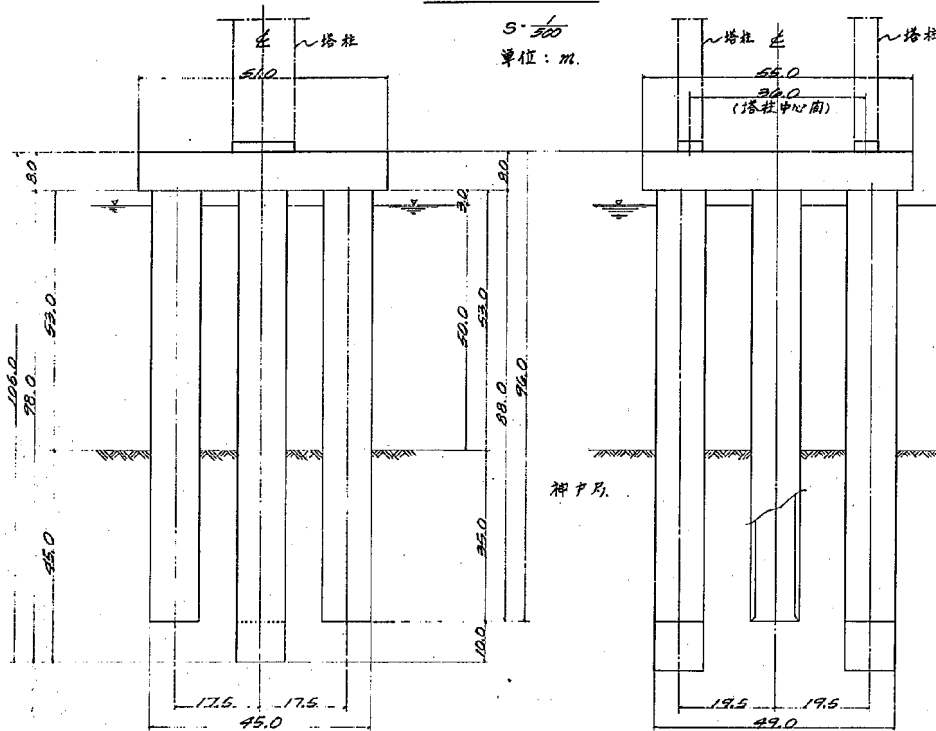
$$\text{柱} \quad 62.3 \text{ m}^2 \times 0.05 = 3.11 \text{ t} \div 3.10 \text{ t}$$

$$\text{合 計} \quad 3.10 \text{ t}$$

堀 削 容 積

$$5.2^2 \times 3.14 (35.0 \times 9 + 2 \times 10.0) = 26,300 \text{ m}^3$$

一般構造図



設計条件

設計番号	Aa-05				型式	多柱基礎	
種別	M.P.				上部構造	1500m	
地神中局	R(%)	C(%)	μ	F ₀	神中局	常時	地震時
	2.0	25.0	50	0.25	神中局	15,000	45,000
潮流	4 m/sec				流速	170	250
					流速	15,000	45,000

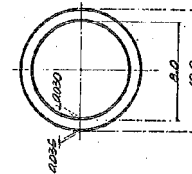
設計諸元

記号	単位	橋軸方向	橋軸垂直方向
柱頂水平変位	mm	71.3	136.1
柱頂鉛直変位	mm	2.3	2.1
回転角	10 ⁻³	1.084	1.084
柱底最大方向力	kN	32,726	54,922
柱底最小	kN	15,015	7,868
固有周期	sec	1.53	1.62
設計震度	kg	0.20	0.20
上部工			
水平力	10 ³ kN	4.8	11.2
鉛直力	10 ³ kN	71.1	66.1
モーメント	10 ³ kNm	407.4	1,380.7
作用高	m	61.0	61.0
附加重量	10 ³ kN	13.2	13.2
作用高	m	159.0	159.0

材料表

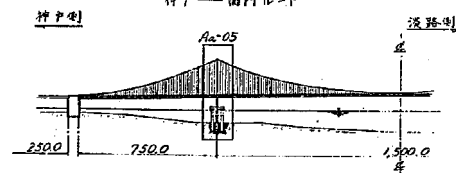
単位	材料	頂版	柱	合計
m ³	コンクリート		62,300	62,300
kg	鉄骨	5,800	20,000	25,800
kg	鉄筋		3,100	3,100
m ³	捨コンクリート		26,900	26,900
m ³	掘削土			

柱の断面図 S-1/200



位置図

神中—高門ルート



建設省土木研究所

本州四国連絡道路橋

型式多柱基礎 種別 Aa-05 M.P.

中央支間長 1500m 30m 車線

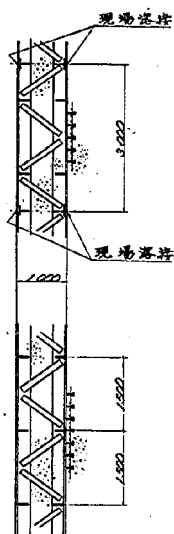
一般構造図

土木学会資料

1967年

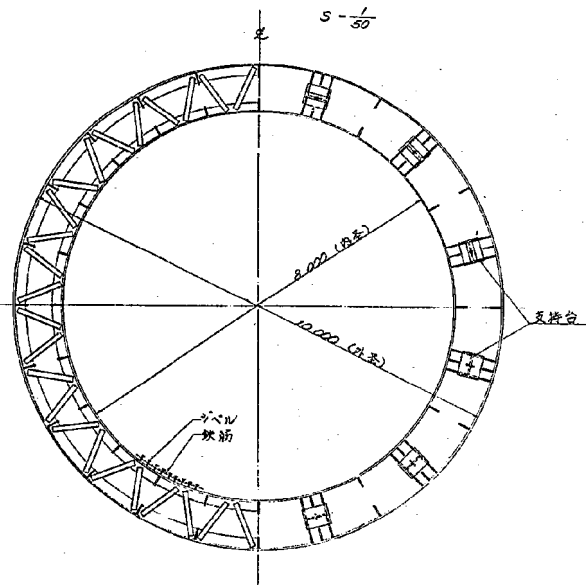
柱一般図

S-1/200



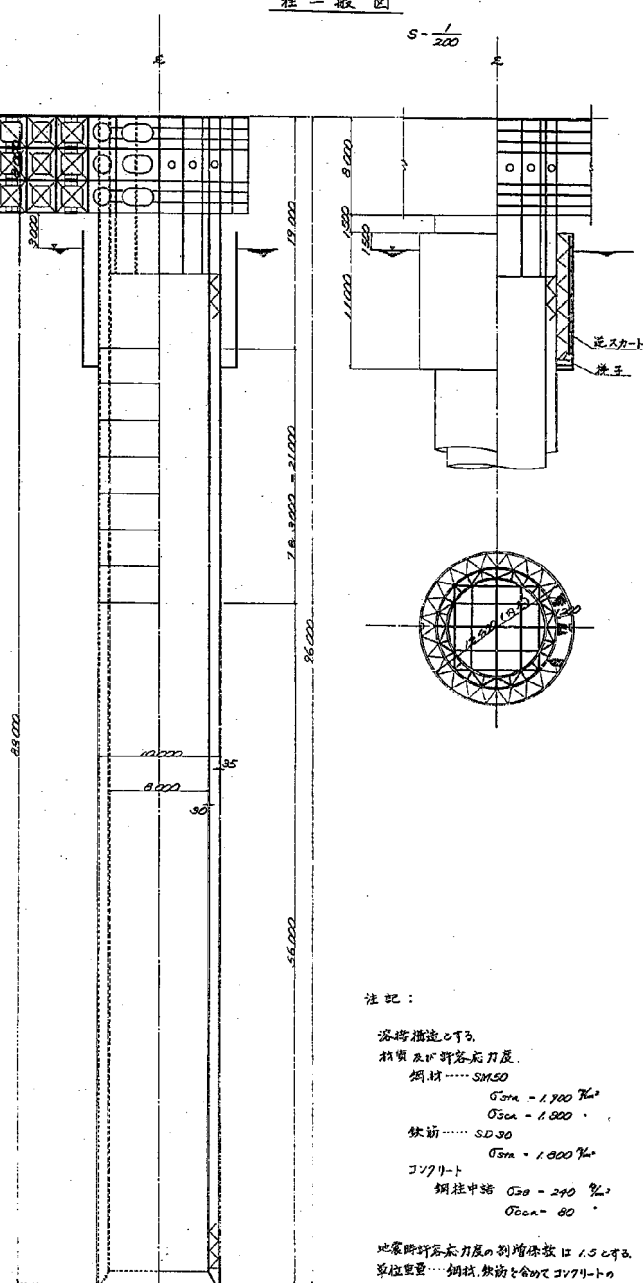
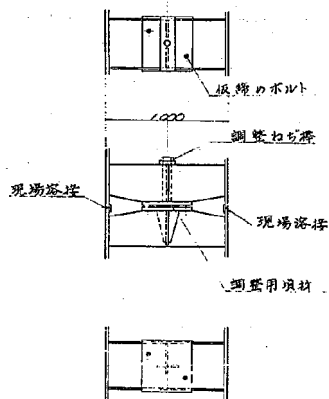
柱断面図

S-1/50



支格台

S-1/20



注記:

溶接構造とする。

材質及び許容応力度。

鋼材……SM50

$\sigma_{sm} = 1,700 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{sc} = 1,600$

鉄筋……SD30

$\sigma_{sm} = 1,000 \text{ kg/cm}^2$

コンクリート

鋼柱中絶 $\sigma_{sc} = 240 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{cc} = 80$

地震時許容応力度の割増係数は1.5とする。

単位重量……鋼材、鉄筋を合せてコンクリートの

単位重量は2.5 kg/cm^3 とする。

寸法単位……mm

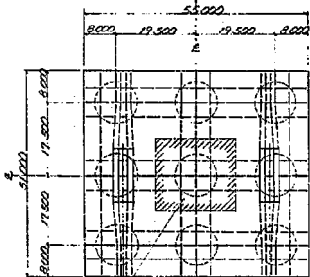
建設省土木研究所
本州四国連絡道路橋
型式多柱基礎種別 Aa-OSMR
中央支間長 1,500" 30" 6車線
柱橋造図
土木学会資料
1967 年

現場添荷線図 14.500

Pl. 322. 27

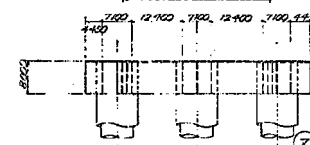
表示図 S-1/100

荷重方向



表示部分

36.000 桁中心間



注記:

現場構造に可也。
材料は1/100倍縮尺。
鋼材 SM-50
鉄筋 SD-30
コンクリート
鋼材中筋 $\phi_{中} = 20$
 $\phi_{外} = 30$

地震時許容耐力の割増係数は
1.5とする。
単位重量 鋼材鉄筋を含む
コンクリートの単位重量は
2.5とする。

寸法単位 mm
縮尺 1/50

現場添荷線

現場添荷線

現場添荷線

建設省工本研究所

本州四国連絡道路橋

型式多柱基礎洋形 A_0-05M
中央間数 15m 30m 6車線

頂版構造図 (A)

工本会資料

1967年

主任技師	設計	型閉	照查	工程	國庫總長	設計	港務
------	----	----	----	----	------	----	----

Ⅲ 多柱基礎の検討事項

Ⅲ 多柱基礎の検討事項

1. 多柱基礎の設計に用いる地盤反力に関する検討

1-1. 地盤反力係数の算定

地盤反力係数は次式による。

$$K = \frac{E_s}{I_P \cdot (1 - \mu^2) \cdot D} \quad (1-1)$$

ここに

K : 地盤反力係数 (t/m^2)

E_s : 地盤の弾性係数 (t/m^2)

D : 柱の直径 (m)

μ : 地盤のポアソン比

I_P : 載荷重の分布、載荷面の形状で決まる係数。ここでは、正方形の載荷面に三角形の分布荷重が作用するとして解いた最大荷重の作用線上中点におけるたわみに対する係数 $I_P = 0.512$ とする。

上式は、半無限弾性体に対して、直角方向に載荷した場合の式であつて、地盤面の方向に載荷される多柱基礎の柱に適用するのは厳密ではないと考えている。しかし、境界条件、載荷条件が異なつても、 $K = C \cdot \frac{E_s}{D}$ の関係、すなわち、地盤反力係数は地盤の弾性係数に比例し、載荷幅に反比例するという関係は、弾性論によるかぎり使えると考えている。

地盤反力係数を推定するさいに、この係数が実際に載荷幅に反比例するのがあるいは、 $n\sqrt{D}$ (ただし $n \leq 1$) に近い関係に反比例するのかが問題になる。くいに関する多くの載荷試験の結果、地盤反力係数は $\frac{3}{4}\sqrt{D}$ または $\frac{2}{3}\sqrt{D}$ に近い関係の数量に反比例することが知られており、この関係はくいの設計に実際に用いられている。

くいの載荷試験の経験は、たかだか径 $1.5 m$ であるので、径 $1.0 m$ の多柱基礎の柱に適用することは困難である。くいの経験値を用いるためには、より大径の試験によつて、これを確認する必要があると考える。したがつて本設計では、安全側を考えて、地盤反力係数は、柱幅に反比例するとする弾性論の関係式から求めた。

係数 I_P の算定に三角分布荷重を考えたのは、柱の地盤反力が地表面附近では三角分布に近いと考えたからである。

1-2. 地盤反力係数の変動の多柱基礎設計に及ぼす影響

多柱基礎の弾性支持条件（水平方向）が、各柱について同じであるとし、地盤反力係数を変動させたときの多柱基礎の水平方向の変位、柱頭曲げモーメント、柱の鉛直反力に及ぼす影響を検討する。

図1-1は、設計に用いた地盤反力係数（ K_0 ）を基準にして、係数を $1/4$ 、 $1/2$ および2倍した場合におけるくい頭のバネ定数 K_1 、 K_2 、 K_3 、 K_4 の変化を示している。

図1-2は、地盤反力係数の変動の重心点震度、柱頭群の作用モーメントおよび作用水平力への影響を示している。

図1-3は、地盤反力係数の変動の柱頭変位、柱頭モーメント、地表面モーメントおよび最大柱反力への影響を示している。

これらの図によつて明らかなように、地盤反力係数が基準値の $1/4$ になつても、最大柱反力および柱頭モーメントへの影響はほとんどなく、重心点震度で約1.4%減、柱頭水平変位で約1.6%増程度である。

図1-1 地盤反力係数 K と柱頭のバネ定数との関係

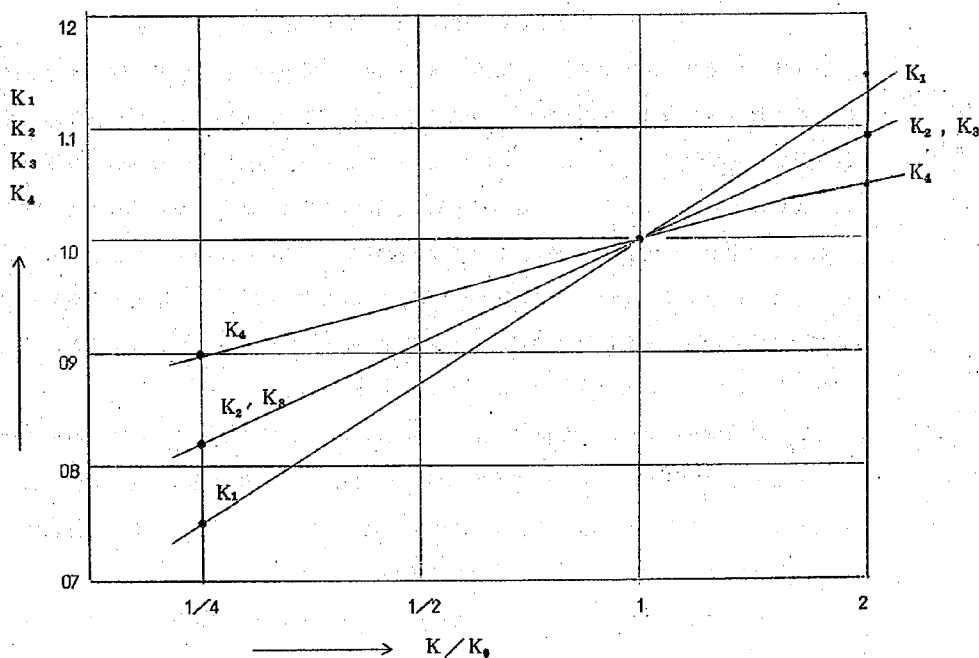
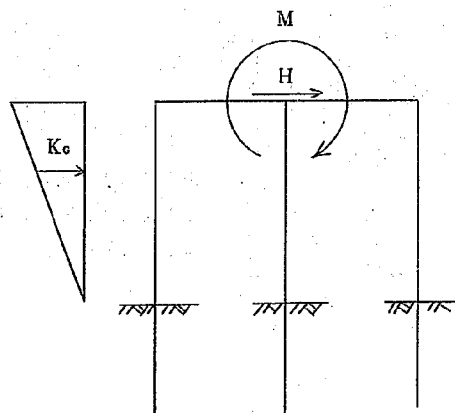
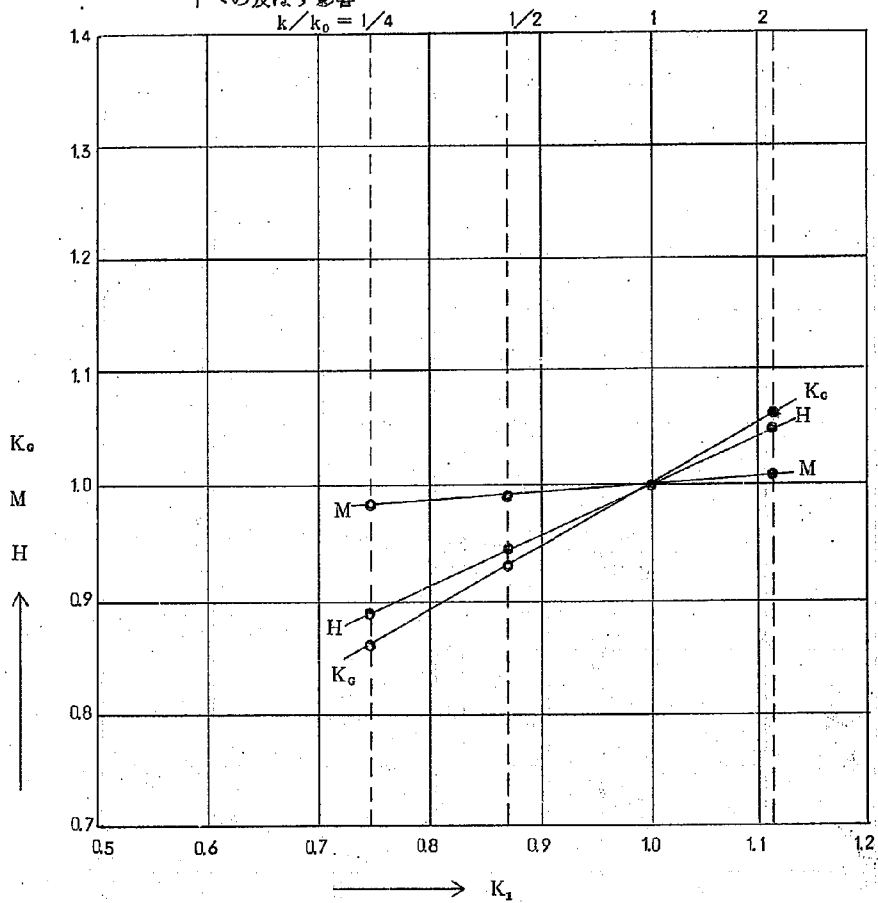
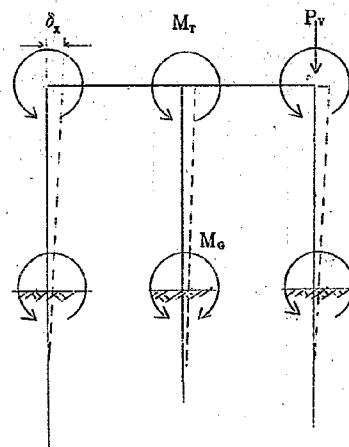
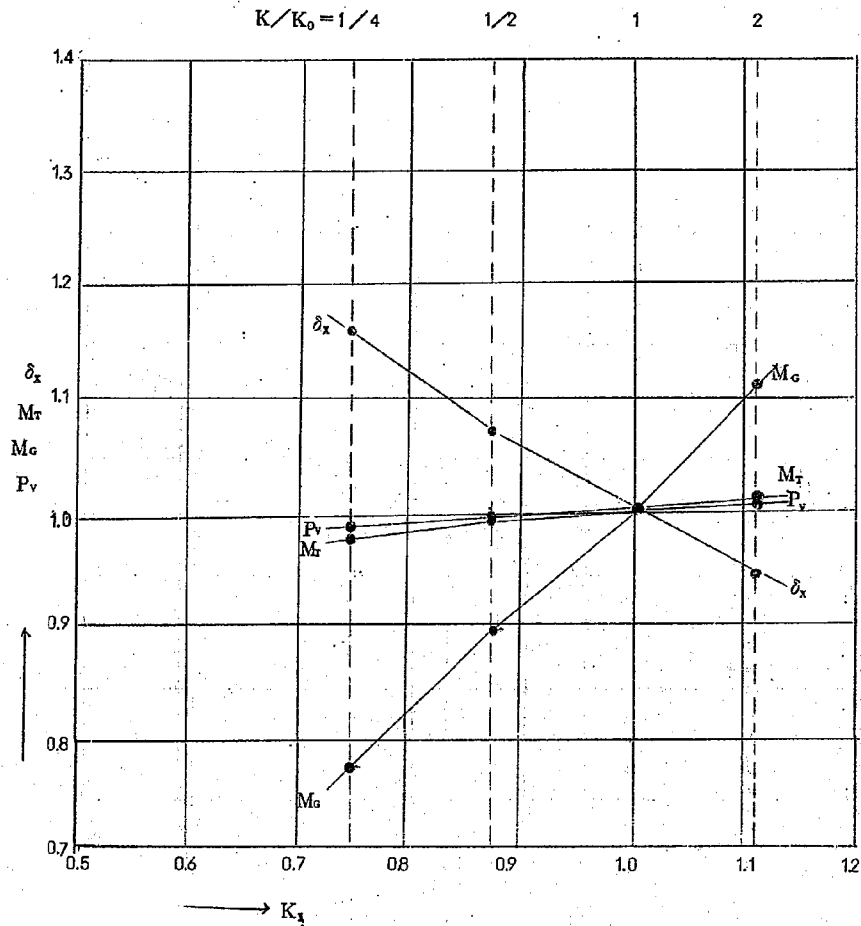


図-1-2 地盤反力係数の変動の重心点震度，柱頭群の作用モーメントおよび作用水平への及ぼす影響



K_0 : 重心点震度比
 M : 作用モーメント比
 (柱頭群)
 H : 作用水平力比
 (柱頭群)

図-1-3 地盤反力係数の変動の柱頭変位、柱頭モーメント、
地表面モーメントおよび最大柱反力への影響



δ_x : 柱頭変位比
 M_r : 柱頭モーメント比
 M_o : 地表面モーメント比
 P_v : 最大柱反力比

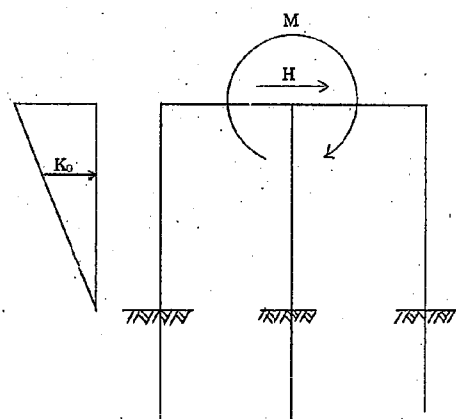
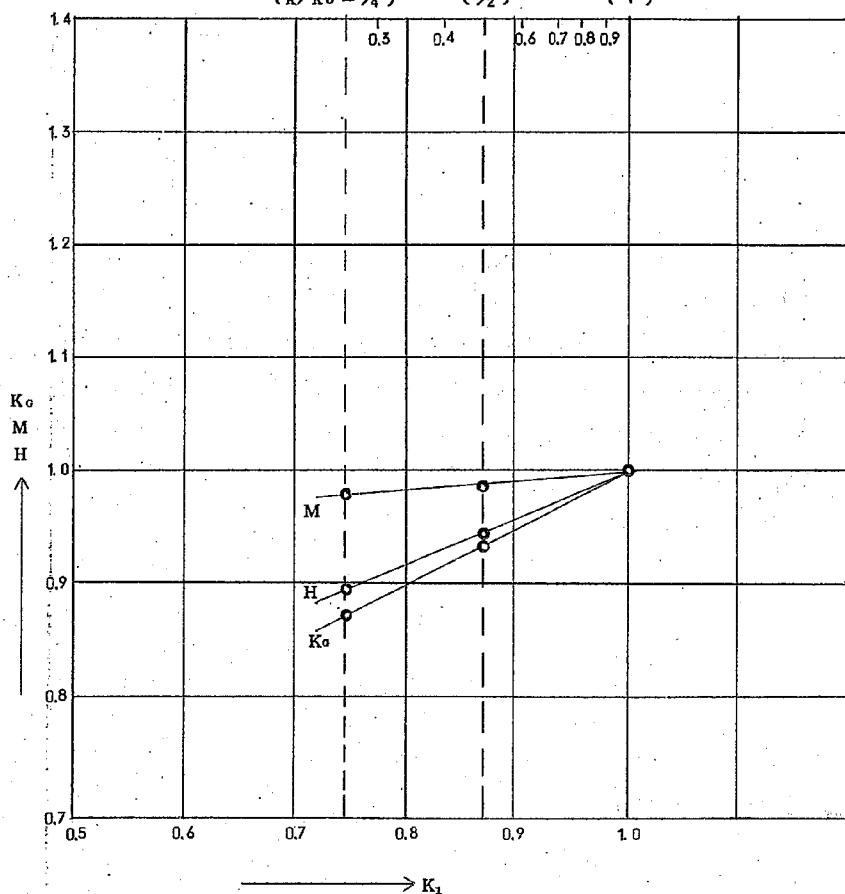
1-3. 地盤反力係数の不均一の多柱基礎の設計に及ぼす影響

多柱基礎の柱に対する地盤反力係数が地盤自身の不均一、施工の不均一あるいは群ぐい効果などの一つまたはいくつかの原因の組合せのために、柱によつて異なる場合の設計上の影響を検討する。

結果は図1-4、図1-5に示す通りである。結果は、才1列より順次 $1 : (K/K_0)$: $(K/K_0)^2$ の比で地盤反力係数が不均一になるものとした場合を示している。

これによつて明らかなように、柱列に対する地盤反力係数の比が $1 : 1/4 : 1/16$ とした場合でも、柱頭水平変位は約14%増、最大柱頭モーメントは約24%増、最大地表部モーメントは約16%増程度である。また重心点変位は約13%減であり、最大柱反力はほとんど同じである。

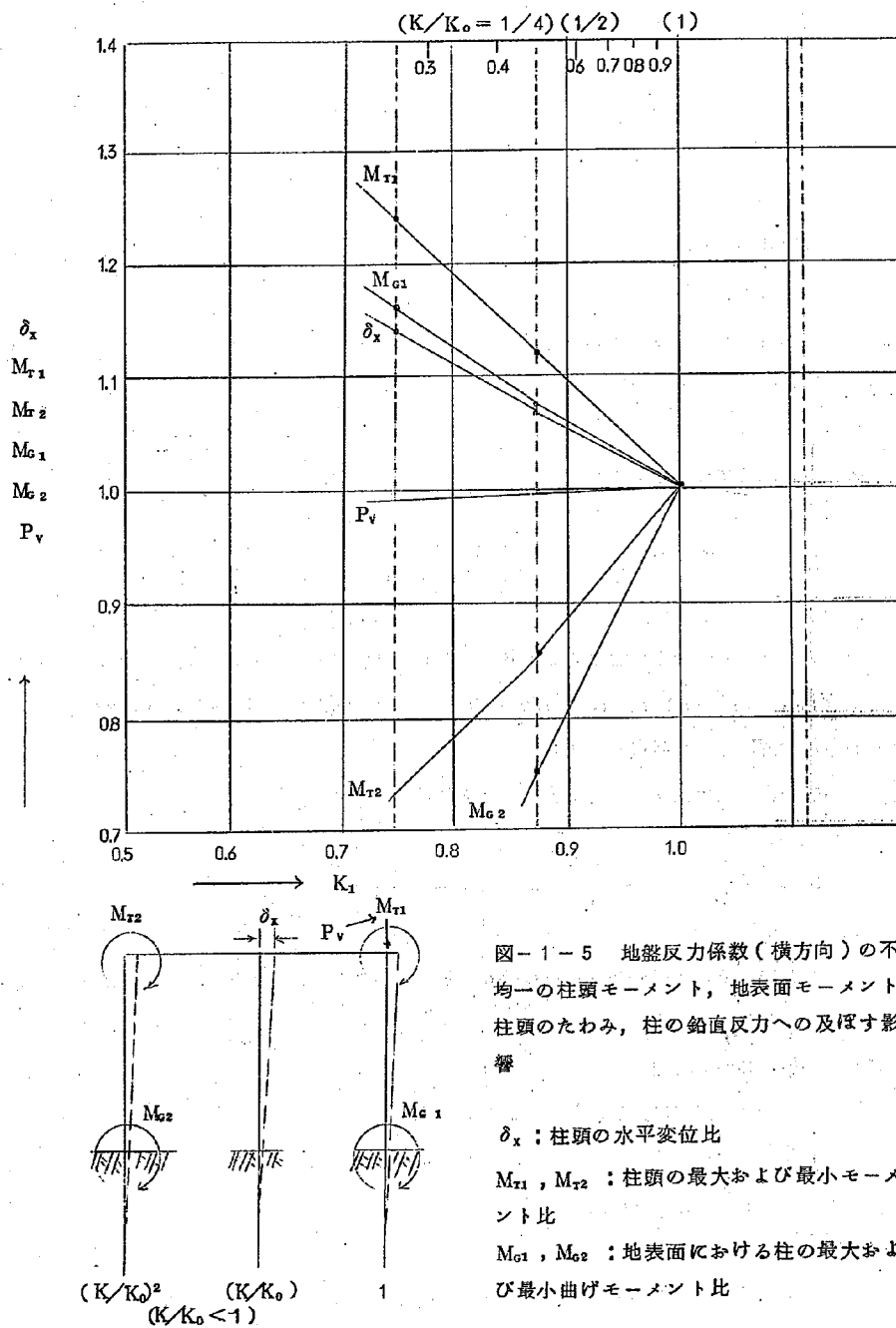
柱列に対する地盤反力係数比, $1 : \frac{1}{4} : \frac{1}{6}$ $1 : \frac{1}{2} : \frac{1}{4}$ $1 : 1 : 1$
 $(k/k_0 = \frac{1}{4})$ $(\frac{1}{2})$ (1)



K_0 : 重心点震度比
 M : 作用モーメント比
 H : 作用水平力比

図-1-4 地盤反力係数(横方向)の不均一の重心点震度, 柱頭群作用モーメントおよび水平作用力への及ぼす影響

柱列に対する地盤反力係数比 $1:1/4:1/16$ $1:1/2:1/4$ $1:1:1$



2. 多柱基礎後流中の交番渦による振動の検討

2-1. 検討計算上の仮定値

事 項	記 号	数 値
多柱基礎の直径	D	10 m
多柱基礎の撓み固有振動数	N_0	0.7 c/s
潮流最大流速	V_{max}	4.0 m/sec
海水の動粘性係数 (10°C)	ν	$1.3 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{sec}$
円柱のストローハル数	S	0.2

2-2. 最大流速時のレイノルズ数

$$Re = \frac{V_{max} D}{\nu} = \frac{4 \times 10}{1.3 \times 10^{-6}} = 3 \times 10^7 \approx 10^7$$

カルマン渦の発生範囲は $40 < Re < 300$ 程度であり、 $Re \approx 10^7$ は Roshko のいわゆる Transcritical region に属するので、カルマン渦による強制振動のおそれはない。

2-3. 最大流速時の交番渦の周波数

交番渦の周波数を N として、 $S=0.2$ に対し、

$$N = \frac{S \cdot V_{max}}{D} = \frac{0.2 \times 4}{10} = 0.08 \text{ c/sec}$$

これは、多柱基礎の撓み振動数 N_0 よりはるかに低いから、共振のおそれは小さいものと思われる。

2-4. 共振の必要な流速

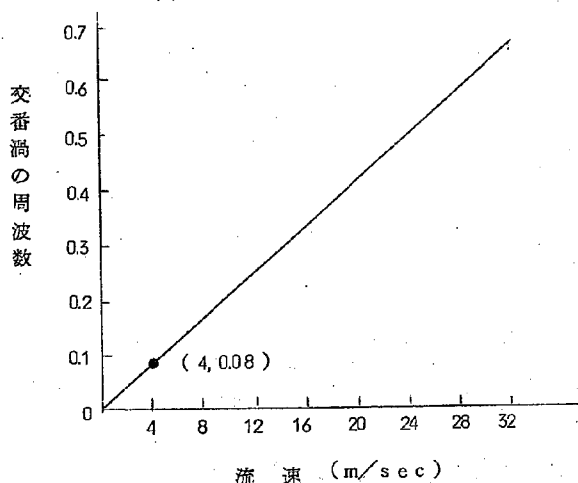
前項と同じ仮定に対し、 $N = N_0$ として

$V = 35 \text{ m/sec}$ これは現実の最大潮流速の約 10 倍であり、このような流速に遭遇するものとは思われない。

2-5. 結 論

交番渦の周波数と流速の関係をグラフに示せば、図 2-1 の通りである。

図-2-1



上にも述べたように、2-1に仮定した寸法では交番渦の周波数は最低次の固有振動数にくらべてはるかに低く、共振の可能性はない。また共振の可能性のある流速は発生しそうにない。ただし、直径1mの固有振動数、0.8 c/sec以下の長周期の部材については、部分共振は起り得る。

3-1. 概 要

多柱基礎 ($A_a = 0.5$ 橋脚) が、地震時に振れを伴う振動を起した場合の最大応答を求め、振れに対する検討の一資料とする。

振れを起す要因として次の2点を仮定する。

- (1) 施工誤差や杭の横地盤反力係数 (K -値) の相違などのため、系の重心点と弾性中心が一致しない場合。
- (2) 曲げ振動を行なっていた多柱基礎が何らかの原因により、そのエネルギーの全部を振れ振動のエネルギーに転換させられた場合。

前者については3-2. 偏心を仮定した場合が、後者については2-3. エネルギーの変換を仮定した場合が該当する。

いずれも、土木研究所が作成した地震応答スペクトル曲線にもとづいて計算を行なっている。

3-2. 偏心を仮定した場合

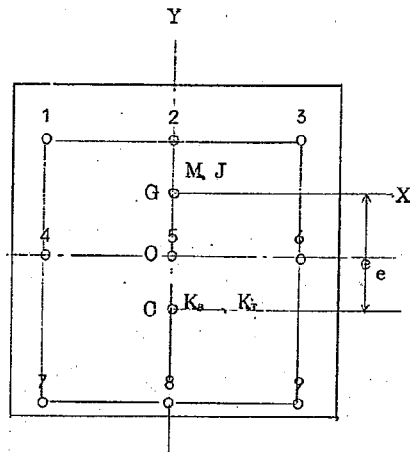
3-2-1. 力学モデル

図-3-1.に示すように杭にそれぞれ番号を付そう。

X、Yはそれぞれ、橋軸方向および橋軸直角方向座標であり、重心Gと剛心(弾性中心)Cが図心OをとるY軸上で、eだけ偏心したとし、またX方向には偏心がないと仮定する。

従つてこの系は、C点に並進のみに抵抗するバネと振れのみに抵抗するバネを有する質量M、回転慣性Jなる系となり、X方向地動に対しX方向並進とG点回りの振れを伴う2自由度系の振動を行なう。

図-3-1 偏 心



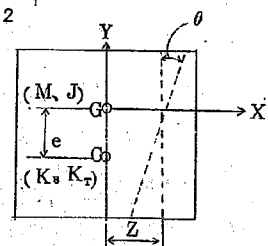
3-2-2. 運動方程式と最大応答

多柱式下部構造の頂板の動きに注目しよう。

質量 M、回転慣性 J なる頂板が剛心 C で並進のみに抵抗するバネ K_B と振れのみに抵抗するバネ K_T によつて弾性的に支持されているとする。

橋軸方向(X方向)地動 Z により、頂板が X 方向に X なる水平変位をしたのち、重心点のまわりに θ だけ回転したと考える。重心点に関する運動方程式をたてると

図-3-2



$$\begin{aligned} M(\ddot{X} + \ddot{Z}) + K_B(X - e\theta) &= 0 \\ J\ddot{\theta} - K_B(X - e\theta)e + K_T\theta &= 0 \end{aligned}$$

3-(1)

3-(1)式を変形すると

$$\begin{aligned} M\ddot{X} + K_B X - K_B e\theta &= -M\ddot{Z} \\ J\ddot{\theta} + (K_T + K_B e^2)\theta - K_B eX &= 0 \end{aligned}$$

3-(2)

運動方程式中の諸記号の意味は

M: 質 量

(t. sec²/m)

J: 回転慣性モーメント(重心点周り)

(t. sec². m)

K_B : 水平変位に抵抗するバネ

(t/m)

K_r : 振れに抵抗するバネ

(tm/rad)

Z : 地震による地盤の変位

(m)

X : 重心点の水平変位

(m)

θ : " の回転変位

(rad)

e : 重心と剛心との距離

(m)

3-(2)式から自由振動の式を導くと

$$M\ddot{X} + K_b \cdot X - K_b \cdot e \cdot \theta = 0$$

3-(3)

$$J\ddot{\theta} + (K_r + K_b \cdot e^2) \theta - K_b \cdot e \cdot X = 0$$

(1) 固有周期

固有周期を求めるために、振動論の常道より3-(3)式の解を

$$X = \tilde{X} \sin Pt$$

$$\theta = \tilde{\theta} \sin Pt$$

3-(4)

とにおいて3-(3)式に代入すれば

$$(-P^2 M + K_b) \tilde{X} - K_b e \tilde{\theta} = 0$$

$$-K_b e \tilde{X} + (-P^2 J + K_r + K_b e^2) \tilde{\theta} = 0$$

3-(5)

これより $\tilde{X}$ 、 $\tilde{\theta}$ を消去して振動数方程式を作ると、

$$(-P^2 M + K_b)(-P^2 J + K_r + K_b e^2) - K_b^2 e^2 = 0$$

3-(6)

となり、この式は P^2 に関する2次方程式であり、解は

$$P_r^2 = \frac{1}{2} \left\{ (P_b^2 + P_{ro}^2) \pm \sqrt{(P_b^2 - P_{ro}^2)^2 + 4 P_b^4 e^2} \right\}$$

3-(7)

となる。

3-(7)式の諸記号は

$$P_b^2 = \frac{K_b}{M}, P_{ro}^2 = \frac{K_r + K_b e^2}{J}, e = e/i$$

3-(8)

であり、 P_b は K_r を無限大にしたときの純粋曲げ固有振動数、 P_{ro} は重心を支持した場合の振れ固有振動数を表す。また e は偏心 e と回転半径 $1 = \sqrt{J/M}$ との比で偏心率と称する。

さて、3-(7)式、でもとまる P^2 の2つの値を小さい方から P_I^2 、 P_{II}^2 とすればそれぞれが

1次、2次の固有値であり、これから固有周期 T_r ($r=I, II$)は、

$$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{P_r^2}}, \quad (r=I, II)$$

3-(9)

で与えられる。

(2) 固有ベクトル

すでに求めた固有値を用い、モーダル・アナリシスによつて最大応答を求めるために、固有ベクトルを求める。3-(7)式で求めた P_r ($r=I, II$)を3-(5)式に代入すると、

$$\begin{aligned} (-P_r^2 M + K_B) \tilde{X}_r - K_B e \tilde{\theta}_r &= 0 \\ -K_B e \tilde{X}_r + (-P_r^2 J + K_T + K_B e^2) \tilde{\theta}_r &= 0 \end{aligned}$$

3-(10)

となり、各固有振動数に応じて上式から各座標の振幅比が求まり r 次の規準振動は、

$$\left. \begin{aligned} X_r &= \tilde{X}_r \sin P_r t \\ \theta_r &= \tilde{\theta}_r \sin P_r t \end{aligned} \right\} \quad (r=I, II) \quad 3-(11)$$

となる。 $\tilde{X}_r$ 、 $\tilde{\theta}_r$ は絶対値を任意にとり得るので $\tilde{X}_r = C_r \phi_{xr}$ 、 $\tilde{\theta}_r = C_r \phi_{\theta r}$ とおくと3-(10)式は次の如く表わされる。

$$\left. \begin{aligned} (-P_r^2 M + K_B) \phi_{xr} - K_B e \phi_{\theta r} &= 0 \\ -K_B e \phi_{xr} + (-P_r^2 J + K_T + K_B e^2) \phi_{\theta r} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad 3-(12)$$

3-(12)式からは、 ϕ_{xr} 、 $\phi_{\theta r}$ に絶対値を決めることができないので、たとえば $\phi_{xr} = 1$ ($r=I, II$)とおくと

$$\phi_{xr} = 1, \phi_{\theta r} = \frac{-P_r^2 + P_B^2}{P_B^2} \cdot \frac{1}{e} \quad (r=I, II) \quad 3-(13)$$

ここで

C_r : r 次の規準振動の振幅

ϕ_{xr} $\phi_{\theta r}$: r 次の規準振動形態を表わす係数 (固有ベクトル)

また 3-(11) 式は次の如く表わされる。

$$\left. \begin{aligned} X_r &= C_r \phi_{xr} \sin P_r t = \phi_{xr} \xi_r \\ \theta_r &= C_r \phi_r \sin P_r t = \phi_{\theta r} \xi_r \end{aligned} \right\} \quad 3-(14)$$

これは (X_r, θ_r) 座標から ξ_r 座標への変換を意味し、 ξ_r を規準座標という。

(3) 規準座標系における運動方程式

振動論より、規準座標 ξ_r を用いて、運動方程式 3-(1) 式を直接解く代りに、各次数毎に表われる 2 つの運動方程式を解いて、その解を合成するモーダル・アナリシスによる方法を探ることができる。運動方程式は

$$\left. \begin{aligned} m_r \ddot{\xi}_r + C_r \dot{\xi}_r + K_r \xi_r &= Q_r \quad \text{または} \\ \ddot{\xi}_r + 2N_r \dot{\xi}_r + P_r^2 \xi_r &= Q_r / m_r \end{aligned} \right\} \quad 3-(15)$$

($r = \text{I, II}$)

この解は、Duhamel 積分といわれ

$$\xi_r = \frac{D_r}{P_{dr}} \int_0^t \ddot{Z}(\tau) e^{-N_r(t-\tau)} \sin P_{dr}(t-\tau) d\tau \quad 3-(16)$$

($r = \text{I, II}$)

となる。

ただし

$$\begin{aligned} m_r &= M \phi_{xr}^2 + J \phi_{\theta}^2 && (\text{規準質量}) \\ K_r &= P_r^2 m_r && (\text{規準バネ定数}) \\ N_r &= C_r / 2 m_r = P_r h_r && (\text{才 } r \text{ 次の減衰指数}) \\ Q_r &= (-M \ddot{Z}) \phi_{xr} && (\text{規準座標に対応する一般力}) \\ D_r &= \frac{M \phi_{xr}}{M \phi_{xr}^2 + J \phi_{\theta}^2} && (\text{刺激関数}) \\ P_{dr} &= P_r^2 - N_r^2 && (\text{減衰固有円振動数}) \end{aligned}$$

3-(16) 式の最大応答は

$$\begin{aligned} \xi_r \max &= \frac{D_r}{P_{dr}} \left\{ \int_0^t \ddot{Z}(\tau) e^{-N_r(t-\tau)} \sin P_{dr}(t-\tau) d\tau \right\} \max \\ &= -\frac{D_r}{P_{dr}} S_{vr} = -D_r \frac{T_r}{2\pi} S_{vr} \end{aligned} \quad 3-(17)$$

S_{vr} は速度応答スペクトルであり、さらに加速度応答スペクトル S_{ar} で表わすと

$$\xi_{r \max} = D_r \frac{T_r^2}{4\pi^2} S_{ar} \quad 3 - (18)$$

かくして、各次の応答変位がまとまつたから、次にこれを重ね合わせて最終的応答量を導く。

(4) 最大応答変位 ($X_{\max}$ 、 $\theta_{\max}$)

多自由度系の応答値を近似的に各次モードの値の 2 乗和の平方根と考えると最大応答変位 $X_{\max}$ 、 $\theta_{\max}$ は次のごとくなる。

$$\begin{aligned} X_{\max} &= \sqrt{\sum_{r=1, II} \left\{ D_r \phi_r \frac{T_r^2}{4\pi^2} S_{ar} \right\}^2} \\ \theta_{\max} &= \sqrt{\sum_{r=1, II} \left\{ D_r \phi_{\theta r} \frac{T_r^2}{4\pi^2} S_{ar} \right\}^2} \end{aligned} \quad 3 - (19)$$

(5) 最大作用荷重 ($F_{o \max}$ 、 $M_{ro \max}$) 及び最大応答震度 ($K_{o \max}$) また 3-(1) 式より、本系の重心点に作用する最大の水平力及び振れモーメントは、次式で表わすことができる。

$$\begin{aligned} F_{o \max} &= M \cdot (\ddot{X} + \ddot{Z})_{\max} = M \sqrt{\sum_{r=1, II} (D_r \phi_{xr} S_{ar})^2} \\ M_{ro \max} &= J \cdot \ddot{\theta}_{\max} = J \cdot \sqrt{\sum_{r=1, II} (D_r \phi_{\theta r} S_{ar})^2} \end{aligned} \quad 3 - (20)$$

こゝで

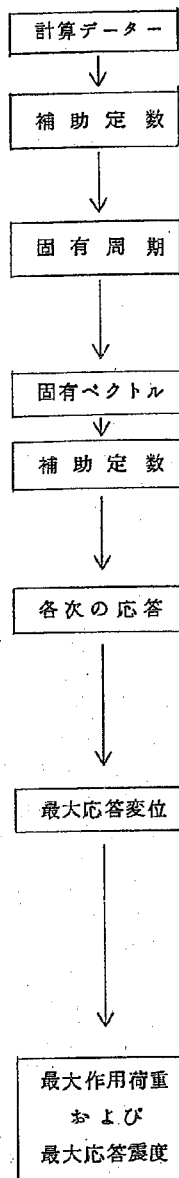
$F_{o \max}$: 重心点に作用する最大水平力 (t)

$M_{ro \max}$: " 最大振れモーメント (t·m)

また最大水平震度は

$$K_o = \frac{(\ddot{X} + \ddot{Z})_{\max}}{g} = \frac{1}{g} \sqrt{\sum_{r=1, II} (D_r \phi_{xr} S_{ar})^2} \quad 3 - (21)$$

(6) 計算の手順



$$M, J, K_T, K_B, e$$

$$i = \sqrt{J/M}, \varepsilon = e/i, P^2 = \frac{K_B}{M}$$

$$P_{T0}^2 = \frac{K_T + K_B \varepsilon^2}{J}$$

$$P_r^2 = \frac{1}{2} \left\{ (P_B^2 + P_{T0}^2) \mp \sqrt{(P_B^2 - P_{T0}^2)^2 + 4P_B^2 \varepsilon^2} \right\}$$

$$T_r = 2\pi / \sqrt{P_r^2}$$

$$\phi_{xr} = 1, \phi_{\theta r} = \frac{1}{e} \frac{-P_r^2 + P_B^2}{P_B^2}, (r = I, II)$$

$$D_r = \frac{M \phi_{xr}}{M \phi_{xr}^2 + J \phi_{\theta r}^2} \quad (r = I, II)$$

$$\left. \begin{aligned} X_r &= D_r \phi_{xr} \frac{T_r^2}{4\pi^2} S_{Ar} \\ \theta_r &= D_r \phi_{\theta r} \frac{T_r^2}{4\pi^2} S_{Ar} \end{aligned} \right\} \quad (r = I, II)$$

$$X_{max} = \sqrt{\sum_{r=I, II} \left\{ D_r \phi_{xr} \frac{T_r^2}{4\pi^2} S_{Ar} \right\}^2}$$

$$\theta_{max} = \sqrt{\sum_{r=I, II} \left\{ D_r \phi_{\theta r} \frac{T_r^2}{4\pi^2} S_{Ar} \right\}^2}$$

$$K_{G_{max}} = \frac{1}{g} \sqrt{\sum_{r=I, II} (D_r \phi_{xr} S_{Ar})^2}$$

$$F_{G_{max}} = M(\ddot{X} + \ddot{Z})_{max} = M \sqrt{\sum_{r=I, II} (D_r \phi_{xr} S_{Ar})^2}$$

$$M_{T0_{max}} = J \ddot{\theta}_{max} = J \sqrt{\sum_{r=I, II} (D_r \phi_{\theta r} S_{Ar})^2}$$

3-2-3. 数值计算例 1.

(1) 諸元

頂板

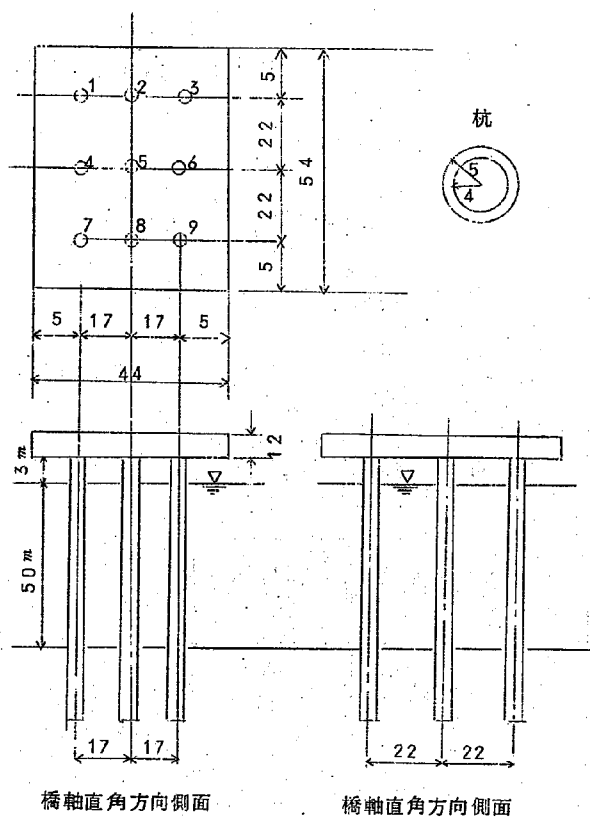


図-3-3 一般諸元

(2) 偏 心 量

重心の偏心量と剛心の偏心量について述べる。

(a) 重 心

重心が図心Oに対して偏心を起す条件として次の3点を仮定する。

Ⅰ) 上部構造重量(主塔自重)が $y=+1$ m 偏心している。

Ⅱ) 柱の単位長さ当り重量が相違している。

杭1・2・3が平均より2.5%重い。

杭4・5・6は平均

杭7・8・9が平均より2.5%軽い。

Ⅲ) 頂板重量がX軸を境に $\pm 2.5\%$ 相違した。

また、杭の重量は全て杭頭にかかるものとする。上部構造重は13000 t、頂板重量は35640 t、杭全部で74800 tコンクリートの単位体積重量は 2.5 t/m^3 とする。水、土の付加重量はこゝでは一応無視する。

前頁で述べた条件をもとに頂板、杭、上部構造の重量を図示すると図-3-4の如くなる。

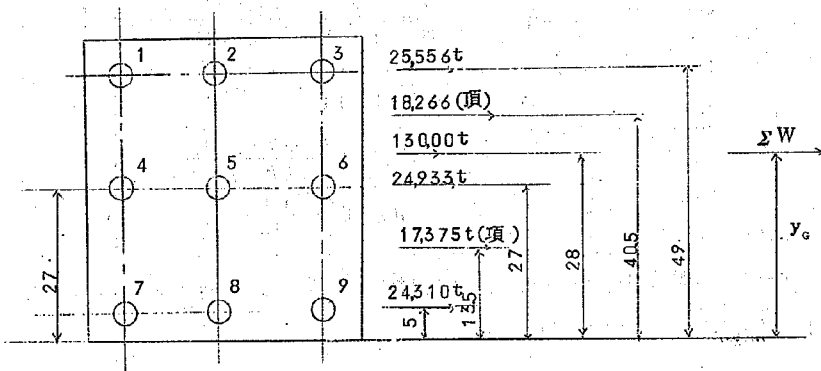


図 - 3 - 4

表-3-1 各部分の重量

部 分 名	重 量	備 考
杭 1 . 2 . 3	25,556 t	1 . 2 . 3 の合計
" 4 . 5 . 6	24,933	4 . 5 . 6 "
" 7 . 8 . 9	24,310	7 . 8 . 9 "
頂 板 (重)	18,266	
" (軽)	17,375	
上 部 構 造	13,000	主 塔 自 重
合 計	123,440	

$$y_0 = \frac{\sum W y}{\sum W} = \frac{3,385,320}{123,440} = 27.425 \text{ m}$$

従つて y 方向の図心から偏心量は $e_0 = 0.425 \text{ m}$ である。

(b) 剛 心

剛心は、杭頭反力の作用点であり、杭頭反力は Y-L-Chang の解式より求める。

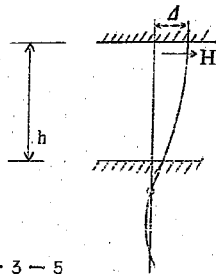


図-3-5

$$\frac{\Delta}{H} = \frac{h^3}{12 EI} \frac{(1 + \beta h)^3 + 2}{(\beta h)^3}$$

$$= \frac{h^3}{12 EI} \cdot \psi(\beta h)$$

(20)

$$\psi(\beta h) = \frac{(1 + \beta h)^3 + 2}{(\beta h)^3}$$

$$\beta h = h \sqrt[4]{\frac{Bk}{4EI}}$$

図-3-5 は杭が地上に突出し、杭頭固定端の場合であり、杭頭変位 Δ 、作用水平力を H とすると $\frac{\Delta}{H}$ は 3-20 式の如く表わされる。

$h \cdot B \cdot k \cdot EI$ は各々、杭の地上突出部の長さ杭の外径、横方向地盤反力係、杭の曲げ剛性である。

杭頭反力を算出するために、 k 値に次の如き仮定を設ける。

杭 1 . 2 . 3 . の k 値は 4700 t/m^3

杭 4 . 5 . 6 " 7,050 "

杭 7 . 8 . 9 " 2,400 "

杭頭反力の図を図-3-7に示す。3-21式に $B=10\text{ m}$ 、

$E=21 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ 、 $I=606 \text{ m}^4$ 、 $h=53\text{ m}$ を代入すると表-2の値が求まる。

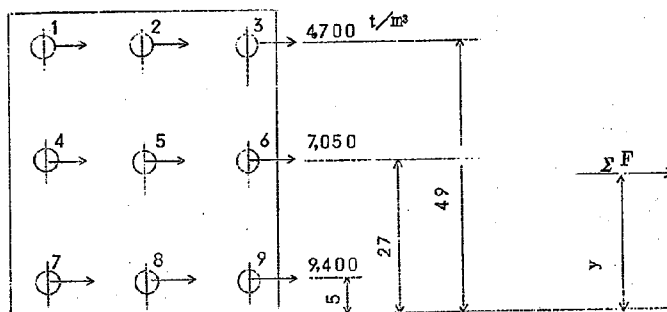


図-3-7

表-3-2 H/D

杭	βh	$\psi(\beta h)$	H/D
1. 2. 3	2.921	2.499	$4.103 \times 10^4 \text{ t/m}$
4. 5. 6	3.233	2.304	4.450×10^4
7. 8. 9	3.472	2.185	4.693×10^4

$$\bar{y} = \frac{\sum Fy}{\sum F} = \frac{3 \times 3447000}{3 \times 1325 \times 10^5} = 2.602 \text{ m}$$

従つて図心よりの剛心の偏心量 e_c は0.98mである。

X方向への偏心量は本例では零とする。

(a) パネ定数

(a) 水平変位に抵抗するパネ(K_H)

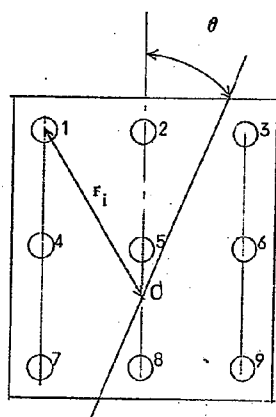
表-3-2および図-3-7に示した H/D の合計が求めるものであり3-2で表わされ、

結局 $K_H=3.975 \times 10^5 \text{ t/m}$ となる。

$$K = \sum_{i=1}^n (H/D)_i \quad \text{--- 3-2}$$

(b) 振れに抵抗するパネ(K_r)

剛心点Cのまわりに頂拔が θ だけ振れたとき、9本の杭から受ける水平抵抗力によるモーメントの合計を M_r とすると



$$K_r = M_r / \theta$$

が求めるものである。

$$K^2 =$$

図 3-6

従つて 3-20 式より

$$M_r = \sum_{i=1}^9 H_i \cdot r_i = \sum_{i=1}^9 \frac{12EI}{h^3} \left\{ \frac{\Delta}{\psi(\beta h)} h \right\} \cdot r_i \quad 3-20$$

となり、これを整理すると次の如く表わされる。

$$M_r = \frac{12EI}{h^3} \left(\sum_{i=1}^9 \frac{r_i^2}{\psi_i(\beta h)} \right) \cdot \theta \quad 3-21$$

従つて

$$K_r = \frac{12EI}{h^3} \sum_{i=1}^9 \frac{r_i^2}{\psi_i(\beta h)} \quad 3-22$$

ここで

$$\frac{12EI}{h^3} = \frac{12 \times 21 \times 10^6 \times 60.6}{5^3} = 1026 \times 10^5 \text{ t/m}$$

表-3-3

振	r_i	r_i^2	$\psi_i (\beta h)$	$r_i^2 / \psi_i (\beta h)$	備 考
1	28.58	817.1	2.499	327.0	$k = 4070 \text{ t/m}^3$
2	22.98	528.1	"	211.3	"
3	28.58	817.1	"	327.0	"
4	17.03	290.0	2.304	125.9	$k = 7050 \text{ t/m}^3$
5	0.98	0.96	"	0.417	"
6	17.03	290.0	"	125.9	"
7	27.03	730.8	2.185	334.5	$k = 9400 \text{ t/m}^3$
8	21.02	441.8	"	202.2	"
9	27.03	730.8	"	334.5	"
計				1988.5	

$$K_T = 1026 \times 10^5 \times 1988.5 \times 10^3 = 2.041 \times 10^8 \text{ tm/rad}$$

(4) 質量および回転慣性

質量は表-1に示した各部重量の合計から

$$M = \frac{123,440}{9.8} = 12,596 \text{ t} \cdot \text{sec}^2/\text{m}$$

また重心に関する回転慣性モーメントは

表-3-4

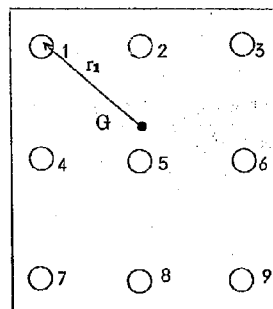


図-3-8

i	r_i	r_i^2	W	$r_i^2 W$
1	27.47	754.5	8519×10^3	6428×10^5
2	21.58	465.5	"	3966×10^5
3	27.47	754.5	"	6428×10^5
4	17.01	289.2	8311×10^3	2403×10^5
5	0.425	0.181	"	1504×10^5
6	17.01	289.2	"	2403×10^5
7	28.14	791.9	8103×10^3	6417×10^5
8	22.43	502.9	"	4075×10^5
9	28.14	791.9	"	6417×10^5
頂部上	13.08	171.0	1826×10^3	3123×10^5
頂部下	13.92	193.9	17357×10^3	3369×10^5
塔柱	0.575	0.331	13000×10^3	4303×10^5

図-3-8および表-3-4より

$$J = \frac{4.504 \times 10^7}{9.8} = 4.595 \times 10^6 \text{ t} \cdot \text{sec}^2 \cdot \text{m}$$

$$\text{回転半径 } i = \sqrt{\frac{4.595 \times 10^6}{1260 \times 10^4}} = 19.10 \text{ m}$$

$$\text{偏心量 } e = e_0 + e_c = 0.425 + 0.980 = 1.405 \text{ (m)}$$

(5) 最大応答

(a) 諸元

表-3-5

諸元	意味	単位	数値
M	質量	t, sec ² /m	1.260×10^4
J	回転半径	t · sec ² · m	4.595×10^6
K _B	水平変位に抵抗するバネ	t/m	3.975×10^5
K _T	振りに抵抗するバネ	t · m/rad	2.041×10^8
e	偏心量	m	1.405
i	重心に関する回転半径	m	19.10

表3-5より

$$\epsilon = \frac{e}{i} = \frac{1.405}{19.10} = 0.0736$$

$$P_B^2 = \frac{K_B}{M} = \frac{3.975 \times 10^5}{1.260 \times 10^4} = 31.55$$

$$P_{Tc}^2 = \frac{K_T + K_B e^2}{J} = \frac{2.041 \times 10^8 + 3.975 \times 10^5 \times 1.405^2}{4.595 \times 10^6} = 44.59$$

$$P_B^2 + P_{Tc}^2 = 31.55 + 44.59 = 76.14$$

$$(P_B^2 - P_{Tc}^2)^2 = (31.55 - 44.59)^2 = 170.0$$

$$4 \times P_B^4 \times \epsilon^2 = 4 \times 31.55^2 \times 0.0736^2 = 215.7$$

(b) 固有周期

$$P^2 = \frac{1}{2} \left\{ 76.14 \pm \sqrt{1700 + 2157} \right\}$$

$$= \frac{1}{2} \left\{ 76.14 \pm 13.84 \right\} = \frac{1}{2} \left\{ \begin{array}{l} 62.30 \\ 89.98 \end{array} \right.$$

$$\therefore P_I^2 = 31.15 \quad P_I = 5.581 \text{ (rad/sec)}$$

$$P_{II}^2 = 44.99 \quad P_{II} = 6.707 \text{ (rad/sec)}$$

$$T_I = \frac{2 \times 3.1416}{5.581} = 1.126 \text{ sec}$$

$$T_{II} = \frac{2 \times 3.1416}{6.707} = 0.9368 \text{ sec}$$

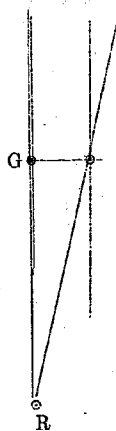
(c) 固有ベクトル

$$\phi_{xI} = \phi_{xII} = 1.0$$

$$\phi_{\theta I} = \frac{1}{1.405} \times \frac{-31.15 + 31.55}{31.55} = \frac{1}{1.405} \times \frac{0.40}{31.55} = 0.009023 \text{ (1)}$$

$$\phi_{\theta II} = \frac{1}{1.405} \times \frac{-44.99 + 31.55}{31.55} = \frac{1}{1.405} \times \frac{-13.44}{31.55} = -0.3032 \text{ (1/m)}$$

1次モード



2次モード

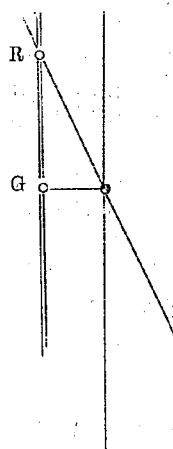


図-3-9

(d) 各次の最大応答変位

$$D_I = \frac{1.260 \times 10^4 \times 1.0}{1.260 \times 10^4 \times 1.0^2 + 4.595 \times 10^6 \times 0.009023^2} = 0.9715$$

$$D_{II} = \frac{1.260 \times 10^4 \times 1.0}{1.260 \times 10^4 \times 1.0^2 + 4.595 \times 10^6 \times (-0.3032)^2} = 0.02897$$

また $S_{AI} = 0.25 \times g = 2.45 \text{ m/sec}^2$

$S_{AII} = 0.30 \times g = 2.94$

(加速度応答スペクトル曲線
 S_A の $n/p = 5\%$ を採用する)

$$\begin{aligned} X_I^{\max} &= D_I \phi_{xI} \frac{T_I^2}{4\pi^2} S_{AI} \\ &= 0.9715 \times 1.0 \times \frac{1.126^2}{4 \times 3.14^2} \times 2.45 = 0.0764 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_{II}^{\max} &= D_{II} \phi_{xII} \frac{T_{II}^2}{4\pi^2} S_{AII} \\ &= 0.02897 \times 1.0 \times \frac{0.9368^2}{4 \times 3.14^2} \times 2.94 = 0.00189 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \theta_I^{\max} &= D_I \phi_{\theta I} \frac{T_I^2}{4\pi^2} S_{AI} \\ &= 0.9715 \times 0.009023 \times \frac{1.126^2}{4 \times 3.14} \times 2.45 = 6.89 \times 10^{-4} \text{ rad} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \theta_{II}^{\max} &= D_{II} \phi_{\theta II} \frac{T_{II}^2}{4\pi^2} S_{AII} \\ &= 0.02897 \times (-0.3032) \times \frac{0.9368^2}{4 \times 3.14} \times 2.94 = -5.73 \times 10^{-4} \text{ rad} \end{aligned}$$

(e) 最大応答変位

$$X_{\max} = \sqrt{0.0764^2 + 0.00189^2} = 0.0764 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \theta_{\max} &= \sqrt{(6.89 \times 10^{-4})^2 + (-5.73 \times 10^{-4})^2} \\
 &= \sqrt{80.27 \times 10^{-8}} \\
 &= 8.96 \times 10^{-4} \text{ rad}
 \end{aligned}$$

表-3-6

	1 次	2 次	応 答 変 位
T	1.126 sec	0.9368 sec	
S_a	2.45 m/sec ²	2.94 m/sec ²	
$X_{\max}$	7.64 mm	1.89 mm	7.64 mm
$\theta_{\max}$	6.89×10^{-4} rad	-5.73×10^{-4} rad	8.96×10^{-4} rad

表-3-6の値を用い、G点から最も遠い杭の変位（杭7、9）を算出すると

$$\begin{aligned}
 U_{\max} &= X_{\max} + r \theta_{\max} \\
 &= 7.64 + 8.96 \times 10^{-4} \times 28.14 \times 1000 \\
 &= 7.64 + 25.2 \\
 &= 101.6 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

従つて、並進による変位は7.64cm、振れによる変位は25.2cmで合わせて101.6cmとなる。

3-2-4. 数値計算例2.

昭和42年6月30日の第48回耐震幹事に資料として提出された多柱基礎の設計例(No 48-6-1, 2)の諸元を用い、前節で示したように偏心量を仮定し、5ケースにわたり計算を行った。仮定の概要は次の通りである。

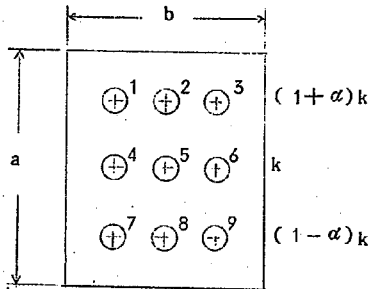


図-3-10に示すように柱4, 5, 6の列の地盤反力係数を k とし、柱列1, 2, 3は $(1+\alpha)k$ 、柱列7, 8, 9は $(1-\alpha)k$ なる地盤反力係数をもつものとする。

図-3-10

α の値は 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, の5種類について偏心量 e を算出し、これにもとづいて応答変位を求めた。重量の偏心 e は零とし、水の付加質量は柱9本に等配分する。頂板の回転慣性は質量を m とすると $\frac{m}{12}(a^2 + b^2)$ から求める。他は前節の計算例と同様である。

諸元は次頁以下に示す。

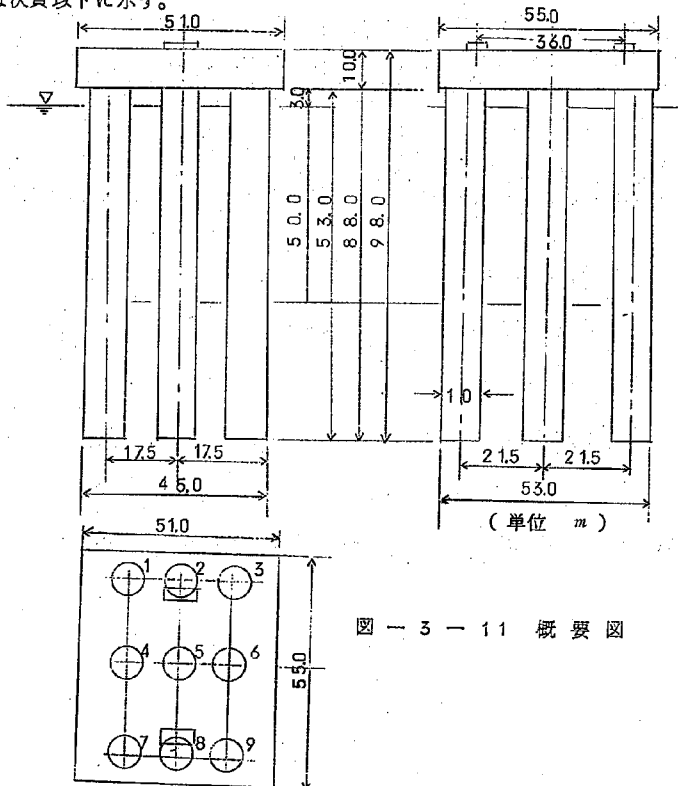


図-3-11 概要図

また、図-3-10に示された構造物は、以下の如き諸元を有する。

(1) 重量

上部(主塔)	$12.20 \times 10^3 \text{ t}$	} $W = 173.43 \times 10^3 \text{ t}$
頂板	52.28 "	
柱	74.93 "	
水の付加質量	33.02 "	

(2) 全質量 $M = 176.97 \times 10^3 \text{ t} \cdot \text{sec}^2/\text{m}$

(3) 柱の1本当り $EI = 1.2723 \times 10^9 \text{ t} \cdot \text{m}^2$

(4) 地上部分の杭長 $h = 53.0 \text{ m}$

(5) 杭径 $D = 10.0 \text{ m}$

(6) 頂板の重心に関する回転慣性モーメント

$$J = 0.546 \times 10^8 \text{ t} \cdot \text{sec}^2/\text{m}$$

(7) 基本とする地盤反力係数 $k = 9375 \text{ t}/\text{m}^3$

上記諸元を用いて、 α の各々の値についてバネ定数、偏心、固有周期、スペクトルの値を計算すると

表-3-7

α	K_{π} $\text{t} \cdot \text{m}/\text{rad}$	K_b t/m	e m	T_I sec	T_{II} m/sec^2	$S_{A I}$ m/sec^2	$S_{A II}$ m/sec^2
0.1	2.162×10^8	4.221×10^5	0.25	1.288	1.248	2.244	2.323
0.2	2.157	4.215	0.52	1.293	1.246	2.234	2.326
0.3	2.146	4.200	0.80	1.301	1.243	2.218	2.331
0.4	2.130	4.179	1.10	1.312	1.240	2.201	2.336
0.5	2.106	4.149	1.45	1.327	1.238	2.177	2.339

ただし、上表に於て、 S_A -曲線の値は $n/p = 5\%$ のものを考える。表-3-7から、いわゆるモーダル、アナリシスによる方法を用い、1次、2次、の最大応答量の2乗和の平方根をもつて頂板重心点における並進および回転の最大変位と重心からもつとも遠い杭に於ける最大の水平変位を示したのが次表である。表-3-8

α	X_I cm	X_{II} cm	θ_I rad	θ_{II} rad	$X_{\max}$ cm	$\theta_{\max}$ rad	$r \theta_{\max}$ cm	$U_{\max}$ cm
0.1	9.13	0.30	0.752×10^{-3}	-0.731×10^{-3}	9.13	1.048×10^{-3}	2.91	12.04
0.2	8.45	0.98	1.329	-1.285	8.51	1.849	5.13	13.63
0.3	7.76	1.68	1.677	-1.608	7.94	2.323	6.44	14.58
0.4	7.20	2.27	1.889	-1.791	7.55	2.603	7.22	14.84
0.5	6.74	2.78	2.037	1.905	7.29	2.789	7.73	15.02

$$(r = 27.72 \text{ m})$$

こゝで

X_r, θ_r ($r = I, II$): 第 r 次の最大応答変位

X_{max} ; 最大水平変位

θ_{max} ; " 回転 "

U_{max} ; 最も重心から離れた杭の最大水平変位

3-3 エネルギーの変換を仮定した場合

曲げ振動のエネルギーが全て揺れ振動のエネルギーに変換するものと仮定し、両者の最大エネルギーが等しいとおくと

こゝで

$$\frac{1}{2} \cdot M \cdot S_v^2 = \frac{1}{2} \cdot J \cdot \theta_{max}^2 \quad \text{----- (26)}$$

M ; 質量

J ; 回転慣性

S_v ; 速度応答スペクトル

θ_{max} ; 揺れ振動における角速度の最大値

いま、曲げ振動の周期を T 、揺れ振動の周期を T' とすると、 θ_{max} は S_A を用いて次の如く表わすことができる。 $(S_A = \frac{2\pi}{T} S_v, \theta_{max} = \frac{2\pi}{T'} \theta_{max})$

$$\theta_{max} = \frac{T T'}{4 \pi^2} \sqrt{\frac{M}{J}} \cdot S_A \quad \text{----- (27)}$$

かくて θ_{max} が求まったから、任意の杭の変位の最大値を求めることができる。

$$U_{max} = r \theta_{max} \quad \text{----- (28)}$$

曲げ振動の周期 T 、揺れ振動の周期 T' は次式から求められる。

$$\left. \begin{array}{l} T = 2 \pi \sqrt{M/K_b} \quad (a) \\ T' = 2 \pi \sqrt{J/K_r} \quad (b) \end{array} \right\} \quad (29)$$

さて、数値計算例 2 に於て、図-3-10 の 9 本の杭は k -値が全て $k = 9375 \text{ t/m}^2$ であるとする

$$\begin{array}{ll} K_b = 4.225 \times 10^5 & \text{t/m} \\ K_r = 2.165 \times 10^8 & \text{tm/rad} \end{array}$$

となり、3-(29) より固有周期は

$$T = 1.285 \quad \text{Sec}$$

$$T' = 1.248 \quad \text{Sec}$$

である。また S_A - 曲線 ($n/p = 5\%$) の値をもとめると

$$S_A = 2.156 \text{ m/sec}^2$$

となり、結局 $\theta_{\max}$

$$\theta_{\max} = 3.988 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

であるから、たとえば最も重心から離れた杭の最大水平変位は、

$$U_{\max} = 2.772 \times 3.988 \times 10^{-3} = 0.111 \text{ m} = 11.1 \text{ cm}$$