

§1 序

耐震壁を高さ方向に連続的に配置した、いわゆる連層耐震壁を有する構造物は数多く、その中でも連層耐震壁を構造物の中心部分に配置させた、コアー形式構造物は、典型的な構造形式の一つである。

この様な理由から、コアー形式構造物の静的解析法、及水平荷重に対する応力・変形状態に関して、古くから多くの研究発表がなされているのであるが、その大部分は平面構造物としての解析が主であった。[1] しかし、この様な平面構造物としての解析では、構造物の真の性状を正しく捕らえる事は出来ないのは言うまでもない。特に、重心と剛心が一致した対称構造物であっても、地震時に於て、構造物には振り荷重も作用する場合があると言う事を考えれば[2]、振り荷重に対するコアー形式構造物の静的解析(応力・変形状態の解析)が重要な問題点となり、興味ある問題でもある。

連層耐震壁を有する三次元構造物の解析法に関しては、梁を高さ方向に連続的に分布させ微分方程式に基づく近似解法を初め、剛さMatrix法に基づく精算解法についても今までに若干の研究があり、振り荷重を受ける構造物の応力・変形状態も、ある程度明らかになって来ている。[3,4,5,6] しかしこれらの解析は、いずれも基礎完全固定と言う条件があり、振り荷重に対するコアー形式構造物の基礎固定度の評価方法、及基礎を弾性固定とした時の構造物の応力・変形状態に関しては、未だ明確になっていないのが現状である。

本論文では、弾性地盤上に設置されたコアー形式構造物の、振り荷重に対する静的近似解析法を展開すると同時に、基礎固定度の評価方法についても論述した。さらに、振り荷重を受けた場合の基礎固定度が、コアー形式構造物の応力・変形状態に及ぼす影響についても若干の考察を行なった。

§2 基礎固定度の解析

本論文では、図1に示す様に耐震壁のみから構成されたコアー形式構造物を解析対象とするが、この構造物が弾性地盤上に設置されているものとした時の、各成分の力に対する基礎の固定度を解析する事にする。この解析では、基礎版の曲げ剛性をも考慮している事が特徴である。

さて、基礎版に作用する力は、一般的に考えて、図2-aの様になるが、これらの力は図2-bに示す様に基礎版の中心に関する力に置換出来る。(これらの図でBimomentは $\bar{B}$ の記号で表わされている) 即ち、図2-(a)と図2-(b)との力には次の関係式が成立し、変位に関しても同様の関係が成立する。

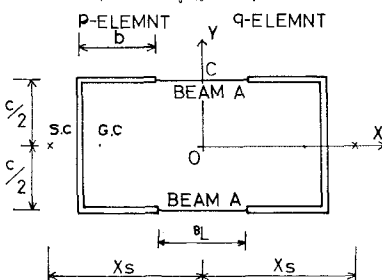


Fig. 1

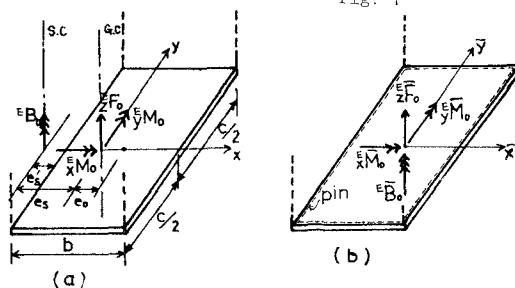


Fig. 2

$$\begin{pmatrix} \bar{M}_0 \\ \bar{M}_0 \\ \bar{F}_0 \\ \bar{B}_0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & 1 & -e_0 & \cdot \\ \cdot & \cdot & 1 & \cdot \\ e'_0 - \frac{b}{2} & \cdot & \cdot & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \bar{M}_0 \\ \bar{M}_0 \\ \bar{F}_0 \\ \bar{B}_0 \end{pmatrix} \quad (2-1), \quad \begin{pmatrix} \bar{\theta}_0 \\ \bar{\theta}_0 \\ \bar{\delta}_0 \\ \bar{\theta}_0' \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & \cdot & \cdot & e'_0 - \frac{b}{2} \\ \cdot & 1 & \cdot & \cdot \\ \cdot & -e_0 & 1 & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x\theta_0 \\ y\theta_0 \\ z\delta_0 \\ z\theta_0' \end{pmatrix} \quad (2-2)$$

ここで、 $x\theta_0, y\theta_0$ = 基礎版の x, y 軸に関する回転変位、 $z\delta_0$ = 垂直変位、 $z\theta_0'$ = 捩り角の変化率、をそれぞれ表わし、基礎版の中央で定義された力及変位 (図2-6) は () の記号で表わされている。図2-6の状態での力と変位との関係は、形式的に (2-3) 式の様に書ける。この式に於ける剛性 $x\bar{K}_g \sim y\bar{K}_g$ が求まれば、図2-6の状態での力と変位との関係は、(2-4) 式の様に表現出来る。

$$\begin{pmatrix} \bar{M}_0 \\ \bar{M}_0 \\ \bar{F}_0 \\ \bar{B}_0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} x\bar{K}_g & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & y\bar{K}_g & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & z\bar{K}_g & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & y\bar{K}_g \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x\bar{\theta}_0 \\ y\bar{\theta}_0 \\ z\bar{\delta}_0 \\ z\bar{\theta}_0' \end{pmatrix} \quad (2-3), \quad \begin{pmatrix} \bar{M}_0 \\ \bar{M}_0 \\ \bar{F}_0 \\ \bar{B}_0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} x\bar{K}_g & \cdot & \cdot & x\bar{K}_g(e'_0 - \frac{b}{2}) \\ \cdot & y\bar{K}_g + z\bar{K}_g e_0^2 & -z\bar{K}_g e_0 & \cdot \\ \cdot & -z\bar{K}_g e_0 & z\bar{K}_g & \cdot \\ x\bar{K}_g(e'_0 - \frac{b}{2}) & \cdot & \cdot & y\bar{K}_g + x\bar{K}_g(e'_0 - \frac{b}{2})^2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x\theta_0 \\ y\theta_0 \\ z\delta_0 \\ z\theta_0' \end{pmatrix} \quad (2-4)$$

従って、まず (2-3) 式に於ける剛性 $x\bar{K}_g \sim y\bar{K}_g$ を求めれば良い。この解析に当って、基礎版の周辺はピン支持とし、さらに地盤反力は基礎版の変位に比例するものとするれば、基礎版のたわみに関する基本式及境界条件は、それぞれ (2-5), (2-6) 式で表わされる。[7]

$$\frac{\partial^2 W}{\partial \bar{x}^2} + 2 \frac{\partial^2 W}{\partial \bar{x}^2 \partial \bar{y}^2} + \frac{\partial^2 W}{\partial \bar{y}^2} = \frac{p_g}{D_f} (w_0 - W) \quad (2-5)$$

$$\bar{x} = \pm \frac{b}{2}; \quad \frac{\partial^2 W}{\partial \bar{x}^2} = 0, \quad \bar{y} = \pm \frac{c}{2}; \quad \frac{\partial^2 W}{\partial \bar{y}^2} = 0 \quad (2-6)$$

ここで、 W = 基礎版の垂直変位、 w_0 = 強制変位、 p_g = 垂直地盤係数、 D_f = 基礎版の曲げ剛性、をそれぞれ表わす。

さて、(2-5) 式に於て各成分の変位に相当する強制変位を基礎版に与え、その時の地盤反力を求めれば各成分の力と変位との関係が求まる事である。この手順により、 $\bar{x}$ 軸に関する回転剛性 $x\bar{K}_g$ を求めれば、次の様になる。まず、強制変位として次式で表わした変位を与える。

$$w_0 = -\bar{y} \cdot x\bar{\theta}_0 \quad (2-7)$$

上式を Fourier 級数展開して、

$$w_0 = x\bar{\theta}_0 \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2c}{m\pi\pi^2} (1 - \cos m\pi) \cos n\pi \cdot \sin \frac{m\pi}{b} (\bar{x} + \frac{b}{2}) \sin \frac{2n\pi}{c} \bar{y} \quad (2-8)$$

この場合の (2-5) 式の解は次の様になる。

$$W = x\bar{\theta}_0 \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2c}{\pi^4 \left(\frac{m^2}{b^2} + 4 \frac{n^2}{c^2} \right) \frac{D_f}{p_g} + 1} (1 - \cos m\pi) \cos n\pi \cdot \sin \frac{m\pi}{b} (\bar{x} + \frac{b}{2}) \sin \frac{2n\pi}{c} \bar{y} \quad (2-9)$$

地盤反力による $\bar{x}$ 軸に関する曲げモーメントを、 $\bar{M}_0$ とし、

$$\bar{M}_0 = -p_g \int_{-\frac{c}{2}}^{\frac{c}{2}} \bar{y} d\bar{y} \int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} (w_0 - W) d\bar{x} = x\bar{K}_g x\bar{\theta}_0 \quad (2-10)$$

$$\text{ここで、} x\bar{K}_g = \frac{bc^3}{12} p_g x_f, \quad x_f = 1 - \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{12}{\pi^4 \left(\frac{m^2}{b^2} + 4 \frac{n^2}{c^2} \right) \frac{D_f}{p_g} + 1} (1 - \cos m\pi)^2 \quad (2-11)$$

係数 α_f は、基礎版の曲げ剛性を無限大とした時の回転剛性と、基礎版の曲げ剛性を考慮した場合の回転剛性との比を表わしている。今、 $D_f=0$ （基礎版の曲げ剛性が零）の場合を考えると、級数に関する公式^(脚註)により、 $\alpha_f=0$ となる事が確かめられる。

他の剛性 $y\bar{K}_g$ 、 $z\bar{K}_g$ 、 $b\bar{K}_g$ も $x\bar{K}_g$ の解析と全く同一の手順によって求める事が出来る。各剛性について、与える強制変位と最終的な結果のみをまとめて示すと次の様になる。

$y\bar{K}_g$;

強制変位 $W_0 = \bar{x} \cdot y \bar{\delta}_0$

$$y\bar{K}_g = \frac{c b^3}{12} k_g \cdot y_f$$

$$y_f = 1 - \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\frac{12}{m^2 n^2 \pi^4}}{\pi^4 \left(\frac{4m^4}{b^2} + \frac{n^4}{c^2} \right) \frac{D_f}{k_g} + 1} (1 - \cos n\pi) \times (1 - \cos m\pi)$$

$z\bar{K}_g$;

強制変位 $W_0 = z \bar{\delta}_0$

$$z\bar{K}_g = b c k_g \cdot z_f$$

$$z_f = 1 - \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\frac{4}{m^2 n^2 \pi^4}}{\pi^4 \left(\frac{m^4}{b^2} + \frac{n^4}{c^2} \right) \frac{D_f}{k_g} + 1} (1 - \cos m\pi) \times (1 - \cos n\pi)$$

$b\bar{K}_g$;

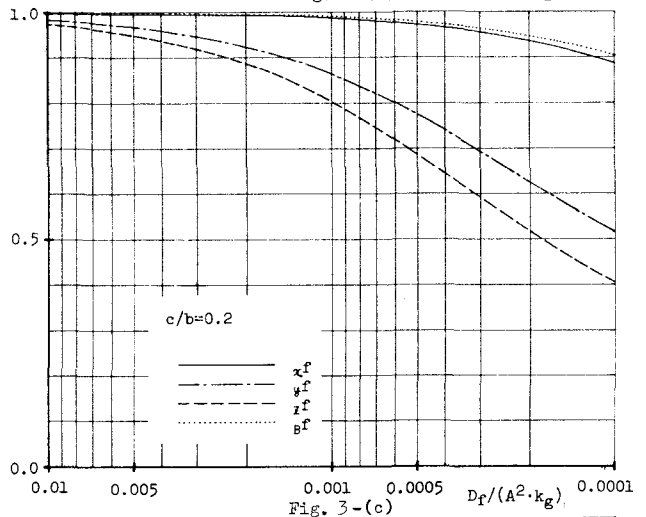
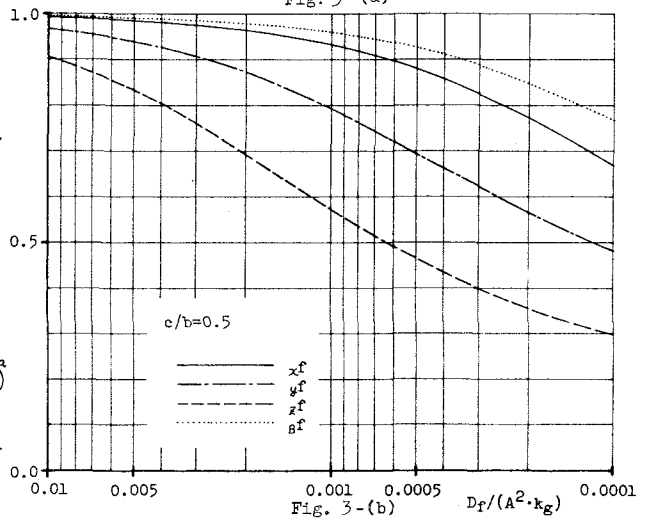
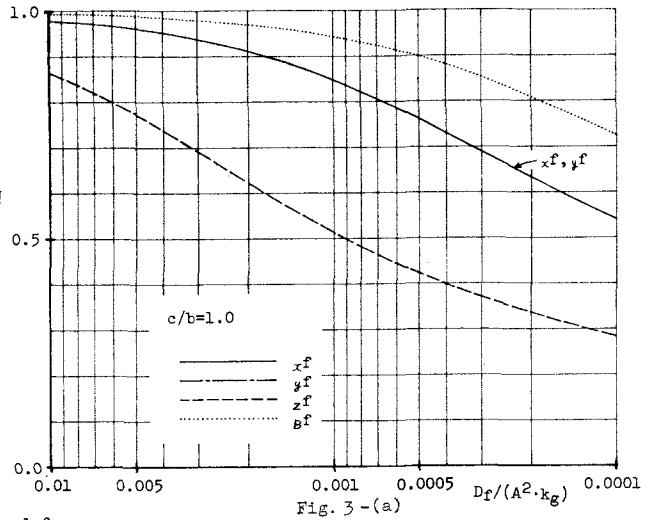
強制変位 $W_0 = -\bar{x} \cdot y \cdot z \bar{\delta}_0$

$$b\bar{K}_g = \frac{b^3 c^3}{144} k_g \cdot b_f$$

$$b_f = 1 - \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\frac{36}{m^2 n^2 \pi^4}}{16 \pi^4 \left(\frac{m^4}{b^2} + \frac{n^4}{c^2} \right) \frac{D_f}{k_g} + 1} (1 - \cos m\pi) \times (1 - \cos n\pi)$$

係数 $\alpha_f \sim b_f$ を数値計算した結果を図3(a)~(c)に示した。これらの図には、 $D_f/(A^2 k_g)$ を横軸とし、 $c/b = 1.0, 0.5, 0.2$ の三種類の場合についての結果が示されているが、これらの図から、 $c/b = 1.0, 2.0, 5.0$ の場合の係数も読み取る事が出来る。即ち α_f は y_f の式に於て b と c を入れ

[註] $1 + \frac{1}{3^2} + \frac{1}{5^2} + \dots = \frac{\pi^2}{8}$, $1 + \frac{1}{2^2} + \frac{1}{4^2} + \dots = \frac{\pi^2}{6}$



替えた場合の結果に一致しており， z_f ， b_f は b と c を入れ替えてもその式は変化しないのである。

これらの図から，基礎版の曲げ剛性を考慮すると，基礎の曲げ剛性を無限大とした場合に比して，当然の事ながら基礎の固定度は減少するが，軸方向力に対する固定度が基礎版の変形の影響を最も受け，Bimomentに対する固定度は基礎版の影響をあまり受けない事が分った。又，基礎版の周辺をPin支持と仮定しているため，基礎版の影響を実際より過大に評価していると考えられるが，ここで示した結果を用いれば，基礎版の変形をも考慮した場合の基礎固定度をある程度把握出来るものと考えられる。

§3 換り荷重に対するコアー形式構造物の近似解法

図1に示す簡単なコアー形式構造物を対象として，換り荷重が作用した場合の，この構造物の静的近似解法を以下に展開する。この解析に当り，次の事項を仮定した；(1)この構造物は X 及 Y 軸に関して対称である。(2)各部材は高さ方向に変化せず，同一とする。(3)部材は弾性とする。(4)耐震壁は薄肉材と見做せるものとし，Vlasovの換り理論が適用出来るものとする。従って，Vlasovの換り理論に於ける前提条件は全て認容する。

この構造物は Y 軸に関して対称であるから，左の壁(P-Element)のみに着目すれば，壁に関する基本式は次の様に書ける。[6]

$$\begin{Bmatrix} \bar{M}^P \\ \bar{B}^P \\ \bar{M}^i \\ \bar{B}^i \\ \bar{M}^i \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{E}Q\bar{E}R & \cdot & \bar{E}b\bar{E}R & \cdot & -\frac{1}{H}\bar{E}C\bar{E}R \\ \cdot & \bar{E}Q\bar{E}R & \cdot & \bar{E}b\bar{E}R & \frac{1}{H}\bar{E}C\bar{E}R \\ \hline \cdot & \cdot & \bar{E}Q\bar{E}R & \cdot & -\frac{1}{H}\bar{E}C\bar{E}R \\ \cdot & \bar{E}b\bar{E}R & \frac{1}{H}\bar{E}C\bar{E}R & \cdot & \bar{E}Q\bar{E}R \\ \hline \text{SYM.} & \cdot & \bar{E}Q\bar{E}R & \frac{1}{H}\bar{E}C\bar{E}R & \cdot \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x\theta_i^P \\ z\theta_i^P \\ x\theta_{i-1} \\ z\theta_{i-1} \\ \varphi\Delta_i \end{Bmatrix}$$

$$\begin{aligned} \bar{E}Q &= \frac{2(2+\bar{E}\gamma)}{1+2\bar{E}\gamma}, \quad \bar{E}b = \frac{2(1-\bar{E}\gamma)}{1+2\bar{E}\gamma}, \quad \bar{E}C = \bar{E}Q + \bar{E}b \\ \bar{E}\gamma &= \frac{6\bar{E}J}{G^2AH^2}K, \quad \bar{E}R = \frac{E}{H}J \\ \bar{E}Q &= \frac{k(kCk - \lambda k)}{2(1-Ck) + k\lambda k}, \quad \bar{E}b = \frac{k(\lambda k - k)}{2(1-Ck) + k\lambda k} \\ \bar{E}C &= -(\bar{E}Q + \bar{E}b), \quad K^2 = \frac{GJ}{EJ}H^2, \quad \bar{E}R = \frac{E}{H}J \end{aligned} \quad (3-1)$$

ここで， $\bar{E}K = X_s^2 \bar{E}C \bar{E}R - \bar{E}C \bar{E}R$ ， H = 階高， $\varphi\Delta_i$ = 層間換り角， $\bar{E}M$ = P-Element の0点に関する換りモーメント，をそれぞれ表わす。

構造物の対称性を考えて，梁のせん断力は次の様に書ける。

$$AQ_i = \frac{4BC\bar{E}R}{bL^2} \left(\frac{C}{2} x\theta_i^P - \omega_c^P \cdot z\theta_i^P \right) \quad (3-2)$$

ここで， ω_c^P = P-Element の扇形面積を梁中央点まで延長させた時のC点での値，を表わし， BC ， $\bar{E}R$ は(3-1)式に準じて定義される。

梁のP-Elementの図心に関する曲げモーメント及Bimomentは次の様になる。

$$\bar{M}_c^P = C \cdot AQ_i, \quad \bar{B}_c^P = -2\omega_c^P \cdot AQ_i \quad (3-3)$$

ここで構造物の換れ変形に関する幾何学的関係を考慮すれば，次の近似式が成立する。(図4参照)

$$x\theta_i^P \approx \frac{X_s}{2H} (\varphi\Delta_{i+1} + \varphi\Delta_i), \quad z\theta_i^P \approx \frac{1}{2H} (\varphi\Delta_{i+1} + \varphi\Delta_i) \quad (3-4)$$

$$\text{従って, } x\theta_i^P \approx X_s \cdot z\theta_i^P \quad (3-5)$$

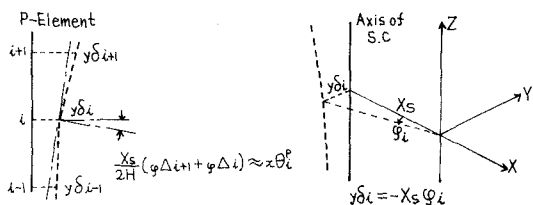
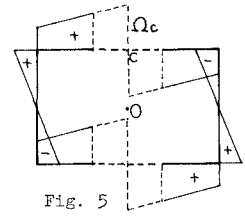


Fig. 4

上式の近似式を用いて、梁のせん断力は次の様に書ける。

$$AQ_i = \frac{4bC}{bL^2} \Omega_c \cdot z \theta_i^p \quad (3-6)$$

$$\text{ここで, } \Omega_c = \frac{X_s C}{2} - \omega_c^p = C \left(\frac{bL}{2} + b \right) \quad (3-7)$$



Ω_c は、図5に示す如くO点に関して扇形面積を描いた時の、梁中央点での値を意味する。
又、層振りモーメント方程式は(3-5)式の近似式を用いて次の様に書ける。

$$-\frac{E_s K}{H} (z \theta_i^p + z \theta_{i+1}^p - \frac{2}{H} q \Delta_i) = \frac{1}{2} q T_i \quad (3-8)$$

ここで、 $q T_i = i$ 層の層振りモーメントを表わす。

さらに、P-Elementの曲げモーメント及Bimomentの釣合条件式は、次の様になる。

$$\begin{aligned} i=1 \sim n-1; \quad & E_s E_R x \theta_{i-1}^p + 2 E_s E_R z \theta_i^p + E_s E_R x \theta_{i+1}^p - X_s \frac{E_s E_R}{H} (q \Delta_{i+1} + q \Delta_i) + C \cdot A Q_i = 0 \\ & E_s E_R z \theta_{i-1}^p + 2 E_s E_R z \theta_i^p + E_s E_R z \theta_{i+1}^p + \frac{E_s C E_R}{H} (q \Delta_{i+1} + q \Delta_i) - 2 \omega_c^p A Q_i = 0 \end{aligned} \quad (3-9)$$

$$\begin{aligned} i=n; \quad & E_s E_R x \theta_n^p + E_s E_R x \theta_{n+1}^p - X_s \frac{E_s E_R}{H} q \Delta_n + C \cdot A Q_n = 0 \\ & E_s E_R z \theta_n^p + E_s E_R z \theta_{n+1}^p + \frac{E_s C E_R}{H} q \Delta_n - 2 \omega_c^p A Q_n = 0 \end{aligned} \quad (3-10)$$

さらに、(2-4)式を用いれば、基礎に於ける釣合条件式として次式を得る。

$$\begin{aligned} E_s M_0^p &= \left\{ x R_g x \theta_0^p + x R_g \left(e_s - \frac{b}{2} \right) z \theta_0^p \right\} = -E_s E_R \left(E_s x \theta_0^p + E_s b x \theta_0^p - \frac{X_s}{H} E_s C q \Delta_1 \right) \\ E_s B_0^p &= \left[x R_g \left(e_s - \frac{b}{2} \right) x \theta_0^p + \left\{ b R_g + x R_g \left(e_s - \frac{b}{2} \right)^2 \right\} z \theta_0^p \right] = -E_s E_R \left(E_s z \theta_0^p + E_s b z \theta_0^p + \frac{E_s C}{H} q \Delta_1 \right) \end{aligned} \quad (3-11)$$

(3-9) ~ (3-11) 式に於て、第一式に X_s を乗じて第二式に加え、さらに(3-8)式及(3-6)式から $q \Delta_i$ 、 $z \theta_i^p$ を消去すれば、 AQ_i に関する階差方程式として次式を得る。但し、ここで $E_s C \approx -6$ 、 $E_s \approx 4$ 、 $E_b \approx 2$ が成立する事を利用している。[6]

$$-A Q_{i+1} + 2(\alpha^2 + 1) A Q_i - A Q_{i-1} = \frac{\alpha^2 H}{4 \Omega_c} (q T_{i+1} + q T_i) \quad (3-12)$$

又、境界条件式として、

$$\begin{aligned} (2\alpha^2 + 1) A Q_n - A Q_{n-1} &= \frac{\alpha^2 H}{4 \Omega_c} q T_n \\ A Q_0 - \beta A Q_1 &= \beta \frac{\alpha^2 H}{4 \Omega_c} q T_1 \end{aligned} \quad (3-13)$$

$$\text{ここで, } \alpha^2 = \frac{4bC}{X_s^2 E_R + E_s E_R} \frac{\Omega_c}{bL^2}, \quad \beta = \frac{X_s^2 E_R + E_s E_R}{b R_g + x R_g \left(X_s + e_s - \frac{b}{2} \right)^2 + (X_s^2 E_R + E_s E_R)} \quad (3-14)$$

振れ荷重を等分布($q T_i = (n+1-i) q P_0$)とすれば、(3-12)式の階差方程式の解は(3-13)式の境界条件式を考慮して、次の様になる。

$$A Q_i = \frac{H}{8 \Omega_c} q P_0 \left[\frac{2 \sinh \gamma i - (2n+1) \{ \sinh \gamma (n+1-i) - \sinh \gamma (n-i) \} + \beta \{ (2\alpha^2 n + 2n-1) \{ \sinh \gamma (n+1-i) - \sinh \gamma (n-i) \} - 2 \sinh \gamma (i-1) \}}{\sinh \gamma (n+1) - \sinh \gamma n - \beta \{ \sinh \gamma n - \sinh \gamma (n-1) \}} + \right]$$

$$+ 2(n-i)+1 \Big] \quad (3-15)$$

ここで、 γ は次の超越方程式の根である。

$$\operatorname{ch} \gamma = 1 + \alpha^2 \quad (3-16)$$

この根は、Newton法を用いれば次の収斂計算式を用いて求める事が出来る。

$$\gamma = \tilde{\gamma} - \frac{\operatorname{ch} \tilde{\gamma} - (1 + \alpha^2)}{\operatorname{sh} \tilde{\gamma}} \quad (\tilde{\gamma} = \text{仮定値}) \quad (3-17)$$

尚、(3-15) 式に於て基礎完全固定の場合には、 $\beta = 0$ として、

$${}_A Q_i = \frac{H}{8\Omega_c} \varphi P_0 \left[\frac{2 \operatorname{sh} \gamma i - (2n+1) \{ \operatorname{sh} \gamma (n+1-i) - \operatorname{sh} \gamma (n-i) \}}{\operatorname{sh} \gamma (n+1) - \operatorname{sh} \gamma n} + 2(n-i)+1 \right] \quad (3-18)$$

又、基礎がピンの場合には、 $\beta = 1$ として、

$${}_A Q_i = \frac{H}{8\Omega_c} \varphi P_0 \left[\frac{2 \{ \operatorname{sh} \gamma i - \operatorname{sh} \gamma (i-1) \} + 2 \{ \alpha^2 n - 1 \} \{ \operatorname{sh} \gamma (n+1-i) - \operatorname{sh} \gamma (n-i) \}}{\operatorname{sh} \gamma (n+1) + \operatorname{sh} \gamma (n-1) - 2 \operatorname{sh} \gamma n} + 2(n-i)+1 \right] \quad (3-19)$$

${}_A Q_i$ の解を用いて、構造物の層間接り角は、次式から求められる。

$$\varphi \Delta_i = \frac{H}{4 E K} \varphi T_i + \frac{H}{8 B C B_R} \frac{B L^2}{\Omega_c} ({}_A Q_i + {}_A Q_{i-1}) \quad (3-20)$$

又、耐震壁の曲げモーメント及 Bimoment は、(3-1)式を利用して簡単に計算出来る。

§ 4 数値計算例

前節で論述した、コアー形式構造物の階差方程式に基づく近似解析法の精度、及基礎固定度が構造物の応力・変形状に及ぼす影響を検討するために、若干の数値計算を行なった結果を以下に示す。

4-1 精度の検討

図6に示す構造物について、剛さMatrix法に基づく精算解[6]と、本法の近似解析法に基づく近似解とを比較した結果を図7に示してあり、この図で φ は、絶対接れ角変位を表わしている。尚、基礎は完全固定とした場合の結果が示されているが、この結果を見ると、本法の近似解析法は、応力及変形共にかなり良い近似を示しており、簡単な構造物の解析には有力な手法と言える。

4-2 基礎固定度の応力・変形に及ぼす影響について

本法の近似解析法を用いて、基礎固定度の応力・変形状に及ぼす影響を検討した。図6に示した平面形を有する10層構造物を計算例とし、この構造物について次の三種類の場合をそれぞれ計算し、その結果を図8に示してある。尚、接れ荷重は各層 10^4 t としている。

CASE (1) -----基礎完全固定

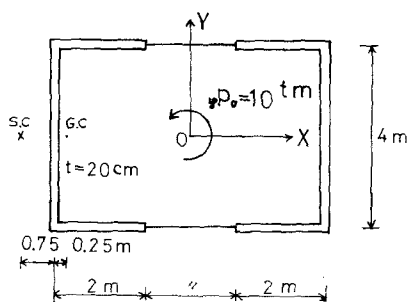
CASE (2) -----前節の方法で基礎の固定度を評価した場合の結果(基礎弾性固定)

$$r_g = 30 \text{ kg/cm}^3 \text{ (砂質地盤[8])}, \quad t_f = 30 \text{ cm (基礎版の厚さ)}$$

CASE (3) -----基礎ピン

これらの数値計算結果から次の事が言える。

(1) 基礎の固定度が小さくなるに従って、梁のせん断力は各層で増加する。従って、基礎完全固



$$I_x = 1.867 \text{ m}^4 \quad I_y = 4.267 \text{ m}^4$$

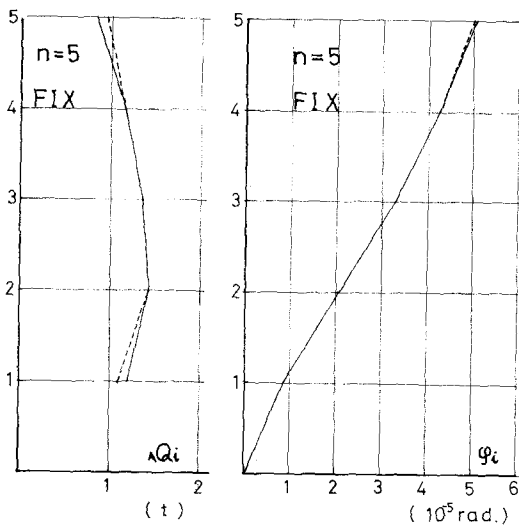
$$H = 3.5 \text{ m} \quad \Omega_c = 12 \text{ m}^2$$

$$B_J = 0.0089 \text{ m}^4$$

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$G = 0.9 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

Fig. 6



— EXACT
- - - APPROX.

Fig. 7

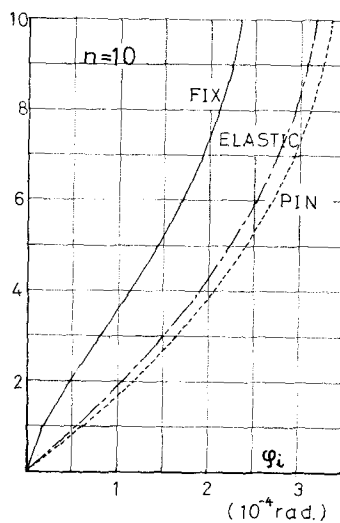
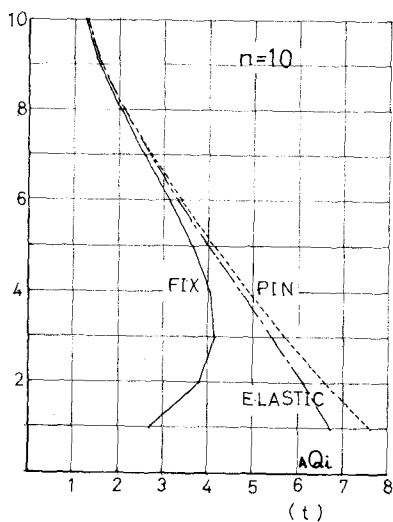


Fig. 8

定とする計算は、梁のせん断力に関して危険側の計算となる。

- (2) $\tau_g = 30 \text{ \% cm}$ とかなり良質の地盤であるが、この場合の結果は、基礎をピンとした場合の結果に近くなる。つまり、この事から良質の地盤であっても基礎完全固定とする解析は、実際的でないと言える。
- (3) 基礎固定度の梁のせん断力に及ぼす影響は、下層程大きく、上層に行くに従ってその影響は小さくなる。
- (4) この例題の場合、基礎をピンとした時の最上層の捩れ角変位は、基礎完全固定とした場合の約50%増となっており、これを構造物の周期に換算すると約20%増加する事になる。

§ 5 結論

本論文では、弾性地盤上に設置された構造物の基礎固定度の評価方法、ならびに簡単なコア形式構造物の捩り荷重に対する静的近似解析法を提案すると共に、数値計算例により捩り荷重に対して、基礎固定度が構造物の応力・変形性状に及ぼす影響を検討した。その結果、ここで提案した近似解析法は精度も良く、簡単な構造物の解析に有力な方法となる事が分った。又、基礎完全固定とする解析は、構造物の設計上危険側の計算になる事、かなり良質の地盤であっても基礎完全固定とはならない事が明らかになった。

§ 6 謝辞

本研究は、早稲田大学の谷 資信教授の御指導の元で行なったもので、ここに心から感謝致します。

参考文献

- (1) S.Tani, J.Sakurai, M.Iguchi ; An Approximate Method of Static and Dynamic of Core Wall Buildings , 第三回世界地震工学会議 1969-1
- (2) M.Iguchi ; Input Earthquake Motion to Structure and Response Analysis with Consideration of the Size , 第三回国内地震工学シンポジウム 1970-11
- (3) R.Rosman ; Torsion of Perforated Concrete Shafts , ASCE, Vol.1.95, ST5, 1965-5
- (4) D.Michael ; Torsional Coupling of Core Walls in Tall Buildings , The Structural Engineer , Vol.47, No.2 , 1969-2
- (5) 谷, 桜井, 井口, 原 ; 連層耐震壁を有する構造物の三次元解析 (静的応力解析) , 建築学会・大会梗概集 , 1972-10
- (6) 谷, 桜井, 井口, 原 ; 連層耐震壁を有する三次元構造物の解析, マトリックス構造解析法研究発表論文集 , 1973-6
- (7) S.Timoshenko, S.Woinosky-Krieger ; Theory of Plates and Shells , 好学社
- (8) 大崎順彦 ; 基礎構造 (建築構造講座 11) コロナ社