

I-415 周辺地盤とのはくりを取り入れた埋設剛体基礎の復元力特性

宮崎大学工学部 原田隆典、若築建設(株) 倉田和之、福井大学大学院 近者淳史

1. まえがき 土は引っ張り力に耐えないものとし、更にモール・クーロンの破壊基準に従うものと仮定して、円柱埋設剛体基礎の復元力特性を解析した。このモデルでは、弾性波探査より得ることのできるせん断波速度、ポアソン比および土の密度、更に土の内部摩擦角、基礎の幾何学的諸定数が与えられると、基礎の変位の関数として復元力が求められる。この復元力モデルを使って、基礎側壁地盤の軟化係数と基礎の回転角の関係を定式化した。ここでは、基礎側壁の水平変位に対する復元力を対象とするが、剛体モードのすべてに対して、同じような方法で復元力を定式化できるし、基礎底面の復元力についても同様である[1]。

2. 基本的考え方 図-1に示すように埋設円柱剛体基礎のz点における単位深さ当たりの復元力を考察する。地盤反力係数(単位面積当たりのばね係数 $k \text{ g/cm}^3$)を導入し、地盤材料は引っ張り力に耐えないものとし、モール・クーロンの破壊基準に従うものと仮定する。従って、深さzにおける静止土圧力までは、引っ張り力に耐えることになり、圧縮に対しては、深さzにおける受動土圧力まで耐えるものと考えられるから、引っ張り・圧縮に対する応力-変位の関係は図-2(a)に示すものとなる。もちろん、モール・クーロンの基準を採用しているため、せん断応力-変位関係は図-2(b)に示すものとなる。弾性理論では、引っ張り・圧縮応力とせん断応力に対する地盤反力係数は等しくなるので、これを k ($k \text{ g/cm}^3$)として表現しておく。kは地盤材料定数の関数であるが、後で示すように、基礎の復元力を定式化したときの線形ばね係数の値がこれまでに求められている弾性波動理論の解と一致するようにkの値を決めるものとする。詳細は文献[1]によるが基礎の単位深さ当たりの水平力と水平変位の関係を図示すると図-3の点線のようになる。土の内部摩擦角 ϕ が 25° 以下ではせん断破壊が基礎と地盤のはくり(このときの変位を u_s とする)よりも先に起こって力が減少しているが、 $\phi \geq 25^\circ$ では、はくりがせん断破壊よりも先に生じ、このはくりを起こす変位までは、力と変位の関係は直線となっている。圧縮破壊が起きてからは、力はこれ以上大きくならず変形のみが増加する。点線で示す曲線は利用するには不便であるので、図-3の実線で示すような Tri-linear モデルに近似してみた。この Tri-linear モデルの変曲点は、次式のように与えられる、

$$(u_s, 2\pi\sigma_0 a) = \left(\frac{K_0 z \gamma_t}{k}, 2\pi a K_0 z \gamma_t \right), \quad \left(\frac{4}{\pi} u_p, 2\sigma_p a + \pi\sigma_0 a \right) = \left(\frac{4}{\pi} \frac{K_p z \gamma_t}{k}, 2a K_p z \gamma_t + \pi a K_0 z \gamma_t \right) \quad (1)$$

ここに、 γ_t = 土の単位体積重量、 K_0 = 静止土圧力係数 ($1 - \sin \phi$ で近似する)、 K_p = 受動土圧力係数 ($\tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})$ で与える)

また、変位の小さい領域での直線の傾きは $2\pi k a$ で、これを弾性波動理論による近似式で与えると[2]、

$$2\pi k a = G(11 - \frac{1.2}{v - 0.59}) \left(\frac{a}{H} + \frac{0.002}{v - 0.53} + 0.19 \right) \quad (2)$$

G = せん断弾性係数、 v = ポアソン比、 H = 表層地盤の厚さ

3. 基礎側壁地盤の軟化係数 基礎側壁ばねの軟化係数 κ は弾性波動理論に基づく複素ばね係数によって起振実験結果を説明するために導入されたが、軟化係数を用いると、側壁による基礎底面回りのモーメント M_0^e と基礎の回転角 ψ の関係は、

$$M_0^e = \kappa \cdot \frac{h^3}{3} \cdot 2\pi k a \cdot \psi \quad (3)$$

一方、式(1)による Tri-linear モデルによる基礎底面回りのモーメント M_0 と基礎の回転角 ψ の関係は、図-4のように求められる。図-4の点線は $\kappa = 1$ としたときの式(3)である。基礎の回転角に対して、線形モデルによる M_0^e と非線形モデルのモーメント M_0 が等しくなるように式(3)の κ を求めると図-5を得る。図-5のパラメータは、

$$ag/v_s^2 \quad g = \text{重力加速度、} a = \text{基礎半径、} v_s = \text{せん断速度} \quad (4)$$

である。起振実験結果では〔2〕 $\kappa = 0.25 \sim 0.4$ 程度の値が得られている。これらの実験データと図-5の理論曲線では $\kappa = 0.45 \sim 0.7$ となり、理論では多少大きな値を与えるようであるが、ほぼ全体的な特性は上述のような単純化したモデルにより説明できるものと考えられる。

〔1〕近者・倉田：宮崎大学工学部土木工学科 卒業論文，1987

〔2〕原田・他：土木学会論文集 第339号 pp. 79-88, 1983

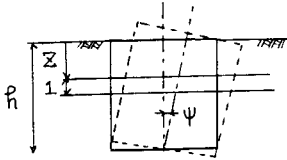


Fig.1 Foundation Model

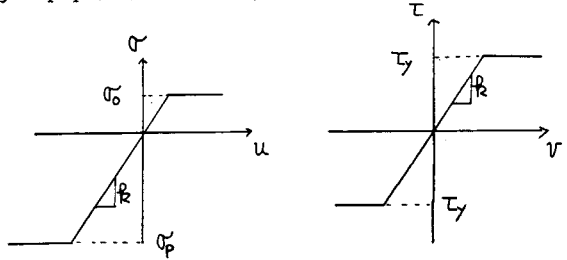
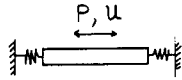


Fig.3 Force-Displacement Relationship of Unit-Depth Foundation Side Wall

$$\sigma_0 = K_0 \gamma'_e z, \quad \sigma_p = K_p \gamma'_e z, \quad \tau_y = \gamma'_e z \tan \phi$$

$$K_0 = 1 - \sin \phi, \quad K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})$$

(a) Normal Stress

(b) Shear Stress

Fig.2 Soil Stress Characteristics

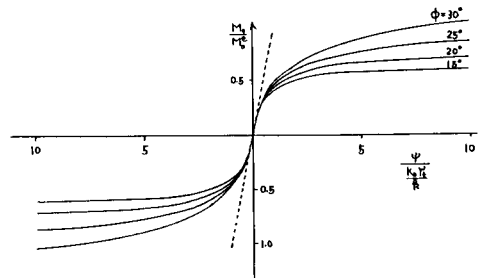
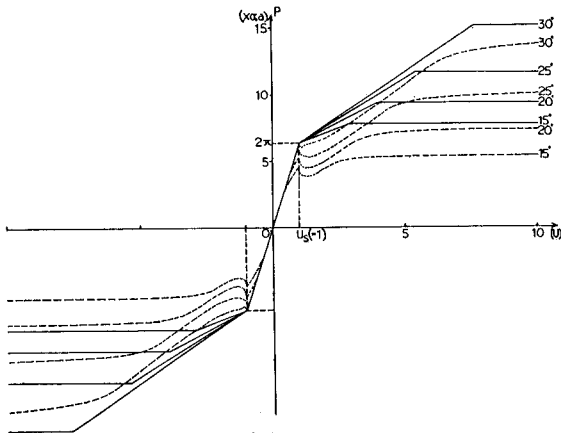


Fig.4 Total Moment-Rocking Angle Relationship of Foundation at Base

Fig.5 Reduction Factor-Rocking Angle Relationship

