

三菱重工業(株) 正 〇宮越 一郎

〃 正 多賀谷 宏三

1. まえがき

海洋構造物等に用いられる基礎杭の水平抵抗解析は地盤を非線形なバネに置換える $p \sim y$ 曲線によることが多いが、この $p \sim y$ 曲線(地盤反力～変位関係)を規定するルールとしては、API(アメリカ石油協会) RP2A が広く用いられている。しかしながら本ルールはメキシコ湾における実杭の試験に基づくものであり、実験定数を多く含むことから多様な土質条件に対して適用するには注意を要する。筆者らは、杭に作用する極限地盤反力と、原位置土カブリの下での変形係数を用いて $p \sim y$ 曲線を決定する手法を試み、模型実験による検証を行ったので報告する。

2. 極限地盤反力

杭に作用する極限地盤反力は 1) 土が三次元的な破壊を生ずる地表面付近と 2) 土カブリによる抑圧効果が二次元的な破壊をする地中深部とに分けて考えられる。ここでは 1) の領域に立体クサビの破壊を仮定する Kananyan のモデルを採用し、2) の領域では杭径に等しい中の主動クサビと、対数ラセン(砂質土)または円弧(粘性土)から成るスベリ線場、更にランキン受動域とから成る破壊域を考えることにする。(但し前後面には砂質土の場合静止土圧が作用すると思われる粘性土ではエアーギャップが生ずるとする) 以上から極限地盤反力は以下の諸式となる。

$$1) \text{浅い領域: } p_d = p_0 \left[\frac{k_0 \tan \phi \sin \beta}{(\tan \beta - \phi) \cos \alpha} \cdot \frac{z}{D} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} \left(1 + \frac{z}{D} \tan \beta \tan \alpha \right) + k_0 \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) \right] \frac{z}{D} - k_a \left\} + \frac{c}{\sin \beta \cos \beta} \left(1 + \frac{z}{D} \tan \beta \tan \alpha \right) + c \left(\frac{\tan \beta \tan \alpha}{\sin \beta \cos \beta} + \frac{z}{\cos \beta} \right) \frac{z}{D} \right.$$

2) 深い領域

$$\text{砂質土: } p_{dd} = k_0 p_0 \left[\frac{\sin \phi}{z \cos^2 \beta} \{ \exp(\pi \tan \phi) + 1 \} + \frac{1}{z \cos^2 \beta} \{ \exp(\pi \tan \phi) - 1 \} + \tan^2 \beta \exp(\pi \tan \phi) \right] + \frac{c}{z \cos^2 \beta} \{ \cos \phi \{ \exp(\pi \tan \phi) + 1 \} + \cot \phi \{ \exp(\pi \tan \phi) - 1 \} \}$$

$$\text{粘性土: } p_{dd} = 9.19 C_u$$

ここに D : 杭径, z : 深さ, p_0 : エカブリ圧, k_0 : 静止土圧係数, k_a : 主動土圧係数, c (C_u): 粘着力,
 $\beta = \pi/4 + \phi/2$, $\alpha = \phi/2$

3. 原位置における地盤反力係数

$p \sim y$ 曲線の初期部分を評価するために、API ルールにも用いられている Terzaghi の考えに基づき地盤反力係数を採用する。ただし地盤反力係数の算定に用いる変形係数は三軸圧縮試験によるものを用いて原位置の土カブリにおける変形係数に修正するものとする。

砂質土や正規圧密粘性土の変形係数の拘束圧依存性を次式で表す。

$$E_s = K_s \cdot p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n$$

ここに、 K_s : 拘束圧によらない変形係数 ($= E_{s0} / (p_a^{1+n})$) p_a : 大気圧, n : $\log E_s \sim \log \sigma_3$ 直線の傾きであり、原位置の拘束圧を $\sigma_3 = k_0 p_0$ とすれば地盤反力係数は Terzaghi の式 $k_h = E_s / (1.35 D)$ より次式となる。

$$k_h = \frac{1}{1.35 D} (E_s)_{\sigma_3 = k_0 p_0} (k_0 p_0)^n$$

上式中の変形係数を求めるための試験としては砂質土の場合通常の CD 試験によれば良く、正規圧密粘土では、1) サンプルング試料に対する原位置での静止土圧に近い拘束圧での UU 試験, 2) 再調整試料に対する CU 試験,

のいずれかによれば良い。

一方、著しい過圧密粘土については原位置の拘束圧の下でのUU試験より求めた変形係数より $k_h = E_s / (1.35 \phi)$ とする。(不飽和粘土についても一軸圧縮による変形係数から $k_h = E_s / (1.35 \phi)$ を用いる。)

4. $p-y$ 曲線

2および3に示した極限地盤反力(P_u)と水平方向地盤反力定数(k_h)を用いて、 $p-y$ 曲線を双曲線で近似することにする。(土の応力へびずみ曲線に対する Kondner の方法と同様) 即ち、 $p-y$ 曲線は地盤反力係数に等しい勾配で土より極限地盤反力に漸近することになり、次式で表わされる。

$$\frac{y}{p} = \frac{1}{k_h} + \frac{y}{P_u}$$

5. 模型実験による検証

$p-y$ 曲線の妥当性を検討するために、図1のような杭体輪切りエレメントに対する載荷試験を行ない杭体モデル(3つ割とし、上下エレメントはグミーとし中央のエレメントを測定対象とした)に作用する力と変位を測定し $p-y$ 曲線を求めた。(試験に用いた材料特性を表1に示す)

試験により得られた極限地盤反力を無次元表示して深さ方向の分布として示したのが図2および3であるが、APIによる算定値が砂質土の深い領域で実験値より過大な値となっていることがわかる。従来用いられている Brans の値(受働土圧の3倍)や地盤反力の限界深さ(270)から考えると本ルールは過大な地盤反力を与えるようである一方、シルトの場合には実験値そのものが深い領域のものであるため算定値は実験値と良く一致しているが、本報告とAPIルールでは地表面近傍の反力値が異なることに注意されたい。

図4および図5はそれぞれ広島湾砂と広島湾シルトを用いた模型杭の載荷試験と本報告の $p-y$ 曲線およびAPIによる $p-y$ 曲線を用いた非線形解析によるモーメント分布の比較であるいずれも本報告による解析値の方が実験値と良く一致している。粘性土の場合にAPIルールによる最大曲げモーメントがかなり地中深部で生じており、これは地表面近傍の地盤反力を過小評価しているためと見られる。(これは図3の結果と一致する。)

6. あとがき

本報告は海洋関係で用いられることの多いAPIルールにより杭の水平抵抗挙動を解析する場合に設計者が認識すべき事実を述べるものである。ここで行った検証は模型実験の域を越え、従来の設計法等から推定しても本報告の結果は妥当なものと思われる。今後のデータの蓄積と待らたいと考える。

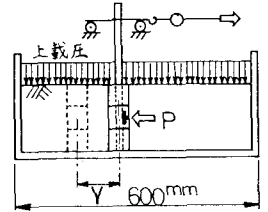


図1. 杭体輪切りエレメントテスト

表1. 試料土

試料	豊後標準砂	広島湾シルト
土質	1.58	1.68~1.75
摩擦角	$\phi = 42^\circ$	($\phi = 42^\circ$)
粘聚力		$c = 0.031 \sim 0.042$
備考	乾燥	(飽和圧縮試験)

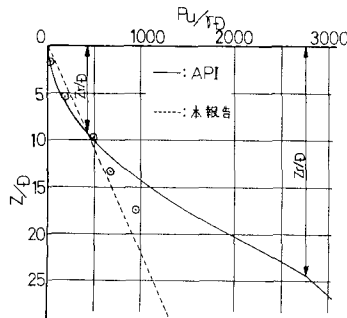


図2. 無次元地盤反力~無次元深さ(砂)

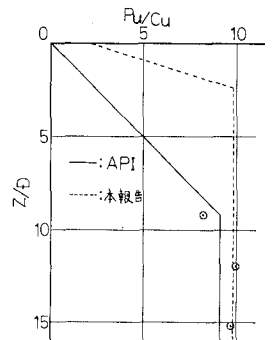


図3. 無次元地盤反力~無次元深さ(シルト)

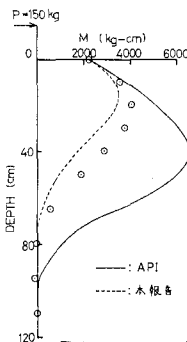


図4. モーメント分布
(広島湾砂)

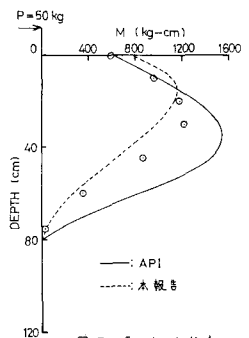


図5. モーメント分布
(広島湾シルト)