

地盤の塑性化を考慮した 単ぐいの水平抵抗略算法

岸田 英明 ・ 稲 国芳 ・ 中井 正一

1. はじめに

耐震構造は大地震による建物の被害を教訓にして発展してきたといえる。古くは明治24年の濃尾地震、さらには大正12年の関東地震による経験をもとにして、建物の上部構造の耐震性は、組積造から鉄筋コンクリート構造・鉄骨鉄筋コンクリート構造に重点を移すことにより向上した。しかし昭和43年の十勝沖地震で鉄筋コンクリート構造の弱点が明らかになり、それに対応してわが国の耐震設計は大きく変化し、いわゆる「新耐震設計法」が確立され、昭和56年6月より建築基準法施行令が改正されている。

基礎構造の分野では、昭和39年の新潟地震において飽和砂質地盤の液状化により建物に大被害を生じたが、液状化に関しては、その後の研究で発生条件と対策とが明らかにされている。地盤の液状化では建物が沈下・傾斜するために、建物の被害は一見して直ちに分るが、ぐいが破壊したり、つなぎばりにひび割れが生ずる等の被害は地上からは簡単に調査ができない。このために地震直後の被害調査では基礎構造の被害はほとんど報告されないことが多いが、復旧工事等で根切りをすると基礎構造の被害が生じていたことはほとんどの地震において認められている。

昭和53年の宮城県沖地震においては、ぐい基礎の被害により高層アパートを始めとして多くの建物に被害が生じたために、基礎構造の耐震設計が注目を集め、昭和59年9月に「地震力に対する建築物の基礎の設計指針」(以下「指針」と略

す)が建設省より提示されている。これに関してはすでに多くの解説が本誌(No. 398, 1984年10月号, No. 402, 1985年2月号, No. 403, 1985年3月号)においてなされている。

この「指針」においては、ぐいの水平抵抗は地盤を弾性バネと仮定し、ぐいを弾性支承ばりとして計算する方法が提案されている(「指針」, 第4章(2)参照)。しかし、ぐいの水平載荷試験でぐい頭の水平荷重-変位関係が直線を示す範囲はほとんどなく、この関係は常に曲線を示している。これは地表面付近の拘束圧が小さい部分では、荷重が作用すると地盤は直ちに非線形挙動を示すからであり、地盤を弾性バネと仮定するのは計算を簡単にするための第一次近似である。

日本建築学会建築基礎構造設計規準・同解説(1974)(以下「基礎構造設計規準」と略す)では、ぐいの水平抵抗の計算方法として線形弾性地盤反力法と Broms の方法の2つを提案しており、これらの地盤反力変位関係は図1に見られるように2本の直線で表わすことができる。ぐいの実際の地盤反力と変位は図1の点線で示すような非線形関係であり、これらの関係を解析に取り入れる方法はいくつか提案されているが(例えば岸田・中井:1979),いずれも計算が非常に複雑になる欠点がある。

そこで、ここでは図1の直線部分の勾配と極限荷重を「基礎構造設計規準」と同じ方法で計算し、両者を大胆な仮定で結びつけることにより、簡単な計算で地盤の非線形性を取り入れたぐいの水平抵抗を求める方法を提案している。

「指針」においては、水平方向地盤反力係数(k_h)の値を具体的に求める方法としては、解説においてA法(長いぐいの

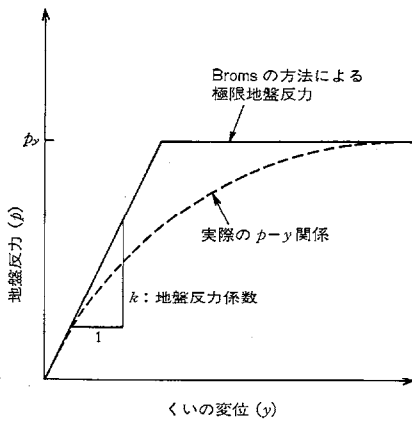


図1 地盤反力-変位関係

水平載荷試験を行ない、その荷重-変位関係に基づいて k_h を算定する) を推奨している。建物の設計を行なう時点においてくいの水平載荷試験を行なうことは手順として不可能な場合が多い。そこで、ここに示した方法で k_h の値を推定し、くい基礎の設計を終えて工事発注後にくいの水平載荷試験を行ない、設計で採用した k_h の値の確認をすれば設計を能率良くしかも合理的に進めることが可能となる。

2. 計算方法

1) 計算を行なうための仮定

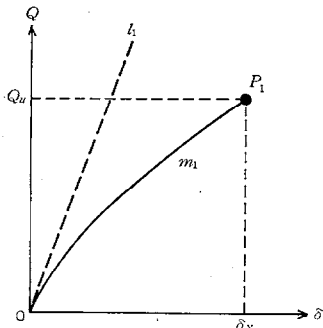
くいが打設されるような地盤のボーリング柱状図を見ると、いわゆる多層地盤が多く見受けられる。しかし、水平力を受けるくいのたわみは深さ方向に急激に減少するために、或る程度以上の深さの地盤がくいの水平抵抗に寄与する割合

は、非常に小さいことが予想される。2層弾性地盤に対するパラメトリックスタディおよび載荷試験のデータ整理から、水平力を受けるくい-地盤系はほとんどの場合、一様地盤としてモデル化できることがわかっている(中井・岸田・大尾: 1979)。設計では、後述の塑性領域深さ L_y にくいの水平抵抗に大きな影響を与える $1/\beta$ の深さを加えた範囲で地盤がほぼ一様と見なせれば、この計算方法は適用が可能である。

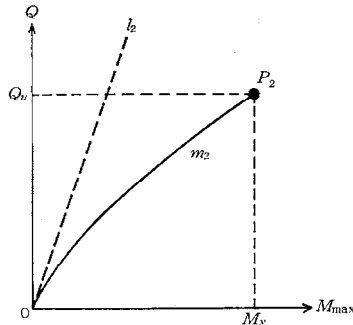
くいのたわみは地表面付近が最も大きく、そこでは地盤が大きな強度を持ち得ないので、荷重の増大とともに地盤は地表面から順次降伏し、塑性化し始める。塑性化が始まると、それまでの荷重と変位、荷重と応力の比例関係が崩れ、荷重の増加に対して変位や曲げモーメントの増加する割合が大きくなり、荷重に対するこれらの応答値は曲線状を呈する。

ここでは、水平力を受けるくいの設計に重要なくい頭変位 δ 、最大曲げモーメント M_{max} を取りあげて、以下の仮定を設ける。概略図を図2に示す。

- (1) 地盤は一様地盤とする。
- (2) くい頭荷重 Q に対するこれらの応答値は、2次曲線(図2の m_1, m_2) で表わすことができる。
- (3) これらの曲線は荷重 $Q=0$ において、地盤を弾性バネとし、くいを弾性支承ばりとする解(図2の l_1, l_2) に接する。
- (4) 各応答値は、Bromsの方法(「基礎構造設計規準」26条解説参照)によって得られる極限荷重 Q_u に達したとき (P_1, P_2)、極限状態となる。
- (5) くいの根入れ長さ (D_f) は充分に長く、塑性領域が生じても弾性領域のくいの根入れ長さは、 $3/\beta$ 以上あるものとする。すなわち、 $\beta(D_f - L_y) \geq 3.0$ なる条件を満たすもの



(a) 荷重-加力点変位



(b) 荷重-最大曲げモーメント

図2 計算方法の概略図

とする。

2) 計算の方法

a) 地盤を弾性バネとし、くいを弾性支承ばりとする解

この解は、次のような簡単な形 (直線 l_1 と l_2) で表わされる (日本道路協会: 1980)。

$$l_1: \delta = A_d \cdot Q \quad (1)$$

$$l_2: M_{\max} = A_m \cdot Q \quad (2)$$

ここに, A_d , A_m はくい頭条件による比例定数であり, くい頭自由の場合は,

$$A_d = \frac{(1 + \beta h)^3 + 1/2}{3EI\beta^3} \quad (3)$$

$$A_m = \frac{\sqrt{(1 + 2\beta h)^2 + 1}}{2\beta} \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta h}\right) \quad (4)$$

である。またくい頭回転拘束の場合は,

$$A_d = \frac{(1 + \beta h)^3 + 2}{12EI\beta^3} \quad (5)$$

$$A_m = \frac{\sqrt{1 + (\beta h)^2}}{2\beta} \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{\beta h}\right) \quad (6)$$

で表わされる。ここに, h は地表面より加力点までの高さ, β はくいの曲げ剛性 EI と地盤の初期水平方向地盤反力係数 k_0 およびくい径 B との相対的な剛性を表わす係数で,

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_0 B}{4EI}} \quad (7)$$

である。なお、「指針」には $h=0$ とした場合の式が与えられている。

b) 極限荷重 (Q_u)

くいの降伏曲げモーメントを M_y とすると, 極限水平力

Q_u は Broms の方法により求めることができる。計算の具体的な方法は「基礎構造設計規準」に詳細な記述があるので参照されたい。

また, このときの塑性領域深さ L_y は,

$$\text{粘性土: } L_y = 1.5B + D_y = 1.5B + \frac{Q_u}{9C_u B} \quad (8)$$

$$\text{砂質土: } L_y = D_y = \sqrt{\frac{2Q_u}{3\gamma BK_p}} \quad (9)$$

となる。

c) くいの降伏曲げモーメント (M_y)

くいの降伏曲げモーメントは, くいの曲げ降伏応力度を σ_y , 断面係数を Z とすると,

$$M_y = \sigma_y \cdot Z \quad (10)$$

で表わされる。

d) 極限変位 (δ_y)

極限変位 δ_y は, 複合地盤反力の手法によって求めることとする。

極限状態においては図3に示すように, Broms の方法による極限水平力, 極限地盤反力が作用しているものとし, 塑性領域以深の地盤は弾性状態とし, 地盤反力係数は深さによらず一定とする。実際の地盤ではくいの水平抵抗に関与すると思われる領域について(2)または(2)式で E_s の値を求め, この平均値が深さ方向に一様に分布しているとすれば良い。

いまくいの根入れが十分に長いものとするれば, 極限変位 (δ_y) は, 2.2) a) の方法を拡張することによって求めることができる。

計算の具体的な方法は省略するが (例えば横山 (1977) に

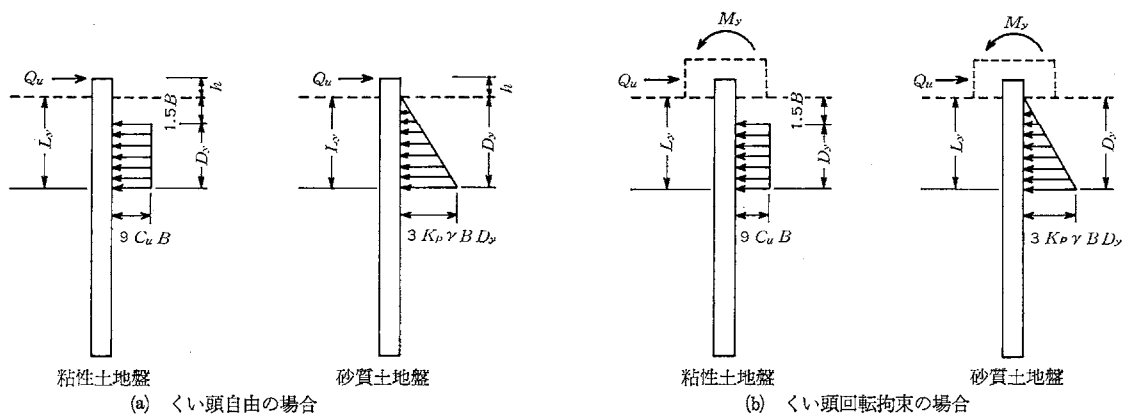
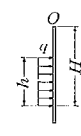



図3 塑性領域における極限地盤反力

表1: 荷重関数

荷重状態	$Q(H)$	$R(H)$	$S(H)$	$T(H)$
等分布 	qh	$\frac{1}{2}qh^2$	$\frac{1}{6}qh^3$	$\frac{1}{24}qh^4$
三角分布 	$\frac{1}{2}qh$	$\frac{1}{6}qh^2$	$\frac{1}{24}qh^3$	$\frac{1}{120}qh^4$

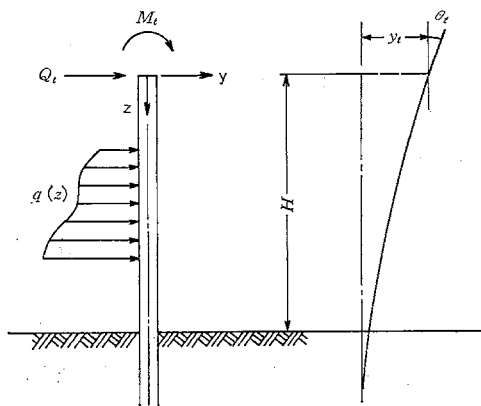


図4 地上に突き出ているくい

詳しい説明がある), 地表面にくい突き出しており(表1に示すHの部分), 突き出た部分に荷重が作用している(荷重が作用しているのは表1に示すhの部分)ときのくい頭変位 y_t は以下ようになる。なお, (1)式は突き出た部分に作用する荷重を表1に示す荷重関数として与えたときの式である。

$$y_t = \frac{(1+\beta H)^3 + 1/2}{3EI\beta^3} Q_t + \frac{(1+\beta H)^2}{2EI\beta^2} M_t + \frac{1}{2EI\beta^3} \cdot [(1+\beta H) \cdot Q(H) + \beta(1+2\beta H) \cdot R(H) + 2\beta^2 H \cdot S(H) - 2\beta^3 \cdot T(H)] \quad (1)$$

いま, 図4において地表面以下を弾性領域, 地表面以上を塑性領域とし, 分布荷重を塑性領域における負の地盤反力と考えれば, (1)式を複合地盤反力法にそのまま適用することができる。

① くい頭自由の場合

くい頭自由の場合で, 外力としてのモーメント $M_t=0$ とすれば, くい頭変位の基本式は, $q(z)$ なる分布荷重の作用

方向が逆になることを考慮し, 以下のようになる。

$$y_t = \frac{(1+\beta H)^3 + 1/2}{3EI\beta^3} Q_t - \frac{1}{2EI\beta^3} [(1+\beta H) \cdot Q(H) + \beta(1+2\beta H) \cdot R(H) + 2\beta^2 H \cdot S(H) - 2\beta^3 \cdot T(H)] \quad (2)$$

ここで, Bromsの方法による極限状態(図3)および荷重関数(表1)を考慮すれば, 極限変位 δ_y は, 以下のようになる。

$$\begin{aligned} \text{粘性土: } \delta_y &= \frac{\{1+\beta(h+L_y)\}^3 + 1/2}{3EI\beta^3} Q_u \\ &\quad - \frac{9C_u B \cdot D_y}{EI} \left\{ \frac{D_y^2(4h+4L_y-D_y)}{24} + \frac{D_y(h+L_y)}{2\beta} \right. \\ &\quad \left. + \frac{2h+2L_y+D_y}{4\beta^2} + \frac{1}{2\beta^3} \right\} \end{aligned} \quad (3)$$

$$\begin{aligned} \text{砂質土: } \delta_y &= \frac{\{1+\beta(h+D_y)\}^3 + 1/2}{3EI\beta^3} Q_u \\ &\quad - \frac{3K_p \gamma B \cdot D_y^2}{2EI} \left\{ \frac{D_y^2(5h+4D_y)}{60} + \frac{D_y(h+D_y)}{3\beta} \right. \\ &\quad \left. + \frac{3h+4D_y}{6\beta^2} + \frac{1}{2\beta^3} \right\} \end{aligned} \quad (4)$$

② くい頭回転拘束の場合

くい頭回転拘束の場合, くい頭には塑性ヒンジによる拘束モーメント M_y が生じている。したがってくい頭変位の基本式は, $q(z)$ なる分布荷重の作用方向およびくい頭拘束モーメントの向きが逆になることを考慮すれば, 以下のようになる。

$$y_t = \frac{(1+\beta H)^3 + 1/2}{3EI\beta^3} Q_t - \frac{(1+\beta H)^2}{2EI\beta^2} M_t - \frac{1}{2EI\beta^3} [(1+\beta H) \cdot Q(H) + \beta(1+2\beta H) \cdot R(H) + 2\beta^2 H \cdot S(H) - 2\beta^3 \cdot T(H)] \quad (5)$$

同様に, Bromsの方法による極限状態(図3)および荷重関数(表1)を考慮すれば, 極限変位 δ_y は,

$$\begin{aligned} \text{粘性土: } \delta_y &= \frac{(1+\beta L_y)^3 + 1/2}{3EI\beta^3} Q_u - \frac{(1+\beta L_y)^2}{2EI\beta^2} M_y \\ &\quad - \frac{9C_u B \cdot D_y}{EI} \left\{ \frac{D_y^2(4L_y-D_y)}{24} + \frac{D_y \cdot L_y}{2\beta} \right. \\ &\quad \left. + \frac{2L_y+D_y}{4\beta^2} + \frac{1}{2\beta^3} \right\} \end{aligned} \quad (6)$$

$$\begin{aligned} \text{砂質土: } \delta_y = & \frac{(1+\beta D_y)^3 + 1/2}{3EI\beta^3} Q_u - \frac{(1+\beta D_y)^2}{2EI\beta^2} M_y \\ & - \frac{3K_p \gamma B \cdot D_y^2}{2EI} \left[\frac{D_y^3}{15} + \frac{D_y^2}{3\beta} + \frac{2D_y}{3\beta^2} \right. \\ & \left. + \frac{1}{2\beta^3} \right] \end{aligned} \quad (17)$$

となる。

2. 1) に示した仮定と(3), (4), (13), (14)式および(5), (6), (16), (17)式を組み合わせるにより, 図2に示される荷重と各応答値の関係は, 次のような2次曲線として表わせる。

$$\delta = \frac{\delta_y - A_d \cdot Q_u}{Q_u^2} Q^2 + A_d \cdot Q \quad (18)$$

$$M_{\max} = \frac{M_y - A_m \cdot Q_u}{Q_u^2} Q^2 + A_m \cdot Q \quad (19)$$

これらの計算は特に大型の電子計算機を必要とせず, パソコン程度の計算機で簡単に求めることが可能である。

3. 計算に必要な入力値を求める方法

前述の計算方法では, (7)式を計算するために必要な初期水平方向地盤反力係数, および粘性土の非排水せん断強さまたは砂質土の内部摩擦角を知る必要がある。これらは次に紹介するように, 簡単な土質定数から推定することが可能である(岸田・中井:1979)。なお, ここでは地盤の判定は「建築基礎設計のための地盤調査計画 指針」(日本建築学会:1985)に従い, 細粒土(粒径74 μ m以下)の含有率が20%以下を砂質土, 50%以上を粘性土, その中間は中間土とする。中間土についてはさらに詳細な試験を行ない, 日本統一土質分類により細粒土と粗粒土に分類することが好ましいが, 実用的には砂質土と扱ってもよい。

a) 初期水平方向地盤反力係数 (k_0)

地盤を半無限弾性体, くいをはりと考えたとき, 地盤の弾性定数とくいの形状が与えられれば, この系をいわゆるウィンクラーモデル(バネ支承ばり)に置換することができる。Vesic' は, 半無限弾性体上の無限に長いはりが集中荷重を受ける問題に関して解析を行なった結果, 弾性体と等価なバネを表わすバネ定数をはりの曲げ剛性とはりの幅, および弾性体のヤング係数とポアソン比の関数として表わしている。

実際のくい-地盤系では, くいの前後に土があるためにこれでは過少評価となる。岸田・中井(1979)の考察では, Francis や Bowles の提案を考慮し, Vesic' の式を2倍した次式で初期水平方向地盤反力係数を与えている。

$$k_0 \cdot B = 1.3 \frac{E_s}{1-\nu^2} 12 \sqrt{\frac{E_s \cdot B^4}{EI}} \quad (20)$$

ここに, k_0 は初期水平方向地盤反力係数, E_s , ν は地盤の変形係数およびポアソン比, B , EI はくいの幅および曲げ剛性である。

地盤の変形係数は, 一軸・三軸圧縮試験や平板載荷試験などによって求めることができるが, ボーリング孔内の応力解放や乱れの影響などを考慮し補正したプレシオメーター試験結果と土質定数とを関連づけて, 以下の実験式が得られている(岸田・中井:1979)。

$$\text{粘性土: } E_s = 170 q_u \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (21)$$

$$\text{砂質土: } E_s = 16 N \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (22)$$

ここに, q_u は一軸圧縮強度, N は標準貫入試験の N 値である。

一方, 地盤のポアソン比についても多くの研究があるが, 粘性土では0.5, 砂では0.3としておけばよいと思われる。

以上により, ボーリング結果から一軸圧縮強度や N 値が得られれば, 地盤の変形係数を推定することができ, くいとの諸元と合わせて, 初期水平方向地盤反力係数の推定値が求められる。

b) 粘性土の非排水せん断強さ (C_u)

土粒子の粒度分布曲線において, 細粒土含有率が50%以上であり地盤が粘性土であると判断された場合には, 乱さない試料を採取し一軸圧縮試験を行なって一軸圧縮強度(q_u)を求める。粘性土の非排水せん断強さは, $C_u = 1/2 q_u$ としてよい。

c) 砂の内部摩擦角 (ϕ)

砂地盤の場合, 乱さない試料の採取が実際上困難であるために, 原位置における内部摩擦角 ϕ の値を, 直接測定することはほとんど不可能である。したがってここでは, 従来より提案されている N 値から間接的に ϕ を推定する方法を用いる。Peck et al., Dunham, Meyerhof, 大崎(「東京地盤図」)等によって提案された実験式を整理すると, ほぼ次式の範囲内にはいる(岸田・中井:1979)。

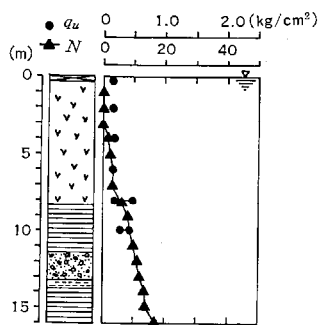
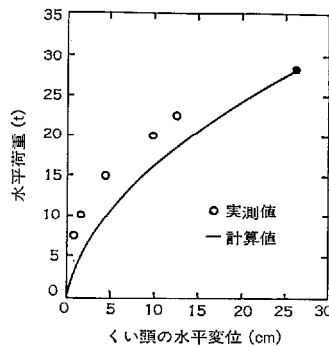
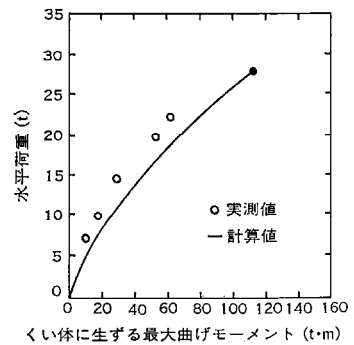


図5 地盤概要



(a) 荷重—変位関係



(b) 荷重—最大曲げモーメント関係

図6 計算結果と載荷試験結果との比較

表2: くいの諸元

く	い	種	鋼管ぐい
く	い	径 (mm)	609.6
く	い	の根入れ長さ (m)	28.7
く	い	降伏曲げモーメント (t・m)	112.5
く	い	曲げ剛性 (t・m ²)	22 260
く	い	加力点高さ (cm)	50

上限値: $\phi = \sqrt{8(N-4)} + 30$ (°) (23)

ただし, $N < 4$ では $\phi = 30^\circ$ また, $\phi \leq 45^\circ$ とする。

下限値: $\phi = \sqrt{8(N-4)} + 20$ (°) (24)

ただし, $N < 4$ では $\phi = 20^\circ$

また, その平均値は次式で与えられる。

平均値: $\phi = \sqrt{8(N-4)} + 25$ (°) (25)

ただし, $N < 4$ では $\phi = 25^\circ$

4. 実地盤における計算例

ここでは, いままで述べてきた計算方法を実際の載荷試験に適用した場合の計算例を示す。計算例の地盤概要, くいの諸元は, 図5および表2に示すものである。

地盤(図5)はくいの水平抵抗に関与する領域が粘性土であり, その平均土質定数は, $q_u = 2.0$ (t/m²)である。またくい材(表2)は鋼管ぐいで, くい径は $B = 0.6096$ (m), 曲げ剛性は $EI = 22\,260$ (t・m²), 降伏曲げモーメントは $M_y = 112.5$ (t・m), そして加力点高さは $h = 0.50$ (m)である。くい頭自由の場合について計算を行ない, 水平載荷試験結果と比較した結果を図6に示した。

a) 初期水平方向地盤反力係数 (k_0)

$$k_0 \cdot B = 1.3 \frac{E_s}{1 - \nu^2} 12 \sqrt{\frac{E_s \cdot B^4}{EI}}$$

$$= 1.3 \times \frac{340}{1 - 0.5^2} \times 12 \sqrt{\frac{340 \times 0.6096^4}{22\,260}}$$

$$= 352.7 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

ただし, $E_s = 170 \cdot q_u = 170 \times 2.0 = 340$ (t/m²)

$\nu = 0.5$

$$k_0 = \frac{352.7}{0.6096} = 579 \text{ (t/m}^3\text{)} \doteq 0.58 \text{ (kg/cm}^3\text{)}$$

b) 特性係数 (β)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_0 \cdot B}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{352.7}{4 \times 22\,260}}$$

$$= 0.251 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

c) 係数 A_d , A_m

$$A_d = \frac{(1 + \beta h)^3 + 1/2}{3EI\beta^3} = \frac{(1 + 0.251 \times 0.50)^3 + 0.5}{3 \times 22\,260 \times (0.251)^3}$$

$$= 1.8236 \times 10^{-3} \text{ (m/t)}$$

$$A_m = \frac{\sqrt{(1 + 2\beta h)^2 + 1}}{2\beta} \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta h}\right)$$

$$= \frac{\sqrt{(1 + 2 \times 0.251 \times 0.50)^2 + 1}}{2 \times 0.251} \times$$

$$\exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2 \times 0.251 \times 0.50}\right)$$

$$= 1.6254 \text{ (m)}$$

d) 極限荷重 (Q_u)

$$\left(\frac{Q_u}{C_u B^2}\right)^2 + \left(18 \frac{h}{B} + 27\right) \left(\frac{Q_u}{C_u B^2}\right) = 18 \left(\frac{M_y}{C_u B^3}\right)$$

〔基礎構造設計規準〕(26.19)式

$$\text{ここで } C_u = \frac{1}{2} q_u = 1.0 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$B = 0.6096 \text{ (m)}$$

$$h = 0.50 \text{ (m)}$$

$$M_y = 112.5 \text{ (t}\cdot\text{m)} \text{ を代入すると,}$$

$$Q_u = 28.22 \text{ (t)} \text{ とする.}$$

e) 塑性領域深さ L_y

$$L_y = 1.5B + D_y = 1.5B + \frac{Q_u}{9C_u B} = 0.91 + 5.14$$

$$= 6.05 \text{ (m)}$$

f) 地盤が一樣と見なせる深さ

$$11.5 \text{ (m)} > L_y + 1/\beta = 6.05 + 3.98 = 10.03 \text{ (m)}$$

g) くい根入れ長さ D_f

$$D_f = 28.7 \text{ (m)} \geq 3.0/\beta + L_y = 18.0 \text{ (m)}$$

h) 極限変位 δ_y

$$\begin{aligned} \delta_y &= \frac{\{1 + \beta(h + L_y)\}^3 + 1/2}{3EI\beta^3} Q_u \\ &\quad - \frac{9C_u B \cdot D_y}{EI} \left\{ \frac{D_y^3(4h + 4L_y - D_y)}{24} + \frac{D_y(h + L_y)}{2\beta} \right. \\ &\quad \left. + \frac{2h + 2L_y + D_y}{4\beta^2} + \frac{1}{2\beta^3} \right\} \\ &= \frac{\{1 + 0.251 \times (0.50 + 6.05)\}^3 + 0.5}{3 \times 22260 \times 0.251^3} \times 28.22 \\ &\quad - \frac{9 \times 1.0 \times 0.6096 \times 5.14}{22260} \times \\ &\quad \left\{ \frac{5.14^2 \times (4 \times 0.50 + 4 \times 6.05 - 5.14)}{24} \right. \\ &\quad \left. + \frac{5.14 \times (0.50 + 6.05)}{2 \times 0.251} + \frac{2 \times 0.50 + 2 \times 6.05 + 5.14}{4 \times 0.251^2} \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{2 \times 0.251^3} \right\} = 0.26125 \text{ (m)} \end{aligned}$$

i) 荷重と各応答値

① 水平荷重—変位関係

$$\delta = \frac{\delta_y - A_d \cdot Q_u}{Q_u^2} Q^2 + A_d \cdot Q$$

$$= \frac{0.26125 - 1.8236 \times 10^{-3} \times 28.22}{28.22^2} Q^2 + 1.8236 \times 10^{-3} Q$$

$$= 2.6343 \times 10^{-4} Q^2 + 1.8236 \times 10^{-3} Q \text{ (m)}$$

② 水平荷重—最大曲げモーメント関係

$$M_{\max} = \frac{M_y - A_m \cdot Q_u}{Q_u^2} Q^2 + A_m \cdot Q$$

$$= \frac{112.5 - 1.6254 \times 28.22}{28.22^2} Q^2 + 1.6254 Q$$

$$= 0.0837 Q^2 + 1.6254 Q \text{ (t}\cdot\text{m)}$$

以上により、上記の2つの式から任意の荷重に対するくい頭変位、最大曲げモーメントをそれぞれ求めることができる。これらの計算結果と、実測値との比較が図6に示してある。

このくいについて、設計として1本当りの水平荷重を20(t)とすると、載荷試験の結果より水平変位は9.9(cm)、提案した方法で求めた値は14.2cmである。これらの値より設計に採用する水平方向地盤反力係数を求めると0.14~0.08(kg/cm³)となり、地盤調査結果より求めた初期水平方向地盤反力係数の値(0.58 kg/cm³)に比べて大幅な低下となっている。これは地盤が塑性化した結果、水平方向地盤反力係数が急激に低下したことを示している。載荷試験から逆算して求めた kh の値を使って、水平荷重20(t)のときの曲げモーメントの最大値を計算すると43.4(t・m)となる。載荷試験では53.2(t・m)、ここに提案した方法で計算すると66.0(t・m)である。これら3つの値にはあまり差がないのは、「指針」の(4)式で最大曲げモーメントを計算するとき、載荷試験結果から求めた kh の値、すなわち初期水平方向地盤係数の値よりもはるかに小さな値を kh として採用しているからである。

5. おわりに

ここに示した計算方法により求めた結果は、12か所で行なわれた水平載荷試験結果と比較検討されているが⁵⁾(KISHIDA, H & NAKAI, S: 1980, 稲・岸田・中井: 1985)、いずれも略算法として満足できる結果を示している。「指針」に示されている計算方法は地盤を弾性バネと仮定しているために、水平方向地盤反力係数の値により計算結果が大きく変化する。また「指針」には地盤の破壊に対する検討方法が示されていないために、地盤の塑性化が急激に進行する場合には危

險側の設計となることも考えられる。ここではこれまで使われていた「基礎構造設計規準」の2つの方法（弾性支承ばりとしてのくい解析と Broms の設計法）を組み合わせることにより、地盤の非線形性を考慮したくいの水平抵抗の略算法を示したものである。提案した方法は以上の2つの方法をかなり大胆な仮定で結びつけているが、パソコン程度の計算機で簡単に計算が可能であることと、通常地盤調査結果より計算の入力値を求められる点に特徴がある。なお、筆者等が PC-9801E (NEC) を使って計算したときに使用したプログラム (N88BASIC) を付録につけてあるので参照されたい。この方法が実務上いくらかでもお役に立てば幸いである。

(きしだ ひであき・東京工業大学 教授)
 (いな くによし・同受託研究員(鶴武智工務所))
 (なかい しょういち・鶴大崎総合研究所)

参考文献

- 1) 稲 国芳・岸田英明・中井正一；“単杭の水平抵抗略算法（既製コンクリート杭の実測値と計算値の比較）”，日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）（昭60.10）
- 2) 岸田英明・中井正一；“地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗”，日本建築学会論文報告集 第281号，pp.41~55（1979）
- 3) KISHIDA. H & NAKAI. S : “APPROXIMATE ANALYSIS OF NONLINEAR BEHAVIOR OF A LATERALLY LOADED PILE”, 6TH SOUTHEAST ASIAN CONFERENCE ON SOIL ENGINEERING pp.209~222 (1980)
- 4) 中井正一・岸田英明・大尾由彦；“水平力を受ける杭の非線形解析略算法”，第14回土質工学研究発表会，pp.957~960（1979）
- 5) 日本道路協会；道路橋示方書・同解説IV下部構造編，丸善，pp.298~308（1980）
- 6) 日本建築センター；地震力に対する建築物の基礎の設計指針（1984）
- 7) 日本建築学会；建築基礎構造設計規準・同解説，丸善，pp.253~279（1974）
- 8) 日本建築学会；建築基礎設計のための地盤調査計画指針（1985）
- 9) 横山幸満；くい構造物の計算法と計算例，山海堂，pp.32~38（1977）

```

10000  *
10100  *Approximate Analysis of a Laterally Loaded Pile *
10200  *
10300  *                               For PC-9801E   N88-BASIC
10400  *
10500  *
10600  *           { Main Program }
10700  *
10800  *INITIAL
10900  *   CLS 3 : WIDTH 80,25 : CONSOLE 0,25,0,1
11000  *CONSTANT
11100  *   PI=3.14159
11200  *ARRAY
11300  *   OPTION BASE 1 : DIM Q(50),Y(50),MMAX(50)
11400  *BEGIN
11500  *   GOSUB *INPUT.DATA
11600  *   GOSUB *COEFFICIENT
11700  *   GOSUB *ULTIMATE.LOAD
11800  *   GOSUB *JUDGEMENT
11900  *   IF PILE$="LONG" THEN GOSUB *LINEAR.SOLUTION      :
11900  *                               GOSUB *ULTIMATE.DEFLECTION  :
11900  *                               GOSUB *OUTPUT
12000  *   IF PILE$="SHORT" THEN BEEP : PRINT "Pile Length is too Short !"
12100  *   LOCATE 30,12 : PRINT "<<<<< THE END >>>>>"
12200  *   END
12300  *
12400  *           { End of Main Program }
12500  *

```



```

19700  *
19800  *
19900  *
20000  *COEFFICIENT
20100      KB=1.3*ES/(1-V^2)*(ES*B^4/EI)^(1/12)
20200      BETA=(KB/(4*EI))^(1/4)
20300      RETURN
20400  *
20500  *
20600  *
20700  *LINEAR.SOLUTION
20800      IF HEAD$="1" THEN GOSUB *FREE
20900      IF HEAD$="2" THEN GOSUB *FIXED
21000      RETURN
21100  *FREE
21200      AD=((1+BETA*HEIGHT)^3+1/2)/(3*EI*BETA^3)
21300      AM=SQR((1+2*BETA*HEIGHT)^2+1)/(2*BETA)*EXP(-ATN(1/(1+2*BETA*HEIGHT)))
21400      RETURN
21500  *FIXED
21600      AD=((1+BETA*HEIGHT)^3+2)/(12*EI*BETA^3)
21700      IF HEIGHT<>0 THEN
21800          IF HEIGHT=0 THEN
21900              AM=1/(2*BETA)*EXP(-PI/2)
22000          RETURN
22100  *
22200  *
22300  *
22400  *
22500  *
22600  *
22700  *BROMS.CLAY      {quadratic equation}
22800      L=18*HEIGHT/B+27
22900      IF HEAD$="1" THEN M=-18*MY/(CU*B^3)
23000      IF HEAD$="2" THEN M=-36*MY/(CU*B^3)
23100      X=(-L+SQR(L^2-4*M))/2
23200      QMAX=CU*B^2*X
23300      DY=QMAX/(9*CU*B)
23400      LY=1.5*B+DY
23500      RETURN
23600  *BROMS.SAND      {cubic equation...Cardano's Method}
23700      C1=HEIGHT/B*3/2*SQR(3/2)
23800      C2=0
23900      IF HEAD$="1" THEN C3=-MY/(KP*UNIT*B^4)*(3/2*SQR(3/2))
24000      IF HEAD$="2" THEN C3=-2*MY/(KP*UNIT*B^4)*(3/2*SQR(3/2))
24100      D1=(3*C2-C1^2)/9
24200      D2=(9*C1*C2-27*C3-2*C1^3)/54
24300      DD=D1^3+D2^2
24400      IF DD>=0 THEN GOSUB *PLUS
24500      IF DD<0 THEN GOSUB *MINUS
24600      QMAX=X^2*KP*UNIT*B^3
24700      DY=SQR(2*QMAX/(3*UNIT*B*KP))
24800      LY=DY
24900      RETURN
25000  *PLUS
25100      E1=D2+SQR(DD)
25200      IF E1<0 THEN F1=-(-E1)^(1/3) ELSE F1=E1^(1/3)
25300      E2=D2-SQR(DD)
25400      IF E2<0 THEN F2=-(-E2)^(1/3) ELSE F2=E2^(1/3)
25500      X=F1+F2-C1/3
25600      RETURN
25700  *MINUS
25800      D=D2/SQR(-D1^3)
25900      ARCCOS.D=-ATN(D/SQR(-D*D+1))+PI/2      {ARCCOS.D-->arccos(D)}
26000      X=2*SQR(-D1)*COS(1/3*ARCCOS.D)-C1/3      {ARCCOS.D-->arccos(D)}
26100      RETURN

```

```

26200 '*****
26300 '***** Ultimate Deflection Routine *****
26400 '*****
26500 *ULTIMATE.DEFLECTION
26600 IF HEAD$="1" AND SOIL$="1" THEN GOSUB *FREE.CONDITION :
      GOSUB *UNIFORM.LOAD.FUNCTION : GOSUB *DEFLECTION
26700 IF HEAD$="1" AND SOIL$="2" THEN GOSUB *FREE.CONDITION :
      GOSUB *TRIANGLE.LOAD.FUNCTION : GOSUB *DEFLECTION
26800 IF HEAD$="2" AND SOIL$="1" THEN GOSUB *FIXED.CONDITION :
      GOSUB *UNIFORM.LOAD.FUNCTION : GOSUB *DEFLECTION
26900 IF HEAD$="2" AND SOIL$="2" THEN GOSUB *FIXED.CONDITION :
      GOSUB *TRIANGLE.LOAD.FUNCTION : GOSUB *DEFLECTION
27000 RETURN
27100 *FREE.CONDITION
27200 QT=QMAX : MT=0 : H=LY+HEIGHT
27300 RETURN
27400 *FIXED.CONDITION
27500 QT=QMAX : MT=MY : H=LY+HEIGHT
27600 RETURN
27700 *UNIFORM.LOAD.FUNCTION
27800 QH= 9*CU*B*DY
27900 RH= 1/2*9*CU*B*DY^2
28000 SH= 1/6*9*CU*B*DY^3
28100 TH=1/24*9*CU*B*DY^4
28200 RETURN
28300 *TRIANGLE.LOAD.FUNCTION
28400 QH= 1/2*3*KP*UNIT*B*DY*DY
28500 RH= 1/6*3*KP*UNIT*B*DY*DY^2
28600 SH= 1/24*3*KP*UNIT*B*DY*DY^3
28700 TH=1/120*3*KP*UNIT*B*DY*DY^4
28800 RETURN
28900 *DEFLECTION
29000 Y1=((1+BETA*H)^3+1/2)/(3*EI*BETA^3)*QT
29100 Y2=((1+BETA*H)^2)/(2*EI*BETA^2)*MT
29200 Y3=1/(2*EI*BETA^3)
29300 YA=(1+BETA*H)*QH
29400 YB=BETA*(1+2*BETA*H)*RH
29500 YC=2*BETA^3*H*SH
29600 YD=-2*BETA^3*TH
29700 YMAX=Y1-Y2-Y3*(YA+YB+YC+YD)
29800 RETURN
29900 '*****
30000 '***** Output Routine *****
30100 '*****
30200 *OUTPUT
30300
30400 B=1000*B {m-->mm}
30500 HEIGHT=100*HEIGHT {m-->cm}
30600 QU=QU/10 {t/m^2-->kg/cm^2}
30700 YMAX=100*YMAX {m-->cm}
30800
30900 DEVICE$="SCRN:" : GOSUB *DATA.OUTPUT
31000 PRINT TAB(20); "*** Hit any Key ***"
31100 DUMMY$=""
31200 WHILE DUMMY$="" : DUMMY$=INKEY$ : WEND
31300 CLS
31400 INPUT "Output ----> Printer (Y/N)";YN$
31500 IF YN$="Y" OR YN$="y" THEN DEVICE$="LPT1:" : GOSUB *DATA.OUTPUT
31600 CLS
31700
31800 GOSUB *INPUT.LOAD
31900 GOSUB *CALCULATION
32000
32100 DEVICE$="SCRN:" : GOSUB *ANSWER
32200 PRINT TAB(20); "*** Hit any Key ***"
32300 DUMMY$=""
32400 WHILE DUMMY$="" : DUMMY$=INKEY$ : WEND
32500 CLS
32600 INPUT "Output ----> Printer (Y/N)";YN$
32700 IF YN$="Y" OR YN$="y" THEN DEVICE$="LPT1:" : GOSUB *ANSWER
32800 CLS
32900 RETURN

```

