

# 梁ばねモデルにおける水平地盤反力の非線形性の評価方法

日大生産工 (学部)    ○桐谷 凌  
日大生産工    下村修一

## 1. はじめに

杭の耐震設計の検討手法として、弾性支承上の梁のモデルがよく用いられるが、得られる杭の応力や変位は水平地盤反力係数の評価精度に強く依存している。水平地盤反力係数の評価方法として、建築基礎構造設計指針(以下、指針<sup>1)</sup>)では、地盤の変形係数と杭径から算定される基準水平地盤反力係数と、杭の無次元化水平変位に応じた非線形性を用いる方法が示されている。

地盤は微小ひずみレベルから非線形性を示すため、水平地盤反力は微小ひずみ時の初期剛性と強度定数に基づく塑性水平地盤反力、その両者を結ぶ非線形性を深さ毎に評価することが理想的である。既往の研究<sup>2)</sup>では、孔内水平載荷試験結果から地盤のひずみレベルの影響を検討し、地盤の変形係数評価にせん断波速度を用いることで、変形係数の評価精度向上が図れることを示した。さらに既往の水平載荷試験結果を対象に弾性支承上の梁の理論解(以下、理論解と呼ぶ)を用いたシミュレーション解析を行った。

そこで本研究では、深度毎に水平地盤反力の非線形性が設定できる梁ばねモデルを対象にシミュレーション解析を実施し、水平地盤反力係数の非線形性の設定方法を検討した。

## 2. 解析条件

対象とした水平載荷試験結果は文献<sup>2)</sup>と同様である。すべて国内における杭頭拘束条件が自由な単杭である。なお、杭の載荷試験結果及び地盤調査結果の数値が示されていない場合は、グラフから数値を読み取っている。

Table.1に解析ケースを示す。解析は理論解と梁ばねモデルで行い、杭は弾性とし、水平地盤反力係数及び塑性水平地盤反力の設定方法をパラメータとした。

Table.1 解析ケース

| Case | 解析方法   | $k_h$    | $E_s$ | $\alpha$ | $P_y$ 設定方法 |
|------|--------|----------|-------|----------|------------|
| 1    | 理論解    | (1)~(3)式 | (7)式  | -        | -          |
| 2    |        |          |       | 1.0      | なし         |
| 3    |        |          |       | 0.56     |            |
| 4    | 梁ばねモデル | (4)~(6)式 | (7)式  | 0.56     | $P_y$      |
| 5    |        |          |       | 0.7      | $2P_y$     |
| 6    |        |          |       | 0.7      |            |

水平地盤反力係数は(1)~(6)式を用いて算出した。

(理論解)

$$k_{h0} = 80E_s(B/B_0)^{-3/4} \quad (1)$$

$$k_h = k_{h0}(y_G/y_0)^{-1/2} \quad (2)$$

$$k_{h,max} = 3.16k_{h0} \quad (3)$$

(梁ばねモデル)

$$k_{h0} = 187E_s(B/B_0)^{-1} \quad (4)$$

$$k_h = k_{h0}\{(y/B)/\alpha(y/B)_0\}^{-0.6} \quad (5)$$

$$k_{h,max} = 18k_{h0} \quad (6)$$

ここに、 $k_{h0}$ ：基準水平地盤反力係数(基準変位 $(y_0, (y/B)_0)$ 時の水平地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)),  $k_h$ ：水平地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>),  $k_{h,max}$ ：最大水平地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>),  $E_s$ ：地盤の変形係数(kN/m<sup>2</sup>),  $\alpha$ ：基準変位の低減率,  $B$ ：杭径(m),  $B_0$ ：0.01m,  $y$ ：杭変位(m),  $y_G$ ：地表面杭変位(m),  $y_0$ ：0.01m,  $(y/B)_0$ ：0.03である。

既往の研究では、 $k_{h0}$ 及び $k_h$ の非線形性を原位置水平載荷試験結果に対する理論解を用いた逆解析から求めている。そのため、 $k_h$ は地表面杭変位に依存する評価方法である。指針では、同様の方法で $k_h$ の評価方法が示されており、梁ばねモデルにもこの方法を準用している。一方で、梁ばねモデルの $k_h$ は各深度の杭変位に依存する評価であるため、理論解と同様の評価方法を用いるのは合理的とは言えない。理論解によれば杭の変位が支配的な地表面から $1/\beta$ の深度の平均杭変位は地表面杭変位の0.56倍となる<sup>3)</sup>。理論解は一様地盤を想定しており、理論解により逆算した $k_h$ は深度方向に一様な値であるため、本研究ではこれと前述の平均杭変位との関係は、梁ばねモデルに採用する $k_h$ としてより適当と判断した。そこで、基準変位の低減率 $\alpha$ は0.56とした。また、理論解により逆算した $k_h$ には地盤の一部が塑性水平地盤反力に達した影響が含まれており $k_h$ を過小評価すると判断し、低減率を0.7としたケースも実施した。

地盤の変形係数  $E_s$  は既往の研究で提案した(7)式を用いて算出した。

$$E_s = E_0/18 \quad (7)$$

ここに、 $E_0$ ：地盤の初期変形係数(kN/m<sup>2</sup>)である。地盤の初期変形係数  $E_0$ 、せん断波速

Nonlinearity of Horizontal Subgrade Reaction Evaluation  
for Beam-Spring Model Analysis

Ryo KIRITANI and Shuichi SHIMOMURA

度  $V_s$  は(8)～(11) 4) 5)式を用いて推定した。

$$E_0 = 2G_0(1 + \nu) = 2(1 + \nu)\rho V_s^2 \quad (8)$$

$$(\text{砂質土}) \quad V_s = 80N^{1/3} \quad (9)$$

$$(\text{粘性土}) \quad V_s = 100N^{1/3} \quad (10)$$

$$(\text{粘性土}) \quad V_s = 134(q_u/98)^{0.443} \quad (11)$$

ここに、 $G_0$ ：初期せん断弾性係数(kN/m<sup>2</sup>)， $\nu$ ：ポアソン比(0.5を仮定)， $V_s$ ：せん断波速度(m/s)， $\rho$ ：単位体積質量(砂質土：1.8t/m<sup>3</sup>，粘性土：1.5t/m<sup>3</sup>を仮定)， $N$ ：N値， $q_u$ ：一軸圧縮強さ(kN/m<sup>2</sup>)である。

塑性水平地盤反力度 $P_y$ は指針 1)に示されている，(12)～(14)式を採用した。

$$(\text{砂質土}) \quad P_y = \kappa K_P \sigma_z' \quad (12)$$

$$(\text{粘性土}) \quad z/B \leq 2.5 \text{ の場合：} \\ P_y = 2[1 + \mu z/B]C_u \quad (13)$$

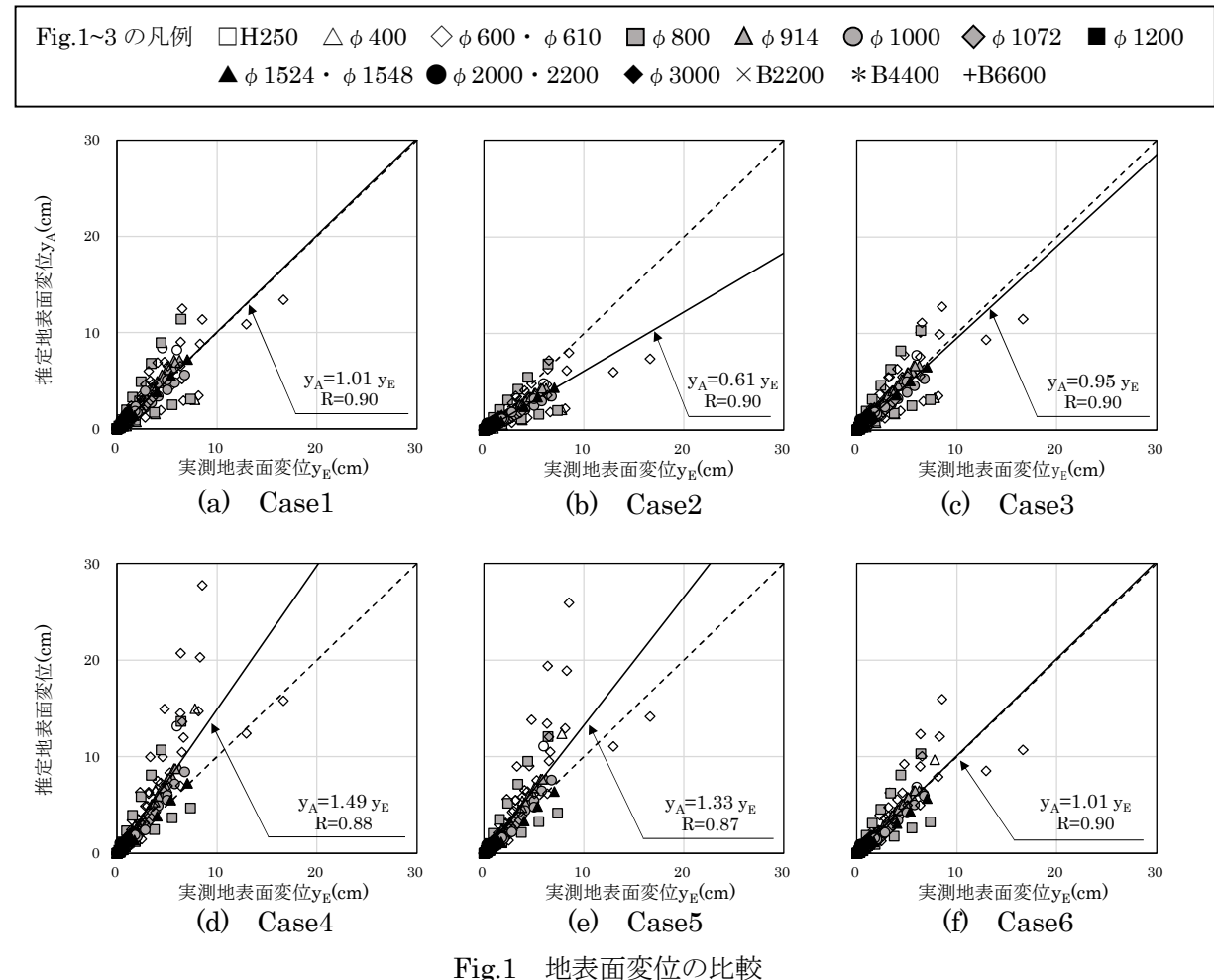
$$(\text{粘性土}) \quad z/B > 2.5 \text{ の場合：} \\ P_y = \lambda C_u \quad (14)$$

ここに、 $P_y$ ：塑性水平地盤反力度(kN/m<sup>2</sup>)， $K_P$ ：受働土圧係数(=  $(1 + \sin \varphi)/(1 - \sin \varphi)$ )， $\varphi$ ：土のせん断抵抗角(°)， $\sigma_z'$ ：深さ $z$ (m)における地盤の有効上載圧(kN/m<sup>2</sup>)， $\kappa$ ：砂質土の塑性水平地盤反力度に群杭の影響を考慮する係数， $C_u$ ：土の非排水せん断強度(kN/m<sup>2</sup>)， $\lambda$ ，

$\mu$ ：粘性土地盤の塑性水平地盤反力度に群杭の影響を考慮する係数である。なお，砂質土層のせん断抵抗角 $\varphi$ は文献 9)を参考にN値から推定した。非排水せん断強度 $C_u$ は一軸圧縮強さ $q_u$ の1/2とした。粘性土層の内， $q_u$ が示されていない地層は，文献 7)のN値と $q_u$ の平均的な関係を用いて推定した。地下水位が示されていない場合は地表面から2mと仮定した。

### 3. 解析結果

Fig.1に全ケースの地表面変位の実測値と解析値の比較を示す。理論解を用いたCase1では，ばらつきは大きいものの，近似線の傾きは1.01と平均的に見れば解析値と実測値はほぼ対応している。基準変位を低減させず，塑性地盤反力を設定していないCase2では，解析値が実測値に比べて小さくなっている。これは，理論解の $k_h$ は地表面杭変位との関係であるが，梁ばねモデルの $k_h$ は各深度の杭変位との関係としているため，Case2では $k_h$ を大きく評価していると判断できる。基準変位を低減したCase3～6では，低減率 $\alpha$ を0.56に設定し，塑性水平地盤反力を設定していないCase3と，低減率 $\alpha$ を0.7に設定し，塑性水平地盤反力を $2P_y$ で設定した



Case6が、実測値とほぼ対応している。これは、低減率 $\alpha$ は理論解を用いた逆解析から設定しており、地盤が塑性水平地盤反力に達した影響が含まれているため、塑性水平地盤反力を設定した場合、0.56では低減率が過小であることが分かる。一方、低減率 $\alpha$ を0.7にした場合、塑性水平地盤反力を $2P_y$ で設定すると実測値との対応が改善することを示している。

Fig.2に全ケースの地中部最大曲げモーメント(以下、 $M_{max}$ )の実測値と解析値の比較を示す。なお、 $M_{max}$ は、砂質土8試験及び粘性土6試験で得られている。また $M_{max}$ の実測値は、全杭頭荷重で示されているわけではないため、部分的にデータが抜けている。 $M_{max}$ については、地表面変位ほどのばらつきは認められない。地表面変位において実測値と解析値の対応が良かったCase1, 3, 6は $M_{max}$ においても他の解析ケースに比べて両者の対応は比較的良好。Case3, 6は $M_{max}$ の解析値が実測値に比べて大きく、安全側の評価を与えている。

Fig.3に、実測値との対応が良いCase1, 3, 6を対象に、 $M_{max}$ の発生深度の実測値と解析値の比較を示す。Case1では、実測値に比べてばらつきが大きく平均的には浅めになる傾向を示した。Case3, 6では、ばらつきは大きいものの、理論解を用いたCase1に比べて、実測値との対応が良い。

Fig.4に、曲げモーメント分布の一例としてS7, S10, C12の結果を示す。Case1は深い深度まで曲げモーメントが大きくなる傾向を示している。一方、Case3, 6は深部地盤で曲げモーメントが小さくなっており、実測値と分布形状が対応している。これは、理論解では一様地盤を想定し、深部地盤の物性が反映されないこと、地表変位に応じて地盤が一様に剛性低下し、深部地盤の変形係数を過小評価しているためと判断される。

#### 4. おわりに

本研究では、杭頭自由条件の単杭の孔内水平載荷試験結果に基づき、梁ばねモデルを用いたシミュレーション解析を行い、実測値と解析値の対応から、梁ばねモデルにおける $k_h$ 及び塑性水平地盤反力の設定方法を検討した。得られた知見は以下の通りである。

- 1) 梁ばねモデルの $k_h$ に理論解で用いている $k_h$ を準用すると、 $k_h$ は過大評価になるため、梁ばねモデルに用いる $k_h$ は低減する必要がある。
- 2) 塑性水平地盤反力是指針に示されている $P_y$ よりも大きい可能性がある。
- 3) 曲げモーメントの深度分布を考慮すると、理論解に比べて、梁ばねモデルを用いた杭の水平抵抗評価が合理的である。

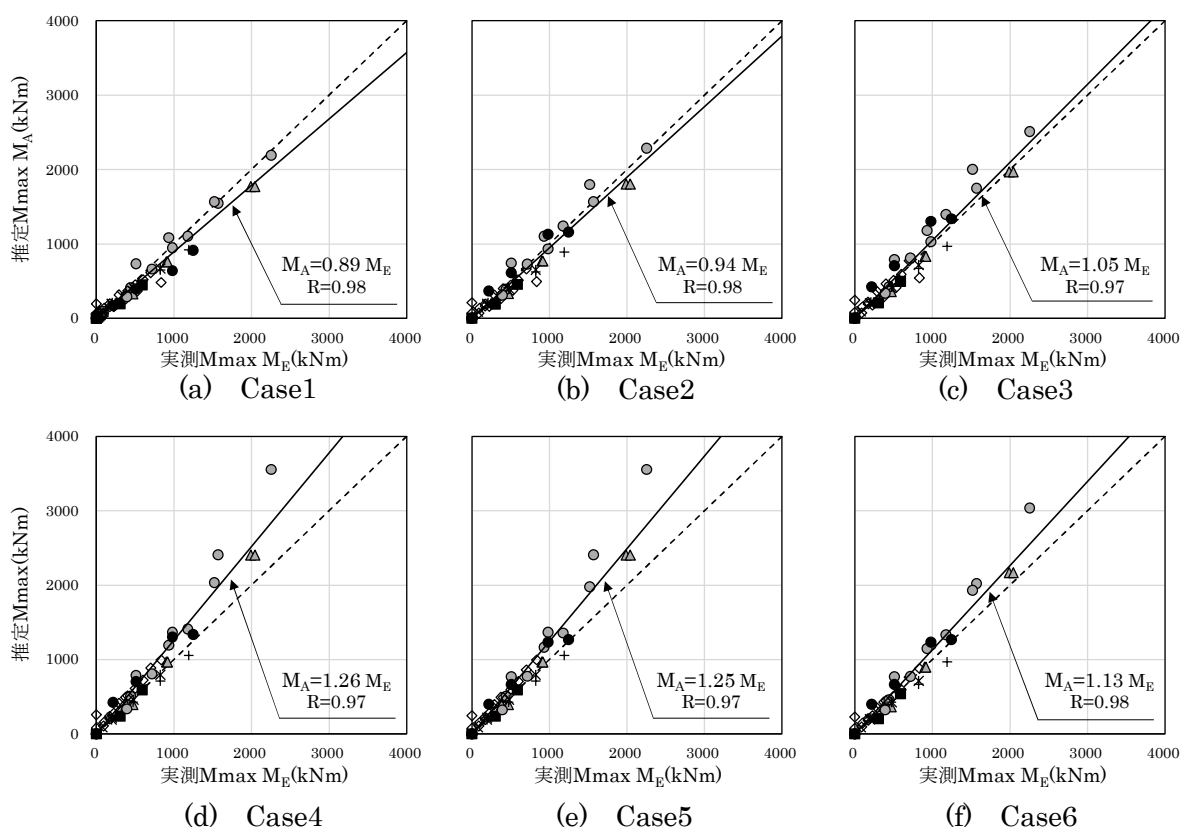


Fig.2  $M_{max}$  の比較

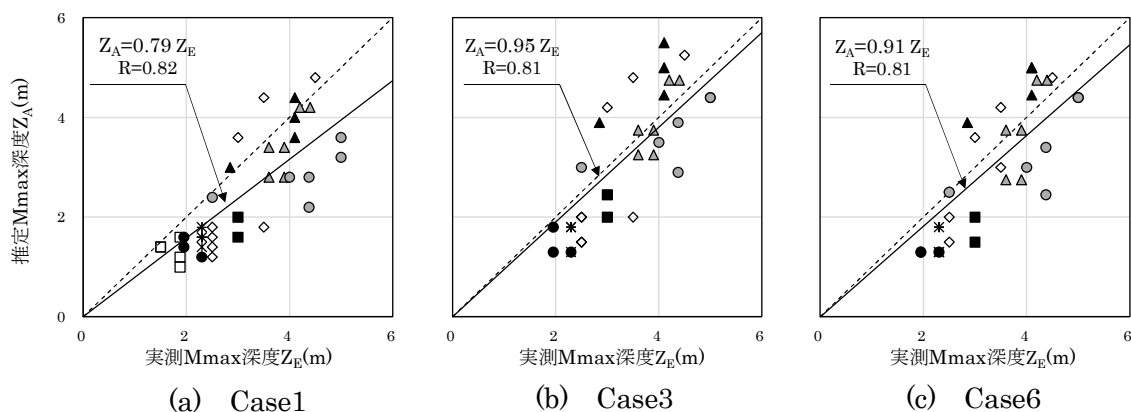


Fig.3 Mmax 発生深度の比較

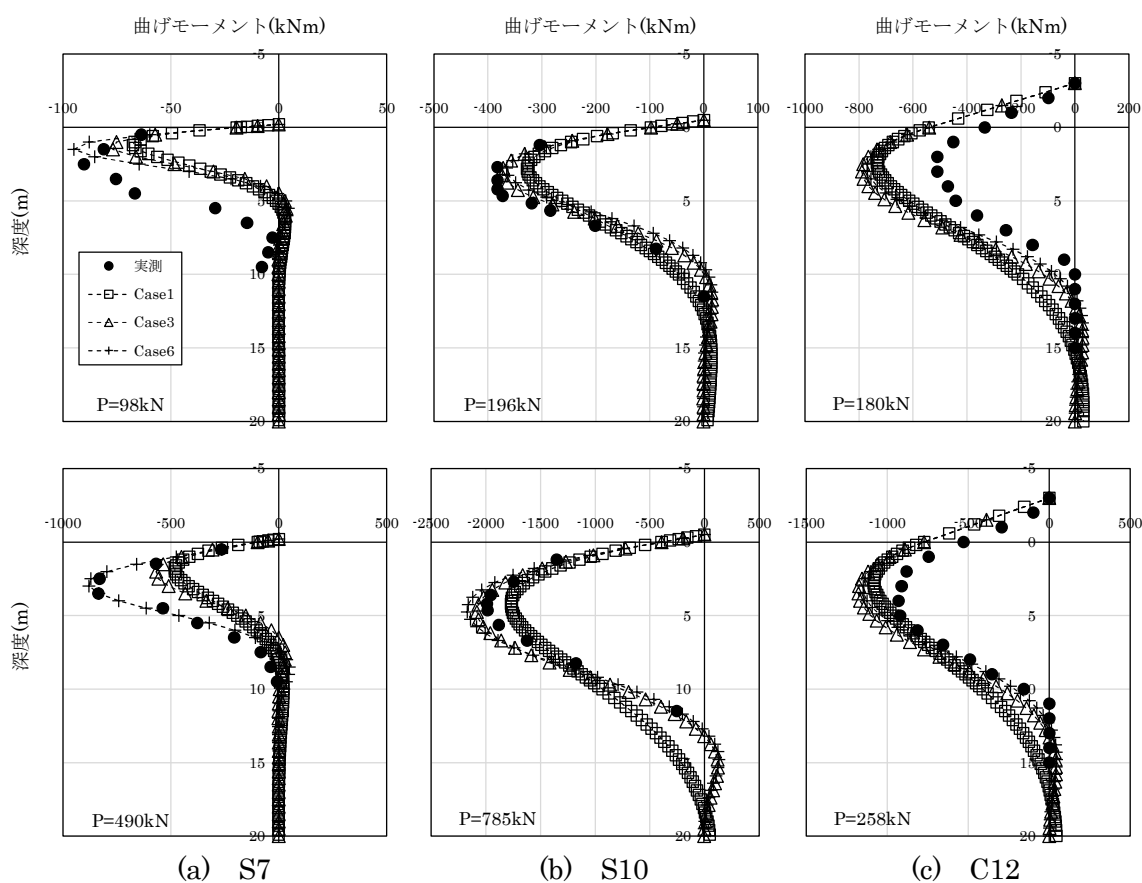


Fig.4 曲げモーメント深度分布の一例

#### 参考文献

- 1) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.255-283，2019.11
- 2) 下村ら：せん断波速度に基づく地盤の変形係数を用いたChang式による杭の水平抵抗評価，日本建築学会構造系論文集，第82巻，第741号，pp.1747-1757，2017.11
- 3) 下村ら：杭頭回転拘束条件における杭の水平地盤反力係数，日本建築学会学術梗概集，構造I，pp.541-542，2019.9
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書，V耐震設計編，pp.32-33，2012.3
- 5) Imai, T : P- and S Wave Velocities of the Ground in Japan, Proceedings of the 9<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.2, pp257-260, 1997
- 6) 畑中ら：砂質土地盤の内部摩擦角 $\phi_d$ と標準貫入試験のN値の関係についての一考察，日本建築学会構造系論文集，第506号，pp.125~129，1998
- 7) 奥村樹郎：港湾建築物の設計におけるN値の考え方と利用例，基礎工，Vol.10, No.6, pp.58-62，1982.6