

群杭基礎側方地盤反力を支配する パラメーター

丸山 大介¹・小長井 一男²・羅休³・西村 昭彦⁴

¹学生会員 工修 東京大学生産技術研究所 (〒153-8505 東京都目黒区駒場4-6-1)

²正会員 工博 東京大学生産技術研究所第1部 (〒153-8505 東京都目黒区駒場4-6-1)

³正会員 工博 鉄道総合技術研究所 (〒185-0034 東京都国立市光町2-8-38)

⁴正会員 工博 (株) テス (〒185-0034 東京都国立市光町2-8-38)

道路橋示方書などの設計規準で、群杭は、離散的な地盤バネに支えられた単独の杭の集合体として扱われる。そして群杭効果は、杭間隔/杭径比 (L/D) が2.5を下回らない限り、積極的に考慮しなくてよいとされてきた。しかしながら、 L/D が2.5を上回る場合でも、群杭効果が大きいことを指摘する研究例は多く、実際、橋脚に用いられる杭の多くはこのあたりの杭間隔で用いられる。ここでは群杭とこれに取り囲まれる土もまとめて、等価な単独の複合梁とみなす手法 (Konagai) を前提に、この複合梁を支える地盤の非線形を、野外での模型杭の載荷試験をもとに検討する。そのなかで等価複合梁にかんする特性値 β が、全体的な地盤反力を記述する上で重要なパラメータであることを示す。

Key Words : Nonlinearity of soil, Active pile length, Equivalent pile, P - δ curves,

1. はじめに

地盤は半無限の広がりを持ち、特に動的な問題ではこれがさまざまな形で変形する。その結果、地盤からの反力は地盤変形の状況によって大きく変化する。最も代表的な基礎形式である杭基礎を考えたとき、基礎頭部 (フーチング部) で評価される“堅さ”も群杭が地盤をどのように変形させるかに関わってくる。道路橋示方書¹⁾、あるいは鉄道構造物設計標準²⁾では、杭はその側面で、深さ方向に離散的な地盤ばね $k_H D$ で支えられているものとしている。ここに k_H は水平方向地盤反力係数、 D は杭径である。しかしながら地盤ばね $k_H D$ は単独の杭で評価されるパラメータであり、群杭としての効果は、杭間隔/杭径比 (L/D) が2.5を下回らない限り、積極的に考慮しなくてよいとされてきた。

Konagai³⁾らは、この群杭効果が、 L/D が2.5を越える場合でも決して無視できず、むしろ「群杭+これに囲まれる土」をまとめて単独の鉛直複合梁とみなした場合に、杭間の動的相互作用を厳密に考慮した解析解とよい一致をみることを示している。しかしながらKonagaiらの検討は地盤のひずみが極めて小さく、これを等価線形化手法で解析できる場合に限定されており、これを非線形地盤に敷衍することは簡易で合理的な杭基礎・地盤系の解析ツールを構築する上で極めて重要と思われる。

本論文は、野外での模型杭載荷試験の結果をもとに、群杭側方地盤の地盤反力を合理的に表現する手法について検討を加えるものである。

2. 簡便な表現へのシナリオ

先に述べたように、道路橋示方書¹⁾、あるいは鉄道構造物設計標準²⁾では、杭はその側面で、深さ方向に離散的な地盤ばね $k_H D$ で支えられているものとしている (図1)。地盤の内部で杭が動的な変形を受ける場合、2つの異なる状況が想定される。一つは(1)地震時に地盤全体が変形し、群杭がこれに追従する場合【キネマティック相互作用】であり、もう一つは(2)上部構造物がその慣性力で杭頭のフーチング部を揺る場合【慣性力相互作用】である。前者では地盤全体が揺り動かされるのに対し、後者では杭頭近傍地盤のみが大きく変形する。すなわち(1)と(2)では地盤の変形パターンが顕著に異なるのであるから、地盤反力を議論する場合に、両者を同じ地盤ばね $k_H D$ で議論することは、実は問題がある。実際杭のようにたわみやすい基礎構造物は、周辺地盤の動きにほぼ追従して変形するので、(1)の【キネマティック相互作用】は無視できる場合が多く、ここでは(2)を想定した検討を進めることにする。

そこで杭頭部に水平変位を加えてみると図2(a)

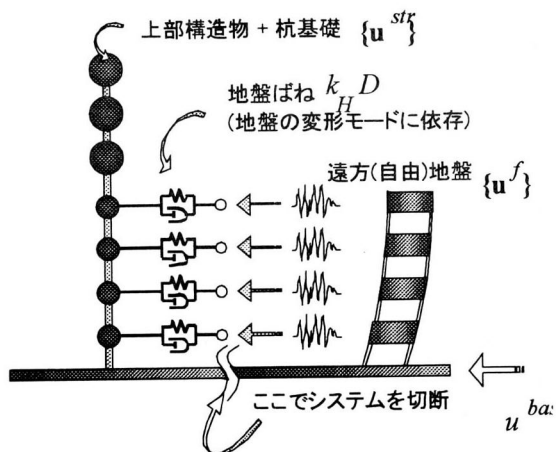
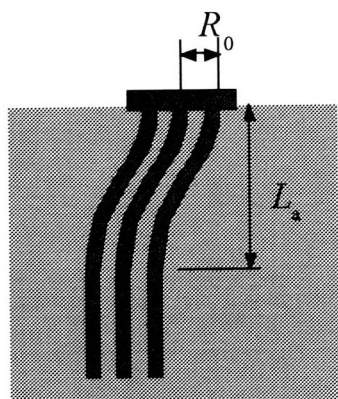
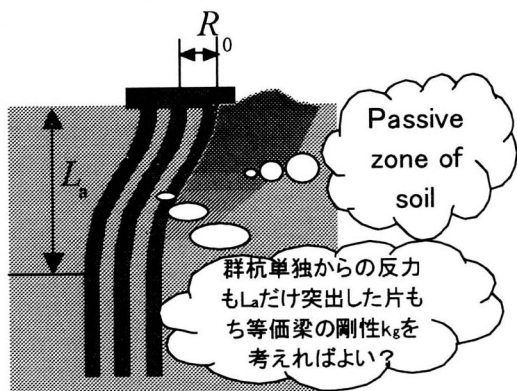


図1 離散バネで支えられた杭基礎



(a) 側方地盤が線形の状態



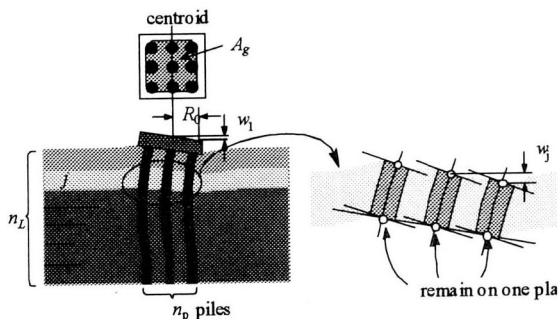
(b) 側方地盤が残留強度を示す状況

図2 頭部を水平に押された杭の変形パターンと active pile length

に示すように杭のある深さ L_a より上部のみが大きいたわむ変形パターンが現れる。この L_a (active pile length) は、杭が地盤に比べて相対的に堅いほど大きくなる。したがって図1に示したようなモデルでは、 L_a は杭の曲げ剛性 EI と、地盤の固さを示す $k_H D$ の比に依存することが推測される。すなわち、



(a) 土をつかむ群杭模型



(b) 等価な直立梁の変形

図3 群杭と等価な直立梁

$$L_a \propto L_0 = \frac{1}{\beta} = \sqrt[4]{\frac{EI}{k_H D}} \quad (1)$$

式(1)中の β は、道路橋示方書で特性値と称され、杭頭部で評価される剛性を決定付ける重要なパラメータである。さらに、地盤のひずみの小さな段階(図2a)に限らず、地盤に受動破壊領域が形成される状態(図2b)で地盤反力を考えた場合でも破壊領域の体積(重量)は L_a の大きさに影響するであろうから、結果的に線形から非線形にいたる地盤の反力が L_a で統一的に記述できる可能性がある。

しかしながら、前述したように、地盤ばね $k_H D$ は単独の杭で評価されるパラメータであり、群杭としての効果は、杭間隔/杭径比 (L/D) が2.5を下回らない限り、積極的に考慮しなくてよいとされてきた。しかし L/D が2.5を上回る場合でも群杭効果が大きく現れる事例は多くの文献で紹介されている。図3aは後述する鋼管群杭模型の水平載荷試験後にこれを引き抜いた様子を撮影したものである。大きな載荷を加え、地盤が顕著な非線形性を示した状況でも、群杭の間にはさまれた土は、杭と一体になって引き抜かれており、群杭効果の大きさを示している。

Konagaiら^{3), 4)}は、群杭を一本の等価な直立梁に置き換える方法(図3b)を提唱し、これを用いて群

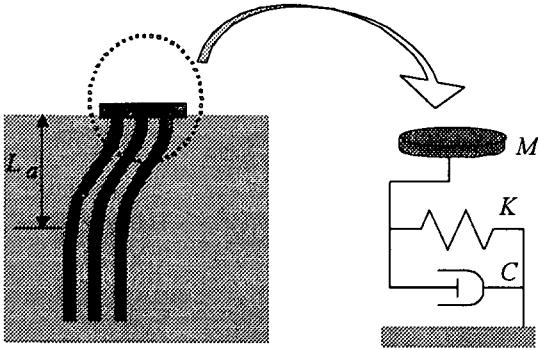


図4 群杭基礎頭部と等価なモデル
 M, K, C いずれも L_a (あるいは L_0) の関数

杭頭部での剛性を評価している。この等価な直立梁の剛性は2つの曲げ剛性パラメータ EI_p と EI_G で表現されるが、杭頭の水平方向剛性については EI_p が支配的であり、式(1)の単杭の EI を EI_p に置き換えることで、群杭としての L_a を求めることができる。均一な地盤中に置かれた群杭について Konagai^{3), 4)}らは、さらに式(1)中の $k_H D$ を地盤のせん断弾性係数 μ と置き換え、 L_a と直接関連するパラメータ L_0 を再定義し、これを用いて群杭頭部の水平方向剛性 S_{xx} が以下の式で近似できることを理論的に示している。

$$S_{xx} = k_s + ia \cdot c_s - a^2 m_s \quad (2a)$$

ここに
$$a = \frac{\omega \cdot R_0}{v_s} \quad (2)$$

b)

であり ω は円振動数である。さらに式(2a)に現れるパラメータは以下のとおりである。

$$k_s = \mu \left(2\pi R_0 + \frac{\pi}{2} L_0 \right), \quad c_s = \mu \cdot 2\pi L_0, \quad (2c)-(2e)$$

$$m_s = \mu \frac{\pi L_0}{4}$$

ここに R_0 は等価な直立梁の半径である。

式 (2a)は、群杭頭部の水平方向剛性が、バネ K ($=k_s$)、ダッシュポット C ($=R_0 c_s / v_s$)、そして質量 M ($=R_0^2 m_s / v_s^2$) が組み合わさった1自由度系のシステム(図4)で近似できることを意味している。そして回転方向にも同様の近似が可能である。

以上の知見をもとに、群杭側面の地盤の反力を簡潔に記述するシナリオを想定してみる。なお以下の議論は、上記の3つのパラメータ M, K, C のうち静的载荷に関わる K について行なわれることになる。

(a) 地盤ひずみが小さい段階では K は式(2c)で評価される値に漸近するはずである。

表1 杭の諸元

外径(mm)	厚さ(mm)	杭長(m)	弾性係数(kgf/cm ²)
101.6	3.2	2.25	2.1×10^6

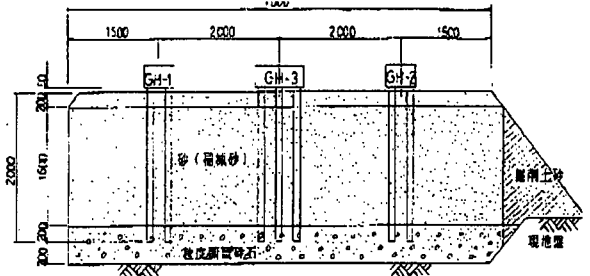


図5 模型杭の構成

- (b) 群杭を水平に载荷しつつ、地盤反力が終局耐力に達したとき、それは土の受動破壊域の重量に比例すると考えられる。この土の重量は図?において、(1)破壊域の深さ ($\propto L_0$)、(2)破壊域の幅 ($\propto L_0$)、(3)破壊域の奥行き ($\propto R_0$)、を掛け合わせた量に比例するので、 $\rho_s g L_0^2 R_0$ が終局耐力を支配するパラメータになると考えられる。ここに $\rho_s g$ は土の比重、 R_0 は群杭と等価な梁の半径である。
- (c) 群杭側面の地盤反力が終局耐力に達した状態でも、群杭そのものは L_a 以下の部分を土に固定された片持ち梁のように変形に抵抗する。この状態での杭頭フーチング部での剛性を k_{pile} とする。

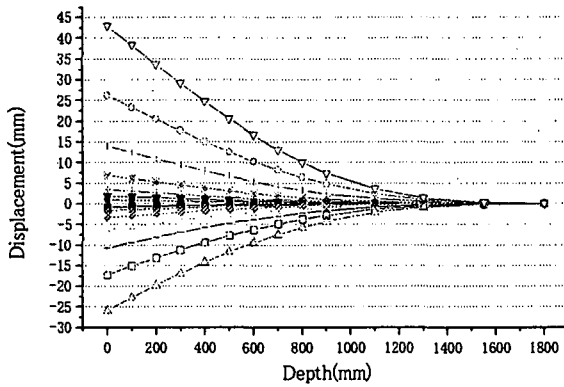
3. 実験による検討

(1) 実験概要

ここで検討に用いるデータは、鉄道総合技術研究所で行われた 杭基礎交番水平载荷試験から得られたものである。試験で用いた杭の諸元を表1に示す。

地盤の構成状況を図5に示す。地盤は厚さ50 cm の粒調碎石の基盤の上に、厚さ1.8mの稲城砂の一樣砂地盤が造成されている。この地盤に、 2×2 、 2×3 、 3×3 の3つの群杭が取り付けられている。杭間距離はどれもおよそ3Dとなっている。

载荷は杭頭に取り付けられた水平変位計を用いて変位制御で行われ、杭頭変位が最大で64mmになるところまで载荷を行った。杭にはひずみゲージが取り付けられており、この計測値を用いて、杭の変形量、地盤反力などが計算された。ひずみゲージは、最も密なもので、杭1本あたり15箇所に取り付けられている。



(a) ひずみ記録から計算された変形

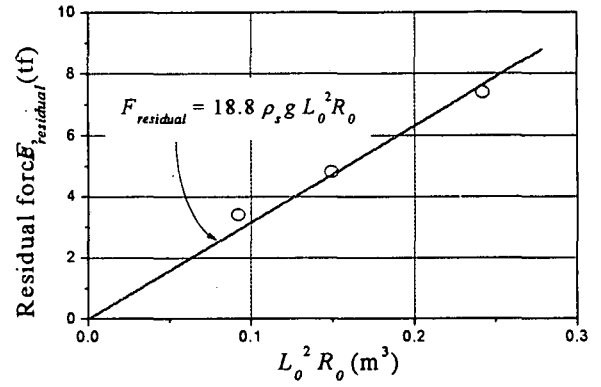
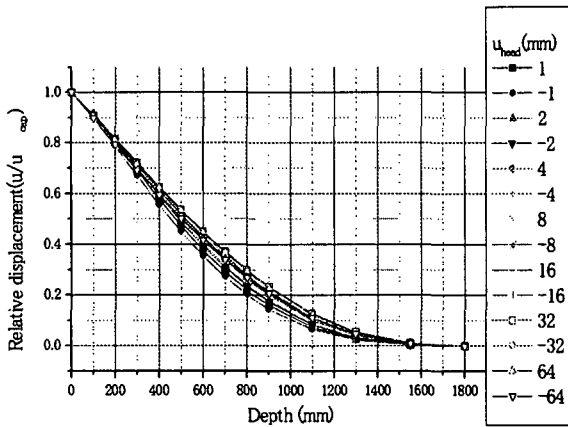


図8 地盤反力と $L_0^2 R_0$ との相関関係



(b) 杭頭変位で無次元化した変位

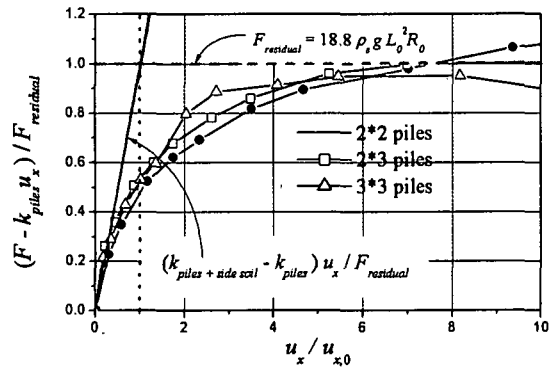


図9 無次元化された杭頭のP-δ曲線

図6 杭の変形モード(3×3)

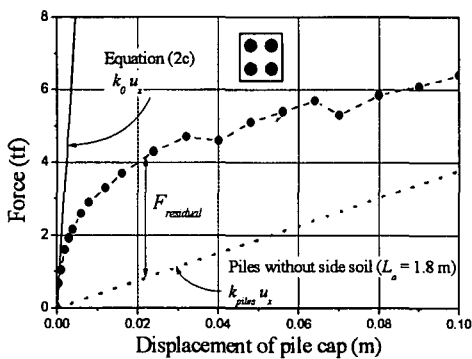


図7 杭頭のP-δ曲線(2×2)

(2) 実験結果

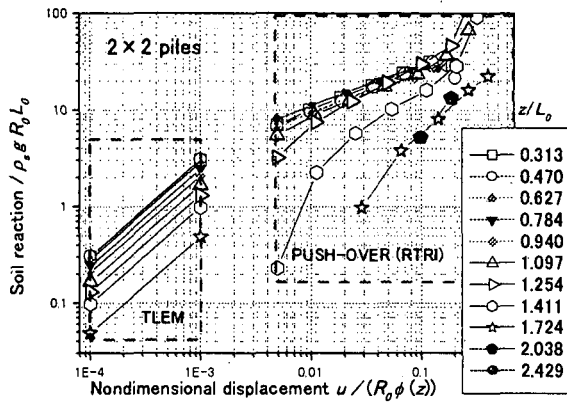
図6aは3×3本の群杭(中間杭)の深さ方向の変形状況を、異なる载荷段階で示したものである。この図で約1.8mより浅い部分で、杭が顕著に変形している状況がわかる。さらにこの変形を杭頭部分の変位で正規化すると、図6bに示すようになり、変形が大きく進行しても、杭変形が顕著に表れる深さに大きな変化が認められない。これは結果として L_a が载荷の初期段階時点でおおむね決定付けられている様子を示すものである。

この杭頭における载荷・変位曲線(P-δ曲線)を図7に示す。図には、式(2c)から得られる群杭の初期剛性 k_s を示している。前章シナリオ(a)に述べたように式(2c)は地盤ひずみの小さい状況の杭頭剛性を実用上十分な精度で与えていると考えられる。

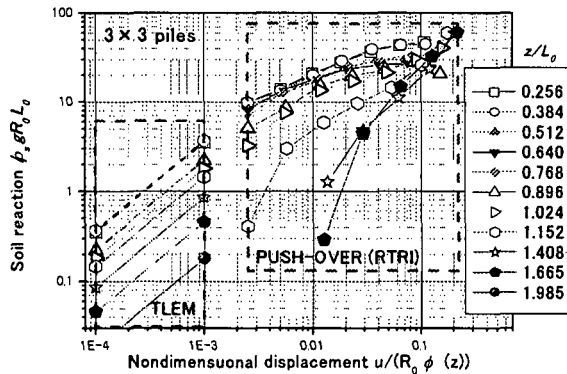
このP-δ曲線は変位が0.02mを越えると、ほぼ一定の勾配に収斂する。図中には併せて $L_a = 1.8$ mと仮定し、 L_a 以深が地中に固定された片持ち梁上の群杭単独の剛性 k_{pile} も併せて示している。P-δ曲線の勾配は k_{pile} の勾配に漸近するような変化を見せており、前章のシナリオ(c)の設定が適切であったことを示していると考えられる。

このP-δ曲線から群杭単独 k_{pile} の反力を差し引い

鋼管杭を用いた実験結果を検討の対象とした理由は、群杭の弾性域が比較的広く、このため実験結果から“地盤の非線形”のみを抽出して議論できることを期待したからである。



(a) 2×2本の群杭



(b) 3×3本の群杭

図10 深さごとの無次元化された地盤反力

た分を土の終局耐力 $F_{residual}$ とする。図8には、異なる配置の群杭に対して $F_{residual}$ をもとめ、それぞれに対応する $R_0 L_0^2$ との関係を示したものである。両者の相関は極めて高く、この一連の実験では、

$$F_{residual} = 18.8 \rho_s g L_0^2 R_0$$

と表現できる。これは、前節のシナリオ(b)が妥当であることを示している。

図9は、この終局反力 $F_{residual}$ と、弾性解が $F_{residual}$ に到達する時点の変形量 u_{x0} を用いて地盤反力と、変形量それぞれを無次元化し、3つのケースを1つの図にまとめて示したものである。3つのカーブは図上でおおむね一致し、これは杭頭のP- δ 曲線を無次元化したパラメータで統一的に表現できる可能性を示すものと捉えられる。

(3) 群杭側面地盤反力の深さ方向分布

深さ方向の地盤反力分布を確認しておくことは、道路橋示方書や鉄道構造物設計標準で用いられている、地盤の離散ばね $k_H D$ と対応する情報を得ることにつながる。

深さ方向の地盤反力を表示する上で、群杭の変位をその平均的な変形モード $\phi(z/L_0)$ で正規化して

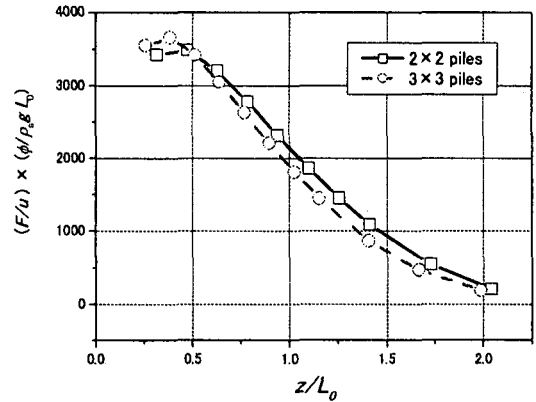


図11 地盤バネ係数

おくことにする。これは既に図6で示したように、今回の実験では、载荷が進行する間に L_0 および変形モードに大きな変化が現れなかったことによる。もし変形モードに顕著な変化が現れないのなら、杭の変形を限定した自由度で簡潔に記述できることになる。地盤反力については、地盤の受動破壊域の重量に関わるパラメータ $\rho_s g L_0^2 R_0$ を、深さに関わるパラメータ L_0 で除した値、 $\rho_s g L_0 R_0$ で無次元化し、一方、各深さでの変位は $R_0 \phi$ で無次元化する。これを2×2の群杭について図10aに、3×3の群杭について図10bに示す。この図には微少変形時の厳密解(TLEM (Ver. 1.2)³⁾)も併せて載せてある。無次元化変位 ($u/R_0 \phi$) が次第に小さくなると実験から得られた地盤反力分布は、地盤の深い部分で厳密解より小さくなる傾向にある。この部分については、小さいひずみ域での実験データの精度が十分でないこともあり、これ以上踏み込んだ検討は難しい。しかし全体的には、地盤反力分布は、特にその分担率の大きな地盤の浅い部分でおおむね厳密解に漸近していく。無次元化変位 ($u/R_0 \phi$) が徐々に大きくなると深さ方向の反力分布には次第に変化が現れる。そして、 $u/R_0 \phi$ がおよそ0.1に達すると、 $z/L_0 = 1.0$ を境に深い部分と、浅い部分とでの荷重分担が逆転するような現象が確認できる。これはこの時点で群杭側面に土の受動破壊域が完全に形成され、浅い部分で杭からの力を支えきれなくなった分、深い部分の土が荷重を分担するようになったものと考えてよい。今回対象とした実験では、2×2の群杭と3×3の群杭の配列によらず、無次元化された地盤反力分布の変化はほぼ同じ傾向を示している。図10をもとに、ひずみの小さな領域 ($u/R_0 \phi = 0.001$) での深さごとの無次元化地盤反力を当該部分の無次元化変位で除して、深さごとのバネ ($k_H D$ に該当) を求めたものを、図11に示す。図11に表現された地

盤ばねはactive pile length, L_a の幅の中でモード形状に大きく依存し、地表部で大きく、深さ L_0 に近づくにつれ漸減する。すでに述べたように、連続体である地盤の反力は地盤の変形モードの影響を強く受けるためである。

ここに示した一連の結果は、微小ひずみ域 ($u/R_0 \phi < 1E-3$) の状態から、無次元化反力が限界値 ($F/\rho_s g R_0 L_0 \cong 30$) に達する限界状態までを限定された数の無次元化パラメーターを用いることで、統一的に記述することを示唆している。

4. おわりに

本論文では、群杭を等価な直立梁とみなし、この群杭側面の地盤からの反力を、限られた数のパラメータで簡便に、かつ合理的に評価するための一手法を示した。ここで重要なパラメータは地盤と群杭（等価な梁）の剛性比から決まる L_0 であり、これは杭頭に載荷したとき、杭が顕著に変形する領域Active pile lengthを決定付けるものである。これは道路橋示方書にある特性値 β の逆数に該当するものであるが、特性値 β が単杭に対して定義されるのに対し、等価梁の曲げ剛性を用いて群杭に対するパラメータとして位置付けられている。

この L_0 は地盤ひずみが小さい状態で定義されるが、群杭側面に受動破壊領域が形成されるような

場合でも、破壊域の土の重量を決定付け、したがって大きなひずみ域での地盤反力もこの L_0 を用いて統一的に記述できる可能性があることが、野外での群杭模型載荷試験の結果から示された。

今後、さらに多くの群杭基礎載荷試験結果などを収集し、これらの結果に整合したモデルを構築していくことが必要である。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（IV下部構造編），丸善，東京，1996.
- 2) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造設計標準・同解説（耐震設計），運輸省鉄道局慣習，丸善，1999.
- 3) Konagai, K.: Shaking Table Test Allowing Interpretation of Damage to Structure in terms of Energy Influx and Efflux through Soil-Structure Interface, Report of Research Project, 1999 Grant-in-Aid for Scientific research, No. 10450174, Ministry of Education, Science, Sports and Culture, March 2000.
- 4) Konagai, K., A. Raquib and D. Maruyama: Simple Expression of the Dynamic Stiffness of Grouped Piles in Sway Motion, *International Jour., Earthquake Engineering*, **4(3)**, 355-376, 2000.