

非排水及び排水条件における粘性土層の 杭周面摩擦力特性

山崎雅弘¹・長岡弘明²・岡本隆³

¹工博 京都大学大学院助手 工学研究科建築学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

²正会員 工博 京都大学大学院教授 工学研究科建築学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

³正会員 工博 日本鋼管株式会社 基盤技術研究所 部長

場所打ちコンクリート杭の設計に用いる周面摩擦力度は、杭の載荷実験結果に基づいて設定されている。粘性土を中間層とする場合、粘性土の排水条件に関して、載荷実験の杭と現実の構造物基礎杭とは次の相異がある。載荷実験において粘性土は非排水変形に近い変形をするが、長期荷重が作用する構造物基礎においては、十分な時間経過後は排水変形する。排水条件が周面摩擦力性状に大きな影響を与えるか否かを、有限要素法を用いた数値実験により試行的に検討した。数値実験結果より、比較的長い杭において排水条件の相異は周面摩擦力性状に大きく影響する事を示した。粘性土を中間層とする場合、排水条件を考慮に入れた周面摩擦力性状の研究が必要である事の問題提起をしている。

Key Words : cast-in-place concrete pile, cohesive soil, drainage condition, skin friction

1. 序

場所打ちコンクリート杭の設計に用いる周面摩擦力度の強度は、載荷実験結果に基づいて設定されている。また、先端支持杭として設計された場所打ちコンクリート杭の載荷実験結果において、先端支持杭としての挙動より摩擦杭としての挙動が卓越している事が認められ、設計用杭先端支持力度はこの挙動を反映し設定されている¹⁾。

載荷実験の行われる杭と現実の構造物基礎杭においては、前者が単杭、後者が群杭として挙動する点が異なる他、粘性土を中間層とする場合、排水条件に関して次の相異がある。載荷実験において実験時間は長くて2日程度であり、粘性土の変形は非排水変形に近い。構造物基礎杭の荷重となる構造物自重等は、施工開始時から共用期間中の長期にわたり載荷される荷重であり、この荷重が作用する時に発生する粘性土中の過剰間隙水圧は徐々に逸散し、粘性土の変形は排水変形に近い。

排水条件と周面摩擦力特性との関連性に関しては、場所打ちコンクリート杭、埋込み杭等の non-displacement pile について杭軸力の長期観測が少数例行われている^{2),3)}のみであり、これについて検討したものは見あたらない。

本研究の目的は、単杭を対象とし、沖積粘性土を中間層とする場所打ちコンクリート支持杭の周面摩擦力性状が、排水条件に大きく影響を受けるか否かを検討する事である。大きく影響を受けるという結論が得られた場合、

載荷試験結果に基づいて長期荷重が作用する時の設計用周面摩擦力を設定する、現在の杭設計法に大きな影響を与える可能性がある。本研究は問題点の有無を検討する試行的、萌芽的研究である。従って、検討方法に仮定を含む等、若干は正確さを犠牲にして簡便な検討を行う事とし、土を弾塑性体とする有限要素法を用いた数値実験により検討を行う。

2. 地盤の応力～ひずみ関係式

(1) 応力～ひずみ関係式

地盤の応力～ひずみ関係式として Duncan 等のそれ⁴⁾を用いる。3軸圧縮試験において、 σ_1 , σ_3 を最大、最小主応力、 ϵ_1 , ϵ_3 を最大、最小主歪とする。砂質土及び粘性土の排水試験においては σ_3 一定の試験を行う場合を考える。 $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon_1$ 関係において、 E_t を $(\sigma_1 - \sigma_3)$ における接線ヤング係数とする。 B を σ_3 における接線体積圧縮係数とする。これらの値は式(1)～(4)により与えられる。これらの式の σ_3^* は次に述べる圧密非排水試験に用いる記号であり、排水試験においては $\sigma_3^* = \sigma_3$ とする。

$$E_t = \left(1 - \frac{R_f(1 - \sin \phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cdot \cos \phi + 2\sigma_3^* \sin \phi} \right)^2 K \cdot P_a \left(\frac{\sigma_3^*}{P_a} \right)^n \quad (1)$$

for $(\sigma_1 - \sigma_3) < (\sigma_1 - \sigma_3)_f$

$$E_t = 0.0 \quad \text{for } (\sigma_1 - \sigma_3) = (\sigma_1 - \sigma_3)_f \quad (2)$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cdot \cos \phi + 2\sigma_3^* \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (3)$$

$$B = K_b P_a \left(\frac{\sigma_3^*}{P_a} \right)^m \quad (4)$$

ϕ, c は内部摩擦角及び粘着力, P_a は大気圧, m, n は接線ヤング係数, 接線体積圧縮係数と σ_3 との関係を表すための指数, K, K_b は $\sigma_3 = P_a$ の時の P_a によって無次元化された初期接線ヤング係数, 接線体積圧縮係数である。

ϕ, c は通常 ϕ_d, c_d と書かれる。式(3)に示される $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ は, Mohr-Coulomb の破壊規準による強度である。 R_f は強度に関する調整係数である。応力～ひずみ関係式のパラメータは, $\{\phi, c, K, n, K_b, m, R_f\}$ の7個である。

粘性土の圧密非排水試験においては, σ_3^* の等方応力状態で圧密を完了させた後, 供試体に通じる排水バルブを閉じ非排水状態にし, 先ず等方応力状態で圧力を σ_3^* から σ_3 に変化させる。次いで σ_3 を一定に保持して σ_1 を増加させ, 破壊に至らず試験を考える。圧密後の非排水状態における E_t は, 式(1)～(3)により与えられる。 $\{\phi, c, K, n, R_f\}$ は排水試験における値とは異なり, ϕ, c は通常 ϕ_{cu}, c_{cu} と書かれる。接線体積圧縮係数 B は, 間隙水を非圧縮性と見なせる事から ∞ である。

(2) 応力～ひずみ関係式のパラメータ決定方法

同一粘性土が非排水または排水変形する時, Duncan 等の応力～ひずみ関係式のパラメータは3軸圧縮試験を行う事により得る事が出来るが, 同一の粘性土について圧密非排水及び排水3軸圧縮試験を行い, パラメータを決定した例が見あたらないため, 本論文では, Cam clay モデル⁹⁾を用いて決定する。先ず有効応力に関する Cam clay のパラメータを設定し, 排水及び圧密非排水3軸圧縮試験の $\sigma_1, \sigma_3 \sim \varepsilon_1, \varepsilon_3$ 関係を計算する⁹⁾。この関係に基づいて Duncan 等が示す方法により⁹⁾, パラメータを算定する。

Cam clay の構成方程式を, 直接数値実験モデルに使用する方がより精度が良く合理的であるにもかかわらず, Duncan 等の応力～ひずみ関係式に変換して用いる理由は, 使用するプログラムに Cam clay の構成方程式が装備されていないからである。試行的研究である事より, ここに示す方法を用いる事とした。

Cam clay の構成方程式では, $\{\lambda, \kappa, M, G, N\}$ の5パラメータが用いられる。等方圧縮状態における有効平均主応力 p' と体積比 v の関係において, 縦軸を v , 横軸を $\ln p'$ とする時, 載荷過程における勾配が λ , 除荷・再載荷過程における勾配が κ である。 $p' = 98 \text{ kPa}$ における v の値が N である。3軸圧縮試験において, q を主応力差とする時, critical state における qp' の値が M である。 G は弾性せん断係数である。

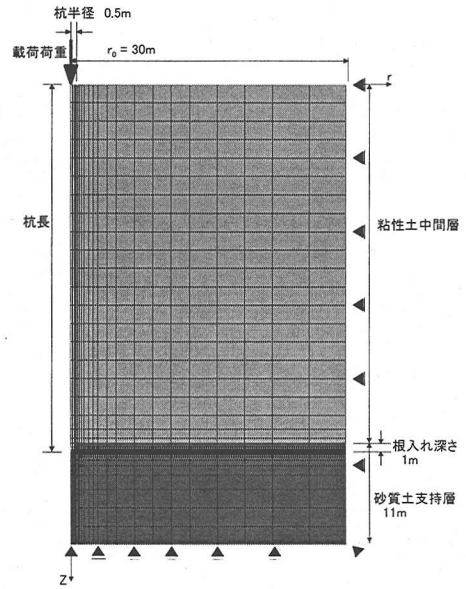


図-1 有限要素分割

3. 有限要素モデル

杭頭に鉛直荷重が作用する時, 杭及び地盤は軸対称に変形する。円筒座標を用いて杭中心に上方を正として z 軸, 半径方向を r 軸とする。有限要素分割の例を図-1に示す。有限要素は4節点の四辺形軸対称要素を採用し, 積分点はガウスポイントの4点である。杭直径は1mとする。粘性土を中間層とし, 砂質土支持層の厚さは11m, 杭の支持層への根入れ深さは1mである。地盤側方の遠方境界は半径30mの位置とする。モデル化する地盤の範囲に関して, 杭先端から下は, 砂質土支持層厚さが31mの場合と11mの場合と比較し, 前者の杭頭沈下量が後者に比べやや大きな値となるが, 周面摩擦力度分布はほとんど同一であることを確認し, 支持層厚さを11mとした。また, 遠方境界の位置を30mより遠くしても, 杭挙動に影響のない事を確認している。側方遠方境界上の境界条件に次式を用いる。

$$\tau_{rz} = 0, u_r = 0 \quad (5)$$

τ_{rz} はせん断応力, u_r は r 方向の変位である。下方遠方境界の z 座標を z_0 とすると, この上での境界条件は

$$\tau_{rz} = 0, u_z = 0 \quad \text{on } z = z_0 \quad (6)$$

u_z は z 方向の変位である。

杭体のヤング係数はコンクリートの値を参考にし, $2.06 \times 10^4 \text{ MPa}$ とした。杭と地盤の接触面でのすべりは, 場所打ちコンクリート杭の杭表面は十分な凹凸を持つため発生しないと仮定し, 周面摩擦力度の強度は, 杭に隣接す

る地盤要素のせん断破壊により決定されるものとする。

弾塑性解析は増分解析により行う。1ステップの増分荷重は杭頭沈下量が杭径の約10%になる荷重の60分の1とした。各ステップの解析は、はじめに、既知である各有限要素の現応力から求めた、最大、最小主応力 σ_1, σ_3 を用い、各要素の E_t 及び B を計算する。次いで、この値を用いて、次のステップまでの変位増分、それに伴う応力増分等を計算する。非線形解析で増分荷重が大きい場合に誤差が生じるが、ここでは、更に小さい増分荷重の結果と比較して荷重沈下量関係がほぼ等しいことを確認し、誤差解消のための繰り返し計算は行っていない。

地盤の初期応力状態を次のように設定する。

砂質土支持層の静止土圧係数として1.0以上の場合を考える。岸田等は杭先端支持力に対する静止土圧係数 K_0 の影響を検討し、 K_0 が1.0以上において先端支持力は $K_0=1.0$ の場合とほぼ等しい結果を得ている⁹⁾。この事より $K_0=1.0$ の応力状態を載荷前の地盤初期応力状態とする。

粘性土中間層が非排水変形をする場合、載荷実験開始前において地盤自重による圧密は完了し、静止土圧状態にある。この状態から杭頭載荷により地盤に非排水変形が発生する。しかし、この場合のDuncan等の応力～ひずみ関係式は、等方圧密が行われた後の非排水変形を表しており、有効上載圧と同じ圧力による等方圧密状態を載荷前の地盤初期応力状態とする。Duncan等の関係を用いず、直接Cam clayの構成方程式を有限要素解析に用いる事により、静止土圧状態が等方圧密状態でない場合の解析は可能であるが、試行的研究として上記の方法を用いた。

粘性土中間層が排水変形をする場合、地盤自重による圧密が完了している状態、即ち、有効応力に関しての静止土圧状態を、 $\varepsilon_s=0$ としてCam clayモデルにより解析する⁹⁾。この状態を載荷前の地盤応力状態とする。

4. 数値実験用地盤パラメータ

(1) 粘性土中間層

a) Cam clayモデルのパラメータ

3軸圧縮試験等の結果より求めたCam clayのパラメータを使用する代わりに、本章では次の仮定の値を用いる。 $\lambda=0.367, \kappa=0.0735, M=1.357, G'=7.11\text{MPa}, N=4.0$ の値である。これらの値は、次のように設定した。

軟弱な粘土の例として、昭和39年版土質試験法のせん断試験の項で例示の大手町粘土⁷⁾を取り上げる。液性限界 $w_L=104\%$ 、塑性限界 $w_p=47\%$ 、塑性指数 $I_p=57$ である。

この粘土について圧密非排水3軸圧縮試験が行われており、有効応力に関する内部摩擦角 $\phi=33.7^\circ$ 、粘着力 $c=0$ である。 M, λ, κ は次式で推定する事ができる⁹⁾。

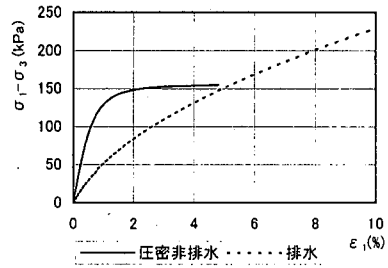


図-2 数値積分による3軸圧縮試験の応力～ひずみ関係

表-1 応力～ひずみ関係式のパラメータ

		K	n	K_0	m	ϕ	c	R_f	K_0
粘性土	非排水	372.5	0.00	3.725×10^3	0.00	16.4	0.00	0.78	1.00
	排水	21.2	0.73	8.31	0.00	33.7	0.00	0.76	0.58
砂質土		1264	0.50	948	0.30	45.0	0.00	0.80	1.00

$$M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi') \quad (7)$$

$$\lambda = C_c \log_{10} e, \quad \kappa = C_s \log_{10} e \quad (8)$$

C_c は圧縮指数、 C_s は膨張指数であり、次式により評価する⁹⁾。

$$C_c = 0.009(w_L - 10\%), \quad C_s = C_c / 5 \quad (9)$$

等方圧密試験において、 $p' = 98\text{kPa}$ における間隙比を e^* とすると、この時、体積比 $N^* = 1 + e^*$ である。コロイド分に富む粘土の有効上載圧98kPaにおける間隙比は2~3であり⁹⁾、 $e^*=3$ を用いる。

弾性せん断係数 G' の大きさは、正規圧密粘土の応力～歪関係に大きくは影響しないとされており⁹⁾、ここでは、深さ10mの位置でのPS検層によるせん断係数の値を、全深さの G' の値として使用する。 G' は非排水せん断強さ c_u を用いて次式¹⁰⁾で算定する。

$$G' = 516 c_u \quad (10)$$

この粘土の排水及び非排水状態における3軸圧縮試験の $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \varepsilon_1$ 関係を、文献5)に示されるひずみ増分と応力増分の関係式を数値積分し求めた。等方圧密圧は392kPaの場合を図-2に示す。圧密非排水試験においては ε_1 が約4%ではほぼ最大圧縮強度に達しているのに対し、排水試験においては ε_1 が30%においても未だ最大強度に達していない。また、5%前後における $(\sigma_1 - \sigma_3)$ の値は圧密非排水試験で157kPa、排水試験で147kPaと大きな差はないが、圧密非排水試験では137kPaにおいて $\varepsilon_1=1.5\%$ であるのに対し、排水試験では $\varepsilon_1=4.5\%$ であり、剛性が大きく異なっている様子を見る事ができる。

b) Duncan等の応力～ひずみ関係式パラメータ

Cam clayモデルを介して求めたDuncan等の構成方程式のパラメータを表-1の粘性土の欄に示す。 $P_0 = 98\text{kPa}$ である。排水試験のパラメータは有効応力に関する値である。

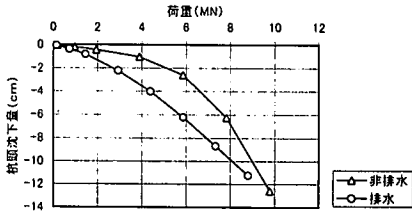


図-3 杭頭荷重～沈下量関係 (杭長 40m)

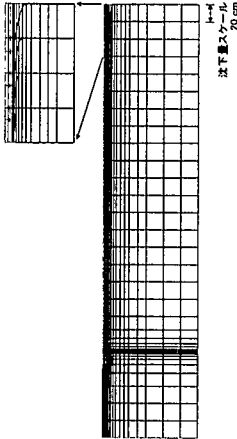


図-5 地盤変形 (杭長 40m, 中間粘性土が非排水変形する場合)

圧密非排水試験のパラメータは、最初に圧密を行う時の等方圧密圧 σ_3^* のみ有効応力であり、それ以降の応力は全応力である。 σ_3^* を変化させて非排水状態の応力～歪関係を求めた結果、 $n \approx 0$ であり、 K は σ_3^* に依存しない定数とした。体積圧縮は 0 であり K_b は ∞ であるが、ここでは K の 10,000 倍の値を用い、 $m = 0$ とした。地下水位は地表面と一致しており、粘土の水中単位体積重量は 4.9 kN/m^3 とする。

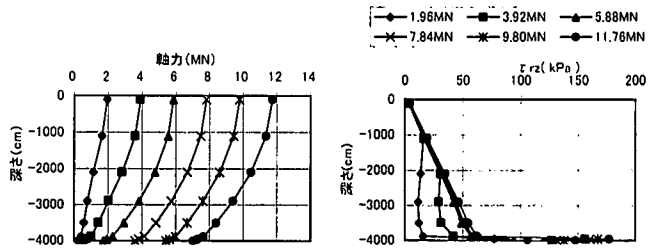
(2) 砂質土支持層

砂質支持層として非常に密な砂層を想定し、標準貫入試験の N 値を 55 とする。Duncan 等の構成方程式のパラメータは、 N 値等を用いて文献 11) の方法により算定した。値を表-1 に示す。砂の水中単位体積重量は 7.84 kN/m^3 とする。

5. 数値実験結果と考察

(1) 杭長 40m の場合の杭頭荷重～沈下量関係

(1)～(2)節においては、杭径 1m、杭長 40m の場合の結果を検討する。中間粘性土が非排水及び排水変形する場合の杭頭荷重～沈下量関係を図-3 に示す。載荷実験において杭頭沈下量が杭径の 10% である時の杭頭荷重を基準支



(a) 軸力 (b) 周面摩擦力度
図-4 軸力、周面摩擦力度分布 (杭長 40m, 中間粘性土が非排水変形する場合)

持力と呼び、それに基づく長期許容支持力が単杭載荷実験結果を基本として決定される事がしばしば行われている。(1)～(2)節では、基準支持力を載荷実験にあたる非排水変形の場合における杭頭沈下量約 10cm の時の杭頭荷重値 8.82MN とし、長期に対する安全率を 3 として長期許容支持力を 2.94MN とする。

(2) 杭長 40m の場合の軸力分布、周面摩擦力、地盤変形

a) 中間粘性土が非排水変形する場合

非排水変形の場合における軸力分布及び杭に隣接する地盤有限要素の τ_{rz} 分布を、図-4 に示す。 τ_{rz} は周面摩擦力度を近似していると考え事ができ、以後、 τ_{rz} を周面摩擦力度と呼ぶ。基準支持力近傍の杭頭荷重 9.80MN において、先端支持力が約 5.39MN、周面摩擦力が約 4.41MN であり、杭頭荷重の約 45% が周面摩擦力で支持されている。長期許容支持力近傍の 1.96MN 及び 3.92MN において、杭頭荷重の約 90% が周面摩擦力で支持されており、杭頭荷重の殆どが周面摩擦力で支持され、これまでの載荷実験と同じ知見が得られている。杭頭荷重 5.88MN において、中間層の全長において、周面摩擦力度は非排水状態でのせん断強度に達している。深さ 39～40m における大きな周面摩擦力は、支持層での値である。

杭頭荷重 11.76MN における地盤の変形状態を図-5 に示す。杭近傍においてせん断変形が発生しており、杭から少し離れると殆どせん断及び圧縮変形が発生していない。

b) 中間粘性土が排水変形する場合

図-6 に排水条件の場合における軸力及び周面摩擦力度分布を示す。(a)図に示すように、基準支持力 8.82MN が杭頭に作用する時、周面摩擦力による支持が 3.82MN、先端支持力が 5.00MN である。周面摩擦力の杭頭荷重に対する割合は 43% であり、ほぼ非排水変形の場合と同一の値である。長期許容支持力 2.94MN 作用時において、周面摩擦力による支持が 1.08MN、先端支持力が 1.86MN である。周面摩擦力の杭頭荷重に対する割合は約 37% であり、非排水変形の場合の 90% より大幅に減少している。

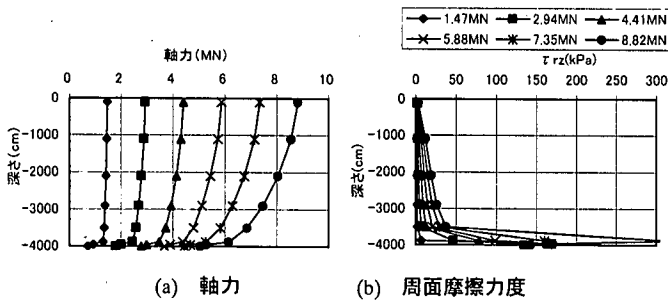


図-6 軸力，周面摩擦力度分布(杭 40m，中間粘性土が排水変形する場合)

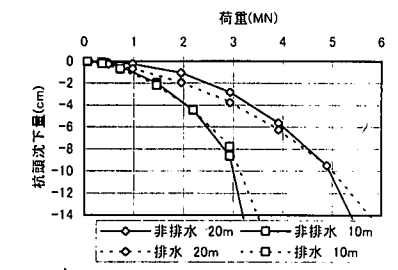


図-8 杭頭荷重～沈下量関係(杭長 20m 及び 10m，中間粘性土が非排水変形する場合)

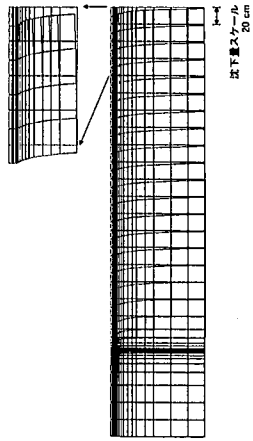


図-7 地盤変形(杭長 40m，中間粘性土が排水変形する場合)

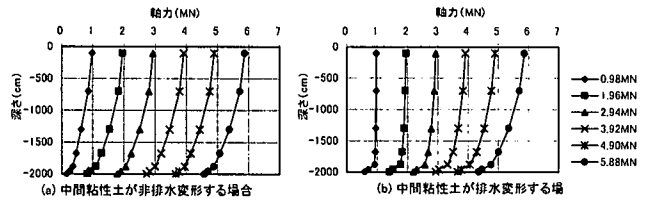


図-9 軸力分布 (杭長 20m)

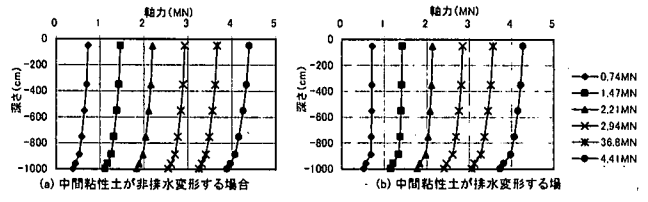


図-10 軸力分布 (杭長 10m)

特に、38m 以浅の周面摩擦力度による支持は約 10%と小さく、非排水変形の場合の周面摩擦力度と極端に異なる性状を示している。

周面摩擦力度分布を示す(b)図において、長期許容支持力 2.94MN 作用時に、非排水変形の場合と比べて小さな周面摩擦力度となっている。また、非排水変形の場合においては荷重 5.88MN に増加するまで、周面摩擦力度は上部から非排水状態の強度に順次到達し、荷重 5.88MN 以降は強度である一定値となっているのに対し、排水変形の場合では、荷重の増加と共に 8.82MN に至るまで周面摩擦力度は増加しており、両者で異なる周面摩擦力度の挙動をしている。

杭頭荷重 8.82MN における地盤の変形状態を、図-7 に示す。非排水変形の場合の図-5 においてはせん断変形が杭近傍に集中して発生しているのに対し、せん断変形は杭近傍から遠方に向けて徐々に小さくなっており、非排水変形の場合と異なる変形状態となっている。支持層上端に近い中間層中の杭近傍において、大きなせん断変形が発生しており、38～39m での大きな周面摩擦力度の発生と対応している。

(3) 杭長 20m 及び 10m の場合

杭長 40m の場合と同様に、粘性土中間層、砂質土支持層の地盤パラメータは第 4 章の値を用いて、杭長 20m 及び 10m の場合の検討を行う。中間粘性土が非排水及び排水変形する場合の杭頭荷重～沈下量関係を図-8 に示す。非排水変形の場合の杭頭沈下量 10cm における荷重の値をもとに、杭長 20m の場合の基準支持力、長期許容支持力を 4.90MN、1.57MN、杭長 10m の場合のそれを 2.94MN、0.98MN とする。

杭長 20m、10m の場合の軸力分布を図-9、10 に示す。非排水変形及び排水変形の場合の軸力分布を同図(a)及び(b)に示す。杭長 20m、10m となるに従い、非排水変形の場合杭頭荷重を周面摩擦力度が支持する割合は小さくなり、杭長 10m の場合、長期許容支持力作用時においても非排水変形の場合での割合は排水変形の場合での割合にほぼ近い値となっている。

(4) 考察結果

以上の考察をまとめると次の通りである。
①杭長が 40m の場合、長期許容支持力作用時において、杭頭荷重を周面摩擦力度で支持する割合は、非排水変形

の場合では殆どが周面摩擦力で支持されているのに対し、排水変形の場合、周面摩擦力より先端支持力で支持される割合が大きい。

②杭長が 40m の場合、基準支持力作用時において、非排水変形の場合と排水変形の場合では、杭頭荷重を周面摩擦力で支持する割合に大きな差はない。

③杭長が 20m, 10m と短くなるにつれて、長期許容支持力時における周面摩擦力と先端支持力の割合は、徐々に非排水変形の場合と排水変形の場合の間で差が小さくなり、10m の場合ほぼ同一となる。

6. 結

本研究は、沖積粘性土を中間層とする直径 1m の場所打ちコンクリート支持杭を対象として、中間粘性土が非排水変形する場合と排水変形する場合における周面摩擦力特性の相異を検討した。得られた主要な結果は次のとおりである。

杭長 40m の場合、長期許容支持力相当の杭頭荷重が作用する時、非排水変形の場合杭頭荷重は殆ど周面摩擦力で支持され、摩擦杭として挙動するのに対し、排水変形の場合周面摩擦力で支持される割合が小さく、ここでの計算例では 40%前後である。一方、杭頭沈下量が杭径の 10%となる杭頭荷重においては、周面摩擦力が支持する杭頭荷重の割合は、非排水、排水変形の場合の間に大きな相異はない。長期許容支持力相当の杭頭荷重が作用する時、非排水、排水変形の場合における周面摩擦力が支持する杭頭荷重の割合の相違は、杭長が 20m, 10m と短くなるにつれて小さくなる。

上記の結果の内、杭長の大きい杭に長期許容支持力相当の杭頭荷重が作用する時、非排水変形と排水変形の場合では周面摩擦力特性が異なる事は、杭長の大きい杭の長期荷重用設計周面摩擦力度を載荷実験結果より設定する事の是非に強く影響する。本研究は、序において述べ

たように、問題探索を目的とする萌芽の研究である。ここで得られた結論は、対象地盤が 1 種類であり、また仮定をいくつか含む数値実験から得られたものであるが、排水条件を考慮に入れた周面摩擦力特性の研究が必要である事を示し、問題提起している。

参考文献

- 1) 例えば、日本道路協会：軸方向押し込み極限支持力推定法、過去の杭の鉛直載荷試験による推定式、場所打ち杭、3-2-2, (b), 杭基礎設計便覧, pp. 162-167, 1986.
- 2) 山口靖紀, 内田昭, 西正晃, 安部輝己, 金原兎雄：超高層建物の杭基礎の挙動（その1）, 第28回土質工学研究発表会（神戸）, pp. 1923~1926, 1993年.
- 3) Tanabashi, H. : Vertical load bearing capacity of bored pre-cast concrete piles, *Proc. 3rd Int. Geotech. Seminar Deep Found. Bored Auger Piles*, pp. 253-260, 1998.
- 4) Duncan, J. M., Bryne, P. K., Wong, S. and Mabry, P. : Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analyses of stresses and movements in soil masses, *Report No. UCB/CT/80-01*, Univ. Calif. Berkeley, 1980.
- 5) Wood, D. M. : *Soil Behavior and Critical State Soil Mechanics*, pp. 112-138, pp. 262-277, 1990.
- 6) 岸田英明, 高野昭信：杭の鉛直支持力に関する実験的研究, 第5章 杭の鉛直支持力の算定, 5.3, 杭基礎の設計法とその解説, 地盤工学会, pp. 289-325, 1985.
- 7) 土質工学会（現地盤工学会）：土質試験法, 第10章 セン断試験, pp.330-332, 1964.
- 8) K. Terzaghi and R. F. Peck: *ソリヂ・ペック土質力学基礎編*, 星楚和, 加藤渉, 三木五三郎, 板並昭猷, 丸善, 2章 土の水理学的および力学的性質, pp. 58-62, 1969.
- 9) Lamb, T. W. and Whitman, R. V. : *Soil Mechanics*, Chap. 22 *Stress-Strain Relations for Drained Conditions*, pp.321-323, 1969.
- 10) 石原研而：土質動力学の基礎, 鹿島出版会, pp. 193-196, 1976.
- 11) Nagaoka, H. and Yamazaki, M. : Estimation of relations between point bearing loads and settlements of bored precast piles using boring log informations, *Soils and Foundations*, Vol. 38, No. 2, pp. 101-113, 1998.

(2000. 8. 28 受付)

INFLUENCE OF DRAINAGE CONDITIONS ON SKIN FRICTION OF COHESIVE SOILS ACTING ON PILES

Masahiro YAMAZAKI, Hiroaki NAGAOKA and Takashi OKAMOTO

Skin friction acting on cast-in-place concrete piles is studied, which go through clayey soil strata to bearing strata. In loading tests, clayey soils deform under undrained condition, on the other hand, under actual structures, when loads are sustained long enough for consolidation, the soil deforms under drained condition. Influence of the different drainage conditions on skin friction is studied by numerical experiments and it is found that influence is not negligible when piles are fairly long, which indicates it necessary to examine further whether it is correct to evaluate skin friction for pile design based only on pile loading test results