

コーン抵抗値を用いた場所打ち杭の支持力推定

今田和夫¹・柴田 徹²・中林正司³

¹正会員 株式会社 フジエンジニアリング 調査設計部 (〒532-0002 大阪市淀川区東三国 4-13-3)

²フェロー 工博 福山大学 工学部 土木工学科 教授 (〒721-0000 福山市学園町一番地三蔵)

³正会員 阪神高速道路公団 計画部計画第一課長 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)

阪神地域を中心に実施した11箇所の載荷試験結果、ならびに静的コーン貫入試験(略称CPT)結果を比較、分析することにより、実測したCPT値を直接用いた簡便な場所打ち杭の支持力推定式を提案した。この提案式は先端支持力度、および周面摩擦力度に対して、各々支持力補正係数を導入して載荷試験結果との整合を計っている。その結果、提案式により推定した支持力と載荷試験結果から得られる支持力との相関性は高いことを確認した。また、提案式により推定した支持力は、レベルII信頼性設計法における安全性指標 β が道路橋示方書に示された式により推定した場合よりも高く、実用に足る精度と安全性を有することを明らかにした。

Key Words : cone penetration test, bearing capacity, cast-in-place pile, cone resistance

1. まえがき

構造物を支える基礎は、地盤条件、構造物の種類や規模、立地条件あるいは耐震安定上の条件等を検討して決定される。通常、支持層が深い場合は杭基礎が多く用いられているが、杭基礎における支持力は地盤条件のみならず施工法や杭の種類によって影響を受けるため、支持力を精度良く推定することは難しい。なかでも、場所打ち杭は最もこれらの影響を受けやすく、杭体の形状が地盤や施工状況により変化するため、支持力の大きさへのこれらの影響度合いを工学的に判断することは難しいものといえる。

一般に場所打ち杭の支持力を推定する手法として、実杭による載荷試験が最も信頼性が高いものと考えられる。ところが、載荷試験は多くの時間と費用を要することから、代表的な地点を選定して施工段階で実杭を用いて試験を行うことがほとんどである。したがって、実杭を用いるために極限状態まで載荷されることは少なく、荷重-沈下量の関係から外挿して極限支持力を推定しているのが実状である。また、道路橋のように路線延長が長くなる場合などは、1箇所の載荷試験結果で路線全体の支持力評価を行うことは適切な判断とはいえず、やはり、多くの地点で支持力を精度良く評価することが、安全かつ経済的しかも合理的な杭の設計を行う上で必要であるといえる。

そこで、簡便にしかも載荷試験に近い精度で支持力の推定が行える支持力調査手法の開発が必要となる。一方、支持力調査法として静的コーン貫入試験(略称CPT)が有効であることが既に報告されている^{1),2),3)}。本文ではコーン抵抗値を用いた場所打ち杭の支持力推定式の提案を行うと共に、その推定精度の検証を行うことにより、提案式が実用に供することが可能であることを確認した。

2. CPTの概要

(1) CPT試験方法

CPT試験は、表-1に示したようにセンサーを内蔵したコーンを地盤に一定速度(2cm/sec)で貫入することにより、深さ方向に地盤の抵抗値を原位置で連続して測定するものである。コーンの貫入は硬い地盤にも適用可能な我が国最大の押込み能力を有する20t貫入機により行っている。

本検討に当たっては、先端抵抗値(q_c)、周面摩擦力度(f_s)および間隙水圧(u)が測定できる3成分コーン(一部データは2成分コーン $\langle q_c, f_s \rangle$ を使用)によるCPT試験結果を用いた。

CPTの試験方法に関しては、コーン形状や使用ロッド、あるいは貫入速度などは国際的にもほぼ標準化されており⁴⁾、その基準に準じて試験を実施している。(表-1参照)

表-1 CPT試験方法

項目	仕様・形状および方法
コーン	外径 36mm,断面積 10 cm ² ,先端角 60°
フリクションスリーブ	外径 36mm,表面積 150 cm ²
貫入速度	2cm/sec
測定項目	先端抵抗値,周面摩擦力度,間隙水圧
貫入機	20tf 貫入機

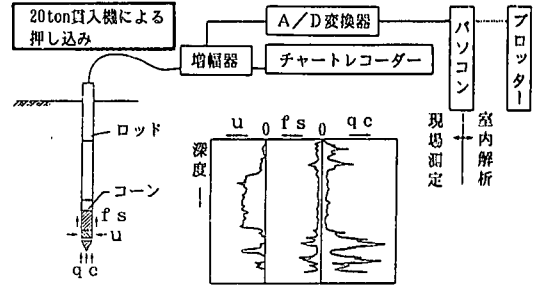


図-1 CPT測定システム

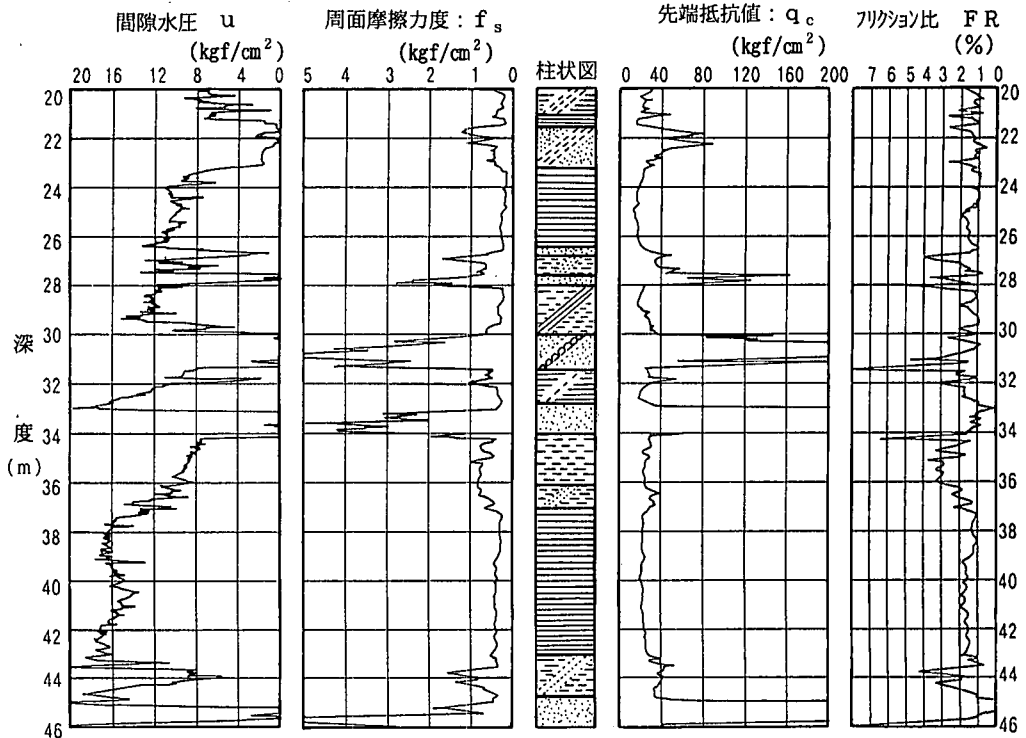


図-2 CPT貫入図の1例

(2) 測定システム

CPTの測定システムを図-1に、また測定結果を貫入図として表した一例を図-2に示す。

CPTは機械的に貫入を制御し、電気的に抵抗値を測定するものであるため、計測値に人的誤差が入らず、データの再現性が高いといえる。図-2に示した貫入図は、左側から間隙水圧(u)、周面摩擦力度(f_s)、さらに柱状図を挟んで先端抵抗値(q_c)およびフリクション比(FR)の分布を各々表している。フリクション比は周面摩擦力度と先端抵抗値との比($FR=f_s/q_c$)を百分率で表したものである。この値と先端抵抗値の大きさに基づいて Douglas(ダグラス)と Olsen(オルセン)が提案している土質分類図⁵⁾を用いて土質分類したものが中央の柱状図であ

る。このようにして得られた連続したコーン抵抗値に基づき、土質の判定を行うとともに場所打ち杭の支持力推定方法の検討を行った。ただし、先端抵抗値に関しては、地盤工学会基準(JGS 1435-1995)に定義されている先端抵抗値 q_c ⁶⁾ではなく、以下の検討では一部に2成分コーンのデータを含むため貫入抵抗力をコーンの有効断面積で除した q_c 値を用いて整理を行うこととした。

3. 既往の支持力推定法

(1) 概説

場所打ち杭の支持力を推定する方法としては、支持力理論による方法、載荷試験による方法や標準貫

入試験の N 値あるいは静的コーン貫入抵抗値などと関連づける方法などがある。

Prandle(ブランドル)系支持力理論や空洞押広げ(Cavity expansion)による支持力理論などに代表される方法は、杭が剛体基礎で、地盤の応力-ひずみ挙動が剛塑性的と見なせる場合に、杭の極限支持力を推定する方法としては実用性は高いといえる。しかし、場所打ち杭の支持力問題のように、杭および地盤の変形の適合性を考慮しなければならない場合は修正が必要となる。

載荷試験による方法には、実杭を用いて荷重を静的に載荷して荷重と沈下量の関係から推定する方法や重錘を杭頭に落下させて、杭体に発生するひずみと加速度から波動理論を用いて推定する方法⁷⁾、あるいは杭頭に載せた反力マスを特殊な推進剤の燃焼ガス圧力により打上げ、その慣性力を杭頭に載荷するスタナミック試験⁸⁾などが実用に供せられている。載荷試験は先端支持力と周面摩擦力を同時に、一つの現象として捉えているため、杭の挙動を最も正確に把握することができる。しかし変形の問題として考察するとき、杭先端の支持力と杭周面の摩擦力のピークの発生荷重(沈下量)が異なるため、先端支持力と周面摩擦力を分離する必要がある場合、沈下量を規定するなどの条件設定を行うことが必要となる。

一方、我が国では、標準貫入試験による N 値を用いて支持力を推定する方法が、道路橋示方書をはじめとして、鉄道、建築、港湾など多くの関係機関で用いられている。これらは N 値のみから簡単な関係式で極限支持力が推定できることから主流をなしているようであるが、支持力は多くの要素に関係しており、 N 値のみで正しく評価できるものでないことは、多くの技術者により指摘されている。

CPTは一種の模型杭の載荷試験と考えられることから、欧米では種々の支持力推定法が提案されている。我が国においては、唯一、建築基礎構造設計規準・同解説⁹⁾にコーン抵抗値を用いた支持力を推定する方法が示されている。これらについて以下に詳述する。

(2) CPTによる既往の支持力推定法

コーン抵抗値を用いて杭の支持力を推定する方法は、米国道路局の方法¹⁰⁾、米国石油協会の方法¹¹⁾など、いくつかのものがある。我が国においては、前述したように日本建築学会が建築基礎構造設計規準・同解説の中でコーン抵抗値による支持力算定法に触れ、先端抵抗値(q_c)から先端支持力と周面摩擦力を推定する方法を示している。ただし、米国石油協会の方法は、特に海洋構造物の杭設計において

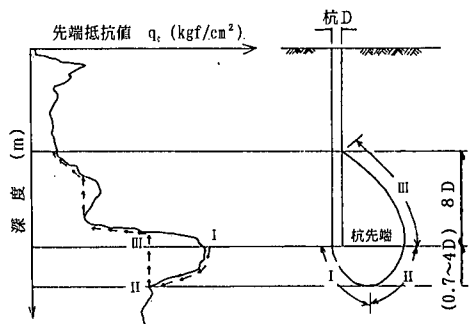


図-3 CPT法による支持力算定説明

国際的に多く用いられている手法であるため、ここでは場所打ち杭の支持力推定方法に関連した米国道路局の方法(以下、米国道路局法と呼ぶ)と日本建築学会の方法(以下、建築学会法と呼ぶ)を取り上げ、それらの算定式を以下に示す。

a) 米国道路局法

極限支持力(R_u)は、先端支持力(R_p)と周面摩擦力(R_f)の和として算定される。先端支持力および周面摩擦力の算定式は以下に示すとおりである。

<先端支持力の算定> (図-3参照)

$$R_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_d \quad (1a)$$

$$q_d = \frac{1}{2} \left(\frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} + q_{c3} \right) \quad (1b)$$

<周面摩擦力の算定>

$$R_f = \pi \cdot D \cdot \int_0^L f_i dz \quad (2)$$

ここに q_d は極限先端支持力度、 q_{c1} は杭先端から下方 $4D$ 間の平均先端抵抗値、 q_{c2} は杭先端から下方 $4D$ 間の最小先端抵抗値、さらに q_{c3} は杭先端から上方 $8D$ 間の最小先端抵抗値、 D は杭径、また f_i は周面摩擦力度、 l は摩擦を考慮する杭長を表している。

b) 建築学会法

<先端支持力の算定>

$$R_p = \alpha \cdot q_d \cdot A_p \quad (3a)$$

$$q_d = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \quad (3b)$$

<周面摩擦力の算定>

$$\text{(砂質地盤)} R_{fs} = \Sigma \frac{q_{cs}}{200} \cdot \pi \cdot D \cdot L_s \quad (4a)$$

$$\text{(粘土地盤)} R_{fc} = \Sigma (0.05 \sim 0.1) q_{cc} \cdot \pi \cdot D \cdot L_c \quad (4b)$$

ここに A_p は杭の断面積、 q_{c1} は杭先端から下方

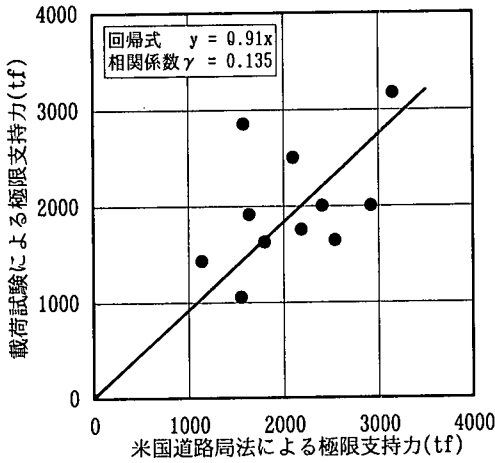


図-4 極限支持力の比較 (載荷試験と米国道路局法)

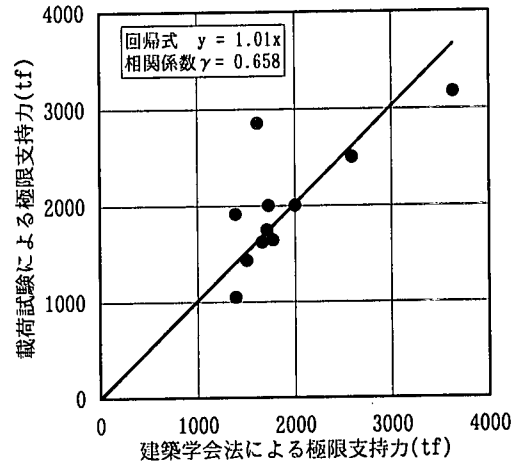


図-5 極限支持力の比較(載荷試験と建築学会法)

1 D間の平均先端抵抗値、 $\overline{q_{cs}}$ は杭先端から上方4 D間の平均先端抵抗値、また α は杭種によって決まる係数を表す。また、 R_{fs} は砂質地盤の周面摩擦力、 R_{fs} は粘土地盤の周面摩擦力、 q_{cs} は砂質土の先端抵抗値、 q_{cs} は粘性土の先端抵抗値を、また L_s は砂層中の杭長、 L_c は粘性土中の杭長を表わす。

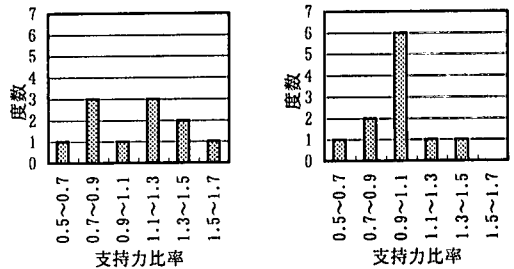
(3) 支持力推定精度の比較

これら両推定法において、先端支持力の算定は両者とも Meyerhof(マイヤーホフ)の支持力理論によるが、破壊のメカニズムの設定領域が異なっている。米国道路局法では杭先端から下方4 D、上方8 D間を領域とし、その間の平均先端抵抗値および最小先端抵抗値に基づき算定するが、建築学会法では下方1 D、上方4 D間の領域の平均先端抵抗値により算定する点異なる。また、周面摩擦力の算定は、米国道路局法では実測した周面摩擦力度を対象範囲にわたって積分するのに対して、建築学会法は砂質土と粘性土に区分して、実測した先端抵抗値から換算式を用いて周面摩擦力度を求める点も異なっている。

コーン抵抗値より支持力を推定する上記の両手法により算定した極限支持力と、後述する載荷試験結果より杭頭の沈下量が杭径の10%に達したときの荷重を極限支持力とし、各手法に対し両者の比較を行った結果を図-4および図-5に示した。

これらのデータに基づき、載荷試験結果より求めた極限支持力を1とした場合の米国道路局法および建築学会法より推定した極限支持力との比を算出し、統計処理したものが表-2である。

米国道路局法と載荷試験結果とを比較すると、前者の方が10%程度大きく算定され、表-2に示すように標準偏差も0.307とばらつきも認められる。極限支持力の比率の頻度分布を見ると、正規分布をし



<米国道路局法> <建築学会法>

図-6 支持力比率の頻度分布

表-2 極限支持力の比率

区分	米国道路局法	建築学会法
データ数 n	11	11
平均値 \bar{x}	1.103	0.984
標準偏差 σ	0.307	0.195
変動係数 V	0.278	0.198

ておらず、1より大きい側に偏っていることが分かる(図-6参照)。これは米国道路局法における破壊メカニズムの設定領域が広いことが要因として考えられ、特に先端支持力の推定値のばらつきの影響が大きく出ているものと推察される。それに対し、建築学会法は米国道路局法より推定精度が向上し、標準偏差も0.195とばらつきも小さくなっている。比率の頻度分布を見ると、0.9~1.1を最頻値として正規分布をしていることが分かる。

したがって、両者を比較すると建築学会法がより精度よく極限支持力を推定することが可能であるものといえる。ただし、この方法は前述したように周面摩擦力を算定する場合、砂質土と粘性土に分けて、各々計測した先端抵抗値から別々の換算式を用いて周面摩擦力度を求めなければならず、計算がやや煩雑となる欠点がある。一方、CPTでは周面摩擦力

表-3 試験杭諸元ならびに載荷試験結果

地点	杭径 (m)	杭長 (m)	施工方法	最大荷重 (tf)	杭頭 沈下 (mm)	先端地盤		極限支持力		先端支持力		周面摩擦力		備考
						土質	N値	(tf)	%	(tf)	%	(tf)	%	
A	2.0	38.1	リブ工法	3200	177	砂礫	>50	3170	100	2380	75	790	25	
B	1.5	26.0	べつ工法	1000	35	砂	>50	1050	100	500	48	550	52	互層
C	1.5	20.0	べつ工法	1800	262	砂	>50	1640	100	960	59	680	41	
D	1.2	23.5	べつ工法	1700	200	砂礫	>50	1620	100	770	48	850	52	
E	1.5	44.9	べつ工法	1990	52	砂礫	>50	2500	100	1400	56	1100	44	
F	1.5	12.8	べつ工法	1400	55	砂	>50	1750	100	1010	58	740	42	
G	1.5	40.9	べつ工法	1900	127	砂	>50	1910	100	780	41	1130	59	互層
H	1.2	36.3	べつ工法	1600	103	砂礫	50	1428	100	428	30	1000	70	薄層
I	1.5	30.9	べつ工法	3000	191	砂礫	>50	2850	100	1870	66	980	34	
J	1.5	28.6	べつ工法	2000	143	砂礫	>50	2000	100	1180	59	820	41	
K	1.5	34.3	べつ工法	2600	300	砂礫	>50	2000	100	1280	64	720	36	

度を測定することができるため、実測の周面摩擦力度を直接用いれば杭の周面摩擦力度を簡便に推定することが可能となる。

そこで、実測した先端抵抗値と周面摩擦力度を直接用いることにより、より簡便に、より迅速に支持力を推定できる式を提案することを目的として検討を行った。CPTと載荷試験の両者のデータが揃っている箇所を対象に支持力を算定し、先端支持力、周面摩擦力および極限支持力の各レベルで比較を行ない、相関性や精度を検討することとした。

4. 載荷試験結果に基づく支持力の推定

(1) 載荷試験諸元

今回比較対象としたのは大阪湾岸域を中心とした阪神地域で実施した載荷試験 11 例である。杭種はすべて場所打ち杭で、支持機構としては支持杭のみである。それらの杭諸元ならびに先端地盤条件、載荷試験概要を表-3に示した。載荷試験は試験杭施工後1ヶ月以上の養生期間ののち、所定の強度発現を確認して実施されており、杭周面地盤と杭体との付着状態は十分に良好な状態であると考えられる。

(2) 極限支持力の推定

載荷試験結果に基づき杭の極限支持力を推定する方法は、種々の方法が提案されている¹²⁾。

ここでは、前述したようにいくつかの関係機関の基準となっている、杭頭沈下量が杭径の 10 %に達したときの荷重を極限荷重とする方法(以下 0.1 D法と呼ぶ)を用いることとする。

(3) 先端支持力と周面摩擦力の支持力分担

杭の支持力は先端支持力と周面摩擦力で構成されるが、杭先端抵抗と杭周面摩擦抵抗とが発揮される沈下量は相当に異なることはよく知られている。周

面摩擦抵抗は杭と地盤との相対変位量が 10 ~ 20mm 程度で発揮され、しかもこの相対変位量は杭径や杭長にはあまり関係しないといわれている^{13),14)}。このように周面摩擦抵抗が小さい沈下量で極限状態に達した後、荷重は杭先端部へ伝達されるが、先端抵抗が極限状態になるためには相当に大きな沈下量が必要である。例えば排土杭では杭径の約 10 %、非排土杭では杭径の 20 ~ 30 %の沈下量といわれる¹³⁾。

そこで、載荷試験結果から先端支持力と周面摩擦力を求める場合、各荷重段階における軸力分布に基づき各支持力を求めるが、各支持力が発揮される荷重(沈下量)の違いを考慮して推定する必要がある。したがって、各支持力の分担割合の算定に当たり、上記の沈下量の相違を以下のように評価した。周面摩擦力は荷重~沈下量曲線における降伏荷重時の周面摩擦力を採用し、先端支持力は極限支持力から周面摩擦力を引いた値とした。

載荷試験から算定した極限支持力、先端支持力および周面摩擦力は表-3に併記した。ただし、表中の%は極限支持力に対する比率を表している。

(4) 支持力分担の妥当性の検討

支持力分担の妥当性を検討するために、空洞押広げによる支持力理論による先端支持力度を算出し、載荷試験結果より推定した先端支持力度との比較を行った結果を以下に示す。

空洞押広げには球空洞押広げと円柱空洞押広げとがあるが、杭先端に関しては球空洞押広げが適用できる。地盤を弾塑性体と仮定したときの球空洞押広げ理論の考え方は図-7に示すように、無限土中の内部に圧力 P を加え、半径 $r = a$ まで土を押広げたときに、 $a \leq r < b$ では土は塑性化し Mohr-Coulomb (モール・クーロン)の破壊規準を満足し、 $r \geq b$ では土は弾性状態にあり、かつ $r = \infty$ における平均圧力を仮定して、球空洞を押広げるのに必要な圧力を

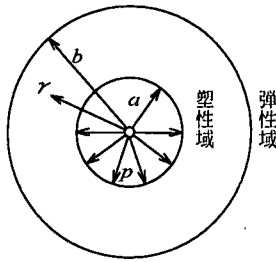


図-7 球空洞の押広げ

求める。この圧力の限界値が杭先端の先端支持力度に相当するとするものである。

山口¹⁶⁾は塑性域内の土の非圧縮性を仮定し、塑性域の応力~ひずみ関係が Prandtl - Reuβ (ブランドル・ロイス)に従うと仮定し、非粘性土に対して次式を与えている。

$$q_d = p_m \cdot F_q \quad (5a)$$

$$F_q = \frac{3(1+\sin \phi)}{3-\sin \phi} \left[\frac{(3-\sin \phi)E_s}{6 p_m(1+\nu)\sin \phi} \right]^{4\sin \phi/(1+\sin \phi)} \quad (5b)$$

$$p_m = \frac{1+2K}{3} p_v = \frac{1+2K}{3} \gamma D_f \quad (5c)$$

ここに p_m : 杭先端の平均主応力(式(5c)による)

ϕ : 地盤の内部摩擦角

E_s : 地盤の変形係数(=2(1+ ν)G)

ν : 地盤のポアソン比

γ : 土の単位体積重量

D_f : 杭先端の根入れ深さ

K : 側圧係数

p_v : 杭先端の上載圧

G : 地盤のせん断弾性係数

球空洞押広げの弾塑性解析により支持力を推定する場合、杭先端地盤の弾性係数、ポアソン比、内部摩擦角および粘着力を求める必要がある。しかし、砂地盤においてこれらの値を求めることは非常に困難である。そこで、山口が提案している標準貫入試験の N 値と先端支持力度を関連づけた実用式を用いて、先端支持力度を算定することとした。山口は式(5b)において土の内部摩擦角が支持力に与える影響が小さいことから、内部摩擦角 $\phi=37^\circ$ 、ポアソン比 $\nu=0.15$ 、土圧係数は非排土杭で $K=0.5$ 、排土杭で $K=1.5$ と仮定し、さらにせん断弾性係数(G)と N 値との関係を式(6)で与え、先端支持力度を式(7a)および(7b)により算定している。ただし、先端支持力度 q_d 、上載圧 p_v の単位は kgf/cm^2 である。

$$G = 70 N^{0.72} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (6)$$

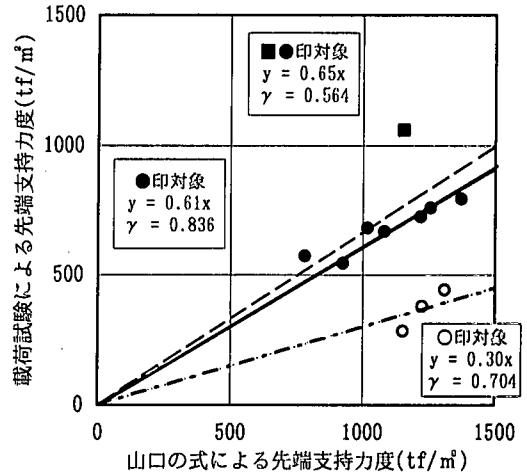


図-8 先端支持力度の比較

<非排土杭>

$$q_d = 1.87 \sqrt{G p_v} = 15.5 N^{0.36} p_v^{0.5} \quad (7a)$$

<排土杭>

$$q_d = 3.50 \sqrt{G p_v} = 19.2 N^{0.36} p_v^{0.5} \quad (7b)$$

式(5a)を用いて算定した先端支持力度と、載荷試験結果から推定した先端支持力度を比較したものが図-8である。図中に○印および■印で示したものは、それぞれ杭先端の支持層が互層あるいは薄層および支持層の特性が他の地点と異なる(最大粒径、透水係数が大きい)場合である。ここでは、それらを除外することとし、●印のみに着目すると両者の相関係数は $\gamma=0.836$ と高く、相関性が良いことが分かる。しかし、回帰式を求めると $y = 0.61x$ となり、載荷試験結果から推定した先端支持力度の方が約40%小さい値を示している。そこで、山口の提案式に基づく先端支持力度と載荷試験結果から得た先端支持力度の相違について考察する。

山口が仮定したポアソン比 $\nu=0.15$ は、第四紀層ではほとんどが $\nu > 0.4$ であることを考慮すると小さい値を設定したことになる。ところが式(5b)において $E_s = 2(1+\nu)G$ を代入すると、ポアソン比の項は消去され、先端支持力度はポアソン比の影響を受けないことになる。したがって、山口の提案式において、先端支持力度に影響を及ぼす要因としては、杭先端の上載圧、内部摩擦角およびせん断弾性係数となる。せん断弾性係数は式(6)で与えられるため、先端支持力度は N 値と内部摩擦角により決まることになる。また、内部摩擦角は N 値により換算する方法が採られることが多く、先端支持力度は N 値の関数となる。そこで、 N 値と内部摩擦角をパラメータ

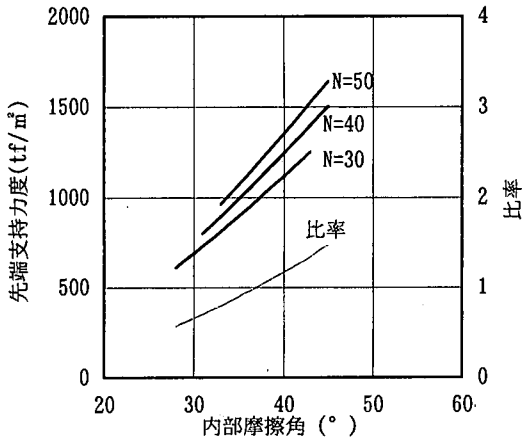


図-9 N値と内部摩擦角による先端支持力度曲線

として、 N 値を 30, 40, 50 と変化させ、それに対応する内部摩擦角を求めて先端支持力度を算定し、 $\phi=37^\circ$ の場合の先端支持力度を基準とした比率を求めた。ただし、 N 値から内部摩擦角を換算する方法は数多く提案されているが、ここでは道路橋示方書に示されている式(8)を適用した¹⁷⁾。また、 N 値の変動を考慮して内部摩擦角は $\pm 20\%$ の範囲を対象にして計算を行った。その結果を図-9に示す。

$$\phi = \sqrt{15N + 15} \quad (\leq 45) \quad (N > 5) \quad (8)$$

N 値を 30~50、内部摩擦角を 28~45° の範囲で変化させた場合、37° の時の先端支持力度を 1 とすると、先端支持力度の比率は 0.57~1.48 の範囲で変化する。内部摩擦角に対して $\pm 20\%$ の範囲で見ると先端支持力度の比率は ± 0.35 程度の違いが生じる。また、任意の内部摩擦角に対する N 値の相違による先端支持力度は、 N 値が 10 増加すると、先端支持力度は 8~10%増加する。このように、 N 値あるいは内部摩擦角の設定値と真値との相違が支持力比に影響を及ぼすものと考えられる。仮に、内部摩擦角を 5° 小さく設定すると、回帰式の勾配は 0.62 から 0.81 へと変化し、載荷試験結果との差が小さくなる。

したがって、山口の提案式により算定した先端支持力度は、地盤強度の変動係数に対応した変動幅を考慮する必要がある。また、載荷試験結果から求めた極限支持力から降伏荷重時の周面摩擦力を引いたものを先端支持力とする方法は、地盤の変動性を考慮しても、先端支持力度に対してやや小さい評価を与えることが分かる。

一方、図-8に示した支持地盤が互層、あるいは薄層である○印の3箇所は、有効層厚比(図-10参照)が1前後であり、支持層下位の粘性土の強度の影響

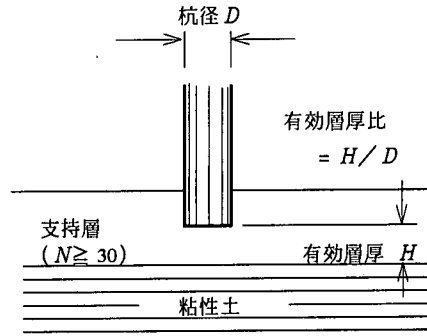


図-10 有効層厚比

を受けて先端支持力度が小さくなったものと考えられる。また、回帰式の勾配は 0.30 と約半分に低減している。

このように粘性土上に砂層がある場合、砂層を貫入すると先端抵抗値は粘土層の手前約 10cm(コーン径の約3倍)の位置から粘土層の影響を受けて低下することが数値解析結果から報告されている¹⁸⁾。そこで、薄い支持層に根入れされた杭のように支持条件が特殊な場合の支持力評価法については、今後さらにデータの収集を計り検討を行う必要があるため、今回の提案式への評価は控えた。また、支持力設計は設計杭径で行うが、実際の地盤条件や施工性から形状寸法が変化している可能性は高いものといえる。そこで、杭体の形状寸法を把握する調査手法の開発が必要となるが、この点に関しては今後の研究課題としたい。

5. コーン抵抗値を用いた支持力推定式の提案

(1) 極限支持力の算定式

コーン抵抗値を用いて地盤から決まる極限支持力算定の提案式は先端支持力と周面摩擦力の合計として式(9)で表わすものとする。

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot \sum \ell_i \cdot f_i \quad (9)$$

ここに、 R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (tf)
 q_d : 先端支持力度 ($=\alpha_p \cdot \bar{q}_c$) (tf/m²)
 A : 杭先端面積 (m²)
 U : 杭の周長 (m)
 ℓ_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)
 f_i : 周面摩擦力度 ($=\alpha_f \cdot f_s$) (tf/m²)
 \bar{q}_c : 杭先端から下方 1 D 、上方 4 D 間の平均先端抵抗値(q_c)の平均値(tf/m²)
 f_s : 周面摩擦力の実測値 (tf/m²)
 α_p, α_f : 補正係数

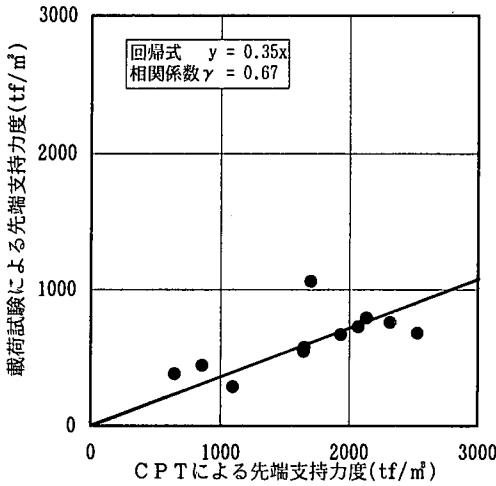


図-11 先端支持力度の比較

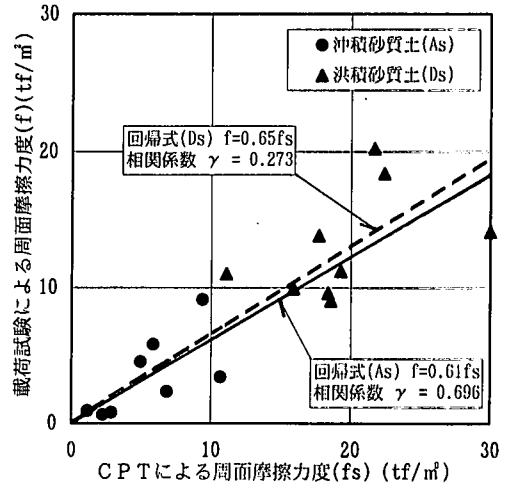


図-13(a) 周面摩擦力度の比較(砂質土)

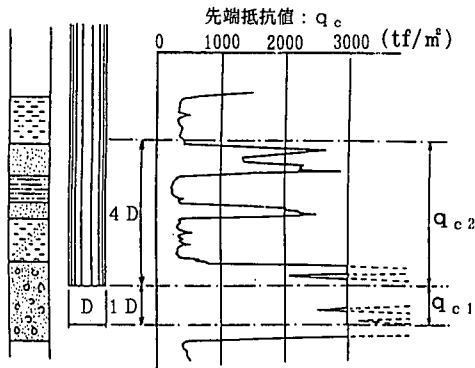


図-12 先端支持力算定方法説明図

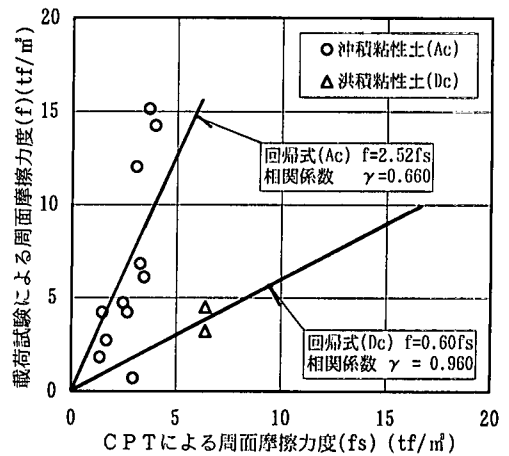


図-13(b) 周面摩擦力度の比較(粘性土)

(2) 先端支持力度

本稿では実杭による載荷試験結果を基準に支持力の評価を行っているが、CPTのコーンと実杭との寸法効果などを考慮して先端支持力度の低減などの補正を検討する。

載荷試験による先端支持力度と、後述する式(10b)を用いてCPTデータから算定した値とを比較したものが図-11である。なお、載荷試験による先端支持力度の算定は、軸力分布から求めた降伏荷重時における周面摩擦力を極限支持力から引いた値を杭断面積で除して求めた。

回帰式の相関係数 γ は0.67であり、比較的良好な相関性であるといえる。そこで、先端支持力度は、図-11中に示した最小自乗法で得た回帰式の勾配から次のように設定した(図-12参照)。

$$q_d = \alpha_p \cdot \bar{q}_c = 0.35 \cdot \bar{q}_c \quad (10a)$$

$$\bar{q}_c = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \quad (10b)$$

ここに、 \bar{q}_{c1} 、 \bar{q}_{c2} ：杭先端から下方1D間および上方4D間の q_c の平均値 (tf/m²)

D ：杭径 (m)

α_p ：0.35 支持力係数 (図-11参照)

したがって、先端支持力(R_p)は次式により算定することができる。

$$R_p = 0.35 \cdot \bar{q}_c \cdot A \quad (11)$$

(3) 周面摩擦力度

周面摩擦力度(f_i)は、載荷試験の軸力分布結果から土質別に周面摩擦力度(f)を算出し、CPTにより実測した周面摩擦力度(f_s)と比較することにより土質別の係数(α_f)を求めた。両者の比較結果を図-13(a)および図-13(b)に示したが、冲積粘性土と洪積粘性土で係数に大きな差が生じている。粘性土の場合、コーンの貫入に伴い発生する過剰間隙水

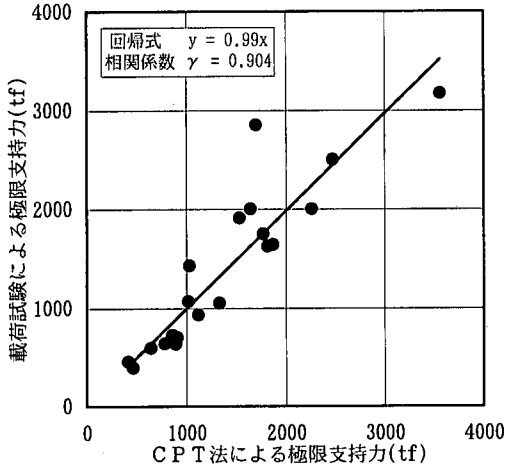


図-14 極限支持力の比較

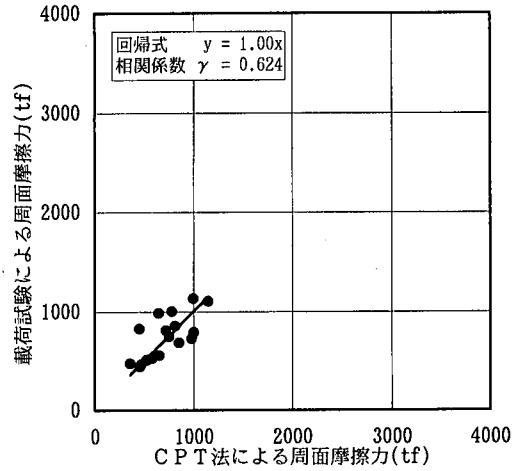


図-16 周面摩擦力の比較

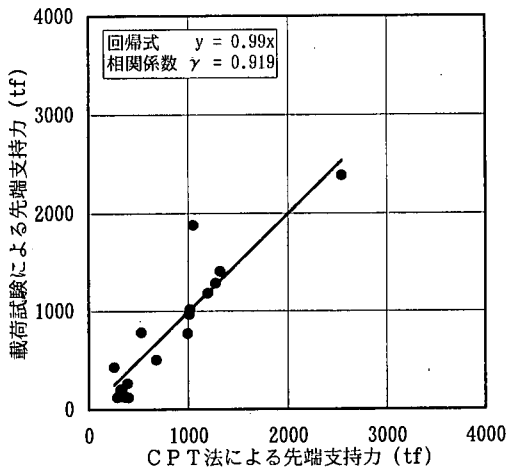


図-15 先端支持力の比較

表-4 周面摩擦力度

地盤種別	α_f	f_s (tf/m ²)
砂質土, 洪積粘性土	0.60	0.60 f_s
沖積粘性土	2.52	2.52 f_s

(4) 支持力推定精度の検証

阪神地域を中心とした 11 箇所の載荷試験結果ならびに同地点で実施した CPT 結果に基づいて、場所打ち杭の支持力推定式を提案した。この提案式により算定した支持力の推定精度の検証を行う。

検証は今回比較検討した 11 箇所のデータに、大阪湾岸域以外の地点で載荷試験と CPT が実施された 9 箇所のデータを加えて、合計 20 箇所を対象に行った。このうち 3 箇所は載荷試験で軸力分布が確認されていないため、先端支持力と周面摩擦力の分離はしていない。

各データから各々、極限支持力 (R_u)、先端支持力 (R_p) および周面摩擦力 (R_f) を求め、相関性を検討した。これらの検討結果をそれぞれ図-14~図-16 に示した。これらの図を比較すると、周面摩擦力はばらつきが見られるが(相関係数 $\gamma=0.624$)、先端支持力および極限支持力は高い相関性 ($\gamma=0.919$, $\gamma=0.904$) が得られている。周面摩擦力がばらつく要因として貫入の鉛直性、貫入による地盤の乱れあるいは静止土圧係数の不確実性などの問題が挙げられるが特定することは難しい。また、地盤調査法ではコーンの一斉試験が実施されたが、周面摩擦力度についてはばらつきが大きく、その要因が特定できないため規準化を見送っている経緯がある¹⁹⁾。このように周面摩擦力度の評価については、今後もデータを蓄積しさらに検討することとしたい。

一方、3 章で述べた建築学会法により求めた極限支持力レベルでは、載荷試験結果との相関係数 γ が

庄の影響を受けることに加え、沖積粘性土は鋭敏比が高いため、実測の周面摩擦力度が小さく測定されることが要因と推察される。ここで、沖積粘性土を除くと砂質土ならびに洪積粘性土は、概ね係数 $\alpha_f=0.60$ と同様の値となる。したがって、土質別の周面摩擦力度は表-4 に示した式により算定することができる。

沖積粘性土でネガティブフリクションの影響を考慮して、設計上、周面摩擦力を無視する場合には周面摩擦力の算定は次式の通り簡単となる。

$$R_f = 0.60 \cdot U \cdot \sum \ell_i \cdot f_s \quad (12)$$

以上のことから沖積粘性土の摩擦力を考慮する必要がない場合は、コーン抵抗値を直接用いて次式により極限支持力を推定することができる。

$$R_u = 0.35 \cdot \bar{q}_c \cdot A + 0.60 \cdot U \cdot \sum \ell_i \cdot f_s \quad (13)$$

表-6 極限支持力および許容支持力の算定結果

地点	極限支持力 (R_u)			支持力比 (P)		許容支持力 (R_a)		
	載荷試験	提案式	道示式	比率①	比率②	載荷試験	提案式	道示式
	R_{ul} (tf)	R_{ucpt} (tf)	R_{ud} (tf)	R_u / R_{ucpt}	R_{ul} / R_{ud}	R_{al} (tf)	R_{acpt} (tf)	R_{ad} (tf)
A	3170	3558	2075	0.891	1.528	951	1081	586
B	1050	1336	1505	0.786	0.698	305	400	457
C	1640	1875	1613	0.875	1.017	515	593	506
D	1620	1821	1412	0.890	1.147	516	583	447
E	2500	2475	1240	1.010	2.016	763	755	343
F	1750	1776	1259	0.985	1.390	562	571	398
G	1910	1534	2640	1.245	0.723	573	447	816
H	1428	1037	1854	1.377	0.770	440	310	582
I	2850	1704	1940	1.673	1.469	901	519	597
J	2000	1649	1839	1.213	1.088	622	505	569
K	2000	2267	1889	0.882	1.059	612	701	575
平均値 \bar{X}	1993	1912	1751	1.075	1.173	615	588	534
標準偏差 σ	626	673	408	0.272	0.401	192	207	127
変動係数 V_p	0.314	0.352	0.233	0.253	0.342	0.312	0.352	0.237

表-5 載荷試験と提案式の相関性

支持力レベル	回帰式	相関係数 γ	\bar{r}^n - n 数
極限支持力 (R_u)	$y = 1.00x$	0.904	20
先端支持力 (R_p)	$y = 0.99x$	0.919	17
周面摩擦力 (R_r)	$y = 1.00x$	0.624	17

(* 表中 y : 載荷試験結果, x : 提案式による推定値)

表-7 安全性指標 β 算出結果

	提案式	道示式
データ数 n	11	11
支持力比 P	1.075	1.173
変動係数 V	0.253	0.342
安全性指標 β	3.61	3.22

0.658であったのに対し、提案式では0.904と向上していることが判る。これら載荷試験と提案式の推定支持力の関係をまとめると表-5に示すとおりとなる。

以上の結果より、コーン抵抗値を提案式に適用して推定した支持力は、載荷試験結果を精度よく説明しうることが分かる。したがって、提案式は地盤から決まる支持力推定に十分適用可能といえる。

(5) 安全性の評価

レベルII信頼性設計法(2次モーメント法)によれば、杭頭における支持力の安全性は極限支持力 R と杭頭荷重 S から決まる性能関数 Z の平均値 μ_z と標準偏差 σ_z から得られる安全性指標 β から求めることができる¹⁹⁾。性能関数 Z を $Z = \ln R - \ln S$ (\ln は自然対数)と定義すると、安全性指標 β は次式により算定できる。

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} = \frac{\ln(R/S)}{\sqrt{V_R + V_S}} \quad (14)$$

ここに、 R, V_R : 極限支持力の平均値, 変動係数
 S, V_S : 杭頭荷重の平均値, 変動係数

式(14)を用いて提案式により推定した支持力の安全性指標 β を算出するとともに、道路橋示方書に基

づく算定式²⁰⁾(以下、道示式と呼ぶ)により算定した支持力の安全性指標も求め、両者の比較を行った。提案式および道示式により各々算定した極限支持力ならびに許容支持力を表-6に示す。

a) 提案式の安全性指標 β

提案式により推定した支持力の安全性指標 β は、式(14)に表-6に示す数値を代入して算定する。

- R : 杭の極限支持力の平均値 (=1993 tf)
- P : 支持力比(= R_{ul}/R_{ucpt})の平均値 (=1.075)
- R_{ul} : 載荷試験による極限支持力
- R_{ucpt} : CPTによる極限支持力
- S : 杭に作用する外力 S の平均値
- ここでは許容支持力 R_a 相当と仮定する。

$$S = R_a = \frac{\gamma}{n} (R_u - W_s) + W_s - W \quad (15)$$

- R_u : 極限支持力
- W_s : 杭で置換される土の有効重量
- W : 杭の有効重量
- n : 安全率 ($n=3$)
- γ : 安全率の補正係数 ($\gamma=1.0$)

$$S = 588 \text{ tf}$$

V_R : R の変動係数

$$V_R = \sqrt{V_P^2 + V_N^2} (=0.323)$$

V_P : 支持力比 P の変動係数 (=0.253)
 V_N : 地盤強度の変動係数(20 %と仮定)

V_S : S の変動係数 (10 %と仮定)
 ここで地盤強度の変動係数(V_N)と杭に作用する外力 S の変動係数(V_S)は、日本道路公団設計要領²⁾を参考とした。

$$\beta = \frac{\ln(R/S)}{\sqrt{V_R^2 + V_S^2}} = \frac{\ln(1993/588)}{\sqrt{0.323^2 + 0.1^2}} = 3.61$$

b) 道示式の安全性指標 β

道示式を用いて算定した支持力の安全性指標 β は、下記の数値を代入して算定する。

$$R=1993 \text{ tf}, P=1.173, S=534 \text{ tf}, V_p=0.342$$

$$V_R = \sqrt{0.342^2 + 0.2^2} = 0.396$$

$$\beta = \frac{\ln(R/S)}{\sqrt{V_R^2 + V_S^2}} = \frac{\ln(1993/534)}{\sqrt{0.396^2 + 0.1^2}} = 3.22$$

提案式および道示式における安全性指標 β の計算結果を表-7にまとめた。道示式における $\beta=3.22$ に対して、提案式においては $\beta=3.61$ となり、より安全性が高いものと判断される。欧米における一般の構造物(建物、道路橋)では、目標とする安全性指標を 2.0 ~ 3.5 の範囲に設定している²⁾。したがって、提案式も道示式も推定した支持力は所定の安全性を有しているものといえる。

6. まとめ

コーン貫入試験による抵抗値、先端抵抗値(q_c)と周面摩擦力度(f_s)を用いて、場所打ち杭の支持力推定式を提案した。推定式の提案に当たっては、載荷試験実施箇所でのコーン貫入試験結果と、載荷試験結果を比較照査して支持力補正係数を導入した。

載荷試験から得られた極限支持力を先端支持力と周面摩擦力に分離し、各々の支持力レベルでコーン抵抗値から推定した支持力と比較した。各支持力の分離方法として、周面摩擦力は軸力分布を基に降伏荷重時の値を採用し、先端支持力は極限支持力から降伏荷重時の周面摩擦力を引いた値とした。それらの値を基準として、コーン抵抗値から推定した各支持力度との照査から次の推定式を提案した。

$$R_u = 0.35 \cdot q_c \cdot A + 0.60 U \cdot \sum \ell_i \cdot f_s \quad (13)$$

提案式に実測した先端抵抗値(q_c)および周面摩擦力度(f_s)を直接用いることにより、簡便に支持力推定が可能となる。上式は沖積粘性土を設計上考慮しない場合に適用するものであるが、沖積粘性土

の摩擦力を考慮する場合は、表-4に示したように周面摩擦の支持力係数を 2.52 とすればよい。

この提案式を用いて推定した支持力の精度を検証した結果、載荷試験結果をよく説明しうることが分かった。

また、提案式から推定した支持力の安全性を、レベルII信頼性設計法による安全性指標 β により確認した。その結果、提案式では安全性指標 $\beta=3.61$ となり、道示式による $\beta=3.22$ と比較しても、信頼性は高い結果が得られている。

したがって、支持力の評価が難しいとされている場所打ち杭の支持力は、コーン抵抗値を直接提案式に適用することにより、簡便に、かつ実用に足る精度で推定することが可能であることが分かった。

7. あとがき

今後における提案式の支持力推定精度の向上や適用性の拡充を図るための課題としては、次の3つが挙げられ、データの蓄積と研究が必要である。

①杭種の違いによる支持力評価方法の検討

②薄層支持杭の支持力評価法の検討

③杭の形状要素を考慮した支持力評価法の検討

特に、③については杭の実寸法が支持力に大きく影響を及ぼすため、杭の形状を評価する調査手法として、インテグリティ試験など衝撃弾性波を用いた非破壊調査法の適用性の研究²⁾が必要といえる。

場所打ち杭の支持力の推定が難しいのは、杭材料の物性値や施工精度の変動性、あるいは地盤強度の変動性など種々の不確定要因により変動性を有しているためである。したがって、こうした種々の変動性を考慮して、耐用期間中の安全性と機能性を確保することが基礎設計の基本であることはいうまでもない。信頼性設計法はこうした観点から発展した設計法であり、レベルIIでは安全性の評価として安全性指標 β を用いるが、コーン抵抗値に基づいて提案式で推定した支持力の安全性は $\beta=3.61$ と十分保証されているものと判断される。今後、この提案式が場所打ち杭の支持力評価の一助となれば幸いである。

参考文献

- 1) 福岡 悟, 幸 和範, 杵本正信, 今田和夫: 静的コーン貫入試験による杭の支持力の推定, 土と基礎, Vol.35, NO.8, pp.13-18, 1987年8月。
- 2) 村中俊裕, 中林正司, 今田和夫: 静的コーン貫入試験を用いた杭の支持力評価手法, 土木学会第46回年次学術講演会, pp.928-929, 1991年9月。
- 3) 井阪 清, 中林正司, 村中俊裕, 今田和夫: 静的コーン

- 貫入試験による場所打ち杭の支持力評価, 橋梁と基礎, Vol.25, No.12, pp.35-38, 1991年12月.
- 4) 例えば, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, D-3441, 1984.
- 5) Douglas, B. J. and Olsen, R. S.: Soil Classification Using Electric Cone Penetrometer, Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, Geo-technical Engineering Division, ASCE, St. Louis, Oct., 1981.
- 6) 地盤調査法, 地盤工学会, pp.233-241, 1995年7月.
- 7) Van Koten, H. and Middendorp, P.: Interpretation of results from Integrity tests and dynamic load tests, Proceedings of International Seminar on the Application of Stress-Wave Theory on Piles, pp.217-232, 1980.
- 8) 日下部 治, 松本樹典: 新載荷試験法-動的載荷試験と急速載荷試験, 基礎工, pp.18-26, 1996年5月.
- 9) 建築基礎構造設計規準・同解説, 日本建築学会, pp.216-246, 1974.
- 10) Schmertmann, J. H.: Guidelines for Cone Penetration Test Performance and Design. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Wash. D.C, FWHA-TS 78-209, 1978.
- 11) American Petroleum Institute: API recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platform, 9th ed., American Petroleum Institute, Dallas, Tex., Recommended Practice 2A.
- 12) 杭基礎設計便覧, 日本道路協会, pp.98-110, 1992年4月.
- 13) Vesic, A. S.: Load Transfer, Lateral Loads, and Creep Action of Deep Foundations, Performance of Deep Foundations, ASTM Spec. Tech. Publ., No.444, pp.5-14, 1969.
- 14) 阪口 理: 場所打ち杭の鉛直支持力について, 第23回土質工学シンポジウム論文集, pp.41-48, 1978.
- 15) 岸田英明, 高野昭信: 砂地盤中の埋込み杭先端部地盤の接地圧分布(その2, 接地圧分布と埋込み杭の先端支持力の関係), 日本建築学会論文報告集, No.261, pp.25-40, 1977.
- 16) 山口柏樹: 無限土中における空洞押広げの弾塑性解析と応用, 東京工業大学土木工学研究報告, No.15, pp.1-11, 1973.
- 17) 道路橋示方書・同解説, IV下部構造編, pp.236, 1996.
- 18) Van Berg, P., Teunissen, J.A.M. and J. Huetink: Cone Penetration in Layered Media, An ALE Finite Element Formulation, Proc. of 8th Int. Conf. on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Vol.3, pp.1957-1962.
- 19) 地盤調査法, 地盤工学会, pp.235-236, 1995年7月.
- 20) 星谷 勝, 石井 清: 構造物の信頼性設計法, 鹿島出版会, pp.164-169, 1997.
- 21) 道路橋示方書・同解説, IV下部構造編, pp.276-pp.283,
- 22) 設計要領第二集, 日本道路公団, pp.6-80--pp.6-82, 1998年7月.
- 23) 同上18), pp.177-185, 1997.
- 24) 境 友昭, 下坪賢一: 波動理論を応用した杭の形状推定方法, 土木技術資料, 32-8, pp.38-43, 1990年.

(1998.8.28 受付)

ESTIMATION OF BEARING CAPACITY OF CAST-IN-PLACE PILE BASED ON CPT

Kazuo IMADA, Toru SHIBATA and Masashi NAKABAYASHI

This paper deals with the estimation of bearing capacity of cast-in-place pile based on the CPT-data. In order to propose the method, 11 in-situ loading test results on cast-in-place piles and the CPT-data obtained at the same sites of loading tests were used. The comparison between the results of loading test and the estimations based on CPT-data using proposed equation, shows fairly good agreement. Moreover, it was confirmed that the bearing capacity presumed by this method has a high safety index in the design level II of the reliability based design.