

# 竹中多段拡径場所打ちコンクリート杭工法の開発 —砂質土地盤における中間拡径部の支持力機構について—

## Development of the TAKENAKA Multi-belled Cast-in-place Concrete Pile Method —Bearing Capacity of Belled Part of Multi-belled Pile in Sandy Ground—

平井 芳雄 Yoshio Hirai\*1

### 梗概

場所打ちコンクリート杭の軸部に節部を設けて鉛直支持性能を向上させた竹中多段拡径場所打ちコンクリート杭工法を開発した。本報告では、開発・展開の一環で実施した遠心力模型実験および原位置載荷試験の概要を紹介するとともに、実験結果に基づき節部底面下の地盤の支持力機構を解明するための解析モデルを提案し、解析モデルの妥当性を実験結果の再現性から検証した。さらに、既往研究の節部の解析モデルと比較して、節部支持力について節部の沈下量に伴う地盤のひずみレベルと関連付けて考察した。

キーワード：多段拡径杭，節部，支持力，遠心力模型実験，原位置載荷試験，砂質土地盤

### Summary

The TAKENAKA multi-belled cast-in-place concrete pile method has been developed which has a shape of some bell enlargements at its axial part to improve the bearing capacity. This report describes the centrifuge model tests and in-situ pile load tests that were conducted as part of the development, and proposes a bearing capacity model of the soil under the belled parts based on the experimental results, verifying the validity of the model by comparing its predictions with the experimental results. Furthermore, in comparison with the analysis model of the belled parts in previous studies, the bearing capacity of the belled parts was investigated in relation to the strain level of the soil associated with the settlement of the belled parts.

Keywords: multi-belled pile, belled part, bearing capacity, centrifuge model test, in-situ pile load test, sandy ground

## 1 はじめに

建築分野の杭基礎においては、場所打ちコンクリート杭の軸部に節部を設けて鉛直支持性能を向上させた節付き場所打ちコンクリート杭（以下、多段拡径杭。Fig. 1, Fig. 2 参照）が一般に普及しつつある。これは、近年の超高層オフィスや集合住宅のように建物の高層化・重量化に伴い、常時および地震時に基礎に大きな荷重が作用することに起因していることが考えられる。当社が多段拡径杭工法<sup>1)</sup>の開発に着手した1990年代には、国内では多段拡径杭は見当たらず、また海外においても軟弱粘性土地盤を対象とした節付き場所打ち杭<sup>2)</sup>がある程度で、設計法や施工法は確立されていなかった。開発に当たり、最初に検討したことは多段拡径杭の節部（中間拡径部）を支持する地盤の支持力機構の解明であり、節部の支持力の定量的な評価であった。

本報告では、2章で開発当初に実施した2種類の遠心力模型実験の概要と実験結果を示し、節部の支持力機構を明らかにするためのヒントになった地盤の変形挙動の観察結果と節部の支持力増大効果について述べる。3章では遠心力模型実験に基づき、既往の研究成果を参考にして節部底面下の地盤の支持力機構（解析モデル）を提案すると

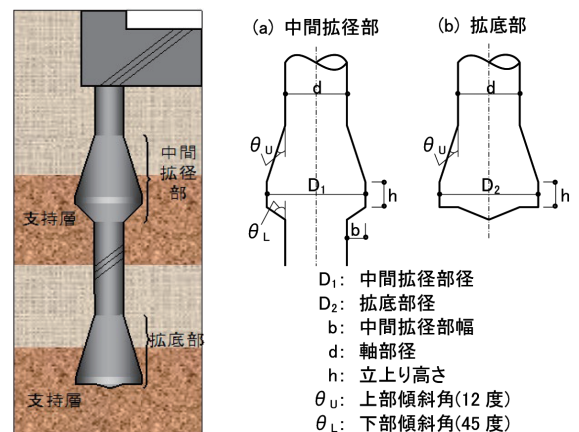


Fig. 1 多段拡径杭  
Multi-belled pile

Fig. 2 中間拡径部および拡底部  
Middle and bottom belled part

\*1 技術研究所 上席研究員 博士(工学) Senior Chief Researcher, Research & Development Institute, Dr. Eng.

ともに、この解析モデルの妥当性を遠心力模型実験結果の再現性から検証する。また、4章では実大規模の多段拡径杭の原位置載荷試験の概要と試験結果を示し、3章で示した解析モデルを用いて試験結果の説明を試み、節部で発揮される支持力について節部の貫入量に伴う地盤のひずみレベルと関連付けて考察している。なお、本報告にある実験結果等の一部には論文発表等ですでに公表した内容を含んでいる。

## 2 遠心力模型実験

### 2.1 実験概要

遠心力載荷試験装置を用いて2種類の模型実験<sup>3)</sup>(以下、実験Aおよび実験B)を実施した。各実験概要を以下に示す。実験Aでは、多段拡径杭の中間拡径部の支持力性状を把握するため、80G (G:重力加速度)の遠心力場において多段拡径杭および拡底杭の模型杭押し込み実験を行った。遠心力載荷試験装置(有効回転半径6.5mのビーム型載荷装置、Photo 1参照)に搭載する模型杭の押し込み実験装置の概要をFig. 3に示す。模型杭先端の根入れ深さは模型寸法で290mmである(中間拡径部の根入れ深さは245mm)。模型杭の杭頭部は押し込む前まではフリーな状態であり、所定の遠心力場に達するまでに生じる模型地盤の沈下に模型杭が追従できるようにした。模型杭の仕様をFig. 4 (a)およびTable 1に示す(Fig. 4中の記号はTable 1参照)。模型杭の中間拡径部の下部傾斜角は45度である。模型地盤に気乾状態で使用した豊浦砂の物理・力学特性をTable 2に示す。模型地盤は空中落下法により作成した。定体積の容器を用いて測定した模型地盤の相対密度 $D_r$ は約90%である。豊浦砂( $D_r=90%$ )の圧密排水三軸圧縮試験(CD試験)結果をTable 2に併せて示す。実験方法は、押し込み載荷速度0.5mm/minの変位制御方式で一方向載荷を行った。計測項目は、ロードセルによる杭頭部の押し込み荷重と変位計による沈下量である。

一方、実験Bでは押し込み時の中間拡径部近傍の地盤挙動を把握するため、遠心力場(40G)において半割形状の多段拡径杭を模型地盤に押し込み、杭周囲の地盤挙動を目視で観察した。模型杭の仕様をFig. 4 (b)およびTable 1に示す。実験装置は実験Aと同じ装置を用い、模型地盤も同様の方法で作成した。実験土槽の一面が透明のアクリル板で構成されており、半割形状の模型杭をアクリル板に沿って押し込むことにより、あらかじめ水平方向に撒いた色砂(豊浦砂を着色)の動きをアクリル板を介して観察した。なお、杭周囲の土の挙動を目視でも観察しやすいように実験Bでは模型杭の仕様を実験Aで用いた模型杭から変えている。

### 2.2 実験結果

#### 【実験Aの結果】

多段拡径杭および拡底杭の杭頭部における押し込み荷重(以下、杭頭荷重)と沈下比 $\delta/D_2$  ( $\delta$ :沈下量,  $D_2$ :拡底部径)の関係をFig. 5に示す。図の縦軸は、杭頭荷重の計測値を実物換算した値である。載荷装置の機構上、最大押し込み量は模型寸法で10mmであり、 $\delta/D_2$ の最大値は両杭とも0.57である。図には、それぞれ3回の実験結果を示しており、沈下比の増加に伴い杭頭荷重が単調に増加している。また、同じ沈下比では拡底杭に比べ多段拡径杭の杭頭荷重が大きい。実験結果に基づき、多段拡径杭の中間拡径部の極限支持力を推定するため、多段拡径杭



Photo 1 遠心力載荷試験装置  
Centrifuge loading test apparatus

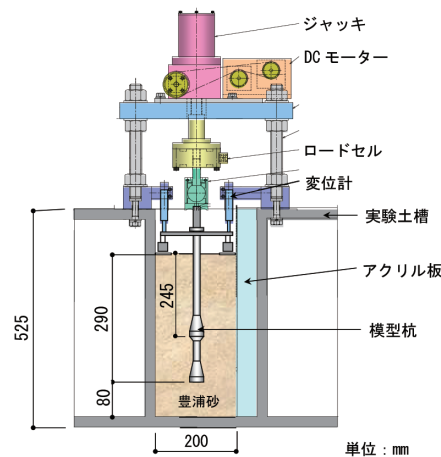
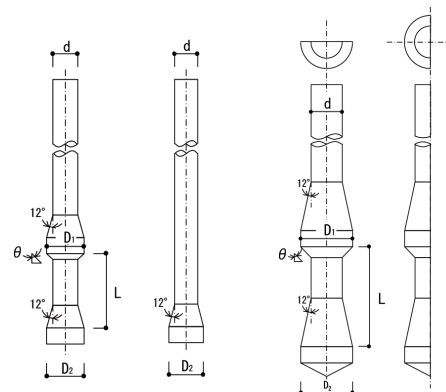


Fig. 3 模型杭の押し込み実験装置  
Model pile loading device



(a) 模型杭: 実験A (b) 半割模型杭: 実験B  
Fig. 4 模型杭  
Model pile

Table 1 模型杭の仕様 (模型寸法)  
Model pile specification (model dimensions)

実験	杭形状	軸部径 d (mm)	中間拡径部径 $D_1$ (mm)	拡底部径 $D_2$ (mm)	拡径部 間隔 L (mm)	中間拡径部 下部傾斜角 $\theta$ (度)
A	多段拡径杭	12.5	17.5	17.5	35.0	45.0
	拡底杭	12.5	—	17.5	—	—
B	半割形状 多段拡径杭	25.0	45.0	45.0	90.0	45.0

\*模型杭の材質:高力アルミニウム製 (ヤング率:約70GPa)

Table 2 豊浦砂の物理・力学特性  
Physical/mechanical properties of Toyoura sand

50%粒径 $D_{50}$ (mm)	均等係数 $U_c$	密度 $\rho_s$ (kN/m <sup>3</sup> )		粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi'$ (度)
		最大	最小		
0.187	1.62	16.26	13.40	31.7	40.9

と拡底杭の杭頭荷重（平均値）の荷重差を中間拡径部で発揮されている支持力と仮定し，中間拡径部の支持力と沈下比の関係を求めた（Fig. 5の赤実線）。中間拡径部の支持力は沈下比の増加に伴い増加するものの， $\delta/D_2=0.4$ 付近で上限に達し，以降はほぼ一定で推移しており，極限状態に達しているものと考えられる。なお，上記の仮定については，別途実施した遠心力模型杭引抜き実験<sup>4)</sup>で杭軸部の周面抵抗力度（平均値：約23kN/m<sup>2</sup>）が比較的小さいことから，中間拡径部の支持力を過大評価していないことを確認している。

$\delta/D_2=0.57$ における杭頭荷重の平均値はそれぞれ43.2MN，31.8MNとなり，荷重差は11.4MN（最大値：12.6MN）である。この荷重差の最大値を中間拡径部の極限支持力と仮定して，中間拡径部の極限支持力度 $q_m$ （中間拡径部の水平投影面から軸部を除いたリング面の支持力度）を求めると， $q_m=16,700\text{kN/m}^2$ となる。また，実務設計において杭の極限支持力を検討するときの沈下量の目安となる沈下比 $\delta/D_2=0.1$ における中間拡径部の支持力は5.9MNであり，そのときの中間拡径部の支持力度は $q_m=7,800\text{kN/m}^2$ となる。

【実験Bの結果】

半割形状の模型杭を模型地盤に押込んだ時の $\delta/D_2=0.1$ および $0.4$ における杭近傍の地盤変位の状況をPhoto 2 (a)，(b)にそれぞれ示す。アクリル板に描かれた黒い輪郭線は杭の初期の位置を示している。Photo 2に示す色砂の変位挙動の観察結果より，杭の沈下に伴い中間拡径部直下の土が鉛直下向きに押し下げられるとともに水平方向にも押上げられていることがわかる。特に， $\delta/D_2=0.4$ （Photo 2 (b)）においては，中間拡径部の下端部から斜め下方に向かって生じたすべり線に沿って，中間拡径部が地盤を押し抜くようなパンチングせん断破壊の様相を呈している。また，目視観察結果では， $\delta/D_2=0.1$ における中間拡径部の支持力に寄与する地盤の鉛直方向の影響範囲は，中間拡径部の立上り部下端から鉛直下方に約 $1 \cdot D_1$ （ $D_1$ ：中間拡径部径）である。

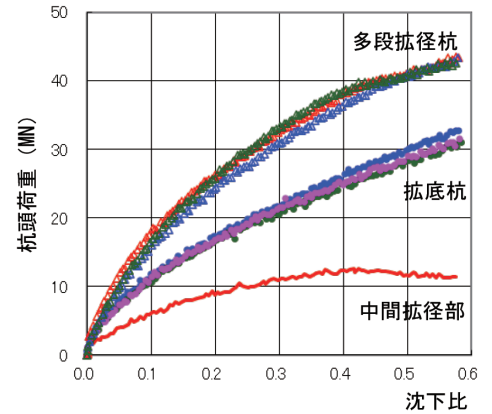
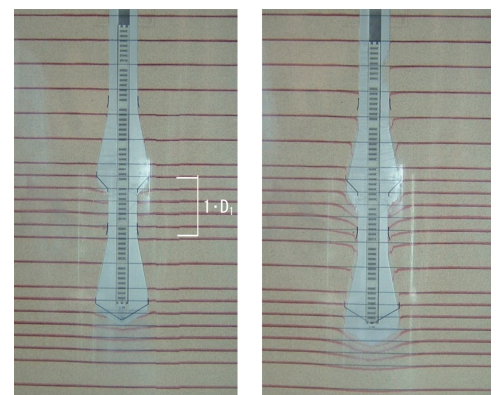


Fig. 5 杭頭荷重～沈下比の関係  
 Relation between pile head load and settlement ratio



(a)  $\delta/D_2=0.1$  (b)  $\delta/D_2=0.4$   
 Photo 2 模型杭近傍の地盤挙動  
 Soil behavior around model pile

### 3 中間拡径部の支持力機構について

#### 3.1 既往の研究

杭軸部に設けた節部の支持力機構に関する主な既往の研究には，石堂<sup>5),6)</sup>，小椋<sup>7)</sup>や八尾<sup>8)</sup>の研究がある。これらの理論的あるいは実験的研究は，杭先端地盤の支持力機構を解明するために提案された支持力理論を節部にも適用することにより，節部の支持力機構を検討している。

石堂の研究は，我が国で最初に節付き杭の支持力機構を理論的に取り上げたものであり，節部底面の極限支持力を2次元の剛塑性論に基づくPrandtl系の支持力理論によって考察している。小椋らの研究は，実験槽を用いた模型実験に基づき，節部の支持力について節部底面下の杭周地盤に節部径より少し大きな直径を持つ円筒型せん断面に作用するせん断抵抗力として考慮し，節杭全体の支持力を検討している。また，八尾らの研究は，石堂が誘導した節部底面の極限支持力式を参考にして軸対称問題による支持力算定式を導いている。ここでは，2章で示した遠心力模型実験に基づき，石堂が提案した支持力式から求まる節部底面の支持力を定量的に評価し，提案された支持力機構の妥当性について考察する。次に，杭先端地盤の支持力機構に関して高野・岸田<sup>9)</sup>によって提案されたPrandtl系の支持力理論に円筒空洞押上げ理論を組み合わせた支持力理論を節部の支持力機構に適用し，遠心力模型実験結果と比較することによりこの支持力理論の適用性について考察した。

#### 3.2 石堂の研究

石堂は，Fig. 6に示すように節部を2次元の帯状基礎の一種と仮定し，節部底面下の地盤に主動くさび域と対数螺旋状のすべり面を仮定した塑性域を考慮して力の釣合いから節部の支持力式を求めた。地盤内の節部底面深度にお



ける有効上載圧を $\sigma_v'$ とし、極限状態での節部直下の鉛直面ADに作用する水平応力として2次元のランキン受働土圧を仮定した。節部底面の極限支持力を $Q_L$ 、極限支持力度を $q_L (= Q_L/b, b: 節部の突出幅)$ として、 $q_L$ を次式で与えた。

$$q_L = Q_L/b = c \cdot N_c' + \gamma' \cdot z \cdot N_q' \quad (1)$$

$$N_c' = 2\sqrt{K_p} \cdot \cos(\alpha - \phi_s) / (\cos\phi_s \cdot \cos\alpha) \cdot \exp\{2(\pi/2 - \alpha) \tan\phi_s\}$$

$$N_q' = \sqrt{K_p/2} \cdot N_c'$$

$$K_p = \tan^2(\pi/4 + \phi_s/2)$$

ここに、 $c$ : 土の粘着力,  $\phi_s$ : 土の内部摩擦角,  
 $\alpha$ : 主働くさびの底角,  $\gamma'$ : 土の有効単位体積重量,  
 $z$ : 節部底面深度,  $K_p$ : ランキン受働土圧係数,  
 $N_c', N_q'$ : 支持力係数

石堂の提案式を用いて2章で述べた遠心力模型杭実験における節部の極限支持力度を評価する。節部の極限支持力度を具体的に計算するために地盤定数等を設定する。遠心力模型実験では、実験地盤に気乾状態の豊浦砂を用いており、実験時と同じ相対密度の豊浦砂の圧密排水三軸圧縮試験結果では、 $c=31.7\text{kN/m}^2$ ,  $\phi_s=40.9^\circ$ であった。節部底面深度（根入れ深さの模型寸法: 245mm）の有効上載圧は、 $\sigma_v' = 16\text{kN/m}^3 \times 19.6\text{m} = 314\text{kN/m}^2$ 、ランキン受働土圧係数は、 $K_p=4.8$ となる。これらの地盤定数等を用いて節部の極限支持力度を求めると、 $q_L = 10,000\text{kN/m}^2$ （支持力係数:  $N_c'=27, N_q'=29$ ）となる。この解析値は、遠心力模型実験結果に基づき推定した節部の極限支持力度（ $16,700\text{kN/m}^2$ ）の約60%に相当し、実験値と比較してかなり小さい解析値を与える結果になっている。この解析値と実験値の乖離の原因として、検討対象としている節部の貫入に伴う地盤のひずみレベルの違いが考えられる。すなわち、石堂の提案式に基づく解析値が、節部の貫入量が比較的小さく、節部底面下の地盤が部分的に塑性化した状態での限界支持力（高野<sup>10</sup>が杭先端地盤において定義した第1極限支持力に相当）を与えるのに対し、遠心力模型実験から求まる実験値は節部がさらに地盤に貫入された状態における限界支持力と考えられ、節部底面下の地盤が最終的に発揮しうる最大の支持力（同、第2極限支持力）と考えられる。因みに、遠心力模型実験から求まる節部の支持力度が石堂の極限支持力の解析値 $q_L = 10,000\text{kN/m}^2$ に等しくなる沈下比 $\delta/D_2$ は約0.14であり、遠心力模型実験においては沈下比約0.14において節部の支持力が第1極限支持力に達していることが考えられる。

次節では、遠心力模型実験結果から推定できる極限状態における支持力（第2極限支持力）を再現するために、高野・岸田の研究成果を参考にして、節部底面下の地盤の破壊機構について考察した。

### 3.3 岸田・高野の研究

高野・岸田<sup>9)</sup>は、模型地盤に圧力を加えることにより杭先端部付近に関して実物と同一の応力状態を再現できる模型杭実験を行い、その観察結果に基づいてPrandtl系の支持力式と円筒空洞押抜け理論による支持力式を組合せた杭先端地盤の支持力理論を提案している。Fig. 7は、高野<sup>10)</sup>が提案した杭先端地盤の極限支持力の解析モデルである。杭底面下の地盤に主働くさび $\triangle ABC$ が形成され、その両側には過渡領域BCDとACD'を仮定する。模型杭実験における杭を貫入するときの土の動きの観察結果から、BD面・AD'面より外側の土は杭の貫入に伴って側方に押しのけられるので、円筒空洞を押抜けるような土の破壊機構が実現に近いと考え、BD面・AD'面における極限時の境界応力を円筒空洞を押抜けるときの極限内圧に等しいと仮定した。

2章に示した多段抜径杭を対象とした遠心力模型実験（実験B）における節部底面下の土の挙動の観察結果においても、杭の貫入に伴い節部直下の土が鉛直下向きに押下げられるとともに水平方向にも押抜げられていることから、ここでは高野が提案した杭先端地盤の極限支持力の解析モデルを節部底面の支持力機構の検討に適用する。Fig. 8に、提案する節部底面下の地盤の極限支持力の解析モデルを示す。杭先端地盤と同様に、節部底面下の地盤には主働くさびが形成され、すべり面が対数螺旋状の過渡領域が生じると仮定する。極限状態においては節部底面

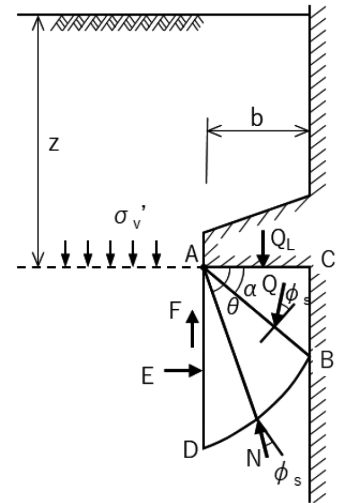


Fig. 6 極限支持力の解析モデル（石堂<sup>5,6)</sup>  
 Analysis model of ultimate bearing capacity (Ishidou)

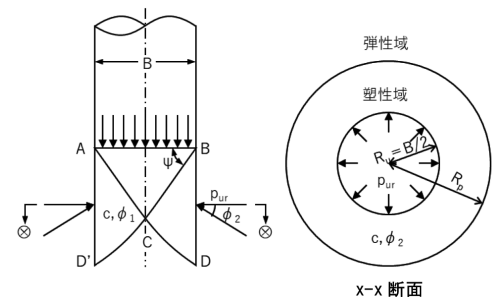


Fig. 7 極限支持力の解析モデル（高野<sup>10)</sup>  
 Analysis model of ultimate bearing capacity (Takano)

下のBD面には円筒空洞を押し抜げるときの極限内圧が作用するものとして、節部底面の極限支持力式を求める。塑性域内の土のせん断強度がMohr-Coulombの破壊規準で決まるとすると、円筒空洞を押し抜げるときの極限内圧 $p_{ur}$ は次式で与えられる。

$$p_{ur} = cF_{c2} + p_m F_{q2} \quad (2)$$

$$F_{c2} = \{ (1 + \sin \phi_2) \cdot I_c^{\sin \phi_2 / (1 + \sin \phi_2)} - 1 \} \cdot \cot \phi_2$$

$$F_{q2} = 3 (1 + \sin \phi_2) / \{ 2 (1 + \nu) \} \cdot I_c^{\sin \phi_2 / (1 + \sin \phi_2)}$$

$$I_c = E_s / [ 2 (1 + \nu) \{ c + 3 / \{ 2 (1 + \nu) \} \cdot \tan \phi_2 \cdot p_m \} \cdot \cos \phi_2 ]$$

ここに、 $c$ ：土の粘着力、 $\phi_2$ ：土の内部摩擦角（円筒形状の塑性域内）、 $p_m$ ：節部底面深度の平均主応力、 $\nu$ ：地盤のポアソン比、 $E_s$ ：地盤の変形係数、 $F_{c2}$ 、 $F_{q2}$ ：円筒空洞押し抜け係数

次に、BD面に作用する極限内圧 $p_{ur}$ と節部の極限支持力度 $q_d$ の関係を求める。節部底面深度の有効上載圧が十分に大きい場合を検討対象としているので、すべり領域内の土の自重を無視し、地盤を剛塑性体と仮定して2次元で解析すると $q_d$ は次式で与えられる。

$$q_d = cF_{c1} + p_{ur} F_{q1} \quad (3)$$

$$F_{c1} = (\cot \phi_1 + \tan \psi) e^{(\pi - 2\psi) \tan \phi_1} - \cot \phi_1$$

$$F_{q1} = (1 + \tan \phi_1 \cdot \tan \psi) e^{(\pi - 2\psi) \tan \phi_1}$$

ここに、 $c$ ：土の粘着力、 $\phi_1$ ：土の内部摩擦角（節部底面下の主働くさびおよび過渡領域内の地盤）、 $\psi$ ：主働くさびの底角<sup>11)</sup>（節部底面を粗と仮定して、 $\psi = \pi/4 + \phi_1/2$ ）、 $F_{c1}$ 、 $F_{q1}$ ：支持力係数

式(2)と式(3)から、節部底面下の地盤の内部摩擦角が $\phi_1 = \phi_2 = \phi$ であると仮定すると節部の極限支持力度 $q_d$ は次式となる。

$$q_d = cN_c + p_m N_q \quad (4)$$

$$N_c = (1 + \tan \phi \cdot \tan \psi) e^{(\pi - 2\psi) \tan \phi} \{ (1 + \sin \phi) \cdot I_c^{\sin \phi / (1 + \sin \phi)} - 1 \} \cdot \cot \phi + (\cot \phi + \tan \psi) e^{(\pi - 2\psi) \tan \phi} - \cot \phi$$

$$N_q = (1 + \tan \phi \cdot \tan \psi) e^{(\pi - 2\psi) \tan \phi} \cdot 3 (1 + \sin \phi) / \{ 2 (1 + \nu) \} \cdot I_c^{\sin \phi / (1 + \sin \phi)}$$

$$I_c = E_s / [ 2 (1 + \nu) \{ c + 3 / \{ 2 (1 + \nu) \} \cdot \tan \phi \cdot p_m \} \cdot \cos \phi ]$$

ここに、 $c$ ：土の粘着力、 $\phi$ ：土の内部摩擦角、 $\psi$ ：主働くさびの底角（節部底面を粗と仮定して、 $\psi = \pi/4 + \phi/2$ ）、 $p_m$ ：節部底面深度の平均主応力、 $\nu$ ：地盤のポアソン比、 $E_s$ ：地盤の変形係数、 $N_c$ 、 $N_q$ ：支持力係数

式(4)を用いて、2章で述べた遠心力模型実験における節部の極限支持力度を評価する。節部の極限支持力度を具体的に計算するために地盤定数等を設定する。遠心力模型実験において実験地盤に用いた豊浦砂の圧密排水三軸圧縮試験結果では、 $c = 31.7 \text{ kN/m}^2$ 、 $\phi = 40.9^\circ$ である。節部底面深度の平均主応力は、 $p_m = (1 + 2K) \cdot p_v/3$ より求められる。ここに、 $K$ ：地盤の側圧係数、 $p_v$ ：節部底面深度の有効上載圧。杭周面地盤の塑性域における側圧係数については、山口<sup>12)</sup>の球空洞押し抜け理論に基づく杭先端支持力の評価における埋込み杭に対する $K$ 値を参考にして $K = 0.5$ と仮定する。節部底面深度の有効上載圧は、 $p_v = 314 \text{ kN/m}^2$ 、節部底面深度の平均主応力は、 $p_m = 209 \text{ kN/m}^2$ となる。円筒空洞押し抜け理論において極限内圧 $p_{ur}$ を求めるときに、節部底面下の塑性域の外側の土は変形係数 $E_s$ とポアソン比 $\nu$ を有する等方弾性体とし、円筒空洞の初期半径 $R_i$ から極限内圧時の内半径 $R_u$ まで押し抜げたときの体積変化が、弾塑性境界が変位することによる体積変化に等しいと仮定するので、極限内圧の推定では弾性域の変形係数、ポアソン比の設定も重要となる（Fig. 8参照）。ここでは、円筒空洞の押し抜け状態にあると考えられる土の挙動を室内三軸セル内で再現しているプレッシャーマータ試験の結果を参考にして、土の弾性域における変形係数を設定した。深川<sup>13)</sup>は、豊浦砂を対象としたミニチュアプレッシャーマータ試験から得られる変形係数と圧密圧力の関係から変形係数の応力レベル依存性を分析している。この結果に基づくと圧密圧力（平均主応力）が約 $200 \text{ kN/m}^2$ の場合で、初期載荷過程における変形係数は $E_s = 2.0 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$ 程度になるので、この値を採用する。なお、ポアソン比については $\nu = 0.3$ と仮定した。このようにして設定した地盤定数等を用いて節部の極限支持力度 $q_d$ を求めると、 $q_d = 13,000 \text{ kN/m}^2$ （支持力係数： $N_c = 53$ 、 $N_q = 54$ ）となる。この解析値は、遠心力模型実験結果に基づき推定した節部の極限支持力度（ $16,700 \text{ kN/m}^2$ ）の約78%に相当し、実験値と比較して若干小さい解析結果になっているものの、概ね遠心力模型実験結果を定量的に再現できていると考えられる。この解析結果は、遠心力模型実験（実験B）における節部底面下の土の挙動の観察結果とともに、Prandtl系の支持力式と円筒空洞押し抜け理論を組み合わせた支持力理論を、節部底面

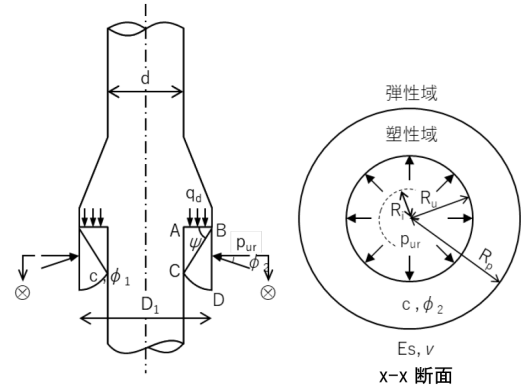


Fig. 8 極限支持力の解析モデル（節部底面地盤）  
Analysis model of ultimate bearing capacity (belled part)

地盤のひずみレベルが大きい領域における支持力機構に適用することの妥当性を示しているものと考えられる。

## 4 原位置載荷試験

### 4.1 試験の概要

多段拡径杭が採用されたプロジェクト<sup>14)</sup>において、砂礫地盤に定着した中間拡径部の支持力を確認するために実大杭の原位置載荷試験<sup>15)</sup>が実施された。ここでは、載荷試験の概要、試験結果を紹介するとともに、3章で示した石堂の提案式、およびPrandtl系の支持力式と円筒空洞押抜け理論を組み合わせた支持力理論を原位置載荷試験結果の解釈にも適用し、節部底面下の地盤の支持力機構について考察する。

試験杭と地盤概要をFig. 9に、杭仕様をTable 3に示す。試験杭は軸部径1.2m、中間拡径部径1.6m、杭先端深度86.7mの高強度コンクリート ( $F_c60\text{N/mm}^2$ ) を用いた多段拡径杭である。試験杭の中間拡径部は深度GL-50~-60mの砂礫層に、先端部は深度80m以深の細砂層に定着した。試験杭の地上からGL-39mまでの区間は二重鋼管によるフリクションカットを行った。

載荷試験方法は地盤工学会基準に準拠し、6サイクル21段階の多サイクルの段階載荷方式とした（最大ジャッキ荷重：42MN）。計測項目は、荷重を油圧ジャッキの圧力変換器により計測し、試験杭の杭頭部、中間拡径部および先端部の鉛直変位量を杭体内に設置した二重管を用いて計測した。また、杭体断面における軸方向力を推定するために、深度方向8断面（Fig. 9 (b) の①~⑧）の鉄筋ひずみと、深度方向2断面（①~②）の鋼管ひずみを計測した。

### 4.2 試験結果

杭頭部（フリクションカット以深の③GL-40m）における荷重と変位量の関係をFig. 10に示す。最大荷重40.1MNにおいて54mmの変位が生じた。鉄筋ひずみおよび鋼管ひずみの深度分布をFig. 11に示す。各計測断面における軸方向力の推定方法は文献<sup>15)</sup>を参照されたい。杭の軸方向力と周面抵抗力度（以下、 $\tau$ ）の深度分布をFig. 12 (a), (b) にそれぞれ示す。 $\tau$ は計測区間の軸方向力差を軸部の周面積で除して算出した。Fig. 12 (a) より中間拡径部を含む区間④-⑤において大きな軸方向力差がみられ、 $\tau$ の最大値は区間④-⑤で567kN/m<sup>2</sup>となる。 $\tau$ と変位量の関係をFig. 13に示す。杭と地盤の相対変位量は、杭頭部の変位量から鉄筋ひずみに基づく各区間の平均縮み量を差し引いて求めた。図より、軸部の区間における $\tau$ は、変位量10~20mm程度で上限値に達しほぼ一定になるのに対し、中間拡径部を含む区間④-⑤と中間拡径部直下の軸部の区間⑤-⑥の $\tau$ は、変位の増加とともに増加傾向にあることがわかる。中間拡径部のこのような傾向は遠心力模型実験結果においてもみられた傾向であり、中間拡径部を含む区間④-⑤の抵抗機構は支圧的な支持力機構であることが考えられる。また、中間拡径部直下の軸部の区間⑤-⑥も似通った傾向を示しているのは、中間拡径部が底面下の地盤を押し下げることで軸部周面地盤の拘束圧が増大した結果、周面抵抗力度が変位とともに増加したことが考えられる。中間拡径部を含む区間④-⑤における $\tau$ と変位量の関係から、ワイブル分布のフィティングによる推定曲線をFig. 13に示す。中間拡径部径の10%に相当する変位量160mm（沈下比0.1）における $\tau$ を極限值 $\tau_u$ とすると、 $\tau_u = 680\text{kN/m}^2$ となる。

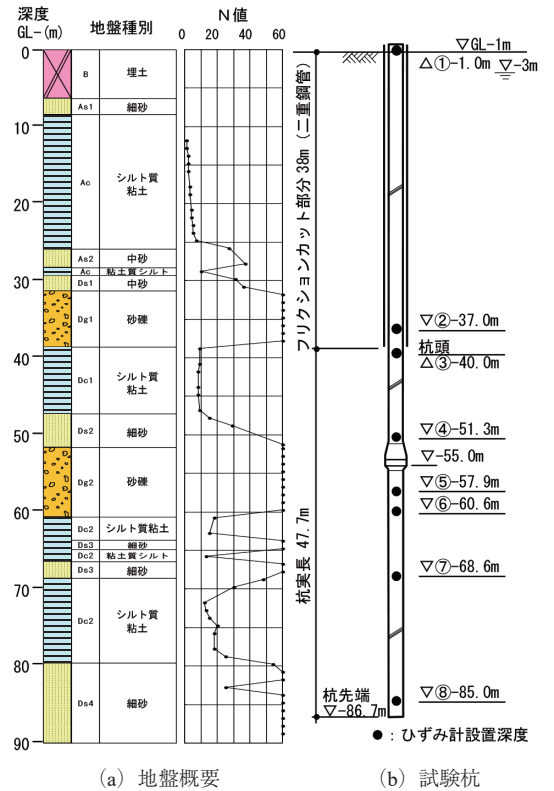


Fig. 9 試験杭および地盤概要  
 Loading test pile and ground profile

Table 3 試験杭および反力杭の仕様  
 Loading test pile specification

名称	軸部径 (m)	中間拡径部径 (m)	拡底部径 (m)	杭実長 (m)	先端深度 GL-(m)	本数	施工法
試験杭	1.2	1.6	1.2	47.7	86.7	1	アースドリル工法
反力杭	1.6	-	2.2	37.6	38.6	4	

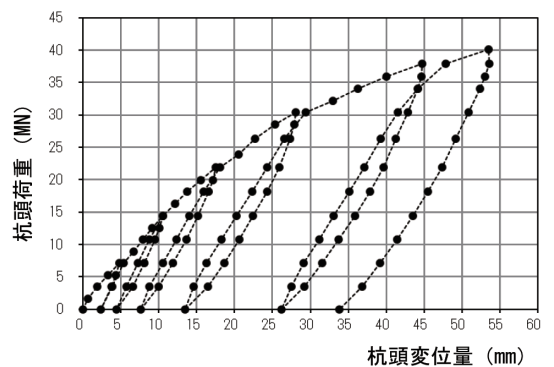


Fig. 10 杭頭荷重~杭頭変位量の関係  
 Relation between pile head load and displacement



### 4.3 中間拡張部の支持力に関する考察

多段拡張杭の原位置載荷試験から推定した沈下比0.1における中間拡張部の極限支持力について、石堂の提案式およびPrandtl系の支持力理論と円筒空洞押抜け理論を組み合わせた支持力式をそれぞれ適用して考察する。

原位置載荷試験結果に基づく中間拡張部の極限支持力 $q_m$ を次式から算出した。

$$q_m = P_m / A_m$$

$P_m$  : 中間拡張部の極限抵抗力 (=  $P_{④-⑤} - R_1 - R_2 - R_3$ )

$P_{④-⑤}$  : 区間④-⑤の軸方向力差 ( $\tau_u$ から算定)

$R_1, R_2, R_3$  : 区間④-⑤内の軸部・立上り部の抵抗力

$A_m$  : リング状の水平投影面積 (=  $0.88\text{m}^2$ )

$P_m = 11,400\text{kN}$ ,  $A_m = 0.88\text{m}^2$ から、中間拡張部の極限支持力度は $q_m = 13,000\text{kN/m}^2$ となる。

石堂の提案式を用いて中間拡張部の極限支持力度を評価する。中間拡張部は、GL-51.6m～-60.6mに堆積する洪積砂礫層(層厚:9.0m, 平均換算N値:100)に定着されている(定着深度:GL-55.0m, Fig. 9参照)。洪積砂礫層を対象とした力学試験は実施されていないので、換算N値に基づくN値の拘束圧依存性を考慮した砂礫の内部摩擦角 $\phi_d$ を推定した<sup>16)</sup>( $\phi_d = 40^\circ$ に設定)。また、中間拡張部の立上り部下端深度の有効上載圧は $\sigma_v' = 405\text{kN/m}^2$ , ランキン受働土圧係数は $K_p = 4.6$ となる。これらの地盤定数等を用いて中間拡張部の極限支持力度 $q_L$ を求めると、 $q_L = 10,900\text{kN/m}^2$ (支持力係数: $N_c' = 25$ ,  $N_q' = 27$ ,  $c = 0\text{kN/m}^2$ と仮定)となる。この解析値は、原位置載荷試験結果から推定した中間拡張部の極限支持力度( $q_m = 13,000\text{kN/m}^2$ )の約84%に相当し、試験結果と比較して若干小さい解析値を与える結果になっている。

一方、Prandtl系の支持力式と円筒空洞押抜け理論を組み合わせた支持力理論を適用して中間拡張部の極限支持力度を評価する。上述のような設定根拠に基づき、中間拡張部を定着した砂礫の内部摩擦角を $\phi = 40^\circ$ とする(粘着力 $c = 0\text{kN/m}^2$ と仮定)。節部底面深度に相当する中間拡張部の立上り部下端深度における平均主応力は、 $p_m = (1 + 2K) \cdot p_v / 3$ より求めた( $K$ :地盤の側圧係数,  $p_v$ :節部底面深度の有効上載圧)。杭周面地盤の円筒形状の塑性域における極限状態の側圧係数は山口の仮定を参考にして $K = 0.5$ , 節部底面深度の有効上載圧は $p_v = 405\text{kN/m}^2$ となり、平均主応力は $p_m = 270\text{kN/m}^2$ となる。円筒空洞押抜け理論において極限内圧 $p_{ur}$ を求めるときの変形係数 $E_s$ については以下のように設定した。土谷・豊岡<sup>17)</sup>は、孔内水平載荷試験(プレッシャーメータ試験)から得られた変形係数 $E_s$ と標準貫入試験から求まる換算N値の関係について、土質別に分類して相関性を整理している。洪積砂礫層における $E_s$ とN値の相関関係にはばらつきがあるものの、換算N値=100で変形係数は $E_s = 4.0 \times 10^4\text{kN/m}^2$ 程度になる(ポアソン比は $\nu = 0.3$ と仮定)。このようにして設定した地盤定数等を用いて節部の極限支持力度 $q_d$ を求めると、 $q_d = 16,300\text{kN/m}^2$ (支持力係数: $N_c = 61$ ,  $N_q = 60$ )となる。この解析値は、原位置載荷試験結果から推定した中間拡張部の極限支持力度( $q_m = 13,000\text{kN/m}^2$ )の約125%に相当し、試験結果と比較して若干大きい解析値を与える結果になっている。

原位置載荷試験結果から推定した中間拡張部の極限支持力度( $q_m = 13,000\text{kN/m}^2$ )は、中間拡張部の沈下比 $\delta/D_1$ ( $\delta$ :中間拡張部の沈下量,  $D_1$ :中間拡張部径)が $\delta/D_1 = 0.1$ のときの支持力度に相当する。この極限支持力度の値は、石堂の提案式を用いて算定した中間拡張部の極限支持力度( $q_L = 10,900\text{kN/m}^2$ )とPrandtl系の支持力式と円筒空洞押

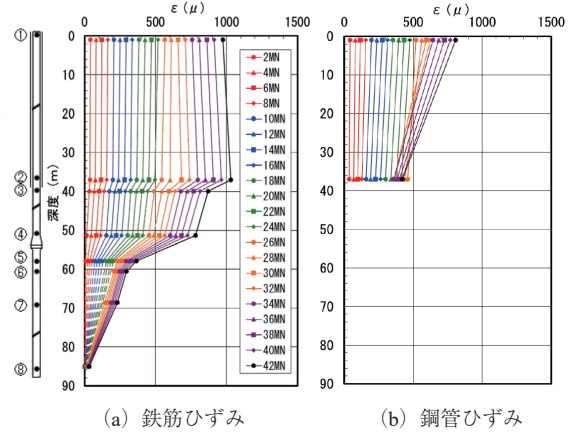


Fig. 11 鉄筋と鋼管のひずみの深度分布  
Strain distribution of reinforcement and steel pipe in depth

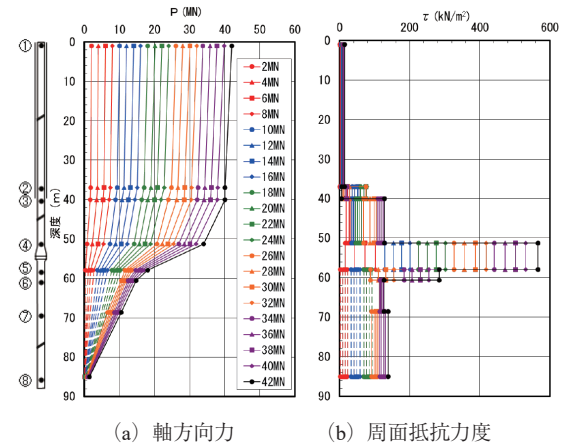


Fig. 12 軸方向力および周面抵抗力度の深度分布  
Depth distribution of axial force and shaft resistance force

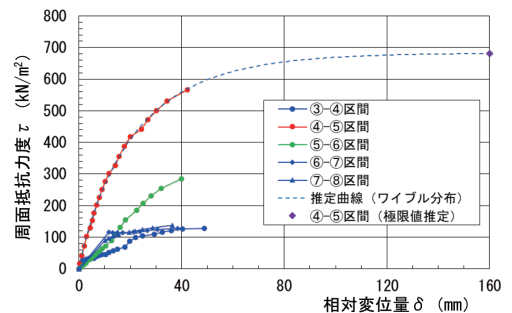


Fig. 13 周面抵抗力度と変位量の関係  
Relation between shaft resistance force and displacement

掘り理論を組み合わせた支持力理論を用いて算定した中間掘径部の極限支持力度 ( $q_d = 16,300 \text{ kN/m}^2$ ) の中間の値になっている。これは、原位置載荷試験における中間掘径部の沈下比  $\delta/D_1 = 0.1$  のときの節部下面下の地盤の支持力機構が、部分的に塑性化した状態から、さらに沈下の進行とともに最終的に支持しうる最大の支持力を発揮する状態へ移行する途上にあることを示唆しているものと考えられる。

## 5 おわりに

砂質土地盤における多段掘径杭の中間掘径部（節部）の支持力機構について、代表的な既往研究である石堂の支持力理論を示すとともに、遠心力模型実験に基づき高野・岸田の研究成果を参考にした節部下面下の地盤の支持力機構の解析モデルを提案し、この解析モデルの妥当性を実験結果の再現性から検証した。また、解析モデルを用いて実大規模の原位置載荷試験結果の説明を試み、節部で発揮される支持力について節部の貫入に伴う地盤のひずみレベルと関連付けて考察した。その結果、石堂の支持力式から求まる極限支持力が、節部の沈下比が比較的小さい領域における限界値（高野が定義した第1極限支持力に相当）を与えるのに対し、提案したPrandtl系の支持力理論に円筒空洞掘り理論を組み合わせた支持力理論から求まる極限支持力は、沈下比の大きな領域における限界値（同、第2極限支持力）を与えることが考えられる。

最後になりましたが、本開発に共に取り組んだ若井修一氏、青木雅路氏をはじめとする関係各位に、ならびに実験等にご協力いただいた元技術研究所研修生の皆様に厚く感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 平井芳雄, 若井修一, 青木雅路:「多段掘径場所打ちコンクリート杭工法の開発」, 日本建築学会技術報告集, 第14巻, 第28号, pp.433-438, 2008年10月.
- 2) Mohan, D. and Jain, G.S.: Bearing Capacity of Bored Piles in Expansive Clays, Proc. of 5<sup>th</sup> ICSMFE, Vol.2, pp.117-121, 1961.
- 3) 平井芳雄, 若井修一, 青木雅路:「砂質土地盤における多段掘径杭の中間掘径部の支持力（その1）遠心力模型実験」, 日本建築学会学術講演梗概集B-1, pp.361-362, 2011年7月.
- 4) 平井芳雄, 若井修一, 青木雅路:「砂質土地盤における掘底杭の引抜き抵抗に関する遠心力模型実験」, 日本建築学会構造系論文集, 第74巻, 第643号, pp.1613-1619, 2009年9月.
- 5) 石堂稔:「砂地盤における節杭の支持力」, 九州産業大学研究報告, 第6号, pp.40-50, 1970年6月.
- 6) 石堂稔:「粘性土中の節杭の支持力」, 九州産業大学研究報告, 第8号, pp.12-23, 1971年6月.
- 7) 小椋仁志, 山肩邦男, 岸田英明:「模型実験による節付き円筒杭の支持力特性の検討」, 日本建築学会構造系論文報告集, 第374号, pp.87-97, 1987年4月.
- 8) 八尾真太郎, 伊藤淳志, 梶井健, 伊藤仁:「節付き場所打ちコンクリート杭の節部底面支持力算定式」, 日本建築学会構造系論文集, 第556号, pp.79-84, 2002年6月.
- 9) 高野昭信, 岸田英明:「砂地盤中のNon-displacement pile 先端部地盤の破壊機構」, 日本建築学会論文報告集, 第285号, pp.51-62, 1979年11月.
- 10) 高野昭信:「砂地盤に設置されたNon-displacement pileの先端支持力」, 東京工業大学博士論文, 1981年3月.
- 11) 山口柏樹, 木村孟, 藤井齊昭:「遠心載荷装置による浅基礎の支持力実験」, 土木学会論文報告集, 第233号, pp.71-85, 1975年1月.
- 12) 山口柏樹:「弾塑性解析による支持ぐいの先端支持力」, 東京工業大学 土木工学科研究報告, No.16, 1974年7月.
- 13) 深川良一:「プレッシャーメータ試験による地盤の変形・強度定数の推定に関する研究」, 京都大学博士論文, 1986年2月.
- 14) 阿波野昌幸, 吉田聡, 岡橋稔, 平井芳雄, 若井修一:「多段掘径杭工法を採用した超高層建物の設計・施工事例」, 基礎工, Vol.42, No.2, pp.33-36, 2014年2月.
- 15) 若井修一, 大西直宏, 平井芳雄, 青木雅路:「多段掘径場所打ちコンクリート杭の原位置載荷試験結果（その1）,（その2）」, 日本建築学会学術講演梗概集B-1, pp.441-444, 2015年9月.
- 16) 畑中宗憲, 内田明彦, 加倉井正昭, 青木雅路:「砂質地盤の内部摩擦角 $\phi_d$ 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, Vol.63, No.506, pp.125-129, 1998年4月.
- 17) 土谷尚・豊岡義則:「SPTのN値とプレシオメータの測定値 ( $P_f$ ,  $E_p$ ) の関係について」, サウンディングシンポジウム, 土質工学会, pp.101-108, 1980年.