

# 節付き地中連続壁を用いた大深度立坑の盤ぶくれ抵抗評価

渡 邊 康 司 喜 多 直 之  
(本社土木本部)

光 森 章 須 藤 敏 巳  
(本社土木本部) (本社建築本部)

## Evaluation of Heaving Resistance for Shaft Using Nodular Diaphragm Wall

Koji Watanabe Naoyuki Kita

Akira Mitsumori Toshimi Sudo

### Abstract

It is necessary to construct a deep shaft when a large railway structure at the deep subterranean level is constructed. The length of the diaphragm wall is very large when a shaft is constructed using the diaphragm wall method. Therefore, the length of the diaphragm wall can be reduced when a nodular diaphragm wall is adopted for a deep shaft. A nodular diaphragm wall, which has a nodular part at the middle section of the diaphragm wall, has a large resistance. This study examined the effect of the heaving resistance when using a nodular diaphragm wall. Model tests at the gravitational and centrifuge acceleration fields were performed. Furthermore, an evaluation method for the heaving resistance was developed.

### 概 要

近年、大規模な鉄道構造物を地下深くに建設する計画が増加している。地下に大規模な鉄道構造物を構築するためには、大深度の立坑を構築する必要がある。大深度立坑を構築するにあたり、通常の地中連続壁を採用した場合、盤ぶくれを抑制するために、地中連続壁の根入れ長が非常に大きくなるという課題がある。大深度立坑の地中連続壁に節部を有する節付き地中連続壁を適用することにより、地中連続壁の根入れ長を抑制することが可能となる。節付き地中連続壁は、節部が支圧抵抗力を発現することで通常の地中連続壁より大きな抵抗力を有する。本研究では、大深度立坑に節付き地中連続壁を適用した場合の節部抵抗力が盤ぶくれ抵抗に与える影響を検討するために、重力場および遠心場における模型実験を実施し、その効果を定性的に確認した。さらに、盤ぶくれ抵抗評価に対して節部抵抗を考慮した場合の評価を行った。

### 1. はじめに

近年、大規模な鉄道構造物を地下深くに建設する計画が増加している。地下に大規模な鉄道構造物を構築するためには、建設時のシールドマシンの発着点、供用時の換気口の役割を果たす立坑を構築する必要がある。上述のようなケースでは、構築する立坑が大深度となるケースが増加すると想定される。大深度立坑を構築するにあたり、通常の地中連続壁を採用した場合、盤ぶくれを抑制するために、地中連続壁の根入れ長が非常に大きくなるという課題がある。ここで、盤ぶくれとは、掘削工事過程において掘削底面付近の不透水地盤に、不透水層下部の被圧水を有する透水層から上向きの水圧（揚圧力）が作用し、不透水層が突き破られ立坑の安定が損なわれる現象である。大深度立坑の構築方法としては、ニューマチックケーソン工法と地中連続壁工法の2種類がある。ニューマチックケーソン工法の実績は、最大深度40～50m程度であり<sup>1)</sup>、施工時に圧気圧力を大きくする必要があるため、大深度への適用には課題がある。一方、地中連続壁工法の実績は、最大深度100～120m程度であるが

2)、<sup>3)</sup>、大深度での施工になるとトレミー管の閉塞などによりコンクリートの打設不良が生じる可能性も指摘されていることから<sup>3)</sup>、根入れ長をできるだけ短くする必要がある。そこで、Fig. 1に示すように大深度立坑の地中連続壁に節部を有する節付き地中連続壁を適用することに

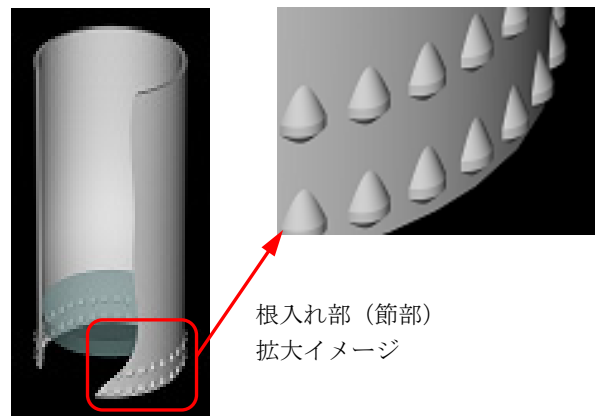


Fig. 1 節付き立坑イメージ  
Schematic View of Nodular Diaphragm Wall

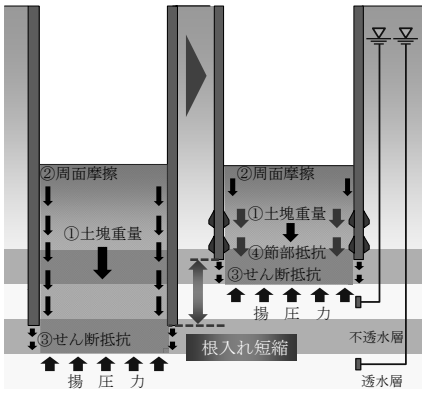


Fig. 2 節付き立坑の効果

Effect of Nodular Diaphragm Wall

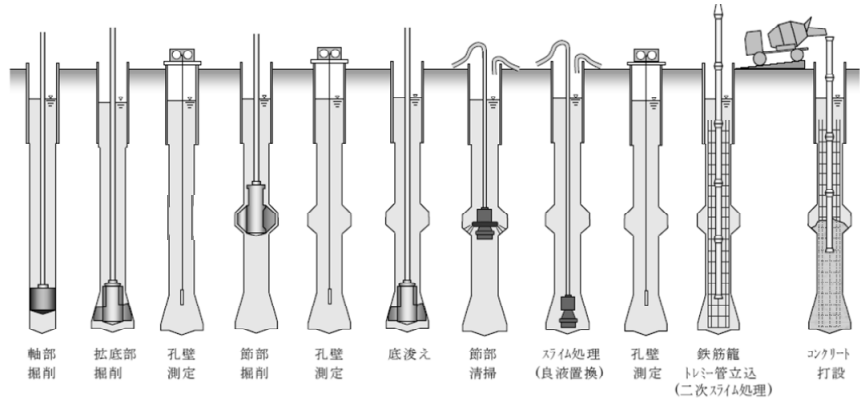


Fig. 3 節付き壁杭工法の施工手順

Construction Procedure of Nodular Diaphragm Wall Method

より、地中連続壁の根入れ長を抑制する効果が期待できる (Fig. 2)。節付き地中連続壁は、節部が支圧抵抗力を発現することで通常の地中連続壁より大きな抵抗力を有する<sup>4)</sup>。節付き地中連続壁の構築には、地中連続壁の中間部を拡径して節部を設けた節付き壁杭 (ナックル・ウォール<sup>®</sup>) 工法が用いられる。上記の工法を大林組は開発し、建築分野においてすでに数件の適用実績がある<sup>4),5)</sup>。

本研究では、大深度立坑に節付き地中連続壁を適用した場合の節部抵抗力が盤ぶくれ抵抗に与える影響を検討するために、重力場および遠心場における模型実験を実施し、その効果を定性的に確認した。さらに、盤ぶくれ抵抗評価に対して節部抵抗を考慮した場合の評価式の検討を行った。本研究では、重力場および遠心場における模型実験および盤ぶくれ検討式の検討結果を報告する。

## 2. 節付き壁杭 (ナックル・ウォール<sup>®</sup>) 工法

節付き壁杭 (ナックル・ウォール<sup>®</sup>) 工法の施工手順を Fig. 3 に示す。まず、地中連続壁工法を用いて軸部の掘削を行ない、必要に応じて拡底部の掘削を行なう。次に、節部専用バケットを用いて、節部の掘削を行なう。掘削終了後、節部および杭先端部のスライム処理を行ない、孔内の安定液を良液に置換する。ここで、節部のスライム処理には、Fig. 4 に示す節部専用のスライムクリーナーを用いる。その後、鉄筋籠を挿入し、トレミー管を設置してコンクリートを打設する。節部の形状の確認は、超音波測定により実施する。ここで、節部の形状は、施工試験において超音波測定結果と掘り出し後の試験体の実測結果が対応することを確認するとともに、節部が所定の形状を有することを確認している<sup>4)</sup>。

## 3. 重力場および遠心場における模型実験

本章では、通常の立坑および節付き立坑を模擬した模型を用いて、両者の盤ぶくれ抵抗を確認するために実施した重力場および遠心場における模型実験について述べる。

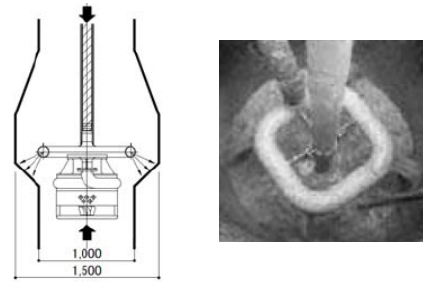
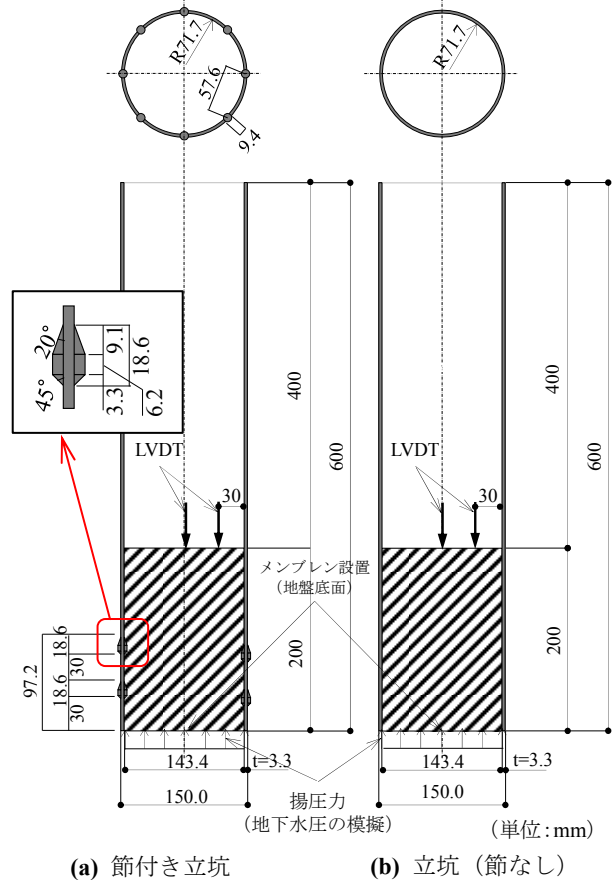


Fig. 4 節部専用スライムクリーナー  
Slime Cleaner for Nodular Part



(a) 節付き立坑

(b) 立坑 (節なし)

Fig. 5 立坑模型  
Shaft Model for Uplift Experiment at Gravitational  
Acceleration Field

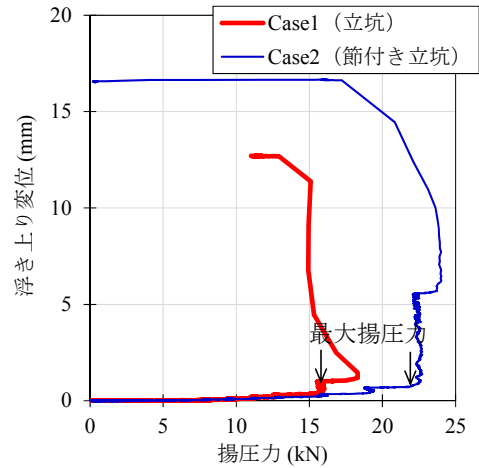
Table 1 実験ケース  
Experiment Condition for Uplift Experiment at  
Gravitational Acceleration Field

	非排水せん断 強度 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	模型	最大揚圧力 (kN)	正規化最大 揚圧力
Case 1	105	立坑	16	1.38
Case 2	(薬液注入)	節付き立坑	22	
Case 3	297	立坑	19	1.37
Case 4	(セメント改良)	節付き立坑	26	
Case 5	512	立坑	31	1.52
Case 6	(セメント改良)	節付き立坑	47	

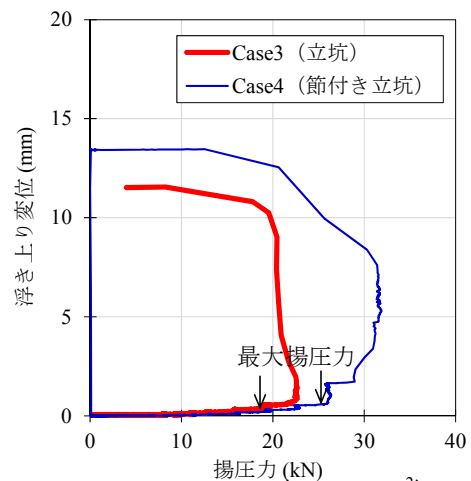
3.1 重力場における揚圧実験

3.1.1 揚圧実験概要 重力場における揚圧実験は、節付き立坑と立坑の盤ぶくれ抵抗を確認するために実施した。本実験に用いる模型は、Fig. 5に示すように節部の無い形状（立坑模型）と節部を有する形状（節付き立坑模型）の2種類とした。深さ600mmの円筒模型内に層厚200mmの地盤を設置した。また、模型の内面には、硅砂7号を塗布して粗とした。模型内部に設置した地盤は、薬液注入層およびセメント改良地盤とし、Table 1に示す実験ケースを設定した。なお、同表中の非排水せん断強度は、実験時の実強度を示している。薬液注入層（Case 1, 2）は、水ガラス系溶液型の薬液を硅砂7号に混合することで作製した。薬液注入層の目標強度は、非排水せん断強度  $c=100\text{kN/m}^2$  である。また、セメント改良地盤（Case 3~6）は、硅砂7号と高炉セメントB種を混合して作製した。目標強度は、非排水せん断強度  $c=300$  および  $500\text{kN/m}^2$  の2種類である。薬液注入層およびセメント改良地盤の配合は、事前に実施した配合試験により決定した。さらに、揚圧実験の前には、模型地盤の作製に用いた試料と同一バッチから採取した試料を用いて一軸圧縮試験を実施し、所定の強度となっていることを確認した。揚圧実験は、改良体の底面から揚圧力を段階的に作用させることで、盤ぶくれ挙動を確認した。この揚圧力が不透水層下部の被圧水を有する透水層から作用する上向きの水圧を模擬している。ここで、揚圧力を作用させる際の地盤底面には不透水層を模擬したメンブレンを設置した。これにより、地盤の浸透破壊や模型と地盤との界面における水みちを生じさせないこととしている。計測項目は、地盤上面における浮き上り変位および揚圧力である。浮き上り変位は、その平面的な分布を確認するために径方向に2点（地盤中央および壁面から30mm位置）で計測した。

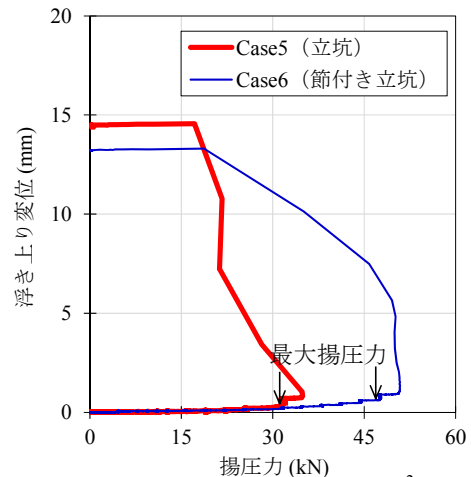
3.1.2 揚圧実験結果 Fig. 6に各ケースで得られた浮き上り変位 - 揚圧力関係を示す。ここで、浮き上り変位は地盤上面にて2点計測したが、各ケースにおいて計測した2点間の変位の差が小さいことを確認したため、2点の平均変位として整理した。Fig. 6によれば、揚圧力の増加に伴い浮き上り変位が徐々に増加する傾向がある。特に、各図の赤線で示した立坑模型（節なし）の場合には、盤ぶくれに対する抵抗要素が地盤と立坑模型の境界における周面摩擦のみとなるため、周面摩擦が稼働された後から著しく浮き上り変位が増加することがわかる。一方、



(a) Case 1, Case 2 ( $c=100\text{kN/m}^2$ )



(b) Case 3, Case 4 ( $c=300\text{kN/m}^2$ )



(c) Case 5, Case 6 ( $c=500\text{kN/m}^2$ )

Fig. 6 浮き上り変位-揚圧力関係  
Relationships between Uplift Displacement  
and Uplift Force

各図の青線で示した節付き立坑の場合には、周面摩擦および節部の抵抗が稼働されるため、盤ぶくれに対する耐力が向上していることがわかる。その後、揚圧力をさらに増加させると大幅な浮き上り変位の増加が生じる。これは、節付き立坑の盤ぶくれに対する抵抗要素が周面摩

擦に加えて、節部の抵抗（支圧抵抗）が発現されているためであると考えられる。各ケースで得られた最大揚圧力、正規化最大揚圧力と非排水せん断強度の関係をFig. 7に示す。ここで、正規化最大揚圧力は、各ケースの節付き立坑の最大揚圧力 $P_n$ を立坑模型の最大揚圧力 $P_s$ で除して算出している。Fig. 7より、非排水せん断強度の増加に

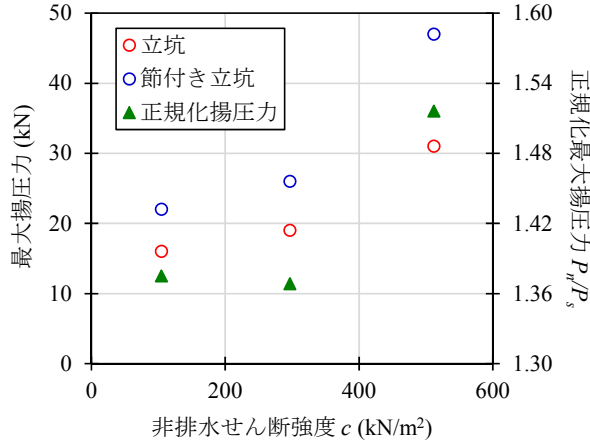


Fig. 7 最大揚圧力、正規化最大揚圧力-非排水せん断強度関係

Relationships between Maximum Uplift Force, Normalized Maximum Uplift Force and Undrained Shear Strength

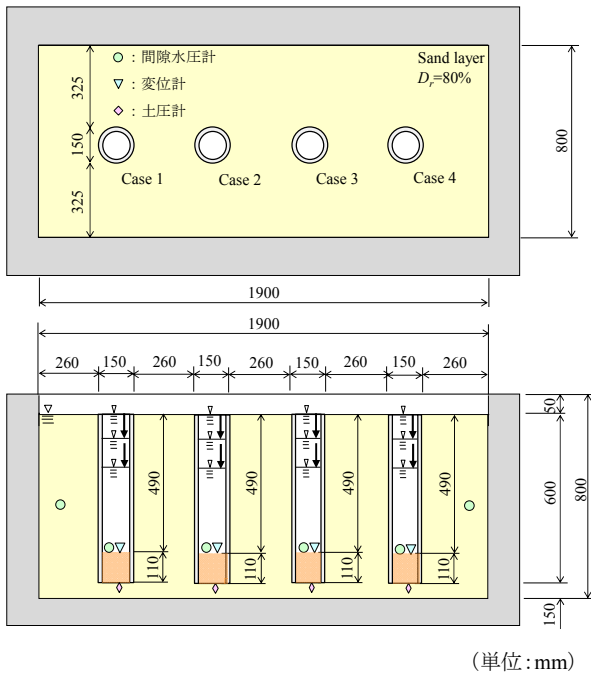


Fig. 8 遠心模型実験概要  
Summary of Centrifuge Model Test

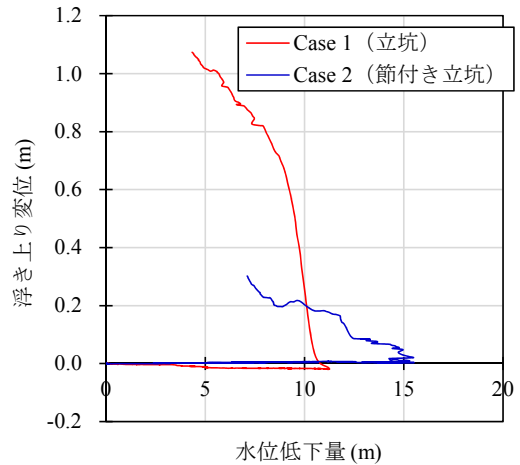
Table 2 実験ケース  
Experiment Condition for Centrifuge Model Tests

ケース	模型	地盤強度 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	根入れ部摩擦
Case 1	ストレート立坑	53	あり
Case 2	節付き立坑		
Case 3	ストレート立坑		なし
Case 4	節付き立坑		

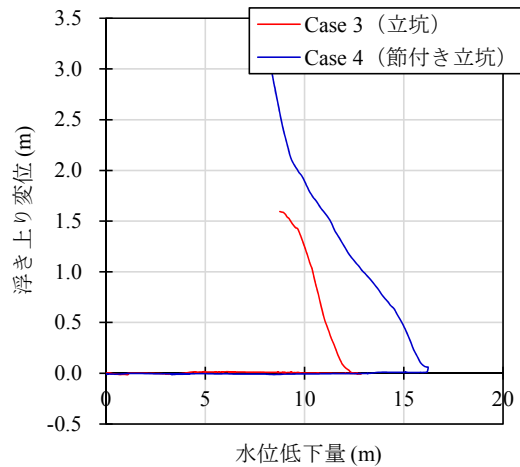
伴い、最大揚圧力が増加していることがわかる。この傾向は、立坑模型および節付き立坑模型で同様の傾向である。Fig. 7に示す正規化最大強度に着目すると、各非排水せん断強度において1.37~1.51程度の値となっている。したがって、節付き立坑を用いた場合に周面摩擦力に加えて節部の抵抗が発現されることによって、盤ぶくれ抵抗が3~5割程度大きくなることがわかった。

### 3.2 遠心模型実験

3.2.1 遠心模型実験概要 遠心模型実験は、重力場で確認した節付き立坑と立坑の盤ぶくれ抵抗を遠心場で確認するために実施した。Fig. 8に遠心模型実験の全体概要を示す。遠心模型実験は、幅1900mm、奥行き800mm、深さ800mmの大型剛土槽内に4ケース分の試験体を設置して遠心模型実験を実施した。模型地盤は、珪砂7号 ( $G_s=2.645$ ) を用いて空中落下法により相対密度 $D_r=82\%$ で作製後、剛土槽底面より通水して飽和した。周辺地盤の地下水位は地表面に位置する。本実験に用いた模型は、Fig. 5に示す2つの形状（立坑模型、節付き立坑模



(a) Case 1, Case 2 (根入れ部摩擦あり)



(b) Case 3, Case 4 (根入れ部摩擦なし)

Fig. 9 浮き上がり変位-水位低下量関係  
Relationships between Uplift Displacement and Decrease of Water Surface in Shaft

型)とし、深さ600mmの円筒模型内に層厚110mmの改良地盤を設けた。また、模型内面の摩擦を再現するケースは、珪砂7号を塗布して粗とした。模型内部に設置した改良地盤は、珪砂7号と高炉セメントB種を用いて、目標非排水せん断強度 $c=50\text{kN/m}^2$ として作製した。改良地盤の配合は、事前実施した配合試験により決定し、遠心模型実験の前には、改良地盤の作製に用いた試料と同一バッチから採取した試料を用いて一軸圧縮試験を実施し、所定の強度となっていることを確認した。実験方法は、所定の遠心加速度(80G)に到達後、段階的な掘削を模擬して盤ぶくれ挙動を確認した。段階的な掘削の再現方法は、模型内部の改良地盤上に貯水した塩水(比重1.05)を段階的に排水することにより行った。計測項目は、改良地盤上面における浮き上り変位、改良地盤内の塩水的水位低下量および改良地盤上面での水圧である。実験ケースをTable 2に示す。なお、Table 2に示した地盤強度は、実験時の実強度である。

**3.2.2 遠心模型実験結果** Fig. 9に各ケースで得られた浮き上り変位 - 水位低下量関係を示す。ここで、浮き上り変位は改良地盤上面の中央部にて計測した変位量である。また、浮き上り変位および水位低下量ともに、遠心加速度(80G)の倍率を乗じて実物スケールで整理している。Fig. 9によれば、水位低下開始直後は立坑と節付き立坑で浮き上り変位に大きな変化は生じない。しかしながら、立坑模型において水位低下量10~13m程度になると急激な浮き上り変位が生じることがわかる。一方、節付き立坑に関しては、水位低下量15~16m程度で浮き上り変位の増加が確認された。以上より、立坑模型では盤ぶくれ挙動における抵抗要素が改良地盤の自重と改良地盤-立坑模型間の周面摩擦のみであることから、節付き立坑に比較して小さい水位低下量で浮き上り変位が生じたことがわかる。一方、節付き立坑においては、盤ぶくれ抵抗の付加要素として節部抵抗が加わったため、水位低下量が大きくなった場合に盤ぶくれを生じたと考えられる。本検討では、模型内部の改良地盤と模型との境界面の摩擦の有無をパラメータとして実験を実施した。なお、改良地盤と模型との境界における摩擦の有無が盤ぶくれ抵抗に与える影響は小さいと考えられる。

#### 4. 盤ぶくれ抵抗評価

鉄道構造物設計標準・同解説(開削トンネル)<sup>6)</sup>における水圧 $U$ に対する盤ぶくれ検討式に、節部抵抗に関する左辺第4項を加えて、式(1)に示す。なお、式(1)の第4項は節部抵抗力を示す。

$$\frac{W}{F_1} + \frac{C_1}{F_2} + \frac{C_2}{F_3} \left( + \frac{C_3}{F_4} \right) \geq U \quad (1)$$

$W$ : 被圧面以浅の土塊重量

$C_1$ : 根入れ部分の土留め壁と地盤の摩擦抵抗

$C_2$ : 不透水層のせん断抵抗

$C_3$ : 節部支圧抵抗力

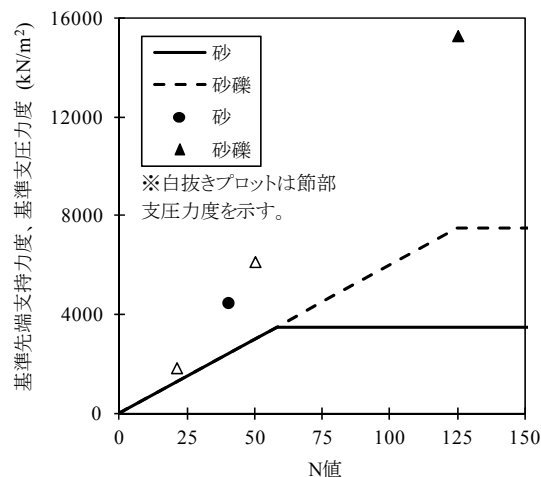


Fig. 10 基準先端支持力度・支圧力度-N値関係 Relationships between Design Bearing Capacity, Bearing Pressure and N value

$U$ : 水圧

$F_1, F_2, F_3, F_4$ : 安全率 ( $F_1=1.1, F_2=6.0, F_3=3.0$ )

式(1)に節部抵抗の項を加算するためには節部抵抗力 $C_3$ および安全率 $F_4$ の評価が必要となる。そこで、節付き場所打ち杭の実大載荷試験結果に対して、節部抵抗力および地盤抵抗係数<sup>7)</sup>の評価を行った。なお、式(1)の第2項 $C_1$ の評価は、場所打ち杭の周面支持力の評価に準拠していることから、式(1)の第4項 $C_3$ の評価も場所打ち杭の先端支持力の評価に基づき検討することとした。

#### 4.1 節部抵抗の検討結果

節部抵抗の検討は鉄道構造物設計標準・同解説(基礎構造物)<sup>8)</sup>の考え方に準拠し、節部抵抗は節部変位量が節径の10%に至るまでの最大荷重と定義した。なお、検討に用いたデータは、十分な変位量(杭径の10%以上)まで載荷した事例のみである。ここで、節部抵抗のメカニズムは、先端支持力と同様に発現されると考え、節部支圧力度と先端支持力度を検討した。また、節部支圧力度は節部上下の軸力差を節部水平投影面積で除して、先端支持力度は杭先端到達軸力を杭先端面積で除して算出した。Fig. 10に先端支持力度および節部支圧力度とN値の関係を示す。場所打ち杭の杭先端における基準支持力の推定式は、式(2)に示す通りである。

$$\text{基準先端支持力度} : q_{tk} = 60N \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (2)$$

(ただし、砂質土 $q_{tk} \leq 3500$ , 砂礫 $q_{tk} \leq 7500$ )

ここで、 $N$ : 標準貫入試験によるN値

Fig. 10より、節部支圧力度は、場所打ち杭の基準先端支持力度評価式の値以上であることが確認できた。

#### 4.2 地盤抵抗係数および節部安全率の算出

盤ぶくれ検討式における節部抵抗を評価する際には、安全率の評価が必要となる。そこで、杭の鉛直支持力を評価する際に用いる地盤抵抗係数の評価を節部抵抗に関して行った。杭の設計鉛直支持力 $R_{vd}$ は式(3)で算出される。

$$R_{vd} = f_r R_k = f_r R_{tk} + f_{rf} R_{fk} \quad (3)$$

Table 3 要求性能および限界状態<sup>6)</sup>  
Required Performance and Limit State<sup>6)</sup>

(a) 地震時以外

要求性能	性能項目	基準変位量 (mm)	目標安全性指標 $\beta_a$ 基準変位量の超過確率 $P_t$	限界状態
使用性	長期支持性能	20(13.3) <sup>※1</sup>	$\beta_a=1.6, P_t=5\%$	不同沈下によるひび割れ
	短期支持性能	20	$\beta_a=1.3, P_t=10\%$	
安全性	地震時以外	50 or 0.05D <sup>※2</sup>	$\beta_a=1.0, P_t=16\%$	顕著な軌道変位
復旧性	性能レベル1	50 or 0.05D	$\beta_a=0.85, P_t=20\%$	残留沈下による軌道補修
	性能レベル2	0.1D	$\beta_a=0.5, P_t=30\%$	残留沈下による構造物補修

※1:統計処理時は、長期載荷試験における変位の増加を考慮してカッコ内の値を用いた

※2:Dは杭径を表す

(b) 地震時

要求性能	性能項目	基準変位量 (mm)	目標安全性指標 $\beta_a$ 基準変位量の超過確率 $P_f$	限界状態
復旧性性能レベル	残留	50 or 0.05D	$\beta_a=0.85, P_f=20\%$	残留沈下による軌道補修
復旧性性能レベル	変位	0.1D	$\beta_a=0.5, P_f=30\%$	残留沈下による構造物補修

ここで、 $f_i$ : 地盤抵抗係数,  $R_k$ : 基準支持力,  $f_{ri}$ : 先端に関する地盤抵抗係数,  $R_{ik}$ : 基準先端支持力,  $f_{rf}$ : 周面に関する地盤抵抗係数,  $R_{fk}$ : 基準周面支持力

式(3)で示される設計鉛直支持力を算出する際に用いる地盤抵抗係数は、要求性能ごとに所定の信頼性を確保するように定められる。

単杭の鉛直載荷試験において、ある限界状態（沈下量がある基準変位に達した状態）となった状態の杭の先端抵抗力および周面抵抗力の実測値を $R'_i, R'_f$ とすると、杭頭荷重 $S$ が作用した場合の性能関数 $Z$ は、 $R'_i, R'_f, S$ を確率変数として式(4)のように表すことができる。なお、添え字 $l$ は実測値であることを示す。

$$Z = R'_i + R'_f - S \quad (4)$$

一般に性能関数 $Z$ は複雑な関数となり限界状態超過確率を容易に求めることは困難となる。そこで、一次近似信頼性設計法（First Order Reliability Method, FORM）を用いて確率変数を正規分布関数で近似し、性能関数がゼロとなる点（設計点）まわりでテーラー展開して級数を一次の項で打ち切って線形化を行い、限界状態超過確率を算定する。本手法を用いることで性能関数が正規分布関数の線形和で表わされる場合には、収束計算を行わずに限界状態超過確率を算定できる。

まず、確率変数 $R'_i, R'_f, S$ をそれぞれ基準支持力の特性値 $R_{ik}, R_{fk}$ および杭頭作用荷重の特性値 $S_k$ で正規化し、互いに独立な正規分布をもった確率変数と仮定する。そして、それぞれの平均値が0、標準偏差が1となる正規分布をもった確率変数 $Y_r, Y_f, Y_s$ を用いると式(4)に示した性能関数 $Z$ は式(5)のように表すことができる。

$$Z = R_{ik}\mu_i + R_{fk}\mu_f - S_k\mu_s + R_{ik}\sigma_i Y_i + R_{fk}\sigma_f Y_f - S_k\sigma_s Y_s \quad (5)$$

ここで、 $\mu_i, \mu_f, \mu_s$ および $\sigma_i, \sigma_f, \sigma_s$ は、確率変数の平均値および標準偏差である。この変換の結果、正規化した座標（ $Y_i, Y_f, Y_s$ ）における原点から式(5)で表わされる面への最短距離にある点が設計点となり、安全性指標 $\beta$ は原点から設計点までの最短距離と定義すると、式(6)により求められる。

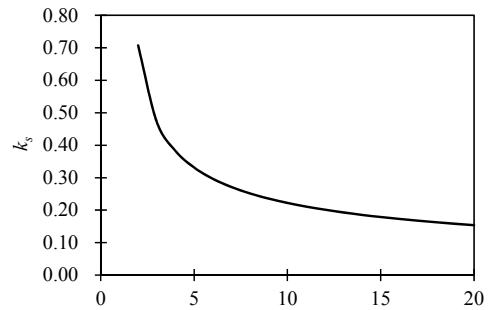


Fig. 11 データ数 $n$ に応じた係数 $k_s$  (信頼水準0.75)  
Coefficient  $k_s$  for Data Numbers  
(Confidence Level 0.75)

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} = \frac{R_{ik}\mu_i + R_{fk}\mu_f - S_k\mu_s}{\sqrt{(R_{ik}\sigma_i)^2 + (R_{fk}\sigma_f)^2 + (S_k\sigma_s)^2}} \quad (6)$$

なお、基本確率変数が互いに独立で正規分布関数に従い、性能関数が基本確率変数の線形関数で表される場合には、安全性指標と限界状態超過確率 $P_f$  ( $Z \leq 0$ ) には、式(7)に示す関係がある。

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (7)$$

ここで、 $\Phi$ は標準正規確率分布関数であり、安全性指標 $\beta$ は限界状態に至る点（ $Z=0$ ）から平均値 $\mu_z$ が相対的にどの程度離れているかを標準偏差 $\sigma_z$ に対する倍率として表した尺度である。

抵抗側の部分安全係数に相当する地盤抵抗係数を導出する。式(4)に示した性能関数式を地盤抵抗係数 $f_{ri}, f_{rf}$ および作用係数 $\gamma_s$ を用いた変換をすると式(8)ように示される。

$$Z^d = f_{ri}R_{ik} + f_{rf}R_{fk} - \gamma_s S_k \quad (8)$$

式(8)は目標安全性指標 $\beta_a$ となる設計点で $Z^d=0$ を満足することから地盤抵抗係数は式(9-a, 9-b)で表される。

$$f_{ri} = \mu_i - \beta_a \alpha_i \sigma_i \quad (9-a)$$

$$f_{rf} = \mu_f - \beta_a \alpha_f \sigma_f \quad (9-b)$$

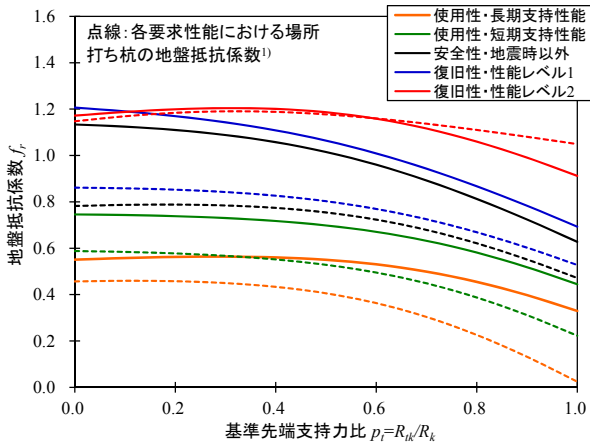


Fig. 12 全支持力に対する地盤抵抗係数  
Resistance Factor for Design Bearing Capacity

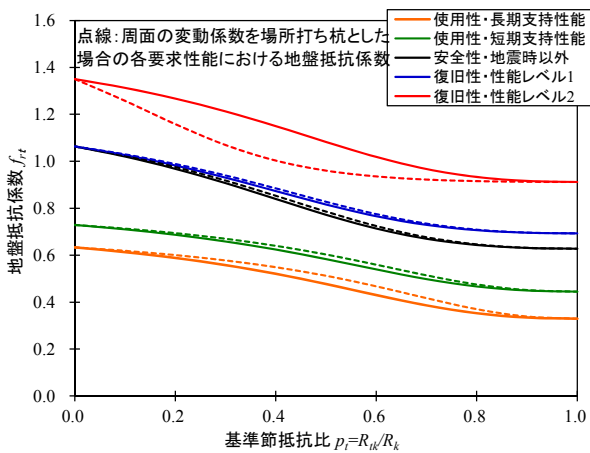


Fig. 13 先端・節部に対する地盤抵抗係数  
Resistance Factor for Resistance at Pile Tip and Nodular Part

$\mu_i, \mu_f$ : 確率変数の平均値  
 $\sigma_i, \sigma_f$ : 確率変数の標準偏差  
 $\beta_a$ : 目標安全性指標  
 $\alpha_i, \alpha_f$ : 感度係数

目標安全性指標 $\beta_a$ は、各限界状態に対する安全余裕度を表している。また、感度係数 $\alpha_i, \alpha_f$ は、基準先端支持力比 $p_i$ に応じて変化するため、設計する杭が摩擦杭か支持杭かという特徴を反映した地盤抵抗係数が算出される。感度係数 $\alpha_i, \alpha_f$ および基準先端支持力比 $p_i$ を式(10)~(12)に示す。

$$\alpha_i = p_i \sigma_i / \sqrt{p_i^2 \sigma_i^2 + (1 - p_i)^2 \sigma_f^2} \quad (10)$$

$$\alpha_f = (1 - p_i) \sigma_f / \sqrt{p_i^2 \sigma_i^2 + (1 - p_i)^2 \sigma_f^2} \quad (11)$$

$$p_i = R_{ik} / (R_{ik} + R_{fk}) \quad (12)$$

式(9-a, 9-b)における平均値 $\mu_i, \mu_f$ は、少数標本からの推定となるため、データ数 $n$ に応じて信頼水準0.75の下限值となる式(13)により推定される。

$$\mu = \bar{\mu} - k_s \sigma \quad (13)$$

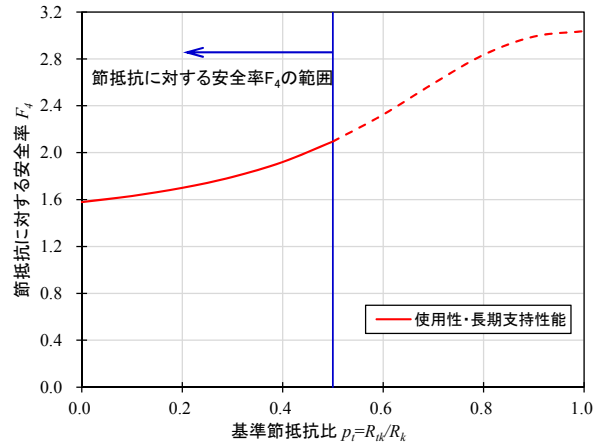


Fig. 14 盤ぶくれ抵抗評価に用いる安全率  
Safety Factor for Heaving Resistance Evaluation

ここで、 $\mu$ : 推定した平均値、 $\bar{\mu}$ : 载荷試験データの平均値、 $\sigma$ : 载荷試験データの標準偏差、 $k_s$ : データ数 $n$ に応じた係数でFig. 11に示す値

地盤抵抗係数を算出する際に必要となる要求性能と限界状態をTable 3に示す。これらの要求性能と限界状態は鉄道標準に準拠したものであり、統計処理は5種類の性能項目について行った。

次に、算出した地盤抵抗係数をFig. 12に示す。ここで、図中の点線は場所打ち杭に関する地盤抵抗係数を示す。Fig. 12に示す地盤抵抗係数 $f_b$ は、全支持力に対する地盤抵抗係数であり、盤ぶくれ抵抗評価の際には、先端および節部に関する地盤抵抗係数 $f_n$ を算出する必要がある。先端および節部に関する地盤抵抗係数 $f_n$ に分離した検討結果をFig. 13に示す。ここで、基準節抵抗比とは、摩擦抵抗と節部支圧抵抗の和に対する節部支圧抵抗の比率のことを示す。Fig. 13より、分離した地盤抵抗係数 $f_n$ は盤ぶくれ抵抗評価に用いる使用性・長期支持性能において、節付き場所打ちコンクリート杭のほうが小さな値となることがわかる。したがって、盤ぶくれ抵抗評価の節部抵抗を算出する際に用いる地盤抵抗係数は節付き場所打ちコンクリート杭の値を採用することで安全側の評価となる。Fig. 14に式(1)の節部抵抗の算定に用いる安全率 $F_4$ を示す。Fig. 14に示すように盤ぶくれ抵抗評価に加算する節部抵抗の安全率 $F_4$ には、使用性・長期支持性能の地盤抵抗係数の逆数を用いる。さらに、節部抵抗と周面抵抗のバランスを考慮して、基準節抵抗比 $p_i=0.5$ 以下の範囲で適用とすることとした。これは、盤ぶくれ抵抗において主となる抵抗を周面とすることを考慮した結果である。

## 5. まとめ

鉄道構造物を対象とした大深度立坑に節付き地中連続壁を適用した場合の盤ぶくれ抵抗に対する影響を確認するために模型実験を実施した。さらに、盤ぶくれ検討式に対して節部抵抗を考慮した場合の評価方法を構築した。以下に、得られた知見を示す。

- 1) 重力場における揚圧実験により、節付き地中連続壁を用いた立坑の場合、周面摩擦力に加えて節部抵抗が発揮されることによって盤ぶくれ抵抗が大きくなることがわかった。
- 2) 実大の応力場およびひずみ場を再現した遠心模型実験においても、節付き地中連続壁を用いた立坑の場合には、盤ぶくれ抵抗が大きくなることがわかった。
- 3) 節付き場所打ちコンクリート杭の載荷試験データから、節付き場所打ちコンクリート杭の節部抵抗は鉄道標準に示される場所打ち杭の基準支持力評価式と同等以上に評価できることがわかった。
- 4) 節付き場所打ちコンクリート杭の地盤抵抗係数の算出を試みた。その結果、節付き場所打ちコンクリート杭の地盤抵抗係数は、全般に場所打ち杭の地盤抵抗係数を上回る傾向が得られた。さらに、得られた地盤抵抗係数より盤ぶくれ検討式の節部抵抗を算出する際の安全率を評価した。

## 謝辞

節付き地中連続壁を大深度立坑に適用するに当たり、その盤ぶくれ抵抗評価に関して御指導頂きました(公財)鉄道技術総合研究所の神田政幸室長および西岡英俊主任研究員に深謝致します。

## 参考文献

- 1) 佐渡俊文, 他: 世界最大級円形ニューマチックケーソン工法における計測結果に関する考察, 第63回土木学会年次学術講演会講演概要集, pp.507-508, 2008.9
- 2) 熊谷勝弘, 他: 吊橋主塔基礎に用いた大深度地中連続壁の構造解析と計測結果, 土木学会論文集, No. 504, VI-25, pp.43-50, 1994.12
- 3) 水野直也, 他: 地中連続壁トレミーの閉塞防止対策, コンクリート工学論文集, 第8巻第1号, pp.251-265, 1997.1
- 4) Watanabe, K. et al.: Static Axial Reciprocal Load Test of Cast-in-place Nodular Concrete Pile and Nodular Diaphragm Wall, Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, Vol. 42, No.2, 11-19. 2011.9
- 5) 渡邊康司, 他: 超高層タワーを支持する節付き壁杭の引抜き試験および押込み試験(その1~その5), 日本建築学会大会講演概要集, pp.545-554, 2009.9
- 6) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物設計標準・同解説(開削トンネル), 2001
- 7) 渡邊康司, 他: 載荷試験データに基づく節付き場所打ちコンクリート杭の支持力評価, 第58回地盤工学シンポジウム論文集, pp.7-12, 2013.11
- 8) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物設計標準・同解説(基礎構造物), 2012