

大深度円形立坑における プレキャスト化ニューマチックケーソン工法の 継手部の構造に関する検討

宮崎 雄介¹・岩波 基²・山口 哲司³・並木 智和⁴・阿部慎太郎⁵

¹学生会員 早稲田大学 創造理工学研究科建設工学専攻 (〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1 西早稲田
キャンパス 51 号館 1608 室)

E-mail: k0r4373kur3ma@ruri.waseda.jp

²正会員 早稲田大学教授 創造理工学研究科建設工学専攻 (〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1 西早稲
田キャンパス 51 号館 1608 室)

E-mail: miwanami@waseda.jp

³正会員 株式会社熊谷組 土木事業本部土木設計部 (〒162-8557 東京都新宿区津久戸 2-1)

E-mail: teyamagu@ku.kumagaigumi.co.jp

⁴正会員 オリエンタル白石株式会社 東京支店 (〒135-0061 東京都江東区豊洲 5-6-52 NBF 豊洲キャナル
フロント 2F)

E-mail: tomokazu.namiki@orsc.co.jp

⁵正会員 オリエンタル白石株式会社 東京支店 (〒135-0061 東京都江東区豊洲 5-6-52 NBF 豊洲キャナル
フロント 2F)

E-mail: shintaro.abe@orsc.co.jp

近年、ニューマチックケーソン工法を採用する大深度立坑が増加している。しかし、ニューマチックケーソン工法は、主に橋梁基礎の構築に採用されてきた工法である。そのため、立坑のような内部に大きな空間が必要な構造物では、温度応力による貫通ひび割れ等による立坑コンクリートの品質確保に懸念がある。そこで、この問題を解決すると共に、省力化と熟練工不足対策、急速施工にも寄与できるプレキャストコンクリートをニューマチックケーソン工法による大深度立坑の側壁に適用することを考えた。今回の報告では、供用時および施工時におけるニューマチックケーソン沈設時や中吊り状態が発生した荷重を算出し、その際に側壁のプレキャスト部材継手に生じる断面力に対して要求性能を満たす継手を検討した。

Key Words: *pneumatic caisson method, precast concrete, deep shaft*

1. はじめに

近年、ニューマチックケーソン工法を採用する大深度立坑が増加しており、温度応力による貫通ひび割れを抑えるために低熱高炉セメントを用いていることがある。しかし、その場合、実工事において脱枠時強度の十分な発現を確認することは困難であり、立坑の品質確保に懸念がある。そのため、この問題を解決すると共に、省力化と熟練工不足対策に寄与できるため、ニューマチックケーソン工法による大深度立坑にプレキャストコンクリ

ートを適用することを考えた。そこで、本報告では、大深度シールド工事用立坑側壁の供用時および施工時におけるプレキャスト部材継手に生じる断面力を算出し、現在、シールドトンネルで用いられている継手の耐荷力と比較することで実現性の有無を検討した。さらに施工時におけるニューマチックケーソン沈設時の荷重とケーソン上部の周面摩擦力が設計時の想定以上に生じることで中吊り状態が発生した場合の荷重を算出し、それらが作用した際に側壁のプレキャスト部材継手に生じる断面力に対して要求耐荷性能を満たす継手を検討した。

2. プレキャストの必要性について

低熱高炉セメントを用いて材齢3日で脱枠されたコンクリートについて、実工事において採用されたコンクリート配合と打設工程で脱型を行う材齢3日時における発現強度を積算温度から推定したところ、脱型時に必要とされているコンクリートの基準圧縮強度 $10\text{N}/\text{mm}^2$ に、冬季は達しないことが明らかになった。さらに、立坑側壁のコンクリートにおいて部分的に生じている強度が基準圧縮強度 $10\text{N}/\text{mm}^2$ を満たしていない箇所がある場合に、資材を仮置きしたことによる施工時荷重と建設重機の衝突した際の荷重に対して立坑コンクリートが大きく破損し立坑側壁の品質が低下する可能性があることを非線形解析にて確認した。さらに、検討の結果から、大深度円形立坑側壁の温度応力ひび割れ抑制と脱型の打設後3日における強度確保を両立するコンクリート配合の実現が困難であることも明らかになった。

そこで、工場で十分な品質と強度が確認されているプレキャストコンクリート部材をシールドトンネルのセグメントのように側壁へ用いたニューマチックケーソンのプレキャスト化を考えた。

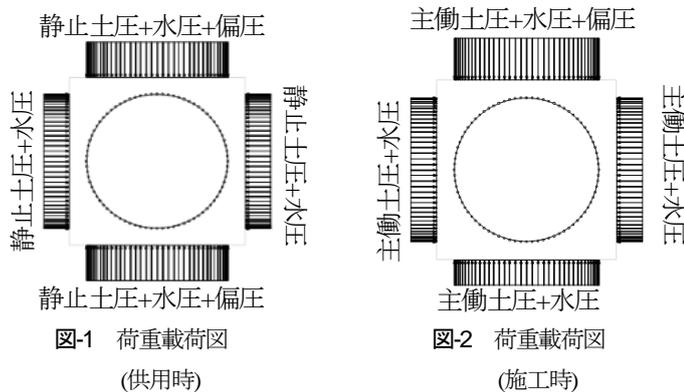


図-1 荷重載荷図
(供用時)

図-2 荷重載荷図
(施工時)

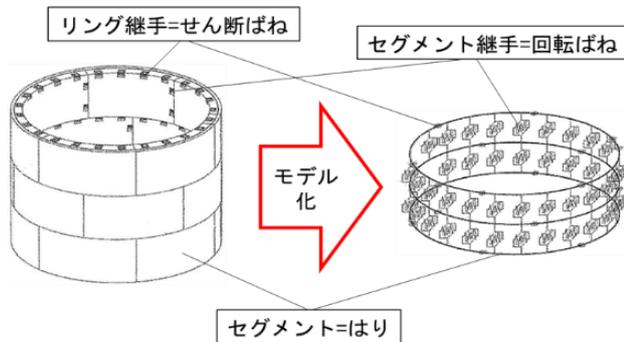


図-3 はり-ばねモデル概念図

3. 立坑供用時および施工時におけるプレキャスト化についての検討^{1),2)}

本検討では、内径を 10m と 20m 想定し、掘削深さは 30m と 50m 、 70m の3水準設定した計6パターンの円形立坑に供用時荷重、施工時荷重を作用させた試計算を行い、立坑側壁のプレキャスト化の可能性について検討を行った。

(1) 解析モデル

試計算では、一番大きな外荷重の作用する最深リングに注目し、供用時の荷重は、静止土圧係数 $K_0=0.5$ の側方土圧と静水圧、偏側圧は鉄道構造物等設計標準³⁾より、全土水圧の 10% をとし片側から作用させた(図-1)。また、静止土圧について深さ 15m 以深は一定とした。施工時の荷重は、主働土圧係数 $K_A=0.5$ の側方土圧と静水圧、偏側圧は主働土圧の $1/2$ を1方向に作用させた(図-2)。なお、解析モデルには3リングのはり-ばねモデルを地盤のノンテンションばねによって支持したものを用いた(図-3)。

(2) 解析条件

本検討において用いたセグメントの諸元を表-1に示し、1リングを等分割したセグメント1ピースの概略図を図-4に示す。地盤条件は表-2~表-4に示す。地下水位はいずれの場合も施工基面から 200m の位置にあるものとする。また地表面荷重として $10\text{kN}/\text{m}^2$ を考慮する。

表-1 セグメントの諸元

| 立坑内径(m) | 10 | 20 | |
|-----------------------|----------|-----|-------|
| 立坑高さ(m) | 30,50,70 | 30 | 50,70 |
| 立坑外径(m) | 13 | 25 | 26 |
| セグメント幅 $b(\text{m})$ | 1.5 | 2.5 | 3.0 |
| セグメント高さ $h(\text{m})$ | 2.0 | 1.0 | 1.0 |
| 分割数 | 16 | 20 | 24 |
| リング継手数 | 32 | 40 | 48 |

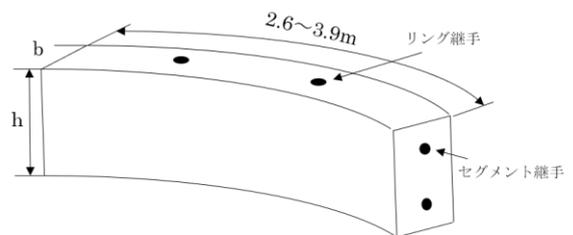


図-4 セグメント概略図

表-2 地盤条件 (深さ 30m)

| 層 No | 深度 GL- (m) | 層厚 h (m) | 土質 | N 値 | 内部摩擦角 ϕ (°) | 単位体積重量 γ (kN/m ³) | 主働土圧 P _A (kN/m ²) | 静止土圧 P _s (kN/m ²) |
|------|------------|----------|-----|-----|------------------|--------------------------------------|--|--|
| 1 | 5.53 | 5.53 | 砂質土 | 7 | 30 | 10 | 32.7 | 32.7 |
| 2 | 8.43 | 2.90 | 粘性土 | 4 | 0 | 10 | 50.1 | 47.2 |
| 3 | 11.23 | 2.80 | 砂質土 | 5 | 36 | 8 | 61.3 | 58.4 |
| 4 | 15.00 | 3.77 | 粘性土 | 5 | 0 | 7 | 73.4 | 71.5 |
| 4 | 19.08 | 4.08 | 粘性土 | 5 | 0 | 7 | 94.2 | 71.5 |
| 5 | 22.78 | 3.70 | 砂礫 | 40 | 35 | 11 | 115 | 71.5 |
| 6 | 24.83 | 2.05 | 粘性土 | 36 | 0 | 8 | 123 | 71.5 |
| 7 | 30.00 | 5.17 | 砂質土 | 73 | 34 | 9 | 146 | 71.5 |

表-3 地盤条件 (深さ 50m)

| 層 No | 深度 GL- (m) | 層厚 h (m) | 土質 | N 値 | 内部摩擦角 ϕ (°) | 単位体積重量 γ (kN/m ³) | 主働土圧 P _A (kN/m ²) | 静止土圧 P _s (kN/m ²) |
|------|------------|----------|-----|-----|------------------|--------------------------------------|--|--|
| 1 | 9.53 | 9.53 | 砂質土 | 7 | 30 | 10 | 52.7 | 52.7 |
| 2 | 12.43 | 2.90 | 粘性土 | 4 | 0 | 10 | 70.1 | 67.2 |
| 3 | 15.00 | 2.57 | 砂質土 | 5 | 36 | 8 | 80.4 | 77.4 |
| 3 | 15.23 | 0.23 | 砂質土 | 5 | 36 | 8 | 81.3 | 77.4 |
| 4 | 29.08 | 13.85 | 粘性土 | 5 | 0 | 7 | 139 | 77.4 |
| 5 | 32.78 | 3.70 | 砂礫 | 40 | 35 | 11 | 160 | 77.4 |
| 6 | 34.83 | 2.05 | 粘性土 | 36 | 0 | 8 | 168 | 77.4 |
| 7 | 50.00 | 15.17 | 砂質土 | 73 | 34 | 9 | 236 | 77.4 |

表-4 地盤条件 (深さ 70m)

| 層 No | 深度 GL- (m) | 層厚 h (m) | 土質 | N 値 | 内部摩擦角 ϕ (°) | 単位体積重量 γ (kN/m ³) | 主働土圧 P _A (kN/m ²) | 静止土圧 P _s (kN/m ²) |
|------|------------|----------|-----|-----|------------------|--------------------------------------|--|--|
| 1 | 9.53 | 9.53 | 砂質土 | 7 | 30 | 10 | 52.7 | 52.7 |
| 2 | 12.43 | 2.90 | 粘性土 | 4 | 0 | 10 | 70.1 | 67.2 |
| 3 | 15.00 | 2.57 | 砂質土 | 5 | 36 | 8 | 80.4 | 77.4 |
| 3 | 15.23 | 0.23 | 砂質土 | 5 | 36 | 8 | 81.3 | 77.4 |
| 4 | 39.08 | 23.85 | 粘性土 | 5 | 0 | 7 | 181 | 77.4 |
| 5 | 47.08 | 8.00 | 砂礫 | 40 | 35 | 11 | 225 | 77.4 |
| 6 | 49.13 | 2.05 | 粘性土 | 36 | 0 | 8 | 234 | 77.4 |
| 7 | 70.00 | 20.87 | 砂質土 | 73 | 34 | 9 | 328 | 77.4 |

今回の検討において、セグメント継手にはくさび継手構造、リング継手にはピン挿入型継手を用いた。これにより、セグメントピースを立坑軸方向にスライドさせるだけでピース間およびリング継手の締結を完了させることができる。セグメント継手の回転ばね定数はセグメントの設計【改訂版】⁴⁾の設計例をもとに、回転ばね定数

は層厚に比例すると仮定し求めた。構造計算に用いるばね定数を、表-5 に示す。リング継手の回転ばね定数、せん断ばね定数は剛とした。なお、対象 3 リングのうち最下部のリングは底盤として扱うので、剛結なリングとして設定した。

(3) 解析結果

a) 供用時

最深リングにおける断面力は表-6の通りである。

表-7で示した解析結果より、供用時は全てのケースにおいてセグメント継手に生じた曲げモーメントと軸力の関係から全断面圧縮の応力状態であった。この断面力から、セグメント継手における最大曲げ圧縮応力度 σ_{max}' を式(1)から求め、許容応力度との比較を行う。なお、許容曲げ圧縮応力度は $\sigma_{cal}'=9(N/mm^2)$ とする。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{max}' &= \frac{M_{max}}{Z} + \frac{N}{A_d} \\ Z &= \frac{bh^2}{6} \end{aligned} \right\} (1)$$

ここに、

- Z : 断面係数(m³)
- A_d : セグメント半径方向断面積(m²)
- b : セグメント幅(m)
- h : セグメント高さ(m)

また1セグメントに2つのリング継手が設けられているため、リング継手1つあたりのせん断力を受け持つ面積は、セグメント軸方向断面の1/2である。(図-5参照)リング間摩擦力fは、式(2)によって求められる。なお、コンクリート同士の摩擦係数 $\mu=0.3$ 、コンクリートの単位体積重量 $f_c=24(kN/m^2)$ とした。

$$f = \mu \times f_c \times H \times A_a \quad (2)$$

ここに、

- f : リング間摩擦力(kN)
- μ : コンクリート同士の摩擦係数 (0.3)
- f_c : コンクリートの単位体積重量 (24kN/m²)
- H : 地表面から中心リングと下端リングの間までの深さ(m)
- A_a : セグメント軸方向断面積(m²)

これらの結果からセグメント継手における最大圧縮応力度およびリング継手における最大せん断力とコンクリート表面の摩擦力を算出した結果を表-7に示す。

b) 施工時

立坑最深部のリングにおける継手の断面力は表-8の通りである。

表-8で示した解析結果からわかるように、施工時も全てのケースにおいてセグメント継手の曲げモーメントと軸力の関係から全断面圧縮状態であった。a)供用時の場合と同様にこの断面力から、セグメント継手における最大圧縮応力度およびリング継手における最大せん断力とコンクリート表面の摩擦力を算出した結果を表-9に示す。施工時の場合の許容圧縮応力度は $\sigma_{cal}'=13.5(N/mm^2)$ とした。

表-5 回転ばね定数

| 内径(m) | 立坑深さ(m) | | 回転ばね定数 k _m (MN・m/rad) |
|-------|---------|-----|----------------------------------|
| 10 | 30 | 正曲げ | 610 |
| | | 負曲げ | 364 |
| | 50 | 正曲げ | 610 |
| | | 負曲げ | 364 |
| | 70 | 正曲げ | 610 |
| | | 負曲げ | 364 |
| 20 | 30 | 正曲げ | 1017 |
| | | 負曲げ | 607 |
| | 50 | 正曲げ | 1220 |
| | | 負曲げ | 728 |
| | 70 | 正曲げ | 1220 |
| | | 負曲げ | 728 |



図-5 1つのリング継手がせん断力を受け持つ面積

表-6 断面力照査結果（供用時）

| | | セグメント継手 | | リング継手 |
|-----------|-------------|----------------------------------|-----------------|---------------------------------|
| 内径 (m) | 立坑深さ (m) | 最大曲げモーメント M_{max} (kN・m) | 軸力 N (kN) | 最大リング間せん断力 Q_{max} (kN) |
| 10 | 30 | 0.37 | 2340 | 33.3 |
| | 50 | 0.61 | 3690 | 51.5 |
| | 70 | 1.87 | 12300 | 186.0 |
| 20 | 30 | 10.9 | 4010 | 101.8 |
| | 50 | 2.34 | 6460 | 168.0 |
| | 70 | 3.17 | 8760 | 224.6 |

表-7 最大圧縮応力度および最大リング間せん断力とリング間摩擦力の比較（供用時）

| 立坑 内径 (m) | 立坑 深さ (m) | セグメント継手 | | リング継手 | |
|-----------------|-----------------|--|--|-----------------------------|------------------|
| | | 最大曲げ 圧縮応力度 σ_{max}' (N/mm ²) | 許容曲げ 圧縮応力度 σ_{cal}' (N/mm ²) | 最大せん断力 Q_{max} (kN) | 摩擦力 f (kN) |
| 10 | 30 | 1.56 | 9 | 33.3 | 354 |
| | 50 | 2.46 | | 51.5 | 598 |
| | 70 | 8.19 | | 186.0 | 842 |
| 20 | 30 | 1.63 | | 101.8 | 922 |
| | 50 | 2.16 | | 168.0 | 1590 |
| | 70 | 2.93 | | 224.6 | 2240 |

表-8 断面力照査結果（施工時）

| | | セグメント継手 | | リング継手 |
|-----------|-------------|----------------------------------|-----------------|---------------------------------|
| 内径 (m) | 立坑深さ (m) | 最大曲げモーメント M_{max} (kN・m) | 軸力 N (kN) | 最大リング間せん断力 Q_{max} (kN) |
| 10 | 30 | 0.72 | 3079 | 71.0 |
| | 50 | 1.18 | 5139 | 110.6 |
| | 70 | 3.82 | 12270 | 407.3 |
| 20 | 30 | 6.87 | 5280 | 213.3 |
| | 50 | 6.65 | 9004 | 356.6 |
| | 70 | 9.21 | 12640 | 489.8 |

表-9 最大圧縮応力度および最大リング間せん断力とリング間摩擦力の比較（施工時）

| 立坑 内径 (m) | 立坑 深さ (m) | セグメント継手 | | リング継手 | |
|-----------------|-----------------|--|--|-----------------------------|------------------|
| | | 最大曲げ 圧縮応力度 σ_{max}' (N/mm ²) | 許容曲げ 圧縮応力度 σ_{cal}' (N/mm ²) | 最大せん断力 Q_{max} (kN) | 摩擦力 f (kN) |
| 10 | 30 | 2.06 | 13.5 | 71.0 | 354 |
| | 50 | 3.43 | | 110.6 | 598 |
| | 70 | 11.0 | | 407.3 | 842 |
| 20 | 30 | 2.13 | | 213.3 | 922 |
| | 50 | 3.02 | | 356.6 | 1590 |
| | 70 | 4.23 | | 489.8 | 2240 |

上記より、最大曲げ圧縮応力度は供用時・施工時とも全6ケースにおいてコンクリートの許容曲げ圧縮応力度を下回った。また、最大リング間せん断力も供用時・施工時とも全6ケースにおいてリング間摩擦力を下回った。

4. ケーソンの中吊り状態の検討

(1) 検討の目的

ケーソンの中吊り状態は、沈下抵抗力が大きい硬質地盤で沈下力が不足した際に、刃口周囲の地山を余分に掘削した場合に生じる。中吊り状態では、図5に示すように、躯体が周面地盤にぶら下がった状態となり、ケーソンの側壁の一部で引張力が生じている可能性がある。

本条件のような普通地盤では、中吊り状態は起こり難い。通常のニューマチックケーソンでは、仮に中吊り状態が生じて、側壁の鉛直鉄筋により抵抗することができる。しかし、プレキャストセグメントを用いる場合、上下のセグメント間に生じる引張力に対してはリング継手のみで抵抗することになる。そのため、以下に周面摩擦力が設計値以上であった場合を仮定し、リング継手に生じる引張力を算出し、リング継手の必要本数を検討する手法を示す。

(2) 検討方法

a) 概要

ケーソンに作用する沈下力と沈下抵抗力の関係は式(3)の通りである。

$$W_c + W_w = U + F \quad (3)$$

ここに、

- W_c : 躯体自重 (kN)
- W_w : 水荷重 (kN)
- U : 揚圧力 (kN)
- F : 周面摩擦力 (kN)

式(3)より

$$W_c + W_w - F = U \quad (4)$$

本検討では中吊り状態は、図6の模式図に示すように、ケーソン下端を仮想支点とした1本の棒部材にモデル化し、棒部材に生じる軸力を式(4)を用いて算出する。ケーソンには、上向きに作用する周面摩擦力 F により引張力が生じ、下向きに作用する躯体自重 W_c と水荷重 W_w により圧縮力が生じる。これらの合力がケーソンに生じる軸力である。

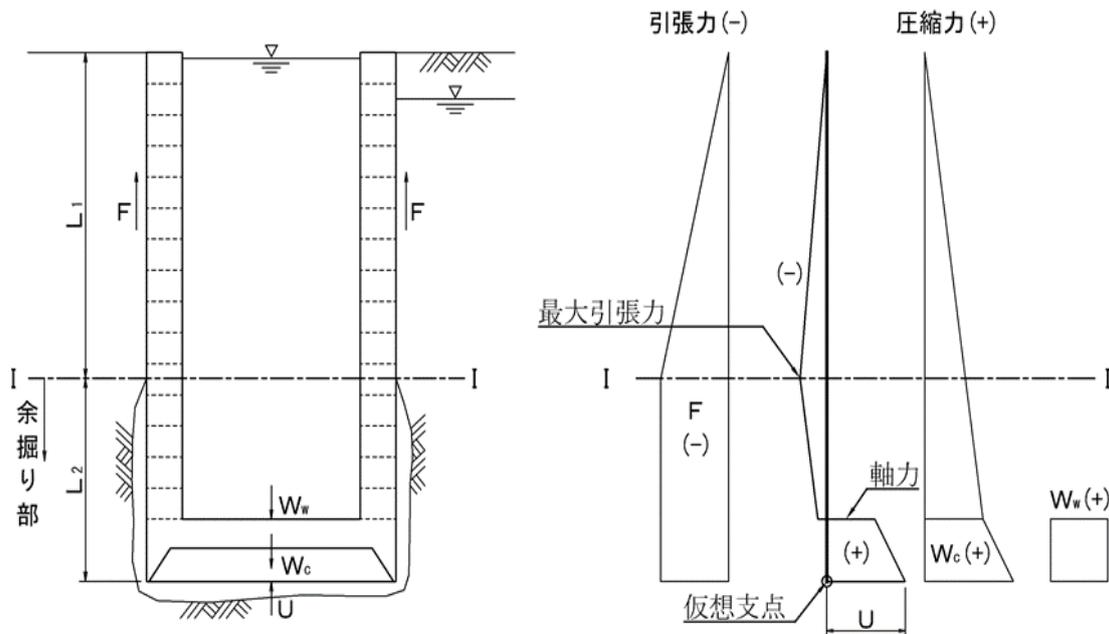


図6 中吊り状態の軸力図

b) 計算例

表-10 に立坑内径 10m, 高さ 30m のケースの軸力の計算例を示す. 地盤の周面摩擦力度は, 中吊り状態を想定するために, 「H29 道路橋示方書・同解説IV下部構造編, 表-解 11.4.1」⁹⁾の値の5倍に仮定した. また, 余掘り区間L₂の周面摩擦力度は無視した.

ここで, I-I 断面は, 沈下抵抗力と沈下力とが等しくなる位置であり, 以下のようにL₁ = 11.46mとなる. なお, ケーソンの外径はφ13.0m, 揚圧力は地下水位GL-2.0mからU = 42,209kN, 各土層の周面摩擦力 F_{500%}および躯体自重W_c, 水荷重W_wはそれぞれ表-10 の通りである.

I-I 断面の周面摩擦力は式(3)より,

$$F = W_c + W_w - U$$

$$= 46,564 + 23,562 - 42,209$$

$$= 27,907\text{kN}$$

GL-10m 以深の粘性土の深さを H とすると, 表-10 より周面摩擦力度は 30kN/m²であるから,

$$F = 26,138 + 30 \times 13 \times \pi \times H$$

$$F = 27,907(\text{kN})\text{であるから,}$$

$$H = 1.46\text{m}$$

I-I 断面位置は GL-11.46m となる.

軸力は, 図-7 に示すように, GL-20m までは引張側であり, GL-10m で最大引張力 12,863kN となった. なお, 図-8 に示すように, 周面摩擦力度 100%および 300%で同様の計算を行った結果, 周面摩擦力度 100%の場合では引張力が生じなかった.

表-10 立坑内径 10m, 高さ 30mの軸力計算例 (周面摩擦力度 500%)

| 深度 (m) | 土質 | 周面摩擦力度 (道示×5) (kN/m ²) | 中吊り高さ (m) | 躯体自重 W _c (kN) | 水荷重 W _w (kN) | W _c +W _w (kN) | 揚圧力 U (kN) | 摩擦力 F _{500%} (kN) | U+F _{500%} (kN) | 軸力 W _c +W _w -F _{500%} (kN) |
|--------|-----|------------------------------------|-----------|--------------------------|-------------------------|-------------------------------------|------------|----------------------------|--------------------------|---|
| 0 | 砂質土 | 70 | L1=11.46 | 0 | 0 | 0 | -42,209 | 0 | -42,209 | 0 |
| -2 | 砂質土 | 70 | | 2,655 | 0 | 2,655 | -42,209 | -5,718 | -47,927 | -3,063 |
| -4 | 砂質土 | 70 | | 5,310 | 0 | 5,310 | -42,209 | -11,435 | -53,644 | -6,125 |
| -6 | 砂質土 | 70 | | 7,965 | 0 | 7,965 | -42,209 | -17,153 | -59,362 | -9,188 |
| -8 | 粘性土 | 25 | | 10,620 | 0 | 10,620 | -42,209 | -19,195 | -61,404 | -8,575 |
| -10 | 砂質土 | 85 | | 13,275 | 0 | 13,275 | -42,209 | -26,138 | -68,347 | -12,863 |
| -11.46 | 粘性土 | 30 | | 15,213 | 0 | 15,213 | -42,209 | -27,927 | -70,136 | -12,714 |
| -12 | 粘性土 | 0 | L2=22.34 | 15,930 | 0 | 15,930 | -42,209 | -27,927 | -70,136 | -11,997 |
| -14 | 粘性土 | 0 | | 18,585 | 0 | 18,585 | -42,209 | -27,927 | -70,136 | -9,342 |
| -16 | 粘性土 | 0 | | 21,240 | 0 | 21,240 | -42,209 | -27,927 | -70,136 | -6,687 |
| -18 | 粘性土 | 0 | | 23,895 | 0 | 23,895 | -42,209 | -27,927 | -70,136 | -4,032 |
| -20 | 砂礫 | 0 | | 26,550 | 0 | 26,550 | -42,209 | -27,927 | -70,136 | -1,377 |
| -22 | 砂礫 | 0 | | 29,205 | 0 | 29,205 | -42,209 | -27,927 | -70,136 | 1,278 |
| -24 | 粘性土 | 0 | | 31,860 | 0 | 31,860 | -42,209 | -27,927 | -70,136 | 3,933 |
| -26 | 砂質土 | 0 | | 34,515 | 0 | 34,515 | -42,209 | -27,927 | -70,136 | 6,588 |
| -28 | 砂質土 | 0 | | 37,170 | 0 | 37,170 | -42,209 | -27,927 | -70,136 | 9,243 |
| -30 | 砂質土 | 0 | | 39,825 | 23,562 | 63,387 | -42,209 | -27,927 | -70,136 | 35,460 |
| -33.8 | 砂質土 | 0 | | 46,574 | 23,562 | 70,136 | -42,209 | -27,927 | -70,136 | 42,209 |

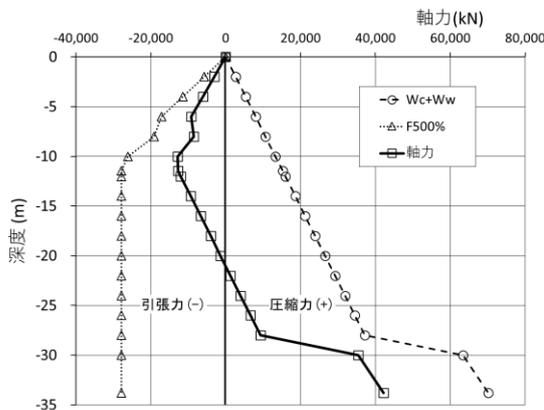


図-7 合成軸力図 (F500%)

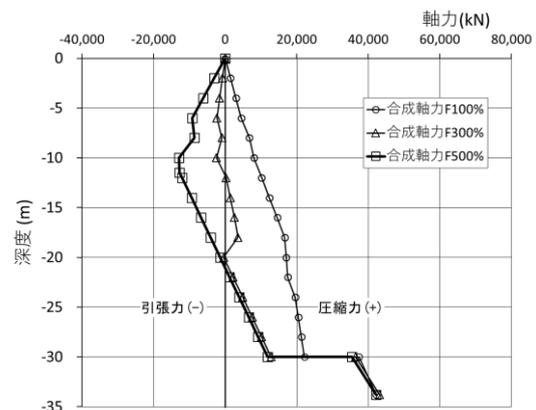


図-8 合成軸力図 (F100%~F500%)

(3) 照査結果

表-11 に周面摩擦力度が 500% の場合のリング継手耐力の照査結果を示す。リング継手に使用するボルトは M30 (普通ボルト鋼種 10.9, 有効断面積 561mm²) を 1 ピース当たり 2 本とし, 許容引張応力度を施工時の 1.5 倍を考慮し 570N/mm² とする。

立坑内径 10m のケースは, いずれのケースも引張応力度 σ_T が許容引張応力度 σ_{Ta} を上回り, $\sigma_T/\sigma_{Ta}=1.26$

~2.03 となった。立坑内径 20m のケースでは, いずれのケースも許容値内となった。立坑内径 20m のケースではリング継手に大きな引張力が生じない。周面摩擦力度が 300% の場合, 立坑内径 10m のケースでは必要リング継手は 2 本で満足し, 立坑内径 20m のケースでは引張力が生じない結果となった。

表-11 引張力に対するリング継手の照査結果 (周面摩擦力度 500% の場合)

| 立坑内径 (m) | 立坑高さ (m) | セグメント幅 (m) | セグメント分割数 (ピース) | リング継手数 (本) | T _{max} (kN) | 継手1本あたり引張応力度 σ_T (N/mm ²) | 許容引張応力度 σ_{Ta} (N/mm ²) | σ_T/σ_{Ta} | 1ピースあたり必要リング継手本数 (本) |
|----------|----------|------------|----------------|------------|-----------------------|--|--|------------------------|----------------------|
| 10 | 30 | 1.5 | 16 | 32 | 12,863 | 717 | 570 | 1.26 | 3 |
| | 50 | 1.5 | 16 | 32 | 18,046 | 1,005 | | 1.76 | 4 |
| | 70 | 1.5 | 16 | 32 | 20,789 | 1,158 | | 2.03 | 5 |
| 20 | 30 | 2.5 | 20 | 40 | 5,893 | 263 | | 0.46 | 1 |
| | 50 | 3.0 | 24 | 48 | 1,269 | 47 | | 0.08 | 1 |
| | 70 | 3.0 | 24 | 48 | 1,998 | 74 | | 0.13 | 1 |

表-12 引張力に対するリング継手の照査結果 (周面摩擦力度 300% の場合)

| 立坑内径 (m) | 立坑高さ (m) | セグメント幅 (m) | セグメント分割数 (ピース) | リング継手数 (本) | T _{max} (kN) | 継手1本あたり引張応力度 σ_T (N/mm ²) | 許容引張応力度 σ_{Ta} (N/mm ²) | σ_T/σ_{Ta} | 1ピースあたり必要リング継手本数 (本) |
|----------|----------|------------|----------------|------------|-----------------------|--|--|------------------------|----------------------|
| 10 | 30 | 1.5 | 16 | 32 | 2,408 | 134 | 570 | 0.24 | 1 |
| | 50 | 1.5 | 16 | 32 | 2,911 | 162 | | 0.28 | 1 |
| | 70 | 1.5 | 16 | 32 | 7,478 | 417 | | 0.73 | 2 |
| 20 | 30 | 2.5 | 20 | 40 | 0 | 0 | | 0 | - |
| | 50 | 3.0 | 24 | 48 | 0 | 0 | | 0 | - |
| | 70 | 3.0 | 24 | 48 | 0 | 0 | | 0 | - |

5. 考察

今回の解析結果より、立坑の供用時及び施工時の継手部には本論文において想定したセグメント継手とリング継手の耐力が不足するような大きな断面力は生じないことが分かった。よってプレキャスト部材を用いた立坑の耐荷性は確保されていると考えられる。

また、地盤の周面摩擦力を設計値以上と仮定してケーソンの中吊り状態を検討した結果、一部のケースで、リング継手の引張応力度が許容応力度を上回ることが分かった。周面摩擦力が大きい硬質地盤が多く介在する場合は、ケーソンの中吊り状態を想定し、リング継手の引張耐力を照査すべきであると考ええる。

6. おわりに

本研究により得られた知見と課題について以下にまとめる。

- ・今回の想定したプレキャストのセグメント継手には供用時および施工時の断面力に対し、十分な耐荷力を持っているためより強度を求める必要はない。
- ・中吊り状態が発生した場合に生じる引張力に対し

て、今回の想定した継手の本数を増やすことで十分対応できることが分かった。リング継手の引張耐力不足の対策としては、セグメント1ピースあたり2本のリング継手を必要本数に増やすことや、ケーソン沈設時の仮設材としてリング継手とは別にPC鋼棒を追加することなどが考えられる。

参考文献

- 1) 宮崎雄介, 岩波基, 山口哲司, 並木智和, 阿部慎太郎: 立坑用ニューマチックケーソン工法におけるプレキャスト化に関する検討, 第55回地盤工学研究発表会, 2020.
- 2) 宮崎雄介, 岩波基, 山口哲司, 並木智和, 阿部慎太郎: プレキャスト部材を用いたニューマチックケーソン工法による大深度立坑の継手に関する検討, 土木学会全国大会第75回年次学術講演会, 2020.
- 3) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説開削トンネル, 2001.
- 4) 土木学会: トンネル・ライブラリー23 セグメントの設計【改定版】, 2020.
- 5) 日本道路協会: 道路橋示方書同解説IV下部構造編, 2017.

(2020. 8. 7 受付)

STUDY ON THE STRUCTURE OF THE JOINT ABOUT THE PRECAST PNEUMATIC CAISSON METHOD IN THE DEEP CIRCULAR SHAFT

Yusuke MIYAZAKI, Motoi IWANAMI, Tetsuji YAMAGUCHI,
Tomokazu NAMIKI and Shintaro ABE

In recent years, the number of deep shafts adopting the pneumatic caisson method is increasing. However, the pneumatic caisson method has been adopted mainly for the construction of bridge foundations. Therefore, with the structure which big space needs inside such as the shaft, there is concern for securing of quality of the shaft concrete by the penetration crazing by the temperature stress. Therefore I solved this problem and thought about applying labor saving and the pre-cast concrete which could contribute to skilled worker measures, rapid construction to the sidewall of the large depth shaft by the pneumatic caisson foundation. In this report, we calculated the load when the pneumatic caisson was submerged during service and construction, and the load that caused the suspended condition, and the joint satisfying the required performance for the cross-sectional force generated in the side wall precast member joint at that time.