

縦横連続シールドの施工法に関する合理的設計法の提案

THE DESIGN OF THE VERTICAL-HORIZONTAL CONTINUOUS TUNNELING

黒川信子*・田中 弘*・池谷 正**・阪本隆広***

Nobuko KUROKAWA, Hiroshi TANAKA, Tadashi IKEYA and Takahiro SAKAMOTO

To establish a practical design and a construction implementation system for the 'Vertical-Horizontal Continuous shield tunneling method', in-situ measurement was firstly employed by the authors. We chose two typical projects located in different ground conditions. One site is at an alluvial layer and the other site is at a diluvial gravel-sandy layer. By comparing observational data obtained from the two sites, a rational way of evaluating shield drive resistance force and jacking force transmission mechanism are studied. The authors found some key factors influenced on design and construction and proposed procedures for appropriate design and construction of the 'Vertical-Horizontal Continuous shield tunneling method'.

Key Words : shield, diluvial ground, in-situ measurement

1. はじめに

縦横連続シールド工法による立坑構築は、補助工法の省略、工期の短縮ならびに立坑規模の縮小など施工性、安全性、経済性での効果が期待されており、今後の幹線工事の大深度化に適応できる工法の1つである。そこで、設計・施工方法の妥当性の裏付けとなる計測管理を軟弱地盤および硬質地盤において行い、それぞれの分析結果に基づいて合理的設計法を提案した。調査研究の全体の流れを図-1に示す。

2. 縦横連続シールド工法概要

縦横連続シールド工法とは、従来のように、開削工法により立坑を構築してからシールドを投入・横発進し、横坑を掘削するのではなく、横坑を掘進するシールドを止水された球体回転部に内蔵し、この球体を包含するシールドを立坑構築工事に適用することにより、立坑と横坑とを連続して1台のシールドで施工するものである(写真-1参照)。このため、本工法による立坑構築は、横シールド発進のための補助工法の省略、立坑から横坑構築に至る全体工事工期の短縮、ならびに立坑施工用地の縮小化など、施工性・安全性・経済性の各面での効果が期待できる工法である。

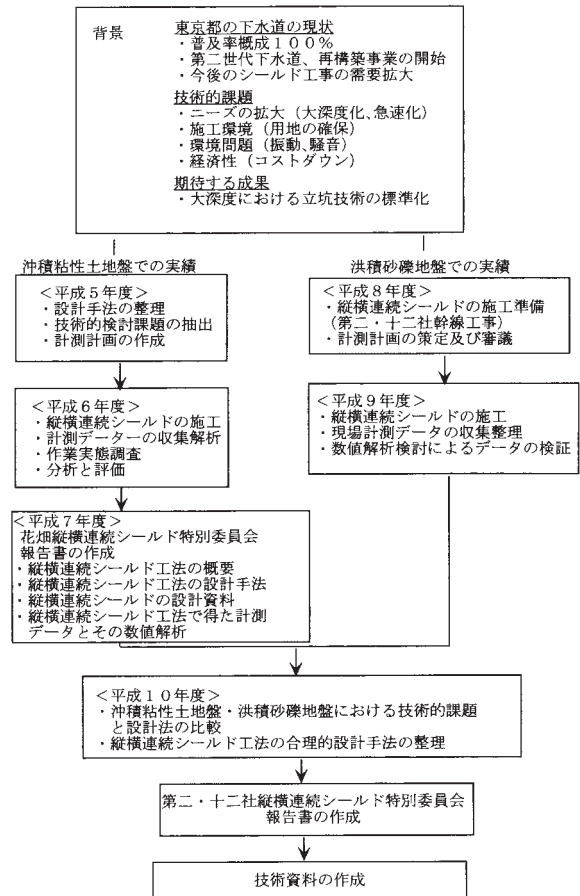


図-1 本調査研究の全体の流れ

* 首都圏事業部 地盤構造部
 ** 名古屋支店 技術部
 *** 総合技術センター



写真 - 1 縦横連続シールド

3. 縦横連続シールド工法の合理的な設計手法の検討

軟弱地盤、硬質地盤での現場実態調査の結果を表 - 1 に示す。以上で得られた知見より、今後、縦横連続シールド工法の合理的な設計・施工を行う上で以下に示すような課題を抽出した(図 - 2 参照)。

- 課題 1 縦シールド掘進中の掘進抵抗力の算定法
- 課題 2 縦シールド切羽安定機構の解明と必要泥水圧の算定法

表 - 1 現場実態調査結果

着目点	軟弱地盤(花畑)	硬質地盤(十二社)	
切羽泥水圧	現設計値より小さい切羽泥水圧(リバース杭の考え方で施工可能)	地下連続壁工法の泥水圧設定法 原設計は妥当	
掘進抵抗	49A~147A[kN] 原設計は妥当	49A~608A[kN] 合理的な評価法の究明が必要	
推進力	1.0 原設計の安全率は過大	原設計を大幅に上回る(推進抵抗が原因) 掘進抵抗評価法の究明が必要	
周面摩擦力	発現されなかった 原設計は妥当	摩擦を考慮できる 安全率は3程度が妥当 合理的な評価法が必要	
セグメント作用外力	裏込め注入の影響による曲げモーメント	49 [kNm]の曲げモーメント発生 原設計は妥当	59 [kNm]の曲げモーメント発生 原設計は妥当
	偏土圧	6%~11%割増し荷重相当の偏土圧が発生 原設計は妥当	-
	セグメント組み立て誤差	元積みは約0.1% 原設計は妥当	-
地盤変位	縦シールド掘進時の最大沈下量 9mm 非常に小さい(施工法として有効)	立坑近傍で最大沈下量は1mm。施工上問題ないことを確認 原設計での判断は妥当	
地表面沈下範囲	立坑中心から20m離れた場所で沈下量 4mm 非常に小さい(施工法として有効)	立坑近傍で最大1mm。非常に小さい	
掘進反力体	掘進反力体として妥当	掘進反力体として妥当 (アンカー頭部の隆起量 8mm)	
球体回転 横シールド発進工	順調に施工可能 周辺地盤への影響も無し	周辺地盤への影響は全く無し 原設計での判断は妥当	

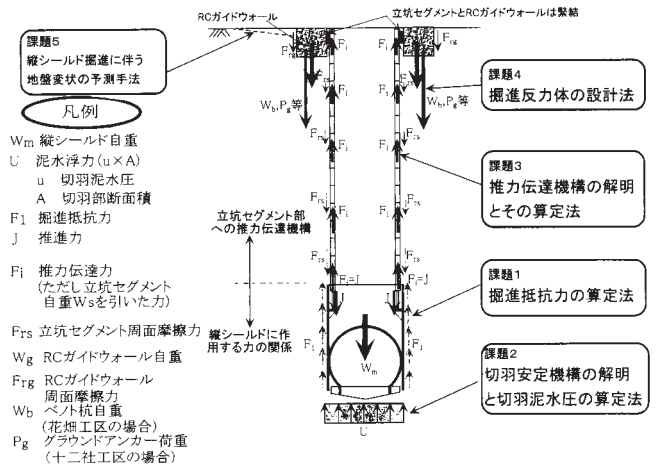


図 - 2 縦シールド掘進時の作用力の問題と検討課題

- 課題 3 縦シールド掘進のための必要推進力と推力伝達挙動の算定法
- 課題 4 推力伝達挙動を考慮した掘進反力体設計の考え方
- 課題 5 縦シールド掘進に伴う地盤変状とその予測手法

(1) 縦シールド掘進中の掘進抵抗力の算定法

1) 掘進抵抗力の検討手法

実態調査結果に基づいた考察から、掘進抵抗力の合理的な算定に際しては次の条件を考慮することが必要と考えられる。

- 条件 1 掘進抵抗力はシールドとその周辺地盤間の摩擦力に起因する成分 (F_1) と、切羽断面部分に生じる成分 (F_2) とで構成されること
- 条件 2 摩擦力に起因する成分はシールド外殻の面積に関係すること
- 条件 3 掘進地盤性状が反映できること

a) F_1 (シールドとその周辺地盤の摩擦力に起因する成分) について

上記の条件 3 から地盤条件を砂質地盤と粘性土地盤に大別して扱うこととし、それぞれの摩擦抵抗力を考慮した上記条件 2 の形式による縦シールドに作用する掘進抵抗力の算定式を表現すると式 (1) が得られる。図 - 3 に考え方の模式図を示す。

$$F_1 = \mu \times P_m \times (\pi D_m L) \quad (\text{砂質地盤の場合})$$

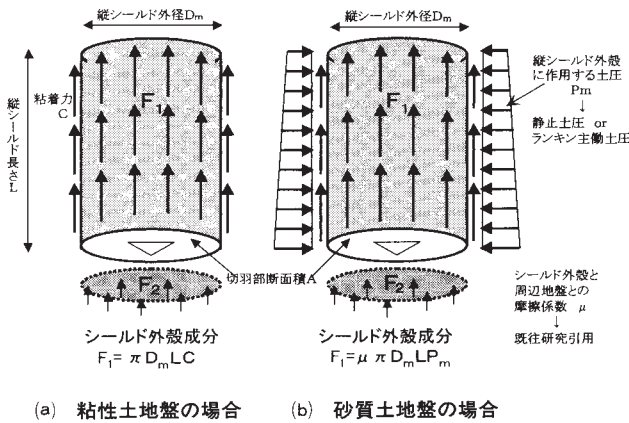
$$F_1 = C \times (\pi D_m L) \quad (\text{粘性土地盤の場合}) \quad (1)$$

ここで、 F_1 : 掘進抵抗力 [kN]

P_m : 縦シールド外殻面に垂直に作用する平均土圧 [kN/m²]

D_m : 縦シールド外径 [m]

L : 縦シールド長さ [m]



なお、切羽部成分 F_2 は現状では実験値を採用

図 - 3 縦シールド推進時のシールドに作用する掘進抵抗力

C : 粘着力 [kN/m²]

μ : シールドと周辺地盤の摩擦係数

$\pi D_o L$: 縦シールド外殻の面積 [m²]

算定式で用いる各定数は以下の考え方により設定する。

砂質地盤の場合に用いるシールド外殻面に垂直に作用する平均土圧 P_m

$$P_m = K_o \gamma H$$

γ : 土の単位単積重量 (kN/m³)

K_o : 側方土圧係数

H : 土被り (m)

$K_o = 1 - \sin$ (Jakyの静止土圧係数)を用いて算定した静止土圧を利用する。

砂質地盤の場合に用いる縦シールドと掘削地盤との摩擦係数 μ

洪積砂礫地盤のケースでは $\mu = 0.6$ 、なお、沖積粘性土地盤の場合には $\mu = 0.25$ を設定した。

砂質地盤と粘性土地盤との互層地盤内を掘進している場合

縦シールド長の範囲にわたって分布するそれぞれの地盤領域の掘進抵抗力を個別に算定し、その総和を用いる。

土質物性値

原設計時に実施した室内土質試験結果を用いる。室内土質試験を実施していない地層や層長さに対して試験数量が少ない場合(深度方向の分布を考慮)は以下の考えを使用する。

- 砂質地盤の掘進抵抗力の試算に用いる土の内部摩擦角

$$\phi = \sqrt{15N} + 15 \leq 45^\circ$$

- 粘性土地盤の掘進抵抗力の試算に用いる粘着力 C 非排水せん断強度 C_u を用いる。さらに深度方向の分布を考慮するため、東京地区での N 値と一軸圧縮強度 q_u 関係を与えた大崎の式から q_u を求め、その $1/2$ を原位置での C とする。

$$q_u = 3.92 + 0.49N \text{ [N/cm}^2\text{]} \text{ (大崎の式)}$$

$$C_u = q_u / 2 \text{ [N/cm}^2\text{]}$$

- b) F_2 について(切羽断面部に作用する掘進抵抗力成分)

シールド切羽に作用する掘進抵抗力は、シールド切羽での掘削土砂の取り込み方が大きく影響する。これは、シールドタイプと実際の現場での施工方法に大きく依存するものである。よって、施工実績に基づく算定法(原設計で用いたような切羽部断面積 A)に対応させた方法)の方がより実用的である。今回は F_2 成分には、縦シールド掘進過程のうち、立坑床付け直前においてさや管を固定して掘進する部分における掘進抵抗力を採用した。(沖積粘性土(花畑工区): 23.5A [kN] 洪積砂礫土(十二社工区): 62.7A [kN])

2) 推進抵抗力の検討結果

図 - 4 は掘進抵抗力の算定式を用いて算定した地盤条件の異なる2現場のシールド外殻に作用する掘進抵抗力成分の分布である。同図ではシールドが通過する地盤性状に応じて変動する掘進抵抗力を縦シールド切羽先端深度の関係で表示したものであり、現場実績も併記した。ただし、この現場実績は、 F_2 を考慮して、切羽断面部に作用する掘進抵抗力成分(さや管固定後の掘進時の掘進抵抗力平均値)を引いた補正データを用いている。

同図より得た知見を以下に示す。

- a) 洪積砂礫地盤の場合、Jakyの静止土圧係数を用いて縦シールド外殻に垂直に作用する土圧を算定した場合がシールド外殻に作用する掘進抵抗力の実績値の特徴をよく説明できている。これは、自立性のある硬質地盤の場合、特に縦シールド掘進時の縦シールド外殻、周辺地盤には余掘り等の影響による地山応力開減の影響がほとんどなく、掘削前の静止土圧状態に近い状態で施工がなされることを示すものである。
- b) 沖積粘性土地盤の場合、大崎の式を用いて N 値より換算した非排水せん断強度 C を用いた場合の掘進抵抗力は 117.6A ~ 137.2A [kN] であり、掘進抵抗力の実績値をよく説明できている。
- c) 以上の結果から、砂質地盤の場合には Jaky 静止土圧係数を用いて算定した縦シールド外殻に垂直に作用する土圧を用い、沖積粘性土地盤の場合には大崎の

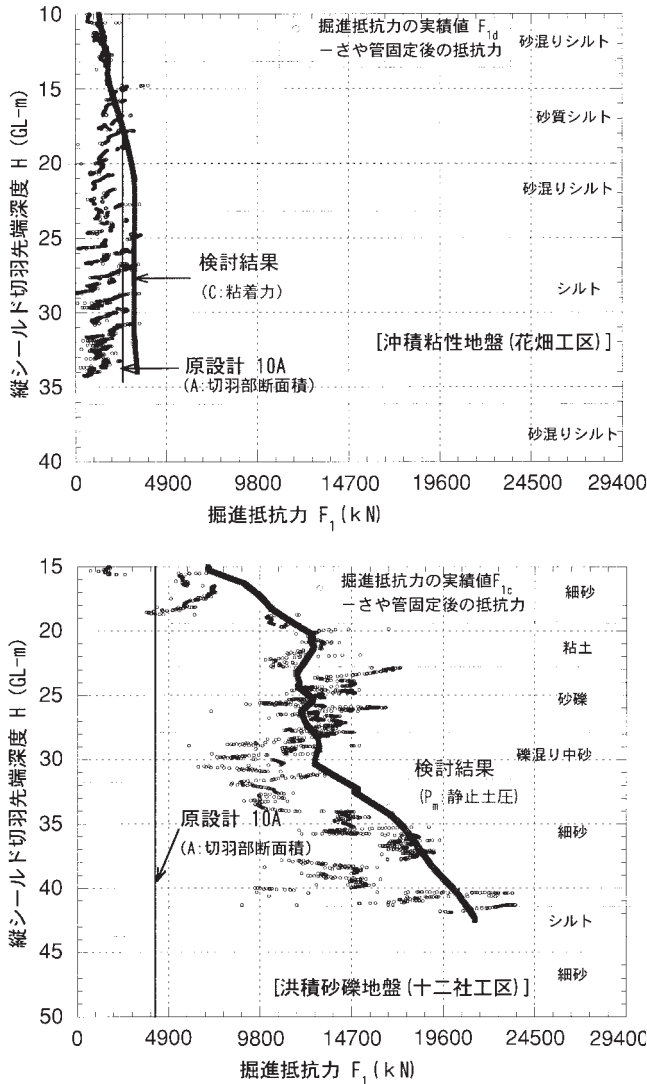


図 - 4 掘進抵抗の検討結果

式を用いてN値より換算した非排水せん断強度Cを用いることで、掘進地盤性状の変化を考慮した掘進抵抗の算定が可能である。

(2) 切羽安定機構と切羽泥水圧の設定方法

切羽安定機構を検討するために遠心載荷試験を行った。ここで、縦シールド模型の切羽直下1cm(実物換算1.5m)に設置してある標点変位データから読み取った勾配変化点を切羽崩壊時とし、その時の泥水圧を切羽崩壊泥水圧と定義する。

1) 崩壊応力比算定方法

切羽崩壊泥水圧を σ_v 、切羽直下部地盤の側方土圧を σ_h とすると、この2軸状態での最大せん断応力 τ_{max} は式(2)で表すことができる。この場合、切羽崩壊時では σ_v よりも σ_h の方が大きくなっているため、通常とは大小関係を逆に置いた式としている。

$$\tau_{max} = \frac{(\sigma_h - \sigma_v)}{2} \tag{2}$$

切羽崩壊は、切羽直下部地盤の最大せん断応力が非排水せん断伸張強度 C_u に達した時点で発生するから、式(3)、(4)が成立する。

$$C_u = \frac{(\sigma_h - \sigma_v)}{2} \tag{3}$$

$$\sigma_v = \sigma_h - 2C_u \tag{4}$$

崩壊応力比は、切羽崩壊泥水圧を切羽部の全土被り圧で除した値であるから、以下のような式変形により、崩壊応力比は側方土圧係数(K)を切片とし、 $-2(\sigma_t \times H)$ を勾配とする非排水せん断伸張強度の一次式で表すことができる。

$$\frac{\sigma_v}{\gamma_t \times H} = \frac{\sigma_h}{\gamma_t \times H} - \frac{2C_u}{\gamma_t \times H} = K - \frac{2}{\gamma_t \times H} C_u \tag{5}$$

ここで γ_t : 地盤の湿潤密度

H : 切羽深度

K : 側方土圧係数 $[= \sigma_h / (\gamma_t H)]$

以上の式より崩壊応力比の特徴を挙げると

- ・ 切羽部の非排水せん断伸張強度が大きくなると、崩壊応力比は小さくなる。
- ・ 切羽深度が大きくなるほど切羽部の非排水せん断伸張強度の変化に対する崩壊応力比の変化は小さいものとなる。

2) 切羽泥水圧設定方法

掘進地盤の非排水せん断強度 C_u (伸張強度) から崩壊応力比 $(Rf = \frac{\sigma_v}{\gamma_t \times H})$ を算定し、これに掘進地盤深度での全土被り圧 $(\sigma_t \times H)$ を乗じることで切羽崩壊時の泥水圧 σ_{vf} が算定される。よって必要泥水圧はここで算定された切羽崩壊時の泥水圧 σ_{vf} 以上の値とすればよい。

3) 沖積粘性土地盤(花畑工区)での切羽泥水圧の実績値との比較

図-5は花畑工区縦シールドにおける切羽泥水圧実績値と式(5)から求めた必要切羽泥水圧(6V)を示したものである。花畑工区は、縦横連続シールド工法を初めて採用した工事であり、高めの原設計泥水圧から、施工時目標切羽泥水圧に沿って若干切羽泥水圧を低下させて施工したが、切羽安定に支障なく安全に縦シールド施工ができた事例である。必要泥水圧を与える提案式の値は実績値とよく整合しており、提案式の妥当性を示している。

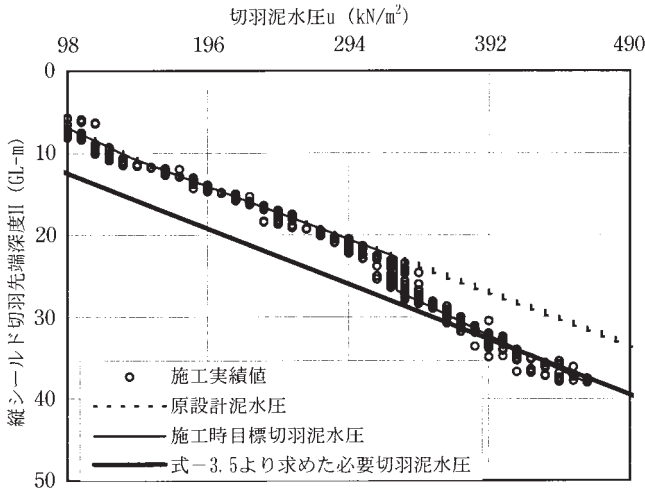


図 - 5 提案した必要泥水圧と花畑工区での切羽泥水実験値との比較

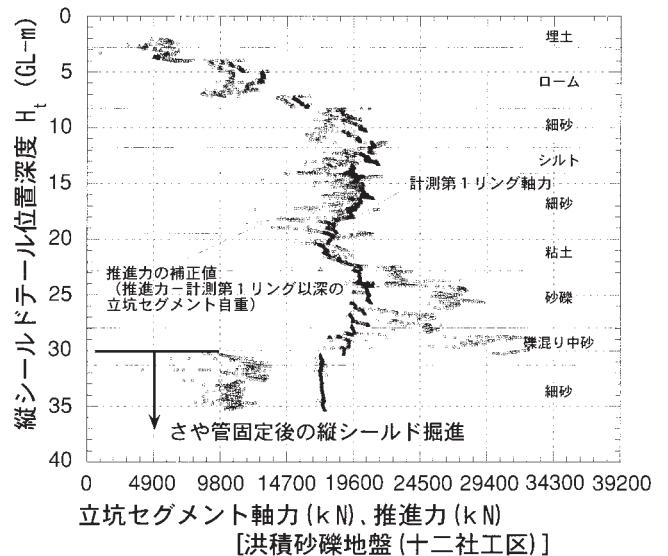


図 - 6(b) 推進力補正值と計測第1リング軸力の比較 (洪積砂礫地盤 [十二社工区])

(3) 縦シールド掘進のための必要推進力と推進伝達機構の算定法

1) 推進伝達機構の比較

a) 推進力と計測第1リング軸力の比較

図 - 6 に推進力補正值 (推進力 - 計測第1リング以深の立坑セグメント自重) と計測第1リング軸力の比較を示す。これより以下の知見が得られる

- ・ N値が0 ~ 2程度の中積粘性土地盤の場合には、立坑セグメントへの周面摩擦力は期待できない。したがって、推進ジャッキ位置からの推力は、立坑セグメントの重量成分で発揮される減衰以外のほとんどの量がそのまま立坑セグメント上端部まで伝達する。
- ・ N値が30 ~ 50以上の洪積砂礫地盤では、立坑セグメントへの周面摩擦力による反力がかなり期待できる。

b) 地盤の違いによる推進伝達機構の相違

a) の結果を模式的に示すと図 - 7 のようになる。掘進反力を分担する成分の一つである立坑セグメント外周面に作用する周面摩擦力Fは、立坑セグメント周囲の地盤条件に応じて異なる。この立坑セグメント周面摩擦力を正確に評価することで、縦シールド工の設計をより合理的なものにすることができる。例えば、周面摩擦の効果は、立坑長が伸びる大深度立坑ほど増大し、地盤強度が大きい地盤ほど周面摩擦力が期待できるため、掘進反力体の規模の縮小につながり経済的となる。

2) 推進伝達機構の検討手法と検討結果

a) 周辺摩擦力を考慮した推力伝達挙動の算定法

立坑セグメント外周面に作用する周面摩擦力が明瞭に認められた洪積砂礫地盤 (十二社工区) での実態調査結果を分析した。推力伝達挙動のシミュレーション解析に用いる構造解析モデルとしては、立坑セグメント部材を「梁部材」

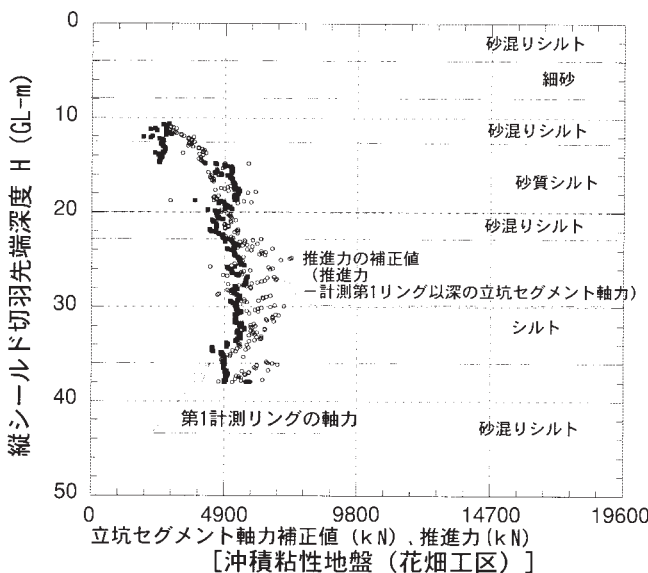


図 - 6(a) 推進力補正值と計測第1リング軸力の比較 (沖積粘性地盤)

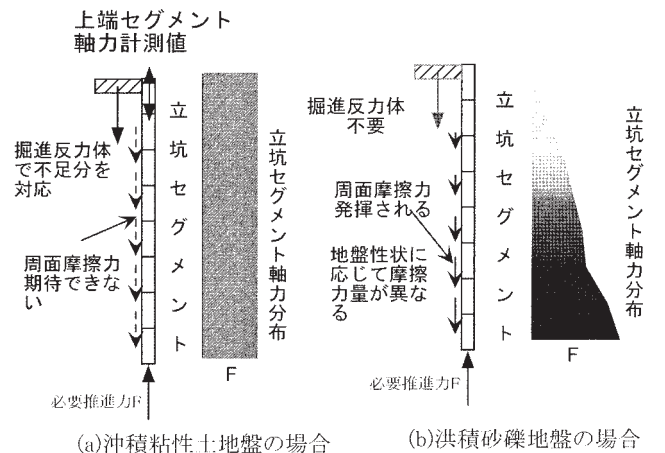


図 - 7 推進伝達機構模式図

に、また周辺地盤から立坑セグメント外周面に作用する周面摩擦力を「せん断ばね」でモデル化した、いわゆる、ばねモデルを用いることとした。図 - 8 に構造解析モデルの模式図を示す。シミュレーションの対象は、立坑セグメントに周面摩擦力が発揮していると考えられる縦シールドテールが礫混り中砂層下端 (GL-30m) に位置する施工状況を取り上げ、最下端部の立坑セグメントに作用させる推進力は施工実績より3,400tfとした。また、立坑上端部の境界条件としては、実際の施工時においてRCガイドウォールの隆起現象が若干見られたことを考慮して、上端部を完全固定とはせずばね反力を配置したCase1と、比較のために上端部完全固定条件としたCase2の2ケースを設定した。立坑セグメントと地山間のせん断ばね定数は式(6)で表すケーソン基礎の設計時に考慮する基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数¹⁾より設定した。

$$k_{svd} = 0.3 \times k_{hd}$$

$$k_{hd} = \alpha_k \times k_{ho} \times (D_h/30)^{-3/4}$$

$$k_{ho} = \alpha E_o/30$$

k_{svd} : 基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数 [kgf/cm³]

k_{hd} : 基礎側面の水平方向地盤反力係数 [kgf/cm³]

α_k : k_{ho} 推定の補正係数 (=1.0)

D_h : 基礎側面の換算載荷幅 [cm]

E_o : 地盤の変形係数 [kgf/cm²]

α : E_o の決定法に対応した補正係数

b) シミュレーション結果

図 - 9 にシミュレーション解析結果を示す。Case 1、

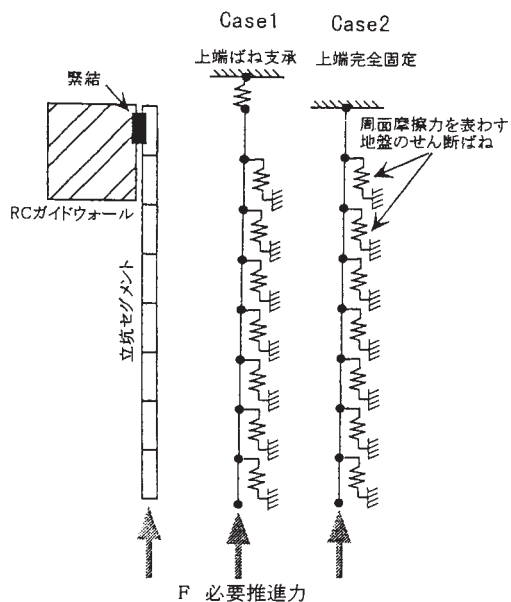


図 - 8 解析モデル図

Case 2 の解析結果に加えて立坑セグメント内を伝達する推力の現場計測値を併記した。現場計測結果では、立坑セグメントリングに残留軸ひずみが認められたため、計測結果より推力伝達力のみを抽出して現場計測軸力として示してある。同図から以下の知見が得られる。

- ・ 立坑セグメント上端部にばねを配置して変位を考慮できるようにしたCase 1 は、現場計測結果と整合しており、セグメント周面摩擦力を考慮した推力伝達挙動の解析モデルとして妥当なものである。
- ・ 立坑セグメント上端部を完全固定としたCase 2 は推力伝達力が大き目に算定されており、設計計算として用いるならば安全側の解を与えていることになる。
- ・ 上段部境界のばね反力係数を事前に評価設定することは困難であるが、Case2を用いておくことで安全側の設計が可能である。

(4) 推力伝達挙動を考慮した掘進反力体設計の考え方

図 - 10 に、縦シールド掘進地盤の地盤調査から掘進反力体の設計までの流れを模式して示す。ここに示す設計の考え方は、経済的な掘進反力体の設計を可能とするための提案であり、掘進地盤条件を合理的に反映させた設計手法としている。

1) 地盤条件の整理

立坑掘削地盤においてボーリング調査を実施し、掘削地盤の地盤条件を深度方向に正確に把握する。なお、ボーリング調査時に必要な原位置試験ならびに土質試験は以下のようである。

- ・ 標準貫入試験 (N値)
- ・ 各土層ごとの物理試験 (土粒子の密度試験より)

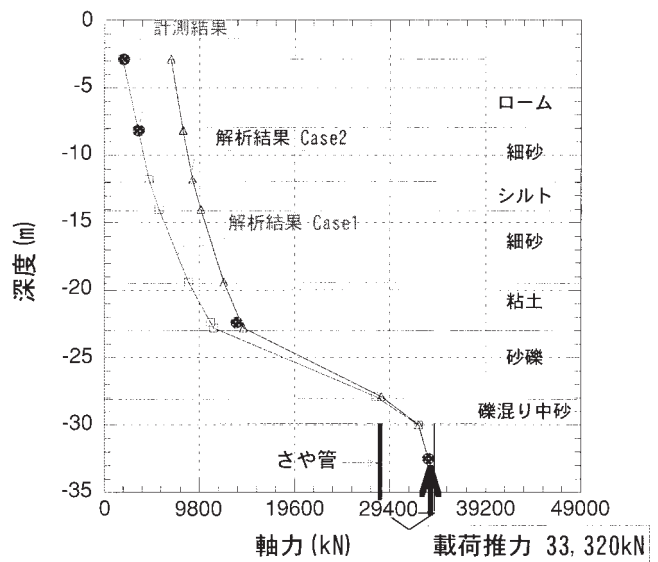


図 - 9 シミュレーション結果

- ・各土層ごとの力学試験（三軸圧縮試験よりC、 ϕ ）
- ・地下水試験（湧水圧測定試験）

2) 縦シールド構造条件の整理

縦シールド条件（縦シールド外径 D_m 、スキンプレート長 L 、縦シールド自重 W_m ）を整理する。

3) 推進抵抗力の算定

3(1)で提案した手法により、各深度ごとの掘進 F_{1d} ($F_1 + F_2$) を算定する。この際、掘進抵抗力は立坑セグメントの単位幅1mごとに算定する。

4) 必要泥水圧の算定

縦シールド掘進時に必要な切羽泥水圧は、3(2)で提案した手法により縦シールド掘進時に必要な切羽泥水圧を算定し、これに縦シールド切羽部断面積 A を乗じて泥水浮力 U を求める。この場合の算定深度も1m深度ごとに算定する。

5) 必要推進力の算定

各深度における掘進抵抗力 F_{1d} と泥水浮力 U_d の合算値から縦シールド自重 W_m を引くことで、縦シールド掘進時に必要な各深度ごとの必要推進力 J_d を見積もる。

6) 推進反力体の設計荷重

最後にばね構造解析モデルを用いて、上記で算定した必要推進力を作用外力とした数値解析を実施し、各深度ごとの掘進反力の上部への伝達力を算定し（3(3)参照）、その最大値を与えるケースに対応させた掘進反力体の規模を

決定する。

(5) 縦シールド掘進に伴う地盤変状とその予測手法

1) 縦シールド掘進時の沈下挙動シミュレーション

立坑中心を中心軸とした軸対称モデルによる二次元線形弾性有限要素法解析により行った。土層区分ならびに入力土質定数は設計値を用いた。応力解癒率をパラメータとした解析を実施し、その結果ベント杭下端の実測値約9mmに対応する応力解癒率として約14%が得られた。これは沖積地盤の解析で通常用いる解癒率と比べると比較的小さめな値であり、即時裏込注入が良好に実施されたことを示している。

2) 縦シールド掘進時の地盤沈下予測手法

- ・ 縦シールドテール部の応力解癒モデルを組み入れた軸対称線形有限要素法解析で行う。
- ・ 計算は逐次ステップ解析とし、第1ステップにて地山初期応力を計算し、その後のステップから逐次シールドテールボイド部の要素を削除して解癒応力を作用させた計算を行う。
- ・ 軟弱な沖積粘性土地盤の場合の応力解癒率は約14%が妥当であることが、実態調査結果より言える。なお、地盤条件あるいは施工条件によりこの応力解癒率は変化するものと考えられるが、地盤変状予測を

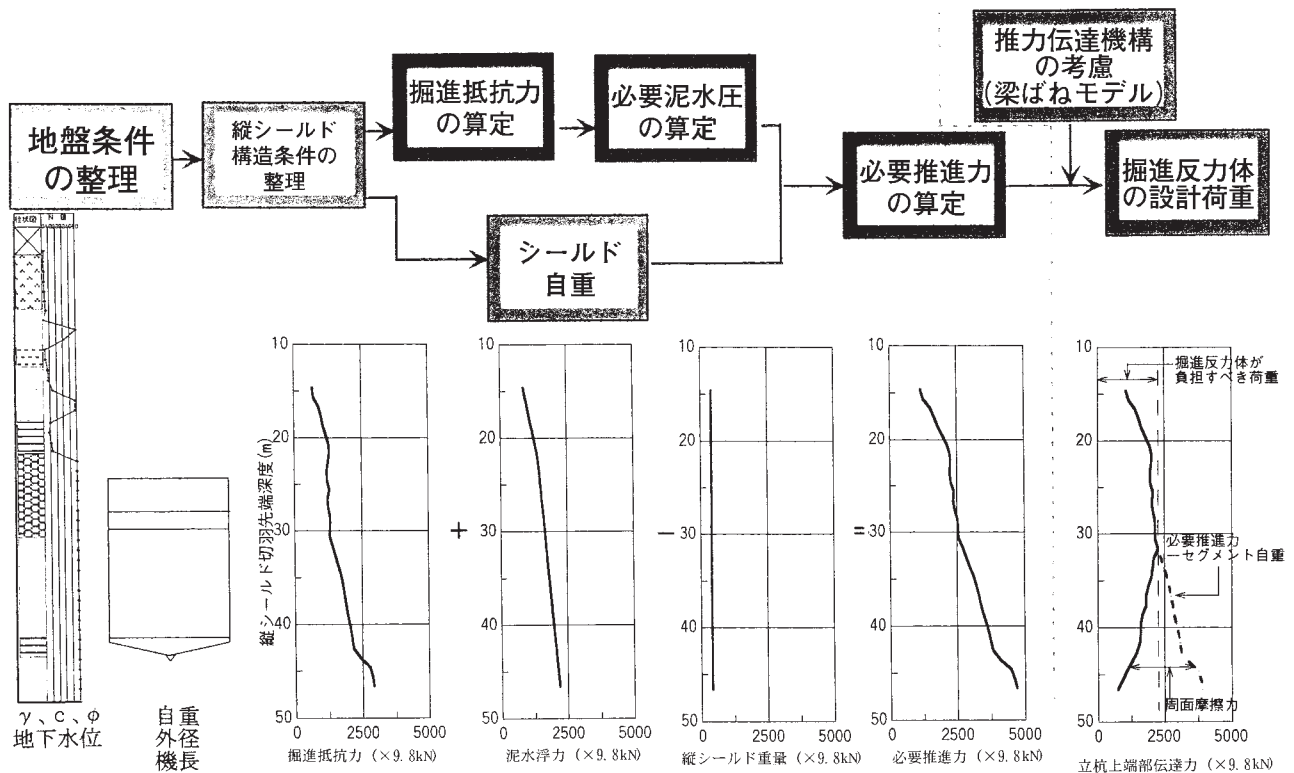


図 - 10 縦シールド掘進地盤の地盤調査から掘進反力体の設計までの流れ

必要とする現場条件は軟弱地盤の場合が多いため、今回使用した応力解癒率（14%）は軟弱地盤の場合に対する一つの目安を与える参考値としては有効と考えられる。

4.まとめ

以上のように縦横連続シールド工法の計測データをもとに合理的な設計法の提案を行った。表-2に各着目点における合理的な設計手法を示す。以上に提案した方法は、下記に述べる理由から実務的対応が十分に可能であり合理的な設計方法と考えられる。通常のシールド工法の設計時では、施工延長に対して数量の限られた離散的な地盤調査結果を活用するために、設計時点でのトンネル掘進地盤の

性状把握は概略的なものとならざるを得ない。一方、縦横連続シールド工法における縦シールド工の設計の場合には、立坑掘削地盤位置で最低1本の地質調査ボーリングを実施すれば、掘進地盤条件を正確に反映させた合理的な設計が可能となる。ここで提案した縦シールド施工ならびに推進反力体の合理的な設計法は、立坑1m深度ごとの算定に基づくものであるが、現行の立坑深度の実績は最大でも約60m程度であるから、その設計計算量は実際に対応可能な範囲のものである。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 下部構造編

表-2 合理的な設計法の提案

着目点	原設計	提案できる合理的な設計手法
切羽泥水圧	リバース杭の考え方とランキン主動土圧の考え方を包含する値(沖積粘性土層) 地下連続壁工法の泥水圧設定法を参考(洪積砂礫層)	崩壊応力比 $[-2/(\gamma_1 \times H)] \times C_u +$ 必要泥水圧 $[kN/cm^2]$ $=$ 全土被り圧 $[kN/cm^2] \times$ 崩壊応力比 γ_1 :粘性土地盤の湿潤密度 H:切羽深度 K:側方土圧係数 C_u :切羽部地盤の非排水せん断強度
掘進抵抗力	既往経験式より $F=98A$ [kN] (A:縦シールド切羽部断面積)	a)粘性土地盤の場合 $F1 = \pi D_m L C$ $F2 =$ 実績値 b)砂質土地盤の場合 $F1 = \mu \pi D_m L P_m$ $F2 =$ 実績値 Pm:縦シールド外殻面に作用する平均土圧 Dm:縦シールド外径 L:縦シールド長さ C:粘着力 μ :シールドと周辺地盤の摩擦係数
推進力	上記で算定した切羽泥水圧及び掘進抵抗力を用いて以下の式により求める。 $J_d = (F + U_d - W_m) \times \alpha_2$ Jd:必要推進力 F:掘進抵抗力(10A) Ud:切羽泥水圧 Wm:縦シールド自重 α_2 :推力変動係数(1.32)	上記で算定した切羽泥水圧及び掘進抵抗力を用いて以下の式により求める。 $J_d = F_{1d} + U_d - W_m$ Jd:必要推進力 F _{1d} :掘進抵抗力 U _d :切羽泥水圧 Wm:縦シールド自重
周面摩擦力	場所打ち杭における周面摩擦力の考え方を利用	梁ばね構造解析モデルを用いて必要推進力を外力とした数値解析を実施する。
掘進反力体	上記設計より、立坑上端部まで伝達される最大荷重を決定(沖積粘性土層:ペント杭、洪積砂礫層:グラウンドアンカー)	梁ばね構造解析モデルを用いて必要推進力を外力とした数値解析を実施し、その最大値を与えるケースに対応した掘進反力体の規模を決定する。
セグメント作用外力	裏込め注入の影響による曲げモーメント	片方向に980 [kNm]の割増し荷重を見込む。
	偏土圧	片方向に10%の割増し荷重を見込む
	セグメント組み立て誤差	元構みを1%見込む
地盤変位量	軟弱地盤においては懸念事項の一つ	地盤条件によってはテルボイドによる沈下が見られるため事前予測解析を実施すべきである。
球体回転横シールド発進工	軟弱地盤においては周辺地盤への影響を懸念	順調に施工可能 周辺地盤への影響も無し