

シールド先受け工法「ジオフレックスビーム工法[®]」設計法の開発

粕谷 悠紀 稲川 雄宣
山本 彰 足立 邦靖
(本社土木本部)

Development of Design Method for Pre-Supporting System of Shallow Shield Tunnel

Yuki Kasuya Yusen Inagawa
Akira Yamamoto Kuniyasu Adachi

Abstract

A new pre-supporting system, termed (Geo-Flex Beam (GFB) system), was developed for the prevention of caving-in of the working face. This system consists of grout-infused packers that are made using a flexible drilling machine. The effect of the beam was confirmed previously by model test, centrifugal model test, field test, and field loading test. This paper reports the design method of the GFB system. This system was applied to the ultimate analysis method to analyze the stability of working face, and to an elastic beam-spring model by the AGF method to analyze this system was proposed the structural performance of the beam. Furthermore, to be applied to the namograph method for assessing ground deformation. This paper also reports on the inspection result of the design method by a centrifugal model test.

概要

鉄道や道路直下等の小土被りシールド工事に伴う地表面の陥没防止と変形抑制を目的として、袋体からなる長尺先受け工法「ジオフレックスビーム工法（GFB工法）」を開発した^{1), 2)}。GFB工法は、自在ボーリングを用いて地表面から地盤を削孔し、繊維質の袋材にグラウトを充填した梁状の補強体を造成する技術である。これまで室内模型実験、遠心模型実験、試験施工および現場載荷実験等により、GFB工法の補強効果を確認している。本論文では、開発したGFB工法の設計法について報告する。設計法は、極限解析による切羽安定性評価、骨組構造解析（弾性支承上梁モデル法）による補強体の構造体照査、三次元FEM解析で求めたノモグラムによる地表面変位量予測からなっており、遠心模型実験により設計法を検証した。

1. はじめに

最近では、シールド工法の工期短縮・コスト削減を図るため、立坑を必要とせず、シールド機の地上発進・地上到達する技術が確立されている。当該技術は、その特徴から都市部における鉄道の地下化工事や鉄道と道路の交差点でのアンダーパス工事などの小土被りシールド掘削工事に適している。しかし、小土被りでシールド掘削する場合、切羽天端部の地盤のアーチ効果が期待できないため、地表面沈下が生じやすく、最悪の場合陥没に至る可能性がある。このため、鉄道や幹線道路等の重要交通施設直下を小土被りでシールド掘削する場合には、フェールセーフとしての対策を実施することが重要である。このような背景から、シールド掘削工事に先立って梁状の補強体を地盤中に造成するシールド先受け工法「ジオフレックスビーム工法（以下、GFB工法とする）」を開発した（Fig. 1）。

これまで室内模型実験、遠心模型実験、試験施工および現場載荷実験等により、GFB工法は地表面の陥没防止や沈下抑制に効果的であること、地表面から施工できること、施工時に地表面にもほとんど影響を与えないこと、造成した補強体が十分な支保耐力を有していることを確

認している。本論文では、小土被りシールド工事における先受け工法として開発したGFB工法に対する設計法について報告する。

2. ジオフレックスビーム工法の概要

GFB工法は、曲線削孔（40mR）が可能な自在ボーリング（全長5.1m×幅1.31m×高さ1.98m）を用いて地表面から地盤を削孔し、繊維質の袋材にグラウトを充填した梁状の補強体を造成する技術である。Fig. 2 に削孔および

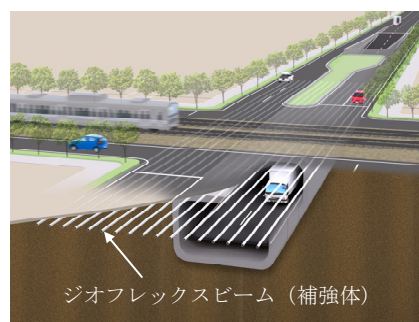


Fig. 1 ジオフレックスビーム工法の概要図
Pre-Supporting Systems of Shallow Shield Tunnel

袋材引込み状況を示す。なお、詳細な施工手順は既報¹⁾、²⁾に譲る。

補強体の直径はφ150mm～200mm、長さは最大50mまで施工可能である。各補強体のピッチは0.3m～1.0m、補強体の配置は1段(直線)または2段(千鳥)とする。また、施工中における地表面変位への影響およびGFB工法の補強効果を考慮し、補強体土被りの適用範囲は1.5～5.0mとしている。以下に、GFB工法の特徴を示す。

- 1) 立坑を必要とせず、地表面からの施工が可能であるため、施工時の通行止め等による周辺住民への影響を最小限に抑えることができる。
- 2) 自在ボーリングを用いて施工することにより、埋設管などの地中支障物を避けながら長尺の補強体を地盤中に精度よく造成できる。
- 3) シールド工法や推進工法による非開削掘削に先立って施工できることから、シールドトンネル等の掘進工程に与える影響はほとんどない。

袋体からなる補強体は鋼管などと比較して曲げ剛性が小さい。この点については、遠心模型実験によって比較的曲げ剛性の小さい補強材でも地表面の陥没防止と変形抑制効果を有すること、また現場載荷実験によって1本当たりの補強体の支保耐力が道路の活荷重(10kN/m²)や鉄道の列車荷重(32kN/m²)以上有することを確認している。

3. 設計法の提案

3.1 設計法の考え方

Fig. 3に開発した設計法のフローを示す。無対策時における切羽安定性評価の結果より、計画安全率を確保できない場合は、GFB工法で設計する。補強体の諸元を設定し、構造体照査を実施して補強体の支保耐力を算出した後、対策時における切羽の安定性を評価する。設定した補強体の配置で安全率が満足できない場合は、補強体のピッチを小さくし、安全率を満足するまで行う。なお、GFB工法は切羽の陥没防止を主目的としているが、重要構造物付近で施工する場合や変位に対して厳しい管理が求められる場合には地表面変位量予測を実施する。

3.2 切羽安定性評価

3.2.1 すべり形態の推定

切羽安定問題については村山ら³⁾による極限解析方法により評価する。極限解析による安定性評価にあたっては、Fig. 4に示す切羽前方の三次元の楔状のすべり土塊を仮定する。その際、楔状のすべり土塊の側面(ABC, A'B'C')に作用する摩擦抵抗を考慮する。三次元すべり土塊の規模については、シールド施工現場で観察されている切羽のすべり形状を参考にブロック幅Bを0.7Dとする⁴⁾。Fig. 5に切羽中央二次元断面で見た場合の切羽前方すべり土塊の作用力を示す。シールド掘削に伴い切羽前方に直線すべり線が形成されると仮定し、土塊の重量、すべり面における抵抗力およ

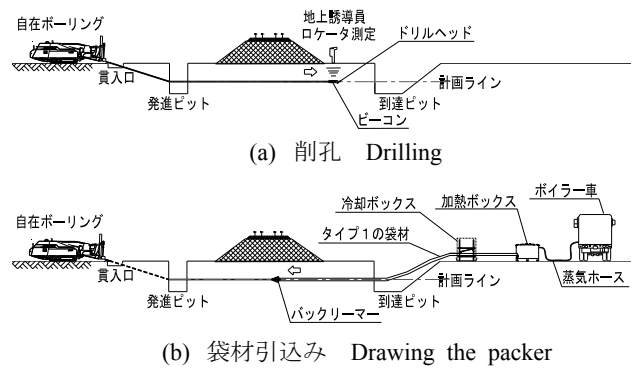


Fig. 2 施工方法
Construction Method

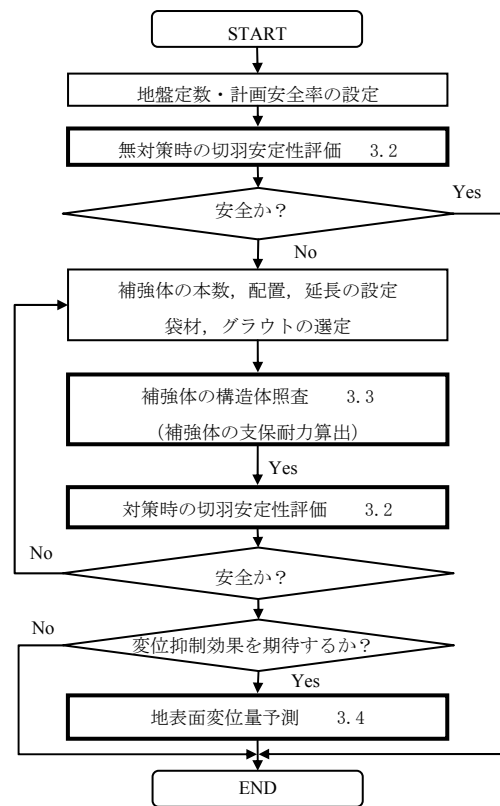


Fig. 3 設計フロー
Design Flowchart

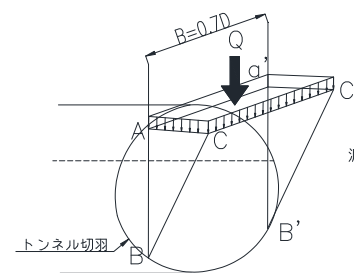


Fig. 4 切羽前方すべり土塊の三次元効果
Three-Dimensional Effect of the Working Face Block

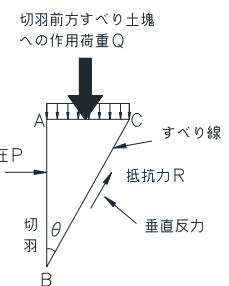


Fig. 5 切羽前方すべり土塊の作用力
Balance of the Power of the Working Face Block

び垂直反力，土塊上面に作用する緩み荷重および切羽面の泥土圧のつり合いによってすべり土塊の安定性を評価する。安定性評価において，すべり土塊の切羽高さ h は，Fig. 6に示すように下端のみ円形状による低減を考慮し $0.85D$ とした。Table 1に極限解析による設計式をまとめて示す。また，Table 2は設計に用いる記号の一覧を示している。

3.2.2 緩み荷重の算定 深度方向における切羽上部の緩み荷重の範囲をシールド土被り H とする。緩み荷重強度 p_r は，Terzaghi⁵⁾の緩み荷重の考え方をシールド縦断方向および横断方向に適用して式(8)より求める。なお，シールドにおけるカッター部分は解放状態に近いと考え，カッター厚さ（実績値：0.27m～0.75m）を切羽解放区間 t （=1.0m）に相当するものとした。

3.2.3 泥土圧の算定 シールド工法技術協会によると，泥土圧シールド工法の切羽圧力管理では，「管理土圧＝有効土圧＋地下水圧＋予備圧」と定めている⁶⁾。管理土圧の設定は，全土層を土水分離で考えるのが一般的である。有効土圧は掘削面の変形に伴い静止土圧から主働土圧に変化すると考えられるが，設計では変形防止の観点から安全側となるよう静止土圧で設定する。地下水位はシールド下端以下と仮定し，地下水圧は考慮しないこととした。なお，GFB工法の設計では安全側となるよう予備圧は考慮しない。以上のような考え方にに基づき，切羽に作用する泥土圧 P は式(1)より算出する。

$$P = K_0 \times (\gamma H + q_a) \quad (1)$$

ここで， K_0 ：静止土圧係数
 γ ：土の単位体積重量（kN/m³）
 H ：土被り（m）
 q_a ：上載荷重（kN/m²）

3.2.4 安全率の算定 安全率の算定式は村山ら³⁾による極限解析方法を基本とし，GFB工法の設計法として，以下の項目を導入した。

- ①補強体による支保効果 ……式(9-2)参照
- ②泥土圧 P の効果 ……式(14)参照
- ③側方摩擦抵抗力 ……式(15)参照

なお，無対策時の安全率の算定にあたっては，式(4)において緩み係数 L を考慮しない（ $L=1$ とする），および式(9-2)において補強体の支保耐力 P_{geo} を考慮しない（ $P_{geo}=0$ とする）。極限解析によるすべり土塊の安全率は式(18)で算定される。なお，補強体の極限解析による計画安全率は1.2以上としている。

$$F_s = \frac{R_1 + R_2}{S} \quad (18)$$

3.3 構造体照査

3.3.1 弾性支承上梁モデル 補強体の構造性能は弾性支承上梁モデル法⁷⁾により評価する。本論文では，武内ら⁸⁾が提案したトンネル掘進に伴うAGF鋼管自体のたわみ性状を模した計算モデルを参考に示す。Fig. 10に示すように補強体を連続梁とし，支保工区間と地山区間は弾性支承ばねによりモデル化し，支保工区間のばねは支

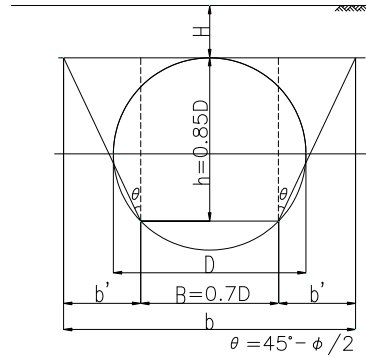


Fig. 6 シールドトンネル横断方向の緩み範囲
Loosening Zone of Tunnel Crossing Direction

Table 1 極限解析による設計式
Design Expression by the Extreme Analysis

計算項目	計算手順	算出式	式番号	図番号
切羽前方の緩み荷重の算定	1	$s = h \times \tan(45^\circ - \phi/2)$	(2)	Fig 7
	2	$b = B + 2h \times \tan(45^\circ - \phi/2)$	(3)	Fig 6
	3	$L = (2l + s) / (2l + t + s) \quad (L < 1)$	(4)	Fig 7
	4	無対策 $d = (t + s)$ 対策 $d = L \times (t + s)$	(5-1) (5-2)	Fig 7
	5	$X = 2K_0 \tan \phi (b + d) / (b \times d)$	(6)	
	-	$K_0 = 1 - \sin \phi$	(7)	
切羽前方すべり土塊上部の作用荷重の算定	6	$p_r = (\gamma / X - c)(1 - e^{-HX})$	(8)	Fig 8
	1	無対策 $q = p_r + q_a$ 対策 $q = p_r - (P_{geo} / p \times s) + q_a$	(9-1) (9-2)	Fig 8
	2	$p_{fa} = q \times t / 2$	(10)	
すべり土塊に作用する滑動力と抵抗力荷重の算定	3	$Q = [(q \times s) + P_{fa}] \times B$	(11)	
	1	$W = 1/2 \times \gamma \times h^2 \times B \times \tan(45^\circ - \phi/2)$	(12)	Fig 9
	2	$S = (W + Q) \times \cos(45^\circ - \phi/2)$	(13)	Fig 9
	3	$R_1 = [(W + Q) \times \sin(45^\circ - \phi/2) + B \times P \times h \times \cos(45^\circ - \phi/2)] \times \tan \phi + (B \times c \times h) / \cos(45^\circ - \phi/2) + B \times P \times h \times \sin(45^\circ - \phi/2)$	(14)	Fig 9
	4	$R_2 = 2 \times \sigma_0 \times \tan \phi \times (1/2 \times h \times s)$	(15)	Fig 9
	-	$\sigma_0 = K_a \times \gamma \times D$	(16)	
	-	$K_a = \tan^2((45^\circ - \phi/2))$	(17)	

Table 2 設計に用いる記号の一覧
List of Signs to Use for Design

記号	単位	意味
s	m	切羽前方すべり土塊上部の幅
h	m	切羽高さ
b	m	シールド横断方向の緩み範囲
B	m	シールド横断方向における切羽すべり形状のブロック幅
L		補強体余長によるシールド縦断方向の緩み範囲に関する係数
d	m	シールド縦断方向の緩み範囲
t	m	切羽解放区間
X		緩み荷重係数
ϕ	°	土の内部摩擦角
p_r	kN/m ²	切羽の三次元効果を考慮した緩み荷重強度
c	kN/m ²	土の粘着力
q	kN/m ²	切羽前方すべり土塊上部の作用荷重強度
P_{geo}	kN/m ²	補強体の支保耐力（構造体照査から算出）
p	m	補強体のピッチ
P_{fa}	kN/m	シールド縦断方向の応力再配分による増分荷重
Q	kN	切羽前方すべり土塊上部の作用荷重
W	kN	すべり土塊
S	kN	滑動力
R_1	kN	直線すべり面における抵抗力
R_2	kN	三次元効果を考慮した側面摩擦による抵抗力
σ_0	kN/m ²	切羽前方すべり土塊側面の法線方向応力
K_a		主働土圧係数
D	m	シールド径
F_s		安全率

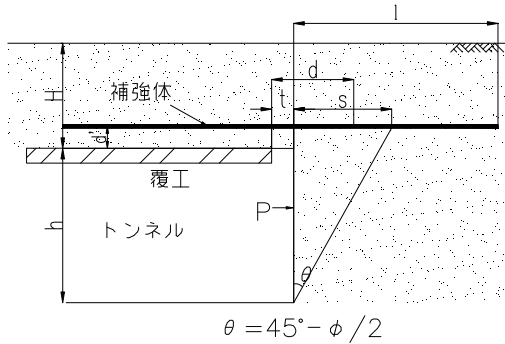


Fig. 7 切羽前方すべり土塊の範囲 (対策時)
Loosening Zone of Working Face Block (Reinforcement)

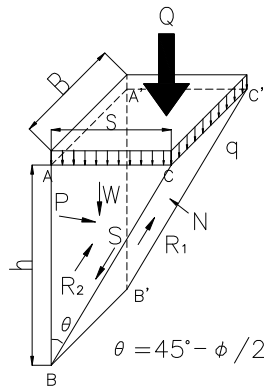


Fig. 9 三次元直線すべり法
The Method of Straight Line Sliding for Three-Dimension

保工ばね定数 k_1 、地山区間のばねは鉛直地盤ばね定数 k_2 とする。弾性支承上梁モデルの台形荷重の形状と作用位置は、補強体に生じる正の曲げモーメントが最大になるように算定した。なお、この台形荷重の考え方は武内⁸⁾が示すAGF工法の設計法に基づいており、GFB工法では道路の活荷重や鉄道の列車荷重等の上載荷重を想定している。

3.3.2 補強体余長 l の設定 切羽から地山区間における補強体の先端までの距離を補強体余長とし、 $l = s + 1.0\text{m}$ とした。これは、切羽解放区間上部に生じる正の曲げモーメントの分布より、補強体余長は切羽前方すべり土塊の幅を上回れば影響ないという算定結果に基づき設定した。AGF工法⁷⁾における弾性支承上梁モデルのばね間隔を参考に支保工区間のばね間隔は基本的には 1.0m とするが、切羽近傍では 0.25m とし、地山区間のばね間隔は一律で 0.25m とした。

3.3.3 支保工ばね定数 k_1 の設定 地盤工学会が集計した施工実績⁹⁾によると、覆工厚はシールドトンネル幅の4%前後であり、本設計でもこの比率を用いる。覆工幅は一般に $0.75\text{m} \sim 1.2\text{m}$ であるため⁹⁾、 1.0m とした。支保工ばね定数を式(19)より算出する。

$$k_1 = \frac{F}{\Delta x} \times y \quad (19)$$

ここで、 F ：トンネル天端部の単位作用力 (kN/m)

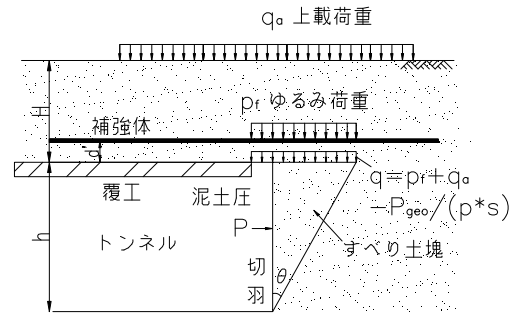


Fig. 8 切羽前方すべり土塊上部の作用荷重強度
Load Strength of Working Face Block

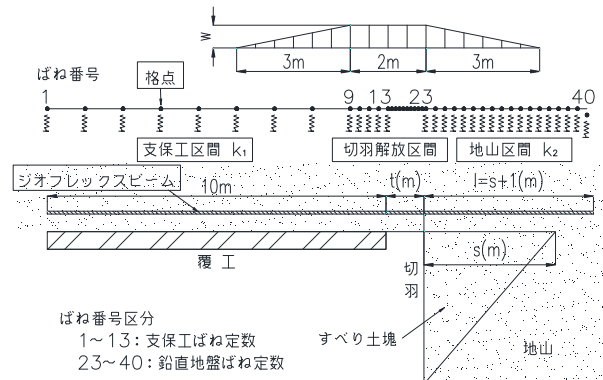


Fig. 10 弾性支承上梁モデル (トンネル縦断方向)
Elastic Beam-Spring Model

Table 3 円形トンネルを対象とした支保工ばね定数
Spring Constant for Tunnel Support of Circular Tunnel

計算項目	単位	計算結果			
トンネル幅: D	m	4	8	12	20
覆工幅	m	1.0	1.0	1.0	1.0
覆工厚(トンネル幅の4%)	m	0.16	0.32	0.48	0.80
覆工断面積: A	m ²	0.160	0.320	0.480	0.800
覆工断面2次モーメント: I	m ⁴	0.0003	0.0027	0.0092	0.0427
トンネル天端部の単位作用力: F	kN/m	100	100	100	100
トンネル天端部の鉛直変位量: Δx	m	0.0014	0.0014	0.0014	0.0014
受け持ち長さ: y	m	1.0	1.0	1.0	1.0
支保工ばね定数: k_1 (番号1~9)	kN/m	72,993	73,529	73,529	73,529
受け持ち長さ: y	m	0.25	0.25	0.25	0.25
支保工ばね定数: k_1 (番号9~13)	kN/m	18,248	18,382	18,382	18,382

Δx ：トンネル天端の鉛直変位量 (m)

y ：格点の受け持ち長さ (ばね間隔) (m)

Table 3に円形シールドの中を $4\text{m} \sim 20\text{m}$ の間で変化した場合の支保工ばね定数の計算結果を示す。

3.3.4 鉛直地盤ばね定数 k_2 の設定 AGF工法⁸⁾の設計法の考え方を参考として、N値から鉛直方向地盤反力係数を推定する計算式(20)を示す。地山に支持される格点の鉛直地盤ばね定数 k_2 は式(21)より算出する。Fig. 11にN値と鉛直地盤ばね定数の関係を示す。

$$k_v = 5100N^{0.65} \quad (20)^8$$

$$k_2 = k_v \times A_w \quad (21)$$

$$A_w = y \times D_w \times n \quad (22)$$

ここで、 k_v : 鉛直地盤反力係数 (kN/m³)
 A_w : 各格点が受け持つ面積 (m²)
 D_w : 補強体幅 (m)
 n : 単位幅あたりの補強体の本数 (本)

3.3.5 補強体の支保耐力の算出 弾性支承上梁モデルの計算は、構造体の自重計算した後、切羽解放区間tにおける補強体上部に作用する土被り圧の付加した上で台形荷重を段階的に増加させ、各荷重段階で補強体に生じる曲げモーメントを計算する。次に、得られた曲げモーメントを降伏曲げモーメント M_y に対して照査する。なお、降伏曲げモーメント M_y は曲げ強度試験 (JIS A 1106に準拠)における荷重—変位曲線の変曲点として求める。計算の結果、補強体に生じる M_{max} が降伏曲げモーメント M_y に到達したときの荷重を降伏荷重 P_y とする。Fig. 12に降伏荷重 P_y 時の曲げモーメント分布の一例を示す。単位幅あたりに補強体を複数本配置する場合は1本当たりの荷重として算出する。極限解析に用いる補強体の支保耐力 P_{geo} は、降伏荷重 P_y を補強体の安全率 F_{sw} で除した値として求める (式(23))。なお、補強体の安全率 F_{sw} は、切羽前方のすべり線の仮定や地盤のばらつきおよびGFB工法がシールド掘進における仮設であること等を考慮し、1.5とした¹⁰⁾。

$$P_{geo} = \frac{P_y}{F_{sw}} \quad (23)$$

3.4 地表面変位量の予測方法

3.4.1 ノモグラム法の提案 シールド形状や土被りが変化したときにその都度三次元FEM解析を実施することは設計する際に煩雑になる。そこで、小土被りのシールド掘削に伴う地表面変位量を簡易的に予測するため、補強体のピッチ、土被り、地盤条件等をパラメータとした三次元FEM解析を実施し、その結果を基にノモグラムを作成することにした。地表面変位量予測は、式(24)に示すように、GFB工法を施工した場合と無対策の場合に生じる地表面変位量の比率「変位低減率x」として無次元化し評価することとした。

$$x = \frac{d_1 - d_2}{d_1} \times 100 \quad (24)$$

ここで、 d_1 : 無対策時の最大地表面変位量 (mm)
 d_2 : 対策時の最大地表面変位量 (mm)

3.4.2 解析モデル 地表面変位量の予測に用いた解析コードはGRASP3Dである。地盤はDrucker-Pragerモデルとし、補強体はBeam要素 (弾性体) でモデル化した。Fig. 13に円形シールドの解析モデルを示す。モデル領域はメッシュ削減のため、zy平面に対する平面对象モデルとし、解析モデルの底部・側部境界については面外方向変位を拘束した。断面形状は、円形シールドと矩形シールドの2種類を想定した。シールド土被りは1.5m, 2.0m, 3.0m, 4.0mの4種類、補強体はピッチ0.5m, 0.75m, 1.0mの3種類、一段の直線配置とした。解析ステップは、自重解析後にシールド内部を34m掘削し、同延長区間の覆工

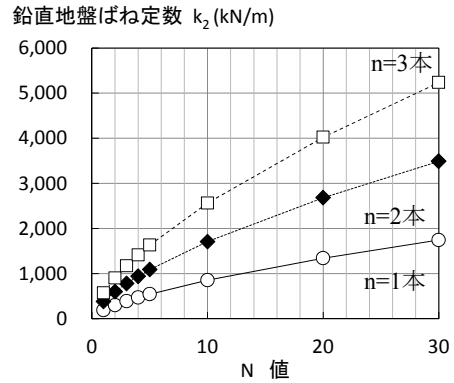


Fig. 11 N値と鉛直地盤ばね定数の関係 N-Value and Vertical Stiffness

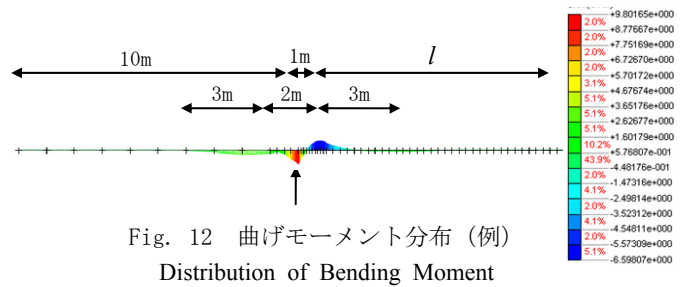


Fig. 12 曲げモーメント分布 (例) Distribution of Bending Moment

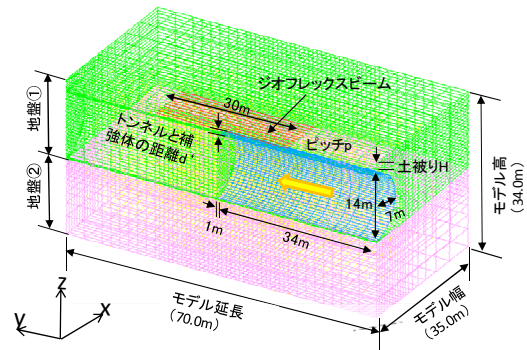


Fig. 13 地表面変位量予測のための解析モデル Analytical Model to Predict the Surface Settlement

Table 4 砂質土地盤の解析定数 Analytical Constants of Sand Ground

	想定 N値	単位体積重量 γ (kN/m ³)	変形係数 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
地盤①	2~3	18.0	5,000	0.32	0	30
	10	18.0	20,000	0.32	0	30
	20	18.0	40,000	0.32	0	30
地盤②	50	20.0	100,000	0.35	0	35

Table 5 補強体の解析定数 Analytical Constants of Beam

袋材仕様	断面積 (m ²)	曲げ剛性 EI (kN・m ²)	降伏曲げモーメント M_y (kN・m)	ポアソン比 ν
Type 1	0.0177	10.6	0.79	0.2
Type 2	0.0177	11.2	3.32	0.2
Type 3	0.0177	23.9	9.76	0.2

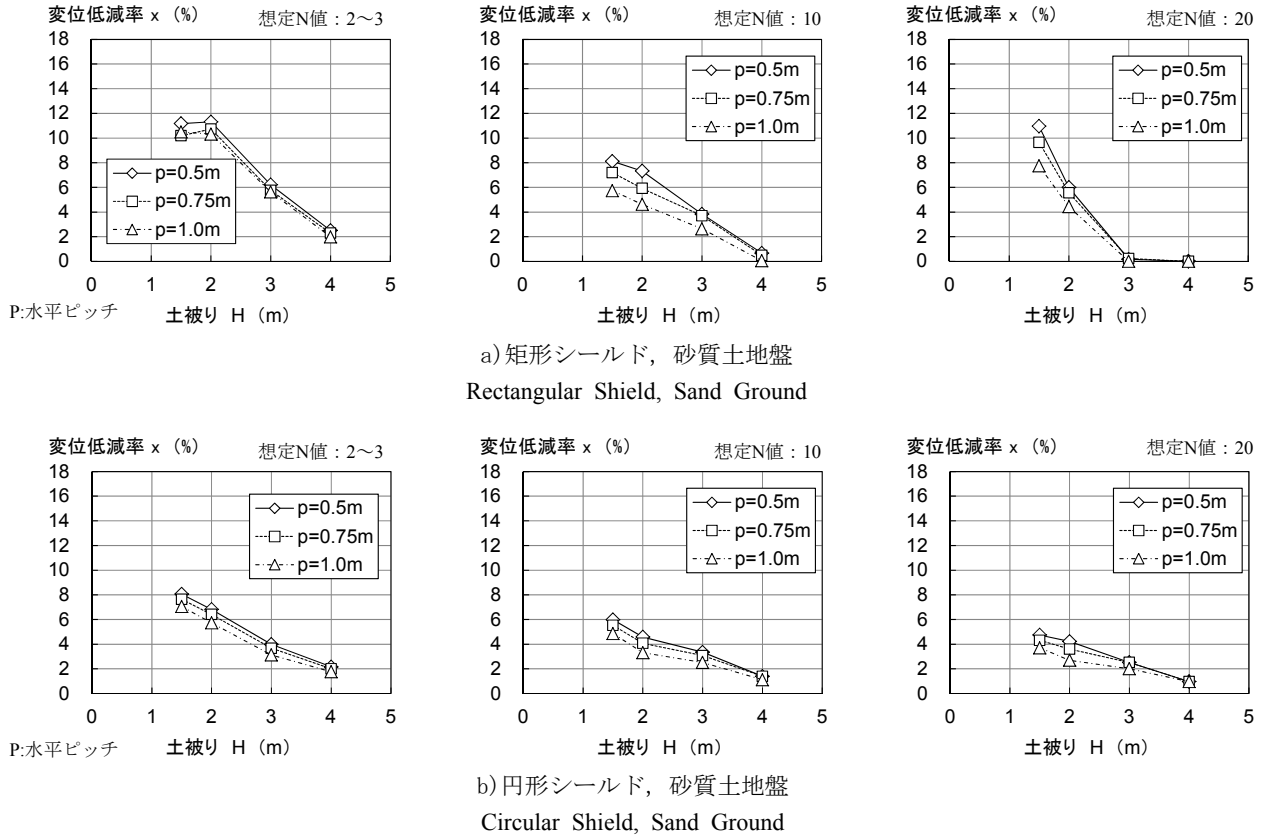


Fig. 14 シールド土被りと変位低減率の関係 (Type 3の例)
Relationship Between Earth Covering and Displacement Reduction Rate

を構築する。なお、切羽掘削に伴う地表面変位量を予測することを主目的とするため、覆工構築後の変位量を初期とした。無対策の場合は切羽解放区間1m分を掘削し、対策ありの場合は補強体設置後に切羽解放区間1m分を掘削する。

3.4.3 解析定数 対象地盤として砂質土と粘性土を想定した。Table 4に砂質土地盤を想定した場合の地盤①の想定N値と変形係数等のパラメータを示す。地盤②はN値50程度の硬質地盤を想定しており、地盤①との地層境界はシールド下端とした。Table 5に補強体の解析定数を、Table 6に覆工の解析定数¹¹⁾を示す。

3.4.4 解析結果 Fig. 14にシールド土被りと式(1)の変位低減率の関係の一例を示す。土被りが小さく補強体間のピッチが小さいほど変位低減率xは大きくなることから、施工深度が浅いほど補強体による地表面変位抑制効果が高くなる。シールド形状の違いに着目すると、円形シールドに比べて矩形シールドの方が変位低減率は大きくなる。なお、ノモグラムはFig. 14以外に粘性土地盤についても作成している。

4. 遠心模型実験による設計法の検証

GFB工法の正立性と変形抑制効果について確認するため、遠心模型実験を実施した。以下に実験概要とその結

Table 6 覆工の解析定数¹¹⁾
Analytical Constant of Concrete Lining

変形係数 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν
3.30×10^7	0.2

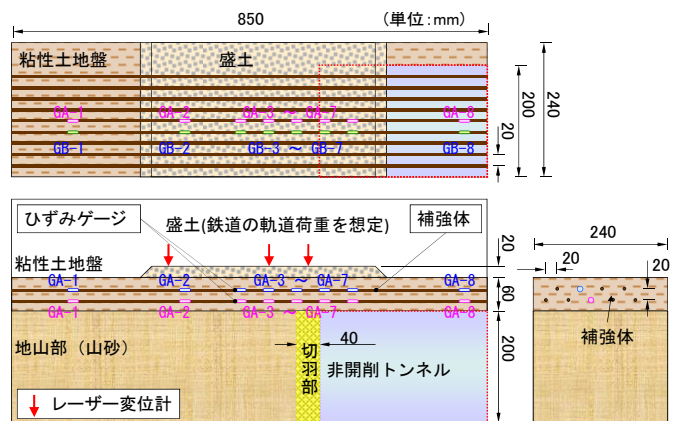


Fig. 15 遠心模型実験の概略図 (Case2)
上: 平面図, 下左: 側面図, 下右: 正面図
Schematic View of Centrifugal Model
(Upper: a Plan View, Lower-Left: a Side View, Lower-Right: a Front View)

果および設計法の検証結果について述べる。

4.1 実験概要と実験結果

実験は対策なし (Case1) とGFB工法による対策あり (Case2) の2ケースを実施した。遠心模型の概略図 (Case2) をFig. 15に示す。模型のスケールは1/25とし、補強体は、細砂を付着させた厚さ0.8mm、幅5.0mm、長さ320mmのアルミ板を使用した。補強体はトンネル土被り部に水平間隔20mm (実寸で0.5m) で9本の千鳥配置とした。補強体の配置等は室内模型実験¹²⁾や現場載荷実験¹³⁾結果を考慮して設定した。地山部は、山砂を用いて最適含水比12%、締固め度90%で1層20mmずつ地盤を作成した。トンネル土被り部は、粘土にセメントを混ぜた低強度粘性土地盤を作成した。低強度粘性土の湿潤密度は実験実施時の材齢 (7日) で17kN/m³、一軸圧縮強度は100kN/m²程度であった。盛土天端2箇所をレーザー変位計で計測した。

Fig. 16は実験中の地盤の変形状態を模式的に示しており、変形状態と遠心加速度の関係は以下のとおりである。また、Photo 1に切羽付近における崩壊直後の状況を示す。

- Case1 ①切羽前面が崩壊 (遠心加速度: 22.8G)
 ②盛土部にクラックが発生 (23.6G)
 ③陥没 (24.0G)
- Case2 ①切羽前面が崩壊 (26.9G)
 ②切羽前面の崩壊が拡大 (30.2G)
 ③盛土部にクラックが発生 (35.5G)
 ④地盤天端の沈下 (47.4G)
 ⑤大きく沈下 (47.4G)

Case1では24.0Gで陥没したのに対し、Case2では47.4Gで大きく沈下したものの陥没は生じなかった。この実験結果より、GFB工法は陥没に対する安全性向上に有効で、十分な支保効果が得られることを確認した。

Fig. 17に遠心加速度と盛土天端沈下量の関係を示す。どちらのケースも遠心加速度が20Gを超えると沈下量が增大する傾向がみられるが、24G付近ではCase2の沈下量はCase1の半分以下となった。その後、Case1は切羽前面の崩壊に伴い25G付近で急激に沈下して30Gで地表面が陥没するのにに対し、Case2は20Gから47Gまで緩やかに沈下する傾向を示した。

4.2 遠心模型実験結果による設計法の検証

4.2.1 検証方法 遠心模型を実物スケールに換算し、実験条件を加味したパラメータと実験結果より設計法の妥当性を検証した。遠心模型実験では無対策時に25G (実物スケール) で地表面沈下が急激に進行し、崩壊に至っていることから、25Gでの安全率Fsを1.0として模型地盤の粘着力を逆算で求めた。次に、設定した粘着力を用いて対策時の極限解析を行った。補強体は曲げ剛性の異なる2タイプを想定している。また、Case2の安全率が1.0以下になる遠心加速度を算出し、遠心模型実験結果と比較した。

4.2.2 検証内容 遠心模型実験に用いたアルミ板の

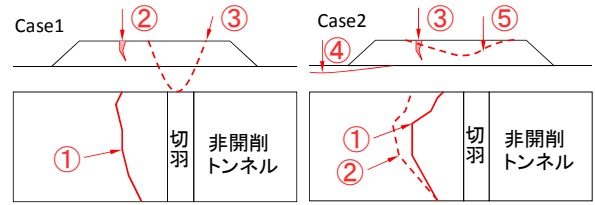
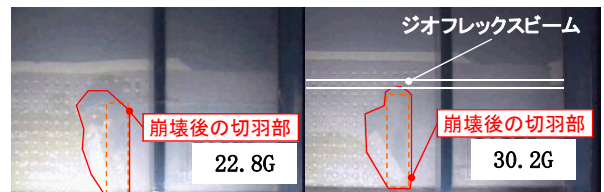


Fig. 16 地盤の変形状態
Heteromorphic Process of the Ground



a) Case1 b) Case2
Photo 1 切羽崩壊直後の状況
The Situation Just After the Face Collapse

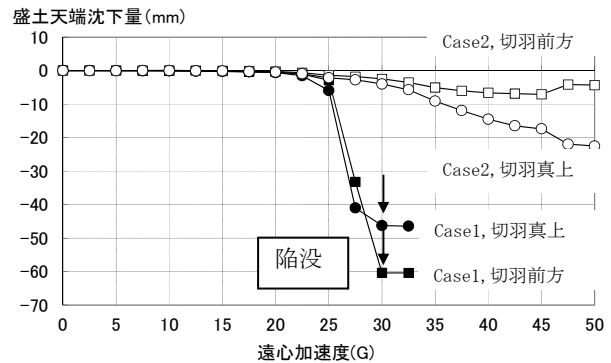


Fig. 17 遠心加速度と盛土天端沈下量
Relationship Between Centrifugal Acceleration and Settlement

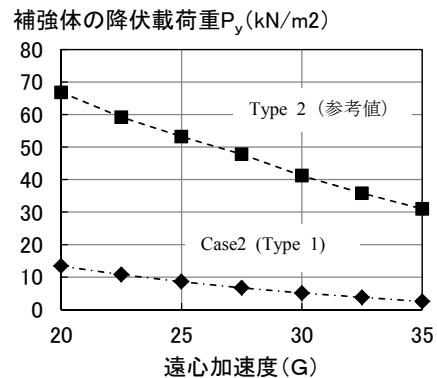


Fig. 18 遠心加速度と補強体の降伏载荷重
Ultimate Pressure in the Centrifuging Model

変形係数Eと各遠心場におけるアルミ板の断面2次モーメントIから、補強体の曲げ剛性EIを算出する。遠心模型のトンネルは矩形であるため、支保工ばね定数k₁も矩形シールドを想定した値を用い、鉛直地盤ばね定数k₂は地山区間 (山砂) のN値から算出した。ここで、地山区間のN値は、内部摩擦角φとの関係式¹⁴⁾ ($\phi = 15 + \sqrt{15N}$)

から求めた。なお、 ϕ は模型地盤の浅層・中層・深層からサンプリングし三軸圧縮試験(CD)を実施した平均値 36.2° を用いた。

Fig. 18 に設計計算で算定した遠心加速度と実物スケールに換算した補強体の降伏載荷重 P_y の関係を示す。なお、参考としてType 2の補強体の結果も併せて示す。遠心加速度の増大に伴い降伏載荷重はやや曲線状に減少する傾向がみられる。

Fig. 19 に遠心加速度と実物スケールに換算した切羽安定性における安全率の関係を示す。安全率は各遠心加速度における極限解析により算出した。遠心加速度が20 G時点ではいずれのケースとも切羽における安全率は1.0以上であり、25GでCase1の安全率は1.0以下となる。Case1の安全率が25Gで1.0であるのに対してCase2の安全率は1.05、Type 2(参考値)の安全率は1.42となっている。実験結果より、25GにおいてCase2は陥没に至っていないことから、安全率が1.05であっても粘り強い先受け効果を発揮することを確認できた。GFB工法を設計する際には、Type 2(参考値)のような降伏曲げモーメントが大きい補強体を使用する、あるいは補強体のピッチを小さくすることにより計画安全率を満足するように補強体の諸元を設定する。

遠心加速度が30GになるとCase2の安全率は1.0を下回る結果となっている。30GにおけるCase2の盛土天端沈下量に着目すると、沈下勾配が若干変化していることがわかる。これはCase2の遠心模型実験結果より、30.2Gで切羽前面の崩壊が拡大している点に該当する。以上の結果より、開発した設計法は遠心模型実験時の切羽崩壊状態を概ね再現できることを確認した。

5. おわりに

本論文では、開発したGFB工法の設計法について検討し、提案するとともに遠心模型実験結果を基に設計法の検証を行った。以下に得られた所見を示す。

- (1) GFB工法について、極限解析、弾性支承梁上モデル法による設計法を開発した。また、三次元FEM解析を用いた地表面変位量予測のノモグラムを作成した。
- (2) 遠心模型実験によって、GFB工法の切羽の陥没防止効果と沈下抑制効果を確認できた。
- (3) 遠心模型実験によって、開発したGFB工法の設計法を検証することができた。

今後は実工事への適用を目指し、開発した設計法をさらに検証する予定である。

謝辞

GFB工法の設計法をまとめるにあたり、ご指導いただきました公益財団法人鉄道総合技術研究所の関係諸氏に深甚の謝意を表します。

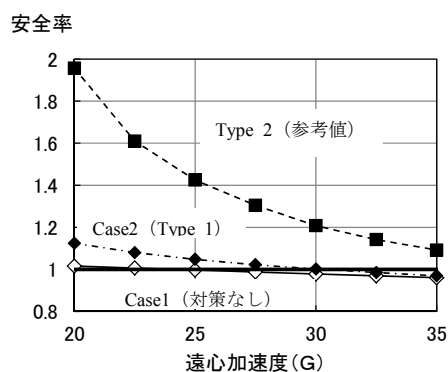


Fig. 19 遠心加速度と安全率
Safety Factor in the Centrifuging Model

参考文献

- 1) 稲川雄宣, 他: 小土被り非開削掘削工事長尺先受け工法の開発, 大林組技術研究所報, No. 75, (2011)
- 2) Kasuya, Y. et al.: Field tests on a new pre-supporting system for shallow mountain tunnels, 18th SEAGC, tunnel session, pp.407~413, (2013)
- 3) 村山朔郎, 他: 機械化シールドの掘削性能に関する土質力学的考察, 第1回土質工学研究発表会, pp.75~78, (1966)
- 4) 土木学会: トンネル学会ライブラリー⑩プレライニング工法の設計法, pp.124~150, (2000)
- 5) Terzaghi, K.: Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, New York, pp.66~76, (1943)
- 6) シールド工法技術協会: 泥土加圧シールド工法—技術資料—, p.1, (2011)
- 7) ジェオフロンテ研究会: 注入式長尺先受け工法 (AGF工法) 技術資料 (五訂版), pp.31~47, (2006)
- 8) 武内秀木, 他: 長尺鋼管フォアパイリング (AGF工法) の設計法の提案, 土木学会論文集, No. 623/VI-43, pp.191~202, (1999)
- 9) 地盤工学会: 地盤工学・実務シリーズ29 シールド工法, p.3, 25, 38, (2012)
- 10) 地盤工学会: 地盤工学会基準 グランドアンカー設計・施工基準, 同解説 (JGS4101-2000), p.113, (2001)
- 11) シールド工法技術協会: P&PCv セグメント工法—技術資料—, p.9, (2011)
- 12) 粕谷悠紀, 他: シールド掘削における長尺先受け工法の補強効果について一切羽引き戸実験に基づく基礎的検討—, 第48回地盤工学研究発表会, pp.1553~1554, (2013)
- 13) 粕谷悠紀, 他: 小土被り非開削掘削工事における長尺先受け工法の補強耐力の検証, 第47回地盤工学研究発表会, pp.1343~1344, (2012)
- 14) 日本道路協会: 道路橋示方書IV下部構造編, p.564, (1996)