

第2章 設 計

2.1 設計の進め方

図 2.1 は、設計の進め方に関する概念についてまとめたものである。設計の目的は、G T M 工法の基本設計諸元を決定する事である。改良工の目的を、全体工事の中で明確に位置付ける事が重要であり、設計検討は適用種別の選定に基づいて実施される。設計検討で定める G T M 工法の基本設計諸元は、次の通りである。

(1) 改良体諸元

- ①改良体造成径
- ②改良体強度
- ③安全率
- ④改良体配置と全体形状
- ⑤改良材（圧縮空気、清水、硬化材）

(2) 施工法

- ①造成方式（プレカット方式、前進改良方式、芯材補強方式）
- ②噴射エネルギー要素の決定（吐出圧、吐出量、プレカット速度、ロッド引上げ速度）
- ③排泥処理

(3) 改良効果の確認

改良体諸元については、2.2 節、2.3 節、2.4 節、2.5 節で詳述する。施工法の内、改良法については表 1.3 で説明している。この技術資料ではプレカット方式について説明しており、その他の改良法については個別的検討を行なうものとする。改良効果の確認は、G T M 工法が高圧噴射攪拌工法に属するので、従来通りの方法で実施するのがよい。いずれにしても、土質条件を正確に把握する事が重要である。表 2.1 には、G T M 工法の設計の際に留意すべき土質条件を示す。

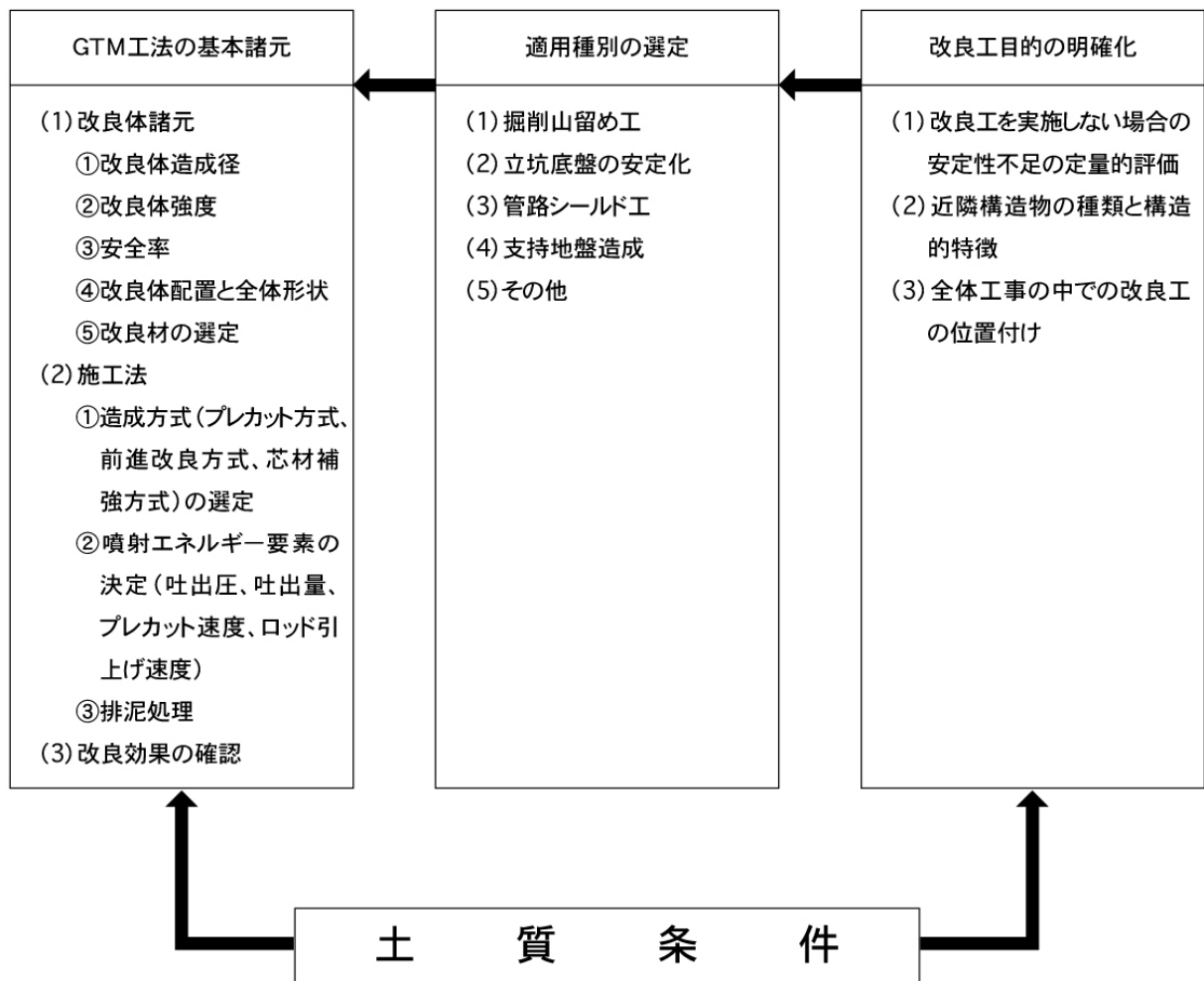


図 2. 1 設計フローの概念

表2. 1 G T M工法適用に際して留意すべき土質条件

土 質 条 件	留 意 す べ き 土 質 条 件
砂 礫	①玉石や転石の大きさと含有量 粒径の大きい玉石や転石は、超高压噴流によっても地表には排除されない。硬化材は、マトリックスとしての砂や礫の排除された空隙部分に置換充填される。玉石・転石とマトリックスとしての砂と礫の含有状態が、改良効果に大きく影響する。改良造成径は、試験施工によって確認するのが望ましい。 ②風化と固結 洪積層の砂礫地盤では、風化と固結が同時に進行して、礫混じりの固い粘性土に類似した状態を示す場合がある。この様な場合、改良有効径は粘性土の例に準ずるのがよい。 ③速い地下水流 試験施工などにより、早強セメントや急硬材の使用を検討する必要がある。透水係数が$1 \times 10^{-2} \text{cm/s}$以上よりも大きい場合には、地下水流速のチェックが必要である。
砂	①シルト・粘土の含有 シルト・粘土の含有量が多くなって、N値も大きくなると、固い粘性土の様な状態を示す場合がある。シルト・粘土の含有量が40%以上の場合には、土の強度を調べて改良有効径の判断データとするのがよい。 ②風化と固結 洪積層の砂礫地盤の場合と同様である。 ③被圧地下水 改良部分が被圧帯水砂層になる場合は、被圧地下水位を確認するとともに、試験施工などにより、施工仕様を検討する必要がある。
粘 性 土	①同一硬化材（GT-1号）を用いても、粘性土改良体の設計一軸圧縮強さは砂質土の1/3である。主な原因は、改良体の中に粘性土が団粒状に残留する為である。原位置一軸圧縮強さが $q_u > 1.0 \text{kg f/cm}^2$ の粘性土に於いては、プレカット時の噴射エネルギーを十分に確保して土塊の残留を少なくする必要がある。 ② $q_u > 3.0 \text{kg f/cm}^2$ の粘性土の場合には、一般的にN値も5以上になる事が多く、改良造成径や改良強度については試験施工などによる確認が必要である。しかし、砂と固結シルトの互層の為に固結シルトが噴射エネルギーによって破断攪拌されるケースでは大きな改良効果が期待できる。

2.2 改良体有効径

プレカット方式を用いた場合の、改良体有効径を土の種類と施工深度との関係でまとめたものが表 2.2、表 2.3 である。施工深度 20m を境に改良体有効径が減少しているのは、削孔精度と排泥放出エネルギーが大きくなる為に改良体造成エネルギーの減少が生じる事などを考慮したものである。

表 2.2 粘性土の改良体有効径

項 目	粘 性 土			備 考
	$qu \leq 1.0$	$1.0 < qu \leq 2.0$	$2.0 < qu \leq 3.0$	
有効径 D (m) 施工深度 $0 < Z \leq 20\text{m}$	2.0	1.9	1.8	
有効径 D (m) 施工深度 $20 < Z \leq 40\text{m}$	1.8	1.7	1.6	
プレカット速度 (分/m)	1	2	3	
プレカット 施工仕様	清水吐出圧力 $P = 300\text{kgf}/\text{cm}^2$; 30Mpa 流量 $Q = 180\text{ l}/\text{min}$ 空気吐出圧力 $P = 7\text{kgf}/\text{cm}^2$; 0.7Mpa 流量 $Q = 4 \sim 8\text{m}^3/\text{min}$			
引き上げ速度 (分/m)	9	8	7	
改良体造成 施工仕様	硬化材吐出圧力 $P = 400\text{kgf}/\text{cm}^2$; 40Mpa 流量 $Q = 170\text{ l}/\text{min}$ 空気吐出圧力 $P = 7\text{kgf}/\text{cm}^2$; 0.7Mpa 流量 $Q = 4 \sim 8\text{m}^3/\text{min}$			

注 1) 粘性土の土質条件には、一軸圧縮強さ qu (kgf/cm^2) を用いている。

図 2.2 に、 qu (kgf/cm^2) と N 値との関係を示す。

$qu \leq 1.0\text{kgf}/\text{cm}^2$ は、 $N \leq 1$

$1.0 < qu \leq 2.0\text{kgf}/\text{cm}^2$ は、 $1 < N \leq 3$

$2.0 < qu \leq 3.0\text{kgf}/\text{cm}^2$ は、 $3 < N \leq 5$ に対応する。(SI 換算 $0.1\text{N}/\text{mm}^2 \rightarrow 1\text{kgf}/\text{cm}^2$)

注 2) $qu > 3.0\text{kgf}/\text{cm}^2$ の場合には、特殊な条件、例えば、砂と固結シルトの互層の為に固結シルトが噴射エネルギーによって破断攪拌されるケースには適用可能となる。

注 3) 40m 以深の改良を目的とする場合は、改良目的を考慮した試験施工を実施して、ガイドホール設置工の必要性および造成有効径を検討する必要がある。

注 4) 表中の有効径より小さい改良体を造成する場合には、噴射エネルギーの試算によってプレカット施工時間、造成速度、圧縮空気使用の有無などを総合的に考慮し、施工仕様を定める事とする。

注 1) $N > 50$ の砂質土の場合、土の固結の有無が有効径に影響する。

固結していない場合には、プレカットが有効に作用するので表中の $N > 30$ の有効径が確保される。固結している場合には、固結一軸圧縮強さを求め、粘性土に準じて有効径を定める。

注 2) 砂礫や玉石混じり砂礫の場合の有効径は、砂質土の場合の 10% 減を基本とする。礫分の混合量が増加する場合、試験施工によってガイドホール設置工の必要性、造成有効径などを事前検討する必要がある。

注 3) 固結層や大礫・巨礫の混合量が多い層において改良体を造成する場合には、噴射エネルギーの試算によってプレカット圧力 P を $300 \sim 440 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲内で（この場合の吐出流量 Q は $180 \sim 250 \text{ r/min}$ 程度となる）増大させることができる。

また、試験施工などに基づきプレカット施工時間、引き上げ速度、硬化材添加量などを総合的に考慮し、有効径・施工仕様を定めることとする。

2.3 改良体平面配置と最小改良長

改良体の全体形状は、平面配置と深度方向改良長によって決まる。

図 2.3 は、改良体平面配置の基本パターンである。パターン.1 からパターン.5 まで、改良目的に応じて配置パターンを選択する。

深度方向改良長は、設計計算によって決められる。しかしながら、施工効果を考慮して、有効最小改良長はプレカット方式を用いる場合、1.0m とする。

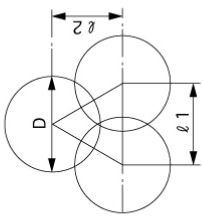
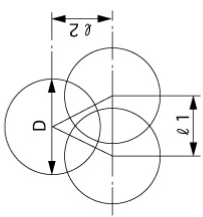
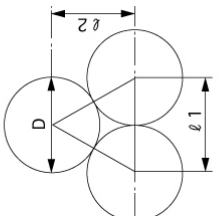
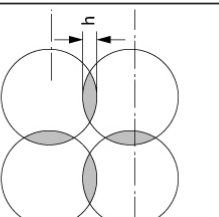
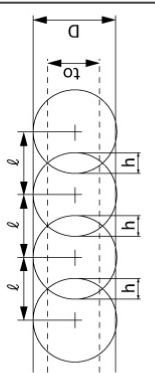
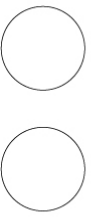
パターン	パターン1	パターン1'	パターン2	パターン3	パターン4	パターン5
基本配置						
基本間隔	ラップ配置を原則とする。 $l_1 = \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot D$ $l_2 = \frac{3}{4} \cdot D$	ラップ配置を原則とする。 $l_1 = 0.8 \cdot D$ $l_2 = 0.7 \cdot D$	接点配置を原則とする。 $l_1 = D$ $l_2 = \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot D$	接合部分の有効長は0.2m以上とする。 $h \geq 0.2 \text{ m}$	$t = 2\sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - \left(\frac{l}{2}\right)^2}$ $h = D - \sqrt{D^2 - t^2}$ 但し、 $h \geq 0.2 \text{ m}$	
目的	ラップ改良によって、改良部分の全体地盤補強と止水を目的とする。	地下水の豊富な砂礫地盤における止水を目的とした地盤改良等を利用する場合。	接円改良によって地盤補強を目的とする。但し、土層構成によっては、止水も可能である。	パターン.1では安全すぎるが、改良体同士の間隔を確保にしたい場合、例えば先行地中梁などに利用される。	パターン.1の変形である。山留め壁体造成を主目的とするものである。	杭状改良である。通常の杭に要求される支持機能を目的とするものである。

図 2.3 改良体配置パターン

2.4 改良体強度と安全率

2.4.1 改良体強度とその他の定数値

プレカット方式を用いる場合の設計に用いる改良体基準強度とその他の定数値を、表 2.4 にまとめた。

表 2. 4 改良体設計定数値

硬 化 材	土 質	強 度 及 び 変 形 係 数				
		一軸圧縮強度qu (kgf/cm ²)	粘着力c (kgf/cm ²)	付着力f (kgf/cm ²)	曲げ引張強度σce (kgf/cm ²)	変形係数E (kgf/cm ²)
GT-1号	砂礫・砂質土・粘性土	30	5	$\frac{1}{3}c$	$\frac{2}{3}c$	5,000
		10	3			1,500
GT-2号	砂 礫 ・ 砂 質 土	10	2			2,000
備 考	(1) ポアソン比;ν=0.3					

注 1) 粘着力、付着力、曲げ引張強度を除く定数値については、現地改良体 の採取コアに対する室内強度試験結果に基づいたものである。図 2.4 は、一軸圧縮強度と変形係数の関係である。変形係数については、一軸圧縮強度に対する最小値を採用している。

注 2) 粘着力、付着力、曲げ引張強度については、高圧噴射改良体の従来法による考え方に準拠した。

注 3) 改良体の単位体積重量 γ_t (tf/m³) は、砂礫、砂質土では $\gamma_t=2.0$ (tf/m³)、粘性土では $\gamma_t=1.8$ (t/m³) 程度であるが、地盤条件や造成方式により異なるため試験施工によって定めるのがよい。

注 4) 改良体の内部摩擦角については、今回は定めていない。とりあえず $\phi=0^\circ$ とし、今後の試験結果の集積によって定める事とする。

注 5) 表中の変形係数から水平方向地盤反力係数を定める場合、表中の変形係数は一軸圧縮試験によって求めた事を前提条件とする。

注 6) 造成工程に於いて圧縮空気を用いず硬化材のみによる場合の固結強度は、表中の値より大きくなるので、試験施工によって改良体定数値を定めるのがよい。

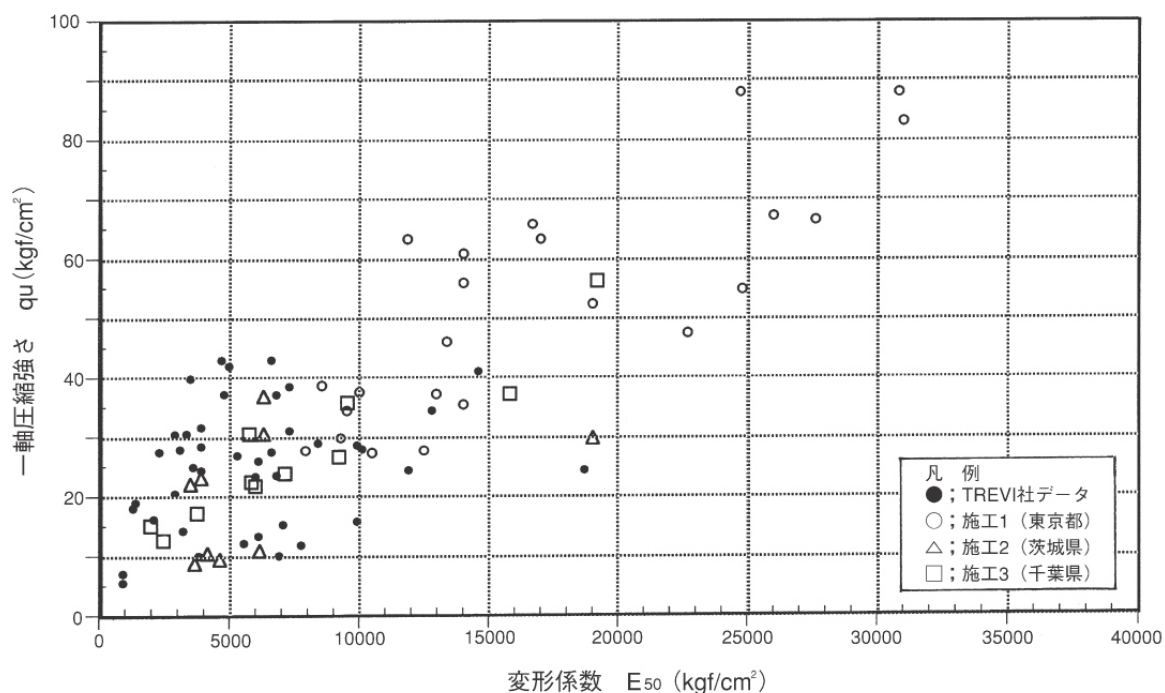


図 2. 4 一軸圧縮強さ (qu) と変形係数 (E₅₀)

2.4.2 安全率

安全率 (Fs) は、表 2.5 とする。

表 2. 5 安全率

改 良 目 的	安全率 (Fs)	備 考
永 久	3.0	支持地盤造成などの永久改良を目的とする場合である
仮 設	1.5	Fs=1.5を基準にし、条件によって1.0~2.0の範囲で選定するものとする

注 1) 改良目的が永久の場合の安全率 Fs=3.0 は、コンクリート構造物の例に準拠したものである。

注 2) 仮設については、Fs=1.5 を基準とする、Fs=1.0、Fs=2.0 は以下の様な場合にあってはまる。

Fs=1.0 ; 設計計算に於ける基本式の中に安全性が必然的に含まれていて、これまでの施工経験上、計算結果で十分と判断される場合や、改良体の局所的な破壊が必ずしも改良体全体の機能低下に影響を与えない場合など。

Fs=2.0 ; 工事施工場所が交通上極めて重要な幹線の範囲内にあり、土質条件から改良体の造成が不均一になる可能性が高く、改良体の破壊が工事中止の様に重要な支障を生じさせる場合。

2.5 硬化材

表 2.6 は、硬化材の種類と標準配合である。硬化材は、固結強度の大きさによって強度発現型と強度抑制型の 2 種類に区分される。

表 2. 6 硬化材の種類と標準配合

種 別	硬化材 1 m ³ 当たりの標準配合
G T - 1 号	普通ポルトランドセメント860kg 混和剤13kg 水716ℓ
G T - 2 号	普通ポルトランドセメント760kg 混和剤12kg 水750ℓ

- 注 1) G T-1 号は強度発現型で、固結一軸圧縮強さは表 2.4 の改良体設計定数値を目標とする。砂礫、砂質土に対しては $q_u=30\text{kgf/cm}^2$ 、粘性土に対しては $q_u=10\text{kgf/cm}^2$ となる。
- 注 2) G T-2 号は強度抑制型で、砂礫、砂質土に対して使用する。固結一軸圧縮強さは $q_u=10\text{kgf/cm}^2$ となる。
- 注 3) G T-1 号、G T-2 号を用いるプレカット方式（表 1.3）の場合、造成工程時の圧縮空気の吐出圧力は 7kgf/cm^2 、吐出量は $4\sim 8\text{m}^3/\text{min}$ とする。
- 注 4) G T-1 号、G T-2 号を使用した時の固結強度は、改良体造成工程に於いて圧縮空気と硬化材を用いる場合のものである。圧縮空気を用いずに硬化材のみの場合、固結強度は大きくなる。
- 注 5) 混和剤は、アルキルアリルスルホン酸塩類を主成分とする G T M 工法専用の混和剤を使用する。G T M モニター（噴射ノズル・自動バルブ・逆止弁）への負担を低減するとともに、良好な硬化材（セメントミルク）分散性と強度発現性を発揮する。
- 注 6) 標準算定の算出にあたっては、セメントの比重 3.15、混和剤の比重 1.2 としている。

2.6 設計例

高圧噴射攪拌工法が実施されてすでに 20 年以上の年月が経過しており、改良体設計法の基本的考え方については一般的に認められているのが現状である。

第 1 章で述べた様に、GTM 工法ではプレカット工程と造成工程からなる標準改良法のシステムによって用途の拡大を指向している。ここでは、次の基本設計例について説明する。

- ①小規模円形立坑
- ②先行地中梁
- ③立坑底盤改良
- ④山留め壁体欠損
- ⑤シールド管路
- ⑥L 型擁壁支持地盤

2.6.1 小規模円形立坑

(1) 設計条件 (図 2.5)

G T M改良体で山留壁本体を造成、壁面表面保護はライナープレートによる壁体部分と底盤部分の改良をG T M工法で実施する。

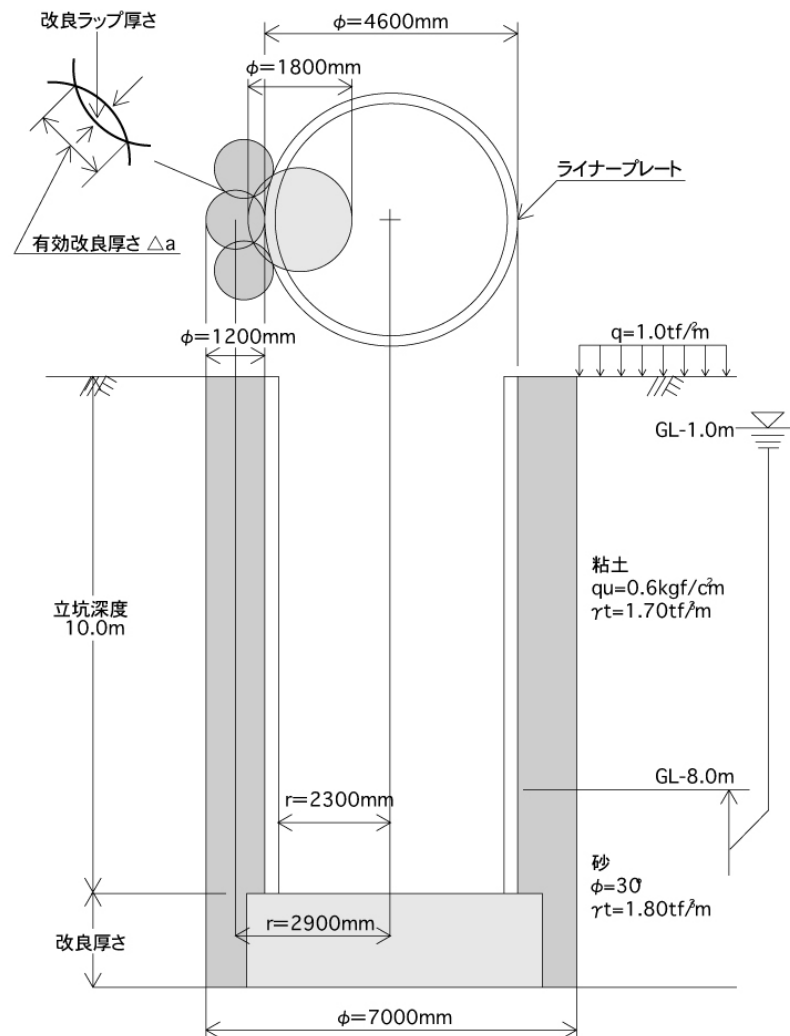


図 2.5 円形立坑設計条件

(2) 壁体の有効厚さ

- 1) 検討に用いる基礎式は、後述する 2.6.5 節の式 (5)、(6) を用いる。
- 2) 円形立坑の場合、施工中の機械荷重や堀削条件に余って壁体に作用する土圧が必ずしも式 (5)、(6) の仮定条件の様に円形中心に向かって等分布になるとは限らない。故に、作用土圧としては土圧係数を 1 として鉛直土圧とする。

3) 壁体の有効厚さの計算

壁体の有効厚さの計算部分は、GL-8mの粘土層下面部分と GL-10mの床付け面砂 層部分の 2ヶ所とする。硬化材は、G T-1 号を用いる。

①GL-8mの粘土層下面部分

・改良体強度； $q_u = 10 \text{ kgf/cm}^2$

$$q_c = 3 \text{ kgf/cm}^2$$

・鉛直土圧； $p_v = 1.0 + 1.70 \times 8.0 = 14.6 \text{ tf/m}^2$

・立坑の半径； $a = 2.30 \text{ m}$

・式 (5) より

$$b \geq \frac{a}{\sqrt{1 - \frac{2p_v}{q_u}}} = \frac{2.30}{\sqrt{1 - \frac{2 \times 14.6}{100}}} = 2.73 \text{ m}$$

・式 (6) より

$$b \geq a \sqrt{1 + \frac{p_v}{c}} = 2.30 \times \sqrt{1 + \frac{14.6}{30}} = 2.80 \text{ m}$$

故に、 $F_s = 1.5$ として有効改良厚さ Δa は、次の通りである。

$$\Delta a = (2.80 - 2.30) \times 1.50 = 0.75 \text{ m}$$

②GL-10mの砂層部分

・改良体強度； $q_u = 30 \text{ kgf/cm}^2$

$$c = 5 \text{ kgf/cm}^2$$

・鉛直土圧； $p_v = 1.0 + 1.7 \times 8 + 1.8 \times 2 = 18.2 \text{ tf/m}^2$

・立坑の半径； $a = 2.30 \text{ m}$

・式 (5) より

$$b \geq \frac{a}{\sqrt{1 - \frac{2p_v}{q_u}}} = \frac{2.30}{\sqrt{1 - \frac{2 \times 18.2}{300}}} = 2.45 \text{ m}$$

・式 (6) より

$$b \geq a \sqrt{1 + \frac{p_v}{c}} = 2.30 \times \sqrt{1 + \frac{18.2}{50}} = 2.69 \text{ m}$$

故に、 $F_s = 1.5$ として有効改良厚さ Δa は、次の通りである。

$$\Delta a = (2.69 - 2.30) \times 1.50 = 0.59 \text{ m}$$

③前出①、②より改良体有効厚さはG L-8m の粘土層下面部分で決定される。

- ・改良体配置パターン（図 2.3）からの最小有効厚さは、次の通りである。

改良パターン.4 の場合の最小有効厚さ

$$h = D - \sqrt{D^2 - t_o^2}$$

$$h \geq 0.2\text{m より}$$

$$D = 1.20\text{m とすれば}$$

$$0.2 \geq 1.2 - \sqrt{1.2^2 - t_o^2}$$

$$\sqrt{1.2^2 - t_o^2} \geq 1.0$$

$$t_o^2 \leq 1.2^2 - 1.0$$

$$t_o \leq 0.66\text{m}$$

以上より、 $D = 1.20\text{m}$ として $\geq 0.2\text{m}$ の条件のもとでは、有効厚さ t_o は 0.66m よりも小さくなる。

- ・①より有効厚さは 0.75m 必要であるから、 $h = \geq 0.2\text{m}$ の条件のもとでは改良径 D を 1.20m 以上にするか、 $D = 1.20\text{m}$ 、 t_o は 0.75m の条件で、改良ラップ厚さ h を 0.20m より大きくする事が必要となる。後者の例について計算すれば、次の通りである。

$$h = 1.20 - \sqrt{1.2^2 - t_o^2}$$

$$= 0.26\text{m}$$

改良ラップ厚さを 0.26m 以上とする。

(3) 底盤部の改良

G T M工法で底盤改良を行って不透水性の版を造成すると、下面に揚圧力が作用するので、これを外力として必要改良厚さを計算する。計算は、次の 2 項目について行う。硬化材は、G T-1 号を用いる。

1) 押抜きせん断抵抗からの必要厚さ χ

$$F_s = \frac{W + F}{U}$$

F_s : 安全率、1.50

W : 底盤土の自重

F : 底盤と山留め壁の付着抵抗。山留め壁体も底盤安定の検討とともにG T M工法による改良であるので付着力は、改良体粘着力を使用する。

U : 揚圧力

$$W = A \times \gamma_t \times \chi = \pi \times 2.32 \times 1.8 \times \chi = 29.90\chi \text{ tf}$$

$$F = 2\pi \times a \times c \times \chi = 2\pi \times 2.3 \times 50 \times \chi = 722.2\chi \text{ tf}$$

$$U = A \times (9 + \chi) = \pi \times 2.32 \times (9 + \chi) = 16.61 (9 + \chi) \text{ tf}$$

$$1.5 = \frac{29.90\chi + 722.2\chi}{16.61 \times (9 + \chi)}$$

$$\chi = 0.31\text{m}$$

2) 曲げ応力からの必要厚さ χ

周辺が単純支持されて等分布荷重 q が作用する円形版（半径 a 、厚さ χ ）に発生する最大曲げ応力は、円版の中心である。

$$\sigma_{\max} = \frac{3(3+\nu)qa^2}{8\chi^2}$$

a : 円版の半径、2.90m

q : 等分布荷重、 $(9+\chi-1.8\chi)$ tf/m²

χ : 円版の厚さ

ν : ポアソン比、0.3

山留め壁改良体と底盤改良体はパターン.1の配置（図 2.3）によって連続体を形成するものとする。故に、円版の半径 a は立坑中心から山留め壁改良体の中心までの距離の 2.90m とする。

安全率を $F_s=1.50$ とすれば

$$F_s = \frac{\sigma_t}{\sigma_{\max}}$$

$$\sigma_t = \frac{2}{3} \times c = \frac{2}{3} \times 50 = 33.33 \text{ tf/m}^2$$

$$\frac{1.5 \times 3(3+0.3) \times (9-0.8\chi) \times 2.90^2}{8\chi^2} = 33.33$$

$$\chi^2 + 0.375\chi - 4.215 = 0$$

$$\begin{aligned}\chi &= \frac{0.375}{2} \pm \sqrt{\frac{0.375^2 + 4 \times 4.215}{4}} \\ &= -0.188 \pm 2.062 \quad (\text{但し、}\chi > 0) \\ &= 1.874 \\ &\div 1.90\text{m}\end{aligned}$$

3) 必要厚さの設定

① 押し抜きせん断抵抗からの必要厚さ : 0.31m

② 曲げ応力からの必要厚さ : 1.90m

従って、改良厚さは 1.90m となる。

(4) 改良体配置

図 2.6 に改良体の配置図を示す。

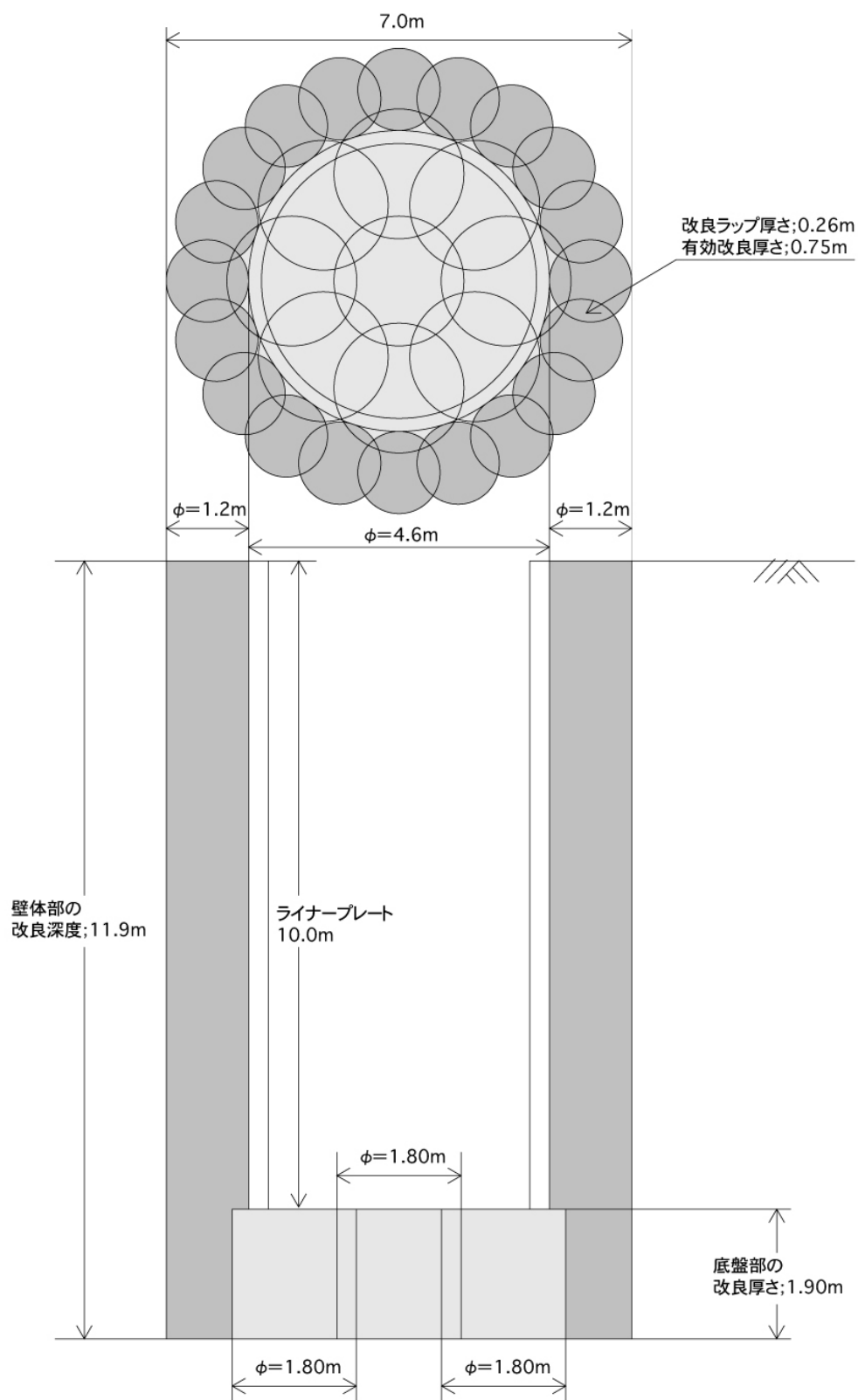


図 2. 6 改良体配置図

2.6.2 先行地中梁

鋼矢板切梁方式によって軟弱粘性土地盤に深い堀削を行う際、堀削途中で鋼矢板の受働抵抗部分が限界値を超えて堀削側にはらみ出す場合がある。このような場合、不足する受働抵抗部分の軟弱粘性土を高圧噴射攪拌工法によって改良する事が行われる。GTM工法による先行地中梁の設計例について、説明する。

(1) 設計条件 (図 2.7)

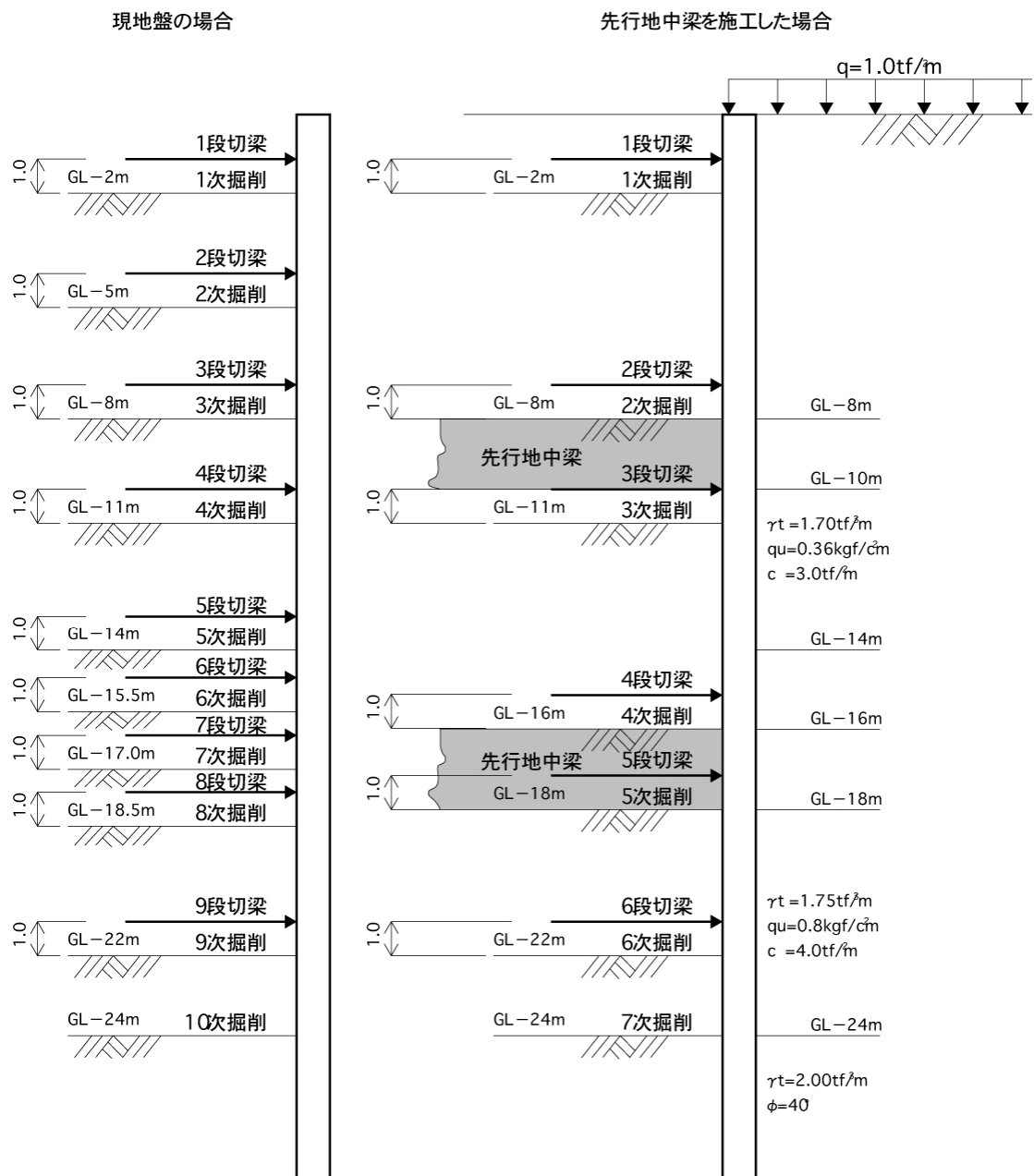


図 2.7 設計条件

(2) 設計フロー

弾塑性法解析によって、切梁設置時毎の鋼矢板の発生応力と変形量を計算する。鋼矢板発生応力と変形量が限界値をオーバーする場合、必要な部分に先行地中梁による地盤改良を計画する。この場合、地盤改良部分に入力する物性値は、改良体の一軸圧縮強さ、変形係数と改良断面積である。

(3) 計算（現地盤の場合）

1) 土質の概要

検討位置での土質は下表の通りとする。

深度 (m)	土質名	物性値		
		$\gamma t(\text{tf/m}^3)$	$c(\text{tf/m}^2)$	$\phi(\text{度})$
14.0	粘土	1.70	3.0	0
24.0	粘土	1.75	4.0	0
34.0	砂質土	2.00	0.0	40

2) 土留め壁に関する入力データの計算

土留め壁の曲げ剛性（E特）は次式によって求められる。

$$(E \text{ 特}) = \eta \cdot E W \cdot I W$$

ここで、EW：土留壁のヤング係数（tf/m²）（ $2.1 \times 10^7 \text{tf/m}^2$ ）

I W：奥行き 1m 当たりの断面二次モーメント

U形鋼矢板協型を使うと、 $I W = 38600 \times 10^{-8} \text{ (m}^4/\text{m)}$

$A W = 242.5 \text{ (cm}^2/\text{m)}$ $W m = 2270 \text{ (cm}^3/\text{m)}$

η ：継手効率係数（ $\eta = 0.45$ ）

$$(E I) = 0.45 \times 2.1 \times 10^7 \times 3.86 \times 10^{-4}$$

$$= 3.6477 \times 10^3 \text{tfm}^2$$

切梁バネ定数は次式によって求められる。

$$K = \alpha \frac{2 E A}{L S}$$

ここに、K：奥行き 1m 当たりの切梁のバネ定数（tf/m/m）

E：鋼材のヤング係数（tf/m²）

A：鋼材 1 本の断面積（m²）

L：切梁の長さ（腹起し背面間距離）（m） $L = 10.0 \text{m}$

S：切梁の水平方向の間隔（m） $S = 3.0 \text{m}$

α ：切梁のゆるみを現わす係数（ $\alpha = 1$ とする）

切梁としてH-300×300×10×15 を使用すると（A=119.8cm²/m）

$$K=1.0 \times \frac{2 \times 2.1 \times 10^7 \times 119.8 \times 10^{-4}}{10.0 \times 3} = 16772.0 \text{ tf/m}^2$$

3) 原位置土の地盤反力係数の計算

トンネル示方書（開削編）より

$$K_h = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o \cdot \left(\frac{B}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに、 K_h ：水平方向地盤反力係数（tf/m³）

E_o ：地盤の変形係数（tf/m²）

B_h ：載荷幅（B=10.0m とする）

α ： E_o の算定法に対する補正係数

粘性土のとき

粘性土の変形係数は、一般に一軸あるいは三軸圧縮試験より求めるが、変形係数はサンプリング等による乱れの影響を受けるので、変形係数を粘着力の関数として扱うことも多い。この場合、変形係数 E は次のようにして求める。

地 層	c or N	α	$E_o(\text{tf/m}^2)$	$K_h(\text{tf/m}^3)$	
0.0~14.0(m)	c=3(tf/m ²)	1	210×3=630	$1/0.3 \times 1 \times 630 \times (10.0/0.3)^{-3/4}$	150
14.0~24.0(m)	c=4(tf/m ²)	1	210×4=840	$1/0.3 \times 1 \times 840 \times (10.0/0.3)^{-3/4}$	200
24.0~30.0(m)	N=50	1	280×50=14000	$1/0.3 \times 1 \times 14000 \times (10.0/0.3)^{-3/4}$	3400

4) 弾塑性法による山留め壁の応力・変位解析

表 2.7 と図 2.8 が、計算結果である。主な特徴は、次の通りである。

①鋼矢板Ⅳ型の許容曲げモーメントは、 $M_{sa}=63.56\text{tfm}$ である。発生モーメントは、許容曲げモーメントよりも小さい。

②変位はステップ 4 から 18cm 以上となり、最大値はステップ 8 の 32.5cm と著しく大きい。

堀削時の変位が大きくなるのは、堀削粘土が柔らかい為に受働抵抗が十分に確保されないからである。そこで、GTM工法による先行地中梁改良によって、変位の低減を試みる事とする。

表 2. 7 現地盤の場合の鋼矢板の変位と応力

STEP No.	変位 (mm)	深さ (m)	曲 最小 (tfn)	げ　モ 深さ (m)	ー　メ 最大 (tfn)	ン ト 深さ (m)	せん断力 (tφ)	深さ (m)
1	52.59	0.000	-5.518	3.826	1.982	21.015	-3.826	24.000
2	62.56	4.287	-7.352	24.583	13.377	3.848	8.387	1.000
3	99.61	8.164	-16.751	4.000	19.693	7.517	18.973	4.000
4	184.07	11.826	-33.235	7.000	34.885	10.959	32.195	7.000
5	286.69	14.573	-36.894	24.259	50.025	13.804	40.382	10.000
6	310.94	15.458	-49.763	24.271	52.231	15.336	30.200	10.000
7	322.27	16.093	-59.611	24.295	54.721	16.677	33.152	25.429
8	324.96*	16.481	-66.568*	24.332	55.453	17.827	37.490	25.461
9	323.42	16.662	-52.309	25.043	55.500	20.312	42.310	26.075
10	323.47	16.564	-25.489	10.000	35.875	22.860	29.999	10.000
*MAX	324.96	16.481	-66.568	24.332	55.500	20.312	42.310	26.075
STEP No.	反力 1 GL -1.000m (tφ)	反力 2 -4.000m (tφ)	反力 3 -7.000m (tφ)	反力 4 -10.000m (tφ)	反力 5 -13.000m (tφ)	反力 6 -14.500m (tφ)	反力 7 -16.000m (tφ)	反力 8 -19.800m (tφ)
1	－	－	－	－	－	－	－	－
2	9.451*	－	－	－	－	－	－	－
3	-1.228	29.001*	－	－	－	－	－	－
4	1.905	5.393	49.222*	－	－	－	－	－
5	1.419	10.165	20.743	55.554*	－	－	－	－
6	1.439	9.926	22.717	43.618	28.038*	－	－	－
7	1.445	9.872	23.060	42.639	14.821	29.701*	－	－
8	1.444	9.877	23.010	43.025	12.713	20.464	24.470*	－
9	1.443	9.887	22.945	43.272	14.176	13.587	-4.226	65.769*
10	1.444	9.885	22.959	43.211	13.983	15.223	-0.058	44.982
*MAX	9.451	29.001	49.222	55.554	28.038	29.701	24.470	65.769
STEP No.	反力 9 GL -21.000m (tφ)							
1	－							
2	－							
3	－							
4	－							
5	－							
6	－							
7	－							
8	－							
9	－							
10	54.034*							
*MAX	54.034							

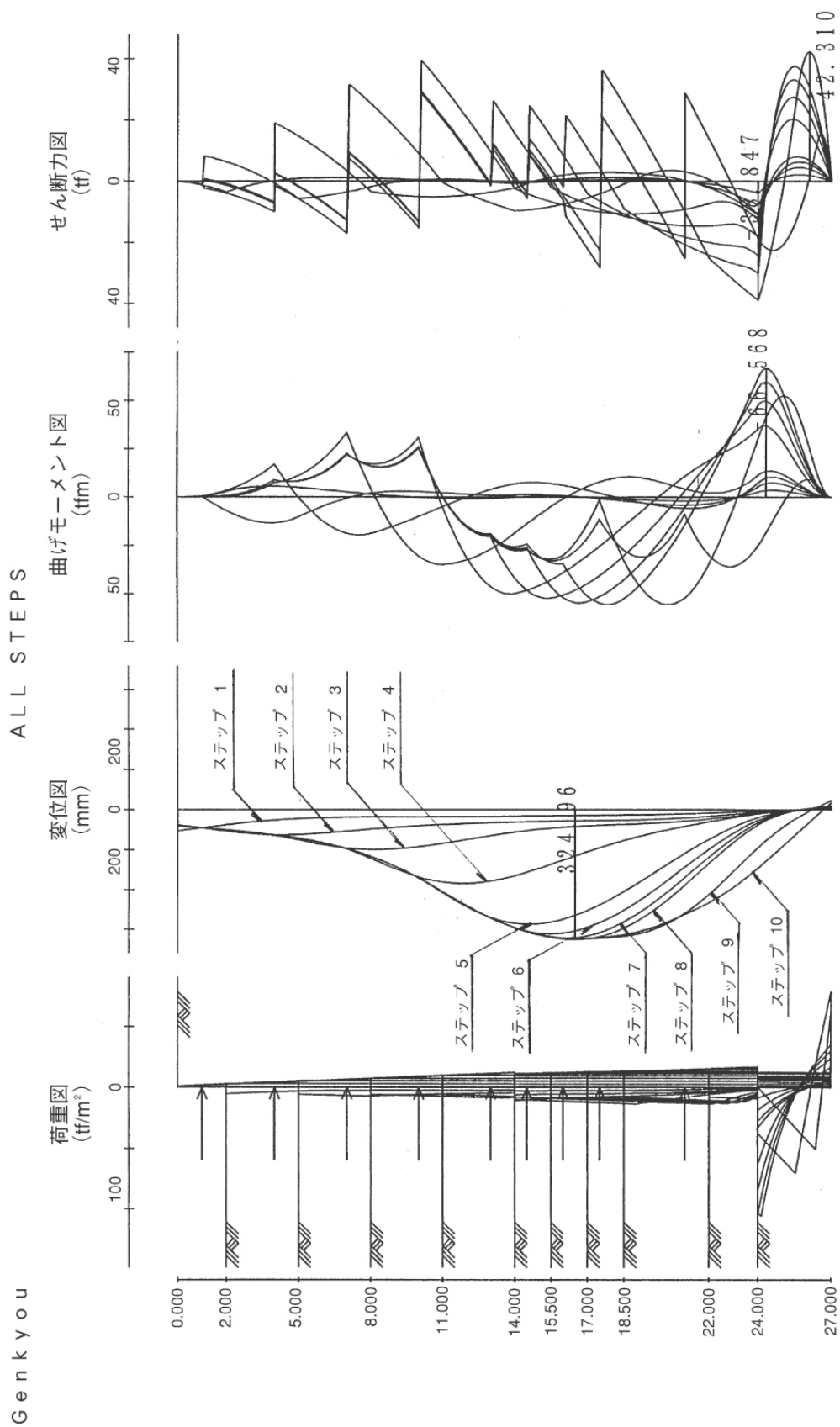


図 2. 8 現地盤解析結果

5) 先行地中梁

先行地中梁としてG T- 1 号をG L-8~-11m、G L-16~-18m の2 区間に設置する。改良体の地盤反力係数については具体的な測定例がないので、従来の高圧噴射攪拌によるセメント系改良体の考え方によるものとする。

$$K = \frac{1}{125} \alpha E_o = \frac{0.8}{125} \times 1500 = 9.60 \text{ kgf/cm}^3 \\ = 9600 \text{ tf/m}^3$$

ここで、K_o : 先行地中梁として改良された地盤のバネ係数 (tf/m³)

E_o : 改良体の弾性係数 (tf/m²)

6) 計算結果 (図 2.9 (1) ~ 図 2.9 (3))

先行地中梁を施行した場合の応力・変位を次ページ以降に示す。

そして、土留め壁の応力度は

$$A_w = 242.5 \text{ (cm}^2\text{)} \quad W_w = 2270 \text{ (cm}^3\text{/m)} \text{ により} \\ \sigma = \frac{M_{\max}}{W_w} = \frac{55.119 \times 10^5}{2270} = 2428 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2 \\ \tau = \frac{S_{\max}}{A_w} = \frac{47.471 \times 10^5}{242.5} = 196 \text{ kgf/cm}^2 < \tau_a = 1600 \text{ kgf/cm}^2$$

従って、先行地中梁を施行することにより、切梁段数を 9 段から 6 段に減少し、最大変位も無処理の場合の 325mm から 125mm に抑えることが可能となる。

鋼矢板の応力は許容値内であるが、変位量は大きい。使用鋼矢板を計算に用いたⅣ型からⅤⅠ型に代えるか、底盤部分をG T M工法で改良して堀削底盤部分の地盤反力を増加する事によって最大変位量を計算値よりも小さくする事が可能となる。

以上の様に先行地中梁の設計計算は他の適用例と比較して専門性が要求される、しかし、先行地中梁の使用によって堀削工の効率が向上する事は確実である。

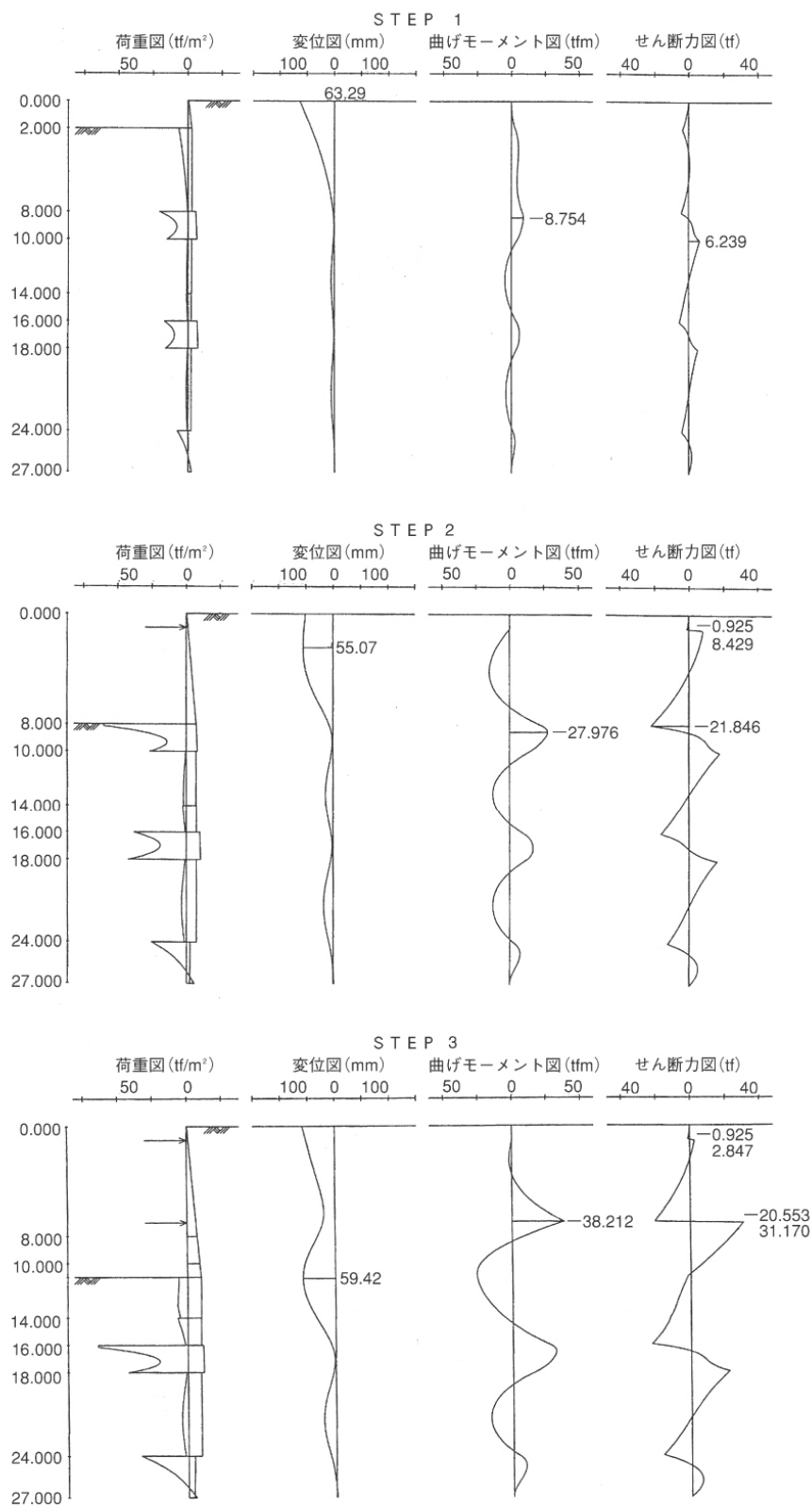


図 2. 9 (1) 先行地中梁改良の場合の鋼矢板の変位と応力(ステップ1～ステップ3)

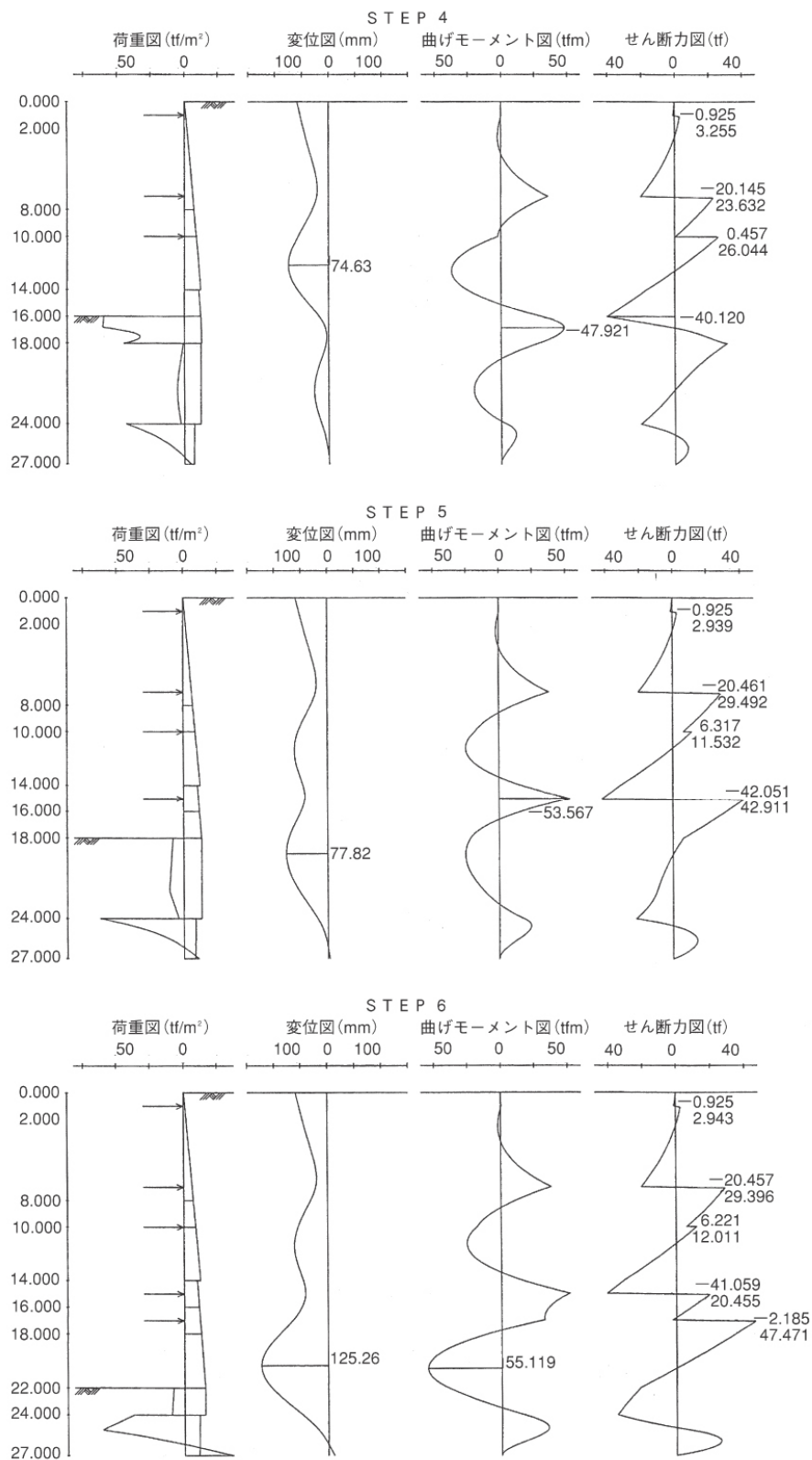


図 2. 9 (2) 先行地中梁改良の場合の鋼矢板の変位と応力(ステップ4～ステップ6)

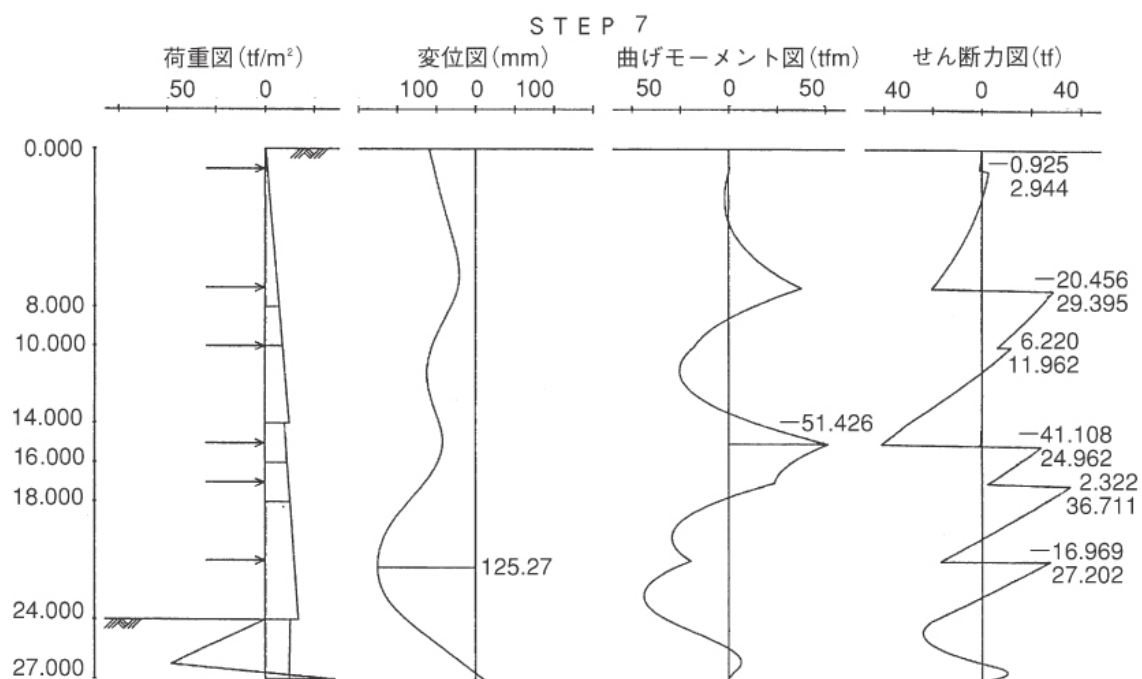


図 2. 9 (3) 先行地中梁改良の場合の鋼矢板の変位と応力(ステップ7)

2.6.3. 立坑底盤改良

立坑底盤改良については、底盤部分が帯水砂層と粘性土の場合について、設計計算例を示した。1.4 節（図 1.14）に示した様に、帯水砂層の改良例については、壁面内改良と底盤地山改良の場合について説明している。

(1) 帯水砂層の場合

(1.1) 壁体内改良

1) 設計条件（図 2.10）

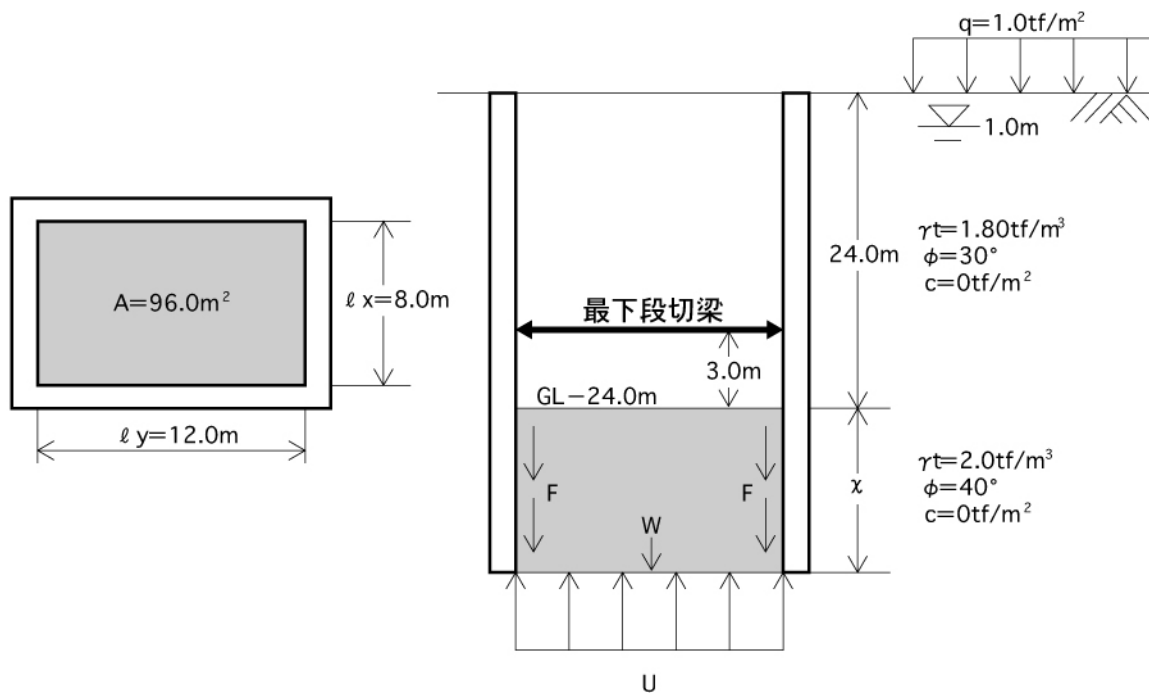


図 2.10 設計条件

GTM工法で底盤改良を行って不透水性の版を形成すると、その下端に揚圧力が作用する。揚圧力に抵抗出来る改良厚さを求める事が、設計計算の目的となる。

計算は次の3方式により行い、そのすべてを満足する値を設計必要厚さとする。

- ①押し抜き抵抗からの必要厚さ
- ②せん断応力からの必要厚さ
- ③曲げ応力からの必要厚さ

但し、改良部分は砂層であるので硬化材はGT-1号とする。

2) 押し抜き抵抗からの必要厚さ

揚圧力 (U) に対して、改良体の重量 (W) と土留壁との付着力 (F) で抵抗させる。

$$FS = \frac{W + F}{U}$$

FS ; 安全率、1.50

$$W = A \times \gamma_t \times \chi ; A = \ell_x \times \ell_y$$

$$F = 2 (\ell_x + \ell_y) \times \chi \times f$$

f : 改良体と山留め壁との付着力 (1/3c),

GT-1 号による改良の場合の付着力は次の通りである。

$$1/3 \times 50 = 16.67 \text{ tf/m}^2$$

$$U = \ell_x \times \ell_y \times (23 + \chi) \text{ tf}$$

$$1.5 = \frac{8 \times 12 \times 2.0 \times \chi + 2 (8 + 12) \times 16.67 \times \chi}{8 \times 12 \times (23 + \chi)}$$

$$\chi = 4.63 \text{ m}$$

3) セン断応力からの必要厚さ

せん断応力及び 4) で後述する曲げ応力からの必要厚さの計算は、Timoshenko & Krieger (1959) の 2 方向弾性版の理論に基づいて行う。

周辺が単純支持される 2 方向弾性版に等分布荷重 (q) が作用する場合のせん断応力と曲げモーメントは、次の通りである。

① 最大せん断応力 (Qx) max, (Qy) max

最大せん断応力は、周辺の中央部分に発生する。

$$(Q_x)_{\max} (x=0, y=0) = \gamma q a \quad (1)$$

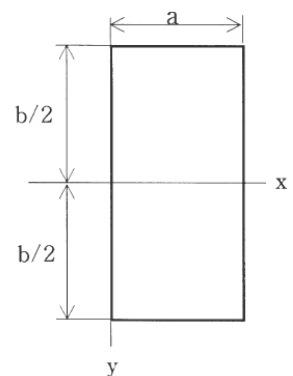
$$(Q_y)_{\max} (x=a/2, y=-b/2) = \gamma_1 q a \quad (2)$$

② 最大曲げモーメント (Mx) max, (My) max

最大曲げモーメントは、版の中心部分に発生する。

$$(M_x)_{\max} = \beta q a^2 \quad (3)$$

$$(M_y)_{\max} = \beta_1 q a^2 \quad (4)$$



$\gamma, \gamma_1, \beta, \beta_1$ の値は、表 2.8 に示される。表中の係数によれば、 b/a が一定のもとでは、常に $\gamma > \gamma_1, \beta > \beta_1$ である。

表 2. 8 γ , γ_1 , β , β_1 (但し、ポアソン比 $\nu=0.3$)

b/a	γ	γ_1	β	β_1
1.0	0.338	0.338	0.0479	0.0479
1.1	0.360	0.347	0.0554	0.0493
1.2	0.380	0.353	0.0627	0.0501
1.3	0.397	0.357	0.0694	0.0503
1.4	0.411	0.361	0.0755	0.0502
1.5	0.424	0.363	0.0812	0.0498
1.6	0.435	0.365	0.0862	0.0492
1.7	0.444	0.367	0.0908	0.0486
1.8	0.452	0.368	0.0948	0.0479
1.9	0.459	0.369	0.0985	0.0471
2.0	0.465	0.370	0.1017	0.0464
3.0	0.493	0.372	0.1189	0.0406
4.0	0.498	0.372	0.1235	0.0384
5.0	0.500	0.372	0.1246	0.0375
∞	0.500	0.372	0.1250	0.0375

計算例

① $\ell_x = 8\text{m}$, $\ell_y = 12\text{m}$, $\ell_y / \ell_x = 1.50$

② 最大せん断応力 $(Q_\chi)_{\max} = 0.424 \times 8 \times q = 3.392 \times q$ (tf/m²)

③ 改良体下面に作用する揚圧力 $q = (23 + \chi - 2\chi)$ (tf/m²)

④ 許容せん断応力 $\tau_a = f = 1/3c = 16.67$ (tf/m²)

以上より、安全率を F_s とすれば次式が成り立つ。

$$F_s = \frac{16.67 \times \chi}{(Q_\chi)_{\max}}$$

$F_s = 1.50$ として

$$F_s = \frac{16.67 \times \chi}{3.392 (23 - \chi)}$$

$$\chi = 5.38\text{m}$$

4) 曲げ応力からの必要厚さ

改良体に主働側の土圧、水圧による軸力（N）が作用するものとして計算する。

①曲げ応力度 $\sigma_t = (M_{\max}/Z) - (N/A)$

②最大曲げモーメント

表 2.8 により

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \beta q a^2 - N (\chi/2 - 0.5) \\ &= 0.0812 \times q \times 8^2 - N (\chi/2 - 0.5) \\ &= 5.197 q - N (\chi/2 - 0.5) \end{aligned}$$

ここに、 a ; 掘削底盤の短辺 ($=l_x = 8\text{m}$)

β ; 係数

$$\begin{aligned} \beta &= f (l_y / l_x) \\ &= f (12/8) = 0.0812 \end{aligned}$$

③断面係数

$$Z = b \chi^2 / 6 = \chi^2 / 6$$

④軸力

$$N = (y/6) \cdot (2\Sigma P_2 + \Sigma P_1)$$

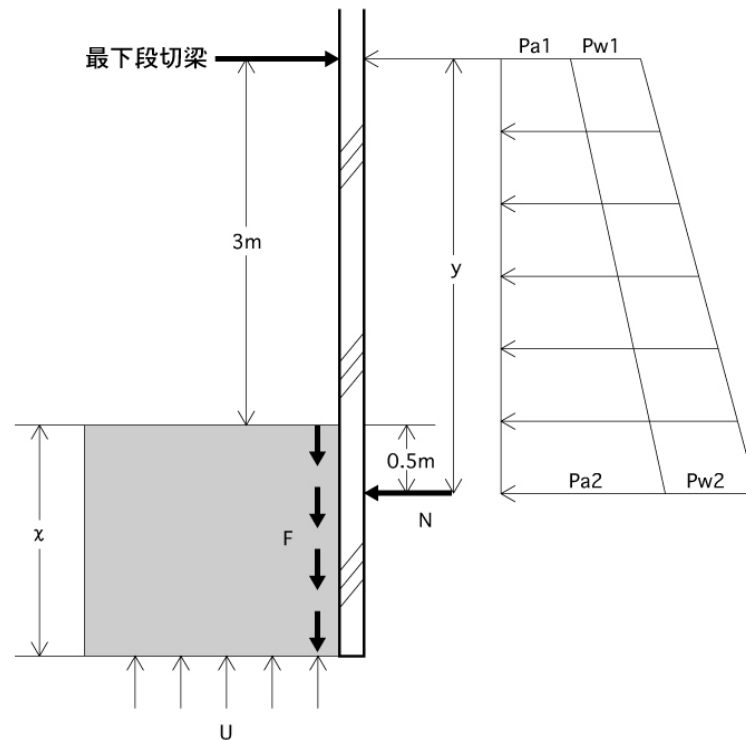


図 2. 1 1

計算例

①軸力の計算

主働土圧

$$P_{a1} = (q + \gamma_t H) \times \tan^2 (45^\circ - \varphi/2) - 2c \cdot \tan^2 (45^\circ - \varphi/2)$$

$$P_{a1} = (1.0 + 1.8 \times 1.0 + 0.8 \times 20) \times \tan^2 (45^\circ - 30^\circ/2) = 6.27 \text{ tf/m}^2$$

$$P_{a2} = (1.0 + 1.8 \times 1.0 + 0.8 \times 23.5) \times \tan^2 (45^\circ - 30^\circ/2)$$

$$= 6.95 + 0.11 = 7.06 \text{ tf/m}^2$$

水圧

$$P_{w1} = \gamma_w h = 20.0 \text{ tf/m}^2$$

$$P_{w2} = \gamma_w (h + 3.0 + 0.5) = 23.5 \text{ tf/m}^2$$

土圧水圧の合計

$$\Sigma P_1 = P_{a1} + P_{w1} = 26.27 \text{ tf/m}^2$$

$$\Sigma P_2 = P_{a2} + P_{w2} = 7.06 + 23.50 = 30.56 \text{ tf/m}^2$$

$$N = (y/6) (2\Sigma P_2 + \Sigma P_1) \quad y = 3.0 + 0.5 = 3.5$$

$$= \{3.5 \times (26.27 + 2 \times 30.56)\} / 6$$

$$= 50.98 \text{ tf}$$

②最大曲げモーメントの計算

3) の計算結果より、 $q = 23.0 - \chi$

$$M_{\max} = 5.197 (23.0 - \chi) - 50.98 (\chi/2 - 0.5)$$

$$= 145.021 - 30.687\chi$$

必要厚さの計算

$$\sigma_t = (M_{\max}/Z) - (N/A)$$

$$t = \{6 \times (145.021 - 30.687\chi)\} / \chi^2 - 50.98/\chi$$

$$t = (870.126 - 235.102\chi) / \chi^2$$

ここで、 $\sigma_t = 2/3c = 2/3 \times 5 = 3.33 \text{ kgf/cm}^2 = 33.3 \text{ tf/m}^2$ を代入すると、

$$\chi = 2.67 \text{ m} \quad \text{となり} \quad F_s = 1.5 \quad \text{より} \quad \chi = 4.00 \text{ m}$$

5) 必要厚さの設定

- ・押し抜き抵抗からの必要厚さ 4.76m
- ・せん断応力からの必要厚さ 5.38m
- ・曲げ応力からの必要厚さ 4.00m

となり、このすべてを満足させる必要厚さとして、

$\chi = 5.38 \text{ m}$ を設定する。

(1.2) 底盤地山改良

(1.1) の壁体内改良の計算例から、改良体のせん断抵抗を出来る限り大きくとれる様に工夫すれば、改良厚さの低減が可能となる事がわかった。そこで、改良厚さを(1)の曲げ応力に対する 4.00m とした場合、下図の様な改良例について改良厚さの検討を行う。

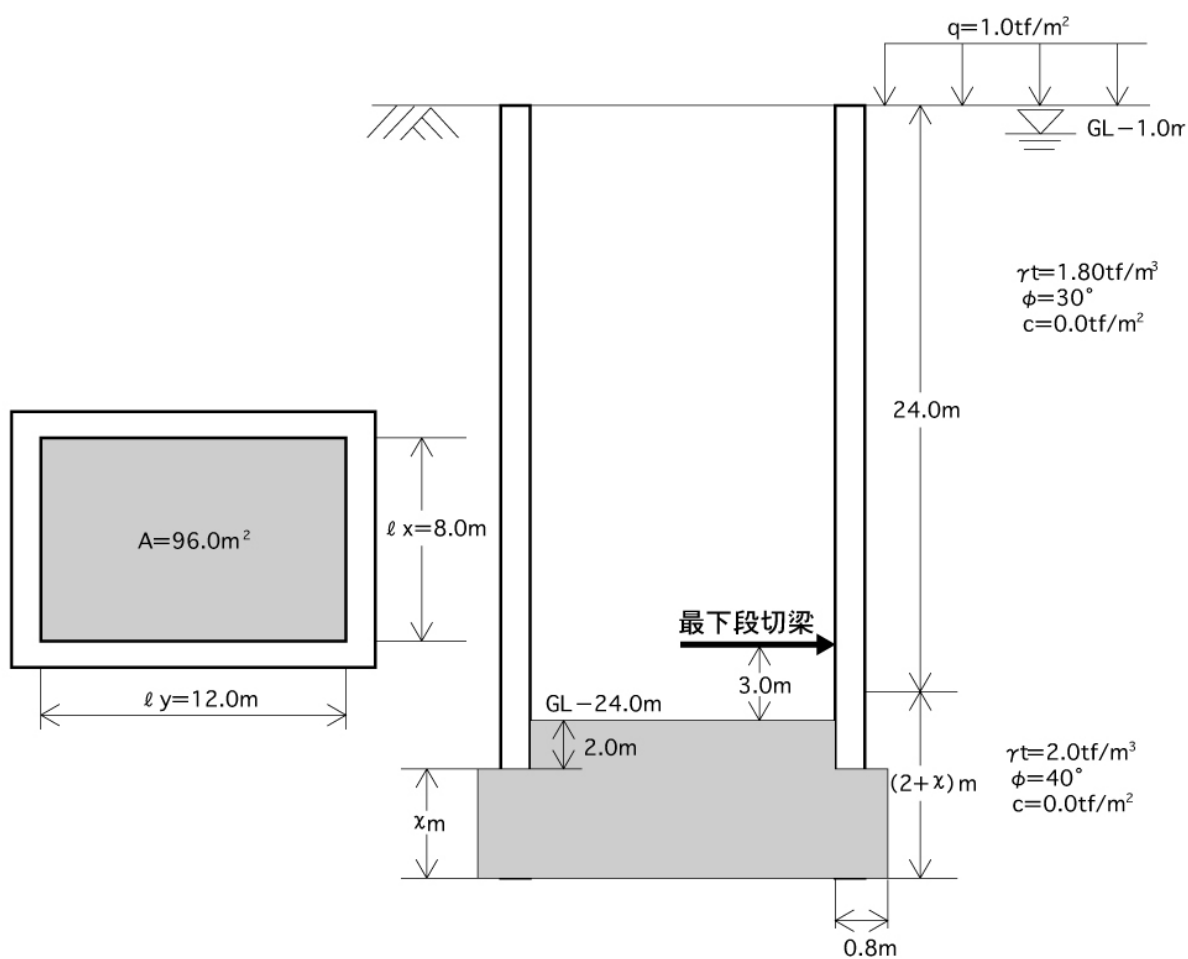


図 2. 1 2 帶水砂層底盤地山改良設計条件

1) 計算に関する仮定条件

①改良体への矢板の根入れ長さは 2.0m とする。

②改良体のせん断抵抗力は、地山改良部分の粘着力のみ期待する。

硬化材として G T-1 号を使用する場合の粘着力は、次の通りである。

$$c = 50 \text{tf/m}^2$$

2) 押し抜き抵抗からの改良厚さ

揚圧力 (U) に対して、改良体の重量 (W) と改良体の粘着力 (c) で抵抗させる。

$$A = 12.0 \times 8.0 = 96.0 \text{m}^2$$

$$U = (23 + 2 + \chi) \times 96 = 2400 + 96\chi$$

$$W = 2.0 (2 + \chi) \times 96 = 384 + 96\chi$$

$$c = 50 \times (2 \times 8 + 2 \times 12) \times \chi = 2000\chi$$

$$F_s = (W + c) / U$$

$$1.5 = (384 + 96\chi + 2000\chi) / (2400 + 96\chi)$$

$$\chi = 1.65 \text{m}$$

以上の事から、押し抜き抵抗からの改良厚さは 3.65m となる。

3) せん断抵抗からの改良厚さ

$$Q_{\max} = 3.392 q$$

$$q = (25 + \chi) - (2 + \chi) \times 2.0$$

$$= 21 - \chi$$

$$c = 50 \text{tf/m}^2$$

$$F_s = 1.50$$

$$F_s = (50 \times \chi) / Q_{\max}$$

$$1.5 = (50 \times \chi) / 3.392 (21 - \chi)$$

$$\chi = 1.94 \text{m}$$

以上の事から、せん断抵抗からの改良厚さは 3.94m となる。

4) 必要改良厚さ

①押し抜き抵抗 ; 3.64m

②せん断抵抗 ; 3.94m

③曲げ抵抗 ; 4.00m

以上の事から、改良厚さは 4.00m となる。(1.1) の計算例の場合の改良厚さは 5.38m であった。底盤地山改良が可能な場合には、必要改良厚さが減少する。

(2) 粘性土の場合

ヒービング防止と主働土圧の釣り合いの 2 ケースで必要改良厚さを計算する。

※但し、改良範囲の下部に盤ブクレを生じるような被圧水層が存在する場合は、砂質土のケースと同様な検討を行なうことが必要である。

1) ヒービングからの必要厚さ

建築基礎構造設計基準の修正公式により検討する。

$$F_s = \frac{M_r}{M_d} = \frac{r \int_0^{\pi/2 + \alpha} c_u(r d\theta)}{W \times \frac{r}{2}}$$

ここに、 M_r : 抵抗モーメント (t・m/m)

M_d : 回転モーメント (t・m/m)

c_u : 根切りより下部の土の非排水せん断強さ (tf/m²)

W : ($\gamma t \cdot H + q$) × r

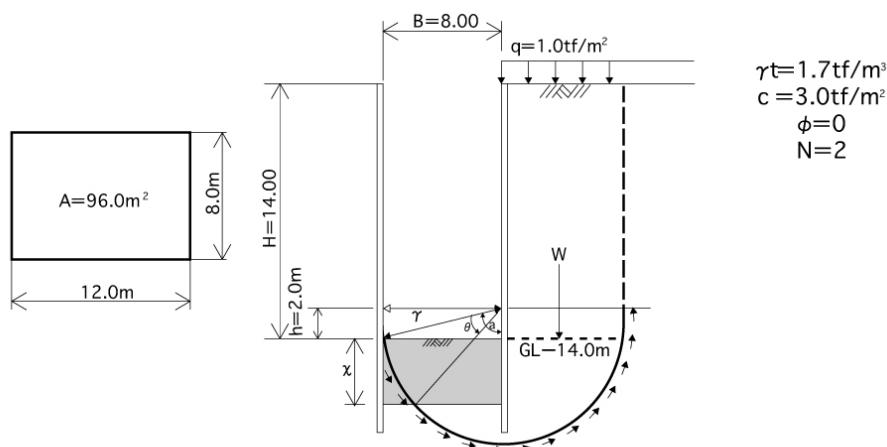


図 2. 1 3 設計条件

土層が一様な場合。次のようになる。

$$F_s = \frac{(\pi + 2\alpha)c}{\gamma t \cdot H + q}$$

ここで上式より、ヒービングを生じさせない、平均必要粘着力を求めると、

$$c = \frac{F_s \cdot (\gamma t \cdot H + q)}{\pi + 2\alpha} \quad \text{となり}$$

今、原地盤の粘着力を c_0 、改良後の粘着力を c' とすると、改良必要厚さは次のように求められる

$$\theta = \frac{(\frac{\pi}{2} + \alpha)(c - c_0)}{c' - c_0} \quad \alpha = \tan^{-1} \frac{B}{h} \quad r = \frac{B}{\sin \alpha} \quad (\chi = r \cos(\alpha - \theta) - h)$$

計算例

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{8}{2} \right) = 1.326 \text{ (rad) とすると}$$

必要粘着力 $c = 6.42 \text{ tf/m}^2$

ここで $c_0 = 3.0 \text{ tf/m}^2$ $c' = 30.0 \text{ tf/m}^2$

$$\theta = 0.199 \text{ (rad)}$$

$$r = 8.25 \text{ m が得られ}$$

従って必要厚さは

$$\chi = 1.54 \text{ m となる。}$$

2) 土圧のバランスからの必要厚さ

最下段切梁を支点とする。主働土圧と受働土圧の釣り合いからの必要改良厚さを求める。

ここで土圧計算はランキンレザールの公式による。

$$\text{主働土圧 } P_a = (q + \gamma t H) \times \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\text{受働土圧 } P_p = (q + \gamma t H) \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) - 2c \cdot \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\text{釣り合い } F_s = \frac{\sum M_p}{\sum M_a}$$

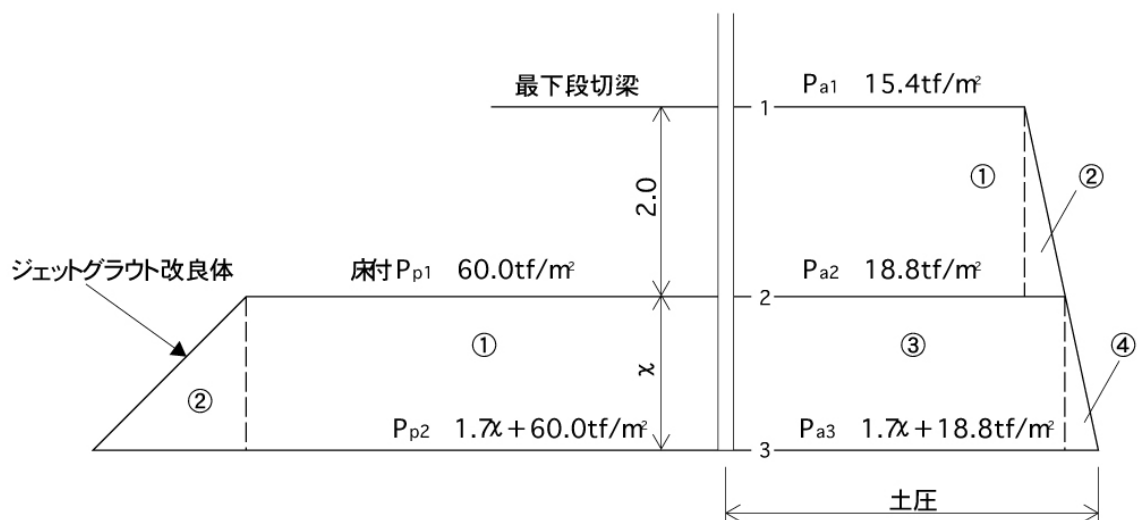


図 2. 1 4 土圧成分

計算例

$$\textcircled{1} \text{土圧係数} \quad K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{0^\circ}{2} \right) = 1$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{0^\circ}{2} \right) = 1$$

②主働土圧

$$P_{a1} = \Sigma \gamma t \cdot H + q - 2 \cdot c = 15.40 \quad \text{tf/m}^2$$

$$P_{a2} = 18.80 \quad \text{tf/m}^2 \quad P_{a3} = 1.7\chi + 18.80 \quad \text{tf/m}^2$$

③受働土圧

$$P_{p1} = 2 \cdot c' = 2 \times 30 \quad \text{tf/m}^2 = 60.0 \quad \text{tf/m}^2$$

$$P_{p2} = 1.7\chi + 60.0 \quad \text{tf/m}^2$$

④最下段切梁を支点とするモーメント

主働モーメント（図 2.14）の①-④に分割して計算する）

$$Ma\textcircled{1} = 30.80 \text{tf} \cdot \text{m}$$

$$Ma\textcircled{2} = 4.53 \text{tf} \cdot \text{m}$$

$$Ma\textcircled{3} = 9.0\chi^2 + 36.0\chi \text{tf} \cdot \text{m}$$

$$+) \quad Ma\textcircled{4} = 0.57\chi^3 + 1.70\chi^2 \text{tf} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma Ma = 0.57\chi^3 + 10.70\chi^2 + 36.0\chi + 35.33 \quad \text{tf} \cdot \text{m}$$

受働モーメント

$$Mp\textcircled{1} = 30.0\chi^2 + 120.0\chi \quad \text{tf} \cdot \text{m}$$

$$+) \quad Mp\textcircled{2} = 0.57\chi^3 + 1.70\chi^2 \quad \text{tf} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma Mp = 0.57\chi^3 + 31.70\chi^2 + 120.0\chi \quad \text{tf} \cdot \text{m}$$

$\Sigma Ma = \Sigma Mp$ として χ を求める。

$$\chi = 0.384 \text{m}$$

$F_s = 1.5$ とするから

$$\chi = 0.58 \text{m}$$

3) 揚土圧による改良厚さの算定

粘性土掘削底盤に於いてヒービングが発生する場合、底盤土には上向きの揚土圧が作用すると見なす事もできる。ここでは、揚土圧が砂質土の底盤に作用する地下水圧と同様な作用をするものとして見なして、底盤安定に必要な改良厚を求めるものとする。

図 2.15 は、揚土圧算出の手法である。Peck の方法によれば、掘削底盤の安定性は安定係数 (N_c) で評価することができる。限界安定係数を 5 とすれば、揚土圧は次の様に算出することができる。

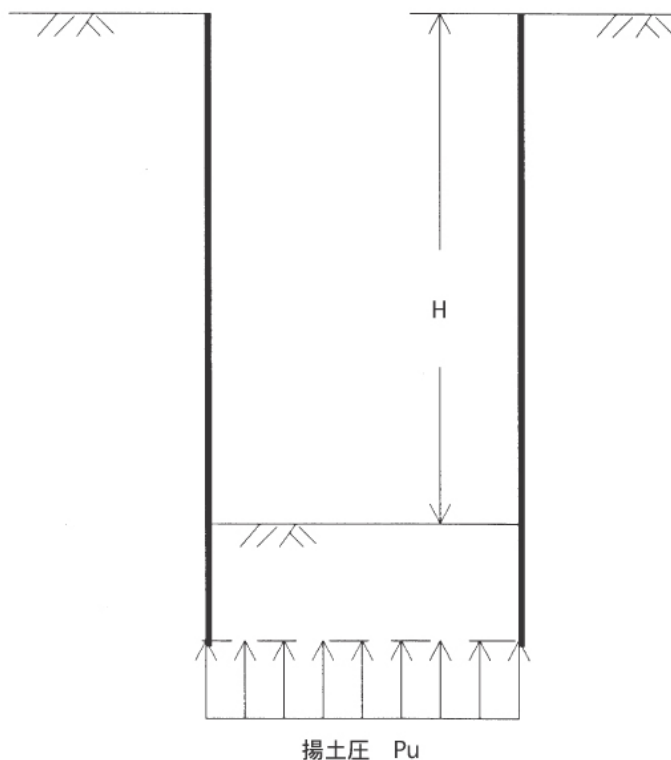
$$N_c = \frac{\gamma t \cdot H}{c}$$

① $N_c = 5$ の時の仮想鉛直土圧は $\gamma t H = 5 \times 3.0 = 15.0 \text{ tf/m}^2$

② 実際の鉛直土圧は $\gamma t H = 1.7 \times 14.00 = 23.8 \text{ tf/m}^2$

③ 底盤に作用する揚土圧は $P_u = 23.8 - 15.0 = 8.80 \text{ tf/m}^2$

揚土圧 P_u が改良体底面に作用するとすれば、計算手法は砂質土の場合と同様になる。



$$N_c = \frac{\gamma \cdot H}{c_u}$$

N_c ; ヒービングに対する限界安定係数

$N_c \geq 5$; 安定

$N_c \leq 5$; 不安定

c_u ; 床付け付近の粘性土の粘着力

γH ; 掘削深さ鉛直土圧

揚土圧 (P_u) は、次式となる。

$$P_u = \gamma H - 5c_u$$

3.1) 揚土圧による押し抜きせん断からの改良厚さ

揚土圧（ P_u ）に対して改良体の重量（ W ）と山留壁の付着力（ F ）で抵抗する。

$$P_u = 8.8 \times A$$

$$W = 1.8 \times \chi \times A$$

$$F = 2 (\ell_\chi + \ell_y) \times \chi \times f$$

$$\text{ここで、} \ell_\chi = 8.0\text{m} \quad \ell_y = 12.0\text{m}$$

$$A = 8.0 \times 12.0 = 96.0\text{m}^2$$

$$f = c = 10.0\text{tf/m}^2$$

$$F_s = \frac{W + F}{U}$$

$$F_s = 1.50 \text{ として}$$

$$1.50 = \frac{96.0 \times 1.8 \times \chi + 400 \times \chi}{8.8 \times 96.0}$$

$$\chi = 2.21\text{m}$$

3.2) 揚土圧によるせん断応力からの改良厚さ

①改良体に作用するせん断力（2.6.3, (1), 3）計算②）

$$Q_{\max} = 3.392 q$$

②設計せん断力

改良対象土は粘性土であるので、設計せん断力（ τ_a ）は、次の通りである。

$$\tau_a = f = c = 10\text{tf/m}^2$$

③必要改良厚さ

$$\chi = \frac{F_s \cdot Q_{\max}}{\tau_a}$$

計算

改良底版に作用する等分布外力の計算

$$q_s = P_u - \gamma t \cdot \chi$$

$$s = 8.8 - 1.8\chi$$

$$F_s = 1.50$$

$$\chi = \frac{1.50 \times (8.8 - 1.8\chi)}{10} = 1.40\text{m}$$

3.3) 曲げ応力からの必要厚さ

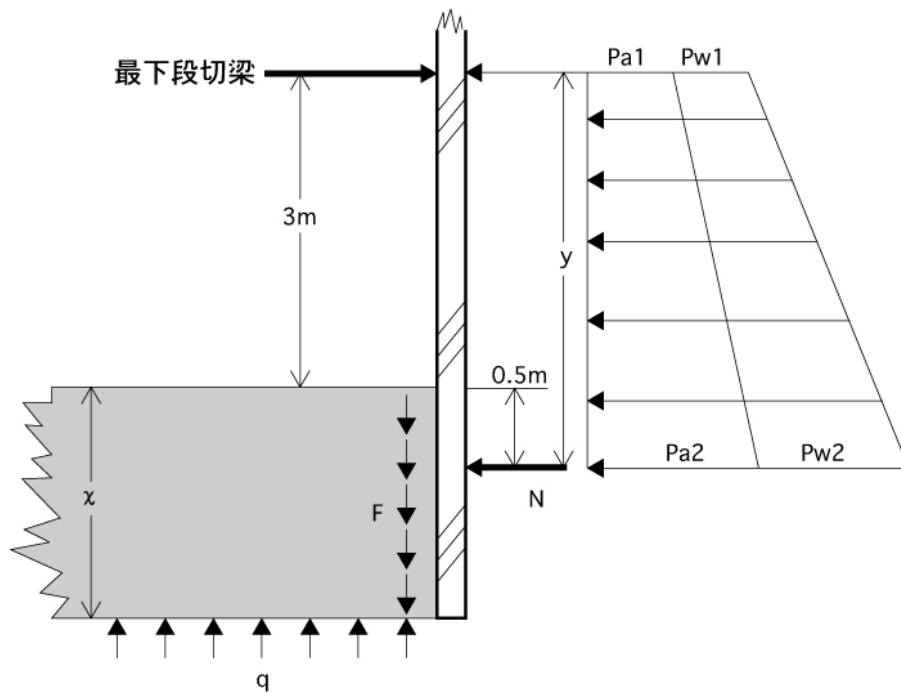
固結体に主働側の土圧、水圧による軸力 (N) が作用するものとして計算する。

$$\textcircled{1} \text{曲げ応力度} \quad \sigma = \frac{M_{\max}}{Z} - \frac{N}{A} \quad (A = b \chi = \chi)$$

$$\textcircled{2} \text{最大曲げモーメント} \quad M_{\max} = 5.197q - N \left(\frac{\chi}{2} - 0.5 \right) \quad (\text{ただし、(1), (4) の}\textcircled{2}\text{より})$$

$$\textcircled{3} \text{断面係数} \quad \sigma = \frac{b \chi^2}{6} = \frac{\chi^2}{6}$$

$$\textcircled{4} \text{軸力} \quad N = \frac{y}{6} (2 \Sigma P_2 + \Sigma P_1)$$



計算例

①軸力の計算

$$\text{主働土圧} \quad P_a = (q + \gamma t H) \times \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\textcircled{2} \text{土圧係数} \quad K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{0^\circ}{2} \right) = 1$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{0^\circ}{2} \right) = 1$$

③主働土圧 $P_{a1} = \Sigma \gamma t \cdot H + q - 2 \cdot c = 15.40 \text{ tf/m}^2$

$$P_{a2} = 18.80 \text{ tf/m}^2$$

$$P_{a3} = 1.7 \times 0.5 + 18.80 = 19.65 \text{ tf/m}^2$$

$$\begin{aligned} N &= \frac{y}{6} (2\Sigma P_2 + \Sigma P_1) \quad y = 2.0 + 0.5 = 2.5\text{m} \\ &= \frac{2.5 \times (2 \times 19.65 + 15.40)}{6} = 22.79 \text{ tf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= Pu - \gamma t \cdot \chi \quad (\gamma t = 1.80 \text{ tf/m}^3, \text{改良体単位体積重量}) \\ &= 8.8 - 1.8 \cdot \chi \end{aligned}$$

④最大曲げモーメントの計算

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 5.197 \times (8.8 - 1.8\chi) - 22.79 \left(\frac{\chi}{2} - 0.5 \right) \\ &= 57.129 - 20.75\chi \end{aligned}$$

必要厚さの計算

$$\begin{aligned} \sigma t &= \frac{M_{\max}}{Z} - \frac{N}{A} \\ \sigma t &= \frac{6 \times (57.129 - 20.75\chi)}{\chi^2} - \frac{22.79}{\chi} \\ \sigma t &= \frac{1}{\chi^2} (342.774 - 261.24\chi) \end{aligned}$$

ここで、

$$\begin{aligned} \sigma t = \frac{2}{3} c = \frac{2}{3} \times 3 = 2.0 \text{ kgf/cm}^2 = 20.0 \text{ tf/m}^2 \text{ を代入すると} \\ \chi = 2.40\text{m} \text{ となり} \quad F s = 1.5 \text{ より} \quad \chi = 3.60 \end{aligned}$$

⑤改良厚さの設定

1. ヒービングからの改良厚さ ; 1.54m
 2. 土圧のバランスからの厚さ ; 0.58m
 3. 揚土圧による押し抜きせん断からの厚さ ; 2.21m
 4. 揚土圧によるせん断応力からの厚さ ; 1.40m
 5. 揚土圧による曲げモーメントからの厚さ ; 3.60m
- 以上より、改良厚さは 3.60m となる。

2.6.4 山留め壁体欠損

埋設物横断等による土留欠損部については、固結体をコンクリートなどと同じように考え、親坑横矢板工法の板厚計算の考え方に準じて改良厚さを計算する。

(1) 板厚計算からの必要厚さ

$$t = \sqrt{\frac{3W\ell^2}{4\sigma_t}}$$

ここで t : 改良厚さ

W : 外力（土圧、水圧）

ℓ : 欠損幅

σ_t : 改良体の曲げ引張強度

安全率は次のように定める。

横矢板を直に入れる場合 $F_s = 1.0$

固結体のみで自立を期待するときは $F_s = 1.5$ とする。

図 2.16 が、設計条件である。

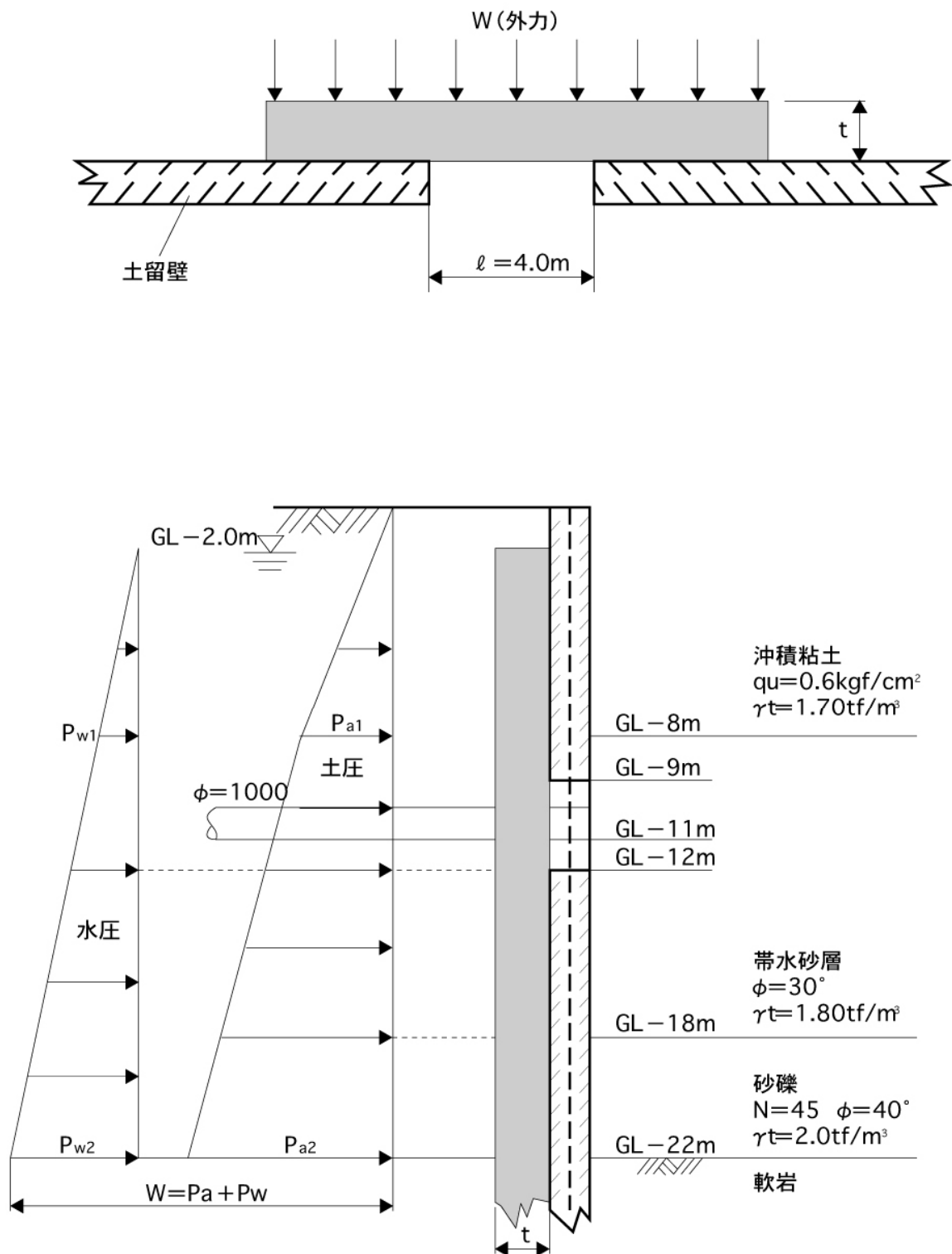


図 2. 1 6 土留欠損部防護設計モデル

(2) 計算例

1) 改良体断面の検討深度

粘性土と砂質土では、改良体の強度が異なる事、土圧は深度に比例して増加する事などから、改良体断面の検討深度は次の通りである。

G L-8m : 粘性土 G L-22m : 砂礫

2) 外力 (W)

外力の計算は、ランキンレザールの式による。

$$G L-8m : P_{a1} = 1.7 \times 8.0 - 2.0 \times 3.0 = 7.6 \quad \text{tf/m}^2$$

$$W_1 = P_{a1}$$

$$G L-22m : P_{a2} = (1.7 \times 2.0 + 0.7 \times 6.0 + 0.8 \times 10 + 1.0 \times 4.0) \times \tan^2 (45^\circ - 40^\circ/2) \\ = 4.26 \text{tf/m}^2$$

$$P_{w2} = 1.0 \times 20 = 20 \text{tf/m}^2$$

$$W_2 = P_{a2} + P_{w2} = 24.26 \quad \text{tf/m}^2$$

3) 改良厚さ

横矢板を直ちに入れるものとして、安全率は $F_s = 1.0$ とする。硬化材は、G T-1 号を使用する。

$$G L-8m : t = \sqrt{\frac{3W_1 \ell^2}{4\sigma_t}} \\ = \sqrt{\frac{3 \times 7.6 \times 4.0^2}{4 \times \frac{2}{3} \times 30}} = 2.13\text{m}$$

$$G L-22m : t = \sqrt{\frac{3W_2 \ell^2}{4\sigma_t}} \\ = \sqrt{\frac{3 \times 24.26 \times 4.0^2}{4 \times \frac{2}{3} \times 50}} = 2.96\text{m}$$

4) 改良厚さの設定

G L-8m の粘性土下部で 2.13m、G L-22m の砂礫の下部で 2.96m となる。改良体単列配置 (図 2.3, パターン.4) では、改良厚さを満足する事はできない。故に、パターン.4 の複列配置となるので、欠損部分の有効改良厚さは 2.96m 以上が確保できるようにする。

2.6.5 シールド管路

(1) シールド機外周の改良範囲算定の為の基礎式

シールド管路の為の改良例は、数多い。図 2.17 は、シールド機発進防護の為の改良ゾーンの例である。シールドの立杭からの発進や到達の場合、シールド機外周全断面改良が実施される事が多い。

図 2.18 は、シールド機外周改良範囲の簡易判定法の説明である。

シールド中心の鉛直土圧を σ_v 、側圧係数 $k=1$ 、シールド掘削地山開放半径 a 、シールド中心から改良範囲外周までの距離を b とする。

改良範囲外周にシールド中心に向かって外圧 σ_v が作用すれば、シリンダー円筒版に発生する応力は弾性論より次式となる。

$$\sigma_r = \frac{b^2}{b^2 - a^2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) \sigma_v \quad \text{————— (1)}$$

$$\sigma_t = \frac{b^2}{b^2 - a^2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) \sigma_v \quad \text{————— (2)}$$

σ_r はシールド中心軸方向応力、 σ_t は接線方向応力である。式 (1)、(2) の主な特徴は、次の通りである。

① σ_v はシールド軸方向に作用するので、せん断応力は発生しない。

② シールド機外周 ($r = a$) に於いては、 $\sigma_r = 0$ 、

$$\sigma_t = \frac{b^2}{b^2 - a^2} 2\sigma_v \quad \text{である}$$

③ 改良ゾーン外周 ($r = b$) に於いては、 $\sigma_r = \sigma_v$ 、

$$\sigma_t = \frac{b^2 + a^2}{b^2 - a^2} \sigma_v \quad \text{である}$$

④ $\sigma_r + \sigma_t = \frac{2b^2}{b^2 - a^2} \sigma_v$ となり、一定である

改良体の一軸圧縮強さを qu 、粘着力を c とすれば、改良体が破壊しない条件は次の通りである。

$$r = a ; \frac{b^2}{b^2 - a^2} 2\sigma_v \leq qu \quad \text{————— (3)}$$

$$r = b ; \frac{a^2}{b^2 - a^2} 2\sigma_v \leq 2c \quad \text{————— (4)}$$

これより、シールド機外周改良範囲算定の基礎式は、次式となる。

$$r = a ; b \geq \frac{a}{\sqrt{1 - \frac{2\sigma_v}{qu}}} \quad (5)$$

$$r = b ; b \geq a \sqrt{1 + \frac{\sigma_v}{c}} \quad (6)$$

これ等の基礎式は、2.6 の円形立坑の改良体による山留め壁体の設計計算にも適用出来る。

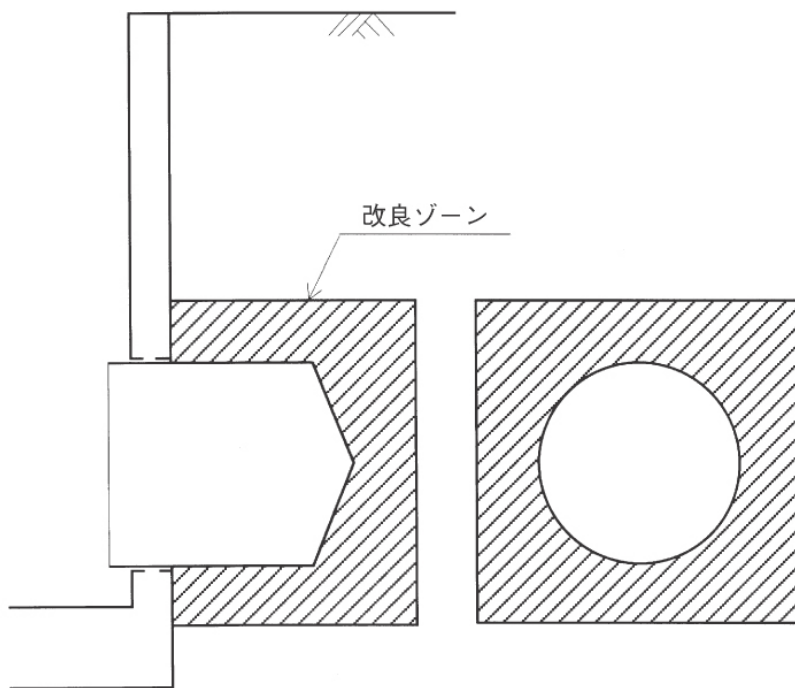


図 2. 1 7 発進防護の為の改良ゾーンの例

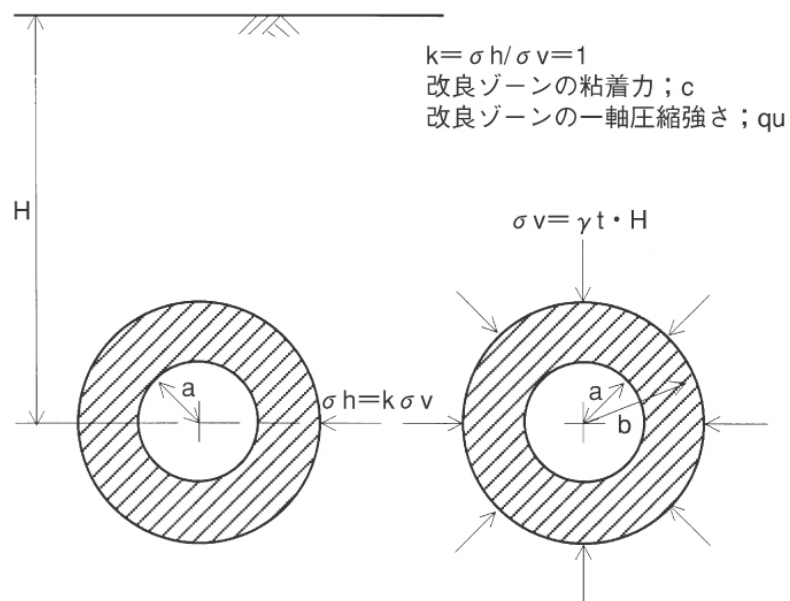


図 2. 1 8 シールド機外周改良範囲の簡易算定法

(2) 計算例

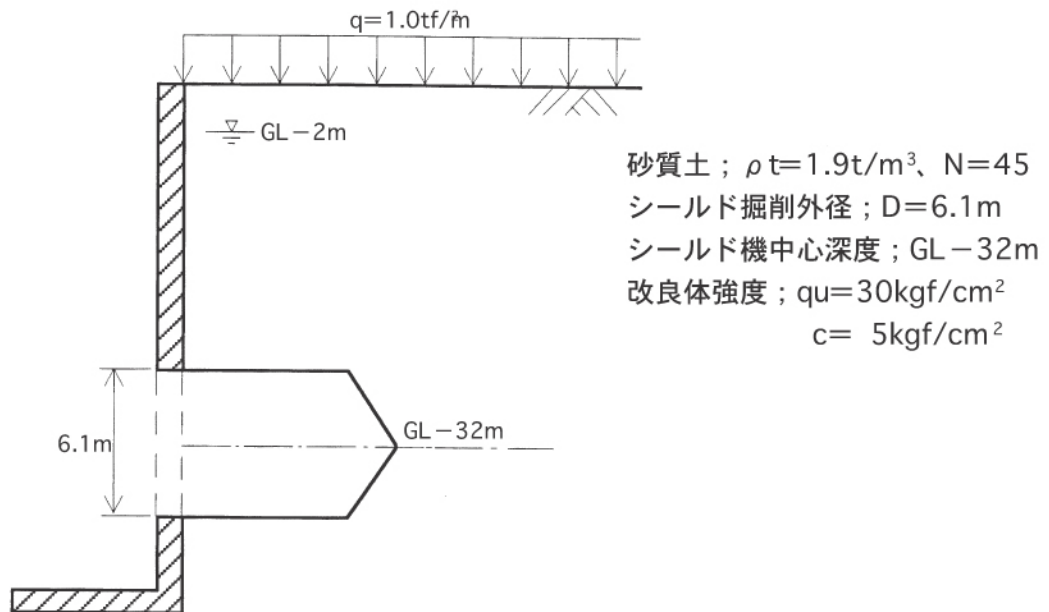


図 2. 1 9 設計条件

1) 改良厚の算出

図 2.19 は、設計条件である。

改良検討対象土層；砂質土、 $\rho t=1.9\text{t/m}^3$

シールド掘削外形； $D=6.1\text{m}$

シールド中心深度； $GL-32\text{m}$

改良体強度；シールド機の中心深度が $GL-32\text{m}$ と深く、地下水位も $GL-2\text{m}$ と高いことから硬化材はGT-1号を使用する。

$$q_u=30\text{kgf/cm}^2$$

$$c=5\text{kgf/cm}^2$$

シールド中心深度の鉛直土圧 $\sigma_v=1.0+1.9\times 32=61.8\text{tf/m}^2$

$$a=D/2=3.05\text{m}$$

(5) 式より

$$b \geq \frac{3.05}{\sqrt{1-\frac{2\times 61.8}{300}}} = 3.98\text{m}$$

(6) 式より

$$b \geq 3.05 \sqrt{1+\frac{61.8}{50}} = 4.56\text{m}$$

①シールドクラウン部と側部

$b \geq 4.56\text{m}$ より、安全率を $F_s=1.50$ とすれば、改良厚さ (Δa) は次の通りである。

$$\Delta a = (4.56-3.05) \times 1.5 = 2.26\text{m}$$

②シールドインバート部

シールドインバート部については、 $\sigma_v=61.8\text{tf/m}^2$ がそのまま作用する事はない。故に、安全率を $F_s=1.0$ とすれば、改良厚さ (Δa) は次の通りである。

$$\Delta a = (4.56-3.05) \times 1.0 = 1.51\text{m}$$

2) 改良体配置

前節の計算結果に基づき、改良配置をまとめると次の通りである。

①シールド機長は、 6.8m であるので、改良区間長さはシールド機長プラス 1.0m の 7.8m とする。

②改良体有効径は、改良土層が砂質土、 $N=45$ 、改良深度 20m 以深より、表 2.3 から 1.6m となる。

③改良体配置は、図 2.3 より改良部分の全体地盤補強と止水を目的とする事から、パターン.1 となる。

④施行ピッチは、次の通りとなる。

$$\ell_1 = \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot D = 1.38\text{m}$$

$$\ell_2 = \frac{3}{4} \cdot D = 1.20\text{m}$$

$$a = \sqrt{\frac{D^2 - \ell_1^2}{4}} = 0.40\text{m}$$

⑤図 2.20 に、改良断面を図示した。

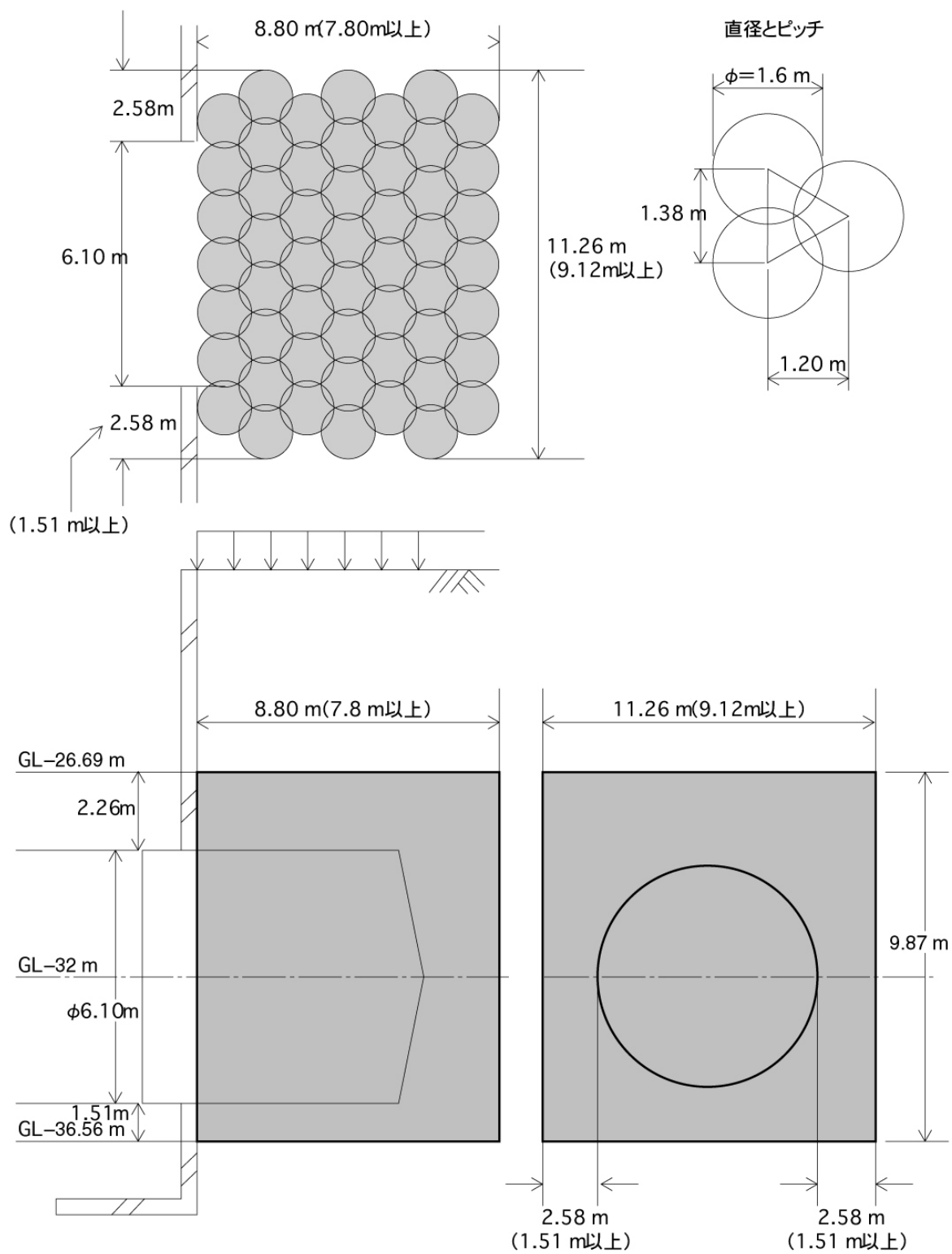


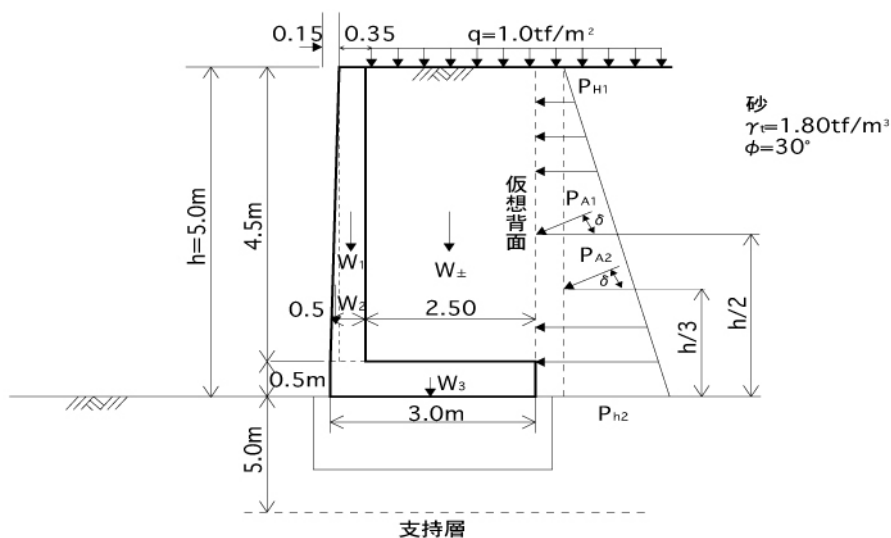
図 2. 2 0 改良体配置図

2.6.6 L型擁壁支持地盤

支持層が地表面より 5m の深さにある緩い砂質土地盤に、L型擁壁を作る例について検討する。

(1) 現地盤支持力の検討

1) 基礎の転倒に対する検討



①主働土圧の計算

道路橋示方書により、土圧は壁面に働く分布荷重とし、荷重強度は以下のとおりとする。
砂質土の場合

$$P_H = P_A \cdot \cos \delta = (K_A \cdot \gamma \cdot h + K_A \cdot q) \cdot \cos \delta$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]}$$

ここに、 γ_A : 土の単位重量 (tf/m³)

P_A : 深さ x における主働土圧係数 (tf/m²)

K_A : クローン土圧による主働土圧係数

h : 土圧 P_A が壁面に作用する深さ (m)

q : 常時の地表載荷荷重 (tf/m²)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (度)

α : 地表面と水平面とのなす角 (度)

θ : 壁背面 (仮想背面) と鉛直面とのなす角 (度)

δ : 壁背面と土との間の壁面摩擦角 (度) $\delta = \phi$

$$K_A = \frac{\cos^2(30-0^\circ)}{\cos^2 0^\circ \cos(0^\circ+30^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30^\circ+30^\circ)\sin(30^\circ-0^\circ)}{\cos(0^\circ+30^\circ)\cos(0^\circ-0^\circ)}} \right]}$$

$$K_A = 0.297$$

$$P_{A1} = 0.297 \times 1.0 = 0.297 \text{ tf/m}^2$$

$$P_{A2} = 0.297 \times (1.0 + 1.8 \times 5.0) = 2.97 \text{ tf/m}^2$$

$$P_{H1} = P_{A1} \cdot \cos \delta = K_A \cdot q \cdot \cos \delta = 0.297 \times \cos 30^\circ = 0.257 \text{ tf/m}^2$$

$$P_{H2} = P_{A2} \cdot \cos \delta = K_A (q + \gamma h) \cos \delta = 2.97 \times \cos 30^\circ = 2.57 \text{ tf/m}^2$$

② 躯体の自重

$$W_1 = 0.35 \times 4.5 \times 2.5 = 3.94 \text{ tf/m}$$

$$W_2 = 0.15 \times 4.5 \times 1/2 \times 2.5 = 0.844 \text{ tf/m}$$

$$W_3 = 3.0 \times 0.5 \times 2.5 = 3.75 \text{ tf/m}$$

フーチング上の上載荷重

$$W_4 = 2.50 \times 1.0 = 2.5 \text{ tf/m}$$

フーチング上の上載荷重

$$W_{\pm} = 2.50 \times 4.50 \times 1.8 = 20.25 \text{ tf/m}$$

③ 鉛直力の合計

$$\begin{aligned} \Sigma V &= W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_{\pm} + \Sigma P_A \cdot \sin \delta \\ &= 3.94 + 0.844 + 3.75 + 2.50 + 20.25 + (0.297 + 2.97) \times 5.0/2 \times \sin 30^\circ \\ &= 35.36 \text{ tf} \end{aligned}$$

④ 水平力の合計

$$H_B = (0.257 + 2.57) \times 5.0/2 = 7.07 \text{ tf}$$

⑤ 底面図心におけるモーメント

$$\begin{aligned} \Sigma M &= 7.07 \times (2 \times 0.257 + 2.57) / (0.257 + 2.57) \times 5.0/3.0 + 3.94 \times 1.175 \\ &\quad + 0.844 \times 1.4 - 20.25 \times 0.25 - (0.297 + 2.97) \times 5.0/2 \times \sin 30^\circ \times 1.5 \\ \Sigma M &= 7.48 \text{ tf} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

⑥ 偏心距離の算定

$$e_B = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{7.48}{35.36} = 0.212 \text{ m} < \frac{B}{6} = \frac{3.0}{6} = 0.50 \text{ m}$$

⑦鉛直地盤反力度の計算

$$P_{\max} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6 e_B}{B} \right)$$

$$P_{\max} = \frac{35.36}{3.0} \left(1 + \frac{6 \times 0.212}{3.0} \right)$$

$$P_{\max} = 16.78 \text{ tf/m}^2$$

$$P_{\min} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6 e_B}{B} \right)$$

$$P_{\min} = \frac{35.36}{3.0} \left(1 - \frac{6 \times 0.212}{3.0} \right)$$

$$P_{\min} = 6.79 \text{ tf/m}^2$$

⑧鉛直地盤の反力

$$\begin{aligned} P &= (P_{\max} + P_{\min}) \times B/2 \\ &= (16.78 + 6.79) \times 3.0/2 \\ &= 35.36 \text{ tf} \end{aligned}$$

2) 基礎底面地盤の極限鉛直支持力

先端地盤が土または軟岩の場合の極限鉛直支持力は、道路橋示方書により算定する。

$$Q_u = A_e \left(\alpha \kappa c N_c + \kappa q N_q + \frac{1}{2} \times \gamma_1 \beta B e N_r \right)$$

ここに、

Q_u : 荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力 (tf)

c : 地盤の粘着力 (tf/m²) $c = 0$

q : 上載荷重 (tf/m²), $q = \gamma_2 D_f = 1.80 \text{ tf/m}^2$

A_e : 有効載荷面積 (m²) (奥行き 1m 当たりの計算) $A_e = B \times 1 \text{ m} = 2.576 \text{ m}^2$

γ_1, γ_2 : 支持地盤および根入れ地盤の単位重量 (tf/m³)

ただし、地下水位以下では、水中単位重量を用いる。 $\gamma_1 = 1.80 \text{ tf/m}^3$

$B e$: 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m) $B e = B - 2 e_B = 2.576 \text{ m}$

B : 基礎幅 (m) ($B = 3.0 \text{ m}$)

e_B : 荷重の偏心量 (m) $e_B = 0.212 \text{ m}$

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m) $D_f = 1.0$

α, β : 基礎の形状係数 $\alpha = 1.0$ $\beta = 1.0$

κ : 根入れ効果に対する割増係数 $\kappa = 1$

N_c, N_q, N_r : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

$$\tan \theta = \frac{H_B}{\Sigma V} = 0.20$$

$$\phi = 30^\circ \text{のとき} \quad N_c = 10 \quad N_q = 5 \quad N_r = 1.2$$

極限鉛直支持力

$$Q_u = 2.576 \times \left(1.8 \times 5.0 + \frac{1}{2} \times 1.8 \times 1.0 \times 2.576 \times 1.2 \right) = 30.35 \quad \text{tf}$$

$$F_s = \frac{Q_u}{P} = \frac{30.35}{35.36} = 0.86 < 3.0 \quad (\text{許容安全率})$$

現況地盤の鉛直支持力の安全率は 0.86 と小さい。故に、 $F_s = 3$ となる様に、地盤の改良が必要となる。

(2) 地盤改良に対する検討

前述した様に、L型擁壁に対して現況地盤の鉛直支持力が不足する。故に、地盤改良の主目的は、鉛直支持力の増加となる。

最大地盤反力度 ($P_{\max}=16.78\text{tf/m}^2$)、鉛直地盤の反力 ($P=35.36\text{tf}$) に対して、 $F_s=3$ を確保できる様に改良体諸元を定める事が検討の目的である。

1) 最大地盤反力度

最大地盤反力度 ($P_{\max}=16.78\text{tf/m}^2$) は、改良体に一軸圧縮の状態で作作用する。故に、改良体の必要一軸圧縮強さは次の通りである。

$$\begin{aligned} q_u &= F_s \times P_{\max} \\ &= 50.34\text{tf/m}^2 \div 5.0\text{kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

2) 鉛直地盤の反力

改良体地盤に必要な極限鉛直支持力は、次の通りである。

$$\begin{aligned} Q_u &= F_s \times P \\ Q_u &= 3.0 \times 35.36 = 106.08\text{tf} \end{aligned}$$

改良体の内部摩擦角を $\phi=0^\circ$ 、擁壁の根入れ効果を見做すれば、極限鉛直支持力は、次の通りである。

$$Q_u = A_e \times \alpha \times K \times N_c \times c$$

ここで、現地地盤支持力の検討により、 $A_e=2.576\text{m}^2$ 、 $\alpha=1.0$ 、 $K=1$ である。

N_c は、道路橋示方書 (図-解 7.3.1) より最小値の 2.5 とする。

$$\begin{aligned} 106.08 &= 2.576 \times 1.0 \times 1.0 \times 2.5 \times c \\ c &= 16.47\text{tf/m}^2 = 1.6\text{kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

3) 改良体諸元

①硬化材

前項までの検討より、改良体の硬化材は表 2.6 より G T-2 号となる。

$$\begin{aligned} \text{G T-2 号：一軸圧縮強さ } q_u &= 10\text{kgf/cm}^2 \\ \text{G T-2 号：粘着力 } u_c &= 2.0\text{kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

②改良率 (α)

$$\begin{aligned} \text{一軸圧縮強さより； } \alpha &= 5/10 = 0.50 \\ \text{粘着力より； } \alpha &= 1.6/2 = 0.80 \end{aligned}$$

改良率は 80% となる。

図 2.3 より、配置パターン.2 の改良率は、次の通りである。

$$\alpha = \left(\frac{\pi}{4} D^2 \times \frac{3}{6} \right) / \left(\frac{1}{2} \times \frac{\sqrt{3}}{2} D^2 \right) \div 0.91 > 0.80$$

故に、改良体は接点配置とする。

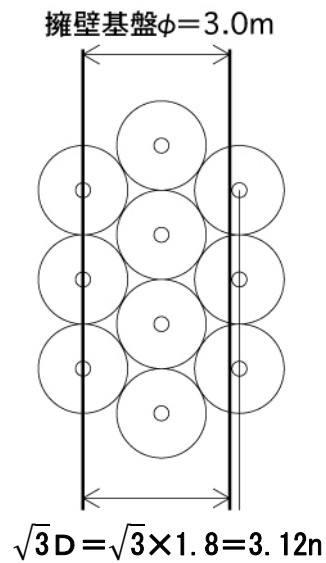


図 2. 2 2

以上が全断面配置の場合である。硬化材としてG T-1 号を用いる場合、改良体の一軸圧縮強度は $q_u = 30\text{kgf/cm}^2$ 、粘着力は $c = 5\text{kgf/cm}^2$ となる。この場合の必要改良率は、次の通りである。

一軸圧縮強さ； $\alpha = 5/30 = 0.17$

粘 着 力； $\alpha = 1.6/5 = 0.32$

改良率は 32% の場合の改良体配置は、図 2.23 の様になる。

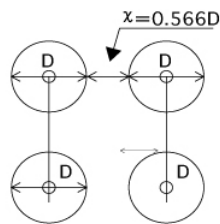


図 2. 2 3 改良率 $\alpha = 32\%$ の時の改良体配置

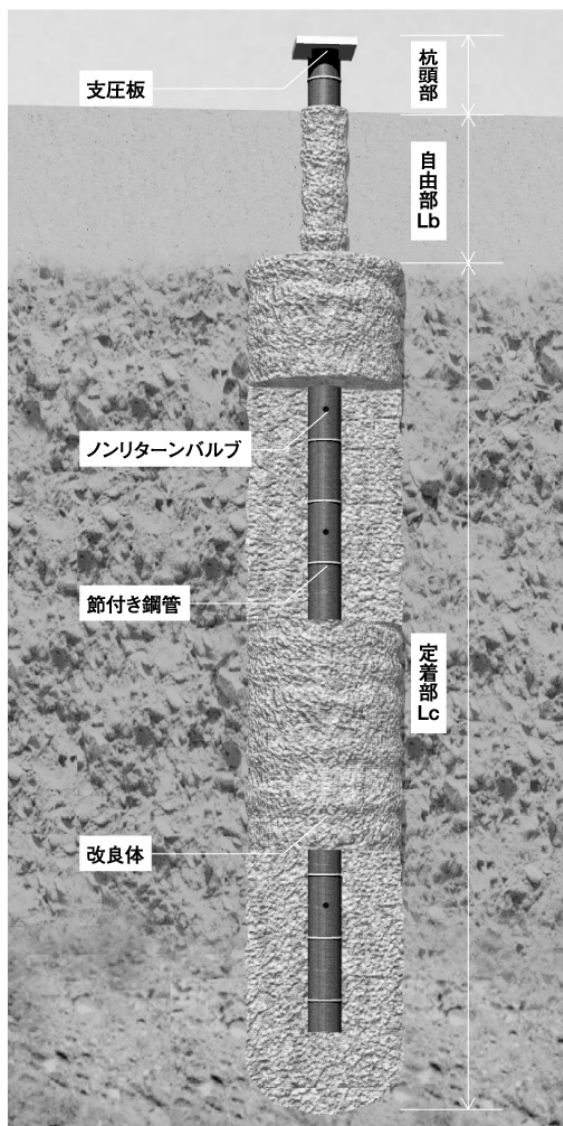
$$\frac{\frac{\pi}{4} D^2}{(D + \chi)^2} = 0.32 \quad \chi = 0.566D$$

改良体は、互いに分離した配置となる。支持機能としては杭材となる。G T M改良体を杭材として用いる場合は、せん断力やモーメントの作用に対する安全性を確認する必要がある。芯材管設置改良体の設計法については、今後の大きな課題である。

2.6.7 STマイクロパイルタイプⅡ

STマイクロパイルタイプⅡは、小口径鋼管杭と高圧噴射式地盤改良（GTM工法）とが一体化した、従来工法にはない施工性と経済性を確保する新しい基礎工法です。

GTM工法との併用により、地盤改良体を有効径とする大きな地盤の鉛直および水平支持力を得ることができます。埋立地や都市部などの緩い砂質地盤においても大きな支持力を発揮し、既設構造物の耐震補強などにも利用可能です。図 2.2.4 に施工概念図を、図 2.2.5 に適用例、図 2.2.6 に施工要領図を示す。



●橋梁基礎の耐震補強

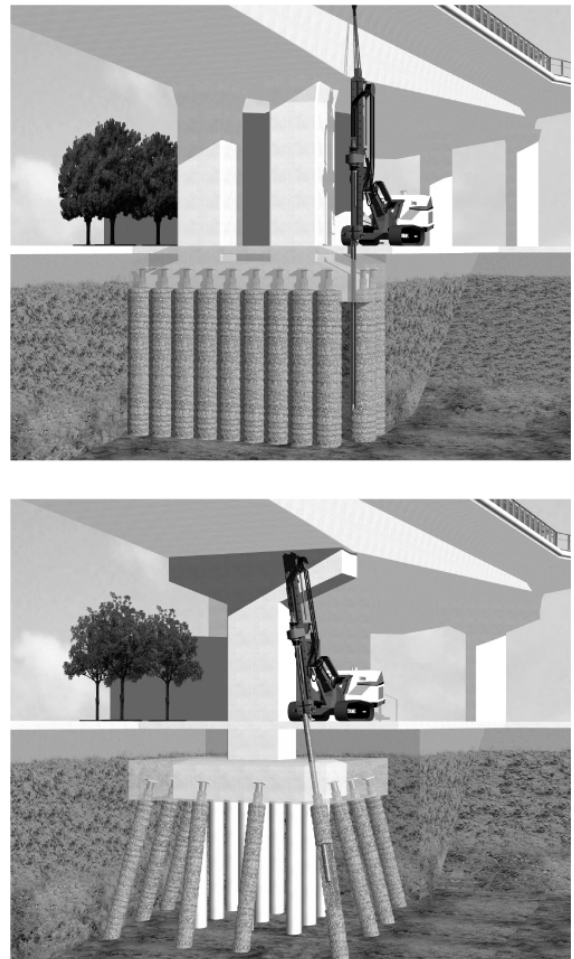
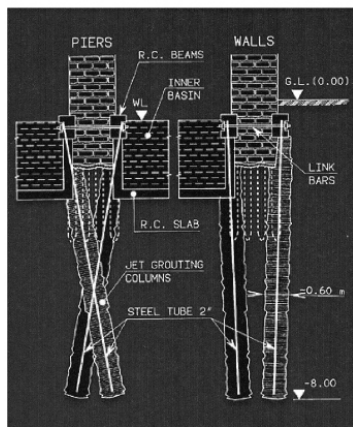
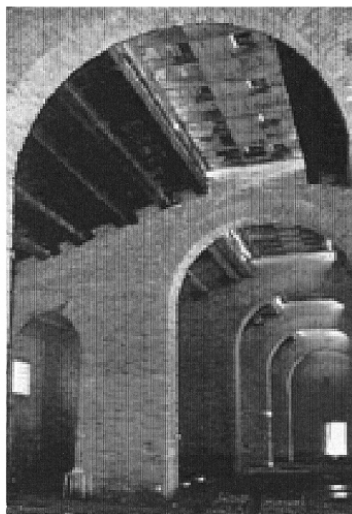


図 2.2.4 STマイクロパイル施工概念図

(1) 既存構造物のアンダーピニング



(2) 支持力対策工

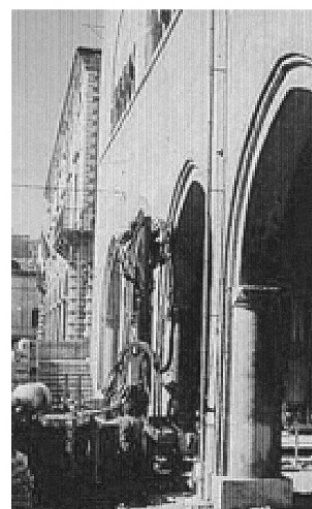
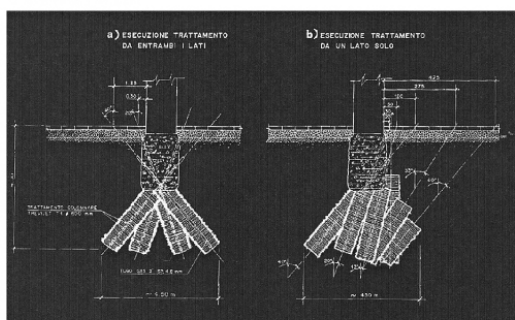


図 2. 2. 5 適用例

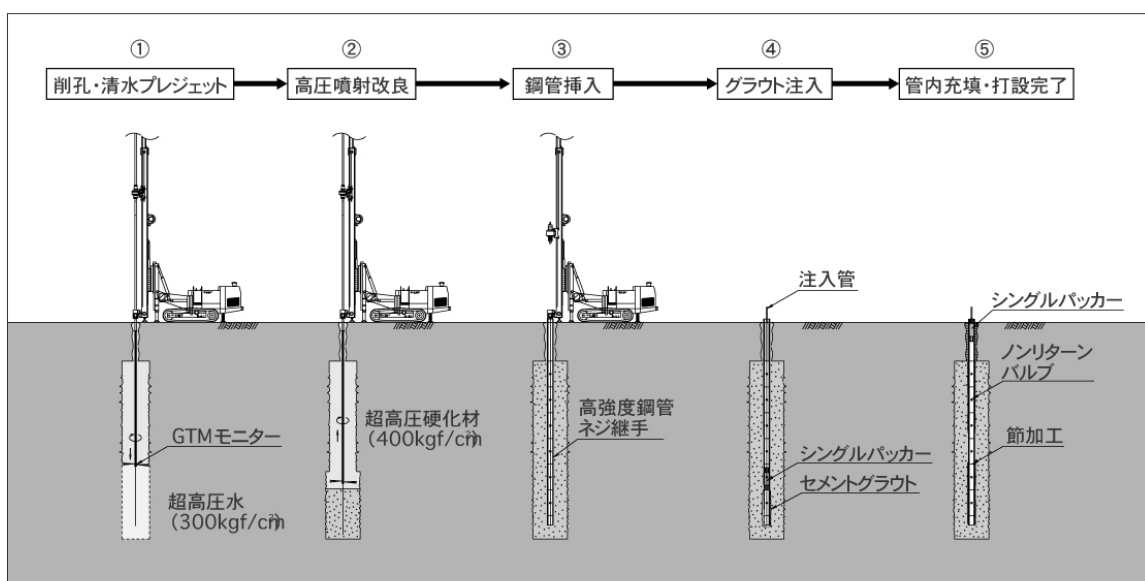


図 2. 2. 6 STマイクロパイル施工要領図

(1) 杭の支持力機構

支持力機構としては、上部構造から伝達された荷重に対して、節付き高張力鋼管と改良体との一体抵抗により大きな支持力を確保するものである。載荷試験結果（押し込み・引き抜き）によれば、改良体を杭径とする道路橋示方書Ⅳ「場所打ち杭」の極限支持力以上を確保した。支持力照査としては、改良体を杭径として算定した極限支持力（外的設計）に対して、鋼管の付着性能、注入グラウト～改良体間の摩擦抵抗に関する設計照査（内的設計）を行う。なお、鋼管の付着性能は、付着強度の上限値を改良体の圧縮強度に応じて設定することとしている。

(2) 杭の水平抵抗特性

水平抵抗特性に関しては、改良体のある範囲が水平地盤抵抗を負担し、比較的大きな水平抵抗を期待できるものである。載荷試験結果によれば、改良体の水平地盤抵抗増大効果により、地盤改良を併用しないマイクロパイルに比べて変位を抑制させ、杭の降伏耐力を増加させることを確認した。設計手法としては、杭の剛性としては改良体を期待しないが、改良体のある範囲を水平地盤抵抗の増大要素（地盤バネの増大）としてモデル化するものである。

■STマイクロパイル」の試験施工



■STマイクロパイル」の試験施工・載荷試験

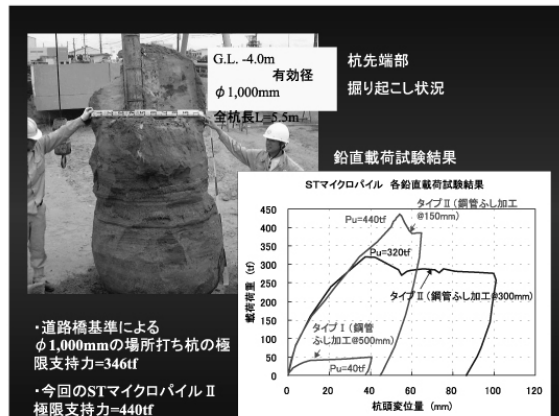


写真 2. 1 試験施工状況