

深層混合処理工法を用いた複合地盤に関する研究（その1）

—改良形状による山留め変形抑制効果の検討—

内 山 伸
(技術研究所)
桂 豊
(技術研究所)

§1. はじめに

都市部の建設工事では、軟弱地盤の掘削による山留め壁の変形と、それに伴う周辺地盤および周辺構造物への影響が常に懸念される。民間ビルを始め、高速道路、鉄道、地下鉄など公共構造物に近接した掘削工事事例も数多く、地下工事の安全な遂行には山留め壁や支保工の安定のみならず、ほとんどの場合に山留め壁の変形抑制、変形制御が必須となっている。

深層混合処理工法は、原位置の軟弱粘性土に化学的安定材を添加し、かつ原位置で強制的に混合して、地盤中に強固な安定処理土を形成する地盤改良の一工法である。価格が比較的安価で施工も容易で確実なので、近年護岸や盛土の土木構造物基礎などに多くの実績がある。

掘削山留め工事でも掘削側地盤を事前に改良すれば、受働抵抗が増加するので山留め壁や地盤の変形が抑制される^{1), 2)}。変形抑制効果が良好に発揮されれば、鋼製支保工の削減、施工環境の向上、コストの大幅な削減が可能となる。

土木構造物基礎としての高改良率改良地盤の検討では、改良域を一樣な強度と剛性を持つ地盤と考えるのが一般的である。しかし、山留め掘削地盤は水平方向の外力を受けて回転挙動を示す。さらに未改良地盤を無視できない低改良率地盤であれば、改良体形状（平面的、断面的）や、改良体と未改良地盤との相互作用が変形抑制効果に与える影響が大きいと考えられる。

部分的に改良体を含み、水平外力を受ける改良地盤の変形メカニズムは未だ不明な点が多く、設計法は確立されていない。改良地盤の水平変形に関する研究^{3), 4)}が模型実験等でなされているが、改良率や山留め変形を考慮した研究は少ない。そのため実際には低改良率で利用され難く、使われる場合でも従

来支保工の補助的役割となっている。

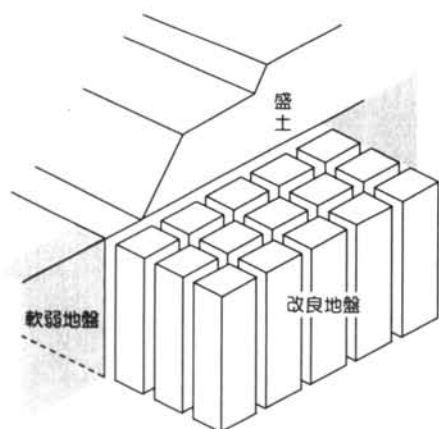
本報告では、地盤改良体を楕形（バットレス型）に挿入した改良地盤（以下、複合地盤）に注目する。まず、山留め支保としての掘削側複合地盤を想定し、山留め掘削時の変形挙動について言及する。次に、2次元FEM平面解析および断面解析で改良形状や剛性が変形抑制効果へ及ぼす影響を検討する。そして、実施工での山留め壁の計測結果から複合地盤の挙動を明確にする。最後に、実測値と解析値との比較から、FEM解析による変形挙動の簡易評価手法の妥当性を検証する。

§2. 土木構造物基礎としての深層混合処理工法⁵⁾⁶⁾

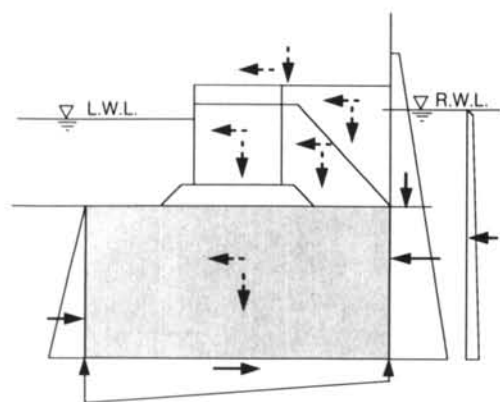
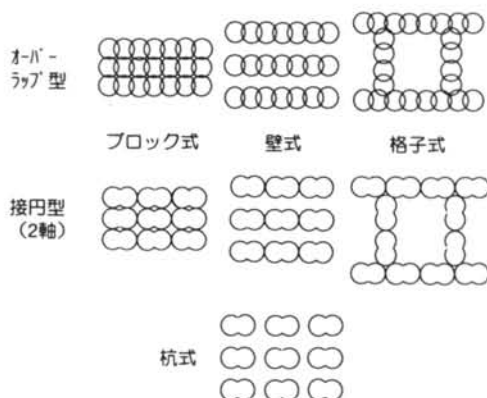
深層混合処理工法は、セメント系安定材を軟弱地盤中に添加し、安定材と軟弱土を攪拌混合し、両者の化学反応を利用して地盤強度増加や止水を目的とする軟弱地盤対策工法である。図一1に各種用途を示す。深層混合処理工法は、主に本体構造物（例えば、擁壁、タンク、橋台、堤体）の基礎に用いられ、



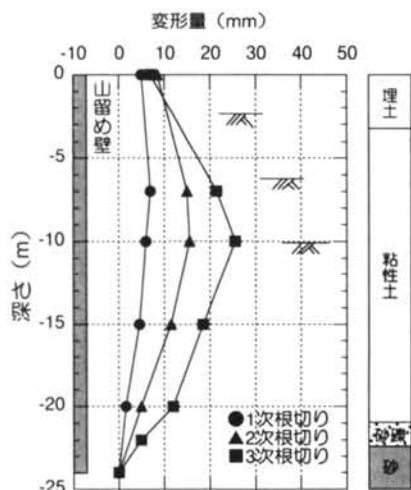
図一1 深層混合処理工法の用途



図一 2 深層混合処理工法の利用例と形状概念



→ 改良地盤系に作用する土圧・水圧・せん断力
 --- 本体・裏込土・上載の荷重と地震時慣性力
 図一 3 設計外力の概念図



図一 4 山留め壁変形の実測例

仮設的な用途（地中切梁，山留め壁，止水壁）もある。さらに，建築構造物の基礎としても利用されつつある。

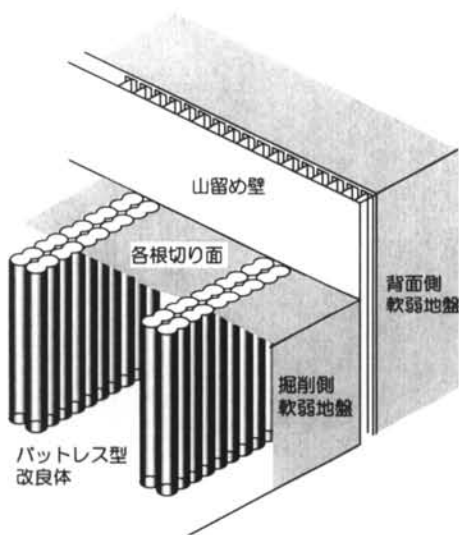
図一 2 は改良形式の概念図である。改良形式にはブロック式，壁式，格子式，杭式，接円型などがある。陸上工事では杭式，接円型も見られるが，通常は外力の方向に対して改良体をオーバーラップさせている。さらに次の理由から一般に高い改良率（50～80%）である。①様々な土質条件で用いられ固化反応も一様でないため強度管理が難しく，ばらつきも大きい。②沈下あるいは側方流動を想定しているため，改良体を一体化し地中構造物として機能させる必要がある。

従来の改良地盤（複合地盤とは区別する）の設計では，図一 3 に示す構造物全体の安定の検討（滑動，転倒，地盤反力）と，改良体に発生する応力の検討（許容応力度）が必要とされている。どちらも断面的な検討のみがなされ，改良地盤の物性には改良体と未改良地盤を面積平均化（等価剛性法）した値を用いている。変形量の検討は，地中構造物としての側方流動と改良体底部の原地盤の圧密による変形のみを考慮している。

このように改良地盤をマスとして表現する設計法では，三次元的な広がりを持つ改良形状を反映できず，変形メカニズムも把握できない。

§ 3. 山留め掘削時の複合地盤挙動

図一 4 は沖積粘性土地盤の掘削時の山留め壁実測変形例である⁷⁾，変形モードから明らかなように，



図一五 山留め壁変形抑制への利用

山留め壁に接する掘削側地盤は常に頭部（根切り底）がほぼ最大変形となる回転を受ける。この掘削側地盤を改良する場合も、山留め壁は図一四と同様の変形モードを示しながら、最大変形量が小さくなると考えられる。しかし従来の面積平均による等価剛性を用いた断面解析手法では、改良の範囲と改良率しか考慮できない。低改良率複合地盤の挙動を明らかにするには、改良率のほかに、改良体の形状や未改良地盤特性を改良効果に反映できる解析が必要と思われる。

そこで本研究では、複合地盤を改良平面と改良断面に分けて、改良体形状や剛性のパラメータスタディを行った。そこで得られた形状や剛性と改良効果との関係と、実測とを比較することにより、今回の解析方法の妥当性を検証した。なお、実測値は、「錦糸町北口再開発」における計測結果⁸⁾を用いた。

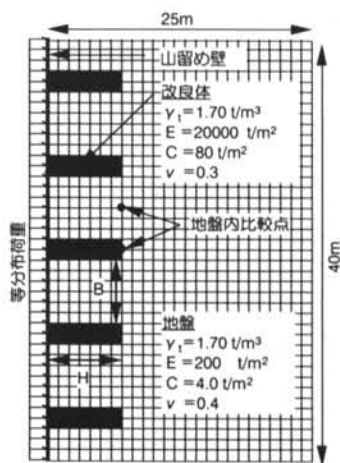
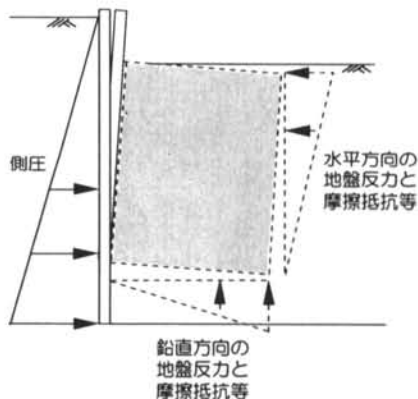
二次元FEM解析と実測との比較検討を通じて着目したのは以下の2点である。

- ①変形時の複合地盤の挙動。改良体と未改良地盤が一体挙動するのか、または改良体のみが変形するのか。
- ②平面改良形状（改良長、改良体間隔、剛性）、断面改良形状（改良長、改良深さ、剛性）による変形抑制効果の違い。

§4. 改良形状のパラメータスタディ

4.1 バットレス型地盤改良

図一五は、今回山留め掘削側地盤に想定した深層



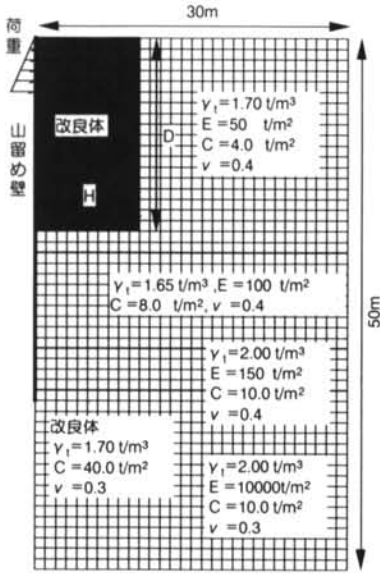
図一六 平面解析モデル

混合処理工法による地盤改良の模式図である。楕円（2列1組）に配置した改良体配置（以下、バットレス型）は、図一四でのブロック式と壁式の間中間的な利用方法（オーバーラップ型）である。改良体の間隔や列の長さによっては改良率が10～20%となり、構造物基礎利用時より低いのが特徴である。

4.2 平面解析の条件

特定の深度で掘削に伴う応力増分を側圧として受ける山留め壁を想定し、バットレス型地盤改良の形状および剛性の違いによる壁変形量の相違を検討した。平面解析では、想定する改良体形状を直接解析に反映できる。

図一六は平面解析モデル例である。地盤は一樣で



図一七 断面解析モデル

軟弱な沖積粘性土を想定した線形弾性体，山留め壁は適切な変形が発生する剛性をもつ梁要素，増分応力は等分布荷重とした。バットレス型改良体の幅は一律2.0mとし，改良長H=10，7，4mの3ケース，隣り合う改良体の間隔B=10，8，6，4mの4ケース，弾性係数比 k_1 は10，50，100，1000の4ケースを解析した。ただし，弾性係数比 k_1 は次式で定義する。

$$k_1 = E_1/E_0, \text{ ここで,}$$

E_0 : 地盤の弾性係数 (t/m²)

E_1 : 改良体の弾性係数 (t/m²)

4.3 断面解析の条件

任意の応力増分を側圧として受ける山留め壁を想定し，地盤改良体を含む複合地盤（以下，改良域）の形状および剛性の違いによる壁変形量の相違を検討した。

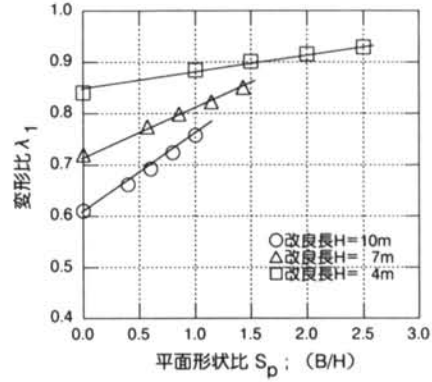
断面解析では，従来通り面積平均で算出した剛性を求める。そして平面解析での弾性係数比 k_1 の代わりに剛性比 k_2 を用いる。ここで，剛性比 k_2 は次式で定義する。

$$k_2 = E_2/E_0, \quad E_2 = a_1 \times E_1 + (1 - a_1) \times E_0, \text{ ただし,}$$

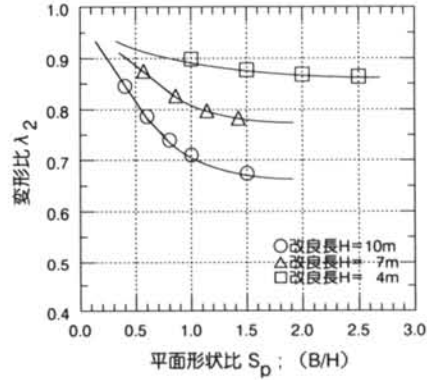
E_2 : 改良域の平均弾性係数

a_1 : 改良域で改良体の占める割合

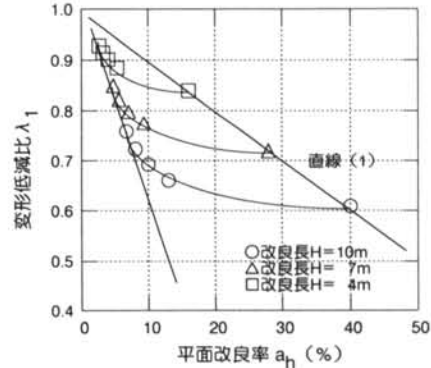
地盤剛性 E_0 を500t/m²，改良体剛性 E_1 を25000t/m²程度，面積改良率 a_1 を10%とすれば，剛性比 $k_2 = 6$ が得られる。



図一八 平面形状比と改良効果



図一九 平面形状比と変形比



図一十 平面改良率と改良効果

実際のバットレス型改良地盤は，図一五からも明らかのように，断面奥行き方向に改良体と未改良地盤が交互に存在する。無改良地盤位置では $k_2 = 1$ ，改良体部分では $k_2 = 50$ となるので，平面解析における弾性係数比 k_1 とは区別した。

図一七は断面解析モデル例である。解析条件は4。

2 平面解析と同様で、増分応力は山留め壁の頭部に三角形分布で与えた。解析領域は、幅は想定掘削幅の対称性を考慮して30m、深さは50mである。改良域の形状は、山留め壁深さ $L=34\text{m}$ に対して、改良深さ $D=27, 18, 9, 4\text{m}$ の4ケース、改良長 $H=13, 10, 7, 4\text{m}$ の4ケース、剛性比 $k_2=20, 6, 2$ の3ケースとした。

以上の条件でそれぞれ第1ステップ初期応力解析、第2ステップ変形解析をおこなった。

4.4 変形量の低減効果比較

4.4.1 平面解析結果

図-8は平面形状比 S_p と変形比 λ_1 の関係である。平面形状比および変形比はそれぞれ次式で定義する。

$$S_p = B/H, \quad \lambda_1 = \delta/\delta_0, \quad \text{ここで、}$$

B : 隣接する改良体の間隔 (m)

H : 山留め壁からの改良体長さ (m)

δ : 改良時の山留め変形量 (cm)

δ_0 : 無改良時の山留め変形量 (cm)

解析値はバットレス型改良体背面の山留め壁変形量とし、弾性係数比は $k_1=100$ である。各改良長 H の S_p と λ_1 は線形関係にあり、改良長 H が長いほど変形抑制効果は大きい。図中の $S_p=0$ は改良長 H の範囲を全て改良にした状態である。これより λ_1 の最小値が決定される。例えば長さ4mの改良では無改良時の0.85程度の変形量低減が限度である。また、長さ10mの改良を10m間隔で施工すると、変形量は無改良時の0.75程度に低減される。

図-9は平面形状比 S_p と掘削地盤内の変形比 λ_2 の関係である。変形比は次式で定義する。

$$\lambda_2 = \delta_1/\delta_2, \quad \text{ここで、}$$

δ_1 : 掘削地盤内の未改良地盤変形量 (cm)

(壁からの距離は改良体先端部位置)

δ_2 : 掘削地盤内の改良体先端部変形量 (cm)

改良体間隔 B が広がるにしたがって λ_2 が急激に低下する傾向にある。その程度は改良長 H が長いほど顕著である。ただし、 $S_p=1.0\sim 1.5$ を超えるとそれぞれ一定値に収束している。したがって $S_p \leq 1.0\sim 1.5$ (H で異なる)の範囲では、改良体と未改良地盤とが相互に影響しながら挙動しているが、複合地盤全体の一体挙動は見られない。

図-10は平面改良率 a_h と変形比 λ_1 の関係である。平面改良率は次式で定義する。

$$a_h = A_p/A_0, \quad \text{ここで、}$$

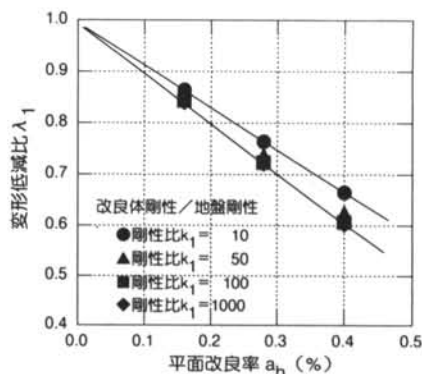


図-11 剛性比と改良効果

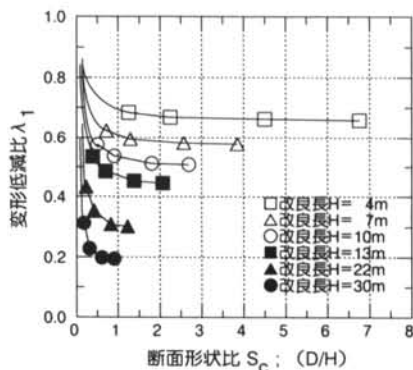


図-12 断面形状比と改良効果

A_p : 全改良体の占める面積 (m²)

A_0 : 解析領域面積 (m²)

直線(1)は、山留め壁から各改良長 L までの範囲を全面改良した状態である。各改良長 H で改良面積(施工数量)が増すほど変形低減効果が発揮されるが、 a_h が $L=4\text{m}$ で8%程度、 $L=10\text{m}$ で10%程度を超えると低減割合が極端に低下する。したがって、10%以上の改良は変形低減効果が低い。

図-11では改良体と地盤の弾性係数比 k_1 が変形低減に与える影響を図-10の直線(1)で調べた。 k_1 が高くなるほど、そして a_h が増すほど変形低減は大きくなるが、通常の利用範囲($k_1=10\sim 50$)でその差は0.05程度と小さく、改良体を高強度にする必要はない。

4.4.2 断面解析結果

図-12は剛性比 $k_2=6$ の時の断面形状比 S_c と変形比 λ_1 の関係である。断面形状比 S_c は次式で定義する。

$S_c = D/H$, ここで,

D: 改良体の深さ (m)

H: 山留め壁からの改良体長さ (m)

解析値は山留め壁頭部の水平変形量である。同じ改良長Hで見ると、 $S_c < 0.5$ の範囲では急激に λ_1 が低下するが、 $S_c > 1$ の範囲ではほぼ一定である。改良長Hが長いほど変形抑制効果が大きく、 λ_1 の差は今回の範囲H = 4 ~ 30mで0.5程度となった。

図-13は剛性比 k_2 が変形低減に与える影響を調べた。 k_2 が高くなるほど変形低減は大きくなり、その程度は改良長Hが長いほど顕著である。ただし、剛性比 k_2 が6を超えると変形低減割合が小さくなり、 $k_2 = 20$ ではほぼ収束していると考えられる。

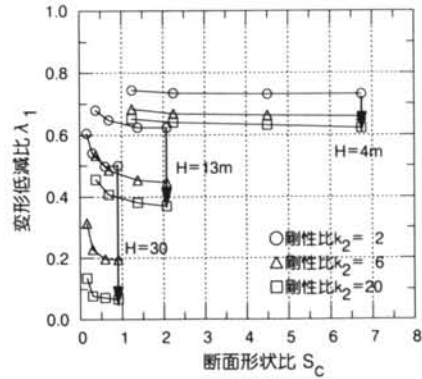


図-13 剛性比と改良効果

4.5 FEM解析のまとめ

- ① 平面解析では改良長H, 平面形状比 S_p , 平面改良率 a_n によって変形抑制効果を表現できる。バットレス型改良体を含む複合地盤の変形は、 $S_p \leq 1.0 \sim 1.5$ の範囲では相互作用(摩擦, 拘束)の影響が見られ、複合地盤としての挙動を見込むことができる。しかし、改良体と未改良地盤のひずみ差は、狭い改良体間隔($S_p \leq 0.5$)でも10%前後発生するので、一体挙動とは言えない。
- ② 断面解析では、改良長H, 断面形状比 S_c , 剛性比 k_2 によって変形抑制効果を表現できる。 $S_c \geq 0.5 \sim 1.0$ では改良効果はほぼ一定である。
- ③ 平面解析では弾性係数比の改良効果への影響は小さいが、断面解析では剛性比の影響が大きい。断面解析における改良域弾性係数の設定には注意が必要である。
- ④ 以上より、平面解析と断面解析を用いれば、改良形状(改良長, 改良幅, 改良深さ, 剛性の組み合わせ)の異なる複合地盤の山留め壁変形を表現できる。

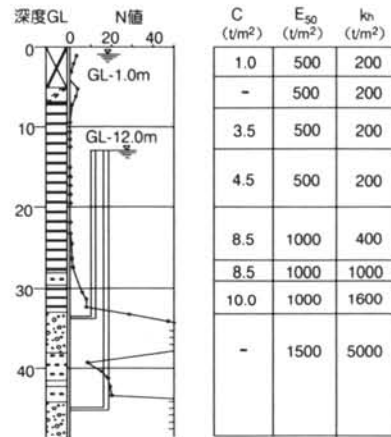


図-14 地盤概要と設計定数

§ 5. 原位置における改良効果

5.1 地盤改良概要

現場は都内の鉄道高架橋に近接して位置し、延長は約140m, 幅は約60mである。地下工事は軟弱な沖積粘土層をGL-19.1m, GL-7.2mまでの掘削であった。図-14に地盤概要を示す。地盤はGL-28m付近までN値0の軟弱な沖積粘性土が厚く堆積している。2つの被圧帯水砂礫層の水頭はともに

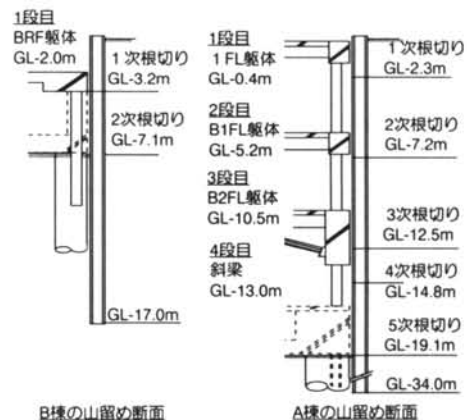
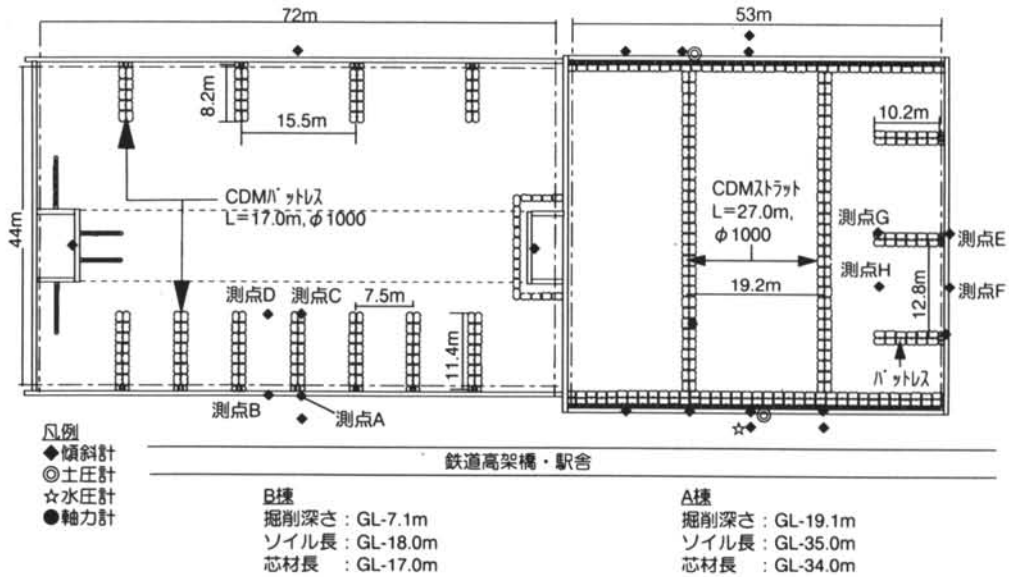


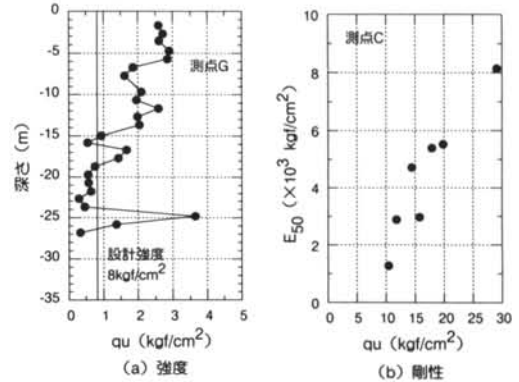
図-15 山留め断面図

GL-12m付近であった。図-15は山留め断面である。逆打ち工法による掘削で、A棟の最下段(4段目)支保工には斜め切梁を使用した。



図一16 地盤改良および計測平面図

図一16は地盤改良配置および計測配置の平面図である。山留め壁はソイルセメント柱列壁を用い、地盤改良には排土式深層混合処理(CDM, $\phi 1000$, 2軸)をストラット型(地中梁型)、バットレス型(楕型)ともに2列を1組にして配置した。改良体の設計強度は $q_u = 8.0 \text{ kgf/cm}^2$ である。図一17は測点Gと測点Cの改良体のボーリング調査結果である。一軸圧縮強さ q_u は、深い位置で設計基準強度を下回る値が一部見られるが、ほぼ設計強度を満足した。 q_u と弾性係数 E_{50} の関係は、ほぼ $E_{50} = 200 \sim 300 q_u$ であった。

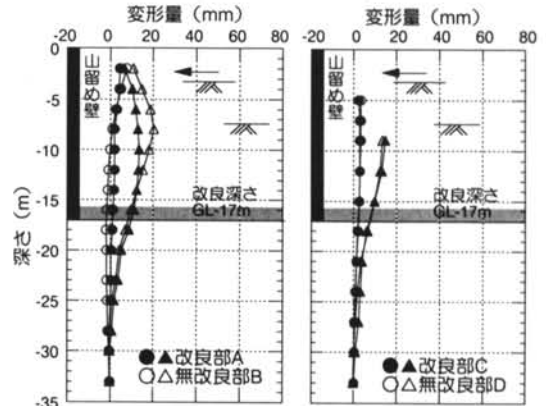


図一17 改良体の物性

5.2 バットレス型改良体の变形挙動の実際

図一18はB棟での改良の有無による山留め壁の変形比較(1, 2次根切り)である。2次根切り変形で若干変形量の差が大きい。スラブ位置でも変形が発生しているものの、無改良部分の変形モードは根切り底付近が最大となる形状である。これは軟弱な地盤で発生する特徴的な変形形状である。

図一19はB棟での掘削地盤内の改良体端部と無改良地盤の変形比較(1, 2次根切り)である。根切り底近傍で若干の差はあるものの、変形量と変形モードはともに1次根切りと2次根切りでは酷似しており、改良範囲の改良体と土塊がほぼ一体に変形している。



図一18 山留め壁の変形 (測点A-B)

図一19 地盤の変形 (測点C-D)

図-20はA棟での改良の有無による山留壁の変形比較（1, 3, 5次根切り）である。3次根切りまでは改良部分の変形量が未改良部分の変形量より大きく、変形モードも根切り底以深（8m程度）からの変形抑制が見られる。3次根切り以降変形増分はほぼ等しく、最終根切りでは変形量が逆転している。

図-21はA棟での掘削地盤内の改良体端部と無改良地盤の変形比較（1, 3, 5次根切り）である。改良体端部の変形は無改良地盤より大きく、根切り底以深（GL-15m付近）でも1.5倍程度（19mmと28mm）の差がある。また、改良体端部測点Gの変形モードが山留め壁位置測点Eのそれと一致しており、改良体は根切りが進むほど未改良地盤とは別のモードで回転していると判断できる。

以上の結果より、実測から判明したバットレス型複合地盤の変形挙動についてまとめる。

- ①変形抑制時の複合地盤は、当初想定した改良体が未改良地盤から抜け出す挙動が卓越している。ただし、挙動を詳細に検討すると、根切り過程および改良体形状の変化によって一体挙動から個別挙動へ移行している。
- ②山留め壁位置では、初期の根切りで山留め壁の剛性や支保工との接続条件の影響を受け、改良体部で変形抑制効果が著しい。しかし、根切りが進むと未改良部と改良部の変形差は小さくなる。
- ③掘削側地盤では、改良体間隔が広いほど改良部と未改良地盤との一体的挙動より、改良体だけの転倒挙動が卓越した。

5.3 無改良時の変形量の推定

変形抑制効果を4.4のFEM解析による変形抑制効果と比較検討するために、各根切り過程で発生した増分変形量の最大値 δ を無改良時の推定増分の最大変形量 δ_0 で除して変形比 $\lambda_1 (= \delta / \delta_0)$ を求めた。無改良時の推定変形量は、山留め弾塑性解析（拡張法）⁹⁾を用いて実測変形と一致するように複合地盤を再評価した上で、改良体の剛性増分を除いた原地盤評価より再計算し求めた。図-22は今回検討した実測変形（測点E）と逆解析で推定した無改良時の最終根切り変形予測である。

5.4 実測に基づく改良効果の評価

測点Fの実測値を用いて、4.4FEM解析で提案したグラフと比較検討する。改良幅Bの実長は10.2m、改良長Hの実長は10.8mであった。改良深さDは、

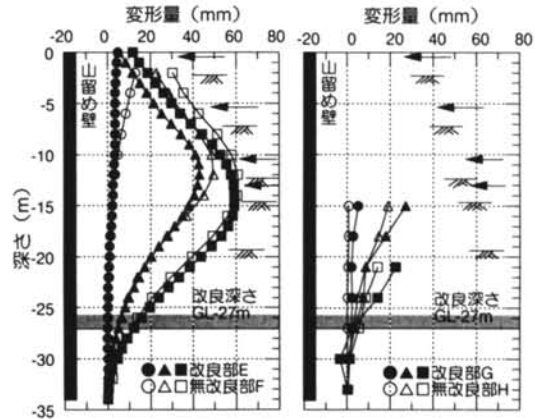


図-20 山留め壁の変形 (測点E-F)

図-21 地盤の変形 (測点G-H)

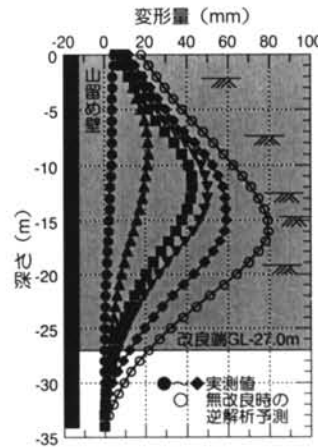


図-22 実測変形 (測点E)

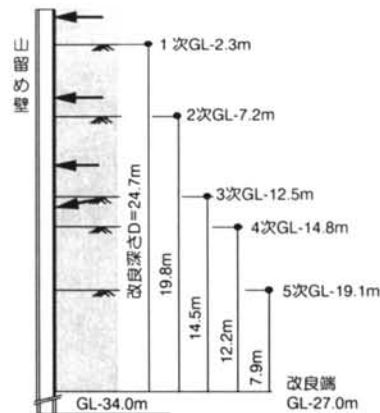
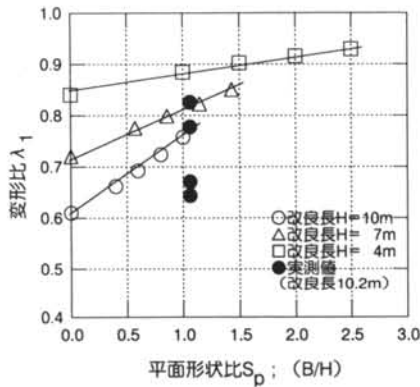
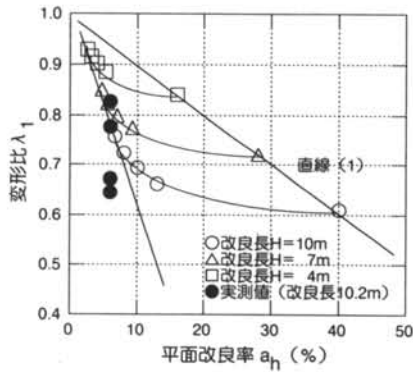


図-23 改良深さDの実際

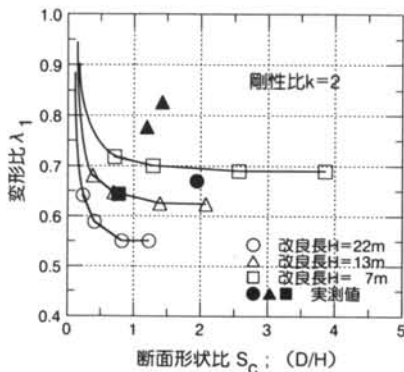
現場断面の各根切り段階で掘削底以深に存在する改良体の実長を用いた。図-23から改良深さDは



図—24 平面形状比と改良効果 (実測)



図—25 平面改良率と改良効果 (実測)



図—26 断面形状比と改良効果 (実測)

7.9~24.7mとなった。

図—24, 25は平面解析での平面形状比 S_p , 平面改良率 a_h と変形低減比 λ_1 のそれぞれ関係である。変形抑制に有利な条件(側圧の軽減, 軀体壁の施工)が重なったと思われる点もあるが, 実測値は改良長 $H=10\text{m}$ の解析値範囲とほぼ安全側の対応を見せている。したがって, 変形低減の割合は S_p , a_h でほ

ぼ推定できると考えられる。

図—26は断面解析での断面形状比 S_c と変形比 λ_1 の関係である。実測値は, 改良体と地盤の弾性係数比 $k_2=2$ の場合の解析値範囲とほぼ対応している。これは山留め弾塑性解析における改良地盤と未改良地盤の地盤バネ定数 K_n 評価(400~450と200t/mより $k=2\sim 2.5$)とほぼ同じ結果である。これらの結果より, 断面奥行き方向に面積平均で求める等価剛性法($k_2=6$)では改良域剛性を過大に評価する可能性がある。この理由として以下の点が挙げられる。1) 改良率が低いので地盤の挙動が卓越する。2) 複合地盤全体は山留め壁とともに回転挙動を示す。したがって改良体の底面および掘削側背面の地盤変形が全体の変形量を支配する。

以上の結果から次のような問題点も明らかとなった。複合地盤の回転に伴って発揮される, 改良体と地盤の摩擦等の抵抗は, 複合地盤に対して鉛直方向上向きの力が卓越すると考えられる。これは, 断面解析における剛性比の改良効果への影響からも推測される。したがって, 複合地盤の変形挙動メカニズムの解明には, さらに改良体底面以下の地盤の変形特性を考慮した解析方法を採用する必要がある。

§ 6. 結論

二次元FEM解析と実測値から, 深層混合処理工法による複合地盤を用いた山留め挙動と, その変形抑制効果について検討した。提案した解析手法の有効性とバットレス型改良体の変形挙動について, 以下の結論を得た。

- ①二次元FEM平面解析と断面解析により, 地盤改良を用いた複合地盤の山留め挙動を表現できる。
- ②バットレス型改良による山留め壁変形抑制効果は, 改良率のみならず改良形状により異なる。今回提案した解析方法は, 改良形状の変化に伴う変形抑制効果の推移を定量的に評価できる。さらに, 実測との比較により変形抑制効果をほぼ表現できた。
- ③平面解析では, 改良長 H , 平面形状比 S_p , 平面改良率 a_h によって変形抑制効果を評価できる。 $S_p \leq 1.0\sim 1.5$ の範囲では相互作用(摩擦, 拘束)の影響が見られ, 複合地盤としての挙動を見込むことができる。しかし, ひずみの相違は狭い改良体間隔でも発生し, 改良体と未改良地盤が一体挙動するとは言えない。

- ④断面解析では、改良長 H 、断面形状比 S_c 、剛性比 k_2 によって変形抑制効果を評価できる。ただし、等価剛性（奥行き方向の面積平均剛性）で改良域の弾性係数求めると、改良域に過剰な剛性を与える結果となった。
- ⑤今回の解析結果から、施工量を考慮した効率的な改良形状は、 $S_p \leq 1.0$ 、 $a_h \approx 10\%$ 、 $S_c \geq 0.5$ となる。

謝辞 今回の複合地盤の計画と施工にあたり、東日本旅客鉄道(株)、錦糸町北口地区市街地再開発組合、(株)日本設計の関係各位に多くのご理解とご協力をいただきました。施工と計測の実施においては、清水建設(株)錦糸町北口再開発建設所建設副所長加藤英記氏に多大なご協力をいただきました。末筆ながらここに感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 青木：“攪拌混合処理工法によるソイルストラットの地盤改良を用いた事例”，建築技術，No.462，(1989.12) pp.170～173
- 2) 桂，井上：“軟弱粘性土地盤における大規模掘削工事”，土質工学会ケースヒストリー集（第1集）pp.192～199
- 3) 後藤：“水平力を受ける深層混合処理地盤の改良形式と変形抑止効果に関する研究（その1）”，大阪セメント技報，No.56，(1990.3) pp.48～60
- 4) 青木：“深層混合処理工法を用いた自立山留めの挙動”，第29回土質工学研究発表会，(1994.6) pp.1717～1720
- 5) CDM研究会：セメント系深層混合処理工法—設計と施工マニュアル—（設計・施工編）(1994.10) pp.2～35
- 6) 寺師：“深層混合処理工法”，基礎工，Vol.13，No.2（1985.5）pp.2～9
- 7) 桂：“地中連続壁に作用する根切り直前の側圧と根切りの進行に伴う側圧減少量の検討”，清水建設研究所報，Vol.34（1981.4）pp.9～17
- 8) 内山，桂：“鉄道高架に近接した沖積粘性土の掘削工事”，基礎工，Vol.24，No.3（1996.3）pp.95～101
- 9) 山肩，吉田，秋野：“掘削工事における切バリ土留め機構の理論的考察”，土と基礎，Vol.17，No.9（1996.9）pp.33～45