

経済的な地盤改良技術の改良効果 および設計法の提案

—グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良について—

橋本 聖¹・山梨 高裕¹・林 宏親¹

¹国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所 寒地地盤チーム（〒062-8602 札幌市豊平区平岸1-3-1-34）

本稿は、経済的で施工性に優れた軟弱地盤対策技術である『グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良』の改良効果を把握するため、試験施工の長期計測結果から、盛土の安定性およびジオテキスタイルの健全性について述べる。さらに、試験施工の計測履歴を二次元弾塑性FEM解析によって再現した結果を基に、改良率、盛土高、ジオテキスタイル引張剛性などをパラメータとしたパラメトリックスタディを実施し、不同沈下抑制効果に関する検討を行った。これらの検討結果を踏まえて、本工法を実施する上で必要な設計手法を提案した。

キーワード：軟弱地盤、地盤改良、ジオテキスタイル、設計法

1. はじめに

北海道には約2,000km²に及ぶ泥炭地が分布しているといわれている¹⁾。これは、東京都とほぼ同じ面積であり北海道総面積の約2.4%、平野部面積の約6%に相当する。一般的な泥炭層厚は3~5mであるが、この層の下には軟弱な粘性土層が存在するケースが多く、その厚さは泥炭層と合わせて20m以上に達することがある。

泥炭は含水比、強熱減量、間隙比、圧縮指数などは粘土と比較して極めて大きく、一方でせん断強さは著しく小さいことが知られており、このような地盤上に短期間で道路盛土を構築する場合には、セメント等を主体とした固結工法が採用されてきた経緯がある。セメント等による固結工法は短期間で改良効果が得られるが、プラスチックボードドレーン工法や真空圧密工法といった圧密促進工法と比較した場合、工事費は割高になることが多く、固結工法を採用する際には、如何に工事費を抑制するかが課題となっている。

そこで筆者らは、泥炭性軟弱地盤上に早期に盛土が構築できる経済的な『グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良（以降、本工法）』を開発して試験施工を行い、盛土の安定性や周辺地盤への変位抑制効果を確認するとともに、試験施工の計測履歴をベースとした二次元弾塑性FEM解析によるパラメトリックスタディを実施して、不同沈下抑制効果に関する検討を行った。これらの検討結果を踏まえ、本工法を実施する上で必要な設計手法について述べる。

2. グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良とは

『グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良』とは、軟弱地盤を柱状に固化処理する際に一般的に用いられる改良率 ($a_p=50%$) より低改良率 ($a_p=10\sim30%$) の改良体を盛土直下全面に配置し、その上に碎石層をジオテキスタイルで覆い囲んだ対策を併用した軟弱地盤対策工法である (図-1)。

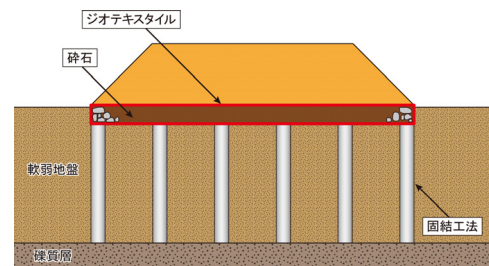


図-1 グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良

以下、本工法の特長について述べる。

- ① 一般的な設計と比較して改良体の本数を大幅に低減できるため、施工性の向上および建設コストの縮減に大きく寄与する。
- ② 「グラベル基礎補強」は一定の剛性が期待できる構造体として機能するため、改良体間の不同沈下量の低減を図ることが期待できる。
- ③ 「グラベル基礎補強」には盛土の安定性に寄与するせん断抵抗が期待できるため、未改良地盤の側方流動を抑制できる。

3. 本工法における試験施工

3.1 施工箇所と地盤特性

試験施工は、稚内市郊外の一般国道40号更喜内防雪事業区間で実施した。試験施工箇所における地盤の深度方向の土層構成および物理特性等を図-2に示す。

現場は広範囲に泥炭が分布する北海道北部のサロベツ泥炭地である。土層は地表面近くに泥炭 (Ap)，下に粘性土 (Ac1)，粘性土 (Ac2) が堆積し，その下に砂質土層 (As) と砂礫層 (Ag) を挟んで基盤とする砂岩 (Yt) が続く構成である。表層付近のAp層は、自然含水比 $w_n=300\%$ 程度と北海道泥炭としては比較的低含水である。Ap層下位のAc1層，Ac2層は $w_n=40\sim400\%$ ，強熱減量 $L_t=10\sim40\%$ ，湿潤密度 $\rho=1.1\sim1.3\text{g/cm}^3$ であることから有機質粘土と思われる。原位置試験の結果，地表面からGL-13.5mまで $N=0$ と極めて軟弱な状態であった。

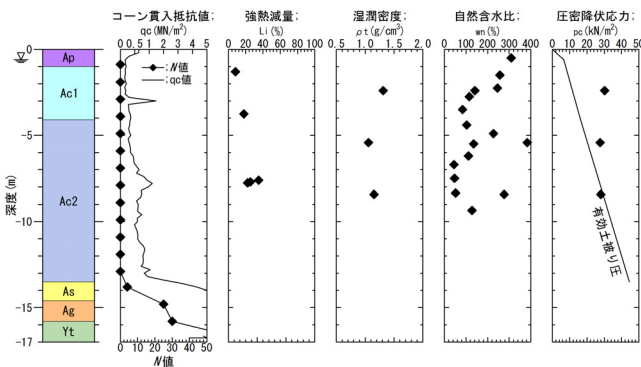


図-2 試験施工箇所の土層構成および物理特性

3.2 施工条件および計測機器

試験施工の断面図，平面図を図-3に示す。設計，施工の詳細は既往文献²⁾を参照されたい。施工は①固結工法 (中層混合処理工法：MITS 工法)，②グラベル基礎補強，③盛土の順に実施した。

MITS 工法で改良体を構築した後，改良体上の Ap 層を 0.5m 掘削してジオテキスタイルを敷設した。ジオテキスタイル上に切込み砕石 (0-80mm 級) を仕上り厚 $t=0.5\text{m}$ となるよう締固め度 $D_c=90\%$ で締固めし，その後ジオテキスタイルで切込み砕石を覆い囲んで板状にした。盛土は礫混り細粒分質砂 (SF-G) を用いた。施工は1次盛土として，拡幅盛土全幅 18m を 2 層 (盛土厚 $t=0.8\text{m}$) 施工した後，2 次盛土は盛土幅 10m を施工速度 30～60cm/day，3 次盛土では盛土幅 8m を同じく 10cm/day で計画盛土高 $H_p=3.2\text{m}$ まで構築した。

表-1 に計測した 3 つの項目および目的を示す。孔内傾斜計は改良体 1 箇所 (図-3 の B1) と改良体の外側の未改良地盤 (図-3 の B2)，改良体間の未改良地盤 (図-3 の B3) の計 3 箇所で開催した。沈下板は改良体直上に 3 箇所，未改良地盤 2 箇所に設置した。ひずみゲージは

グラベル基礎補強の上部と下部のジオテキスタイルに，それぞれ改良体直上と未改良地盤に設置した (図-3 の SHU1～5，SHD1～5，後述の図-7 参照)。

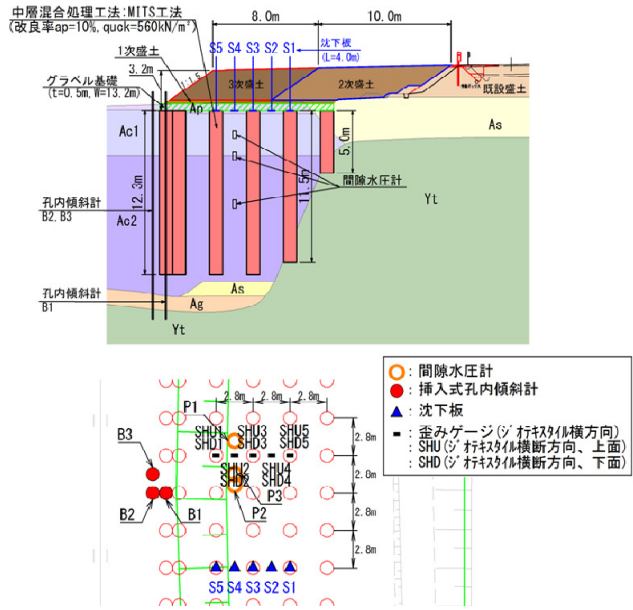


図-3 試験施工の断面図および平面図

表-1 計測項目と目的

計測項目	目的
孔内傾斜計	改良体や未改良地盤の地盤内変形量を把握する
沈下板	改良体や未改良地盤に生じる沈下量を把握する
間隙水圧計	過剰間隙水圧の消散過程を把握する
ひずみゲージ	ジオテキスタイルの応力状態を把握する

3.3 施工結果

(1) 沈下量

図-4 に盛土開始からの沈下履歴を示す。1 次盛土で拡幅盛土全幅 18m を 2 層 ($t=0.8\text{m}$) 施工したところ，各測定箇所でも急激に沈下が生じたため，一時的に盛土を中止した (図-4)。低盛土にも拘わらず沈下が生じた理由として，①：盛土荷重が改良体を介して改良体下に存在する非常に軟弱な粘性土 (Ac2) に伝達した，②：「グラベル基礎補強」は一定の剛性を見込める構造体として期待したが，急激な荷重増加にその機能が発揮されず，応力が未改良地盤に作用したと推測された。そこで，2 次盛土は図-5 に示すジオテキスタイルを重ね合わせた箇所を先行して盛土し，3 次盛土で残りの断面を施工した。

1 次盛土の開始から 3 次盛土構築後 3 年経過した改良体直上の総沈下量は 11～17cm，未改良地盤の総沈下量が 24cm で相対的な沈下 (不同沈下) 量は約 10cm であった。しかしながら，盛土表層部や法面部に凹凸やクラックは確認されず，盛土は健全な状態にあった。間隙水圧は各深度ともに盛土構築による水圧の上昇は小さく，静水圧に近い値で一定値を示している。これは，盛土荷重の大半がグラベル基礎補強を介して改良体に伝達し，未改良地盤にさほど応力が伝達しないためと考えられる。

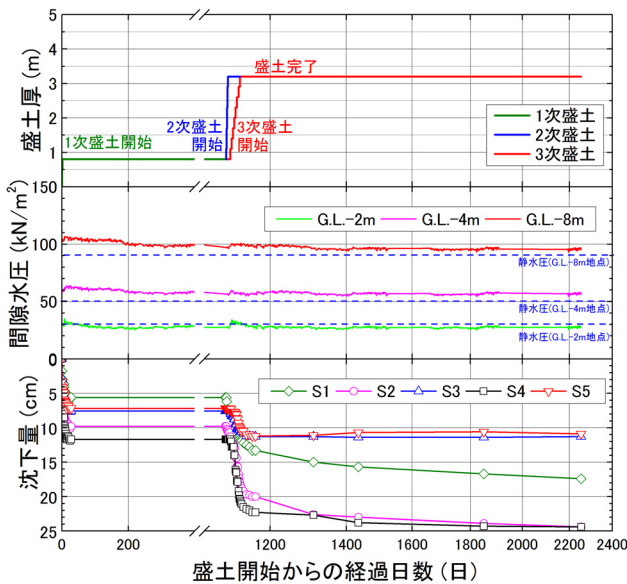


図4 沈下板の計測結果



図5 ジオテキスタイルの重ね合わせ部

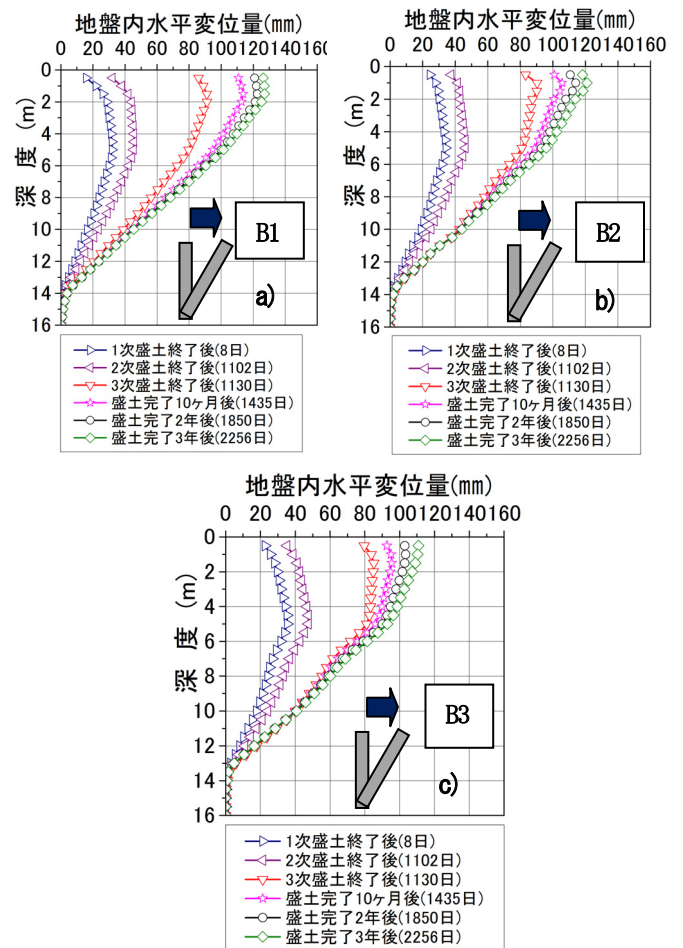


図6 地盤内水平変位の計測結果

(2) 地中変位

図-6 a)~c)は地盤内水平変位の計測結果である。1次盛土終了時の地盤内水平変位をみると、B1~B3のいずれも深度5m附近において最大水平変位量($\delta_h=30\text{mm}$ 超)が確認された。3.3(1)でも述べたが、この時点で一時的に盛土を中止した。その後、2次および3次盛土完了時と盛土を構築するに従って、地盤内水平変位量は大きくなる傾向にあった。しかしながら、3次盛土完了後から10ヶ月後、2年後、3年後の経時変化をみると、B1(改良体内)、B2(改良体背面部)およびB3(未改良地盤)の水平変位は最大 $\delta_h=30\text{mm}$ 程度の増加が確認されたものの、経時変化に伴う水平変位は収束傾向にある。

ここで、あらためてB1~B3をみると、いずれも1次盛土、2次盛土を構築した段階では深度5m附近をピークとした曲げ変形モードで呈しており、3次盛土以降では倒れ込むような挙動を示した。これらの変形モードや変形量を比較すると、変形量の違いはあるが概ね同じような挙動を示していることがわかる。また、低改良率にも拘わらず、未改良地盤に大きな側方変形などが確認されていない。これらを踏まえると、改良体と未改良地盤は一体とした挙動、すなわち、複合地盤として機能していると考えられる。

(3) 補強材ひずみ

図-7 a), b)はグラベル基礎補強のジオテキスタイルに設置したひずみの経時変化である。図-7 a)はグラベル基礎補強の上側、図-7 b)は同じく下側のジオテキスタイルひずみである。ひずみ ϵ は+が引張りを示す。図をみると、1次盛土で生じたひずみは最大 $\epsilon=0.2\%$ 程度であった。この理由は3.3(1)でも述べたが、グラベル基礎補強が剛な構造体として機能せず、ジオテキスタイルに張力(ひずみ)が生じる応力が作用しなかったと考えられる。一方、3次盛土では盛土に伴ってひずみは増加する傾向にあり、特にグラベル基礎補強の上面はすべて(SHU1~SHU5)増加した。これは、グラベル基礎補強全体に引張り力が生じた状態にあったことを示している。

ひずみは3次盛土後もグラベル基礎補強上部のSHU3、同じく下部のSHD2、SHD4で増加した。この理由として、上載荷重が改良体間の未改良地盤上のグラベル基礎補強に作用したことによるクリープと考えられる。ただし、観測されたひずみ(SHD4)の最大は $\epsilon=1.5\%$ で収束傾向にある、使用したジオテキスタイルの設計引張り強さに相当するひずみが $\epsilon=7.6\%$ であることを踏まえると、ジオテキスタイルの健全性は十分満足しており、長期的にグラベル基礎補強の機能が維持されていると思われる。

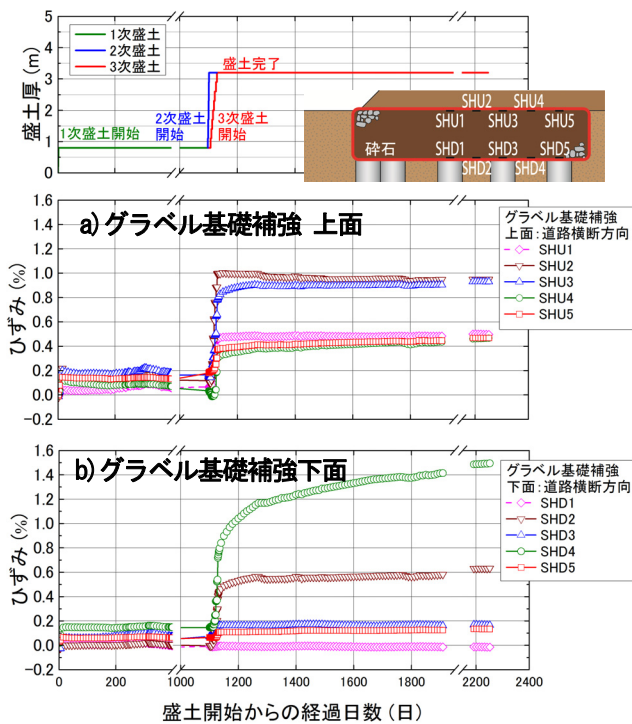


図-7 ジオテキスタイルひずみの計測結果

4. 弾塑性 FEM 解析による不同沈下抑制効果

4.1 検討の目的

図-8 は改良体とグラベル基礎補強の有無による不同沈下量の違いを模式化したものである。グラベル基礎補強の敷設効果は、盛土によって改良体と未改良地盤間に生じる相対的な沈下量（不同沈下量）を、グラベル基礎補強が受け持つことで低減させることができる。

ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル³⁾（以降、ジオテキマニュアル）では、改良体とジオテキスタイルのみを併用した場合に、許容する不同沈下量や改良率の違いに応じて必要なジオテキスタイル引張剛性 EA（以降、EA とする）を決定できる手法が整理されている。

ところが、本工法は碎石をジオテキスタイルで覆ったグラベル基礎補強であるため、上記の手法を用いて EA を評価することができない。このため、本工法を設計する際、異なる盛土高や改良率において許容する不同沈下

量に応じた必要な EA を選定できるよう、二次元弾塑性 FEM 解析によるパラメトリックスタディを実施した。

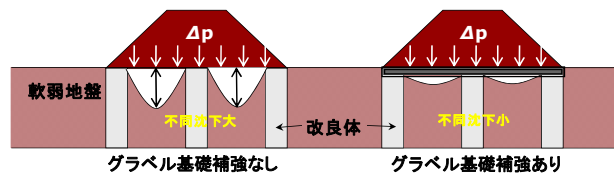


図-8 グラベル基礎補強の有無による不同沈下量の違い

4.2 解析条件

パラメトリックスタディの代表的な解析断面を図-9、同じく解析ケースを表-2に示す。パラメトリックスタディは試験施工の再現解析をベースに実施した⁴⁾。解析ケースは改良率 $a_p=10, 20, 30\%$ の3ケース、盛土高 $h=3, 5, 8\text{m}$ の3ケース、ジオテキスタイル引張剛性EAはジオテキマニュアルに準拠して $EA=400, 1000, 10000, 40000\text{kN/m}$ の4ケースをパラメトリックに組み合わせた。軟弱地盤は泥炭層厚 (A_p) 5m, 粘性土層厚 (A_c) 15mの2層構成とし、改良体は基盤に0.5m着底させた。なお、水理境界はGL-1.0mを排水条件とし、盛土法尻から両端面までの距離は、盛土高の5倍以上に相当する50mとした。改良体間の距離は各改良率の正方配置における改良体間の斜距離 l である（図-10）。盛土の諸元は天端幅2 l 、法勾配1:1.5、施工速度30cm/dayとし、盛土構築後から約5,000日を放置期間とした。

表-2 解析ケース

盛土高 h (m)	改良率 a_p (%)		
	10 ($l=3.96\text{m}$)	20 ($l=2.83\text{m}$)	30 ($l=2.29\text{m}$)
3	○	○	○
5	○	○	○
8	○	○	○

○: ジオテキスタイルの引張剛性 $EA=400, 1000, 10000, 40000(\text{kN/m})$

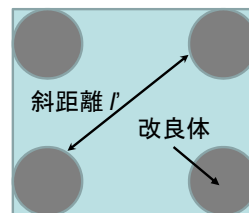


図-10 改良体間の斜距離

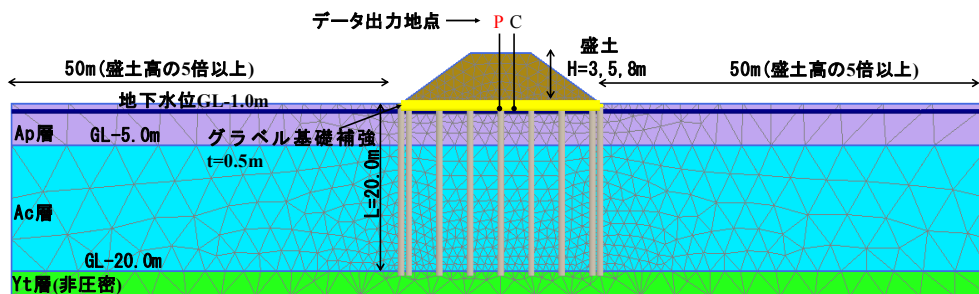


図-9 盛土高3, 5, 8mにおける改良率10%の解析モデル

表-3 パラメトリックスタディに用いた地盤定数

必要なパラメータ	修正カムクレイモデル		線形弾性	モールクーロン		ハリ要素	ジオグリット
	Ap	Ac	Yt	盛土	砕石	改良体	ジオテキスタイル
単位体積重量 γ_t kN/m ³	1.03	16.70	20.00	20.00	20.00	13.43	---
見かけの粘着力 c kN/m ²	---	---	---	1000.0	0.0	---	---
有効せん断抵抗角 ϕ °	51.0	29.1	---	0.0	40.0	---	---
限界状態応力比 M	2.098	1.160	---	---	---	---	---
静止土圧係数 k0	0.223	0.570	0.500	0.500	0.500	0.500	---
過圧密比 OCR	1.00	1.20	---	---	---	---	---
初期間隙比 e0	15.830	1.440	---	---	---	---	---
有効ポアソン比 ν'	0.182	0.300	0.330	0.330	0.330	0.330	---
圧縮指数 λ	4.340	0.200	---	---	---	---	---
膨張指数 κ	0.434	0.070	---	---	---	---	---
鉛直透水係数 k_y m/day	1.21E-02	9.90E-05	不透水層	8.64E+00	8.64E+00	---	---
水平透水係数 k_x m/day	6.05E-02	9.90E-05		8.64E+00	8.64E+00	---	---
変形係数 E kN/m ²	---	---	140000	14000	21875	141366	---
引張剛性 EA kN/m	---	---	---	---	---	---	*1
直径 D m	---	---	---	---	---	1.0	---
改良体間隔 L m	---	---	---	---	---	*2	---

*1 ジオグリットの引張剛性EAは400, 1000, 10000, 40000計4ケースとした。

*2 改良率10%・20%・30%の改良体間の斜距離lは、それぞれ3.96m・2.83m・2.29mとした。

4.3 パラメータの設定方法

表-3に再現解析に用いたパラメータ一覧を示す。泥炭および粘性土以外のパラメータの詳細な設定方法は文献4)を参照されたい。粘性土のパラメータは文献5)に記載されている当別バイパスの沖積粘土の値を用いた。泥炭のパラメータは林らの方法⁹⁾に従って算出した。なお、泥炭の過圧密比OCRは文献5)、鉛直および水平の透水係数は文献4)のAc1層に準拠して設定した。

4.4 解析結果および考察

図-11は上記の解析条件によるパラメトリックスタディで得られたEAと不同沈下低減係数Rの関係である。

ここで、不同沈下低減係数Rとは、図-8に示すグラベル基礎補強が無い場合の不同沈下量 S_G とグラベル基礎補強が存在する場合の不同沈下量 S_G^* (許容する不同沈下量と同意)の比(= S_G^*/S_G)と定義した。なお、泥炭の含水比wの違い(w=200,500,1000%)による感度分析を実施しているが、RとEAの関係に大差がないため本解析ではw=1,000%で実施した。あらためて図-11をみると、盛土高および改良率の大小に拘わらず、RとEA

の関係は右肩下がりの傾向にある。これは、設計時に決定した盛土高、改良率に対して、要求する許容不同沈下量の大小によってRが変わる、つまり、 S_G^* を小さい値(例えば5cm)に設定すれば、EAの大きいジオテキスタイルが必要になることを示している。

5. 設計法の提案

以上の検討結果を踏まえて、本工法の設計法について検討する。文献3)に記載されている、ジオテキスタイルと固結工法を併用した場合の設計法では、①:改良体強度の検討、②:盛土の安定検討(円弧すべり計算)、③:許容不同沈下量に応じたジオテキスタイル引張剛性EAの算出である。本工法に関しても、試験施工や解析結果を踏まえて、従来の設計法に準拠してこれらの項目について検討するが、③の算出方法において本工法の内容を新たに追加する(図-11)。

設計の順序としては、地盤モデルを設定した後にグラベル基礎補強単独で盛土の安定検討を実施し、所定のすべり安全率や想定した許容残留沈下量が満足されなければ、図-12の破線枠内の検討を実施する。

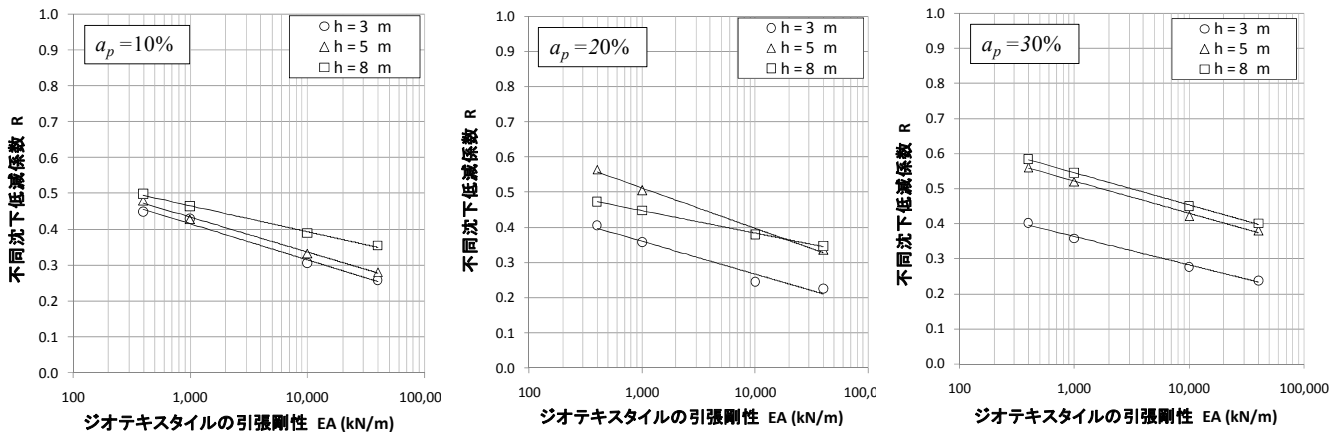


図-11 不同沈下低減係数Rとジオテキスタイルの引張剛性EAの関係

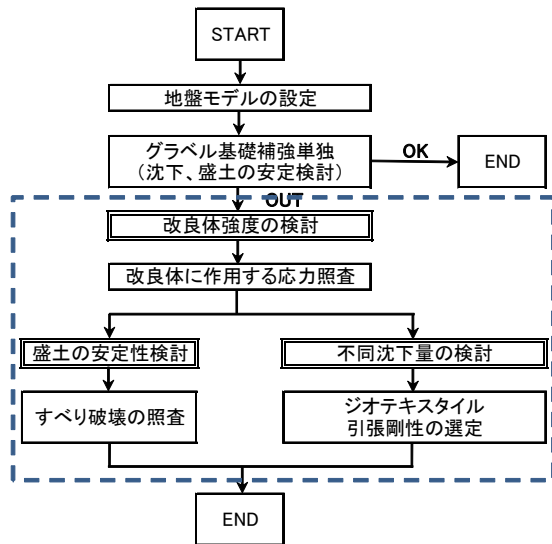


図-12 本工法の設計フロー

5.1 改良体強度の検討

改良体強度の検討は、図-4のとおりグラベル基礎補強上に盛土が構築されても、未改良地盤に過剰間隙水圧が小さく静水圧に近い状態にあることを踏まえ、全盛土荷重がグラベル基礎補強を介して改良体に集中すると仮定し、以下の(1)式で検討する。

$$F_s = \frac{q_{uck}}{(\Delta p / \alpha_p)} \quad (1)$$

ここに、 F_s ：設計安全率（ ≥ 1.2 ）， q_{uck} ：改良体の設計基準強度（ kN/m^2 ）， Δp ：全盛土荷重（ kN/m^2 ）， α_p ：改良率（%）である。

5.2 盛土の安定性検討

盛土の安定性検討は、円弧すべり計算によって盛土とグラベル基礎補強、改良体を含むすべり破壊に対する検討である。地盤定数は図-6の考察から、改良体と未改良地盤は複合地盤とみなした地盤強度の設定が可能であると判断した。複合地盤の強度定数の設定方法は文献1)に準拠して検討する。また、図-7より、盛土に伴うジオテキスタイルのひずみは設計引張強さに相当するひずみを下回っていることを踏まえ、ジオテキスタイルの設計引張り強さを考慮して、以下の(2)式で検討する。

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D} \geq 1.2 \quad (2)$$

ここに、 M_D ：土塊の滑動モーメント（ $\text{kN}\cdot\text{m/m}$ ）， M_R ：土塊の滑動モーメント（ $\text{kN}\cdot\text{m/m}$ ）， ΔM_R ：ジオテキスタイルによる抵抗モーメント（ $\text{kN}\cdot\text{m/m}$ ）である。

5.3 不同沈下量の検討

不同沈下量の検討では、グラベル基礎補強を施した際に、許容する S_G^* （設計者が自ら設定）を満足するために必要な EA を算出することである。EA は最終的に図-11 を用いて、検討した現場条件で得られる泥炭の含水比、改良率、盛土高に該当する R から読み取る。ここで、R は以下の(3)式にて算出する。 S_G は文献 3) に記載されている計算式から求める。なお、 S_G^* については文献 6) によると 20cm 程度でも盛土の安定性に問題がないと報告されており、この値が設計の目安になると思われる。

$$R = \frac{S_G^*}{S_G} \quad (3)$$

ここに、 R ：不同沈下低減係数、 S_G^* ：許容不同沈下量（cm）， S_G ：グラベル基礎補強が無い場合の不同沈下量（cm）である。

6. あとがき

当該試験施工箇所では従来設計（改良率 $\alpha_p=50\%$ 、中層混合処理工法：MITS工法）と比較して、本工法は直接工事費で約6割のコスト削減効果を得た。また、平成28年6月に(株)ドーコンとの共同出願で特許を取得（特許第5939721号 発明名称：地盤上の盛土の補強方法、荷重予定地の補強方法、及び、補強構造）し、NETIS登録に向けて準備を行っている。現在、北海道横断自動車道や日高自動車道の道路詳細設計にて本工法による検討が行われている。今後さらに普及を図っていく所存である。

参考文献

- 1) (独) 土木研究所寒地土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル，2011.
- 2) 橋本聖，山梨高裕，林宏親，山木正彦：泥炭性軟弱地盤における低改良率地盤改良と碎石マット併用工法の改良効果，(公社) 日本材料学会 第11回地盤改良シンポジウム，2014.
- 3) (一財) 土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第二回改訂版，2013.
- 4) 橋本聖，林宏親，山木正彦：泥炭性軟弱地盤における低改良率地盤改良の不同沈下抑制効果に関する検討，地盤工学会北海道支部技術報告集 第56回 pp.1-8，2016.
- 5) 林宏親：泥炭地盤の変形挙動解析に用いる地盤定数の評価法に関する研究，寒地土木研究所報告 pp18-20，2007.
- 6) 漆山北斗，梅本博文，大平英生：上越三和道路の軟弱地盤対策における試験結果を踏まえたコスト削減について，平成24年度北陸地方整備局 事業研究発表会，A グループ/ I イノベーション（施工）2012.