

変形と剛性を考慮した補強盛土斜面の安定解析

Stability Analysis of Reinforced Soil Slope Considering Deformation and Stiffness

横田善弘*, 荒井克彦**, 齒黒智也***, 辻慎一郎****

Yoshihiro YOKOTA, Katsuhiko ARAI, Tomoya HAGURO and Shinichiro TSUJI

*正会員 福井大学大学院工学研究科 博士後期課程 (〒910-8507 福井県福井市文京 3-9-1)

**フェロー会員 工博 福井大学教授 工学部建築建設工学科 (〒910-8507 福井県福井市文京 3-9-1)

***非会員 福井大学工学部 建築建設工学科 (〒910-8507 福井県福井市文京 3-9-1)

****正会員 工博 前田工織株式会社 (〒919-0422 福井県坂井郡春江町沖布目 38-3)

It has been suggested by the results of actual construction that earth reinforcement methods have the binding effect other than the original effect that the methods supplement tensile strength to embankment structures. At the present stage, the mechanism and measure of the binding effect have not been clarified sufficiently. The limit equilibrium method is widely used for the design practice of earth reinforcement. It is not easy for the method to represent the binding effect, because the method cannot evaluate the stress distribution within reinforced embankment considering the deformation and stiffness of materials. This paper aims to definite the binding effect, by discussing the design technique of earth reinforcement considering the deformation and stiffness. The validity of the technique is verified by applying the technique to some field model tests.

Key Words : deformation, Mohr-Coulomb failure criterion, reinforced soil slope, slope stability, stiffness

1. まえがき

土材料のみの盛土斜面の設計では、地盤の強度のみを評価する極限平衡法が一般的に用いられている。近年多数提案されている新しい盛土工法では、地盤と剛性が大きく異なる材料が用いられることが多いので、安定性を検討する際に強度だけでなく、剛性の評価も重要になることが少なくない。新しい盛土工法の一つとして、盛土斜面の急勾配化による土地の有効利用、施工の容易さ、経済性、設計・施工マニュアルの整備などにより、ジオグリッドを用いた補強盛土工法が急速に普及し、多数の重要構造物にも使用されている。補強盛土工法は引張り補強材を盛土内に敷設し、盛土構造物に引張り抵抗力を付加する工法であるが、従来の施工実績や経験から、引張り抵抗力による補強以上の効果が生じることが示唆されている。この効果は一般に拘束効果と呼ばれることが多いが、そのメカニズムや、どの程度の効果が発揮されるかは必ずしも十分に把握されていない。拘束効果の発生要因の一つとして、補強材と盛土の相互作用による、盛土破壊の抑制作用が考えられる。すなわち、補強材による盛土内応力の再配分や、盛土法面部での拘束圧の増加による強度向上効果が考えられる。これらの効果は補強材の剛性や地盤との摩擦抵抗力、盛土壁面材の剛性などによって異なるため、拘束効果を評価するためには、

盛土や補強材の変形や応力-ひずみ関係を考慮する必要がある。西村ら¹⁾は、補強材の剛性が補強土の変形や補強土壁の安定性に大きく影響することを実験的に確認している。平田ら²⁾は、ダイレンタンシーを考慮した応力-ひずみモデルを開発し、補強材が破断した時点を補強盛土の破壊とし、実際の現象をある程度表現できることを示した。実務における補強盛土工法の設計は極限平衡法が中心となる。この設計方法は、すべり面を用いて明確な破壊形状を想定することが特徴であり、すべり面が破壊現象を実際に近く表現する場合が多いことから、多くの設計実務で用いられている³⁾。しかし、極限平衡法は、想定したすべり面上だけで応力の破壊条件とつり合い条件を考慮するため、破壊時の盛土の変形や、剛性の違いによる盛土内の応力分布を評価できず、変形や剛性を考慮した地盤と補強材の相互作用を十分には表現できない。変形や剛性を評価する手法として、FEM が用いられるが、すべり面のような明確な破壊形状を表現することが困難である。破壊形状を把握することは、従来の極限平衡法に基づく設計との対応を明らかにするうえで重要である。本論文は、地盤の変形を考慮に入れたうえで明確な破壊形式を求める FEM に基づき、地盤の変形や補強材の剛性を考慮した補強盛土工法の設計手法を検討する。この設計手法を用いて、補強盛土工法の拘束効果を定量的に評価することを試みる。また、著者らが実施

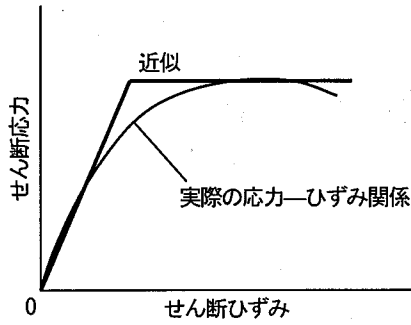


図-1 応力-ひずみ関係 (Coulomb 材)

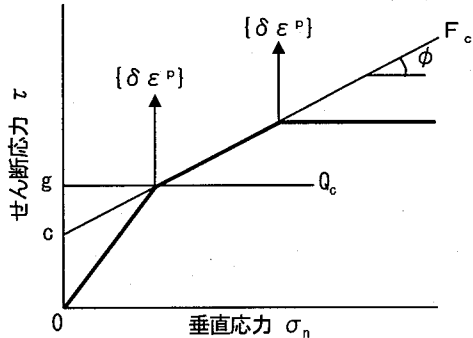


図-2 降伏線上の移動と流れ則 (Coulomb 材)

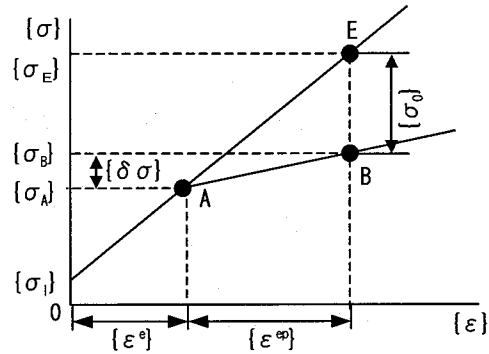


図-3 初期応力法

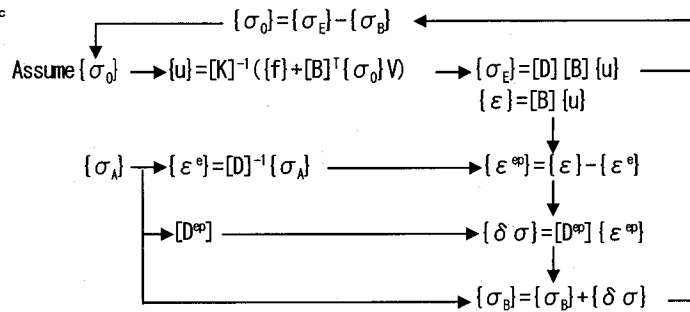


図-4 計算の流れ

した現場実験結果と解析結果を比較して、本論文の手法の妥当性を検証する。

2. 数値解析モデル

2.1 降伏基準

地盤を平面ひずみ要素、地盤と構造物のずれを Desai らによるインターフェイス要素で表す⁴⁾。極限平衡法などとの比較を重視して、地盤には Mohr-Coulomb 降伏基準、インターフェイス要素には Coulomb 降伏基準を適用する。

$$\text{Mohr-Coulomb: } F_M = \left\{ (\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2 \right\}^{1/2} - \left\{ (\sigma_x + \sigma_y) \sin \phi + 2c \cos \phi \right\} = 0 \quad (1)$$

$$\text{Coulomb: } F_C = |\tau| - c - \sigma_n \tan \phi = 0 \quad (2)$$

ここで、 σ_x , σ_y , τ_{xy} : 応力成分, σ_n , τ : インターフェイスにおける垂直応力とせん断応力, c , ϕ : Mohr-Coulomb 強度定数である。

2.2 応力-ひずみ関係

拘束圧 (最小主応力) σ_3 または、せん断面の垂直応力 σ_n が一定の場合、図-1 に示すように、弾完全塑性体としてモデル化する。Mohr-Coulomb 材, Coulomb インターフェイスとも、降伏するまでは線形弾性体とする。完全塑性状態は、関口・太田モデルなど⁵⁾における限界状態に対応する。図-1 のモデルは三軸圧縮試験または直

接せん断試験で得られる応力-ひずみ関係に相当する。せん断中に拘束圧 σ_3 または、せん断面の垂直応力 σ_n が増加する場合、図-2 に示すように、応力状態は降伏線上进行する。図-2 は Coulomb 材について、応力経路と応力-ひずみ関係を概念的に示す。 $\{\delta \varepsilon^p\}$ は塑性ひずみを表す。降伏線上进行する場合、図-2 に示すような非関連流れ則に従うと仮定する⁶⁾。図-2 で、塑性ポテンシャルは Mohr-Coulomb 材と Coulomb 材について次式で与えられる。

Mohr-Coulomb :

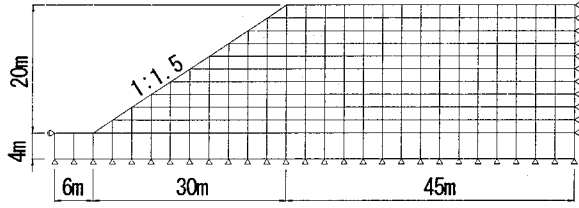
$$Q_M = \left\{ (\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2 \right\}^{1/2} - 2g = 0 \quad (3)$$

$$\text{Coulomb: } Q_C = |\tau| - g = 0 \quad (4)$$

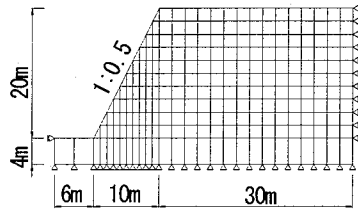
ここで、 g : 流れ則では式 (3), (4) の微分形を用いるため、実際には使用されないパラメータである。降伏線上进行する際の応力-ひずみ関係は次式で与えられる。

$$\{\delta \sigma\} = [D^p] \{\delta \varepsilon^p\} \quad (5)$$

ここで、 $\{\delta \sigma\}$: 応力増分, $\{\delta \varepsilon^p\}$: 弾塑性ひずみ増分, $[D^p]$: 弾塑性状態の応力-ひずみマトリックスであり、式 (1) ~ (4) を用いて簡単に与えられる⁸⁾。盛土斜面のように、せん断中に拘束圧 σ_3 または、せん断面の垂直応力 σ_n が増加していき、斜面の形状などにより、これらの応力がほとんど増加しなくなる場合、図-2 に示すように、応力状態は降伏線を離れて、せん断強度一定の完全塑性状態となると考える。降伏線から離れる位置は、地盤の形状と外力条件により決まることになる。塑性ひ



(a) 緩勾配盛土斜面



(b) 急勾配盛土斜面

図-5 要素分割図 (適用例1)

表-1 適用例1における地盤の物性定数

	E (kPa)	ν	c (kPa)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)
盛土	2940	0.33	14.7	20.0	16.7
基礎地盤	19600	0.33	294	30.0	16.7

ずみ増分は、図-2 に示すように、降伏線に対しては非関連流れ則となるが、完全塑性状態では関連流れ則となる。補強材は線形弾性のトラス材として扱う。地盤は引張り応力を、補強材は圧縮応力を負担しないとする。具体的には、地盤の最小主応力 σ_3 が引張り状態となるときは σ_3 が0となるように応力を修正する。この操作は、次節で述べる初期応力法により容易に行われる⁹⁾。この操作を行った有限要素を「引張り領域」と称する。

2.3 初期応力法

極限平衡法におけるように、盛土構造物の最終状態に注目した安定解析を試みる⁷⁾。図-3 に示すように、全荷重を一つの荷重段階で載荷した場合の初期応力法⁸⁾の適用を考える。図-3 で、 $\{\sigma_A\}$ ：降伏応力、 $\{\sigma_B\}$ ：実際の最終応力、 $\{\sigma_E\}$ ：弾性を仮定したときの最終応力、 $\{\sigma_I\}$ ：本来の初期応力、 $\{\sigma_0\}$ ：初期応力法における初期応力、 $\{\delta\sigma\}$ ：式(5)である。初期応力法における計算の基本的な流れを図-4 に示す。図-4 で、 $\{u\}$ ：節点変位ベクトル、 $[K]$ ：剛性マトリックス、 $\{f\}$ ：全荷重、 $[B]$ ： $\{u\}$ からひずみを計算するマトリックス、 V ：要素の体積である。図-3、4 で、降伏応力 $\{\sigma_A\}$ と初期応力 $\{\sigma_0\}$ を決定する必要がある。 $\{\sigma_A\}$ は Zienkiewicz ら⁸⁾に従って次のように与えられる。

$$\{\sigma_A\} = \{\sigma_I\} + r(\{\sigma_E\} - \{\sigma_I\}) \quad (6)$$

Coulomb 材では線形補間により、 r が次式で与えられる。

$$r = -F_c(\{\sigma_I\}) / [F_c(-\{\sigma_E\}) - F_c(\{\sigma_I\})] \quad (7)$$

Mohr-Coulomb 材では非線形性のために、Nayak ら¹⁰⁾に従って上式の r を修正する必要がある。 $\{\sigma_0\}$ は図-4 の反復

ループ計算で決定する。初期応力法の手順を以下に述べる。①初期応力 $\{\sigma_0\}$ の値をゼロと仮定する。②次の a) から e) のステップで初期応力 $\{\sigma_0\}$ を決定する。a) 本来の荷重 $\{f\}$ と、 $\{\sigma_0\}$ による修正荷重 $\{f_0^i\}$ の計を荷重として与えて次の弾性問題を解く。

$$[K]\{u^i\} = \{f\} + \{f_0^i\} \quad (8)$$

ここで、 i ：図-4 の繰り返しループのサイクル数である。

b) 降伏した要素を見つける。c) 降伏した要素で降伏応力 $\{\sigma_A\}$ を決定する。d) c) で決定した $\{\sigma_A\}$ を使って、図-3 の $\{\sigma_B\}$ を計算する。e) 初期応力 $\{\sigma_0\}$ を次式で修正する。

$$\{\sigma_0^i\} = \{\sigma_E^i\} - \{\sigma_B^i\} \quad (9)$$

③新しく得られた初期応力を最初の初期応力と置き換えて、差が小さくなるまで繰り返す。

3. 適用例1：仮想的な盛土斜面

3.1 基礎的な検討（無補強の盛土斜面）

図-5(a)、(b)に示す緩勾配および急勾配の仮想的な盛土斜面を対象とする（補強材は入れていない）。盛土と基礎地盤の物性定数を表-1 に示す。表-1 で、 E ：弾性係数、 ν ：ポアソン比、 γ ：単位体積重量である。2.2 で述べたように、応力-ひずみ関係として、次の3つのモデルが考えられる。

モデル1：図-1 に示す弾完全塑性体とする。

モデル2：図-2 に示したように、せん断中に、せん断面の垂直応力 σ_n が増加する場合、応力状態は降伏線上を移動する。

モデル3：図-2 に示したように、せん断面の垂直応力 σ_n が増加する場合は応力状態が降伏線上を移動し、垂直応力 σ_n がほとんど増加しなくなると、応力状態は降伏線を離れて、せん断強度一定となる。

盛土斜面の安定解析に上述のモデルを適用する際には次の2つの方法が考えられる。

方法1：上述の応力-ひずみモデル1または2を用いて、全体の盛土荷重を1段階で載荷する。

方法2：応力-ひずみモデル3を用いて、盛土荷重を複数のステップで載荷する。盛土荷重は各有限要素の盛土自重を均等に要素節点に配分する。

本論文の手法で「斜面の安全率」を次のように定義する。上述の3つの、どの応力-ひずみ関係モデルを用いても、例えば、ある載荷段階で斜面の変位が無限に大きくなるといった破壊現象をそのまま表現することは困難である。そこで、図-6 に例を示すように、降伏した有限要素が連続して、全体的な斜面崩壊を生じさせる破壊領域が初めて形成される載荷段階を、その斜面の破壊とみなす。斜面の仮想的な強度定数 c 、 ϕ を、実際の強度定数 c 、 ϕ と安全率 F_s を用いて次のように与える。

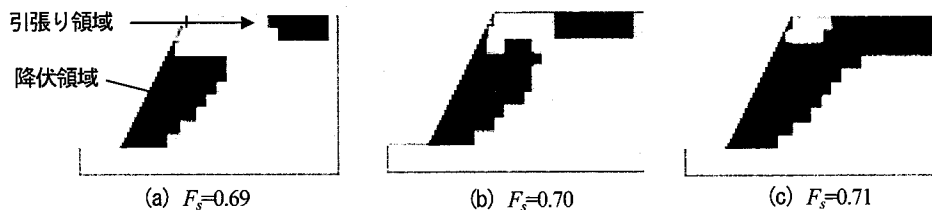


図-6 安全率の変化による斜面の破壊例

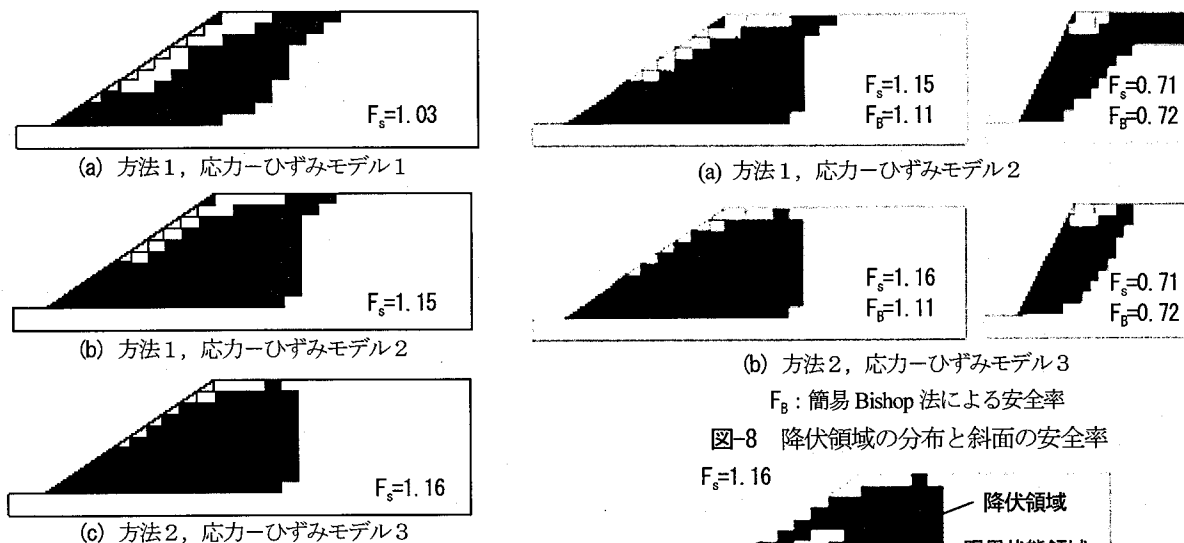


図-7 降伏領域の分布と斜面の安全率

$$\underline{c} = c/F_s, \tan \underline{\phi} = \tan \phi/F_s \quad (10)$$

この仮想的な強度定数 $\underline{c}$, $\underline{\phi}$ を用いて本論文の手法を適用し、上述のように定義した斜面の破壊が生じる最小の安全率を、その斜面の安全率とする。図-5(a), (b)に示す斜面に本論文の手法を適用した結果を図-7に示す。上述の方法2では、図-5に示す有限要素分割(盛土部10層)に従って、10ステップで盛土荷重を載荷した。図-7には、2.2で述べた引張り領域も示す。方法1で応力-ひずみモデル1を用いると、他の方法に比べて安全率がかなり小さくなる。方法1で応力-ひずみモデル2を用いた場合と方法2では降伏領域に少し差があるが、斜面の安全率にはほとんど差がない。図-8には、簡易 Bishop 法で求めた最小安全率を与える円弧すべり面(臨界すべり円)と安全率 F_b も示す。本論文の手法と簡易 Bishop 法はほぼ同一の安全率を与えている。図-8の急勾配斜面では、円弧すべり面と本論文の手法による降伏領域がほぼ同じとなっている。図-8の緩勾配斜面では、円弧すべり面位置と本論文の手法による降伏領域に若干の差があるように見える。実際の崩壊形状は円弧すべり面に近いであろうが、本論文の手法による降伏領域でも実際の崩壊形状は円弧すべり面に近くなる可能性が高い。方法2で、図-2の応力-ひずみ関係で降伏線から離れてせん断応力一定状態(限界状態)になっている有限要素の分布を図-9に示す。応力一定で変形が無限に大きくなるという意味で、この限界状態の有限要素の分布が実際のすべ

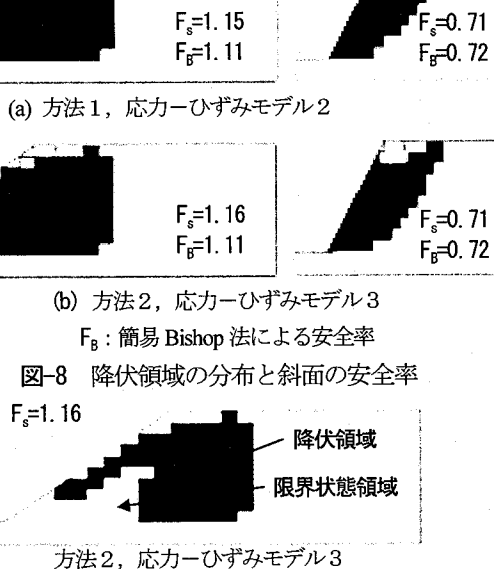
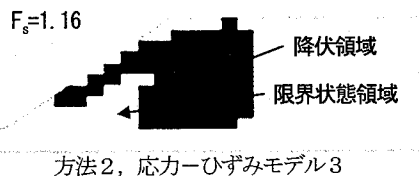


図-8 降伏領域の分布と斜面の安全率



方法2, 応力-ひずみモデル3

図-9 限界状態の要素

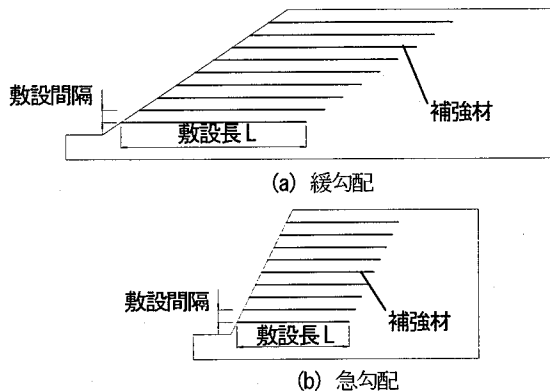


図-10 補強材の配置

表-2 補強材の物性定数

		E_G (kPa)	A_G (m ²)	T_G (kN/m)
補強材A	剛性の低い補強材	9.8×10^5	1.0×10^{-3}	32.0
補強材B	剛性の高い補強材	3.92×10^6	1.0×10^{-3}	77.0

り面に対応する可能性が考えられ、図-9に示すように円弧すべり面位置と近い結果を得ている。以上のことから、補強材のない場合、方法1で応力-ひずみモデル2を用いた場合と方法2は簡易 Bishop 法とほぼ同じ結果を与えるといえる。以下では、計算量の少ない前者を用いた計算を行う。

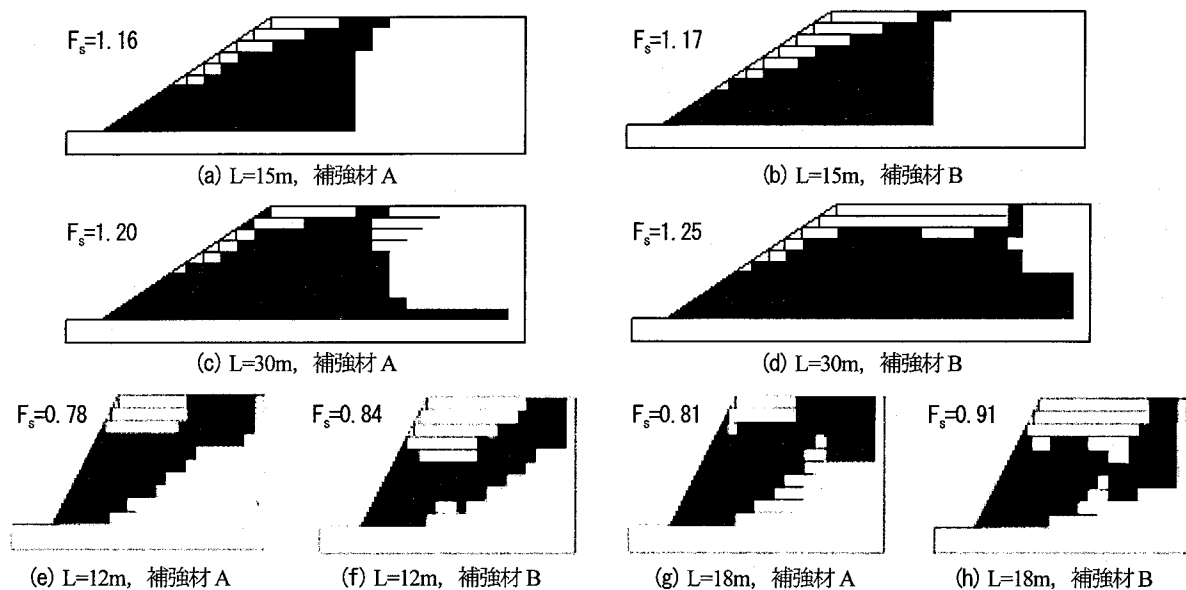


図-11 降伏領域の分布 (敷設間隔 2m)

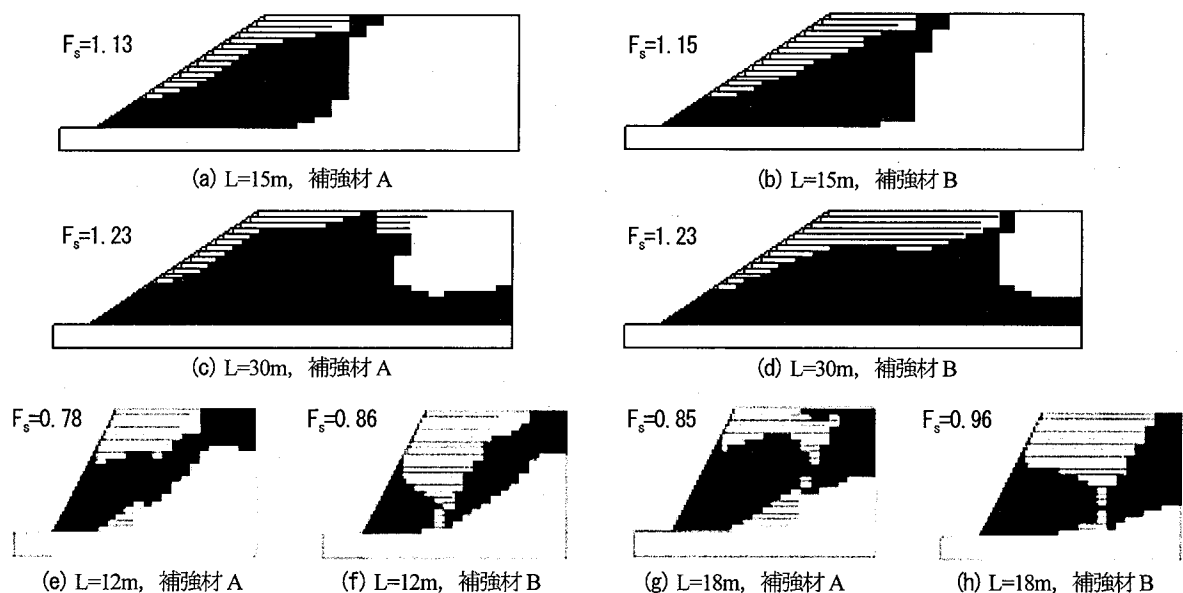


図-12 降伏領域の分布 (敷設間隔 1m)

3.2 補強材を用いた斜面

図-5(a), (b)に示す無補強の緩勾配および急勾配の盛土斜面に、図-10 のように補強材を敷設した斜面を対象とする。盛土と基礎地盤の物性定数は表-1 と共通である。補強材は圧縮応力を負担しないトラス材（弾性体）として表し、物性定数を表-2 に示す。表-2 で、 E_G ：補強材の弾性係数、 A_G 、 T_G ：奥行き 1m 当りの断面積と引張強度である。表-2 の E_G 、 A_G 、 T_G は、実際に使用されているジオグリッド製品の値である。また、以下の検討ケースのそれぞれで、補強材の物性定数、敷設長さ、敷設間隔は 1 つの斜面内で一定とする。図-10 の 2 つの斜面について、補強材の敷設間隔を 2m として、補強材の弾性係数と敷設長さを変化させた計算結果を図-11 に示す。

補強材を敷設した領域では、補強材が地盤のせん断応力や引張り応力の一部を負担することによって、補強領域の地盤の応力の Mohr 円と降伏線の距離を大きくして補強領域での各有限要素の破壊安全率を向上させる。すなわち、補強材の剛性により補強領域全体が拘束されて、補強領域内で地盤の降伏が生じにくくなるといえる。このため、図-11 に示す地盤の降伏領域は図-8 と比べて、補強領域の後方に移動している。補強材の剛性がいほど、負担するせん断応力や引張り応力が大きくなるので、この傾向が強くなる。降伏領域が後方に移動することは、最小安全率を与える降伏領域の位置を強制的に変更することになるので、無補強の図-8 と比べて安全率が向上する。図-11 で補強材の敷設長が伸びると補強領域

が広がるため、降伏領域は一層後方に移動し、安全率はさらに大きくなる。補強材の敷設間隔を1mとして、補強材の弾性係数と敷設長を変化させた計算結果を図-12に示す。敷設間隔を細かくすると図-11と比べて降伏領域が少し後方に移動している。敷設間隔を細かくすると地盤の単位面積当りの補強材剛性が上がるため、補強材の弾性係数を大きくした場合と同じように、補強材の負担するせん断応力や引張り応力の割合が増えるためと考えられる。安全率についても同様のことがいえる。図-11, 12の緩勾配斜面では、補強材敷設による安全率向上は急勾配斜面ほど顕著ではない。緩い斜面では、幾何的な条件により斜面内のせん断応力や引張り応力の分布が急勾配斜面ほど危機的ではないので、補強材の剛性の影響が小さいと考えられる。また、緩勾配斜面で補強材の敷設間隔を細かくすると、図-12(a), (b), (d)に示すように、安全率が逆に小さくなるケースがある。敷設間隔を細かくすると有限要素が細かくなり、降伏領域が連続しやすくなることが安全率を逆に小さくした理由と考えられる。

3.3 従来の設計法との比較

基準化されている従来の設計法³⁾では、必要引張り力が最大となるすべり円弧をFellenius法で探索したうえで、補強材の引張り力（引張り強さ）による抵抗モーメントを加えて安全率を決める（全体安定の検討）。補強効果の評価方法として次の2種類がある。

- ①補強材の引張り力そのものを抵抗モーメントの増加とする方法
- ②補強材の引留め効果と締め付け効果を抵抗モーメントの増加とする方法

①の方法による図-10の斜面の計算結果を図-13に示す。従来の設計法では、補強材の剛性ではなく強度のみを評価するので、表-2に示す2種類の補強材の引張り強度のみを与えている。前述のように、表-2は実務で使用されている製品の数値を示しており、剛性と強度の関係は実際のものである。本論文の手法による結果（図-11）と従来の設計法による結果（図-13）を直接比較することになる。図-13では斜面勾配に関係なく、補強材の強度と敷設長によって、臨界すべり円が補強領域内を通る場合と、補強領域外を通る場合に分かれた。補強領域内では、補強材の抵抗モーメントで安全率が大きくなるので、補強材の強度が大きい場合、臨界すべり円は補強領域外を通る（図-13(b), (f)）。補強材強度が小さく抵抗モーメントが不十分な場合、臨界すべり円は補強領域内を通る（図-13(a), (e)）。敷設長を長くすると、補強材の抵抗モーメントによる安全率向上と、すべり円の位置移動による安全率向上の比較により、臨界すべり円は補強領域内を通る（図-13(c), (d), (g), (h)）。敷設長が短い場合、補強領域内に臨界すべり円があるときは、敷設長を長くしても安全率は上がらないが（図-13(e), (g)）、この場合でも、本論文の手法では敷設長を長くすると（破壊面を移

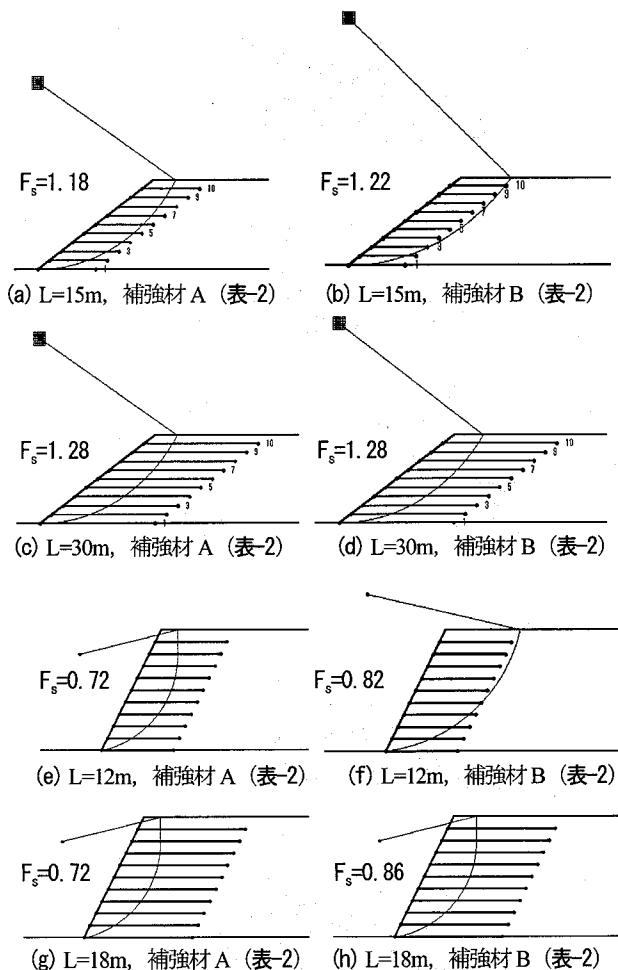


図-13 従来の設計法による最小安全率とすべり面

動させることにより）安全率が上がる（図-11(e), (g)）。

従来の設計法は補強材の強度を評価するのに対し、本論文の手法では補強材の剛性を評価している。このため、従来の設計法と本論文の手法による安全率の数値を直接比較することはできないが、図-11と図-13で対応するそれぞれのケースでの安全率に大差がないことは、両手法が実際の現象の本質を別の面から表現しているようである。本論文の手法では、補強材が地盤の引張り応力やせん断応力の一部を負担することによって、補強領域での安全率を向上させ、その結果として破壊面を補強領域の外側に移動させることで斜面全体の安全率を上げている。補強材の剛性を高くすると、補強材が地盤の応力を肩代わりする度合いが向上するため、補強領域内の地盤を一層破壊しにくくして、破壊面を補強領域の外側に移動させる効果を実感させる。従来の設計法では、敷設長が短い場合、補強材による抵抗モーメントの増加により、臨界すべり円を補強領域の外側に移動させて安全率を向上させる。敷設長が十分に長い場合、補強材の抵抗モーメントそのもので安全率を向上させる。補強材の敷設間隔を狭くすると、従来の設計法では抵抗モーメントの増加により、本論文の手法では補強材が地盤のせん断応力を

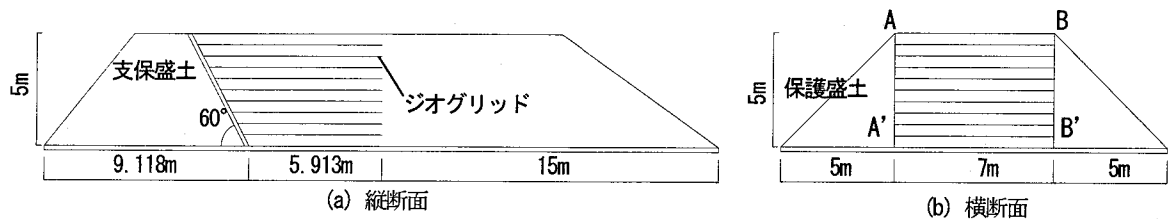


図-14 逆勾配盛土施工図

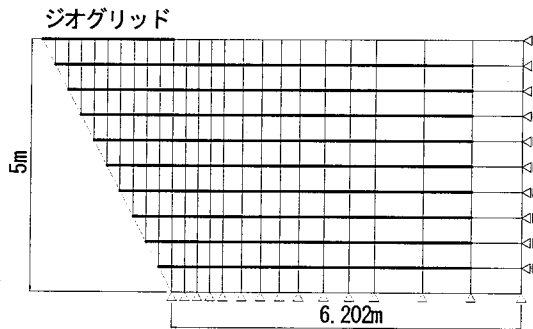


図-15 要素分割

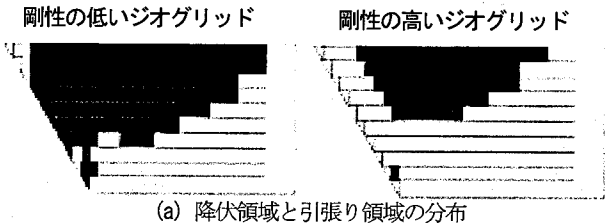
表-3 適用例2における物性

(a) 地盤の物性定数

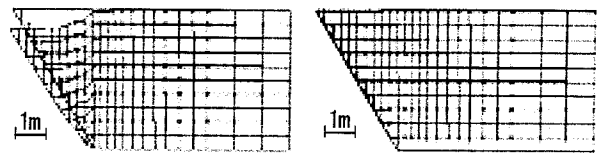
盛土	E (kPa)	ν	c (kPa)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)
	1.18×10^4	0.3	29.4	41.0	17.2

(b) 補強材の物性定数

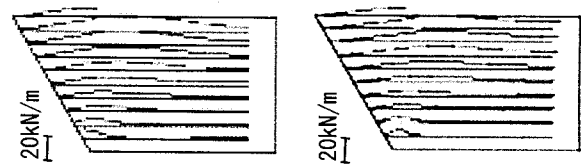
	E_G (kPa)	A_G (m ²)	T_G (kN/m)
剛性の低いジオグリッド	8.33×10^5	6.36×10^{-4}	35.5
剛性の高いジオグリッド	3.72×10^6	5.00×10^{-4}	98.0



(a) 降伏領域と引張り領域の分布



(b) 変位



(c) ジオグリッドにかかる引張り力の分布

図-16 計算結果 (適用例2)

負担する度合いの増加により安全率が上がる。

従来の設計法における内的安定の検討では次の条件を満たす必要がある。1) 補強材の破断の検討として、発生する引張り力が設計引張り強度以下である。2) 補強材の引き抜けの検討として、設定した敷設長が必要敷設長より大きい。図-13(e)～(h)の急勾配盛土では、すべての場合で1), 2)の条件を満足しない結果となったが、本論文の手法との全体安定の比較のために、臨界すべり円をそのまま示した。図-13(a)～(d)の緩勾配盛土では1), 2)の条件が満足されている。本論文の手法では、図-11(h)のケースで、補強材に生じる引張り力と表-2に示す強度の比が83%と最大になるが、発生引張り力が強度を超えるケースはなかった。2)については、補強材の上下面にインターフェイス要素を入れて引き抜け状況を調べる必要がある。インターフェイス要素を補強材の上下面に入れると数値計算が不安定になる場合があること、後述の図-16, 17に示すように全体安定への影響が小さいこと、本論文の主目的が全体安定の評価であることから、ここでは引き抜けの検討を省略する。内的安定における、本論文の手法と従来の手法の比較については今後さらに検討する必要がある。

4. 適用例2：逆勾配盛土の現場実験

4.1 現場実験の概要

ジオグリッドと不織布で補強した逆勾配盛土の現場実験を対象とする。補強材を用いた盛土斜面では全体的な破壊が生じにくいため、不安定な構造物を作成して補強土工法の極限状態を把握することを試みた。現場実験は2000年3月に石川県金沢市で行った。図-14に縦断面、横断面図を示す。実験手順を以下に示す。1) 図14(a)の支保盛土を作る。2) 支保盛土を支えとして、0.5m間隔でジオグリッドを敷設しながら逆勾配部分の盛土を作る。この際に、図-14(b)のA-A', B-B'線(逆勾配部分の両鉛直側面)に、ジオグリッドと平行に0.1m間隔で幅0.3mの不織布を敷設する。不織布は、逆勾配部分の側面を鉛直面としたときの、鉛直面の安定を保つための措置である。3) 図-14に示す逆勾配盛土部分の側方部分を除去し、側面を鉛直とする。4) 支保盛土を上部から順次撤去して、逆勾配盛土とする(施工手順の詳細については、Gorenら¹¹⁾を参照)。全ての盛土材料は角間砂である。現場実験は、ジオグリッドの剛性と強度が高い場合と低い場合の2回実施した。図-15に示す有限要素分割図で、逆勾配盛土をモデル化する。盛土と補強材の物性定数を表-3に示す。補強材の物性は、実際に使用されている製品の

表-4 インターフェイス要素の物性定数

	c (kPa)	ϕ (°)	G (kPa)
インターフェイスa	29.4	41.0	4.52×10^3
インターフェイスb	0.0	20.0	4.90×10^2

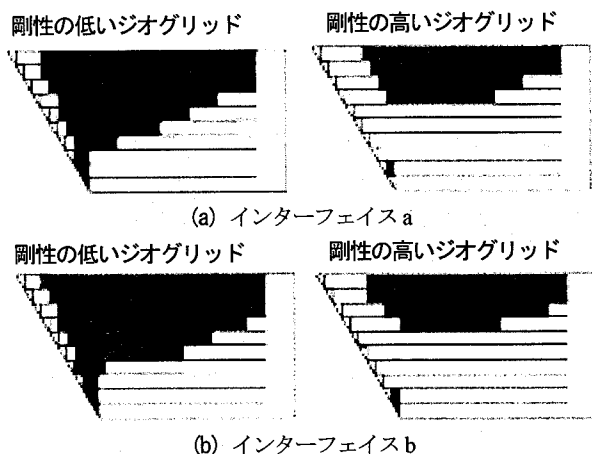


図-17 降伏領域の分布 (インターフェイス要素を入れた場合)

数値を使用している。1つの斜面で補強材の物性定数、敷設間隔は一定とする。

4.2 実験および計算結果

表-3に示す実際の c 、 ϕ をそのまま用いたときの計算結果を図-16に示す。図-15のモデルに本論文の手法を適用したところ、剛性の高いジオグリッドを敷設した場合には図-4の反復計算が収束したが、剛性が低いジオグリッドでは反復計算が発散した。図-4の反復計算では、図-3に示す最終的な平衡状態B点に対応する $\{\sigma_0\}$ を見つける試行を繰り返す。剛性の高いジオグリッドでは、盛土の変位が拘束されるため、盛土の応力も極端には大きくならず、安定的にB点を見つけられる。剛性が低いジオグリッドでは、盛土の変位や応力が極端に大きくなってしまい、安定した最終状態を見つけられないために反復計算が収束しない。そこで、剛性の低いジオグリッドを用いた場合については、反復計算50回の結果を参考として示した。図-16(a)より、剛性の高いジオグリッドを敷設した場合、上部に降伏領域と引張り領域が生じているが、降伏要素が連続する全体的な破壊は生じていない。剛性の低いジオグリッドの場合は、盛土前面から上部にかけて降伏領域がつながり、全体的な破壊が生じている。図-16(a)に対応する盛土の変位を図-16(b)に示す。剛性の高いジオグリッドの場合は連続的に滑らかな変形が生じている。剛性の低いジオグリッドの場合は、逆勾配部分から不連続な変形が見られる。上述のように、この変形状況が図-4の反復計算を発散させる原因といえる。この状態でジオグリッドにかかる引張り力を図-16(c)に示す。剛性の低いジオグリッドを用いた場合に、図-4の反復計算を続けると、逆勾配部分の鉛直変位が一層増加して、逆勾配部分が落下するような形状が生じるとともに、

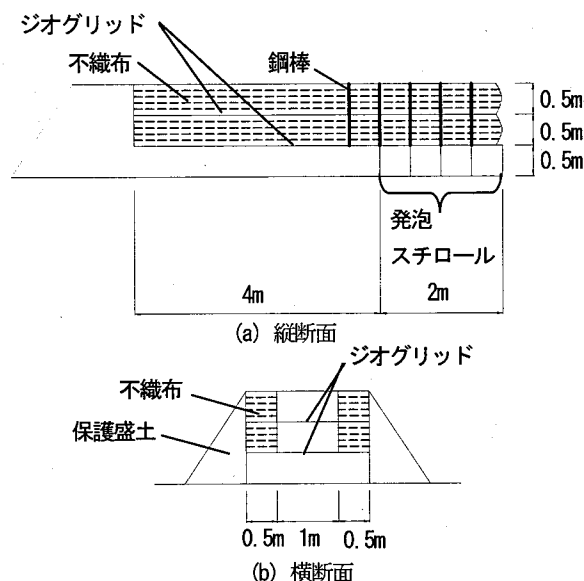


図-18 片持ち梁施工図

ジオグリッドにかかる引張り力も増加して引張り強度を超える。剛性の高いジオグリッドでは最大引張り力が11.3kN/mとなり、ジオグリッドの引張り強度を超えていない。剛性の高いジオグリッドを用いた現場実験では、安定した状態の逆勾配盛土を完成できた。剛性の低いジオグリッドを敷設した現場実験では、ジオグリッドが逆勾配部分で破断し、逆勾配部分が落下する現象が見られた。これらの実験結果は計算結果とよく一致している。結論として、剛性の高いジオグリッドが地盤の引張り応力やせん断応力をより多く負担するとともに、地盤の変形を拘束する効果により逆勾配盛土を安定させているといえる。

4.3 ジオグリッドと地盤のずれ

適用例1と上述の計算では、地盤を表す平面ひずみ要素の一边をトラス要素としてジオグリッドを表しているため、ジオグリッドと地盤のずれを表現できない。図-15で、全てのジオグリッドの上下面にインターフェイス要素を加えた場合の検討を行う。盛土とジオグリッドの物性は表-3と同一であり、インターフェイス要素の物性を表-4に示す。ここで、 G :インターフェイスのせん断弾性係数である。垂直方向の弾性係数とポアソン比は隣接する盛土要素と同一とした。インターフェイスの厚さを極端に薄くすると解が不安定となるため⁴⁾、無視できる範囲での厚さとして1cmとした。計算結果を図-17に示す。図-16と17を比較すると、降伏領域の若干の差を除いて、ほぼ同じ結果である。インターフェイスを入れない場合、ジオグリッドと地盤が一体化しているため引張り領域が盛土後方にまで伸びているのに対し、インターフェイスがある場合には、補強領域にのみ引張り領域が生じている。インターフェイスの物性を変えても降伏領

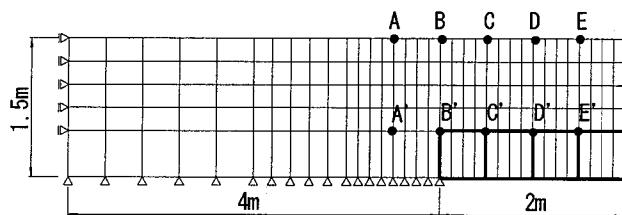


図-19 要素分割

表-5 適用例3における物性

(a) 地盤の物性定数

盛土	E (kPa)	ν	c (kPa)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)
	1.96×10^4	0.3	29.4	30.0	19.0

(b) 補強材の物性定数

	E_G (kPa)	A_G (m ²)	T_G (kN/m)
剛性の低い補強材 (盛土A)	1.57×10^6	3.2×10^{-4}	80.0
剛性の高い補強材 (盛土B)	4.9×10^6	3.2×10^{-4}	80.0
鉄筋	2.06×10^7	3.2×10^{-4}	-

域、引張り領域ともほぼ同じ結果である。以上のことから、地盤とジオグリッドのずれによる影響は、この適用例では大きくないといえる。

5. 適用例3：片持ち梁盛土の現場実験

5.1 現場実験の概要

図-18に示すように、発泡スチロールの上に0.5m間隔でジオグリッドを水平に敷設しながら盛土を造成する¹²⁾。適用例2と同じように、完成後の側面および前面部を鉛直面とするため、不織布と保護盛土を用いて盛土を造成した。不織布は幅0.5m、高さ方向に0.1m間隔で敷設した。盛土先端部から水平方向に0.5m間隔で、径20mmの鉄筋を用いて、盛土Aで29.4kN/本、盛土Bで39.2kN/本のプレストレスを作用させた。下部の発泡スチロールを外側から順次溶かすことにより、最終的にスパン2mの片持ち梁盛土を作った。レベルと伸縮計により、片持ち梁を作るときの盛土の沈下量を計測し、ひずみゲージによりジオグリッドの引張り力を計測した。

5.2 実験および解析結果

図-19に有限要素分割を示す。地盤を平面ひずみ要素で、補強材を圧縮応力を負担しないトラス要素で、プレストレスをかけた鉄筋をトラス要素で表し、プレストレス荷重を上下の節点A～E、A'～E'に与える。物性を表-5に示す。盛土の弾性係数は発泡スチロール2m溶解後の変位量から逆算で求めた。発泡スチロールを水平方向に0.5mづつ順次溶かして片持ち梁を造成したときの変位を図-20、21に示す。本論文の手法では、片持ち梁が不連続な変形を起こしている。計測結果では不連続な変形は起きていない。数値解析でプレストレスの効果を十分に表現していないことによると推定される。本論文

発泡スチロール1.5m溶解

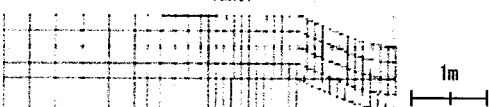


(a) 剛性の低い補強材 (盛土A)

発泡スチロール2m溶解



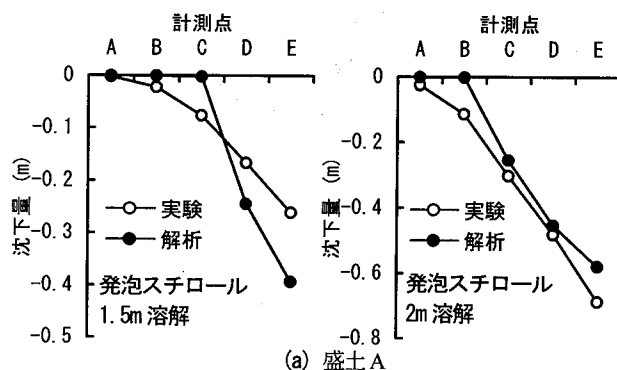
発泡スチロール1.5m溶解



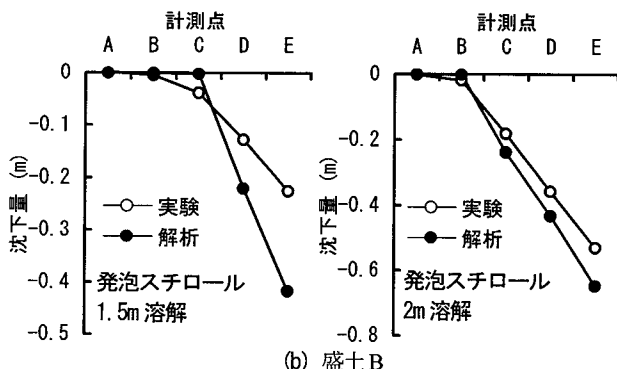
発泡スチロール2m溶解

(b) 剛性の高い補強材 (盛土B)

図-20 変位の計算結果 (適用例3)



(a) 盛土A



(b) 盛土B

図-21 変位の比較

の手法で、補強材の剛性の違いによる変位の差が見られなかったが、この実験では、補強材の剛性よりプレストレスによる影響が大きかったためと考えられる。

6. 結論

補強盛土工法の設計では補強材の引張り強度のみが評価されてきたが、本論文では補強材の拘束効果に注目し

て、そのメカニズムや効果の程度を検討した。拘束効果とは、補強材の引張り剛性により、盛土地盤の引張り応力やせん断応力の一部が補強材に負担され、盛土地盤が降伏しにくくなる現象である。この効果を表現するためには、補強材や地盤の剛性や応力-ひずみ関係を実際に近く評価する必要がある。初めに、比較的明確な破壊形状を表現できる FEM を開発し、応力-ひずみ関係や荷重段階の与え方について詳細な比較検討を行った。この手法を急勾配、緩勾配の仮想的な無補強盛土斜面に適用して、簡易 Bishop 法による円弧すべり面解析とほぼ同じ結果を得ることを示した。この手法を急勾配、緩勾配の仮想的な補強盛土斜面に適用して、補強材の剛性、敷設長、敷設間隔を変化させた影響を調べた。この結果を実務で用いられる設計法と比較して、両方法の特質を明らかにした。従来の設計法は補強材の強度を考慮して、すべり破壊の抵抗モーメントを向上させる。本論文の手法では補強材の剛性を考慮して、補強材が地盤の引張り応力やせん断応力の一部を負担することにより、補強領域の盛土地盤の降伏を抑制し、全体的な破壊領域を補強領域の外側に移動させて、破壊の安全率を向上させる。これらの検討の結果、拘束効果の内容をかなりの程度表現できた。次に、本論文の手法を逆勾配補強盛土、片持ち梁補強盛土の現場実験に適用し、補強材の剛性の影響を実際に近く表現できることを示した。

7. あとがき

補強盛土工法の従来の設計は、地盤構造物の伝統的な設計手法である極限平衡法に基づいている。補強材や地盤の剛性と応力配分に起因する補強効果は極限平衡法で表現しにくい。この他にも、補強盛土工法には力学的に表現しにくい効果がある可能性もある。今後も極限平衡法に基づく従来の設計法が中心となるが、補強盛土工法のもつ種々の効果を設計実務で考慮していくことが課題となる。本論文では、地盤と剛性が大きく異なる材料を用いるような新しい盛土工法における安定性評価の一つの方法を示した。多数の実際工事への適用を通じて、本論文の手法の妥当性を検証していく必要がある。

参考文献

- 1) 西村淳, 兵動正幸, 田中幸男, 村田秀一, 小浪岳治, 松岡英明 : ジオシンセティックス補強土壁における補強材の張力伝達特性に及ぼす伸び剛性の影響, 土木学会論文集, No.617/III-46, pp.151-161, 1999.
- 2) 平田昌史, 飯塚敦, 太田秀樹, 山上尚幸, 横田善弘, 大森晃治 : ダイレンタンシーを考慮したジオシンセティックス補強盛土の有限要素解析, 土木学会論文集, No.631/III-48, pp.179-192, 1999.
- 3) ジオテキスタイル補強土工法普及委員会, : 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, 土木研究センター, 1993.
- 4) Desai, C. S., Zaman, M. M., Lightner, J. G. and Siriwardane, H. J. : Thin-layer element for interfaces and joints, Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech., Vol. 8, pp. 19-43, 1984.
- 5) Ohta, H. : Analysis of deformations of soils based on the theory of plasticity and its application to settlement of embankments, Dr. Eng. Thesis, Kyoto University, 1971.
- 6) Mroz, Z. : Deformation and flow of granular materials, Mechanics of Solids (the Rodney Hill 60th Anniversary Volume), Pergamon Press, Oxford, pp. 119-132, 1980.
- 7) Arai, K. : Active earth pressure founded on displacement field, Soils and Foundations, Vol. 33, No. 3, pp. 54-67, 1993.
- 8) Zienkiewicz, O. C., Valliappan, S. and King, I. P., : Elastoplastic solutions of engineering problems 'initial stress', finite element approach, Int. J. Numer. Methods Eng., Vol. 1, pp. 75-100, 1969.
- 9) Zienkiewicz, O. C., Valliappan, S. and King, I. P. : Stress analysis of rock as a 'no tension' material, Geotechnique, Vol. 18, pp. 56-66, 1968.
- 10) Nayak, G. C. and Zienkiewicz, O. C. : Elasto-plastic stress analysis, A generalization for various constitutive relations including strain softening, Int. J. Numer. Methods Eng., Vol. 5, pp. 113-135, 1972.
- 11) Goren, S., Ohta, H., Yamakami, T., Morikage, A. and Yokota, Y. : Performance of test embankment reinforced by geosynthetics, 29th Japan National Conf. SMFE, pp. 25-28, 1994.
- 12) 斜面上の急勾配盛土工法検討委員会 : 工事用道路盛土工法検討業務委託報告書, 地盤工学会, 1998.

(2006 年 4 月 13 日受付)