

ジオシンセティック水平排水材を用いた粘性土補強盛土の 有限要素法による挙動解析

嘉門雅史・三村 衛・加藤 隆・赤井智幸*

* 大阪府産業技術総合研究所

要旨

補強、排水両機能を有するジオシンセティック水平排水材(GHD)を用いれば、軟弱粘性土でも急勾配高盛土が築造可能であると考えられている。本研究では、GHD材を用いた粘性土補強盛土の安定性について、現場実験盛土を対象に、有限要素法による挙動解析を行った。水平変位、GHD材に生じるひずみの値は現場実験結果と一致し、現場盛土の挙動を把握することができた。さらに、GHD材の材料特性、表面保護材の特性、GHD材の配置に注目して解析を行い、盛土安定性に及ぼす影響因子について評価した。

キーワード：ジオシンセティック水平排水材、盛土、補強、現場実験、有限要素解析

1. はじめに

土工や浚渫工事などから発生する軟弱土は、何らかの工夫、処理を施さなければ再利用できないため、大半が発生土として処分されてきた。このような建設工事に伴って副次的に発生する発生土は、近年増加の一途をたどっている。しかし、処分のための適地を確保することが困難になりつつあり、また、処分費用も急騰しているため、発生土の有効利用促進が求められている。このような社会的要請から、1991年にリサイクル法が制定され、1994年には「建設発生土利用技術マニュアル」が発刊されるなど、様々な法規、省令、基準等が制定されている(山田ら、1996)。

「建設発生土利用技術マニュアル」(土木技術センター、1997)によれば、通常の施工性を確保できないような粘性土(第4種b建設発生土に分類される)を、道路路体盛土材料として再利用する際、施工上の工夫、安定処理のいずれかを施す必要がある。その具体的な対策としては、良質土の混合、天日乾燥、水位低下掘削、サンドイッチ工法、補強土工法、セメント等の改良工法が挙げられる。

サンドイッチ工法の適用例としては、通水性能を有するジオシンセティックを粘性土盛土に敷設した際の含水比低下が挙げられる。さらに、ジオシンセティックに補強機能が付加されれば、急勾配盛土が可能となると考えられる。このように補強、排水両機能を併せ持つ材料をジオシンセティック水平排水材(Geosynthetic Horizontal Drain;以下GHDと略記)と呼ぶ。GHD材を用いれば軟弱土でも急勾配高盛土が可能となるが、現場実験等により確認されてきた(赤井ら、1996a)。

ジオシンセティックを用いた補強土工法の設計法としては、「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」(ジオテキスタイル補強土工法普及委員会、1993)が制定されている。これには補強機能のみ、あるいは排水機能のみの設計については述べられているが、両機能を併せ持つような材料については言及されていない。GHD材を用いた補強土の設計は研究段階であり、現在設計法の確立が望まれるところである。

そこで本研究では、現場実験が行われたGHD粘性土補強盛土を対象に有限要素解析を行い、現場計測挙動と比較しつつその挙動を把握し、GHD材を用い

た補強土工法の設計法への提案を行うことを目的としている。

2. 急勾配盛土現場実験の概要

2.1 概説

急勾配高盛土現場実験(赤井ら、1996a)は、1996年2月に大阪府和泉市において行われた。概要図をFig.1に示す。盛土高は10m、盛土勾配は1:0.6(小段1m；平均勾配1:0.7)である。盛土材料としては、更新粘粘土(建設発生土)が用いられた。盛土は2工区に分けられ、GHD材は、異なる2種類が帯状千鳥配置で敷設された。表面保護材は、新たに開発された2種類が用いられた。設計は設計・施工マニュアルに準じた条件で地震時挙動も考慮に入れて行われた。計測機器はFig.2の通り設置され、観測施工並びに施工完了後の変状の観測が行われた。

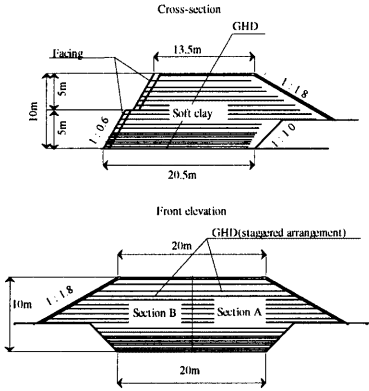


Fig. 1 Section of in situ test embankment

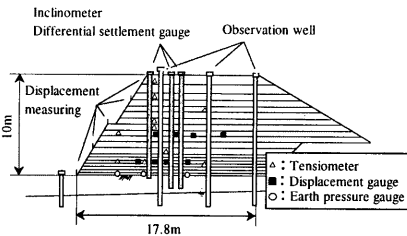


Fig. 2 Monitoring system of the embankment

2.2 粘性土の諸元

現場粘性土の諸元をTable1に示す。粘性土は原地盤では高い先行圧密荷重を受けており、過圧密状態である。自然含水比は44.2%、液性限界は57.37%である。原地盤では飽和度99.5%とはほぼ飽和状態であるが、乱した土に関しては飽和度が87.3%程度の値をとり、不飽和の影響により盛土時の過剰間隙水圧は負圧が生じることが予想される。なお、この土は、粘土中に含まれる硫化鉄の酸化により土のpHは極めて高い酸性(pH=3~4)を呈する。

強度については、三軸圧縮試験結果より設計強度 $c_u=30\text{kPa}$, $\phi=0^\circ$ を仮定した。盛土中は、設計強度を満足させるため、含水比を50%以下に調整することを目標に粘性土の含水比が調整された。施工中の強度管理は、静的コーン貫入試験であるミニコーンペネトロメータ及びインパクトソイルハンマを用いて行われた(土岐ら、1996)。

Table 1 Soil properties of fill materials

Soil parameters		Properties
Specific gravity ρ_s (g/cm ³)	2.686	
Natural water content w (%)	44.2	
Void ratio e (%)	1.193	
Grain size distribution		
Gravel (%)	0	
Sand (%)	1.6	
Silt (%)	35.1	
Clay (%)	63.3	
Liquid limit (%)	57.37	
Plastic limit (%)	22.09	
Plasticity index (%)	35.28	
Classify	Clay (CH)	
Unconfined compressive strength (kPa)	88.2 (Undisturbed)	
Triaxial compression test		
Total stress (kPa)	UU	CU
ϕ (degree)	52.9	12.7
Effective stress (kPa)	3.2	13.4
c (degree)	-	17.6
	-	23.7
Consolidation		
Compression index C_c	0.589	
Consolidation yield stress p_c (kPa)	426.3	

2.3 GHD材の諸元

GHD材は、不織布被覆プラスチックコア(A工区)、補強不織布(B工区)が用いられた。これらの材料特性はTable2に示すとおりである。

A工区に用いた不織布被覆プラスチックコアは、プラスチックコアに不織布を熱融着したもので、プラスチックコア、不織布とも強伸度特性が改良されている。B工区の補強不織布は、上下2枚の不織布間にビニロン製補強糸(スグレ織)を挿入して機械結合したもので、材料の強度設計が容易であり、不織布にしては伸び率が小さいことが特徴である(赤井ら、1996b)。

Table 2 Material properties of GHDs

Materials	Thickness (mm)	Tensile strength(kN/m)			Elongation (%)	In-plate permeability(cm/s)		
		Tensile strain at 5%	Tensile strain at 10%	Tensile strength		Normal stress at 98kPa	Normal stress at 196kPa	Normal stress at 294kPa
Reinforced nowoven fabric	8.7	45.0	71.0	74.0	11.4	3.20E-01	1.30E-01	1.00E-01
Plastic core covered by nonwoven fabric	3.6	44.0	56.0	85.0	32.1	1.60E+01	1.60E+01	1.60E+01

2.4 表面保護材の諸元

表面保護材は、従来土のうが用いられていたが、ほとんどが人力施工であり、施工性がよくなかった。従って、試験盛土に際し、新たに施工性に優れる2種類の表面保護材が開発された。それらは、異形EPS粒袋詰め体(Aタイプ)、プラスチック製板材(Bタイプ)である。

Aタイプは、バラ状のS字型発泡ポリスチレン粒を不織布製の袋に詰めたもので、外観的には大型土のう様である。重量は非常に軽量であり、人力による運搬は容易である。寸法は奥行き0.5m、高さ0.3mで、長さは3.0m、1.5m、1.0mの3種類が作成された。

Bタイプは長さ1.2m、奥行き1.0m、高さ0.3mの立体格子枠で、一つの格子枠は0.3m×0.3mである。盛土斜面に現れるプラスチック製板材には耐水性に優れた人工芝がリベット止めされている。施工に際しては、立体格子を斜面前面に配列した後、バックフォーで良質土を間詰めする。この材料も運搬は非常に容易であり、重機による土の間詰めも容易に行うことができる(赤井ら、1996b)。

2.5 設計の考え方及びGHD材の配置の決定

GHD材の配置は、「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」に準じ、円弧すべりを仮定した極限つり合い法により地震時の安定性も考慮されて設計された。なお、圧密による強度増加の効果は、土が過圧密状態であるために盛り込んでいない。設計安全率は常時1.3、地震時1.0とした。GHD材の設計強度は常時は破断強度をクリープに対する安全率2.5で除した値を、地震時は引張試験で5%ひずみ時のGHD材の強度を用いた。

表面保護材の設計に関しては、以下のような基本的考え方により設計がなされた(楠村ら、1996)。

- ・盛り立て時の安定性及び形状を確保する。
- ・背面土圧は巻き込み不織布によって受け持つ。
- ・巻き込み不織布は壁面工背面で巻き込み、壁面工に土圧を及ぼさないようにする。

2.6 現場計測の概要

盛土に設置された計測機器とその配置をFig.2に

示す。これらに加えて含水比測定、土質試験、施工中に現場強度試験(ミニコーンペネトロメータ)が行われた(土岐ら、1996)。各機器は以下の目的で用いられた。

- ・盛土材料の管理—含水比、土質試験
- ・盛土の密度—現場密度試験(砂置換法)
- ・盛土強度—ミニコーンペネトロメータ
- ・GHD材のひずみ—ワイヤ式変位計、挿入式傾斜計、層別沈下計から推定
- ・盛土内部の含水状態—テンショメータ、間隙水圧計から推定
- ・盛土表面部変位—レーザ測量により手動計測
- ・盛土荷重分布—土圧計から推定
- ・地下水位—水位観測孔、間隙水圧計

2.7 現場実験結果

2.7.1 施工状況

現場盛土施工は、A、B両工区とも盛土に有害な変形が生じることなく、安定した状態で盛り立てが完了した。表面保護材は2工区とも容易に施工することができ、その有用性が確認された。

現場含水比、強度の管理結果について述べる。粘性土の含水比はほぼ管理値である50%以下を満足したが、強度は高さ4.5m付近に管理値である29.7kPaを下回る部分がみられた。この付近の材料は仮置き場の最下部にあたり、含水比から考えて粗粒分の混入が考えられる。この対策として、安定計算で盛土の安定性を確認した後、強度管理を徹底して盛土を完了した。

2.7.2 計測結果

(2) 斜面表面部変状

各工区の斜面表面部における水平変位の観測の結果、盛土中に最大0.3mのはらみが計測されたが、盛り立て完了後はほぼ一定値である。従って、盛土は盛り立て後は安定していると考えられる。

(3) 盛土内部の変状

層別沈下計及び挿入式傾斜計の計測結果より、盛土内部における水平変位分布が推定された。この結果より、盛り立て中に変位は増加するが、盛り立て完了後は安定し、すべり面の存在を示唆するような

局部的に大きな変位の分布は見られないことが確認された。従って盛土は安定していると考えられる。

(4) GHD材のひずみ

GHD材のひずみの観測結果より、GHD材のひずみの観測値の最大値は1.05%と小さく、また、長期にわたってもほぼ一定値となっており、クリープ変形を示唆するようなひずみ値の増大は認められないことが確認された。

(5) 過剰間隙水圧分布

過剰間隙水圧の計測結果をFig.3に示す。盛土粘性土が過圧密であることを反映して、部分的に負圧が分布している。

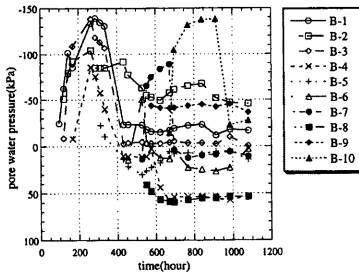


Fig.3 In situ behavior of pore water pressure (Section B)

3. GHD粘性土補強盛土の弾・粘塑性有限要素モデル化

3.1 有限要素法プログラムの概要

本研究で用いた有限要素法の解析プログラムは、粘性土の構成式に関口(1977)の弾・粘塑性構成モデルを平面ひずみ条件で定式化した構成式(関口ら、1982)を用い、線形トラス要素、線形ジョイント要素が組み込み可能なプログラムを用いた。これは、既存のプログラムを改良したものである。解析にあたっては、増分形式で誘導された有限要素方程式をガウスの半バンド幅消去法を用いて逐次解いている。

本プログラムにおいては、粘性土が過圧密状態の場合は弾性体として、正規圧密の場合は粘塑性体として取り扱う。降伏曲面は圧密履歴により初期の大きさが決まり、負荷に伴って粘塑性体積ひずみを硬化パラメータとして拡大する。

要素の破壊条件としては、Mohr-Coulombの破壊基準を用いた。しかし、強い過圧密の状態では、せん断を行うと、ピーク強度に達したあと、ひずみ軟化挙動を示して限界状態線に至る。本モデルにおいては、ひずみ硬化を仮定しており、ひずみ軟化挙動を表すことができないので、応力状態が降伏曲面に達

した時点で要素は限界状態に達すると仮定した(飯塚、1988)。

3.2 土質定数決定法

以下に本研究で用いた土質定数の決定法について示す。

単位体積重量については、含水比管理結果を基に、その値 15.7kN/m^3 を推定した。初期間隙比は土質試験結果 $e_0=1.193$ を用いた。

本研究で用いた粘性土は不飽和状態の過圧密粘土である。従って、不飽和による負圧の影響のため、原地盤の物性を用いると強度を過小評価する可能性がある。また、施工時の攪乱の影響により、盛り立て時の粘性土の強度特性は、原地盤物性と異なると考えられる。従って、先行圧密荷重 p_c 、初期有効応力値 σ_0 については、原地盤の標準圧密試験結果などは考慮せず、別途行った現場強度試験の結果から推定した。推定手順としては、粘性土の正規圧密状態における有効応力経路がOriginal Cam-Clayモデルの降伏曲面に沿うものと仮定した。Original Cam-Clay型降伏曲面は、関口の弾・塑性モデルにおける降伏曲面を塑性体積ひずみと同一と仮定した際の曲面と等価であり、3次元弾・粘塑性モデルの降伏曲面とは若干形状が異なるが、ほぼ類似している。現場強度により、初期状態における降伏曲面が求められる。先行圧密荷重値は、降伏曲面の $q=0$ における p' の値として推定した。初期応力値は、現場土の応力経路が非排水的であると仮定し、有効主応力の増加がない経路に沿うと仮定した。この経路より、 $q=0$ 時の p' として初期有効応力を推定した。

その他の土質定数は、三村ら(1990)による大阪湾海成粘土の土質特性を考慮した土質パラメータの決定法にならない、Table 1に得られている土質定数を基にして推定した。以下推定方法を順に示す。

限界状態定数 M については、三村ら(1990)や土田ら(1984)により、自然堆積粘土では1.2から1.5の間を示すという実験結果が得られているので、この代表値として $M=1.3$ を仮定した。

圧縮指数 λ については、標準圧密試験で一般的に求められる常用対数表示の圧縮指数 C_c と次式のような関係が成り立つ。

$$\lambda = 0.434 C_c \quad (1)$$

また、膨潤指数 κ については、圧縮指数 λ のおよそ0.1倍であると仮定し、以下の式により推定した。

$$\kappa = 0.1 \lambda \quad (2)$$

ダイレイタンシー定数 D は、Ohta(1971)の求めた次式より推定可能である。

$$D = \frac{\lambda - \kappa}{M(1 + e_0)} \quad (3)$$

本解析に必要な $\sin\phi$ の値については、 M より次式で表される。

$$\sin\phi' = \frac{3M}{6 + M} \quad (4)$$

静止土圧係数 $K_{0(NC)}$ は、 $\sin\phi'$ 、 λ 、 κ を用いて、以下のように推定可能である。

$$K_{0(NC)} = \frac{2 - \frac{\kappa}{\lambda} - \sin\phi'}{2 - \frac{\kappa}{\lambda} + \sin\phi'} \quad (5)$$

先行圧密時の静止土圧係数 $K_{0(OC)}$ は、 $K_{0(NC)}$ 及び過圧密比 OCR を用いて以下の式のように推定可能である。

$$K_{0(OC)} = K_{0(NC)} \cdot (OCR)^{0.3} \quad (6)$$

ただし、

$$OCR = \frac{\sigma'_0}{p_c} \quad (7)$$

ポアソン比 ν は、次式によって表すことができる。

$$\nu = \frac{K_{0(NC)} - 1}{1 + K_{0(NC)}} \quad (8)$$

初期剛性率 G_0 に関しては、以下の式より求めることができる。

$$G_0 = \frac{1 + 2\nu}{2(1 - \nu)} \frac{1 + e_0}{\kappa} p_c \quad (9)$$

二次圧縮指数 α は、定義より次式で表される。

$$\alpha = 0.434 \frac{C_{ae}}{1 + e_0} \quad (10)$$

この中の常用対数表示の二次圧縮指数 C_{ae} と一次圧密の圧縮指数 C_c の間には、石井ら(1984)は、実験的に泉州沖海底地盤について次式の関係が成立すると述べている。本研究においては、この式を用いて二次圧縮指数を推定した。

$$C_{ae} = 0.05C_c \quad (11)$$

二次圧密時の基準体積ひずみ速度 $\dot{v}_0$ は、その定義より次式として与えられる(Sekiguchi et al., 1976)。

$$\dot{v}_0 = \frac{\alpha}{t_c} \quad (12)$$

本研究においては基準時間 t_c を90%圧密終了時間 t_{90} と仮定した。

$$t_c = t_{90} \quad (13)$$

初期透水係数 k_0 は、一次元圧密理論より以下の式を用いて推定した。

$$k_0 = m_v c_v \gamma_w \quad (14)$$

ここに、体積圧縮係数 m_v は、次式の通りとなる。

$$m_v = \frac{3\lambda}{(1 + e_0)(1 + 2K_{0(NC)})p_c} \quad (15)$$

透水係数変化指数 λ_k については、膨潤指数とほぼ同じ値と仮定し、次式を用いて推定した。

$$\lambda_k = \lambda \quad (16)$$

以上、入力に必要なパラメータを決定する手法について述べた。本研究で対象とする粘性土の入力定数を、Table 3の通り決定した。

Table 3 Input parameters of clay

Compression index	λ	(unit)	2.556E-01
Swelling index	κ		2.556E-02
Critical state ratio	M		1.300E+00
Secondary compression index	α		5.800E-03
Initial stiffness ratio	G_0	kPa	1.307E+04
Poisson's ratio	ν		3.594E-01
Primary consolidation stress	p_c	kPa	1.135E+02
Coefficient of earth pressure at rest at primary consolidation	$K_{0(OC)}$		7.350E-01
Initial effective stress	σ'_{y0}	kPa	4.615E+01
Coefficient of earth pressure at rest	$K_{0(NC)}$		5.611E-01
Initial void ratio	e_0		1.193E+00
Unit weight	γ_0	kN/m ³	1.570E+01
Reference volumetric strain rate	ν'_0		1.110E-06
Rate of permeability change against e	λ_k		2.556E-01
Horizontal permeability	k_{x0}	m/hour	6.900E-07
Vertical permeability	k_{y0}	m/hour	6.900E-07

3.3 GHD材の材料定数の決定

本研究で扱うGHD材は薄い板状の部材なので、平面応力状態であると仮定することが可能である。線形弾性体理論においては、平面応力状態における応力-ひずみ関係は次式の通り与えられる。

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} = \frac{E}{1 - \nu^2} \begin{pmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1 - \nu}{2} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} \quad (17)$$

ただし、 E : ヤング率

ν : ポアソン比

GHD材のヤング率は5%ひずみ時の包絡線により推定した。ポアソン比は0.5と仮定した。なお、微小変形条件下では、引張力-ひずみ関係は両工区とも

ほとんど同一であるので、解析には両工区とも同じ材料定数(A工区)を用いた。用いた材料定数をTable 4に示す。

Table 4 Input parameters of GHD

Young's modulus	E	2.240E+05(kPa)
Poisson's ratio	v	5.000E-01
Section area	A	3.600E-03 (m ²)

ジョイント要素の剛性は、土と粘性土の摩擦強度特性により決定される。本研究で用いたGHD材の摩擦強度特性は、標準砂による引き抜き強度試験によりある程度把握されているが、粘性土の引き抜き強度試験はその実施が非常に困難であり、行われていない。粘性土とGHD材との引き抜き特性はPradhanら(1996)によって研究がなされており、有限要素解析による評価も行われている(Pradhan et al., 1997)。本研究ではこの結果等も参考にして粘性土の初期剛性率との比が1:0.01, 1:0.1, 1:1, 1:10, と4種類の異なる剛性値を用いて解析した。

4. 有限要素法を用いたGHD粘性土補強盛土の挙動解析

4.1 概説

本章では、第3章で述べた解析モデルによって第2章で述べた盛土高10m、盛土勾配1:0.6の実大規模現場実験盛土をモデル化して解析し、その挙動をGHD材による補強がない場合と比較しつつ考察した。また、補強のなされた場合の解析結果について現場実験における計測結果との比較を行い、このモデルの妥当性について検討し、現場での盛土の挙動について考察した。

4.2 解析条件

4.2.1 解析ケース

本研究において解析を行ったケースをTable 5にまとめた。本節では、表中のケース1から5について検討を行っている。メッシュは、Fig.4のように分割した。なお、図中のA, B, Cは、有効応力経路及び過剰間隙水圧経時変化の追跡を行った要素である。

無補強の場合(ケース1)は、ジョイント要素、トラス要素が存在しない条件で解析を行った。

GHD材で補強した場合の解析(ケース2から5)は、ジョイント要素の剛性が一義的に決定できないため、4種類の異なる値を用いた。ジョイント要素のせん断方向剛性の入力値は、粘性土の初期剛性率値からそれぞれ10倍、1倍、0.1倍、0.01倍という入力値を決定した。軸方向の剛性は十分大きいと仮定した。

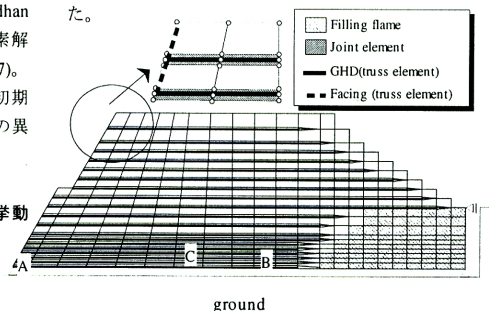


Fig 4 FEM mesh

4.2.2 材料条件

まず、盛土本体より下部の基礎地盤は剛体とみなした。盛土材料は弾・粘塑性体(飽和状態を仮定)とした。粘性土については、盛り立て時(各層の要素生成時)の初期状態は各層同じであると仮定して、全断面同じ土質定数を用いた。盛土枠部は線形弾性体と仮定した。表面保護材は、GHD材と同じ材料であると仮定し、Table 4の材料定数を用いた。

Table 5 Case of analysis

case No.	GHD function		facing		stiffness of GHD		shear stiffness of joint element(kPa)	permeability of GHD (cm/s)	arrangement of GHD
	reinforcement	drainage	stiffness(kPa)	unit weight(kN/m ³)	(kPa)	(kPa)			
1	×	×	×	×	×	×	×	×	×
2, 3, 4, 5	○	○	2.24E+05	-	2.24E+05	1.36E+06, 1.36E+05, 1.36E+04, 1.36E+03	-	-	same as test site
6	×	○	×	×	×	×	-	-	same as test site
7	○	×	×	×	2.24E+05	1.36E+05	-	No drainage	same as test site
8, 9, 10	○	○	2.24E+05	-	2.24E+06, 2.24E+04, 2.24E+03	1.36E+05	-	-	same as test site
11	○	○	2.24E+05	-	2.24E+05	No joint elements	-	-	same as test site
12	○	○	2.24E+05	-	2.24E+03	1.36E+03	-	-	same as test site
13, 14, 15	×	○	×	×	×	×	16.0, 8.0, 0.80	-	same as test site
16	×	○	×	×	×	×	-	-	same as test site
17	○	○	×	×	2.24E+05	1.36E+05	-	-	same as test site
18, 19	○	○	2.24E+03, 2.24E+07	-	2.24E+05	1.36E+05	-	-	same as test site
20, 21	○	○	2.24E+05	0.98, 17.6	2.24E+05	1.36E+05	-	-	same as test site
22, 23, 24	○	○	×	×	2.24E+05	1.36E+05	-	-	Length=15m, 10m, 5m
25, 26	○	○	×	×	2.24E+05	1.36E+05	-	-	Pitch=0.5m, 1.0m

4.2.3 境界条件

拘束条件としては、基礎地盤との境界部は水平、鉛直方向ともに拘束、盛土枠右端部で水平方向に拘束とした。

粘性土要素の排水条件としては、基礎地盤及び盛土枠との境界部は非排水境界とした。また、GHD材と粘性土がジョイント要素を介して接している部分は完全排水境界とした。

4.2.4 載荷条件

本解析では、基礎地盤の変形は考慮せず、盛土自重による盛土自身の変形のみを解析した。初期状態は、第1層目のみが存在する状態である。この状態から1層ずつ段階的に要素を生成させて盛り立てを再現した。盛り立て速度は0.3m/dayと仮定した。要素自重は土かぶり0.1m分ごとに分割して、段階的に載荷した。

4.3 無補強盛土の挙動解析

計算は、10m盛り立て完了時まで続行させることができたものの、盛り立て完了直後に要素の応力状態に発散が見られ、その後盛土枠境界部要素に引張応力が発生し、計算が続行不可能になった。解析結果から以下のようなことが考察される。

- ・ 応力経路は非排水的であり、有効主応力の増分がみられず、大部分の要素で限界状態に達している (Fig.5)。

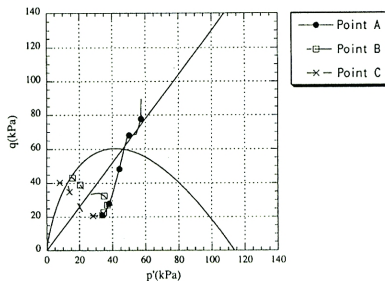


Fig.5 Effective stress pass
(No reinforcement by GHD)

- ・ 盛土枠境界部の粘性土では斜面表面部の土が前面にはらむのを受け、要素に引張応力が生じる。計算が終了する主要因はこの現象による。
- ・ せん断ひずみの分布を見ると、大きいひずみ値が斜面表面部から円弧状に分布している (Fig.6)。また、せん断応力分布にも同様の傾向が認められる。これはすべり面の存在を示すものと考えられる。単純せん断場において破壊時のせん断ひずみの大きさは約6%である (土質工学会、1992) が、す

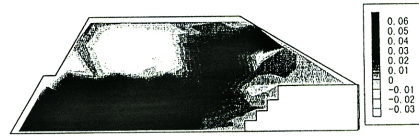


Fig.6 Contour of shear strain
(No reinforcement by GHD)

べり面中におけるせん断ひずみ値はこれを上回る箇所が見られる。

- ・ 変位については、盛土高6.9mまでは大きな水平変位は生じないが、さらに載荷を続けると変位が大きくなった。これは、6.9m以上盛り立てると要素が降伏して塑性変形が生じるためと考えられる。10m盛り立て時には最大変位は1.58mに達した。この最大変位は非常に大きく、有害な変位であるといえる。
- ・ 過剰間隙水圧の分布は、盛土表面部をのぞいてほぼ一次的な分布となった。経時変化を見ると、斜面表面部以外では過剰間隙水圧の消散はほとんど見られない。

以上のことから、無補強時には盛土粘性土は非排水的に挙動し、粘性土が降伏後に限界状態に達して、潜在すべり面に有害なせん断ひずみが生じるので、この盛土は無補強で盛り立てがきわめて困難であると考えられる。

4.4 GHD材で補強された盛土の解析

解析の結果、4ケースとも10m盛り立て完了まで計算を続行させることができた。本節では、最も現場観測結果に近い解析結果 (ケース5) について概説する。他の解析ケースとの比較については次節において後述する。ケース5の解析結果より以下のことが考察される。

- ・ 有効応力経路は無補強の場合、非排水的であり、要素は限界状態線に達していたのに対し、GHD材による補強がある場合は排水機能により強度が増加し、限界状態には達せず、盛り立て完了後も安定している (Fig.7)。

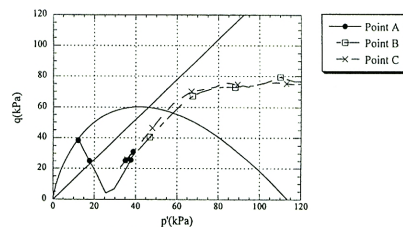


Fig.7 Effective stress pass
(Reinforced by GHD)

- ・水平変位の経時変化は無補強時と同様、粘性土が降伏状態に達するまでほとんど変位が生じないが、降伏後塑性変形により変位が生じる。しかし、その大きさは無補強時と比較して20.7%と非常に小さい。
- ・せん断ひずみは無補強時のように、すべり面の存在を示唆する局所的に大きな分布は確認されなかった(Fig.8)。このことから、盛土は全体的に安定であると考えられる。



Fig.8 Contour of shear strain
(Reinforced by GHD)

- ・GHD材の軸力は、変位の大きさに比例して大きくなる傾向がある。ひずみの大きさの最大値は2%であり、これは設計強度を発揮したときのひずみ値5%には満たない。従って、現在のGHD材の配置は安全側となっていることが考えられる。
- ・表面保護材には主として圧縮力が作用した。その分布は土かぶりの大きい部分で三角形分布となった(Fig.9)。この結果より、斜面先端には大きな圧縮変形が生じる。巻き込み材の設計の際には、圧縮変形による巻き込み部材のたるみの影響を考慮しなければならない。

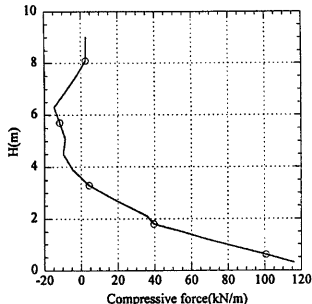


Fig.9 Distribution of compressive force of facing

4.5 現場実験挙動との比較

斜面表面部の水平変位の経時変化を比較したグラフをFig.10に示す。水平変位の最大値は両工区とも概ねよく合致した。しかし、変位の高さ方向分布は解析結果がH=2.7mで最大値をとるのに対し、現場計測結果ではH=5.1mで最大値となり、異なる変位モードとなった。この理由としては、現場実験盛土の粘性土強度が観測値が最大となった部分の近傍で比較的小さいことが挙げられる。このことから考え

ても、変形モードは多少異なるものの、このケースの解析結果は現場挙動をよく合致すると考えられる。

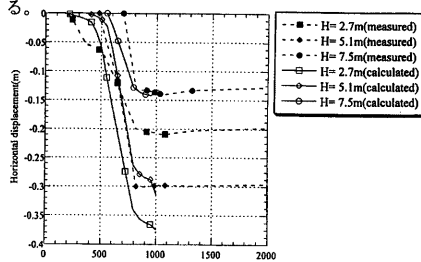


Fig.10 Horizontal displacement comparing between
measured and calculated values

盛土内の水平変位の分布について傾斜計、層別沈下計の測定結果と解析結果を比較した結果、変位モードは異なるものの、最大変位量については現場結果と大差ないことがわかった。

GHD材ひずみの経時変化をFig.11に示す。ひずみの大きさはH=3.9mの土かぶりの小さい部分ではほとんどひずみが生じないという現場計測結果にかかわらず解析結果は1%を超えるひずみが生じた。一方でH=1.2mと土かぶりの大きい部分に関しては多少解析結果のほうが現場観測値より大きい、現場挙動とよく一致した。

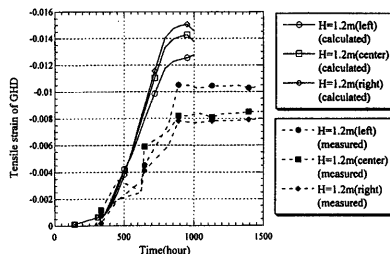


Fig.11 Tensile strain of GHD comparing between
measured and calculated values

過剰間隙水圧の分布は現場実験では一部で負圧が観測されたのに対して、解析結果は正の過剰間隙水圧が発生した。これは現場実験結果において不飽和による影響が卓越しているためだと考えられる。

以上、本研究でモデル化した解析モデルを用いて現場実験盛土を解析した結果、若干挙動メカニズムには差異はあるものの、現場実験結果をよく再現できたと考えられる。

5. GHD材を用いた粘性土補強盛土設計法への提案

5.1 解析条件

解析はTable 5にまとめた26ケースを行った。盛土安定性の影響因子として注目したパラメータは、GHD材の材料特性(GHD材の剛性、摩擦特性、機能及び通水性能)、表面保護材の特性(剛性、単位体積重量)及びGHD材の配置(敷設長及び敷設間隔)である。

Table 6に各ケースの10m盛り立て完了直後における計算結果の概要を示した。以下に各パラメータについての比較検討結果について述べ、盛土安定性への影響因子について考察を行う。

Table 6 Result of analysis

Case No.	maximum horizontal displacement(m)	shear strain at the toe of the slope	pore water pressure at point C(kPa)	maximum tensile strain of GHD	maximum tensile strain of facing
1	1.642	275.000%	134.0	X	X
2	0.035	4.200%	28.2	0.417%	3.306%
3	0.047	2.600%	30.2	0.601%	3.026%
4	0.138	0.100%	32.4	1.698%	5.903%
5	0.340	0.500%	34.0	2.696%	14.397%
6	0.081	5.900%	31.0	X	X
7	0.134	22.400%	159.0	1.664%	X
8	0.026	0.700%	29.9	0.204%	1.574%
9	0.054	3.800%	30.0	0.774%	3.710%
10	0.056	4.200%	29.8	0.837%	3.783%
11	0.034	4.400%	28.3	0.389%	3.321%
12	0.940	3.500%	33.9	11.822%	22.049%
13	0.015	1.800%	17.0	X	X
14	0.015	1.800%	18.5	X	X
15	0.015	1.800%	16.5	X	X
16	0.015	1.800%	17.5	X	X
17	0.052	3.700%	29.9	0.800%	X
18	0.050	3.500%	30.8	0.638%	4.396%
19	0.024	0.100%	27.7	0.454%	0.308%
20	0.055	2.600%	31.3	1.468%	1.505%
21	0.067	2.700%	32.2	1.492%	2.109%
22	0.063	4.800%	30.5	0.633%	X
23	0.024*	1.500%	24.7	0.089%	X
24	0.035**	1.400%	136.0	0.153%	X
25	0.041	3.300%	45.1	0.613%	X
26	0.043	3.200%	58.8	1.718%	X

(on the time when just completed filling)
*on the time when filling to 8.1m
**on the time when filling to 7.5m

5.2 GHD材の材料特性による盛土挙動の差異

5.2.1 GHD材の引張剛性

ケース3及びケース8～10の比較検討結果より以下のことが考察される。

- ・粘性土の有効応力経路はほとんど変化しない。従って、GHD材の剛性の違いにより、盛土粘性土の安定性はほとんど影響されないと考えられる。
- ・GHD材の剛性が低くなれば斜面表面部の水平変位は大きくなる傾向がある。粘性土の有効応力経路は変化しないので、この水平変位の差はGHD材のひずみの大小によると考察される。

5.2.2 摩擦特性

ケース2から5の解析結果及びジョイント要素な

しの条件(ケース8)を比較した結果、以下のことが考察される。

- ・ジョイント要素の剛性が低くなれば、盛土変位が大きくなる傾向にある。これにより、ジョイント要素を潜在すべり面とした破壊が生じる可能性があると考えられる。
- ・ジョイント要素の剛性が非常に高く、土との間にほとんどすべりが生じない場合には、斜面表面部に大きなせん断応力が作用する。これは、粘性土がGHD材の強い変形抑制効果によって拘束されるためであると考えられる。しかし、このせん断応力の大きさは有害なひずみを生じさせるほど大きくない。
- ・盛土挙動への影響因子としてはGHD材の剛性よりジョイント要素の剛性のほうが大きい。従ってGHD材の引き抜き特性を把握することが非常に重要である。

5.2.3 GHD材の機能

排水機能、補強機能のいずれかが機能しない場合を仮定した結果と両機能が発揮される場合の比較検討を行った。これらより、以下のことが考察される。

- ・ケース6とケース3とを比較した結果、盛土挙動はあまり差がない。従って、GHD材の排水性が確保されれば、盛土は安定すると考えられる。
- ・ケース7では粘性土の応力状態は限界状態に達しているため、排水性が確保されなければ、盛土は不安定であると考えられる。

5.3.4 GHD材の通水性能

ケース13～16を比較した結果より、以下のことが考察される。

- ・過剰間隙水圧消散は部分排水条件でも完全排水条件と大差ない。従って本研究で用いた解析モデルは、GHD材の排水機能を完全排水条件と仮定しても結果には大差がないと考えられる。
- ・通水係数が1オーダー低下しても、ほぼ同等な通水性能を得ることができた。従って目詰まり等による影響で通水係数が低下しても、通水性能は損なわれることがないと考えられる。

5.3 表面保護材特性による盛土挙動の差異

5.3.1 表面保護材剛性

ケース3、ケース17～19について比較をおこなった結果から以下のようなことが考察される。

- ・表面保護材剛性が低い場合、表面保護材なしの場合と盛土挙動は大きな違いが確認されなかった。

すなわち、この場合には表面保護材に拘束効果は期待できず、保護機能のみ発揮すると考えられる。

- ・表面保護材剛性が高い場合は、盛土変位、GHD材最大引張力等に低下が確認され、盛土安定化に貢献すると考えられる。しかし、盛土表面部には大きな圧縮力が働くので、このように剛性の高い表面保護材を用いる際には圧縮変形によりGHD材の機能が損なわれないための工夫が要求される。

5.3.2 表面保護材単位体積重量

ケース3とケース20、21について比較をおこなった結果から以下のようなことが考察される。

- ・表面保護材が重い場合には斜面表面部のはらみが促進される傾向がある。これは、表面保護材の重量により斜面を拘束して水平変位を抑制する効果より、むしろその自重により起動モーメントを増加させ、斜面水平変位を大きくする効果が卓越するためと考えられる。これは、表面保護材を考慮した極限安定解析の結果(嘉門ら、1996)と一致する。
- ・単位体積重量の違いにより粘性土の有効応力経路にはほとんど変化が確認されなかった。従って、盛土の安定化に及ぼす影響は小さいと考えられる。

5.4 GHD材の配置による盛土挙動の差異

5.4.1 GHD材の敷設長

ケース3とケース22～24について比較をおこなった結果から以下のようなことが考察される。

- ・敷設長が15mの場合には挙動にあまり大差がなかった。従って、現在の設計法により配置が決定された条件より若干敷設長を短くしても、安定性は確保され则认为られる。
- ・GHD材の敷設長が10mの場合は、安定性が確保されず、計算も10m盛り立て完了せずにストップした。極限安定解析によって、常時設計ではGHD材に必要な敷設長は最大10.7mであった(嘉門ら、1996)。この値を下回れば、潜在すべり面が補強領域外を通り、GHD材に軸力はあまり生じないことが考えられる。
- ・GHD材の敷設長が5mになると、過剰間隙水圧消散はほとんど確認されず、無補強時に近い挙動となった。トラフィックビリティ確保などの条件を考えると、この敷設条件で盛り立ては困難であると考えられる。

5.4.2 GHD材の敷設間隔

ケース3とケース25、26について比較をおこなった結果から以下のようなことが考察される。

- ・GHD材の敷設間隔が0.5mの場合は、敷設間隔0.3mの場合と大差なかった。敷設間隔が現行設計法より長い間隔であっても、GHD材の排水機能は十分に発揮されていると考えられる。
- ・敷設間隔が1.0mの場合は、過剰間隙水圧の最大値が大きくなり、過剰間隙水圧消散にも遅れが確認された。敷設間隔を広げると排水機能が十分に発揮されず、盛土が不安定になると考えられる。従って、敷設間隔はGHD材の排水機能を満足するような間隔以下にすべきである。

5.5 GHD材を用いた補強土工法の設計法への提案

本節では、前節までの結果をもとにGHD補強土工法設計法への提案を行う。

GHD材の敷設条件について述べる。現行の設計法で設計された現場実験盛土中のGHD材には、あまり大きな軸力は観測されなかった。つまり、現行設計法により求めた敷設条件よりも危険側の敷設条件で盛り立てを行っても、盛土挙動に影響は小さいことが確認された。従って、現在の設計法ではかなり安全側に設計が行われている可能性がある。経済的な設計を行うために、GHD材の配置条件決定法を再考する必要があると考えられる。本解析の結果より、敷設長に関しては、現行設計法の常時における必要敷設長を確保していれば、盛土の安定性は保たれるとされる。敷設間隔については、通水性に優れた材料を用いれば、敷設間隔を広げても静的な安定性は確保され则认为られる。しかし、地震時挙動や、長期耐久性は考慮できておらず、今後さらに検討が必要である。

次に、GHD材の材料特性について述べる。GHD材の剛性が低下すると、盛土の水平変位量は大きくなるが、盛土の安定性への影響はほとんどない。したがって、もしクリープの影響などでGHD材の剛性が低下した場合にも、通水性能が保たれていれば、盛土は安定するとされる。クリープ特性については、クリープ荷重によって破断しやすいGHD材は用いるべきではないが、クリープひずみが大きくても破断しにくいような材料を用いれば、安定性が大きく損なわれることはないと考えられる。

GHD材の排水機能は、 $10^1 \sim 10^4 (\text{cm/s})$ のオーダーの面内通水係数を有しておれば、排水材として十分適用可能であり、その通水性能は完全排水を仮定した場合とほぼ同じであると考えられる。

盛土挙動は特に土とGHD材との摩擦特性に大きく影響される。特に、小さな引き抜き荷重によって

大きな変位を生じるような材料は、盛土の変位が大きくなり、盛土が不安定になることが考えられるため、用いるべきではないと考えられる。

巻き込み形式の表面保護材を盛土安定性向上のために積極的に利用する場合には、その剛性は高く、単位体積重量は小さいものが望ましい。作用する力は主として圧縮力であり、その分布は三角形分布となり、最大値は最下段の保護材となる。また、巻き込み材には、たるみが生じるので、機能が損なわれないように注意しなければならない。

6. 結論

本研究では、GHD材による盛土高10m、盛土勾配1:0.6の粘性土による急勾配補強盛土を有限要素法により解析し、現場実験挙動と比較しつつその挙動を把握して、設計法への提案を行った。以下に本研究で得られた知見を述べる。

1. GHD 粘性土補強盛土を、関口の弾・粘塑性構成モデルを用いて有限要素モデル化を行い、盛土自重圧密による盛土の挙動について解析するモデルを構築した。これにより、現場挙動をよく再現することができた。
2. GHD 材による補強を行えば、無補強で盛り立てた場合に有害な変形が生じて盛り立てがきわめて困難な軟弱粘性土でも、GHD 材の排水効果による粘性土の強度増加並びに GHD 材の引張力による補強効果により、盛土が安定的に盛り立て可能であること示すことができた。
3. GHD 材の機能としては、安全率が大きい場合では排水機能が卓越している。GHD 材の排水機能は、本研究で開発された GHD 材並の透水係数を持つ材料であれば、帯状千鳥配置でもほぼ完全排水境界と同等の効果が期待され、盛土補強に十分適用可能であると考えられる。
4. GHD 材の剛性の違いによって、盛土変位は変化するが、粘性土挙動は変化しない。盛土安定性に影響する因子としては、土との相互作用が大きく、引き抜き特性の把握が非常に重要である。
5. 表面保護材の影響を解析モデルに組み込んで解析した。表面保護材で斜面表面部を拘束すれば、水平変位が抑制され、盛土の安定性は向上する。保護材の種類としては剛性が高く軽いものが有利である。
6. 現行設計法による設計条件よりも GHD 材の敷設間隔を広げ、敷設長を短くしても安定性は保

たれることを確認した。現行設計法による GHD 材の配置は安全側であると考えられるので、最適な敷設法を確立すべくさらなる検討が必要である。

7. 本研究で得られた知見により GHD 材による粘性土補強盛土の設計法に提案を行った。地震時挙動や長期安定性の把握などを行い、データの蓄積をして、設計法を確立することが望まれる。

参考文献

- 赤井智幸・福田光治・楠部義夫・嘉門雅史(1996a): ジオシンセティック水平排水材を用いた粘性土補強盛土、基礎工、Vol. 24-12, pp. 74-77.
- 赤井智幸、松本哲、嘉門雅史、伊納昭彦、ジオテキスタイル技術研究会(1996b): GHD 補強粘性土急勾配盛土実験(その 2)ーGHD と表面保護材の特性及び盛り立て状況ー、第 51 回土木学会年次学術講演会講演概要集、pp. 654-655.
- 飯塚敦(1988): 軟弱地盤の変形・安定解析に関する基礎的研究、京都大学博士論文、pp.57-60.
- 石井一郎、小川富美子、善功企(1984): 大阪湾泉州沖海底地盤の工学的性質(その 2)物理的性質・圧密特性・透水性、港湾技研資料、No.498, pp. 47-86.
- 嘉門雅史、加藤隆、赤井智幸(1996): ジオシンセティック水平排水材による急勾配補強盛土の安定性評価、土木学会関西支部学術講演会講演概要集、ジオテキスタイル補強土工法普及委員会(1993): 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、pp. 113-189.
- 関口秀雄、西田義親、金井文男(1982): 粘土の平面ひずみ粘塑性モデルについて、第 37 回土木学会年次学術講演会講演概要集、pp. 181-182.
- 土田孝、菊池喜昭、中島謙二郎、小林正樹(1984): 大阪湾泉州沖海底地盤の工学的性質(その 3)静的せん断特性、港湾技研資料、No.498, pp. 87-114.
- 土岐晃夫、嘉門雅史、松本哲、加藤豊、ジオテキスタイル技術研究会(1996): GHD 補強粘性土急勾配盛土実験(その 3)ー盛土の施工管理による粘性土の土質特性ー、第 51 回土木学会年次学術講演会講演概要集、pp.656-657.
- 土質工学会(1992): 土質試験の方法と解説、pp. 366-367.
- 土木技術センター(1997): 建設発生土利用技術マニュアル(第 2 版)、pp. 35-53.
- 楠部義夫、嘉門雅史、赤井智幸、福田光治、ジオテキスタイル技術研究会(1996): GHD 補強粘性土急勾配盛土実験(その 1)ー補強盛土と壁面工の設計

- の考え方ー、第 51 回土木学会年次学術講演会講演概要集、pp. 652-653.
- 三村 衛、関口秀雄、柴田 徹(1990): 海底地盤の変形解析-弾粘塑性構成式の適用例、土と基礎、Vol. 38-7, pp. 14-15.
- 山田優、長坂勇二、檜垣貫司、川地武(1996): 発生土および廃棄物の地盤工学的処理と有効利用 2. 発生土及び廃棄物の現状と問題点、土と基礎、Vol. 44-11, pp. 59-63.
- Kamon, M. , Akai, T. , Fukuda, M. and Nanbu, Y.(1996): In situ failure test of high water content soft clay embankments reinforced by GHDs, Proc. of Int. Symp. On Earth Reinforcement.
- Ohta, H.(1971): Analysis of deformation of soils based on the theory of plasticity and its application to settlement of embankment, Doctor Thesis of Kyoto Univ.
- Pradhan, T. B. S., Shiwakoti, D. R. and Imai, G.(1996): Effect of normal pressure and width of geosynthetic horizontal drain in pullout behavior using saturated clay, Proc. of the International Symposium on Earth Reinforcement, Fukuoka, pp.133-139.
- Pradhan, T. B. S., Shiwakoti, D. R.(1997): Simulation of pullout behavior of GHD in saturated clay, 第 32 回地盤工学研究発表会講演概要集、pp. 2549-2550.
- Sekiguchi, H.(1997): Rheological Characteristics of Clays, 9th ICSMFE, Tokyo, Vol. 1, pp. 289-292.
- Sekiguchi, H. and Toriihara, M.(1976): Theory of one-dimensional consolidation of clays with consolidation of rheological properties, Soils and Foundations, Vol.16-1, pp.27-44.

Finite Element Analysis of GHD-reinforced Soft Clay Embankment

Masashi KAMON, Mamoru MIMURA, Takashi KATO and Tomoyuki AKAI*

*Technology Research Institute of Osaka Prefecture

synopsis

Geosynthetic Horizontal Drains (GHDs) are possible to be used in the case of steep soft clay embankments. To obtain the behavior of GHD-reinforced embankments, the numerical analysis of GHD-reinforced embankments which are referred to the full scale test embankment in site was conducted. As the result, the FEM used in this study can simulate the deformation and stress with the comparison between calculated value and measured data. Further evaluation about material properties of GHD, effects of facing, and arrangement of GHD in the embankment were carried out.

Keywords: geosynthetic horizontal drain; embankment; reinforcement; in-situ test; finite element analysis