

# 改良土とジオグリッドを組み合わせた新しい補強土壁工法の開発と施工事例

大日本土木(株) 正会員 伊藤 秀行  
埼玉大学 国際会員 桑野 二郎  
東京工業大学 国際会員 井澤 淳

## 1. はじめに

大日本土木では補強土壁の壁面部分に改良土を配置し、ジオグリッドと組み合わせる新しいタイプの補強土壁の開発を進めてきた<sup>1)2)</sup>。開発に当たっては、改良土の強度特性試験や現場での混合実験、改良土とジオグリッドの引抜き実験、模型載荷実験、現場施工実験<sup>1)</sup>などによる開発を進め、工法として確立し、現在では実施工例も34例(平成20年3月現在)にのぼっている。

本工法は商品名を「ハイビーウォール工法」としており、平成12年度に(財)土木研究センターより土木系材料技術・技術審査証明(技審証第1207号)<sup>3)</sup>を取得し、平成17年には技術審査証明の5年ごとの更新に際して内容変更をとまなう更新を実施している(建技審証第0507号)<sup>4)</sup>。主な内容変更項目としては、遠心振動台実験の成果<sup>5)6)</sup>による耐震性能の確認と設計法の更新である。そこで、本報文では、ハイビーウォール工法の技術概要と耐震性能および適用事例を紹介する。また、ハイビーウォール工法はNETIS登録技術であり(登録番号:KT-010012-V)、平成19年度に中部地方整備局管内で試行工事を実施し、事後評価を受ける運びとなっている。

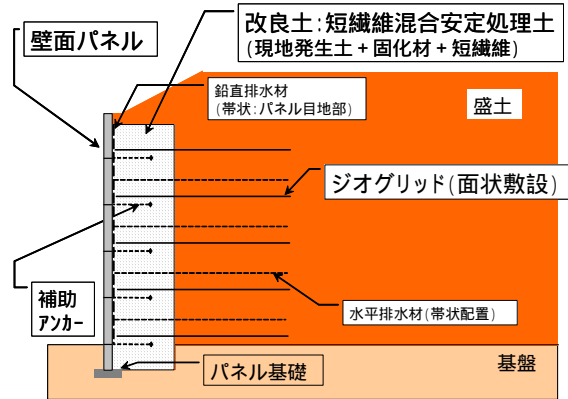


図-1 工法概念図

## 2. 工法概要

### 2.1 概要

本工法の概念図を図-1に、適用事例の一例を写真-1~3に示す。補強土壁は主に補強材の種類(例えば鋼材 or ジオテキスタイル)と壁面工の仕様(例えばコンクリートパネル形式=直壁 or 緑化タイプ=勾配有り)により分類されるが、本工法は補強材にはジオテキスタイル(ジオグリッド)を用い、壁面工はコンクリートパネル形式となる補強土壁に分類される。本工法の特徴は以下の点が挙げられる。

- ・改良土を補強土壁の壁面部分に用い、改良土の強度を補強土の設計に取り入れる。
- ・改良土の幅は盛土高さや土質に応じて1.5m~5m程度となり、必要強度は、 $(=c) = 100 \sim 500 \text{ kN} / \text{m}^2$ 程度である。
- ・改良土には短繊維(ビニロン製、径43 $\mu\text{m}$ 、長さ30mm)を混合(土の乾燥質量比で0.05~0.1%)し、じん性や耐浸食性の向上を図る(図-2)。



写真-1 道路への適用事例



写真-2 橋台袖部土留めへの適用事例



写真-3 造成工事への適用事例(5分勾配)

・パネルとジオグリッドは連結せず、ジオグリッドは改良土中に定着させる。

・改良土の効果により壁面パネルには土圧が作用しないため、簡易な構造のプレキャストコンクリートパネルを使用でき、建設コストの縮減につながる。

・壁面部分を高強度の改良土とするため、壁面部分の安定性に極めて優れる。

・改良土の効果によりジオグリッドの使用量が減る。

・盛土材は砂質土に限定されず現地発生土が有効利用できる。

・壁面パネルは補助アンカーで改良土と一体化させる。

・直壁から5分までの壁面勾配に対応できる。

・図-1に示すように、盛土中には帯状排水材(幅30cm程度)を標準で配置し、改良土を貫通させパネル背面まで敷設する。

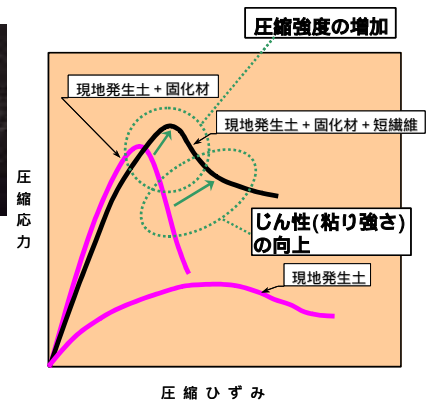


図-2 短繊維および短繊維を混合した改良土の強度特性

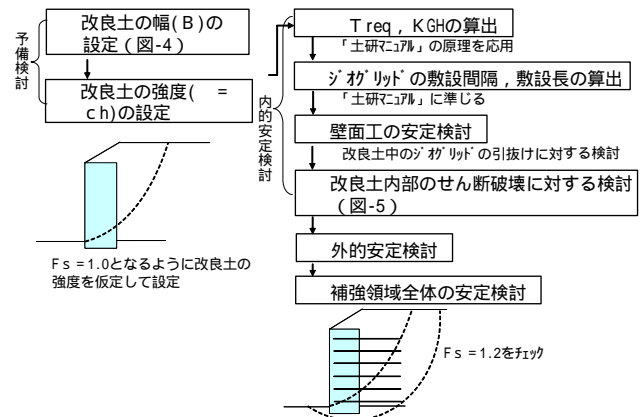


図-3 設計フロー

## 2.2 留意点

・事前に実際に使用する盛土材料を用いて配合試験および六価クロム溶出試験が必要。

・施工エリア内に改良土の攪拌・混合ヤードが必要。

## 2.3 適用範囲

主な適用範囲は、道路工事(新規、改良、拡幅など)、造成工事、橋台土留め(ウイング部)などである(写真-1~3)。

## 2.4 設計計算の基本的考え方

ハイビーウォール工法の設計<sup>2)</sup>は基本的に「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 改訂版(以下、「土研マニュアル」)<sup>7)</sup>に準じる。ただし、本工法の設計での決定項目は、改良土の幅と強度、ジオグリッドの引張り強度と鉛直配置ピッチおよび長さの5項目を決定しなければならない。そこで、改良土の幅と強度の設計方法は独自の考え方をを用い、改良土の強度を設計に取り入れる点については、「土研マニュアル」の原理を応用している。

基本的な設計フローを図-3に示す。大きな流れとしては、改良土により円弧すべりの必要安全率  $F_s = 1.2$  のうち 1.0 を受け持たせ、 $F_s$  の不足分  $= 0.2$  をジオグリッドに負担させるようにジオグリッドの強度と配置を設定する。図-4、図-5には本工法の特徴である改良土の幅と強度の設計法を示す。改良土の幅は図-4に示すように、補強土の壁面高さ $H$ と盛土材の内部摩擦角 $\alpha$ により一律の比率で設定する。ただし、改良土の最低幅は施工性の観点(適切な転圧作業が可能)から 1.5m としている。改良土の強度は、改良土が一体となるために必要な強度を有することを前提に、図-5に示すように無補強時の盛土の土圧  $P_a$  (試行くさび法)に対し、改良土内部のせん断破壊の検討を行い設定する。

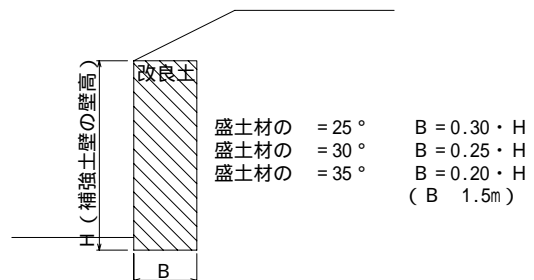


図-4 改良土の幅の設計法

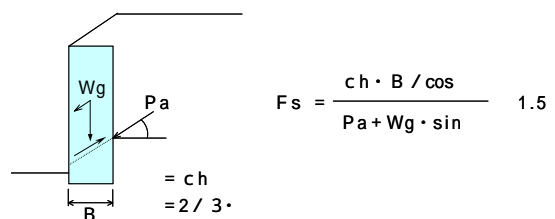


図-5 改良土の強度の設計法

### 3. ハイビーウォール工法の耐震性能

本工法の地震時挙動および耐震性能を把握する目的で、一連の遠心振動台実験を実施した<sup>6)7)</sup>。

#### 3.1 実験概要

##### (1) 模型地盤

振動台実験は 50G の遠心加速場において盛土高さ 200mm (実物換算で 10m) で行った。模型地盤の模式図を図-6 に、実験材料の主な物性値を表-1 に示す。改良土は表に示す配合とし、7 日間養生した。模型ジオグリッドは、実物と引張り剛性をあわせるため、厚さ 1mm のポリカーボネイト板を用い、円中心間隔 15mm ピッチで  $\phi=10\text{mm}$  の穴を空けたものを使用した。また模型壁面パネルには、実際使用するコンクリートパネルの重量を考慮し、厚さ 5mm のアルミ板を用いた。

##### (2) 入力加速度および実験方法

振動台実験は、遠心加速度を 50G まで上げ、盛土の状態が安定した後、表-2 に示すような条件で、正弦波を入力し、破壊が生じるまで加振し続けた。図-7 に入力加速度時刻歴を示す。

##### (3) 計測項目

図-6 に示すように、鉛直土圧を 2 点、改良土背面の水平土圧を 3 点、応答加速度はジオグリッド敷設範囲内に 3 点、盛土内に 3 点、改良土上 (地表面) に 1 点の計 7 点計測し、入力加速度は 1 点 (土槽に設置) 計測した。変位は、パネルの水平変位を 2 点、盛土の沈下量を 2 点計測した。また、地盤の変形を観察するのに、CCD カメラを用いた画像処理システムを用い、地盤内に埋設したターゲット位置を計測した。

#### 3.2 実験ケース

図-8 に実験ケースを示す。Case1 は従来の補強土 (ジオグリッドのみで安定) Case2 は改良土のみで盛土が安定に構築できる最小改良土幅 (改良土壁の転倒安全率 = 1) とし、Case3 は改良土とジオグリッドの組み合わせであるが、ジオグリッドの敷設は改良土中の半分とした Case4 がハイビーウォール工法の基本型 (実物はジオグリッドを改良土全幅にわたり (パネルまで) 敷設するが、実験模型としては実験上の制約条件により、ジオグリッドの敷設長は改良土の半分とし、補助アンカーを延ばして改良土内でジオグリッドとラップさせた) である。

#### 3.3 実験結果

##### (1) 静的状態

遠心加速度を 50G に上げた後の状態は、どのケースにおいても、転倒などの崩壊もなく、また応力集中や大きな変形も認め



写真-4 遠心振動台実験装置

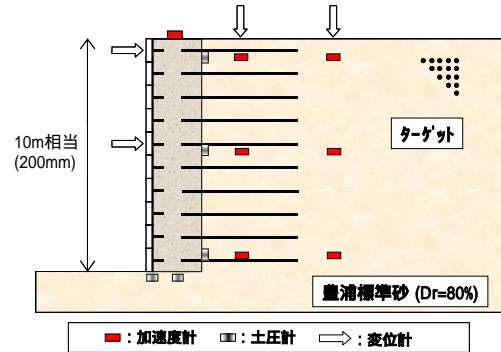


図-6 模型盛土地盤および計測機器配置

表-1 材料物性

盛土	豊浦砂 Dr=80% ( $\phi=42^\circ$ )
改良土	豊浦砂 $\phi=10\%$ $t=1.6\text{g/cm}^3$ 高炉セメント $60\text{kg/m}^3$ $q_u=420\text{kPa}$ (7days)
短繊維	ビニロン (実物と同様) 長さ $L=10\text{mm}$ 、 太さ $43\mu\text{m}$
ジオグリッド	ポリカーボネイト: 厚さ 1mm 引張強度: $391.3\text{kN/m}$ 豊浦砂との摩擦角: $42.4^\circ$
パネル	アルミ (厚み 5mm)

表-2 入力 Step と入力波の条件

Step	振幅	入力波数	周波数
1 <sup>st</sup>	0.3mm	20	100Hz
2 <sup>nd</sup>	0.6mm	20	100Hz
3 <sup>rd</sup>	1.0mm	20	100Hz
4 <sup>th</sup>	1.0mm	40	100Hz
5 <sup>th</sup> ~	4 <sup>th</sup> の条件同様		

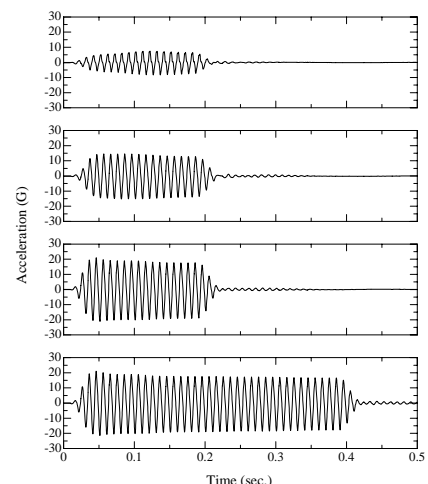


図-7 入力加速度時刻歴

られないことから、振動台実験前の静的状態は各ケースとも安定した状態にあることが確認された。

(2)振動台実験結果

図-9に各ケースの振動台実験最終形状 (Case4 は Step5) とその時の写真および最大せん断ひずみ分布図を示す。図中に示した各ケースの加速度 ( $[G]$ ) は、実験土槽に取り付けた加速度計より測定されたその Step での実測加速度である。

Case1 の加振は Step4 までで実験を終了したため、明確な破壊は認められなかったが、壁面の中腹がはらみ出すような変形をし、補強領域以降 (ジオグリッド敷設範囲以降) の沈下が大きいう結果となった。Case2 は盛土を安定に構築できる最小改良土幅であるため、最初の加振 Step1 で改良土のつま先を中心に転倒し、Step2 において写真のように下部からクラックが発生して完全に転倒崩壊した。改良土とジオグリッドを組み合わせた Case3 は Step1,2,3 では Case1 に対して変形が小さいが、Step4 において改良土中に縦クラックが高さの 2/3 ほどの深さまで発生した。これは地震時水平慣性力がジオグリッドの抵抗力と正反対に作用することで改良土内部に引張力が働き、さらに地震動が働くことにより、改良土中に引張りクラックが発生することが考えられる。これに対し、ハイビーウォール工法の基本形状である Case4 では、Case3 と同様の Step4 で改良土上部にクラックが認められたものの、次の Step5 ではクラックはほとんど進行せず、さらに加振し続けた Step7 においてもクラックは改良土上部 1/3 程度までに収まり、壁面の変形量も小さくなっている。すなわち、補助アンカーとジオグリッドをラップさせることが改良土のクラック抑制に効果的であり、実物はジオグリッドを壁面まで敷設することから、ハイビーウォール工法は、レベル クラスの大きな地震動に対しても変形を小さく抑えられ、

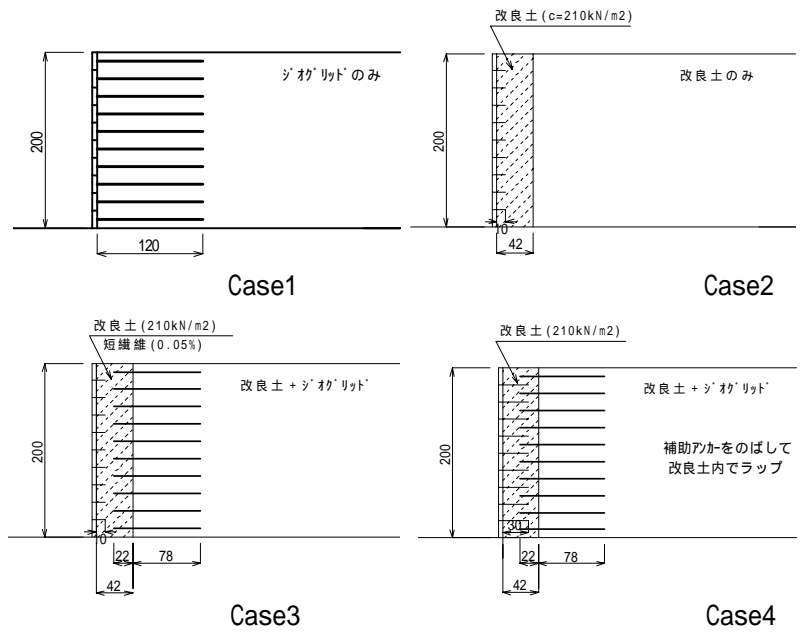
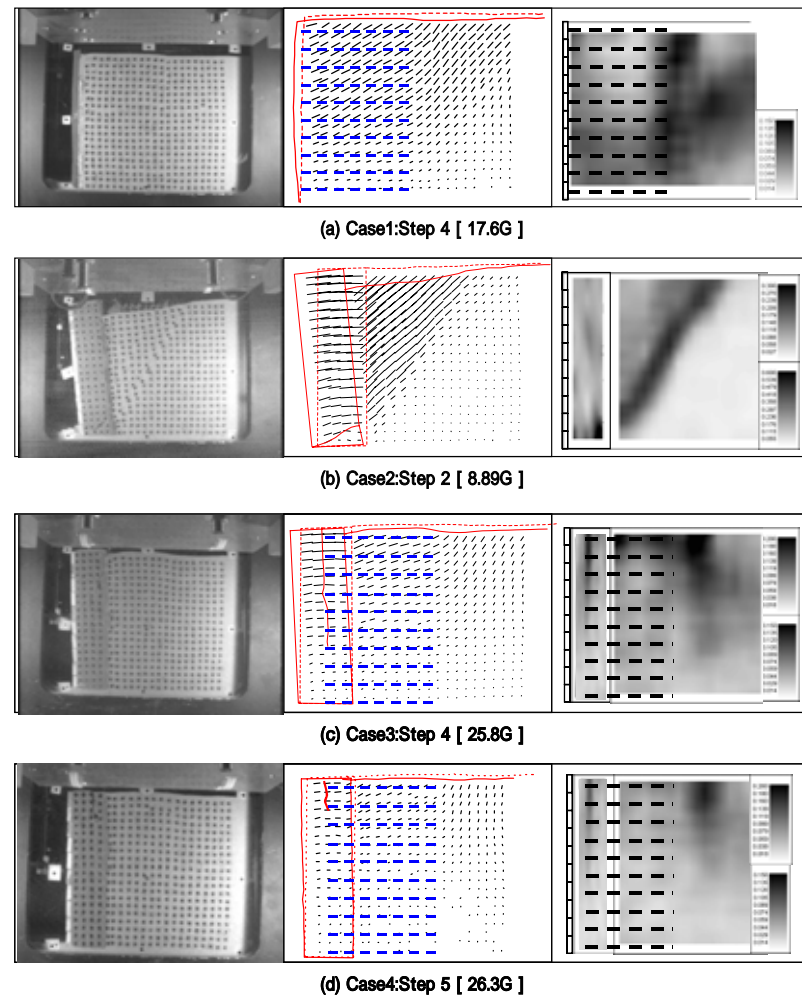


図-8 振動台実験ケース



(a)写真 (b)変位ベクトル図 (c)最大せん断ひずみ

図-9 振動台実験最終時の状態

安定した補強土壁であることが確認できた。また、ここでは結果を詳述しなかったが、短繊維の混合効果も地震時のクラック抑制に大きな効果を発揮することも確認した。

#### 4. 設計法の更新について

ハイビーウォール工法の改良土の幅の設定に関する設計法(図-4)は、以下に示す成果により平成17年の技術審査証明の更新とともに改訂された。旧来の設計手法と更新に関する主な根拠を解説する。

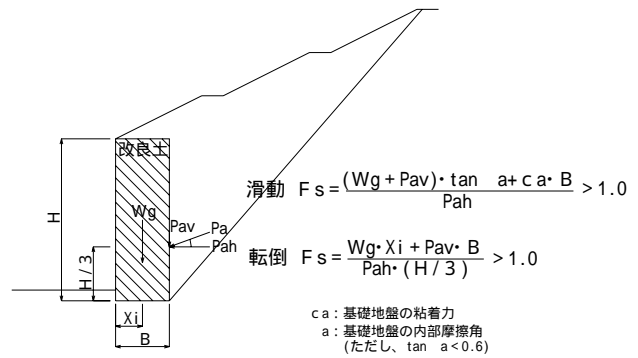


図-10 旧設計法(改良土の幅の設定法)

##### 4.1 改良土の幅に関する旧来の設計手法

図-10に示すように旧来の設計手法では、改良土の幅Bは背面の盛土からの土圧(無補強、試行くさび)に対し、改良土を擬似的擁壁と見なして、滑動、転倒の安全率 $F_s > 1.0$ となるように設定した。この手法は「2.4 設計計算の基本的考え方」に示したように、改良土で安全率 $F_s = 1.0$ を受け持たせるという点に関して合理性があると考えられるものの、以下の点について課題が残った。

##### 無補強時の土圧を与えること

実際にはジオグリッドが敷設されており、無補強時の土圧を与えることは安全側と考えられるが、現時点では補強材敷設時の土圧に関して定量的な評価手法がないため、安全側として無補強時の土圧を与えていた。

##### 一つのすべり面による試行くさび土圧

図-10にあるように壁面上に大きな盛土を背負う場合、ある高さまで試行くさび土圧は単純に大きくなり改良土の幅が広がる。これはまだ実績も少なかったため、テールアルメ工法のような2ウェッジ的な考え方(くさび線に折点を設け、その折点より鉛直に上げる)にはせず安全側をみた手法を構築していた。

表-3 旧新設計法による改良土の幅の比較

盛土材の内部摩擦角	旧来設計法による改良土幅の壁高に対する比率(実績平均)	新設計法による改良土幅の壁高に対する比率	/
= 25°	0.36	0.3	0.83
= 30°	0.31	0.25	0.81
= 35°	0.26	0.2	0.77

##### 4.2 改良土の幅の新設計法

改良土の幅の新設計法は図-4に示したように、補強土の壁面高さや盛土材の内部摩擦角により一律の比率で設定することとした。この根拠の一部は次項に示すが、この結果、改良土の幅は表-3にまとめるように、旧来の設計法に対して約77~83%に狭くできるようになった。ただし、改良土の最小幅は施工性の観点(適切な転圧作業が可能)から1.5m(旧来も同様)としている。一方、幅が狭まった分、必要強度は旧来より1.2倍程度大きくなる。

##### 4.3 現場計測事例

図-11および写真-5に北陸地方の適用現場でジオグリッドのひずみについて計測を行った断面を示す(施工概要については別紙<sup>8)</sup>参照)。この断面は旧来の設計法によるものである。表-4には施工中および施工完了後を通じて計測されたジオグリッドのひずみの引張り側の最大値と

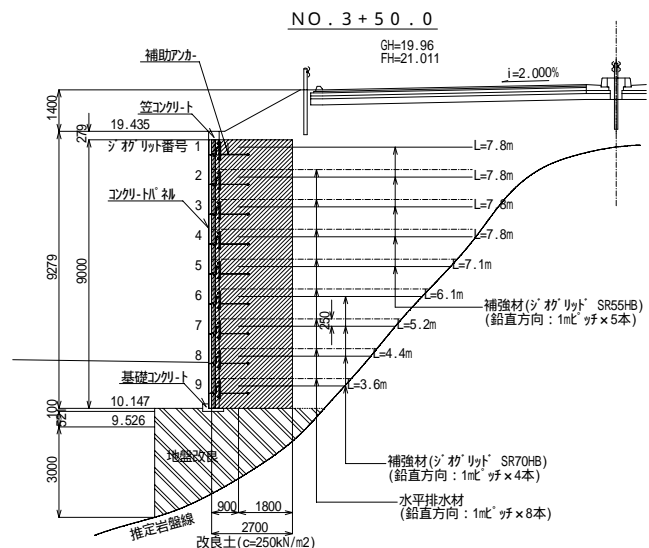


図-11 ジオグリッドのひずみ計測断面

そのひずみから算出される引張り力<sup>9)</sup>ならびに設計時に算定されるジオグリッドに作用する引張り力(常時、地震時)を示す。これより、常時において実際にジオグリッドに作用している引張り力は、設計値に比較してかなり小さい値であることがわかる。一方、施工終了後の補強土壁の出来形は、施工延長方向10点での測定で垂直に対して最大6.3cm(壁高の約0.7%)、平均2.9cm(約0.3%)上部が倒れる形状であり、極めて高い垂直度を保ち施工完了し、その後の変位もほとんどない。これらの点は、改良土による壁体の自立性が高いことの効果によるものと考えられ、背面の盛土の変位量が小さく、結果的にジオグリッドの引張り力も小さくなっていると考察される。すなわち、改良土の幅に関して、より狭くできる可能性を示唆する事例であった。

#### 4.4 遠心振動台実験(その2)

「3」に示した一連の遠心振動台実験の中で、工法の合理化を目的に、改良土の幅を狭くした場合やジオグリッドの長さを短くした場合の地震時挙動も検証した。内部摩擦角 $\phi = 42^\circ$ の豊浦砂(乾燥状態)を盛土材とした旧来設計法での改良土幅は $0.21 \times H$ (図-12、図-13のうちCase4)であり、これを $0.16 \times H$ (図-12、図-13のうちCase5)として比較実験を行った。結果の一例を図-6、図-7に示す。

これより、改良土の幅を狭くしても(約76%)壁面の変形性能からみた地震時安定性は何ら変わるものではなく、むしろ改良土幅を狭めることで改良土にかかる地震時水平慣性力が小さくなり、壁面の変形が小さくなっているものと考えられる。すなわち、このデータを基に、改良土の幅に関し、前述の新設計法を構築した。



写真-5 ジオグリッドのひずみ計測実施適用現場

表-4 実測値と設計値との比較

ジオグリッド番号 (図中にあける)	計測用 ジオグリッドNo.	実測最大値(引張り側)		設計引張り力 (kN/m)	
		引張り力 (kN/m)	ひずみ(%)	常時	地震時
1	ジオグリッド-9	1.56	0.11	7.38	28.05
2	-	-	-	7.61	19.09
3	ジオグリッド-7	0.63	0.04	10.54	20.40
4	-	-	-	13.47	21.70
5	ジオグリッド-5	0.28	0.02	16.41	23.01
6	-	-	-	19.35	24.31
7	ジオグリッド-3	5.13	0.28	22.29	25.62
8	-	-	-	25.23	26.93
9	ジオグリッド-1	0.90	0.05	21.13	21.17

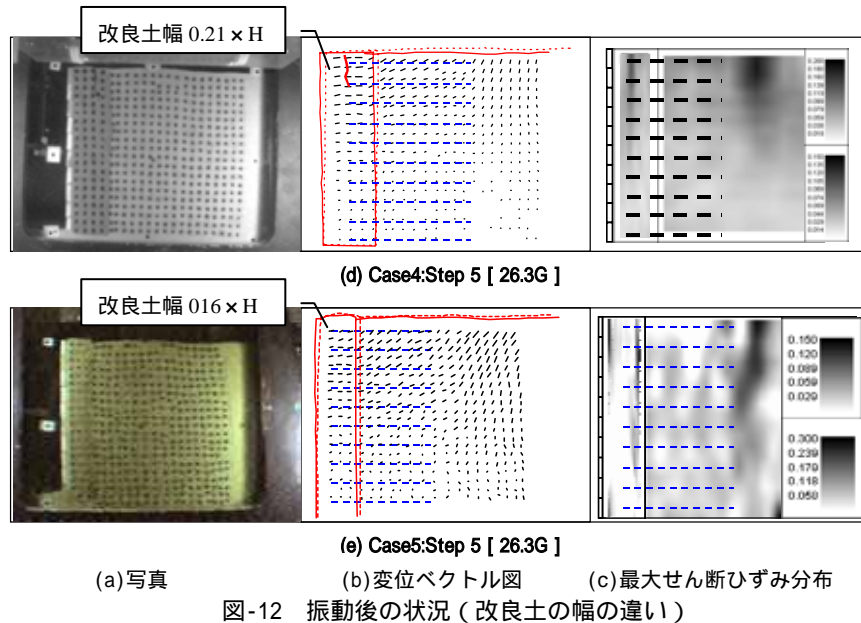


図-12 振動後の状況(改良土の幅の違い)

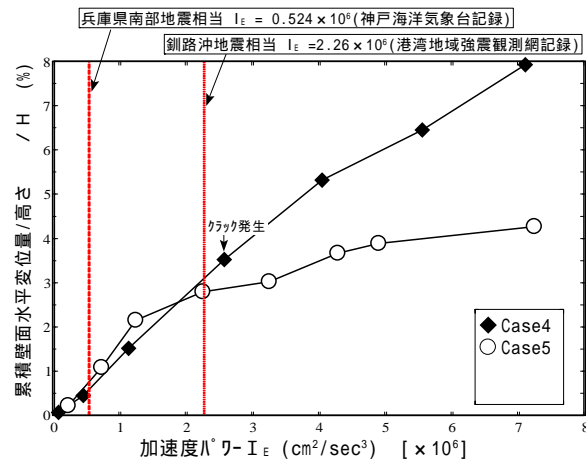


図-13 加速度パワー $I_E$ と壁面の傾きの関係

$$I_E = \int_0^T a^2 dt$$

a: 入力加速度

T: 地震動の継続時間

## 5 . 施工事例

### 5.1 火山灰質粘性土による造成工事例

本事例は熊本県阿蘇地方での造成工事に適用された事例であり、盛土材には阿蘇地方特有の火山灰質土を用いた。本現場では裏込め用の盛土材と改良土に用いる土（改良対象土）は別々のものとした。それぞれの土質定数を表-5 に示す。図-14 に適用断面（最大壁高さ） 写真-6 に完成状況を示す。壁面勾配は 1 : 0.5 であるが最大壁高さは 8.7m で、さらに高さ約 3.2m の盛土を背負う断面であり、発生土の火山灰質土を盛土材料にするに当たり、改良土が大きな効果を発揮した事例である。その改良土は設計必要強度 ( $c = 230\text{kN/m}^2$ )

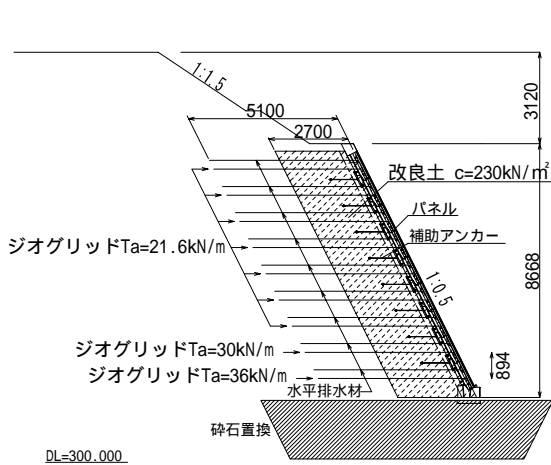


図-14 施工事例 5.1 適用断面図



写真-6 施工事例 5.1 施工完了

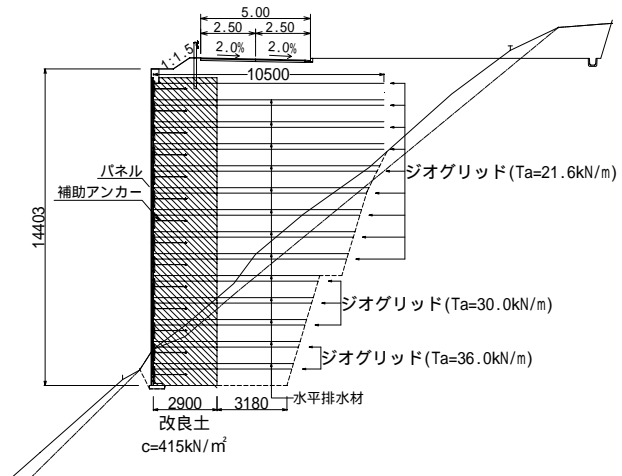


図-15 施工事例 5.2 適用断面図



写真-7 施工事例 5.2 施工完了

表-5 施工事例 5.1 盛土材土質特性

	盛土材	改良対象土
土粒子の密度 ( $\text{g/cm}^3$ )	2.595	2.632
自然含水比 (%)	43.6	58.2
粒度		
特性		
れき分 (%)	38.7	0.2
砂分 (%)	43.7	63.6
シルト分 (%)	14.3	30.9
粘土分 (%)	3.3	5.3
最大乾燥密度 ( $\text{kN/m}^3$ )	11.85	10.70
最適含水比 (%)	39.6	39.5
$c_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )*	27.5	-
$\phi_u$ ( $^\circ$ )*	27.2	-

\*: 供試体密度は最大乾燥密度の 90%、最適含水比で作製

表-6 施工事例 5.2 盛土材土質特性

	盛土材 (= 改良対象土)
土粒子の密度 ( $\text{g/cm}^3$ )	2.814
自然含水比 (%)	6.8
粒度	
特性	
れき分 (%)	92.2
砂分 (%)	5.6
シルト分 (%)	2.2
粘土分 (%)	2.2
最大乾燥密度 ( $\text{kN/m}^3$ )	21.3
最適含水比 (%)	6.2
$c_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )*	60.7
$\phi_u$ ( $^\circ$ )*	32.6

\*: 供試体密度は最大乾燥密度の 90%、最適含水比で作製

に対して原位置での配合試験（現場で配合量を変え、実際の機械を用いて計量、攪拌混合、転圧し、そこから供試体を抜き取り一軸圧縮試験を実施）を行い、固化材の種類と配合量を決定した。固化材は六価クロム対応型セメント系固化材で決定した現場混合量は  $223\text{kg/m}^3$  である。短繊維の混合量は  $0.774\text{kg/m}^3$  であった。施工中の強度確認試験の結果でも必要強度を満足していることを確認した。

## 5.2 最大高さ 14.4m の施工工事例

本事例も熊本県中部の道路工事に適用された事例であり、最大壁面高さは 14.4m である。図-15 に適用断面を、写真-7 にパネル積み上げ完了の状況を示す。盛土材は現地の強風化岩を掘削したレキ質土（表-6）であり、必要強度  $c = 415\text{kN/m}^2$  に対する固化材（高炉セメント B 種）混合量は  $202\text{kg/m}^3$ 、短繊維混合量は  $1.148\text{kg/m}^3$  であった。

## 6 . おわりに

新しいタイプの補強土壁であるハイビーウォール工法は施工事例も 34 例となり、施工状況や供用状況から、急勾配盛土としての安定性も十分であり、特に壁面部分の安定性は当然ながら非常に優れる。また、施工性も従来工法と比較して何ら変わるものでないことが明らかとなった。また、現在ではすでに新しい設計法により実績を積んでおり、改良土の幅を狭くできることでよりコスト縮減が可能となった。建設コストの縮減や現地発生土の有効利用の観点からいっそうの適用効果の見込める工法と考えられ、今後とも技術の研鑽や普及に努めていく所存である。

### < 参考文献 >

- 1) 「改良土とジオグリッドを組み合わせた補強土壁の現場適用」伊藤秀行、齋藤知哉、倉知洋行、桑野二郎、井澤淳、ジオシンセティックス技術情報Vol.20No.1、pp.10～17、2004.3.
- 2) 「地盤補強技術の新しい適用 - 他工法との併用技術 - 」社団法人地盤工学会、pp.14～19、2006.9
- 3) 土木系材料技術・技術審査証明報告書（技審証第1207号）「改良土（短繊維混合安定処理土）とジオグリッドを組み合わせた補強土壁 ハイビーウォール」(財)土木研究センター、2000.11.
- 4) 建設技術審査証明報告書土木系材料・製品・技術（建技審証第0507号）「改良土（短繊維混合安定処理土）とジオグリッドを組み合わせた補強土壁 ハイビーウォール」(財)土木研究センター、2005.11.
- 5) 「改良土とジオグリッドを組み合わせた補強土壁の遠心振動台実験」齋藤知哉、伊藤秀行、桑野二郎、井澤淳、ジオシンセティックス論文集第17巻、pp.5～12、2002.12.
- 6) 「改良土とジオグリッドを組み合わせた補強土壁の耐震性に関する壁幅の影響」齋藤知哉、伊藤秀行、井澤淳、安井一浩、桑野二郎、ジオシンセティックス論文集第19巻、pp.191～196、2004.12.
- 7) 「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル改訂版」財団法人土木研究センター、2000.2.
- 8) 「技術レポート 一般国道8号金沢東部環状道路 月浦 IC(仮称)建設工事における試験フィールド事業 改良土とジオグリッドを組み合わせた補強土壁 ハイビーウォール工法の施工事例」沢田二郎、北陸の建設技術 vol.145、pp.16～19、2003.7.
- 9) 「改良土とジオグリッドを組み合わせた補強土壁の施工事例(その2) ジョグリッドのひずみ計測と現場引き抜き実験」倉知洋行、伊藤秀行、谷津淳、弘中淳市、木村敏隆、安宅勤一郎、土木学会第58回年次学術講演会 -230、pp.459～460、2003.9.