壁面に箱型擁壁を用いたジオグリッド補強盛土の挙動
—実施工現場の動態観測結果—

三井石化産資(株) 平井貴雄
熊本大学工学部 大谷 順

ジオグリッドを用いた補強盛土や、コンクリート製のブロック（2m幅×1m高）を積み重ねたもたれ擁壁構造を実現する箱型擁壁は、多くの実績を重ね、今日ではその効果や安定性において信頼を得つつある現状にある。一方、より複雑な地盤条件に対応し、かつ周辺環境に調和するといった意味で、両工法を組合せ、併用するといったケースが近年増加している。この併用工法では、両工法の長所を最大限に活かした構造となり得ることが期待されるが、この場合、通常の新工法と同様に現場データを取得し、その挙動を把握することが、今後の品質を高め、設計法の信頼性を確認する上で大変重要であると考ええる。本論文は、この併用工法の効果および設計法の信頼性を確認することを目的として、実際に道路盛土で採用された施工現場において、各種計測器を設置して動態観測を実施し、その補強土効果についての考察を行った。

Behavior of Geogrid Reinforced Soil Wall using Box-type Wall

T.Hirai Mitsui Petrochemical Industrial Products, LTD.

J.Otani Department of Civil & Environmental Engineering, Kumamoto university

Not only the reinforced embankment with geogrid but also the retaining wall with concrete box-type wall have become popular geotechnical structures. This is because the effectiveness and reliability for those structures have been well evaluated. On the other hand, the ground conditions and the circumstance where these structures are constructed have become more complicated, so that the combined technique for those two structures has also been conducted nowadays. It is expected for this combined technique that the advantages for both structures have to be well performed individually. So far, not many measurement data for this combined technique at real construction site have not been obtained and the accumulation of these data is expected in order to evaluate this combined technique quantitatively. The objective of this paper is to evaluate the reinforcing effect for this combined technique based on the measurement data at the real construction site of road embankment in Kyushu, Japan. At the construction site, earth pressures, deformations of the backfill and geogrids, and pore water pressure were measured during step by step construction. Finally, the effectiveness of the use of geogrids for concrete box-type retaining wall was discussed based on those measured data.

壁面に箱型擁壁を用いたジオグリッド補強盛土の挙動

—実施工現場の動態観測結果—

三井石化産資(株) 平井貴雄
熊本大学工学部 大谷 順

1. はじめに

近年、より複雑な地盤条件に対応し、かつ周辺環境に調和するといった意味で、ジオグリッドによる補強土工法と各種の工法を併用して用いるケースが増加している。このような併用工法では、両工法の長所を最大限に活かした構造となり得ることが期待されるが、この場合、通常の新しい工法と同様に現場データを取得し、その挙動を把握することが、工法の品質を高め、設計法の信頼性を確認する上で非常に重要である。

今回、実際に道路盛土で採用された箱型擁壁工法とジオグリッドによる土圧低減工法を併用した工法の施工現場において、各種計測器を設置して動態観測を行い、本併用工法の効果と設計法の信頼性についての考察を行った。

ここでいう箱型擁壁とはもたれ式擁壁の一つで、粒状材を用いた擁壁の持つ経済性、施工性、可撓性などの特色の他、ブロック同士を直接接触させないため応力集中が生じず個体の影響が他に及ばない、凹凸両曲面構成が可能などの長所を有している。一方、ジオグリッドを用いた擁壁土圧低減工法とは、擁壁背面の地盤内にジオグリッドを敷設し、地盤に変形を与えることで、擁壁に加わる土圧を積極的に低減させるものである。これまで、箱型擁壁を設計する際には、主働土圧を用いていたが、ジオグリッドによる擁壁土圧低減工法を利用することで、より経済的な設計を行うことができ、特に、壁高が高く、上載盛土高が高い断面においては、この併用工法は有効であると考え採用されたものである。

写真－1
箱型擁壁とジオグリッド土圧
低減工法との併用工法の施工
現場

2. 設計計算の概要

設計は、擁壁土圧低減工法の設計法として一般に用いられている「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」¹⁾の第7章ジオテキスタイルによる新しい補強土工法 7.2 擁壁土圧低減工法に基づいて以下のように実施した。

図-1 すべり土塊に働く力の釣り合い

2. 1 作用土圧の算定

設計計算の第一段階として、まずジオグリッドによる補強土効果を考慮した擁壁への作用土圧の計算を行う。設計計算における作用土圧の決定は、図-1に示すようなすべり土塊に働く力の釣り合いを考えて行われる。実際の擁壁に作用する土圧合力 \$P\$ の求め方としては、まず、試行くさび法によりジオグリッドのない場合（ジオグリッド配置前）の主働土圧合力 \$P_0\$ を求め、その後、ジオグリッドの引張力 \$T_i\$ による土圧の低減を考慮した式(2.1)で示される土圧合力 \$P\$ の水平成分 \$P_H\$ が求められる。

図-2 設計断面

$$P_H = P_{H0} - \sum T_i \geq P_{H0} \times 2/3 \quad (2.1)$$

ここに \$P_{H0}\$: ジオグリッドがない場合の主働土圧合力 \$P_0\$ の水平成分

また、現時点では、土圧低減効果を用いた擁壁の実施例が少ないこと、現行の擁壁設計法になじませることなどの観点から土圧低減効果を考慮した水平土圧 \$P_H\$ の最小値を \$P_{H0}\$ の2/3としている。

図-2に示す動態観測を実施した箇所について、上述の方法に従い、実際の計画断面での設計計算を実施した。計画断面は、箱型擁壁（1ブロック：幅2.0m×高さ1.0m）が8段で8.0m（実質勾配約1:0.6）、上載盛土は1:1.5勾配で5.0mの高さであるが、最下段の箱型擁壁は0.7mの深さに埋設されている。この計画断面において試行くさび法により計算された最大水平土圧 \$P_{H0}\$ および主働崩壊角 \$\omega\$ の値は、それぞれ \$P_{H0}=90.5\text{kN}\$、\$\omega=43.7^\circ\$ である。

2. 2 設計引張力の算定とジオグリッドの選定および配置

次に、ジオグリッドの敷設間隔 $\Delta h=1.0\text{m}$ （敷設間隔の上限¹⁾）、敷設枚数 $n=7$ として、設計引張力の算定とジオグリッドの選定および敷設長の算定を行う。式(2.1)よりジオグリッドがない場合の主働土圧合力 P_0 の水平成分 P_{HO} と設計引張力 T_i の間の関係式(2.2)が得られる。一方、ジオグリッドの敷設枚数 n と設計引張力 T_i の間には式(2.3)の関係がある。さらに、式(2.2)と式(2.3)より、式(2.4)の関係が得られる。

$$\Sigma T_i \leq \frac{1}{3} \cdot P_{HO} \quad (2.2)$$

$$\Sigma T_i = T_i \cdot n \quad (2.3)$$

$$T_i \leq \frac{1}{3} \cdot \frac{P_{HO}}{n} \quad (2.4)$$

ここで n : ジオグリッドの敷設枚数
 T_i : ジオグリッドの設計引張力
式(2.4)に 前項の計算で得られた水平土圧合力 $P_{HO}=90.5\text{kN}$ と敷設枚数 $n=7$ を代入し、設計引張力 $T_i \leq 4.31\text{ kN/m}$ を得る。よって、設計引張力の最大値は $T_i = 4.31\text{ kN/m}$ である。

次に、ジオグリッドの設計引張強さ T_A と設計引張力 T_i との関係から式(2.5)を満足するジオグリッドを選定する。

$$T_A \geq T_i \quad (2.5)$$

$T_i = 4.31\text{ kN/m}$ より使用するジオグリッドを設計引張強さ $T_A=17.7\text{kN/m}$ のものとした。

さらにジオグリッド敷設長さは、主働崩壊面より奥に十分な定着長が確保されるように決定する。ジオグリッドの敷設長さは各層で異なり、 i 番目の層の敷設長さ L_i は壁面から主働崩壊面までの長さ L_{io} と主働崩壊面から奥に敷設する定着長 L_{ip} を加えた長さとする。

表－1 設計計算結果

段	h_i (m)	L_{io} (m)	L_{ip} (m)	L_i (m)	決定敷設長 (m)
7	1.0	2.775	1.0	3.775	3.80
6	2.0	2.379	1.0	3.379	3.40
5	3.0	1.982	1.0	2.982	3.00
4	4.0	1.586	1.0	3.568	2.60
3	5.0	1.189	1.0	2.189	2.20
2	6.0	0.793	1.0	1.793	1.80
1	7.0	0.396	1.0	1.396	1.40

$$L_i = L_{io} + L_{ip} \quad (2.6)$$

$$L_{ip} = \frac{F_s \cdot T_i}{2 \cdot \alpha_2 \cdot \gamma \cdot h_i \cdot \tan \phi} \quad (2.7)$$

- ここに、 T_i : 設計引張力
- α_2 : 土とジオグリッドの摩擦に関する補正係数
- γ : 裏込め土の単位体積重量
- ϕ : 裏込め土の内部摩擦角
- F_s : 引抜きに対する安全率(=2.0)
- h_i : ジオグリッドの敷設深度

ただし、 L_{ip} の最小値は、 $_{min}L_{ip}=1.0\text{m}$ とする。

以上の設計計算で得られたジオグリッドの敷設長は表－1の通りであり、最終的に決定された断面、ジ

オグリッドの配置は、図－2に示す通りである。

3. 動態観測の概要と計測結果
3. 1 現場および動態観測の概要

動態観測を実施した道路改良工事現場は、熊本県の阿蘇カルデラ内の中央火口丘南西麓に位置し、その地質は、阿蘇中央火口丘群の溶岩を基盤とし、上層には下より火山扇状地性堆積物、降下灰起因の火山灰質粘性土（黒ぼく、赤ぼく）の地層が順に覆っており、その地盤条件は、この地域特有のものである。その地盤上に、個体の高さ1m、幅2m、重量1.3tfのコンクリート製の箱型擁壁を互いに連結せずに設置して盛土を構築している。

施工の手順は次の通りである。まず、地山側の裏込め部分には山ずりを用い、ジオグリッド敷き込んで十分締固めながら1m高さの盛土を構築する。続いて、のり面部分に1m高さの箱型擁壁を設置し、箱型擁壁周辺に単粒度碎石を用いて締固めを行い、1段（1m高さ）が完成される。この作業を繰り返し、最終的に、図－3に示すような補強土構造物が築造されている。なお、現場の土質条件の概要は表－2の通りである。

動態観測は、基礎部分の施工開始から最終段の箱型擁壁部分の施工が終了する平成9年6月24日～

表－2 現場の土質条件

	単位体積重量	粘着力	内部摩擦角
山ずり（裏込め土）	17.7 kN/m ³	4.9 kPa	35°
単粒度碎石	19.6 kN/m ³	0.0 kPa	40°
火山灰質シルト	12.6 kN/m ³	27.5 kPa	0°

図－3 実施工断面と計測器の配置図

平成 9 年 8 月 20 日の期間に各計測器を設置し、平成 9 年 12 月下旬までの約 180 日の間、計測を実施した。動態観測に用いた計測器は、土圧計（水平方向 3 箇所、鉛直方向 1 箇所）、傾斜計（パイプゲージ 3 箇所）、ひずみゲージ（ジオグリッド 7 層：計 34 箇所）、間隙水圧計（2 箇所）で、これらの設置位置は図－ 3 に併記している通りである。

3. 2 動態観測結果

動態観測を実施した項目は、土圧計を用いて箱型擁壁直下の鉛直土圧および擁壁背面に作用する水平土圧、傾斜計（パイプゲージ）による地盤内変位、ひずみゲージによるジオグリッドの引張ひずみ分布、光波測距儀による擁壁変位および間隙水圧の計測を実施した。まず、土圧低減工法の現行設計法と計測結果の整合性を検証するため、水平方向土圧および補強材ひずみについての比較検討を行う。

図－ 4 は、盛土高さと土圧計により計測された擁壁への作用土圧の経時変化である。経過日数は基礎部分の施工開始からの日数を示している。約 70 日目に 8 段目（8m）の擁壁部分の施工が終了し、その後、上載盛土（1:1.5 勾配）が施工され、約 90 日目に図－ 3 に示した断面が完成した。動態観測は、約 180 日目まで継続して実施した。土圧計 1 で計測された箱型擁壁最下段（0 段目）直下の鉛直土圧は、盛り立てに伴う土かぶり圧の増加を良好に表わしている。また、土圧計 2～4 で計測された水平土圧は、施工期間中に多少の増減があり、上載盛土完成後（約 90 日

図－ 4 盛土高さと土圧の経時変化

図－ 5 土圧分布の比較（計算値と実測値）

目) から約 50 日間、漸増傾向を示したが、約 150 日目以降(施工終了後、約 2 ヶ月)は、ほぼ一定値に落ち着き、その後の増減はほとんど見られなかった。図-5 は、約 180 日目に計測された水平土圧分布(実測値)と現行設計法で仮定する土圧分布(補強効果を考慮)および無補強時の推定土圧分布(試行くさび法でもとめた土圧合力をもとに三角形分布を仮定した場合の土圧分布)である。実測の土圧分布は、現行設計法で仮定する土圧分布に非常に近いことが分かる。また、この実測分布から求めた作用土圧合力は $P_{Hm}=53.7\text{ kN}$ であり、設計で仮定した土圧合力 $P_H=60.3\text{ kN}$ を若干下回るものであった。

図-6 には、盛土完成後(上載盛土を含む)から約 3 ヶ月後(約 180 日目)に計測された各段ジオグリッドの引張ひずみの分布を示す。

ひずみは、盛り立てに伴い増加し、盛土完成時(約 90 日目)以降は安定した傾向にあった。1 段目、2 段目では上層の部分に比べてひずみが大きく生じており、ピークが明確に現れている。また、1 段目、2 段、5 段目の最大ひずみ発生位置は、設計で仮定した主働崩壊面とほぼ一致するものの、他の 4 段は分布形状も様々で最大ひずみ発生位置も主働崩壊面とは一致しなかった。次に、表-3 に、計測されたひずみの最大値およびそのひずみより推定される各段の作用引張力を示す。作用引張力は設計計算で設定した $T_i=4.31\text{ kN/m}$ に比べて若干の差異はあるものの、ほぼ一致した値であると考えられる。また、各段の推定作用引張力は、ジオグリッドの設計引張強さ $T_A=17.7\text{ kN/m}$ に対しては十分安全な値である。さらに、実測で得られた引張力の合計 $\Sigma T_i=21.7\text{ kN/m}$ の値は、式(2.3)に $n=7$ (敷設枚数)、 $T_i=4.31\text{ kN/m}$ を代入して得られる必要引張力の合計 $\Sigma T_i=30.2\text{ kN/m}$ に比べ若干小さな値であったが、比較的よい精度で引張力が発揮されているものと考えられる。

図-6 ジオグリッドに作用した引張力の分布(約 180 日目)

表-3 ジオグリッドに作用した推定引張力

段	最大ひずみ	作用推定引張力
1	$\varepsilon_1=0.35\%$	$T_1=2.10\text{ kN/m}$
2	$\varepsilon_2=0.35\%$	$T_2=2.10\text{ kN/m}$
3	$\varepsilon_3=0.74\%$	$T_3=4.44\text{ kN/m}$
4	$\varepsilon_4=0.39\%$	$T_4=2.34\text{ kN/m}$
5	$\varepsilon_5=0.15\%$	$T_5=0.90\text{ kN/m}$
6	$\varepsilon_6=0.66\%$	$T_6=3.96\text{ kN/m}$
7	$\varepsilon_7=0.97\%$	$T_7=5.82\text{ kN/m}$
Σ		$\Sigma T_i=21.7\text{ kN/m}$
ただし、初期割線係数 J_{sec} (=初期弾性率 $E \times$ 断面積 A) =600kN/m として計算		

ここまでで行った擁壁への作用水平土圧およびジオグリッドの作用引張力に関する検討から得られた水平土圧合力および作用引張力の合計値についての計測結果および設計計算結果をまとめたものを表－４に示す。実測の作用引張力の合計は、設計計算で設定したものより若干小さかったにもかかわらず、擁壁に作用した水平土圧合力は設計値より、小さな値であった。引張力による補強効果の他に何らかの効果が存在することを示唆する結果である。

表－４ 計測結果と設計計算結果の比較

項 目		水平土圧合力	作用引張力の合計
設計計算	無補強時（ジオグリッド配置前） ※試行くさび法での計算値	$P_{H0}=90.5\text{ kN}$	—
	現行設計法（ジオグリッド配置後） ※ $P_H = (2/3) P_{H0}$	$P_H=60.3\text{ kN}$	$\Sigma T_i = 30.2\text{ kN/m}$
	(2.1)式 $P_H = P_{H0} - \Sigma T_i \geq P_{H0} \times 2/3$ により算定		
実測値をもとに算定した値		$P_{Hm}=53.7\text{ kN}$	$\Sigma T_i = 21.7\text{ kN/m}$

図－７ 擁壁の水平変位の経時変化

図－７は、箱型擁壁壁面の水平変位の経時変化を示したもので、図－８は、盛土完成時（約 90 日目）と盛土完成から約 1 ヶ月経過後の箱型擁壁の水平変位分布を示したものである。5 段目施工前までは 1～3 段目のブロックは前面（壁面外側）に出る傾向を示すが、5 段目施工後（6m：約 60 日目）は、すべての段で地山側にもたれる方向に移動する傾向を示し、盛土完成後（約 90 日目以降）の移動は、ほとんど見られなかった。

図－８ 擁壁の水平変位分布

さらに、図－9には箱型擁壁の沈下量の経時変化を示す。図－9に示した沈下量は、各段の相対沈下量ではなく、その段より下の段の沈下量も含めた値である。最終的な基礎地盤の沈下量は、約 18 mm であり、各段の箱型擁壁の相対的な沈下量は 2 ～ 5 mm 程度である。

図－9 擁壁の沈下量の経時変化

4. おわりに

箱型擁壁工法とジオグリッドによる土圧低減工法の併用工法を採用した補強土壁構造物の動態観測結果および現行設計法との比較結果をまとめると以下の通りである。

- (1) 箱型擁壁に取付けた土圧計で計測した土圧分布から算定した土圧合力 P_{hm} と試行ぐさび法で計算した無補強時（ジオグリッド配置前）の水平土圧 P_{h0} および現行設計法により求めたジオグリッド補強後の水平土圧 P_h の比較から、設計で考えている補強効果に見合うだけの効果が発揮されていることを、今回の動態観測で確認することができた。
- (2) 盛土完成後から約3ヶ月後の安定期に計測された各段ジオグリッドのひずみ最大値より推定される作用引張力と、設計で設定した作用引張力 T_i とは、各段については若干の上下はあるものの、ほぼ一致した値であった。また、その値は、設計引張強さ T_a に対しては十分安全な値であった。

本論文では、常時の安定性について、設計計算および動態観測結果の比較検討を行った。しかし、このような壁面にブロック型の擁壁を持つ補強土構造物については、特に地震時の安定性を検討することが重要である。地震時の壁面部ブロックの挙動を含めた本併用工法の安定性を把握し、耐震設計についての検討を加えていくことが今後の課題であると考えます。

謝辞

本研究を行うに当たり、現地計測を担当していただいた熊本大学大学院（現、九州旅客鉄道株式会社）篠脇諭氏には、絶大なるご協力をいただいた。ここに記して感謝申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 財団法人 土木研究センター・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、平成6年2月
- 2) 篠脇諭、大谷順、平井貴雄：壁面に箱形擁壁を用いた補強盛土の動態観測とその数値解析、第33回地盤工学研究発表会、pp2413-2414、1998