

新幹線盛土のジオテキスタイルによる耐震補強に関する研究

日本鉄道建設公団 米澤豊司・青木一二三 (財)鉄道総合技術研究所 舘山 勝・小島謙一
(株)複合技術研究所 堀井克己・鵜田由希

現在、整備新幹線では、保守量を軽減することを目的として、従来のバラスト軌道に替えて、スラブ軌道を用いるケースが多くなっている。この軌道を盛土上に構築する際には、常時や地震時における盛土の変形の制限が通常の盛土に比べてより一段と厳しくなる。そこで強地震時（L2）において、許容される変形量以内に盛土の変形を抑制するために、ジオテキスタイルを配置することになっているが、どの程度の補強が必要となるかを見極めることが重要な課題になっている。

そこで本研究では、盛土高さ、勾配、盛土材料、締固め程度、地盤条件などの違いに対して、地震時の許容変形量を仮定し、盛土の耐震補強量を検討したので、その結果について報告する。

キーワード：省力化軌道用盛土、補強材（ジオグリッド）、地震時変形量、Newmark 法

Seismic design of geogrid reinforced Shinkansen railway embankment against large earthquakes

T.Yonezawa and F.Aoki : Japan Railway Construction Public Corporation

M.Tateyama and K.Kojima : Railway Technical Research Institute

K.Horii and Y.Tokita : Integrated Geotechnology Institute

In the construction of Shinkansen railway, the slab track type embankments is applied in order to reduce the maintenance works, as a substitute for existing type of ballasted track. However, the allowable deformation of the slab track type embankments is restricted severely at usual and earthquake states. Therefore, a reasonable and economic design of geogrid reinforced embankment is an important subjects in the seismic design for large earthquakes.

In this report, the required length and arrangements of geogrid reinforcement are examined based on allowable deformation requirement of slab track embankment. Other design parameters, such as : the height and slope of embankment, filled materials, compaction performance and subground conditions are also examined.

Keywords: Embankments for maintenance free track, Geogrid, Deformation at earthquake, Newmark method

新幹線盛土のジオテキスタイルによる耐震補強に関する研究

日本鉄道建設公団 米澤豊司・青木一三 (財)鉄道総合技術研究所 舘山 勝・小島謙一
 (株)複合技術研究所 堀井克己・鵜田由希

はじめに

整備新幹線などでは、保守量を軽減することを目的として、図1に示すように従来のバラスト軌道に替えて、省力化軌道の一つであるスラブ軌道を用いるケースが多くなっている。この軌道を盛土上に構築する際には、常時や地震時における盛土の変形の制限が通常の盛土に比べてより一段と厳しくなる。そこで強地震時(L2)において、許容される変形量以内に盛土の変形を抑制するために、ジオテキスタイルを配置することになっているが、どの程度の補強が必要となるかが重要な課題になっている。

本研究では、スラブ軌道の構造特性から強地震時の許容沈下量を2.(10)で述べるように10cmと仮定し、盛土高さ、のり面勾配、盛土材料、締固め程度、地盤条件などの違いに対して、盛土の耐震補強材の配置を検討したので、その検討手法ならびに結果について報告する。

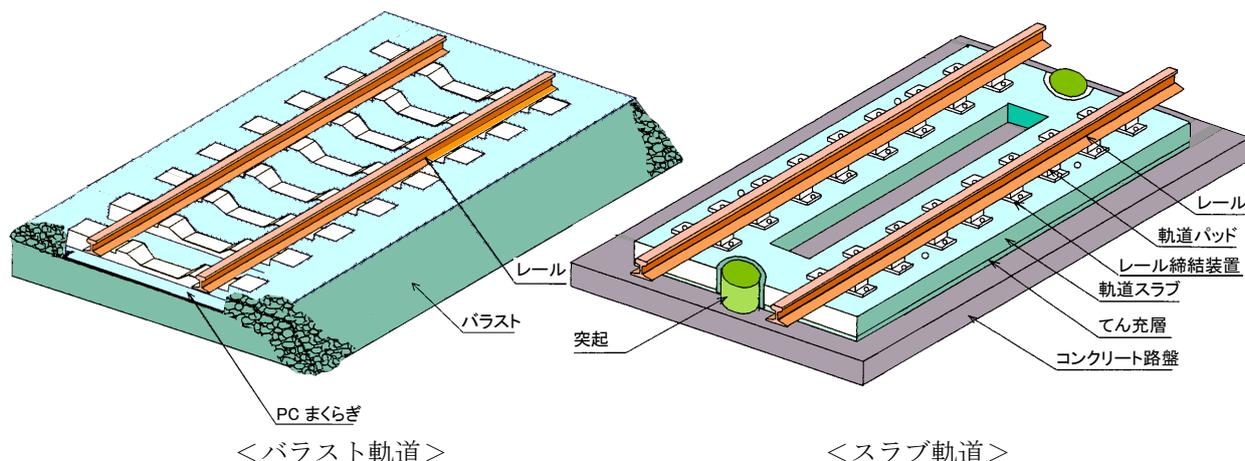


図1 新幹線鉄道盛土の軌道構造

1. 耐震設計法の概要

重要な鉄道盛土の地震時変形量の算定方法については、耐震設計標準(1999)¹⁾に示されており、L2地震動に対して変形性能を照査することになっている。この場合には軌道面の平坦性が問題となるため着目すべき変形は図2に示すように盛土上面の沈下 S_T であり、式(1)で表わしている。

$$S_T = S_s + S_e + S_g < S_a \quad (1)$$

ここに、 S_s : すべり土塊の滑動による沈下、 S_e : 盛土体の揺すり込み沈下、 S_g : 地盤の揺すり込み沈下、 S_a : 軌道面での許容沈下量である。このうち、円弧すべりによって生じるすべり土塊の

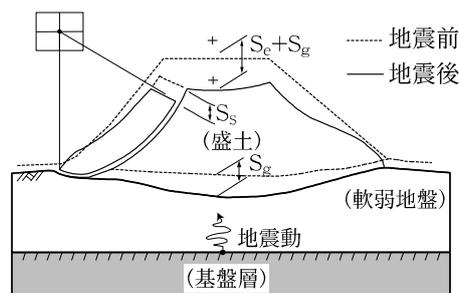


図2 盛土の地震時沈下量の模式図

滑動変形量 S_s は Newmark 法によって求められる。この方法は Newmark の剛体ブロックの滑動論²⁾ を基礎として、**図 3** に示すように円弧すべり面法に適用した方法³⁾ であり、すべり土塊が剛体であり、すべり面における応力-ひずみ関係が剛塑性と仮定して地震時のすべり土塊の滑動変位量を計算する方法である。このときの円弧すべり土塊の運動方程式は (2) 式で与えられる。

$$-J\ddot{\theta} + M_{DW} + M_{Dk_h} - M_{RW} - M_{Rk_h} - M_{RT} = 0 \quad (2)$$

$$\theta_{t+\Delta t} = \theta_t + \dot{\theta}_t \Delta t + \frac{1}{6} (2\ddot{\theta}_t + \ddot{\theta}_{t+\Delta t}) \Delta t^2 \quad (3)$$

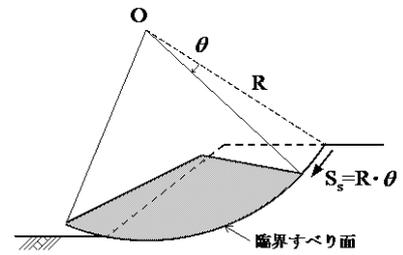


図 3 滑動変位量の算定

ここに、 θ : 回転角、 J : 慣性モーメント、 k_h : 水平震度、 M_{DW} : 自重による滑動モーメント、 M_{RW} : 自重による抵抗モーメント、 M_{RT} : 補強工による抵抗モーメント、 M_{Dk_h} : 地震慣性力による滑動モーメント ($= k_h \cdot M_{DK}$)、 M_{Rk_h} : 地震慣性力による抵抗モーメント ($= -k_h \cdot M_{RK}$)、 M_{DK} : 地震慣性力の基準滑動モーメント、 M_{RK} : 地震抵抗力の基準抵抗モーメントである。

具体的には、臨界すべり面は、水平震度を变化させて安全率 $F_s=1.0$ を与えるすべり面として定義され (この時の震度 k_h = 降伏震度 k_{hy})、このすべり面に対して降伏震度を越える加速度波形について数値積分を行い、逐次的に角加速度 $\ddot{\theta}$ 、角速度 $\dot{\theta}$ 、角度 θ を計算して滑動変位量を算出する。また、ジオテキスタイルを配置した効果は、降伏震度を向上させることに寄与し、その結果、滑動変形量が小さくなる。この方法は厳密な方法ではないが、理論が明快であり、結果の解釈が容易なことなどから設計実務上は有効な手法と考えられている。しかし、実際の土は、繰返し載荷に伴う変形の累積性、軟化性などで強い非線形性を示すが、この計算ではこれらを見逃していること、盛土内での増幅特性などが考慮されていないという問題点もある。

盛土にすべり面が発生しなくても地震時の揺すり込みによって間隙比の変化や変形係数の低下が生じ、それに伴い沈下が生じる。この時の沈下量は盛土部 S_e と地盤部 S_g の沈下に分けることができる。Newmark 法による滑動変形量解析ではこれらが考慮されていないので、盛土部の揺すり込み沈下については、累積損傷度理論に基づき算出⁴⁾ することとした。ただし、ジオテキスタイルは盛土の密度やせん断剛性を高めることに寄与すると考えられるが、揺すり込み沈下量の算定においては、これらの効果を見逃して計算した。

地盤部の揺すり込み沈下は、地盤条件および地盤の非線形特性を評価した逐次積分法などによる動的応答解析によることとなるが、スラブ軌道用の盛土の場合には支持地盤条件を厳しく制約⁵⁾ しているため、地盤部の沈下はかなり小さくなる。このため、本報告では盛土上面の沈下 S_T に対して支配的となる「すべり土塊の滑動による沈下 S_s 」と「盛土体の揺すり込み沈下 S_e 」に着目するものとする。

2. 解析条件とケース

解析の対象は標準的なスラブ軌道用の新幹線盛土とした。以下に解析条件と解析ケースを示す。

- (1) 施工基面幅 : 11.7m (新幹線複線断面)
- (2) 軌道荷重 : 15kN/m² (新幹線スラブ軌道)。計算上は、重量を盛土高さとして換算した。
- (3) のり面形状 : 犬走り無し (盛土高さ $H=6\text{m}$ 以下)、犬走りあり ($H=6\text{m}$ を超える場合)
- (4) のり面勾配 : 1 : 1.5, 1 : 1.8
- (5) 盛土高さ : 3m, 6m, 9m

(6) 地盤種別と設計地震波形：地盤種別¹⁾は、表1に示すG0, G1, G2, G3とし、これに応じた地表面設計地震動は、高架橋などの応答解析に用いる加速度応答スペクトル適合波に対して、土構造物用にバンドパスフィルターで修正した波形G0m~G3mを用いた(図4)。なお、修正理由については文献6)7)に詳しい。

(7) 盛土の土質定数：土質定数は、耐震標準で規定されている土質①, ②の2種類とした。ここで、スラブ軌道用の盛土は、締固め密度比が平均で95%(一般盛土は90%)以上を標準としているので上部盛土(盛土天端から3m区間)のみ締固め程度の違いを考慮して、表2に示すように土質区分が1ランク向上したと見なし内部摩擦角 ϕ を5度($\Delta\phi = +5^\circ$)大きく設定した。なお、比較検討のため締固め効果を考慮しない場合の計算も行った。

(8) 補強材強度：補強材は、盛土のり面部の表層から水平方向2m区間に標準配置される層厚管理材に

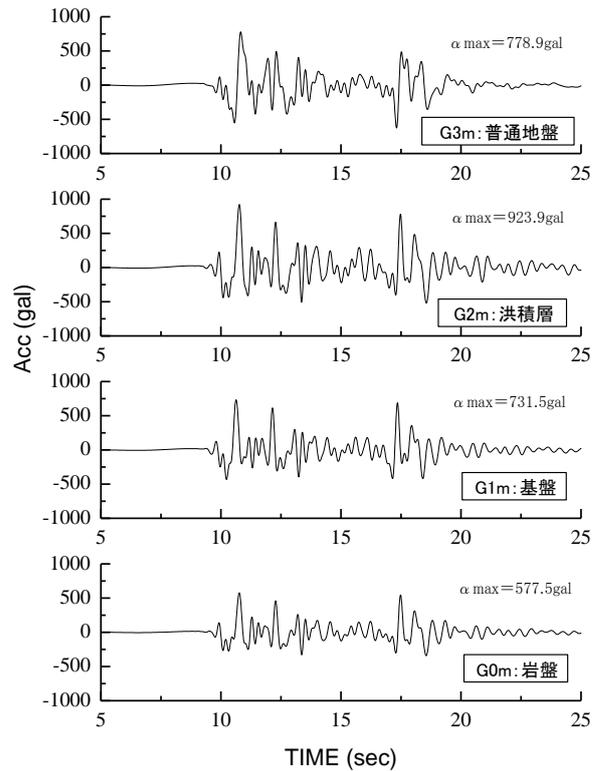


図4 地震波形(土構造物用修正波)

表1 地盤種別¹⁾

地盤種別	固有周期(sec)	地盤条件
G0	—	岩盤
G1	—	基盤
G2	~0.25	洪積層
G3	0.25~0.5	普通地盤

については地震時設計破断強度 $T = 2\text{kN/m}$ とした。さらに全幅補強材

表2 土質定数

土質	土の種類	盛土区分	単位体積重量	盛土表層部(2m区間)	盛土深部
①	粒度配合の良好な砂・礫, 硬岩ズリ	上部	18 kN/m ³	$\phi = 45^\circ$ $c = 3 \text{ kN/m}^2$	$\phi = 50^\circ$ $c = 6 \text{ kN/m}^2$
		下部	18 kN/m ³	$\phi = 40^\circ$ $c = 3 \text{ kN/m}^2$	$\phi = 45^\circ$ $c = 6 \text{ kN/m}^2$
②	一般の砂, 砂礫	上部	17 kN/m ³	$\phi = 40^\circ$ $c = 3 \text{ kN/m}^2$	$\phi = 45^\circ$ $c = 6 \text{ kN/m}^2$
		下部	17 kN/m ³	$\phi = 35^\circ$ $c = 3 \text{ kN/m}^2$	$\phi = 40^\circ$ $c = 6 \text{ kN/m}^2$

(ジオグリッド)は地震時設計破断強度 $T = 30, 40, 50, 60, 80\text{kN/m}$ と変化させた。なお、全幅補強材のL2地震時設計破断強度 T は、RRR(剛壁面補強土擁壁)工法に準じ $T = \alpha_2 \cdot \alpha_4 \cdot T_k = \alpha_e \cdot T_k$ とした。ここに、 T_k : 設計基準破断強度(検定時平均強度), α_2 : 施工時低減係数(施工時の破損に関する低減係数), α_4 : 瞬時荷重低減係数(地震時や段階施工時等の応力経路を考慮した低減係数), α_e : 地震時低減係数である。

(9) 補強材配置：盛土の補強材の配置パターンを図5に示す。Aパターンは、全幅補強材の鉛直方向配置間隔 $\Delta v = 1.5\text{m}$ とした標準タイプである。この他、盛土構築の諸条件に合わせて適切な配置パターンを検討するためにB~Eパターンも設定した。A, Dパターンについては、上部盛土, 下部盛土ともに等間隔配置であり、B, C, Eパターンは上部盛土は密な間隔で、下部盛土は粗な間隔で配置した。

(10) 許容変形量：スラブ軌道構造は、バラスト軌道構造に比べ、一旦変形が生じた際の軌道の復旧が容易でないことから、兵庫県南部地震での高架橋上スラブ軌道の復旧の考え方⁷⁾を参考にしてL2地震動に

対して「すべり土塊の滑動による沈下 S_s 」と「盛土体の揺すり込み沈下 S_e 」の合計が約 100mm 以内とした。

(11) 揺すり込み沈下量 S_e : 盛土体の揺すり込み沈下量 S_e は、既に耐震標準等に示されている神戸 NS 波による最大加速度と残留変位の関係^{1), 5)}を基に、使用した土構造物用修正波形の最大加速度 (α_{max}) で比例補間して求めた。ただし、スラブ軌道用盛土では上部盛土の締固め管理値が (7) に示したように一般盛土に比べて厳しいため、体積歪やせん断強度、変形係数などが改善され、揺すり込み沈下量も軽減されると考えられる。ここではそれらの効果を安全側の仮定でせん断強度によって定めた低減係数を $\mu = \tan \phi / \tan(\phi + \Delta\phi) = 0.84$ として補正した。これら

表 3 締固め効果を考慮した修正波形最大加速度時の揺すり込み沈下量 S_e の設定値 (mm)

土質	盛土高さ (m)	入力波形 (地盤種別)			
		G0m	G1m	G2m	G3m
①	3	2.1	3.9	7.4	4.7
	6	2.7	5.2	9.5	6.1
	9	3.0	6.0	10.8	7.1
②	3	6.0	11.8	22.1	14.4
	6	7.6	15.0	27.9	18.4
	9	8.4	16.5	31.0	20.8

の作業により、与条件として設定した揺すり込み沈下量は、表 3 に示すとおりである。

3. 計算結果

3.1 補強材強度と臨界すべり面および降伏震度の関係

滑動変形量の検討における補強材強度 T と臨界すべり面および降伏震度 k_{hy} の変化を図 6 に示す。臨界すべり面 ($F_s=1.0$ の円弧すべり面) は、補強材強度を上げるに連れて盛土の深い位置に移動し、降伏震度も上昇する。これは、補強材抵抗力が増えるに連れて、降伏に要する滑動力 (土塊重量 \times 水平震度) は、さらに大きな力を必要とするため、必然的にすべり土塊の重量 (形状) を大きく、かつすべり土塊に生じる地震時慣性力が大きくならなければ釣り合いがとれないことを示す結果である。

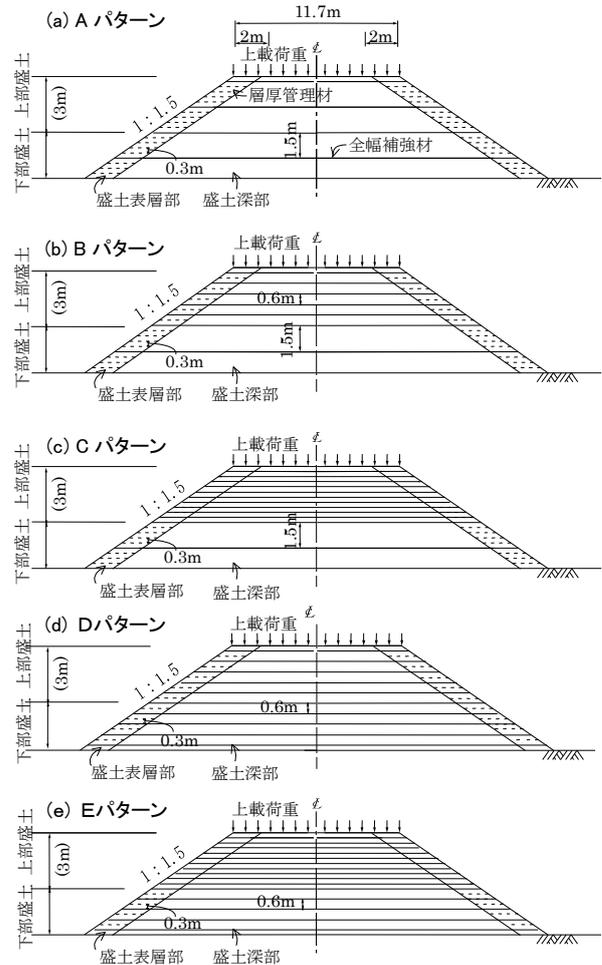


図 5 補強材配置パターン

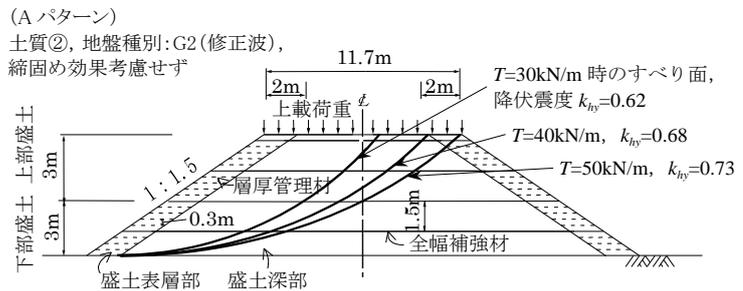


図 6 補強材強度と臨界すべり面

3.2 地震波形の影響

補強材配置 A パターン, $T = 30\text{kN/m}$, 犬走り無し, 地盤種別 G2 の場合での, 高架橋などの一般構造物用総研適合波 (人工地震波)¹⁾ と土構造物用修正波の地震波形の違いが変形量に与える影響を示したのが図 7 である。なお, ここでは上部盛土の締固め効果は考慮していない。一般構造物用適合波形は, 修正波形に比べて, 土質①で 20%, 土質②で 28% の過大な滑動変形量 S_s を与えるが, 揺すり込み沈下 S_e においてはあまり影響を与えない。

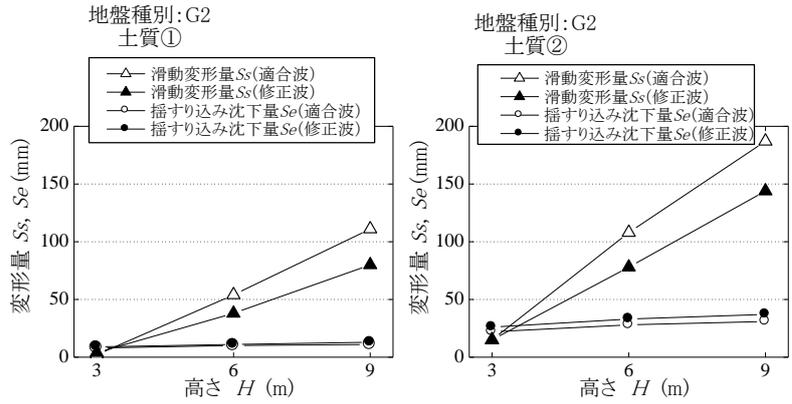


図 7 地震波形, 盛土高さ, 盛土材料の影響

3.3 盛土高さと盛土材料の影響

図 7 から盛土高さの変化に対して揺すり込み沈下 S_e はほぼ一定であるが, 滑動変形量 S_s は比例的に大きくなる。このことから総変形量に対して, 盛土高さが大きくなると滑動変形量が支配的となる傾向を示すことが理解できる。また, 盛土材料が土質②の盛土に比べて土質①の盛土の変形量が概ね 1/2 であることがわかる。土質①と土質②には内部摩擦角で 5° の違いがあるが, 変形量に対する影響は顕著である。

3.4 盛土の締固め効果の影響

補強材配置 A パターン, $T = 30\text{kN/m}$, 犬走り無し, 地盤種別 G2 の場合での上部盛土の締固め効果の影響を示したのが図 8 である。上部盛土の土質定数 ϕ の向上分 ($\Delta\phi = +5^\circ$) を考慮すると滑動変形量 S_s で 6% 程度, 揺すり込み沈下量 S_e で 16% 程度, 総変形量で 10% 程度の低減となる。これは, 滑動変形量において円弧すべり面のせん断抵抗力が上昇し, 降伏震度が大きくなることによって, また, 揺すり込み沈下に対しては, せん断強度の増加分だけ沈下量が低減したものである。

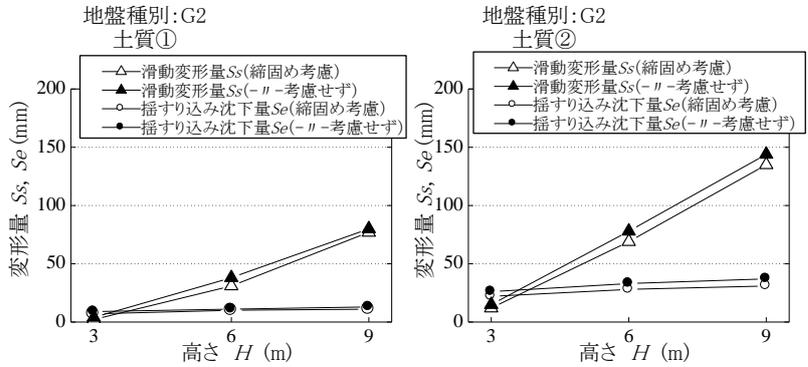


図 8 締固めの影響

3.5 のり面勾配と犬走りの影響

補強材配置 A パターン, $T = 30\text{kN/m}$, 地盤種別 G2 の場合での盛土のり面勾配の影響を図 9 に示す。なお, 上部盛

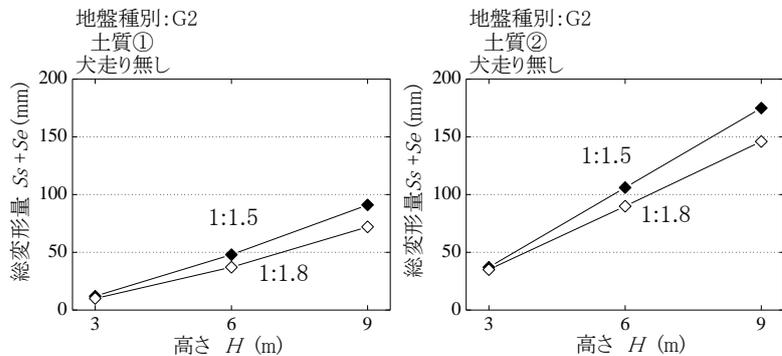


図 9 のり面勾配の影響

土の締固めの効果は考慮していない。滑動変形量 S_s と揺すり込み沈下量 S_e を合わせた総変形量は、盛土高さが大きくなると比例的に大きくなる。盛土高さ 3m 程度では、のり面勾配の緩急による差はあまりないが、盛土高さ 9m では、のり面勾配 1 : 1.8 の変形量が、のり面勾配 1 : 1.5 に比べて 20% 程度低減する。このことから盛土高さが大きくなるほど、緩勾配による変形量の低減効果が大きくなることわかる。

一方、のり面勾配 1 : 1.5 の場合の犬走り（幅 1.5m）の有無が滑動変位量のみを与える影響を図 10 に示す。なお、上部盛土の締固め効果は考慮していない。犬走りがある場合は、無い場合に比べて滑動変形量が 14% 程度低減する。ちなみに省力化軌道設計標準⁵⁾ では、6m を超える場合には犬走りを設けることを標準としている。

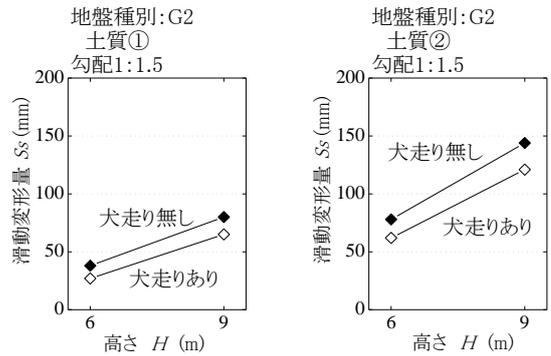


図 10 犬走り（幅 1.5m）の影響

3.6 地盤種別の影響

補強材配置 A パターン、 $T = 30\text{kN/m}$ 、犬走り無しの場合での地盤種別 G0 ~ G3（修正波 G0m ~ G3m を使用）の違いによる影響を示したのが図 11 である。なお、上部盛土の締固め効果は考慮している。土質①、②とも地盤種別 G2 で総変形量が最も大きくなり、土質②で地盤種別 G2 の盛土高さ 6m 以上では、変形量が 100mm 以上となり、仮定した許容変形量 100mm を超える。地盤種別 G2 以外の場合では、標準の A パターンで変形量が 100mm 以下となる。

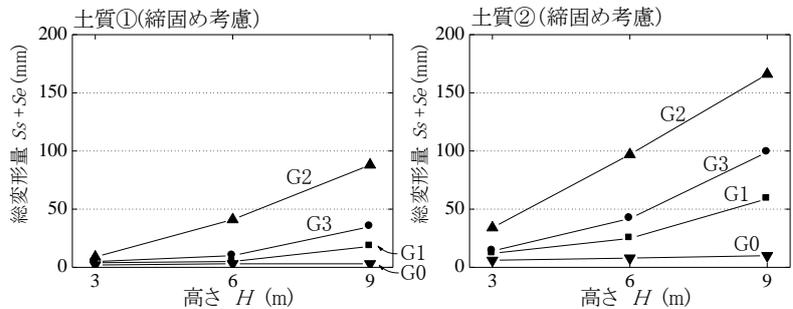


図 11 地盤種別の影響

3.7 補強材強度の影響

盛土高さ 9m、補強材配置 A パターン、犬走り無し、締固め効果を考慮しない場合での補強材強度 T の影響を示したのが図 12 である。土質①、②とも補強材強度が大きくなるほど総変形量が低減する。変形量を許容変形量 100mm 以下にするには、良質な盛土材である土質①では、最も変形量が大きくなる地盤種別 G2 でも補強材強度は標準の $T = 30\text{kN/m}$ でよいことがわかる。土質②では、地盤種別 G2 で $T = 50\text{kN/m}$ 、地盤種別 G3 で $T = 40\text{kN/m}$ にすればよいことがわかる。

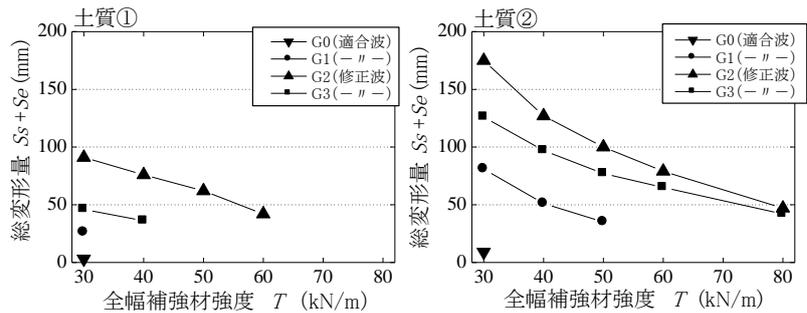


図 12 補強材強度の影響

な盛土材である土質①では、最も変形量が大きくなる地盤種別 G2 でも補強材強度は標準の $T = 30\text{kN/m}$ でよいことがわかる。土質②では、地盤種別 G2 で $T = 50\text{kN/m}$ 、地盤種別 G3 で $T = 40\text{kN/m}$ にすればよいことがわかる。

3.8 補強材配置パターンの影響

補強材配置パターンの違いによる影響を示したのが図 13 である。補強材強度は $T = 30\text{kN/m}$ 、犬走り無し、上部盛土の締固めの効果を考慮していない。また各パターンの意味は、図 5 を参照されたい。

図 13 より、補強材の強度を同じとする時、A、D パターンから上部、下部盛土ともに等間隔配置とした場合でも密な方が総変形量を低減させることができる。また、A、B、C パターンの順で上部盛土の配置密度を上げて行くほど総変形量は低減する。仮に許容変形量を 50mm とさらに厳しく設定するならば、盛土高さ 9m では D、E パターンの適用も考えられる。

一方、上部盛土と下部盛土のどちらに補強効果を分担させた方が効果的なのかを示したのが、図 14 である。補強材強度 $T=60\text{kN/m}$ を下部盛土の下 2 層に配置するよりは、

上部盛土の上 2 層に配置する方がわずかでであるが総変形量で 4mm 程度低減され、補強材料も少なくなるので合理的となる。上部盛土に配置した方の変形量が小さくなるのは、補強材による抵抗モーメント $M_{RT}=R \cdot \sum T(\sin\alpha \cdot \tan\phi + \cos\alpha)$ 、ここに、 R ：円弧半径、 T ：補強材強度、 ϕ ：土の内部摩擦角、 α ：すべり面との角度であり、①第 1 項目の $\sin\alpha$ が上段で大きくなること、② ϕ が上部盛土で $+5^\circ$ 向上しているため、補強材の拘束効果が働き、結果的に上部盛土の上 2 層を $T=60\text{kN/m}$ にした方が補強材による抵抗モーメントを大きくするためと考えられる。

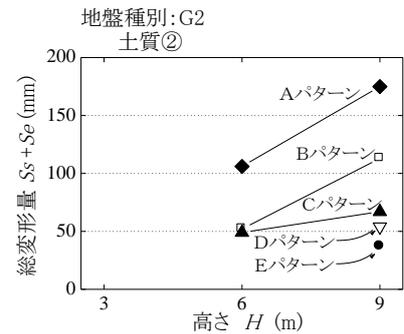
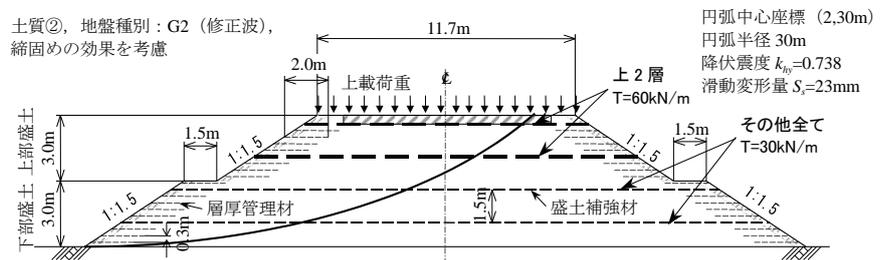
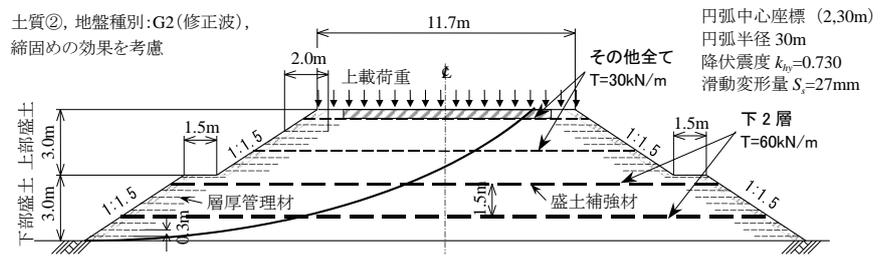


図 13 配置パターンの影響(1)



(a) 上 2 層を $T=60\text{kN/m}$ にした場合



(b) 下 2 層を $T=60\text{kN/m}$ にした場合

図 14 配置パターンの影響(2)

3.9 解析結果のまとめ

ジオテキスタイルを配置した盛土に対して各種条件を変化させ L2 地震時の残留変形量を算出し、各条件に対する定性的な傾向を明らかにした。その検討結果をまとめると以下のとおりである。

- ① 補強材の配置間隔が同じ場合には、補強材強度を大きくすると盛土の降伏震度が上がり臨界すべり面も深い位置に移動し、滑動変位量も低減する。したがって、補強材の強度によって変形量を調整できる。
- ② 盛土材料は、良質な材料である土質①の方が土質②を用いるより変形量が低減する。
- ③ 盛土の締固めで、密度比が向上すると変形量が低減する。
- ④ 盛土高さが大きくなるほど、変形量も大きくなる。
- ⑤ 盛土のり面勾配を緩勾配にすると変形量が低減する。さらに盛土高さが大きくなるほど、この低減効果の割合が大きくなる。
- ⑥ 犬走りがある場合は、無い場合に比べて変形量が低減する。

- ⑦ 地盤種別の違いでは、 $G0 < G1 < G3 < G2$ の順で変形量が大きくなる。したがって、地盤種別の確定には慎重を期す必要がある。
- ⑧ 補強材の強度が同じ場合には、補強材を密に配置するほど変形量が低減する。したがって、補強材の配置によって変形量を調整できる。
- ⑨ 同量の補強効果を下部盛土に与えるよりは、上部盛土に与えた方が変形量の低減効果がわずかに高まる。

4. 合理的な補強材配置パターンの提案

算出される変形量を許容変形量以内に制御しようと考えた場合には、盛土高さが 6m を超える場合には盛土形状、盛土材料、締固め程度、補強材の配置密度や強度の組合せにより多数の配置パターンが考えられる。

そこで、補強材以外の条件は同じとした場合の補強材の配置密度と強度の組合せによる影響、および経済性について検討した。図 15, 16 は、それぞれ補強材強度が $T = 30\text{kN/m}$ と 60kN/m 、土質②、犬走り無し、上部盛土の締固めの効果を考慮しない場合の補強材の配置密度の違いによる総変形量と補強材総延長 L の関係を示したものである。

補強材総延長に比例して変形量は小さくなるが、延長が長くなるほど変形量の低減効果は低下する。地盤種別 G2 の場合では、図 15 の E パターンに着目すると線路方向 1m 当りの総敷設延長は $L = 410$

m となるが、この時の変形量は補強材強度を倍にした図 16 の B パターン ($L = 182\text{m}$) であっても同程度の変形量が期待できることになる。この比較より補強材強度を倍にすれば延長は 1/2 を下回る 44% になるので、材料数は $44/50 = 88\%$ 、つまり 12% 少なくなる。ただし、他の配置パターンの比較からは、許容する変

形量を大きくするほど逆の傾向を示すこともある。しかし、材料数が概ね 1/2 程度であれば材料単価や敷設施工費を考慮しても密な配置とするよりは、配置はそのままで強度を上げる方が、全体工事費の軽減に有効と思われる。

以上の検討結果を踏まえ、計算の精度や経済性、施工性を勘案して最も変形量が大きく算定される地盤種別 G2、土質②での各盛土高さにおける合理的な補強材配置パターンを図 17 に示した。なお、のり面勾配 1 :

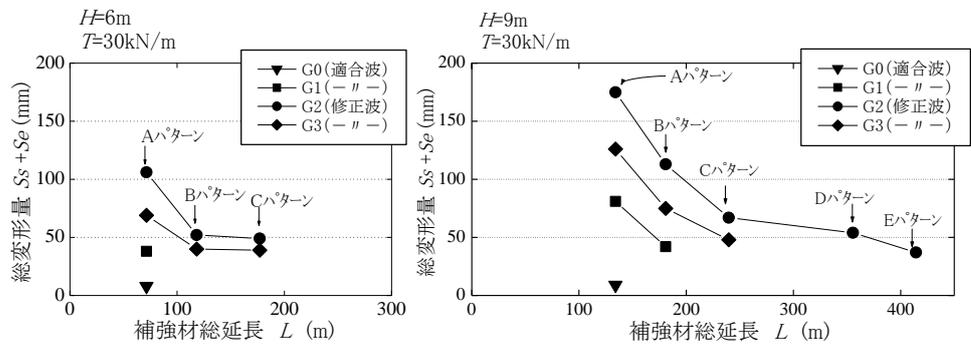


図 15 補強材総延長と変形量の関係 ($T=30\text{kN/m}$)

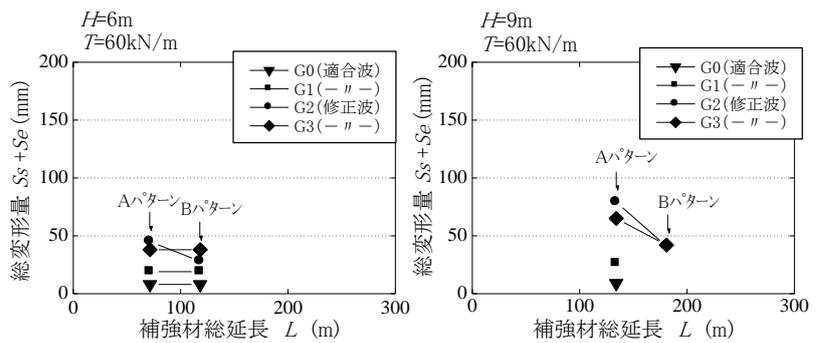


図 16 補強材総延長と変形量の関係 ($T=60\text{kN/m}$)

1.5, 上部盛土の締固め効果を考慮したものである。経済性を優先させるならば図中の太線で示したように盛土高さ 7m 未満は標準の A パターン, 7m 以上 9m 以下の場合には盛土高さに応じて同じ A パターンで上層部から 60kN/m 補強材に順次変更すると概ね 100mm の許容変形量に制限できると思われる。

5. 全体のまとめ

全体をまとめると、地盤種別により適切な地震波形を設定する必要があること、変形量を低減す

るためには、盛土材料を良質なものとするか、のり面勾配を緩勾配とするのが有効であること、それ以外の方法としては、補強材を配置することによって合理的に沈下量を低減できることを示した。これらの知見をもとに、合理的で経済的な許容変形量の厳しいスラブ軌道用の新幹線盛土に対応した補強材配置パターンを提案した。また、盛土の強地震動に対する耐震設計において、滑動変形量を Newmark 法で計算する方法は、設計実務上、有効な手法であり、対策工の効果も評価できる可能性を示した。

おわりに

今回の検討では、盛土支持地盤が良質な地盤を想定しているのので、盛土支持地盤の沈下量が小さくない場合には、別途、それらの影響を考慮して地盤改良などの対策を講ずることが必要となる。このように盛土の地震時変形には、地震動の地域性、複雑な地盤構造など多くの不確定要因が影響するので、合理的で経済的な耐震対策を図る上では、広範な地形・地質調査と総合的な検討が重要であると考えられる。

参考文献

- 1) 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 運輸省鉄道局監修鉄道総合技術研究所編, 1999.10.
- 2) N.M.Newmark: Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, Geotechnique, Vol.15, No.2, pp.139-159, 1965.
- 3) 堀井克己, 舘山勝, 内田吉彦, 古関潤一, 龍岡文夫: ニューマーク法による鉄道盛土の地震時滑動変位予測, 第 32 回地盤工学研究発表会, pp.1895-1896, 1997.7.
- 4) 堀井克己, 舘山勝, 小島謙一, 古関潤一: 砂質土盛土の地震による残留沈下予測, 土木学会第 52 回年次学術講演会, pp.148-149, 1997.
- 5) 鉄道構造物等設計標準・同解説 省力化軌道用土構造物, 運輸省鉄道局監修鉄道総合技術研究所編, 1999.11.
- 6) 舘山勝, 室野剛隆, 堀井克己, 米澤豊司, 古関潤一, 龍岡文夫: 補強土壁の地震時変形計算法における波形の影響, 土木学会第 54 回年次学術講演会, pp.620-621, 1999.9.
- 7) 室野剛隆, 舘山勝, 青木一二三, 堀井克己, 鵜田由希: 盛土の耐震検討に用いる地震動波形に対する一考察, 「レベル 2 地震に対する土構造物の耐震設計」シンポジウム, 地盤工学会, pp.347-354, 2000.8.
- 8) 兵庫県南部地震鉄道被害調査報告書, 鉄道総研報告書, 特別第 4 号, pp.39-40, 1996.4.

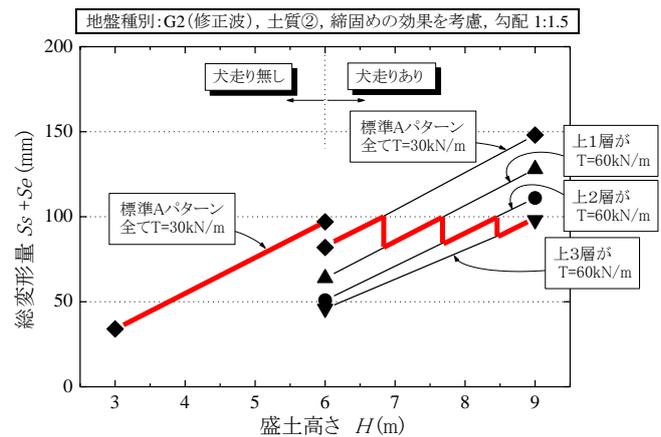


図 17 許容変形量に対する補強材配置