

電車線柱付き補強土擁壁の耐震設計

鴫田由希¹・浦川智行¹・堀井克己¹・青木一二三²・米澤豊司²・中村行雄³

現行の鉄道におけるジオテキスタイルを用いた補強土擁壁のL2地震時の検討方法は、耐震標準¹⁾に示されており、内的・外的安定計算で決定した断面に対し、ニューマーク法²⁾で変形計算を行うことになっている。しかし、補強土擁壁上に電車線柱があるような、補強土壁頂に大きな荷重が作用する場合における変形計算の詳細は示されていない。そこで本研究では、耐震設計における補強領域の設定方法、地震時電柱荷重の組込み方法などの違いによる比較を行い、電車線柱一体型補強土擁壁の合理的な耐震設計方法についての検討を行った。また、この計算方法でL2地震時において、補強土擁壁の変形が許容変形量以内におさめるために、ジオテキスタイルによる補強がどの程度必要になるかを検討した。

キーワード：電車線柱付き補強土擁壁、ジオテキスタイル、ニューマーク法、地震時変形量

1. 検討概要

鉄道における補強土擁壁のL2地震時変形量の算定方法については、耐震標準(1999)¹⁾に示されており、極限平衡法とニューマーク法²⁾で変形計算を行い、変形性能を照査することとしている。この現行の補強土擁壁の耐震設計法では、擁壁上に電車線柱があるような、壁頂荷重が大きい場合の計算方法は示されていない。そこで、L2地震時の変形計算に対応した電柱荷重の組込み法、滑動・転倒変形計算での補強領域の設定方法、せん断変形における壁頂荷重の組込み法を検討し、合理的な耐震設計法を図ることとした。図-1に検討フローを示す。また、この耐震設計法を用いて、許容変形量に対して盛土高さ毎での補強材量がどの程度必要かを求めた。

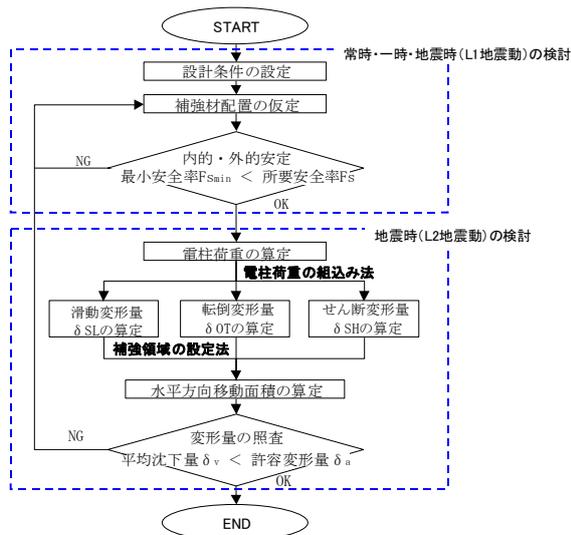


図-1 検討フロー

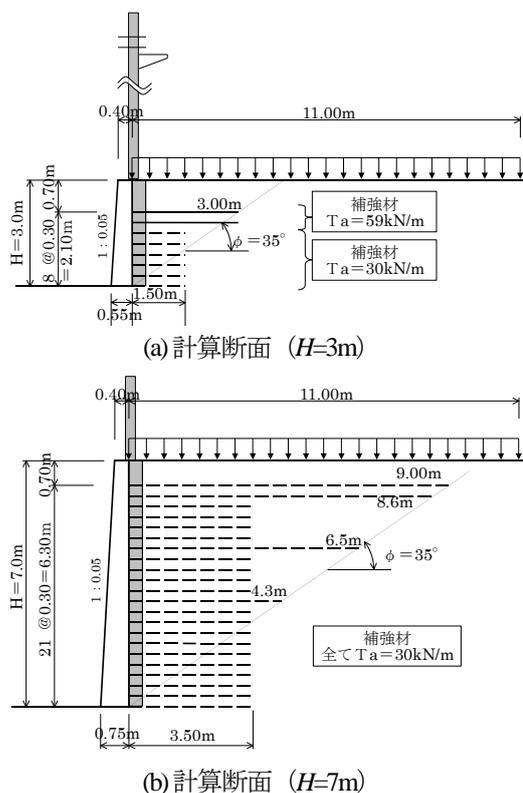


図-2 検討断面図(常時・一時・L1地震時)

表-1 土質定数

土質分類	N値	単位体積重量 γ (kN/m ³)	内部摩擦角($^{\circ}$)		粘着力 c (kN/m ²)
			ϕ_{peak}	ϕ_{res}	
盛土	—	20	50	35	0
支持地盤	20	18	35		0

²正会員, 日本鉄道建設公団 設計技術室(〒100-0014 東京都千代田区永田町2-14-2 山王グランドビル6F)

³ 日本鉄道建設公団 九州新幹線建設局(〒812-8622 福岡市博多区祇園町2-1 博多祇園21ビル)

2. 検討条件

検討計算に用いる断面は、電車線柱付き補強盛土とし、通常の補強盛土の内的・外的安定計算^{1), 3)} (常時・一時・L1地震時) を行い所定の安全率、補強材基本配置等の構造細目を満足する盛土高さ $H=3, 7\text{m}$ の断面とした。図-2 に検討断面図を示す。盛土材、支持地盤の土質定数を、表-1 に示す。支持地盤は、耐震標準に示されるG2地盤 (洪積層) およびG3地盤 (普通地盤) とした。補強材は、面状補強材 (ジオテキスタイル) とし、地震時設計基準強度 $T_k=30, 59\text{kN/m}$ の2種類とした。上載荷重は、軌道荷重 $q=15\text{kN/m}^2$ 、地震荷重はL2地震時のスペクトルII土構造用修正波形⁴⁾に、地域区分をB区分として地域別係数 $\nu=0.85$ (九州) を乗じたものを作用させた。壁面は、剛なRC構造の一体型壁面とした。変形計算において、一次すべり面生起震度でのすべり線を基準として、転倒、滑動モードについて変形計算を行う。一次すべり面生起震度は、せん断変形に対する降伏震度を適用し、式(1)で算定した²⁾。

$$k_{hy} = \frac{\bar{L}}{2H} \quad (1)$$

ここに、 k_{hy} : 一次すべり面生起震度
 \bar{L} : 補強領域幅 (平均値)
 H : 盛土高さ

盛土高 $H=3\text{m}$ の場合；

補強領域幅 $\bar{L} = (1.5\text{m} \times 6\text{層} + 3.5\text{m} \times 2\text{層}) / 8\text{層} = 2.0\text{m}$
 一次すべり面生起震度 $k_{hy} = 2.0\text{m} / (2 \times 3.0\text{m}) = 0.333$

盛土高 $H=7\text{m}$ の場合；

補強領域幅 $\bar{L} = (3.5\text{m} \times 19\text{層} + 4.7\text{m} + 6.8\text{m} + 9.02\text{m}) / 22\text{層} = 3.955\text{m}$
 一次すべり面生起震度 $k_{hy} = 3.955\text{m} / (2 \times 7.0\text{m}) = 0.283$

3. 電車線柱荷重の算出

現行の電車線柱荷重は、静的震度法への適用を前提としたもので、時間には依存しない一定荷重 (通常は最大荷重) を壁頂に与えている。実設計を行うにあたって、この荷重を、ニューマーク法のような動的解析に適用すると、過大な変形量が算定され、非合理的な設計となる可能性がある。実際の電車線柱荷重は、地震動と同様に大きさ、方向が不規則に変動するため、変動荷重とする必要がある。そこで、電車線柱の地震応答解析を行い、時々刻々と変動する電車線柱荷重を求め、ニューマーク法による変形計算に用いることとした。

(1) 電車線柱の条件

電車線柱は、高さ $H=13\text{m}$ 、全重量 $W=52.34\text{kN}$ の鋼管柱 (外径 $\phi=406.4\text{mm}$ 、厚さ $t=9\text{mm}$)、基礎形式はモルタル充填とした。電車線柱のヤング係数は、 $E_s=2.0 \times 10^8\text{kN/m}^2$ 、断面2次モーメントは、 $I=2.22 \times 10^4\text{m}^4$ 、曲げ剛性は、 $EI=4.44 \times 10^4\text{kN} \cdot \text{m}^2$ である。電車線柱は、壁頂天

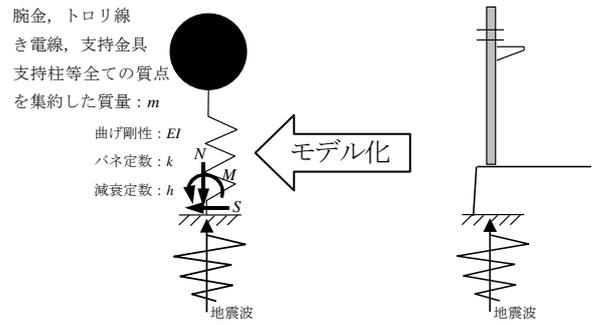


図-3 電柱モデル図

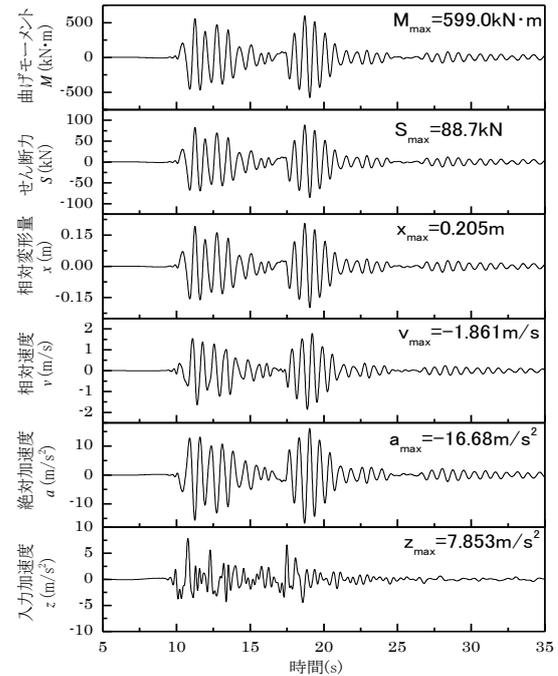


図-4 電柱動的解析結果 (G2地盤)

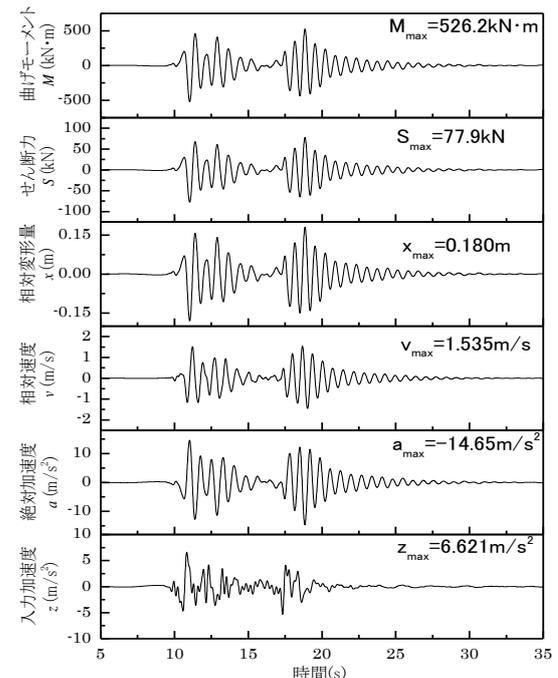


図-5 電柱動的解析結果 (G3地盤)

端を固定端として、図-3 に示すように1質点系（集中質量 $m=5.34\text{kN}\cdot\text{s}^2/\text{m}$ ，作用高 $L=6.754\text{m}$ ）としてモデル化した。電車線柱の曲げ剛性 EI は，バネ定数 $k=3EI/L^3$ として与えた。動的解析は直接積分法で，ニューマークの β 法を用いた。地震力は，電車線柱基部に直接作用させ，バネ端部分を水平方向加振した。地震波は，L2地震動の土構造用修正波⁴⁾であるG2，G3地盤の2種類とし，地域別係数 $\nu=0.85$ を地震波に乗じて低減させた。解析の設定は，ニューマークの β 法の定数 $\beta=1/4$ ，減衰定数 $h=0.05$ とした。一次固有周期は， $T=2\pi(m/k)^{1/2}=0.699$ 秒である。動的解析から，L2地震時の応答絶対加速度 a ，応答相対速度 v ，応答相対変形 x を求め，応答相対変形 x とバネ定数 k ，作用高 L から，電車線柱基部におけるせん断力 $S=x\cdot k$ ，曲げモーメント $M=S\cdot L$ を時刻歴波形として求める。各作用力（ M ， S ， N ）は，図-3の電車線柱基部に示す方向を正とした。

(2) 電車線柱荷重の計算結果

電車線柱の動的解析結果を，G2地盤について図-4に，G3地盤について図-5に示す。応答せん断力・曲げモーメントは，G3地盤よりG2地盤の方がやや大きい応答結果となった。これは，G2地盤の入力加速度の最大値がG3地盤の値より大きいためである。入力加速度に対する応答絶対加速度の応答倍率は，G2地盤で2.12，G3地盤では2.21となった。電車線柱基部におけるせん断力・曲げモーメントは，G2・G3地盤ともに，18秒付近で最大となった。

現行の電車線柱荷重を一定とする方法と，動的解析結果との最大応答値での比較を表-2に示すが，ほぼ同程度の結果となった。この電車線柱荷重の最大値を時間に関わらず一定にかける場合と，波形として変動荷重で与えるのでは，地震時での補強土擁壁の変形量が大きく違って来るものと考えられる。

表-2 電車線柱荷重

作用力	現行荷重	動的解析荷重	
		G2地盤	G3地盤
最大曲げモーメント (kN・m)	520.0	599.0	526.2
最大せん断力 (kN)	108.0	88.7	77.9

4. 滑動・転倒変形計算における補強領域の設定の検討

(1) 補強領域の検討の概要

壁頂に大きな荷重が作用する場合に，補強材の定着部の抵抗力をどのようなメカニズムとして考慮するかで安定性の評価が変わる。そこで，滑動・転倒モードに対する安全率を算定する際の補強材定着部の抵抗効果の算定法に関して，盛土高さ $H=3, 7\text{m}$ ，支持地盤はG3地盤で検討を行った。補強土壁工法の補強材抵抗力 t_i （層毎）は，補強材破断強度 t_{strength} と補強材引抜抵抗力 t_{pull} を比べて小さい方を採用し，式(2a)で表される。

$$t_i = \min \left\{ t_{\text{strength}} , t_{\text{pull}} \right\} \quad (2a)$$

$$t_{\text{pull}} = 2\sigma_v \ell \tan \phi \quad (2b)$$

ここに， σ_v ：土被圧， ℓ ：定着長， ϕ ：土の内部摩擦角

この計算より，補強材に高強度のものを用いると補強材抵抗力は引抜抵抗力で決まる。しかし，補強材の設置間隔を密に配置した場合は，補強材全体の補強材引抜抵抗力は補強領域の土の重量を上回ることがある。この場合は，補強材抵抗力は引抜抵抗力で決まらず，補強領域全体の重量で抵抗が決まることになる。そこで，このような過大な抵抗力の算定をおこさせないように，総補強材抵抗力に上限値を設ける必要がある。転倒安定に対してもこれに準じた上限値の設定が必要である。そこで，この上限値の設定法について検討した。

(2) 補強材による滑動抵抗力の上限

補強土擁壁の滑動モードに対する検討では，滑動抵抗力は，一般に定着部の補強材抵抗力の総和で計算される。しかし，この総和が補強領域の自重 \times すべり面の摩擦係数を超える場合には，補強領域の全体が滑動すると考えられる。

a) 上限モードSL0（上限を設定しない場合）

補強材による滑動抵抗力（全層）は，式(3a)となる。

$$T_{\text{gt}} = \sum_{\text{all}} t_i \quad (3a)$$

b) 上限モードSL1（摩擦抵抗を上限とした場合）（図-6）

補強材による補正滑動抵抗力（全層）は式(3b)となり，

$$T_{\text{gtc}} = \sum_{\text{all}} c \cdot t_i \quad (3b)$$

このとき，補正係数は，式(3c)となる。

$$c = \frac{1}{\sum_{\text{all}} t_i} \cdot \min \left\{ \sum_{\text{all}} t_i , (W_1 + W_2) \tan \phi \right\} \quad (3c)$$

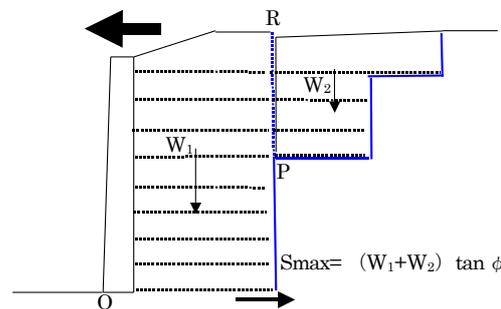


図-6 滑動モード (SL1)

設定法の上限モード SL0，SL1 での滑動変形量の計算結果を表-3に示す。盛土高 $H=3.0\text{m}$ の場合の補強材抵抗力補正係数 c は， $c_{\text{SL0}} > c_{\text{SL1}}$ となり，上限を設定しない場合は，補強領域の滑動抵抗以上に補強材抵抗力が考慮されることになるため危険である。盛土高 $H=7.0\text{m}$ の場合で $c_{\text{SL0}} = c_{\text{SL1}}$ となったのは，P点より上部の補強領域重量

W_2 が大きく、抵抗の上限に達していないためである。したがって、以降の滑動変形量の計算には、上限値を設定した SL1 を適用する。

表-3 滑動変形量

設定法	H=3.0m		H=7.0m	
	補正係数	変形量 (mm)	補正係数	変形量 (mm)
上限なし SL0	$c_{SL0}=1.000$	$\delta=0.0$	$c_{SL0}=1.0$	$\delta=5.1$
上限あり SL1	$c_{SL1}=0.952$	$\delta=0.0$	$c_{SL1}=1.0$	$\delta=5.1$

(3) 補強材による転倒抵抗力の上限

補強土擁壁の転倒モードに対する検討では、一般に定着部の補強材抵抗モーメントは、補強材抵抗力×補強材の定着点高さで計算されるが、これに加えて補強材定着部の抵抗の考え方として二通りの検討を行った。はじめに、補強土領域と背面の定着領域が一体となって転倒するモード OT1 (図-7)。次に、補強土領域は転倒モードを示すが、背面の定着領域は引抜けモードとした場合 OT2 (図-8) とした。

a) 上限モード OT0 (上限を設定しない場合)

補強材による転倒抵抗モーメントは、式(4a)となる。

$$MR_{gt} = \sum_{all} t_i \cdot (y_{gt,i} - y_c) \quad (4a)$$

ここに、 $(x_{gt,i}, y_{gt,i})$: 補強材の定着点、 (x_c, y_c) : 回転中心

b) 上限モード OT1 (上限設定その 1)

OT1 の設定は、補強土領域と背面の定着領域 (PR 点より右側の補強領域) が一体となって転倒するような変形モードである。すなわち、補強土領域 P 点 (すべり線の折れ点) より上部の補強材抵抗力による転倒抵抗モーメントは、P 点より上部定着域の自重による抵抗モーメントを超えないとした上限設定を OT1 (図-7) とする。

補強材による転倒抵抗モーメントは、式(4b)となり、

$$MR_{gt} = \sum_{all} c \cdot t_i \cdot (y_{gt,i} - y_c) \quad (4b)$$

このとき、補正係数は、式(4c)となる。

$$c = \frac{1}{\sum_{upper} t_i \cdot (y_{gt,i} - y_c)} \cdot \min \left\{ \sum_{upper} t_i \cdot (y_{gt,i} - y_c), W_2(x_2 - k_h y_2) \right\} \quad (4c)$$

c) 上限モード OT2 (上限設定その 2)

補強領域の一体化領域 (P 点より左側) だけが転倒モードを示すが、補強材定着部のブロック W_2 は、引抜けモードになると考え、定着部のブロックの補強材が発揮する滑動抵抗力は、補強領域の自重による摩擦抵抗を超えないとした上限設定を OT2 (図-8) とする。補強材による転倒抵抗モーメントは、式(4d)のとおりであり、

$$MR_{gt} = \sum_{all} c \cdot t_i \cdot (y_{gt,i} - y_c) \quad (4d)$$

補正係数は、式(4e)となる。

$$c = \frac{1}{\sum_{upper} t_i} \cdot \min \left\{ \sum_{upper} t_i, W_2 \tan \phi \right\} \quad (4e)$$

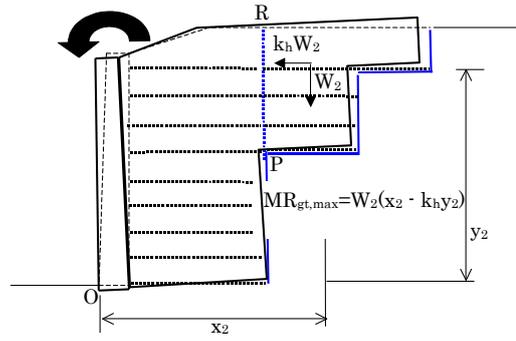


図-7 転倒モード (OT1)

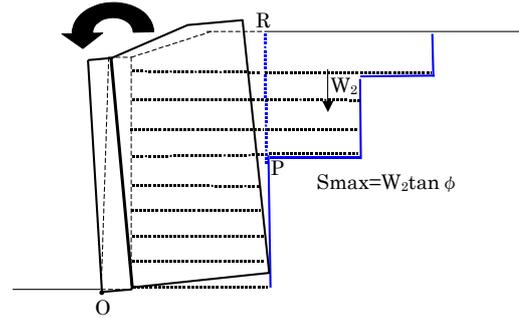


図-8 転倒モード (OT2)

上限設定なし、ありの転倒変形量の計算結果を表-4に示す。盛土高さ $H=3.0m$ での補正係数は、 $c_{OT0} > c_{OT1} > c_{OT2}$ となり、変形量は $\delta_{OT0} < \delta_{OT1} < \delta_{OT2}$ となった。これは、盛土上部に高強度 ($T_k=59kN/m$) の長補強材が配置され補強材の抵抗モーメントが上限に達するためである。盛土高 $H=7.0m$ では、滑動モードと同様に P 点より上部の補強領域重量 W_2 が大きく、抵抗の上限に達していないため、補正係数が $c=1.0$ となり、上限を設定しても変形が生じなかった。以上の結果より、転倒計算の算定法としては、補強材の滑動抵抗力を抵抗モーメントの上限とした OT2 を適用する。

表-4 転倒変形量

設定法	H=3.0m		H=7.0m	
	補正係数	変形量 (mm)	補正係数	変形量 (mm)
上限なし OT0	$c_{OT0}=1.000$	$\delta=0.0$	$c_{OT0}=1.0$	$\delta=0.0$
上限あり OT1	$c_{OT1}=0.466$	$\delta=69.2$	$c_{OT1}=1.0$	$\delta=0.0$
上限あり OT2	$c_{OT2}=0.327$	$\delta=118.9$	$c_{OT2}=1.0$	$\delta=0.0$

5. 電柱荷重の組込み法による検討結果

(1) 計算条件

盛土高さ $H=3, 7m$ とし、支持地盤は G3 地盤とした。変形計算は、滑動モード SL1、転倒モード OT2 の上限設定とした。その他の条件 (盛土土質、補強材) は、2. と同じ条件とした。3. で算出した電車線柱の応答波形を一定 (最大値) 荷重として組込む方法と応答波形を変動荷重として組込む方法での比較を行う。

(2) 計算結果

電車線柱荷重を一定（最大）荷重と応答波形でそれぞれ組込んで計算を行った滑動変形計算結果を表-5 に、転倒変形計算結果を表-6 に示す。また、 $H=3m$ での時刻歴滑動変形を図-9 に、時刻歴転倒変形を図-10 に示す。

一定（最大）荷重をかけた場合に比べて、応答波形の場合の方が、変形量が小さくなった。転倒モードの方が組込み法の違いが顕著に表れ、特に盛土高さ $H=3.0m$ の場合は、一定荷重の場合が応答波形の場合に対して 30 倍以上も変形する結果となった。これは、盛土高さが低いほど、電車線柱荷重の影響が大きくなるためである。このように、電車線柱荷重の組込み法としては、電車線柱の応答を考慮することで、変形量が適切に算定することができると思われる。

表-5 滑動変形量 δ_{sl} (mm)

盛土高さ H (m)	荷重の組込み法	
	一定(最大)荷重	応答波形
3.0	165	0.0
7.0	7.0	5.1

表-6 転倒変形量 δ_{or} (mm)

盛土高さ H (m)	荷重の組込み法	
	一定(最大)荷重	応答波形
3.0	3825.3	118.9
7.0	0.6	0.0

6. せん断変形における壁頂荷重の考え方

(1) せん断変形の概要

耐震標準で示されている現行のせん断変形解析法は、補強体に対する地震慣性力を考慮するが、壁頂荷重を考慮していない。したがって、壁頂荷重が大きい場合は、せん断変形を過小に評価する可能性がある。そこで、壁頂荷重を加味したせん断変形解析法を検討する。

剛壁面補強土擁壁のせん断変形モードを図-11 に示す。擁壁は剛壁を有しているため、せん断変形は一様である。ただし、壁頂荷重は変動荷重であり、水平加速度に比例するように与える。鉛直力はせん断変形に寄与しないの

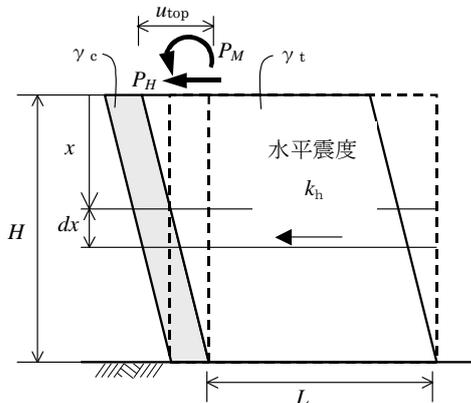


図-11 せん断変形モード

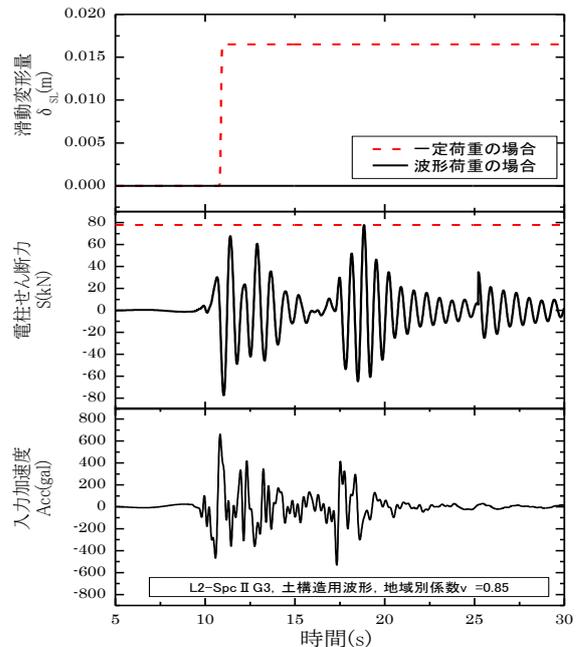


図-9 時刻歴滑動変形量 ($H=3m$)

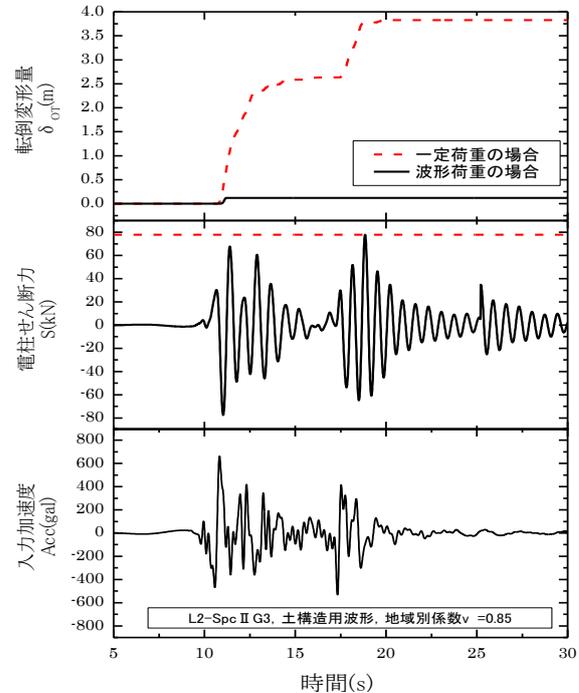


図-10 時刻歴転倒変形量 ($H=3m$)

で、曲げモーメント P_M と水平力 P_H を壁頂荷重として考慮する。また壁頂荷重として電柱荷重は、一定（最大）荷重で組込む方法と、応答波形を組込む方法で比較計算を盛土高さ $H=3, 7m$ 、支持地盤は G3 地盤で行う。

(2) せん断変形の計算式

せん断変形の計算式²⁾は、以下のようにになる。

$$u_{top} = \frac{(k_h - k_y)}{G_p} \gamma_t \lambda H^2 \quad (5a)$$

$$\lambda = \frac{1}{2} \left\{ \left(1 + \omega + \frac{2p}{\gamma_1 H} \right) + \beta \left(\frac{H}{3L} + \frac{p}{\gamma_1 L} \right) \right\} + \frac{1}{\gamma_1 L H^2} (P'_H H + P'_M) \quad (5b)$$

$$k_y = \frac{\bar{L}}{2H}, \quad \omega = \frac{\gamma_c b}{\gamma_1 L} \quad (5c)$$

ここに、 u_{op} : 壁頂での残留水平変形
 ω : 壁体の慣性効果
 k_h : 水平震度
 p : 上載荷重
 k_y : せん断変形降伏震度
 β : 動土圧係数 (=0.75)
 G_p : 塑性剛性率
 γ_c : 壁体の単位体積重量
 γ_t : 裏込め土の単位体積重量
 b : 壁体の平均幅
 H : 壁高
 \bar{L} : 補強領域幅 (平均値)
 P'_H : 単位震度あたりの壁頂水平力
 P'_M : 単位震度あたりの壁頂モーメント

(3) せん断変形に用いる入力値

塑性剛性率 G_p は、初期剛性 G_0 を指標にして実験式より $G_p/G_0=0.2$ の関係を用いる²⁾。 G_0 は、式(6)より算出する³⁾。

$$G_0 = 14000 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.4} \quad (\gamma = 10^6) \quad (6)$$

ここに、 G_0 : 初期せん断剛性率 (kN/m²)
 e : 間隙比
 p : 有効拘束圧 (kN/m²)

盛土に補強材を配置すると、補強効果から盛土の剛性が上がる。補強材を配置しない場合と比較してジオテキスタイル (市販形状) は補強効果 $SR=5$ である⁴⁾ ことから、安全側にみて3倍程度の剛性があると想定して、せん断変形計算には3倍した値を用いる。

(4) せん断変形に用いるピーク荷重

せん断変形計算を行う際に、地震波などの波形はピーク部分のみを抽出して作用させた。補強盛土の電車線柱部では、地震荷重 (地震力時刻歴波形) と電車線柱荷重 (せん断力・曲げモーメント時刻歴波形) が外力として作用する。電車線柱荷重は、地震荷重を用いた電柱の動的解析で求めるが、地震波形と電柱波形では位相差が生じてピーク発生時刻がずれるので、電柱波形のピークに着目して、地震荷重・電柱荷重のピークを抽出した。

(5) せん断変形計算結果

電車線柱荷重 (せん断力・曲げモーメント) を一定 (最大) 荷重、および変動荷重として作用させた場合の

せん断変形計算結果を表-7に示す。また、時刻歴図を $H=3m$ については図-12に、 $H=7m$ については図-13に示す。電車線柱荷重は、一定 (最大) 荷重を用いた場合の方が、応答波形で求めた荷重を用いた場合より、せん断変形量が大きく計算された。せん断変形量を算定する際には、応答波形を用いる方が実挙動に近い適切な変形量を求めることができると考える。

表-7 せん断変形計算結果

盛土高さ H (m)	荷重の組込み法	せん断変形量 δ_{SH} (mm)
3.0	一定(最大)荷重	12
	応答波形	8
7.0	一定(最大)荷重	21
	応答波形	19

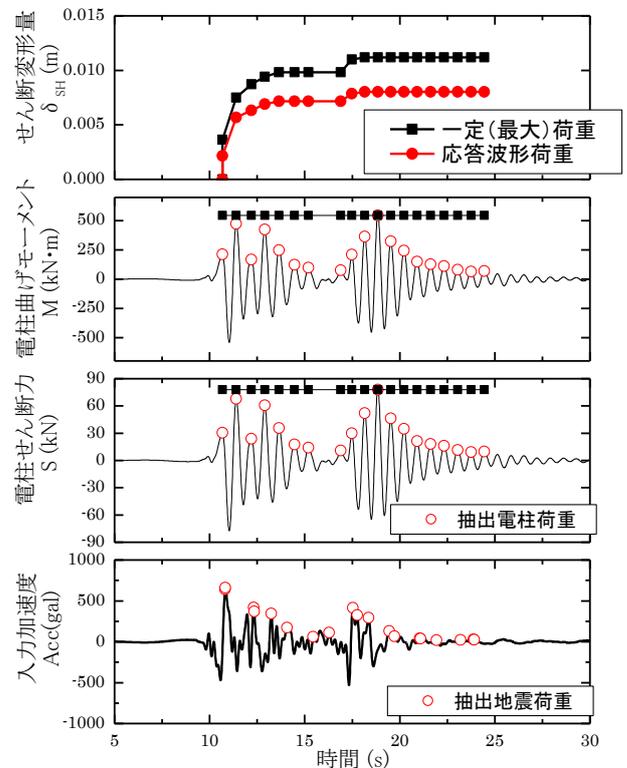


図-12 時刻歴せん断変形量 ($H=3m$)

7. 盛土高さ毎の変形計算

(1) 計算概要

計算条件は、2. と同じとし、盛土高さ $H=3, 5, 6, 7m$, G_2, G_3 地盤として、盛土高さが変化することで必要補強材量がどのように変化するかを検討した。盛土高さ $H=5, 6m$ の補強材配置図を図-14に示す。補強土擁壁の破壊モードは、滑動、転倒、せん断モードとした。補強領域の上限設定は、滑動が $SL1$ 、転倒が $OT2$ とした。電車線柱荷重は、3. で算出した応答波形を組込んだ。各モードで算出される水平変形量を足し合わせた水平変形量 δ_H から、平均沈下量 δ_v を算出した。

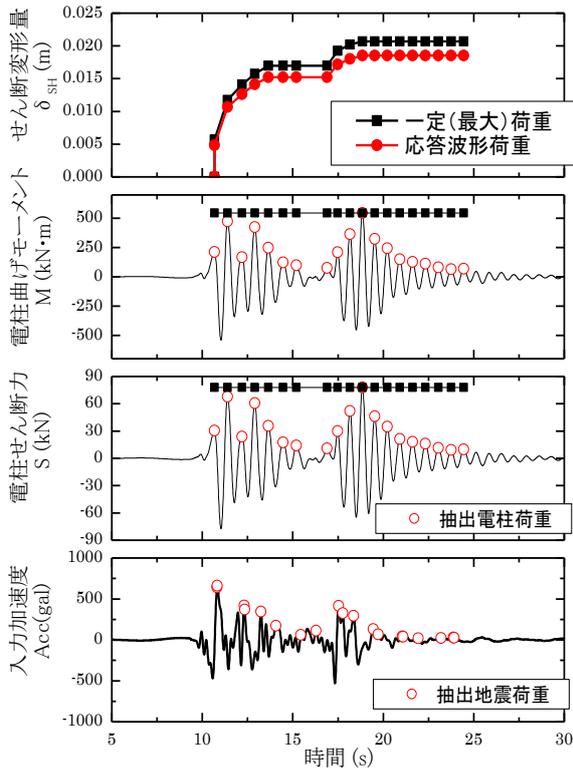
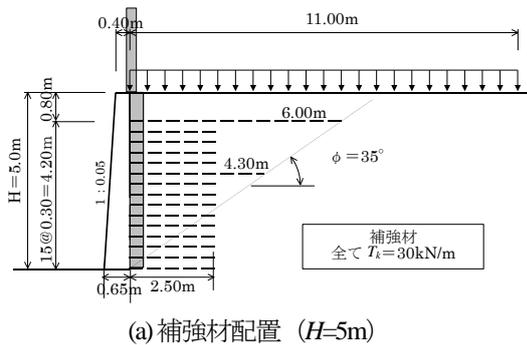
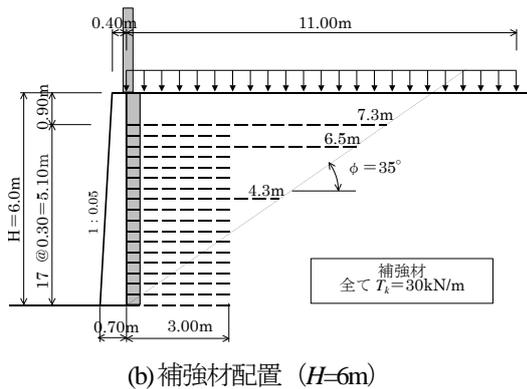


図-13 時刻歴せん断変形量 (H=7m)



(a) 補強材配置 (H=5m)



(b) 補強材配置 (H=6m)

図-14 補強材配置図 (常時・一時・L1地震時)

(2) 平均沈下量 δ_v の算出

L2地震時の変形は、列車走行において路盤面の沈下が問題となる。したがって、滑動・転倒・せん断変形の水平変形面積とすべり土塊の鉛直変形面積が等しいと仮定して、背面地盤の平均沈下量 δ_v を算出する (図-

15)。この平均沈下量 δ_v が、軌道面の許容沈下量以下であるかを照査し、満足しない場合は補強材を許容沈下量以下となる長さまで延長する。本計算では、地震後の復旧などを考慮し、許容沈下量を $\delta_{a}=100\text{mm}$ 程度に設定した⁷⁾。

水平方向変形面積 (滑動+転倒+せん断) ;

$$A_h = \delta_{SL} \cdot H + \delta_{OT} \cdot \frac{H}{2} + \delta_{SH} \cdot \frac{H}{2} \quad (7a)$$

ここに、 A_h : 水平方向移動面積

H : 壁高

δ_{SL} : 滑動水平変形量

δ_{OT} : 転倒水平変形量

δ_{SH} : せん断水平変形量

鉛直方向変形面積 (滑動+転倒+せん断) ;

$$A_v = \delta_v \times x_Q \quad (7b)$$

ここに、 A_v : 鉛直方向変形面積

x_Q : Q点のx座標

δ_v : 平均沈下量

$A_h = A_v$ より、平均沈下量 δ_v は、式(7c)となる。

$$\delta_v = \left(\delta_{SL} \cdot H + \delta_{OT} \cdot \frac{H}{2} + \delta_{SH} \cdot \frac{H}{2} \right) / x_Q \quad (7c)$$

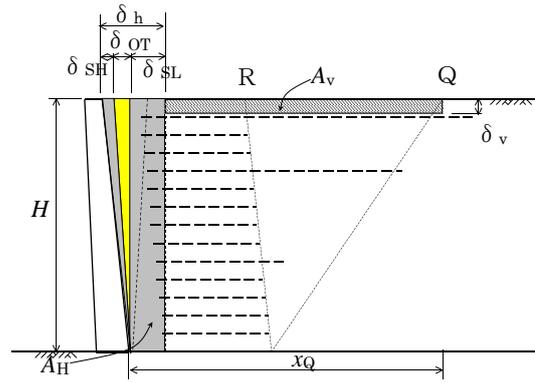


図-15 水平変形と沈下量の関係

(3) 計算結果

各盛土高さにおける平均沈下量計算結果をG2地盤については表-8に、G3地盤については表-9に示す。補強材仕様は、全ての盛土高さにおいて、安定計算で決定した配置であり、その補強材配置で許容沈下量100mm以内の沈下となった。

図-16、図-17に盛土高さ毎の平均沈下量 δ_v と一次すべり面生起震度 k_{ty} の関係を示す。G3地盤よりG2地盤の沈下量が大きく、どちらもH=3mの場合で沈下量が最大となった。これは、電柱の荷重分散を考慮した有効幅で割っているため、H=3mの場合に作用する電車線柱荷重が大きくなることにより変形量も大きくなった。H=5~7mの場合では、沈下量の差があまりなく、電車線柱荷重の影響が小さくなっていることがわかる。H=6mの沈下量が小さくなっているのは、降伏震度が大きくなっていることに対応し、補強材量と沈下量が対応した結果となっている。

表-8 水平変形量計算結果 (G 2 地盤)

H(m)	k_{hy}	滑動 δ_{SL} (mm)	転倒 δ_{OT} (mm)	せん断 δ_{SH} (mm)	x_Q (mm)	沈下量 δ_v (mm)
3	0.313	0.0	157.2	12.64	3513.8	72.5
5	0.285	37.3	11.8	17.28	5703.3	45.4
6	0.292	33.4	4.3	18.54	6887.0	39.0
7	0.268	31.7	11.4	23.30	7430.9	46.2

表-9 水平変形量計算結果 (G 3 地盤)

H(m)	k_{hy}	滑動 δ_{SL} (mm)	転倒 δ_{OT} (mm)	せん断 δ_{SH} (mm)	x_Q (mm)	沈下量 δ_v (mm)
3	0.313	0.0	118.9	8.02	3513.8	54.2
5	0.285	6.9	0.0	12.72	5703.3	11.6
6	0.292	5.5	0.0	13.55	6887.0	10.7
7	0.268	5.1	0.0	18.51	7430.9	13.5

8. まとめ

本検討で、電車線柱荷重を動的応答解析で算定して用いることで、変形量を適切に算出することができた。特に電車線柱荷重の影響が大きい盛土高の低い $H=3m$ の場合は、一定荷重で変形計算を行うと非常に大きな変形量が算定される。実構造物の挙動を考慮しても、応答波形を用いることにより適切な変形量を算定できたと考える。また、補強領域の設定については、補強材抵抗力の上限を設け、抵抗力を過大に評価しない設計法の検討を行い、合理的かつ補強材の効果を適切に取り入れることができた。今回提示した耐震設計法は、電車線柱付き補強土擁壁のL2地震時変形計算に適用していくことが可能と考えられる。

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.
- 2) 堀井克己・館山勝・古関潤一・龍岡文夫：剛壁面補強土壁の大規模地震時の安定・変形解析，ジオシンセティックス論文集，第13巻，pp.260-269，1998.
- 3) 鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物，SI単位版，運輸

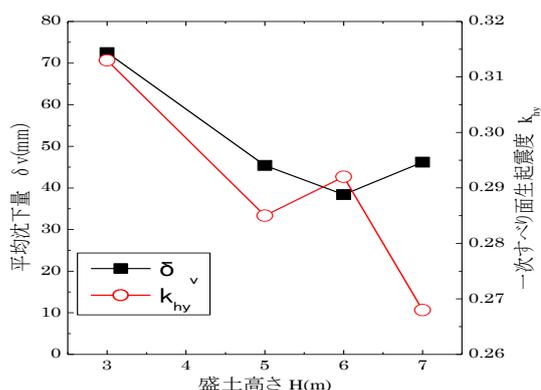


図-16 盛土高さと平均沈下量，一次すべり面生起震度の関係 (G 2 地盤)

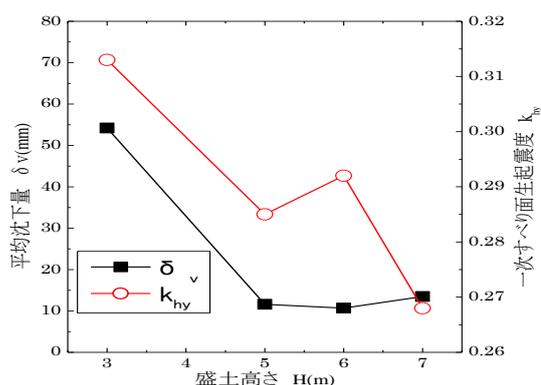


図-17 盛土高さと平均沈下量，一次すべり面生起震度の関係 (G 3 地盤)

省鉄道局監修鉄道総合技術研究所編，2000.

- 4) 室野剛隆・館山勝・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.
- 5) 龍岡文夫：土の力学 (III) -圧密・せん断・動的解析-，新体系土木工学18，技報堂出版，p.212，1981.
- 6) 補強土入門，地盤工学会，p.21，1999.
- 7) 米澤豊司・青木一二三・館山勝・小島謙一・堀井克己・鵜田由希：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，ジオシンセティックス論文集，第15巻，pp.215-224，2000.

Seismic design of reinforced retaining wall with train electric pole

Yuki TOKITA, Tomoyuki URAKAWA, Katsumi HORII,
Toyoyi YONEZAWA, Hifumi AOKI and Ikuo NAKAMURA

In general, the design methodology of reinforced retaining wall subjected high seismic load such as level 2 earthquake, which is shown in the current railroad seismic-design standard, implements Newmark method for deformation analysis. However, the details of deformation analysis for retaining walls subjected to high horizontal force at the top of the wall such as an electric pole is not fully discussed. To have a better insight into the seismic design, the effect of reinforced zone and inertia force of the electric pole was evaluated in a rational manner. The effective number of reinforcement to satisfy allowable deformation of this structure subjected to high seismic force was also discussed in this study.