

補強土擁壁の動的解析に用いる電車線柱荷重の算定

(株)複合技術研究所 正会員 ○ 嶋田由希, 堀井克己, 浦川知行
 日本鉄道建設公団 正会員 青木一二三, 米澤豊司, 鈴木 実

1. はじめに

ジオテキスタイルを用いた補強土擁壁 (図-1) の L2 地震時の設計が耐震標準で示され, L2 地震時の検討は, Newmark 法により変形計算を行うこととなっている. この際, 地震時外力は, 入力加速度×質量に相当する地震慣性力として与えられている. 入力加速度は, 時々刻々変化するので, 地震慣性力も変動荷重扱いとする必要がある. しかし, 補強土擁壁上に電柱が設置される場合, 現行法での電柱荷重は, 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) で与えられている. 実設計を行うにあたって, この現行法の電柱荷重を, Newmark 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. そこで本稿では, L2 地震時の変形の検討において, 盛土の動的解析 (Newmark 法) に適用する電柱荷重を見直すため, 電柱の動的解析を行い, 電柱時刻歴荷重 (せん断力・曲げモーメント) を求めた.

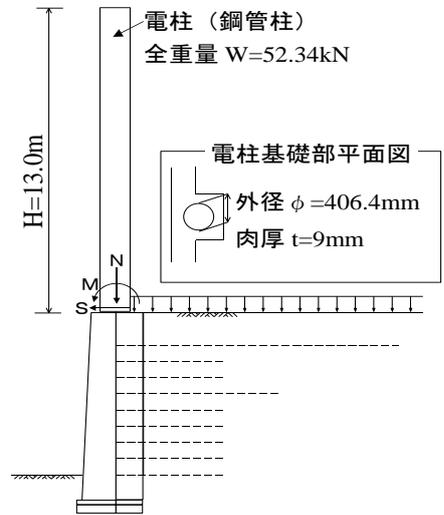


図-1 補強土擁壁電柱部

2. 電柱の条件

計算対象は, 補強土壁上に設置される電柱とした. 図-1 に電柱の概略図を示す. 電柱条件は, 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.

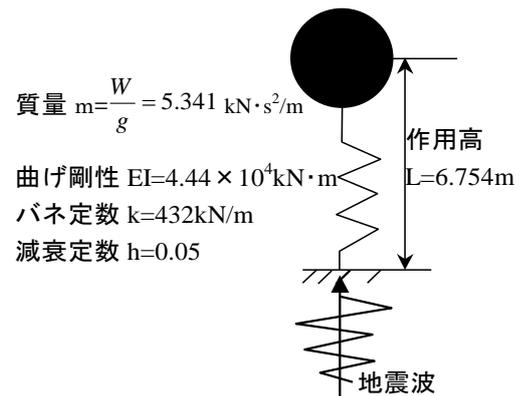


図-2 電柱解析モデル

3. モデル化および計算方法

電柱は, 盛土天端を固定端として, 図-2 に示す様に 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. 電柱の曲げ剛性 EI は, バネ定数 $k=3EI/L^3$ として与えた. 表-1 に電柱動的解析の計算条件を示す. 動的解析は直接積分法で, Newmark の β 法を用いた. 電柱基部に直接作用する地震力として, 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²⁾を, G2 地盤 (洪積層), G3 地盤 (普通地盤) の 2 種類用いた. 盛土構築地域は, B

表-1 計算条件

解析種類	動的解析 (直接積分法)
解析モデル	1 自由度系バネモデル
材料剛性	バネ定数: k
減衰定数	$h=0.05$
Newmark- β 法	$\beta=1/4$
加振方向	水平方向
地盤区分	G2 地盤, G3 地盤 ¹⁾
地域区分	B 区分 ($\nu=0.85$) ¹⁾
地震波	L2 地震動 Spc2 土構造用修正波 ²⁾

区分とし, 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, Newmark 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, $T=2\pi(m/k)^{1/2}=0.699\text{sec}$ である. 解析で, L2 地震時の電柱の応答絶対加速度: a , 応答相対速度: v , 応答相対変位: x を求め, その応答相対変位: x とバネ定数: k , 作用高: L から, 電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た.

キーワード: 補強土擁壁, 電柱荷重, 動的解析, 地震時変形量

連絡先: 〒107-0052 東京都港区赤坂 2-15-16

TEL 03-3582-3373 FAX 03-3582-3509

各荷重は、図-1 の電柱基部に示す記号 (M, S, N) の方向を正とした。

4. 計算結果

電柱の動的解析結果を、G 2 地盤について図-3 に、G 3 地盤について図-4 に示す。最大加速度の違いから、G 2 地盤の応答せん断力・曲げモーメントの結果が、G 3 地盤の結果よりやや大きい応答結果となった。入力加速度に対する応答絶対加速度の応答倍率は、G 2 地盤では 2.12、G 3 地盤では 2.21 となり、ほぼ 2 となった。電柱基部におけるせん断力・曲げモーメントは、G 2・G 3 地盤ともに、18 秒付近で最大となった。また、G 2・G 3 地盤同様の傾向として 10 秒～15 秒の間に 6 波、17 秒～20 秒の間に 5 波ほど応答し、波形振幅が大きくなった。

表-2 に現行法の電柱荷重と、動的解析結果の最大応答値をまとめた。現行法の電柱荷重のせん断力は 108kN で、動的解析の応答値よりも大きい。しかし、曲げモーメントの場合は、現行法の場合が 520kN・m であり、動的解析結果の方が大きい結果となった。最大値のみでの比較では、ほぼ同程度の結果となっている。この電柱荷重（最大荷重）を一定にかける場合と、波形として変動荷重で与える場合では、地震時における補強土擁壁の変形量が大きく違ってくる予想される。

表-2 電柱荷重 (単位 m 当り)

	現行法の 電柱荷重	動的解析荷重	
		G 2	G 3
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

5. まとめ

電柱の動的解析を行い、L 2 地震時の応答時刻歴波形を求めた。波形の最大値は、現行法の電柱荷重とほぼ同じ結果となった。この電柱時刻歴荷重を変動荷重として、L 2 地震時の補強土擁壁の変形計算に用いることによって、変形量が適正に評価でき、合理的な設計が可能であると考え³⁾。

<参考文献>

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，1999
- 2) 舘山，室野，堀井，米澤，古関，龍岡：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，pp620-621，1999.9
- 3) 浦川，青木，米澤，中村，堀井，鴫田：電車線柱付補強土擁壁の変形計算結果及び安定計算結果での比較，土木学会第 57 回年次学術講演会，2002

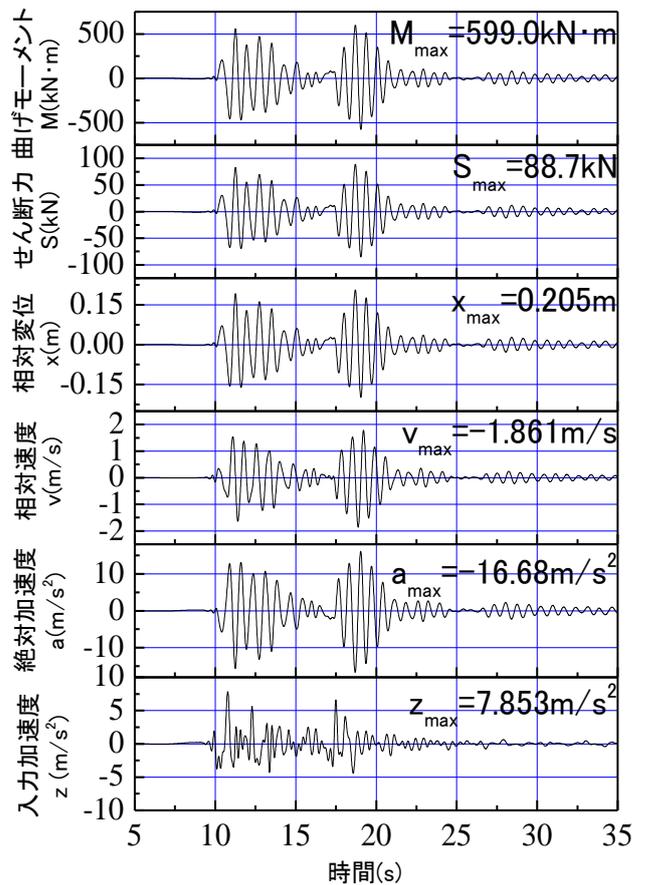


図-3 電柱動的解析結果 (G 2 地盤)

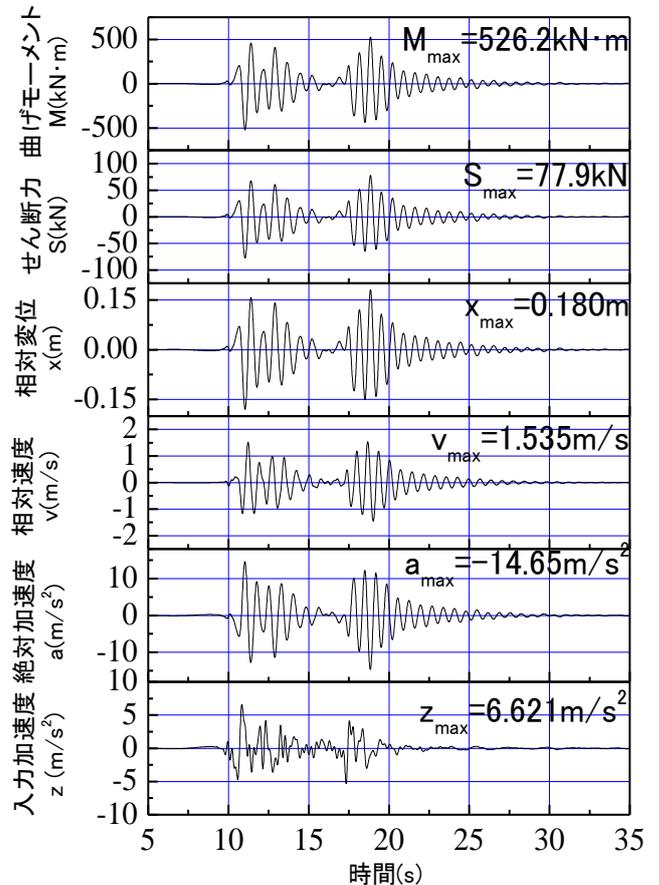


図-4 電柱動的解析結果 (G 3 地盤)