

## 電車線柱付き補強土擁壁の変形計算結果及び安定計算での比較

(株) 複合技術研究所 正 浦川智行, 堀井克己, 鴫田由希  
 日本鉄道建設公団 正 青木一二三, 米澤豊司, 中村行雄

### 1. はじめに

鉄道の新線建設等に補強土擁壁を用いる際に電柱荷重を考慮した変形計算を行う場合、従来用いられている静的荷重を Newmark 法等の動的解析に適用すると過大な変位量が算定される。そこで、文献1) で電柱の動的解析を行い、変形計算に用いる電柱荷重を算定した。本文では、補強土擁壁の L2 地震時の変形計算に電柱荷重を一定荷重とした場合と、時刻歴荷重とした場合についての安定計算を行い補強材仕様について比較を行ったので報告する。

### 2. 変形計算

変形計算は図1に示す変形モードについて Newmark 法を用いた計算<sup>2)</sup>を行った。計算断面は壁高 H=3m, 7m の2ケースとした。

盛土材は  $\gamma = 20\text{kN/m}^3, \phi = 35^\circ$  とし、その他の条件は図2に示す。補強材敷設長等は、通常行っている震度法での補強土擁壁の安定計算において決定した条件である。

電柱荷重は補強土擁壁の壁頂荷重として一定荷重と時刻歴波形荷重の2ケースとした。一定荷重は時刻歴波形荷重の最大値 ( $M=526.2\text{kN}\cdot\text{m}$ ,  $S=77.9\text{kN}$ ) を用いた。

電柱荷重の時刻歴波形と変位の時刻歴波形 (H=7m 転倒の場合) を図3に示す。

変形計算結果を表1に示す。H=3m のケースでは、一定荷重の場合、転倒モードで大きな変位量となっており滑動モードの変位は生じていない。これは滑動モードの降伏震度が大きいためである。これに対して波形荷重で与えた場合は変位量が非常に小さくなっている。

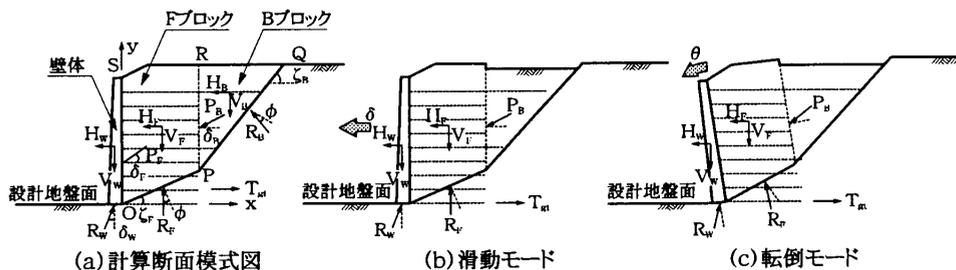


図1 剛壁面補強土擁壁の変形モード

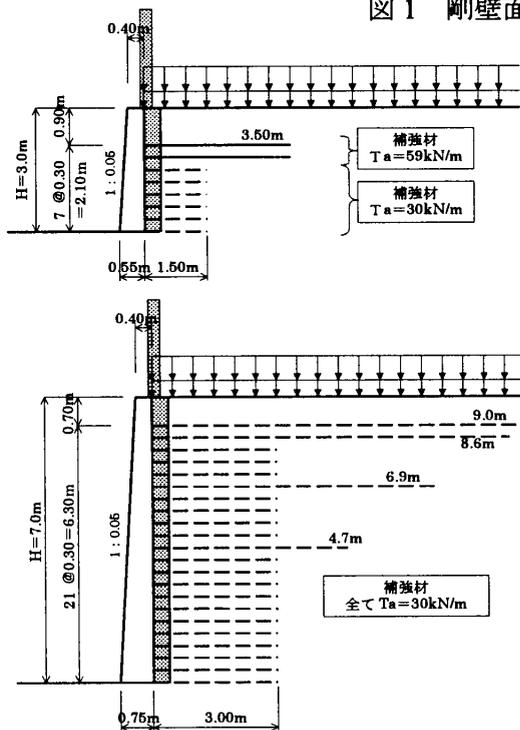


図2 計算断面

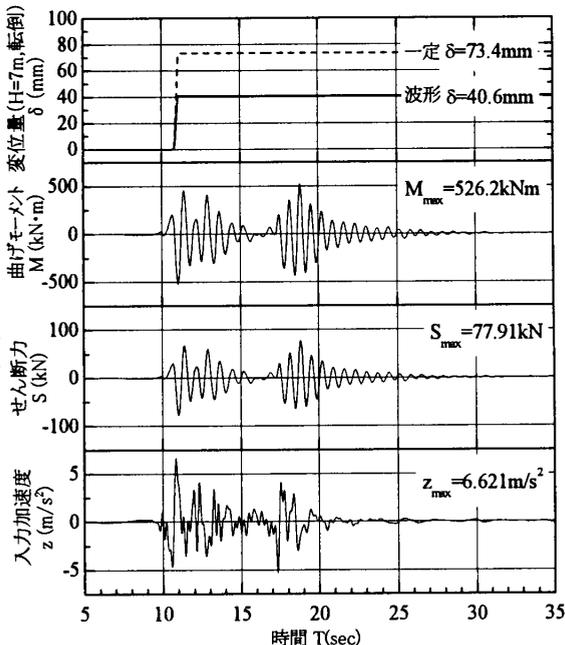


図3 電柱荷重の時刻歴波形と変位時刻歴

表1 変形計算結果 ( $\delta$ : mm)

壁高 H (m)	荷重	転倒	滑動
3.0m	一定	393.3	0.0
	波形	8.3	0.0
7.0m	一定	73.4	50.4
	波形	40.6	44.1

キーワード 補強土擁壁, 電柱荷重, 地震時変形計算

連絡先 〒107-0052 東京都港区赤坂 2-15-16 赤坂ふく源ビル 7F TEL 03-3582-3373

H=7m のケースでは H=3m のケースより、一定荷重と波形荷重との変位量の差は小さくなっているが、波形荷重は一定荷重の場合と比べて 6~9 割の変位量となっている。

### 3. 安定計算における補強材仕様の比較

通常の補強土擁壁の設計（震度法）に用いられている現行の電柱荷重は、高架橋に設置された電柱を想定した荷重であり、高架橋の応答加速度を考慮した値となっている。

表 2 地震時 (L1) における電柱荷重 (1 本当たり)

	水平力 H (kN)	モーメント M(kN・m)	
現行の電柱荷重	108.0	520.0	高架橋の応答加速度を考慮
応答解析による電柱荷重	16.2	109.7	L1 の動的解析より算定

これに対して、今回新たに文献 1) と同様に L1 地震動を用いた電柱の動的解析を行った結果から得られた時刻歴波形荷重の最大値を震度法の設計での地震時電柱荷重として計算を行った。

現行の安定計算に用いられている電柱荷重と、今回新たに応答解析によって得られた電柱荷重を表 2 に示す。

応答解析による電柱荷重は、モーメントで比較すると現行の電柱荷重の約 1/4.7 となっており、現行の電柱荷重算定時の高架橋の応答加速度 4.5G とほぼ整合する。

安定計算は壁高 H=3m, 7m の 2 ケースとした。その他の諸条件は前述の条件と同様である。

現行の電柱荷重を用いた場合の安定計算結果を図 4 に示す。

安定計算における決定ケースは、応答解析による電柱荷重を用いた場合、地震時電柱荷重が小さくなっているので一時状態（風荷重時）の計算で補強材仕様が決定されるが、現行の電柱荷重を用いた場合、地震時の電柱荷重が大きいため地震時状態で補強材仕様が決定され、応答解析による電柱荷重を用いた場合より補強材長が長くなる結果となった。

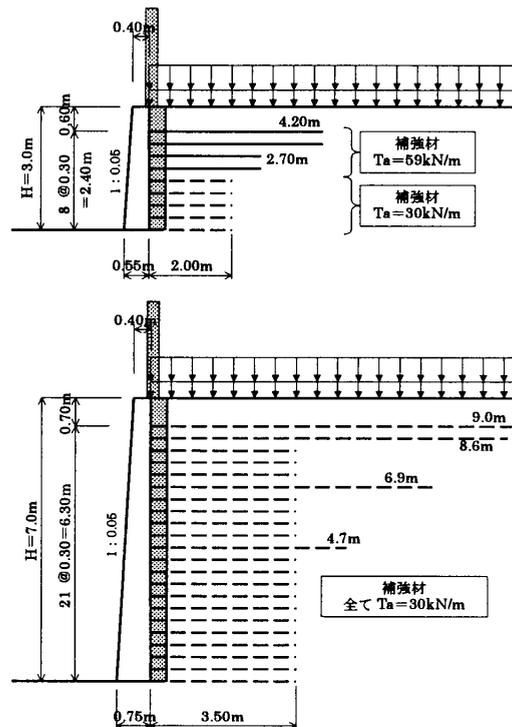


図 4 現行荷重での計算結果

表 3 補強材総敷設長の比較

	H=3.0m	H=7.0m
現行の電柱荷重	37.6m	92.2m
応答解析による電柱荷重	23.0m	83.2m
比率 (今回/現行)	0.61	0.90

図 2 の応答解析による電柱荷重での結果と比較すると、H=3m, H=7m 共に基本敷設長が長くなっており、H=3m では上部の補強材強度が大きくなっている。表 3 に現行の電柱荷重を用いた場合 (図 4) と応答解析による電柱荷重を用いた場合 (図 2) の補強材総敷設長の比較を示す。

補強材総敷設長は補強材強度を加味した換算長さとし、 $T_a=30\text{kN/m}$  の補強材を基本とすれば  $T_a=59\text{kN/m}$  の補強材は 2 倍の敷設長となるとして計算した。補強材総敷設長は、今回の電柱荷重を用いた場合、H=3m のケースで約 6 割、H=7m のケースで 9 割に合理化がはかれる結果となった。

盛土高さが低い H=3m 場合、少ない補強材の層数で電柱荷重を負担する必要があるため、電柱荷重が大きい現行の電柱荷重を用いた場合、補強材総敷設長の差がより大きくなる傾向になったと思われる。

### 4. まとめ

①電柱荷重を考慮した補強土擁壁の変形計算は、一定荷重の場合より、時刻歴荷重の場合の方が変位量が小さくなる。②通常行われる安定計算においては、現行の電柱荷重を用いた場合より、今回計算した応答解析による電柱荷重を用いた場合の方が合理的な設計となる。両者とも、盛土高さが低いほど大きな差となる。

### 参考文献

- 1) 鶴田,青木,米澤,鈴木,堀井,浦川: 補強土擁壁の動的解析に用いる電車線柱荷重の算定, 第 57 回土木学会年次学術講演会, 2002
- 2) 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計 付属資料 14-1, 鉄道総合技術研究所, 平成 11 年 10 月