

鉄道盛土における仮土留壁の比較検討

鉄道盛土 仮土留め 補強土

ジェイール西日本コンサルタンツ(株) 正 近藤政弘
(株)関西ビルコンサルタン

西日本旅客鉄道(株) 〇 鶴井寿博
岡本一尚 (株)複合技術研究所 正 矢崎澄雄

1. はじめに

近年の鉄道工事では用地制約が多い都市部の工事割合が高い。このことから、線路切回し等で必要となる仮設盛土においても、土留壁を必要とする事例が増加している。この場合、従来は親杭横矢板等が用いられてきたが、近年、面状補強材を用いた補強土を適用する場合も増加してきた。ここでは、仮設盛土に適用する土留壁形式区分を整理することを目的に、各形式の性能について比較検討したので報告する。なお、比較項目は、耐震性、経済性を取り上げた。

2. 仮設土留壁の比較概要

(1)仮設土留壁の設計 現在、鉄道の仮設盛土に用いられている土留壁（以下、「仮土留壁」という）の構造形式は、①仮土留式、②補強土式である。図 1 に概略を示す。仮土留式は、掘削仮土留工として用いられる H 鋼親杭式土留め等を盛土の土留めとしたものである。根入れ長算定にあたっては、供用期間等を考慮して妥当な安全率を設定する必要があるが、今回設計では、常時 2、一時 1.5、L 1 地震時（水平震度 0.2）1.2 の安全率をとることとした。ただし、タイロッド式はさらに安全率を上げて常時 3、一時 2、L 1 地震時 1.5 とした。算定方法は、開削トンネル標準：掘削土留め工設計 2)により行い、最低根入れ長について、親杭式は 1.5m 以上、鋼矢板式は 3.0m 以上確保した。補強盛土式の設計は基本的に RRR-B 工法 2)によるが、内的安定の安全率は比較のために仮土留式（自立式）と同じ値とした。なお、壁なし構造については剛な壁体がない。このため内的安定の検討は、図 2 に示すように面状補強材を安息角まで敷設することを基本とし、各層における補強材の抵抗力 T_i と作用土圧 P_i との比が、安全率を下回らないよう設計した。

(2)比較検討の概要 仮土留壁高さの設定は、1,3,5m とした。仮土留式の場合、3m では自立式とタイロッド形式の両ケースを実施した。土留壁位置は、軌道中心から 3m 離れとし、支持地盤は標準的な地盤を、また、盛土材料は仮設であるために発生土を用いることを想定した。支持地盤に関する設計定数（鉄道の耐震標準 3)により算出）を表 1 に示す。以上のように設計された構造諸元（根入れ長、補強材長さ）を表 2 に示す。補強土式の補強材強度は全て 30kN/m(30cm に 1 層)である。これらの構造について、一時(列車荷重時)、地震時の変形計算を行った。今回の仮土留壁は、L 2 地震を想定したものではないが、比較のために L 2 地震時の変形量も求めた。なお、地震時も列車荷重は載荷させた。

3. 耐震性の比較

(1)変形計算：①仮土留式：弾塑性法での骨組解析による。L 2 地震における主働土圧は耐震標準 3)により作用させる。なお、鋼矢板、H 鋼等の材料は線形とした。
②補強土式：壁あり構造は、仮土留式との整合を考え、補強材、前面地盤ばねにバイリニアモデルを適用した骨組解析による。一方、壁あり構造は同種の解析を適用できない。L 2 地震時のみ比較のため、ニューマーク法による円弧すべり計算 4)を行った。

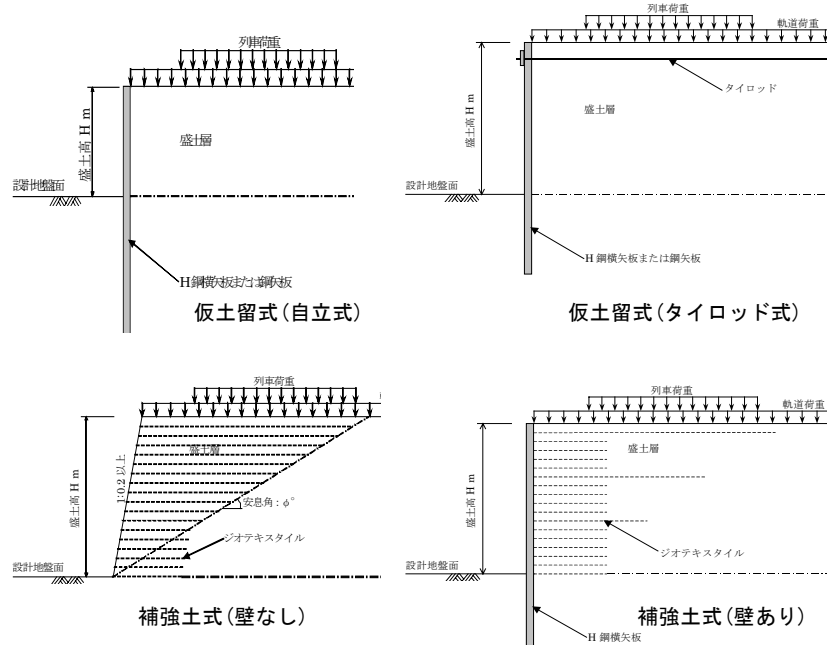


図 1 仮設盛土における土留壁構造

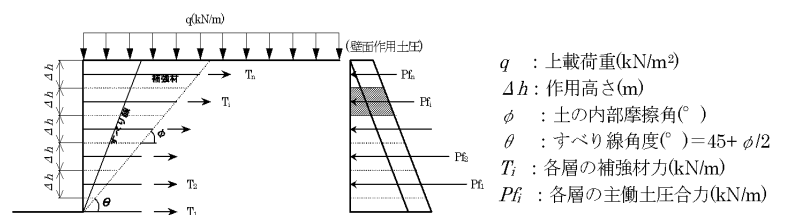


図 2. 補強土式(壁なし)の内的安定検討

表 1. 支持地盤に関する設計定数

土質区分	深度 (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	変形係数 E (kN/m ²)
粘性土	0~5m	18	50	0	5000
砂質土	5~15m	20	0	32	87500

Comparison of temporary Retaining Wall for Railway Embankments : M.Kondou(JRwest Consultants),T. Turui(JRwest),K. Okamoto(Kansai Civil Consultants),S. Yazaki(Integrated Geotechnology Institute Limited)

表 2. 比較した仮設土留壁の構造

形式	高さ	1m	3m	5m	備考
	仮土留式	H鋼 (H-300)	L=2.5m	L=9m	
鋼矢板 (III型)		L=3m	L=6.5m	—	自立式：根入れ長
		—	L=7.5m	L=10m	タイロッド式：根入れ長
補強土式	壁なし	安息角まで敷設			補強材長さ
	壁あり (H-300)	1.5m	2m	2m	補強材長さ(等長配置)

(2)比較結果 仮土留壁の変形によって生じる背面の盛土沈下量で比較する。仮設構造物工指針⁵⁾にならない、背面地盤に生じるすべり線を仮定、土留壁の変位による増分沈下量を累積することで算定した。一時(列車荷重状態)、L1・L2地震時における盛土上面の沈下量(常時から増分量)を図4～図6に示す。

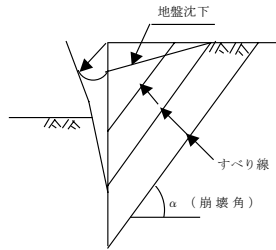


図3. 盛土上面の沈下量計算

①仮土留式：自立式では、高さ3mとなると各状態とも沈下量が大きくなる。L2地震に対しては大きな変形を生じる結果となった。要求する耐震性能をL1地震以上とする場合は、根入れ長を今回の仕様よりも大きくする必要がある。一方、タイロッド式は、各状態において小さな沈下量となった。

②補強土式：壁あり構造では、高さ3mまでは各状態とも大きな沈下量は生じていない。しかし、高さ5mの場合、L2地震に対しては大きな沈下量となる。これは、補強領域での滑動変形により破壊が生じるためである。また、壁なしの場合も、高さ5mで円弧すべりにより補強領域が破壊することとなり、大きな沈下量となる。盛土が低い場合、今回の仕様でも本設なみの耐震性を有するが、盛土が高い場合で、L1地震以上の耐震性を期待するならば、補強材を増加させる等が必要となる。

4. 経済性の比較

比較検討で用いた各形式の諸元にて、撤去費を含んだ概算工事費を算定した。仮土留式においては、高さ3m以上をタイロッド式にて算定している。また、H鋼、鋼矢板は油圧パイプロでの打設を想定した。補強土式(壁なし)を基準とした各高さにおける工事費の比率を図7に示す。補強土式が経済的に有利になる傾向がみられる。これは、仮土留式の場合、盛土が低い場合はH鋼等が相対的に長く、また盛土が高い場合は、タイロッド施工費分が割高となったと思われる。施工条件を考慮すると、狭隘部での施工の場合が多く、仮土留式と比較して大型機械を必要としない補強土式がより有利になるとと思われる。

5. おわりに

内的安定検討において同じ安全率を各土留壁へ設定したが、盛土が高くなるにつれて、耐震性には差が生じることが分かった。今回の結果より、仮土留式(自立式)では適用高さに限界があること、盛土高さ3m程度までは、補強土式が耐震性、経済性に優れているという傾向が得られた。今後、各形式で対応可能な耐震性能を整理したうえで、経済性比較を深度化し、適用区分を検討していきたい。

- <参考文献>1)鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル 付属資料掘削土留め工の設計, 鉄道総合技術研究所, 平成13年3月
- 2)補強盛土工法(RRR-B)設計・施工マニュアル, RRR工法協会, 平成13年3月
- 3)鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 鉄道総合技術研究所, 平成11年10月
- 4)館山, 龍岡, 古関, 堀井: 盛土の耐震設計法に関する研究, 鉄道総研報告, Vol.12, No.4, pp7-12, 1998年
- 5)道路土工 仮設構造物工指針, 平成11年3月, 日本道路協会

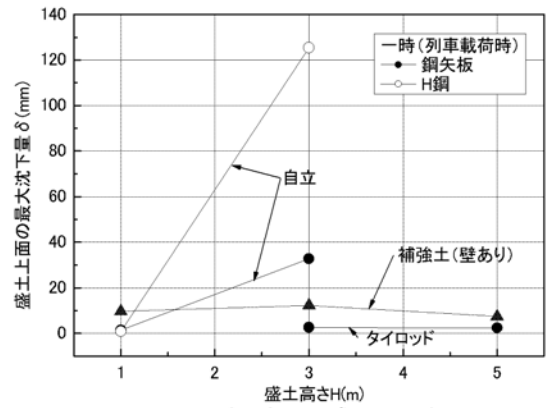


図4. 一時における盛土上面沈下

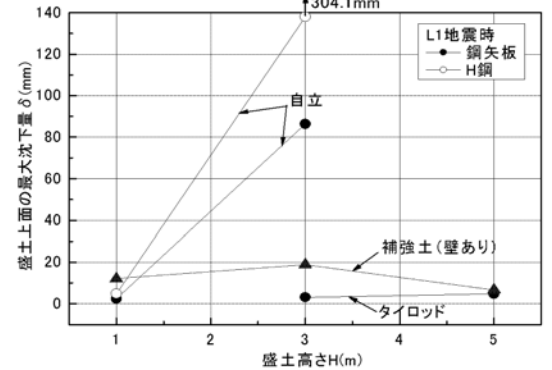


図5. L1地震時における盛土上面沈下量

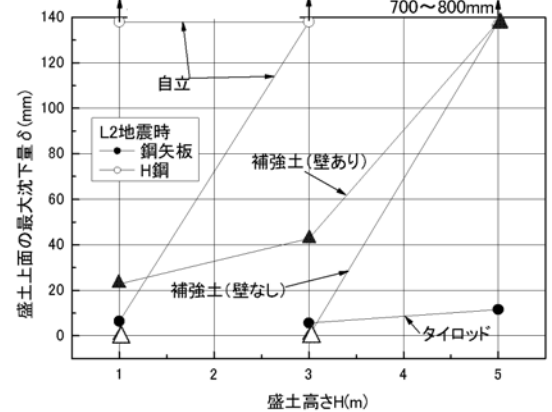


図6. L2地震時における盛土上面沈下量

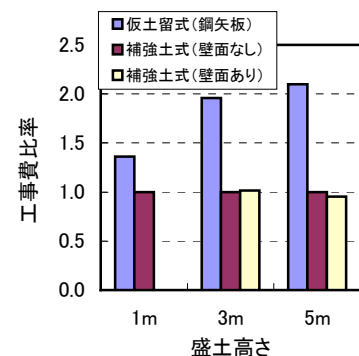


図7. 概算工事費の比較