

Ⅲ-B311

補強土壁の地震時変形計算法に関する試算

(株) 複合技術研究所 正会員 浦川智行
 (財) 鉄道総合技術研究所 正会員 舘山 勝
 日本鉄道建設公団 正会員 米澤豊司, 松室哲彦
 東京大学 正会員 古関潤一, 龍岡文夫

1. はじめに

剛壁面補強土壁は兵庫県南部地震における実績から、L1地震動で設計されたものでも十分な変形性能を有すると思われるが、今後、L2地震動に対する設計が求められることも想定される。そこで地震時変形量の算定法を提案し、試算を行ったので、その結果について報告する。

2. 変形計算法

地震時における実務的な変形計算法について、現行の補強土壁の設計¹⁾において用いられている極限平衡法に基づき、滑動と転倒変形(図-1参照)について算出する方法について提案した。ここでは両方のモードとも2直線すべり面で形成されるすべりに沿って生じるものとする。図-1において、壁および背面土塊(補強領域)を含めたブロックに対して釣り合い式を求め、ニューマーク法によって変形量を算出する。ただし、極限解析では剛塑性論に基づくため滑動土塊そのものは変形しないものとしているが、実際は滑動土塊そのものもせん断変形などが生じる。そこで、この変形を単純せん断変形とみなして、せん断変位量をエネルギー一定則より弾性解から誘導し、残留変位の推定することにした。計算方法については文献²⁾に詳しい。

3. 計算条件

図-2に試算で用いた壁高5～13mの補強土壁標準断面を示す。盛土の基本物性値は $\gamma=1.8\text{tf/m}$ 、 $\phi_{\text{peak}}=50^\circ$ 、 $\phi_{\text{res}}=35^\circ$ である。

標準断面を求める際の設計補強材強度は、常時 1.8tf/m 、一時 2.1tf/m 、地震時 2.4tf/m を用いた。また、設計震度はL1地震時を想定して0.2とした。なお、以降のL2地震時変形計算に用いた入力地震波は、鉄道新耐震標準に定める8種類の人工地震波であり、詳細については文献³⁾を参照とする。これらを基本パラメータとして各種の試算を実施した。

4. 補強材強度の影響

上述したL1地震時の補強材設計強度は、 $T_{ae}=\alpha_e \times T_a$ と設定している。ここに、 α_e :地震時低減係数(施工や環境条件、荷重状態などを考慮した低減係数:ここでは、0.8)、 T_a :メーカー保証値(ここでは、 3.0tf/m とする)

ここで T_a は、引張り試験から求められる平均強度 T_{ave} (仮に 5.5tf/m とする)に対して、製品自身のバラツキに対する修正係数 γ_m (仮に0.7)や、生産時におけるロット間のバラツキに対する修正係数 γ_r (仮に0.8)で設定した値($T_a=\gamma_m \cdot \gamma_r \cdot T_{ave}=0.7 \times 0.8 \times 5.5=3.0\text{tf/m}$)と考える。しかしL2地震時では、設計外力が著しく大きくなるのに対して、L1と同じ設計強度で設計することは必ずしも合理的とは言えない。特に補強土壁の変形計算においては、補強領域体

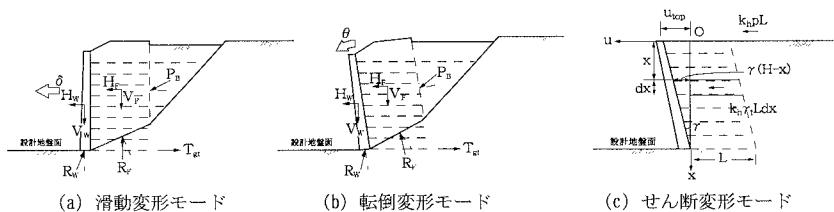


図-1 計算で想定した地震時変形モード

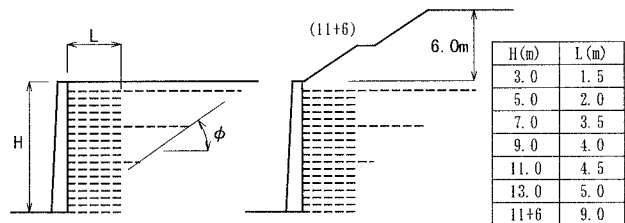


図-2 計算モデル

キーワード: 補強土擁壁, 地震時変形, 試算, L2地震動

連絡先: 〒107-0052 東京都港区赤坂2-15-16 TEL 03-3582-3373 FAX 03-3582-3509

の一体性が材料強度のパラツキにはさほど依存せず、平均強度が所定の値以上であれば、問題が生じないと考えられる。

したがってここでは、 $\gamma_r=1$ とした場合($Tae=0.8 \times 0.7 \times 5.5=3.0\text{tf/m}$)や、 $\gamma_m=\gamma_r=1$ とした場合($Tae=0.8 \times 5.5=4.4\text{tf/m}$)においても計算を行った。

図-3は、各地震波に対する補強材強度の設定の違いによる変形の違いを示したものである。補強材強度の設定に応じて変形量は変化する。したがって設計強度の設定の仕方によって、L1で設計した断面で所定の変形性能が得られないこともあるので、設計強度の考え方の整理は今後の重要な課題である。

5. 盛土高さの影響

図-4は、 $H=3\sim 13\text{m}$ の標準設計に対するL2地震時の試計算結果である。ここでは、 $Tae=3.0\text{tf/m}$ として計算したものである。

計算は変形量が大きく算定される総研適合波G2'波、神戸NS波を用いて実施した。この内、 $H=3, 5\text{m}$ については全層敷きの補強材が少ないため変位率が大きくなっており、 $H=9\text{m}$ 以上は $Tae=6.0\text{tf/m}$ の補強材が全層敷きに配置されているため変位率が小さくなっている。よって、全層敷きの補強材配置が、L2の変形性に対して重要になることがわかる。また、上載盛土を有する形状($H=11+6$)では上部盛土の慣性力の影響で変形が大きくなるので注意を要する。しかしこの場合には、補強土擁壁が鉄道や道路面からは離れた位置にあるので、許容変形量も大きく設定できると考えれば問題は少ない。

6. 土質定数の影響

図-5は、土質定数の相違による変形量への影響を試計算した結果である。鉄道新耐震標準⁴⁾では、所定の締固め密度が得られる時には、すべり面の設定において ϕ_{peak} (ピーク強度)を用いることができるため、従来の ϕ_{res} (残留強度)に加えて2つの ϕ を用いて計算する。これによると土質定数が低下(土質①→④)すると変形量は著しく大きくなる。また良質な土を用いても締め固めが不十分な場合には $\phi_{\text{peak}}=\phi_{\text{res}}$ となることから、その場合には土質⑤に示すように変形量は大きくなってしまふ。この結果から、施工の良否が設計で反映されることになるため、良好な施工を促進する計算法と言える。

7. おわりに

兵庫県南部地震では、L1地震時で設計した剛壁面補強土壁が激震地に設置してあったが、甚大な損傷に至らなかった。しかし今回提案した地震時変形計算法では、変形量が補強材の設計強度や入力地震波の設定などに依存する。したがって、L2地震時で過度な設計にならないようにするためには、これらを適切に設定する必要がある。

<参考資料>

- 1) 補強盛土工法設計・施工マニュアル:RRR工法協会,1998.10
- 2) 堀井,館山,古関,龍岡: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,IGSシンポジウム,1998.12
- 3) 館山,室野,堀井,米澤,古関,龍岡:補強土壁の地震時変形法に関する波形の影響,第54回土木学会年次学術講演会,1999
- 4) 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物設計標準・同解説 耐震設計(案),1998.11

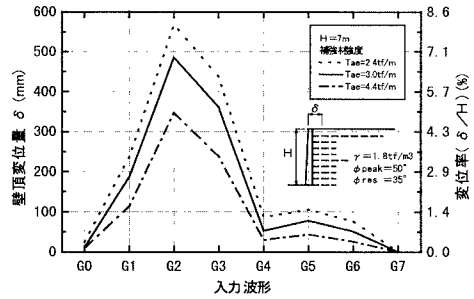


図-3 補強材設計強度の設定による比較

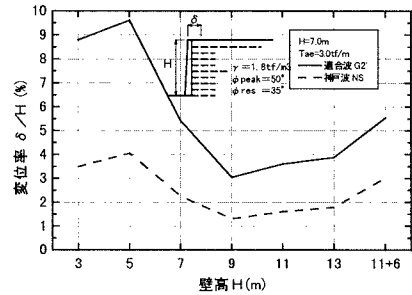


図-4 盛土高さによる影響

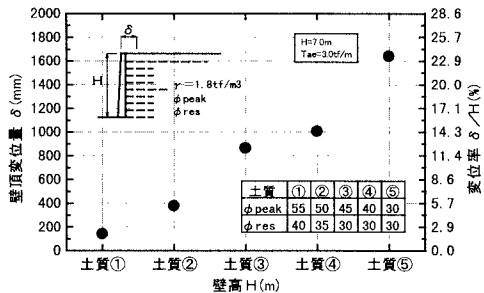


図-5 土質定数による影響