

GRS擁壁の耐震設計法の検討

GRS擁壁 耐震設計 補強土

複合技術研究所 正会員 ○山田 康裕
東京理科大学 国際会員 龍岡 文夫
複合技術研究所 正会員 矢崎 澄雄

1. 概要

剛な一体壁面工を持つGRS (Geosynthetic-Reinforced Soil)擁壁は、従来の重力式等の片持ち梁構造の擁壁と比較すると、壁面工は補強材により多点支持されている連続梁であり片持ち梁構造でなく、これらの特徴のために高い耐震性を有する。今日に至るまで延長距離160km建設されているが、強震時も含めて小規模な崩壊事例もない。このことは、その構造的特長だけではなく、その耐震設計法と施工法にも要因があると考えられる。本稿では、レベル1設計地震動に対して設計していたのにも関わらず1995年阪神淡路大震災でレベル2地震動を受けても若干変形しただけであり直ちに修復ができたGRS擁壁の事例¹⁻⁴⁾を対象として、地震前に行った当初設計で確認したレベルよりも高い耐震性を示した理由を理解するために、設計条件を変えたモデルによる安定解析を行った。その結果、当初設計に含まれる各種の余裕が地震時安定性を向上させていたと判断された。また、当初設計と現在のレベル2設計地震動を考慮する耐震設計の関係を検討した。

2. たなたのGRS擁壁¹⁻⁴⁾

1995年の阪神淡路大震災において当初設計以上の高い耐震性を示したJR西神戸線たなたの剛な一体壁面工を持つGRS擁壁を、解析対象とした。このGRS擁壁は、総長305mで場所により高さが異なり、ボックスカルバートと隣接する部分では最も高くH=6mである。また、建設に際しては十分なスペースが得られない状況下であったため、長尺の補強材がほとんどない構造であった。レベル1設計地震荷重 $(k_h)_d=0.2$ 、転倒と滑動に対する許容全体安全率 $(F_s)_{c,s}=1.5$ の条件で設計されていた。しかし、図-1に示すとおり周囲の家屋は倒壊しているにもかかわらずこのGRS擁壁はレベル2地震動に耐えた。

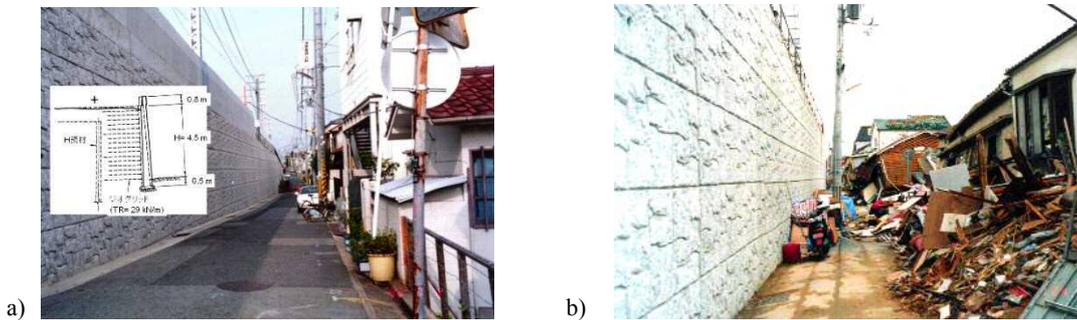


図-1 JR西神戸線たなたでの剛な一体壁面工を持つGRS擁壁：a)建設直後(1992年);b)1995年阪神淡路地震の一週間後¹⁻⁴⁾

擁壁の残留水平変位は天端で26cm、地表面で10 cmであり、壁面背後の軌道面で約15cmの残留沈下を示した。現在の鉄道構造物設計標準⁵⁾での重要度が高いバラスト軌道 (ランク2) の許容沈下20 cmには達していなかった。地震直後に長さ8.5mに亘って擁壁上部にアンカーを打設して復旧し、現在に至るまで全く問題が生じていない。しかし、西約2kmの東灘での測定された速度から換算した最大地表加速度 α_{max} は、775 cm/sec²(EW)、421 cm/sec²(NS)であった^{3, 4)}。 α_{max}/g (=980cm/sec²)は、当初設計での計算上の抵抗力 $(k_h)_d \cdot (F_s)_{c,s} = 0.2 \times 1.5 = 0.3$ の2.6倍(EW)と1.4倍(NS)である。この見掛け上の矛盾は、設計で明示された余裕「 $(F_s)_{c,s} - 1.0$ 」に加えて、少なくとも下記の冗長性による明示されていない余裕があったことが理由であると考えられる。

- 1) 設計では、盛土材のせん断強度として標準的な値 ($\phi_0=35^\circ$, $c=0$) を用いていた。しかし、良配合な砂を用いて1Ecでの締め固めの管理値が90%であったことから、この設計値は実際のせん断強度を過小評価している可能性が高い¹⁾。現在の鉄道構造物設計標準⁵⁾に従う場合、レベル2設計地震荷重に対する耐震設計ではピーク強度 $\phi_{peak}=50^\circ$ 、残留強度 $\phi_{res}=35^\circ$ 、 $c=0$ を用いる。
- 2) 盛土材の細粒分含有率は9%であり地震前はかなり長期に降雨がなかったため、一定の見掛けの粘着力 c があったと推定される。しかし、設計では無視している。

- 3) 設計では壁面工の根入れ効果を無視したが、図-1bを見ると壁面基礎の前面の地盤は盛り上がりしており、実際は一定の根入れ効果あったと思われる。
- 4) 壁面工は剛で一体であったため、部分的に崩壊を起因とした全体の崩壊は抑制されていたが、このような効果は設計では考慮していなかった。
- 5) 当初設計では全体安全率が1.0になると崩壊すると想定していた。しかし、実際には全体安全率が1.0になっても直ちに崩壊する訳ではなく一定の残留変位が生じてから崩壊する、と言う動的な靱性がある。

現在の鉄道構造物設計標準では、擁壁は高さによらずレベル2の設計地震動に対して耐震設計を行う⁵⁾。その場合、上記要因1), 5)を取り入れて設計地震動の増大に対応しているが、要因2), 3), 4)は依然冗長性として残している。再現モデルによる解析ではこれらの要因による影響を定量的に確認する。

3. 解析モデル

たなたのGRS擁壁が、当時の設計で確認した以上の高い耐震性を示した理由を理解するため、表-1に示す六つのモデルの安定解析を行った。いずれのモデルでも、 $H=5.3\text{ m}$ (図-1の箇所; 図-2a, b) と $H=6\text{ m}$ (ボックスカルバートに隣接した最も高い箇所; 図-2c, d) で解析した。

モデル1 (図-2a, c) : 旧設計標準に従って設計した擁壁のモデルであり、実際の寸法と補強材配置であり一般的な配置に必要な長尺補強材層を欠いている。また、盛土の設計せん断強度は $\phi=35^\circ$ ($c=0$)である。壁面工下端の支持力は、 $\gamma=17.4\text{ kN/m}^3$; $\phi=33.4^\circ$ ($c=0$)の地盤条件で計算した。また、旧設計標準では $(k_h)_d=0.2$ に対する転倒と滑動に対する安全率が1.5以上であることを、即ち降伏震度 $(k_h)_y \geq 0.3$ を要求されていたが、現設計標準に従ってレベル2設計地震荷重による残留変形も計算した。

モデル2 (図-2a, c) : 補強材層配置はモデル1と同じであるが、盛土材の設計せん断強度を現設計標準に従って $c=0$ で $\phi_{\text{peak}}=50^\circ$, $\phi_{\text{res}}=35^\circ$ としてレベル2設計地震荷重による残留変形も計算した。従って、モデル1よりも冗長性が減じることによって計算上の安全率は向上した。

モデル3, 4 (図-2a, c) : 他の条件はモデル2と同じであるが、盛土の設計せん断強度を $c=5\text{ kPa}$ (モデル3)、 $c=10\text{ kPa}$ (モデル4)で $\phi_{\text{peak}}=50^\circ$, $\phi_{\text{res}}=35^\circ$ とし、根入れ $D=0.5\text{ m}$ の効果を考慮してレベル2設計地震荷重による残留変形を計算した。根入れ部の受動土圧の算定では根入れ部表面の摩擦角を $(\text{盛土の}\phi_{\text{res}})/2=17.5^\circ$ とし、壁面工下端の支持力は地盤条件を $\gamma=17.4\text{ kN/m}^3$; $\phi=33.4^\circ$; $c=5\text{ kPa}$ (モデル3)、 10 kPa (モデル4)とした。従って、モデル2よりも実際の条件に近く、冗長性が減じているため計算上の安全率は向上している。

モデル5, 6 (図-2b, d) : 現在の設計標準⁵⁾に従って新たに設計する場合のモデルであり、長尺補強材層を配置している。他の条件はモデル2と同じであり、盛土材の設計せん断強度を $c=0$ で $\phi_{\text{peak}}=50^\circ$, $\phi_{\text{res}}=35^\circ$ としてレベル2設計地震荷重による残留変形を計算した。長尺補強材層の配置によってモデ

表-1 たなたGRS擁壁の解析モデル

モデル	補強材層の配置	土の設計せん断強度、根入れ効果と列車荷重の設定
1	旧設計標準に従った実際の配置(短い基本補強材層だけ: 図-2a, c)	旧設計標準(砂質土に対する $\phi=35^\circ$)
2		現設計標準(砂質土に対する $\phi_{\text{peak}}=50^\circ$; $\phi_{\text{res}}=35^\circ$)
3		より現実的な設定($\phi_{\text{peak}}=50^\circ$; $\phi_{\text{res}}=35^\circ$)
4		
5	現在の設計標準による配置(長い数層の追加: 図-2b, d)	列車荷重の考慮なし
6		列車荷重を考慮
		$c=0$; 根入れ効果無視
		$c=5\text{ kPa}$; 根入れ効果考慮
		$c=10\text{ kPa}$; 根入れ効果考慮
		$c=0$; 根入れ効果無視

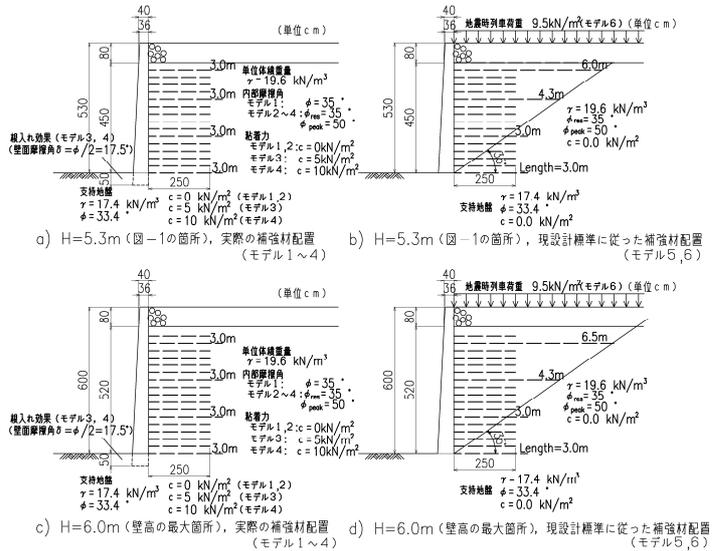


図-2 たなたGRS擁壁の解析モデル

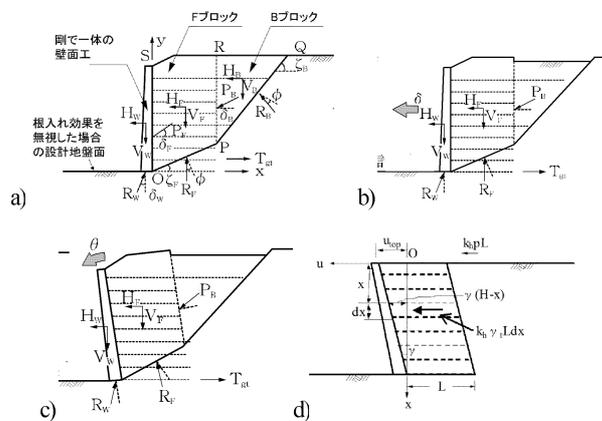


図-3 GRS擁壁の残留変形解析: a)二重楔法による力の釣合; b)滑動モード; c)転倒モード; d)せん断変形モード⁶⁾

ル1~4よりも実際の安全率が向上している。また、モデル2と冗長性は変わらない。モデル6だけ、列車荷重を考慮した。

全てのモデルで、補強材の設計引張り破断強度 $[(T_d)_0]_{\text{seismic}}$ は30 kN/mとし、盛土の単位体積重量 γ は19.6 kN/m³、壁面工背面の摩擦角は「盛土の ϕ_{res} 」=35°とした。レベル2設計地震荷重として、二つの地盤条件に対するG2 ($\alpha_{\text{max}}=920$ gal、洪積地盤相当)とG3 ($\alpha_{\text{max}}=802$ gal、普通地盤相当)を用いた。GRS擁壁内部での応答加速度の増幅は考慮していない。滑動・転倒・せん断変形に対する残留変形を、二重楔法による極限つり合いに基づくNewmark法によって計算した(図-3)。なお、滑動と転倒のそれぞれのモードでは、ひずみ軟化を考慮したことから、作用加速度 α/g =作用震度 k_h がそれぞれの $(k_h)_y$ に達した時に発生したすべり面の形状が以降も維持されると仮定した。

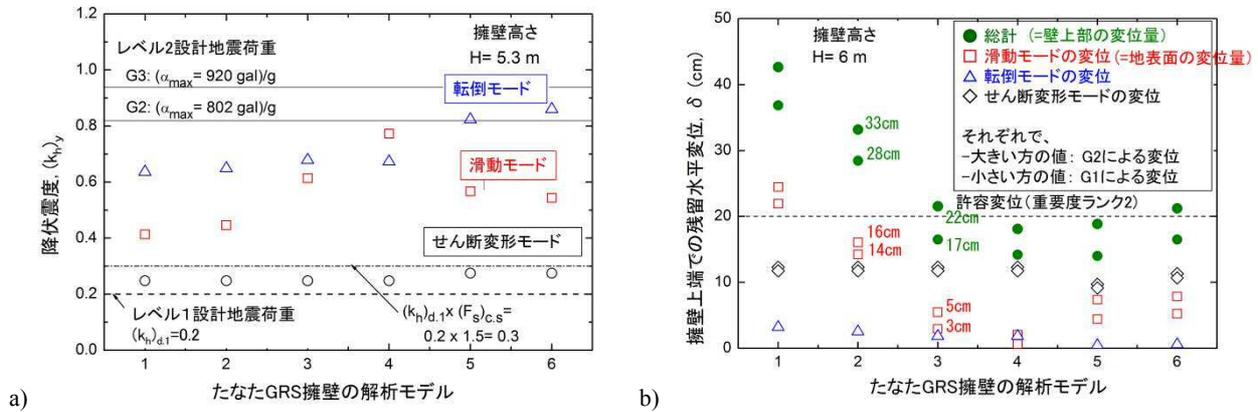


図-4 H=5.3 mの時のa)降伏震度; b)Newmark法による残留変形

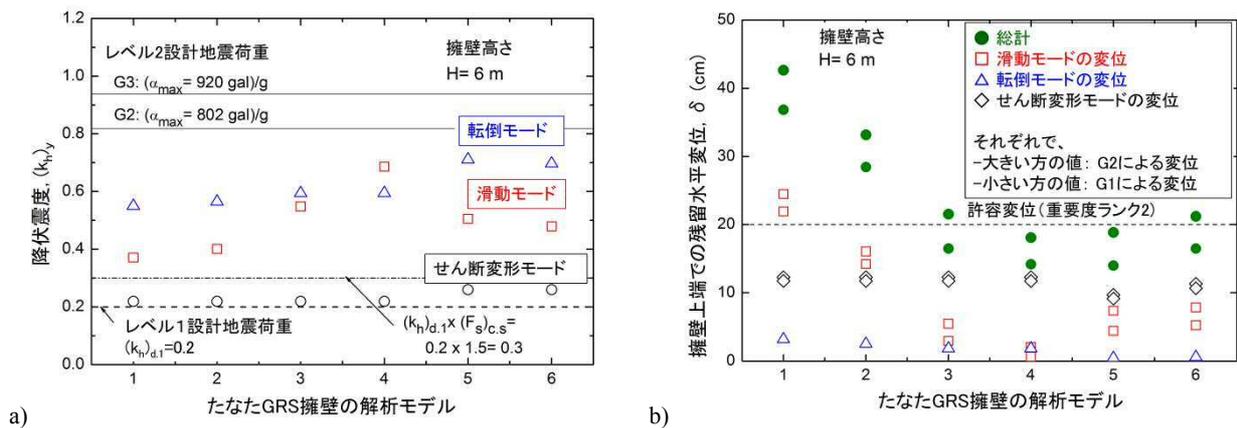


図-5 H=6.0 mの時のa)降伏震度; b)Newmark法による残留変形

4. 解析結果

図-4(H=5.3m)と図-5(H=6m)に、それぞれの破壊モードでの降伏震度 $(k_h)_y$ と擁壁上端での水平残留変位 δ (cm)及び δ の総計を示す。なお、転倒変形およびせん断変形は地表面(壁下端)では生じないと仮定しているため、滑動変位量=地表面の水平変位量となる。

図-4, 5から、次のことが分かる。モデル1(H=6m)では、滑動と転倒モードに対して $(k_h)_y >$ 「レベル1設計震度 $(k_h)_{d,1} (=0.2) \times$ 設定全体安全率 $1.5 = 0.3$ 」であり、旧設計標準に従うと耐震安定性は十分であると判断される。なお、旧標準ではせん断変形モードは検討しない。一方、モデル1(H=6m)の現設計標準に従って計算したレベル2設計地震荷重による δ の総量は、許容値20cmよりもかなり大きくなり耐震安定性は不十分と判断されることになる。しかし、計算値は実測値26cmよりもかなり大きい。これは、この計算法には少なくとも①盛土のせん断強度の過小評価、②見かけの粘着力の無視、③根入れ効果の無視による冗長性が含まれているためと思われる。

モデル1から上記冗長性①を取り除いて $\phi_{\text{peak}}=50^\circ$ 、 $\phi_{\text{res}}=35^\circ$ を用いたモデル2では、計算上安定性が向上している。それでも、H=6mで計算された変形量は壁上部で28~33cm、地表面で14~16cmであり実測値(壁上部で26cm、地表面で10cm)より大きく、依然として冗長性があることを示唆している。また許容値よりも大きいのが、これはたなたのGRS擁壁を現設計標準に従って安定解析を行うと若干耐震安定性が不足していることを意味する。

モデル2(H=6m)に $c=5$ kPaと根入れ効果を考慮したモデル3の解析による残留水平変位量 δ は、壁上部で17~22cm、地表面で3~5cmであり実測値(壁上部で26cm、地表面で10cm)よりもやや小さいだけである。このことから、実際の状況でもこの要因が働いていたと思われる。すなわち、たなたのGRS擁壁は設計地震荷重より大きな地震動を受けても、

設計では考慮しなかった各種の冗長性によって崩壊を免れたと言える。なお、 $c=10\text{ kPa}$ を用いたモデル4の δ は更に小さく、 c の影響は非常に大きいことが分かる。

現設計標準に従ったモデル5では、モデル2と異なり長尺の補強材を配置したため安定性が実際に向上し、 $H=6\text{m}$ でも δ の計算値は許容値以下である。モデル5に列車荷重を考慮したモデル6では、 δ が多少増えた。この解析結果は、たなたのGRS擁壁は、旧設計標準での設計でも他の通常の擁壁と同様に図-2b,dのように長尺補強材を配置していれば、残留変形は実測よりも小さかったことを示唆している。この事例は、長尺補強材によって耐震安定性が向上することを再確認するものである。

現設計標準では②見かけの粘着力の無視、③根入れ効果の無視による冗長性が残っているが、以下の理由から妥当な処置と考える。まず、これらの冗長性は施工不良、豪雨・長雨、根入れ効果の予期せぬ喪失等によって低下し消滅する可能性があり長期的にみると信頼がおけない。

5. まとめ

たなたの剛な一体壁面工を持つGRS擁壁は、1995年の阪神淡路大震災で設計地震荷重（レベル1）を遥かに超えるレベル2地震動を受けたにもかかわらず、軽微な変形のみであり地震後迅速に復旧された。たなたのGRS擁壁は、設計上明示されている余裕（安全率-1.0）に加え計算されず明示されていない冗長性による余裕を有していたと考え、その挙動の再現解析をした。その結果、次のことが把握できた。1) たなたのGRS擁壁は、旧設計標準に従うとレベル1設計地震動に対して耐震安定性は十分であったが、現設計標準に従うとレベル2設計地震動に対する安定性は不足していた。2) しかし、各種の冗長性による余裕が効果を発揮したことでレベル2地震動に対しても崩壊を免れたと判断できる。3) 現設計標準に従い、設計長尺補強材を配置して盛土の設計せん断強度を現実的な値とした上で残留変形によってレベル2設計地震動に対する安定性を判断することで、みかけの粘着力や根入れの効果に期待せずに安定性を確保することができる。

地震と降雨が同時におこる可能性が低いことから、見掛けの粘着力を無視する必要はないと言う考えもある。さらに根入れの喪失まで考慮して耐震設計することでコスト増を招いていると言う考え方もありうる。しかし、見かけの粘着力および根入れ効果は、施工不良、豪雨・長雨、根入れ効果の予期せぬ喪失等によって低下し消滅する場合があることも事実である。過度な冗長性のそぎ落としは崩壊事例を増やすとともに復旧費用の増大が生じる。また、場合によっては人命にも被害をもたらす。したがって、信頼できる冗長性だけを削ることが合理的であり、それによりライフサイクルコスト(LCC)が低い構造物となる。現在の鉄道構造物設計標準では、盛土の良い締固めを前提に $\phi_{\text{peak}} (> \phi_{\text{res}})$ を採用し、ある程度の残留変形を許容することで、安定した冗長性を一定程度減じながらも、長期的には不安定で信用ができない見かけの粘着力と根入れ効果を無視し、その条件の下で十分な耐震安定性を実質的に確保することを重視している。このような方針で耐震設計されたGRS擁壁は、従来形式の擁壁よりもはるかにLCCが低いことが実証されている。

参考文献

- 1) 龍岡文夫, Leshchinsky, D.: GRS擁壁の安定性における冗長性の重要性, 国際ジオシンセティックス学会日本支部ジオシンセティックス論文集, Vol.28, pp.281-288, 2013.
- 2) Tatsuoka, F., Koseki, J. and Kuwano, J. (2014b): Natural disasters mitigation by using construction methods with geosynthetics (earthquakes), Keynote Lecture, 10th International Conference, Berlin, September, 2014.
- 3) Tatsuoka, F., Koseki, J., and Tateyama, M.: Performance of reinforced soil structures during the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake, Special Lecture, *International Symposium on Earth Reinforcement (IS Kyushu '96)*, Balkema, Vol.2, pp.973-1008, 1997.
- 4) Tatsuoka, F., Koseki, J., Tateyama, M., Munaf, Y. and Horii, N.: Seismic stability against high seismic loads of geosynthetic-reinforced soil retaining structures, *Keynote Lecture, Proc. 6th Int. Conf. on Geosynthetics, Atlanta*, 1: pp.103-142, 1998.
- 5) 鉄道構造物等設計標準・同解説（土留め構造物）（平成24年1月）：鉄道総合技術研究所編、丸善、2012.
- 6) 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、国際ジオシンセティックス学会日本支部ジオシンセティックス論文集, Vol.13, pp.260-269, 1998.