

大阪大学大学院 正会員 ○小田 和広
 大阪大学工学部 学生員 美野 智彦
 岡三リビック (株) 正会員 小林 悟史
 大日本土木 (株) 正会員 伊藤 秀行

1. はじめに

近年、地震により多数の道路盛土が被害を受けている。そのため、緊急対応のみならず、復旧・復興においても大きな障害となった。しかし、盛土は応急復旧が容易であることからこれまで耐震設計がほとんど施されてこなかった。すなわち、盛土の耐震対策の取り組みは遅れているのが実情である。なかでも、既設盛土に対する耐震補強は急務である。本研究では、棒状補強材である鉄筋補強材を用いた盛土補強において、補強材先端の固定度が耐震補強効果に及ぼす影響について明らかにする。

2. 数値解析の概要

本研究では、筆者らが提案している静的弾塑性有限要素法に基づく残留変形解析を適用した¹⁾。図-1は解析モデルと解析条件を示している。本モデルは、盛土の動的安定挙動に関する遠心模型実験²⁾に基づいている。ただし、遠心模型実験そのものを対象とするのではなく、そのプロトタイプを解析対象とした。境界条件に関して、盛土の鉛直面では水平方向のみを拘束し、底面では水平及び鉛直方向を拘束した。図-1中の赤色部分は鉄筋補強材を示している。鉄筋補強材はケーブル要素としてモデル化した。盛土の地盤材料はDrucker-Pragerの降伏基準に基づく弾塑性体とし、地盤と補強材間の不連続面で発生する接触力挙動を再現するためにGoodman³⁾らによって開発されたジョイント要素を地盤と補強材間に挿入した。表-1は解析パラメータを示している。

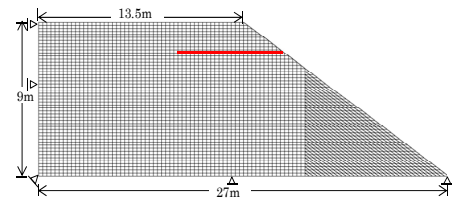


図-1 解析モデルと境界条件

表-1 解析パラメータ

	γ_t	G_0	σ_m	ν	c	ϕ
盛土本体	16	2.5×10^4	43.0	0.333	7.5	35.0
補強材	$E=2.06 \times 10^8$		$A=3.266 \times 10^{-3}$			

γ_t (kN/m³): 湿潤単位体積重量 G_0 (kN/m²): 初期せん断剛性 ν : ポアソン比 c (kN/m²): 粘着力 ϕ (deg): 内部摩擦角 A (m²): 断面積

解析では、まず初期応力状態を決定するために自重解析を行う。その後、盛土内の加速度応答パターンを仮定し、その応答パターンに応じて要素毎に水平加速度を与える。なお、今回の解析では盛土底面から天端に向って線形的に増加する次元震度分布を入力加速度応答パターンとした。なお、天端における震度と底面におけるその比は1.37とした⁴⁾。そして、盛土全体の変位を制御しながら水平加速度を増加させることにより、生じた変位に対応する限界水平震度及び残留変形形状を得た。

表-2は解析ケースを示している。

表-2 解析ケース

Case-Fではジョイント要素を補強材先端まで挿入することにより、盛土と補強材間の摩擦がモビライズした後は盛土と補強材先端が独立に挙動する。Case-Sでは補強材先端の節点と盛土の要素の節点を共有させることにより、盛土と補強材間の摩擦がモビライズした後も盛土と補強材先端とが一体となって挙動する。Case-FSでは補強材先端の水平変位を完全に拘束する。

	Case-F	Case-S	Case-FS
補強材先端の挙動	盛土と独立	盛土と一体	水平変位拘束

3. 補強材先端の固定度の影響

図-2は法肩の沈下量と水平震度 K_h の関係を示している。降伏時の K_h は Case-F 及び Case-S では約 0.26,

Case-FS では約 0.27 まで増加している。ここで、降伏とは盛土全体の降伏のことであり、 K_h が増加することなく変形量が増加することである。降伏後、Case-S では K_h が一定のまま沈下量が増加している。一方、Case-F では降伏後 K_h が 0.23 程度まで低下し、その後 K_h が一定のまま沈下量が増加している。したがって、Case-F と Case-S とでは、降伏までは同程度の補強効果を有しているが、降伏後は補強材先端が盛土と一体に挙動する Case-S の方がそうでない Case-F よりも大きな補強効果が得られることが分かる。また、Case-FS では降伏後 K_h がほぼ一定のまま沈下量が増加している。また、この挙動は Case-S と同様である。Case-FS では補強材先端の水平方向の移動がないという理想的な固定条件であることから、Case-S のように先端を地盤と一体に挙動させることでそれとほぼ同様の効果を得ることができる。

図-3 は補強材先端に伝達される軸力を示している。Case-F では沈下量が増加しても軸力にほとんど変化はない。一方、Case-S では沈下量の増加に伴って軸力の値が増加している。この軸力増加によって土塊のすべりに対して抵抗しているものと考えられる。なお、Case-FS では初期の段階で軸力は一挙に約 10tf に達する。その後は沈下量が増加しても軸力はあまり大きく変化しない。

図-4 及び図-7 はそれぞれ Case-F 及び Case-FS において沈下量が 10cm に達した時のせん断ひずみ分布を示している。また、図-5 及び図-6 は Case-S において沈下量がそれぞれ 5cm 及び 10cm に達した時のせん断ひずみ分布を示している。Case-F 及び Case-FS ではより先破壊が発生し、発生したすべり線に沿ってすべり続けていることが分かる。しかし、Case-S では沈下量が 10cm の時において補強材先端の奥側に発生するひずみの領域に回り込んでいる。補強材先端の奥側で発生したひずみは、補強材先端で増加した軸力が周辺地盤に伝達されたことで発生したと考えられる。つまり、補強材先端には伝達される軸力を周辺地盤に効果的に伝達させ、局所的な地盤の破壊を生じさせないような何らかの構造体が必要であることが示唆される。

4. まとめ

本研究では、鉄筋補強された盛土の耐震補強効果に及ぼす補強材先端の固定度の影響について解析的に検討した。本研究から得られた知見を以下にまとめる。①鉄筋補強材を用いた盛土補強において補強材先端が盛土と独立に挙動する場合、降伏後の水平震度が低下する。②補強材先端が盛土と一体に挙動する場合、降伏後も水平震度を保つことができる。③補強材先端が盛土と一体となって挙動する構造を補強材が有することが必要である。

参考文献

1)谷村他,2006,弾塑性極限解析による道路盛土の地震時安定に関する研究,第 12 回日本地震工学シンポジウム,pp.734-737,2)江川他,2006,道路盛土の地震時すべり安定性・沈下特性の評価およびすべり破壊制御に関する検討,第 12 回日本地震工学シンポジウム,pp.582-585,3) R.E.Goodman,1976,不連続性岩盤の地質工学,森北出版,4)谷村他, 2006,道路盛土の地震時性能評価に対する弾塑性極限解析手法の適用性,第 41 回地盤工学研究発表会,pp1279-1280

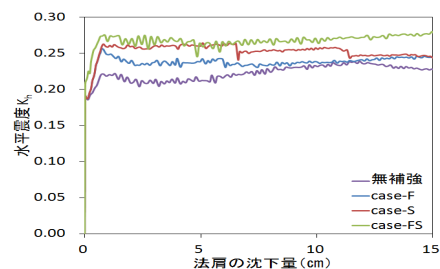


図-2 法肩の沈下量と水平震度の関係

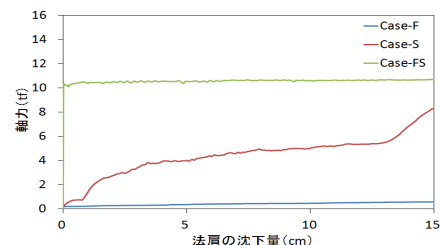


図-3 補強材先端の軸力

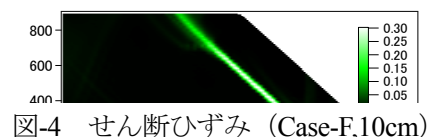


図-4 せん断ひずみ (Case-F,10cm)

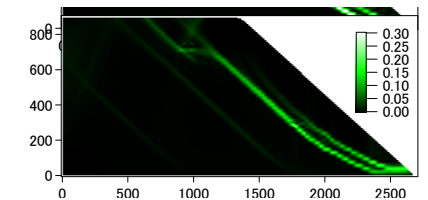


図-5 せん断ひずみ (Case-S, 5cm)

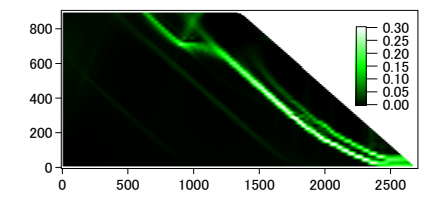


図-6 せん断ひずみ (Case-S,10cm)

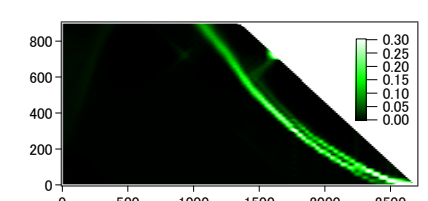


図-7 せん断ひずみ (Case-FS,10cm)