

I - B 252

土の引張破壊を考慮した盛土の非弾性地震応答解析

若築建設（株） 正会員 酒井久和
 京都大学防災研究所 正会員 澤田純男
 京都大学大学院 フェロー 土岐憲三

1. はじめに

盛土や堤防等の土構造物は大地震の度に少なからず被害を受けているが、一般に耐震検討されることが少ない。近年、盛土の耐震解析手法を確立する目的で盛土の地震応答解析が盛んに行われているが、引張亀裂を伴った崩壊事例が少なくないにもかかわらず、土の引張破壊を考慮に入れた地震応答解析はあまり行われていないのが現状である。そこで、本研究では引張破壊を考慮した土の非線形モデルを用いて、十勝沖地震の際に崩壊した鉄道盛土に対する非線形動的解析を行い、解析方法の妥当性の検証を行う。

2. 被害概要

解析の対象とする盛土は、洪積層（砂利混じりローム層）上に設置された乙供・千曳間 687K070m 地点とする。図-1に対象地点の横断面図および破壊線で破壊状況を示す。図より、被害は新設盛土にのみ発生しており、旧盛土に変形は見られない。また、新設盛土は全体的に西(左)側に変形し、西側法肩部に引張亀裂が発生している。ただし、図中の数値はオランダ式コーン貫入抵抗 $q_c(\text{kgf/cm}^2)$ を示している。

3. 解析条件

3.1 解析モデル

一般に、土要素が引張亀裂を生じた場合、引張応力が作用しなくなると考えられることから、引張破壊の前後で異なる破壊規準を採用する。破壊規準はせん断に関しては、いずれも Mohr-Coulomb の破壊規準に従うと仮定し、引張側でそれぞれ、円形キャップおよび引張カットオフとなる破壊包絡線を採用する。一方、土の塑性ポテンシャルは、引張側に球形キャップをした von Mises モデルを採用する。また、地盤の構成モデルはせん断および引張破壊後のせん断強度の低下を考慮するため、残留強度モデルを採用する。解析は引張破壊を考慮した 2 次元有限要素法を用いて、時刻歴応答解析を行う。この場合、時間積分は非反復時間積分法²⁾、計算時間間隔は 1/1,000 秒、解析継続時間 20 秒で、減衰は 0.1Hz および 20Hz において 5%となるような Rayleigh 減衰を採用する。図-2に解析モデルを示す。

3.2 土質条件

池原¹⁾は、解析対象地点の盛土と同じ種類の細粒分の多い砂質ロームについて、三軸圧縮試験(UU, CU 試験)から土の強度定数を求めている。また、 q_c と空隙比および N 値の関係を調べている。ここでは、これらの結果および他の物理試験結果を基に表-1のように残留強度定数が異なる 4 ケースの材料定数を設定する。た

キーワード：盛土、引張破壊、地震応答解析

〒153-0064 目黒区下目黒 2-23-18 若築建設(株)土木本部設計部, Tel. 03-3492-0495, Fax. 03-5487-3867

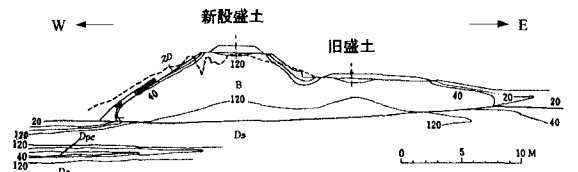


図-1 解析断面および破壊状況¹⁾

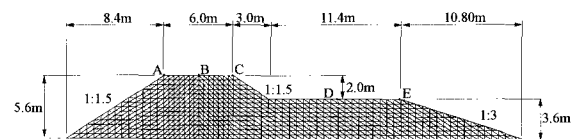


図-2 解析モデル

表-1 盛土材料の物性値（東北本線被災盛土）

	Case.1	Case.2	Case.3	Case.4
空隙比: e			0.7	
単位体積重量: $\gamma_t(\text{tf/m}^3)$			1.9	
ポアソン比: ν			0.35	
せん断波速度: $V_s(\text{m/sec})$			200	
粘着力: $c(\text{tf/m}^2)$			0.4	
内部摩擦角: $\phi(^{\circ})$			40	
粘着力の残留値: $c_{res}(\text{tf/m}^2)$	0.35	0.35	0.20	0.20
内部摩擦角の残留値: $\phi_{res}(^{\circ})$	10	5	10	5

だし、対象とする砂質ロームの透水性が非常に小さく³⁾、地震動作用中の盛土は非排水に近い状態にあったと想定されることから、残留強度定数は UU 試験結果を参考に設定を行った。

3.3 入力地震動

十勝沖地震(1968)の際に八戸港において、観測された SMAC 記録⁴⁾から、SHAKE により基盤面での入射波が推定されている。解析対象地点は洪積層上に盛土が構築されていることから、後者の基盤上の推定波を入射波とし、盛土横断方向の EW 成分を採用する。（図-3参照）

4. 解析結果および考察

4 つの解析ケースについて、図-2に示す新設盛土西側法肩 A、中央 B、東側法肩 C および旧盛土中央 D、東側法肩 E における水平方向の時刻歴応答変位を図-4に、Case.1 の場合の破壊状況を図-5に示す。

図-4より、数値シミュレーションではいずれのケースにおいても、入射波の振幅が 0 となる 15 秒以降にも新設盛土の西側法肩および中央部の変位が増加し続けており、盛土の崩壊現象が表現されている。このとき、旧盛土部の変位は Case.4 で 10cm 弱、その他のケースではほとんどなく、図-1の実際の被災事例を概略的に表現できている。

ここではさらに、その破壊過程について検討を行う。Case.1 では図-5より、まず、(a)に見られるように新設盛土西側の法面部で浅い直線上の破壊領域が形成される。その後、この直線的な破壊領域は盛土中心部まで進行し、(b)では盛土中央部の広範囲に引張破壊領域が発生している。

実際の被災状態においても盛土縦断方向に数条の引張クラックが発生していることから、上記の数値解析結果は実際の被災状態を定性的に良く表している。しかし、新設盛土の東側法肩部については、図-1に示すように実際にはかなりの変形が生じているが、Case.1 の場合の数値解析では 2cm 程度の変形に留まっている。ちなみに、Case.2~4 では図-4に示すように、新設盛土の天端部分は引張破壊領域となって盛土全体が西側（一侧）へ変形し、また、旧盛土にほとんど変形が見られないことから、より実際の被災状態

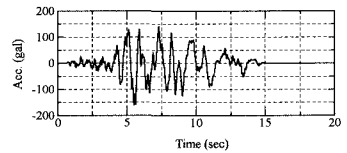


図-3 入力地震動

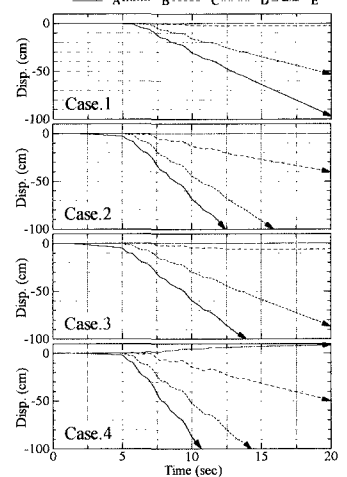


図-4 水平方向時刻歴応答変位

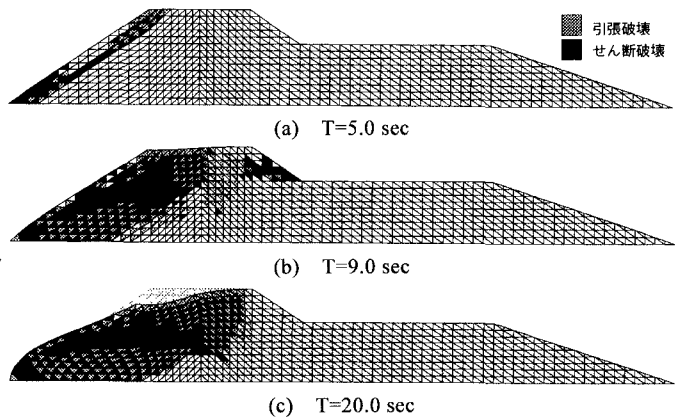


図-5 盛土の破壊状況 (Case.1)

に近い解析結果となっている。また、Case.1 について入射波の加速度振幅を 0.5 倍、2 倍に調整した場合、破壊領域の大小の違いはあるが、新旧盛土に対して同様の被災状況が得られた。

以上のように新旧盛土の被災状況、ならびに引張亀裂の発生等の被災状況と定性的に整合した数値解析結果が得られたことから、本研究で使用した非線形モデルを含む計算方法の妥当性が確認された。

参考文献

- 1) 池原武一郎：十勝沖地震による鉄道盛土の被害に関する研究。鉄道技術研究所報告，No.791，1972。
- 2) 酒井久和，澤田純男，土岐憲三：収束計算を行わない動的非線形 FEM のための時間積分法。土木学会論文集，No.507，pp.137-147，1995。
- 3) 上沢弘，毛受貞久，安田祐作，熊谷治郎：災害盛土の間隙水圧観測と災害の原因－東北本線向山－三沢間 663K150m 附近－，鉄道技術研究報告，No.717，1970。
- 4) Tsuchida, H., E. Kurata and K. Sudo : Strong-motion earthquake records on the 1968 Tokachi-Oki earthquake and its aftershocks, Technical Note of the Port and Harbour Research Institute, No.80, 1969。