

傾斜地盤上に造成された既設泥岩高盛土への対策工法の検討

地震応答解析 泥岩 盛土

株式会社フジタ 正会員 ○犬飼翔吾
名古屋大学 国際会員 中野正樹, 酒井崇之, 野田利弘

1. はじめに

泥岩で造成された盛土は、1993 年から 2004 年までに被災した盛土材の中で、1 件あたりの被災土量が最も多く、災害規模が大きいことが示されている¹⁾。また、実際の被害状況²⁾から、最も優先的に対策すべき箇所として、傾斜地盤上の谷埋め盛土など集水地形の箇所が挙げられている。加えて、近い将来起こるとされている南海トラフ巨大地震に備えるためにも、既設盛土への耐震対策は喫緊の課題である。そこで、地盤調査結果をもとに供用中の泥岩高盛土をモデル化し（図 1）、巨大地震への対策工法およびその後の復旧について検討した。なお、数値解析には SYS Cam-clay model³⁾を搭載した水～土骨格連成有限変形解析コード **GEOASIA**⁴⁾を用いた。

2. モデル化と解析条件

図 2 は対象断面のモデル化と境界条件⁵⁾を示す。地盤調査時に測定した物性の差異や施工記録より、泥岩盛土部分を 3 つの層に分けた。また、崖錐層と河床礫層は基盤としてモデル化した。観測地下水位以下の盛土部である層 3 および基盤については飽和状態とし、地下水位より上側の層 1・層 2 は、疑似不飽和状態を仮定した。

表 1 は、サンプリングした各層の試料の力学試験の再現結果から得られた材料定数、状態量の初期値⁵⁾を示す。地盤調査から、層 3 はスレーキングの進行が確認されている。層 2 と層 3 の状態量を比較すると、層 2 でより骨格構造が高位であり、層 3 はスレーキングにより強度低下していることを表現した。なお基盤部分の材料定数は層 3 と同じ値とし、地震時に変形しないように初期比体積を小さくしている。

図 3 は用いた入力地震動を示す。Type II 地震動（青線）は兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で観測された直下型レベル 2 地震動である。Type I 地震動（赤線）は、東日本大震災において、仙台海川国道事務所にて観測された海溝型レベル 2 地震動である。地震開始から 50 秒までとそれ以降から 100 秒までで 2 つの大きな加速度群を有する。

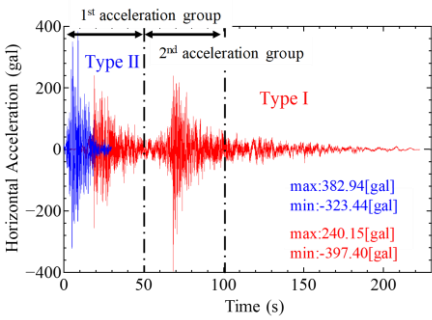


図 3 2 つの入力地震動

図 4 は解析結果を示す。スレーキングが進行した層 3 の盛土下部にせん断ひずみの局所化がみられた。Type I 地震動では大変形が生じなかったが、Type II 地震動については法尻からせん断ひずみが進展したことで大変形した。そのため、法尻及び盛土下部のせん断ひずみを抑制することを目的として対策工法を検討した。なお、法尻位置を延長させないこと、

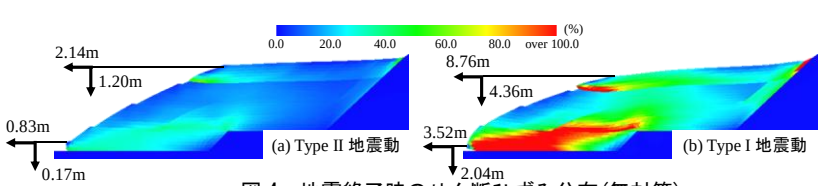


図 4 地震終了時のせん断ひずみ分布（無対策）

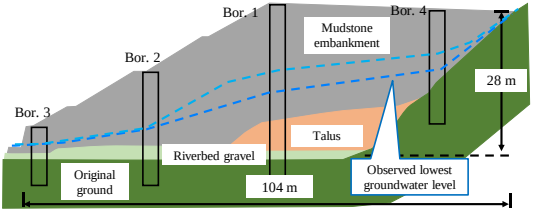


図 1 対象断面

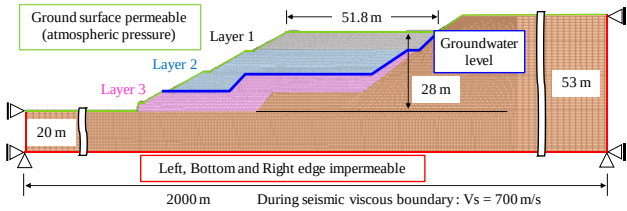


図 2 モデル化と境界条件

表 1 盛土の材料定数

材料名		層 1	層 2	層 3
弾塑性パラメータ				
圧縮指数	$\tilde{\lambda}$	0.085	0.080	0.080
膨潤指数	$\tilde{\kappa}$	0.015	0.018	0.018
限界状態定数	M	1.375	1.350	1.350
NCL の切片 (at 98.1 kPa)	N	1.350	1.380	1.380
ボアソン比	ν	0.300	0.150	0.150
発展則パラメータ				
正規圧密土化指数	m	0.20	0.30	0.30
構造劣化指数 (b = c = 1)	a	0.40	0.50	0.50
塑性指数	c _s	0.10	0.10	0.10
回転硬化指数	b _r	0.010	0.010	0.010
回転硬化限界定数	m _b	1.00	1.00	1.00
初期値				
比体積	v ₀	1.476	1.440	1.445
過圧密比	1/R ₀	55.0	220.0	158.9
構造の程度	1/R* ₀	12.5	19.2	17.0
応力比	η_0	0.100	0.000	0.160

Study on countermeasure methods for existing high mudstone embankment on inclined ground

Inukai Shogo, Fujita Corporation
Nakano Masaki, Sakai Takayuki, Noda Toshihiro,
Nagoya University

つまり新たな土地を買収しないことを条件としている。

図 5 は 3 つの検討した対策工法を示す。Case-1 は、小段三段目からのセメント混合による地盤改良を想定した場合であり、該当部分を二相系弾性体とした。Case-2 は、置換・押え盛土工⁶⁾である。一番上の小段から 1:0.8 の勾配で掘削した後、天端部まで押え盛土を行った。押え盛土材は締固めやすい良質な盛土材とし、密度は締固め試験(B-c 法)で得られた最大乾燥密度の 95%の密度を用いた。Case-3 は Case-1 と Case-2 を併用した場合である。それぞれの対策工法を施工し、過剰間隙水圧が消散した後に、地震動を入力した。加えて災害後復旧の検討のために、地震後についても調べた。

4. 解析結果

図 6 は地震終了時のせん断ひずみ分布、表 2 は道路端を想定した既設盛土法肩から 5m の位置である N-1 地点(図 5)の地震終了時及び水压消散後の沈下量を示す。Case-1 では、地盤改良を行った法尻は、ほとんどひずみが発生しておらず、また、盛土下部におけるせん断ひずみの進展も抑制された。しかし対策工を施していない層 1 の法肩部に、大きくせん断ひずみが進行した。一方 Case-2 では、押え盛土により、法肩部でのひずみはほとんど生じなかった。法尻部においても、無対策と比較してせん断ひずみは半分程度に軽減したものの、50%程度まで進展し、押え盛土部でもひずみが進展した。Case-1 と Case-2 の比較から、法尻部の地盤改良はせん断変形に対し有効であることがわかる。Case-3 では、法尻部に地盤改良を実施しており、法尻及び盛土下部と法肩部のどちらにおいてもせん断ひずみの顕著な進展は生じていない。沈下量も半分以下に減少していることから、無対策と比較して短期間で回復できる性能を有している。また、水压消散による沈下量は増加しているものの、地震後に急激な沈下は生じていない。そのため、応急復旧による緊急輸送経路の確保や、その後の施工は可能といえる。

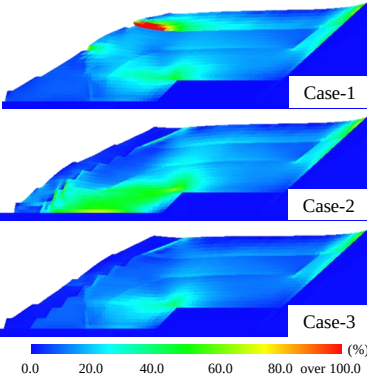


図 6 地震終了時のせん断ひずみ分布

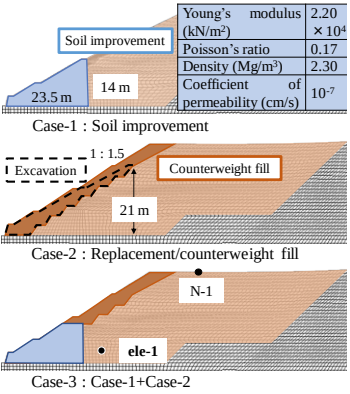


図 5 検討した対策工法

表 2 沈下量		
(m)	地震 終了時	水压 消散後
無対策	3.72	4.04
Case-1	2.26	2.70
Case-2	2.01	2.37
Case-3	1.24	1.68

最も耐震性が向上した Case-3 を対象に、図 5 に示す盛土部の ele-1 要素の挙動を調べることでメカニズムを考察した。図 7 は無対策および Case-3 における地震時および地震後の挙動を示す。

地震中は繰返し載荷を受けており、 q の増減を繰り返す。 q - p' 関係において、無対策に比べ Case-3 の緑線では、弾性除荷を受けた後の載荷において q の上昇は小さい。この挙動は、対策工によって除荷の方が顕著に発生していることを示しており、Case-3 の R - e_s 関係において、地震とともに R が減少している、つまり除荷による過圧密比($1/R$)の上昇が起こっていることから裏付けられる。これは、改良体に地震荷重が分散したことが要因である。一方、無対策では、載荷時に塑性膨張を伴いながら過圧密が解消しており、両者が大きく異なる点である。過圧密比の大きい土は弾性的な挙動が卓越するため、 p' が小さい状態で繰返し載荷を受けていても、塑性ひずみが進展しづらい。また、50~100 秒および 100 秒以降においても、無対策では R が徐々に増加するのに対し、Case-3 では徐々に減少していることから、除荷が生じていることも継続時間が長くてもひずみが進展しなかった要因である。Case-3 の地震後挙動としては、過剰間隙水圧の消散に伴い、 p' が回復することで密になり、盛土は安定に向かう。

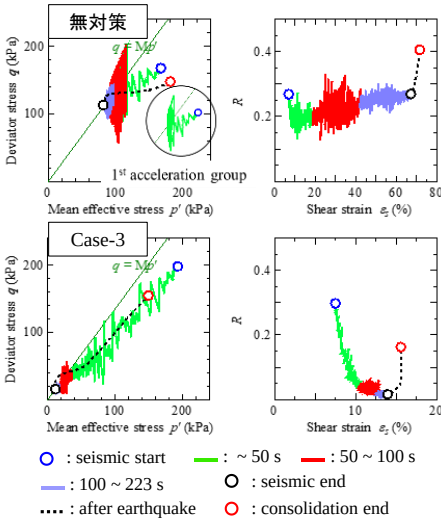


図 7 ele-1 の挙動

5. おわりに

(1)法尻に地盤改良を実施した Case-1 では、法肩部でせん断ひずみが大きく進展した。置換・押え盛土工法を施した Case-2 については、変形は抑制できるもののひずみは 50%まで進展した。2 つの工法を組み合わせた Case-3 では大きなせん断ひずみの進展なく、耐震性が大きく向上した。(2)Case-3 では無対策の場合に比べ、改良体に荷重が分散することで除化挙動が顕著となり、過圧密が蓄積しているため、長時間の地震動においても塑性ひずみの進展はわずかである。

参考文献：1) 松坂ら (2017): 高速道路の構造物における大規模更新および大規模修繕の導入と課題, 土木学会論文集 F4, 73(1), 1-18. 2) 藤岡ら(2016): 東北地方太平洋沖地震における高速道路の被害分析, 日本地震工学会論文集, 16(1), 285-308. 3) Asaoka et al. (2002): An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, Soils and Foundations, 42(5) 47-57. 4) Noda et al. (2008): Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, Soils and Foundations, 48(6), 771-790. 5) 犬飼ら (2025): スレーキング進行に伴う泥岩盛土の地震時変形挙動に関する解析的検討, 令和 7 年度土木学会全国大会. 6) Sakai et al. (2023): Seismic resistance improvement of replacement/counterweight fill method for existing high embankment on inclined ground constructed with various embankment materials, Soils and Foundations, 63(2).