

構造物背面盛土の地震時段差評価手法の検証とレベル2地震時の性能に関する考察

八千代エンジニアリング(株)(前(国研)土木研究所地質・地盤グループ) ○佐々木 直也
(国研)土木研究所地質・地盤グループ 佐々木 哲也, 東 拓生, 加藤 俊二

1. はじめに

橋梁などの構造物とその背面盛土との境界部では、地震時の盛土の沈下により段差が発生し、交通機能を阻害することがある。H23年東北地方太平洋沖地震等では、盛土高が高い盛りこぼし橋台において顕著な段差がみられ、交通機能の復旧・交通開放までに4日以上要した事例も報告されている。このため、地震時段差の実務的な評価手法の確立が求められており、著者らはこれまでに盛土材の繰返し変形特性の定式化¹⁾と自重解析による地震時段差評価手法²⁾について、遠心模型実験を対象に一定の適用性を確認してきた。本稿は、実際の変状事例を対象にした評価手法の妥当性検証及び盛土高と締固め度を変えたケーススタディから締固め度と段差量の関係を整理し、レベル2地震時の性能確保の観点で締固め管理基準値の考察を行った結果を報告する。

表-1 式(1)の係数一覧¹⁾

締固め度 D_c	C1	C2	C3	C4
85%	0.475	0.0001	0.811	-0.103
90%	0.538	-0.0106	1.236	-0.088
95%	0.610	-0.0019	1.491	-0.080

2. 地震時段差評価手法の概要

地震時段差評価手法として、ひずみ軟化理論を用いた自重解析手法を検討対象とした。ひずみ軟化理論に基づく計算を行うための盛土材の繰返し変形特性は、不飽和盛土材料の排気・排水条件による繰返し三軸試験結果から繰返し応力 SR_d 、軸ひずみ ε 、繰返し回数 N の関係(図-1)を式(1)のとおり定式化した¹⁾。表-1に示す係数 $C1 \sim C4$ は、遠心模型実験に用いた盛土材料の山砂(江戸崎砂($\rho_s = 2.687 \text{g/cm}^3$, $D_{50} = 0.15 \text{mm}$, $F_c = 16.9\%$))の繰返し三軸試験結果から得られた締固め度ごとの係数である。

$$SR_d = B\varepsilon^A, \quad A = C_1 N^{C_2}, \quad B = C_3 N^{C_4} \quad \dots \dots \dots (1)$$

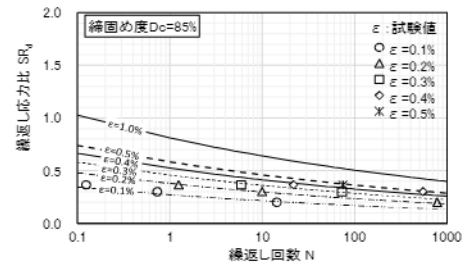


図-1 繰返し応力比 SR_d と繰返し回数 N の関係(例: $D_c 85\%$)¹⁾

また、表-1の係数 $C1 \sim C4$ を用いて、任意の締固め度 D_c で繰返し応力 SR_d 、軸ひずみ ε 、繰返し回数 N の関係が得られるように、式(2)のとおり $C1 \sim C4$ を定式化した¹⁾。

$$C_1 = 0.683 \left(\frac{D_c}{100}\right)^{2.236}, \quad C_2 = -0.004, \quad C_3 = 2.052 \left(\frac{D_c}{100}\right)^{5.496}, \quad C_4 = 0.237 \left(\frac{D_c}{100}\right) - 0.304 \quad \dots \dots \dots (2)$$

ひずみ軟化理論を用いた自重解析は、図-2の手順で実施した。
(3)低下剛性の計算における低下せん断変形係数は、盛土材の繰返し変形特性を用いて、(2)地震応答解析により算出される動的せん断応力による累積せん断歪と(1)初期応力解析により算出される初期せん断応力から算出した。(5)の地震時の最終変位量は、(4)の低下せん断変形係数を用いた自重解析により算出される変位量から(1)初期応力解析の変位量を差し引いて算出した。

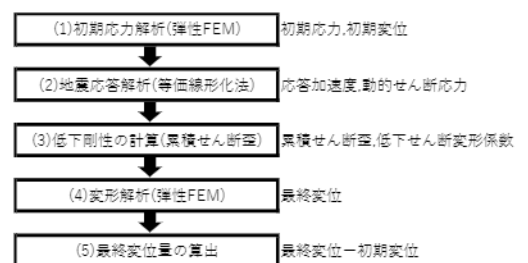


図-2 解析手順²⁾

3. 実際の変状事例を対象とした評価手法の検証

H23年東北地方太平洋沖地震で変状が発生した構造物背面盛土を対象に本評価手法により段差量(=天端平均沈下量)を算出し、実際の段差量と比較することで評価手法の妥当性を検証した。対象盛土は、盛土高25m程度の5段盛土で、盛土材料が細粒分質砂質礫、地震により橋台背面で45cmの沈下が確認された盛土である。解析に用いた定数は表-2に示すとおりである。対象盛土の初期せん断剛性 G_0 は、被災後に実施したS波トモグラフィー探査から得られたせん断波速度 V_s ³⁾を参考に設定した。地震応答解析の $G/G_0 \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ は、現地で

採取した盛土材の平均粒径 D_{50} から参考文献 4) に従い設定した。盛土の締固め度は建設時の情報がないため、締固め度 D_c90 、 92 、 95% の 3 パターンについて段差量を算出した。なお、基礎地盤の変形は生じないものとした。解析結果の変形図の例を図-3 に、段差量の比較結果を図-4 (遠心模型実験を対象にした段差評価結果を参考として示す) に示す。評価手法による段差量は $D_c90\%$ で約 47.0cm、 $D_c92\%$ で約 41.0cm、 $D_c95\%$ で約 30.0cm であり、実際の段差量 45cm と比較すると $D_c90\sim92\%$ の間となった。実際の締固め度を把握し、評価結果の妥当性を検証する必要があるが、一般的な締固め管理基準から考えても概ね妥当な結果が得られていると考えられる。

4. 盛土高に応じた締固め管理基準

本段差評価手法を用いて算出した盛土高ごとの締固め度と段差量の関係を図-5 に示す。解析ケースは盛土高を 5 ケース (10、15、20、30、40m)、締固め度を 3 ケース (85、90、95%) 変えた計 15 ケースとした。現状は実盛土の材料の繰返し変形特性の式がないことから、繰返し変形特性の係数は表-1 に示す山砂 (江戸崎砂) の値とし、解析に用いた定数は文献 2) の値とした。また、入力地震動はレベル 2 タイプ 1 の新晩翠橋 N-S 波とした。図-5 より、盛土高が高いと段差量が大きく、締固め度が低いほど段差量が大きくなっており、締固め度を 85% から 90% にすることで段差量が大幅に小さくなる結果となった。盛土高が 10m、締固め度 85% と盛土高 40m、締固め度 90% の段差量はほぼ同程度であることから、盛土高よりも締固め度の変形量に大きな影響があることがわかる。

次にレベル 2 地震時の性能確保の観点から道路土工 盛土工指針 3) に示されている締固め管理基準値 D_c95 以上とした場合、盛土高 40m で段差量 30cm 程度であり、道路土工技術基準における性能 2 (一時通行規制を行うが、簡易な復旧により通行機能を回復できる性能) 程度は満足する程度の変形に留まっていると考えられる。本稿で対象としている盛土材以外の材料については別途検討が必要であるが、踏掛版を設置することを前提に、一般的な材料仕様と締固め管理基準を満足すれば、今回検討した盛土高の範囲ではレベル 2 地震時の性能 2 を確保できる可能性がある。

5. おわりに

実際の変状事例を対象に段差評価手法を適用した結果、段差量を概ね再現でき、妥当性を確認することができた。段差評価手法の実務的な運用方法とレベル 2 地震時の性能確保を踏まえた締固め管理基準値について、引き続き検討を行っていく。

<参考文献>

- 1) 東拓生, 佐々木哲也, 加藤俊二, 佐々木直也: 構造物背面盛土における地震時段差の評価法に関する検討 (その 1 繰返し変形特性の定式化), 第 58 回地盤工学研究発表会, 2023. 7. 2) 佐々木直也, 東拓生, 佐々木哲也, 加藤俊二: 構造物背面盛土における地震時段差の評価法に関する検討 (その 2 変形解析), 第 58 回地盤工学研究発表会, 2023. 7. 3) 尾西恭亮, 大石佑輔, 鈴木望夢, 東拓生, 加藤俊二, 佐々木直也: 道路盛土内部の地盤物性取得のための S 波トモグラフィ探査の適用性検討, 第 58 回地盤工学研究発表会, 2023. 7. 4) 安田進, 山口勇: 種々の不攪乱土における動的変形特性, 第 20 回土質工学研究発表会, 1985. 6. 5) 道路土工 盛土工指針, 日本道路協会, 2010. 4.

表-2 解析に用いた定数

地盤	γt [kN/m ²]	E [kN/m ²]	ν	G_0 [kN/m ²]	D_{50} [mm]
盛土	18.0	$E=2(1+\nu)G$	0.33	141,000~364,000	0.43
基礎地盤	20.0	-	0.33	※	-

※変形が生じない程度の大きい値

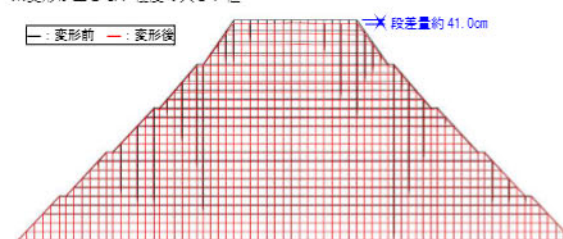


図-3 変形図 (例: $D_c92\%$)

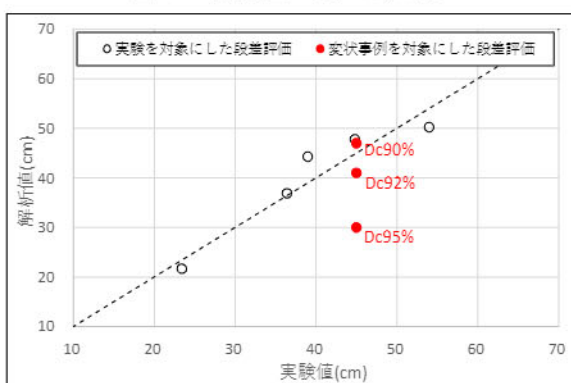


図-4 段差量の比較

※実験を対象にした段差評価 2) を参考として示す

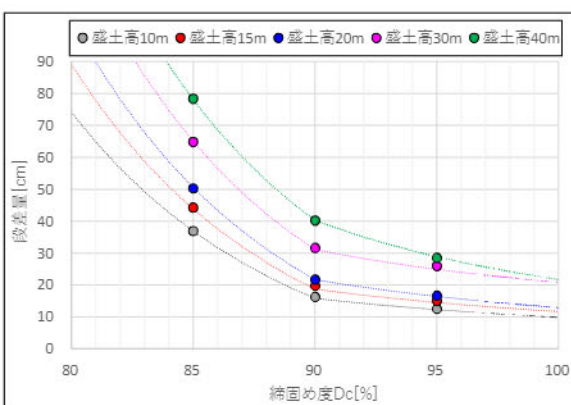


図-5 盛土ごとの締固め度と段差量の関係