

締固め度の高い盛土の耐震診断手法検討および耐震性能評価

盛土, 最大乾燥密度, 空気間隙率

東日本旅客鉄道(株) 正会員 ○久保井 公彦, 正会員 中村 宏

JR 東日本コンサルタンツ(株) 非会員 中塚 博元, 非会員 沼田 康平

中央開発(株) 国際会員 荒井 靖仁, (株)複合技術研究所 正会員 三平伸吾

1. はじめに

JR 東日本では、首都直下地震対策として既設土構造物の耐震補強を進めている。表-1 に新設土構造物の設計施工標準の変遷を、図-1 に近年の各基準と耐震性能の相関をまとめる。新設土構造物の建設時の技術基準は、1978 (S53) 年制定の建造物設計標準解説(土構造物)³⁾より、締固め度 90% 以上の水準で施工するようになり、現在の設計基準⁴⁾に近くなった。筆者らは、良好に締固められた盛土に対して、地盤調査と解析により耐震診断を実施する機会を得たのでその結果を報告する。

2. 耐震診断の手法の検討

耐震診断を実施した盛土は 2 箇所で、性能ランクが相対的に高い 1978 年の土構造標準により構築されている(図-1)。砂礫を含むため、乱れの少ない試料採取が難しい部分はあるが、耐震診断時には可能な限り土質定数を評価したいと考えた。そこで、気泡水を用いる IFCS サンプルング⁵⁾で試料採取し、三軸圧縮試験(飽和 Cub 条件)を実施し、Newmark 法により変形計算を行った。また、乱れの少ない試料から湿潤単位体積重量、飽和度(S_r)、乾燥単位体積重量を求め、締固め度および空気間隙率(v_a)を求めて評価することとした。

3. 耐震診断

3-1. A 現場の盛土の耐震診断

図-2 に示す A 現場は、東北地方に位置する G2 地盤の盛土である。耐震診断結果の総括を表-2 に示す。

- CASE①は、IFCS サンプルングによる三軸圧縮試験(飽和)の土質定数を用いた Newmark 法検討結果で、変形量は 455mm となった。
- CASE②は、2007 年土構造標準⁴⁾に示す土質定数(土質 2, $S_r < 80\%$)による検討結果で、変形量は 115mm となった。
- CASE③は、追加のシンウォールサンプルング(図-3)および不飽和三軸圧縮試験を行い、不飽和土質定数を用いた検討結果(表層は粘着力を低減)で、変形量は 76mm となった。
- CASE④は、CASE②の土質定数として、2011 年 3 月の東北



図-3 追加サンプルング

表-1 設計・施工標準の変遷と大規模地震の発生年一覧¹⁾

No.	制定年	基準の名称	耐震に関する記載	記事
1	大正 6 年	土工その他示方書標準	施工に関する仕方書で、特に耐震に関する記載なし	
2	昭和 36 年	新幹線規格	機械土工に対応、CBR 値や K 値による施工管理が導入されたが、特に耐震に関する記載なし	
3	昭和 42 年	土構造物設計施工指針	アプローチブロックや盛土材選定などの考え方が示されたが特に耐震に関する記載なし	昭和 39 年新潟地震
4	昭和 53 年	建造物設計標準解説(土構造物)	層厚管理材敷設による盛土本体の耐震補強 ・アプローチブロックの全面的採用 ・支持地盤の液状化について記載	昭和 43 年十勝沖地震
5	昭和 53 年	盛土耐震補強設計の手引き	・盛土本体に水平震度を用いた支持地盤の安定計算($K_h=0.2, F_s > 1.2$) ・応答変位法による支持地盤の沈下量の算定法、許容沈下量 15cm に設定 ・シートパイル締切による対策工を提示	昭和 53 年宮城沖地震
6	昭和 56 年	橋台裏耐震補強設計の手引き	・盛土本体に水平震度を用いた支持地盤の安定計算($K_h=0.2, F_s > 1.5$) ・応答変位法による支持地盤の沈下量の算定法、許容沈下量 10cm に設定 ・対策工としてスラット、シートパイル締切工、受桁等補強工を提示	
7	平成 4 年	鉄道構造物等設計標準(土構造物)	耐震に関する記載は、No.4 と同様の表記	昭和 62 年 JR に移行
8	平成 11 年	鉄道構造物等設計標準(耐震設計)	・性能照査型設計法の導入 ・L2 地震動に対する残留変形量の照査法を提示 ・ニューマーク法の導入	平成 7 年兵庫県南部地震
9	平成 11 年	鉄道構造物等設計標準(省力化軌道用土構造物)	・層厚管理材に加えて 1.5m 毎に盛土補強材を配置 ・盛土材料を良質土に制限 ・地震時沈下に配慮して、支持地盤条件の厳格化	
10	平成 19 年	鉄道構造物等設計標準(土構造物)	・性能照査型設計の全面的導入 ・性能ランクごとに耐震性能を表示 ・地震時応答値の算定法を提示 ・耐震性に優れた補強土橋台、補強土壁の導入	平成 16 年新潟県中越地震

土構造物全体に対する要求性能の考え方 土構造標準(H19)	基礎標準(H24)			耐震標準(H19)
	変形レベル	安定レベル	復旧性で検討(性能レベル)	
性能ランク I (省力化軌道標準 H11)	変形レベル 1	安定レベル 1	復旧性で検討(性能レベル 1)	耐震性能 I
性能ランク II (建造物標準 S53)	変形レベル 2	安定レベル 2	復旧性で検討(性能レベル 2)	耐震性能 II
性能ランク III (土構造標準 H4)	変形レベル 3	安定レベル 3	安全性で照査	耐震性能 III
	変形レベル 4	安定レベル 4	-	-

図-1 盛土変形レベルと橋梁・高架橋の安定レベル²⁾

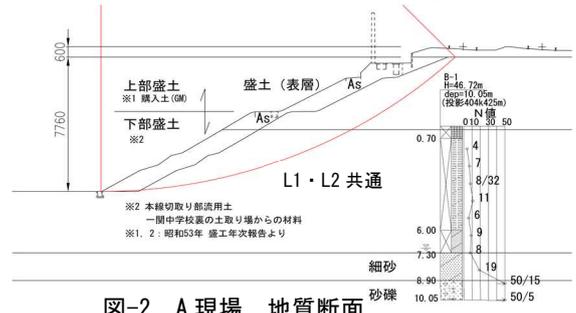


図-2 A 現場 地質断面

表-2 A 現場の耐震診断結果

	CASE①			CASE②			CASE③ (不飽和)			CASE④		
	γ_t (kN/m^3)	c' (kN/m^2)	ϕ' ($^\circ$)	γ_t (kN/m^3)	c' (kN/m^2)	ϕ' ($^\circ$)	γ_t (kN/m^3)	c' (kN/m^2)	ϕ' ($^\circ$)	γ_t (kN/m^3)	c' (kN/m^2)	ϕ' ($^\circ$)
上部盛土(表層)	17.0	0.0	37.5	17.0	3.0	35.0	17.0	5.0	37.5	17.0	3.0	35.0
上部盛土	17.0	0.0	37.5	17.0	6.0	40.0	17.0	10.0	37.5	17.0	6.0	40.0
下部盛土(表層)	18.0	0.0	37.5	18.0	3.0	35.0	17.0	3.0	37.5	18.0	3.0	35.0
下部盛土	18.0	0.0	37.5	18.0	0.0	37.5	17.0	10.0	37.5	18.0	0.0	40.0
細砂	8.0	0.0	33.5	8.0	0.0	33.5	8.0	0.0	32.0	8.0	0.0	32.0
砂れき	10.0	0.0	38.5	10.0	0.0	38.5	10.0	0.0	36.5	10.0	0.0	36.5
土留め壁	24.5	20.0	25.0	24.5	20.0	25.0	24.5	20.0	25.0	24.5	20.0	25.0
地盤種別	G2地盤			G2地盤			G2地盤			G2地盤		
L1安全率	1.1			1.4			1.5			1.5		
降伏強度 k_y	0.299			0.436			0.507			0.436		
L2滑動変位量	455			115			76			10		

Consideration of seismic diagnosis method and seismic performance evaluation for high degree of compaction embankment

Kimihiko KUBOI (East Japan Railway Company)
Hiroshi NAKAMURA (East Japan Railway Company)
Hiromoto NAKATSUKA, Kouhei NUMATA (JR East Consultants Company)
Yasuhito ARAI (Chuo Kaihatsu Corporation)
Shingo MIHARA (Integrated Geotechnology Institute Limited)

地方太平洋沖地震の地震波による検討を実施した(case ①～③, ⑤⑥は設計用地震波). 現地盛土から2.8km離れたK-net一関の地表面波を得てNSとEWの合成波を作成し, 1次元地震応答解析(SHAKE)を用いて基盤波に引き戻し, 対象箇所の盛土地点でSHAKEで立ち上げた地表面波を作成した(図-4参照). この地震波によりNewmark法で計算すると, 変形量は10mmとなった. なお, 対象箇所付近はバラスト軌道であり, 東北地方太平洋沖地震後の40m弦軌道管理で高低狂いが18mm生じた(絶対値は不明).

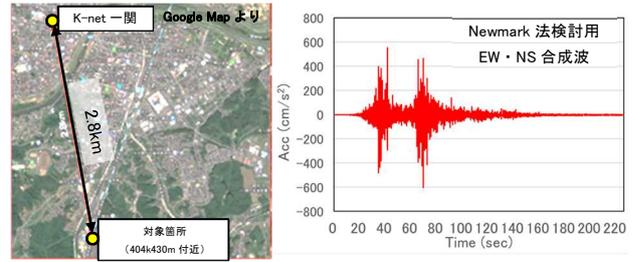


図-4 解析用地震波の作図

3-2. B現場の盛土の耐震診断

B現場は上信越地方に位置するG2地盤の盛土である. 検討結果の総括を表-3に示す.

- CASE⑤は, A現場の①に相当する検討で, 変形量は434mmとなった.
- CASE⑥は, A現場の②に相当する検討で, 変形量は198mmとなった. 三軸圧縮試験(飽和)で $\phi' = 41^\circ$ を得たことから, 本ケースでは表層も 40° とした.

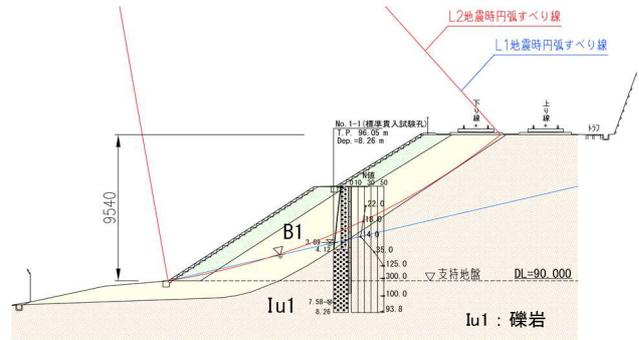


図-5 B現場 地質断面

3-3. 締固め度および空気間隙率

乱れの少ない採取試料から, 下部盛土の締固め度と空気間隙率(v_a)を算出した. 締固め度は, 「突き固めによる土の締固め試験」から得た最大乾燥密度(ρ_{dmax})を基準として, 各供試体の乾燥密度との比率で表現した. なお, 締固め試験は, 攪乱状態の深さ方向別の試料を全て混合した試料で実施した.

- A現場(細粒分含有率Fcは約19%, 17.3~23.9%に分布)では, 締固め度は平均で94.7%となった. v_a は10%未満であった(図-6).
- B現場(細粒分含有率Fcは約20%, 10.1~29.5%に分布)では, 締固め度は平均で87.0%(72.9~100.9%に分布)となった. v_a は10%未満であった. A現場よりもFcと締固め度でバラつきが大きい(図-7).

表-3 B現場の耐震診断結果

	CASE⑤			CASE⑥		
	γ_t (kN/m^3)	c' (kN/m^2)	ϕ' ($^\circ$)	γ_t (kN/m^3)	c' (kN/m^2)	ϕ' ($^\circ$)
表層盛土(B1)	18.0	0.9	41.0	17.0	3.0	40.0
深層盛土(B1)	18.0	1.9	41.0	17.0	6.0	40.0
基礎地盤(Iu1)	18.0	66.0	39.0	19.0	66.0	39.0
地盤種別	G2地盤			G2地盤		
L1安全率	1.1			1.4		
降伏強度 k_y	0.304			0.39		
L2滑动変位量	434			198		

4. 考察

- 空気間隙率は10%未満で, 全体的に良く締め固められて建設された盛土である.
- 飽和三軸圧縮試験結果を用いたNewmark法による変形計算では, A現場(case①)もB現場(case⑤)も400mm以上の変形量と評価された. 前述の変状から, 本ケースは実態から乖離すると考えられる.
- A現場ではcase②で115mm, case③では76mm, B現場ではcase⑥で198mmとなった. 東北地方太平洋沖地震波を入力した場合, case④では10mmだが, case④としてcase③の不飽和土質定数を用いた場合は7mmとなった. 軌道の高低狂い18mmに対しては, case④が実変状に近いと思われる.

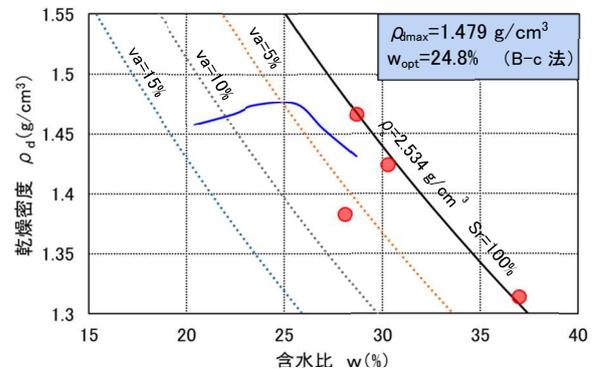


図-6 A現場 締固め曲線

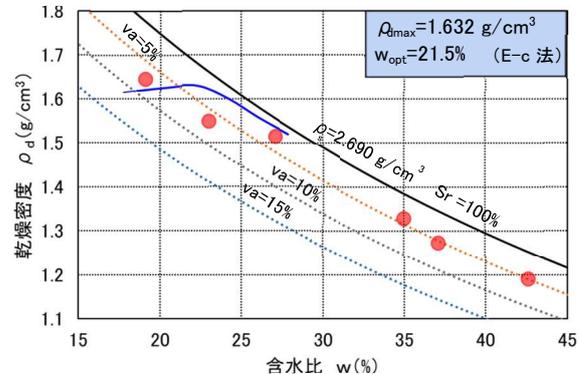


図-7 B現場 締固め曲線

【参考文献】

- 1) 館山勝: 5 鉄道土構造物の耐震性診断と補強 (土構造物の耐震性診断と対策), 地盤工学会誌, Vol.59, No.7 No.642, 2011.7
- 2) 松丸貴樹, 他: 鉄道盛土の耐震補強マニュアル, 基礎工, 2017.12 に加筆
- 3) 日本国鉄鉄道: 建造物設計標準解説 (土構造物), 1978.11
- 4) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (土構造物), 丸善, 2007.1
- 5) 油谷彬博, 他: 中〜高品質サンプリングによる地盤物性値の再評価, STRUCTURAL ENGINEERING DATA, No.51, 東日本旅客鉄道(株), 2018.5