N値の低い洪積液状化地盤における盛土構造物の耐震補強設計について

東日本旅客鉄道(株)　正会員　○山内真也，正会員　中村宏
ｼﾞｪｲｱｰﾙ東日本ｺﾝｻﾙﾀﾝﾂ(株)　正会員　石川剛，正会員　清水保
鉄建建設(株)　正会員　山本淳

１．はじめに

首都直下地震対策の盛土耐震補強において，支持地盤の浅い位置に，N値が1～24程度の洪積砂層が存在する箇所で，液状化対策を設計した事例を報告する．

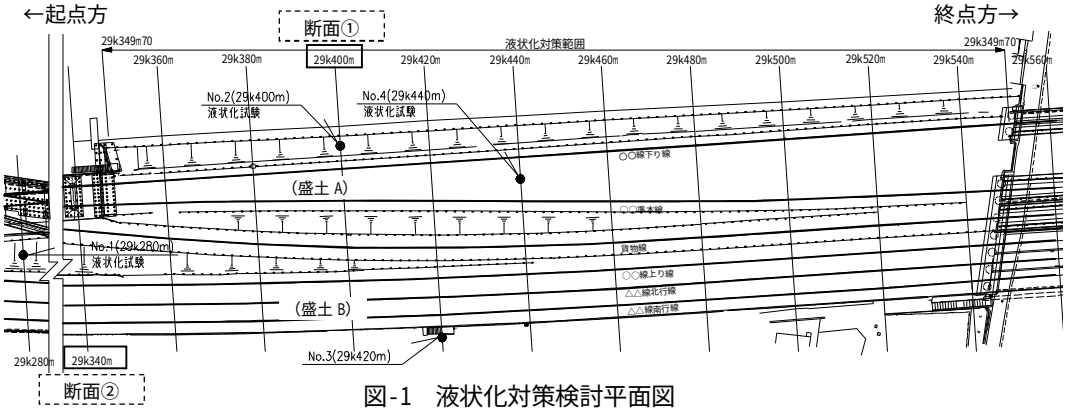


図-1　液状化対策検討平面図

２．盛土構造の概要

図-1 に対象箇所の平面を，図-2 に液状化検討箇所（断面①）の断面を，表-1 に洪積層（Ds1 層， Ds2 層）の土質特性を示す．対象盛土断面では，盛土 A と B が並列しており，盛土 A 左側には排水路があり，水路底から 8m 程度と比較的高い盛土となっている．盛土 A と B の中央には基礎杭（φ300）を有する RC 構造の U 型土留擁壁，盛土 B 右側には基礎杭（φ300）を有する RC 構造の逆 T 型土留擁壁が現存する．

３．地層構成及び液状化判定

支持地盤には，比較的 N 値の小さい洪積砂層（Ds1）が，浅い位置に厚さ 4～5m 程度で堆積している．Ds1 層の液状化試験をボーリング No.1，No.2 及び No.4 の箇所で実施し，RL20(DA5%)=0.287～0.410 の液状化強度が得られた．耐震標準 [1] に準拠し，地表面地震動波形を用いた液状化判定（液状化試験結果適用）を実施すると，最大で PL 値=16.1 となった（図-2，表-1）．また，当該箇所は G5～G6 地盤であり，盛土の左右端部で GHE-S モデルを用いた 1 次元非線形地震応答解析を併用した液状化判定（液状化試験適用）を実施すると，PL 値は 0.0 となった．なお，液状化判定では，Ds2 層も液状化対象として，N 値と粒度より評価して判定したが，Ds2 層の影響は殆どない結果となった．

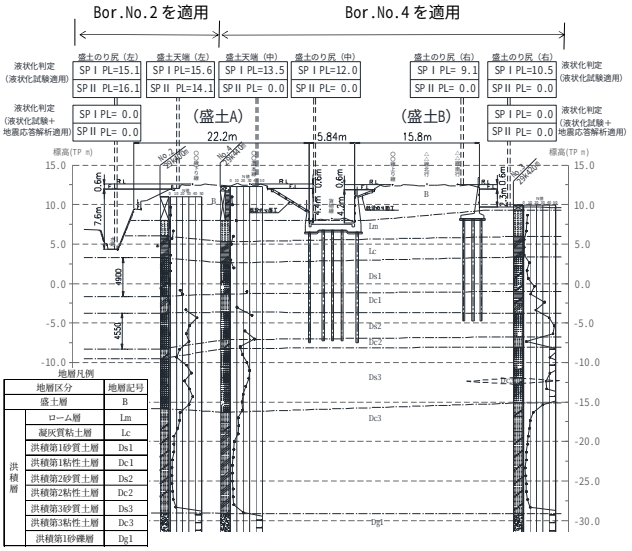
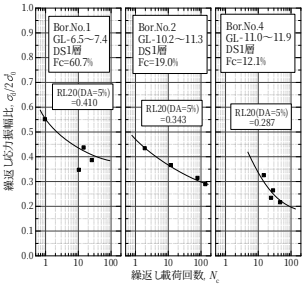


図-2　液状化対策検討断面（断面①）

表-1　洪積液状化層の土質特性

土質物性区分		洪積土層区分	
		Ds1層	Ds2層
N値		1～24	26～50以上
湿潤密度, ρ_t	(g/cm³)	1.591～1.842	1.891
飽和度, Sr	(%)	54.6～93.0	90.2
細粒分含有率, Fc	(%)	12.1～81.0	6.4～11.0
20%粒径, D_{20}	(mm)	0.003～0.190	0.150～0.220
土質分類		MLS,MHS,SC$_S$	S-C$_S$
粘着力度, C'	(kN/m²)	12.4	-
内部摩擦角, φ'	(°)	32.5	-
G_0	(MN/m²)	26.0	65.9
RL20(DA=5%)		0.287～0.410	-

※Ds1層, Ds2層は第四紀更新世, 大宮層に区分



４．対策概要

一般的に，洪積砂層は液状化抵抗が高いとされる [1]．但し，当箇所は，盛土 A 左側水路部で，液状化層上の土被りが小さいため，盛土 A 左側では締切りを実施することとした．盛土 A 右側および盛土 B 左右側については，液状化層が洪積層であり，土被りが 6m 程度と大きいこと，既設の杭基礎が現存していることを考慮し，液状化対策を実施しないこととした．

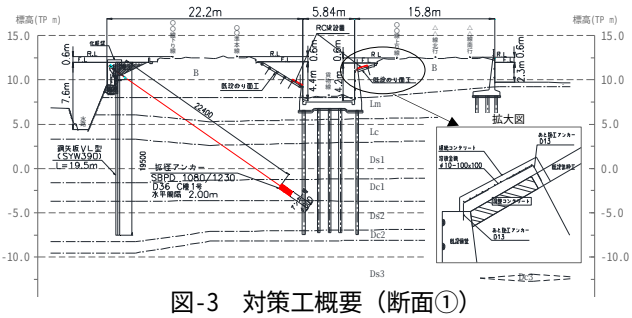


図-3　対策工概要（断面①）

キーワード：洪積層，盛土，液状化強度
連絡先：〒151－8512　東京都渋谷区代々木二丁目 2 番 6 号　JR 新宿ビル 4 階　TEL03－6276－1251
東日本旅客鉄道株式会社　構造技術センター　耐震土構造 PT

図-3 に盛土地震対策の概要を示す．U 型擁壁部については，設計標準に準拠し，図-4 に示すように壁体の耐力を照査した．結果は，曲げ・せん断耐力が L2 地震時の地表面最大加速度以上であり，また変形量も許容値（200mm：橋台背面部，500mm：一般部）以内で非常に小さかった．従って，U 型擁壁部は上部の既設のり面工と RC 梁で連結し，全体挙動の追随性を向上させる対策とした．

液状化対策の締切工では，鋼矢板＋拡径型アンカーでの設計とした．鋼矢板の長さは釣合い根入れ長で定め，アンカーの仕様は，液状化時と非液状化時の 2 次元 FEM 解析における挙動を基に設計した（５．，６．に後述する）．

また起点方は，図-5 に示すように左側盛土 A は高架橋に代わるが，右側盛土 B については，無補強で，ニューマーク法により所要の耐震性能を満足する結果が得られたため，既設格子枠を活用し，受圧板と棒状補強材による表層すべり防止対策を，逆 T 型土留擁壁部には棒状補強材による転倒防止を実施することとした．

５．FEM 動的解析を用いた設計

液状化時の地震時挙動を評価するために，液状化時（有効応力解析：FLIP）と非液状化時（全応力非線形解析：Soil Plus）の 2 通り実施した．図-6 に有効応力解析モデルを示す．直接アンカーをモデル化して解析するのは困難であるため，アンカー材を水平に配置して受け材を考慮した解析モデルで検討を行った（タイワイヤーと鋼矢板を仮定）．解析入力値のせん断弾性係数は土の繰返し三軸試験および N 値から求めた．図-7 に沈下量コンター図を示す．対策後の液状化時の沈下量は軌道付近で 151mm，締切り部材（鋼矢板，タイワイヤー）の耐力照査結果は降伏強度以下に収まった．非液状化時の沈下量は軌道付近で 10mm 程度であり，当箇所の設計は，外力の大きい液状化時で決まった．

６．拡径型アンカーの設計検討

図-8に拡径型アンカーにおける設計アンカー力の算定概要を示す．５．で求めた最大引張力（T1：726.4kN）をアンカーの定着方向に角度補正した値を設計アンカー力（T2：886.8kN）とし，T2の値が設計アンカー耐力(T3:1053kN)以下に収まることを確認した．T3は，①芯材の許容引張耐力（1053kN），②アンカー体の地盤からの許容引抜抵抗力（1563kN）③芯材とアンカー体の許容付着力（1100kN以上[2)]）の3項目の最小値，①の芯材耐力で定まった[2)]．

拡径型アンカーの自由長部は，周面摩擦力が得られる構造とし，品質管理として設計アンカー力で全数引張試験を実施することとしている．

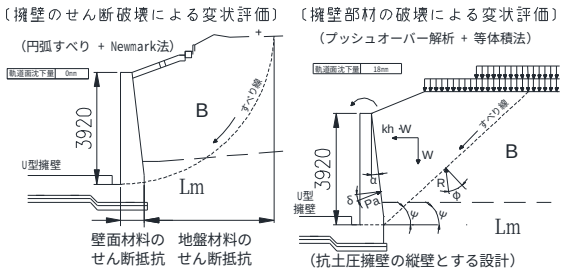


図-4　U 型擁壁の対策設計概要

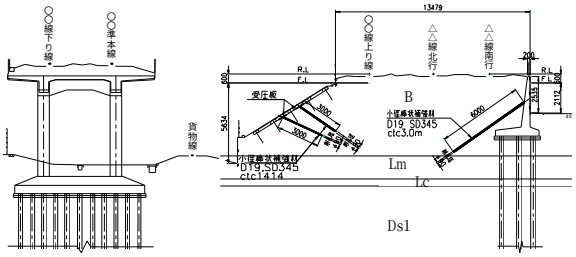
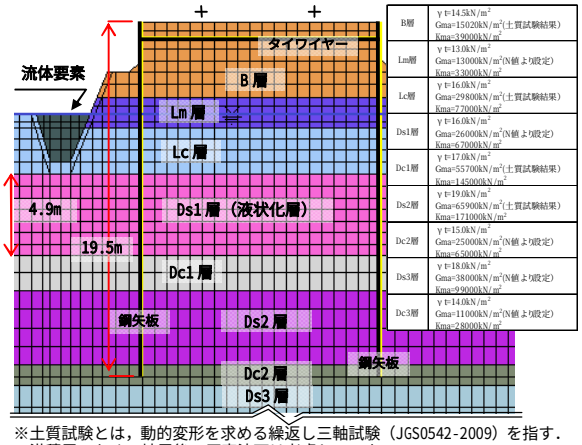


図-5　対策工概要（断面②）



※土質試験とは，動的変形を求める繰返し三軸試験（JGS0542-2009）を指す．
※洪積層のため，地震後の圧密沈下は考慮していない．

図-6　解析モデル（29k440m）

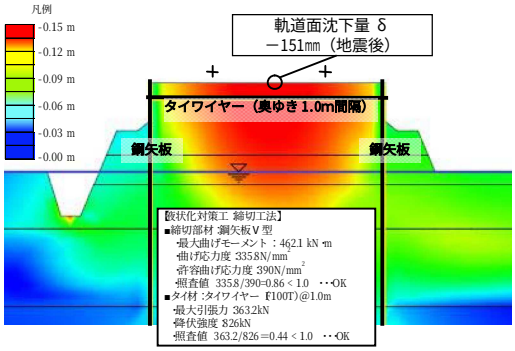


図-7　動的解析結果（液状化時：29k440m）

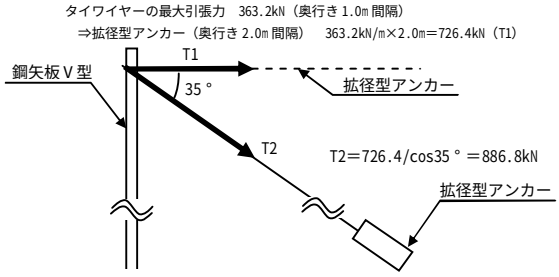


図-8　設計アンカー力の算定

参考文献

1)　鉄道総合技術研究所，鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），2012.9
2)　山本忠　他：盛土耐震対策用拡径型アンカーのテンドン部付着力強化および高耐力化に向けた検討，STRUCTURAL ENGINEERING DATA　第44号，JR東日本，2014.11
3)　中村宏　他：鋼矢板締切による支持地盤対策を併用した盛土耐震補強工事，基礎工　Vol43　No.4，2015.4