

# 地盤の液状化程度の推定と構造物の沈下の影響

構造物技術研究部  
部長 舘山 勝

## 1. はじめに

新潟県中越地震では、直接基礎で支持された橋梁や高架橋の一部が沈下した。また、脱線箇所付近では高架橋柱に泥土の跳ね上がりが見られたことなどから、地盤の液状化が脱線の要因の一つではないかと考えられた。そこで詳細な土質調査結果に基づき、脱線箇所付近での地盤の液状化程度の推定ならびに橋梁の沈下解析を実施し、地盤の液状化や構造物の沈下挙動が新幹線の脱線に与える影響について検討したので、その結果について報告する。



図1 高架橋柱の噴泥痕跡

## 2. 地盤の液状化による影響

### (1) 周辺の地盤状況

上越新幹線の脱線の原因が、構造物の損傷や地盤によるものであるかどうかについては、衆目の関心を集めるところである。脱線箇所付近では、図1のように高架橋柱に泥土が跳ねた跡が見受けられたことなどから、当初から脱線に対する液状化の影響を指摘する向きが多かった。

地盤の液状化とは、緩い砂層などにおいて、地震時によりせん断応力が作用した際に土の噛み合わせが外れて生じる現象であり、地震中においては地盤剛性や支持力の低下をもたらす。地震後においては間隙水の排水にともなう体積変化から沈下が生じる。しかしながら地震後に行った土質試験によると、脱線箇所付近の噴泥が確認された位置においては上層に液状化の検討対象となるような砂層は存在せず、砂質シルト（砂分 31%，シルト分 51%，粘土分 18%）が堆積していたため、この痕跡はこの層における噴泥痕と思われる。

当該地点近傍においては、図2に示すようにマンホールが液状化により浮上したことが確認されており、当初、この地区全体が液状化したような誤解があったが、この件に

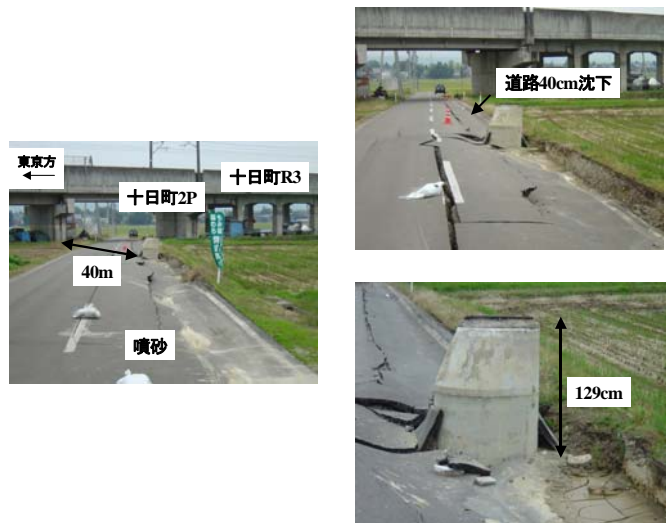
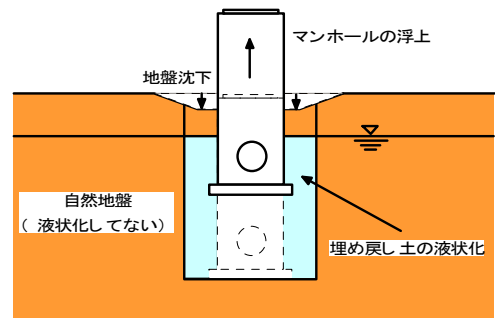


図2 十日町 BL 付近のマンホールの浮上



マンホールは埋め戻し土よりも軽いため、埋め戻し土が液状化すると浮き上る。

図3 マンホール浮上の模式図

についてはその後の学会等の調査において、**図3**に示すようにマンホール設置時の埋め戻し土が液状化したことによるものであり、構造物の支持特性に影響を及ぼす深い位置の自然地盤の液状化ではないことが判明している。

## (2) 地盤の液状化判定

建設時のボーリング調査結果や新たに実施した土質調査結果を用い、当該地区における液状化が発生する可能性について詳細に評価した。液状化発生の可能性の評価、すなわち液状化の判定については、地盤の液状化に対する安全率である液状化抵抗率  $F_L$  を算定することが一般的である。この判定方法は、室内土質試験あるいは原位置試験（N値）から求められる地盤の液状化に対する強度  $R$ （液状化強度比）と地震応答解析結果または地表面最大加速度から求められる地震時に地盤に作用する外力  $L$ （地震時せん断応力比）を比較して液状化の危険度を判断する方法である。なお、ここでの検討は脱線箇所において新たに行った土質調査において、液状化の可能性が予想される層の土をサンプリングし、室内土質試験結果（振動三軸試験）より地盤の液状化に対する強度  $R$ （液状化強度比）を推定した。また、JR新長岡SSPの観測波形を用いた2次元地震応答解析からの当該地点での推定地震動（前発表）を用いて、地震時に地盤に作用する外力  $L$ （地震時せん断応力比）を算出した。

液状化が構造物の挙動評価に与える影響については、液状化指数  $P_L$ （液状化抵抗率の深さ方向の変化から、液状化の激しさの程度を表す指標）により判定した。 $P_L$ の一般的な評価法としては、液状化指数  $P_L \geq 5$  の場合には構造物の設計において液状化の影響を考慮するものとし、 $P_L \geq 20$  では特に大きな影響を考慮するものとしている。

判定の結果を**図4**に示す。この検討により液状化の可能性が指摘される層を着色して示している。この判定結果においては、当該地点における液状化の発生が懸念される箇所は極めて限定的である。また、液状化指数  $P_L$  については、地表面のごく浅い位置での  $F_L$  の影響で5は超えてい

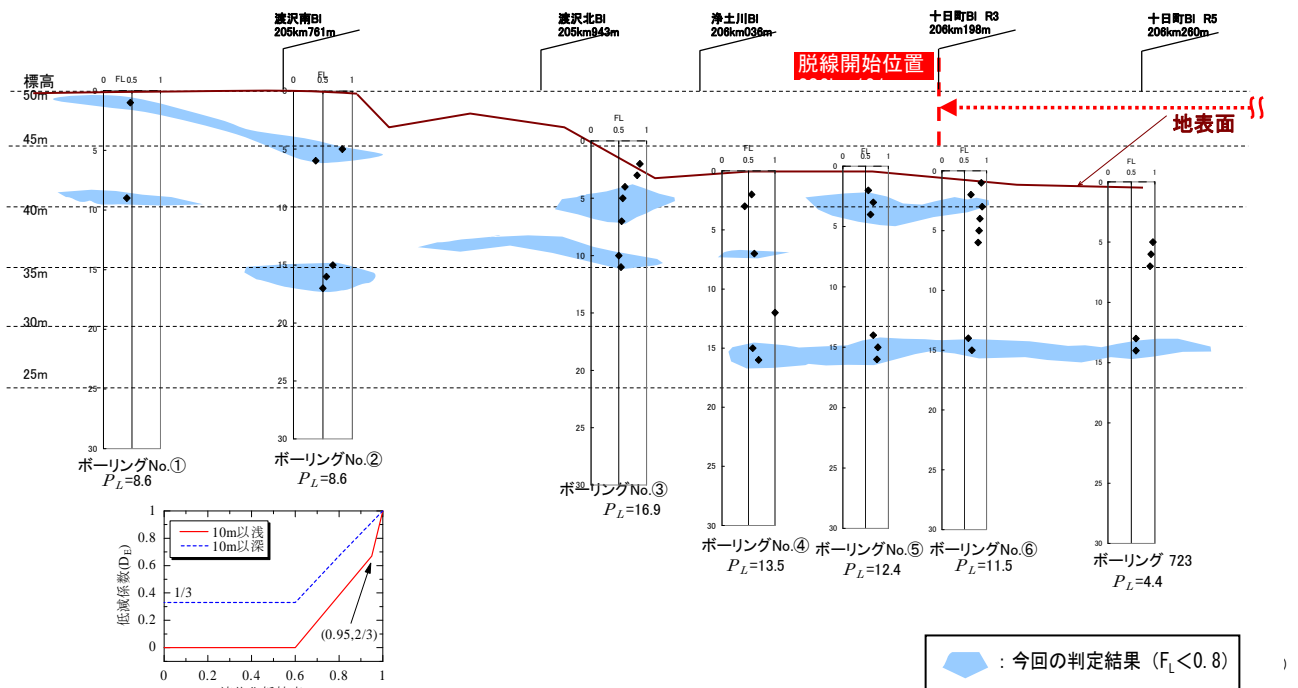


図4 液状化の判定結果 ( $F_L$  分布)

るものの、20を超えるものはなかった。さらに、当該地点の構造物の支持力に影響を及ぼすことが想定される深さにおいては、液状化が懸念される層も薄く液状化抵抗率  $F_L$  も極端に小さいことから、影響の程度はさほど大きくないと考えられる。

### 3. 直接基礎橋梁の沈下の影響

#### (1) 浄土川橋梁の沈下解析

地震直後の軌道レベル測量結果によると、脱線箇所付近における一部の直接基礎形式の橋脚が沈下（浄土川橋梁付近約 70mm、十日町橋梁付近約 30mm）していた。そこで、これらの沈下メカニズムの解明、ならびに列車挙動に与える影響について検討した。

図 5 に浄土川橋梁の概要を示す。対象橋梁は高さ 10.5m、く体断面 8.0m×3.0m であり、直接基礎形式である。そこで、この橋梁を対象として、土質調査結果から得られた地盤の動的変形特性を用いて、沈下原因の究明のために数値解析を行った。ここで用いた解析法は、地震中の過剰間隙水圧の上昇を模擬した有効応力解析を行い、過剰間隙水圧の上昇に起因したせん断剛性の低下と地震後の圧密による沈下の双方を評価できる手法であるため、地震中、地震後の経時的な沈下の変化が追跡できる。

図 6 は地震による地盤の変形状況の解析結果を、図 7 は地震直後の過剰間隙水圧の発生状況の解析結果を示す。地震直後に想定される橋梁天端の沈下量は 6.0cm となった。

これに対して図 8 は、地震後の過剰間隙水圧の消散状況とそれに伴う圧密沈下量の推移を示すが、これによると、地震後約 1 週間で生じる過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量は 1.7cm であり、地震中の沈下 6cm との合計沈下量は 7.7cm となった。この計算沈下量は実調査値にかなり近く、解析が概ね妥当であると考えられる。

これより浄土川橋梁における解析結果を総括すると、地震中の沈下量は約 8 割、地震後の圧密沈下量は約 2 割であることが分かった。また、地震中の沈下量は地震波の繰り返しにより徐々に累積されるものであるため、脱線した新幹線が浄土川を通過した時点の沈下量はさらに小さいと推定される。

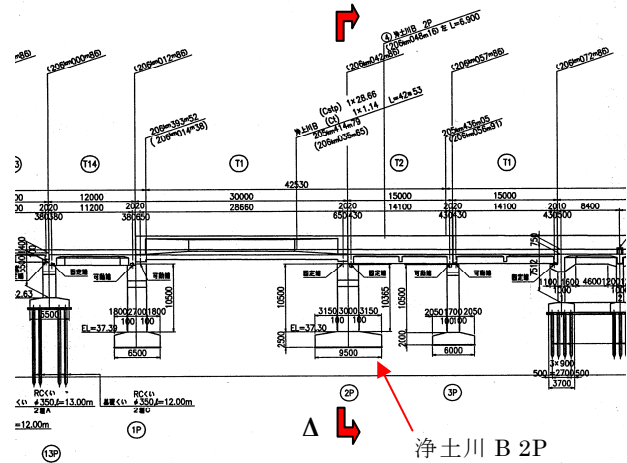


図 5 浄土川橋梁の概要

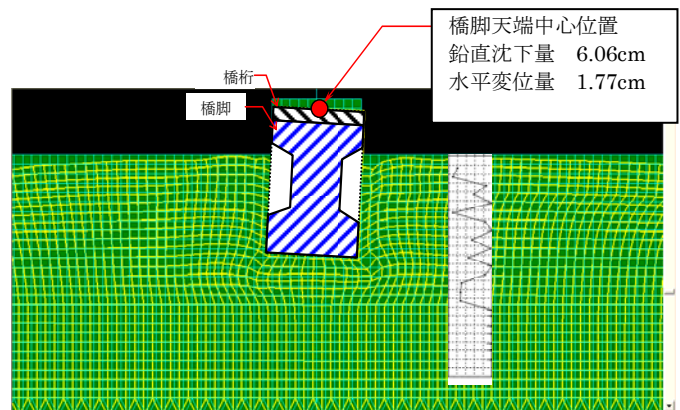


図 6 地震終了時に生じた変位量

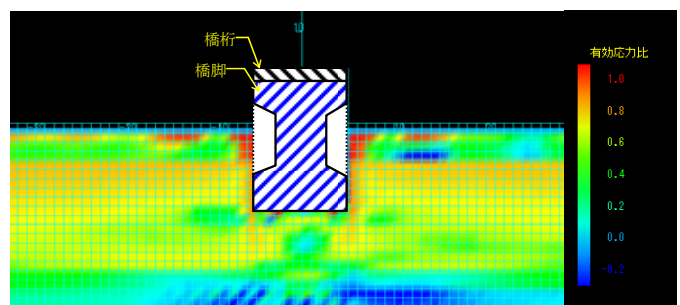


図 7 地震終了時の有効応力比カウンター図

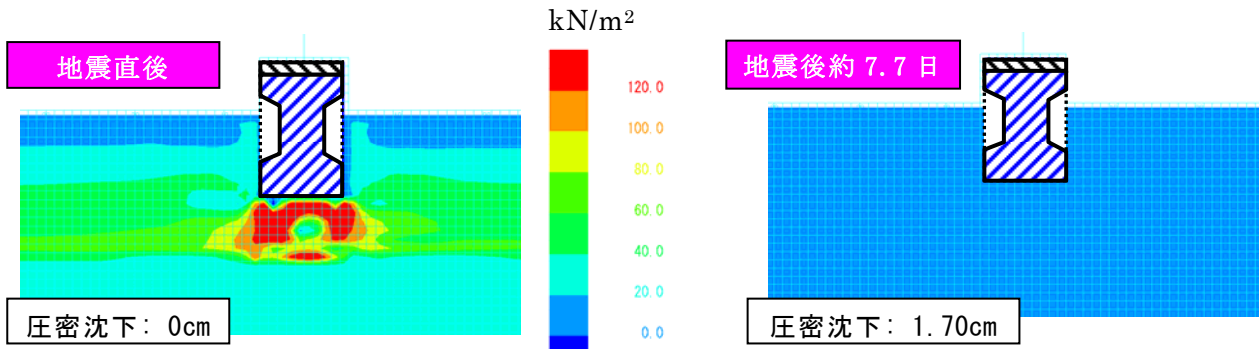


図 8 地震終了後の過剰間隙水圧コンターと圧密沈下量

(2) 車両挙動に与える沈下の影響

浄土川橋梁付近(約 70mm)ならびに十日町高架橋 T2~T4 付近(約 30mm)で生じた沈下が、車両脱線に及ぼす影響を定量的に把握するため、地震直後の測量による軌道の高低変位(図 9)を設定した軌道モデルを作成し、200 系新幹線電車が軌道沈下箇所を走行した場合のシミュレーションを行った。

上述した通り、地震による沈下は時々刻々と進行的に生じることから、脱線したと思われる時点での沈下量はさらに小さいと推定されるが、地震中のどの時点(時刻)で車両が橋梁を通過したか不明であり、ここでは仮に、全沈下量が列車通過時に生じていたとして解析を行ったものである。

図 10 に当該箇所を走行した場合の各軸の輪重計算結果を示す。図から、最初の脱線痕跡があった 206k191m 付近の輪重減少率は最大 8%程度であった。このことから、橋梁の沈下が脱線に及ぼす影響は小さいことが確認できた。

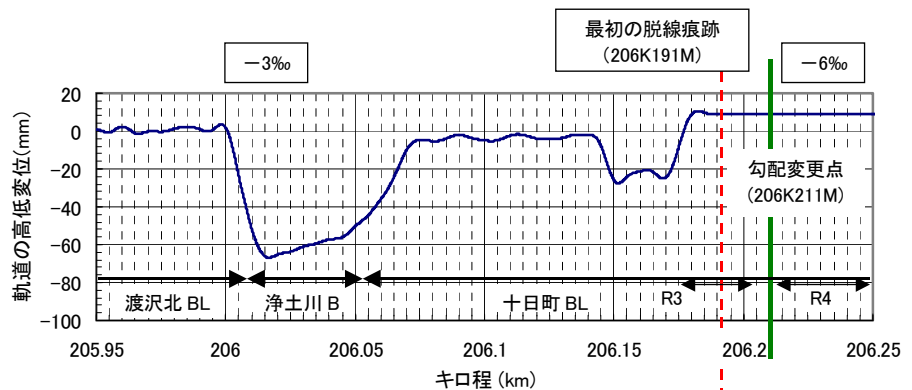


図 9 車両挙動解析で用いた軌道の高低変位

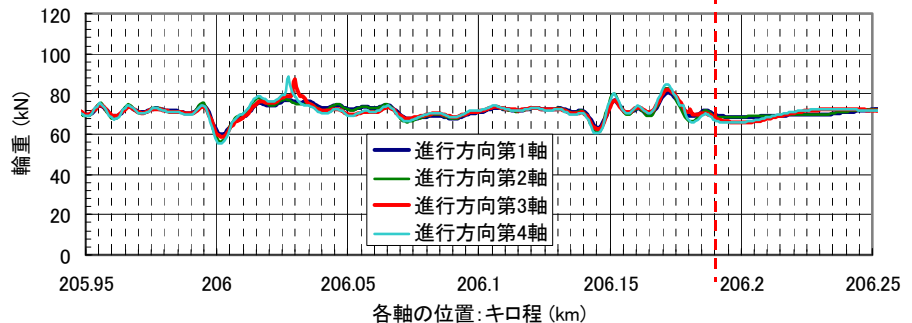


図 10 車両各軸の輪重計算結果