FEM 解析による液状化・側方流動時の橋台応答

佐藤工業 正会員 〇加藤 謙吾

1. はじめに

Ashford ら¹⁾の液状化地盤における橋台の設計法は、ニューマーク法を用いて地盤変位量を推定することから、液状化により橋台前後に滑り面が発達することを仮定している.本報は、2011 年東日本大震災時に液状化・側方流動が観測された橋台を対象に、有限要素法(FEM)解析を用いて上記の仮定を検証する.

2. 被害状況と地盤構成

千葉県美浜区に位置する美浜大橋橋台を解析対象とする. 土木研究所の報告²⁾によると,橋台前面の地盤が約 60-70cm の沈下,橋台側面の地盤が約 30cm 沈下した. また,橋台全面・側面に約 10-15cm の相対変位,橋台と踏掛け盤と の間に約 5cm 幅のクラックが確認されている. 加えて,可動支承に変位が生 じている一方,支承の移動量にはまだ余裕があったことを報告している. 地盤 沈下・側方流動および,支承変位が確認されているが,橋台には損傷が見られ なかったことが報告されている.

図1に,橋台側で行われた標準貫入試験結果を示す.地表面から標高-6.9m までシルト質細砂/細砂を含む埋立土,標高-6.9m から-12.9m までシルト/シル ト交じり細砂層,標高-12.9m から-23.9m までシルト質砂/細砂層,-23.9m から -29.9m までシルト/粘土質シルト層,標高-29.9m 以下はN値 50 以上のシルト 質砂/砂層が堆積している.



3. 解析

図1 標準貫入試験結果

橋台は高さ10.0m,幅8.0mであり,外径1,016mm,厚さ12mmと14mmの鋼管杭に支えられている.FEM 解析に用いた土のパラメータは,標準貫入試験結果,JGS関東が提供する原位置試験結果³⁾,および千葉県幕 張から採取された土木研究所による土試験結果⁴⁾を対象にキャリブレーションした.埋戻土,シルト/シルト交 じり細砂,シルト質細砂層には,繰返し繰返し弾塑性モデルを用いた.N値30以上の層とシルト/シルト質粘 土層に対しては,深い深度に位置し過剰間隙水圧の発生が考えにくいことからR-Oモデルを用いた.橋台は コンクリートの一般的な物性値を用いて弾性体としてモデル化した.鋼管杭は梁要素としてモデル化し,STK 鋼管に規定されている寸法と鋼の一般的な密度,剛性値を用いた.また,滑り・剥離を考慮するために,橋台, 杭と地盤間にジョイント要素を用いた.支承間の橋桁-橋台の相互作用について,回転機構を取入れた可動支 承が用いられていることから,橋台に伝わるせん断力とモーメントはゼロとし,鉛直方向の荷重のみを考慮し た.レイリー減衰([C]= α_0 [M]+ α_1 [K])には,減衰率5%を仮定して, α_0 =0.8508, α_1 =0.00194を入力した.入力地 震動は,千葉県花見区花島町で観測された路頭波(SITE CODE=62081)を DEEP SOIL を用いて N値50 以上の層 まで引き戻すことにより推定した.図3に用いた入力地震波形を示す.FEM 解析は LIQCA2D19を用いて行っ た.なお,初期応力は自重解析により推定した.

4. 結果

図3に、50、80、110秒における過剰間隙水圧比の分布を示す.T=50sでは、橋台全面と河床下の埋立層、 シルト/シルト質砂層の過剰間隙水圧比が0.5-0.6程度まで上昇している.T=80sでは、河床下のシルト/シルト 質砂層の一部の過剰間隙水圧比が0.9-1.0程度に上昇し液状化している.T=110sになると、橋台周囲のシルト /シルト質砂層、および、橋台前面の埋立層の一部が液状化している.橋台背後の盛土下部のシルト/シルト交 じり細砂層は、T=50、80sにおいて、過剰間隙水圧比は0.2-0.6程度であった.T=110sになると、埋立層に接 するシルト/シルト質砂層に大きな過剰間隙水圧が生じている.解析結果は、主にシルト・シルト交じり細か 砂層が液状化したこと,また,橋台周囲と河床下の一部が 液状化したことを示した.

図3に、過剰間隙水圧比応答、側方変位、沈下量を示す. 自由地盤下部では、埋立層とシルト/シルト質層の過剰間 隙水圧比が振動開始直後から上昇し、T=110s 前後で 1.0 に達した.盛土下部では、埋立層の過剰間隙擦圧比は T=110s 前後で最大 0.5 であった.一方、シルト/シルト質 層の過剰間隙水圧比は、自由地盤部と盛土層下部共に T=90s 前後で 1.0 に達した.側方変位は T=80s 当たりから 生じ、最大変位量は自由地盤部 0.76m、橋台 0.50m、背後 地盤 0.01m であった.同様に T=80s 当たりから沈下が生じ、 最大沈下量は自由地盤部 0.58m、橋台 0.08m、背後地盤 0.21m であった.結果は、自由地盤部と橋台に大きな側方 変位が生じた一方、橋台背後の盛土の変位は小さいことを 示した.また、自由地盤部の沈下が最も大きく、盛土部の 沈下量は自由地盤部と比較して 3 分の 1 程度であった.

図4に、T=180sにおける側方ひずみ分布を示す.橋台 全面の地盤と橋台背後の地盤に 0.02%以上の側方ひずみ が集中している一方,橋台背後の盛土部の側方ひずみは, 橋台から離れるほど小さくなっている.また,橋台から 40m程度離れた盛土部を境に、深さ方向に円弧状に側方ひ ずみが生じている.解析結果は、液状化により橋台周辺に 大きな側方ひずみが集中したこと、橋台背後の盛土部に側 方ひずみが円弧状に発達したことを示した.

5. 結論

参考文献

 1) 地震後の調査によると、液状化により橋台周囲に約
 5-15cmの側方地盤変位が生じた.解析結果は、シルト/シルト質砂層の液状化により橋台周囲に大きな側方変位が 生じたことを示した.

2) 橋台周囲の地盤に大きな沈下・側方変位が生じた. 一 方,橋台背後の盛土の沈下・側方変位量は小さかった. 大 きな地盤変位量が生じた個所は,過剰間隙水圧比の大きか った個所と一致した.

3) 側方流動により橋台は川方向へ変位した. 解析終了後の側方ひずみ分布は,橋台前後に大きな変位が集中したこと,および,滑り面が発達したことを示した.



図4 T=180s における側方ひずみ分布

1) Ashford, S. A., Boulanger, R. W., and Brandenberg, S. J. (2011). Recommended design practice for pile foundations in laterally spreading ground. *PEER Rep. 2011/04, Pacific Earthquake Engineering Research Center;* Univ. of California, Berkeley, CA, 43.

2)土木研究所:平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震による道路橋等の被害調査報告.土木研究所資料 第4295号,2014.
3)地盤工学会関東支部:新・関東の地盤,丸善出版,2014.

4) 土木研究所:細粒分を含む砂の液状化強度の評価法に関する再検討,土木研究所資料 第4325号,2016.