盛土の滑動変形量により変化する盛土中橋脚の破壊形態

- (公財) 鉄道総合技術研究所 正会員 〇田上 和也
- (公財) 鉄道総合技術研究所 正会員 坂井 公俊
- (公財) 鉄道総合技術研究所 正会員 室野 剛隆

1. はじめに

著者らは,盛土中に建設されている橋脚について盛土と橋脚の相互作用を 考慮した耐震性能評価法を提案している¹⁾.この提案手法による橋脚の応答 値は、橋脚の慣性力による変形と盛土の滑動変形の重ね合わせによって表現 されるが、それぞれの変形の大きさが橋脚の応答値および損傷に与える影響 は不明である. そこで本研究では, 橋脚の慣性力と盛土の滑動変形の大小関 係を変化させたパラメータスタディを行い,盛土の滑動変形を考慮した橋脚 の応答値,損傷および破壊形態の変化特性について検討した.

2. 解析概要

対象構造物は、盛土中に標準的な鉄道構造物の杭基礎橋脚を想定した.概 要図を図1に示す.提案手法¹⁾は,橋脚の慣性力を非線形応答スペクトル法 から求め、ニューマーク法から求めた盛土の滑動変形が橋脚に与える影響を 応答変位法²⁾によって考慮して,静的非線形解析により橋脚の応答値を算定 する. 今回の解析は、橋脚の慣性力と盛土の滑動変形の大小関係による橋脚 の応答値および損傷程度に着目するため,最終ステップに加える橋脚の慣性 力と盛土の滑動変形を表1に示す組合せで行った. 解析ステップは100分の 1とした.橋脚く体および杭は、非線形はり要素でモデル化した.部材の非 線形特性は M-ø関係で与え, 骨格曲線はトリリニアモデルを用いた. 軸力変 動は考慮していない. 杭は各列(杭配置:3本-2本-3本)の杭を1本に 集約した.フーチングは剛体とした.杭基礎の地盤抵抗は、ばね要素でモデ ル化し有効抵抗土圧を上限値とするバイリニアモデルを用いた.この地盤抵 抗は、杭の水平、鉛直方向の支持力特性および杭周面の鉛直ばねを 1/β(β は杭の特性値)以深に考慮した.また,群杭効果を考慮している.盛土は① 橋脚前背面盛土の押さえ効果を鉛直荷重, ②橋脚背面盛土の水平抵抗効果を 地盤ばね, ③盛土の滑動変形による強制変位効果を強制変位でモデル化した.

3. 解析結果および考察

まず,図2に橋脚天端における水平変位と水平震度関係を示す.ここで, 図中に損傷点として、C点(ひび割れ)、Y点(降伏時の曲げモーメント)、 M点(最大曲げモーメント), N点(降伏時の曲げモーメントを維持可能な 点)を示す.ただし、N点は耐震標準に従い算定したのより求めた.図をみ ると,橋脚天端における水平変位と水平震度関係は,盛土の滑動変形が大き い解析ケースの方が同一水平震度では橋脚天端の水平変位は大きくなると ともに、各損傷点の水平震度は小さくなっている.これは、盛土の滑動変形 が大きいほど橋脚に働く受働土圧も大きくなり橋脚の損傷程度が増加する

二 解析方向 ¥000000 **#1# 1成十级直接1 1111111 500 ③盛土滑動変形 8 土,γ=18 kN/m³, = 3 kN/m³, φ=35 度 砂質土, γ = 18 kN/m³, N = 2 c = 0 kN/m³, φ = 32 度 砂質土、 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, N = 10, c = 0 kN/m³, $\phi = 29 \text{ 度}$ 砂質土, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, N = 15, c = 0 kN/m³, $\phi = 31 \text{ 度}$ 粘性土.γ=15 kN/m³.N=4 c=50 kN/m³.φ=0 度 γ = 16 kN/m³, M vN/m³, φ = 0 度

図1 対象構造物および解析モデル 表1 解析ケース

砂質土. $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$. N = 50. c = 0 kN/m³. ϕ = 37 度

解析ケース	最終ステップ		
	慣性力	盛土滑動変形(mm)	
N1	0.5	0	
N2	0.5	100	
N3	0.5	200	
N4	0.5	300	
N5	0.5	400	
N6	0.5	500	



キーワード 盛土中橋脚,相互作用,破壊形態

連絡先

〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38 (公財)鉄道総合技術研究所 TEL042-573-7394

-675-

ためである.また解析ケース N4, N5, N6 の順に考慮する盛土の滑動変形は大 きくなるが,橋脚天端における水平変位と水平震度関係はほぼ同じになってい る、これは、橋脚背面の地盤ばねが盛土の受働土圧の上限値に達しており、盛 土の滑動変形が増加しても橋脚に働く受働土圧は増加せず、橋脚の損傷程度が 増加しないためである.次に、図3に損傷点(曲げ損傷)ごとの盛土の滑動変 形と水平震度関係を示す.特に、図中の太線は、橋脚基部が曲げ降伏に達する 時の橋脚の慣性力と盛土の滑動変形の組合せを示すもので、「橋脚基部の曲げ 降伏曲面」と呼ぶこととする. 盛土の滑動変形の増加により橋脚の損傷程度は 増加するので、橋脚基部の曲げ降伏曲面は盛土の滑動変形が大きくなると右下 がりの形状となる.盛土の滑動変形がおよそ 200mm を超えると,盛土の受働土 圧の上限値になる. 受働土圧の上限値になると橋脚の損傷程度は増加しないの で、曲げ降伏曲面はほぼ水平になっている.次に、橋脚柱基部のせん断力が 2000kN, 4000kN, 6000kN となる時の盛土の滑動変形と水平震度関係を図4に 示す. 図をみると, 橋脚に発生するせん断力は, 橋脚に作用する慣性力が小さ い場合でも盛土の滑動変形が増加すると受働土圧により増加するため右下がり の形状となる.またその勾配は曲げ降伏曲面に比べ急激に低下している.ここ で、橋脚基部のせん断耐力が 4000kN であると仮定し、図中に太線で示す.この 太線をここでは「橋脚基部のせん断破壊曲面」と呼ぶこととする.

以上より,盛土の滑動変形が増加すると橋脚の損傷程度および発生するせん 断力は増加すること,曲げ降伏曲面およびせん断破壊曲面は異なった勾配をも つ右下がりの形状となることが分かった.この曲げ降伏曲面とせん断破壊曲面 の形状の違いから盛土の滑動変形の大きさによって,橋脚の破壊形態が変化す ることを次章で確認する.

4. 橋脚の破壊形態の変化特性

図5に橋脚基部における曲げ降伏曲面とせん断破壊曲面を示す.図をみると, 曲げ降伏曲面とせん断破壊曲面は勾配が異なるため交差している.盛土の滑動 変形が22mm に達するまでは,曲げ降伏曲面がせん断破壊曲面より下側にある ので,曲げ降伏が先行することを表している.盛土の滑動変形が22mm を超え ると,交差してせん断破壊曲面が下側になり,せん断破壊が先行することを表 わしている.このように,橋脚に作用する慣性力と盛土の滑動変形の組合せに よっては橋脚の破壊形態が変化することが分かった.構造物の破壊形態がせん





図5 破壊形態の変化特性

断破壊先行であることは、構造物が脆性的な破壊をすることになり好ましくない.そのため、盛土中橋脚の耐震性 能評価を行う場合には、盛土-橋脚間の相互作用を適切に考慮することが必要であると言える.

<u>5. まとめ</u>

橋脚に作用する慣性力と盛土の滑動変形の大小関係を変化させたパラメータスタディを行い,それぞれが橋脚の 応答値および損傷に与える影響について検討した.その結果,橋脚の損傷程度は,盛土の滑動変形により増加する が,盛土が受働土圧に達すると,盛土の滑動変形が増加しても橋脚の変形および損傷程度は増加しないことを明ら かにした.また,盛土の滑動変形による損傷程度と発生するせん断力から橋脚の慣性力と盛土の滑動変形の組合せ によって,橋脚の破壊形態が異なることを示した.

参考文献

1) 田上和也,坂井公俊,室野剛隆:盛土-橋脚間の相互作用を考慮した橋脚の耐震性能評価法,第13回日本地震 工学シンポジウム,2010.2) 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計,丸善出版,1999.

-676-