

ロッキング橋脚を有する 2 径間跨道橋の耐震補強設計

愛知県知立建設事務所 渡邊 英 堤 史尚
(株)エイト日本技術開発 ○高木信治 中谷武弘

1. はじめに

平成 28 年熊本地震の被災を踏まえ、国は「ロッキング橋脚を有する橋梁の耐震性能照査及び耐震補強設計について」を取りまとめ、その中で橋全体系の崩壊につながる可能性があるロッキング橋脚は単独で自立可能な構造に補強することとした。補強対象とした橋梁は第一次緊急輸送道路に指定され現在暫定 2 車線として供用中の一般国道 247 号をまたぐ跨道橋で昭和 47 年に竣工している(写真-1)。構造形式は上部工が 2 径間連続 RC 中空床版橋(橋長 31m 幅員 21.5m)で橋台は控壁式、基礎は橋台、橋脚とも鋼管杭φ600 で支持されている。また、本橋は平成 27 年度に既設支承の耐震補強として両橋台に水平力分担構造(S E リミッター)を設置した。



写真-1 対象橋梁

2. 現橋の耐震性能照査結果

耐震性能照査はレベル 1 地震動、レベル 2 地震動に対し動的照査法により実施した。解析モデルは 3 次元骨組みモデル(DYNA2E)で図-1 に示す。壁式橋台及びポスト橋脚は、線形部材とし、ピボット支承(浮き上がり防止バンド付き)は構造分類等を確認し既往の文献¹⁾ から水平軸周りの回転バネ要素として設定した(図-2)。水平力分担構造は載荷試験の結果より、既設のセットボルトを補強した場合には規格値×1.5 程度まで性能を発揮できると考えられることから、この値を上限としたバイリニア型(逆行型)(図-3)として設定した。照査結果を表-1 に示す。なおピボット支承の許容回転角は、上下沓が接触するときの回転角 $\theta 2$ とした。レベル 1 地震動の橋台支承部については、橋軸および橋軸直角方向ともに水平方向の応答値が水平力分担構造の規格値を下回りピボット支承についても許容回転角内に収まった。しかし、レベル 2 地震時では橋軸方向および橋軸直角方向ともに水平力分担構造の応答値が許容値を大幅に超える結果となった。

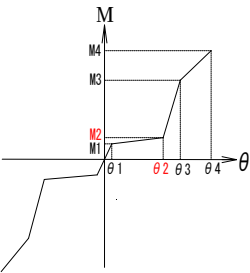


図-2 ピボット支承復元力モデル (テトラリニアモデル)

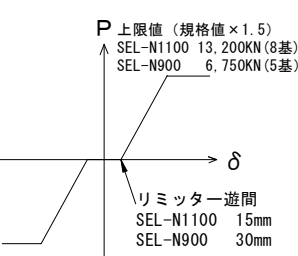
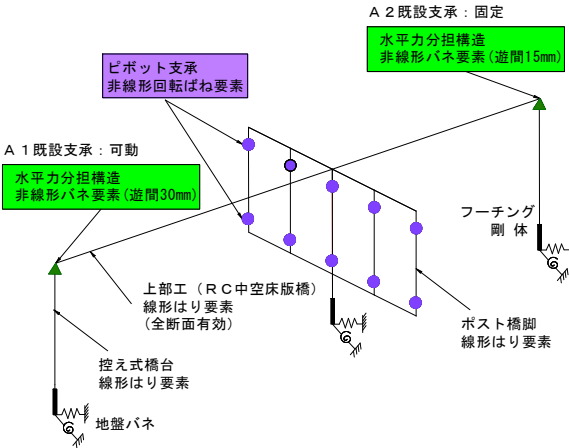


図-3 水平力分担構造履歴モデル (スリップ型非線形バネモデル)

表-1 現橋の耐震性能照査結果

照査方向	照査項目	単位	レベル1地震時		レベル2地震時	
			応答値	許容値	応答値	許容値
橋軸方向	ピボット支承(上) 回転角	rad	0.012	0.085	0.040	0.085
	ピボット支承(下) 回転角	rad	0.011	0.085	0.040	0.085
	水平力分担構造(A1) 水平力	KN	915.5	4,500	6,750→	4,500
	水平力分担構造(A2) 水平力	KN	4382.1	8,800	13,200→	8,800
橋直方向	ピボット支承(上) 回転角	rad	0.009	0.085	0.046	0.085
	ピボット支承(下) 回転角	rad	0.009	0.085	0.046	0.085
	水平力分担構造(A1) 水平力	KN	3794	4,500	6,750→	4,500
	水平力分担構造(A2) 水平力	KN	3923.5	8,800	13,200→	8,800



キーワード ロッキング橋脚 耐震補強

連絡先 〒460-0003 名古屋市中区錦 1 丁目 11 番 20 号 (株)エイト日本技術開発 Tel 052-855-2268

3. 耐震補強検討

補強方針としてロッキング橋脚は、一体化のために下端のピボット支承も含めコンクリートで巻立てたRC壁化構造とし、上端のピボット支承は固定支承に交換することとした。現橋の性能照査で上限値に達した水平力分担構造は設置当時、レベル2地震動の照査において許容塑性率を3(エネルギー吸収を想定)と仮定し算出された設計水平震度を用い設計されていたため、本検討においても解析モデル(図-4)に示すとおり橋台背面の変形影響(図-5)やパラベットの衝突影響(図-6)を考慮して検討を行った。結果は表-2のとおりで、上記を考慮した場合においても応答値が大きく低減されることはなく、水平力分担構造はセットボルトの補強程度では許容値を満足しない結果となった。これより、レベル2地震動に対する橋脚補強設計は安全側として橋脚1点固定形式とすることとした。

表-2 補強検討照査結果

照査方向	照査項目	単位	レベル2(タイプⅡ)地震時				
			背面土等考慮なし		背面土等考慮		
			応答値	許容値	応答値	許容値	
橋軸方向	橋脚基部回転角	KN	0.0023	0.0075	0.0026	0.0075	
	地盤反力水平力	KN	—	—	348	148,743	
	P1支承部水平力	KN	6,840	—	6,201	—	
	桁移動量	mm	194	—	186	—	応答塑性率
	水平力分担構造(A1) 水平力	KN	6,750→	6,750	6,750→	6,750	4.2
	水平力分担構造(A2) 水平力	KN	13,200→	13,200	13,200→	13,200	3.5

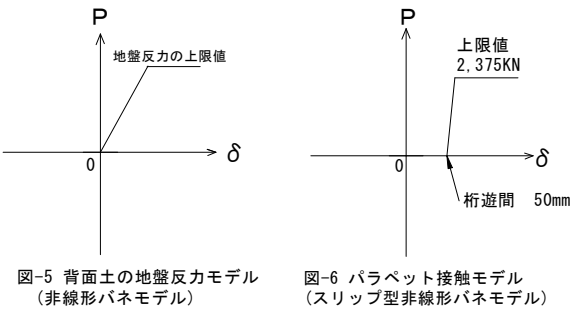


図-5 背面土の地盤反力モデル (非線形パネモデル)

図-6 パラベット接触モデル (スリップ型非線形パネモデル)

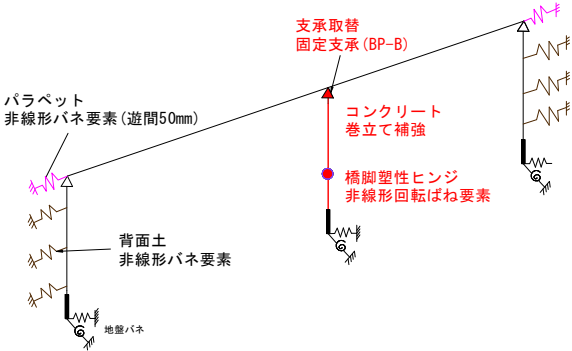


図-4 解析モデル

4. 補強検討結果

1点固定の条件でロッキング橋脚補強を行った場合の地震時応答変位に対する解析結果を表-3に示す。水平力分担構造が破壊したとしても、上部工移動量は桁かかり長以下となり落橋には至らないことを確認した。

ここで、補強図を図-7および図-8に示す。ロッキング橋脚は、RC巻き立て補強(巻立て厚250mm(主鉄筋D32@300、帯鉄筋D22@150))とし、柱上端のピボット支承は固定支承(平面:400mm*500mm、高さ150mm)に取替えた。基礎工は、増し杭補強(場所打ち杭φ1000補強)およびフーチング上面増厚(鉄筋最大径D41(SD490-2段))により耐震性を確保した。

表-3 解析結果

照査方向	照査項目	単位	レベル2(タイプⅡ)地震時	
			応答値	桁かかり長
橋軸方向	桁の応答変位(A1上)	mm	362	850
	桁の応答変位(A2上)	mm	456	850
橋直方向	桁の応答変位(A1上)	mm	19	2,250
	桁の応答変位(A2上)	mm	15	2,250

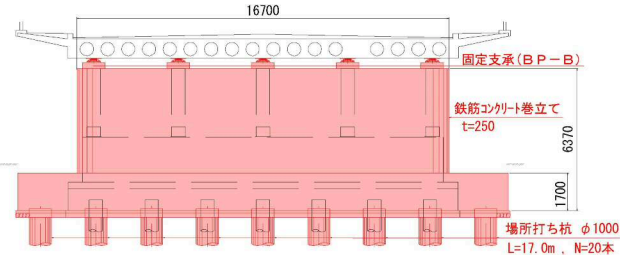


図-7 強設正面図

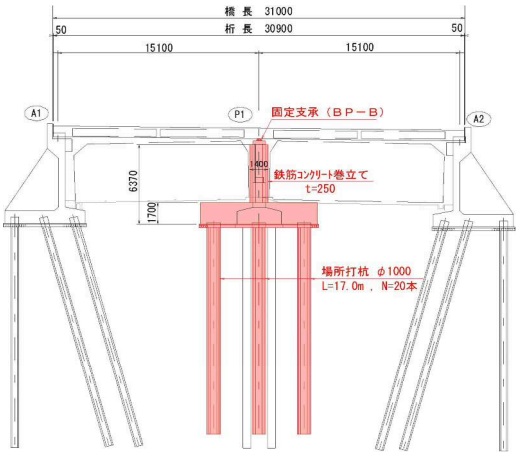


図-8 補強側面図

5. まとめ

本橋においてはロッキング橋脚をRC巻立てにより壁化することで自立可能な構造とし、上端のピボット支承を固定支承へ交換、基礎補強を行うことにより、大規模地震においても橋軸方向および橋軸直角方向ともに自立可能な構造を確保することが出来た。

参考文献 1) 芝寛、吉田直人、池田学、高野幸宏、斉藤聡、工藤伸司：ポスト形式橋脚のピボット支承の復元力モデルと簡易補強方法、構造工学論文集 Vol. 54A, 2011. 3.