

既設津波避難用橋梁の耐震性能照査について

フジタ建設コンサルタント 正会員 ○日下光国 フジタ建設コンサルタント 正会員 山本晃臣
ジェイペック 非会員 浅野康寛

1. はじめに

南海トラフ巨大地震は、今後 30 年以内の地震発生確率が 70%程度と言われており、その地震の規模を示すマグニチュードは M8～M9 クラスとなっている。こうしたことから、徳島県では想定される地震被害を明らかにすることにより、被害軽減に向けた予防対策はもとより、早期の復旧・復興に向けた様々な取り組みが行われている。しかし、既に対策が完了しているものの中には、平成 23 年に発生した東北地方太平洋沖地震以前から対策が行われてきたものもあり、これらの中には現行基準の要求性能を満たさないものも存在している。

本稿は、電気事業者が実施した地震・津波対策の一部として、平成 19 年に建設された発電所構内の津波避難用橋梁について、現行基準に対する耐震性能照査を実施した事例報告である。

2. 対象橋梁の概要

津波避難用橋梁は、発電所構内の従業員および来客者に対する津波被害の軽減対策として、地震発生後から津波到達までの間に発電所構内東側の高台へ避難させるための津波避難施設である（写真－1）。橋梁の構造形式は、片側に折り返し階段を設けた 2 主桁中路式鋼床版鉄桁構造であり、平成 15 年の「内閣府 中央防災会議」における想定東南海・南海地震に相当するサイト波から、地震応答解析によって地表面の加速度時刻歴波形を作成して設計が行われていた。



写真－1 津波避難用橋梁

3. 耐震性能照査

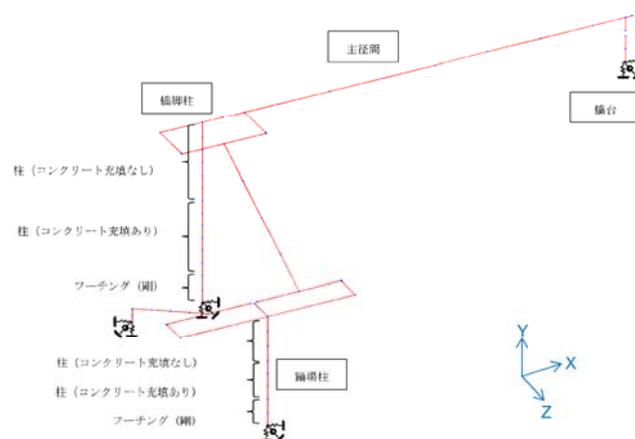
（1）解析モデル

本橋は立体横断施設であることから、図－1 に示すような 3 次元のフレームモデルとした。橋脚柱および踊場柱の構成則モデルは、当初設計において柱基部付近にコンクリート充填が行われているため、充填の有無によって骨格曲線を選定し、履歴特性はいずれの場合も移動硬化則を採用した。なお、軸力変動は単柱形式で上部構造を支持しているため、軸力変動の影響は少ないことから考慮していない。

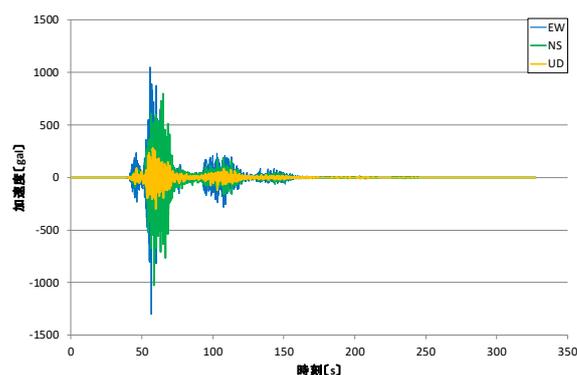
基礎構造は、全て直接基礎であるためフーチング下端位置に基礎と地盤間の抵抗を表すばねを線形要素でモデル化し、同箇所設計用入力地震動を設定した。

（2）設計用入力地震動

入力地震動は「内閣府 南海トラフの巨大地震モデル検討会」で公開された強震動（加速度）波形のうち、発電所近傍の陸側ケースとした（図－2）。なお、当初設計では基礎地盤を $V_s=700\text{m/s}$ の層として検討が行われているが、当該地震波は $V_s=350\text{m/s}$ の層の 2E 波であるため、安全側の検討となるように地震波の引き戻しは行わないものとした。また、同様の考え方から入力地震動の角度補正についても行わないものとして 3 成分を同時入力としている。



図－1 解析モデル



図－2 発電所近傍 陸側ケース 時刻歴波形

(3) 解析手法

解析は非線形動的解析法とし、直接積分法による時刻歴応答解析を行った。なお、当初設計では Rayleigh 型（一次剛性比例）の減衰モデルが採用されているが、解析モデルには断面定数が大きな仮想部材が多く設定されている。このような解析モデルに Rayleigh 減衰を用いると、減衰を無視すべき仮想部材に対しても結果的に減衰が考慮されることになることから、本検討では Rayleigh 型の減衰モデルとは別に、各部材の減衰定数が忠実に表現することが可能な要素別剛性比例型の減衰モデルについても検討を実施した（表-1）。

(4) 解析結果

表-2 に減衰モデル別の耐震性能照査の結果を示す。この結果からは、主径間の主桁に損傷は見られないが、橋脚柱の充填部では減衰モデルに関係なく塑性化が生じている。ただし、どちらの減衰モデルも許容曲率内に収まる結果である。橋台パラペットでは若干許容耐力を超える結果となるが、背面土の抵抗等を考慮していないことを考えると損傷の可能性は低いといえる。また、橋台支承部においてもサイドブロックが損傷するものの、いずれのケースも支承の許容変位内にあることから直接落橋につながる結果とはなっていない。

一方、階段部は上階段および下階段の上下の取付部において、取付ボルトのせん断破壊ならびに取付ブラケットのプレートが引張破壊を生じる結果となっている。このような結果は、要素別剛性比例減衰型の減衰モデルに比べて Rayleigh 型の減衰モデルで顕著となっている。

表-1 減衰モデルの特徴

	Rayleigh 型減衰（一次剛性比例）	要素別剛性比例減衰
方法	質量と剛性の1次結合と仮定 $[C] = \alpha[M] + \beta[K]$ 各次のモード減衰定数を誘導 $h_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right)$ 系の振動応答に寄与する2つの固有振動モードの特性値 h_i, ω_i を代入して近似的に線形減衰式を確定する 支承部の復元力特性は固有値解析、減衰式ともに評価線形モデルを用いる	剛性比例型減衰モデル $[C] = \alpha[K]$ を個々の要素単位に対して行い、重ね合わせて全体減衰マトリックスを作成 $[C_i] = \alpha_i [k_i], \alpha_i = \frac{2h_i}{\omega_i}$ 系の振動応答に寄与する1つの固有モードの ω_i を代入し減衰式を確定 支承部の復元力特性は、固有値解析に評価線形モデル、減衰式には非線形モデルを使用する。
特徴	導入した2つの基準振動モードの影響が大きい構造系に対しては、ひずみエネルギー比例型減衰とよく一致する。逆に基準振動モード以外のモードは、減衰定数を正確に考慮できない。	各要素減衰マトリックスには部材減衰定数が直接導入されるため、各部材の部材減衰定数が忠実に表現される（=部材に応じて減衰定数を任意に制御できる）。

表-2 耐震性能照査結果一覧表

項目	部材	照査方法	Rayleigh減衰			要素別剛性比例減衰			項目	部材	照査方法	Rayleigh減衰			要素別剛性比例減衰			
			安全率	判定	備考	安全率	判定	備考				安全率	判定	備考	安全率	判定	備考	
主径間	橋脚柱(鋼管部)	曲率	0.047	OK	弾性範囲内	0.046	OK	弾性範囲内	上階段	主桁(上縁曲げ)	耐力	0.39	OK	0.14	OK			
	橋脚柱(充填部)	曲率	0.622	OK	許容曲率内	0.490	OK	許容曲率内		主桁(下縁曲げ)	耐力	0.48	OK	0.19	OK			
	主桁(上縁曲げ)	耐力	0.69	OK		0.57	OK			主桁(せん断)	耐力	0.11	OK	0.05	OK			
	主桁(下縁曲げ)	耐力	1.00	OK		0.80	OK			主桁(面外曲げ)	耐力	0.01	OK	0.00	OK			
	主桁(せん断)	耐力	0.17	OK		0.12	OK			主桁(面外せん断)	耐力	0.28	OK	0.07	OK			
	主桁(面外曲げ)	耐力	0.06	OK		0.05	OK			主桁(局部座屈)	耐力	0.08	OK	0.07	OK			
	主桁(面外せん断)	耐力	0.07	OK		0.06	OK			上西側取付部	耐力	1.06	NG	ホルト損傷	0.89	OK		
	主桁(局部座屈)	耐力	0.19	OK		0.12	OK			上東側取付部	耐力	1.06	NG	ホルト損傷	0.82	OK		
橋脚柱基部	耐力	0.93	OK		0.88	OK		下西側取付部	耐力	2.48	NG	アラケット損傷	2.80	NG	アラケット損傷			
橋台	支承	変位	0.75	OK	サイドブロック損傷	0.67	OK	サイドブロック損傷	下東側取付部	耐力	1.77	NG	アラケット損傷	1.84	NG	アラケット損傷		
	落橋防止装置	耐力	0.00	OK		0.00	OK		主桁(上縁曲げ)	耐力	0.75	OK	0.18	OK				
	パラペット	耐力	1.00	NG	ハラット損傷	0.00	OK		主桁(下縁曲げ)	耐力	0.41	OK	0.16	OK				
踊場	踊場柱(鋼管部)	曲率	0.008	OK	弾性範囲内	0.007	OK	弾性範囲内	下階段	主桁(せん断)	耐力	0.10	OK	0.05	OK			
	踊場柱(充填部)	曲率	0.030	OK	弾性範囲内	0.028	OK	弾性範囲内		主桁(面外曲げ)	耐力	0.02	OK	0.01	OK			
	踊場柱基部	耐力	0.17	OK		0.14	OK			主桁(面外せん断)	耐力	0.33	OK	0.20	OK			
										主桁(局部座屈)	耐力	0.07	OK	0.07	OK			
										上西側取付部	耐力	1.89	NG	アラケット損傷	1.87	NG	アラケット損傷	
								上東側取付部	耐力	3.12	NG	アラケット損傷	2.95	NG	アラケット損傷			

4. 補強対策検討

耐震性能照査の結果、図-3 に示す階段取付部（赤丸）が損傷することから、階段取付部に対して補強対策を行った。補強方法としては、階段取付部の鋼材の材質および板厚を変更することで耐力の向上を目指すものとした（図-3 の枠囲み）。なお、必要耐力の算定では、全体的に発生断面力が大きくなる Rayleigh 型の減衰モデルを採用し、材質および板厚の種類が煩雑にならないように、階段取付部の発生断面力の最大値 P=215kN を用いて検討を行った。

5. おわりに

本検討では、橋の地震時挙動に与える影響評価として、減衰モデルの違いに着目した検討を実施した。耐震性能照査の結果からは、上階段取付部を除き大きな違いは見られなかったが、橋の地震時挙動を精度よく解析するためには、固有振動特性、減衰特性、非線形履歴特性を把握し、橋の動的特性を適切に評価できる解析モデルの作成、ならびに、解析結果の妥当性を評価できることが重要であると考えられる。

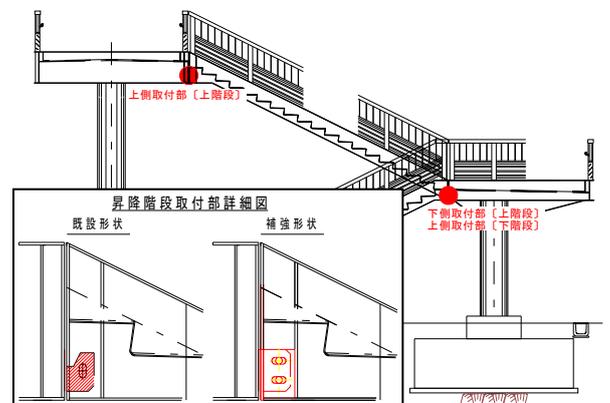


図-3 補強対策概略図