

長周期地震動による連続免震高架橋の地震応答解析

関西大学大学院 学生員 鹿田哲生 (株)栗本鐵工所 正会員 津田久嗣
 関西大学工学部 正会員 堂垣正博

1. まえがき

兵庫県南部地震以降、地震対策として、免震設計が多用されるようになった。近年注目されている長周期地震では、周期の長い揺れが長時間にわたって続くため、免震化された構造物でも予想外の損傷をもたらす可能性がある。また、今後発生確率が高いといわれている東海・東南海・南海地震では、振幅の大きい長周期の地震動が都市平野部に生じるとされる。本研究では、鋼製橋脚で支えられた多径間連続免震高架橋を対象に、長周期地震動や強震動によるその地震応答特性を弾塑性時刻歴応答解析によって明らかにする。また、種々の地震動による動的解析を行い、入力地震動が高架橋の地震応答特性に及ぼす影響を検討する。

2. 解析モデル

図-1 に示す支間長 40m、橋脚高 10m の 3 径間連続高架橋を解析する。上部構造は、図-2 に示す 5 主桁からなる連続非合成鋼 I 桁である。4 本の鋼製橋脚はすべて正方形断面からなり、その幅厚比は P₂ 橋脚では 70、P₃ 橋脚では 85、その他では 90 である。部材は鋼種 SM490Y と SS400 からなり、その応力 - ひずみ係数に bi-linear を仮定した。なお、鋼製橋脚は一般に補剛断面からなるが、ここではそれを等価な無補剛断面にモデル化した。免震支承には鉛プラグ入り積層ゴム支承を用い、水平剛性に等価剛性を用いた。基礎 - 地盤系は、水平、鉛直、回転の 6 自由度からなる地盤バネにモデル化した。

3. 入力地震動

長周期地震とは、地震の揺れの中でも人が感じにくいようなゆったりした揺れのことである。揺れの振幅は一般的に比較的小さいが、それが 300~400 秒間続くという地震である。長時間にわたって続く横揺れの構造物に被害をもたらす可能性が指摘されている。図-3 は 2003 年 9 月 26 日の十勝沖地震において苦小牧市で観測された地震加速度波形、図-4 は 2004 年 10 月 23 日の新潟県中越地震において十日町市で観測された地震加速度波形である。両者の波形を比較すると、図-4 の波形は細かく素早い揺れであるのに対し、図-3 の波形はゆったりした揺れであることがわかる。

ここでは、入力地震動として、長周期地震動と短周期地震

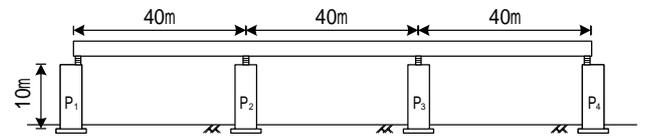


図-1 解析対象

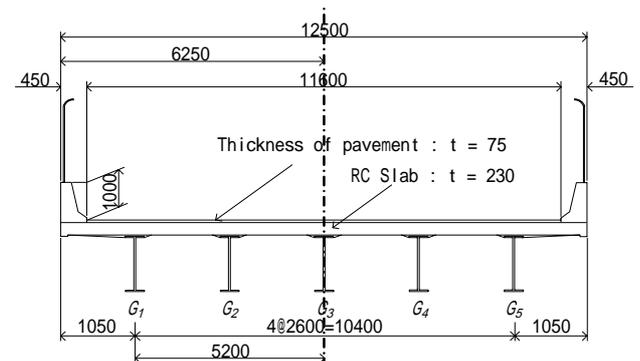


図-2 上部構造の断面図 (単位 mm)

表-1 橋脚断面寸法諸元

	P ₂	P ₃	P ₁ , P ₄
鋼種	SM490		SS400
フランジ幅 b_f (m)	3	2.5	
縦横比 b_f/b_w	1.0		
幅厚比 $b_f/t_f, b_w/t_w$	70	85	90
降伏応力 σ_v (MPa)	353		235
ヤング率 E_c (GPa)	206		

表-2 地盤の剛性

	種地盤
水平剛性 (GN/m)	1.47
鉛直剛性 (GN/m)	980.0×10^3
回転剛性 (GNm/rad)	29.4

表-3 支承諸元

	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄
水平バネ剛度 K_H (kN/m)	1930	4200	3580	1930

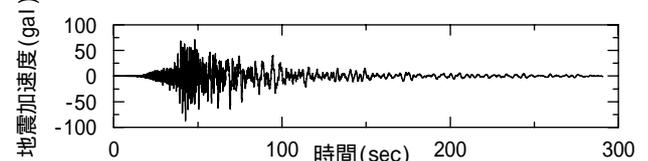


図-3 2003年9月26日 十勝沖地震(苦小牧市)で観測された地震加速度波形のNS成分

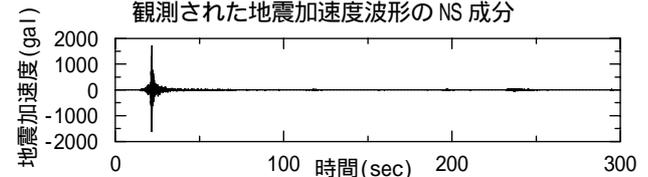


図-4 2004年10月23日 新潟県中越地震(十日町市)で観測された地震加速度波形のNS成分

キーワード：高架橋，耐震安全性，免震設計，弾塑性，立体解析，LS-DYNA

連絡先：〒564-8680 吹田市山手町 3-3-35 関西大学工学部都市環境工学科

動を用いる。長周期地震動として2003年9月26日に十勝沖地震(苫小牧市)で観測された地震加速度，短周期地震動として2004年10月23日に新潟県中越地震(十日町市)で観測された地震加速度，1997年5月13日に鹿児島県北西部地震(出水市)で観測された地震加速度を用いる。そして，それぞれの地震波は橋軸方向にNS成分，橋軸直角方向にEW成分，上下方向にUD成分を作用させる。ただし，解析には，振幅調整した入力地震動を用いた。

4. 解析手法と解析条件

解析手法に有限要素法を適用し，汎用有限要素解析プログラム“LS-DYNA”を用いた。構造系全体の運動方程式は有限変位理論に基づいて up-dated Lagrangian 手法で誘導され，それを陽解法である中央差分法で解く。

5. 数値解析結果とその考察

免震支承で支えられた鋼 3 径間連続高架橋を対象に，短周期と長周期の地震動を作用させて解析した。長周期地震動が作用する場合，P₁橋脚とP₄橋脚において，各主桁がそれぞれ示す挙動に差違はあまりみうけられない。これは，橋脚上と支間中央に配置された横桁によって上部構造が一体化されているためと考えられる。このことから，橋桁は一つの剛体のように変位していることがわかる。これらの変位量を表-4に示す。

橋軸方向では，P₁橋脚上とP₄橋脚上の上部構造の最大変位は約195mmに達する。また，橋脚の最大変位は約5mmで，上部構造の慣性力の影響を受けていない。橋軸直角方向にも上部構造の変位は最大約430mmと大きい。橋脚頂部の変位は最大約4mmで，橋軸方向と同様に，上部構造の慣性力の影響を受けていない。しかし，図-5に示すように，上部構造と橋脚頂部の応答変位が大きく異なり，上部構造の変位応答が大きい。これは，免震支承によるものと考えられるが，長周期地震動によって上部構造の変位が増大したことも考慮に入れるべきであろう。このように，上部構造の水平変位が大きいことから，隣接桁やパラペットとの衝突，それによる桁の破損，落橋の可能性が考えられる。

短周期地震動が作用する場合，上部構造と下部構造の変位はほとんど変わらなかった。このことから，地震動によって高架橋の挙動は明らかに異なることがわかった。また，長周期地震が作用する場合，上部構造は水平方向に大きく変位するものの，鉛直方向には比較的変位しないことがわかった。図-6と図-7にその軌跡を示す。

6. あとがき

長周期地震動のような周期の長い地震波により，免震支承を有する上部構造の応答変位は増大する。特に，水平方向への変位は著しく，橋軸方向の最大変位は約195mm，橋軸直角方向の最大変位は約430mmに達する。このことから，隣接桁との衝突，それによる落橋の恐れがあり，それらに対応した対策が必要となる。

これらのことから，橋梁を免震化することも地震対策となるが，免震の概念だけでなく，多様な地震ケースに対する制震などによる対策が必要である。

また，短周期地震動による上部構造の水平方向への変位は，長周期地震のケースと異なり，著しい変位はみられず，橋軸方向，橋軸直角方向ともに最大変位約5mmであった。このことから，地震動による高架橋の挙動は明らかに異なることがわかった。

参考文献 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説耐震設計編，丸善，2002-3. 2) 建設省土木研究所編：道路橋の免震設計法マニュアル(案)，1992-12. 3) 防災科学技術研究所：K-net 強震記録。

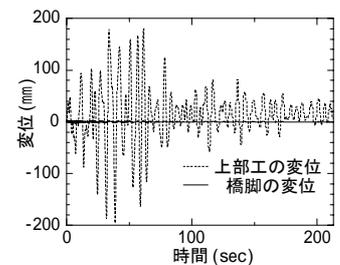


図-5 上部工と橋脚頂部の変位

表-4 P₁，P₄橋脚上の各主桁位置における最大水平変位

		主桁	G ₁	G ₂	G ₃	G ₄	G ₅
P ₁	上部工	橋軸方向の最大変位 (mm)	195.2	195.3	195.4	195.4	195.5
		橋軸直角方向の最大変位 (mm)	424.2	424.2	424.2	424.1	424.1
	橋脚頂部	橋軸方向の最大変位 (mm)	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1
		橋軸直角方向の最大変位 (mm)	3.7	3.7	3.7	3.7	3.7
P ₄	上部工	橋軸方向の最大変位 (mm)	195.2	195.3	195.4	195.4	195.5
		橋軸直角方向の最大変位 (mm)	429.7	429.7	429.6	429.6	429.6
	橋脚頂部	橋軸方向の最大変位 (mm)	4.7	4.7	4.7	4.7	4.7
		橋軸直角方向の最大変位 (mm)	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5

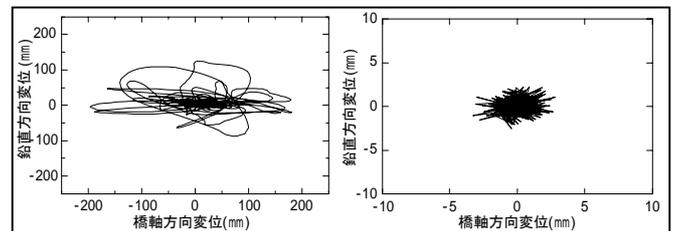


図-6 P₂橋脚上部工(左)と下部工(右)の変位(長周期地震動)

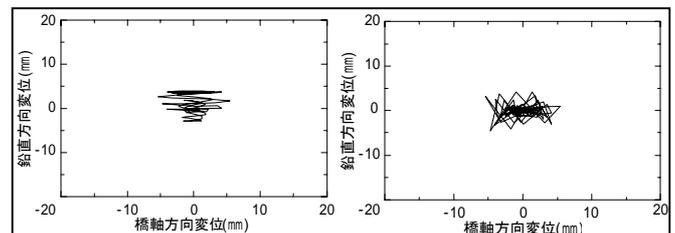


図-7 P₂橋脚上部工(左)と下部工(右)の変位(短周期地震動)