

連続高架橋のかけ違い部における 隣接上部構造のモデル化に関する検討（その2）

前河隆太¹・中島進¹・徳川和彦¹

¹正会員 パシフィックコンサルタンツ株式会社 中部本社（〒451-0046 名古屋市西区牛島町2番5号）

1. はじめに

大多数の橋梁は単純桁であったり、2径間あるいは3径間で橋台－橋台で構成されている。しかし、都市内連続高架橋や大河川を跨ぐ橋梁の場合、複数の橋梁上部工が連続する場合がある。橋梁の耐震設計においては、その設計振動単位に分割して考えることが一般的である。この場合には、かけ違い橋脚部において、隣接上部構造をどのようにモデル化するかによって振動特性が変化するため、その結果が異なってくる。

先の検討¹⁾では、支間長や橋脚高が同程度の規模の橋梁が連続する高架橋に対して、隣接橋梁を等価質量でモデル化することが可能であることを検証した。本検討では、新たなケーススタディとして、支間長や橋脚高が異なる橋梁が連続する高架橋に対し、動的照査を行う場合、隣接橋梁を等価質量でモデル化することの妥当性について検討を行った。

2. 対象橋梁

検討は図-1に示す2連の3径間連続鋼桁橋を対象とし、左側の橋梁について着目した。右側の隣接橋梁は、着目橋梁に対しそれぞれCASE1:同支間・同橋脚高、CASE2:支間2倍・同橋脚高、CASE3:同支間・橋脚柱高2倍のように設定した。

なお、対象橋梁の諸元は「道路橋の耐震設計に関する資料、鉄筋コンクリート橋脚を用いた設計計算例」²⁾を参考に3径間のモデルとした。

表-1 設計条件表

上部構造	
形式	3径間連続鋼桁橋
支間割	CASE1:340m×3径間+40m×3径間 CASE2 :40m×3径間+80m×3径間
幅員	12m
支承条件	弾性支持
支承の種類	ゴム支承(タイプB)
下部構造	
橋脚	RCT型橋脚
基礎	着目橋梁:場所打ち杭φ1200(n=9) 隣接橋梁CASE2:場所打ち杭φ1500(n=9) 隣接橋梁CASE3:場所打ち杭φ1500(n=12)
地域区分	A地域
地盤種別	Ⅱ種地盤

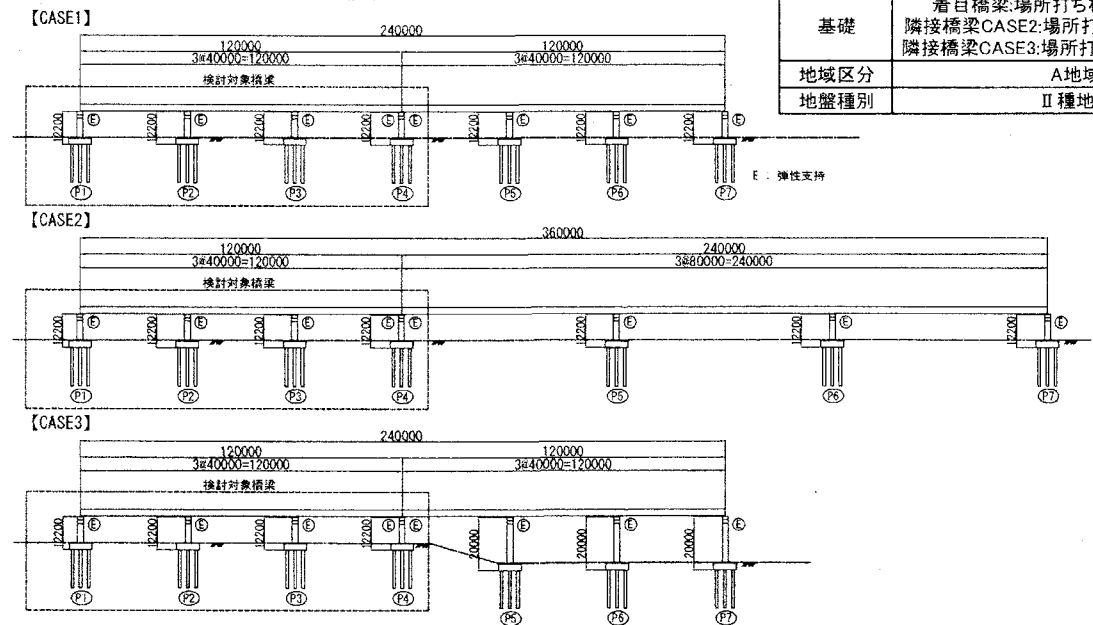


図-1 解析対象橋梁

3. 解析モデルと解析手法

解析モデルは、CASE1～CASE3のそれぞれに対し、2連全体を対象とした2連モデルと着目橋梁および隣接橋梁それぞれ1連のみを対象とした1連モデルとした。ただし、CASE1については、同一モデルとなるため着目橋梁1連モデルのみとした。1連のモデルでは、隣接する橋梁を分担重量相当の節点集中質量と支承バネとしてモデル化した。

橋脚のモデル化は道示³⁾を参考とし、柱基部に塑性ヒンジ区間を設けたM- θ モデルとした。

解析手法は、2連モデルと1連モデルの両モデルに対し、橋軸方向に地震波を入射した非線形時刻歴応答解析を行い、着目橋梁の中間橋脚であるP3橋脚および、かけ違いとなるP4橋脚の橋脚天端最大変位と橋脚基部塑性ヒンジの回転角の最大応答値を比較することとした。なお、入力地震波は道示³⁾Ⅱ種地盤のレベル2タイプⅡとした。

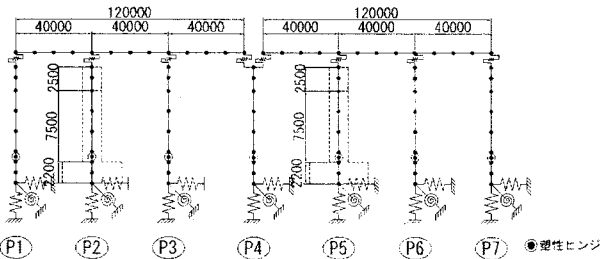


図-2 検討モデル (CASE1-2連モデル)

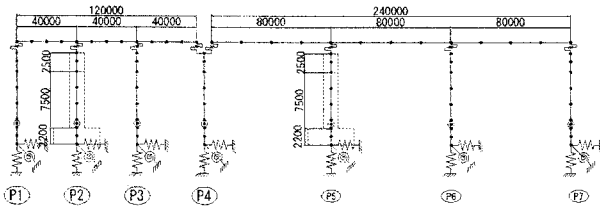


図-3 検討モデル (CASE2-2連モデル)

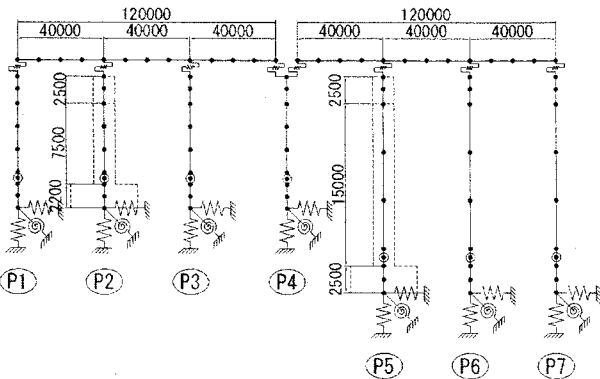
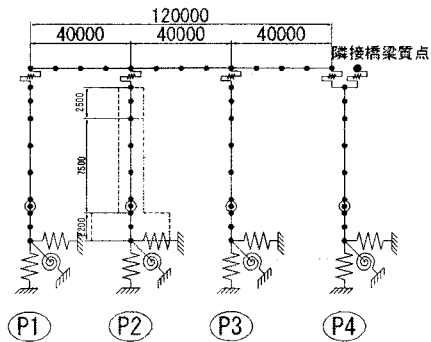


図-4 検討モデル (CASE3-2連モデル)



※隣接1連モデルでは、P4-P7のモデルとなる。

図-5 検討モデル (着目1連モデル)

4. 解析結果

(1) レーリー減衰について

各ケースにおけるレーリー減衰の選択振動モードを図-7に示した。CASE1の2連モデルでは、モデル内での振動モードが同一であるため、レーリー減衰の設定は有効質量率の高いモードを選択した。CASE2, CASE3の2連モデルでは、異なる振動特性を有する橋梁を一体としてモデル化したため、特にCASE3では、図-6に示すように着目橋梁と隣接橋梁それぞれの卓越する振動モードが異なり、レーリー減衰選択モードによって、応答値に10%程度の違いが生じる結果となった。なお、応答値の検討では着目橋梁側のレーリー減衰を用いている。

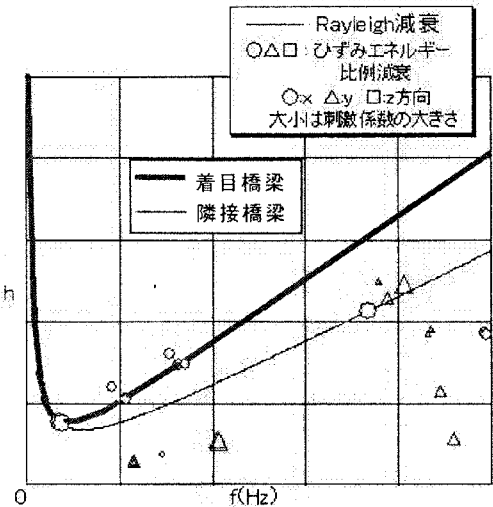


図-6 レーリー減衰の相違 (CASE3)

表-2 選択モードによる応答値の相違 (CASE3)

振動モード	最大回転角[rad]		最大回転角比 (着目橋梁基準)	
	P3	P4	P3	P4
着目橋梁選択時	0.02591	0.02089	1.000	1.000
隣接橋梁選択時	0.02901	0.02272	1.120	1.088

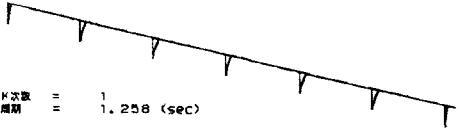
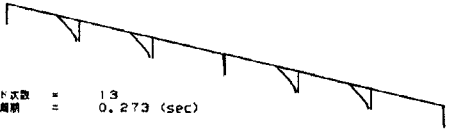
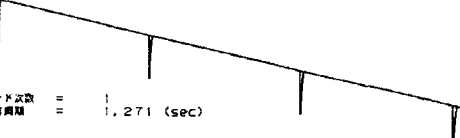
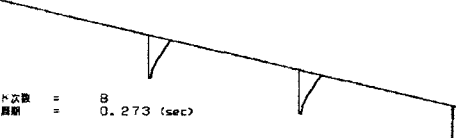
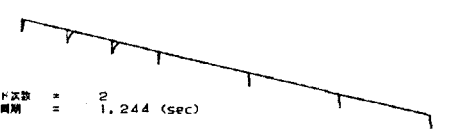
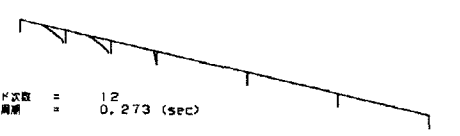
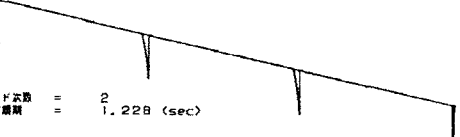
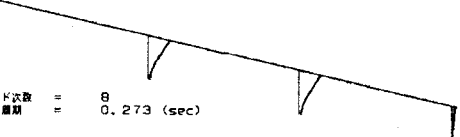
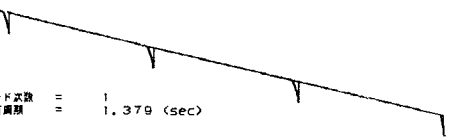
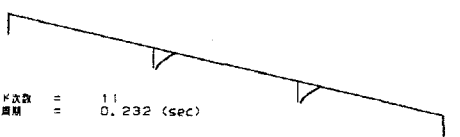
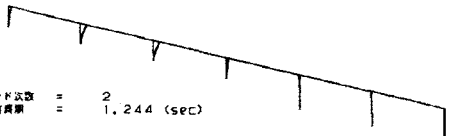
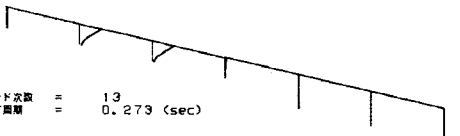
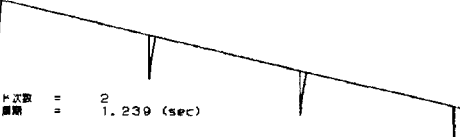
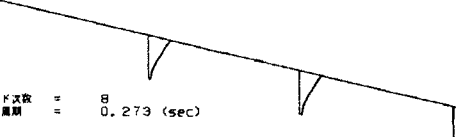
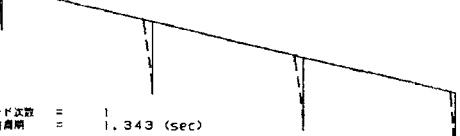
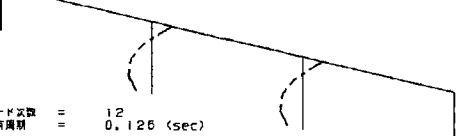
	選択振動モード 1	選択振動モード 2
CASE1 (2連モデル)	 モード次数 = 1 固有周期 = 1.258 (sec)	 モード次数 = 13 固有周期 = 0.273 (sec)
CASE1 (1連モデル)	 モード次数 = 1 固有周期 = 1.271 (sec)	 モード次数 = 8 固有周期 = 0.273 (sec)
CASE2 (2連モデル)	 モード次数 = 2 固有周期 = 1.244 (sec)	 モード次数 = 12 固有周期 = 0.273 (sec)
CASE2 (着目1連モデル)	 モード次数 = 2 固有周期 = 1.228 (sec)	 モード次数 = 8 固有周期 = 0.273 (sec)
CASE2 (隣接1連モデル)	 モード次数 = 1 固有周期 = 1.379 (sec)	 モード次数 = 11 固有周期 = 0.232 (sec)
CASE3 (2連モデル)	 モード次数 = 2 固有周期 = 1.244 (sec)	 モード次数 = 13 固有周期 = 0.273 (sec)
CASE3 (着目1連モデル)	 モード次数 = 2 固有周期 = 1.239 (sec)	 モード次数 = 8 固有周期 = 0.273 (sec)
CASE3 (隣接1連モデル)	 モード次数 = 1 固有周期 = 1.343 (sec)	 モード次数 = 12 固有周期 = 0.126 (sec)

図-7 レーリー減衰の選択振動モード

(2) 最大応答変位, 最大応答回転角について

各ケースにおける橋脚天端の応答変位および橋脚基部回転角の最大値の結果を表-3に示す。

a) CASE1

着目橋梁と隣接橋梁の支間, 橋脚高ともに同じであるため, 着目橋梁の卓越する振動モード, 周期は

ほぼ同値となった。応答値は, 橋脚天端変位, 基部回転角ともにその差がP3橋脚では1%以下, P4橋脚で5%程度であり, 2連モデルに比べ1連モデルの方が大きい値を示した。

表-3 最大応答変位・回転角の結果

ケース		レーリー減衰 選択モード		周期[sec]		橋脚天端変位[cm]		最大回転角[rad]		橋脚天端変位比		最大回転角比	
		1項	2項	1項	2項	P3	P4	P3	P4	P3	P4	P3	P4
CASE1	2連モデル	1	13	1.258	0.273	30.85	20.25	0.0262	0.0151	1.000	1.000	1.000	1.000
	1連モデル	1	8	1.271	0.273	30.93	21.11	0.0263	0.0159	1.003	1.042	1.003	1.054
CASE2	2連モデル	2	12	1.244	0.273	30.33	26.35	0.0257	0.0217	1.000	1.000	1.000	1.000
	着目1連モデル	2	8	1.228	0.273	30.88	29.20	0.0262	0.0248	1.018	1.108	1.023	1.140
	隣接1連モデル	1	11	1.379	0.232	-	28.55	-	0.0241	-	1.083	-	1.109
CASE3	2連モデル	2	13	1.244	0.273	30.58	25.80	0.0259	0.0209	1.000	1.000	1.000	1.000
	着目1連モデル	2	8	1.239	0.273	30.56	22.27	0.0259	0.0179	0.999	0.863	1.000	0.854
	隣接1連モデル	1	12	1.343	0.126	-	26.53	-	0.0212	-	1.028	-	1.014

b) CASE2

着目橋梁に対し、隣接橋梁の支間は2倍であるが、着目橋梁の卓越する振動モード、周期はほぼ同値となった。応答値は、橋脚天端変位、基部回転角ともにP3橋脚は着目橋梁1連モデルが2%程度大きくなっており、P4橋脚では、10%程度大きい結果となった。また、隣接橋梁1連モデルのP4橋脚においても、2連モデルより10%程度大きい結果となった。

c) CASE3

着目橋梁に対し、隣接橋梁の橋脚柱高は2倍であるが、着目橋梁の卓越する振動モード、周期はほぼ同値となった。応答値は、天端変位、基部回転角ともにP3橋脚はほぼ同値を示しているが、P4橋脚では、1連モデルが15%程度小さくなる結果となった。一方、隣接橋梁1連モデルのP4橋脚の応答値は、2～3%程度2連モデルより大きい結果となった。

(3) 考察

CASE1～CASE3全てにおいて、着目橋梁の振動特性は、1連モデルにて隣接橋梁を等価な質量を有する質点で評価した場合、2連ともにモデル化した場合とほぼ同じ傾向となることが分かった。

また、CASE1とCASE2では、橋脚天端変位や橋脚基部塑性ヒンジの回転角について、着目、隣接橋梁ともに1連モデルの方が2連モデルに比べ若干大きい応答値となり、設計上は安全側として考えることができる。

しかし、CASE3の隣接橋梁と橋脚高が異なる場合は、かけ違い橋脚において、橋脚高の低い着目橋梁1連モデルの応答値は、2連モデルに対し15%程度低い値となり、橋脚高の高い隣接橋梁1連モデルでは、逆に2～3%程度高い応答値となった。これは、隣接する橋梁で橋脚高が異なることによる振動特性の差が起因していることが考えられる。

従って、このように振動特性が異なる橋梁が連続

する高架橋のかけ違い橋脚で、隣接上部工を質点として評価する場合には、かけ違い橋脚を有する隣り合う橋梁各々で照査を行う必要があると考えられる。

5. まとめ

本検討にて取り上げた、規模の異なる橋梁が連続する高架橋の場合、すなわち、隣接橋梁と着目橋梁の振動特性が異なる場合には、隣接橋梁を等価質量でモデル化することで、全橋梁をモデル化した場合に比べ、設計上安全側となる結果が得られることが確認できた。ただし、照査は一方の橋梁のみではなく隣接橋梁側においても実施する必要がある。

また、振動特性の異なる2連の橋梁を同一モデルとしてモデル化を行う場合、レーリー減衰の設定によっては応答値が異なることが分かった。対象とする橋梁に応じて、レーリー減衰の設定を検討する必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 前河隆太、松浦功、徳川和彦：連続高架橋のかけ違い部における隣接上部構造のモデル化に関する検討、第6回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、PP.167-170、2003
- 2) 社団法人 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、1997.3
- 3) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、2002.3