

高架橋システムにおける十字型補剛壁を有する鋼製橋脚の耐震性能照査

Verification for seismic performance of steel bridge pier with inner cruciform plates in viaduct bridge system

山尾 敏孝*, 王 占飛**

Toshitaka Yamao, Zhanfei Wang

*工博, 熊本大学教授, 大学院自然科学研究科 (〒860-8555 熊本市黒髪 2 丁目 39-1)

** 博(工), 瀋陽建築大学講師, 土木工学学院 (〒110-168 瀋陽市渾南新区渾南東路 9 号)

The seismic performance of the bridge pier with inner cruciform walls has been investigated and the verification method for seismic design of bridge piers with inner cruciform was proposed. In this paper, the verification for seismic performance in viaduct bridge system including the foundation, rubber bearing, the superstructure and steel pier is examined by the dynamic response analysis. Response results of steel bridge pier are evaluated by dynamic/static verification method in longitudinal direction and transverse direction, respectively. Response displacement of bridge pier are examined. It is suggested that the fixed condition of rubber bearing in transverse direction of Highway Bridge is better than elastic condition of rubber bearing.

Key Words: Inner cruciform walls, steel bridge piers, seismic performance, viaduct bridge system

キーワード: 十字型補剛壁、鋼製橋脚、耐震性能、高架橋システム

1. はじめに

平成7年に発生した兵庫県南部地震の被害教訓として、構造部材の耐震設計のみならず、上部構造-支承-橋脚-基礎からなる橋梁システム全体を考慮した耐震安全性を照査する設計法の必要性が指摘された¹⁾。近年、地震時水平力分散ゴム支承や免震ゴム支承が多用され、地震時水平力を全脚で分担し不静定次数を増やす橋梁が、大地震時の構造損傷や落橋防止の観点から望ましいとの研究が報告されている^{2~4)}。しかしながら、橋梁全体系を1つのシステムとして考慮した鋼製橋脚の大地震時における耐震性能及び照査法についての研究は少ないのが現状のようである^{5,6)}。

著者らは、十字型補剛壁を有する鋼製橋脚を提案して以来、その耐震性能の特徴および鋼製橋脚の耐震性能照査法を明らかにしてきた^{7)~12)}。しかしながら、提案した十字型補剛壁を有する鋼製橋脚を実用化する場合、提案橋脚を組込んだ橋梁システムとしての耐震性能及び照査の検討が必要である。

そこで、本論文では十字型補剛壁を有する鋼製橋脚を高架橋システムとして組み込んだときの耐震性能照査を行った。対象橋梁は、文献 13)の鉄筋コンクリート張出式橋脚を用いた連続高架橋を参考とした。鉄筋コン

リート橋脚の代わりに、十字型補剛壁を有する鋼製橋脚を適用した高架橋であり、橋脚断面形式は箱型断面と円形断面を基本とし、十字型補剛壁を鋼製橋脚の基部に適当な高さまで配置する橋脚を設計した。高架橋全体システムのバランスを考慮し、ゴム支承の固定条件の相違により、橋軸直角方向の鋼製橋脚の応答挙動を調べ、照査を行った。解析モデルの有効性を確認するため原高架橋の固有値解析も併せて行った。橋軸、橋軸直角方向にそれぞれ3種類の地盤を考慮した地震波を入力した。橋脚、支承および上部構造の応答結果を分析し、十字型補剛鋼製橋脚を採用するに当たって留意すべき事項を把握し、橋脚自体の設計について問題点を明らかにした。

2. 連続高架橋システム

本研究では、図-1に示すような全長 200 メートル、5 径連続 1 桁高架橋を検討対象とする。上部工形式は支間割り 40m×5 径間で幅員は 12 メートルとし、平面曲線 $R=\infty$ 、斜角 $\theta=90^\circ$ とした。コンクリート床版の厚さは 200mm、アスファルト舗装厚は 70mm、桁高は 2200mm、主桁間隔を 2500mm とし、支承には分散型ゴム(タイプ B)を用いている。

対象とする橋脚の形状を図-2に示す。図-2(a)は鋼

表-1 高架橋モデルの橋脚組合せ、支承条件及び橋脚の寸法

高架橋モデル	A1, A2 の橋台 支承条 件	P1～ P4橋 脚の 支承 条件	A1, A2 の橋台 の形式	P1～P4 橋脚の タイプ	荷重の 方向	鋼製橋脚					RC構造橋脚			
						橋脚母 材の幅 (或いは 直径)	橋脚母 材の板 厚	十字型 補剛壁 の高	リブ補 剛材の 幅	リブ 補剛材 の板厚	形状(橋 軸×直 角方向)	主鉄筋 (径本 数, 段 数)	横拘束筋 (径, ビッ チ, 有効長	
Case1	固定	弾性 支持	逆T式橋 台	CR	橋軸方 向	2200	32	3500	—	—	—	—	—	—
Case2				SR		1800	30	3700	220	25	—	—	—	
Case3				CR	橋軸直 角方向	2200	32	3500	—	—	—	—	—	—
Case4		SR		1800		30	3700	220	25	—	—	—		
Case5		CR		2200		32	3500	—	—	—	—	—		
Case6		固定		SR	1800	30	3700	220	25	—	—	—		
原高架橋の モデル		弾性 支持		RC	—	—	—	—	—	2200× 5000	D32-36 - 2段	D19- 6, etc150		

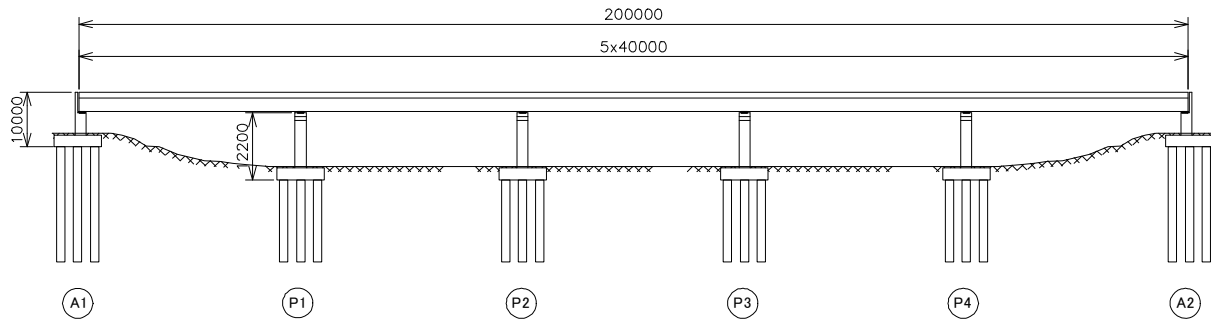


図-1 連続高架橋

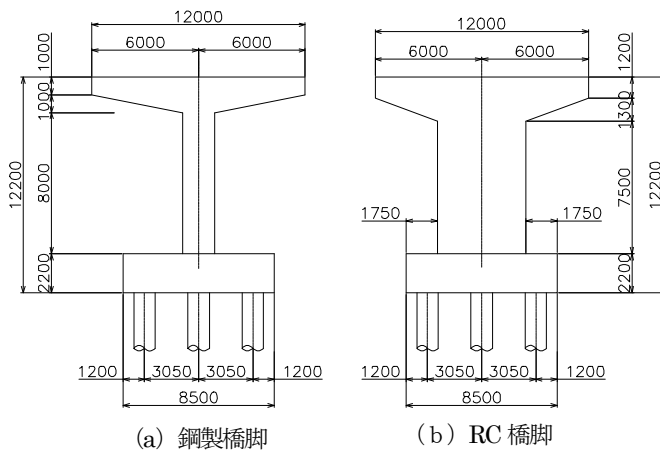


圖-2 橋脚正面圖

表-2 橋脚部および基礎部の使用材料

部 材	鋼材	コンクリート	鉄 筋 SD295
橋 脚	$\sigma_y = 315 \text{ MPa}$	$\sigma_{ck} = 24 \text{ MPa}$	
フーチング	—	$\sigma_{ck} = 21 \text{ MPa}$	
杭	—	$\sigma_{ck} = 24 \text{ MPa}$	

表-3 橋脚部および基礎部の設計条件

下部工形式	1) RC 張出式橋脚
	2) 単 T 形鋼製橋脚
基礎工形式	場所打杭基礎 ϕ 1200
重要度区分	B 種の橋梁
地域区分	A 地域

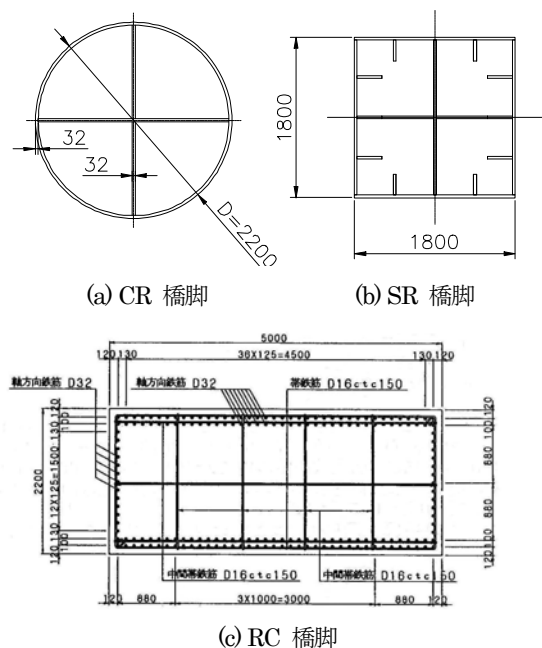


図-3 橋脚の横断断面形状

製橋脚の正面図であり、図-2 (b)は鉄筋コンクリート橋脚である。橋脚横断面は図-3 に示すように十字型補剛壁を有する円形鋼製橋脚 CR 型、十字型補剛壁を有する箱型鋼製橋脚 SR 型および通常用いられる RC 張出式橋脚を設定して連続高架橋モデルを作った。鋼製橋脚の設計について、細長比パラメータは 0.2~0.4 で、軸力比 0.1~0.15 であるが、本研究では、細長比パラメータを 0.32 に設定し、軸力比を 0.1 に設定した。なお、鋼製橋脚のぜい性的破壊を防ぐため、CR 型橋脚の径厚比パラメー

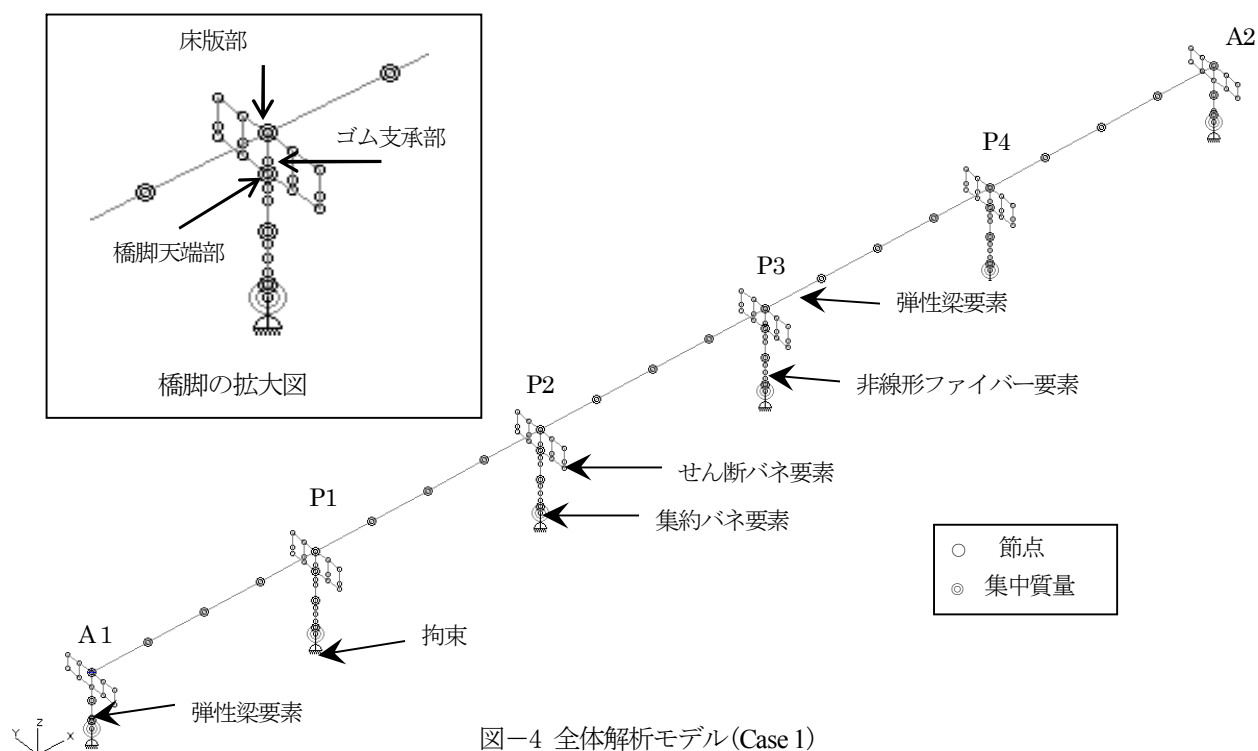
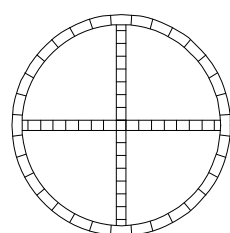
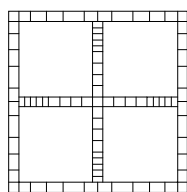


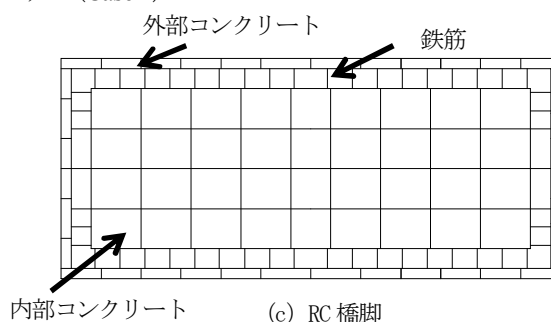
図-4 全体解析モデル (Case 1)



(a) CR 橋脚



(b) SR 橋脚



(c) RC 橋脚

図-5 各橋脚モデルのファイバー要素断面分割

タ R_t を 0.086 に設定し, SR 型橋脚の幅厚比パラメータ R_r を 0.6 に設定した. それによって, 橋脚母材の幅や厚みを設計した²⁾. 各高架橋モデルの Case 1 から Case 6 の橋脚形式, 支承条件及び橋脚の寸法などを表-1 にまとめて示した.

ここで, 柱高を同一とすることを考え, 橋脚全高を 12.2m, 橋脚の高さを 10m, フーチング厚を 2.2m とした. 基礎形式は場所打ち杭で, 地域区分および橋の重要度はそれぞれ, A 地域および B 種の橋梁とした. 表-2, 3 に橋脚部および基礎部の使用材料と設計条件を示した.

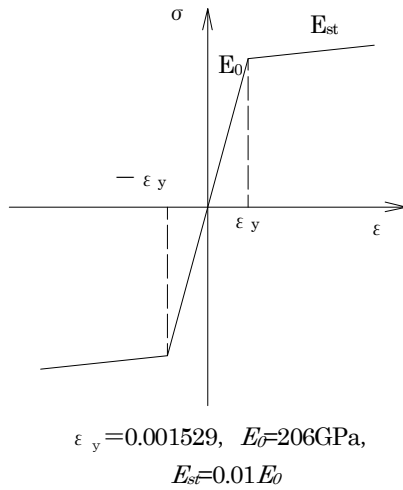
3. 動的解析の概要

3.1 高架橋のモデル化

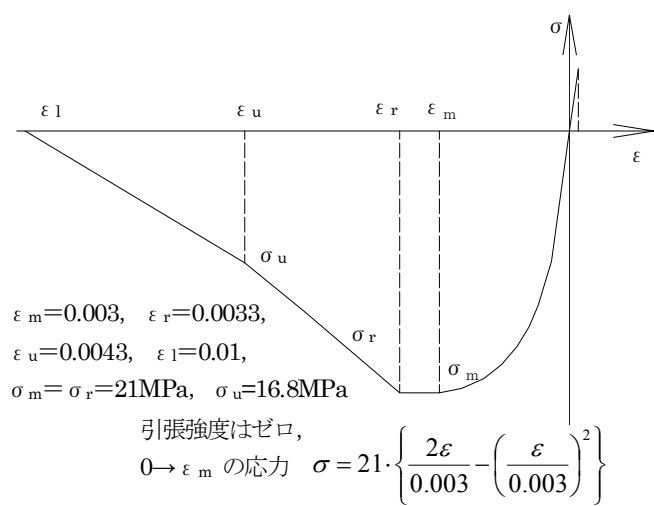
橋脚の地震時挙動を中心に検討するので, 全ての橋脚を 3 次元ファイバー要素で, ほかの部材を梁要素やバネ要素でモデル化した. 橋梁全体の動的解析モデルの一例として Case 1 の全体解析モデルを図-4 に示す. 上部構造の質量と橋脚の質量は, 両者のバランスを考慮して,

各節点に集中質量として代入した. 上部構造, 橋台, 橋脚の梁部およびフーチングは, 線形はり要素, 柱部は非線形ファイバー要素, 分散型ゴム支承は線形せん断バネ要素, 基礎構造は線形集約バネ要素としてモデル化した. なお, 橋軸方向に対し, 橋台と桁端部間の遊間は文献 13) を参考にして決定し, 支承バネ定数を設定した. 減衰定数 h は道路橋示方書 V²⁾ に示される標準値を用いた. 分散型ゴム支承の線形せん断バネ要素のバネ定数, および基礎の線形集約バネ要素のバネ定数は文献 13) を参考にした. 図-5 は各高架橋の橋脚をモデル化した非線形ファイバー要素の断面分割の様子を示した. CR 型橋脚基部断面を 65 分割し (図-5(a)), SR 型橋脚基部断面を 81 分割した (図-5(b)). RC 橋脚の場合, 内部コンクリートを 36 分割, 鉄筋を 52 分割, 被りコンクリートを 28 分割した (図-5(c)).

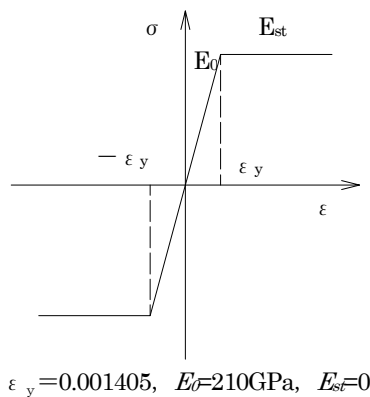
解析に用いた材料の復元力モデルを図-6 に示す. 復元力モデルは, TDAPIII バッチ版使用手引書¹⁴⁾の材料非線形モデルを用いた. 鋼製橋脚の鋼板は図-6 (a)の移動硬化型のバイリニアモデル (タイプ 10) を, RC 橋脚の



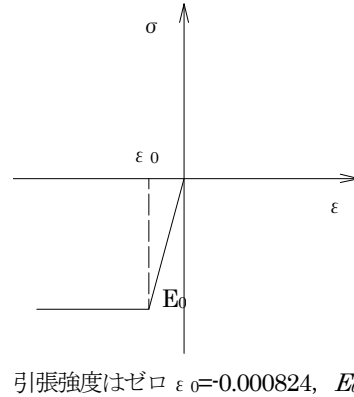
(a) 鋼製橋脚の鋼板モデル



(b) RC 橋脚の内部コンクリートモデル



(c) RC 橋脚の鉄筋モデル



(d) RC 橋脚の被りコンクリートモデル

図-6 各材料の復元力モデル

内部コンクリートは図-6 (b)の2次関数型コンクリートモデル(タイプ 152)を, 鉄筋は図-6 (c)の完全弾塑性バイリニア型モデル(タイプ 10)を, 被りコンクリートは図-6 (d)の完全弾塑性バイリニアコンクリートモデル(タイプ 151)をそれぞれ用いた. なお, 鋼製橋脚の非線形時刻歴応答解析の精度を向上させるため, 鋼板のバイリニアモデルの2次剛性 E_{st} を $1/100E_0$ とした¹⁵⁾.

入力地震波は, 兵庫県南部地震で記録したⅠ種地盤でのJMA地震動のNS成分とEW成分, Ⅱ種地盤でのJRT地震動のNS成分とEW成分, およびⅢ種地盤でのKPI(KOBE PORT ISLAND)地震動のNS成分とEW成分で, 合計6波形である. 橋軸方向と橋軸直角方向にそれぞれ6波形を入力し, 橋梁システム全体の非線形動的解析を行った.

3.2 固有値解析

サブスペース法を用いて固有値解析を行ない, 高架橋モデルの各Caseにおける固有周期および刺激係数を表-4に示した. また, 高架橋の各モード減衰効果を考慮するため, 自由度による全ての固有振動モードを計算し, ひずみエネルギー比例型減衰行列を作成した¹⁴⁾.

表中, 原高架橋モデルの固有値解析の結果をみると, 文献13)の固有値解析結果は, 1次モードの固有周期1.18 sec., 2次モードの固有周期1.04 sec.であり, 本解析では, 1次モードの固有周期1.11 sec., 2次モードの固有周期1.01 sec.であった. したがって, 本解析で作成した高架橋モデルの各要素の分割, 質量の分配, 材料特性の設定などの妥当性を確認することができた.

表からわかるように, 橋軸直角方向に支承部を弾性支持する高架橋モデルのCase 1とCase 2では, 1次モードが橋軸直角方向であり, 固有周期は1.16 secと1.18 sec, 刺激係数は40%となった. 2次モードは橋軸方向であり, 固有周期は1.13 secと1.14 sec, 刺激係数は48%であった. 支承部を固定支持する高架橋モデルCase 5とCase 6では, 1次モードが橋軸方向で, 固有周期は1.13 secと1.11 secで, 刺激係数は48%であり, 2次モードが橋軸直角方向で, 固有周期は0.78 secと0.83 sec., 刺激係数は41%であることが確認された. 支承は直角方向に固定になると, 直角方向の振動固有周期が短くなったことも判明した. したがって, 支承の支持条件の違う鋼製橋脚を用いた高架橋モデルでは, 水平方向において第1次モードや第2

表ー4 各高架橋モデル Case の固有周期および刺激係数

モード 次数	Case 1 (或いは Case 3)				Case 2 (或いは Case 4)				原高架橋モデル			
	CR 型橋脚 (弾性支持)				SR 型橋脚 (弾性支持)				RC 型橋脚			
	固有周期 T(sec)	刺激係数 β (%)			固有周期 T(sec)	刺激係数 β (%)			固有周期 T(sec)	刺激係数 β (%)		
		β_x	β_y	β_z		β_x	β_y	β_z		β_x	β_y	β_z
1	1.16	0	40	0	1.18	0	40	0	1.11	42	0	0
2	1.13	48	0	0	1.14	48	0	0	1.01	0	35	0
3	0.59	0	0	0	0.60	0	0	0	0.57	0	0	0
4	0.42	0	0	0	0.43	0	0	0	0.37	0	0	0
5	0.37	0	0	0	0.37	0	0	0	0.34	0	0	0
6	0.32	0	0	1	0.32	0	0	1	0.31	0	0	1
7	0.30	0	8	0	0.30	0	8	0	0.30	0	7	0
8	0.29	0	0	0	0.29	0	0	0	0.28	0	0	0
9	0.26	0	0	33	0.26	0	0	33	0.26	0	0	27
10	0.19	0	0	0	0.19	0	0	0	0.19	0	0	0

モード 次数	Case 5				Case 6				注： β_x :橋軸方向； β_y :橋軸直角方向； β_z :鉛直方向
	CR 型橋脚 (固定支持)				SR 型橋脚 (固定支持)				
	固有周期 T(sec)	刺激係数 β (%)			固有周期 T(sec)	刺激係数 β (%)			
	β_x	β_y	β_z		β_x	β_y	β_z		
1	1.13	48	0	0	1.11	48	0	0	
2	0.78	0	41	0	0.83	0	41	0	
3	0.52	0	0	0	0.53	0	0	0	
4	0.42	0	0	0	0.43	0	0	0	
5	0.37	0	0	0	0.37	0	0	0	
6	0.32	0	0	1	0.32	0	0	1	
7	0.29	0	8	0	0.30	0	8	0	
8	0.28	0	0	0	0.29	0	0	0	
9	0.26	0	0	33	0.26	0	0	33	
10	0.19	0	0	0	0.19	0	0	0	

次モードに対する影響が大きく、高次モードに対する影響はほとんどないことが確認できた。

3.3 解析手法

十字型補剛壁を有する鋼製橋脚の高架橋システムの非線形時刻歴応答解析は TDAPIII を用いて行なった。積分手法は Newmark β 法 ($\beta=0.25$) で、積分時間間隔は 0.001sec である。解析モデルの減衰については、ひずみエネルギー比例型減衰を作成し、式(1)に示した Rayleigh 減衰も考慮した。式中の α と β はそれぞれ、式(2)と式(3)により求めた。

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (1)$$

$$\alpha = \frac{4\pi f_1 f_2 (f_1 h_2 - f_2 h_1)}{f_1^2 - f_2^2} \quad (2)$$

$$\beta = \frac{f_1 h_1 - f_2 h_2}{f_1^2 - f_2^2} \quad (3)$$

ここに、 $[M]$ は全体質量行列、 $[K]$ は全体剛性行列、 f_1 は第 1 基準振動数(Hz)、 f_2 は第 2 基準振動数(Hz)、 h_1 、 h_2 はそれぞれの振動数における減衰定数である。

本研究では、第 1 基準振動数は橋軸方向解析の場合、

橋軸方向の第 1 次固有振動数とし、橋軸直角方向の解析場合、橋軸直角方向の第 1 次固有振動数とした。第 2 基準振動数の選定について、高次モードの振動数領域の減衰定数を過大に評価しないようにするため、橋軸と橋軸直角方向とも 50Hz に固定した。また、 h_1 、 h_2 の値は 0.02 に設定した¹⁶⁾。

4. 動的解析結果

4.1 橋軸方向の動的解析結果と考察

高架橋モデル Case 1 と Case 2 について、橋軸方向に動的解析を行ない、十字型補剛壁を有する鋼製橋脚の非線形動的挙動を調べた。図ー7 は解析結果の一例として、JRT 地震動の NS 成分を受ける場合、各高架橋モデルの橋脚 P1 の基部応答水平力 H と橋脚頂部水平変位 δ の関係および変位の時刻歴応答を示し、同時に耐震安全照査を検討したものである。

図ー7(a) はモデル Case 1 の CR 型橋脚の応答結果および安全照査結果であり、図ー7(b) はモデル Case 2 の SR 型橋脚の応答結果および安全照査結果である。実線は非線形時刻応答変位の解析結果であり、破線は安全照査の限界値である。安全照査は、静的/動的解析照査法により、鋼製橋脚の天端部での最大応答変位が橋脚の pushover

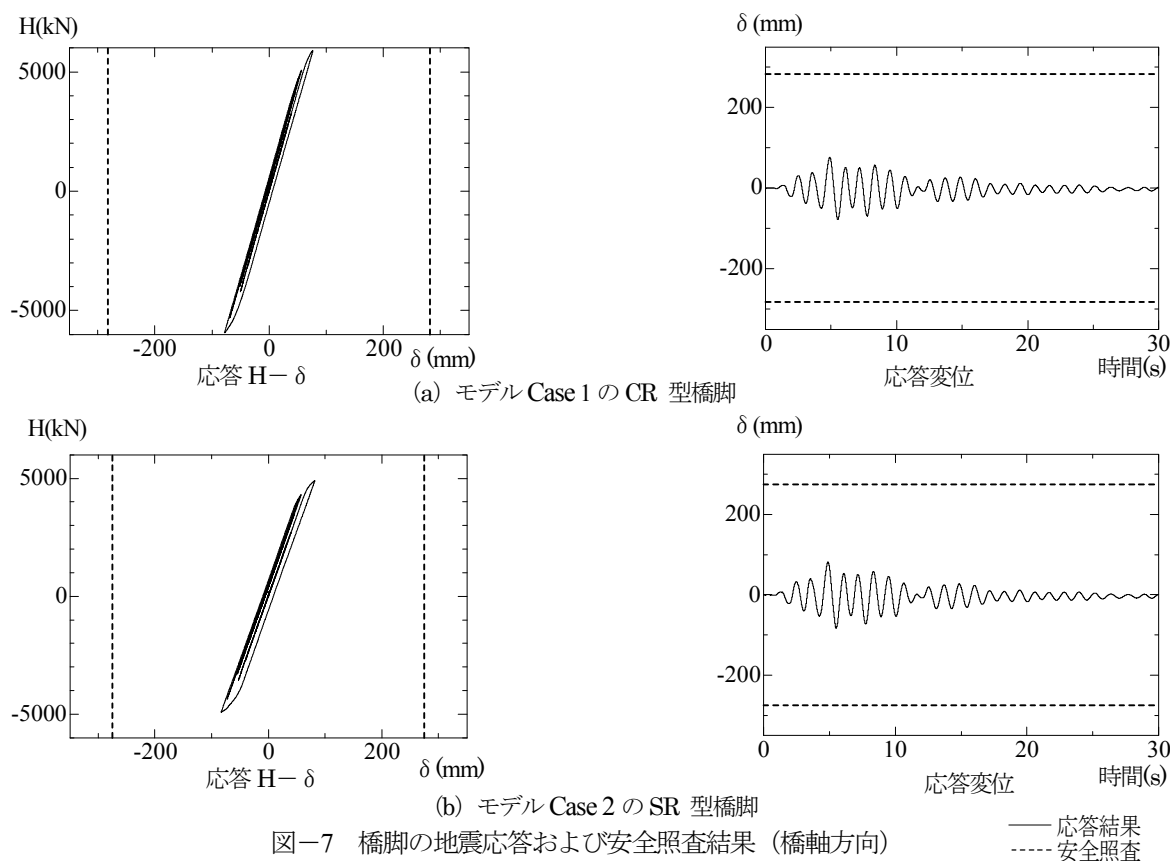


表-5 各モデル Case の橋脚の耐震照査結果（橋軸方向）

		安全性の照査		使用性の照査	
Case 1		P1 (P4) 橋脚	P2 (P3) 橋脚	P1 (P4) 橋脚	P2 (P3) 橋脚
		最大応答変位 δ_{max}	最大応答変位 δ_{max}	残留変位 $\delta_{残留}$	残留変位 $\delta_{残留}$
橋脚形式		CR 型鋼製橋脚			
橋脚の径厚比パラメータ R_t		0.086			
橋脚の終局ひずみ ε_u		0.0306	0.0306	—	
橋脚の終局変位 δ_u (m)		0.282	0.282	—	
橋脚の残留変位 δ_r (m)		—		0.122	0.122
JMA 地震動	NS 成分	0.043 (15.2%)	0.040 (14.2%)	0.000 (0%)	0.000 (0%)
	EW 成分	0.032 (11.3%)	0.029 (10.3%)	0.001 (0.8%)	0.000 (0%)
JRT 地震動	NS 成分	0.077 (27.3%)	0.069 (24.5%)	0.002 (1.6%)	0.000 (0%)
	EW 成分	0.074 (26.2%)	0.064 (22.7%)	0.001 (1%)	0.000 (0%)
KPI 地震動	NS 成分	0.060 (21.3%)	0.055 (19.5%)	0.000 (0%)	0.000 (0%)
	EW 成分	0.063 (22.3%)	0.056 (19.9%)	0.000 (0%)	0.001 (0%)
Case 2		P1 (P4) 橋脚	P2 (P3) 橋脚	P1 (P4) 橋脚	P2 (P3) 橋脚
		最大応答変位 δ_{max}	最大応答変位 δ_{max}	残留変位 $\delta_{残留}$	残留変位 $\delta_{残留}$
橋脚形式		SR 型鋼製橋脚			
橋脚の幅厚比パラメータ R_R		0.60			
橋脚の終局ひずみ ε_u		0.01407	0.01406	—	
橋脚の終局変位 δ_u (m)		0.280	0.275	—	
橋脚の残留変位 δ_r (m)		—		0.122	0.122
JMA 地震動	NS 成分	0.045 (16.1%)	0.041 (14.9%)	0.001 (0.8%)	0.000 (0%)
	EW 成分	0.033 (11.8%)	0.030 (10.9%)	0.001 (0.8%)	0.001 (0.8%)
JRT 地震動	NS 成分	0.082 (29.1%)	0.073 (26.5%)	0.001 (0.8%)	0.002 (1.6%)
	EW 成分	0.078 (27.9%)	0.071 (25.8%)	0.001 (0.8%)	0.001 (0.8%)
KPI 地震動	NS 成分	0.062 (22.1%)	0.057 (20.7%)	0.001 (0.8%)	0.000 (0%)
	EW 成分	0.066 (23.6%)	0.058 (21.0%)	0.000 (0%)	0.001 (0.8%)

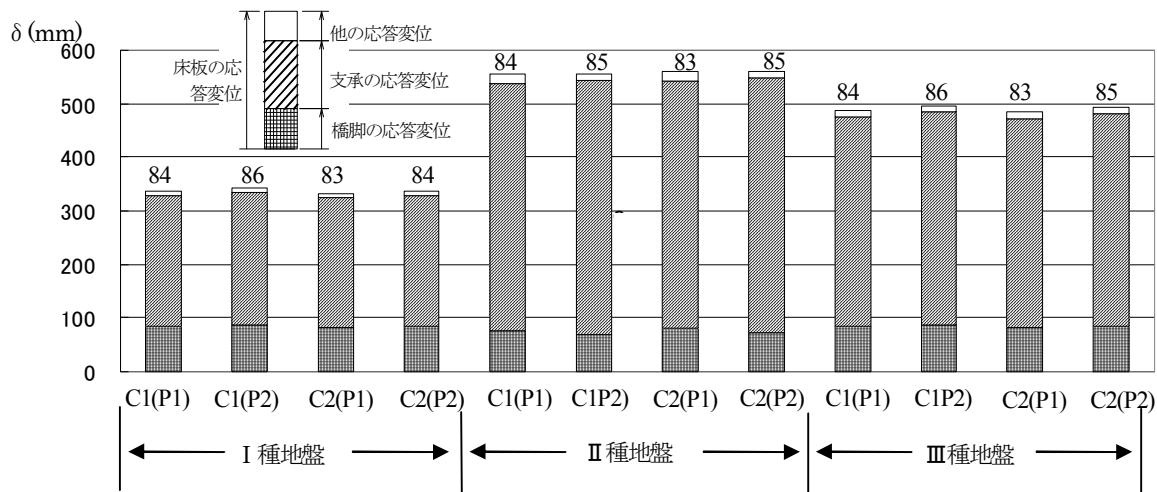


図-9 各橋脚の応答変位の割合(橋軸方向)

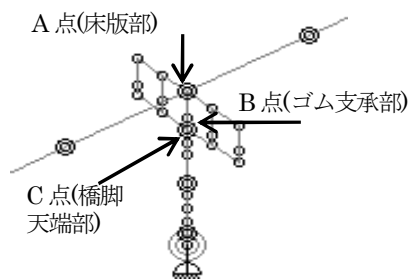


図-8 最大応答変位の調査位置

解析で終局ひずみ（限界値）から得られた終局変位を越えるかどうかで判断した¹⁸⁾。ここでは、鋼製橋脚の安全照査に使用する限界値として、十字型補剛壁を有する円形鋼製橋脚 CR 型では式(4)を、箱型鋼製橋脚 SR 型の場合では式(5)で示される終局ひずみ式を用いた¹⁸⁾。

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.12 \left(1 + 4 \frac{P}{P_y} \right)}{\left(R_t - 0.03 \right)^{1.45} \left(1 + \frac{P}{P_y} \right)^5} + 3.6 \left(1 - \frac{P}{P_y} \right) \quad (4)$$

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.8 \left(1 - \frac{P}{P_y} \right)^{0.94}}{\left(R_f \lambda_s^{0.18} - 0.168 \right)^{1.25}} + 2.78 \left(1 - \frac{P}{P_y} \right)^{0.68} \quad (5)$$

ここに、 R_t は円形鋼製橋脚の径厚比パラメータ、 P/P_y は橋脚の軸力比、 R_f は箱型鋼製橋脚の縦リブ補剛材で補剛したフランジの幅厚比パラメータ、 λ_s は補剛材の細長比パラメータである。

応答結果をみると、十字型補剛壁を有する円形鋼製橋脚 CR 型と箱型断面鋼製橋脚 SR 型の応答変位が小さく、弾性域をわずかに超え、少し塑性域に入っていることがわかる。なお安全照査は満足した。表-5 は、6 波形の地震波に対して実施した2つの Case の耐震性能の安全性と使用性について照査した結果をにまとめて示した。今回、地震波を水平方向に入力したため橋脚の軸力が変動せず、終局ひずみが一定値になっている。また、使用

性の照査については、動的解析による橋脚の残留変位を橋脚高の 1/100 により照査した。表の照査結果より、各モデル Case の橋脚は 3 種類の地盤の 6 地震波に対して、安全性と地震後の使用性の両方とも満足した。

次に、図-8 に示すような橋梁の上部構造と橋脚部分で、橋脚の直上の床版部の A 点、橋脚上のゴム支承部の B 点および橋脚天端部の C 点の位置において、橋脚と支承などの下部工の応答変位の割合を調べた。高架橋モデル Case 1 の橋脚 P1 と P2 および Case 2 の橋脚 P1 と P2 の応答変位を取り出して示したのが図-9 である。

図-9 には、I 種地盤においては JMA 地震動を受ける場合の、II 種地盤においては JRT 地震動を受ける場合の、III 種地盤においては KPI 地震動を受ける場合の、橋脚と支承およびその他の最大応答変位の割合を橋脚ごとに示した。なお、P1 は図-1 に示した橋脚 P1 の位置、P2 は橋脚 P2 の位置を表す。また、図-9 の挿入図に示すように床版の応答変位全体と橋脚、支承部の変位の占める割合であり、図中の数値は床版の応答変位に対するゴム支承の応答変位の割合(%)を表している。

図-9 の応答結果より、6 地震波形に対して橋脚の応答変位の割合が小さく、ゴム支承の応答変位の割合が 80%以上占めていることが明らかになった。これは、表-5 で示した橋脚の照査が全て安全な結果の一つの理由であると考えられる。また、各モデル Case の橋脚 P1 と P2 の応答変位の割合には小さなばらつきがあり、ゴム支承が分散構造としてよく働いたことが考えられる。

4.2 橋軸直角方向の動的解析結果と考察

橋軸直角方向に高架橋モデル Case 3 ~ Case 6 の動的解析を行った。一例として、JRT 地震動の NS 成分を受ける場合、各高架橋モデルの橋脚 P2 の基部応答水平力 H と橋脚頂部水平変位 δ の関係と変位の時刻歴応答および耐震安全照査を検討したものが図-10 である。

図-10(a)はモデル Case 3 の CR 型橋脚、図-10(b)はモデル Case 4 の SR 型橋脚、図-10(c)はモデル Case 5 の CR

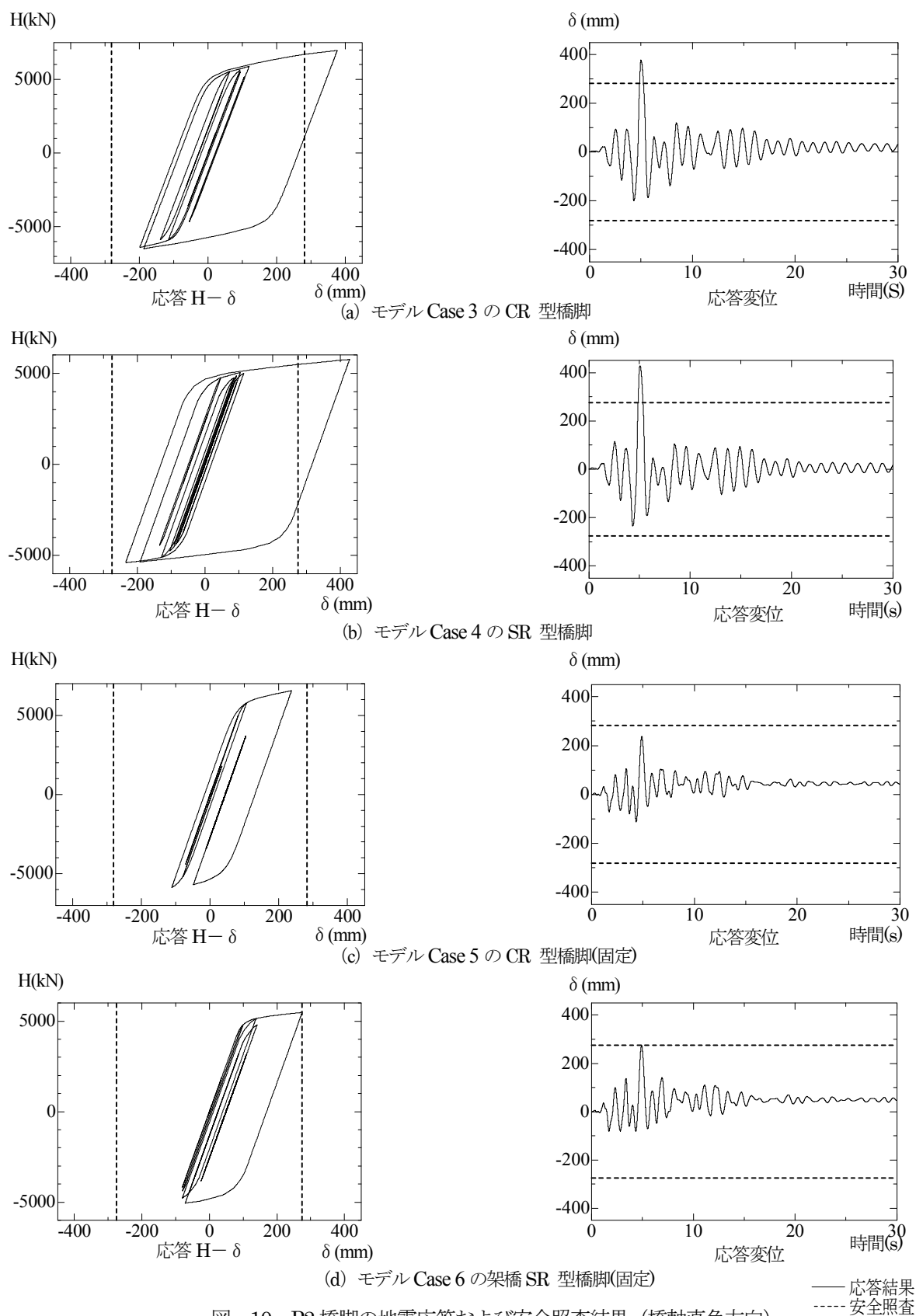


図-10 P2 橋脚の地震応答および安全照査結果（橋軸直角方向）

型橋脚，図-10(d)はモデル Case 6 の SR 型橋脚それぞれの直角方向応答変位および安全照査結果である。なお，モデル Case 5 とモデル Case 6 橋軸直角方向の支持条件は固定とした。実線は地震応答であり，破線は耐震安全照

査の限界値である。

図-10 の結果を見ると，Case 3 と Case 4 の鋼製橋脚の応答変位が耐震安全照査の限界値を越えていることがわかった。それに対して，モデル Case 5 とモデル Case 6

表-6 各 Case モデルでの橋脚の耐震性能照査 (橋軸直角方向)

		安全性の照査		使用性の照査	
Case 3		P1 (P4) 橋脚	P2 (P3) 橋脚	P1 (P4) 橋脚	P2 (P3) 橋脚
		最大応答変位 $\delta_{\max}$	最大応答変位 $\delta_{\max}$	残留変位 $\delta_{\text{残留}}$	残留変位 $\delta_{\text{残留}}$
橋脚形式		CR 型鋼製橋脚(支承弾性支持)			
橋脚の径厚比パラメータ R_t		0.086			
橋脚の終局ひずみ ε_u		0.0306		—	
橋脚の終局変位 δ_u (m)		0.282		—	
橋脚の残留変位 δ_r (m)		—		0.122	
JMA 地震動	NS 成分	0.070 (24.8%)	0.143 (50.8%)	0.050 (41.0%)	0.022 (18.0%)
	EW 成分	0.053 (18.8%)	0.084 (29.8%)	0.001 (0.8%)	0.001 (0.8%)
JRT 地震動	NS 成分	0.182 (64.5%)	0.377 (133.7%, ×)	0.033 (27.0%)	0.032 (26.2%)
	EW 成分	0.102 (36.2%)	0.260 (92.2%)	0.006 (4.9%)	0.003 (2.5%)
KPI 地震動	NS 成分	0.103 (36.5%)	0.231 (81.9%)	0.001 (0.8%)	0.039 (32.0%)
	EW 成分	0.116 (41.1%)	0.271 (96.1%)	0.008 (6.6%)	0.009 (7.4%)
Case 4		P1 (P4) 橋脚	P2 (P3) 橋脚	P1 (P4) 橋脚	P2 (P3) 橋脚
		最大応答変位 $\delta_{\max}$	最大応答変位 $\delta_{\max}$	残留変位 $\delta_{\text{残留}}$	残留変位 $\delta_{\text{残留}}$
橋脚形式		SR 型鋼製橋脚(支承弾性支持)			
橋脚の幅厚比パラメータ R_R		0.60			
橋脚の終局ひずみ ε_u		0.01407	0.01406	—	
橋脚の終局変位 δ_u (m)		0.280	0.275	—	
橋脚の残留変位 δ_r (m)		—		0.122	
JMA 地震動	NS 成分	0.071 (25.4%)	0.142 (51.6%)	0.004 (3.3%)	0.012 (9.8%)
	EW 成分	0.056 (20.0%)	0.090 (32.7%)	0.001 (0.8%)	0.003 (2.7%)
JRT 地震動	NS 成分	0.217 (77.5%)	0.428 (155.6%, ×)	0.027 (22.1%)	0.018 (14.8%)
	EW 成分	0.136 (48.6%)	0.259 (94.2%)	0.013 (10.7%)	0.009 (7.4%)
KPI 地震動	NS 成分	0.120 (42.9%)	0.253 (92.0%)	0.001 (0.8%)	0.066 (54.1%)
	EW 成分	0.138 (49.3%)	0.306 (111.3%, ×)	0.014 (11.5%)	0.027 (22.1%)
Case 5		P1 (P4) 橋脚	P2 (P3) 橋脚	P1 (P4) 橋脚	P2 (P3) 橋脚
		最大応答変位 $\delta_{\max}$	最大応答変位 $\delta_{\max}$	残留変位 $\delta_{\text{残留}}$	残留変位 $\delta_{\text{残留}}$
橋脚形式		CR 型鋼製橋脚(橋軸直角方向固定)			
橋脚の径厚比パラメータ R_t		0.086			
橋脚の終局ひずみ ε_u		0.0306		—	
橋脚の終局変位 δ_u (m)		0.282		—	
橋脚の残留変位 δ_r (m)		—		0.122	
JMA 地震動	NS 成分	0.138 (48.9%)	0.248 (87.9%)	0.024 (19.7%)	0.036 (29.5%)
	EW 成分	0.108 (38.3%)	0.199 (70.6%)	0.022 (18.0%)	0.038 (31.1%)
JRT 地震動	NS 成分	0.144 (51.1%)	0.237 (84.0%)	0.029 (23.8%)	0.042 (34.4%)
	EW 成分	0.075 (26.6%)	0.129 (45.7%)	0.003 (2.5%)	0.009 (7.4%)
KPI 地震動	NS 成分	0.116 (41.1%)	0.188 (66.7%)	0.008 (6.6%)	0.013 (10.7%)
	EW 成分	0.097 (34.4%)	0.167 (59.2%)	0.004 (3.3%)	0.010 (8.2%)
Case 6		P1 (P4) 橋脚	P2 (P3) 橋脚	P1 (P4) 橋脚	P2 (P3) 橋脚
		最大応答変位 $\delta_{\max}$	最大応答変位 $\delta_{\max}$	残留変位 $\delta_{\text{残留}}$	残留変位 $\delta_{\text{残留}}$
橋脚形式		SR 型鋼製橋脚 (橋軸直角方向固定)			
橋脚の幅厚比パラメータ R_R		0.60			
橋脚の終局ひずみ ε_u		0.01407	0.01406	—	
橋脚の終局変位 δ_u (m)		0.280	0.275	—	
橋脚の残留変位 δ_r (m)		—		0.122	
JMA 地震動	NS 成分	0.142 (50.7%)	0.258 (93.8%)	0.027 (22.1%)	0.040 (32.8%)
	EW 成分	0.108 (38.6%)	0.194 (70.5%)	0.017 (13.9%)	0.031 (25.4%)
JRT 地震動	NS 成分	0.170 (60.7%)	0.275 (100%)	0.031 (25.4%)	0.046 (37.7%)
	EW 成分	0.090 (32.1%)	0.162 (58.9%)	0.006 (4.9%)	0.014 (11.5%)
KPI 地震動	NS 成分	0.122 (43.6%)	0.203 (73.8%)	0.022 (18.0%)	0.037 (30.3%)
	EW 成分	0.115 (41.1%)	0.195 (70.9%)	0.024 (19.7%)	0.041 (33.6%)

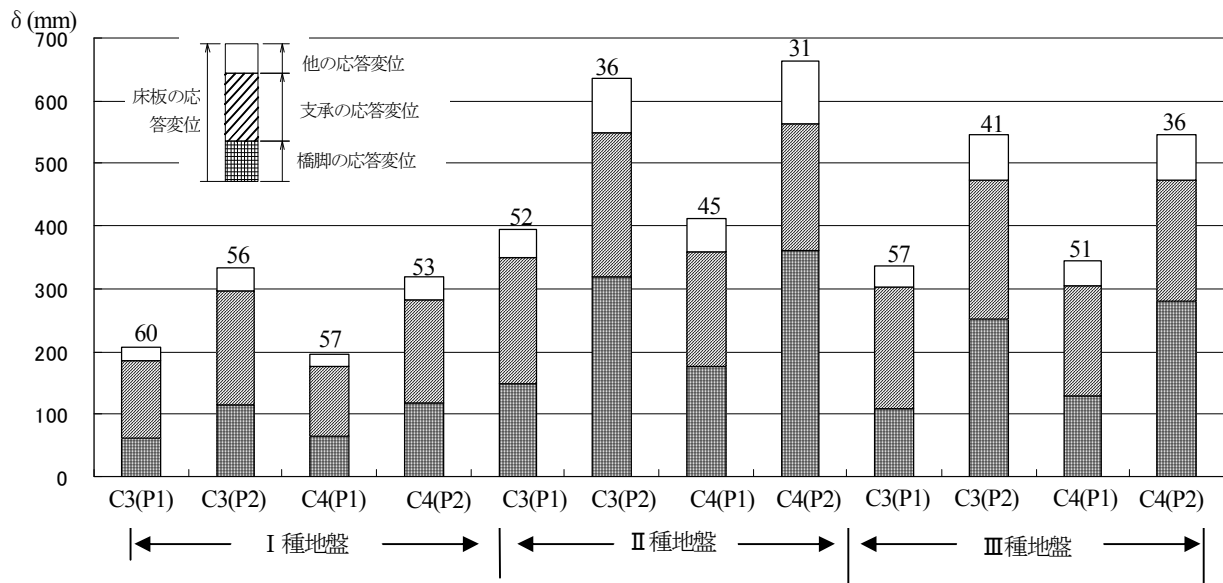


図-11 各橋脚の応答変位の割合(橋軸直角方向)

の鋼製橋脚の場合、応答変位が耐震安全照査の限界値を越えていないことがわかる。Case 3 と Case 5, Case 4 および Case 6 の橋脚の形状は同じであることから、橋軸直角方向の支承条件の相違が、地震応答の変位挙動と耐震安全照査の結果に大きく影響したと考えられる。

橋軸方向の照査と同様な方法で、モデル Case 3 ～ Case 6 の鋼製橋脚の耐震性能(安全性と使用性)の照査を検討した結果を表-6 にまとめて示した。表の結果からわかるように、3 種類の地盤の計 6 地震波に対して、全ての橋脚は地震後の使用性を満足していた。一方、安全性の照査結果については、Case 5 と Case 6 の鋼製橋脚で満足したが、Case 3 と Case 4 の鋼製橋脚ではいくつか満足しなかった。

本解析モデルでは、各モデル Case の鋼製橋脚の地震応答変位および照査結果により、水平分散構造の高架橋に十字型補剛壁を有する鋼製橋脚を用いた場合、支承は橋軸方向に弾性支持し、橋軸直角方向は固定した方がよいと思われる。

橋軸直角方向に弾性支持の場合、鋼製橋脚の最大応答変位が大きくなった原因を明らかにするため、モデル Case 3 と Case 4 により橋脚と支承などの下部工の応答変位の割合を調べ、その結果を図-11 に示した。図には、高架橋モデル Case 3 と Case 4 を対象に、I 種地盤において JMA 地震動を受ける場合の橋脚と支承およびその他の最大応答変位の割合、II 種地盤において JRT 地震動を受ける場合の橋脚と支承およびその他の最大応答変位の割合、III 種地盤において KPI 地震動を受ける場合の橋脚と支承およびその他の最大応答変位の割合を橋脚ごとに示した。なお、図中の数値は床版の応答変位に対して、ゴム支承の応答変位の割合(%)を表している。

最大の応答変位の割合を見てみると、I 種地盤の地震

動に対して鋼製橋脚上のゴム支承の最大応答変位の割合が 50%以上を占めており、この場合、橋脚の耐震照査により安全であることが表-6 よりわかった。しかしながら、II 種地盤およびIII 種地盤の地震動に対して、高架橋モデル Case 3 と Case 4 の P2 位置にある鋼製橋脚上のゴム支承の最大応答変位の割合は 45%未満であった。これは、橋軸直角方向の高架橋の上部構造の剛性が橋軸方向の剛性より小さいため、高架橋の上部構造および橋脚の剛性がゴム支承の剛性と同様であり、橋脚の応答変位の割合が大きくなった原因のひとつと考えられる。なお、設定した鋼製橋脚の橋軸直角方向の剛性不足が安全性に影響したのかどうかについては、モデル化を含め今後の検討課題としたい。

5. 結 論

本研究で得られた結果をまとめると以下のようである。

- 1) 支承の支持条件の違う鋼製橋脚を用いた本高架橋モデルでは、固有値解析の結果により水平方向において第 1 次モードや第 2 次モードに対する影響が大きく、高次モードに対する影響はほとんどないことが確認できた。
- 2) 橋軸方向の橋梁システム全体の動的解析の結果より、十字型補剛壁を有する鋼製橋脚の応答変位と耐震安全照査を調べると、橋脚が少し塑性域に入っていることが確認された。耐震照査により、橋脚は安全性と地震後の使用性を満足し、応答変位が終局変位と残留変位の限界値に対して余裕があった。また、橋軸直角方向の橋梁システムの動的解析の結果より、鋼製橋脚の応答挙動は橋軸直角方向に固定した

場合に比べ、弾性支持した場合の方が塑性域に入る割合が大きくなった。耐震照査より、全ての橋脚は地震後の使用性を満足した。安全性については、橋軸直角方向に固定した鋼製橋脚の安全照査は満足したが、弾性支持の安全照査はいくつか満足しなかった。

- 3) 橋軸方向に地震動入力をした場合、各 Case の橋脚 P1 と P2 の応答変位の割合のばらつきは小さく、ゴム支承が水平力分散構造としてよく機能したことが明らかになった。
- 4) 本解析モデルでは、橋軸直角方向に地震動入力をした場合、十字型補剛壁を有する鋼製橋脚を水平分散構造の高架橋として用いる場合、支承は橋軸方向に弾性支持し、橋軸直角方向を固定した方がよいと考えられる。

本研究では高架橋システムの耐震性能照査を行ったが、使用した鋼製橋脚の諸元設定、基礎形式の検討および他の入力地震波での検討が必要であり、今後の課題と考えている。

参考文献

- 1) 山田 善一：大地震と橋梁の耐震・免震，橋梁と基礎，p.4-5, 1996.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編，V 耐震設計編，2002.
- 3) 土木学会・JSSC：橋梁システムの動的解析と耐震性，土木学会鋼構造委員会・鋼構造物の耐震検討小委員会，日本鋼構造協会次世代土木鋼構造特別委員会・橋梁システムと耐震性小委員会，2000.
- 4) 宇佐美勉：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン，社団法人日本鋼構造協会，2006.
- 5) 梶田幸秀，渡邊英一，杉浦邦征，丸山忠明，永田和寿：鋼製支承の破損を考慮した連続高架橋の地震応答性状と落橋防止装置の有効性の検討，構造工学論文集，Vol.45A, pp.903-914, 1999.
- 6) 原田隆典，野中哲也：横ずれ断層近傍における連続高架橋の地震応答特性，構造工学論文集，Vol.47A, pp.843-849, 2001.
- 7) 松村新也，原岡雅史，岩坪要，山尾敏孝：十字型補剛壁を有する鋼製橋脚の耐震性能に関する研究，構造工学論文集，Vol.47A, pp.809-818, 2001.
- 8) Shinya Matsumura, Toshitaka Yamao, Masashi Haraoka, Kaname Iwatsubo: Cyclic Behavior and Ductility of Steel Box Cross-Section Bridge Piers, The First International Conference on Steel & Composite Structures, Vol.2, pp.1597-1604, 2001.
- 9) 松村 新也，山尾 敏孝，平八重 正嗣，津曲 志郎，王占飛：十字型補剛壁を有する鋼製円形橋脚の繰返し挙動特性，応用力学論文集，Vol.6, pp. 623-633, 2003.
- 10) T. Yamao, K. Iwatsubo, T. Yamamuro, M. Ogushi, S. Matsumura: Steel bridge piers with inner cruciform plates under cyclic loading, Thin-Walled Structures, Vol.40-2, pp.183-197, 2002.
- 11) 王占飛，山尾敏孝，松村新也：補剛形式を変化させた円形鋼製橋脚の変形能と最大強度に関する解析的検討，鋼構造論文集，第 13 巻第 51 号，pp.17-28, 2006.
- 12) 王占飛，山尾敏孝，石井善太：終局ひずみを用いた十字型補剛円形鋼製橋脚の耐震照査法の検討，構造工学論文集，Vol.51A, pp. 781-790, 2005.
- 13) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1996.
- 14) アーク情報システム：TDAPIII 使用手引書 バージョン 2.13, 2005.
- 15) 土木学会：鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化，2000.
- 16) 土木学会：橋の動的耐震設計，土木学会・地震工委員会動的耐震設計法に関する研究小委員会，2003.
- 17) JSSC：土木鋼構造物の動的耐震性能照査法と耐震性向上策，日本鋼構造協会鋼橋の性能照査型耐震設計法検討絵委員会，2003.
- 18) 王占飛：十字型補剛壁を有する鋼製橋脚の耐震性能照査法の検討，博士学位論文，熊本大学，2007.

(2009 年 9 月 24 日受付)