

ハイダクティリティー鋼製橋脚の提案

～ハイブリッド地震応答実験による検証～

名古屋大学 ○渡辺 孝一* 宇佐美 勉** 金田一 智章*** 鈴木 森晶****
日本橋梁建設協会 岡本 隆***** 池田 茂*****

補剛箱形断面鋼製橋脚の耐震性能を支配する主要力学的パラメータは幅厚比パラメータ R_f 、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ 、補剛材剛比 γ 、補剛材細長比 $\bar{\lambda}_s$ が挙げられる。本研究は、過去の実験成果を踏まえ、従来の鋼製橋脚よりも高い耐震性能（ハイダクティリティー）を発揮する鋼製橋脚の設計法を提案し、その有効性をハイブリッド地震応答実験によって実証したものである。具体的には幅厚比および補剛材細長比をある値以下に制限し、補剛材剛度を高めることによって構成補剛板の局部座屈の発生を遅らせ、ダクティリティーの大きな橋脚を設計しようとするものである。上記の考えで設計製作した鋼製橋脚モデルを兵庫県南部地震の観測地震波を用いたハイブリッド地震応答実験を行い、鋼製橋脚の耐震性能の確認を行った。

1. 緒言

兵庫県南部地震による被害を踏まえ、鋼製橋脚の耐震性能向上の有効な手段として鋼製橋脚にコンクリートを部分的に充填する方法が著者らによって提案され¹⁾、具体的な設計法の提示もなされている²⁾。

本研究ではコンクリートを充填することなく、鋼部材のみで橋脚の耐震性能を向上させるための方策³⁾の提案を行う。

本提案に基づき設計された補剛箱形断面鋼製橋脚モデルに、兵庫県南部地震観測地震波およびそれを増幅した地震波を用いてハイブリッド地震応答実験を行い、その耐震性能を実験的に確認し、提案橋脚のハイダクティリティー性を実証する。

2. ハイダクティリティー鋼製橋脚の設計思想

鋼製橋脚の強度と変形能は種々のパラメータの影響を受けるが、ここでは単柱式の補剛箱形断面鋼製橋脚に対して、ハイダクティリティーを得るための

鋼製橋脚の設計条件を提案する³⁾。すなわち、現行の道路橋示方書に対して、フランジの幅厚比パラメータ R_f 、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ 、補剛材剛比 γ/γ^* および補剛材の細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ に以下のような制限を加える。

$$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}} \leq 0.35 \quad (1)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{2h}{r} \cdot \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \leq 0.35 \quad (2)$$

$$\gamma/\gamma^* \geq 3.0 \quad (3)$$

$$\bar{\lambda}_s = \frac{1}{\sqrt{Q}} \frac{a}{r_s} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_{ys}}{E}} \leq 0.2 \quad (4)$$

ただし、

$$Q = \frac{1}{2R_f} [\beta - \sqrt{\beta^2 - 4R_f}] \leq 1.0 \quad (5)$$

$$\beta = 1.33R_f + 0.868 \quad (6)$$

ここで、 b = フランジ板幅、 t = フランジ板厚、 σ_y = 板パネルの降伏応力、 σ_{ys} = 補剛材の降伏応力、 E = 弾性係数、 μ = ポアソン比、 $k = 4n^2$ = 板の座屈係数、 n = 補剛材で囲まれたサブパネル数、 h = 柱長、 r = 鋼断面の断面2次半径である。

なお、補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ は、フランジ補剛板のアスペクト比 $\alpha = l_d/b$ (Fig.1参照) が 0.5 以下で式 (1),(3) の条件を満たすときは、式 (4) の条件、すなわち $\bar{\lambda}_s \leq 0.2$ を満たす²⁾。

このような制限を設けて設計した補剛箱形断面鋼製橋脚では、橋脚基部の局部座屈の発生・進展が遅らされ、また P- Δ 効果が抑制されるため、優れた耐震性能を発揮する³⁾

キーワード：鋼製橋脚、ダクティリティー、ハイブリッド地震応答実験

* 名古屋大学大学院博士課程 (前期課程) 在学、052-789-4617

** 名古屋大学大学院工学研究科教授、052-789-4617

*** 名古屋大学工学部土木工学科在学、052-789-4617

**** 名古屋大学大学院工学研究科助手、052-789-4617

***** 日本橋梁建設協会、03-3561-5225

Table 1 Measured Dimensions

No.	Specimen	l_d (mm)	α	γ/γ^*	$\bar{\lambda}_s$	$\bar{\lambda}$	R_f	H_y (kN)	δ_y (mm)
1	S2-35-35-M[05]	164	0.5	3.36	0.196	0.362	0.353	100	7.08
2	S2-35-35-T[05]	164	0.5	3.39	0.196	0.362	0.355	100	7.07
3	S2-35-35-H[05](JMA)	164	0.5	3.40	0.196	0.362	0.355	100	7.07
	S2-35-35-H[05](JRT)-2							103	7.54
4	S2-35-35-H[05](JMA)L	164	0.5	3.37	0.196	0.362	0.354	100	7.07
	S2-35-35-H[05](HKB)L-2							106	7.52
5	S2-35-35-H[05](HKB)	164	0.5	3.37	0.196	0.363	0.354	105	7.47
	S2-35-35-H[05](JRT)L-2							103	7.12
6+	S2-35-35-H[10](JMA)	328	1.0	0.79	0.391	0.362	0.353	104	7.08
	S2-35-35-H[10](JRT)-2							103	7.41
	S2-35-35-H[10](JMA)L-3							101	7.65
	S2-35-35-H[10](JRT)L-4							103	7.91
7	S2-35-35-H-HS[05](JMA)	164	0.5	3.35	0.203	0.374	0.366	107	7.58
	S2-35-35-H-HS[05](JRT)-2							110	7.92
	S2-35-35-H-HS[05](JMA)L-3							107	7.77
	S2-35-35-H-HS[05](JRT)L-4							110	8.34
Note	$L = 1554$ (mm), $h = 1388$ (mm), $B = 346$ (mm), $D = 211$ (mm) $t = t_s = 6.1$ (mm), $b_s = 34.0$ (mm), $\alpha = l_d/b$ + = Not designed in accordance with the conditions of high ductility.								

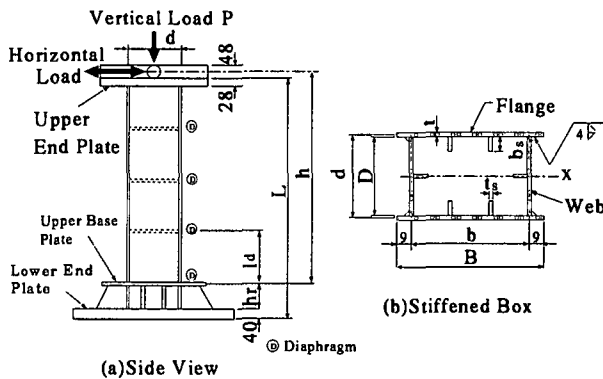


Fig.1 Test Specimen

さらに、同一設計条件の基で縦補剛材の鋼種を板パネルより高強度のものにし、補剛材の降伏を遅らせた、いわゆるハイブリッド補剛箱形断面鋼製橋脚はさらに耐震性能が向上する⁴⁾。

3. 実験概要

(1) 実験供試体

同一寸法の片持ち柱鋼製橋脚モデルを、7体製作した。供試体の概念図を Fig.1, 実寸寸法を Table 1 に示す。製作には板厚 6.0mm の SS400 材を用いた。ただし、No.6 の供試体はダイヤフラム間隔が他の供試体の倍であり、また No.7 の供試体は縦方向剛材に SM570 材を用いたハイブリッド補剛断面供試体である。Table 2 に製作に使用した鋼板から切り出した JIS 1A 号試験片による引張試験結果を示す。

Table 2 Material Properties

σ_y	E	ϵ_y	E_{st}	ϵ_{st}	σ_{st}	δ_{el}	μ
Specimen : No.1~6							
300	218	0.137	3.57	1.77	454	26.8	0.281
Specimen : No.7							
317	216	0.147	4.51	1.65	483	31.6	0.281
Longitudinal Stiffeners for No.7 Specimen							
586	106	0.551	4.98	4.46	737	22.7	0.369
Notation and Unit	σ_y = Yield Stress (Mpa) E = Young's Modulus (GPa) ϵ_y = Yield Strain (%) E_{st} = Strain-Hardening Modulus (GPa) ϵ_{st} = Strain at Onset of Strain-Hardening (%) δ_{el} = Elongation (%) μ = Poisson's Ratio						

Table 1 に示した供試体名は、供試体が持つ力学的パラメータと、その供試体に対して行った実験の種類、およびハイブリッド実験においての入力地震波が何であるかが分かるように付けられている。初めに付く S2 は補剛箱形断面鋼製橋脚を意味し、次に続く 2 桁の数値は順に幅厚比パラメータ、細長比パラメータの設計時の値をそれぞれ 100 倍した値を示している。更に続く M は単調載荷試験、T は変動変位振幅の繰り返し載荷試験 (各変位の繰り返し数 $n = 1$)、H はハイブリッド実験を示し、[05],[10] は供試体のアスペクト比 ($\alpha = l_d/b$) がそれぞれ 0.5, 1.0 であることを示す。-HS は、縦補剛材に高強度の鋼材を使用した供試体の略称である。小括弧内の JMA, JRT, HKB と、それに続く L はハイブリッド実験における入力

地震波の略称であり、詳細は後に示す。供試体名最後の -2,-3,-4 は同一供試体の実験回数を示している。

実験供試体は、フランジ板幅厚比パラメータ $R_f = 0.35$ 、細長比パラメータ $\lambda = 0.35$ に統一されている。これらを設計条件の違いで大別するとアスペクト比 $\alpha = 0.5$ で補剛材剛比 $\gamma/\gamma^* = 3.0$ の No.3,4 および No.5 の供試体、 $\alpha = 1.0$ で $\gamma/\gamma^* = 0.7$ の No.6 供試体、さらに $\alpha = 0.5$ 、 $\gamma/\gamma^* = 3.0$ でハイブリッド補剛の No.7 供試体の三種に分けられる。これらの供試体内、No.6 を除く供試体がハイダクティリティーの設計条件を満足する。

(2) 入力地震波

本研究では、兵庫県南部地震で観測された地震波の内、I 種地盤用として神戸海洋気象台 (以下 JMA)、II 種地盤用として JR 鷹取警報地震計⁵⁾(以下 JR-Takatori または JRT)、III 種地盤用として東神戸大橋 (以下 Higashi-Kobe または HKB) の観測地震波を入力してハイブリッド実験および解析を行った。

さらに、各地震波に対し加速度を線形的に 1.5 倍して得られる地震波を作成した。これらを各地盤種の地震波に対して増幅地震波として定義し、各供試体名称に添字 -L として表記する。

(3) 実験方法

Table 3 にハイブリッド実験から得られた、各供試体の荷重順序、軸力比 (P/P_y) および想定実橋脚 (相似比 $S=8$ を仮定) の固有周期 (T)、降伏水平荷重 H_y および降伏水平変位 δ_y を示す。固有周期は λ が一定であるため全供試体でほぼ一定の 0.9 秒前後である。後述のように、このような橋脚は JR-Takatori 地震波に対して非常に大きな応答を示す。軸力比および降伏水平荷重は文献²⁾の方法で求め、 δ_y は H_y に対する水平変位で、せん断変形の影響も考えてある。 δ_{max} , δ_R , $\sum E$ はそれぞれ実験における最大応答変位、残留変位、履歴吸収エネルギーである。ハイブリッド実験は文献⁶⁾の実験手法の内、実験手法 2 (相似モデル解析型手法) を用い、減衰定数は $\xi = 0.05$ を用いた。

4. 実験結果および考察

(1) 準静的実験結果

Fig.2 に変動変位振幅の準静的実験 (No.2 供試体) による履歴曲線の包絡線 ($n=1$) を、単調荷重実験 (No.1) 結果と比較して示す。単調荷重実験結果 ($n=0$) に着目すると、最大荷重時で $H_{max}/H_y \simeq 1.7$ の耐力を発揮し、変形が $10\delta_y$ 付近に達するまで耐力の低

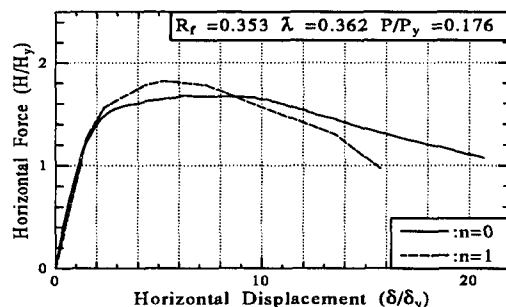


Fig.2 Comparison between Cyclic($n=1$) and Monotonic Tests($n=0$)

下はない。

繰り返し荷重実験結果は、最大荷重が単調荷重実験に対し 9%ほど大きくなっている。これは繰り返しひずみ硬化 (Cyclic Strain-hardening)⁷⁾の影響であると思われる。繰り返し荷重の影響は最大荷重以後の挙動に現れ、繰り返し実験の包絡線は、最大荷重に達した後の荷重低下が単調荷重実験に比較して急である。

(2) ハイブリッド地震応答実験結果

Fig.3, Fig.4 および Fig.5 に 3 種類の供試体に各供試体について JMA, JR-Takatori および Higashi-Kobe の地震波を入力した場合のハイブリッド地震応答実験結果を示す。

Fig.3 の JMA について、(a) No.6, (b) No.3, および (c) No.7 の地震応答に大きな違いは見られず、最大応答付近で耐力の低下も見られない。JMA による橋脚の損傷は橋脚の耐力保持という点ではアスペクト比 $\alpha = 1.0$ の No.6 でも問題は生じない。

Fig.4 の JR-Takatori では、地震波の最大加速度が 641gal と JMA の最大加速度 818gal より小さいが、各供試体について応答に大きな違いが見られる。

アスペクト比 $\alpha = 1.0$ の供試体 No.6 では地震開始後 5.8 秒付近で最大応答 $\delta_{max}/\delta_y = 9.41$ を示し、その後、劣化が生じている。このため残留変位も $\delta_R/\delta_y = 3.42$ と大きい。これに対し $\alpha = 0.5$ の No.3 では、最大応答時での耐力低下は見られず、残留変位も $\delta_R/\delta_y = 3.11$ と No.6 に対し 10% 小さく抑えられている。さらにハイブリッド補剛断面の No.7 では、最大応答時で耐力低下は全く見られず、残留変位は $\delta_R/\delta_y = 2.45$ となり、No.5 に対して 30% 程度小さく抑えることが出来ている。つまり JR-Takatori のような固有周期 1 秒前後の橋脚に大きな応答を生じさせるような地震波に対して、ハイダクティリティー

Table 3 Results of Pseudodynamic Tests

No.	Specimen	G.T	$\frac{P}{P_y}$	T (sec)	E_e (kN · cm)	$\frac{\delta_R}{\delta_y}$	$\frac{\delta_{max}}{\delta_y}$	$\frac{\sum E}{E_e}$
3	S2-35-35-H[05](JMA)	I	0.176	0.962	35.3	1.14	3.84	33.4
	S2-35-35-H[05](JRT)L-2	II	0.153	0.914	38.8	3.11	9.02	90.4
4	S2-35-35-H[05](JMA)L	I	0.176	0.962	35.5	0.65	4.43	80.0
	S2-35-35-H[05](HKB)L-2	III	0.131	0.835	39.8	2.81	5.90	28.3
5	S2-35-35-H[05](HKB)	III	0.131	0.833	39.4	1.27	3.16	12.9
	S2-35-35-H[05](JRT)L-2	II	0.153	0.888	36.6	7.07	13.74	191.3
6	S2-35-35-H[10](JMA)	I	0.176	0.963	36.7	1.51	4.05	32.7
	S2-35-35-H[10](JRT)-2	II	0.153	0.906	38.3	3.42	9.41	91.8
	S2-35-35-H[10](JMA)L-3	I	0.176	1.000	38.4	1.20	4.45	60.3
	S2-35-35-H[10](JRT)L-4	II	0.153	0.937	40.9	4.31	9.28	157.1
7	S2-35-35-H-HS[05](JMA)	I	0.176	0.994	40.4	1.22	4.12	30.5
	S2-35-35-H-HS[05](JRT)-2	II	0.153	0.937	43.4	2.45	8.63	90.7
	S2-35-35-H-HS[05](JMA)L-3	I	0.176	1.007	41.4	1.86	5.41	60.8
	S2-35-35-H-HS[05](JRT)L-4	II	0.153	0.961	45.7	2.84	10.61	172.5
Note		G.T = Ground Type, $E_e = H_y \cdot \delta_y / 2$						

鋼製橋脚の耐震性能が発揮されることが言える。それに対してアスペクト比 $\alpha = 1.0$ の No.6 は、耐力の劣化が生じており、JR-Takatori に対しては損傷が大きい橋脚であると言える。

Fig.5の Higashi-Kobe に関しては、JMA と同様に最大耐力に達しておらず、残留変位も比較的小さく、従って橋脚の損傷も小さい。

(3) 増幅地震波に対するハイブリッド実験結果

Fig.6, Fig.7 および Fig.8 に今回作成した増幅地震波入力によるハイブリッド地震応答実験結果を示す。ただし、No.6 供試体は増幅前の地震波により、既にかかなりの損傷を受けているため、この供試体に対する考察は定性的なものである。

Fig.6(b) について、供試体 No.4 は損傷のない状態で実験を行っており、Fig.3(b) の No.3 と比較すると、増幅地震波を入力することで最大応答は 12% 大きくなっている。しかし残留変位は逆に元の地震波の 57% と、小さく抑えられている。No.6 と No.7 はそれぞれ過去に 2 種類の増幅前の地震波を入力した後の供試体であり、これらの実験結果を比較する。双方ともに最大応答での耐力の劣化は見られないが、残留変位は No.7 の方が大きな値となった。

Fig.7 の JR-Takatori の増幅地震波では、No.5 で $\delta_{max}/\delta_y = 13.74$ と非常に大きな応答を示し、最大耐力を過ぎ劣化が生じている。No.6 では地震開始 5.8 秒で最大応答 $\delta_{max}/\delta_y = 9.28$ を生じ、その後耐力が降伏水平変位 H_y まで低下している。それに対し、No.7 は最大応答 $\delta_{max}/\delta_y = 10.61$ に対しても、耐力の劣化は生ぜず、しかも残留変位もかなり小さくなっている。JMA, JR-Takatori, JMA 増幅地震

波を入力した後の実験にもかかわらず、損傷の少ない優れた耐震性能を発揮したことがわかる。

Fig.8 の Higashi-Kobe 増幅地震波については最大応答 $\delta_{max}/\delta_y = 5.89$ を生じているが耐力の劣化は見られない。

5. 最大応答変位, 残留変位, 累積履歴吸収エネルギースペクトル

本研究で用いた供試体の実験結果に関して増幅地震波入力の実験を除いたの実験結果を、横軸に固有周期を、縦軸に最大応答変位、残留変位および累積吸収エネルギーをとったグラフ(それぞれ最大応答変位スペクトル、残留変位スペクトル、累積履歴吸収エネルギースペクトルと呼ぶ)を Fig.9 に示す。また、同図中に、過去に名古屋大学で行なわれたハイブリッド実験結果⁸⁾の内、補剛箱形断面供試体の実験結果も合わせて示す。

Fig.9(a) の最大応答スペクトルに関して、JMA, JR-Takatori は固有周期の変動に非常に敏感で、しかも固有周期が小さい領域で非常に大きな値を示すことが分かる。JMA に関しては、固有周期が 0.5~0.7 秒で、最大応答変位が極端に大きくなっていることがわかる。しかし固有周期が 0.7 秒以上になると急激に最大応答変位は小さくなる。所が、JR-Takatori は 0.5~1 秒前後まで大きな応答が続く。本研究で用いた供試体の固有周期は 0.9 秒前後であったため大きな最大応答を示した。Higashi-Kobe に関しては固有周期の変動にほぼ無関係に一定の比較的小さい最大応答を示す。

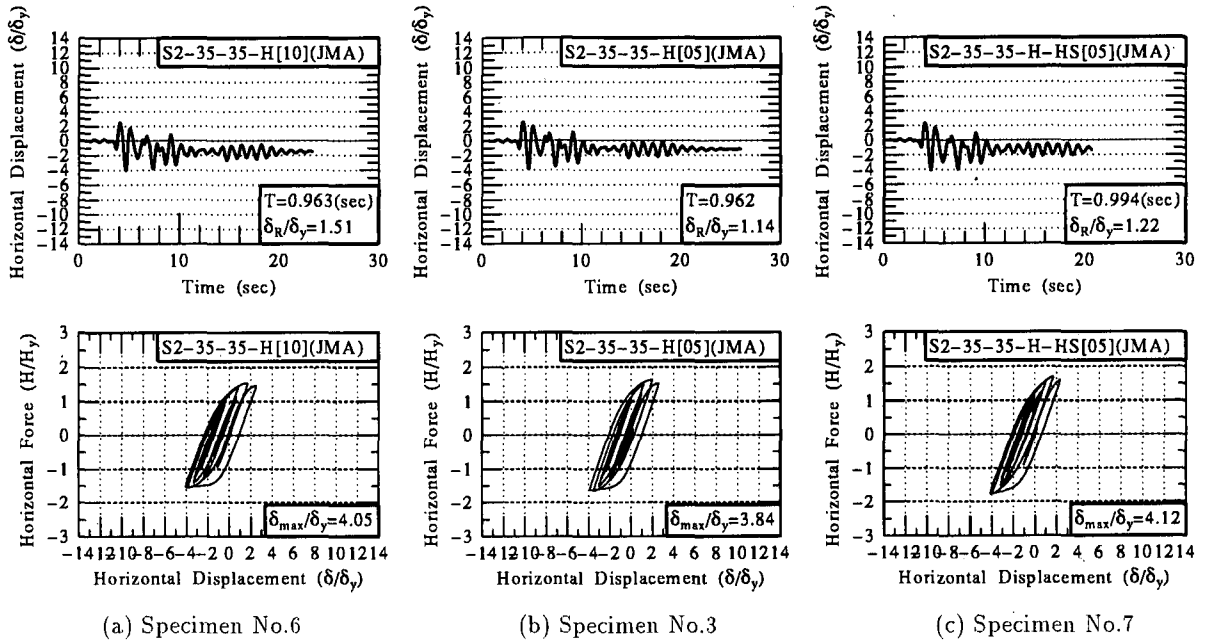


Fig.3 Responses due to JMA

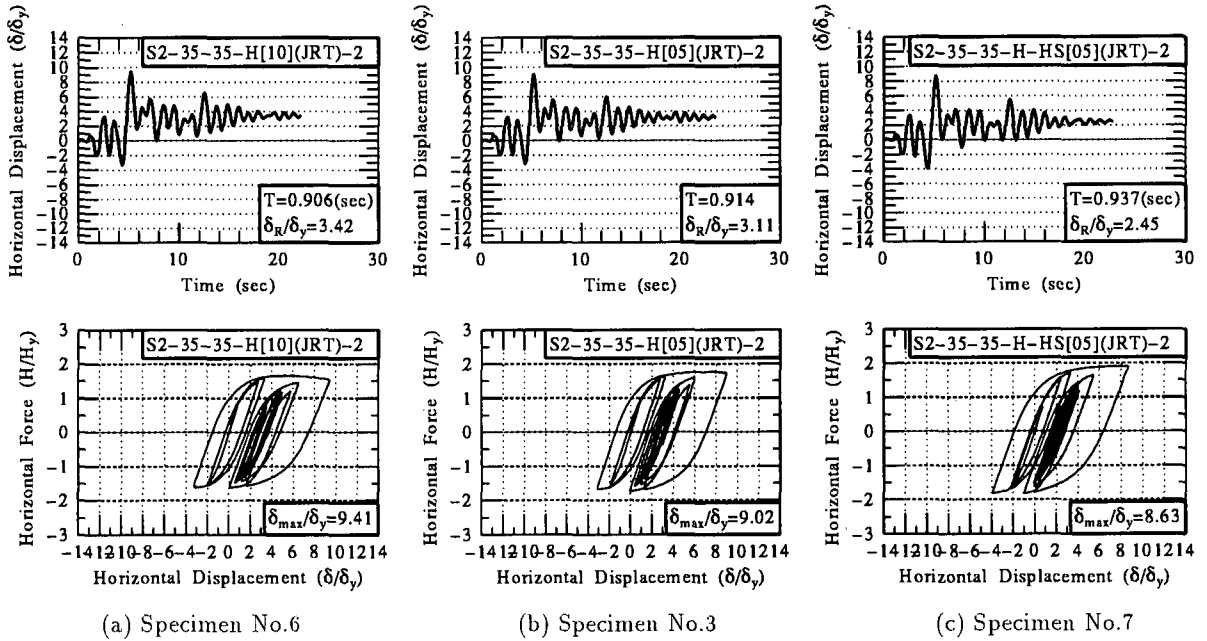


Fig.4 Responses due to JR-Takatori

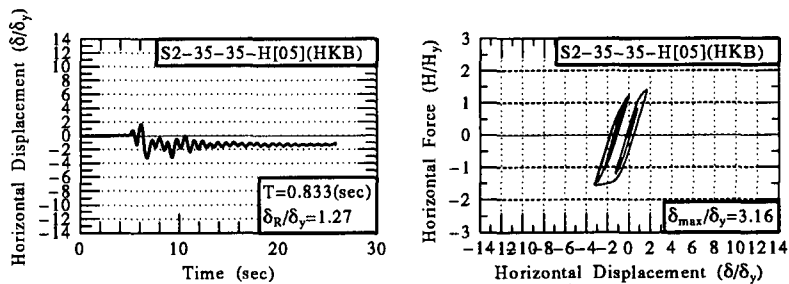


Fig.5 Responses due to Higashi-Kobe (Specimen No.5)

Fig.9(b)の残留変位スペクトルに関しても最大応答変位とほぼ同じようなことが言える。JMAでは固有周期が小さくなるに従い、残留変位が大きくなっているのに対してJR-Takatoriでは0.5秒~1.0秒の

範囲で大きな残留変位を生じている。Higashi-Kobeについては最大応答変位と同様に固有周期の変動にほぼ無関係に、一定の比較的小さな残留変位を生じている。

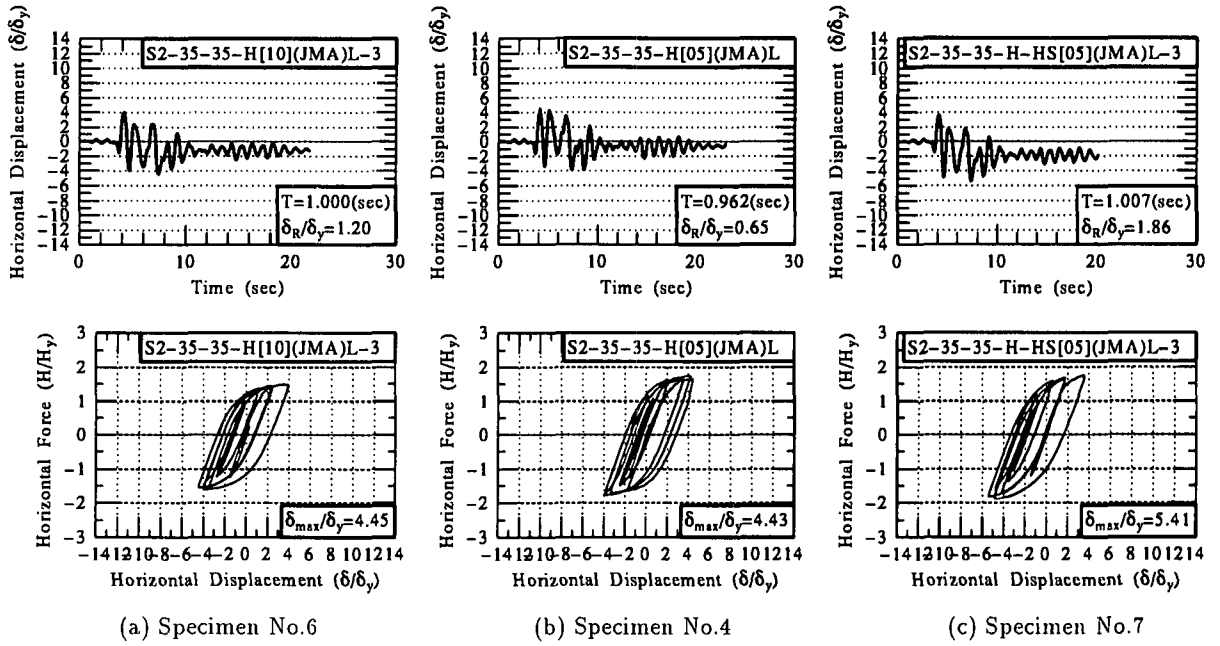


Fig.6 Responses due to Amplified JMA

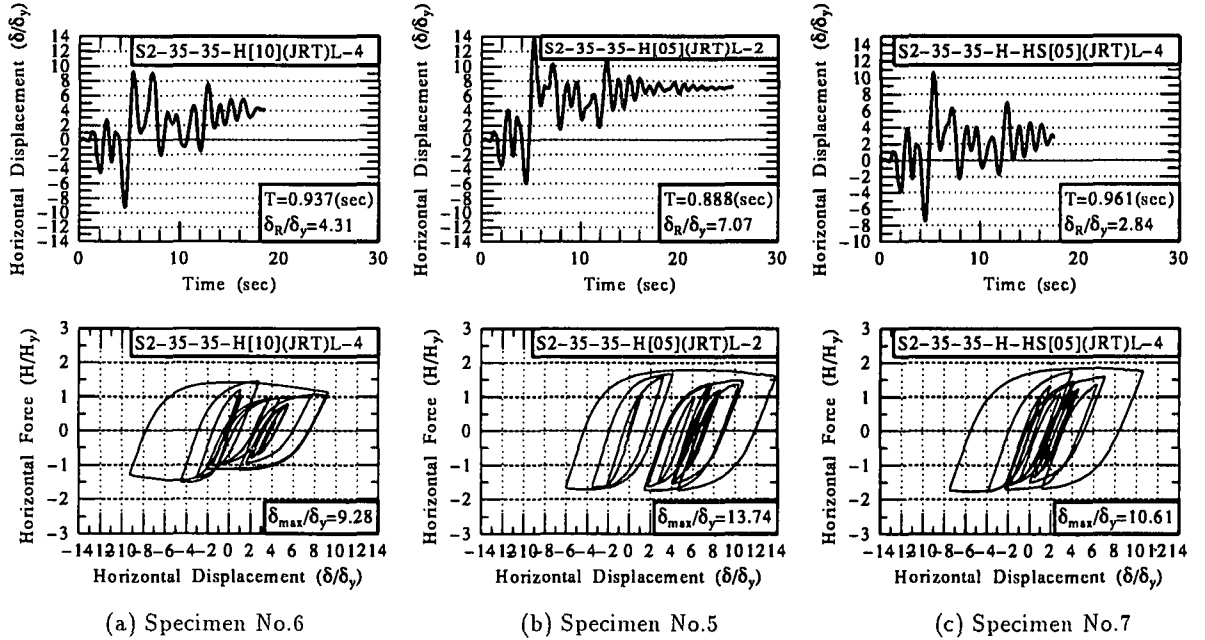


Fig.7 Responses due to Amplified JR-Takatori

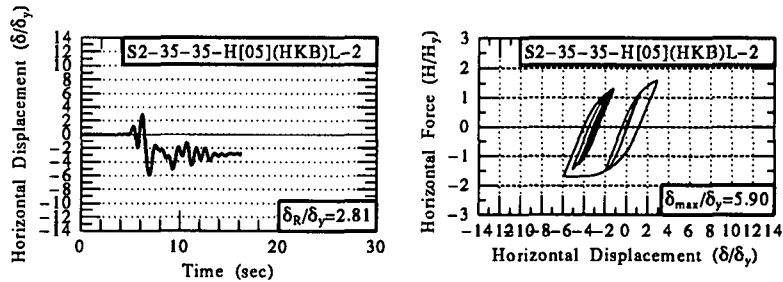


Fig.8 Responses due to Amplified Higashi-Kobe (Specimen No.4)

また、Fig.9(c)の累積吸収エネルギースペクトルについて、JMA, JR-Takatori, Higashi-Kobeに関しては最大応答変位と似た傾向を示しており、Higashi-Kobeは固有周期の変動にほぼ無関係で一定値を示すのに対し、JMA, JR-Takatoriは小さな固有周期

では大きな履歴吸収エネルギーを示しているが、固有周期が1秒を越えるとやや小さな値を示すことがわかる。

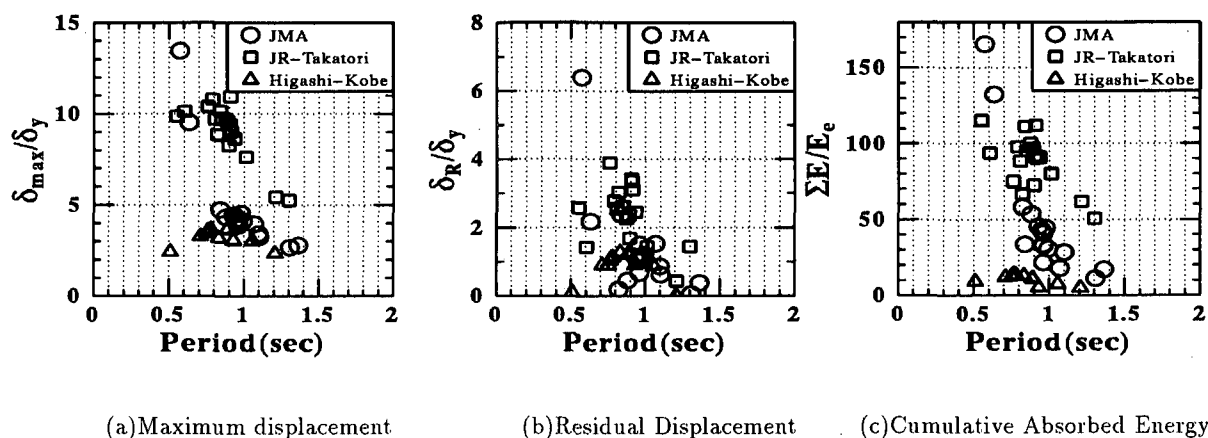


Fig.9 Maximum Displacement, Residual Displacement and Cumulative Absorbed Energy Spectra.

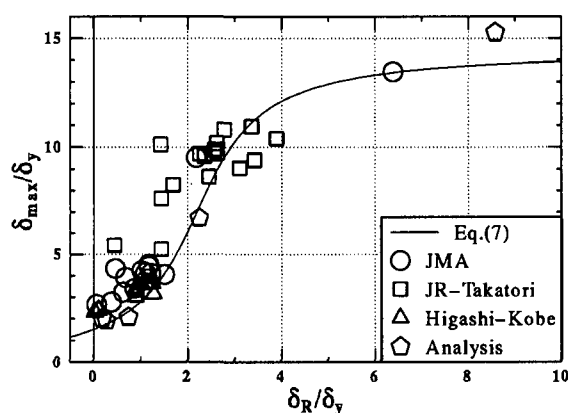


Fig.10 Comparison of Eq.7 with Test Results

6. ハイブリッド実験による最大応答変位と残留変位の関係

Fig.10に過去に名古屋大学で行ったハイブリッド実験結果^{8)~9)}の内、補剛箱形断面供試体についての実験結果と、その実験結果より得られた最大応答変位と残留変位に対する経験式^{2),3)}を以下に示し、同図中に本研究のハイブリッド地震応答実験結果を合わせて示す。

$$\frac{\delta_R}{\delta_y} = \tan(0.208 \frac{\delta_{max}}{\delta_y} - 1.46) + 2.2 \quad (7)$$

ここで、適用範囲は、

$$\frac{\delta_{max}}{\delta_y} \leq 14.2 \quad (8)$$

Fig.10から分かるようにJR-Takatori地震波に対しては残留変位が推定式(7)よりも若干大きい応答を示しているが、推定式は、最大応答変位と残留変位の相関をほぼ示すことが出来ている。

7. 結言

本研究で提案したハイダクティリティー鋼製橋脚の設計思想は、板パネルの幅厚比を制限し、補剛材剛度を上げることにより局部座屈の発生・進展を遅らせ、さらに細長比を制限することにより部材全体のP-Δ効果を小さくして、鋼部材のみで耐震性能を高めるといったことであった。この効果を実証するため、兵庫県南部地震で観測された3種類の地震波(神戸海洋気象台, JR 鷹取駅, 東神戸大橋)およびそれら加速度を一様に1.5倍に増幅した地震波を用いたハイブリッド地震応答実験を実施した。供試体は寸法が同一のものを7体準備した。その内の1体(No.6)は、縦方向補剛材の剛比が小さいためハイダクティリティーの基準を満たさない供試体であり、また1体(No.7)はハイダクティリティーの基準を満たすと共に縦方向補剛材に板パネルより高強度の鋼材(板パネル: SS400, 補剛材: SM570)を用いたハイブリッド補剛断面供試体である。一連の実験によって得られた結論をまとめると以下ようになる

- (1) 提案したハイダクティリティー橋脚は、最高荷重 $H_{max}/H_y = 1.78$ 、最高荷重時の変位 $\delta_m/\delta_y = 10$ という、高い強度と変形能を有していることが単調載荷実験から分かった。
- (2) 兵庫県南部地震での観測地震波およびその増幅地震波に対するハイダクティリティー橋脚の応答性状は非常によく、最大応答変位 δ_{max} が $10\delta_y$ 程度の大きな変位が生じたときでも、復元力-水平変位関係に劣化域が生ぜず、従って供試体には局部座屈がほとんど見られなかった。
- (3) その中でもハイブリッド補剛断面供試体の耐震性能は特に優れており、最大応答変位および残留変位とも他の供試体より小さくなる。

- (4) それに対し、ハイダクティリティーの条件を満足しない供試体 No.6 は、JR 鷹取駅地震波に対して劣化域が生じ、局部座屈がかなり大きく生ずるような応答を示した。
- (5) 前論文⁸⁾で提案した最大応変位と残留変位の相関式(7)は今回の実験に対しても良い精度で適用できることが分かった。

上記のように、提案設計法は耐震性能のよい鋼製橋脚の設計法として有力であることが分かったが、問題点がないわけではない。それらを列挙して今後の研究課題としたい。

- (1) 橋脚の固有周期によってはハイダクティティー橋脚といえども応変位および残留変位は非常に大きくなる。JR 鷹取駅地震波に対しては固有周期 0.5~1 秒前後、神戸海洋気象台に対しては 0.5~0.7 秒前後^{2),3)}の橋脚である。このような橋脚に対しては、応変位特に残留変位を抑制する方策を考える必要がある。例えば、①コンクリートを部分的に充填する³⁾、②震度法による 1 次設計時に安全率を上げる、またはこれと同じこと²⁾であるが作用軸力を下げるなどが考えられる。
- (2) 提案設計法では、P- Δ 効果を抑制するため細長比に制限を設けている(式(4))。これは、準静的実験結果から導かれたものであるが、橋脚の細長比が大きくなれば、固有周期は長くなるため、最大応変位および残留変位は、細長比が小さいものに比べ、かえって小さくなる可能性もある⁹⁾。このことは、動的挙動を静的実験(あるいは解析)から推測することの難しさを示したものである。この点については、今後さらに研究を進める必要がある。

本研究は、(社)日本橋梁建設協会から名古屋大学への委託研究として行ったものである。

【参考文献】

- 1) 宇佐美勉, 鈴木森晶, Iraj H.P.Mamaghani, 葛漢彬: コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案, 土木学会論文集, No.525/I-33, pp.69-82, 1995 年 10 月。
- 2) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計WG: 鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術, 1996 年 7 月。
- 3) 宇佐美勉: 鋼製橋脚の耐震性能向上技術に関する研究, 第 1 回鋼構造研究シンポジウム, 鋼材倶楽部, 1996 年 11 月。
- 4) 鈴木森晶, 宇佐美勉: 軸圧縮力と横力を受ける箱形断面鋼片持柱の強度と変形能に関する解析的研究, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.265-276, 1995 年 3 月。
- 5) Nakamura, Yutaka: "Waveform and its Analysis of the 1995 Hyogo-Ken-Nanbu Earthquake", J.R. Earthquake Information No.23c, Feb. 1995, Railway Technical Research Institute.
- 6) 才塚邦宏, 伊藤義人, 木曾英滋, 宇佐美勉: ハイブリッド地震応答実験手法に関する考察, 土木学会論文集, No.507/I-30, pp.179 - 190, 1995, 1.
- 7) Shen, C., Mizuno, E and Usami, T: Development of a Cyclic Two-Surface Model for Structural Steels with Yield Plateau, NUCE Reserch No.9302, Department of Civil Engineering, Nagoya University, 1993.
- 8) 才塚邦宏, 宇佐美勉, 芳崎一也, 鈴木森晶: 兵庫県南部地震観測地震波を用いたハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の激震挙動, 土木学会論文集に掲載予定。
- 9) 鈴木俊光, 宇佐美勉, 伊藤義人, 豊島徑: 細長比の大きなコンクリート部分充填柱の強震時挙動, 土木学会論文集, No.537/I-35, pp.77-88, 1996 年 4 月。

(1996. 11. 08 受付)

A Proposal for High Ductility Steel Bridge Piers

— Experimental Verification by Pseudodynamic Tests —

Koichi WATANABE, Tsutomu USAMI, Tomoaki KINDAICHI, Moriaki SUZUKI, Takasi OKAMOTO, Shigeru IKEDA

Seismic behavior of steel bridge piers is influenced mainly by the width-thickness ratio parameter of the flange plate and slenderness ratio parameters of both the column and stiffeners. In this study, a proposal based on the findings from available experimental results is made for designing steel bridge piers with high ductility, and its validity is verified by pseudodynamic tests. A key point of the proposed design method is to increase the deformation capacity by setting upper bounds to both the plate width-thickness ratio parameter and column slenderness ratio parameter, and a lower bound to the relative flexural rigidity of the stiffeners. Steel bridge pier models designed in accordance with the proposal were tested using the earthquake accelerograms recorded during the Hyogo-ken Nanbu earthquake. Results showed that steel bridge pier specimens tested are of very high ductility capacity.