

矩形断面を有する鋼製橋脚の最高荷重推定法

鈴木賢治*，井浦雅司**，熊谷洋司***

* 東京電機大学大学院理工学研究科 (〒350-0394 埼玉県比企郡鳩山町)

** 工博 東京電機大学教授 理工学部建設工学科 (〒350-0394 埼玉県比企郡鳩山町)

*** 工博 三菱重工(株) 横浜製作所 (〒231-0812 横浜市中区錦町12)

鋼製橋脚の耐震性を検討するため、鋼製橋脚モデルの静的繰返し載荷実験は、建設省土木研究所において1990年頃より行われていたが、1995年1月に発生した阪神淡路大震災により、鋼製橋脚に多くの被害が見られたことから、その後、多くの研究機関において活発に研究が行われている。最近では、静的繰返し載荷試験の他に準静的載荷実験も行われており、今後は、それらの実験結果をどのように設計へ反映するかが重要である。その意味でもコンクリートを充填しない鋼製橋脚の最高荷重や塑性率を推定することは重要であり、これまでもその推定方法は提案されている。ここでは、既往の矩形断面を有する鋼製橋脚の実験結果を整理し、その最高荷重及び塑性率を推定するパラメータを新たに提案することを目的としている。使用した実験結果はそれぞれ、名古屋大学、建設省土木研究所、京都大学、新日本製鉄、東京電機大学で行われたものである。これらの実験結果を用いて、既往の研究で提案されているパラメータと本報告で提案するパラメータの精度について検討した。

Key Word : Box column, Cyclic load, Ultimate strength, Ductility

1. はじめに

1995年1月に発生した阪神淡路大震災により、鋼製橋脚にも局所的な座屈や破壊等が見られた。特に、矩形断面を持つ鋼製橋脚においては、角溶接部に生じた亀裂により倒壊にいたるなど土木構造物に甚大な被害を及ぼした。その後、このような倒壊にいたる破壊現象を防止するために様々な構造形式が提案され、1996年12月に改定された道路橋示方書¹⁾においては、コンクリートで充填された鋼製橋脚の地震時保有水平耐力設計法が示されている。一方、コンクリートで充填されない鋼製橋脚については、その挙動に未解明な点が多いことから、動的解析法の使用を前提とした設計法が提案されている。

阪神淡路大震災の発生以降、多くの実験的研究によりコンクリートで充填されていない鋼製橋脚の挙動も徐々に解明されつつある。そして、地震時保有水平耐力設計法の基礎となる最高荷重および塑性率を推定する方法が提案されている。

ここでは、これまで各研究機関によって行われてきた矩形断面を有する鋼製橋脚の実験結果を用いて、最高荷重および塑性率を推定するパラメータを新たに提案することを目的としている。また、著者が新たに実施した実験結果についても報告する。

2. 実験結果

まずはじめに、東京電機大学で行った矩形断面鋼製橋脚モデル実験の概要を説明する。供試体本数は1体であり、

実験は、一定の軸力を作用させながら横力は変位制御により正負漸増1回繰返し試験を行ったものである。また、供試体断面は図-1に示すように一辺が23cmの正方形箱型断面で、荷重作用点から基部までは175cmであり、変位測定点から基部までは150cmである。なお、表-1に実験結果の概要を示す。

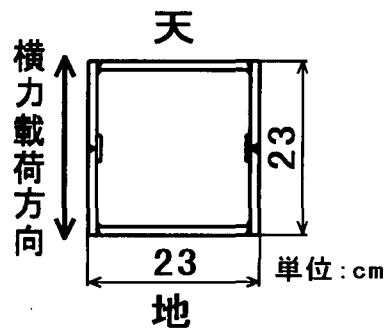


図-1 供試体断面寸法

表-1 実験結果概要

供試体 No.	板厚 t(cm)	σ_y (kgf/cm ²)	$E \times 10^6$ (kgf/cm ²)	ν	P_y (tf)	δ_y (cm)	P_m/P_y	$\delta m/\delta y$
C1	0.562	3148	2.002	0.28	5.63	0.955	1.22	1.682

3. 各研究機関の実験結果

既往の実験結果の多くは、文献2)において整理されているが、ここでは、新たなパラメータの結果を示すた

表-2 各研究機関の実験結果
(その1)

	補剛材	供試体 No.	母材板厚 t(cm)	σ_y	E	ν	$\bar{\lambda}$	Rf	R_{*}^{\dagger}	Hm/Hy ₀	$\delta m / \delta y_0$	$\delta m / h$	等価板厚 t*(cm)
文献3) 名大	無	U5-0C	0.434	3160	2.12	0.247	0.483	0.561	1.041	1.29	2.21	0.018	0.434
		U5-2M	0.434	3160	2.12	0.247	0.484	0.570	1.050	1.36	2.55	0.020	0.434
		U5-2C	0.434	3160	2.12	0.247	0.489	0.561	1.036	1.42	2.45	0.020	0.434
		U7-0C	0.434	3160	2.12	0.247	0.487	0.784	1.431	1.20	2.12	0.017	0.434
		U7-1C	0.434	3160	2.12	0.247	0.487	0.784	1.431	1.26	1.68	0.014	0.434
		U7-2M	0.434	3160	2.12	0.247	0.491	0.784	1.426	1.18	1.78	0.015	0.434
		U7-2C	0.434	3160	2.12	0.247	0.488	0.784	1.431	1.20	2.64	0.022	0.434
		U7-2CC	0.434	3160	2.12	0.247	0.491	0.789	1.431	1.20	2.61	0.021	0.434
		U9-1C	0.434	3160	2.12	0.247	0.451	1.008	1.825	1.10	2.18	0.016	0.434
	有	S3-0C(1)	0.434	3160	2.12	0.247	0.441	0.334	1.350	1.47	5.98	0.043	0.522
		S3-2C(1)	0.434	3160	2.12	0.247	0.441	0.336	1.354	1.48	3.85	0.028	0.521
		S3-2C(3)	0.434	3160	2.12	0.247	0.433	0.333	1.278	1.45	4.69	0.033	0.536
		S3-4C(4)	0.434	3160	2.12	0.247	0.447	0.334	1.266	1.44	4.08	0.029	0.537
		S5-0C(1)	0.434	3160	2.12	0.247	0.411	0.558	2.284	1.12	3.45	0.024	0.487
		S5-1C(1)	0.434	3160	2.12	0.247	0.408	0.556	2.288	1.22	2.81	0.019	0.487
		S5-2C(1)	0.434	3160	2.12	0.247	0.410	0.558	2.289	1.12	2.71	0.019	0.487
		S5-2CC(1)	0.434	3160	2.12	0.247	0.410	0.556	2.284	1.09	2.47	0.017	0.487
		S5-1C(3)	0.434	3160	2.12	0.247	0.414	0.556	2.090	1.22	2.71	0.019	0.501
		S5-2C(3)	0.434	3160	2.12	0.247	0.414	0.556	2.090	1.17	2.60	0.018	0.501
		S5-1C(5)	0.434	3160	2.12	0.247	0.417	0.556	2.039	1.25	3.08	0.021	0.506
S5-2C(5)		0.434	3160	2.12	0.247	0.417	0.556	2.039	1.22	2.46	0.017	0.506	
S6-1C(1)		0.434	3160	2.12	0.247	0.423	0.669	2.673	1.18	3.04	0.022	0.483	
S6-2C(1)		0.434	3160	2.12	0.247	0.431	0.669	2.650	1.09	2.54	0.018	0.483	
S6-1C(3)		0.434	3160	2.12	0.247	0.428	0.669	2.533	1.19	3.23	0.023	0.490	
S6-2C(5)		0.434	3160	2.12	0.247	0.423	0.669	2.659	1.10	2.65	0.019	0.483	
文献4) 名大	有	SS1	0.451	2710	2.01	0.269	0.491	0.427	1.798	1.14	2.54	0.019	0.515
		SS2	0.451	2710	2.01	0.269	0.330	0.422	1.783	1.22	3.60	0.020	0.515
		SS3	0.451	2710	2.01	0.269	0.451	0.425	1.795	1.12	2.57	0.020	0.514
		SS4	0.451	2710	2.01	0.269	0.451	0.425	1.795	1.17	2.89	0.022	0.514
		SS5	0.451	2710	2.01	0.269	0.451	0.425	1.795	1.12	2.86	0.022	0.514
		SS6	0.451	2710	2.01	0.269	0.455	0.427	1.761	1.14	3.54	0.029	0.542
		SS7	0.451	2710	2.01	0.269	0.451	0.424	1.791	1.16	2.78	0.021	0.514
		SS8	0.451	2710	2.01	0.269	0.453	0.425	1.790	1.53	4.92	0.037	0.515
		SS9	0.451	2710	2.01	0.269	0.453	0.425	1.789	1.53	5.05	0.039	0.515
文献5) 名大	有	C-M	0.445	3900	2.07	0.266	0.417	0.472	1.535	1.33	3.64	0.027	0.565
		C-C-1	0.445	3900	2.07	0.266	0.417	0.473	1.538	1.38	5.15	0.039	0.565
		C-C-3	0.445	3900	2.07	0.266	0.420	0.472	1.531	1.43	5.19	0.039	0.566
		C-C-5	0.445	3900	2.07	0.266	0.420	0.473	1.535	1.45	5.08	0.039	0.565
		C-C-8	0.445	3900	2.07	0.266	0.420	0.472	1.531	1.42	4.10	0.031	0.566
		C-CC	0.445	3900	2.07	0.266	0.420	0.472	1.531	1.45	4.96	0.038	0.566
文献6) 名大	無	U45-25[0]	0.591	2880	2.21	0.270	0.251	0.454	0.830	1.58	9.00	0.035	0.591
		U45-25[3]	0.591	2880	2.21	0.270	0.253	0.447	0.820	1.48	4.32	0.017	0.591
		U45-40[0]	0.591	2880	2.21	0.270	0.404	0.447	0.824	1.35	4.62	0.029	0.591
		U45-40[3]	0.591	2880	2.21	0.270	0.404	0.451	0.827	1.41	3.06	0.019	0.591
		U70-25[0]	0.591	2880	2.21	0.270	0.263	0.700	1.265	1.22	2.90	0.012	0.591
		U70-25[3]	0.591	2880	2.21	0.270	0.262	0.700	1.265	1.22	2.25	0.009	0.591
		U70-40[0]	0.591	2880	2.21	0.270	0.406	0.704	1.268	1.25	3.46	0.022	0.591
		U70-40[3]	0.591	2880	2.21	0.270	0.406	0.704	1.268	1.22	1.43	0.009	0.591

(その2)

	有	S30-25[0]	0.591	2880	2.21	0.270	0.260	0.299	0.989	1.53	17.17	0.065	0.789
		S30-25[3]	0.591	2880	2.21	0.270	0.260	0.299	0.989	1.62	9.94	0.038	0.789
		S30-50[0]	0.591	2880	2.21	0.270	0.491	0.300	0.991	1.31	3.40	0.024	0.789
		S30-50[3]	0.591	3240	2.14	0.271	0.527	0.323	1.068	1.41	5.86	0.042	0.789
		S45-25[0]	0.587	3240	2.14	0.271	0.265	0.489	1.557	1.16	5.87	0.025	0.732
		S45-25[3]	0.587	3240	2.14	0.271	0.266	0.488	1.555	1.18	3.98	0.017	0.732
		S45-50[0]	0.427	3270	2.20	0.283	0.502	0.477	1.553	1.23	2.73	0.022	0.565
		S45-50[3]	0.427	3270	2.20	0.283	0.502	0.475	1.550	1.23	2.91	0.023	0.565
文献7) 土研	有	S-23	0.800	4430	2.10	0.300	0.542	0.616	3.485	1.20	1.70	0.018	0.943
		S-24	0.800	4390	2.10	0.300	0.545	0.613	3.340	1.21	1.76	0.018	1.038
文献8) 京大	有	A	0.313	2380	1.94	0.330	0.436	0.670	1.780	1.37	2.42	0.015	0.371
		B	0.324	2380	1.94	0.330	0.435	0.647	1.753	1.36	2.44	0.015	0.379
		C	0.344	2380	1.94	0.330	0.434	0.609	1.693	1.24	2.44	0.015	0.401
文献9) 京大	有	B-SFN3	0.330	3030	2.06	0.330	0.385	0.454	1.813	1.31	4.11	0.023	0.645
		B-SFN1-M	0.600	3030	2.06	0.330	0.411	0.457	1.220	1.17	6.53	0.045	0.712
		B-SFN1	0.600	3030	2.06	0.330	0.411	0.457	1.220	1.12	3.17	0.021	0.712
文献10) 新日鉄		S6-30	0.316	4220	1.99	0.300	0.427	0.328	2.982	1.46	4.58	0.026	0.472
		S2-30	0.513	4120	1.87	0.300	0.392	0.481	2.435	1.26	3.39	0.018	0.570
		S2-25	0.627	4120	1.87	0.300	0.473	0.329	1.607	1.31	4.92	0.032	0.719
		S2-20	0.924	4160	1.95	0.300	0.595	0.178	0.831	1.32	6.28	0.049	1.185
		S2-30-H	0.500	4020	1.97	0.300	0.377	0.475	2.388	1.29	2.62	0.013	0.555
		S2-30-L	0.505	3780	1.98	0.300	0.366	0.456	2.290	1.37	4.01	0.017	0.564
		S2-30-Hot	0.476	3270	1.44	0.300	0.401	0.527	2.593	1.28	3.33	0.014	0.534
文献11) 土研	有	B1	0.902	4230	2.10	0.300	0.293	0.589	3.041	1.26	4.02	0.013	1.157
		B7	0.862	3678	2.10	0.300	0.265	0.575	3.091	1.37	4.20	0.014	1.022
		B8	0.862	3678	2.10	0.300	0.265	0.575	3.091	1.35	5.00	0.016	1.022
文献12) 土研	有	s1	0.450	2133	2.10	0.300	0.317	0.372	2.142	1.60	—	—	0.534
		s2	0.450	2133	2.10	0.300	0.317	0.372	2.142	1.65	—	—	0.534
		s6	0.450	2089	2.10	0.300	0.314	0.369	2.120	1.41	—	—	0.534
		s7	0.450	2089	2.10	0.300	0.314	0.369	2.120	1.44	—	—	0.534
		s8	0.450	2977	2.10	0.300	0.375	0.440	2.530	1.40	—	—	0.534
		s9	0.450	2977	2.10	0.300	0.375	0.440	2.530	1.38	—	—	0.534
		s10	0.450	2089	2.10	0.300	0.317	0.369	1.992	1.21	—	—	0.546
		s11	0.450	2089	2.10	0.300	0.322	0.369	1.785	1.39	—	—	0.570
		s12	0.450	2089	2.10	0.300	0.372	0.369	1.734	1.91	—	—	0.825
		s13	1.000	3845	2.10	0.300	0.540	0.300	2.747	1.38	—	—	1.240
		s14	1.000	3845	2.10	0.300	0.540	0.300	2.747	1.33	—	—	1.240
		s15	1.000	3845	2.10	0.300	0.540	0.300	2.747	1.35	—	—	1.240
		s16	1.000	3845	2.10	0.300	0.360	0.300	2.747	1.68	—	—	1.240
		s18	1.000	3845	2.10	0.300	0.533	0.360	2.782	1.33	—	—	1.192
		s19	0.450	2418	2.10	0.300	0.423	0.317	1.919	1.60	—	—	0.540
s20	0.450	2418	2.10	0.300	0.286	0.317	1.919	2.14	—	—	0.540		
s21	0.450	2418	2.10	0.300	0.423	0.317	1.919	1.91	—	—	0.540		
s22	0.450	2418	2.10	0.300	0.286	0.317	1.919	2.23	—	—	0.540		
文献13) 新日鉄	有	KD-1	0.900	3790	2.10	0.300	0.240	0.447	3.425	1.41	—	—	1.060
		KD-2	0.900	3844	2.10	0.300	0.256	0.450	2.946	1.46	—	—	1.220
		KD-3	1.200	3674	2.10	0.300	0.284	0.458	1.990	1.46	—	—	1.416
		KD-4	2.200	4035	2.10	0.300	0.360	0.314	0.984	1.44	—	—	2.470
		KD-7	1.000	3820	2.10	0.300	0.399	0.408	1.764	1.57	—	—	1.192
文献14) 電大	無	C1	0.562	3148	2.00	0.282	0.396	0.858	1.716	1.22	1.35	0.011	0.562

なお、 σ_y は、(kgf/cm²) Eは、 $\times 10^6$ (kgf/cm²) である。

め、一部重複はするものの、表-2 に各研究機関の実験結果を示す。

ここで用いる実験結果は、名古屋大学^{3)~6)}、建設省土木研究所^{7),11),12)}、京都大学^{8),9)}、新日本製鉄^{10),13)}、東京電機大学¹⁴⁾により行われた、無補剛及び、補剛の矩形断面鋼製橋脚である。

表-2 における細長比パラメータ、幅厚比パラメータは、次式のように表わされる¹⁵⁾。

$$\bar{\lambda} = \frac{Kh}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (1)$$

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

ここで、 h =部材長、 r =断面二次半径、 K =有効座屈長、 b =板幅、 t =板厚、 k =座屈係数、である。

次に、本報告で提案するパラメータにおいて用いられる記号について説明する。まず、幅厚比 R_R 、 R_F は、次式のように定義される。

$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_R}} \quad (3)$$

$$R_F = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_F}} \quad (4)$$

ここで、 k_R はパネル数を n とした時、 $4n^2$ で表わされる座屈係数であり、 k_F は補剛板全体の座屈係数である。矩形断面鋼製橋脚におけるフランジ、ウェブの、 R_R 、 R_F をそれぞれ計算し、値の大きい方を採用することとしフランジのそれを R_{*f} 、ウェブのそれを R_{*w} とする。表-2 における R_{*+} は次のように定義される。

$$R_{*+} = R_{*f} + R_{*w} \quad (5)$$

表-2 における降伏荷重 H_{y0} 、降伏変位 δ_{y0} は、以下のように定義した¹⁵⁾。

$$H_{y0} = \frac{M_y}{h}, \quad \delta_{y0} = \frac{H_{y0} h^3}{3EI} \quad (6)$$

なお、表-2 における等価板厚 t^* は全断面積が等価になるように縦リブを断面の板厚に平均化したものであり、無次元最高荷重の定義において用いられる。

4. 最高荷重推定パラメータ

最高荷重推定パラメータとして、ここではまず、名古屋大学¹⁵⁾により提案されているパラメータを用いて表-2の実験結果を整理する。縦軸に H_m/H_{y0} 、横軸に $R_f \cdot \bar{\lambda}$ を用いて整理すると、無補剛断面では図-2、補剛断面では図-3のようになる。

なお、図中に実験結果に対する回帰曲線を実線で示している。それぞれの回帰曲線及びそれに対するパラツキ

を表わす決定係数を無補剛断面に関しては式(7)に、補剛断面に関しては式(8)に表わす。

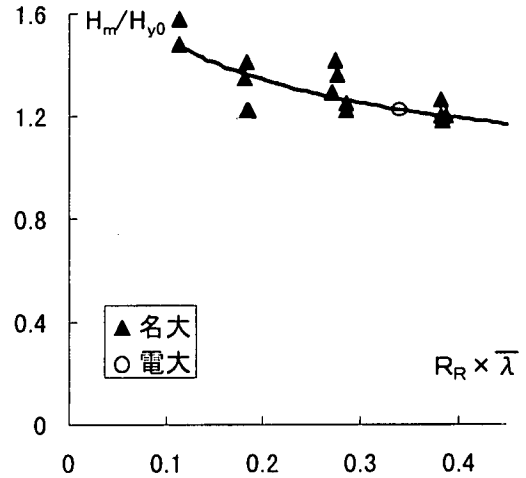


図-2 無補剛断面の最高荷重(名古屋大学パラメータ)

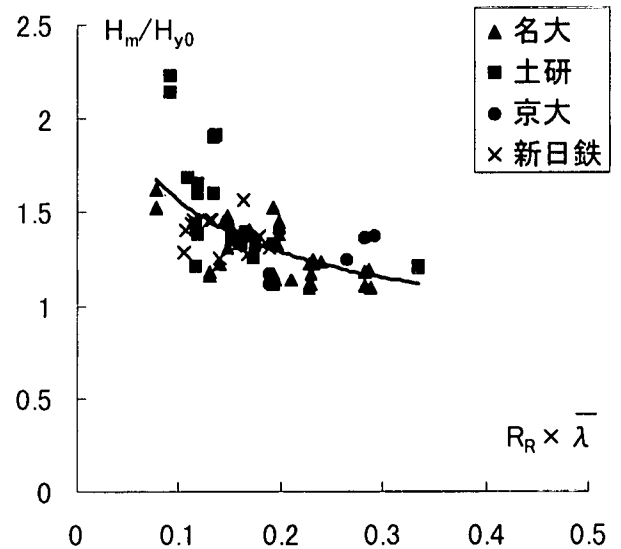


図-3 補剛断面の最高荷重(名古屋大学パラメータ)

無補剛断面:

$$H_m / H_{y0} = 1.017 (R_R \times \bar{\lambda})^{-0.172} \quad (7)$$

決定係数 = 0.6237

補剛断面:

$$H_m / H_{y0} = 0.8192 (R_R \times \bar{\lambda})^{-0.2811} \quad (8)$$

決定係数 = 0.3995

図-2 より、無補剛断面の実験結果は回帰曲線上にほぼのっており、精度の良い推定を行えそうであるが、式(7)より回帰曲線の決定係数は0.6237とそれほど高くない。一方、図-3より、補剛断面の実験結果にはバラツキが大きいことがわかり、回帰曲線の決定係数も0.3995と高くない。

次に、本報告で提案する、新たな最高荷重推定パラメータについて説明する。本報告では、これまであまり考慮されていなかった Web 断面も最高荷重に寄与するものと考え、縦軸に無次元最高荷重 P_t^* を、横軸に式(5)で表わされる R_*^+ を用いて整理した。ここで、 P_t^* は以下のように表わされる。

$$P_t^* = \frac{P_{\max} h}{Et^{*3}/12(1-\nu^2)} \quad (9)$$

図-4 は、無補剛断面の実験結果を本報告で提案したパラメータを用いて整理したものを示している。次に、図-5 は無補剛及び補剛断面の結果を土木研究所^{5), 10), 11)}の結果を除いて整理したものである。土木研究所の結果を除いた理由としては、母材板厚として公称板厚を採用しているため、実測値を用いた他の実験と区別するためである。最後に、図-6 は、土木研究所及び無補剛、補剛断面の最高荷重を、本報告で提案するパラメータを用いて整理したものである。なお、図中に実験結果に対する回帰曲線を実線で示した。

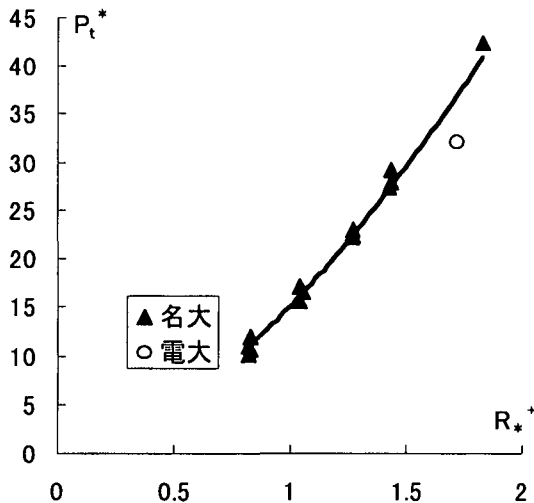


図-4 無補剛断面の最高荷重(本パラメータ)

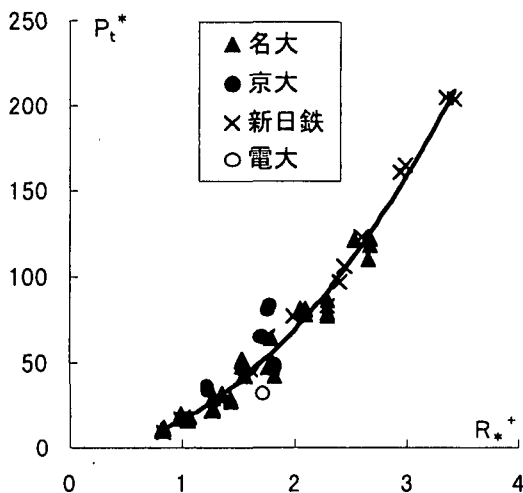


図-5 無補剛、補剛断面の最高荷重
(本パラメータ但し、土研を除く)

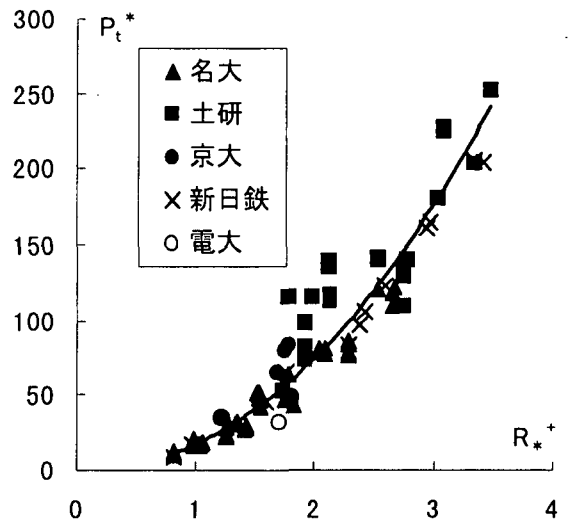


図-6 無補剛、補剛断面の最高荷重(本パラメータ)

それぞれの回帰曲線及びそれに対するバラツキを表わす決定係数を式(10)から式(12)に示す。

無補剛断面:

$$P_t^* = 15.202 (R_*^+)^{1.646} \quad (10)$$

決定係数=0.9846

無補剛及び補剛断面(土研なし)

$$P_t^* = 16.667 (R_*^+)^{2.0542} \quad (11)$$

決定係数=0.9426

無補剛及び補剛断面(全て)

$$P_t^* = 16.763 (R_*^+)^{2.1368} \quad (12)$$

決定係数=0.9311

図-4 より、無補剛断面の最高荷重は非常に高い精度で推定できる事がわかる。決定係数で名古屋大学提案のパラメータと比較しても 0.9846 とかなり高いことがわかる。土研の実験結果を除いた図-5 より、無補剛及び補剛断面の最高荷重を推定することは無補剛断面の最高荷重よりもバラツキが生じることがわかる。しかしながら、図-5 の回帰曲線の決定係数は 0.9426 であり、十分な精度を有しているものと思われる。公称板厚を用いている土研の実験結果も含めた図-6 においては、土研の実験結果が他の研究機関の実験結果よりも、回帰曲線上の上側に分布していることがわかる。この原因については今後、検討することとするが、全ての実験結果に関する回帰曲線の決定係数は 0.9311 であり、本パラメータの有効性が確認された。

5. 塑性率推定パラメータ

塑性率推定パラメータとして、まず、名古屋大学¹⁵⁾により提案されているパラメータを用いて、縦軸に δ_m/δ_{y0} 、横軸に $R_f \cdot \lambda^{0.5}$ を用いて整理すると、無補剛断面

は図-7, 補剛断面は図-8のようになる。

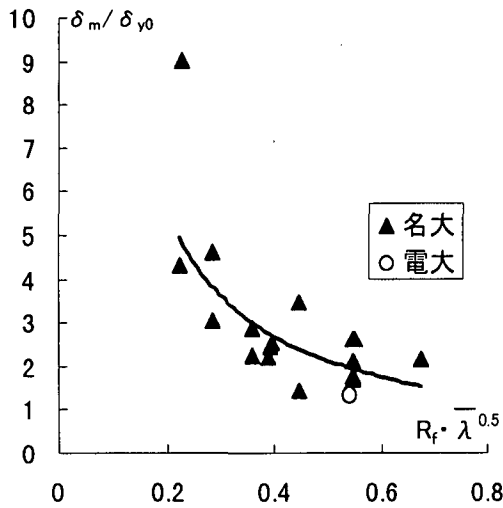


図-7 無補剛断面の塑性率 (名古屋大学パラメータ)

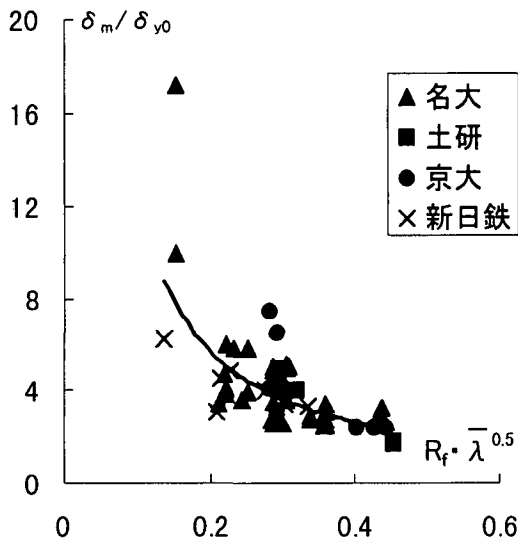


図-8 補剛断面の塑性率 (名古屋大学パラメータ)

ここでの回帰曲線及び, 決定係数は, 式 (13), (14) のようになる。

無補剛断面:

$$\delta_m / \delta_{y0} = 1.0237 (R_R \times \bar{\lambda}^{0.5})^{-1.056} \quad (13)$$

決定係数 = 0.5657

補剛断面:

$$\delta_m / \delta_{y0} = 0.9459 (R_R \times \bar{\lambda}^{0.5})^{-1.1205} \quad (14)$$

決定係数 = 0.5333

式(13), (14)に示すように, 無補剛断面及び補剛断面の結果に関する回帰曲線の決定係数は0.55前後であり, 一部の結果を除き, ほぼ回帰曲線上にあると言えるが, 図-8より補剛断面の塑性率を推定することは容易でないことがわかる。

次に, 本報告で新たに提案する塑性率推定パラメータは, 縦軸に δ^* , 横軸に R^* を用いて, 整理した。ここで, δ^* , R^* は, それぞれ次式のように表わされる。

$$\delta^* = \frac{\delta_m}{h} \cdot \frac{bD}{t^{*2}} \cdot R^* \quad (15)$$

$$R^* = \frac{H_m}{H_{y0}} \cdot R^* \quad (16)$$

ここで D =Web高さである。なお, 式(15)の δ^* は δ_y で無次元化していないことから, 本来の意味の塑性率を無次元化したものではない。しかしながら, δ_m が式(15)により求めれば δ_y は既知であることから塑性率は容易に算出することができるので, ここでは δ^* を塑性率を求めるパラメータとしている。本パラメータ用い, 無補剛断面の塑性率を図-9に, 無補剛及び補剛断面の塑性率を図-10に示す。なお, 図中に回帰曲線を実線で示す。

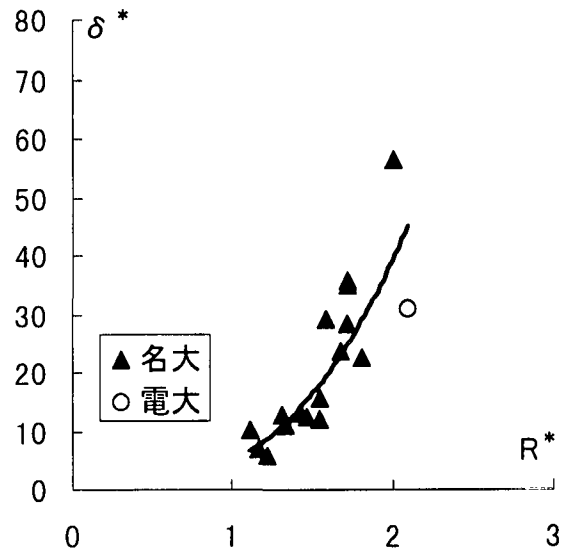


図-9 無補剛断面の塑性率 (本パラメータ)

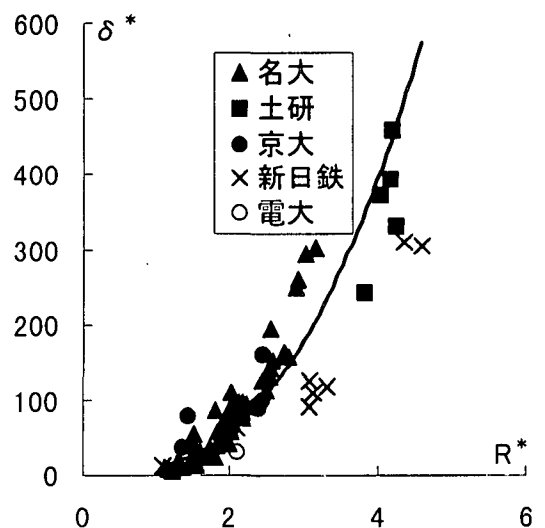


図-10 無補剛, 補剛断面の塑性率 (本パラメータ)

また、その時の回帰曲線、決定係数を式 (17)、(18) に示す。

無補剛断面：

$$\delta^* = 4.7086 (R^*)^{3.0532} \quad (17)$$

決定係数 = 0.7615

無補剛及び補剛断面

$$\delta^* = 8.4263 (R^*)^{2.7726} \quad (18)$$

決定係数 = 0.8242

図-10 より、本報告で提案するパラメータを用いて鋼製橋脚の塑性率を整理すると、一部の結果を除き、回帰曲線上にほぼのることが確認された。なお、塑性率に関しては土研の実験結果を当初より考慮したが、これは、本パラメータを用いる限り、既往の実験結果に大きなバラツキが生じないためである。

6. おわりに

本報告では、矩形断面を有する鋼製橋脚の最高荷重および塑性率を推定するパラメータについて考察した。これまで、名古屋大学によりこれらの値を推定するパラメータが提案されているが、ここでは別のパラメータを提案した。そこでは、これまで無視されていた Web の影響を考慮しており、既往の実験結果を用いて、その妥当性を確認した。

7. 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996. 12
- 2) 土木学会鋼構造委員会 他：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996
- 3) 宇佐美勉，今井康幸，青木徹彦，伊藤義人：繰り返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 37A，pp. 93-106，1991
- 4) 宇佐美勉，水谷慎吾，青木徹彦，伊藤義人，安波博道：補剛箱型断面圧縮部材の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究，Vol. 38A，pp. 105-117，1992
- 5) 宇佐美勉，坂野茂，是津文章，青木徹彦：鋼製橋脚モデルの繰り返し弾塑性挙動におよぼす荷重履歴の影響，Vol. 39A，pp. 235-247，1993
- 6) 鈴木森晶，宇佐美勉，竹本潔史：鋼製橋脚モデルの静的および準静的挙動に関する実験的研究，土木学会論

文集，No. 507/I-30，pp. 99-108，1995

- 7) 川島一彦，グレゴリー・A・マックレイ，運上茂樹，飯田寛之：鋼製橋脚のじん性に及ぼす垂直補剛材の板厚の影響，土木技術資料 34-6，pp. 60-67，1992
- 8) 家村浩和，中山裕章，岡重洋，前田英輝，今村英次：高密度横補剛による薄肉部材の地震時変形性能の向上，第 9 回日本地震工学シンポジウム，pp. 1465-1470，1994
- 9) 渡邊英一，杉浦邦征，宇都宮智明，北根安雄，南荘淳：強度と変形性能を考慮した鋼箱型橋脚柱の合理的断面設計，第 9 回日本地震工学シンポジウム，pp. 1471-1476，1994
- 10) 富永知徳，安波博道：厚肉小補剛断面を有する鋼製橋脚の変形能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 40A，pp. 189-200，1994
- 11) 日本橋梁建設協会：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書 (VII)，1997
- 12) K. Kawashima, G. A. Macrae, and K. Hasegawa: The Strength and Ductility of Steel Bridge Piers Based on Loading Tests, 1992
- 13) 安波博道，中川知和，寺田昌弘，水谷慎吾，中村聖三，小林洋一：少補剛コンパクト断面鋼製橋脚の耐震性能評価，橋梁と基礎，pp. 33-42，1998
- 14) 鈴木賢治，井浦雅司，熊谷洋司：角補強を有する箱型断面橋脚柱の実験的研究，土木学会関東支部講演概要集，I-52，pp. 104-105，1998
- 15) 鈴木森晶，宇佐美勉：繰り返し荷重下における鋼製橋脚モデルの強度と変形能の推定式に関する研究，土木工学論文集，No. 519/I-32，pp. 115-125，1995
- 16) 井浦雅司，熊谷洋司，小牧理：横力と一定軸力を受ける円筒シェルの終局強度に関する研究，土木学会論文集，No. 556/I-38，pp. 107-118，1997
- 17) 井浦雅司，熊谷洋司，小牧理：繰り返し横力を受ける円形鋼製橋脚の強度と変形能に関する研究，土木学会論文集，No. 598/I-44，pp. 125-135，1998
- 18) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編 II 鋼橋編，1996. 12
- 19) 葛漢彬，高聖彬，宇佐美勉：鋼製補剛箱型断面橋脚の繰り返し弾塑性解析と耐震性評価，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，pp. 85-92，1997

(1998年8月17日受付)

ULTIMATE STRENGTH OF STEEL BRIDGE PIERS WITH BOX SECTIONS

Kenji SUZUKI, Masashi IURA and Youji KUMAGAI

Experimental works for steel bridge piers have been conducted in order to investigate their earthquake resistance. During the Hanshin – Awaji Earthquake in 1995, greate damages have been observed in steel bridge piers. Since the big earthquake, not only static but also pseudo-dynamic tests have been conducted to study the mechanical behavior of steel bridge piers. In this paper, new parameters are proposed to predict maximum Loads and ductility of steel bridge piers. The validity of the parameters are confirmed by using the existing experimental result.