

少補剛コンパクト断面鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究

中村 聖三^{*}、安波 博道^{**}、小林 洋一^{***}、中川 知和^{****}、水谷 慎吾^{*****}^{*}工博 川崎製鉄(株) 鋼構造研究所 土木建材・橋梁研究室 (〒263 千葉市稲毛区長沼町 351)^{**}工修 新日本製鉄(株) 鉄鋼研究所 鋼構造研究開発センター (〒293 富津市新富 20-1)^{***}工修 住友金属工業(株) 土木・橋梁技術部 東京土木鉄構開発・設計室 (〒100 東京都千代田区大手町 1-1-3)^{****}工博 (株)神戸製鋼所 機械研究所 構造強度研究室 (〒651-22 神戸市西区高塚台 1-5-5)^{*****}工修 NKK 基盤技術研究所 都市工学研究部 (〒210 川崎市川崎区南渡田 1-1)

都市内の高架橋を想定して設定した上部工に対して、従来の標準的な断面と数種類の少補剛コンパクト断面(比較的厚肉の鋼板を用いて補剛材本数を削減し、外形寸法も縮小した断面)を有する矩形断面鋼製橋脚を試設計し、これらをモデル化した縮小模型による準静的正負交番繰り返し載荷実験を行って、それらの耐荷力および変形性能を評価した。また、代表的な少補剛コンパクト断面に対しては、軸力比、細長比パラメータおよび鋼種が耐荷力や変形性能に及ぼす影響も検討した。その結果、補剛板の幅厚比パラメータ(R_R)および補剛材剛比(γ)について、 $R_R \leq 0.4$ 、 $\gamma/\gamma^* \geq 3.0$ という条件を満たす少補剛コンパクト断面鋼製橋脚は優れた耐震性能を有することがわかった。

Key Words: Steel bridge pier, Less-stiffened and compact sized box column, Seismic performance, quasi-static test

1. まえがき

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震は、多くの土木構造物に甚大な被害を与えた。都市内高架橋に多用されている鋼製橋脚にも、T型橋脚の柱の圧壊、ラーメン橋脚柱頭部の溶接部および母材の割れ、円形断面柱の局部座屈および破断、箱型断面柱の局部座屈、ラーメン橋脚梁部のせん断による局部座屈などの損傷が生じた¹⁾。阪神高速道路3号神戸線、5号湾岸線では震災までに306本の鋼製橋脚が建設されていたが、このうち10%強が中規模以上の損傷を受けている。しかし、被災した大部分の橋脚は比較的軽微な損傷にとどまっており、兵庫県南部地震の巨大さを考えれば総じて良く耐えたと考えられている²⁾。

鋼製橋脚の耐震性能を高めるためには、地震後の緊急車両の通行等に支障をきたさない程度の損傷を許容して、部材の変形性能を向上させることにより、弾塑性応答時の部材のエネルギー吸収能力に期待することが合理的である。また、我が国の土木構造物は鋼重ミームを指向して発展してきたために、橋脚においても従来「最小鋼重設計」に基づく薄肉多補剛断面が標準的に採用されてきたが、最近、市場の実勢に合わせたコスト削減の視点から、加工工数を最小にする「最小工数設計」へと転換が図られつつある。この2つの方向性を両立させるコンセプトとして、従来の標準的な断面構成に比べ外形寸法を小さくし、併せて補剛材の本数を減じる方法(本稿では「少補剛コンパクト断面」と称する)が考えられる。本研究は、このような少補剛コンパクト断面に関して、合理的な断面構成を探索するための基礎資料を提供することを目的としている。

鋼製橋脚の構成要素である補剛板³⁾に関する研究は古くから行われてきたが、そのほとんどは主に終局強度に着目したものである。変形性能に着目した研究は比較的新しく、奈良ら^{3),4)}は補剛板の幅厚比パラメータおよび補剛材剛比が耐荷力と変形性能に及ぼす影響を解析的に明らかにした。宇佐美ら⁵⁾⁻⁸⁾は矩形断面の橋脚部材に対して数多くの実験を実施し、幅厚比パラメータ、補剛材剛比、補剛材細長比、部材の細長比、軸力比、載荷履歴などの各種パラメータが耐荷力と変形性能に与える影響を調査し、貴重な研究成果が得られている。また、富永ら⁹⁾は厚肉少補剛断面を有する鋼製橋脚について実験的および解析的にその耐震性能を検討するとともに、経済性についても検討を加え、厚肉少補剛断面の優位性を明らかにしている。さらに最近では、大地震時の橋脚の動的挙動を把握するために、弾塑性時刻歴応答解析、ハイブリッド地震応答実験の手法に関する研究¹⁰⁾⁻¹²⁾も精力的に実施されている。

本研究では、まず、都市内の高架橋を想定したある特定の上部構造に対して、従来の標準的な断面と数種類の少補剛コンパクト化した断面を有する矩形断面橋脚を許容応力度法により設計した。このとき、既往の研究成果をもとに、橋脚の耐荷力と変形性能に大きな影響を与える補剛板の幅厚比パラメータ(R_R)と縦補剛材剛比(γ)に制限を加えた。次に、試設計された断面のうち代表的な4断面について、断面寸法を1/3に縮小した供試体を製作し、上部工重量を想定した一定の鉛直荷重を載荷しながら地震力を想定した繰り返し漸増の水平変位を与える準静的繰り返し載荷実験を行い、耐荷力、変形性能等の基本特性を調査した。さらに、

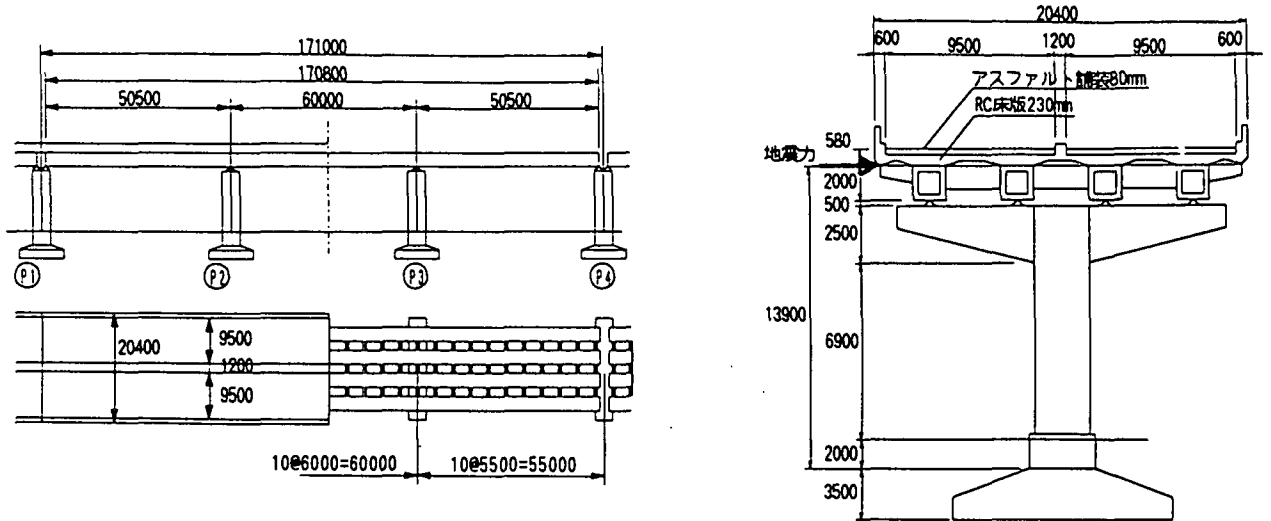


図-1 試設計の対象とした構造物

代表的な少補剛コンパ外断面に対して、軸力比、細長比パラメータおよび鋼種がこれらの特性に及ぼす影響を検討するための供試体も製作し、準静的繰り返し載荷実験に供した。本文ではこれら一連の検討結果を報告する。なお、本研究の一部は文献13)に報告済みであることを付記しておく。

2. 実構造を想定した鋼製橋脚の試設計

2.1 対象構造物と設計条件

試設計で対象とする橋脚の設定にあたり、構造物として地上の一般道路の上空に建設される上下4車線(総幅員20.4m)の都市内高架橋を想定し、中間支点到位置するP2橋脚を試設計の対象とした。上部構造は支間が55m+60m+55mの3径間連続鋼箱桁橋とし、橋脚は鋼製矩形断面のT型一本柱形式とした。P2橋脚が支持する上部構造の重量は、1,628tである。構造物の寸法概要を図-1に示す。地盤種別としてはII種地盤を想定した。地震荷重は橋軸直角方向について考え、設計水平震度0.25の水平地震力を橋脚基部から13.9mの位置に作用させた。なお、本試設計では橋脚基部に打設される中詰めコンクリートは無いものとし、橋脚自身の地震時慣性力は無視している。

2.2 少補剛コンパ外断面の設計方法

本試設計では、上記設計条件から求められる断面力に対して、許容応力度法により橋脚の断面決定を行った。この時、補剛材間の板ハネの座屈に関する幅厚比パラメータ(R_R)および補剛材剛比の指標(γ/γ^*)について、以下に示す3種類の設計断面タイプごとに制限値を設けた。

- ① ODタイプ(Ordinary Design Type)：従来の標準的な構造である「薄肉多補剛断面」であり、構造パラメータは $R_R \leq 0.5$ 、 $\gamma/\gamma^* \geq 1.0$ とする。
- ② PCタイプ(Parameter Control Type)：ODタイプとして決定された断面に対して、耐震性能を向上させるため

に、板厚および縦補剛材の高さのみを増加させることにより、 $R_R \leq 0.4$ 、 $\gamma/\gamma^* \geq 3.0$ を確保した「厚肉多補剛断面」。

- ③ CSタイプ(Compact Section Type)： $R_R \leq 0.4$ 、 $\gamma/\gamma^* \geq 3.0$ を確保した上で、ODおよびPCタイプとして算定された橋脚の外径寸法を5/6および4/6程度に縮小し、かつ補剛材の本数を削減した「少補剛コンパ外断面」。ただし、横リブの間隔は省力化の観点から、外形寸法によらずPCタイプと同じ1,500mmの一定値とする。これに伴い補剛板のアスペクト比は外形寸法によって異なる。なお、 R_R および γ/γ^* は次式で計算される。

$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{4n^2\pi^2}} \quad (1)$$

$$\frac{\gamma}{\gamma^*} = \frac{11I_1}{br^3} \frac{1}{4\alpha^2 n(1+n\delta_1) - \frac{(\alpha^2+1)^2}{n}} \quad (2)$$

ここに、 t は補剛板の板厚、 b は補剛板の全幅、 n は縦方向補剛材によって区切られるハネ数、 E はヤング係数(= 2.1×10^6 kgf/cm²)、 μ はポアソン比(=0.3)、 α は補剛板のアスペクト比(= a/b)、 δ_1 は縦方向補剛材1個の断面積比(= A_1/br)、 I_1 は補剛材1個の断面二次モーメントである。補剛板および縦補剛材の鋼種は全てSM490とし、降伏点 σ_y は板厚に関わらず規格値 $3,200$ kgf/cm²とした。

2.3 試設計の結果

試設計により算定された鋼製橋脚の各断面ケースの寸法諸元・断面性能、および耐震性能に影響を及ぼすと考えられる各種パラメータを表-1に示す。表中、試設計タイプは前述の3つの設計条件区分を示し、CSタイプのCS-5/6およびCS-4/6はOD、PCタイプで設計された断面の外形寸法を、それぞれ5/6、4/6に縮小した断面を示す。 R_R は次式で表される補剛

表-1 試設計結果一覧

試設計 タイプ	外形寸法 (mm)	板厚 (mm)	縦補剛材			横リブ		断面積 (cm ²)	断面係数 (×10 ³ cm ³)	断面2次 モーメント (×10 ³ cm ⁴)	断面名称
			本数	寸法 (mm)	間隔 (mm)	間隔 (mm)	アスペクト比				
OD	2700×2700	23	4	230×22	5@540	2700	1.000	3,272	273	36,858	OD-4-a
	2700×2700	26	4	180×16	5@540	1500	0.556	3,242	278	37,499	OD-4-b
PC	2700×2700	28	4	250×27	5@540	1500	0.556	4,073	336	45,348	PC1/1-4
CS-5/6	2250×2250	34	3	300×27	4@563	1500	0.667	3,986	267	30,037	CS5/6-3
	2250×2250	39	2	300×27	3@750	1500	0.667	4,097	279	31,430	CS5/6-2
	2250×2250	58	1	330×31	2@1125	1500	0.667	5,495	377	42,437	CS5/6-1
CS-4/6	1800×1800	55	2	420×38	3@600	1500	0.833	5,116	253	22,746	CS4/6-2
	1800×1800	65	1	400×36	2@900	1500	0.833	5,087	265	23,864	CS4/6-1

試設計 タイプ	外形寸法 (mm)	幅厚比パラメータ		補剛材 剛比 γ/γ^*	細長比 パラメータ λ	軸力比 P/P_y	固有周期 T (sec.)	応力度 の照査	安定 の照査	鋼重 (t/m)	断面名称
		R_R	R_F								
OD	2700×2700	0.482	0.462	1.09	0.324	0.155	0.870	1817<1900	0.971<1.000	2.68	OD-4-a
	2700×2700	0.426	0.423	1.02	0.320	0.157	0.864	1803<1900	0.963<1.000	2.75	OD-4-b
PC	2700×2700	0.396	0.230	3.04	0.326	0.125	0.784	1468<1900	0.785<1.000	3.40	PC1/1-4
CS-5/6	2250×2250	0.340	0.195	3.15	0.398	0.128	0.968	1857<1900	0.996<1.000	3.34	CS5/6-3
	2250×2250	0.395	0.226	3.28	0.391	0.124	0.938	1707<1900	0.917<1.000	3.43	CS5/6-2
	2250×2250	0.398	0.251	3.03	0.393	0.093	0.816	1310<1900	0.703<1.000	4.53	CS5/6-1
CS-4/6	1800×1800	0.224	0.132	3.02	0.510	0.099	1.097	1793<1900	0.969<1.000	4.13	CS4/6-2
	1800×1800	0.284	0.174	3.11	0.504	0.100	1.087	1805<1900	0.974<1.000	4.10	CS4/6-1

板全幅の座屈に関する幅厚比パラメータである。なお、 $\gamma/\gamma^* \equiv 3.0$ としたとき、 $R_R \leq 0.5$ の領域では $R_F \equiv 0.6R_R$ となる。

$$R_F = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_F}} \quad (3)$$

ここに、 k_F は座屈係数で、補剛板のアスペクト比に応じて次式により算定される。

$$k_F = \frac{(1+\alpha^2)^2 + n\gamma_1}{\alpha^2(1+n\delta_1)} \quad (\alpha \leq \alpha_0) \quad (4.a)$$

$$k_F = \frac{2(1+\sqrt{1+n\gamma_1})}{1+n\delta_1} \quad (\alpha > \alpha_0) \quad (4.b)$$

$$\alpha_0 = \sqrt{1+n\gamma_1} \quad (4.c)$$

また、固有周期 T は道路橋示方書耐震設計編に示された算定式において、基礎の水平変位および回転は生じないと仮定して計算したものである。

試設計の結果から以下のことが考察される。

- ① PCタイプは基準断面(ODタイプ)に比べ断面係数が1.2倍ほど大きくなっており、結果的にはODタイプにおいて1.2倍程度の静的な地震力を想定して算定したものとほぼ同等の断面になる。
- ② CSタイプでは γ/γ^* は任意に設定できる。また、 R_R は補剛材本数が多い場合には許容応力度あるいは安定の照査により小さめに設定され、補剛材本数が少ない場合には R_R を確保するために必要な補剛板の板厚により発生応力度に余裕が生じる。
- ③ 部材の細長比(λ)は主として外形寸法に依存しており、少補剛コンパ外断面では λ が増加する傾向となる

ため、固有周期は大きくなる。

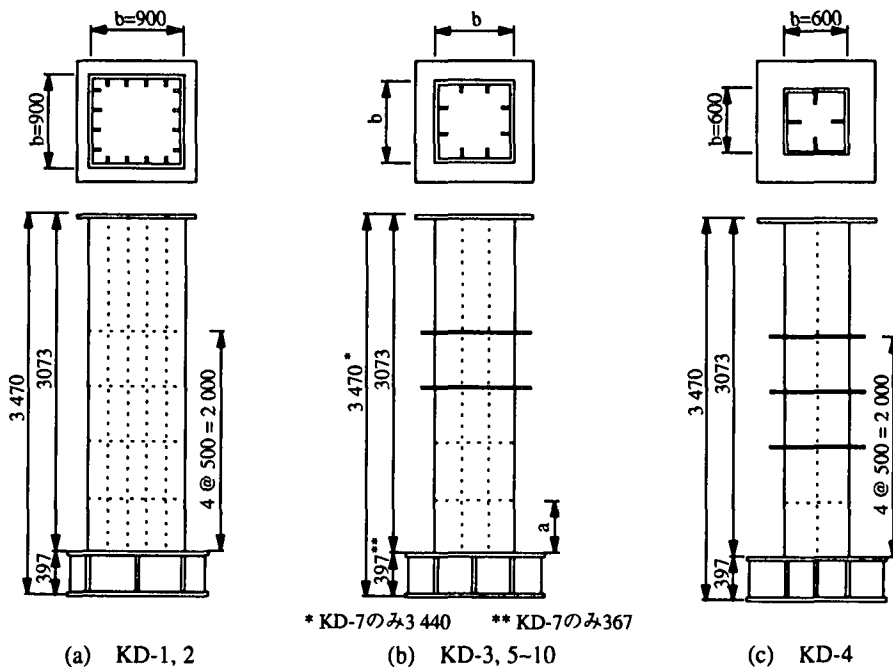
- ④ 少補剛コンパ外断面は断面積が増加するため、軸力比(P/P_y)は減少する。

3. 準静的正負交番繰り返し載荷実験

3.1 実験概要

(1) 供試体

橋脚部材の耐荷力と変形性能に関する基本的な特性を調査するために、試設計で算定した断面の中から代表的なものを抽出し、縮小模型供試体による準静的正負交番繰り返し載荷実験を行った。ここでは、試設計におけるT型一本柱構造の鋼製橋脚を、片持ち柱としてモデル化し、実験供試体とした。試設計における各タイプの断面の中から抽出するケースとしては、薄肉多補剛断面(OD-4-b)、厚肉多補剛断面(PC1/1-4)、および少補剛コンパ外断面(CS5/6-2、CS4/6-1)の計4ケースとし、それぞれの断面寸法を1/3に縮小して製作した供試体をKD-1、KD-2、KD-3、KD-4とした。これらの供試体においては、実験装置の都合により橋脚高さ方向の縮尺は断面の縮尺1/3とは一致していない。また、少補剛コンパ外断面の中からKD-3を代表例として選び、軸力比、細長比、および鋼種の影響を調査するための供試体を、それぞれKD-5、KD-6、KD-9とし、橋脚高さ方向と断面の縮尺を一致させた供試体をKD-7とした。さらに、文献2)で補剛材細長比 $\lambda_s \leq 0.2$ を確保するための効率的な設計法として提案されている「 $\alpha = 1.0$ 、 $R_R = 0.35$ 、 $\gamma/\gamma^* = 1.0$ 程度で補剛板の設計を行い、その後中間に横方向補剛材を1本設ける」方法に則って断面を決定した供試体をKD-10とした。供試体の概略を図-2に、断面性能の一覧を表-2に示す。同表中の諸数値は、使用鋼材の引張試験で得られ



* KD-7のみ3440 ** KD-7のみ367

図-2 供試体の概略図

表-2 供試体一覧

供試体	外形寸法 $b \times b$ (mm)	板厚 t (mm)	縦補剛材寸法 (mm)	横リブ間隔 a (mm)	ハネ数	降伏点 σ_y (kgf/cm ²)	断面積 A (cm ²)	断面係数 Z (cm ³)	断面二次モーメント I (cm ⁴)	細長比パラメータ λ	幅厚比パラメータ		補剛材剛比 γ/γ^*	試設計断面	断面の縮尺
											R_R	R_F			
KD-1	900×900	9	60×6	500	5	3,790	378.4	10,775	484.853	0.250	0.447	0.446	1.006	OD-4-b	1/3
KD-2	900×900	9	80×9	500	5	3,844	436.0	12,016	540.713	0.255	0.450	0.263	3.004	PC1/1-4	1/3
KD-3	750×750	12	90×9	500	3	3,674	419.0	9,592	359.690	0.300	0.458	0.272	3.054	CSS/6-2	1/3
KD-4	600×600	22	135×12	500	2	4,035	573.4	9,949	298.477	0.404	0.314	0.193	3.090	CS4/6-1	1/3
KD-5	750×750	12	90×9	500	3	3,570	419.0	9,592	359.690	0.296	0.452	0.268	3.054	CSS/6-2	1/3
KD-6	600×600	10	73×8	400	3	3,984	282.7	5,147	154.411	0.392	0.458	0.271	3.070	CSS/6-2	1/3.75
KD-7	546×546	10	75×7	364	3	3,820	256.4	4,220	115.213	0.423	0.408	0.236	3.211	CSS/6-2	1/4.12
KD-9	600×600	10	73×8	400	3	6,370	282.7	5,147	154.411	0.496	0.579	0.343	3.070	CSS/6-2	1/3.75
KD-10	720×720	14	90×10	360	3	3,249	467.4	10,184	366.612	0.295	0.355	0.185	4.121	-	-

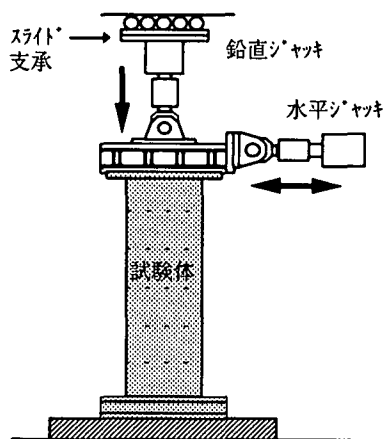


図-3 荷重実験装置

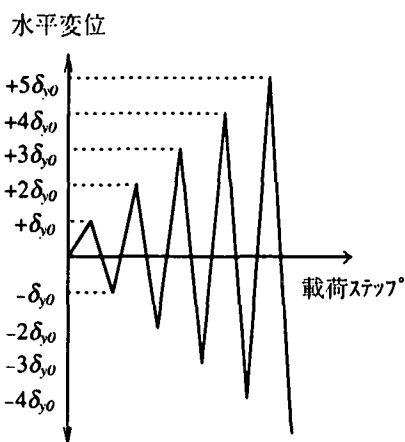


図-4 水平変位荷重パターン

た σ_y を用いて算定したものである。なお、使用した鋼材はKD-4がSM490C-TMC、KD-9がSM570Qである以外は全てSM490Aである。KD-4の使用鋼材をTMCP鋼としたのは、本供試体の幅厚比が極端に小さいため座屈を生じにくく、基部における脆性破壊の発生が懸念されたため、材料の靱性を高めておきたかったからである。

(2) 実験方法

実験では、まず、上部工重量に相当する鉛直荷重を作用させ、その大きさを一定に保ちながら、地震力に相当する交番水平荷重を繰り返して与えた。荷重装置の概要を図-3に示す。水平荷重は供試体柱頭部において変位制御で行った。変位振幅は図-4に示すように、式(5)で定義される降伏変位 δ_{y0} を基準として、 $\pm\delta_{y0}$ 、 $\pm 2\delta_{y0}$ 、 $\pm 3\delta_{y0}$ ・・・と漸増さ

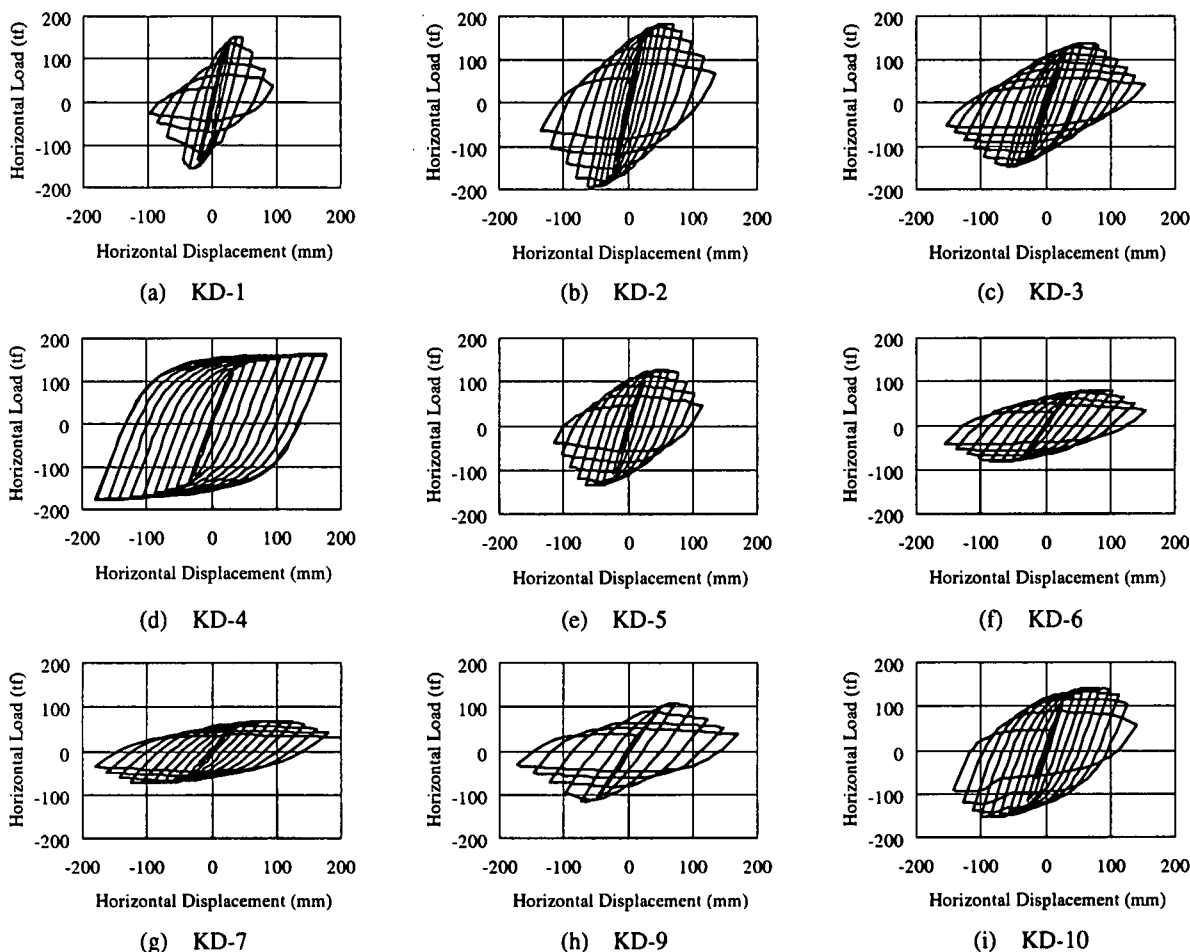


図-5 水平荷重-水平変位履歴曲線

せた。各変位振幅での繰り返し回数は1回とし、供試体が終局状態に至った(今回は水平荷重が H_y 以下に低下した時点を終局と考えた)と見なせるか、載荷装置の能力上実行が不可能になるまで実験を続けた。

$$\delta_{y0} = \frac{H_y h^3}{3EI}, \quad H_y = \left(\sigma_y - \frac{P}{A} \right) \frac{Z}{h} \quad (5)$$

ここに、 H_y は降伏水平荷重、 h は試験体高さ、 EI は曲げ剛性、 σ_y は鋼材の公称降伏応力、 P は軸力、 A は供試体の断面積、 Z は供試体の断面係数である。

3.2 実験結果と考察

(1) 破壊モード

最終的な破壊モードはKD-4、KD-10を除き、基部のベースプレートと水平補剛材(横リブ)で囲まれる最下部のバネに発生した局部座屈であった。座屈形態は、KD-1は補剛板全体が弓なりに変形する全体座屈波形(Fモード)となり、それ以外の供試体は最大耐荷力到達変位から $2\sim 3\delta_{y0}$ の載荷領域では縦補剛材を節として複数の凹凸に変形する複数波形(Rモード)となった後、Fモードと連成した形態を示した。KD-4については、 $7\delta_{y0}$ を越える載荷領域から圧縮側最下部のバネにFモードの変形が見られはじめた後、繰り返し載

荷の進行とともに徐々に変形が成長し、試験終了時にはあまり大きくはないが残留変形が認められた。KD-10については、まず、 $-4\delta_{y0}$ においてベースプレートと供試体本体との溶接部のコーナー部本体側止端に低サイクル疲労亀裂が発見された。最大耐荷力到達変位 $6\delta_{y0}$ 付近でRモードの座屈波形が目視で観察されるようになるとともに、基部の亀裂が50mm程度まで進展した。その後、繰り返し載荷に伴い座屈波形、亀裂長とも徐々に進展したが、最終的には $+10\delta_{y0}$ で引張側フランジの亀裂が幅方向につながって、急激に耐力を失った。

(2) 水平荷重-水平変位履歴曲線とその包絡線

図-5に全供試体の水平荷重-水平変位履歴曲線を示す。同図における水平変位は、計測位置(供試体頂部)における変位から基部の水平変位および剛体回転の影響を除去し、高さ方向への比例配分により載荷点位置の変位に補正したものである。また、図-6には縦軸と横軸をそれぞれ降伏水平荷重 H_y 、降伏変位 δ_y で無次元化した包絡線を示す。なお、 H_y は材料試験の結果(表-2に示す各供試体の σ_y)を用いて式(5)により計算した値、 δ_y は実験における初期弾性勾配を用いて算出した H_y に対する変位である。

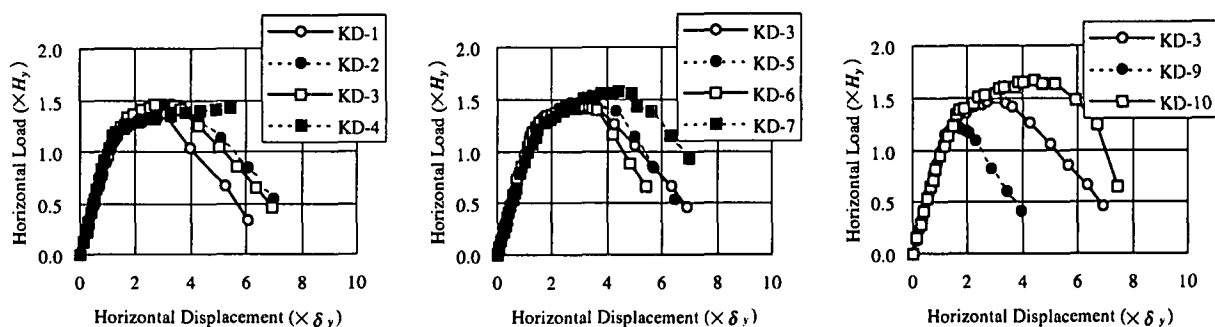


図-6 水平荷重-水平変位の無次元包絡線

表-3 準静的繰り返し載荷実験結果一覧

供試体	P (tf)	P/P _y	H _y (tf)	H _m (tf)	δ _y (mm)	δ _m (mm)	δ ₉₅ (mm)	δ _n (mm)	H _m /H _y	δ _m /δ _y	δ ₉₅ /δ _y	δ _n /δ _y
KD-1	182	0.127	108	152	15.9	40.7	49.2	64.7	1.41	2.57	3.10	4.08
KD-2	182	0.109	125	183	19.4	55.7	76.4	107	1.46	2.88	3.95	5.53
KD-3	182	0.118	94.1	137	22.0	58.4	82.5	114	1.46	2.65	3.74	5.16
KD-4	182	0.079	112	>161	32.7	>177	>177	>177	>1.44	>5.41	>5.41	>5.41
KD-5	248	0.166	86.5	127	18.1	64.3	75.2	96.0	1.47	3.56	4.16	5.31
KD-6	123	0.109	55.3	79.4	28.4	84.9	106	130	1.44	2.99	3.74	4.58
KD-7	92	0.094	44.2	69.4	25.7	113	128	174	1.57	4.42	4.99	6.80
KD-9	177	0.098	89.5	109	43.0	73.0	88.4	98.0	1.21	1.70	2.06	2.28
KD-10	224	0.148	85.4	143	18.9	83.9	102	132	1.67	4.44	5.38	6.97

a) 試設計に基づく供試体間の比較

図-5(a)~(d)を比較すると、KD-1 供試体は他の試験体と比較してフランジの幅厚比パラメータが大きいのに加え補剛材の剛度が小さいため、比較的早期に最大耐力に達し、それ以降の強度劣化が著しい。KD-2 はこれらの試験体の中で最も断面剛性および断面係数が大きいため、初期弾性勾配、最大耐力が最も大きくなっている。KD-3 は設計上の断面係数はKD-1と同程度であるが、材料降伏点が低かったため最大耐力は小さい。しかし、最大耐力に至るまでの変位は大きく、それ以降の強度劣化も緩やかである。KD-4 は使用した実験装置で与えられる最大の変位を与えても最大耐力に到達しなかったため、最大変位を3回繰り返し載荷したが、強度の劣化は認められず安定した挙動を示している。

また、細長比パラメータ、幅厚比パラメータ R_R 、 R_F 、補剛材剛比 γ/γ^* 、および軸力比 P/P_y の値がほぼ等しいKD-2とKD-3は、図-6に示すように非常に類似した包絡線形状となっており、断面形状を少補剛コンパクト化しても、これらのパラメータの組み合わせにより、包絡線の形状が決定されることを示唆していると考えられる。

b) 軸力比および細長比の影響

寸法・形状は等しく、軸力のみを変化させたKD-3とKD-5の無次元包絡線、細長比パラメータのみが異なるように計画したKD-3とKD-6の無次元包絡線を比較する(図-6(b))と、軸力比・細長比ともに最大耐力までの荷重-変位関係にはあまり影響を及ぼさず、最大耐力以降の強度劣化に影響を与え、これらのパラメータの値が大きい方が強度

劣化が激しいことがわかる。これは、既往の研究成果を追認する結果である。

(3) 耐力上昇率および塑性率

表-3に包絡線から算出した耐力、変形性能に関する特性値を示す。同表において、 H_m と δ_m は実験で得られた最大耐力とその時の変位、 δ_{95} 、 δ_n は最大耐力到達後に水平荷重がそれぞれ H_m の95%および H_y まで低下した時点の変位である。

KD-2とKD-3とは、 R_R 、 R_F 、 γ/γ^* のいずれも近い値であるため、耐力上昇率、変形性能ともにほぼ同等の値となっている。KD-4については、耐力上昇率は他の供試体とほぼ同程度と推定されるが、変形性能は著しく優れている。同形状で軸力比の異なるKD-3とKD-5とは、変形性能は同等であるものの、変形性能については軸力比の高いKD-5の方が若干良い。ただし、これらの供試体においては、最大耐力直後の劣化勾配が緩やかであり、計測のタイミング等により δ_m 、 δ_{95} の値が比較的大きく変化する可能性があるため、両者はほぼ同等と見ることもできる。KD-9については、 R_R 、 R_F の値が大きいため、耐力上昇率、変形性能ともに他に比べて劣っている。幅厚比パラメータが小さいKD-7、KD-10については、耐力上昇率が大きいのに加え、変形性能も優れている。

(4) 履歴吸収エネルギー

図-7に各載荷ステップごとの履歴吸収エネルギーを示す。縦軸は各ループにおける吸収エネルギーを $H_y \cdot \delta_y$ で無次元化した

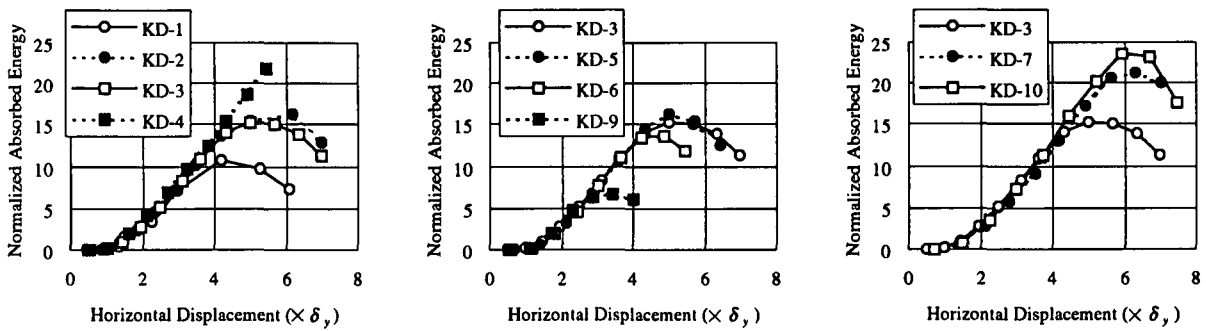


図-7 各変位ステップにおける吸収エネルギー

ものである。図-5に示した水平荷重-水平変位履歴曲線と見比べることにより、いずれの供試体においても、最大荷重を越えても1サイクル当たりの吸収エネルギーは増加し続け、水平荷重が H_y 程度に低下した付近でピークを呈することがわかる。また、 R_R 、 R_F 、 γ/γ^* の値がほぼ等しいKD-2、3、5では無次元吸収エネルギーはほぼ等しく、幅厚比パラメータが小さいKD-4、7、10ではそのピーク値および対応する無次元変位がともに大きくなっている。一方、 R_R の値はKD-2とほぼ等しいが、 R_F 、 γ/γ^* の値が異なるKD-1では吸収エネルギーのピーク値とそれに対応する変位は小さくなっており、 R_R の値が著しく大きいKD-9でもそれらの値は極めて小さい。しかし、いずれの供試体においても、 $3\delta_y$ 程度までは無次元化された吸収エネルギーはほぼ一致しており、耐荷力上昇率および変形性能に優れた断面は、それ以降の変位においても吸収エネルギー量が増加して行くことがわかる。すなわち、耐荷力上昇率および変形性能が優れている断面は、エネルギー吸収能力も優れていると言える。

4. まとめ

本研究では少補剛コンパ外断面に関して、合理的な断面構成を探索する資料を提供することを目的として、都市内の高架橋を想定した鋼製橋脚の試設計を行った後、その縮小模型4体を用いた準静的繰り返し載荷実験を実施した。さらに、代表的な少補剛コンパ外断面に関しては、軸力比、細長比および鋼種が最大耐荷力、変形性能に及ぼす影響を調査するための供試体を製作し、載荷実験に供した。一連の試設計および載荷実験により得られた知見は、以下のようによまとめられる。

- ① 少補剛コンパ外断面では補剛材本数が少なくなるため、所要の R_R を確保するには補剛板の板厚を増す必要があることから、発生応力度に余裕が生じる。また、細長比パラメータが増加する傾向となるため、固有周期は大きくなる。さらに、断面積が増加するため、軸力比が減少する。
- ② 橋脚断面を少補剛コンパ外断面化しても、 R_R 、 R_F 、 γ/γ^* などの構造パラメータが等しければ、最大耐荷力、変形性能、エネルギー吸収能はほぼ同等である。
- ③ 補剛板の幅厚比パラメータ(R_R)および補剛材剛比(γ)につ

いて、 $R_R \leq 0.4$ 、 $\gamma/\gamma^* \geq 3.0$ という条件を満たす少補剛コンパ外断面鋼製橋脚(供試体 KD-4、KD-7、KD-10)は優れた耐震性能を有する。

本文では、少補剛コンパ外断面の耐震性能に関する基礎的な特性である最大耐荷力、変形性能、エネルギー吸収能力に関するデータを提示したが、これらの特性と構造パラメータとの関係を定式化するまでには至っていない。実橋脚の設計に際しては、こうした関係式が必要であるため、この点については今後の課題としたい。

なお、本研究は建設省土木研究所、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、名古屋高速道路公社、(社)日本橋梁建設協会、(社)鋼材倶楽部の6機関による「鋼製橋脚の耐震設計法に関する共同研究」の一環として実施されたものである。

また、本研究の実施にあたり、名古屋大学 宇佐美勉教授には貴重な助言をいただいた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会鋼構造委員会：鋼構造物の安全性の調査報告(阪神大震災における鋼構造物の被害報告と今後の耐震設計について)、平成7年5月
- 2) 土木学会鋼構造新技術小委員会：最終報告書(耐震研究)、平成8年5月
- 3) 奈良敬・小松定夫・北田俊行：連続補剛板の極限強度特性に関する研究、土木学会論文集、No.392/I-9、1988.4
- 4) S. Nara, Y. Fukumoto : Evaluation of Ultimate Strength and Ductility of Longitudinally Stiffened Plates under Uni-axial Compression, SSRC 1991 Annual Technical Session Proceeding, 1991
- 5) 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、1991.3
- 6) 宇佐美勉・水谷慎吾・青木徹彦・伊藤義人・安波博道：補剛箱形断面鋼圧縮部材の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.38A、

- pp.105-117, 1992.3
- 7) 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、構造工学論文集、Vol.39A、pp.235-247、1993.3
 - 8) 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、1995.1
 - 9) 富永知徳・安波博道：厚肉少補剛断面を有する鋼製橋脚の経済性と耐震性評価、鋼構造論文集、Vol.2、No.5、pp.37-51、1995.3
 - 10) 才塚邦宏・伊藤義人・木曾英滋・宇佐美勉：相似則を考慮した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
 - 11) 宇佐美勉・才塚邦宏・木曾英滋・伊藤義人：ハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の強震時挙動、土木学会論文集、No.519/I-32、pp.101-103、1995.7
 - 12) 鈴木森晶・宇佐美勉・寺田昌弘・伊藤努・才塚邦宏：鋼製箱型断面橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析、土木学会論文集、No.549/I-37、pp.191-204、1996.10.
 - 13) 末田明・安波博道・水谷慎吾・小林洋一・中川知和：繰り返し荷重を受ける鋼製橋脚の変形性能に関する研究、鋼構造年次論文報告集、Vol.4、pp.17-24、1996.11
- (1997年3月31日受付)

**AN EXPERIMENTAL STUDY
ON THE SEISMIC PERFORMANCE OF STEEL BRIDGE PIERS
WITH LESS-STIFFENED AND COMPACT SIZED SECTION**

Shozo NAKAMURA, Hiromichi YASUNAMI, Yoichi KOBAYASHI,
Tomokazu NAKAGAWA and Shingo MIZUTANI

In this paper, the seismic performance of steel bridge piers with less-stiffened and compact sized section is experimentally studied. First of all, the design of various cross-sections of steel bridge pier for the viaduct constructed in urban area is described. Then, the results of the tests of 9 cantilever steel box column specimens including 4 one-third scale model of the designed bridge piers are presented. The tests were carried out under constant compressive axial loads and cyclic lateral loads. Finally, the seismic performance of tested specimens are discussed in the light of ultimate strength, ductility and energy-absorption capacity.