

圧縮芯をもつ鋼製橋脚の耐震性能実験

Experimental Study on Seismic Resistance Performance of Steel Piers with Compression Core

加藤剛也[†], 青木徹彦^{††}, 鈴木森晶^{††}

Goya KATO, Tetsuhiko AOKI, Moriaki SUZUKI

Since the Great Hanshin Earthquake, many rearches had been done on the steel bridge piers but few works had presented for high performance of seismic resistance. In this study, new idea improving the ductility of steel bridge piers are proposed, in which steel piers have a central core column. Comparaing with usual piers, the same number of test specimens are served for seismic repeated loading as pier models with central core columns. The test results show the excellent high seismic performance than the normal ones.

1. 序論

都市高架高速道路は、災害時に都市機能を維持するための主要交通道路としての重要性が大きい、そのため高い安全性が要求されている。兵庫県南部地震以来、鋼製橋脚の耐震安全性に関して実験的、理論的研究が大量になされてきたが^{1)~4)}、変形能の大きい構造形式が実現できたとは言いがたい。

一般に鋼構造物は薄肉部材で構成されている。コストを下げるために薄肉部材を用いると、外力が繰り返し作用する地震時では、必要とされる変形能が十分に期待できない。さらに、鋼製橋脚の場合は軸力の大きな部材では変形能がより低下することが知られている。逆に、軸力のない場合には変形能は大きくなる。したがって、鋼製橋脚の変形能を増加させる構造として、鋼製橋脚の中心部に低コストの PC パイルまたはコンクリート充填鋼管を設け、これに圧縮力を受け持たせ、断面部に軸圧縮力を作用させない構造が考えられる。

本研究シリーズでは、鋼製橋脚を想定した供試体中心部にコンクリート充填鋼管を用いた供試体を製作し、これに上部工重量を想定した鉛直力を受け持たせ、地震時の慣性力に相当する水平力の繰り返し載荷実験を行って、その耐震性能を明らかにする。

「軸力比の影響」、 「補剛材剛比の影響」の 2 種類の影響を検討する。

用意する供試体は圧縮芯を有するもの 5 体、有しないもの 5 体の計 10 体を用いて実験を行う。なお、圧縮芯は図 1 (b) のように断面中心部に設置する。

実験計画を表 1 に、供試体諸元を表 2 に、供試体断面図および側面図を図 1、図 2 に示す。圧縮芯に用いる鋼管は、外径 $\phi=165.2\text{mm}$ 、板厚 $t_c=7\text{mm}$ 、高 $h_c=1700\text{mm}$ 、一般構造用炭素鋼管 (STK400) である。鋼管内に充填するコンクリートは設計強度 $F_c=80\text{N/mm}^2$ 、粗骨材は最大粒径 20mm の川砂利、細骨材は川砂を使用する。

表 1 実験計画

Group	供試体名	軸力比 P/P_y	補剛材剛比 γ/γ^*	芯
S	S-100-CR	0.15	1.00	○
	S-100-NC		1.00	×
	S-175-CR		1.75	○
	S-175-NC		1.75	×
	S-250-CR		2.50	○
	S-250-NC		2.50	×
P	P-15-CR	0.15	1.75	○
	P-15-NC	0.15		×
	P-30-CR	0.30		○
	P-30-NC	0.30		×
	P-45-CR	0.45		○
	P-45-NC	0.45		×

2. 実験計画

2.1 実験供試体

本実験では、圧縮芯を有する供試体 (-CR) と圧縮芯を有しない供試体 (-NC) の 2 種類の供試体を用いて、それぞれ

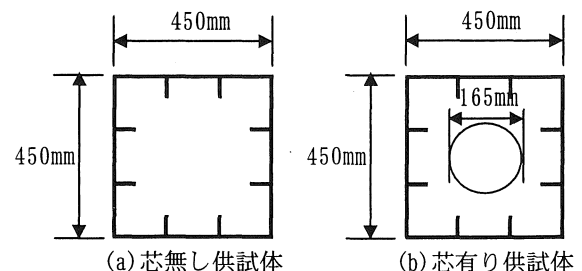


図 1 供試体断面図

[†] 愛知工業大学 大学院 建設システム工学専攻

^{††} 愛知工業大学 土木工学科 (豊田市)

表 2 供試体諸元

供試体名	S-100	S-175	S-250	P-15	P-30	P-45
材質	SM490					
補剛板幅	b (mm) 450					
補剛板板厚	t (mm) 6					
縦補剛材幅	b _s (mm) 40	48	55	48		
縦補剛材板厚	t _s (mm) 6					
供試体高さ	h (mm) 2420					
補剛材剛比	γ/γ^* 1.00 1.75 2.50 1.75					
軸力比	P/P _y 0.15 0.15 0.30 0.45					

※-CR、-NC とも同じ供試体を使うため省略して表記

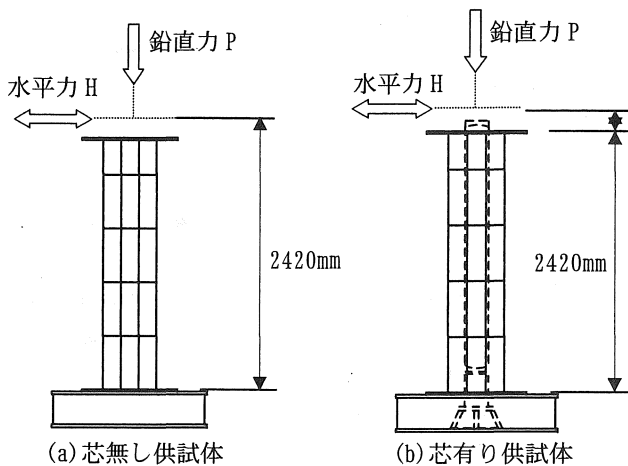


図 2 供試体側面図

2.2 実験荷装置

本実験では、供試体は基礎ブロックを介して反力床に固定し、供試体上に荷ブロックを設置して水平力を荷する。また荷ブロック上にさらに鉛直力荷用の荷はりを設け、その両端から上部工重量を想定した一定鉛直力 4400 kN アクチュエータ 2 基を用いて作用させる。地震時の上部工重量の慣性力を想定した繰り返し水平力には 4400 kN アクチュエータ 1 基を用いる。また、これらのアクチュエータは両端がピン構造になっており、大変形にも対応できる。実験装置概要図を図 3 に示す。

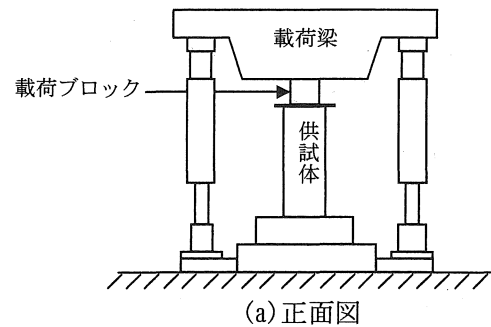
2.3 荷方法

(1) 鉛直力(軸力)

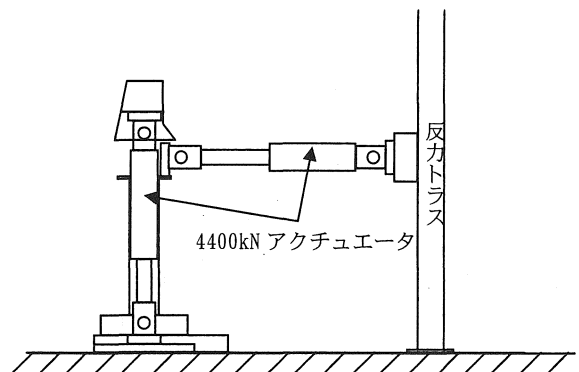
実験で荷する鉛直力 P は、降伏軸力 P_y に対して定め、軸力比 P/P_y=0.15 を標準とした。軸力比をかえたものはこの 2 倍、3 倍とした。実験中は、鉛直力 P を常に一定に保つようにする。

(2) 水平力

地震時の上部工重量の慣性力を想定した水平力 H は降伏水平変位 δ_y を基準とし、正負に同量の δ_y の係数倍の水平変位を与え、漸増変位荷を行う。水平力 H が最大水平力 H_{max} に達した後、降伏水平力 H_y まで低下した時点で実験終了とした。H_y まで低下しない場合、降伏水平変位 δ_y の 9 倍



(a) 正面図



(b) 側面図

図 3 実験装置概要図

に達するまでとした。降伏水平力 H_y、降伏水平変位 δ_y の理論式を式 (1)、(2) に示す。

$$H_y = \frac{Z}{h} \left(\sigma_y - \frac{P}{A} \right) \tag{1}$$

$$\delta_y = \frac{H_y h^3}{3EI} + \frac{H_y h}{GA_w} \tag{2}$$

ここで、Z=I/y: 断面係数、σ_y: 降伏応力、P: 軸力、A: 断面積、EI: 曲げ剛性、h: 有効座屈長、A_w: ウェブの断面積、G: せん断弾性係数。

表 3 示方配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m ³)				HP-11 (kg/m ³)
					水	セメント	細骨材	粗骨材	
20	15	2	28	43	151	582	742	974	12

表 4 短柱試験供試体詳細

供試体名		A	B	C	D1	D2	D3	E1	E2	E3
板厚	(mm)	6.79	6.95	7.15	7.05	7.05	7.16	7.00	6.91	6.88
外径	(mm)	165.92	165.92	165.88	165.85	165.98	165.53	165.77	166.00	165.98
長さ	(mm)	450	450	450	450	450	450	450	450	450
塗布剤		パラフィン	塗料	グリス	無し	無し	無し	無し	無し	無し
鋼管		有	有	有	有	有	有	無	無	無
締め固め時期		90分	90分	90分	90分	180分	270分	90分	180分	270分

2.4 圧縮芯の作成

本実験では鋼製橋脚中心部にコンクリート充填鋼管を作成し、これに上部工重量を想定した軸力を受け持たせ、橋脚本体の耐震性能向上を図るものである。そのため、圧縮芯は設計軸力 200tf までの圧縮力に十分に耐えるよう設計しなければならない。

(1) 圧縮芯の構成

圧縮芯は鋼管、コンクリート、PC 棒、球芯、球座で構成されている。

鋼管の中に高強度コンクリートを打ち、PC 鋼棒で圧縮力かける。コンクリートの配合を表 3 に示す。高強度とするため減水剤 (HP-11) を 1% 混入している。

鋼管の両端に球芯を取り付け、球芯を球座に合わせることでピン構造として機能するようにする。

圧縮芯の概略図を図 4 に示す。

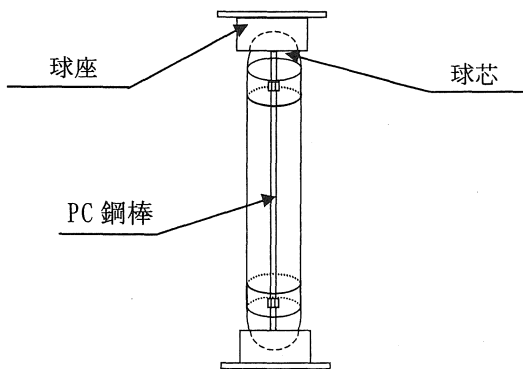


図 4 圧縮芯概略図

(2) 短柱試験

圧縮芯は本実験において、最重要部材である。それ故、その材料特性を実験前に把握しておく。供試体はできるだけ本実験に近づけるため同一の鋼管の短柱 (長さ $h_c = 450\text{mm}$) を使用した。鋼管内部側面にはコンクリートとの付着を無くするため、パラフィン、塗料、グリスの 3 種類塗付しそれらの違いを調べる。また、本実験では PC 充填鋼管とするため

短柱試験でも締め固めを行う必要がある。そこで、コンクリート配合後締め固め時期による強度の違いを調べるため、90 分後、180 分後、270 分後の 3 種類供試体を用意した。供試体詳細を表 4 に示す。

載荷は本実験を想定して両端をピン構造にし、200tf アムスラー型油圧試験機を使用し、コンクリートに破壊、または試験機の性能限界まで圧縮力を与える。短柱試験概略図を図 5 に示す。

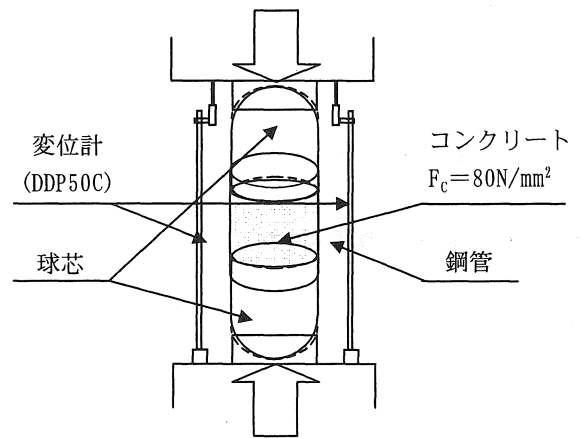


図 5 短柱試験概略図

3. 実験結果

3.1 鋼材引張試験結果

実験前に橋脚供試体材料の引張試験を行った。3 体の引張試験結果の平均を表 5 に、応力-ひずみ曲線の例を図 6 に示す。

表 5 鋼材材料試験結果

鋼種	実験値	公称値
	SM490	
降伏応力 (MPa)	414	325
ヤング率 (Gpa)	208	206
降伏ひずみ (μ)	1988	1578
ポアソン比	0.29	0.30

表 6 降伏水平力 H_y 、降伏水平変位 δ_y

	引張試験		公称値		実験値	
	H_{y_th} (kN)	δ_{y_th} (mm)	H_{y_th} (kN)	δ_{y_th} (mm)	H_{y_ex} (kN)	δ_{y_ex} (mm)
S-100-CR	298	19.1	234	15.0	216	15.2
S-175-CR	304	19.2	238	15.0	253	16.7
S-250-CR	308	19.2	242	15.1	229	15.7
P-15-CR	304	19.2	238	15.0	253	16.7
P-30-CR	304	19.2	238	15.0	211	13.5
P-45-CR	304	19.2	238	15.0	187	9.5
S-100-NC	254	16.3	199	12.8	221	15.2
S-175-NC	258	16.3	203	12.8	252	16.7
S-250-NC	262	16.3	205	12.8	236	15.7
P-15-NC	258	16.3	203	12.8	252	16.7
P-30-NC	212	13.4	167	10.6	203	13.5
P-45-NC	167	10.5	131	8.3	158	9.5

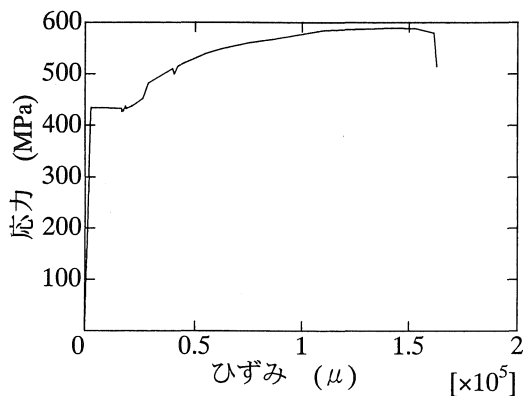


図 6 鋼材材料試験による応力 - ひずみ曲線の一例

3.2 降伏変位、降伏水平力

本研究では降伏変位 δ_y 、降伏水平力 H_y の実験値は載荷時に圧縮フランジの最大ひずみ点が引張試験の降伏ひずみに達した時点での変位および水平力としている。また理論値は引張試験で得られた降伏応力 σ_y および公称値降伏応力 σ_y を式(1)、(2)に代入して求めた。

これらの実験値および理論値による降伏変位、降伏水平力を表 6 に示す。圧縮芯をもつ供試体の降伏変位は比較のために圧縮芯をもたない供試体の値を用いた。

3.3 コンクリート圧縮試験

コンクリート材料試験は短柱試験のもの 6 体 (P1~P6) と圧縮芯作成時のもの 9 体 (T1~T9) を用意した。材料試験結果を表 7 (P1~P6)、表 8 に圧縮芯作成時材料試験結果 (T1~T9) を示す。応力-ひずみ曲線を図 7 (P1~P6)、図 8 (T1~T9) に示す。

3.4 短柱圧縮試験結果

短柱圧縮試験で得られた応力 - 変位曲線を図 9 に示す。図 9 (a) は塗布剤の違う試験体 3 体を。図 9 (b) は鋼管内に充

表 7 コンクリート材料試験結果

供試体名	圧縮強度 (Mpa)	材齢	養生
P1	44.0	14日	自然
P2	60.8	14日	自然
P3	48.4	14日	自然
P4	43.4	14日	自然
P5	49.5	14日	自然
P6	48.7	14日	自然
平均	49.1		

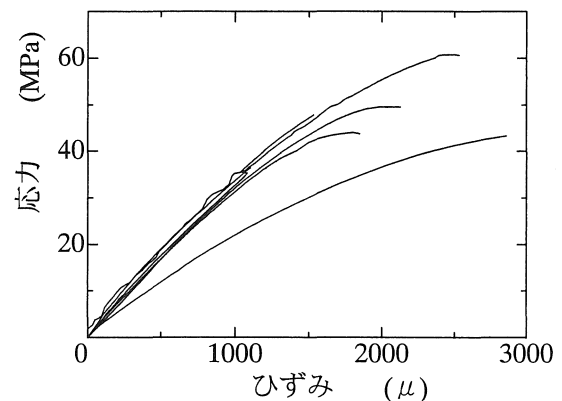
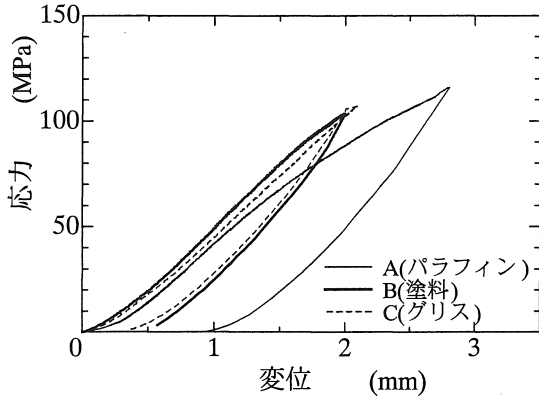


図 7 コンクリート応力 - ひずみ曲線 (P1~P6)

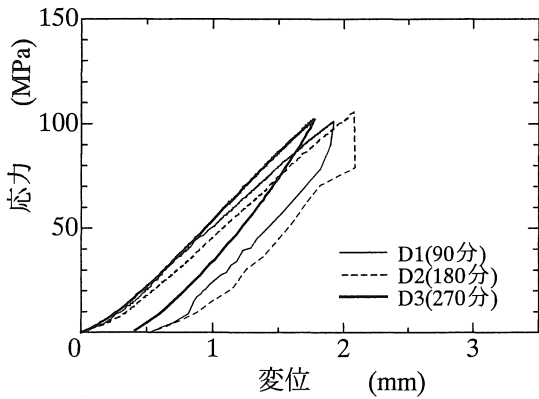
填した試験体で締め固め時期の違う試験体 3 体を、図 9 (c) は鋼管を取り外しコンクリートのみで圧縮試験を行った試験体で締め固め時期の違う試験体をまとめたものである。図 9 (a) では試験機の性能限界の 200tf に達したため、載荷を終了した。また、グリスを鋼管内側面に塗付した試験体 C と塗料を塗付した試験体 B が同程度の剛性を示したが、施工性を考え、本実験の圧縮芯製作時には塗料を塗付することにした。

図 9 (b) ではいずれの試験体も同じ剛性となった。したがって打ち込み後 90 分以上経た試験体は時間によらず変化は無いと思われる。

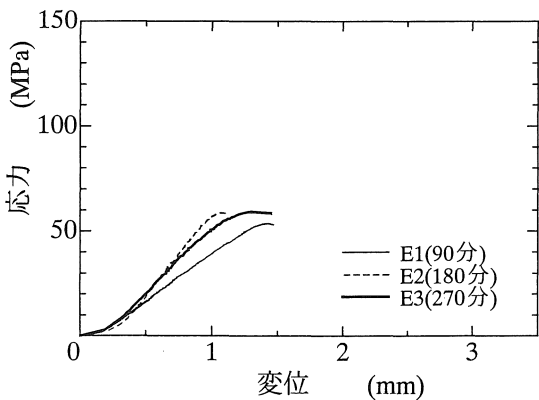
図 9(c)では図 9(b)同様いずれの試験体も同じ剛性となった。したがって打ち込み後 90 分以上経た試験体は時間によらず変化は無いと思われる。



(a) 鋼管柱内部塗付剤の違いによる



(b) 打ち込み後時間の違いによる



(c) コンクリートだけの供試体の打ち込み後時間の違いによる

図 9 CFT およびコンクリート圧縮試験結果

3.5 水平力-水平変位履歴曲線

圧縮芯をもたない供試体 6 体と圧縮芯を持つ供試体 6 体の繰り返し載荷実験によって得られた水平力-水平変位履歴曲線を図 10, 図 11 に示す。図 10(a)~(c)は軸力比を変えた供試体 3 体についてまとめたものであり、図 11(a)~(c)は補剛材剛比を変えた供試体 3 体を示している。

表 8 圧縮芯コンクリート圧縮試験結果

供試体名	圧縮強度 (Mpa)	材齢	養生
T1	79.3	14日	自然
T2	82.4	14日	自然
T3	73.6	14日	自然
平均	78.4		
T4	84.7	21日	自然
T5	83.7	21日	自然
T6	79.5	21日	自然
平均	82.6		
T7	89.6	28日	自然
T8	86.6	28日	自然
T9	89.4	28日	自然
平均	88.5		

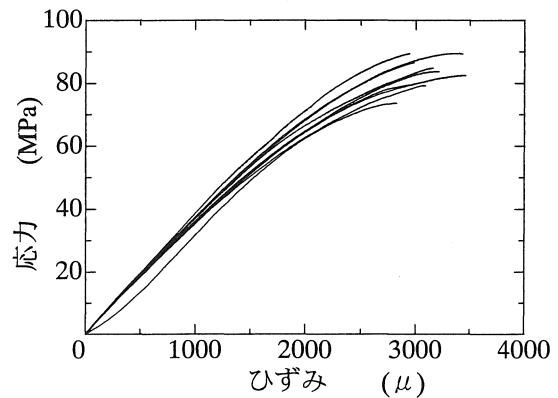


図 8 コンクリート応力-ひずみ曲線 (T1~T9)

3.6 包絡線

繰り返し載荷実験で得られた図 10, 図 11 の履歴曲線を降伏変位 δ_y , 降伏水平力 H_y で無次元化し、各サイクルの最大水平変位時の水平力をプロットした包絡線を図 12(a), (b) に示す。グループ S は補剛材剛比を変化させた供試体についてまとめたものである。グループ P は軸力比を変化させた供試体についてまとめたものである。

図 12(a)で、軸力比が大きくなるにつれて圧縮芯の効果が大きく現れていることがわかる。

図 12(b)で、圧縮芯をもたない供試体では $2\delta_y$ で最大水平力が生じたのに対し圧縮芯をもつ供試体では $3\delta_y$ で最大水平力が生じている。また、圧縮芯をもつ供試体はもたない供試体に比べると最大水平力到達後も緩やかに耐力が低下し、変形能が大きい。

3.7 塑性率

最大水平力を過ぎた後、最大水平力の 95%の点での変位を δ_{95} とし、式(3)で定義する各塑性率を供試体グループ毎に、図 13(a), (b) に示す。図 13(a)グループ P は横軸を軸力比で表し、図 13(b)グループ S は横軸を補剛材剛比で表している。

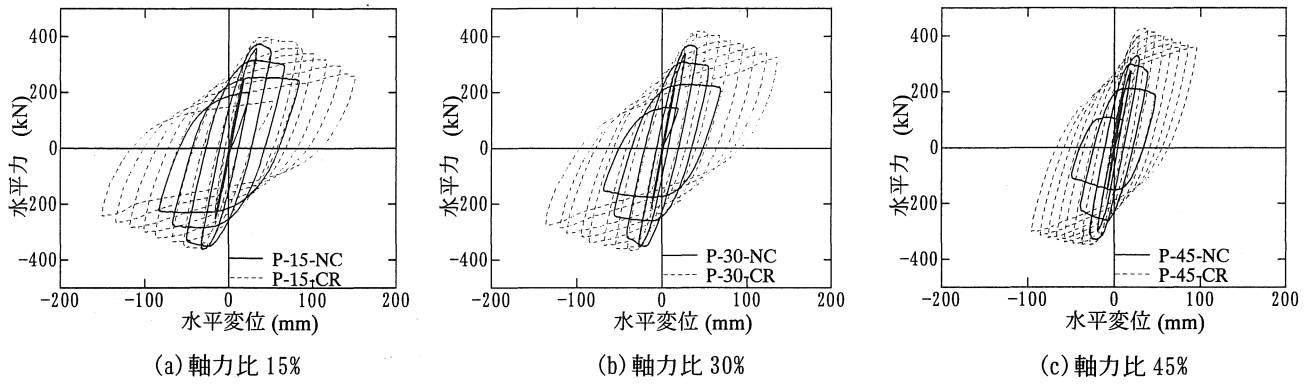


図 10 水平力-水平変位履歴曲線 (軸力比の違い)

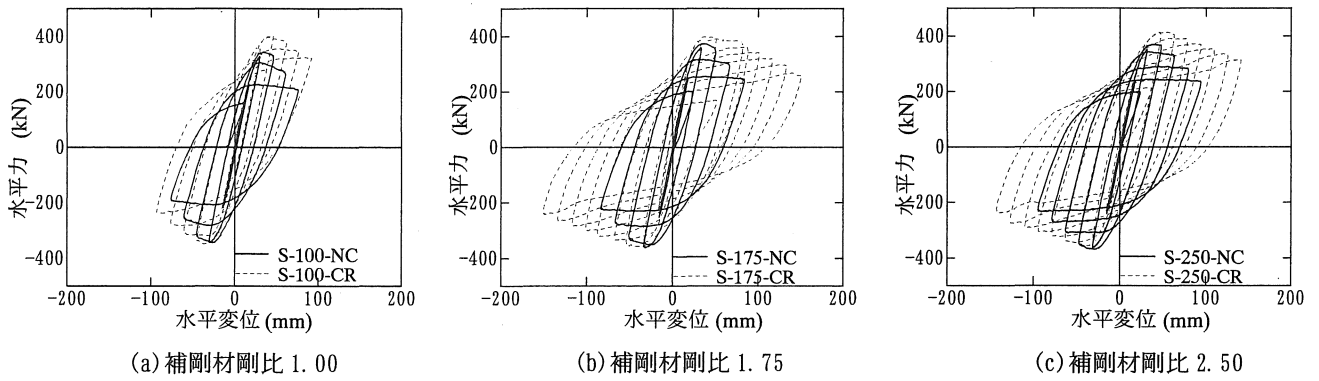
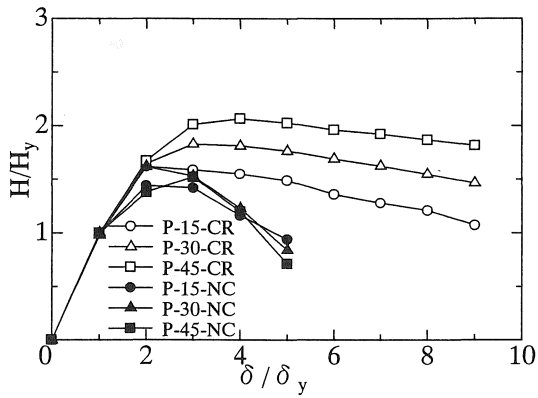
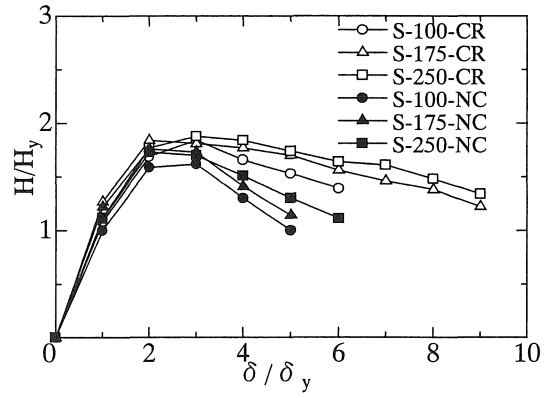


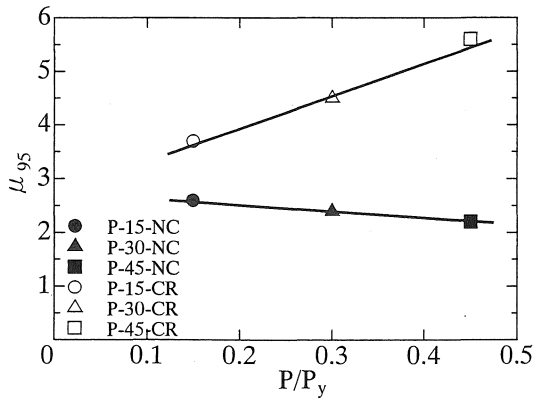
図 11 水平力-水平変位履歴曲線 (補剛材剛比の違い)



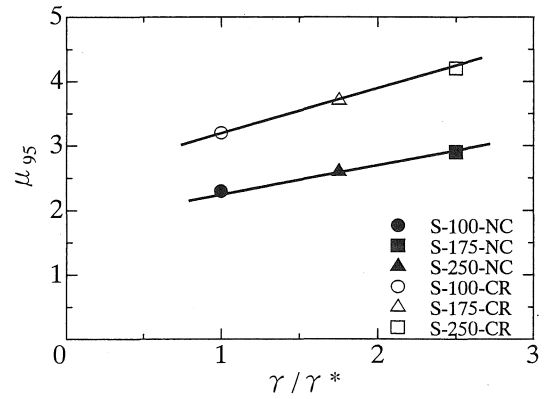
(a) グループ P (軸力比変化)



(b) グループ S (補剛材剛比変化)



(a) グループ P (軸力比変化)



(b) グループ S (補剛材剛比変化)

図 13 塑性率

$$\mu_{95} = \frac{\delta_{95}}{\delta_y} \quad (3)$$

図 13(a)において、圧縮芯をもたない供試体は軸力比が大きくなるにつれて塑性率が低下しているのに対して、圧縮芯をもつ供試体は軸力比が大きくなるにつれて塑性率も増加している。これは橋脚本体に分散された軸力が供試体基部に発生したクラックの進行を抑制したためだと考えられる。塑性率の増加量は軸力比 0.15 では 28%, 0.30 では 44%, 0.45 では 66%である。

図 13(b)において、圧縮芯をもつ供試体は、もたない供試体に比べて約 33%塑性率が増加している。また補剛材剛比を大きくすると塑性率の増加も若干大きくなるのがわかった。圧縮芯をもつ供試体、もたない供試体それぞれの塑性率の増加率はもたない供試体が約 17%, 圧縮芯をもつ供試体が約 24%であった。

3.8 エネルギー吸収量

各供試体のエネルギー吸収量を図 14(a), (b)に示す。縦軸はエネルギー吸収量 E を弾性ひずみエネルギー E_y で無次元化して、横軸は変位 δ を降伏変位 δ_y で無次元化した。 (a)は軸力比の違う供試体についてまとめたものである。縦軸にエネルギー吸収量を無次元化した値をとり、横軸は δ/δ_y で表している。 (b)は補剛材剛比の違う供試体についてまとめたものである。

図 14(a)において圧縮芯をもつ供試体はもたない供試体に比べどれも、エネルギー吸収量が飛躍的に増加している。

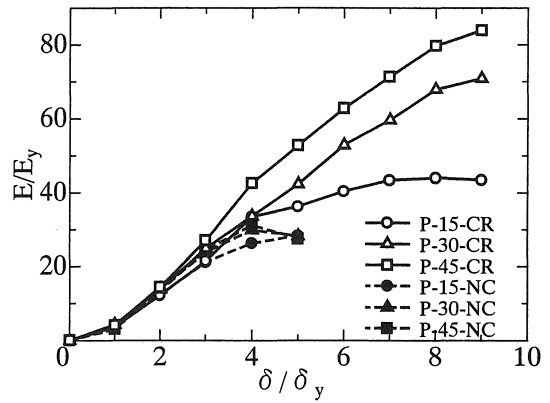
図 14(b)において圧縮芯をもつ供試体はもたない供試体に比べ(a)ほどではないが、大きく増加している。また $4\delta_y$ 付近でのエネルギー吸収量の変化はクラック発生による影響だと思われる。

3.9 最大強度

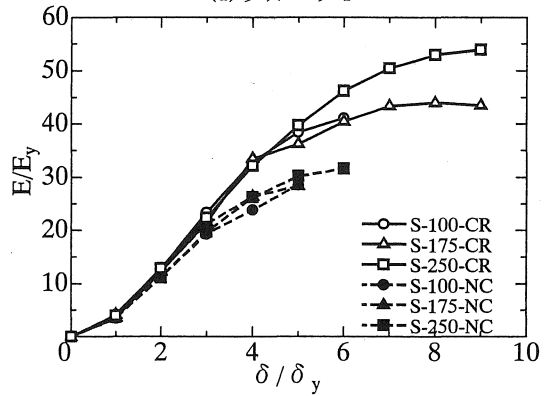
繰り返し载荷実験の結果より得られた最大水平強度を図 15(a), (b)に示す。縦軸は水平力 H を降伏水平力 H_y で除した値をとっている。横軸は、図(a)では軸力比 P/P_y 、図(b)では補剛材剛比 γ/γ^* で表している。

図 15(a)において、圧縮芯の無い供試体は軸力比が増えるにつれて最大強度が低下しているのに対して圧縮芯のある供試体では最大強度が上がっている。最大強度の増加量は $P/P_y=0.15, 0.3, 0.45$ の順に 13%, 20%, 27%である。圧縮芯のある供試体の最大強度の増加率は約 13%であった。

図 15(b)において、圧縮芯のある供試体は、無い供試体に比べ最大強度の増加率が上回った。最大強度の増加量は $\gamma/\gamma^*=1.0, 1.75, 2.5$ の順に 8%, 15%, 22%である。圧縮芯のない供試体の最大強度の増加率は約 4%, 圧縮芯のある供試体では、約 27%であった。

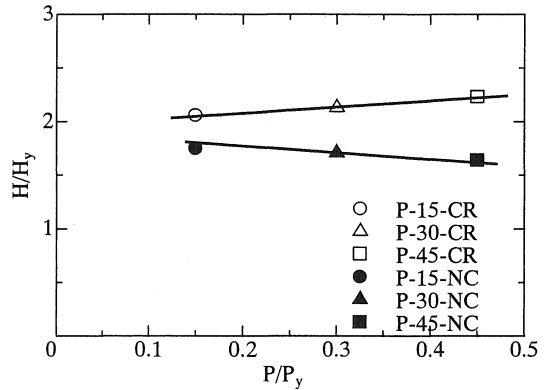


(a) グループ P

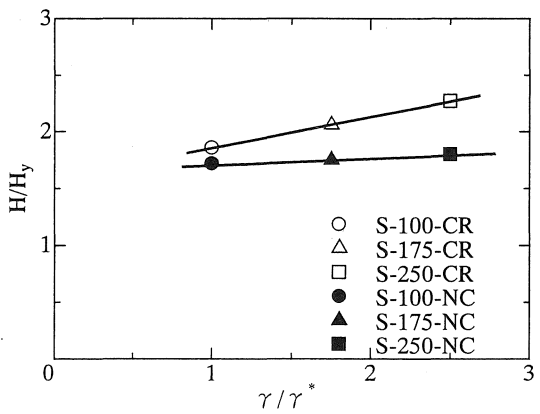


(b) グループ S

図 14 エネルギー吸収量



(a) グループ P



(b) グループ S

図 15 最大強度

3.10 圧縮量

軸力载荷のみの橋脚本体の圧縮量を図 16 に示す。

図 16 において、軸力比が大きくなるほど圧縮芯の軸力負担が大きくなっている。

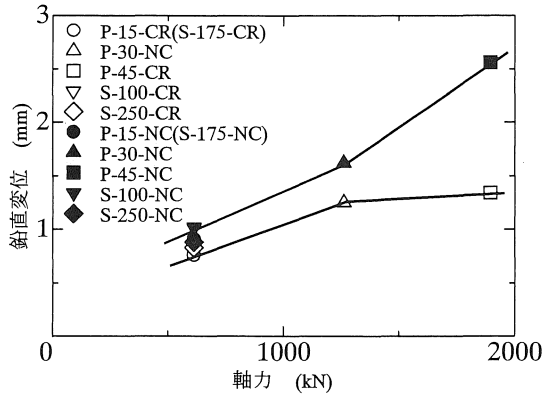


図 16 圧縮量

4. 結論

本研究は鋼製橋脚の耐震性能を向上させるために橋脚中心部に圧縮芯を設けた新形式の橋脚についてその耐震性能を実験的に明らかにしたものである。圧縮芯には高強度コンクリートを充填した鋼管を使用した。

研究によって得られた結論は以下のようにまとめられる。

- (1) 圧縮芯に用いた高強度コンクリート充填鋼管ではコンクリート充填直後に 700kN (39 N/mm²) の予圧をかけた。ほぼ同様の方法で製作した短柱供試体の強度は設計強度 2000kN で破壊せず、所定の強度が得られた。
- (2) 圧縮芯のない部材グループ P で軸力比 P/P_y を 0.15, 0.3, 0.45 と変えた場合、塑性率、最大強度とも予想通り、この順でほぼ直線的に小さくなった。減少量は軸力比 $P/P_y=0.1$ 増加するごとに塑性率約 0.3, 最大強度は約 0.1 であった。
- (3) 圧縮芯のない部材(グループ S)で、補剛材剛比 γ/γ^* を 1.0, 1.75, 2.5 と変えた場合、最大強度、塑性率とも予想通りこの順でほぼ直線的に大きくなった。増加量は $\gamma/\gamma^*=1$ 増加するごとに塑性率で約 0.8, 最大強度(図 15(a)参照)で約 0.4 であった。
- (4) 圧縮芯のある部材(グループ P)で、軸力比を 0.15, 0.3, 0.45 と変えた場合、塑性率、最大強度ともこの順でほぼ直線的に大きくなった。増加量は $P/P_y=0.1$ 変化するごとに塑性率で約 1.3, 最大強度で 0.1 であった。
- (5) 圧縮芯のある部材(グループ S)で、補剛材剛比 γ/γ^* を 1.0, 1.75, 2.5 と変えた場合、塑性率、最大強度とも圧縮芯のない部材よりもその増加率は大きい。増加量は $\gamma/\gamma^*=1$ 変化するごとに塑性率で約 0.5, 最大強度で約 0.3 であった。

- (6) 補剛材剛比 γ/γ^* を変えた場合圧縮芯のある部材とない部材を比較すると圧縮芯のある部材の方が塑性率で約 30%, 最大強度では平均約 20%も上昇した。また H_y 荷重低下までのエネルギー吸収量でも、圧縮芯のある部材がない部材より 2 倍程度の性能を示した。
- (7) 実験結果を総合的に判断して、圧縮芯を設けた鋼製橋脚は極軟鋼やテーパ鋼板を除く従来型鋼板を用いた橋脚の中で、今までにない著しく高い耐震性能を実現できることが明らかになった。

謝辞

本実験は愛知工業大学耐震実験センターで行われた。実験の実施には、多くの卒業研究生に手伝ってもらい、また安全管理には技術員鈴木博氏にご尽力頂いた。ここに記して深く感謝する次第である。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：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 (I)～(VII), 共同研究報告書, 第 178～184 号, 1997, 4
- 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, 7
- 3) 土木学会鋼構造委員会 鋼構造物の耐震検討小委員会, (社)鋼材倶楽部 委託, (社)日本鋼構造協会次世代土木鋼構造研究特別委員会 鋼橋の耐震設計小委員会: 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, 4
- 4) 田嶋仁志, 半野久光, 池田茂, 興守: 矩形鋼製橋脚の変形性能に関する载荷実験, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp. 1251-1258, 1998, 3
- 5) 土木学会: 土木学会誌, 土木構造物の耐震基準等に関する提言、橋脚の被害と耐震性 1995
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 v 耐震設計編 平成 14 年 3 月
- 7) 高森直樹, Benny Benni Assa, 西山峰広, 渡邊史夫: 横拘束コンクリートの応力度-ひずみ度関係式式化に関する基礎的実験研究, コンクリート工学年次論文報告書, Vol. 18, No. 2, pp. 395-400 1996

(受理 平成 16 年 3 月 19 日)