

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

AN EXPERIMENTAL STUDY ON ELASTO-PLASTIC BEHAVIOR OF COMPRESSION MEMBERS
UNDER CYCLIC LOADING — EFFECT OF LOADING PROGRAM —

宇佐美勉*・坂野茂**・是津文章***・青木徹彦****

By Tsutomu Usami, Shigeru Banno, Humiaki Zetsu and Tetsuhiko Aoki

Tests of six identical cantilever steel box column specimens modelling steel bridge piers were carried out under a constant compressive axial load and cyclic lateral loads of various loading programs. The test specimens are of a stiffened box section and have the same dimensions. The purpose of this experimental study is to investigate the influences of the loading history on the energy absorption capacity and deformation characteristics. Therefore, the six specimens were tested under different lateral loading program. It has been found that there exists a linear relation between the accumulated absorption energy and the maximum permissible displacement at the failure state. The result obtained in the present study is considered to be useful for estimating the safety of steel bridge piers against major earthquakes.

1. 緒言

文献[1, 2]の研究により、鋼製橋脚の耐震性能を検討する場合のパラメータである幅厚比、細長比、補剛材剛比、軸力比などの耐震性能への影響が実験的に明らかにされた。本研究では、鋼製橋脚モデルの弾塑性挙動、エネルギー吸収能などへの荷重履歴の影響を実験的に調べる。そのため、総計6体の同一の補剛箱形断面よりなる鋼製橋脚モデル供試体(片持柱)を製作して、それらに上部構造の重量を想定した一定鉛直荷重と、地震力を想定した水平荷重を載荷する準静的実験を6種類の水平履歴のもとで行った。実験結果より、最高荷重に対応する変位と局部座屈が起こる水平荷重に対応する変位との比で表す塑性率と、局部座屈の影響を考慮した塑性率[1, 2]への荷重履歴による影響を考察し、この2つの塑性率を用いて、道路橋示方書・V耐震設計編[3]に採用されているNewmarkのエネルギー一定則に基づく等価水平震度の評価式から設計水平震度に等価な水平震度をそれぞれ求め、その妥当性について検討を行った。また、エネルギー論的な観点から、著者らが定義した破壊点までの累積吸収エネルギー量を各荷重履歴について求め、破壊点での変位との関係を調べた。

* D. Sc., 工博 名古屋大学教授 工学部土木工学科 (〒464 名古屋市千種区不老町)

** 名古屋大学大学院土木工学専攻(博士課程前期課程) (〒464 名古屋市千種区不老町)

*** 工修 豊田自動織機製作所 (〒448 刈谷市豊田町)

**** 工博 愛知工業大学教授 工学部土木工学科 (〒470-03 豊田市八草町)

2. 実験の概要

(1) 実験計画および実験供試体

鋼製橋脚の耐震性能を検討する場合、次のようなパラメータが考えられる[1,2]: ①鋼種、②構造形態、③断面形、④構成板要素の幅厚比(または径厚比)、⑤細長比、⑥補剛材の剛性、⑦構成板の溶接集成方法、⑧軸圧縮力の大きさ、⑨载荷条件、などである。本研究は緒言でも述べたように、9番目のパラメータの载荷条件の一つである各変位振幅での繰り返し荷重サイクル数(Table 1参照)が弾塑性挙動、エネルギー吸収能力等におよぼす影響を実験的に求めることを目的とする。繰り返し载荷実験はFig. 1およびTable 1に示すようなSM490鋼材よりなる寸法がすべて同一である6体の補剛箱形断面片持柱(断面の高さと幅の比 $d/b=2/3$)で行った。

Table 1 Parameters of Test Specimens

Specimen	Loading Program	No. of Cycles n	Other Parameters
C - M	Monotonic	—	$\bar{\lambda} = 0.4$ $R_f = 0.45$ $\gamma / \gamma^* = 3$ $P / P_y = 0.2$
C-C-1	Variable Displacement Amplitude	1	
C-C-3		3	
C-C-5		5	
C-C-8		8	
C - CC	Constant Displacement Amplitude	—	

Note: $\bar{\lambda}$ =Eq. (2), R_f =Eq. (1), γ =Relative Flexural Rigidity
 γ^* =Required Relative Flexural Rigidity, P =Axial Load
 P_y =Squash Load

Table 2 Measured Dimensions of Test Specimens

Specimen	L (mm)	h (mm)	l_d (mm)	B (mm)	D (mm)	t (mm)	b_s (mm)	t_s (mm)	m	$\bar{\lambda}$	R_w	R_f
C - M	1254	1117	271	289	177	4.45	42.0	4.45	3.14	0.417	0.471	0.472
C-C-1	1254	1117	270	290	177	4.45	42.0	4.45	3.19	0.417	0.471	0.474
C-C-3	1254	1118	272	289	176	4.45	42.0	4.45	3.12	0.420	0.468	0.472
C-C-5	1254	1118	271	290	176	4.45	42.0	4.45	3.17	0.420	0.468	0.474
C-C-8	1254	1118	272	289	176	4.45	42.0	4.45	3.12	0.420	0.468	0.472
C - CC	1254	1118	273	289	176	4.45	42.0	4.45	3.10	0.420	0.468	0.472

Note: L=Length of Specimen, h=Length of Column, l_d =Length between Diaphragms
B=Width of Flange, D=Width of Web, t=Thickness of Plate, b_s =Width of Stiffener
 t_s =Thickness of Stiffener, m= γ / γ^* , γ =Relative Flexural Rigidity
 γ^* =Required Relative Flexural Rigidity, $\bar{\lambda}$ =Slenderness Ratio Parameter
 R_f =Width-thickness Ratio Parameter of Flange, R_w =Width-thickness Ratio Parameter of Web

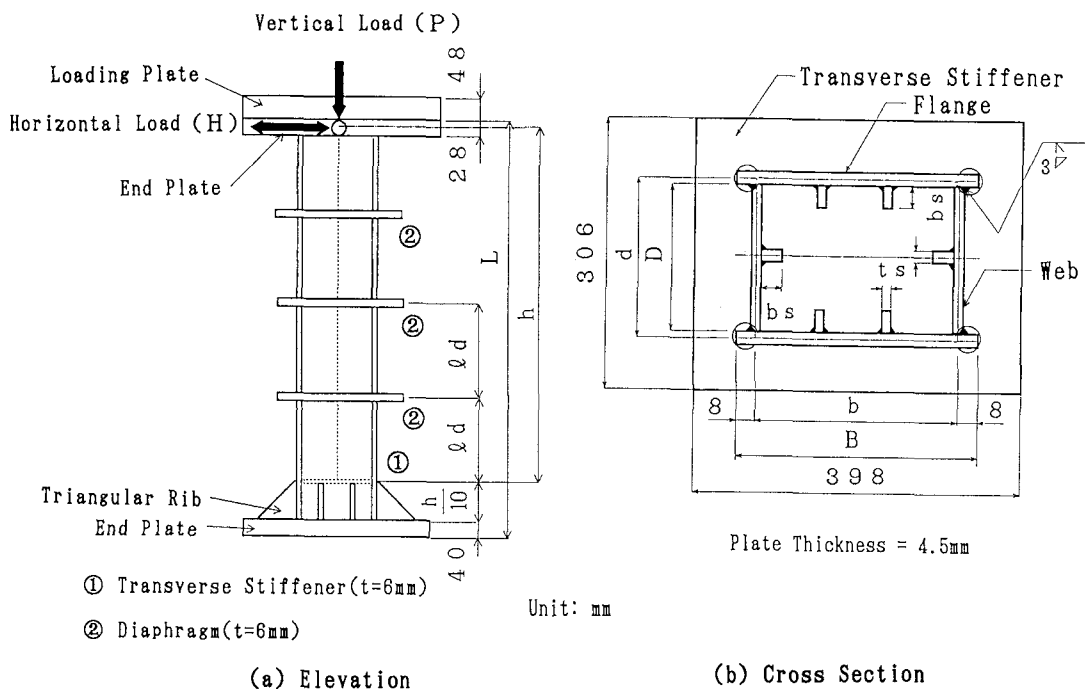


Fig.1 Test Specimens

Table 1に使用されている記号の内、幅厚比パラメータ R_f および細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は次式で定義される。

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

ここで、 b = 板幅、 t = 板厚、 σ_y = 降伏応力、 E = 弾性係数、 ν = ポアソン比、 k = 板の座屈係数（補剛断面の場合 $4n^2$ 、 n = 補剛材で囲まれたサブパネル数）、 K = 有効座屈長係数（=2.0）、 h = 供試体の柱としての長さ、 r = 断面2次半径（フランジに平行な主軸に関する）である。縦方向補剛材はフランジ板に2本、ウェブ板に1本入れた。補剛材剛比 γ は線形座屈理論から得られる縦方向補剛材の最適剛比 γ^* （道路橋示方書の縦方向補剛材の必要剛比 γ_{req} の式において $t_o/t=1.0$ とおいた式）の3倍とした。軸圧縮力の大きさは全断面降伏軸力 P_y の0.2倍とした。各パラメータの値の決定に際しては、主に文献[4]の鋼製橋脚の実績調査を参照した。実測した供試体寸法をTable 2、供試体概略図をFig.1に示す。供試体板厚 t および補剛材の板厚 t_s は4.45mmとし、構成板要素の溶接集成方法は文献[1,2]では脚長6mm片面すみ肉溶接であったのに対し、本実験ではレ形および脚長3mm片面すみ肉溶接とし、溶接割れの防止に配慮した。供試体上端部には載荷板をボルト接合するために厚さ28mm、下端部には供試体を実験床に固定するため厚さ40mmの鋼板を溶接してある。また、供試体の下部には局部座屈の発生を防ぎ、かつ剛域を確保するため厚さ12mmの三角リブおよび厚さ4.5mmのダイヤフラムで補剛されている。供試体の部材長 h は三角リブの上部のダイヤフラム位置から水平荷重作用位置までの距離である。

(2) 実験装置

実験装置は、文献[1,2]のものと同様である。詳細については文献[1]を参照されたい。

(3) 載荷方法および測定方法

荷重条件は、一定鉛直荷重のもとで柱上端部に水平荷重が作用する条件で、柱頂部の水平変位制御で行った。鉛直荷重の大きさは供試体の全断面降伏軸力 P_y の0.2倍にとった。本研究は、載荷形式、特に水平荷重の繰り返し回数の相違が、弾塑性挙動、エネルギー吸収量等におよぼす影響を調べることを主眼とすることから、載荷の種類をFig. 2に示す6つの異なる載荷形式とした。Fig. 2における記号は

$$\delta_{y0} = \frac{H_{y0} h^3}{3 E I} \quad (3)$$

$$H_{y0} = \frac{M_y}{h} \quad (4)$$

であり、 M_y =降伏モーメント、 I =断面2次モーメントである。(a)は単調載荷であり、(b)は定変位振幅載荷(振幅は $5\delta_{y0}$)、(c)は変動変位振幅載荷で式(3)で定義する δ_{y0} を基準として、 $2\delta_{y0}$ からはじめて、 $3\delta_{y0}$ 、 $4\delta_{y0}$ 、 $\dots$ のように変位をとり、各変位で n サイクルごと($n=1, 3, 5, 8$)繰り返し載荷を行った。実験中は、常時、軸力載荷用ロードセルの油圧をみて、一定の鉛直荷重を保つように油圧ポンプを操作した。定変位振幅載荷と変動変位振幅載荷については載荷中の変位、荷重の測定は1サイクルに約30~40回行った。

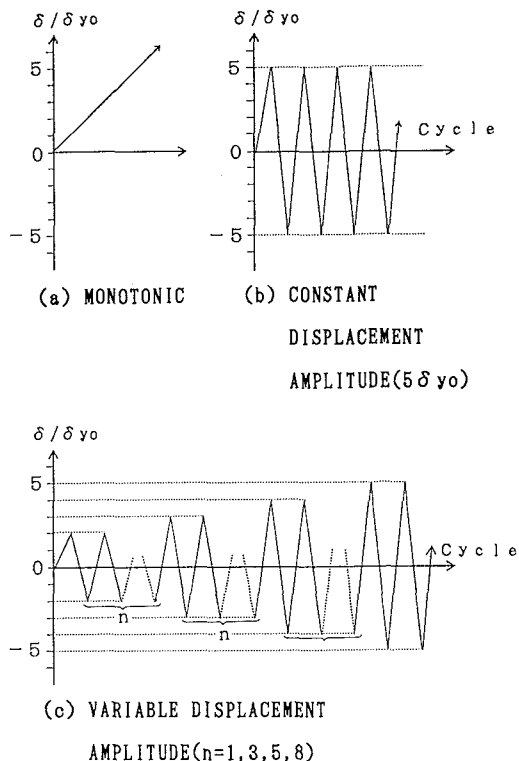


Fig.2 Loading Program

Table 3 Results of Tensile Coupon Tests

E (GPa)	σ_y (MPa)	ϵ_y (%)	ν	E_{st}	ϵ_{st} (%)
203	382	0.204	0.266	4.58	1.26

Note: E =Young's Modulus, σ_y =Yield Stress
 ϵ_y =Yield Strain, ν =Poisson's Ratio
 E_{st} =Strain-Hardening Modulus
 ϵ_{st} =Strain at Onset of Strain-Hardening

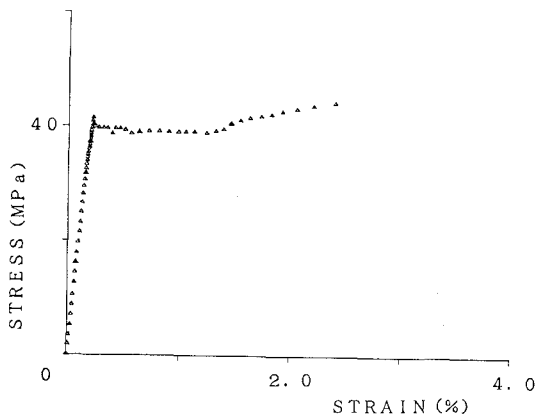


Fig.3 Stress - Strain Curve
of Tensile Coupon Test

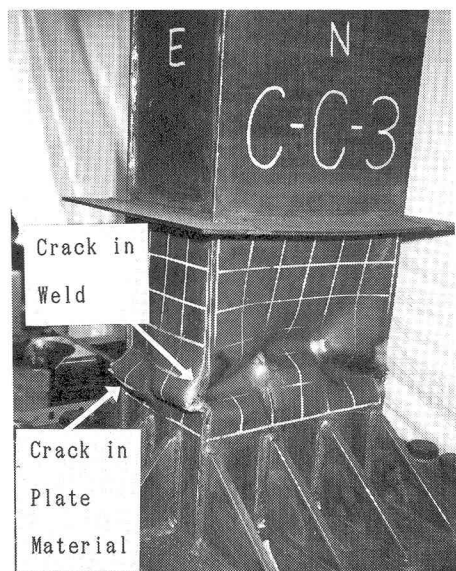
3. 実験結果および考察

(1) 材料定数

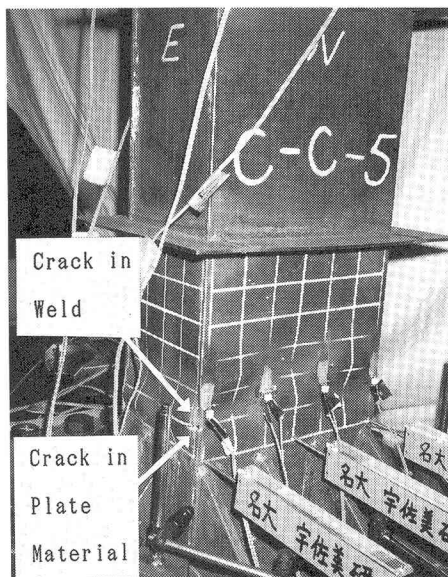
使用鋼板からJIS5号試験片を4本製作し、引張試験を行った。試験結果を応力-ひずみ曲線にプロットして、最小二乗法を用いて弾性係数 E (GPa)、ひずみ硬化開始ひずみ ε_{st} (%)、降伏応力 σ_y (MPa)、およびボアソン比 ν 等を求めた。それらの値をTable 3に、応力-ひずみ曲線の一例をFig. 3に示す。今回用いた鋼材は、SM490である。文献[1, 2]で用いていたSS400は、ひずみ硬化開始ひずみと降伏ひずみとの比 $\varepsilon_{st}/\varepsilon_y$ が10~11ほどの値であったが、本実験で用いたSM490は、 $\varepsilon_{st}/\varepsilon_y \approx 6$ であり、SS400より小さな値となっている。

(2) 破壊モード

実験終了後の供試体下部(三角リブの上のパネル)の座屈変形状態例をFig. 4(a)に示す。いずれの载荷方法も供試体下部の両フランジ面に凹状の、両ウェブ面に凸状の局部座屈波形が最高荷重付近(H_{max})でみられ、逆方向に水平荷重が加わっても座屈波形は完全には戻らず、水平荷重を繰り返すにつれて座屈波形は大きくなって耐力を失っていった。縦方向補剛材剛比 γ が γ^* の3倍にしてあるので、補剛材が有効に働いて補剛材位置がたわまないためフランジには幅方向に1.5波の座屈モードがみられる。 γ/γ^* を3以上にすると補剛材が有効に働くことは文献[2]と一致する。単調载荷(C-M)では、フランジについては圧縮側の面のみ他の载荷方法と同じような座屈波形がみられ、ウェブは圧縮側の半分のみ半波の座屈波形がみられた。定振幅载荷(C-CC)では1サイクル終了後には局部座屈が起こり始めていた。また、単調载荷については溶接割れや母材のクラックなどは発生しなかったがその他の载荷方法では、最高荷重付近でみられた局部座屈波形が少し大きくなったあたりで、まずはじめに供試体下部(三角リブの上のダイアフラム位置から $b/6$ だけ上方



(a) after Failure (C-C-3)



(b) at $H=H_y$ (C-C-5)

Fig. 4 Damage of Test Specimens

(b =ウェブ間隔)) あたりに溶接割れが生じ、载荷を繰り返すにつれて溶接線に直角方向に母材のクラックが発生し、クラック、局部座屈波形ともに大きくなりながら耐力を失っていった。溶接割れの生じる変位は载荷方法(繰り返し数 n) によって異なり、 n が大きいほど小さな変位で、溶接割れやクラックが発生している。例えば、 $n = 3$ は $5 \delta_y$ の 3 サイクル、 $n = 1$ は $6 \delta_y$ あたりである。水平荷重でみると、最高荷重をすぎて H_y (単調载荷時の水平耐力力の推定値[5]) まで低下する少し手前にあたる。またクラックの発生位置はウェブ、フランジ共にみられたが、主にウェブの座屈変形の最も大きな位置(三角リブの上のダイアフラム位置から $b/6$ だけ上方)で起こっている (Fig. 4(a))。 H_y 時 (3. (3) で定義する破壊時) の供試体の損傷の様子を Fig. 4(b) に示す。どの供試体もほぼ等しい 15mm ほどの母材のクラックがウェブなどにみられたが、その他に損傷はみられず座屈波形もまだ小さい。

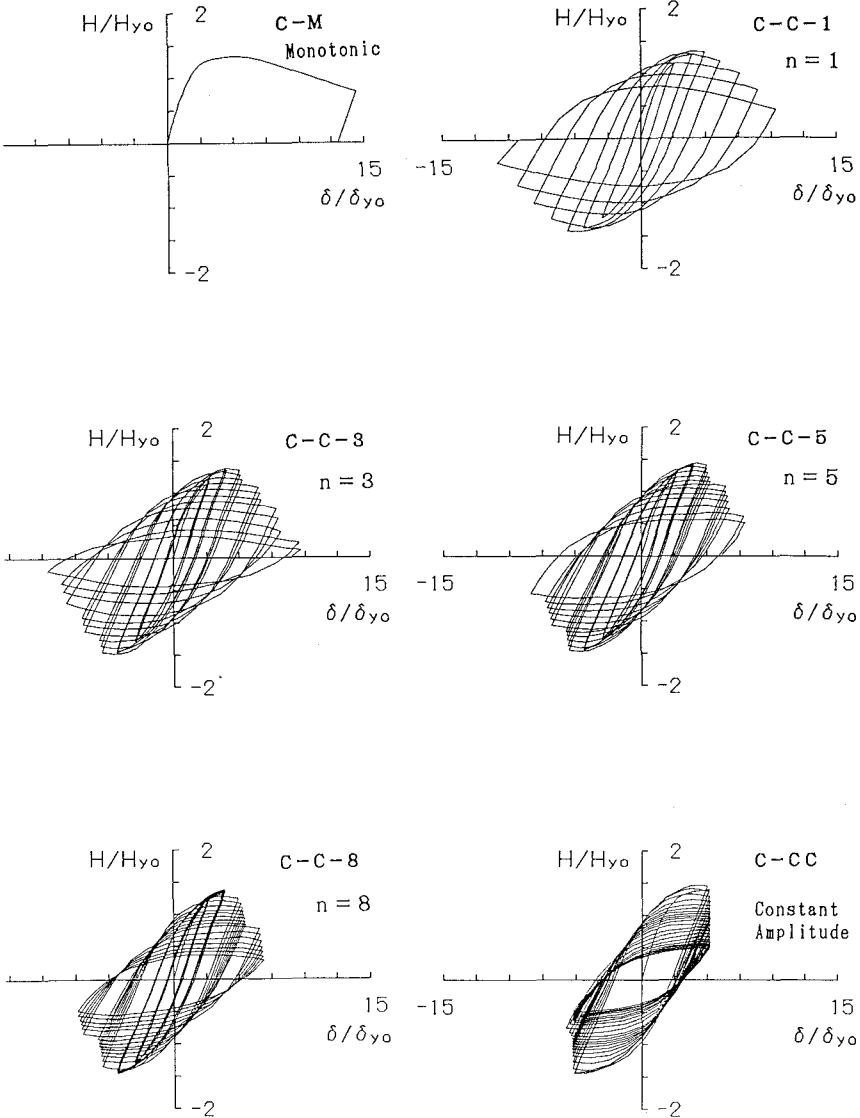


Fig.5 Horizontal Load versus Horizontal Displacement Hysteretic Curves

(3) 水平荷重－水平変位履歴曲線および強度劣化

測定した水平変位には供試体基部の剛体的回転が含まれていると考えられるので、文献[2]と同様な考えで補正を行った。この補正は、供試体が剛体的に回転するとみなしたもので、近似的なものであるが、载荷初期の弾性変位が理論値とほぼ合っていることから妥当なものと考えられる。水平荷重 H と補正された変位 δ を H_y と δ_y で無次元化した全供試体の水平荷重－水平変位履歴曲線をFig. 5に示す。図から次のことがいえる。

- 1) 変動変位振幅 ($n=1, 3, 5, 8$) はいずれも同一振幅 $2\delta_y$ 、 $3\delta_y$ における繰り返し载荷で、繰り返しによる強度劣化はほとんどみられないが、 $3\delta_y$ 以降では繰り返し载荷ごとに強度が劣化していく様子が認められる。これは局部座屈変形が繰り返し载荷ごとに進展していくためである。
- 2) 定変位振幅の場合は、単調载荷で強度が劣化し始める変位に相当する $5\delta_y$ での繰り返し载荷なので、局部座屈の影響により繰り返し载荷を行うごとに強度劣化が起きている。

Fig. 6に水平荷重－水平変位履歴曲線の包絡線を示す。図中の”LINEARLY ELASTIC”と記した直線は水平荷重のみが作用したときの微小変位理論(せん断変形を含む)によってえられた水平荷重－水平変位関係を示し、”ULTIMATE STRENGTH”と記した荷重レベル H_y は単調载荷時の水平耐力の推定値を示す。水平耐力 H_y はフランジ板の局部座屈を考えた、はり－柱の極限強度照査式(断面強度照査式および安定照査式)から求められたもの[5]である。また、Fig. 7に示すように荷重が低下し始めてから H_y に達した時を破壊と定義し、 H_y に対応する変位を破壊点の変位 δ' とする。

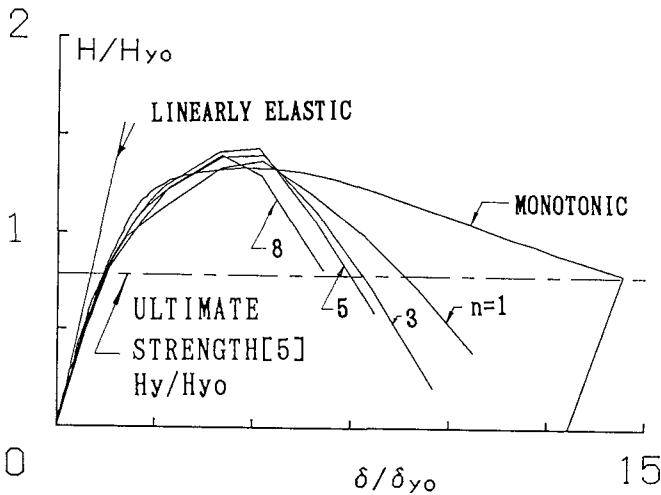


Fig.6 Envelope Curves of
Horizontal Load-Displacement Relationship

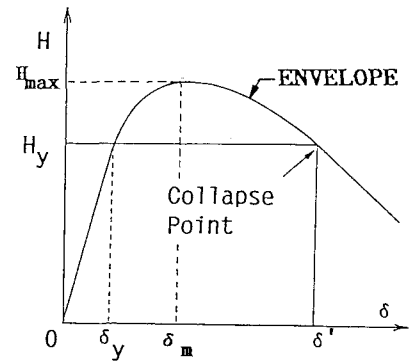


Fig.7 Definition of Collapse Point

Fig. 6の包絡線は強度劣化の様子をよくあらわしており、図より次のことが分かる。

- 1) $n = 8$ を除いて、いずれも振幅 $4\delta_y$ 程度で最大耐力となり、その後変位振幅の増大とともに耐力が減少している。
- 2) $n = 8$ は $3\delta_y$ 程度で最大耐力となり、それ以降では減少している。これはFig. 5 ($n = 8$) より分かるように $3\delta_y$ でわずかであるが繰返し回数の影響で強度劣化が始まっているためと思われる。
- 3) ピーク後は強度劣化への繰返し回数の影響が大きくあらわれ、繰返し回数が多いほど強度劣化の程度が大きくなっている。これは、繰返し载荷ごとに局部座屈変形が進展していくためである。
- 4) 最大耐力 H_{max} は推定値 H_y よりかなり大きい、この理由として推定値 H_y は上限が初期降伏で、断面の塑性化およびひずみ硬化の影響が無視されている。断面の局部座屈強度の算定式にモーメント勾配の影響が入っていない、などが考えられる[1]。
- 5) 単調载荷と繰返し载荷を比較すると、繰返し载荷は各サイクルの繰返しによる強度劣化が生じるため履歴曲線は異なったものになっている。

(4) 水平荷重—鉛直変位履歴曲線

Fig. 8は水平荷重 H と供試体頂部で測定した供試体の軸方向縮み Δ をそれぞれ H_y 、 h で無次元化した履歴曲線で、図中には単調载荷の $H-\Delta$ 曲線、および水平耐力の推定値 H_y も示してある。図より次のことがわかる。

- 1) 供試体の軸方向縮み量 Δ は最大水平荷重 H_{max} 以降大きくなっているが、これは主として局部座屈、板パネルの損傷（溶接割れ、水平クラック）によるものと考えられる。定振幅载荷 (C-CC) の場合は1サイクル目からすでに大きな軸方向縮みがあり、局部座屈がすでに発生しているという3. (2) 破壊モードで述べた事実と一致している。
- 2) 履歴曲線の包絡線はどの载荷方法でもほぼ同一の形をしており、単調载荷時の曲線とほぼ一致している。これは、水平荷重 H と軸方向縮み量 Δ の関係が载荷方法によらず一定であることをあらわしている。
- 3) 水平耐力の推定値 H_y 時の軸方向縮み量は柱の長さの約1%である。

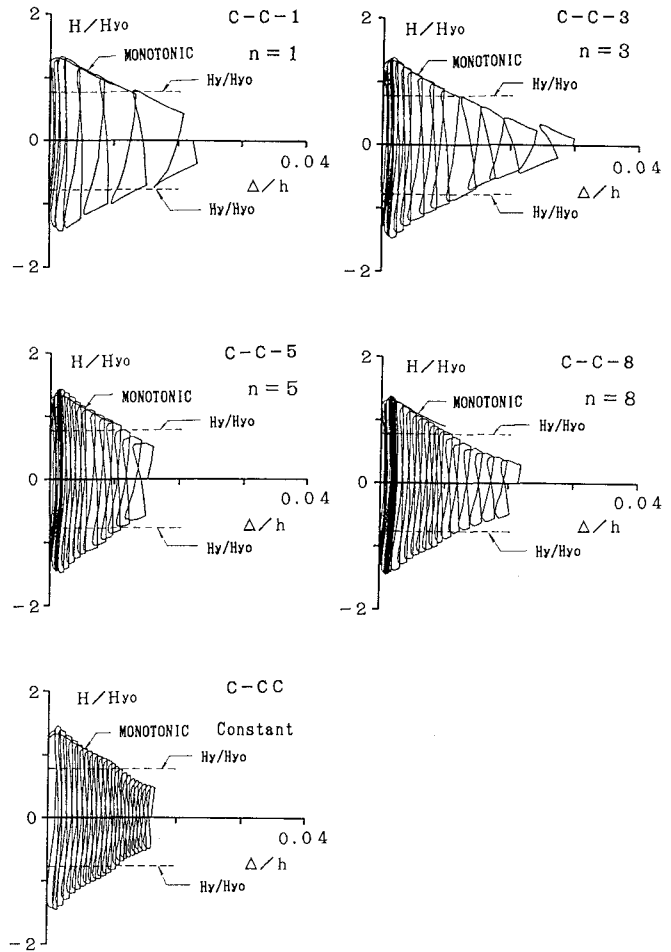


Fig. 8 Horizontal Load versus Axial Shortening Hysteretic Curves

従って、軸方向縮み量 Δ の大きさは部材の損傷度を表す一つの指標になる[2]と考えられる。

(5) エネルギー吸収量-変位曲線

供試体のエネルギー吸収量は、鉛直荷重と水平荷重のする仕事の和であると考えられるが、Fig. 8からもわかるように、局部座屈が発生するまでの鉛直方向の変位は小さいので、鉛直方向のエネルギー吸収量は無視し、Fig. 5の水平荷重-水平変位履歴曲線において、各サイクルごとのループの面積がそのサイクルでの供試体のエネルギー吸収量であるとする。また、この i サイクルでのエネルギー吸収量を E_i とする。変動変位振幅载荷のエネルギー吸収量-変位曲線をFig. 9に示す。これはエネルギー吸収量 E_i と変位 δ 関係をプロットして、Lagrangeの補間法による曲線で結んだものである。なお変位は、荷重-変位履歴曲線の

各振幅での第一サイクル目の最大変位 ($\delta > 0$, $\delta < 0$ の絶対値の平均) を用い、エネルギー吸収量 E_i は各振幅での第一サイクル目のエネルギー吸収量 (各振幅での第一サイクルのループの面積) を用いた。図に示した黒色の印は、3. (3) で定義したそれぞれの破壊点 (Fig. 7参照) に対応する変位 δ' でのエネルギー吸収量を示す。Fig. 9から次のことが分かる。

- 1) どの载荷方法 (変動変位振幅) についてみても、 $4\delta_y$ 程度までは変位の増加にともなってエネルギー吸収量は増加している。
- 2) $5\delta_y$ 以降は繰返し回数による影響がみられ、 $n=3$ 、 $n=5$ はそれぞれ $6\delta_y$ 、 $5\delta_y$ 程度をピークにエネルギー吸収量が減少しているのが分かり、繰返し回数が少なくなるほどエネルギー吸収量 (1サイクルに吸収できるエネルギー量) の最大値は大きくなり、そのときの変位の値も大きくなる傾向がある。
- 3) δ_m/δ_y (δ_m は水平荷重の最大値に対応する水平変位、Fig. 7参照) の値は、変動変位振幅载荷において $4.0 \sim 4.5$ (Table 4参照) であり、Fig. 9より、それ以降もエネルギー吸収量が増大していることがわかる。
- 4) Fig. 9の $E_i-\delta$ 曲線は、前述のようにLagrangeの補間法によって求めたものである。従って、 E_i のピーク値は正確には分からないのであるが、図より、破壊点に対応する変位でのエネルギー吸収量はほぼ $E_i-\delta$ 曲線の最大値になっていることがわかる。

従ってエネルギー吸収量から考えると、最高荷重に対応する変位を最大許容変位とするより、3. (3) のように破壊を定義することは、より合理的であると思われる。

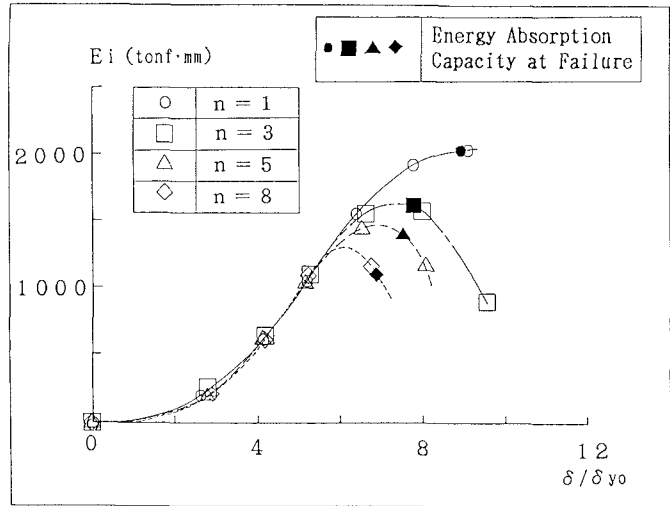


Fig. 9 Effect of the Number of Loading Cycles on Energy Absorption Capacity per Cycle

Table 4 Ductility and Energy-Absorption Capacity

Specimen	H_{y0} (kN)	δ_{y0} (mm)	$\frac{H_{max}}{H_{y0}}$	$\frac{\delta_m}{\delta_{y0}}$	$\frac{H_y}{H_{y0}}$	$\frac{\delta'}{\delta_{y0}}$	μ_m	μ	$\left(\frac{k_h}{k_{h0}}\right)_m$	$\frac{k_h}{k_{h0}}$	$\widehat{E}_f$
C - M	106	8.42	1.33	4.75	0.78	14.44	6.07	—	0.300	—	51
C-C-1	107	8.42	1.38	4.41	0.78	8.88	5.64	10.11	0.312	0.228	283
C-C-3	106	8.48	1.43	4.28	0.78	7.81	5.48	8.24	0.317	0.254	430
C-C-5	106	8.48	1.45	4.36	0.78	7.50	5.58	7.34	0.314	0.270	556
C-C-8	106	8.48	1.42	4.15	0.78	6.87	5.20	6.07	0.326	0.300	597
C-CC	106	8.48	1.45	4.74	0.78	5.24	6.05	4.57	0.300	0.350	487

Note: H_{y0} =Eq. (4), δ_{y0} =Eq. (3), H_{max} =Maximum Horizontal Load

δ_m =Horizontal Displacement of Column Top at H_{max} , H_y =Predicted Ultimate Strength

μ =Eq. (5), μ =Eq. (6), $(k_h/k_{h0})_m$ =Eq. (7) ($\mu=\mu_m$), k_h/k_{h0} =Eq. (7), $\widehat{E}_f$ =Eq. (8)

(6) 塑性率および等価水平震度

Table 4に全供試体について式(4)の H_{y0} 、式(3)の δ_{y0} 、実験より得られた水平荷重の最大値 H_{max} 、そのときの水平変位 δ_m および単調載荷時の水平耐荷力の推定値 H_y 等を示す。

構造物の変形能力を測る指標の1つとして塑性率があるが、その定義は色々あり、ここでは μ_m 、 μ （詳しくは、文献[1,2]参照）を求めた。 μ_m は、最高荷重に対応する変位 δ_m と局部座屈が起こる水平荷重 H_y に対応する水平変位 δ_y （Fig.7参照）との比で表す方法であり、次式で定義される。

$$\mu_m = \frac{\delta_m}{\delta_y} \quad (5)$$

この定義式は物理的に明白であり、実験結果（Table 4）も荷重載荷履歴によってあまりかわらず一定であるが、部材の荷重-変形特性や、エネルギー吸収能力が十分生かされているとはいえない。

μ は、文献[1,2]の局部座屈の影響を考慮した塑性率であり、次式で定義される。

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (6)$$

ここで δ_u は、構造物の破壊時のエネルギー吸収量を強度が H_y である完全弾塑性履歴曲線に置換したときの最大許容変位である。その求め方の詳細は、文献[1,2]を参照されたい。この塑性率は履歴吸収エネルギーの特性を反映することが出来るため、式(5)の塑性率より合理的である。しかし、実験結果からも $H-\delta$ 履歴曲線の包絡線は荷重履歴に依存し、式(6)の塑性率も載荷履歴が異なれば同じ供試体でも異なった値が得られることがわかる。全供試体についての塑性率 μ はTable 4に示してある。

また、道路橋示方書・V耐震設計編[3]に採用されているエネルギー一定則に基づく等価水平震度の評価式(7)を利用し、設計震度に等価震度を μ_m 、 μ についてそれぞれ求めた（Table 4）。

$$\frac{k_h}{k_{h0}} = \frac{1}{\sqrt{2\mu-1}} \quad (7)$$

ここに、 k_h =塑性変形を考えた等価水平震度、 k_{h0} =設計水平震度（標準値は1.0）である。式(7)は、塑性率が μ までの変形能力がある弾塑性構造物に対する水平震度（等価水平震度）は、弾性応答を前提として設定した震度（設計水平震度）を右辺で表される率だけ低減してもよいことを表している。

式(5)の塑性率 μ_m から求めた k_h/k_{h0} の値、すなわち $(k_h/k_{h0})_m$ の値は、0.300~0.330（Table 4参照）で荷重履歴の影響をあまり受けないので、このような方法で等価水平震度を求めて設計に応用することは、妥当であると思われる。しかし、上述したように部材特性（エネルギー吸収能力）を有効に利用してい

ないので、不経済な設計となると考えられる。

式(6)の塑性率 μ は載荷履歴が異なれば同じ供試体でも異なった値となるので、構造物の変形能力を測る一つの指標にはなりえるが、式(7)を用いて等価水平震度を求めることは妥当とはいえない。なぜなら、 k_h/k_{h0} の計算結果をTable 4に示してあるが、繰り返し載荷回数 n が大きくなると、塑性率 μ が小さくなるので、 k_h/k_{h0} の値が大きくなり設計としては安全側となるが、例えば $n=8$ で安全であるので、 $n=1$ で安全であるとは必ずしもいえない。よって、この塑性率 μ を用いて道路橋示方書に採用されている鉄筋コンクリート橋脚の場合のように地震時保有水平耐力の照査を行うには、地盤の振動特性に合わせて塑性率 μ を求める荷重履歴(繰り返し荷重サイクル数 n)を選ぶなどする方法が考えられる。しかしそれには、実地震波による橋脚の挙動と本実験のような載荷プログラムとの対応関係を明確にしたりしなければならず、現在ではまだ鋼製橋脚について行われている実験数も少なく、今後の研究課題である。

(7) エネルギー吸収能力

構造物の耐震性を評価する指標としては、塑性率の外にエネルギー吸収能力が考えられる。正規化した破壊までの累積エネルギー吸収量 $\hat{E}_f$ をTable 4に示す。 $\hat{E}_f$ は次式で定義される。

$$\hat{E}_f = \frac{E_f}{E_o} \quad E_o = \frac{1}{2} H_y \delta_y \quad (8, 9)$$

ここで、 E_f は、破壊点までの累積吸収エネルギー量である。

求めた $\hat{E}_f$ (Table 4) から次のことがわかる。破壊までのエネルギー吸収量は繰り返しサイクルによって異なり、サイクル数が多くなるほど $\hat{E}_f$ は大きくなっている。これはサイクル数 n が多いもの、例えば $n=8$ は、 $2\delta_y$ 、 $3\delta_y$ 、 $4\delta_y$ など劣化があまり起こらない振幅で多数の繰り返し載荷を受け、その累積エネルギーによりサイクル数 n が少ないものより破壊までにより多くのエネルギーを吸収したためと考えられる。

破壊点での変位 δ' と破壊までの累積吸収エネルギー量 E_f の関係をFig. 10に示す。 δ'/δ_y は、3.(3)で定義した破壊点の変位 δ' を H_y に対応する変位 δ_y で無次元化したものであり、 $\hat{E}_f$ は無次元化された破壊までの累積吸収エネルギー量である。図より、単調載荷(MONOTONIC)と変動変位載荷($n=1, 3, 5, 8$)はほぼ線形関係になっている(相関係数は、 -0.938)。図に示してある直線は単調載荷点を通るように最小二乗法により求めた直線であり、次式で表される。

$$\hat{E}_f = -48.0 \frac{\delta'}{\delta_y} + 937 \quad (10)$$

$$\left(\frac{\delta'}{\delta_y} \geq \left(\frac{\delta_m}{\delta_y} \right)_{n=3} = 5.48 \right)$$

ここで、 $(\delta_m/\delta_y)_{n=3}$ は変動変位載荷($n=3$)の δ_m (最高荷重に対応する変

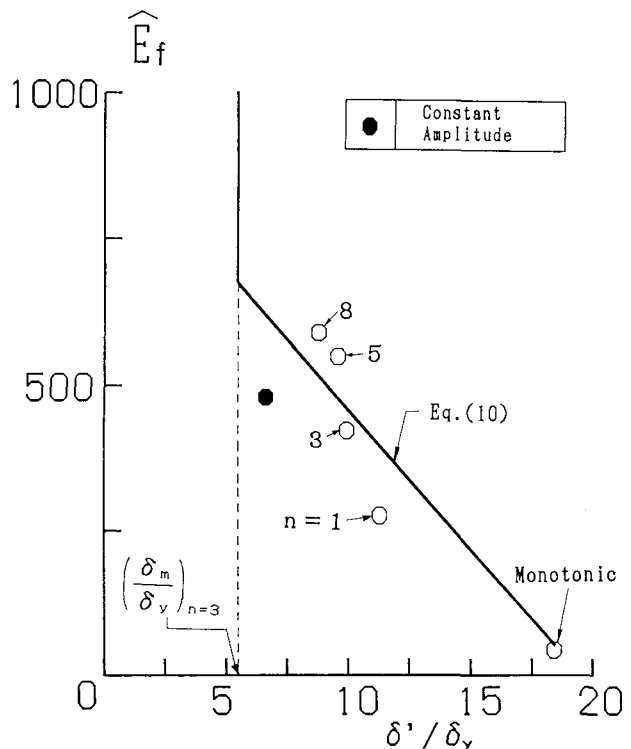


Fig. 10 $\hat{E}_f - \delta'/\delta_y$ Relationship

位)を δ_y で無次元化したものである。Fig. 10からわかるように、式(10)は $n=3$ の点付近を通っている。 δ_m/δ_y の値は、5.30(C-C-8)～6.07(C-M)の範囲にあり、平均値は5.69で、載荷方法によってあまり影響を受けない。変位が δ_m に達するまでの繰り返し載荷では、供試体の損傷はほとんど起こらないため、適用範囲を、平均値に近い変動変位載荷($n=3$)の値を用いて、式(10)のように制限した。定変位振幅載荷は変動振幅載荷と比べると実験結果からもわかるように破壊までの累積エネルギー吸収量は多少小さくなる。式(10)において定変位振幅載荷については考慮しなかったが、実際の地震による構造物の振動は、変位 δ' で定変位振動をするわけではないという理由による。

4. 結言

本研究では、総計6体の同一の補剛箱形断面よりなる鋼製橋脚モデル供試体(片持柱)を製作し、上部構造物の重量を想定した一定鉛直荷重と、地震力を想定した水平荷重を載荷する準静的実験を6種類の異なる載荷履歴のもとで行った。この研究の主な目的は通常設計に用いられる程度の幅厚比、細長比の鋼製橋脚の、弾塑性挙動、エネルギー吸収能などへの荷重履歴による影響を実験的に求めることであった。また実験結果より、最高荷重に対応する変位と局部座屈が起こる水平荷重に対応する変位との比で表す塑性率(式(5))と局部座屈の影響を考慮した塑性率(式(6))を用いて、道路橋示方書・V耐震設計編に採用されているNewmarkのエネルギー一定則に基づく等価水平震度の評価式(7)から設計水平震度に等価な水平震度を求めることの妥当性について考察し、破壊点での変位－破壊までの累積吸収エネルギー関係を調べた。なお、Fig. 7示すように水平荷重－水平変位履歴曲線の包絡線において、荷重が低下し始めてから、単調増大荷重に対する耐荷力推定値 $H_y[5]$ に達した時を破壊と定義した。この研究によって得られた結論をまとめると以下のようなになる。

- (1) どの載荷履歴も、最下端ダイアフラム上部のパネルの局部座屈変形の進行により崩壊に至った(Fig. 4(a))。単調載荷は圧縮側の面のみに局部座屈がみられた。
- (2) 単調載荷のみ、溶接割れや母材のクラックがみられなかったが、その他の載荷履歴では水平荷重が破壊と定義した $H_y[5]$ 時に、最下端ダイアフラム上部のパネルの溶接割れと15mmほどの母材のクラックが確認できた(Fig. 4(b))。
- (3) 水平荷重－水平変位履歴曲線の包絡線は、最大荷重前には、あまり繰り返しサイクル数による違いがみられないが、最大荷重以降は、局部座屈の進展の影響を受けて、繰り返しサイクル数が多いほど低下する(Fig. 6)。
- (4) 1サイクルで吸収するエネルギー量から考えると、最高水平荷重に対応する水平変位 δ_m 以降もエネルギー吸収量は増加しており、著者らが定義する破壊点のほうが、吸収エネルギーの最大値に近く合理性があると考えられる。(Fig. 9)
- (5) 破壊までの累積吸収エネルギー量は、荷重履歴によって異なり、繰り返しサイクル数が多いほど破壊までの累積エネルギー吸収量は大きくなる(Fig. 10)。
- (6) 塑性率 μ_m (式(5))は、荷重履歴の影響をあまり受けずに安定した値であり、式(7)を用いた道路橋示方書に採用されている鉄筋コンクリート橋脚の場合のように等価水平震度を求めることは妥当であるが、部材の変形特性を有効に利用しているとはいえない。
- (7) 塑性率 μ (式(6))は、載荷履歴によって値が異なるので、この塑性率は構造物の変形能力を測る一つの指標にはなりえるが、等価水平震度を求めることは妥当とはいえない。
- (8) 実験結果より、破壊点での変位 δ' －破壊までの累積吸収エネルギー E' 関係には線形的な関係がみられる。

本研究は、文部省科学研究費（一般研究(B)）および新日本製鐵株式会社からの委託研究費を使用して行った。

参考文献

- 1)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, 1991, pp. 93-106.
- 2)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, 1992, pp. 105-117.
- 3)日本道路協会：道路橋示方書・同解説書（Ⅴ耐震設計編），丸善，1990.
- 4)中井博，北田俊行，河井章好，酒造敏広，吉川紀：鋼製ラーメン橋脚の実績調査，橋梁と基礎，1982年6, 7月.
- 5)宇佐美勉：鋼平面ラーメン構造物の極限強度評価式の実験データによる検証，構造工学論文集 Vol. 36A, 1990, pp. 79-88.
- 6)日本建築学会：地震荷重 その現状と将来の展望，丸善，1987.
- 7)伊藤 努：地震時の鋼製橋脚の損傷度評価に関する研究，名古屋大学工学部土木工学科修士論文，1992.
- 8)伊藤 努，宇佐美勉：強震時の鋼製橋脚の損傷度評価に関する研究，土木学会第47回年次学術講演会講演概要集，平成4年9月.
- 9)日本道路協会：道路橋示方書・同解説書（Ⅱ鋼橋編），丸善，1980.
- 10)福本昉士編：座屈設計ガイドライン，技報堂，1987.
- 11)村田義男著，梅村 魁，大沢 胖：鋼構造の耐震設計，オーム社，1980.

（1992年9月21日受付）