

繰り返し荷重を受けるコンクリート充填鋼柱 の強度と変形能に関する研究

A Study on Strength and Deformation Capacity of Concrete-Filled Steel Columns
under Cyclic Loading

葛 漢 彬¹・宇佐美 勉²・戸谷和彦³

By Hanbin Ge, Tsutomu Usami and Kazuhiko Toya

A total of twelve concrete-filled steel box column specimens modelling steel bridge piers were tested under a constant compressive axial load and cyclic lateral loads. The purpose of this experimental study is to investigate the influences of the filled-in concrete on the strength, ductility and energy absorption capacity of the column. In designing the specimens, the plate width-thickness ratio, slenderness ratio and length of the filled-in concrete were chosen as main parameters. Moreover, the effect of the diaphragm on the column behavior was also examined. Test results showed that concrete-filled columns increase both ductility and energy absorption capacity significantly.

Key Words: *buckling, concrete-filled column, cyclic loads, ductility, energy-absorption capacity, failure, seismic design, strength.*

1. 緒言

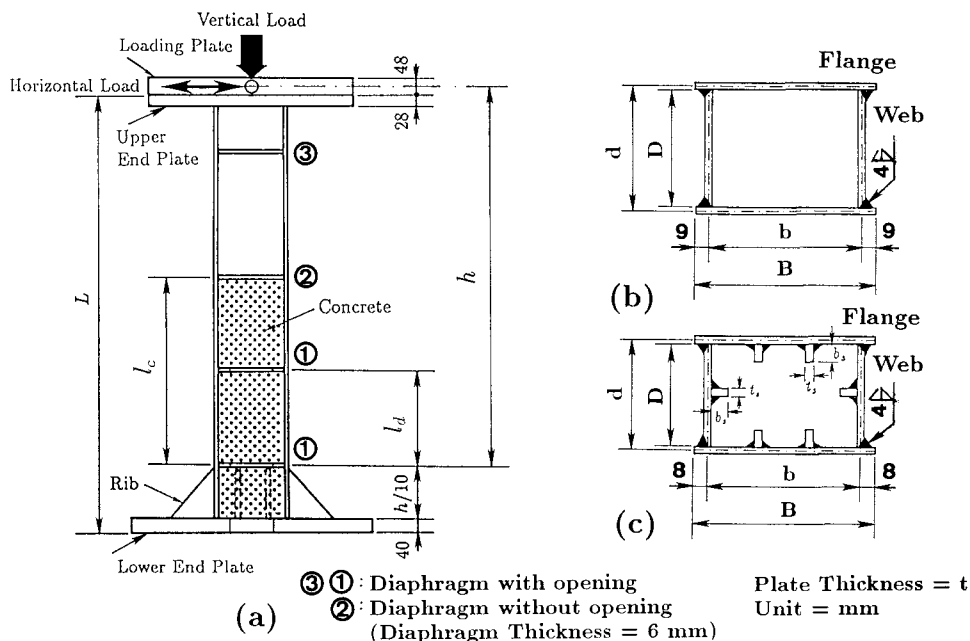
市街地におけるライフライン構造物の一つとして建設される高速道路の鋼製橋脚に対する耐震設計法の策定に関連して、鋼構造物の非弾性挙動に関する研究が盛んに行われるようになってきた [1-12]。鋼製橋脚の耐震性を向上させる方法の一つとしてコンクリートを充填するものが挙げられる [5-12]。この種の構造物の中には、車や船の衝突による破損を防ぐため、あるいは構造物の自重を軽減するために、柱基部にのみ部分的にコンクリートが充填されているものも多い [9-12]。コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚を対象とした耐震設計に関する研究例は非常に少なく、それらの復元力特性およびそれに及ぼす影響の因子などを明らかにする必要がある。

著者らはコンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の耐震性能いわゆる耐荷力、靱性およびエネルギー吸収量を調べてきた [10,12]。さらに本研究では、文献 [10,12] で報告された研究結果を基に、コンクリートを部分的に充填した鋼柱の耐震性能への影響が考えられる幅厚比パラメータ、細長比パラメータを変えることにより、コンクリートの充填率が鋼製橋脚の弾塑性挙動、強度劣化、剛性低下、エネルギー吸収能力などへ与える影響を調べる。本研究では、データが不足していた、細長比の小さい供試体に重点を置いて実験計画をたてた。実験は、鋼製橋脚を想定した補剛箱形断面柱 5 体、

¹工修 名古屋大学大学院工学研究科 博士課程 (後期課程) 在学中 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

²D.Sc., 工博 名古屋大学教授 工学部土木工学科 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

³名古屋大学大学院工学研究科 博士課程 (前期課程) 在学中 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)



Note: Diaphragm ② is not provided for Specimens UC70-25-3[3]D and UC70-25-5[3]D
 Fig.1 Test Specimens

無補剛箱形断面柱 7 体に、鉛直方向に橋脚などの上部構造物の自重を想定した一定軸力を、水平方向に地震力を想定した繰り返し荷重を静的に載荷して行われた。実験結果より、この種の構造物における破壊点を合理的に定義するためエネルギー吸収能力や塑性率を最高荷重点と荷重がピーク後の最高荷重から 95%まで低下した点の 2 種類で求めてみた。また、これらの塑性率を用いて、設計水平震度に等価な水平震度を求め検討した。本研究では、コンクリート充填部の長さ、幅厚比、細長比などが、部材の強度、ダクティリティなどにおよぼす影響、充填コンクリート最上部にダイアフラムがないときの影響について文献 [10,12] で報告された実験データも使用して比較、考察する。

2. 実験の概要

(1) 実験計画

コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の耐震性能を検討する場合主なパラメータとしては、断面形、鋼種、構造形態、板の溶接方法の他に、幅厚比、細長比、補剛材剛比、軸圧縮力の大きさおよびコンクリートの充填率などが考えられる。本研究は、これらの内の幅厚比、細長比、充填コンクリートの充填率をパラメータとした供試体を製作し実験を行った。また、現在使用されているコンクリート充填橋脚の中にはコンクリート最上部にダイアフラムがないものが存在するため、無補剛断面の供試体の内 2 体には、充填コンクリート最上部にダイアフラムを設けず実験を行った。

板パネルと補剛材の鋼種は SS400、構造形態については片持柱とした。断面形は無補剛箱形 ($d/b = 3/4$)、補剛箱形 ($d/b = 2/3$) とした。ここで d = ウェブ幅、 b = フランジ幅である。Table 1 に、供試体の各パラメータの設計値を示す。その内、幅厚比と細長比は実績調査の結果 [14] を参照して決定した。フランジの幅厚比パラメータは式 (1)、細長比パラメータは式 (2) で定義される。

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

$$\bar{\lambda} = \frac{K h 1}{r \pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 σ_y は降伏応力、 t は板厚、 E は弾性係数、 ν はポアソン比、 k は板の座屈係数、 K は有効座屈長係数(片持柱では $K=2$)、 h は供試体の柱としての長さおよび r は鋼断面の断面二次半径である。補剛柱の場合、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。補剛材の剛比 γ は、線形座屈理論から得られる縦方向補剛材の必要剛比 γ^* の1倍とした。軸圧縮力の大きさは鋼断面の全断面降伏軸力 P_y の0.2倍とした。

Table 1 Parameters of Test Specimens

No.	Specimen	R_f	$\bar{\lambda}$	l_c	n
1	UC70-40-3[0]	0.70	0.40	0.3h	0
2	UC70-25-3[0]	0.70	0.25	0.3h	0
3	UC70-25-3[3]	0.70	0.25	0.3h	3
4	UC70-25-5[3]	0.70	0.25	0.5h	3
5	UC70-25-3[3]D	0.70	0.25	0.3h	3
6	UC70-25-5[3]D	0.70	0.25	0.5h	3
7	UC90-40-5[3]	0.90	0.40	0.5h	3
8	SC45-25-3[0]	0.45	0.25	0.3h	0
9	SC45-25-3[3]	0.45	0.25	0.3h	3
10	SC45-25-5[3]	0.45	0.25	0.5h	3
11	SC60-35-3[3]	0.60	0.35	0.3h	3
12	SC60-35-5[3]	0.60	0.35	0.5h	3

Notes: R_f = Width-Thickness Ratio Parameter;
 $\bar{\lambda}$ = Slenderness Ratio Parameter;
 l_c = Length of Filled Concrete;
 n = Cycles of Loading.

Table 2 Measured Dimensions of Unstiffened and Stiffened Test Specimens

Specimen	B (mm)	D (mm)	t (mm)	b_s (mm)	γ/γ^*	L (mm)	h (mm)	l_c (mm)	$\bar{\lambda}$	R_f
UC70-40-3[0]	235	156	5.87	—	—	1354	1216	365	0.429	0.750
UC70-25-3[0]	235	157	5.87	—	—	953	788	236	0.276	0.750
UC70-25-3[3]	235	157	5.87	—	—	952	788	236	0.276	0.750
UC70-25-5[3]	235	157	5.87	—	—	954	788	394	0.276	0.750
UC70-25-3[3]D	235	156	5.87	—	—	952	788	236	0.278	0.750
UC70-25-5[3]D	235	157	5.87	—	—	952	788	394	0.277	0.750
UC90-40-5[3]	296	202	5.87	—	—	1753	1578	789	0.434	0.961
SC45-25-3[0]	317	196	4.27	23	1.17	952	838	251	0.245	0.479
SC45-25-3[3]	318	196	4.27	23	1.18	953	838	251	0.244	0.480
SC45-25-5[3]	317	196	4.27	34	1.22	952	838	419	0.249	0.479
SC60-35-3[3]	418	264	4.27	34	1.24	1854	1671	501	0.366	0.641
SC60-35-5[3]	418	264	4.27	34	1.24	1853	1671	836	0.367	0.639

Notes: B = Width of Flange Plates; D = Width of Web Plates; t = Thickness of Plate;
 b_s = Width of Stiffener; t_s = Thickness of Stiffener = 5.87mm;
 L = Total Length of Specimen; h = Column Height;
 γ = Relative Flexural Rigidity; γ^* = Required Relative Flexural Rigidity.

(2) 実験供試体

実測した供試体寸法を Table 2、供試体概要図を Fig.1 に示す。UC と SC で始まる供試体はそれぞれ無補剛箱形断面と補剛箱形断面であり、供試体名の最後に D がつくものは充填コンクリート最上部にダイヤフラムのない供試体である。また、各供試体名称中の数字は、順に幅厚比、細長比、コンクリート充填率、繰り返し数を示している。供試体板厚 t は、無補剛箱形断面に対して 6mm、補剛箱形断面に対して 4.5mm とし、補剛材の板厚 t_s は 6mm とした。供試体上端部には載荷板に高力ボルトで接合するため厚さ 28mm、下端部には実験床に固定するため厚さ 40mm の継手板を溶接してある。また、供試体の下部約 0.1h には局部座屈の発生を防ぎ、かつ剛域を確保するため、三角リ

Table 3 Material Properties of Steel

Series	E (GPa)	σ_y (MPa)	ε_y (%)	ν	E_{st} (GPa)	ε_{st} (%)	σ_u (MPa)	δ_{el} (%)
t=6.0 mm	211	308	0.146	0.270	5.83	2.01	454	37
t=4.5 mm	216	320	0.148	0.283	4.68	2.34	483	36

Notes: 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;
 σ_u = Tensile Strength; δ_{el} = Elongation.

ブおよびダイヤフラムで補剛されている。供試体の部材長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。コンクリートは、供試体の下のエンドプレートの中央に開けられた穴から、所定の長さまで中詰めした。所定の長さのところには穴のないダイヤフラムが設置されており、コンクリートはこのダイヤフラムと下のエンドプレート（供試体を実験床に固定する鋼板）の中で閉じこめられている状態で実験している。ただし、本実験では所定の長さのところにはダイヤフラムのない供試体があり、その供試体については上のエンドプレートの中央に開けられた穴から、所定の長さまで中詰めした。

(3) 素材実験

使用鋼材から JIS 5 号試験片を合計 10 本製作し、引張試験を行った。弾性係数、降伏応力、ポアソン比などを測定した。それらの平均値を Table 3 に示す。

一方、充填コンクリートは普通コンクリートを用い、設計基準強度 f_{ck} を 23.5MPa (240kg/cm²) とした。コンクリート打設時に圧縮試験体（直径 10cm, 高さ 20cm のシリンダー）を 9 体製作し、充填コンクリートを有する供試体の繰り返し載荷試験の前後（材令 14 日, 28 日および 44 日）に 3 体ずつ圧縮試験を行った。その結果を Table 4 に示す。

Table 4 Material Properties of Concrete

Days	E_c (GPa)	μ_c	f_c (MPa)
14	25.9	0.163	32.4
28	24.2	0.158	36.4
44	26.4	0.174	39.1

Notes: E_c = Young's Modulus;
 μ_c = Poisson's Ratio;
 f_c = Uniaxial Compressive Strength.

(4) 初期たわみ測定

柱供試体については、基部のフランジ面に基盤状の線を引き、各格子点の初期たわみを 1/500mm 精度の変位計で測定した。板パネルの平面度は道路橋示方書の部材精度 ($\delta_1/b = 1/150$; $\delta_2/b' = \delta_3/b' = \delta_4/b' = 1/150$, ただし b =ウェブ間隔, b' =補剛材間板幅) を越えているものが 2 体 (SC45-25-3[0], SC60-35-3[3]) あった。補剛材の圧縮材としての曲がり、道路橋示方書の部材精度 ($\delta_5/L_d = \delta_6/L_d = 1/1000$, ただし L_d = ダイヤフラム間距離) を越えているものが 1 体 (SC-45-25-3[3]) あった。

(5) 載荷装置および載荷方法

載荷装置は、文献 [2] で使用したものと同様であるので、ここでは省略する。詳細については、文献 [2] を参考されたい。

実験は柱頂部の水平荷重載荷点の水平変位制御で、一定の軸圧縮力と単調水平荷重または変動繰り返し水平荷重を載荷して行った。変動繰り返し水平荷重の載荷方法は、文献 [12] と同様であり、式 (3) で定義する δ_{y0} を基準として $2\delta_{y0}$ から始めて、 $4\delta_{y0}$, $6\delta_{y0}$, $8\delta_{y0}$, ... のように変位をとり、所定

の各変位振幅で3サイクルごとの繰り返し載荷 ($n=3$) を行った。記号 δ_{y0} は、次式で示される。

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

ここで、 M_y =鋼断面の降伏モーメント ($=W\sigma_y$)、 h =部材長および EI =鋼断面の曲げ剛度である。

3. 実験結果および考察

(1) 破壊状況

Fig.2 には、細長比の小さい供試体 ($\bar{\lambda}=0.25$) に対する実験終了後の様子を示してある。図中の二重線で描いたところには、ダイアフラムが設けられており、その上部は中空鋼断面で、下部はコンクリート充填部分である。

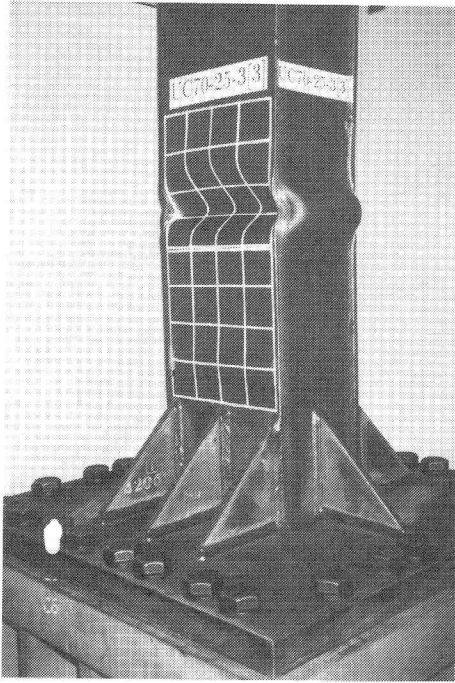
充填コンクリート最上部にダイアフラムがある場合で $l_c/h=0.30$ の供試体についてまず述べる。この場合には微小な座屈変形が柱基部のフランジパネルに生じ、ついでコンクリート充填部のすぐ上の中空断面のフランジパネルに局部座屈が生じた。その後、載荷が進むにつれて中空断面部の局部座屈は進展したが、柱基部の局部座屈はほとんど進展していかなかった。無補剛断面の場合、両フランジには凹状の、両ウェブには凸状の局部座屈変形がみられた (Fig.2(a))。補剛断面の場合、座屈してからの最初の変形はリブを節点とする1半波長座屈モードとなったが、局部座屈が進展するにつれて両フランジには凹状の、両ウェブには凸状の局部座屈変形が生じた (Fig.2(c))。これは、補剛材に局部座屈が生じ、その機能を果たさなくなったからだと考えられる [10]。

一方、 $l_c/h=0.50$ の場合には、局部座屈は柱基部にのみ発生し、鋼板の柱内部方向への変形はコンクリートで拘束されているため無補剛断面、補剛断面にかかわらずフランジ、ウェブともに外側方向に変形が生じ、しかも小さいものであった (Fig.2(b), (d))。また載荷を繰り返すにしたがって局部座屈の大きな所に溶接割れやクラックを生じ、しだいに耐力を失っていった。

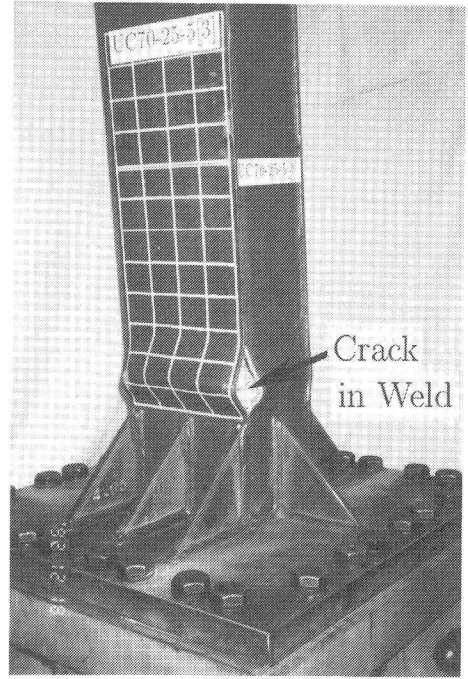
細長比パラメータが小さい供試体 ($\bar{\lambda}=0.25$) に対しては、供試体 SC45-25-5[3] を除いて水平荷重がピークを過ぎ H_{y0} まで低下した荷重付近で、 $l_c/h=0.30$ の場合には中空断面部の局部座屈変形が大きいところに、また $l_c/h=0.50$ の場合には柱基部に溶接線に垂直にクラックが発生した。クラックは座屈変形の最も大きな位置に発生した。SC45-25-5[3] については、柱最下部 (3角リブの真上のフランジおよびウェブ) にクラックが発生し、今まで観察されたことのない、かなり大きなクラックであった (Fig.2(d))。これは、3角リブの柱への溶接部 (まわし溶接の止端部) に発生したクラックが荷重の繰り返しごとに進展した低サイクル疲労と考えられる損傷で、短い柱の場合には、3角リブ溶接部の施工に注意する必要があるだろう。ただし、後述のように (Fig.5(b) を参照)、このクラックは、最高荷重を過ぎ、変形がかなり大きくなった時点 ($H/H_{max} \cong 0.88$, $\delta/\delta_{y0} \cong 14$) で発生したものである。

充填コンクリート最上部にダイアフラムのない供試体については、 $l_c/h=0.30$, 0.50 ともに柱基部にのみ局部座屈変形を生じた。これは、後述のように柱基部の充填コンクリートが上下に2分割されてしまったため、 $l_c/h=0.30$ と $l_c/h=0.50$ のいずれも、充填コンクリートの真上の中空鋼断面に局部座屈が発生するまで荷重が上がらず柱基部の局部座屈のみが繰り返しごとに進展したものであると考えられる。

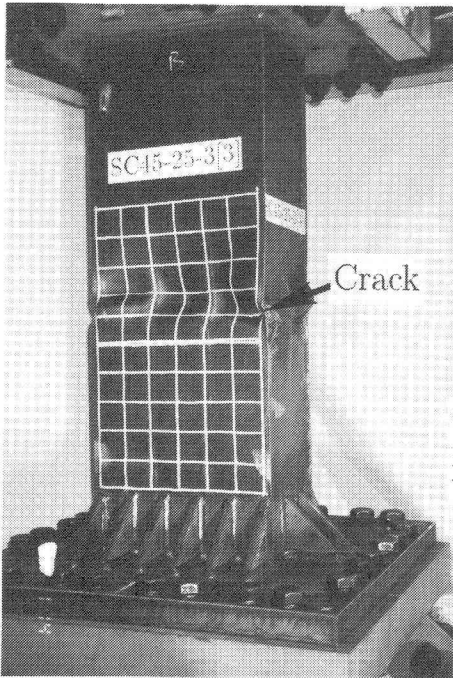
Fig.3 はコンクリートを充填している部分のフランジパネルの一枚をガス切断して内部のコンクリートの破壊の様子を示したものである。コンクリート充填部にダイアフラムがある場合、 $l_c/h=0.30$ の供試体については無補剛断面、補剛断面ともに小さなクラックが入っているもののほぼ健全な状態であった (Fig.3(a))。 $l_c/h=0.50$ の供試体については、無補剛断面、補剛断面ともに局部座屈が発生した部分のコンクリートは粉々に破壊していた (Fig.3(b))。充填コンクリート最上部にダイアフラム



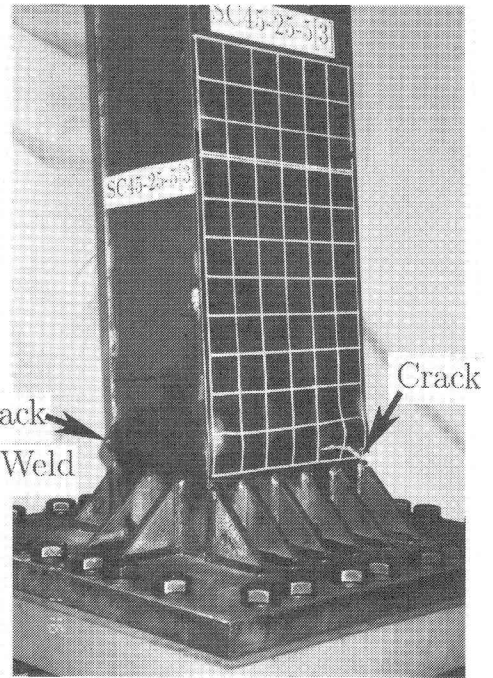
(a) UC70-25-3[3]



(b) UC70-25-5[3]



(c) SC45-25-3[3]



(d) SC45-25-5[3]

Fig.2 Typical Failure Appearances of Test Specimens

のない供試体については、柱基部にのみクラックが生じ、そのクラックを境にコンクリートは上下二つに切断されていた。これは、コンクリートの上部にダイアフラムがないため、コンクリートには軸力はほとんど作用せずフランジパネルと接している部分に様に水平荷重が働いていたためと考えられる。

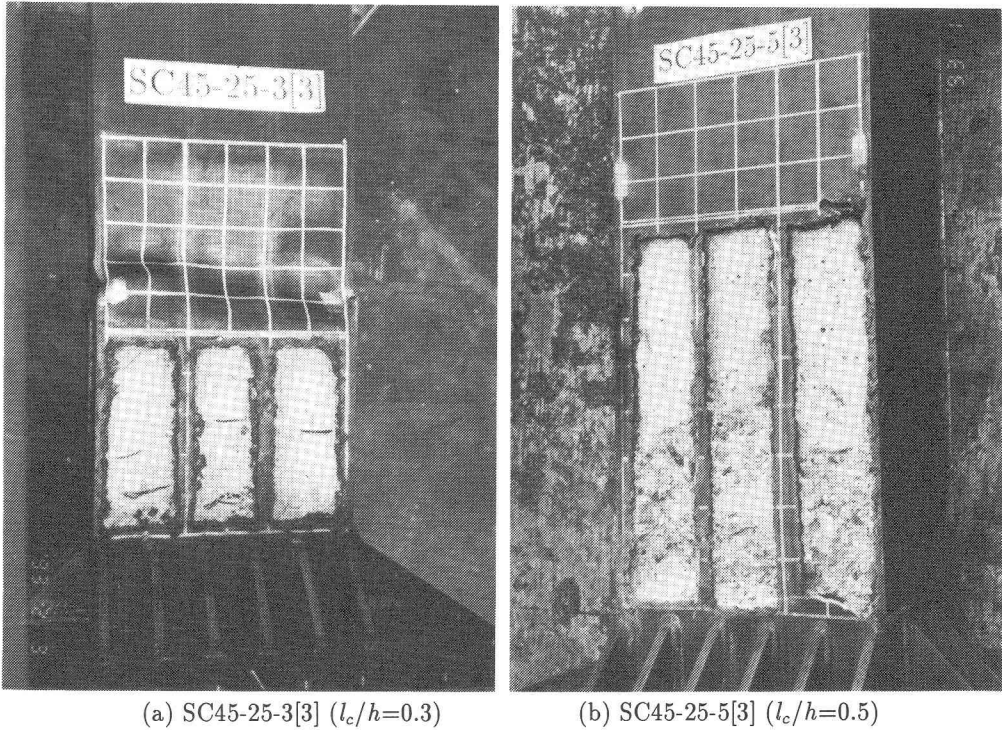


Fig.3 Typical Failure Appearances of Filled-in Concrete

(2) 水平荷重－水平変位履歴特性

比較するために、文献 [10,12] でのコンクリート充填柱の実験結果と文献 [16] での鋼柱の実験結果の関連部分を用いて考察を行う。

水平荷重載荷位置で測定された変位には供試体基部の剛体的回転が含まれるため、文献 [12] での考え方と同じように補正を行った。水平荷重 H と補正された変位 δ をそれぞれ H_{yo} と δ_{yo} で無次元化した一部供試体の水平荷重－水平変位履歴曲線を Fig.4 に示す。ここで、図 (a)、(b) は充填コンクリート上部にダイアフラムのある供試体、(c)、(d) はダイアフラムのない供試体である。同図より、ダイアフラムの有無の差が明瞭に判る。

Fig.5 に各変位での第一サイクルの最大変位点 ($\delta > 0$, $\delta < 0$ の絶対値の平均) を結んだ水平荷重－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) によって得られた鋼断面柱の水平荷重－水平変位関係を表す。また、図中の供試体名の内、本研究の供試体以外のは、文献 [10,12,16] の供試体である。これらの図より次のことがわかる。

a) 充填コンクリート高さの影響

無補剛断面の場合、 $R_f=0.70$ 、 $\bar{\lambda}=0.25$ のとき、鋼柱と比較すると最大荷重は $l_c/h=0.30$ について

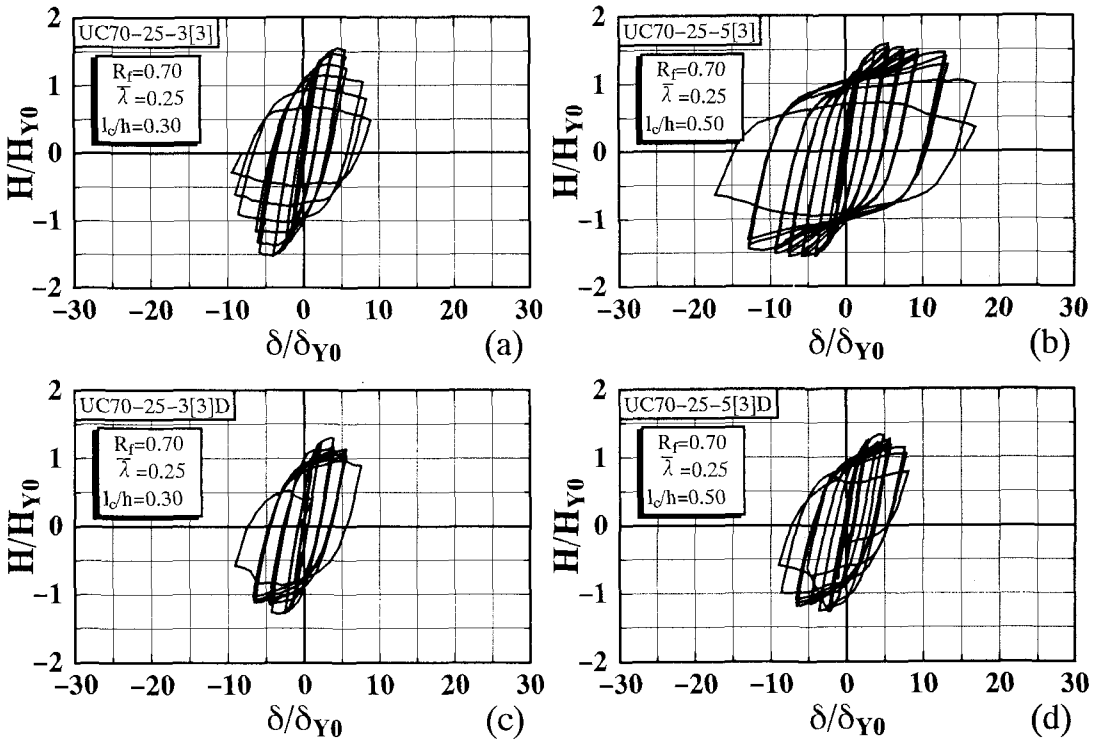


Fig.4 Examples of Horizontal Load — Horizontal Displacement Hysteretic Curves

は 37%、 $l_c/h=0.50$ については 40% 増加し、最大荷重に対応する変位はそれぞれ 1.76 倍、2.54 倍となっている (Fig.5(a))。 $R_f=0.90$ 、 $\bar{\lambda}=0.40$ のとき、鋼柱と比較すると最大荷重は $l_c/h=0.30$ 、 0.50 とともに約 40% 増加し、最大荷重に対応する変位は鋼柱のそれより 1.2 倍となっている (Fig.5(c))。

補剛断面の場合、 $R_f=0.45$ 、 $\bar{\lambda}=0.25$ のとき、鋼柱と比較すると最大荷重は $l_c/h=0.30$ については 38%、 $l_c/h=0.50$ については 52% 増加し、最大荷重に対応する変位はそれぞれ 1.67 倍、2.77 倍となっている (Fig.5(b))。 $R_f=0.60$ 、 $\bar{\lambda}=0.35$ のとき、鋼柱の実験データがないため $l_c/h=0.30$ と $l_c/h=0.50$ を比較すると最大荷重は $l_c/h=0.50$ にすることにより 8% 増加し、最大荷重に対応する変位は 2.19 倍となっている (Fig.5(d))。

以上のことより、充填コンクリート最上部にダイヤフラムがある場合、無補剛断面、補剛断面ともに、コンクリートを充填することにより最大荷重および変形能はかなり増加することがわかった。特に、充填率を 50% にすることによりその傾向は顕著にみられる。また、幅厚比パラメータ、細長比パラメータが小さい方がダクティリティの増大率がより大きい。

b) 幅厚比パラメータの影響

無補剛箱形断面 $\bar{\lambda}=0.40$ 、 $l_c/h=0.50$ の場合、幅厚比を 0.90 から 0.70 にすると最高荷重は 10% 増加し、それに対応する変位は 2.48 倍となり、ダクティリティは改善される (Fig.5(e))。したがって、幅厚比が大きくなると、たとえコンクリートを充填しても、無次元した強度や変形性能は小さくなる。

c) 繰り返し数の影響

単調荷重 ($n=0$) と繰り返し荷重実験結果を比較すると、最高荷重、それに対応する変位はほぼ同じだが、繰り返し荷重の方が強度劣化が著しい (Fig.5(f)-(h))。UU2 については最高荷重が単調荷重

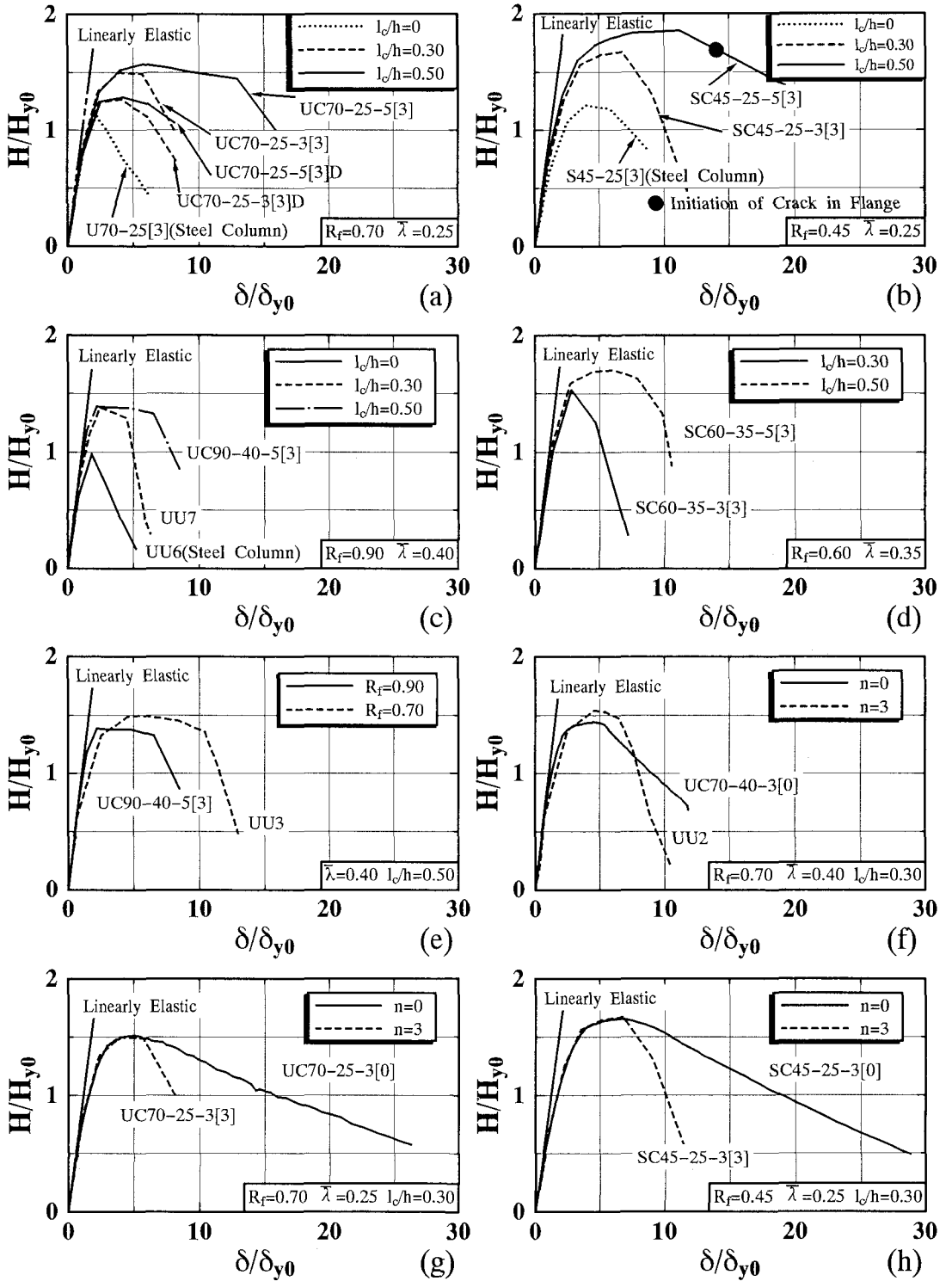


Fig.5 Envelopes of Horizontal Load — Horizontal Displacement Hysteretic Curves

のそれよりも大きくなっている。これは、コンクリートの圧縮強度 f_c が UU2 については 42.1MPa、UC70-40-3[0] については 32.2MPa となり、この差の影響と考えられる (Fig.5(f))。

d) 中詰めコンクリートの拘束状態による影響

充填コンクリート最上部のダイアフラムがない場合とある場合を比較するとダイアフラムがある場合の方が最高荷重は $l_c/h=0.30$ については 20%、 $l_c/h=0.50$ については 22% 増加する (Fig.5(a))。ところが、最高荷重に対応する変位はそれぞれ 1 倍、1.3 倍となっている。Fig.5(a) からわかるように、ダクティリティは $l_c/h=0.30$ の場合にはあまり改善されないが、 $l_c/h=0.50$ の場合にはダイアフラムがあるとかなり改善される。これはダイアフラムがあるとコンクリートが拘束されコンクリートが担う荷重が増加する。しかし、ダイアフラムがない場合コンクリートが拘束されずコンクリートが担う荷重が少なく鋼板が受け持つ荷重が多くなるためと考えられる。

充填コンクリート最上部のダイアフラムがない場合の充填率の影響は最高荷重に達するまではほとんど影響がなく、その後 $l_c/h=0.30$ の方が強度劣化が著しい。鋼柱と比較すると、最高荷重は 15% 増加しそれに対応する変位は 1.9 倍となっている。これはコンクリートにより内側への変形が拘束されているため局部座屈変形が小さくなるためである。したがって、ダイアフラムがない場合でも、コンクリートの充填によるダクティリティの向上がある程度期待できる。

(3) 塑性率および等価水平震度の評価

Table 6 に全供試体について式 (3) の H_{y0} と 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 [15] などを示す。

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、塑性率の定義は色々ある。最もよく使われる定義式は、次式のように最高荷重に対応する変位 δ_m (Fig.6 参照) と初期降伏または局部座屈が起こる水平荷重に対応する水平変位 δ_y との比で表す方法 (μ_m) である。しかし、最高荷重に対する変位は劣化勾配が緩やかな場合には、正確には求められない場合があり、またこの点で塑性率を測るのは、最高荷重後にエネルギー吸収が見込める場合には、必ずしも適切ではない。そこで本研究では、さらに最高荷重の 95% の荷重に対応する変位 δ_{95} と δ_y との比で表した塑性率 (μ_{95}) も用いる。

$$\mu_m = \frac{\delta_m}{\delta_y} \dots\dots\dots (4)$$

$$\mu_{95} = \frac{\delta_{95}}{\delta_y} \dots\dots\dots (5)$$

ここで、 δ_y は実験から得られた水平荷重—水平変位履歴曲線の包絡線で H_y に対応する変位である。Table 6 に全供試体についての計算結果を示す。また、充填コンクリート高さ、幅厚比、細長比に対して μ_m と μ_{95} を比較したものを Fig.7 に示す。Table 6 および Fig.7 より次のことがわかる。

a) 充填コンクリートの影響

コンクリートの充填高さを高くすることによって、充填コンクリート最上部にダイアフラムがある場合、明らかに塑性率は大きくなりダクティリティが改善されていることがわかる (Fig.7(a)-(d))。

b) 幅厚比の影響

$l_c/h = 0.30$ の場合、文献 [12] で既に報告されているように、幅厚比が大きくなると μ_m は小さくな

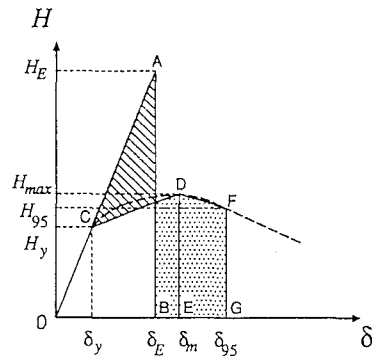


Fig.6 Lateral Load — Displacement Relationship

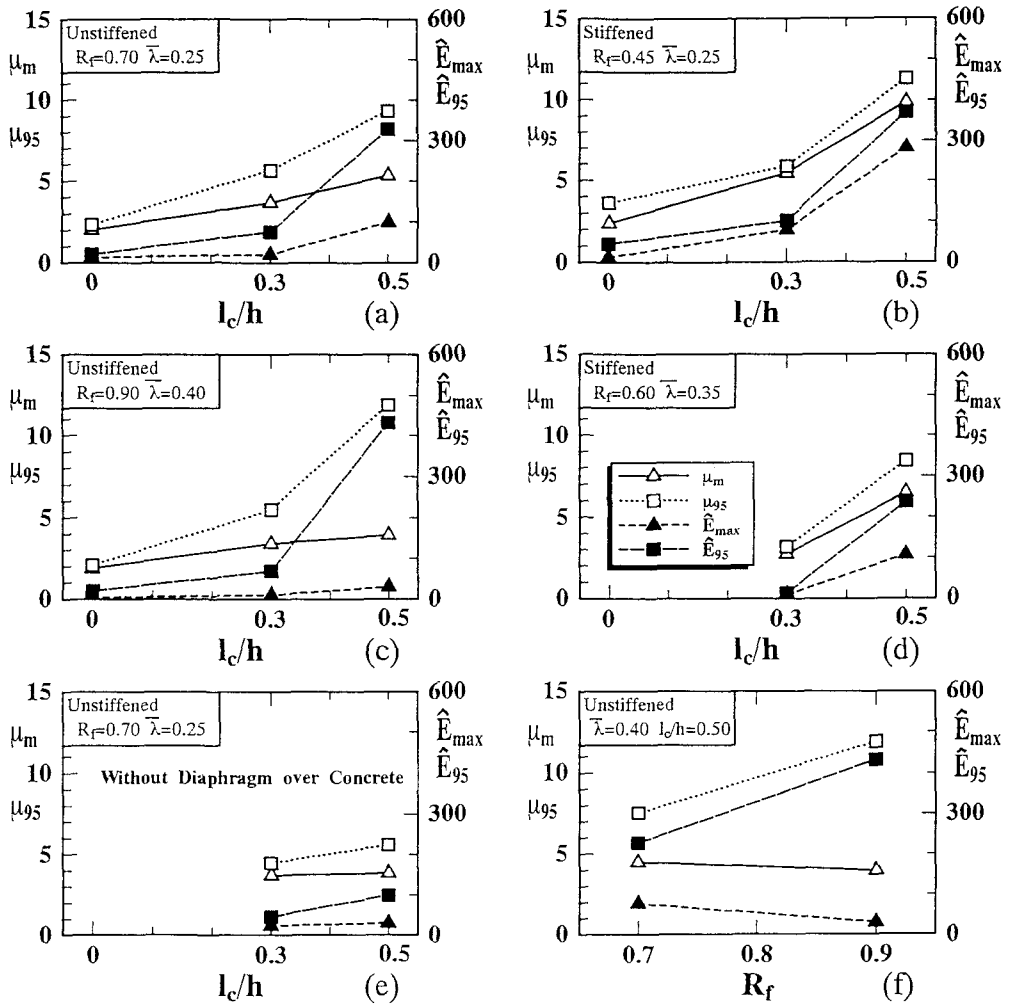


Fig.7 Effects of l_c on Ductility and Energy-Absorption Capacity

る。しかし、 $l_c/h = 0.50$ の場合には、幅厚比が大きくなると μ_m は小さくなるが、 μ_{95} についてはばらつきがみられた (Fig.7(f))。

c) 中詰めコンクリートの拘束状態による影響

充填コンクリート最上部にダイアフラムがない場合、塑性率は充填高さを高くしてもあまり向上されない (Fig.7(e))。充填コンクリート最上部にダイアフラムがある場合と比較すると、充填率が30%の場合はあまりかわらないが、充填率が50%の場合はダイアフラムがある場合の50%程度の値となっている。したがって、コンクリート充填柱を設計する場合にはコンクリート最上部にダイアフラムを設ける方がよいと考えられる。

d) μ_m と μ_{95} の比較

最高荷重点における塑性率は無補剛断面の場合、コンクリート充填長さを大きくしても増加率はそれほど大きくないが、補剛断面の場合は大きくなっている。ピーク後の最高荷重の95%まで低下した点における塑性率は無補剛、補剛断面ともに増加率は大きくなっている。これは、充填コンク

Table 6 Strength and Deformation Capacity

Specimen	H_{y0} (KN)	δ_{y0} (mm)	$\frac{H_y}{H_{y0}}$	δ_y (mm)	$\frac{H_{max}}{H_{y0}}$	$\frac{\delta_m}{\delta_{y0}}$	$\frac{\delta_{95}}{\delta_{y0}}$	Ductility Factor		Energy Absorption		Equivalent Seismic Coeff.	
								μ_m	μ_{95}	\hat{E}_{max}	\hat{E}_{95}	D_m	D_{95}
UC70-40-3[0]	65.9	8.57	0.76	9.11	1.44	4.40	5.62	4.14	5.28	13	17	0.315	0.264
UC70-25-3[0]	102.4	3.58	0.76	3.75	1.51	4.63	7.19	4.41	6.86	14	23	0.299	0.220
UC70-25-3[3]	102.4	3.58	0.75	3.81	1.54	3.92	6.01	3.68	5.65	20	76	0.331	0.245
UC70-25-5[3]	102.4	3.58	0.76	3.81	1.57	5.66	9.94	5.32	9.34	99	328	0.265	0.181
UC70-25-3[3]D	101.6	3.60	0.76	3.99	1.28	4.11	4.94	3.72	4.47	23	46	0.347	0.306
UC70-25-5[3]D	102.4	3.58	0.76	3.96	1.29	4.26	6.18	3.85	5.59	30	99	0.339	0.263
UC90-40-5[3]	83.3	11.33	0.55	6.23	1.39	2.17	6.54	3.95	11.89	30	432	0.296	0.141
SC45-25-3[0]	137.2	3.39	0.78	4.05	1.66	6.46	9.03	5.40	7.55	21	30	0.260	0.206
SC45-25-3[3]	137.6	3.39	0.78	4.22	1.68	6.77	7.30	5.45	5.86	79	101	0.258	0.245
SC45-25-5[3]	141.9	3.39	0.79	3.84	1.85	11.22	12.83	9.91	11.34	282	371	0.180	0.163
SC60-35-3[3]	124.2	10.14	0.71	10.40	1.57	2.80	3.25	2.73	3.17	9	13	0.391	0.348
SC60-35-5[3]	123.6	10.17	0.71	9.63	1.70	6.13	7.97	6.47	8.42	107	238	0.226	0.187

Note: δ_y is experimentally determined horizontal displacement corresponding to H_y .

リートによりピーク後の荷重の低下が防止されるためである。

道路橋示方書・v 耐震設計編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は、ある塑性率までの変形能力が完全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設計水平震度を低減してもよいことを表している。しかし、コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚のような合成構造物に対しては、この評価式は適切なものとは言えない。

今、最高荷重を破壊点と考えた場合、Newmark のエネルギー一定則の考え方にに基づき、Fig.6 の面積 OAB と面積 OCDE が等しくなることにより式 (6) で示されるような等価水平震度が求められる [17]。

$$D_m = \frac{1}{\sqrt{\mu_m(1+\alpha) - \alpha}}, \quad \alpha = \frac{H_{max}}{H_y} \dots\dots\dots (6)$$

最高荷重の 95% を破壊点とした場合についても Fig.6 の面積 OAB と面積 OCDFG が等しくなることにより式 (7) が得られる。

$$D_{95} = \frac{1}{\sqrt{\mu_m(1-\beta) + \mu_{95}(\alpha + \beta) - \alpha}}, \quad \beta = \frac{H_{95}}{H_y} = 0.95\alpha \dots\dots\dots (7)$$

式 (6) と (7) による計算結果を Table 6 に示す。同表からわかるように、コンクリートを充填することによって、水平震度を低減でき、厚肉で大きな補筋材を持つ断面にしなくても設計震度をかなり低く抑えることが可能となる。

(4) 破壊点の定義と累積エネルギー吸収量

(3) では、履歴曲線の包絡線より得られた塑性率を用いて各供試体の変形性能を評価した。しかし、この指標は、履歴曲線の形と無関係に決まるので、必ずしも供試体のダクティリティを評価する適切な指標ではない。これに対して、累積吸収エネルギー量（履歴曲線で囲まれる面積）は、履歴曲線の形が反映できるため、より合理的な指標である。Fig.6 に示すように最高荷重点、最高荷重の 95% まで荷重が低下した点の 2 種類の破壊点を考え、それまでに吸収されるエネルギーを求めてみる。ここで、最高荷重からの 95% 低下荷重を破壊点の一つと考えたのは、コンクリート充填柱の場合には、

ピーク後の $H/H_{y0} \cong 0.88$ の時点で低サイクル疲労クラックが発生した供試体があったため、前論文 [2,4,10] のように、 H_y まで荷重が低下した点を破壊点とするのは無理があると思われるからである。

最高荷重 ($H = H_{max}$, $\delta = \delta_m$) までの正規化された累積エネルギー吸収量を \hat{E}_{max} 、最高荷重の 95% ($H = H_{95}$, $\delta = \delta_{95}$) までの正規化された累積エネルギー吸収量を \hat{E}_{95} とすると、いずれも式 (8) より求められる。

$$\hat{E} = \frac{1}{E_e} \sum_{i=1}^N E_i, \quad E_e = \frac{1}{2} H_y \delta_y \dots\dots\dots (8)$$

ここで、 E_i = サイクル i での吸収エネルギー、 N = 破壊点 (最高荷重点またはピーク後の最高荷重の 95% に対応する点) に達するまでの繰り返し数である。その結果を Table 6 に示す。同表および Fig.7 より次のことがわかる。

a) 充填コンクリート高さの影響

充填コンクリート最上部にダイアフラムがある場合、無補剛断面、補剛断面ともにコンクリートの充填高さを高くすることにより、エネルギー吸収能力を高めることができる。特に、コンクリート充填率を 50% にするとエネルギー吸収能力を格段に高める効果がある (Fig.7(a)-(d))。

b) 幅厚比の影響

幅厚比が大きいと吸収エネルギーは若干小さくなる。

c) 中詰めコンクリートの拘束状態による影響

充填コンクリート最上部にダイアフラムがない場合、エネルギー吸収能力は充填高さを高くしてもあまり向上されない。充填コンクリート最上部にダイアフラムがある場合と比較すると、充填率が 30% の場合はそれほど変わらないが充填率が 50% の場合はダイアフラムがある場合の 40% 程度のエネルギー吸収量となる。

d) \hat{E}_{max} と \hat{E}_{95} の比較

最高荷重までの吸収エネルギー \hat{E}_{max} は \hat{E}_{95} に比べ非常に小さい。一方、コンクリートを充填することにより最高荷重の 95% までの吸収エネルギーは格段に大きくなっている。これは、局部座屈が発生し最高荷重を過ぎても、充填コンクリートにより耐力力の極端な低下が防止されるため、ダクティリティが改善されるためである。

5 結言

本研究によって得られた主な結論をまとめると以下のようになる。

(1) 充填コンクリート最上部にダイアフラムがあり、 $l_c/h=0.30$ の供試体についてはコンクリート充填部のすぐ上の中空断面のフランジパネルに局部座屈が生じた。一方、 $l_c/h=0.50$ の場合には局部座屈は柱基部にのみ発生した。

(2) 充填コンクリート最上部にダイアフラムがない場合は、 $l_c/h = 0.30, 0.50$ ともに柱基部にのみ局部座屈変形を生じた。

(3) 細長比が小さい供試体 ($\bar{\lambda}=0.25$) については無補剛断面、SC45-25-5[3] を除いて補剛断面ともに水平荷重がピークを過ぎ H_{y0} まで低下した荷重付近で、溶接線に直角方向にクラックを生じた。

(4) SC45-25-5[3] については柱最下部 (3 角リブの真上のフランジおよびウェブ) にクラックが発生した。これは、3 角リブのまわり溶接の止端部に発生したクラックが荷重の繰り返しごとに進展した低サイクル疲労と考えられる損傷で、短い柱の場合には、3 角リブの溶接施工に注意する必要がある。ただし、このクラックは、最高荷重を過ぎ、変形がかなり大きくなった時点 ($H/H_{max} \cong 0.88$, $\delta/\delta_{y0} \cong 14$) で発生したものである。

(5) 充填コンクリート最上部にダイアフラムがある場合、無補剛断面、補剛断面ともに、コンクリートを充填することにより最大荷重はかなり増加(約30%)し、かつエネルギー吸収能力や塑性率についてもかなり改善される。特に、充填率を50%にすることによりその傾向は顕著にみられる。

(6) 充填コンクリート最上部にダイアフラムがない場合、充填コンクリート最上部にダイアフラムがある場合に比べエネルギー吸収量も少なく、強度や変形性能も劣る。したがって、コンクリート充填柱を設計する場合には、充填コンクリート最上部にダイアフラムを設ける方がよい。

(7) コンクリート充填柱の場合、荷重のピークからの劣化勾配は比較的緩やか(特に $l_c/h=0.5$ でダイアフラムのある場合)であるため、最高荷重 H_{max} からある程度荷重が低下した点(例えば、 $0.95H_{max}$)を破壊点とすることができよう。その場合、塑性率、エネルギー吸収能力は、最高荷重を破壊点とした場合に比べ、かなり上昇する。

最後に、本研究は土木学会鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG(代表:宇佐美 勉名古屋大学教授)および名古屋高速道路公社からの委託研究費の補助を受けたことを付記し、関係方々に謝意を表す。

参考文献

- 1) 川島一彦, 長谷川金二, 吉田武史, 池内武文: 鋼製橋脚の動的耐力に及ぼす補剛リブの剛性の影響, 第20回地震工学研究発表会, 1989.
- 2) 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.
- 3) 渡邊英一, 杉浦邦征, 播本章一, 長谷川敏之: ダクティリティに基づく鋼製橋脚の有効断面形状に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.38A, 1992, pp.133-142.
- 4) 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, 1993, pp.235-247.
- 5) Sakino, K. and Ishibashi, H.: "Experimental Studies on Concrete Filled Square Steel Tubular Short Columns Subjected to Cyclic Shearing Force and Constant Axial Force." Trans. of AIJ, No.353, July, 1985, pp.81-91.
- 6) 桜井幸昌, 加藤賢治, 宇野洋平, 忠和男, 草間晴幸: 交番曲げを受けるコンクリート充填角形鋼管梁の耐荷力に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.34A, 1988, pp.265-274.
- 7) Tomii, M., Yoshimura, K., Sakino, K., Morishita, Y. and Esaki, F.: "Investigations on Transversely Super Reinforced Concrete Structures and Concrete-Filled Steel Tube Structures." Report to the Ministry of Education, Science and Culture, May 1988.
- 8) 葛漢彬, 宇佐美勉, 寺田昌弘: コンクリートを充填した鋼製箱形短柱の圧縮耐荷力に関する実験的および理論的研究, 構造工学論文集, Vol.38A, 1992, pp.119-132.
- 9) 関西国際空港株式会社, (財団法人)土木研究センター: 部分合成柱の耐荷力に関する実験, 実験報告書, 昭和62年12月。
- 10) 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.
- 11) Kawashima, K., MacRae, G.A., Hasegawa, K., Ikeuchi, T. and Oshima, K.: "Ductility of Steel Bridge Piers from Dynamic Loading Tests." Stability and Ductility of Steel Structures under Cyclic Loading, Y. Fukumoto and G. Lee, ed., CRC press, Florida, pp.149-162.
- 12) 宇佐美勉, 葛漢彬, 水谷慎吾: コンクリートを部分的に充填した無補剛箱形鋼柱の繰り返し弾塑性挙動, 構造工学論文集, Vol.39A, 1993, pp.249-262.
- 13) 日本建築学会: 地震荷重—その現状と将来の展望, 昭和62年11月。
- 14) 中井博, 河井章好, 吉川紀, 北田俊行, 酒造敏広: 鋼製ラーメン橋脚の実績調査, 橋梁と基礎, 1982年, 6, 7月。
- 15) 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.
- 16) 竹本潔史: 繰り返し荷重を受ける鋼圧縮部材の復元力特性に関する実験的研究, 名古屋大学工学部土木工学科修士論文, 1993年2月。
- 17) 土木学会鋼構造委員会鋼構造新技術小委員会: 鋼構造の新技術に関する調査研究・報告書(中間報告), 平成5年3月。

(1993年9月16日受付)