

中空合成箱形断面を有する橋脚柱の耐震性に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON SEISMIC CHARACTERISTIC OF COMPOSITE COLUMN WITH HOLLOW RECTANGULAR CROSS SECTION

北田俊行*・中井 博**・中西克佳***・竹野晃司****

Toshiyuki KITADA, Hiroshi NAKAI, Katsuyoshi NAKANISHI and Koji TAKENO

- * : 工博 大阪市立大学助教授 工学部土木工学科 (〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138)
 ** : 工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科 (〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138)
 *** : 大阪市立大学助手 工学部土木工学科 (〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138)
 **** : (株)横河ブリッジ 生産本部 (〒592 堺市築港新町 2-3)

This paper deals with an experimental study performed to investigate the ultimate strength and ductility of concrete filled steel box columns with hollow cross section subjected to strong earthquakes like the Hyogo-Ken Nanbu Earthquake and to propose a method for retrofitting the seismic performance of existing steel bridge piers. Ten cantilever column specimens with steel box cross section are used for the test. Eight of them are the concrete filled steel column specimens with encased concrete and the other two are the steel column specimens without encased concrete. Among eight concrete filled specimens : two have hollow cross section with an additional inside steel tube, two have hollow cross section with an inside plastic tube, two have hollow cross section with an inside steel tube partly filled with concrete in the lower part of them, and the remaining two are of solid cross section filled with concrete. Main conclusions are summarized as follows : The concrete filled steel column specimens with hollow cross section with an inside steel tube and solid cross section are of high ductility in comparison with the steel column specimens and the concrete filled steel column specimens with hollow cross section with an inside plastic tube.

Key Words : composite column, bridge pier, ultimate strength, ductility, hollow cross section, hybrid test

1. まえがき

現行の道路橋示方書の耐震設計法で設計した鋼製橋脚柱の幾つかは、兵庫県南部地震級の直下型地震を受ければ、大きな損傷を受ける可能性を持っていることが、阪神・淡路大震災における鋼製橋脚の被害状況や最近の研究成果^{1)~3)}から見て推測できる。とくに、東京や大阪の湾岸地域の軟弱地盤上では、作用地震動の卓越周期が長くなる。そのため、RC 橋脚に比して、固有振動周期の長い鋼製橋脚には、より大きい地震力が作用する可能性がある。しかしながら、基礎構造をそれほど大型化せずに、巨大地震に対しても大きな損傷を受けない鋼製橋脚を設計したり、既存の鋼製橋脚を改造するためには、弾性強度(降伏強度)をあまり上げずに、橋脚柱の変形性能を向上させることが肝要である。

これを可能にするために、橋脚柱の内側にもう1つの鋼管を配置して断面を二重構造とし、内側の鋼管には、主として軸方向荷重(上部構造の死荷重)のみを分担させる方法が考えられる。この方法の利点は、内側の鋼管が断面中央付近に設置されるため、それが断面二次モーメントに対する寄与率が小さく、橋脚柱の曲げ剛度がそれほど上昇しない。また、橋脚柱断面の全塑性軸力に対する作用軸圧縮力の比が減少し、変形性能が向上できる

点にある。さらに、鋼断面内部にコンクリートを充填すると、鋼板の局部座屈が防止され、その結果、優れた耐震性能を有することが最近の研究によって明らかにされている^{4)~10)}。

これらの諸点を考慮して、低強度のコンクリートを外側鋼断面と内側鋼断面との間に部分的に充填する改良策が考えられる。とくに、作用曲げモーメントの著しい基部(単柱形式の場合)のみに、この改良策を適用すれば、応力が卓越する部分の鋼板の局部座屈が防止され、断面の変形性能が大きく向上するとともに、コンクリート充填による橋脚自重の上昇を比較的小さくすることができる⁶⁾。すなわち、基礎構造にあまり負担をかけないで、橋脚柱の変形性能を向上させることが可能となる。また、充填コンクリートは、内部鋼管の支持材、および柱としての座屈防止材としての機能も果たすことになる。

そこで、本研究では、既存の鋼製柱の耐震性の向上策について検討するため、鋼製箱形断面橋脚柱の断面内部に円形断面鋼管を配置し、さらに外側鋼断面と内部鋼管との間に部分的に低強度のコンクリートを充填した橋脚柱模型を用いた一連の実験を行った。その際、主な検討点は、以下の2点とした。

(1) レベル1の地震(200gal程度)で弾性設計した鋼製

表-1 実験供試体の内訳

No.	実験供試体名	断面形状	作用地震荷重の有無	軸方向圧縮力
1	S-O-G00	鋼製柱	無	外側の鋼断面の全塑性軸力の15%
2	S-O-G17		有	
3	C-O-G00	合成柱	無	
4	C-O-G17		有	
5	C-IE-G00	2重構造合成柱	無	
6	C-IE-G17		有	
7	C-IS-G00	鋼管	無	
8	C-IS-G17		有	
9	C-V-G00	鋼管	無	
10	C-V-G17		有	

橋脚は、ここで提案する耐震性向上策を施した場合、兵庫県南部地震クラスの地震に耐え得るか否か。

(2)たとえ耐え得たとしても、地震後、その橋脚柱をそのまま使用できるか否か。

具体的には、まず上部構造の死荷重を想定した一定の軸方向圧縮力を受ける鋼製橋脚柱供試体に、最悪の場合を想定して、兵庫県南部地震クラスの地震荷重を仮動的実験（地震加速度を入力することにより構造物に疑似地震荷重を与える実験の数値解析で、ハイブリッド実験ともいう）によって与えた。つぎに、一定鉛直荷重と繰返し水平変位とを同時に与える静的繰返し変位載荷実験を行い、地震荷重を与えた実験供試体の剛性、耐力、および変形性能と、地震を与えていない実験供試体のそれらについて比較・検討し、地震荷重を載荷した実験供試体の剛性、残存耐力、および残存変形性能について検討した。

2. 実験計画

2.1. 実験供試体の内訳

実験供試体は、断面形状に関して5種類のものを各2体ずつ合計10体を製作する。また、実験供試体は、内部鋼管の有無、および充填方法、ならびに載荷方法により分類される。実験供試体の内訳を、表-1に示す。

2.2. 実験の方法

実験の手順を、以下に示す。

- ①まず、実験供試体の地震時の挙動、および耐力性状を調べるために、表-1に示した実験供試体のうち、実験供試体 S-O-G17、C-O-G17、C-IE-G17、C-IS-G17、お

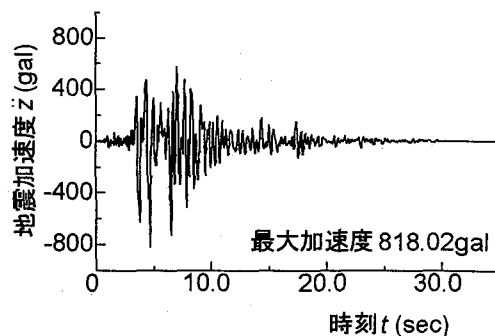


図-1 入力地震加速度

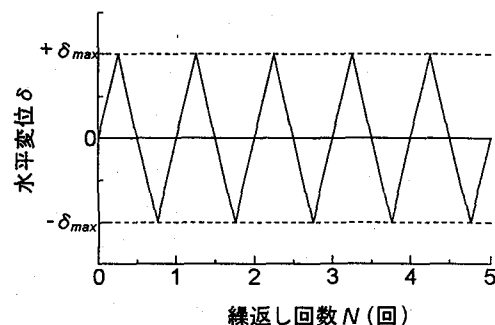


図-2 静的繰返し変位の載荷方法

よび C-V-G17 の計5体を用いて、上部構造の自重を想定した一定の軸方向圧縮力を作用させた状態で、図-1に示す1995年1月17日に神戸海洋気象台で得られた兵庫県南部地震の南北方向の地震加速度（最大加速度818.02gal）を与えるハイブリッド実験を行う。

- ②つぎに、健全な実験供試体の剛度、耐力、および変形性能、ならびに地震荷重を与えた後の実験供試体の剛度、残存耐力、および残存変形性能を把握するため、ハイブリッド実験と同様な一定の軸方向圧縮力を作用させた状態で、全ての実験供試体に対し、図-2に示す $\pm \delta_{max}$ の最大水平変位を10回繰返し与える静的繰返し変位載荷実験を行う。ここに、最大繰返し水平変位 δ_{max} は、全実験供試体の最高荷重を把握することができるように、鋼製柱の実験供試体の弾性実験の結果をもとに算出した降伏変位 δ_y の6.0倍に設定し、 $\delta_{max}=38.5\text{cm}$ とした。

最後に、各実験供試体の実験結果を比較することによって、内部鋼管の有無、およびコンクリート充填方法が橋脚柱の耐力、および耐力変形性能に及ぼす影響、ならびに巨大地震荷重載荷後の橋脚柱の剛性、残存耐力、および残存変形性能に及ぼす影響を検討する。

なお、軸方向圧縮力としては、静的繰返し変位載荷実験、およびハイブリッド実験ともに、内部充填コンクリート、および内部鋼管の強度を無視した実験供試体の外側鋼断面の全塑性軸力 N_{ps} の15%¹⁾を載荷する。

2.3. 実験装置

実験装置には、載荷装置、制御装置、および測定機器で構成されたハイブリッド実験システムを用いた。図-3には、そのハイブリッド実験システムの概略を示す。ここで、軸方向荷重は30tf 静的油圧ジャッキによって、また水平方向荷重は10tf アクチュエーターによって、それ

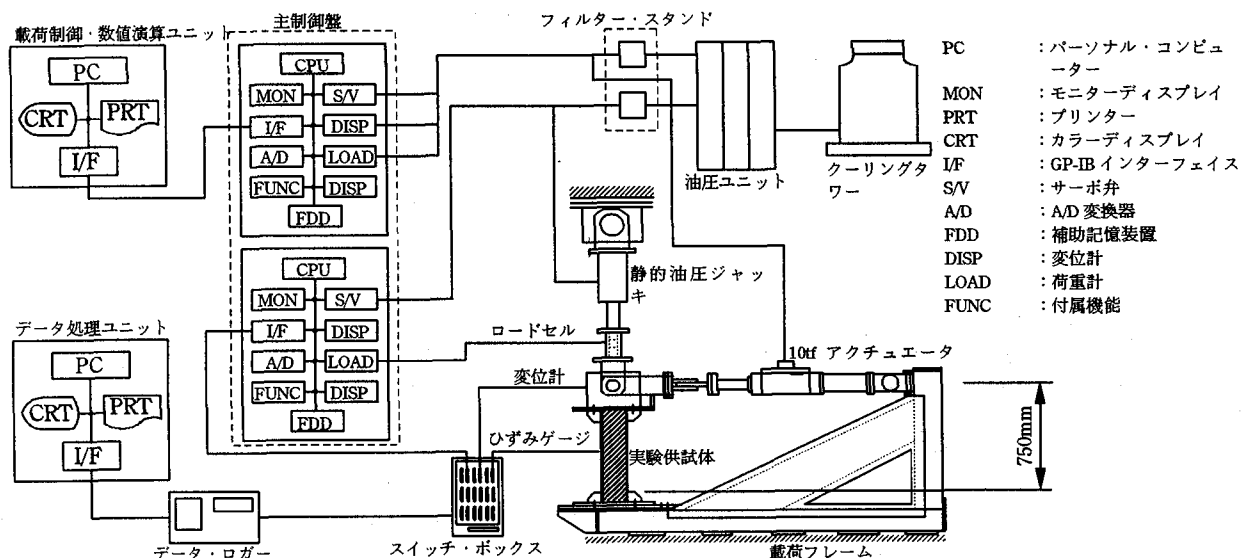


図-3 ハイブリッド実験システム

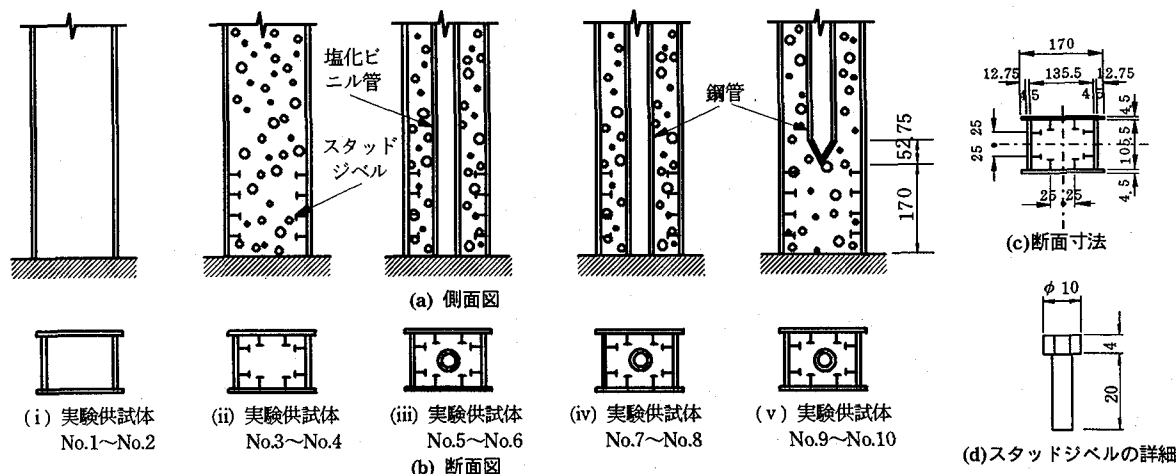


図-4 実験供試体の側面図、および断面図 (寸法単位:mm)

ぞれ独立に載荷することができる。また、実験供試体頂部の回転変形を拘束しないように、載荷フレームとアクチュエーターとの間、および荷重の作用点には、それぞれ円筒ベアリング、およびピン載荷治具を用いている。

3. 実験供試体

3.1. 実験供試体の設計

まず、実験供試体は、箱形断面とし、2.1. で述べたように合計 10 体製作した。各実験供試体の側面図、断面図、および断面寸法を、図-4に示す。各実験供試体の箱形断面の鋼板部分は 10 体とも同形で、その鋼板の板厚は 4.5mm、またフランジ・プレートの幅厚比パラメーター R は道路橋示方書・同解説Ⅱ 鋼橋編で定められている限界値に準じて約 0.7¹²⁾ とした。なお、これは、昭和 55 年度以前の道路橋示方書で設計された補剛板の終局強度が、 $R \leq 0.7$ で鋼板の降伏点 σ_{ys} とされていた点も考慮して定めた値である。そして、箱形断面の断面寸法比 b/d は、実績調査結果¹³⁾ に基づき 1.25 とした。なお、実験供試体の製作に当たっては、腹板とフランジ・プレート

との溶接部分が弱点部とならないように、レ形開先のグループ溶接を採用した。ちなみに、フランジ・プレートの細長比パラメーター $\bar{\lambda}$ は約 0.27 とした。

つぎに、実験供試体 No.5~No.10 の断面を二重構造にするため、実験供試体 No.5~No.6、および実験供試体 No.7~No.10 には、市販されている硬質塩化ビニル管、および鋼管をそれぞれ断面中央に配置した。なお、硬質塩化ビニル管 (JIS K 6741)、および鋼管 (JIS G 3444) の板厚はそれぞれ 4.1mm、および 2.3mm、また外径はそれぞれ 60mm、および 34mm とした。

さらに、実験供試体 No.3~No.10 には、既存の鋼製橋脚柱の強度をそれほど向上させずに変形性能を向上させるために、圧縮強度 σ_{ck} を 120kgf/cm² 程度に制限したコンクリートを、図-4(ii)~(v)に示したように、鋼管の内部に充填した。なお、No.7~No.8 以外の実験供試体は、鋼管による 2 重構造の効果を比較・検討するためのものである。

3.2. 初期たわみの実測と残留応力

すべての実験供試体の初期たわみの最大値は、道路橋

表-2 鋼板の機械的性質

降伏点 σ_s (kgf/cm ²)	引張強度 σ_u (kgf/cm ²)	破断点 σ_b (kgf/cm ²)	ヤング係数 E (kgf/cm ²)	ポアソン比 μ_s	伸び率 (%)
3,151	4,524	3,536	2.17×10^6	0.274	37.86

表-5 縮尺率と入力値との関係

S_1	S_2	固有振動周期 T	質量 M	地震加速度 z
1	7	T_p	$7M_m$	$z_p/7$
1	4	T_p	$4M_m$	$z_p/4$

表-3 まだ固まらない充填コンクリートの特性

コンクリートの種類	最大骨材寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)
普通コンクリート	15	20.2	7.03

表-4 硬化コンクリートの材料試験結果

材令 (日)	圧縮強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	引張強度 σ_{th} (kgf/cm ²)	ヤング係数 E_c (kgf/cm ²)	ポアソン比 μ_c
28	133.1	16.4	77,000	0.116
61	135.3	17.4	-	-

示方書の製作基準値 ($b/150$, b :両腹板の板厚中心間距離) を満たしていた。

なお、残留応力については、文献4)を参照されたい。

3.3.材料特性

(1) 鋼材

実験供試体の製作に用いた鋼板(SS400)の機械的性質を調べるために、実験供試体と同じ鋼板から JIS5 号試験片を4枚切り出し、そのうち3枚について引張試験を行った。得られた鋼板の機械的性質を、表-2に示す。

(2) 充填コンクリート

合成柱の実験供試体の内部には、低強度のコンクリートを充填した。まだ固まらないコンクリートの特性を調べるために、スランプ試験、ならびに空気量の測定を行った。試験結果を、表-3に示す。

また、充填コンクリートの機械的性質を知るために、材令28日、および実験期間中である材令61日に、コンクリートの材料試験を行った。表-4には、コンクリートの材料試験の結果を示す。なお、以降の解析には、28日強度を用いた。

3.4.対象橋脚柱と実験供試体との相似則

実際の構造物の動的な挙動を、その縮尺モデルである実験供試体を用いて評価するとき、この2者間の相似則を考慮する必要がある。

いま、実験供試体(添字 m で示す)における質量、減衰定数、および剛度を、それぞれ M_m 、 C_m 、および K_m とおく。また、対象橋脚柱(添字 p で示す)におけるこれらを、それぞれ M_p 、 C_p 、および K_p とおく。すると、一自由度系振動体モデルの運動方程式は、つぎのように表せる。

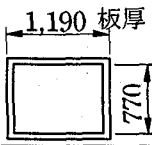
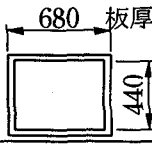
$$\text{実験供試体: } M_m \ddot{x}_m + C_m \dot{x}_m + K_m x_m = -M_m \ddot{z}_m \cdots (1)$$

$$\text{対象橋脚柱: } M_p \ddot{x}_p + C_p \dot{x}_p + K_p x_p = -M_p \ddot{z}_p \cdots (2)$$

ここに、 x 、 $\dot{x}$ 、 $\ddot{x}$ 、および z は、それぞれ変位、速度、加速度、および地震加速度である。

まず、 $t_p = S_1 t_m$ 、および $x_p = S_2 x_m$ (S_1 、および S_2 : 時間、および寸法に関する縮尺率)とした場合、 $x_p = [cm]$ 、 $\dot{x}_p [cm/s]$ 、および $\ddot{x}_p [cm/s^2]$ の単位系から、 $\dot{x}_p = (S_2/S_1) \dot{x}_m$ 、および $\ddot{x}_p = (S_2/S_1^2) \ddot{x}_m$ となる¹⁴⁾。

表-6 対象となる鋼製橋脚柱の諸元

項目	対象となる橋脚柱		
	断面寸法(mm)	固有振動周期 T_p (sec)	σ_s/σ_y
$S_2=7$ とした場合		0.61	0.825
$S_2=4$ とした場合		0.46	0.825

注: σ_s/σ_y は、200galの耐震設計時の橋脚柱断面の降伏点に対する発生応力の比

また、復元力は、対象橋脚柱と実験供試体との材料が同じであるとき、断面積によって決まる。したがって、対象橋脚柱の復元力 R_p は、 $R_p = x_p K_p = S_2^2 R_m$ となる。ここに、 R_m は、実験供試体の復元力である。すると、剛度の関係は、 $K_p = S_2^2 K_m$ となる。

つぎに、慣性力 $R_p = M_p \ddot{x}_p$ の関係により、 $M_p = R_p / \ddot{x}_p$ であるから、 $M_p = S_1^2 S_2 M_m$ が成り立つ。

さらに、 $C_p = 2h \sqrt{K_p M_p}$ より、 $C_p = S_1 S_2 C_m$ となる。

以上をまとめると、 $t_p = S_1 t_m$ 、および $x_p = S_2 x_m$ のとき、

$$\left. \begin{aligned} \dot{x}_p &= \frac{S_2}{S_1} \dot{x}_m, \quad \ddot{x}_p = \frac{S_2}{S_1^2} \ddot{x}_m, \quad K_p = S_2^2 K_m \\ R_p &= S_2^2 R_m, \quad M_p = S_1^2 S_2 M_m, \quad \text{および} \quad C_p = S_1 S_2 C_m \end{aligned} \right\} \cdots (3) a \sim f$$

となる。

最後に、式(2)に上記の関係式を代入すると、

$$S_1^2 S_2 M_m (S_2/S_1) \ddot{x}_m + S_1 S_2 C_m (S_2/S_1) \dot{x}_m + S_2 K_m S_2 x_m = -S_1^2 S_2 M_m \ddot{z}_p \cdots (4)$$

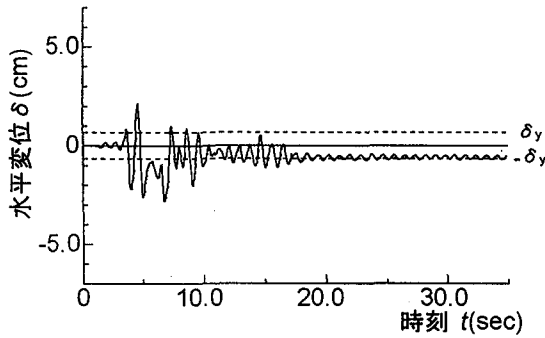
が得られる。これを、さらに両辺を S_2^2 で割ると、

$$M_m \ddot{x}_m + C_m \dot{x}_m + K_m x_m = -\frac{S_1^2}{S_2} M_m \ddot{z}_p = -M_m \ddot{z}_m \cdots (5)$$

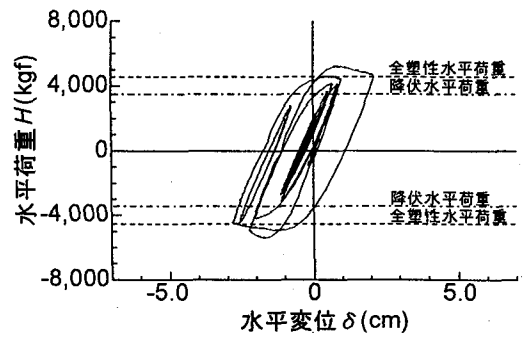
となる。

したがって、ハイブリッド実験を行う際、実験供試体に作用させる入力地震加速度には、実際の地震加速度を実験供試体用に縮尺したもの(実地震加速度の S_1^2/S_2 倍)を、また質量にも実験供試体用に縮尺したもの(実質量の $1/S_1^2 S_2$ 倍)を用いる必要がある。

ちなみに、以上の相似則は、参考文献15)で示されている相似モデル解析型手法の相似則を、さらに、時間に関する相似率と寸法に関する相似率とが異なる場合を考慮して示したものに相当する。

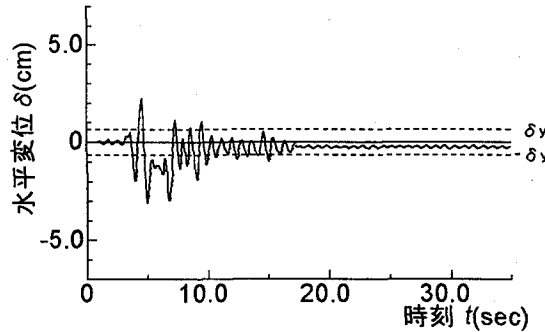


(a)水平変位の時刻歴応答

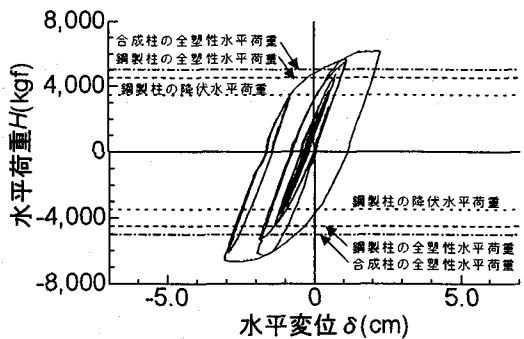


(b)水平荷重-水平変位の応答曲線

図-5 実験供試体 S-O-G17 のハイブリッド実験結果 ($S_2=7$)

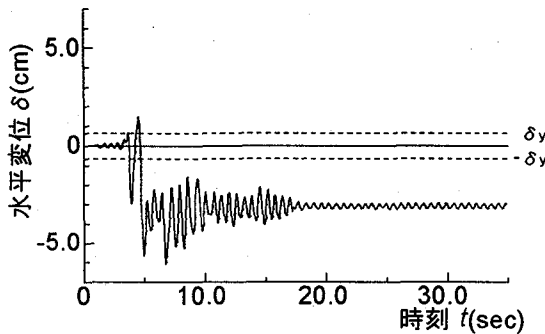


(a)水平変位の時刻歴応答

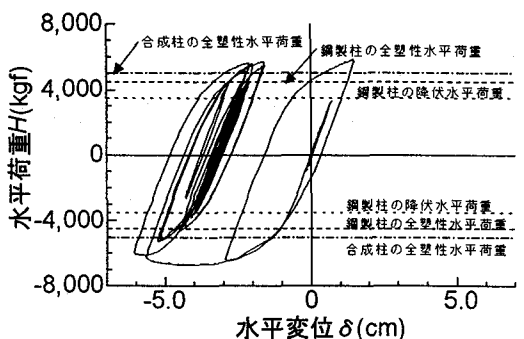


(b)水平荷重-水平変位の応答曲線

図-6 実験供試体 C-IS-G17 のハイブリッド実験結果 ($S_2=7$)



(a)水平変位の時刻歴応答



(b)水平荷重-水平変位の応答曲線

図-7 実験供試体 C-IS-G17 のハイブリッド実験結果 ($S_2=4$)

4. 実験結果とその考察

4.1. ハイブリッド実験結果

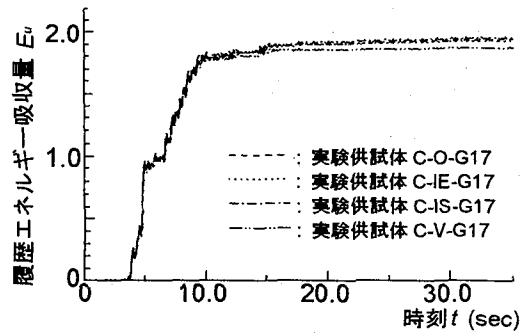
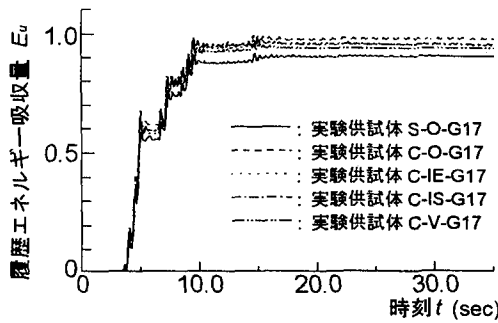
実験による地震応答解析(ハイブリッド実験)は、3.4で述べた対象橋脚柱と実験供試体との相似則を考慮して、実験供試体 S-O-G17、C-O-G17、C-IE-G17、C-IS-G17、および C-V-G17 の計 5 体に対して行った。すなわち、まず、実験供試体の大きさが対象橋脚柱の 1/7 であると想定して、図-1に示した神戸海洋気象台で観測された兵庫県南部地震の南北方向の地震(最大地震加速度: 818.02gal)を 1/7 の大きさに縮尺した。そして、運動方程式内で与える上部構を想定した質量を実験供試体に与える軸方向圧縮力 ($N=0.15N_{ps}$) の 7 倍に設定した。つぎに、実験供試体の大きさが対象橋脚柱の 1/7 であるとして地震力を与えるハイブリッド実験を実施した。しかし、さしたる損傷が認められなかった合成柱の実験供試

体 C-O-G17、C-IE-G17、C-IS-G17、および C-V-G17 の計 4 体に対しては、さらに引き続き、実験供試体の大きさが対象橋脚柱の 1/4 であるとして、対象橋脚柱の固有振動数を変化させるため、相似則を考慮し、同様にハイブリッド実験を実施した。表-5には、縮尺率と入力値との関係を、また表-6には縮尺率が 1/7、および 1/4 の場合における対象橋脚柱の諸元をそれぞれ示す。

(1) 各実験供試体の水平変位の時刻歴応答、および水平荷重-水平変位曲線

a. 実験供試体の大きさが対象橋脚柱の 1/7 と想定した場合

まず、実験供試体の大きさが対象橋脚柱の 1/7 であると想定してハイブリッド実験を行った 5 体の実験供試体のうち、実験供試体 S-O-G17、および C-IS-G17 の水平変位の時刻歴応答、および水平荷重-水平変位曲線を、それぞれ図-5、および図-6に示す。ここで、図中の δ_y は、



(a) 実験供試体の大きさが対象橋脚柱の 1/7 とした場合

(b) 実験供試体の大きさが対象橋脚柱の 1/4 とした場合

図-8 各実験供試体の履歴エネルギー吸収量

表-7 ハイブリッド実験時の絶対最大水平変位 ($S_2=7$)

No.	実験供試体名	絶対最大水平変位 δ	絶対最大変位時水平荷重 $H(\text{cm})$	絶対最大変位発生時刻 $t(\text{sec})$
2	S-O-G17	2.82cm(4.29 δ_y)	4,402	6.76
4	C-O-G17	2.79cm(4.37 δ_y)	6,227	5.00
6	C-IE-G17	2.89cm(4.58 δ_y)	6,112	6.75
8	C-IS-G17	3.08cm(4.66 δ_y)	6,522	4.99
10	C-V-G17	3.08cm(4.65 δ_y)	6,522	4.99

表-8 ハイブリッド実験時の絶対最大水平変位 ($S_2=4$)

No.	実験供試体名	絶対最大水平変位 δ	絶対最大変位時水平荷重 $H(\text{cm})$	絶対最大変位発生時刻 $t(\text{sec})$
4	C-O-G17	6.12cm(9.58 δ_y)	5,888	6.74
6	C-IE-G17	6.05cm(9.59 δ_y)	6,064	6.74
8	C-IS-G17	6.08cm(9.20 δ_y)	5,934	6.74
10	C-V-G17	5.78cm(8.74 δ_y)	6,233	6.74

各実験供試体の鋼板が降伏する変位である。なお、実験供試体 C-O-G17、C-IE-G17、および C-V-G17 の水平変位の時刻歴応答、および水平荷重-水平変位曲線は、実験供試体 C-IS-G17 のそれとほぼ同様であった。

つぎに、各実験供試体における絶対最大水平変位は、表-7に示すとおりであった。これらの値は、対象橋脚柱（脚長 5.25m）に換算すると、約 200~220mm に相当する。

また、このとき、実験供試体 S-O-G17 のフランジ・プレートには約 1.5cm の最大変位量を有する実験供試体内側への局部座屈、もう一枚のフランジ・プレートには約 1cm の最大変位量を有する実験供試体外側への局部座屈が生じていた。一方、その他の実験供試体表面部分には、全く変形が確認できなかった。

ちなみに、実験終了後、実験供試体 S-O-G17 の頂部には、約 4mm ($=0.6 \delta_y$) の残留変位が生じていた。これは、対象橋脚柱（脚長 5.25m）に換算すると、28mm に相当し、道路橋示方書の部材精度 5,250/500=10.5mm 内に収まっていなかったことがわかる¹³⁾。

なお、5 体の実験供試体は、地震荷重載荷中に各々の全塑性水平荷重に達していた。

b. 実験供試体の大きさが対象橋脚柱の 1/4 と想定した場合

まず、実験供試体の大きさが対象橋脚柱の 1/4 であると想定してハイブリッド実験を行った 4 体の合成柱の実験供試体のうち、実験供試体 C-IS-G17 の水平変位の時刻歴応答、および水平荷重-水平変位曲線を図-7に示す。なお、実験供試体 C-O-G17、C-IE-G17、および C-V-G17 の水平変位の時刻歴応答、および水平荷重-水平変位曲線は、実験供試体 C-IS-G17 のそれとほぼ同様であった。

つぎに、各実験供試体における絶対最大水平変位は、表-8に示すとおりであった。これらの値は、対象橋脚柱

（脚長 3.00m）に換算すると、約 230~290mm に相当する。

また、このとき、実験供試体 C-O-G17 のフランジ・プレートの自由突出部に、溶接部分に達するほどの亀裂が生じた。また、もう一枚のフランジ・プレートには、約 5mm の最大変位量を有する局部座屈が生じていた。さらに、両フランジ・プレートには、ともに目視でわかる程度の局部座屈が生じていた。

ちなみに、実験終了後、各実験供試体の頂部には、約 30mm ($=4.5 \delta_y$) の残留変位が生じていた。これは、対象橋脚柱（脚長 3.00m）に換算すると、120mm に相当し、道路橋示方書の部材精度 3,000/500=6mm を大幅に上回っていることがわかる。

なお、4 体の実験供試体は、地震荷重載荷中に各々の全塑性水平荷重に達していた。

以上、寸法に関する縮尺率 S_2 が 7 と 4 との合成柱の実験供試体に対するハイブリッド実験結果を比較すると、今回対象とした橋脚柱では、図-1 の地震動に対して、固有振動周期 T が 0.46 秒と小さい方がダメージが大きくなることがわかる。

(2) 各実験供試体の履歴エネルギー吸収量

図-8(a)~(b)には、それぞれ実験供試体の大きさが対象橋脚柱の 1/7、および 1/4 と想定して行ったハイブリッド実験中の履歴エネルギー吸収量の時刻歴を、次式のように鋼断面の全塑性エネルギーで無次元化して示す。

$$E_u = \frac{E}{E_{ps}} = \frac{\int_0^{\delta} H \cdot d\delta}{\int_0^{\delta_{ps}} H \cdot d\delta} \quad \dots (6)$$

ここに、 E_{ps} 、および δ_{ps} は、実験から得た鋼断面の全塑性エネルギー、および全塑性水平荷重時の水平変位である。また、 E 、 H 、および δ は、それぞれ履歴エネルギー

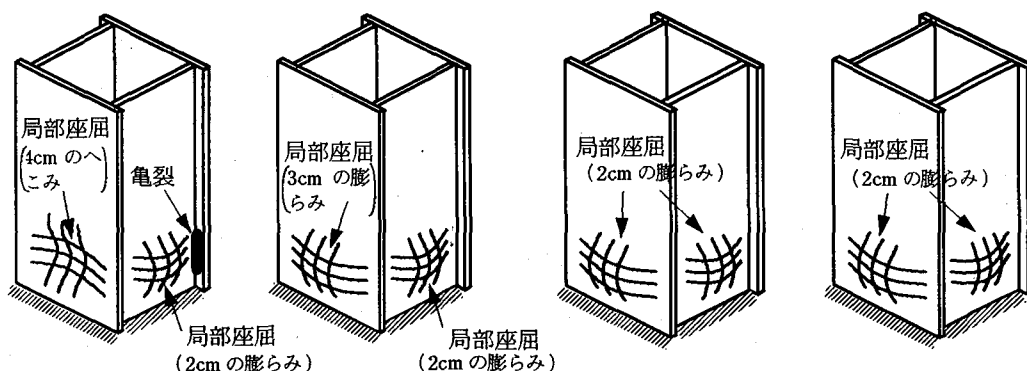


図-9 実験供試体 S-O-G00 の残留変位状況 図-10 実験供試体 C-O-G00 の残留変位状況

表-9 処女の合成柱の実験供試体の実験終了までの観察

No.	実験供試体名	繰返し回数 N (回)				備考
		0.5	1	1.5	10	
3	C-O-G00	変化なし	フランジ・プレート B に、手で触ってわかる程度の局部座屈	フランジ・プレート A に、目視でわかる程度の外側への局部座屈	両フランジ・プレートの局部座屈の最大変位量は、ともに約 1.5cm で、両腹板にも目視でわかる程度の局部座屈	$N=10$ で、耐力力が、まだ鋼製柱の全塑性水平荷重を下回っていなかったため、 $N=11$ 以降、最大水平変位を 1 回毎に δ , ずつ増加させて載荷し、 $N=12$ で実験を終了
5	C-IE-G00	フランジ・プレート A に、手で触るとわかる程度の局部座屈	フランジ・プレート B に、目視でわかる程度の局部座屈	—	—	$N=4.5$ で、フランジ・プレート A と 1 つの腹板との溶接部に亀裂らしきものが認められ、 $N=6$ に入ったところで完全な亀裂として確認後、耐力力の低下が著しくなったため、さらに 1 回の繰返し変位を与えた後、実験を終了
7	C-IS-G00	変化なし	フランジ・プレート B に、手で触ってわかる程度の局部座屈	フランジ・プレート A に、目視でわかる程度の外側への局部座屈	両フランジ・プレートの局部座屈の最大変位量は約 2cm	$N=10$ で、耐力力が、まだ鋼製柱の全塑性水平荷重を下回っていなかったため、 $N=11$ 以降の最大水平変位を、1 回毎に δ , ずつ増加させて載荷し、 $N=14$ で実験を終了
9	C-V-G00	変化なし	フランジ・プレート B に、手で触ってわかる程度の局部座屈	フランジ・プレート A に、目視でわかる程度の外側への局部座屈	両フランジ・プレートの局部座屈の最大変位量は約 2cm	$N=6$ 辺りから、フランジ・プレートの自由突出部から亀裂が入り始めたが、 $N=10$ を終えても、耐力力が、まだ鋼製柱の全塑性水平荷重程度を有していたので、 $N=11$ 以降、最大水平変位を、1 回毎に δ , ずつ増加させて載荷し、 $N=13$ で実験を終了

吸収量、水平荷重、および水平変位である。

まず、図-8(a)から、実験供試体 S-O-17 が最も履歴エネルギー吸収量が小さいことがわかる。これは、この実験供試体の終局強度が、他の実験供試体のそれに比べて小さいためである。

また、図-8(b)から、実験供試体 C-IS-G17 が最も履歴エネルギー吸収量が小さいことがわかる。このことは、この実験供試体の塑性変形量が、他の実験供試体のそれに比べて少ないためである。

さらに、図-8(a)～(b)より、各実験供試体の履歴エネルギー吸収量は、大きな加速度が与えられる時刻約 3 秒から 5 秒、および約 7 秒から 10 秒の間に増加しており、その他の区間でほとんど増加が認められない。

4.2. 静的繰返し変位載荷実験

(1) 処女の実験供試体の断面変形

以下では、地震荷重を与えない実験供試体 S-O-G00、C-O-G00、C-IE-G00、C-IS-G00、および C-V-G00 を処女

の実験供試体と呼び、これらの断面変形について示す。なお、本文では、最初に圧縮力が与えられる側のフランジ・プレートをフランジ・プレート A、また最初に引張力が与えられる側のそれをフランジ・プレート B と呼ぶ。

a. 鋼製柱の実験供試体の断面変形

鋼製柱の実験供試体 S-O-G00 においては、まず水平荷重がピークを過ぎたあたりで、初めてフランジ・プレート A の基部付近に目視でわかる程度の局部座屈が生じた。そして、それは、正の最大水平変位 $\delta_{max}=3.85\text{cm}$ まで載荷し除荷した時点で、0.5～1cm 程度の最大変位量を有する内側への局部座屈に成長した。さらに、水平変位を負の方向に与え続けると、フランジ・プレート B の基部付近にも局部座屈が生じた。そして、それは、負の最大水平変位 $\delta_{min}=-3.85\text{cm}$ まで載荷して除荷した時点で、1.5cm 程度の最大変形量を有する局部座屈に成長した。

以後、繰返し回数の増加とともに、柱基部の局部座屈変位量は、次第に増加し、繰返し回数が 3 回目に入ったところで、フランジ・プレート A と 1 つの腹板との溶接

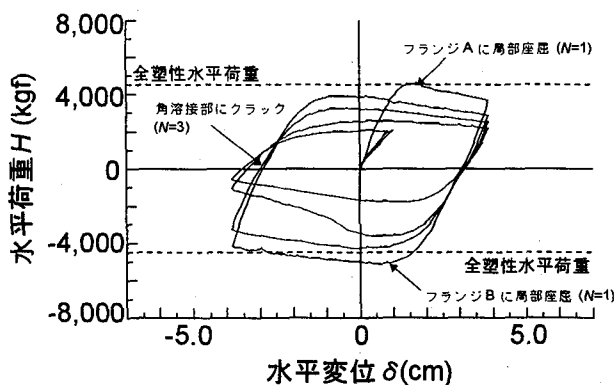


図-11 実験供試体 S-0-G00 の水平荷重-水平変位曲線

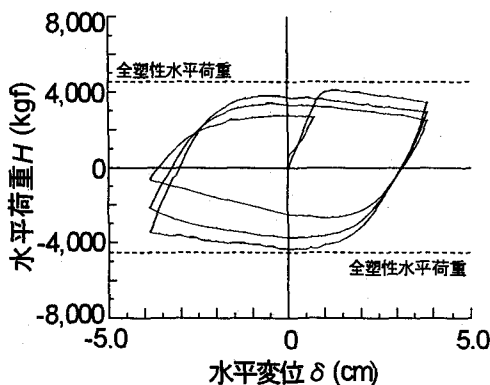


図-12 実験供試体 S-0-G17 の水平荷重-水平変位曲線

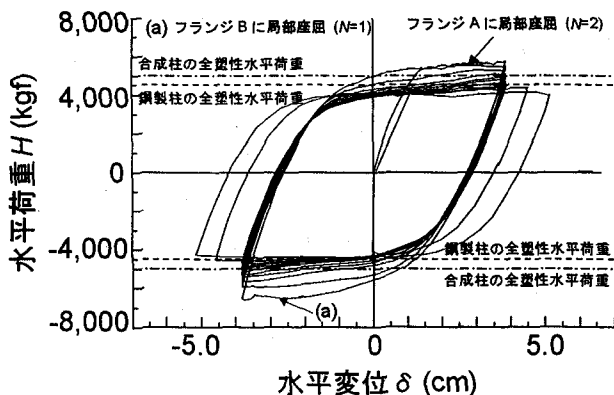


図-13 実験供試体 C-0-G00 の水平荷重-水平変位曲線

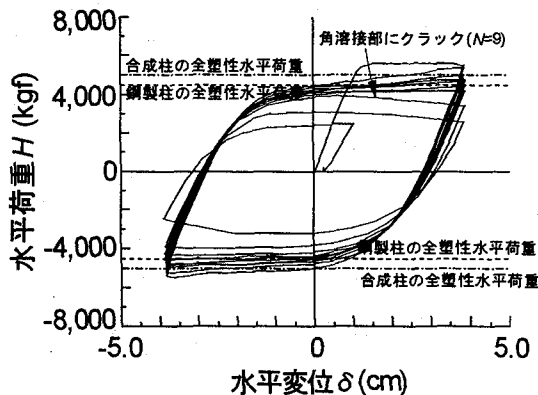


図-14 実験供試体 C-0-G17 の水平荷重-水平変位曲線

部において亀裂らしきものが認められた。これは、3 回目の水平変位が負に転じたところで完全な亀裂となって現れ、その結果、実験供試体の耐荷力が、著しく低減した。実験終了後の実験供試体の基部付近の残留変位状況を、図-9に示す。

図-9より、フランジ・プレート A は内側に、フランジ・プレート B は外側に、局部座屈を起こしていることがわかる。これは、初期たわみが両フランジ・プレートともに内側に生じており、それが実験供試体の座屈モードに影響を及ぼしていると考えられる。すなわち、はじめに圧縮力を受けるフランジ・プレート A は、初期たわみの方向である内側に局部座屈変位が生じた。しかし、フランジ・プレート B は、最初に引張力を受けるため、初期たわみの影響が消失するように働き、つづいて圧縮力を受けるとき、局部座屈が初期たわみに関係ない方向に生じたものと考えられる。

b. 合成柱の実験供試体の断面変形

処女の合成柱の実験供試体 4 体の断面変形を、表-9にまとめた。

また、実験終了後の実験供試体 C-0-G00 の基部付近の断面の残留変形状況を、図-10に示す。なお、他の合成柱の実験供試体の残留変形状況は、実験供試体 C-0-G00 のそれとほぼ同様であった。

(2) 各実験供試体の水平荷重-水平変位曲線

図-11～図-20には、各実験供試体の静的繰返し変位載荷実験における水平荷重-水平変位曲線を示す。

まず、鋼製柱である実験供試体 S-0-G00 とこれに地震荷重を与えたものに相当する実験供試体 S-0-G17 について考察する。すなわち、図-11、および図-12より、地震荷重を与える前のピーク水平荷重は、理論から求められた全塑性水平荷重と、ほぼ一致しているが、地震荷重を与えた後は、若干、それよりも下回っていることがわかる。

つぎに、従来型の合成柱である実験供試体 C-0-G00 とこれに地震荷重を与えたものに相当する実験供試体 C-0-G17 について考察する。図-13、および図-14より、地震荷重を与える前は $6\delta_y$ の繰返し変位量を 10 回与えても、内部のコンクリートを無視した全塑性荷重の理論値を上回っているのに対し、地震荷重を与えた後は 7 回目でこれを下回り、その後、繰返し回数の増加に伴い、急激に耐荷力が低下していることがわかる。

さらに、断面中央部を中空にして軽量化を図った合成柱の実験供試体 C-IE-G00 と、これに過大な地震荷重を与えたものに相当する実験供試体 C-IE-G17 について考察する。図-15、および図-16より、地震荷重を与える前は $6\delta_y$ の繰返し変位量の載荷 7 回目で、内部のコンクリートを無視した全塑性荷重の理論値を下回ったのに対し、地震荷重を与えた後は 5 回目でこれを下回っていることがわかる。

また、図-17、および図-18より、断面中央部に鋼管を配置して、これに軸力を受け持たせるように図った合成柱の実験供試体 C-IS-G00 と、これに過大な地震荷重を与えたものに相当する実験供試体 C-IS-G17 について考察する。地震荷重を与える前後の双方とも、 $6\delta_y$ の繰返

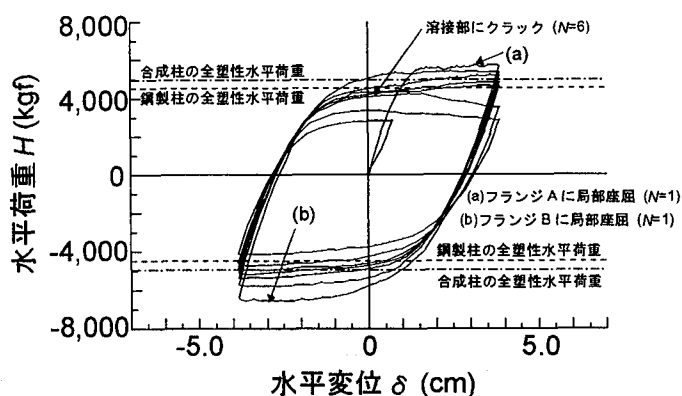


図-15 実験供試体 C-IE-G00 の水平荷重-水平変位曲線

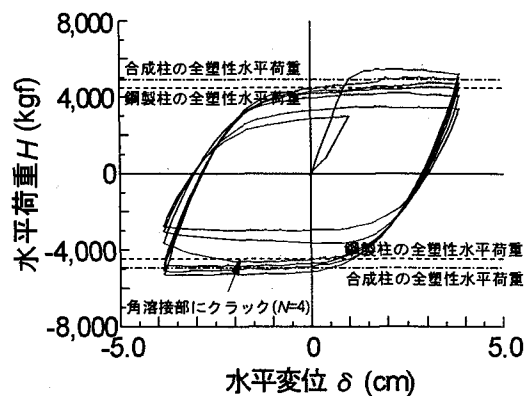


図-16 実験供試体 C-IE-G17 の水平荷重-水平変位曲線

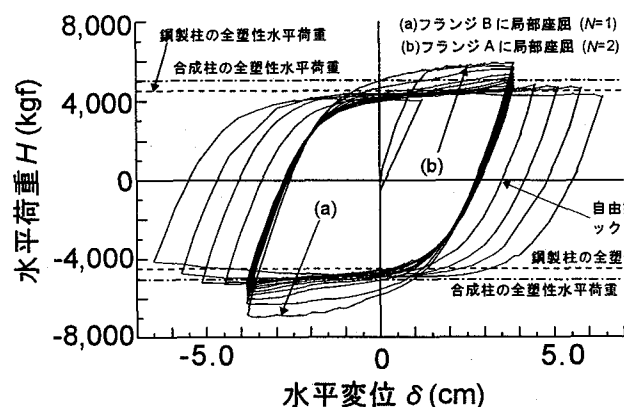


図-17 実験供試体 C-IS-G00 の水平荷重-水平変位曲線

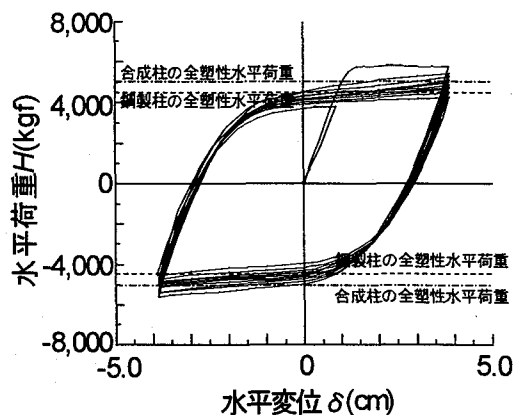


図-18 実験供試体 C-IS-G17 の水平荷重-水平変位曲線

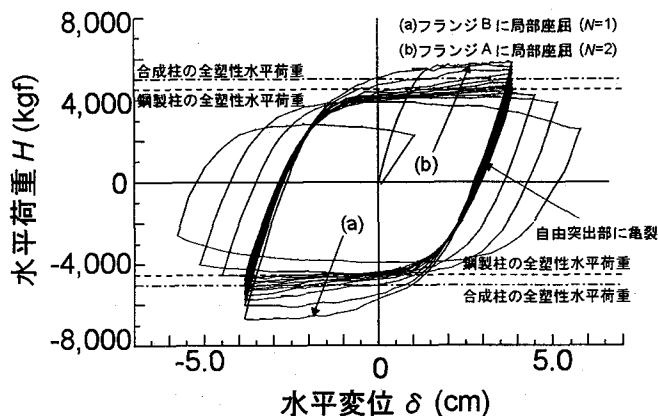


図-19 実験供試体 C-V-G00 の水平荷重-水平変位曲線

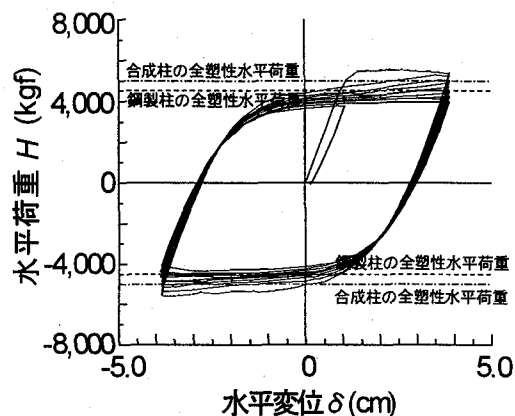


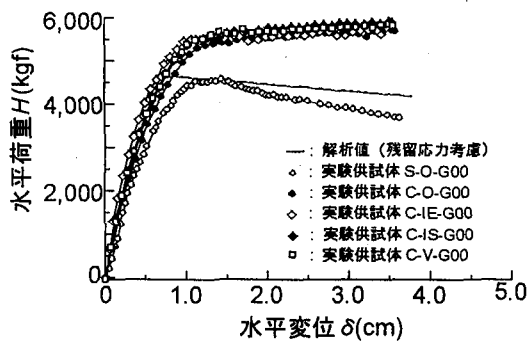
図-20 実験供試体 C-V-G17 の水平荷重-水平変位曲線

し変位量を 10 回与えても、内部のコンクリートを無視した鋼断面のみの全塑性荷重の理論値を上回っている。しかも、2 者の水平荷重-水平変位曲線には、大差がないことがわかる。

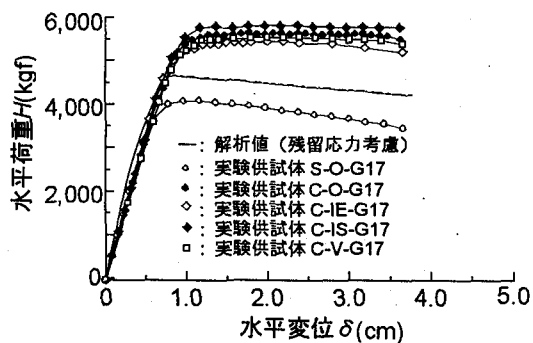
最後に、段落し部に工夫を凝らした合成柱の実験供試体 C-V-G00 と、これに過大な地震荷重を与えたものに相当する実験供試体 C-V-G17 について考察する。図-19、および図-20より、地震荷重を与える前は、 $6\delta_c$ の繰返し変位量を 10 回与えても、内部のコンクリートを無視した全塑性荷重の理論値を上回っている。これに対し、地震荷重を与えた後は、8 回目これを下回っている。しかしながら、その後も繰返し回数毎の最大水平変位時

の水平荷重の低下の割合は、一定であることがわかる。

以上のことより、4 種類の合成柱は、いずれも兵庫県南部地震のような過大な地震荷重が作用した後も使用可能な構造であると言える。それらの中でも、断面中央部に鋼管を配置してこれに軸力を受け持たせるように図った合成柱は、最も繰返し変位に強い構造であると言える。また、段落し部に工夫を凝らした合成柱は、断面中央部に鋼管を配置してこれに軸力を受け持たせるように図った合成柱とほぼ同様、あるいは、それ以下の変形性能しかない。そのため、この工夫は、適切でないと言える。そして、図-15、および図-16から分かるように、断面中央部を中空にして軽量化を図った合成柱は、内部



(a) 処女の試験供試体



(b) 地震荷重を与えた試験供試体

図-21 各実験供試体の水平荷重-水平変位の包絡線

のコンクリートが圧壊した時点で、鋼製柱と同様な履歴曲線に移行するために、4種類の合成柱の中で最も弱い構造であると言える。

なお、合成柱8体の実験供試体のピーク水平荷重は、いずれも理論から求めた全塑性水平荷重を上回っていることがわかる。これは、鋼箱形断面内にコンクリートを充填した合成柱の特徴であり、充填コンクリートによって外側の鋼断面の座屈が防止されることにより、鋼板のひずみ硬化現象が現れるためであると考えられる。

(3) 各実験供試体の水平荷重-水平変位の包絡線

図-21(a)～(b)には、静的繰返し変位載荷実験結果から得られた各実験供試体の水平荷重-水平変位の包絡線を、実験供試体 S-G-00 の弾塑性有限変位解析結果 (残留応力考慮) と比較して示す。

まず、図-21(a)より、鋼製柱の実験供試体 S-O-G00 のピーク水平荷重と、弾塑性有限変位解析プログラム (EPASS)¹⁷⁾ による解析から得られたピーク水平荷重とが、ほぼ一致していることがわかる。また、実験供試体 C-IS-G00 のピーク水平荷重は、解析から得られた鋼製柱のピーク荷重よりも 25.1% 高い値である。そして、他の4体の処女の試験供試体は、ほぼ同様な水平荷重-水平変位曲線を描いていることがわかる。このことは、実験供試体 C-IS-G00 について考えると、断面内部に鋼管を配置して2重構造にしても、耐力には、ほとんど影響がないと判断される。また、実験供試体 C-IE-G00 について考えると、内部充填コンクリート断面の中立軸付近のコンクリートを取り除いても、耐力には、ほとんど影響がないと判断される。

つぎに、図-21(b)より、鋼製柱の実験供試体 S-O-G17 のピーク荷重は、弾塑性有限変位解析から得られたピーク水平荷重よりも 12.2% 低い値であった。また、合成柱である他の4体の試験供試体を相互比較すると、実験供試体 C-IS-G17 が最も大きな耐力を有しており、ついで実験供試体 C-O-G17、C-V-G17、および C-IE-G17 の順になっていることがわかる。このことは、実験供試体 C-IE-G17 の断面形状が、他の3種類の断面形状よりも繰返し変位に対して損傷を受け易いことを示唆している。一方、実験供試体 C-IS-G17 は、この実験供試体の処女の状態の水平荷重と水平変位との関係に相当する図-21(a)の実験供試体 C-IS-G00 のそれと比較しても大差ないことから、耐震性に優れた断面形状であると判断できる。

(4) 各実験供試体の水平荷重の低減率

各実験供試体の最大水平変位時の水平荷重の低減率の推移を、図-22、および図-23に示す。

ここで、低減率 $K_{d,i}$ は、次式で表される。

$$K_{d,i} = \frac{H_{\max,i} - H_{\max,i+1}}{H_{\max,i}} \quad \cdots (7)$$

ここに、 $H_{\max,i}$ は、繰返し回数 i 回目の最大水平変位時の水平荷重である。

これらの図より、4種の合成柱の実験供試体は、鋼製柱の実験供試体に比べ、繰返し回数の増加に伴う最大水平変位時の水平荷重の低減率が大幅に小さいことがわかる。また、最大水平変位時の水平荷重が繰返し回数1回目のその 1/2 以下になったため途中で実験を終了させた合成柱の実験供試体 C-IE-G00、および C-IE-G17 は、亀裂が発生する以前において、他の3体の試験供試体と同様、最大水平変位時の水平荷重の低減率が小さい。このことは、軸方向圧縮力に対して抵抗していた内部のコンクリートが、その後、圧壊したため、鋼断面のみが軸方向圧縮力を受け持つようになり、その結果、フランジ・プレートと腹板との溶接部に亀裂が入ったためであると説明付けできる。そして、個々の図について考察すれば、次のとおりである。

まず、図-22より、実験供試体 C-IE-G00 を除く3体の処女の合成柱の実験供試体は、繰返し回数10回までは、載荷回数が増加するに伴って、低減率が減少する傾向にあることがわかる。また、繰返し回数10回目以降は、C-IS-G00 が最も低減率が小さい。すなわち、この実験供試体が最も高い変形性能を有していると言える。

つぎに、図-23より、4体の地震荷重を与えた合成柱の実験供試体のうち、実験供試体 C-IS-G17、および C-V-G17 は、繰返し回数が10回に達しても、最大水平変位時の低減率がほぼ一様であることがわかる。

(5) 弾性剛度の変動

各実験供試体の弾性剛度の変動をまとめたものを、図-24に示す。

ここで、弾性剛度 K_s は、次式で求めたものである。

$$K_s = \frac{H_{i,j} - H_{i,j-1}}{\delta_{i,j} - \delta_{i,j-1}} \quad \cdots (8)$$

ここに、 $H_{i,j}$ および $\delta_{i,j}$ は、それぞれ繰返し回数 i 回目

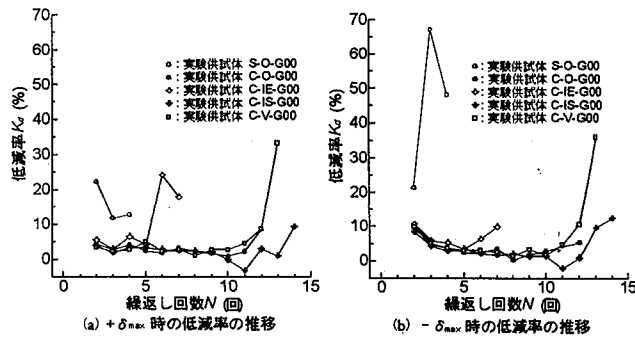


図-22 処女の実験供試体の最大水平変位時の低減率

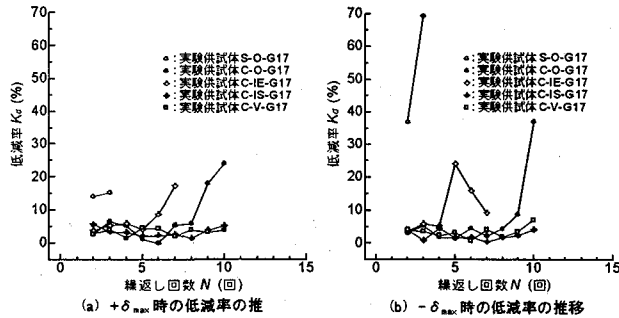
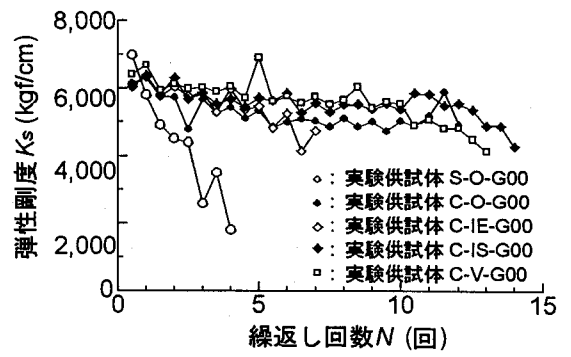
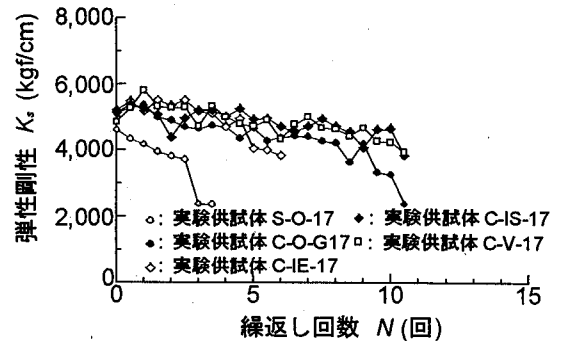


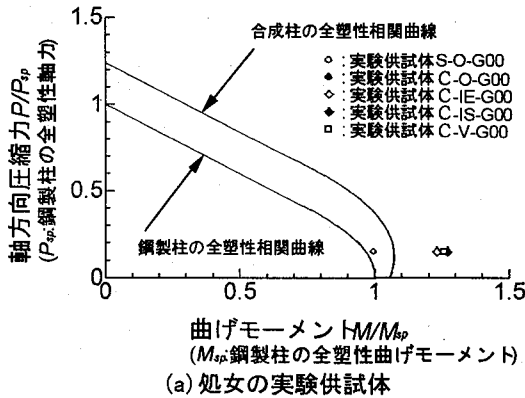
図-23 地震荷重を与えた実験供試体の最大水平変位時の低減率



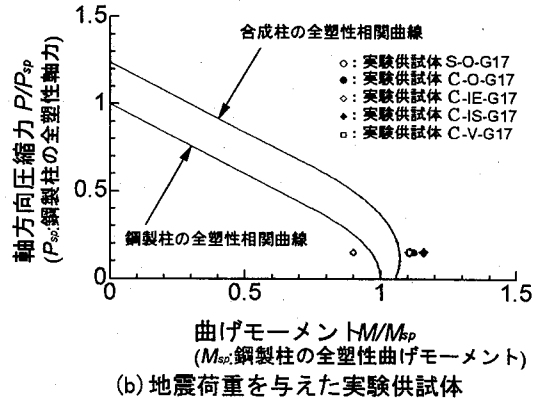
(a) 処女の実験供試体



(b) 地震荷重を与えた実験供試体
図-24 各実験供試体の弾性剛度の変動



(a) 処女の実験供試体



(b) 地震荷重を与えた実験供試体

図-25 各実験供試体の軸方向圧縮力と曲げモーメントとの相関関係

の第 j 番目の水平荷重、および水平変位である。また、 H_{ij-1} 、および δ_{ij-1} は、それぞれ繰返し回数 i 回目の第 $j-1$ 番目の水平荷重、および水平変位である。

図-24 (a) より、鋼製柱の実験供試体の剛度は、繰返し回数の増加に伴って、著しく減少している。一方、合成柱の実験供試体の弾性剛度は、繰返し回数 10 回までを考えると、4 体ともほぼ同様に、繰返し回数の増加に伴って、一定の割合で徐々に低下していることがわかる。

また、図-24 (b) より、地震荷重を与えた後の弾性剛度は、前のそれよりも、鋼製柱、および合成柱ともに約 15% 低下していた。そして、鋼製柱の実験供試体の弾性剛度は、繰返し回数の増加に伴って、急激に低下している。一方、合成柱の実験供試体の弾性剛度は、内部の充填コンクリートが軸方向圧縮力を受け持たなくなったと考えられる繰返し回数 4~5 回目まで、4 体ともほぼ同様に、繰返し回数の増加に伴って、一定の割合で徐々に低下している。また、繰返し回数 5 回目以降も、2 重鋼管構造の実験供試体 C-IS-G17、および実験供試体 C-V-G17 は、

それ以前と同様に一定の割合で徐々に低下している。これに対し、実験供試体 C-O-G17、および実験供試体 C-IE-G17 は、低下の度合が大きくなっていることがわかる。

(6) 軸方向圧縮力と曲げモーメントとの相関関係

実験供試体の軸方向圧縮力と曲げモーメントとの相関関係図に、処女の実験供試体、およびハイブリッド実験後の実験供試体に対して行った静的繰返し変位載荷実験から得られた実験値（最高荷重）をプロットしたものを、図-25 (a)~(b) に示す。

まず、図-25 (a) より、鋼製柱である実験供試体 S-O-G00 の終局状態は、ほぼ理論上の全塑性状態に一致している。しかし、合成柱である 4 体の実験供試体のそれは、理論上の合成柱としての全塑性状態を大幅に超えていることがわかる。これは、鋼断面がコンクリートの支持によって局部座屈せずに、ひずみ硬化領域まで達することができたからであると考えられる。

つぎに、図-25 (b) より、鋼製柱である実験供試体 S-

O-G17の残存耐力は、理論上の全塑性状態を下回っている。しかし、合成柱である4体の実験供試体の残存耐力は、理論上の合成柱としての全塑性状態を上回る値を示している。中でも、実験供試体C-IS-G17は、理論上の合成柱としての全塑性状態を大幅に上回っていることがわかる。これは、神戸海洋気象台で記録された兵庫県南部地震により、鋼製橋脚柱は損傷を受けるが、合成橋脚柱は柱としての機能を失うような損傷を受けないことを意味している。

(7) 内部充填コンクリートの圧壊状況

断面中央部に鋼管を配置した合成柱の繰返し変位載荷による内部充填コンクリートの圧壊の程度を調べるために、実験終了後、実験供試体の基部鋼板を切断し、断面内部を観察した。

その結果、最大変位量 10δ まで繰返し載荷した実験供試体C-IS-G00は、コンクリートの圧壊部分が断面中央の鋼管にまで及んでいなかった。また、これと全断面にコンクリートを充填した最大変位量 8δ まで繰返し載荷した実験供試体C-O-G00とを比較すると、圧壊部分の領域は、ほぼ同じであった。

5. まとめ

本研究により得られた主な成果をまとめると、以下のとおりである。

- (1) 神戸海洋気象台で記録された兵庫県南部地震により、薄肉箱形断面の鋼製橋脚柱は、重度の損傷を受けるが、内部充填形式の合成橋脚柱は柱としての機能を失うような損傷を受けない。
- (2) また、これらの合成橋脚柱は、地震後も何ら補修せず、そのまま使用することが可能である。このうち、断面中央部に鋼管を配置して、これに軸方向力を受け持たせるように図った合成橋脚柱は、繰返し変位に対しても最も高い性能を有している。
- (3) さらに、断面中央部を中空にして軽量化を図った合成橋脚柱は、内部のコンクリートの全断面が圧壊し易いため、全断面充填した従来の合成橋脚柱に比べ、繰返し変位による柱全体の塑性化が激しい。
- (4) 最後に、橋脚柱の固有振動周期は、地震時の応答変位、および地震後の残留変位に大きな影響を与える。

謝 辞

本研究は、文部省科学研究費補助金・奨励研究(A)(研究代表者：中西克佳)、および鋼材倶楽部・土木鋼構造研究助成金として研究費の補助を受けて行ったものである。とくに、後者からの補助金に関しては、名古屋大学の宇佐美勉教授に種々ご配慮を戴いた。ここに記して、深謝の意を表する。

参考文献

- 1) (社)土木学会：阪神大震災調査 緊急報告会資料，1995年2月。

- 2) (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会関西支部：兵庫県南部地震橋梁調査報告書，1995年5月。
- 3) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造動的極限性状研究小委員会：鋼構造物の弾塑性性状と耐震設計法，1993年8月。
- 4) 中井 博・北田俊行・吉川 紀・中西克佳・尾山達己：コンクリートを充填した長方形箱形断面柱の耐力と変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 39A，土木学会，pp. 1347-1360，1993年3月。
- 5) 中井 博・北田俊行・中西克佳・杉山 功・河野康史：地震荷重を受けた後の合成柱(充填形式)の耐力、および変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 40A，土木学会，pp. 1401-1412，1994年3月。
- 6) 中井 博・北田俊行・中西克佳：漸増繰返し荷重を受ける鋼製・合成橋脚柱の耐力性状に関する実験的研究，土木学会論文集，No. 513/I-31，pp. 89-100，1995年4月。
- 7) 葛 漢彬・宇佐美勉：コンクリートを部分的に充填した鋼箱形断面柱の終局強度と変形能に関する解析的研究，土木学会論文集，No. 513/I-31，pp. 77-88，1995年4月。
- 8) 宇佐美勉・鈴木森昌：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案，土木学会論文集，No. 519/I-32，pp. 115-125，1995年7月。
- 9) 宇佐美勉・鈴木俊光・伊藤義人：実橋脚をモデル化した基部を有するコンクリート充填鋼柱のハイブリッド地震応答実験，土木学会論文集，No. 525/I-33，pp. 55-67，1995年10月。
- 10) 鈴木俊光・宇佐美勉・伊藤義人・豊島 径：細長比パラメータの大きなコンクリート部分充填鋼柱の強震時挙動，土木学会論文集，No. 537/I-35，pp. 77-88，1996年4月。
- 11) 中井 博・河井章好・吉川 紀・北田俊行・酒造敏廣：鋼製ラーメン橋脚の実績調査(下)，橋脚と基礎，Vol. 16，No. 7，pp. 43-49，1982年7月。
- 12) 道路橋協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ. 鋼橋編，丸善，pp. 144-149，1994年2月。
- 13) 中井 博・北田俊行・河井章好・酒造敏廣・吉川 紀：鋼製ラーメン橋脚の実績調査(上)，橋梁と基礎，Vol. 16，No. 6，pp. 35-40，1982年6月。
- 14) 小松定夫・中井 博：アナログ計算機による曲線桁橋の動的応答解析，土木学会論文報告集，No. 178，pp. 11-26，1970年6月。
- 15) 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年1月。
- 16) 日本道路橋協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ. 鋼橋編，丸善，pp. 385，1994年2月。
- 17) 北田俊行・大南亮一・丹生光則・田中克広：ケーブルを用いた鋼橋の耐力解析用の汎用プログラムの開発，構造工学における数値解析シンポジウム論文集，Vol. 13，日本鋼構造協会，pp. 89-94，1989年7月。

(1996年9月6日受付)