

コンクリートを充填した長方形箱断面柱の耐力と変形性能に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON ULTIMATE STRENGTH AND DUCTILITY OF CONCRETE FILLED STEEL BOX COLUMNS

中井 博^{*}、北田俊行^{**}、吉川 紀^{***}、中西克佳^{****}、尾山達巳^{*****}

By Hiroshi NAKAI, Toshiyuki KITADA, Osamu YOSHIKAWA, Katsuyoshi NAKANISHI and Tatsumi OYAMA

This experimental study deals with the ultimate strength and ductility of the concrete filled steel box columns with damage due to static or seismic loadings. Only one specimen of eleven specimens with the conditions $N/N_{ps}=0.274$ and $\gamma=1.7$ and damage was collapsed during a hybrid test (pseudo-dynamic test), where N , N_{ps} and γ are the applied axial compressive force, squash force of steel cross section and the ratio of maximum acceleration of applied horizontal seismic loading to the acceleration to induce the allowable stress in the specimens, respectively. The ultimate strength has decreased by 18% in this collapsed specimen. No deterioration in the ultimate strength and durability can be recognized in the other specimens having conditions $N/N_{ps}=0.137$ and $\gamma=1.0$, $N/N_{ps}=0.137$ and $\gamma=1.7$ as well as $N/N_{ps}=0.274$ and $\gamma=1.0$ in comparison with the corresponding specimens without damage.

1. はじめに

鋼管にコンクリートを充填する方式の合成柱は、引張に対して靱性に富んだ鋼材と圧縮に対して有利なコンクリートとを一体化した構造部材である。したがって、同じ断面積のもとでは、RC柱、あるいは中空鋼製柱と比較して、耐力も、剛度も大きい。また、安価なコンクリートを用いるため、経済性が発揮できる。さらに、この種の合成柱は、変形性能が優れており、地震動などの動的外力に対しても十分な復元力特性を持っているので、合成柱を耐震部材として用いるための種々な研究も、現在、行われている¹⁾。

このような優れた力学的特性のために、土木の分野では、鋼製橋脚の柱部材の内部にコンクリートを充填した合成橋脚が用いられるようになってきた。また、そのための設計・施工指針として、阪神高速道路公団では、合成柱（充填方式）を有する鋼製橋脚の設計・施工指針（案）²⁾を、1986年にまとめている。

一方、合成柱の耐力の算定法には、DIN 18806³⁾やBS 5400 Part 5⁴⁾の基準にみられる相関曲線式や、わが国の建築学会の鋼管コンクリート構造計算基準⁵⁾で示されている累加強度式が挙げられる。しかし、いずれも、それぞれ一長一短がある。それらを補うため、これまで、合成柱の耐力や変形性能に関する研究が数多く実施されてきた⁶⁾。ところが、既に地震荷重などの大きな外力（以下、過大外力という）を受けた合

* 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）

** 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 阪神高速道路公団・神戸建設部 技術次長（〒650 神戸市中央区新港町16-1）

**** 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）

***** 大阪市交通局建設技術本部建設部（〒550 大阪市西区九条南1-11-53）

成柱の耐力や変形性能に関する研究は、まだ始まったばかりであり、不明な点も多く、今後、多数の理論的・実験的な研究成果を蓄積していくことが不可欠である。

そこで、本研究では、過大外力を受けた後の合成柱の耐力と変形性能について検討するため、実験を実施した。すなわち、まず一定の軸方向圧縮力を受ける合成柱供試体に、外側の鋼管が降伏する程度の静的荷重、あるいは模擬地震荷重をハイブイド実験装置により与えた。つぎに、一定の鉛直荷重と繰り返し水平荷重とを同時に与える静的耐力実験を行った。そして、外力を与えた合成柱、および与えていない合成柱の耐荷性、および変形性能について比較・考察した。

なお、本研究では、無補剛の鋼板要素からなる長方形箱形断面合成柱を対象として実験を行っている。

2. 実験計画

(1) 実験供試体の設計

本研究で用いた実験供試体の形状、および寸法を図-1に示す。また、次式で与えられる実験供試体のフランジ・プレートの幅厚比パラメータRを、図-2に示す。

$$R = \sqrt{\frac{\sigma_{sy}}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k\pi^2}} \sqrt{\frac{\sigma_{sy}}{E}} \frac{b}{t} \quad \cdots \cdots (1)$$

ここに、 σ_{sy} ：鋼材の降伏点、 σ_{cr} ：フランジ・プレートの弾性座屈応力度、 μ ：ポアソン比、 k ：座屈係数(=4.0)、 E ：鋼材のヤング係数、 b ：フランジ幅、 t ：鋼板の板厚、 d ：腹板の高さ、とする。

対象とする実験供試体の幅厚比パラメータRは、フランジ・プレートの極限応力度 σ_u が降伏点 σ_{sy} となる限界幅厚比とし、道路橋示方書⁷⁾で定められている0.7に近くなるようにした。

また、寸法比 b/d は、実績調査結果⁹⁾に基づいて、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とならないように、レ型開先グルーブ溶接を採用した。

なお、今回の研究では、充填コンクリートを強度部材と考えず、鋼断面のみを用いて、実験計画を立てている。

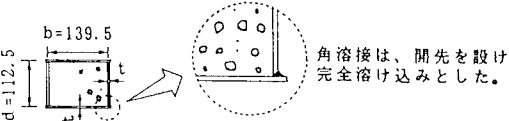
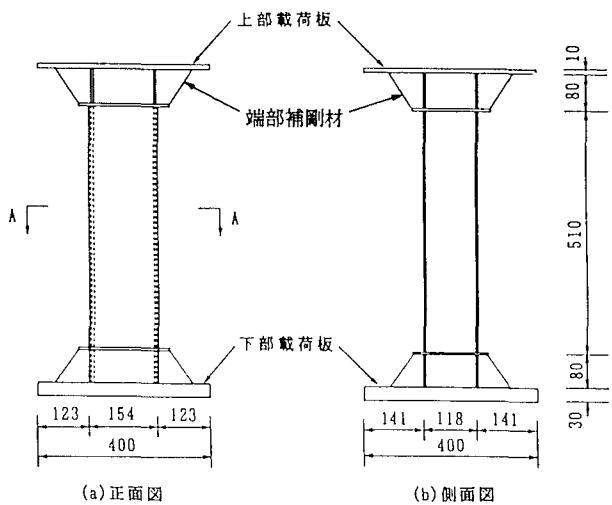


図-1 実験供試体 (寸法単位: mm)

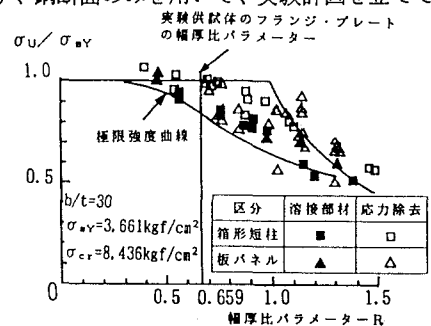


図-2 実験供試体のフランジ・プレートの幅厚比パラメータR^{B)}

表-1 実験供試体の内訳

種類	No.	供試体名	軸方向圧縮荷重 P/N _o	過大外力の与え方	γ	備考
合成柱	1	R-2-01	0.274	なし	—	静的繰り返し載荷
	2	R-2-02	0.274	なし	—	
	3	R-1-0	0.137	なし	—	
	4	R-2-S	0.274	静的繰り返し載荷	—	
	5	R-2-G1	0.274	地震波	1.7	
	6	R-2-G2	0.274	地震波	1.0	
	7	R-1-G3	0.137	地震波	1.0	
	8	R-1-G4	0.137	地震波	1.7	
鋼製柱	9	S-1-01	0.137	なし	—	
	10	S-1-02	0.137	なし	—	
	11	S-2-0	0.274	なし	—	

(2) 実験供試体の内訳

実験供試体の内訳を、表-1に示す。この表に示すとおり、合計11体の実験供試体のうち8体にコンクリートを充填して合成柱供試体とし、残り3体を鋼製柱供試体とした。これらの実験供試体は、一定な軸方向圧縮荷重 P の大きさにより、2種類に分けることができる。すなわち、一定な軸方向圧縮荷重 P には、実績調査結果¹⁰⁾を参考にして、ほぼ $0.15N_{ps}$ 。(実鋼製橋脚のほぼ上限値)、および $0.3N_{ps}$ の2種類の強度を採用した。ここに、 N_{ps} は、鋼断面の全塑性軸方向力である。

なお、実験供試体は、載荷装置の能力、実験の容易さ、および供試体本数から比較的小さなものとした。その結果、残留応力や初期たわみなどの影響が実際の構造物とは若干異なると考えられる。この点については、将来、理論的な立場から検討していくことが必要であると考えられる。

(3) 実験装置

実験装置は、図-3に示すように、鉛直荷重と水平荷重とを独立に、または同時に載荷できるように組み立てた。このうち鉛直方向の荷重は油圧ジャッキにより載荷し、また水平方向の荷重はアクチュエーター（最大荷重10tfで、ストローク $\pm 150\text{mm}$ ）によって載荷した。そして、供試体頭部の回転変形を拘束しないように、載荷フレームと油圧ジャッキとの間、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と、ピン載荷治具とを用いた。

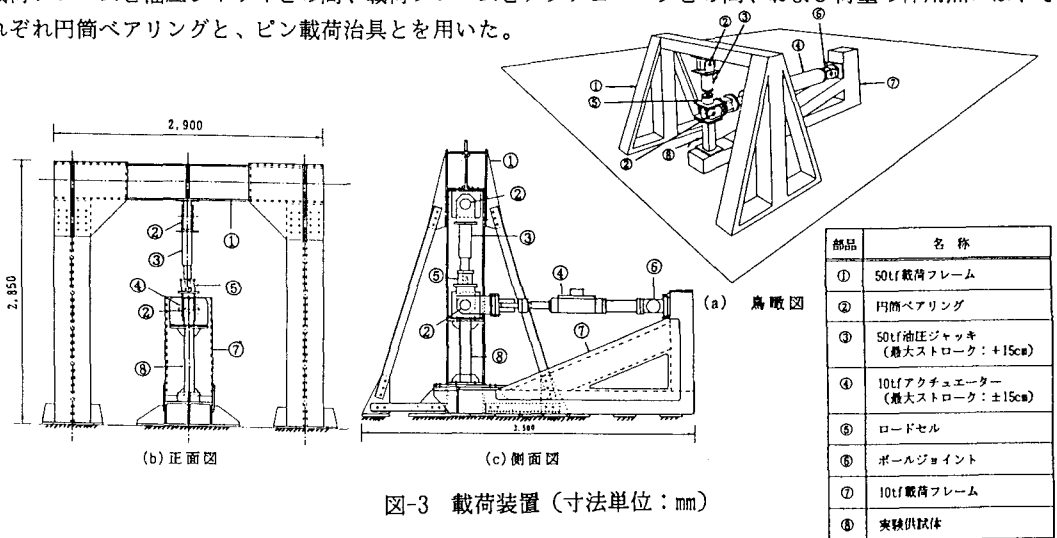


図-3 載荷装置 (寸法単位: mm)

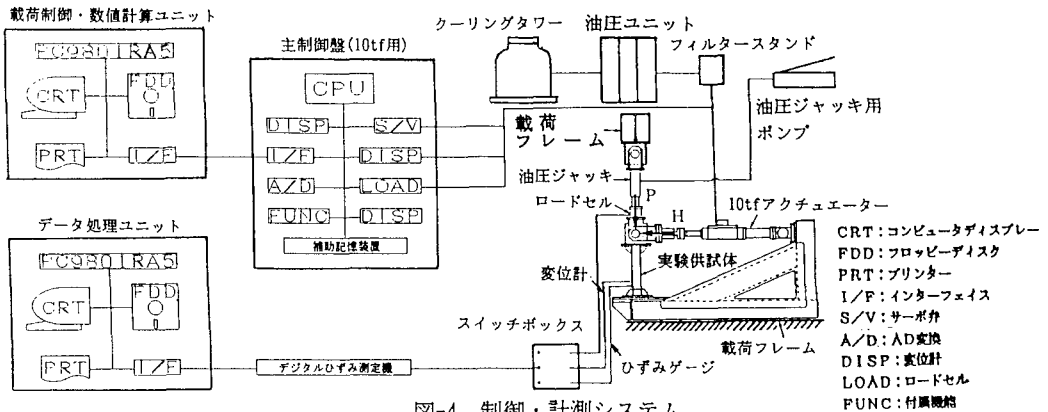


図-4 制御・計測システム

また、アクチュエータの制御、および実験データの収集には、パーソナル・コンピュータ¹⁴⁾を用いた。本実験で用いた制御・計測システムを、図-4に示す。

3. 実験手順

実験の手順を示すと、以下のとおりである。

- (i) まず、過大外力を載荷していない鋼製柱・合成柱供試体の耐荷性、および変形性能を調べるため、表-1に示した実験供試体のうち、鋼製柱供試体3体、および合成柱供試体3体に、一定な軸方向圧縮力を作用させた状態で繰り返し静的載荷実験を行う。
- (ii) つぎに、合成柱供試体5体について一定鉛直荷重を作用させた状態で静的繰り返し水平載荷実験、あるいは模擬地震波を作用させるハイブリッド実験¹⁴⁾を行い、実験供試体に過大外力を与える。
- (iii) さらに、(ii)の実験により過大外力を与えた合成柱供試体5体について、(i)で行ったと同様の静的繰り返し載荷実験を行い、過大外力を与えた実験供試体の耐荷性、および変形性能について調べる。

4. 載荷方法

(1) 過大外力を与える実験

a. 静的荷重により過大外力を与える場合

合成柱供試体の鋼断面が降伏に至る程度の荷重 (H_y)、すなわち設計荷重を安全率倍した荷重を作用させることによって、実験供試体に過大外力を与える。与える回数は、図-5に示すとおり方向2回、他方向1回とした。このように方向によって回数を変化させたのは、一体の実験によって、回数の相違が、耐荷力、および変形性能に及ぼす影響を調べるためである。

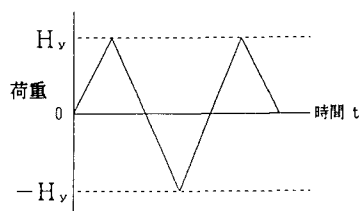


図-5 静的荷重の載荷方法

b. 地震波により過大外力を与える場合

実験供試体は、軸方向圧縮力 P と曲げモーメント M とを同時に受けるいわゆる梁・柱部材である。したがって、充填コンクリートを無視すれば、実験供試体に生ずる圧縮応力度 σ_c は、以下の式で表される。

$$\sigma_c = \frac{P}{A_o} + \frac{M}{I} y \quad \cdots \cdots (2)$$

ここに、

I : 鋼断面の断面二次モーメント (cm^4)

A_o : 鋼断面の純断面積 (cm^2)

なお、梁・柱部材では、たわみによる付加曲げの影響を考慮する必要がある。しかし、本実験供試体に関してこの計算を試みた結果、付加曲げの影響は、2%以下であった。そのため、ここでは、この影響を無視した。

さらに、地震荷重に対する許容圧縮応力度 σ_s は、道路橋示方書・Ⅱ. 鋼橋編の規定¹¹⁾により、以下の式を用いて算出できる。

$$\sigma_s = 1.5 \sigma_{sy} / \nu \quad \cdots \cdots (3)$$

ここに、

1.5 : 地震時の許容応力度に対する割増し係数

ν : 安全率 (=1.7)

σ_{sy} : 鋼材の降伏点 (kgf/cm^2)

σ_s : 地震荷重に対する許容圧縮応力度 (kgf/cm^2)

ところで、道路橋示方書・同解説，V.耐震設計編¹²⁾にしたがうと、入力地震波の最大加速度 $\ddot{z}_0$ は、次式で求めることができる。

$$\ddot{z}_0 = \frac{K_0 \delta_v}{\beta M} \quad \dots\dots (4)$$

ここに、
 $\ddot{z}_0$ ：基準となる入力地震加速度の最大値(cm/s²)
 δ_v ：充填コンクリートを無視した合成柱供試体において、鋼が許容応力度に達する時の水平変位(cm)
 K_0 ：鋼製柱供試体の初期剛度(kgf/cm)
 β ：応答増幅係数(たとえば、固有振動周期 $T=0.4$ sのとき、 $\beta=1.25$)
 M ：質量(kgf・s²/cm)

実験に用いた最大入力加速度 $\ddot{z}$ を、表-2にまとめた。ここで、 γ は、次式で与えられるフランジの降伏加速度に対する最大入力加速度の比である。

$$\gamma = \frac{\ddot{z}}{\ddot{z}_0} \quad \dots\dots (5)$$

なお、入力地震加速度としては、道路橋示方書・同解説，V.耐震設計編¹²⁾に示されている津軽大橋周辺地盤上(第Ⅲ種地盤)で記録された1983年発生の日本海中部地震を用いた。入力地震加速度の一例を、図-6に示す。また、実験供試体の減衰定数 h は、0.05とした。

この実験では、図-7に示すように、実験供試体の上端Bに重量 $W=23.6$ tfの上部構造が存在するものと仮定した。すると、この実験供試体の固有振動周期 T (s)は、以下ようになる。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_0 g}} = 2\pi \sqrt{\frac{23,600}{6,024 \times 980}} = 0.40 \quad \dots\dots (6)$$

図-8には、実験供試体の固有振動周期 T と、実験橋脚高さ H と固有振動周期に関する実績調査結果¹³⁾とを比較して示す。すなわち、本研究では、橋脚高さが15m以下で、それほど大規模でない橋脚が、第Ⅲ種の軟弱地盤上にある場合を想定して実験を行うこととした。

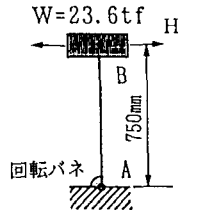


図-7 载荷モデル

表-2 実験に用いた地震動の最大入力加速度

供試体	P (tf)	P / N _{p.s.}	$\ddot{z}$ (gal)	γ
R-2-G1	23.6	0.274	152.9	1.70
R-2-G2			89.7	1.00
R-1-G3	11.8	0.137	186.4	1.00
R-1-G4			109.7	1.70

※ γ ：式(5)参照

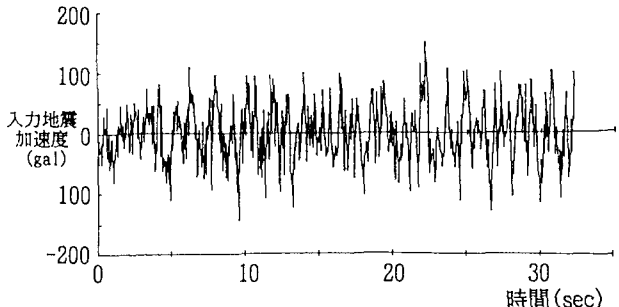


図-6 入力地震加速度の時刻歴の一例(実験供試体R-2G-1)

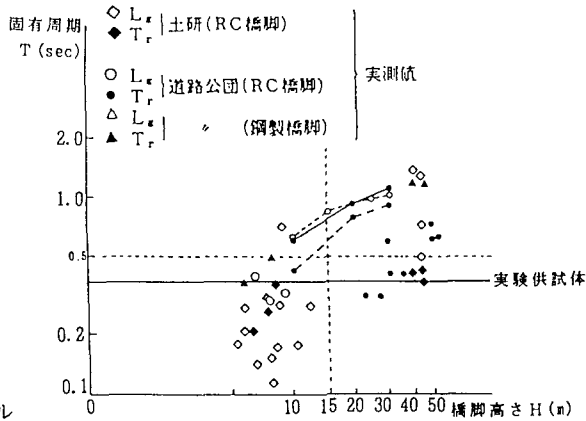


図-8 実測における橋脚高さと固有周期との関係¹³⁾

(2) 静的繰返し载荷実験

過大外力を与えたもの、および与えていない合成柱供試体の耐荷性、および変形性能を調べるため、静的繰返し载荷実験を行った。その際の最大水平変位は、すべての実験供試体の水平最大荷重が把握できるように、 $\delta_{max}=27\text{mm}$ に統一した。この値と各実験供試体の降伏変位との比 δ_{max}/δ_y の値は、約3.0に設定した。

繰返し回数は、荷重－変位曲線が一定の軌跡にある程度収束するまでとった。そして、実験供試体の変形によって生じる軸方向圧縮力の増減量は、油圧ジャッキで常に一定に保つようにした。

5. 予備実験

(1) 材料の機械的性質

a. 鋼材の機械的性質

実験に用いたSS400材の板厚4.5mm鋼板からJIS5号試験片を4本切りだし、引張試験を行った。引張試験結果を平均して得られた鋼板の機械的性質を、表-3に示す。

表-3 鋼材の機械的性質

降伏点 σ_{sy} (kgf/cm ²)	実測板厚 (mm)	引張強度 (kgf/cm ²)	破断点 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (kgf/cm ²)	ポアソン比	のび率 (%)
3,661	4.48	4,637	3,055	2.19×10^6	0.28	34

b. コンクリートの材料試験結果

充填コンクリートには、早強ポルトランドセメントを使用した。圧縮強度試験、および引張強度試験のテストピースの寸法は、それぞれ $\phi 10 \times 20$ 、および $\phi 15 \times 15$ とした。コンクリートの強度の推移を調べ、実験中のコンクリート

の強度を正確に把握するために、標準である打設後7日目、載荷実験の初日である打設後44日目、および実験期間中の打設後105日目に、材料試験を行った。そして、それぞれの強度を材令7日

強度、材令44日強度、および材令105日強度とした。材令44日強度と材令105日強度とがほぼ等しいので、実験供試体の各種限界荷重の計算には、材令44日強度を用いることにした。これらコンクリートの材料試験結果を、表-4、および表-5に示す。

表-4 コンクリートのスランブ試験結果、および空気量

スランブ(cm)	空気量(%)
6.4	3.0

(最大骨材寸法：15mm)

表-5 コンクリートの材料試験結果

材令(日)	圧縮強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 ($\times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$)	ポアソン比
7日	232.6	22.3	—	—
7日(水中養生)	276.1	19.4	—	—
44日	296.6	24.6	2.27	0.17
105日	291.4	—	2.01	0.14

(2) 実験供試体の初期たわみ

初期たわみは、薄肉箱形断面の終局強度に影響を及ぼす要因の一つである。そこで、実験前に実験供試体下部の鋼板の初期たわみを測定した。測定には、直棒と隙間定規とを使用し、フランジ部2面について、25mmごとに縦8本、横7本引いたメッシュの交点の合計56点について初期たわみの測定を行った。初期たわみの最大値は、0.15～0.25mmで、その値を道路橋示方書の製作許容値 ($b/100$ 、あるいは $d/100$)で無次元化すると、0.18～0.24となっていた。

(3) 残留応力の測定

溶接組立に伴って発生する残留応力も、終局強度に影響を及ぼす要因の一つである。そこで、実験供試体と同一断面、同一材料、および同一溶接条件により残留応力測定用供試体(S-0)を製作し、この箱形断面全周にわたる残留応力を測定した。測定結果より得られた残留応力分布を、図-9に示す。なお、残留応力は、上

述の残留応力測定用供試体を機械的に切断することにより測定した。

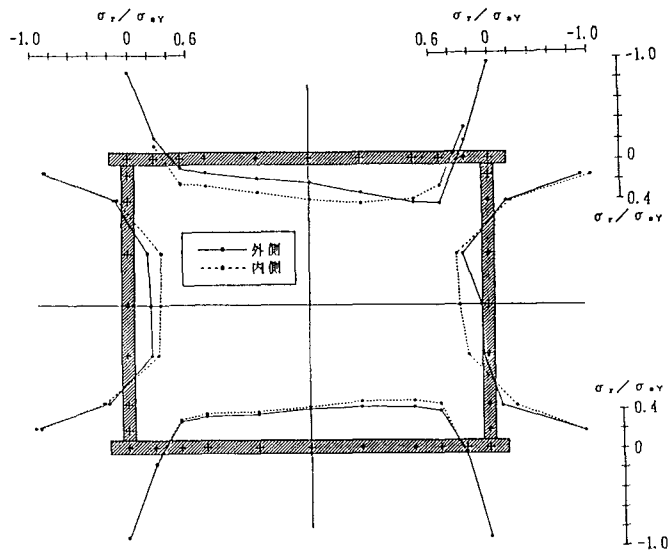


図-9 断面の残留応力分布の実測結果

6. 実験結果とその考察

鋼製柱、および合成柱の耐荷力実験より得られた結果、および、その考察を、以下にまとめる。なお、荷重－変位曲線の変位は、水平荷重Hが作用する点(L=750mm)の変位とする。

(1) 単調増加載荷実験

単調増加載荷実験を行った実験供試体R-2-01の荷重－変位曲線を、図-10に示す。

この図より、水平荷重H=3,000kgf付近で荷重－変位曲線の傾きが、緩やかになっている。これは、合成柱内の圧縮側コンクリートが圧縮強度に達したこと、および外側鋼板に残留応力が存在し、その中央の圧縮残留応力の部分が降伏したためと考えられる。また、ピーク荷重は、 $H_u=6,720\text{kgf}$ であった。これは、合成柱の全塑性荷重の理論値5,858kgfの14.7%増しである。この原因として、①合成柱内のコンクリートが鋼で密閉されているため見かけ上の圧縮強度が上昇したこと、②コンクリートにより鋼板の内側への座屈が防止され、鋼板の圧縮強度が上昇したこと、および③溶接により隅角部の降伏点が増したことが考えられる。

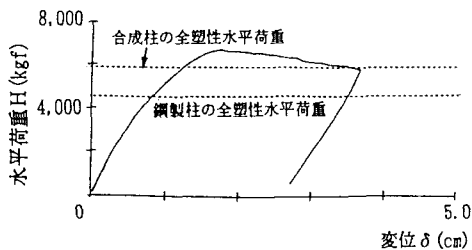


図-10 実験供試体R-2-01の荷重－変位曲線

(2) ハイブリッド実験（地震波により過大外力を与える場合）

実験供試体R-2-G2、R-2-G1、R-1-G3、およびR-1-G4では、4. (1)b. で述べた模擬地震波をハイブリッド実験¹⁴⁾で作用させ過大外力を与えたのち、静的繰り返し載荷実験を行った。模擬地震波を作用させたときの実験供試体の挙動を、以下で考察する。

a. 応答変位の時刻歴

応答変位の時刻歴を、図-11～図-14に示す。

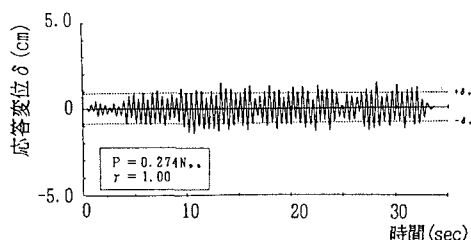


図-11 実験供試体R-2-G2の応答変位の時刻歴

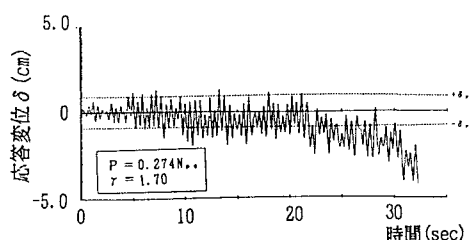


図-12 実験供試体R-2-G1の応答変位の時刻歴

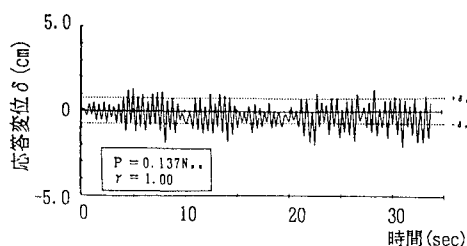


図-13 実験供試体R-1-G3の応答変位の時刻歴

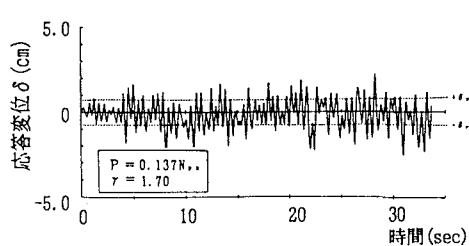


図-14 実験供試体R-1-G4の応答変位の時刻歴

ハイブリッド実験によると、このうち $\gamma=1.70$ の実験供試体R-2-G1のみが崩壊した。すなわち図-12より明かなように、この実験供試体では、リアル・タイムで $T=20$ 秒あたりから残留たわみが一方方向に増大し、 $T=33$ 秒近傍で崩壊した。

しかし、 $\gamma=1.00$ の実験供試体R-2-G2の場合、たわみは、降伏たわみ δ_y の範囲内にほぼおさまっていることがわかる。

また、図-6.11と図-6.13とを比較すると、一定な軸方向圧縮力の小さい供試体のほうが、断面内の引張領域が広く、合成断面としての曲げ剛度が小さくなり、応答変位が大きくなっていることがわかる。

さらに、 $\gamma=1.70$ の実験供試体R-2-G1とR-1-G4とを比較すれば、一定な軸方向圧縮力の小さい実験供試体R-1-G4では、応答変位が大きくなるけれども、変形性能が大きくなり、崩壊に至らないことがわかる。

b. 履歴曲線

履歴曲線を、図-15～図-18に示す。

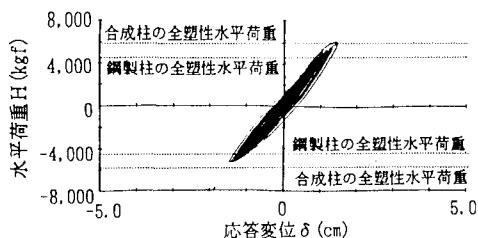


図-15 実験供試体R-2-G2の履歴曲線

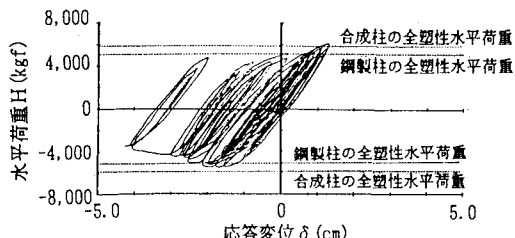


図-16 実験供試体R-2-G1の履歴曲線

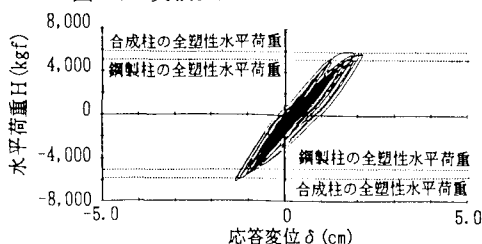


図-17 実験供試体R-1-G3の履歴曲線

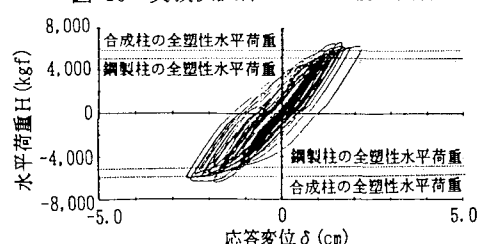


図-18 実験供試体R-1-G4の履歴曲線

そして、図-16を観察すると、ハイブリッド実験で崩壊した実験供試体R-2-G1では、ある段階から、たわみが徐々に増加している。そして、最終的には、たわみが急増して崩壊に至っていることがわかる。これらのうち、 $P=0.274N_p$ で、 $\gamma=1.00$ の実験供試体のひずみ履歴が最も非線形性の小さい挙動を示している。

また、図-17、および図-18より、 $P=0.137N_p$ で $\gamma=1.00$ 、および1.70の実験供試体では、かなり非線形性の強いたわみ履歴を示している。しかし、合成断面としての変形性能が大きく（軸方向力が小さいため）、崩壊には至らないことがわかる。

さらに、いずれの実験供試体においても、作用水平荷重の最大値は、合成断面としての全塑性水平荷重に達していることがわかる。

c. 残留変形

地震波応答実験後の実験供試体R-2-G1、およびR-2-G2のフランジ面の残留変形を、それぞれ図-19、および図-20に示す。また、破壊状況を、それぞれ写真-1、および写真-2に示す。

これら実験供試体の破壊状況を比べると、同じ軸方向圧縮力のもとでは、 $\gamma=1.00$ の地震荷重の場合よりも、 $\gamma=1.70$ の大きな地震荷重のほうが大きい残留変形が生じていた。

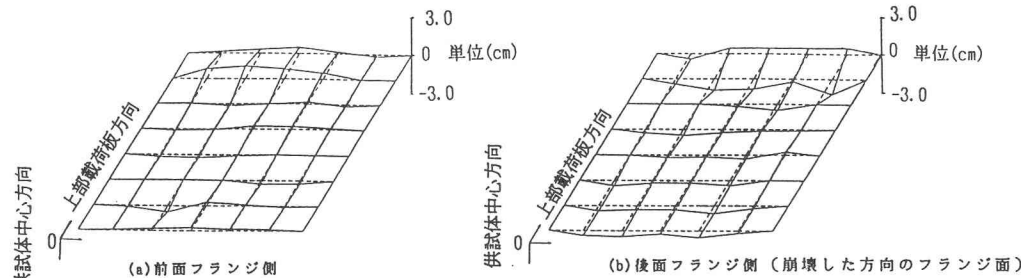


図-19 実験供試体R-2-G2の残留変形

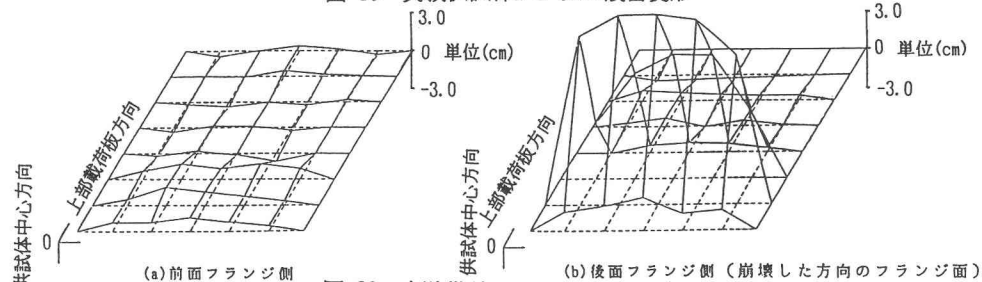


図-20 実験供試体R-2-G1の残留変形

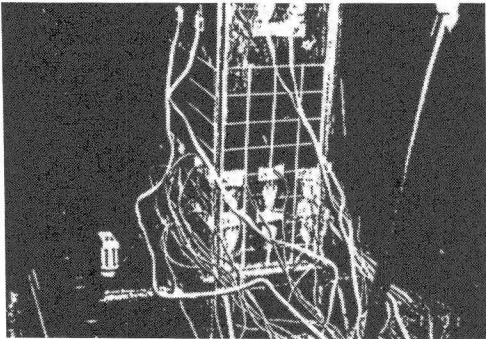


写真-1 地震荷重載荷直後の合成柱供試体R-2-G2

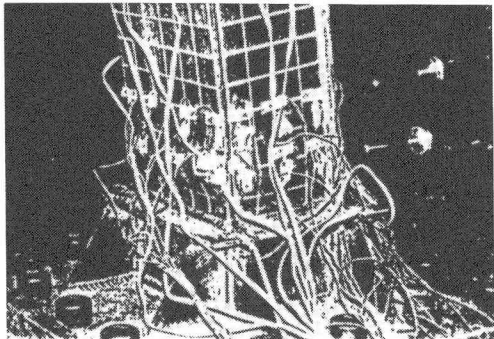


写真-2 地震荷重載荷直後の合成柱供試体R-2-G1

6.3 静的繰り返し载荷実験

(1) 荷重－変位曲線

静的繰り返し载荷実験を行った実験供試体の荷重－変位曲線を、図-21～図-29に示す。

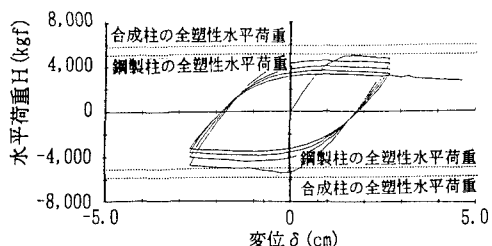


図-21 実験供試体S-1-02の荷重－変位曲線

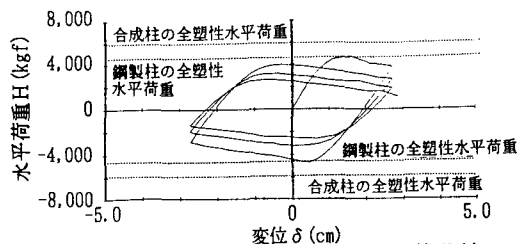


図-22 実験供試体S-2-0の荷重－変位曲線

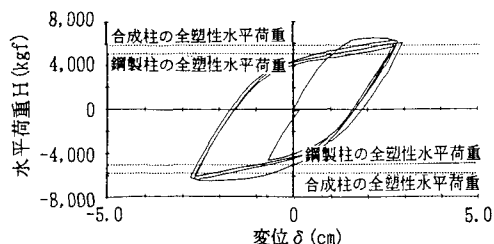


図-23 実験供試体R-1-0の荷重－変位曲線

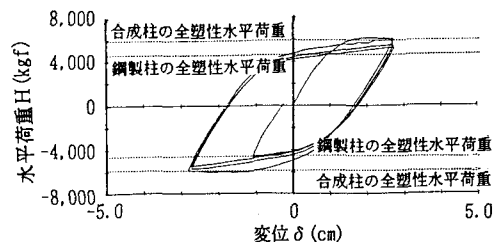


図-24 実験供試体R-2-02の荷重－変位曲線

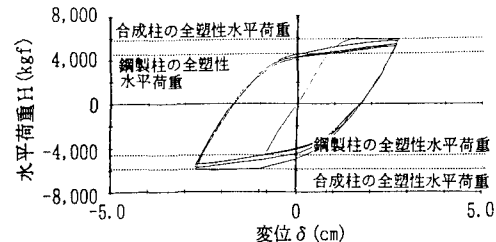


図-25 実験供試体R-2-G2の荷重－変位曲線
(過大外力载荷後)

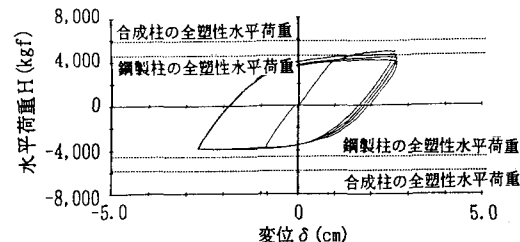


図-26 実験供試体R-2-G1の荷重－変位曲線
(過大外力载荷後)

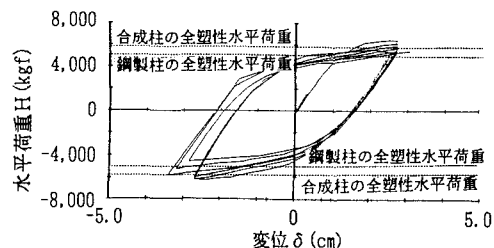


図-27 実験供試体R-1-G3の荷重－変位曲線
(過大外力载荷後)

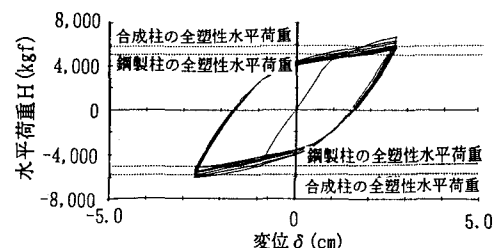


図-28 実験供試体R-1-G4の荷重－変位曲線
(過大外力载荷後)

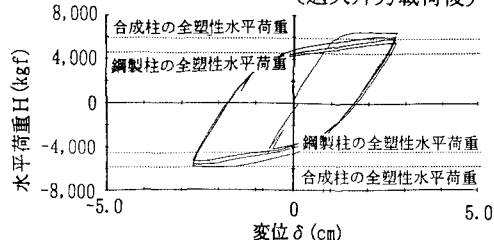


図-29 実験供試体R-2-Sの荷重－変位曲線 (過大外力载荷後)

各実験供試体の耐荷性を比較するために、繰り返し回数の増加に伴うピーク荷重の低下率、すなわち低減率を用いる。この低減率を、次式で定義されるパラメータ $K_{d,i}$ で評価する。

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

ここに、 $H_{\max,i}$ とは、 i 回目の载荷における $\pm \delta_{\max}$ 時の最終荷重である。8体の実験供試体の低減率を、表-6にまとめた。

表-6 $+\delta_{\max}$ 時の荷重の低減率 (単位: %)

繰り返し回数 実験供試体名	$K_{d,1}$	$K_{d,2}$	$K_{d,3}$
S-1-02	9.3	11.7	11.1
S-2-0	30.0	29.2	—
R-1-0	0.8	3.4	5.5
R-2-02	4.2	6.9	2.6
R-2-G1	7.8	5.7	7.8
R-2-G2	3.1	4.7	2.9
R-1-G3	4.5	3.7	—
R-1-G4	5.1	3.0	3.6

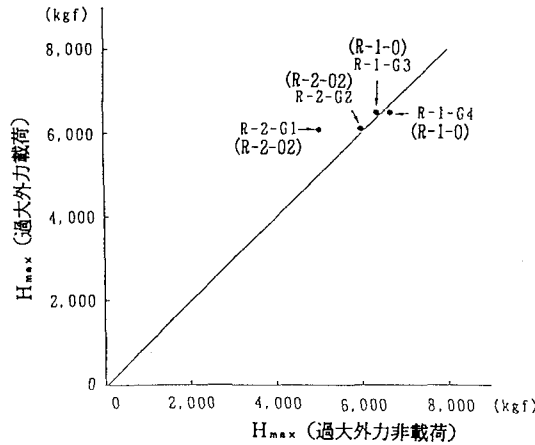
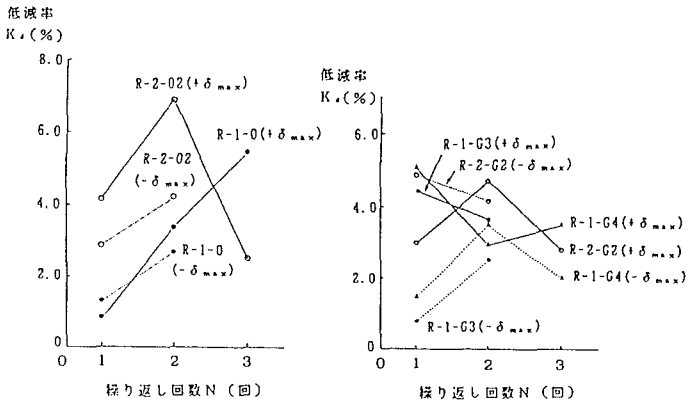


図-30 過大外力载荷の有無による最高水平荷重の比較

過大外力载荷の有無による最高水平荷重を図-30に、さらに過大外力の有無による低減率を図-31に対比して示す。

まず、過大外力を与えずに繰り返し载荷実験を行った実験供試体 S-1-02、S-2-0、R-1-0、および R-2-02 について考察する。図-21～図-24、および表-6より、実験ピーク荷重は、鋼製柱供試体の場合よりも合成柱供試体の場合のほうが、理論値に比べて若干高くなっていることがわかる。これは、すでに 6. (1) で述べた理由によるものと思



(a) 過大外力を载荷していない合成柱供試体 (b) 過大外力を载荷した合成柱供試体
図-31 過大外力载荷の有無による低減率の対比

われる。また、合成柱供試体と鋼製柱供試体の低減率を比較すると、明らかに鋼製柱の場合のほうが高い。このことは、合成柱のほうが高い変形性能を有していることを示している。さらに、軸方向圧縮力の高低で比較すると、合成柱よりも鋼製柱の方が軸方向圧縮力が大きくなるほど変形性能の低下が著しいことがわかる。すなわち、合成柱では、軸方向圧縮力が増加しても、鋼製柱ほど変形性能が低下しないことになる。

以上、過大外力を受ける前段階では、耐荷性、および変形性能のすべてにおいて、合成柱のほうが鋼製柱

よりも優れていると判断される。

つぎに、地震荷重を与えた合成柱供試体R-2-G1、R-2-G2、R-1-G3、およびR-1-G4について得られた結果をまとめると、以下のとおりである。

- i) ハイブリッド実験によって崩壊した実験供試体R-2-G1を除き、地震荷重によって与えた過大外力は、終局強度にまったく影響を与えていないことがわかった。
- ii) 実験供試体R-2-G1の最高荷重(4,990kgf)は、過大外力を与えていない実験供試体R-2-02の最高荷重(6,110kgf)より、18%の低下がみられた。しかし、過大外力を与えていない鋼製柱供試体S-2-0の最高荷重(4,680kgf)よりは、6.6%高い値となっている。
- iii) 崩壊しなかった実験供試体R-2-G2、R-1-G3、およびR-1-G4では、繰り返し載荷による荷重の低下率も、これらそれぞれに対応する実験供試体R-2-02、R-1-0、およびR-1-0に比べて、ほとんど有意な差異が認められなかった。

最後に、静的載荷実験によって過大外力を与えた実験供試体R-2-Sの耐荷力、および変形性能について検討すると、図-29より、圧縮側の荷重のピーク値は6,510kgfであり、これは理論値よりも11.1%増加している。また、過大外力を与えていない合成柱供試体R-2-02の最高荷重は、図-24より、6,110kgfで、過大外力を与えた供試体のピーク荷重のほうが、若干、大きいという結果になった。これは、両者の挙動に大きな差がなく、鋼が降伏する程度の静的載荷で合成柱供試体の耐荷力、および変形性能は、まったく低下しなかったことを意味している。

b. 静的繰り返し載荷実験後の残留変形

破壊状況を比べると、同じ鉛直軸方向圧縮力を受けた場合でも鋼製柱供試体に比べて合成柱供試体のほうが、変形が小さかった。とくに、腹板に関しては、鋼製柱供試体では、内側に大きく座屈した。しかし、合成柱供試体では、座屈変形はほとんど見られなかった。これは、供試体内にコンクリートが充填されており、内側に座屈できないためと思われる。この内側に座屈できないという利点が、合成柱の耐荷力、および変形性能を向上させている最も大きな原因であると考えられる。

(4) 軸方向縮み量

軸方向縮み量の大きさは、部材の損傷度を表す1つの指標になると考えられる。図-32には、実験供試体S-1-0の荷重－軸方向縮み曲線を示す。また、実験終了後の供試体の縮み量を実測した結果を、表-7に示す。

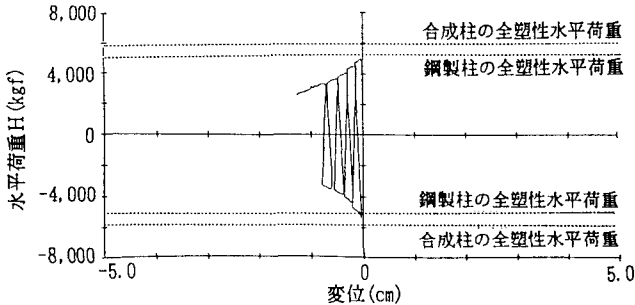


図-32 実験供試体S-1-0の荷重－軸方向縮み曲線

表-7 軸方向縮み量の実測結果

	番号 No.	供試体名	縮み量 (mm)	縮み率 (%)
合成柱	1	R-2-01	0	0
	2	R-2-02	5.0	0.7
	3	R-1-0	3.0	0.4
	4	R-2-S	1.0	0.1
	5	R-2-G1	6.0	0.8
	6	R-2-G2	5.0	0.7
	7	R-1-G3	5.0	0.7
	8	R-1-G4	2.0	0.3
鋼製柱	9	S-2-0	18.0	2.4
	10	S-1-02	11.0	1.5

上図の軸方向縮み曲線より、最高水平荷重を作用させている間に、実験供試体の縮みが増加している挙動がよくわかる。また、その縮み量は、鋼製柱供試体に比べて合成柱供試体のほうが、小さくなっていた。合成柱供試体の中でも、軸方向圧縮力が大きい実験供試体R-2-02のほうが、軸方向圧縮力が小さい実験供試体

R-1-0よりも、軸方向縮み量が大きかった。

また、表-7より、過大外力を与えずに静的繰返し載荷実験を行った実験供試体R-2-02、R-1-0、S-2-0、およびS-1-02について比較すると、鋼製柱供試体のほうが、合成柱供試体に比べて、 $P=0.274N_{ps}$ の場合で3.6%、 $P=0.137N_{ps}$ の場合で3.7%とより大きく縮んでいる。このことから、合成柱が、変形性能に富んでいることがわかる。

(5) 充填コンクリートの崩壊状況

実験終了後に合成柱供試体の内部に充填したコンクリートの崩壊状況を調べるために、供試体フランジ面下部の鋼板を、機械切断により開口した。合成柱供試体R-2-G2、およびR-2-G1の崩壊状況を、写真-3、および写真-4に示す。

この写真に示すように、模擬地震荷重によって崩壊した実験供試体R-2-G1では、その基部付近の充填コンクリートのかなりの部分が圧壊していた。しかし、模擬地震荷重を与えた他の3体、および静的繰返し水平荷重を与えた1体の実験供試体では、基部付近の充填コンクリートの損傷がわずかであった。このことは、実験供試体に鋼が降伏する程度の荷重が作用しても、内部のコンクリートが、ほぼ健全であることを意味している。

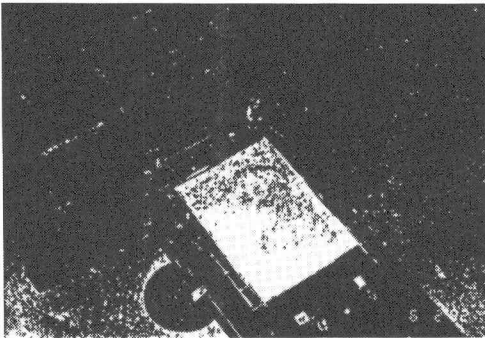


写真-3 崩壊状況（合成柱供試体R-2-G2）

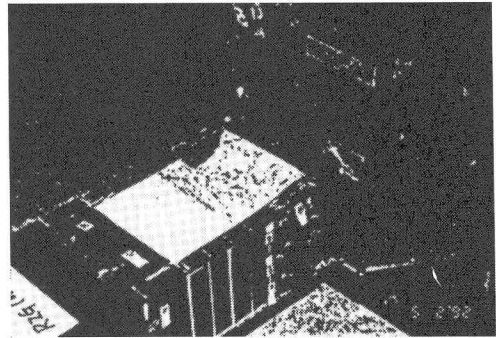


写真-4 崩壊状況（合成柱供試体R-2-G1）

7. まとめ

本研究では、ハイブリッド実験を実施し、以下に示す2通りの荷重によって過大外力を与えた合成柱供試体の耐力力と変形性能を、過大外力を与えていない合成柱供試体のそれらと比較することによって、過大外力による耐力力と変形性能の劣化特性について種々な検討を加えた。

- i) 鋼断面が降伏を起こす程度の静的繰返し水平荷重（軸方向圧縮力 $P=0.274N_{ps}$ ）を与える。
- ii) 道路橋示方書・同解説、V. 耐震設計編に示されている時刻歴応答解析用の標準波形を用いて、その最大値が許容応力度と同じ応力度を与える加速度 $\ddot{z}_0$ を基準にして、その1.70、および1.00倍の最大加速度 $\ddot{z}$ を有する模擬地震波を実験供試体を与える（想定した固有振動周期 $T=0.4$ 秒、減衰定数 $h=0.05$ 、軸方向圧縮力 $P=0.137N_{ps}$ 、および $0.274N_{ps}$ ）。

そして、実施した実験によって得られた主な結論は、以下のようにまとめられる。

- i) 静的繰返し水平荷重（最大水平荷重 $\pm 5,130\text{kgf}$ ）によって過大外力を与えた実験供試体においては、耐力力、および変形性能の劣化がまったく認められなかった。また、外観からは、鋼板に損傷が認められなかった。
- ii) 模擬地震荷重を作用させた4体の実験供試体のうち、 $N/N_{ps}=0.274$ 、および $\gamma=\ddot{z}/\ddot{z}_0=1.70$ の実験供試体は、模擬地震荷重載荷中に崩壊した。しかし、その他の3体は、崩壊に至らなかった。また、4体の実

験供試体とも、模擬地震荷重により、フランジ・プレートが著しく座屈していた。

- iii) 模擬地震荷重によって崩壊した実験供試体では、過大外力を与えていない実験供試体に対して、約18%もの耐力の低下が認められた。しかし、過大外力を与えていない鋼製柱供試体の耐力よりは、まだ約7%も高い耐力を保有していた。
- iv) 模擬地震荷重によって崩壊に至らなかった実験供試体では、過大外力を与えていない実験供試体に比べて、耐力、および変形性能の劣化がまったく認められなかった。
- v) 模擬地震荷重によって崩壊した実験供試体では、その基部近傍の充填コンクリートがかなり圧壊していた。しかし、模擬地震荷重を与えた他の3体、および静的繰り返し水平荷重を与えた1体の実験供試体では、基部付近の充填コンクリートの損傷が、わずかであった。

最後に、本研究を実施するに当たり、平成2～3年度に文部省から科学研究費 総合研究(A) (代表者：山田善一) の分担費の援助を受けたことを付記する。

参考文献

- 1) K. KAWASHIMA, G. A. MACRAE and K. HASEGAWA : The Structure and Ductility of Steel Bridge Piers Based on Loading Tests, Journal of Research, Public Works Research Institute Ministry of Construction, Vol.29, March 1992.
- 2) 阪神高速道路公団：合成柱(充填方式)を有する鋼製橋脚の設計・施工指針(案), 1986年3月
- 3) DIN 18806, Teil 1. Tragfähigkeit von Verbundstützen, Berechnung und Bemessung, Sept. 1981.
- 4) British Standards Institution, BS 5400, Part 5. Code of practice for design of composite bridges, March 1980.
- 5) 日本建築学会：鋼管コンクリート構造計算基準・同解説, 1980年11月
- 6) 北田俊行：コンクリートを充填した鋼製部材の極限強度とダクティリティー, 第1回SGST拡大研究会論文集, 名城大学, pp.37～46, 平成3年11月29日
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, II. 鋼橋編, 丸善, pp.144～149, 平成2年2月
- 8) 小松定夫・北田俊行：初期不整を有する圧縮板の極限強度特性に関する研究, 土木学会論文報告集, 第270号, pp.1～14, 1978年2月
- 9) 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, pp.35～40, 1982年6月
- 10) 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(下), 橋梁と基礎, pp.43～50, 1982年7月
- 11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, II. 鋼橋編, 丸善, pp.111～112, 平成2年2月
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, V. 耐震設計編, 丸善, pp.148～163, 平成2年2月
- 13) 阪神高速道路公団：構造物設計基準(橋梁編), 第5編, pp.339, 1985年4月
- 14) H. Nakai and T. Kitada : A System for Hybrid Tests of Materials and Structures, Memoirs of the Faculty of Engineering, Osaka City University, Vol.31, pp.181-190, December 1990.

(1992年9月21日受付)