

水平交番載荷を受ける CFT 複合柱の実験的研究

An experimental study on behavior of CFT-composite columns under cyclic lateral-load

前川 幸次*, 伊藤 大丞**, 中村 昭英***, 西田 進****

Koji Maegawa, Daisuke Ito, Akiei Nakamura, Susumu Nishida

*工博 金沢大学教授 工学部土木建設工学科 (〒920-8667 金沢市小立野 2-40-20)

**金沢大学大学院学生 自然科学研究科環境基盤工学専攻 (同上)

***石川工業高等専門学校講師 建築学科 (〒929-0392 石川県津幡町字北中条タ1)

****工博 金沢工業大学教授 土木工学科 (〒921-8501 石川県野々市町扇が丘7-1)

Generally, the bridge pier of reinforced concrete lacks the deformation capacity for an earthquake load. Namely, the compression collapse of reinforced concrete causes the buckling of a compression reinforcing-bar and consequently weakens the bending strength of RC structures sharply. Therefore, in order to improve the deformation capacity of RC structures it is effective to prevent reinforcing-bars from losing strength due to buckling. In order to avoid the buckling of reinforcing bars, a concrete-filled tubular steel (CFT) is applied to the reinforcing material. A series of experiments is carried out on two test specimens, i.e., the CFT-composite column in which a CFT is employed as reinforcement and the RC-column in which a deformed bar is used. It is found that the CFT-composite column is excellent at the deformation and energy absorption capacity.

Key Words: composite column, CFT, cyclic load, ductility

キーワード: 複合柱, コンクリート充填鋼管, 交番載荷, 靱性

1. はじめに

近年, 山岳橋梁に高橋脚が採用されることが多く, 省力化および急速施工が可能となる鋼管・コンクリート複合構造が提案されている¹⁾. そして, 昨今の公共工事削減の中で工期・工費圧縮が可能となる鋼管・コンクリート複合構造が益々期待される. コンクリート充填鋼管 (Concrete Filled Tubular Steel = CFT) は, 鋼管とコンクリートの合成効果により部材剛性が向上するだけでなく, それらの相互作用によって鋼管の局部座屈やコンクリートの圧潰が妨げられるため高強度・高靱性となりエネルギー吸収能も高くなる²⁾. 著者らは, RC はりの圧縮鉄筋の座屈に伴う曲げ耐力の低下を防ぎエネルギー吸収能を改善する目的で, 圧縮鉄筋を CFT で置き換えた鋼管・コンクリート複合はりの静的および衝撃曲げ実験を行い, CFT 複合はりのエネルギー吸収能が RC はりに比べて優れていることを確認している^{3), 4)}. また, 大径の鋼管を配した複合橋脚の交番載荷実験^{1), 5)}に関する報告も行われている.

本研究では, 鉄筋の代わりにコンクリート充填鋼管を用いた鋼管・コンクリート複合柱 (以下, CFT 複合柱と呼ぶ) に一定軸力と水平力による交番曲げ載荷した場合の変形性能およびエネルギー吸収能を明らかにし, 同じ

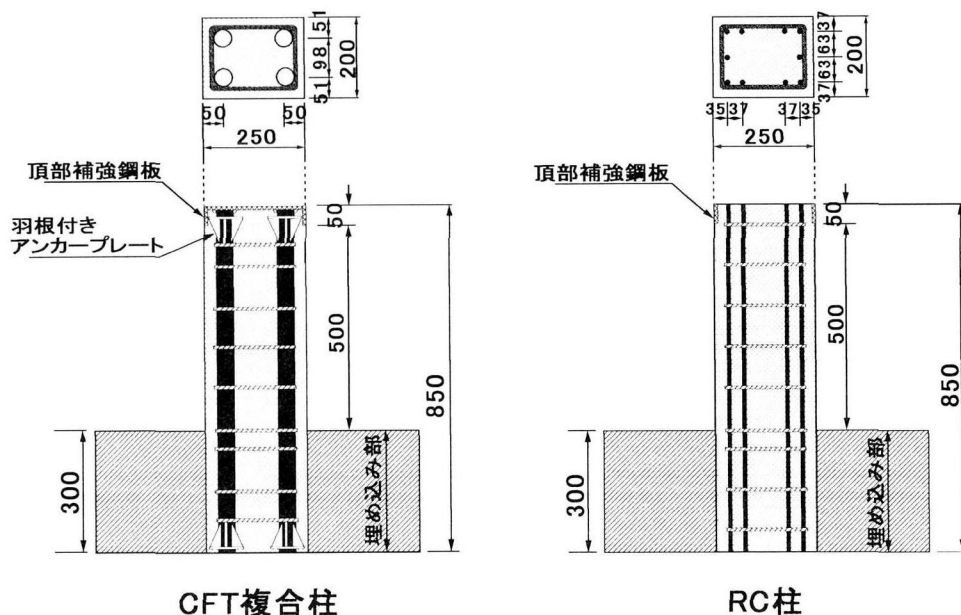
荷重下での RC 柱と比較して耐震性能を検討する. ここに耐震性能とは最大耐力, 終局時保持耐力, 変形能, およびエネルギー吸収能を指す. また, 一定軸力とは橋脚に作用する上部工の自重を想定している.

2. 実験概要

2.1 実験供試体

本実験では, CFT 複合柱供試体 (以下 CFT と呼ぶ) 3 体, RC 柱供試体 (以下 RC と呼ぶ) 3 体の計 6 体の実験を行った. そのうち CFT, RC それぞれ 1 体ずつに関しては一方方向単調載荷を行い, 残りの 4 体は交番載荷とした. 供試体の形状寸法を図-1 に示す.

CFT は図-1 に示すように計 4 本の鋼管 (STK400, $\phi 42.7 \times 2.3t \times 850L$) が配置されており, スターラップ (SD295, $D10 \times 830L$) が柱基部から 10cm 間隔で取り付けられており, せん断補強鉄筋比は 0.71% である. また, 載荷治具の取り付けによる局所破壊を防ぐために, 柱頭部の上面と側面 50mm の部分は 4.5mm 厚の補強鋼板で囲ってある. CFT では図-2 に示す羽根付アンカーを鋼管の両端に溶接してある. これらは鋼管とコンクリートの定着を確保するためである. なお, CFT の鋼管の内部はコンクリートで充填してあり, これによって周りのコンクリートに



※ 主筋 【CFT】 4 - $\phi 42.7 \times 2.3t \times 850L$ (STK400) , 【RC】 10 - D13 $\times 850L$ (SD295)
 ※ スターラップ 9 - D10 $\times 830L$ (SD295)
 ※ 鋼管の表面はグリッドブラスト (SP-10) で加工してある。

図-1 形状寸法

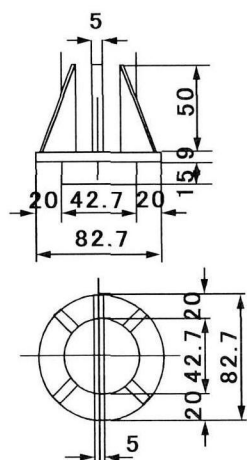


図-2 羽根付きアンカー

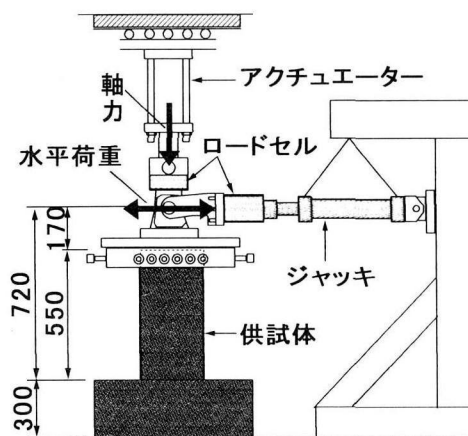


図-3 荷重装置図

圧潰が生じた場合にも鋼管の局部座屈の防止のみならずコンファインド効果による充填コンクリートの強度も期待できる^{2),3)}。

一方、RCは、図-1に示すように計10本の鉄筋(いずれもSD295, D13 $\times$ 850L)が配置され、CFTと同様にスターラップも取り付けられている。RCはCFTとの比較のために用意したものであるため断面耐力が同程度となるように設計した。断面耐力については、土木学会「コンクリート標準示方書設計編」⁶⁾で適用されている鉄筋コンクリートの終局限界状態設計法における軸力と曲げを受ける部材の計算法で算定した。

設計段階では、鋼材のヤング係数 E_s は鉄筋、鋼管ともに $E_s=2.06 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$ 、コンクリートの圧縮強度 f_c は

$f_c=29.4 \text{ MPa}$ 、コンクリートのヤング係数 E_c は $E_c=2.74 \times 10^3 \text{ kN/cm}^2$ と仮定して計算した。また、軸圧縮力 N は、 $N=73.5 \text{ kN}$ (軸力比5%)とした。RC柱供試体は5本の鉄筋が両側2段に配置されているが、それらの図心は鋼管の図心と一致させ、鋼材(鋼管と鉄筋)の最外縁も一致させてある。

また、コンクリートの圧縮強度 f_c については、終局限界状態設計ではコンクリートの一軸圧縮試験で得られた圧縮強度を安全係数 γ_c (普通コンクリートで $\gamma_c=1.3$)で除した設計圧縮強度を使うが、ここでは実験値との比較を行うために安全係数で除さない圧縮強度そのものを使っている。

供試体は全て柱の高さが72cm(コンクリート部分

表-1 材料強度および実験条件

供試体		コンクリート		鋼材			軸力比 σ_N/f_c	載荷方法
		圧縮強度 f_c [MPa]	弾性係数 [GPa]	降伏強度 [MPa]	降伏ひずみ [μ]	引張強度 [MPa]	弾性係数 [GPa]	
CFT複合柱	CFT1	26.9	25.7	423.4	2088	511.0	198.0	0.05 単調
	CFT2	31.0	32.8					0.05 交番
	CFT3	29.4	30.2					0.10 交番
RC柱	RC1	31.4	25.2	393.5	1825	578.1	216.0	0.05 単調
	RC2	31.4	25.1					0.05 交番
	RC3	35.0	28.2					0.10 交番

550mm, 載荷板高 170mm), セン断スパン比は 2.9 である。これは一般の橋脚におけるセン断スパン比 3~5 に比べてやや小さい数値であり、試験機の水平ストローク限界により制約された。供試体の材料強度および実験条件は、表-1 に示すとおりである。

2.2 実験方法

載荷装置を図-3 に示す。一定軸力を載荷するためにサーボ形載荷装置を使用した。また、水平力を載荷するために複動ジャッキ（容量 490kN）と電動油圧ポンプを使用した。

柱頭部に一定軸力を載荷した後、変位制御により水平載荷した。その後、最終破壊に至るまで一方向の単調載荷あるいは交番載荷を行った。

軸力は、軸圧縮応力をコンクリートの圧縮強度で除して得られる軸力比を 5%と 10%の 2 種類とした。なお、一般的な実橋脚の軸力比は 2.5%~7.0%程度であり、建築構造物では軸力比が 10%以上である。

交番載荷の方法として、まず、引張側の鋼管あるいは鉄筋のひずみが降伏ひずみに達するまで荷重制御で載荷する。そして、降伏ひずみに達したときの変位を降伏変位 δ_y とし、 $\pm \delta_y$ を 3 回繰り返す。以後同様に δ_y の 2 倍、3 倍、4 倍、……の各ステップについて正負 3 サイクルの載荷^{7), 8)} を変位制御で行った。なお、鋼管および鉄筋の降伏ひずみは材料試験で得られた値を使用し、柱基

部から 40mm の位置に貼付したひずみゲージの値をチェックすることにより降伏変位 δ_y を決めた。

測定項目は、①水平方向の荷重と変位、②鉛直方向の荷重、③鋼管、鉄筋およびコンクリートのひずみ（柱基部より 40mm および 80mm の位置、ただしコンクリートに関しては柱基部より 40mm の位置のみ）、④柱基部の変位である。

3. 実験結果および考察

3.1 破壊状況

実験終了時までには観察した各供試体側面のひび割れ状況を図-4 に示す。実線および破線はそれぞれ正側載荷および負側載荷により発生したひび割れを表す。ここに、正側載荷とは第 1 回目の載荷方向を表す。また、参考のために実験終了時までに剥落または剥離したコンクリートブロックを網掛けで表す。実験に用いた供試体のひび割れおよび破壊状況は、まず柱側面のスターラップが設置されている箇所に沿って曲げひび割れが発生するがその大部分は δ_y までは発生した。そして、ほとんどの供試体において柱最下端の曲げひび割れは、 $\pm \delta_y$ の繰り返し載荷中に完全に貫通した。変位が $2\delta_y$ あるいは $3\delta_y$ に達する頃に最大荷重になり、同時に圧縮側コンクリートに圧潰ひび割れが発生し始めた。交番載荷の場合には、すでに発生していた曲げひび割れは徐々に柱下端付近を

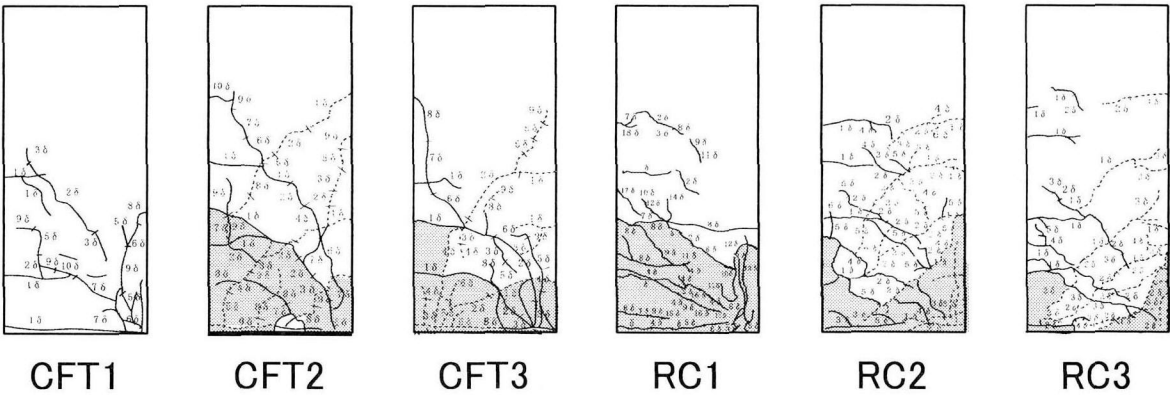


図-4 ひび割れ状況(実験終了時・載荷方向側面)

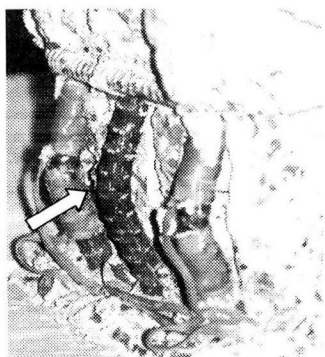


写真-1 鉄筋の座屈 (RC3)

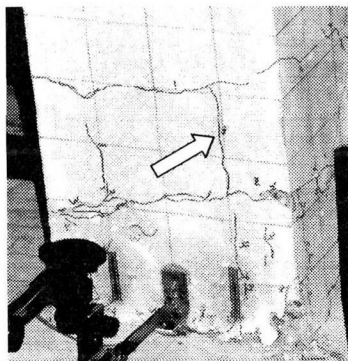


写真-2 縦ひび割れ (CFT3)

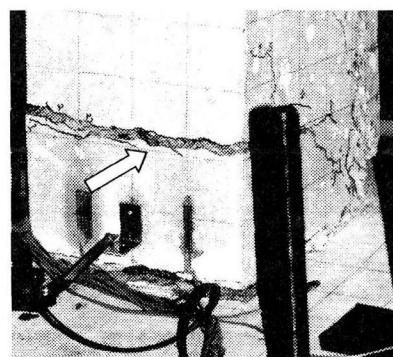


写真-3 ひび割れの開口 (CFT1)

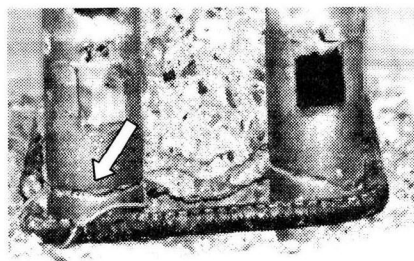


写真-4 鋼管の破断 (CFT1 基礎部上面)

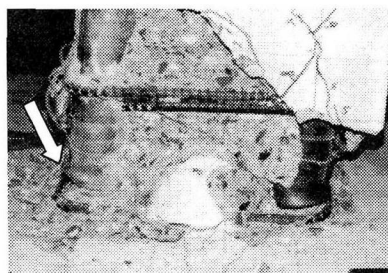


写真-5 鋼管の局部座屈 (CFT2)

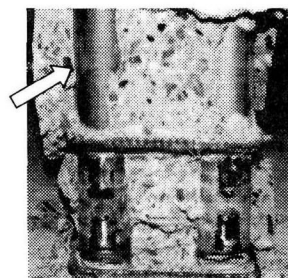


写真-6 鋼管表面 (CFT3)

足場とした X 字状斜めひび割れに伸展した。

最大荷重に到達した後は、変位を増大させていくと徐々に耐力が低下していった。その後、耐力が急激に低下した段階で実験を終了した。そのとき、CFT では鋼管の破断が確認され、RC では圧縮鉄筋の座屈が認められた。

RC では、小さい水平変位で細かいひび割れが発生し、CFT と比べて早期にコンクリートの剥落が起こった。柱下部 100mm の範囲が剥落し、基部と基部に最も近いスターラップとの中間位置（基部から 50mm）で鉄筋が座屈した（写真 - 1）。

CFT では、どの供試体も曲げひび割れは少ないが、写真 - 2 に示すように、最大荷重に達した辺りで鋼管軸方向に鋼管のすべりが原因と思われる縦ひび割れが発生した。曲げひび割れが少ない原因は以下のように推測できる。鋼管は、コンクリートと定着されているものの、鋼管表面での付着は十分でない。そのため、一旦、曲げひび割れが発生すると大きく開口していき応力開放が進み、ひび割れは分散しない。この様子を写真 - 3 に示す。

単調荷重の CFT1 では、変位が $15\delta_y$ を超えると柱下部（基礎部上面位置）で鋼管が破断して急激に耐力を失った。破断した鋼管の様子を写真 - 4 に示す。交番荷重の CFT2 および CFT3 では、終局点（ここでは、耐力が最大荷重 P_u に到達した後に降伏荷重 P_y まで低下したときを終局点と定義する）に達しても鋼管は切れることなく高い変形能力を示したが、変位が $10\delta_y$ に達すると 2 体とも柱の下部（基礎部上面位置）で鋼管が破断して急激に耐力を失った。CFT2 および CFT3 では、一度圧縮により

写真 - 5 のように局部座屈を生じた鋼管が引張応力を受けて破断した形跡が見られた。これは低サイクル疲労による破断であると考えられる。

CFT 複合柱の鋼管の表面は付着を増すためにグリットブラスト加工を施したにもかかわらず、実験終了後にコンクリートブロックを容易に剥がすことができた。その鋼管表面の様子からも鋼管とコンクリートの付着がかなり失われていたように思われた。コンクリートブロックを剥がした鋼管の様子を写真 - 6 に示す。

単調荷重の CFT1 と RC1 では、供試体の曲げひび割れが少なく、当然のことながら X 字状斜めひび割れは起こらない。既存の研究^{9)~11)}でも斜めひび割れの進展が終局状態を支配する傾向が報告されており、交番荷重では単調荷重よりも耐力低下が急で、変形能が劣る。

3.2 ひずみ分布

δ_y に至るまでの荷重（降伏荷重 P_y および $0.5P_y$ ）について、各供試体の柱基部から 40mm および 80mm の断面におけるひずみ分布の例を図 - 5 に示す。縦軸は断面内位置 (mm) で、正側荷重のときに引張側となる面を原点としている。各断面内でひずみを測定した位置は 2 または 4 点であるが、 $0.5P_y$ 時にはすでにコンクリートのひび割れが発生してひずみゲージが破損したことにより、残りの点でひずみ分布を示している。また、断面内の各位置にはひずみゲージが左右対称に 2 枚貼付してあるのでこれらの平均値を用いた。

荷重が大きくなると中立軸が圧縮側に移ることを示

しており、この傾向は全ての供試体に現れた。また、基礎部上面から40mmと80mmの位置における引張側鋼材のひずみの差、すなわち▲と△の引張ひずみの差はCFT2がRC2に比べて大きい。この傾向は、他の供試体についても概ね確認できた。これは、CFTでは100mm間隔に入れたスターラップ近傍で曲げひび割れが集中し易いことに起因すると考えられる。しかし、付着切れによりひび割れが分散しない場合の鋼材ひずみは均等化すると考えられることから、CFTのひずみ分布の明確な説明のためには今後詳細なひずみの測定が必要である。

3.3 耐力および変形能

各供試体のひび割れ発生時、降伏時および最大荷重時の荷重と変位、終局時変位および靱性率を表-2に示す。表において正側載荷とは最初に載荷した方向であることを表し、その逆方向への載荷を負側載荷としている。また、終局時変位 δ_{max} は、荷重-変位包絡線において、最大荷重 P_u の後、降伏荷重 P_y を下回らない最大の変位と定義した。なお、これは道路橋示方書¹³⁾における終局時変位(δ_u)の定義とは異なっている。

RC1の終局時変位は、使用した水平載荷装置の限界が110mmであり、最大荷重を越えた後に降伏荷重を下回るまで実験を続けることが困難であったので荷重-変位曲線の傾きより推測した。また、RC1およびRC3のひび割れ発生時の荷重と変位は、荷重の制御が不十分であったため観測できなかった。

各載荷条件でのRCとCFT供試体の降伏荷重 P_y および最大荷重 P_u を比較すると、正側および負側の値の偏りを考慮に入れるとRC1とCFT1(単調載荷、軸力比5%)、RC2とCFT2(交番載荷、軸力比5%)、RC3とCFT3(交番載荷、軸力比10%)についてそれぞれほとんど差がない。

一方、軸力比10%の供試体は軸力比5%の供試体よりも最大荷重が大きい。本供試体の軸力および断面構成では鋼材の引張降伏が先行することになり、断面に作用する軸力が大きいほど鋼材の引張破壊が抑制され、最大荷重も大きくなったと考えられる。

塑性変形能を評価するパラメータとして、終局時変位 δ_{max} を降伏変位 δ_y で除した靱性率が用いられる。単調載荷ではRC1の靱性率がCFT1よりかなり大きい値を示している。逆に交番載荷では、CFTはRCに比べて靱性率が

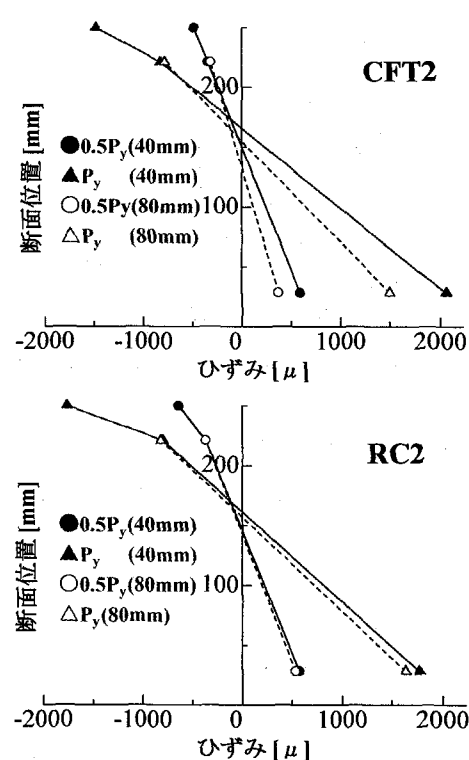


図-5 ひずみ分布

大きく変形能が優れていると言える。軸力比による比較では、RC、CFTともに軸力比5%の場合が10%の場合に比べて靱性率は大きい。耐力を急激に失った直接の原因は、RCでは圧縮側鉄筋が座屈し、CFTでは引張側鋼管が破断したことによる。しかし、鋼管が破断したCFTの場合でもコンクリートの圧潰が十分に進んでいることや鋼管の破断部付近に局部座屈を確認できたことから、軸力および軸力による付加曲げによって圧縮力の影響が大きくなる軸力比10%の方が靱性率は低くなったと考えられる。RCに関する既存の研究によれば、軸力が大きいほど靱性率が小さい場合¹⁰⁾や軸力の変化では靱性率に顕著な差が見られない場合¹¹⁾が報告されている。

3.4 曲げ強度の評価

降伏モーメント M_y および最大荷重時のモーメント M_u の実験値と計算値を表-3に示す。実験値には軸力の水平変位による付加モーメントを考慮してある。ここでの計算値とは、 M_y に関しては鉄筋コンクリートの許容応力

表-2 実験結果

供試体		ひび割れ発生時		降伏荷重・変位		最大荷重・変位				終局変位	靱性率
		P _c [kN]	δ _c [mm]	P _y [kN]	δ _y [mm]	正側載荷		負側載荷		δ _{max} [mm]	δ _{max} /δ _y
						P _u [kN]	δ _u [mm]	P _u ' [kN]	δ _u ' [mm]		
CFT複合柱	CFT1	26.0	1.6	56.4	5.5	75.1	19.1	(単調載荷)		84.2	15.31
	CFT2	26.7	1.6	58.2	6.1	75.3	18.4	-72.9	-18.6	46.3	7.59
	CFT3	29.9	1.4	64.0	6.2	82.5	15.6	-77.3	-18.4	41.8	6.74
RC柱	RC1	—	—	56.5	4.5	78.1	21.4	(単調載荷)		110.9	24.64
	RC2	29.1	1.5	64.9	5.7	73.5	11.5	-71.1	-12.3	29.3	5.14
	RC3	—	—	72.1	7.2	80.1	14.5	-85.8	-14.6	29.0	4.03

表-3 降伏モーメント M_y および曲げ耐力 M_u

供試体		降伏モーメント M_y [kN・m]			最大荷重時モーメント M_u [kN・m]			
		実験値 ①	計算値 ②	①/②	実験値 ③	付加モー メント[%]	計算値 ④	③/④
CFT複合柱	CFT1	38.72	37.94	1.02	55.36	2.38	47.85	1.16
	CFT2	40.05	39.73	1.01	55.64	2.63	49.47	1.12
	CFT3	44.43	45.03	0.99	61.66	3.81	54.26	1.14
RC柱	RC1	40.34	42.63	0.95	57.43	2.93	49.93	1.15
	RC2	44.58	42.60	1.05	53.82	1.72	49.93	1.08
	RC3	50.29	50.76	0.99	60.21	4.40	57.94	1.04

度設計法、 M_u は鉄筋コンクリートの終局限界状態設計法における軸力と曲げを受ける部材の計算法(いずれも「コンクリート標準示方書設計編」⁶⁾)で算定した値である。ただし、供試体設計時とは異なって材料強度と弾性係数は表-1に示した材料試験の値を用いた。

表-3から、 M_y について計算値は誤差5%以内の近い値を算出でき、 M_u の計算値は実験値より小さめになった。この理由としては、計算値は鋼材のひずみ硬化および鋼管内部のコンクリートのコンファインド効果を考慮していないこと、コンクリートの引張強度を無視していることが考えられる。

橋脚のような軸力と曲げを受ける柱部材の場合、水平荷重によるモーメントの他に軸力と水平変位によるモーメントが付加される。しかし、実験値に対する付加モーメントの割合は表-3に示すようにわずかである。

3.5 荷重-変位関係

軸力比5%を受ける供試体CFT2およびRC2の荷重-変位曲線を図-6に示す。図には、ひび割れ発生点、降伏点および最大荷重点も示す。交番載荷を受ける供試体では2サイクル目に荷重が大きく低下する。交番載荷時には、圧縮側鋼材もその直前の引張載荷によって大きな塑性変形を生じるため、次の正側載荷によりひび割れが閉じる際に大きな圧縮応力が鋼材に作用する。鋼材応力とコンクリート応力の総和は、全断面では軸力と釣り合わなければならないため、ひび割れ面でのコンクリートの直応力は圧縮側鋼材の負担分だけ低下する。すなわちコンクリートの直応力負担分の低下に伴うせん断剛性の低下が、2サイクル目の靱性および復元力特性を変化させていると考えられる。3サイクル目で荷重低下減少がそれほど進行しない理由としては、2サイクル目でほぼ応力の再分配を終了したためと考えられる¹²⁾。

CFTの除荷部分に着目すると、RCに比べて変位の戻り量が多い。例えば、第5ステップの1サイクル(5 δ_y)から除荷したときのCFT2およびRC2の勾配は、それぞれ0.21mm/kNおよび0.14mm/kNである。これは、CFTの弾性的復元力があることを示しており、CFTにおける損傷が小さいことを表している。

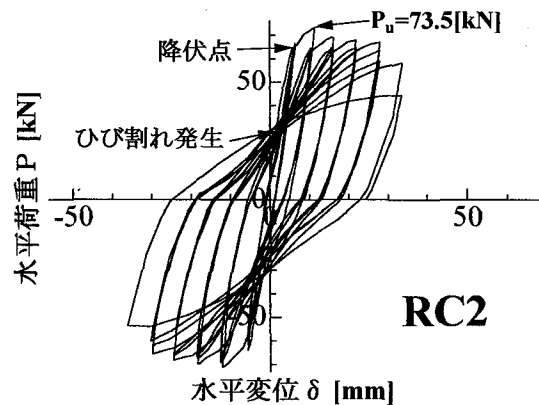
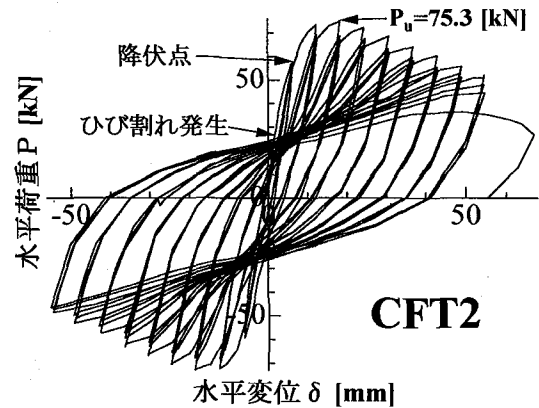


図-6 荷重-変位関係

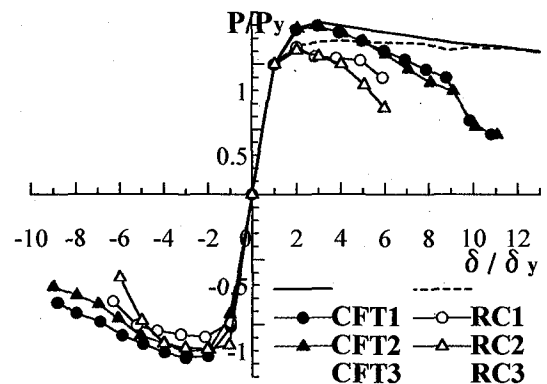


図-7 無次元化した包絡線

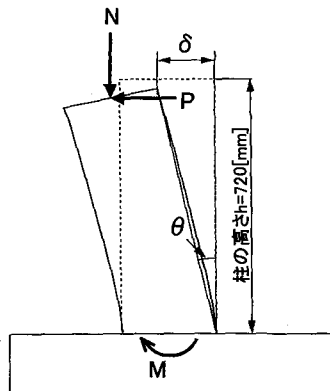


図-8 柱部材の傾き角度 θ

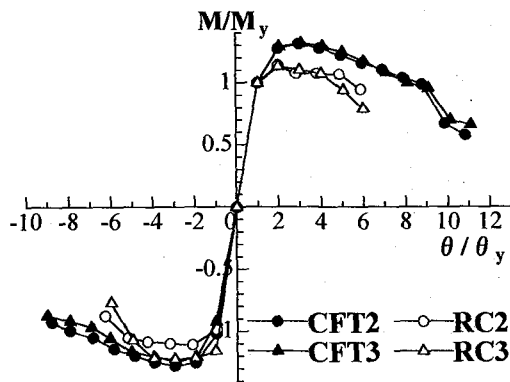


図-9 無次元化した $M-\theta$ 曲線

3.6 包絡線

各供試体の P_y と δ_y は一致しているとは言えないので、荷重-変位曲線の包絡線の水平荷重 P を降伏荷重 P_y で除した P/P_y を縦軸に、水平変位 δ を降伏変位で除した δ/δ_y を横軸にとって表した包絡線を図-7に示す。図-7には単調載荷のCFT1とRC1の無次元化した荷重-変位曲線も示してある。

無次元最大荷重 P_u/P_y を単調載荷の供試体と交番載荷の供試体と比較すると、CFTではほとんど変わらない値を示しているのに対して、RCでは単調載荷の方が若干大きい。また、単調載荷の方が交番載荷に比べて荷重の低下が緩やかで非常に大きな靱性率を示している。

交番載荷を受ける軸力比5%および10%の供試体では、 P_u/P_y はCFTの方が約15%大きい。また、 P_u/P_y 到達後の荷重低下時も同様であり、CFTの靱性率はRCに比べて50%程度大きい。

3.7 $M-\theta$ 曲線

柱基部の曲げモーメント M および図-8に示す柱部材回転角 θ をそれぞれ降伏時の M_y および θ_y で除して無次元化した $M-\theta$ 曲線を図-9に示す。前述したように軸力の水平変位による付加モーメントの割合は、最大荷重時

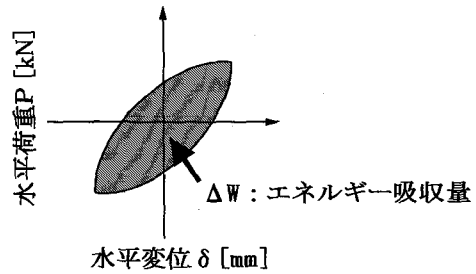


図-10 エネルギー吸収量

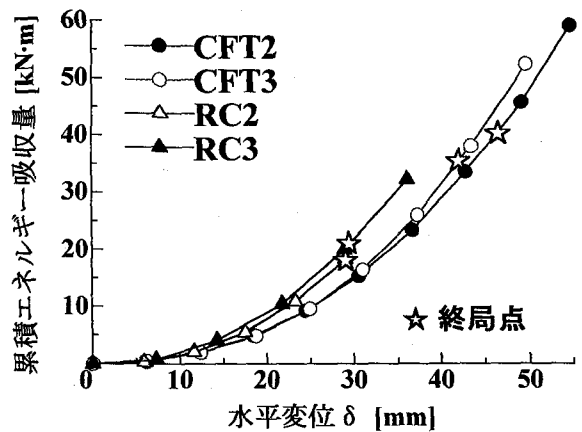


図-11 累積エネルギー吸収量

では5%以下である。しかしながら、軸力が大きく水平変位も大きい場合には付加モーメントも大きくなるため、付加モーメントを考慮した $M-\theta$ 曲線で曲げ耐力を評価した。その結果、軸力比5%、10%ともに図-7の包絡線と比べてほとんど差はなく、CFTがRCに比べて大きな変形能を示すことが $M-\theta$ 曲線からも明らかになった。

3.8 エネルギー吸収能

橋脚が地震時に大きな繰り返し変形を受けたときに、脆性的な破壊を生じることなくそれに耐えうる能力、いわゆる部材の粘り強さは、部材のエネルギー吸収能力の大小によって評価することができる。CFTおよびRCの復元力特性を模式的に図-10のように表すと、1サイクル当りのエネルギー吸収量はループが囲む面積 ΔW で表される。つまり、累積エネルギー吸収量 E とは、各供試体の荷重-変位曲線で囲まれる面積 ΔW を、各載荷ステップについて載荷サイクル分を累積したものである。エネルギー吸収量は供試体が塑性化しているほど大きくなり、弾性的であれば小さくなる。

累積エネルギー吸収量を図-11に示す。グラフの横軸は各載荷ステップの平均変位、縦軸は各載荷ステップにおける3サイクル目の負側載荷後の荷重が0となる点までの累積エネルギーを表している。また、グラフ内の記号☆は各供試体の終局点を示している。

同じ変位におけるエネルギー吸収量を比較すると、CFT は RC に比べて明らかにエネルギー吸収量が小さい。これは前述したように、CFT は除荷時に変位の戻りが大きいためであり、換言すれば、損傷が少ないことを意味する。

終局時のエネルギー吸収量は終局変位が大きい供試体ほど大きく、CFT は RC よりも 2 倍程度大きい。耐震性能の一つとして、橋脚が終局状態に至るまでに吸収する累積エネルギーで評価する場合、CFT が高い性能を示す。

4. 結論

鋼管・コンクリート複合柱 (CFT 複合柱) およびそれと断面耐力が等しくなるように設計した鉄筋コンクリート柱 (RC 柱) の一定軸力-水平交番載荷試験を行い、それらの履歴挙動と耐震性能を比較検討した。実験供試体の寸法が実構造物に比べて小さいことによる影響は不明であるが、本研究の範囲内で以下のことが結論できる。

- 1) CFT 複合柱は、RC 柱に比べて耐力、変形能およびエネルギー吸収能が優れている。その理由は、結論 4) の CFT の耐座屈性と鋼管に充填したコンクリートのコンファインド効果が期待できることなどが考えられる。
- 2) CFT 複合柱に関しても、RC 柱と同様な方法⁹⁾で降伏モーメント M_y 、曲げ耐力 M_u を推定できる。ただし、 M_u の計算値は実験値に比べて小さめになる。
- 3) 鋼管とコンクリートの付着は、グリッドブラスト程度の凹凸では十分ではない。そのため、ひび割れ分散性が悪くなり、初期ひび割れ箇所に集中する。したがって、鋼管を鉄筋として使用する場合は、常時荷重時のひび割れ制限について検討する必要がある。
- 4) 終局状態に至る原因は、RC 柱では圧縮側鉄筋の座屈であり、CFT 複合柱では引張側鋼管の破断である。即ち、コンクリート充填鋼管の座屈ににくいという性質が良く現れた結果になった。耐座屈性の観点からは大径の主鉄筋や帯鉄筋を密に使用することも考えられるが、鋼材量と配筋からは合理的であるとは考えにくい。
- 5) 交番載荷を受ける場合には曲げひび割れに加えて X 字状斜めひび割れが入り、単調載荷を受ける場合に比べて、靱性率は著しく低下する。
- 6) CFT 複合柱は RC 柱より除荷時の変位の戻りが大きく、同一変位での損傷が少ない。

謝辞：本研究を行うにあたり、日本ゼネコパイプ株式会社には供試体を製作・提供して頂いた。また、藤野友裕君、坂井知朗君、阿部良司君を始めとする構造力学研究室の学生諸君に多大な支援を頂いた。記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 山縣敬二，他：鋼管・コンクリート複合構造高橋脚模型の水平加力試験，土木学会論文集，No. 520/V-28，pp. 183-193，1995。
- 2) 前川幸次，他：コンクリート充填鋼管はりの静的および重錘衝撃実験，土木学会論文集，第 513 号/I-31，pp. 117-127，1995。
- 3) 前川幸次，他：鋼管・コンクリート複合はりの静的および衝撃載荷実験，構造工学論文集，Vol. 43A，pp. 1481-1488，1997。
- 4) 塩見昌紀，他：片持型落石覆工を想定した鋼管コンクリート複合 T 型ばりの変形能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 46A，pp. 1843-1851，2000。
- 5) 田中浩一，他：水平力を受ける鋼管・コンクリート複合構造橋脚の挙動評価，土木学会論文集，No. 648/V-47，pp. 89-108，2000。
- 6) (社) 土木学会：コンクリート標準示方書，1996。
- 7) 跡部俊郎，他：プレキャストセグメントと鋼管からなる合成構造橋脚の力学特性に関する研究，コンクリート工学論文集，第 6 巻第 2 号，pp. 107-116，1995。
- 8) 村田清満，他：鉄骨鉄筋コンクリート柱の変形性能の定量評価に関する研究，土木学会論文集，No. 619/I-47，pp. 235-251，1999。
- 9) 太田実：繰返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究，土木学会論文報告集，No. 292，pp. 65-74，1979。
- 10) 町田篤彦，他：鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究，土木学会論文集，No. 372/V-6，pp. 203-212，1987。
- 11) 石橋忠良，他：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究，土木学会論文集，No. 390/V-8，pp. 57-66，1988。
- 12) 三島徹也，他：交番載荷による RC ひび割れ面でのせん断剛性低下のメカニズム，土木学会論文集，No. 442/V-16，pp. 191-200，1992。
- 13) 日本道路協会：道路橋示方書・V 耐震設計編，丸善，1996。

(2001 年 9 月 14 日受付)