(35)2層2スパンCESフレームの実験

今村 岳大1・倉本 洋2・松井 智哉3・田口 孝4

¹ 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科 建設工学専攻(〒441-8580 豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1 - 1) t065601@edu.imc.tut.ac.jp

²正会員 豊橋技術科学大学准教授 工学部建設工学系(〒441-8580 豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1) kura@tutrp.tut.ac.jp

³ 豊橋技術科学大学助教 工学部建設工学系(〒441-8580 豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1 - 1) matsui@tutrp.tut.ac.jp

⁴ 矢作建設工業㈱ 地震工学技術研究所(〒480-1101 愛知郡長久手町熊張字茨ヶ廻間1533-74)
t-taguchi@yahagi.co.jp

本研究は、繊維補強コンクリートと内蔵鉄骨のみで構成される CES構造による2層2スパンフレームの静 的加力実験を実施し、当該フレームの破壊性状、復元力特性等の基本構造性能についてを検討を行った。2 層2スパンの CES フレームは梁曲げ降伏先行型の全体崩壊形を想定したが、平均層間変形角 R=0.01rad.の載 荷サイクルにおいて内部柱梁接合部にせん断降伏が確認され、R=0.02rad.で最大耐力に達した、繊維補強コ ンクリートを用いることでコンクリートの損傷を抑制することができ、R=0.05rad.といった大変形時におい ても耐力低下のほとんど無い極めて靭性に富んだ復元力特性を示すことが確認された。

Key Words : CES structures, fiber reinforced concrete (FRC), 2-bay 2-story frame, static loading test

1. はじめに

筆者等は SRC 構造における耐震性の特長を生かし、かつ、より施工性に優れた建築構造システムを開発することを目的として、約 10 年前から内蔵鉄骨と繊維補強コンクリート(FRC)のみで構成される合成構造(Concrete Encased Steel Structure:以下, CES 構造と呼称)に関する研究開発を継続的に行ってきている^{1)~11)}.

文献 6)~9)の研究では,施工性の改善を目的とし てプレキャスト繊維補強コンクリートパネルで内蔵 鉄骨を囲み,内部に普通コンクリートを打設する工 法(PCa-CES 工法)を考案し,外殻パネルにスタッ ドを設けることにより大変形時においても外殻パネ ル部分と内部コンクリートの一体性が維持され,高 軸力下においても安定した復元力特性を示すことを 確認した.これらの研究から CES 柱に関しては SRC 柱と同等以上の優れた構造性能および施工性を 有することが確認されている.

文献 10)および 11)の研究では, CES 内部柱梁接合 部および CES 外部柱梁接合部の破壊性状,復元力 特性および終局強度評価に関する検討を行った.破 壊形式(接合部せん断降伏先行型および梁曲げ降伏 先行型)の異なる2体の試験体を用いて静的加力実 験を行い, CES 柱の場合と同様に大変形時において もコンクリートの剥落はほとんどなく,優れたひび 割れ損傷制御性能が確認された.また,接合部の終 局せん断耐力に関しては,SRC 規準式 12)を用いて 概ね評価できることを示した.

本研究では, CES 合成構造システムの構造性能評価法の開発に資する基礎資料を整備することを目的として,2層2スパン CES フレームの静的載荷実験を実施し(写真-1参照),その構造性能について検討を行った.本論では実験の概要を述べると共に,2層2スパンフレームの破壊性状,復元力特性,損傷度および接合部パネルの挙動の検討結果について示す.



写真-1 実験風景

(1) 試験体

試験体の概要を図-1 に示す.試験体は 15 層程度 の純フレーム建築物を想定し,下部 2.5 層の 2 スパ ンを取り出した約 1/2 縮少モデルである. 柱断面は 400mm×400mmとし, 階高を 2,000mm および 1 階柱 脚から上端部ピン支承までの距離を 4,800mm とし た. 梁断面は 300mm×400mm とし, スパンを 3, 000mm とした. 内蔵鉄骨は柱通し型とし, 梁には 柱中心から 600mm の位置に継手を設けてボルト接 合とした.試験体の破壊形式は梁曲げ降伏先行型の 全体崩壊形を想定し,柱内蔵鉄骨には H-300×220× 10×15 を,梁内蔵鉄骨には H-300×150×6.5×9 をそれ ぞれ使用した.柱,梁および柱梁接合部の各耐力計 算値を表-1 に示す. 柱および梁の曲げ耐力は一般化 累加強度理論により計算し,柱,梁および接合部パ ネルのせん断耐力はそれぞれ SRC 規準式¹²⁾によっ て求めた.

(2) 使用材料

使用した FRC および鉄骨の材料試験結果をそれ ぞれ表-2 および表-3 に示す.また, FRC の調合表 を表-4 に示す.FRC に使用した繊維は直径が 0.66mm,長さが 30mm のビニロンファイバー(RF 4000)である.なお,FRC の打設は2回に分けて行 い,2階梁上面位置で打ち継いだ.

(3) 載荷方法

試験体は図-2 に示すように 3 階柱の反曲点位置に 取付けられたピン支承を介して載荷装置に連結され た.内部柱には 1920kN(軸力比(N/bD σ_B):0.3) を,外部柱には 1620kN(同:0.25)をそれぞれ初期 軸力として加え,静的漸増繰返し水平力載荷を行っ た.

水平力載荷は変形制御とし,3 階内部柱梁接合部 中心位置での水平変位 δ と 1 階内部柱柱脚から当該 接合部中心位置までの距離 h (=3,800mm) で与えら れる平均層間変形角 R (=δ/h)で,0.00125 および 0.0025rad.を 1 サイクルずつ行い,0.005,0.01, 0.015,0.02 および 0.03rad.を 2 サイクルずつ繰返し た後,0.05rad.まで載荷を行った.

(4) 計測方法

実験では,3 階柱の上部に設置したロードセル (図-2 参照)により,鉛直および水平方向荷重の計 測を行った.各層の層間変位,柱梁接合部の変形, 柱および梁の軸方向の変形等を歪ゲージ式変位計で 計測し,柱および梁には一軸歪ゲージを,接合部パ ネルには三軸歪ゲージをそれぞれ貼付して内蔵鉄骨 の歪を計測した.



図-1 試験体



凶-2 戦19衣直

表-1 計算耐刀								
	梁曲げ 耐力 [kNm]	柱曲げ 耐力 [kNm]	パネルせん断 耐力 [kN]	梁せん断 耐力 [kN]	柱せん断 耐力 [kN]			
内部柱	220	622	399	524	700			
从如灶	230	608	333	554	799			

表-2 FRC 材料試験結果

-							
	種類	圧縮強度 [Mpa]	割裂強度 [Mpa]	材齢			
1層	FRC	39.9	3.1	28			
2層	110	33.9	2.9	(載荷日)			

表-3 鉄骨材料試験結果

		鋼種	降伏応力度 [Mpa]	引張強度 [Mpa]	備考
Н	300×220		320.8	452.1	柱フランジ
	×10×15	\$\$400	361.0	476.6	柱ウェブ
Н	300×150	00400	315.6	483.1	梁フランジ
	×6.5×9		354.8	498.7	梁ウェブ

表-4 FRC 調合表

水セメント比	繊維混入量	7火	セメント	細骨材	粗骨材	繊維	石灰石粉	混环唷]
<i>W/</i> C[%]	<i>V</i> f [%]	W [kg/㎡]	C [kg/㎡]	S[kg/m²]	G [kg/㎡]	Vf[kg/m³]	[kg/㎡]	[kg/㎡]
58	1.0	184	317	934	556	13	250	3.8

3. 実験結果

(1) 破壊性状

載荷終了後の試験体の破壊状況を写真-2 に示す. R=0.00125rad.の載荷サイクルにおいて, すべての梁 端部付近に曲げひび割れが発生した.その後 R= 0.005rad.のサイクルまで,同様な曲げひび割れが発 生し,伸展・拡幅した.R=0.005rad.のサイクルでは, 梁に新たなひび割れはほとんど発生していないが, |各階の柱脚に曲げひび割れが発生するとともに,内 部柱および外部柱の側面に縦方向にひび割れが発生 した(写真-2(i)および(j)).また,3 階内部柱梁接 合部にはせん断ひび割れが発生した.R=0.01 rad. のサイクルでは梁および柱の各所のひび割れが大き く伸展・拡幅するとともに,2階内部柱梁接合部に せん断ひび割れが発生した.R=0.015rad.のサイクル では梁の曲げひび割れはほとんど進展せず,柱の各 所のひび割れが伸展・拡幅し,ごく僅かではあるが 3 階各柱梁接合部の梁下において剥落が確認された. R=0.02rad.のサイクルでは柱の各所のひび割れが伸 展・拡幅し,1階のすべての柱脚部には圧縮破壊が 確認された.R=0.03rad.のサイクルでは梁のひび割 れは大きく拡幅した.3 階内部柱梁接合部ではせん 断ひび割れが大きく伸展・拡幅し,一部僅かながら 剥落が確認された.

すべての梁において, 接合部から 200mm の間の 曲げひび割れの伸展・拡幅が顕著であった(同(a) から(d)).接合部せん断余裕度が 2.24 の外部柱梁 接合部ではせん断ひび割れがほとんど確認されなか ったが(同(e)および(g)),余裕度が 1.34 の内部柱 梁接合部ではせん断ひび割れが発生し,変位振幅の 増大にともない伸展・拡幅が顕著となった(同(f)お よび(h)).このように接合部せん断余裕度の大小 で接合部の破壊性状に差異が認められた.一方,柱 においては,曲げひび割れが各階の柱脚に集中し, 変位振幅の増大に伴って,圧縮破壊の兆候が顕著と なった(同(k)および(l)).

各変位振幅の第1サイクル除荷時における柱,梁の曲げひび割れおよび接合部パネルのせん断ひび割れの最大残留幅の推移を表-5に示す.

外部柱梁接合部では,梁側端部の残留曲げひび割れの拡幅が顕著となり,R=0.03rad.のサイクルにおいて3階および2階梁外部柱端部の残留幅はそれぞ

れ 14mm および 8mm となった.一方,内部柱梁接 合部では接合部パネルにせん断ひび割れが発生し, R=0.03rad.のサイクルにおいて 3 階および 2 階内部 柱梁接合部の残留幅はそれぞれ 22mm および 1mm となった.曲げおよびせん断ひび割れの残留幅はと もに上層ほどで大きくなる傾向を示した.



写真-2 最終破壊状況

亚均	曲げひび割れ								せん断ひび割れ	
一场 層間変形角 [rad.]	3階梁 外部柱側 [mm]	2階梁 外部柱側 [mm]	3階梁 内部柱側 [mm]	2階梁 内部柱側 [mm]	2階外部柱 柱脚 [mm]	1階外部柱 柱脚 [mm]	2階内部柱 柱脚 [mm]	1階内部柱 柱脚 [mm]	3階内部柱 梁接合部 [mm]	2階内部柱 梁接合部 [mm]
0.00125	0.05	0.02	0.08	0.04	-	-	-	-	-	-
0.0025	0.10	0.04	0.08	0.06	-	-	0.00	-	-	-
0.005	0.20	0.06	0.08	0.15	0.00	0.00	0.04	0.00	0.00	-
0.01	1.40	0.30	1.30	0.60	0.06	0.00	0.08	0.15	0.15	0.00
0.015	4.00	1.10	3.00	2.00	0.15	0.15	0.35	0.50	0.30	0.04
0.02	5.00	3.00	6.00	3.50	0.40	0.65	1.10	0.80	5.00	0.08
0.03	14.00	8.00	16.00	6.00	1.20	2.50	2.50	3.00	22.00	1.00

表-5 残留ひび割れ幅

(2) 部材の挙動

a) 梁の挙動

R=0.0025rad.のサイクルまでは,すべての梁内蔵 鉄骨で降伏が確認されず,弾性的な挙動を示した. R=0.005rad.のサイクルでは,3 階梁外部柱側端部フ ランジ,2 階梁外部柱側端部フランジ,3 階梁内部 柱側端部フランジ,2 階内部柱側端部フランジ,3 階梁外部柱側端部ウェブおよび2 階梁外部柱側端部 ウェブで降伏が確認された.R=0.01rad.のサイクル では,3 階梁内部柱側端部ウェブおよび2 階内部柱 側端部ウェブの降伏が確認され,この時点ですべて の梁端部フランジおよびウェブが降伏に至った.な お,ここで述べた"ウェブの降伏"とは,フランジ近 傍に貼付した歪ゲージの測定値から確認されたもの である.

b) 柱の挙動

R=0.00125 から 0.005rad.のサイクルでは, 柱内蔵 鉄骨で降伏が確認されず, 弾性的な挙動を示した. R=0.01rad.のサイクルでは,内部柱 2 階柱脚フラン ジで降伏が確認された.R=0.015rad.のサイクルでは, 外部柱1階柱脚フランジ,外部柱1階柱脚ウェブお よび内部柱1階柱脚フランジで降伏が確認された. R=0.02rad.のサイクルでは,内部柱1階柱脚ウェブ で降伏が確認され,この時点ですべての柱脚フラン ジおよびウェブが降伏に至った.

c) 柱梁接合部の挙動

R=0.00125 から 0.005rad.のサイクルでは, 接合部 パネル,スチフナおよび接合部の柱フランジで降伏 が確認されず,弾性的な挙動を示した.R=0.01rad. のサイクルでは,3階内部柱梁接合部のパネル,ス チフナおよび柱フランジ,2階内部柱梁接合部のパ ネル,スチフナおよび柱フランジ,3階外部柱梁接 合部のスチフナで降伏が確認された.R=0.015rad.の サイクルでは,接合部パネル,柱フランジおよびス チフナにおいて新たな降伏は確認されなかった. R=0.02rad.のサイクルでは,2階外部柱梁接合部の スチフナで降伏が確認され,この時点ですべてスチ フナが降伏に至った.

(3) 荷重变形特性

ベースシアと平均層間変形角 R の関係を図-3 に 示す.なお,ベースシアは柱上端部で計測されたせ ん断力の総和とした.

試験体は R=0.003rad.で梁鉄骨フランジに降伏が 確認されたが,その後も大きく剛性が低下すること もなく R=0.01rad.のサイクルまで耐力が上昇した. 正載荷側では R=0.02rad.のサイクルで最大耐力 680.4kN を記録し,負載荷側では R=-0.015rad.のサ イクル で最大耐力 -641.4kN を記録した.正載荷 側・負載荷側ともに高い耐力を維持したまま最終変 形角 R=0.05rad.まで達した.最終変形角における耐 力は 635.9kNで,最大耐力の約 90%である.このよ うに,2層2スパン CES フレームは高い靭性能を有 するとともに,紡錘型の履歴面積が大きく良好なエ ネルギー吸収能力を示した. ベースシアと 2 層および 1 層の層間変形角 R_2 および R_1 の関係をそれぞれ図-4 に示す.なお,同図は最大耐力に至った平均層間変形角 R=0.02rad.のサイクルまでのデータを用いた.

2 階の層間変形角は 1 階の約 1.5 倍となっている. これは,上層ほど残留ひび割れ幅が大きいことと対応している.

- (4) 部材損傷度評価
- a) 損傷度評価の概要

部材の損傷度の定義を図-5に示す.

部材の損傷度は,文献 13)の方法に準じ,各限界 状態に応じたコンクリートの残留ひび割れや圧縮破







壊等の損傷状況および地震後に必要となる補修の規 模を考慮して,適切に評価するものとする.すなわ ち,部材の損傷度は損傷度 (継続使用可能),損 傷度 (容易に修復可能),損傷度 (修復可能) および損傷度 (地震応答時応力および地震終了時 鉛直荷重による応力を安定して維持)の4段階とし, それぞれ部材の限界状態に応じて評価する.本論で は柱,梁および柱梁接合部の部材毎の損傷度ととも に2層2スパン CESフレームとしての損傷度を検 討した.部材毎の損傷度は鉄筋を鉄骨に置き換え, 鉄骨の応力度,コンクリート状態,ひび割れの最大 残留幅に基づいて評価し,2層2スパン CESフレー ム全体の損傷度は部材毎の損傷度および荷重-変形 関係に基づいて推定した.

b) 評価結果

各部材および架構の損傷度を表-6 に示す.

梁は平均層間変形角 R=0.0025rad.のサイクルまで が損傷度 , R=0.005rad.のサイクルまでが損傷度 , R=0.01rad.のサイクルまでが損傷度 , R=0.03rad.の サイクルまでが損傷度 である.柱は R=0.01rad.の サイクルまでが損傷度 , R=0.015rad.のサイクルま でが損傷度 , R=0.02rad.のサイクルまでが損傷度 , R=0.03rad.のサイクルまでが損傷度 である. 接合部パネルは R=0.005rad.のサイクルまでが損傷度 , R=0.03rad.のサイクルまでが損傷度 , R=0.005rad.のサイクルまでが損傷度 , CES フレーム全体では R=0.005rad.の サイクルまでが損傷度 , R=0.01rad.のサイクルま

, R=0.03rad.のサイクルまでが損傷度 である.

2 層 2 スパン CES フレームは平均層間変形角 R=0.03rad.において,各柱はそれぞれ軸力比約 0.2 の軸力を保持しており,最大振幅時のせん断力は 631kN で最大耐力の約 90%を維持している.この ように,大変形時においても損傷度 を維持してお り,安全限界を超えることはなかったといえる.

(5) モーメント分布

すべての梁が十分に降伏したことが確認された平 均層間変形角 R=0.01rad.におけるモーメント分布を 図-6 に示す.

2 階柱頭の曲げモーメントは,3 階反曲点位置の ロードセルから測定されたせん断力に基づいて得ら れた3階柱脚の曲げモーメントと一般化累加強度理 論で算出した梁の終局曲げモーメント(274kNm: 接点モーメント)を用い,接点振分法により求めた. 2 階柱脚および1階柱頭の曲げモーメントは,内蔵 鉄骨のフランジに貼付したそれぞれの歪ゲージから 算出した応力度の比率にしたがい梁の終局曲げモー メントを分配した.ここで,3階および2階の層せ ん断力を算出し,2階の層せん断力を3階の層せん 断力と等しくなるように,各柱のせん断力の比率に したがい調整した.モーメントの再分配は,2階柱 頭を変更せず,2階柱脚だけを増減させた.1階柱 脚は内蔵鉄骨の応力度からモーメントを算出した. 1 階の層せん断力は,階各柱脚のモーメントの比率 にしたがい調整した.モーメントの再分配は,2 階 と同様の方法を用いた.



表-6 損傷度

平均 層間変形角 [rad.]	梁	柱	柱梁接合部	フレーム
0.00125				
0.0025				
0.005				
0.01				
0.015				
0.02				
0.03				



図-6 モーメント分布 (R=0.01rad.)

正載荷側において南側外部柱の各階のせん断力は, 3 階で 317kN,2 階で 143kN および1 階で 100kN と なった.これは梁のせん断力が2 階および1 階南側 外部柱の軸力を減少させていることに起因すると考 えられる.北側外部柱では逆に3 階のせん断力 (70kN)が最も小さく,2 階(173kN)および1 階 (255kN)と減少していく傾向にある.これは前述し たことと同様に梁のせん断力が2 階および1 階北側 外部柱の軸力を増加させていることに起因すると考 えられる.負載荷側も同様の傾向がみられた.

(6) 接合部パネルの挙動

せん断変形角 γ, は式(1)より求めた.

$\gamma_p = \alpha_1 + \alpha_2 = \frac{\sqrt{h_p^2 + l_p^2}}{h_p \cdot l_p}$	(1)
$\overline{x} = \frac{\delta_1 + \delta_1' + \delta_2 + \delta_2'}{2}$	(2)

ここで, h_p , l_p , δ_1 , δ_1' , δ_2 および δ_2' については図-7に示すとおりである.

平均層間変形角 R=0.03rad.までのベースシアと各 接合部パネル(図-8 参照)におけるせん断変形角 の関係をそれぞれ図-9に示す.

接合部パネルのせん断変形角は3階および2階の 外部柱梁接合部ではともに0.003rad.程度の変形で留 まっているのに対して,3階および2階の内部柱梁 接合部ではR=0.03rad.でそれぞれ約0.03rad.および 約0.015rad.に達している.

接合部せん断余裕度が 2.24 の外部柱梁接合部と 1.34 の内部柱梁接合部で接合部パネルのせん断変形 に明確な差異が認められる.また,接合部せん断余 裕度が同じだが,内部柱梁接合部において 3 階は 2 階の約 2 倍の変形となった.

試験体の変形に占める柱,梁および接合部パネル の変形成分の比率を図-12 に示す.各変形成分は図-10 に示すように梁端部の変形に換算して示してい る.なお,柱および梁の変形は図-11 の破線で示し た変位計よりそれぞれの部材回転角を求め,その値 に部材長を乗じて求めた.

3 階内部柱梁接合部では,正載荷時において梁が 主として変形を負担しており,柱の変形割合は変位 振幅の増加に拘らず約10%で一定であった.しかし, 変位振幅の増加に伴い接合部パネルの変形割合が増 加している.負載荷時においても同様の結果を示し た.2 階内部柱梁接合部では,正載荷時において 3 階内部柱梁接合部と同様に梁が主として変形を負担 している.しかし,柱の変形割合は変位振幅の増加 に伴い僅かではではあるが減少しており,逆に接合 部パネルの変形割合は約15%で一定であった.一方, 負載荷時において梁および柱は正載荷時と同様の結 果を示したが,接合部パネルの変形割合は変位振幅 の増加に伴い増加している.

3 階外部柱梁接合部では,正載荷時において梁が 主として変形を負担しており,R=0.02rad.で変形割 合はそれぞれ梁が約 90%,柱が約 5%および接合部 パネルが約 5%となっている.一方,負載荷時にお いても正載荷時とほぼ同様の結果を示したが,柱の



図-7 接合部のせん断変形

図-8 接合部位置









図-10 各部材の変形の定義



変形割合は正載荷時より R=0.02rad.で約 5%増加している.2 階外部柱梁接合部は3 階外部柱梁接合部と同様の結果を示した.

内部柱梁接合部と外部柱梁接合部を比較すると内 部柱梁接合部パネルの変形割合が大きくなる傾向に あり,接合部せん断余裕度の影響が明確にあらわれ た.また,内部柱梁接合部において,3 階の接合部 パネルの変形割合は変位振幅の増大にともない大き くなっており,高層階にその傾向がより顕著にあら われた.

(7) 接合部における鉄骨ウェブの挙動

柱梁接合部の鉄骨ウェブに貼付したロゼットゲー ジのひずみ測定値から当該ウェブの負担せん断力を 算出するためにロゼット解析を行った.なお,解析 では平面応力状態を仮定し,直交方向のひずみと応 力の影響は無視した.以下に,ロゼット解析の概要 を示す.

ロゼットゲージで測定されたひずみ ε_a , ε_b および ε_c は図-13に示す座標変換に基づいて次式により 主軸方向成分 ε_r , ε_v および γ_{xv} に変換した.

$\varepsilon_a = \frac{1}{2}(\varepsilon_x + \varepsilon_y) + \frac{1}{2}(\varepsilon_x - \varepsilon_y)\cos 2\theta_a + \frac{1}{2}\gamma_{xy}\sin 2\theta_a$	(3)
$\varepsilon_b = \frac{1}{2}(\varepsilon_x + \varepsilon_y) + \frac{1}{2}(\varepsilon_x - \varepsilon_y)\cos 2\theta_b + \frac{1}{2}\gamma_{xy}\sin 2\theta_b$	(4)
$\varepsilon_c = \frac{1}{2}(\varepsilon_x + \varepsilon_y) + \frac{1}{2}(\varepsilon_x - \varepsilon_y)\cos 2\theta_c + \frac{1}{2}\gamma_{xy}\sin 2\theta_c$	(5)

本実験では $\theta_a = 0^\circ$, $\theta_b = 45^\circ$ および $\theta_c = 90^\circ$ である ので, ひずみの主軸方向成分 ε_x , ε_y および γ_{xy} は, $\varepsilon_x = \varepsilon_a$, $\varepsilon_y = \varepsilon_c$ および $\gamma_{xy} = 2\varepsilon_b - \varepsilon_a - \varepsilon_c$ となる.こ れらのひずみ成分をひずみ増分として与え,弾性域 では Hooke の法則により,また,塑性域では Von Mises の降伏条件を塑性ポテンシャル関数として用 いた塑性流れ理論(ひずみ増分理論)に基づいて応 力 σ_x , σ_y および τ_{xy} を算出した.なお,塑性剛性 には単軸引張試験結果を用い,ひずみ硬化には等方 硬化則を仮定した.

各接合部における接合部パネルの中央に貼付した ロゼットゲージ(図-14 参照)の測定値から求めた せん断応力度と平均層間変形角の関係を図-15 示す. 図中の一点鎖線はせん断降伏応力度($\int_{\infty}\sigma_{y}/\sqrt{3}$, $\int_{\infty}\sigma_{y}$:接合部パネルの降伏応力度)を示す.

梁に対する接合部のせん断余裕度が 2.24 と高い 外部柱梁接合部において,接合部パネルはせん断降 伏応力度に至っていない.一方,接合部せん断条裕 度が 1.34 と比較的小さな内部柱梁接合部において, 3 階および 2 階ともにせん断降伏応力度に至った. また,せん断降伏後の再載荷および除荷過程でのせ ん断応力負担割合も大きい傾向にあることが認めら れる.

内部柱の3階および2階はそれぞれ平均層間変形 角 R=0.0015rad.および R=0.02rad.でせん断降伏応力 度に至った.若干であるが上層が先に降伏に至る結 果となった.



図-15 接合部パネルのせん断応力度 - 平均層間変形角関係

4. まとめ

本研究では,CES合成構造システムの構造性能評価法の開発に資する基礎資料を整備することを目的として,2層2スパンフレームの静的載荷実験を実施し,破壊性状,復元力特性,損傷度および接合部パネルの挙動に関する検討をおこなった.

本研究で得られた知見を以下に要約する.

- 1)繊維補強コンクリートを使用することにより,接 合部の損傷抑制効果を向上させることができ, R=0.03rad.の大変形においてもかぶりコンクリートはほとんど認められない.
- 2)最終変形角R=0.05rad.時の耐力は最大耐力の約 90%を保持しており、高い靭性能を有するととも に、エネルギー吸収能力の大きな安定した復元力 特性を示した。
- 3)2 層2 スパンCESフレームはR=0.05rad.の大変形時 においても高い軸力および水平耐力を維持してお り,安全限界以内の状態であったといえる.
- 4)接合部せん断余裕度の大きな外部柱梁接合部では、 梁曲げ降伏が先行し、接合部パネルの変形はほとんど認められない。
- 5)接合部せん断余裕度が小さな内部柱梁接合部では, 変位振幅の増大にともない接合部パネルの変形が 増大し,接合部パネルが降伏した.2階と3階で は,3階にその傾向がより顕著にあらわれる.

参考文献

- 1) 倉本 洋: 今伝えたいトピックス CES合成構造シス テム, 建築雑誌, Vol.120, No.1535, pp.34-35, 2005.7.
- 2) 倉本 洋:新合成構造システム:CES,2006年度日本 建築学会大会(関東)構造部門(SCCS)パネルディ スカッション「New Composite Structures - CES構造シ ステムの実用化を目指して - 」資料,日本建築学会, pp.11-14,2006.9.
- 3) 高橋宏行,前田匡樹,倉本 洋:高靭性型セメント 材料を用いた鉄骨コンクリート構造柱の復元力特性に

関する実験的研究,コンクリ-ト工学年次論文集,第 22巻,第3号,pp.1075-1080,2000.6.

- 4) 足立智弘, 倉本 洋, 川崎清彦: 繊維補強コンクリ ートを用いた鉄骨コンクリート合成構造柱の構造性能 に関する実験的研究, コンクリ-ト工学年次論文集, 第24巻, 第2号, pp.271-276, 2002.6.
- 5) 足立智弘, 倉本 洋, 川崎清彦, 柴山 豊:高軸力 を受ける繊維補強コンクリート - 鋼合成構造柱の構造 性能に関する研究, コンクリ - ト工学年次論文集, 第 25巻, 第2号, pp.289-294, 2003.6.
- 6) 柴山 豊, 倉本 洋, 川崎清彦, Fauzan:繊維補強モ ルタルパネルで被覆したCES構造柱の構造性能に関す る研究, コンクリ-ト工学年次論文集, 第26巻, 第2 号, pp.157-162, 2004.7.
- 7) 柴山 豊,倉本 洋,永田 諭,川崎清彦:繊維補 強コンクリートパネルで被覆した鉄骨コンクリート柱 の復元力特性に関する研究,コンクリ-ト工学年次論 文集,第27巻,第2号,pp.241-246,2005.6.
- 8) 田口 孝,永田 諭,松井智哉,倉本 洋:H型鉄骨 を内蔵したCES柱の構造性能,コンクリ-ト工学年次 論文集,第28巻,第2号,pp.1273-1278,2006.7.
- 9) 藤本利昭,永田 諭,松井智哉,倉本 洋:プレキ ャストCES柱の構造性能に及ぼすパネル接合方法の影 響,コンクリ-ト工学年次論文集,第28巻,第2号, pp.1279-1284,2006.7.
- 10) 永田 諭,松井智哉,倉本 洋:鉄骨コンクリート造 柱梁接合部の構造性能に関する基礎研究,コンクリ-ト工学年次論文集,第28巻,第2号,pp.1267-1272, 2006.7.
- 11) 松井智哉,岩瀬勝洋,永田 諭,倉本 洋:CES外柱 梁接合部の構造性能に関する基礎研究 (その1~2), 日本建築学会学術講演梗概集,Vol.C1,pp.1261-1264, 2007.8.
- 12) 日本建築学会:鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規 準・同解説, 2001.
- 13) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の耐震性能 評価指針(案)

TEST ON 2-BAY 2-STORY CES FRAME

Takahiro IMAMURA, Hiroshi KURAMOTO, Tomoya MATSUI and Takashi TAGUCHI

In this research, static loading test was carried out on a two-bay two-story concrete encased steel (CES) frame. The CES structural members consists of only steel and fiber reinforcement concrete (FRC). In this test, the structural behavior of the frame such as the hysteresis characteristics and crack modes was examined.

It is predicted that the beam flexural failure near the interior beam-column joint occurred on the CES frame followed by the failure on all the bottom of columns. However, the failure on the joint panel of the interior beam-column joints also occurred at R of 0.01 rad. The specimen reached the maximum ultimate shear force at R of 0.02 rad.

The results also showed that the use of FRC in the CES frame controlled the damage of the concrete. In addition, the hysteresis loop showed a stable behavior with almost no degradation of load carrying capacity until maximum story drift angle, R of 0.05 rad.