

論文 長期軸力用 CFT 柱-RC 幅広梁架構の構造性能に関する研究

岡安隆史*1・丸田 誠*2・中村雅彦*3

要旨: 主要耐震要素をコア壁やチューブ架構とした構造フレームにおいて、スラブからの長期荷重を支持する長期軸力用 CFT 柱と RC 幅広梁の架構形式を提案し、地震による大変形時の追従性および復元力特性等の構造性能を実大部分骨組実験により検証した。その結果、提案した架構は大変形時においても長期軸力を支持することが可能であり、また簡便なモデル化により、その復元力特性を表わせることが分かった。

キーワード: CFT 柱, RC 幅広梁, ねじれ強度

1. はじめに

近年、コア壁やチューブ架構を主耐震要素とし、居室空間から柱梁を無くすことで建築的自由度を確保した超高層建物が見られるようになった。しかし、自由度の確保からフラットスラブが長スパン化し、構造上、遮音上から、スラブ厚さの増大を招き不経済である。そこで、図-1 に示す様に、スラブスパン中間に自由度をあまり損わない程度の長期荷重を支持する長期軸力用 CFT 柱と RC 幅広梁の架構形式を考案した。なお、この架構は梁通し型であり、柱と梁は剛接合されていない。本研究は、この CFT 柱-RC 幅広梁架構において、柱長期軸力を支持しなが

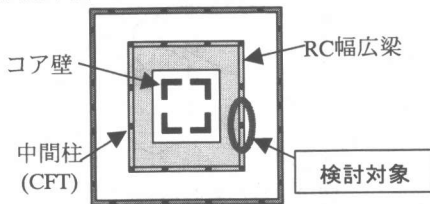


図-1 コア壁架構の例 (平面図)

らの地震による大変形時の追従性能と復元力特性を実験により、確認するために行った。

2. 実験概要

試験体は、表-1 に示す CFT 柱-RC 幅広梁架構部分骨組¹⁾である。試験体および加力概要を図-2 に示す。試験体は RC 幅広梁を上下の CFT 柱で挟み込んだ形状であり、柱と梁の間には、大変形時の滑り防止のために少量の補強筋（以下、ダボ筋と略す）を配筋している。また CFT 柱の鉄骨が柱梁接合部に接触する部分は、鉄骨部が負担する軸力を柱梁接合部のコンクリートへ伝達するための支圧プレートが設置されている。なお、幅広梁の梁幅は、建築計画上の自由度を損なわないよう柱幅の2倍とした。鋼材の材料特性を表-2 に示す。

主な実験因子は①柱軸力、②梁主筋量、③ダボ筋の有無の3項目である。ここで①柱軸力は、25階建て建築物を想定し、階層（高・中・下層

表-1 試験体一覧

試験体 No.	柱軸力 [kN]	コンクリート圧縮強度 σ_B [N/mm ²]		CFT 鉄骨厚 t_f [mm]	支圧プレート幅 a_{Bp} [mm]	梁主筋	ダボ筋の有無	備考
		柱	梁・接合部					
1	9800	49.6	46.5	16	112	12-D22	有	高軸力(下層階)
2	7355	49.3	47.0	12	84			中軸力(中層階)
3	980	40.6	37.9	9	63			低軸力(高層階)
4	9800	53.6	48.0	16	112	24-D22	無	高軸力入力割増
5	980	43.8	40.0	9	63	12-D22		低軸力ダボ筋無

*1 鹿島建設(株)小堀研究室 工修(正会員)

*2 鹿島建設(株)技術研究所 建築技術研究部 主管研究員 博士(工学)(正会員)

*3 鹿島建設(株)知的財産部 課長代理 工修

表-2 鋼材の材料特性

種類	呼び径 厚さ	材質	降伏点	引張強度	降伏歪	伸び	弾性係数
			s_y [N/mm ²]	s_t [N/mm ²]	e_y [%]		
鉄筋	D13	SD295A	360	513	0.20	27	1.86
	D22	SD390	444	641	0.23	20	1.91
鉄骨	t = 9	SM490A	400	539	0.19	24	2.10
	t = 12		402	538	0.19	26	2.12
	t = 16		396	533	0.19	27	2.10

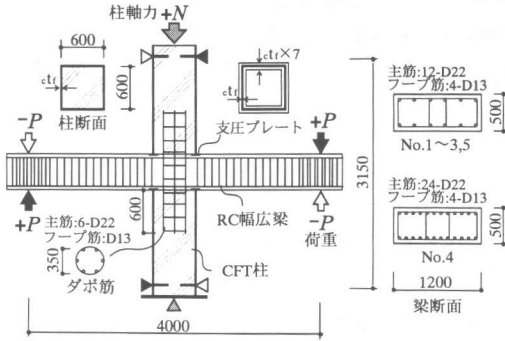


図-2 試験体および加力概要

階)に応じて長期荷重としての柱軸力(低・中・高軸力)が算出され、長期許容応力度以下になるように、コンクリート強度、CFT柱鉄骨厚および支圧プレート幅を設定した。②梁主筋量は、梁主筋量の割り増しにより接合部への入力が増加した場合の影響を把握する。③ダボ筋の有無は、影響が大きいと思われる低軸力部分においてダボ筋の効果を把握する。

加力方法は、柱に一定軸力(9800kN, 7355kN, 980kNの3種類)を導入し、梁には左右逆対称のせん断力を正負繰り返し作用させた。載荷履歴は層間変形角 R (梁加力点の鉛直変位を梁スパンで除した値)で制御し、 $R=0.0025\text{rad}$ を1回、0.005, 0.01, 0.02, 0.05 radを2回ずつ繰り返し、最終的に0.1radまで加力した。

3. 実験結果および考察

3.1 実験結果

試験体 No.1~No.4 の実験経過は、ほぼ同様の傾向を示した。ひび割れに関しては、層間変形角 $R=0.0005\text{rad} \sim 0.0015\text{rad}$ で梁曲げひび割れが生じ(図-3①)、 $R=0.0045\text{rad} \sim 0.0055\text{rad}$ で接合部パネルに斜めひび割れが生じた(図-3

②)。 $R=0.005\text{rad} \sim 0.01\text{rad}$ で、梁曲げ降伏とほぼ同時に柱鋼管のコーナー部から斜め45度にひび割れが生じた(図-3③)。 $R=0.02\text{rad}$ で梁主筋の割裂ひび割れのようなひび割れが生じた(図-3④)、また柱鋼管の支圧プレートに沿ってかぶりコンクリートが圧壊した(図-3⑤)。

試験体 No.5 は、層間変形角 $R=0.00075\text{rad}$ までに、梁曲げひび割れが生じたが、その後はひび割れが発生せず、層間変形角 $R=0.01\text{rad}$ で梁主筋の一部が降伏し、層間変形角 $R=0.05\text{rad}$ のサイクルで接合部に斜めひび割れが生じた。

図-4 に示す荷重-層間変形関係については、試験体 No.1~No.4 はいずれも層間変形角 $R=0.01\text{rad}$ まで処女ループはほぼ完全な紡錘型となった。また、層間変形角 $R=0.005\text{rad} \sim 0.01\text{rad}$ で梁曲げ降伏した。その後も急激な耐力低下を起すことなく安定した挙動を示したが、繰返しサイクルではエネルギー吸収の少ない逆S字形の履歴ループとなった。試験体 No.5 では、層間変形角 $R=0.02\text{rad}$ サイクルから、その他の試験体とは全く異なる履歴面積が小さいS字形の履歴ループとなった。

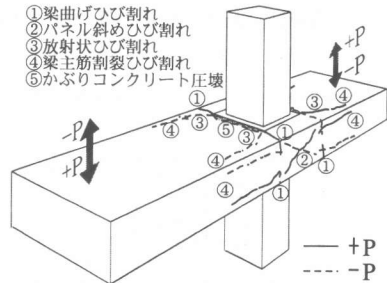


図-3 ひび割れ概略図

3.2 各実験因子の影響

各実験因子の影響を以下に検討する。

(1) 柱軸力の影響

柱軸力の影響を試験体 No.1, No.2, No.3 で比較する。図-5(1)より、3体ともほぼ同様の挙動を示しており、柱軸力の大小が荷重-層間変形関係に与える影響は小さいことが判った。

(2) 梁主筋量の影響

梁主筋量の影響を試験体 No.1, No.4 で比較する。試験体 No.4 の梁主筋量は、試験体 No.1 の

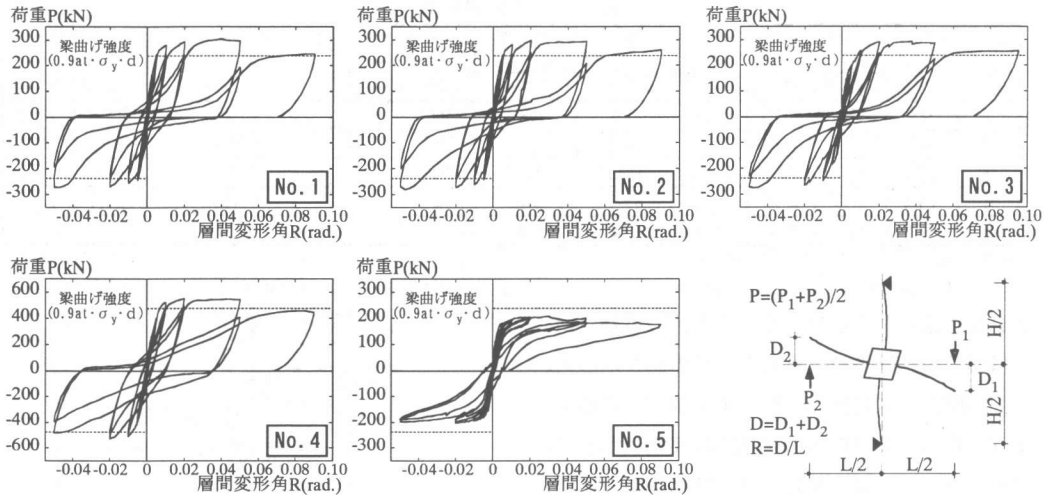


図-4 荷重-層間変形角関係

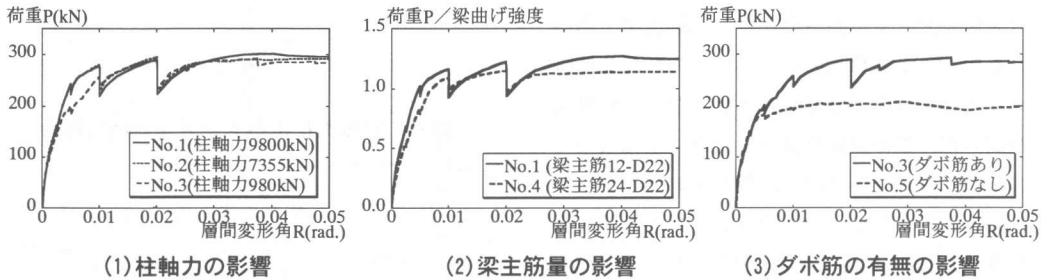


図-5 荷重-層間変形角関係包絡線

2 倍であり、梁から接合部パネルへの入力せん断力も 2 倍程度となる。両試験体とも梁曲げ耐力で決まったが、入力増による接合部等の破壊状況の差異は見られなかった。また比較のために図-5(2)では縦軸(荷重軸)を梁曲げ強度で除し無次元化しているが、耐力余裕度(最大耐力実験値/梁曲げ強度計算値)は試験体 No.1 が 1.20、試験体 No.4 は 1.15 と同程度であった。

(3) ダボ筋の有無の影響

ダボ筋の有無の影響を試験体 No.3, No.5 で比較する。前述したように、試験体 No.5 の履歴曲線は、No.3 を含むその他の試験体とは全く異なっていたが、包絡線の図-5(3)では、初期から $R=0.005\text{rad}$ 程度までの差異は少ないが、最大耐力は試験体 No.3 が梁曲げ強度を上回っているのに対し、No.5 は 200kN 近くで頭打ちとなった。また、図-6 に各部材の変形割合を示す。ここで

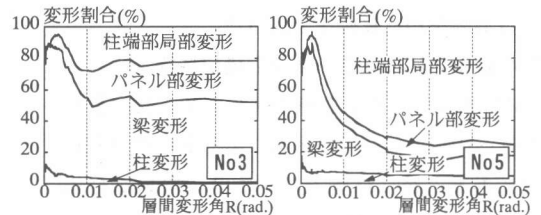


図-6 変形割合の推移

は、柱、梁、パネル変形が実測値であり、これらを全体変形から差し引くことで柱端部局変形を算出している。図-6 では試験体 No.5 の柱端部局変形が顕著であるが、これは実際に支圧プレート下の隙間を目視できる程の変形であり、最終サイクルではその隙間が 20mm 程度であった。このことからダボ筋は耐力・変形状ともに影響を与え、低軸力下においてはダボ筋の効果で剛接に近い挙動(No.3)が得られることが判った。

3.3 諸耐力の実験値と計算値の比較

実験結果一覧を表-3 に示す。表中の計算値

表-3 実験結果一覧

試験体 No.	梁曲げひび割れ bPc [kN]		梁曲げ降伏 bPy [kN]		接合部せん断ひび割れ pPc [kN]		最大耐力 Pu [kN]		柱軸力のモーメント抵抗計算値 iPy [kN]	初期剛性 K [kN/m]	
	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値 ¹⁾		実験値	計算値
1	93	122	245	226	244	439	302	238	1749	25.7	70.2
2	99	122	229	226	242	404	297	238	1311	29.0	70.1
3	111	111	231	226	190	188	293	238	175	29.4	65.4
4	114	132	439	451	374	445	549	476	1749	43.1	74.1
5	80	113	194	226	194	193	207	238	175	29.1	66.6

*注 表中の数値は、梁端での換算値

b_l : 梁内法スパン

1) 梁曲げ強度: $bPu = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d / b_l$ a_t : 引張鉄筋断面積, σ_y : 鉄筋降伏強度, d : 梁有効せい

の算出方法は3.5節に示す。梁曲げひび割れ耐力は実験値が計算値より若干低めの値を示した。梁曲げ降伏は試験体 No. 5 で実験値が計算値を下回ったが、それ以外の試験体は実験値が計算値を上回った。接合部せん断ひび割れ耐力は、柱軸力の高い試験体 No. 1~2, No. 4 で実験値が計算値を大きく下回った。これは幅広梁であることから、①計算上の接合部に入力される柱軸力による垂直応力度が過大評価となり、柱軸力が高い程、その影響を受けること、②幅広梁での接合部斜めひび割れを、接合部のせん断ひび割れと定義することの困難さ等が原因と考えられる。最大耐力に関しては、試験体 No. 5 だけが、実験値が計算値を下回ったが、それ以外の試験体は実験値が計算値を上回った。

3.4 柱軸力によるモーメント抵抗機構

本試験体は、柱に主筋が無い場合、接合部から柱への応力伝達は圧縮束によるものがほとんどである。特に低軸力でダボ筋のない試験体 No.5 では柱の端部をピン接合に近い状態と考えられる。そこで図-7に示すように柱の上下端部をピン接合と仮定した簡便なモデルで柱軸力から骨組水平耐力を計算した。その結果、計算値は実験値を概ね評価することができた。

3.5 復元力特性

復元力特性の検討に際し、剛接合の柱-梁架構に柱端部局変形の項を付加したモデルで実験結果と比較した。各部材の復元力特性を図-8のようにモデル化した。また骨組の復元力特性は、各部材の変形成分を累加して求めた。

(1) 柱の復元力特性

柱部材は曲げせん断変形するものと仮定し、

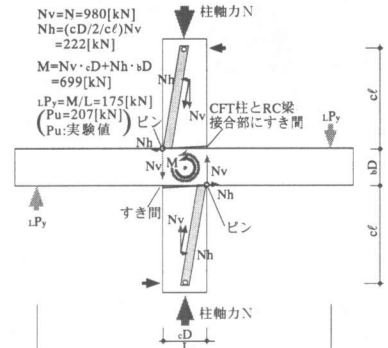


図-7 柱軸力によるモーメント抵抗機構

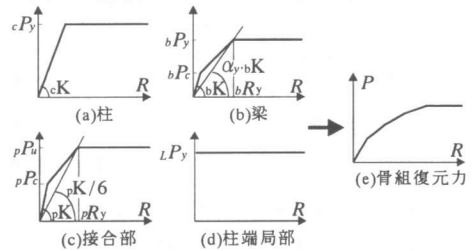


図-8 復元力特性モデル

曲げ降伏強度点を想定した二折線で表現した。

柱の曲げ降伏強度(cPy)は、SRC 規準²⁾短期許容曲げ耐力の一般化累加耐力とした。なお、実験では各試験体とも柱鋼管は弾性状態(最大でも歪度 0.05%)で、降伏しなかった。

(2) 梁の復元力特性³⁾

梁部材は曲げせん断変形するものと仮定し、①曲げひび割れ強度点、②曲げ降伏強度点を想定した三折線で表現した。

梁の曲げひび割れ強度(bPc)は式(1)とした。

$$bPc = 0.56 \sqrt{\sigma_B} \cdot Z_e / b_l \quad (1)$$

ここで、 Z_e : 梁断面係数(鉄筋を考慮)

b_l : 梁内法スパン

σ_B : コンクリート圧縮強度

梁の曲げ降伏強度(bPy)は式(2)とした。

$$bPy = j_i \cdot a_t \cdot \sigma_y / b_l \quad (2)$$

ここで j_t : 梁主筋間距離, σ_y : 鉄筋降伏強度
 a_t : 梁引張主筋断面積
 梁曲げ降伏時の変形 (bR_y) は式(3)とした。

$$bR_y = bP_y / (\alpha_y \cdot bK) \quad (3)$$

ここで bK : 梁初期剛性

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043a/bD) \cdot (d/bD)^2$$

n : ヤング係数比, p_t : 梁主筋鉄筋比

a : シヤースパン長, d : 梁有効せい

bD : 梁せい

(3) 接合部パネルの復元力特性

接合部パネルは、せん断変形のみを仮定し、復元力特性を①せん断ひび割れ強度点、②せん断強度時を想定した三折線で表現した。

せん断ひび割れ強度 (pP_c) は式(4)の主応力度式とした。

$$pP_c = (B' \cdot cD \cdot p\tau_c) \cdot d / (L - cD - d \cdot L/H) \quad (4)$$

$$\text{ここで } p\tau_c = \sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_0}$$

cD : 柱せい, B' : 柱幅と梁幅の平均

σ_0 : 作用軸応力度, $\sigma_T = 0.313\sqrt{\sigma_B}$

接合部せん断強度⁴⁾ (pP_u) は式(5)とした。

$$pP_u = (B' \cdot cD \cdot p\tau_u) \cdot d / (L - cD - d \cdot L/H) \quad (5)$$

$$\text{ここで } p\tau_u = 1.56\sqrt{\sigma_B}$$

せん断強度時の変形 (pR_y) は式(6)とした。

$$pR_y = pP_u / (pK/6) \quad (6)$$

ここで pK : 初期剛性

(4) 柱端部局部変形の復元力特性

柱端部局部変形は、「3.4 柱軸力によるモーメント抵抗機構」から計算した柱端部が浮き上

がる耐力 ($L P_y$) を用いて剛塑性に表現した。

復元力特性計算値と実験結果を比較し、図-9に示す。初期剛性(表-3)に関しては、全試験体で実験値が小さい値となった。これは本架構が剛接合でないことに起因していると思われる。その結果、第2折点過ぎまで計算値の変形が実験値より若干小さい傾向となった。また、柱軸力の小さい試験体 No.3, No.5 では、前節で述べた柱軸力によるモーメント抵抗機構により最大耐力が決定するが、ダボ筋のある試験体 No.3 は実際にはダボ筋が降伏しており⁽¹⁾、柱端部が浮き上がることを考慮した場合よりも、ダボ筋が有効に作用したと判断し剛接合とした場合の方が、実験値との対応が良好であった。

3.6 幅広梁の影響

幅広梁の場合、梁断面の全応力を柱に伝達出来るとは限らない。そこで柱幅より外側部分の梁からの応力を、ねじりモーメントによる伝達であると表現した研究⁵⁾がある。狩野・吉崎^{6),7)}は、RC造の柱-フラットスラブ接合部において、ねじれ強度を式(7)により求めている。その考えを利用して Hatamoto⁵⁾らは、RC造の柱-幅広梁接合部において、柱幅より外側部分の梁応力の伝達を式(8)に示すようにねじりモーメントによる伝達と仮定し、式(7)によるねじれ強度と比較している。

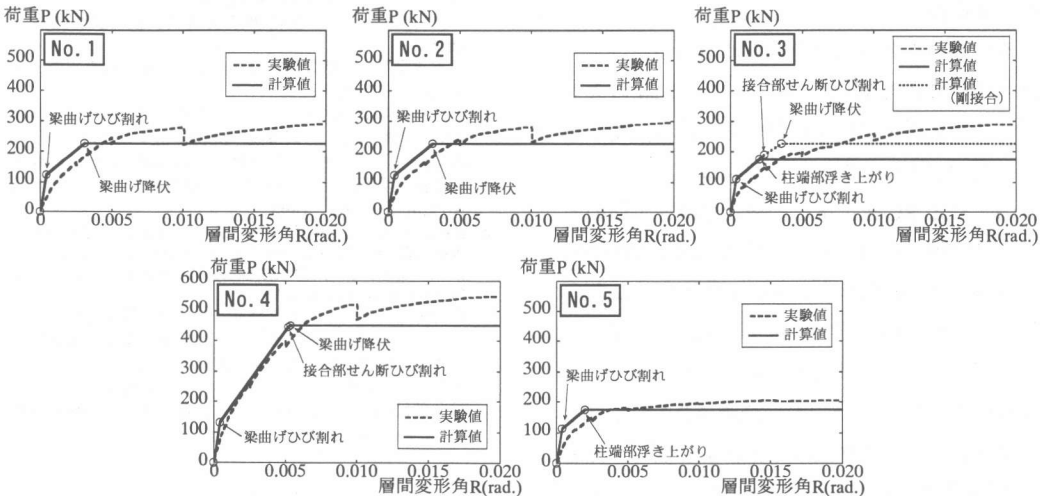


図-9 骨組の復元力特性

$$c\tau_t = 2.01\sqrt{\sigma_B} \quad (7)$$

$$e\tau_t = M_t/W_t \quad (8)$$

ここで $M_t = Q_b (n'/n) b l$

$$W_t = \frac{1}{2} \times d_b^2 \times d_c \times \left(1 - \frac{1}{3} \times \frac{d_b}{d_c}\right)$$

Q_b : 梁端せん断力 (最大耐力実験値)

n : 全幅の梁主筋本数

n' : 柱幅より外側の梁主筋本数

$b l$: 梁内法スパン

d_b, d_c : 梁せい(主筋間距離), 柱せい

ここで, 本実験に関して Hatamoto らと同様の検討を以下に行った。結果を表-4 に示す。試験体 No.1~No.3 は, ねじれ強度の実験値と計算値の比 ($c\tau_t/e\tau_t$) が 0.93~1.02 となり比較的良好対応を示したが, 梁主筋量の多い試験体 No.4 では ($c\tau_t/e\tau_t$) が 2.56 となり, 式(7)によるねじり強度を大きく上回った。ここで図-10 の梁主筋歪分布に着目すると, 柱幅よりも外側である最外列の梁主筋では梁圧縮側においても引張り歪が生じており, 接合部内でのねじりによる応力伝達だけでなく, 梁圧縮側からも CFT 柱に応力伝達がなされていたと考えられる。No.1 についても

表-4 ねじれ強度

試験体 No.	$c\tau_t$	$e\tau_t$	$c\tau_t/e\tau_t$
	[N/mm ²]		
1	13.6	13.0	0.95
2	13.7	12.7	0.93
3	12.3	12.6	1.02
4	13.8	35.3	2.56
5	12.6	8.9	0.71

4. まとめ

本研究の主要な成果を以下に述べる。

- 1) 各試験体とも層間変形角 $R=0.091\text{rad}$ の大変形時でも所定の柱長期軸力を保持し, 変形追従性能が十分にあることが判った。
- 2) CFT 柱と RC 幅広梁との接合部にダボ筋のある試験体 (No.1~No.4) では, 通常の剛接合の RC 柱梁接合部と同様な挙動を示した。No.1~No.4 は, 梁曲げ降伏が先行し, 最大耐力実験値は梁曲げ強度計算値を上回った。
- 3) 柱低軸力でダボ筋の無い試験体 (No.5) では, 最大耐力実験値が梁曲げ強度より低く, 荷重-変形関係が S 字形の履歴曲線となった。また,

同様の傾向が見られることから, 幅広梁ではねじり以外の応力伝達経路を考慮する必要があると思われ, 今後の検討課題である。

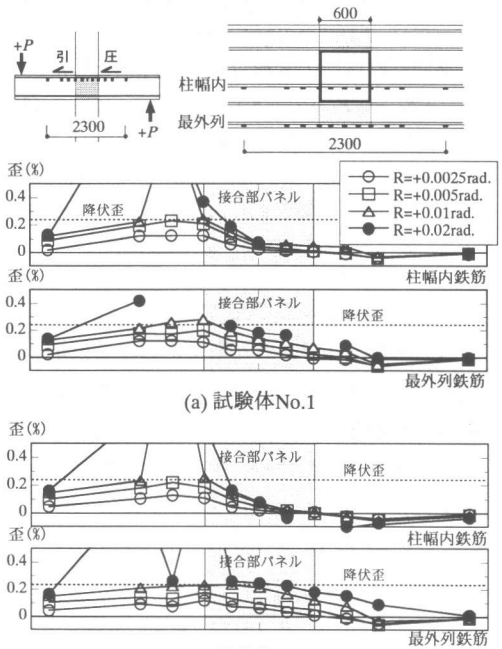


図-10 梁主筋の歪分布

柱の端部をピン接合と仮定し, 柱軸力によるモーメント抵抗機構から算出した耐力計算値は実験値を概ね評価することができた。

- 4) RC 骨組の方法に倣った柱・梁・接合部パネルの復元力特性に, 柱端部局所の復元力特性を累加した骨組の復元力特性は, 実験結果を概ね評価することができた。

参考文献

- 1) 山本幸正, 丸田 誠, 岡安隆史, 中村雅彦, 大川潤: CFT 柱-RC 梁架構の耐震性能確認実験 (その 1, その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1275-1278, 2000.9
- 2) 日本建築学会: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算標準・同解説, 1987 改定版
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針 (案)・同解説, pp.321-323, 1997
- 4) 丸田誠・別所登志, 中村雅彦: 超高層 RC 骨組の耐震性能確認実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, No.2, pp.547-552, 1993
- 5) Hatamoto, H., Bessho, S., Matsuzaki, Y., : Reinforced Concrete Wide Beam To Column Subassemblages Subjected To Lateral Load, ACI SP-123 (Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance), 1991
- 6) 狩野芳一, 吉崎征二: フラットプレート構造の柱スラブ接合部に関する研究 (その 1), 日本建築学会論文報告集 No.288, pp.39-47, 1980.2
- 7) 狩野芳一, 吉崎征二: フラットプレート構造の柱スラブ接合部に関する研究 (その 4), 日本建築学会論文報告集 No.309, pp.29-40, 1981.11