

RC 十字形部分架構内の梁部材の耐震性能評価に関する研究

正会員 ○ 王 磊\*  
同 北山 和宏\*\*  
同 見波 進\*\*\*

RC 構造 十字形部分架構 梁  
各種限界状態 残留ひび割れ幅最大値 耐震性能

1. はじめに

近年、建物の構造設計を性能規定化する動きが活発化しており、2004年に日本建築学会から「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説」<sup>1)</sup>が刊行され、限界耐力計算法が提示された。鉄筋コンクリート(以下、RC と略す)構造の梁部材の性能設計では、鉄筋の降伏、残留ひび割れ幅などの物理量を用いて修復限界等の各種限界状態に対応する部材角の評価が必要となる。そこで、本研究では梁部材の復元力特性に対する主要な影響因子である梁主筋径およびせん断スパン比を変動因子として、RC 十字形柱梁部分架構の水平力繰返し載荷実験を行った。本論では梁の各種限界状態を検討した。

2. 実験概要

2.1 対象試験体概要

表-1 に試験体諸元、表-2 と表-3 にコンクリートと鋼材の材料特性、図-1 に試験体の形状と寸法を示す。試験体は縮尺約 1/2 の平面十字形柱梁部分架構 3 体で、柱断面 350×350mm は共通である。梁断面は試験体 W-1 および W-2 で 400×250mm、試験体 W-3 で 250×250mm である。柱軸力は圧縮一定 910kN(軸力比 0.14)、梁主筋は D22(W-1, W-3)及び D13(W-2)の 2 種類を用い、いずれの試験体も梁にはせん断補強筋として 2-D10@100 を配筋した。なお、柱と梁の曲げ終局強度の比は 2.7 から 4.9 であり、柱を十分に強くした。

2.2 実験方法

加力は、柱頭・柱脚をピン支持、梁端をローラー支持とし、試験体の柱頭に軸力及び水平力をジャッキによって与えた。加力サイクルは、層間変形角 R(加力点の水平変位を階高 2400mm で除したもの)=0.25%を 1 サイクル、R=0.5%を 2 サイクル、R=1,1.5,2,3,4%を 3 サイクル(W-3 は 5%まで)ずつ繰返し載荷した後、5%まで(W-3 は 6%まで) 押切載荷した。

3. 実験結果

図-2 に最終的なひび割れ状況を示す。全試験体で梁に曲げひび割れが生じ、変形の増大とともにせん断ひび割れが発生した。梁のかぶりコンクリートの圧縮ひび割れが生じた。試験体 W-1 では変形の増大とともに接合部パネルのせん断ひび割れが顕著になった。試験体 W-2 では梁部材角  $R_b=3.1\%$  からヒンジ領域のかぶりコンクリートの圧壊が顕著になり、最終的には梁主筋が露出するまで圧縮側コンクリートが剥落し、梁主筋が座屈した。梁せいの小さい試験体 W-3 では梁の圧縮側コンクリートの圧壊が生じると、それ以降に新たな曲げやせん断によるひび割れの発生や進展は減少した。

図-3 に梁曲げモーメント-部材角関係を示す。図中の▲、◆、●はそれぞれ梁主筋降伏、観察による梁かぶりコンクリート圧壊および最大曲げ耐力を示す。細い水平破線は梁断面の最大曲げ耐力(平面保持仮定による断面解析)を示す。太実線は文献 1) によって評価した復元力特性の骨格曲線を示す。試験体 W-1 では梁主筋が降伏した後、柱梁接合部せん断破壊で耐力が決まった。試験体 W-2 と W-3 では梁の主筋降伏後にヒン

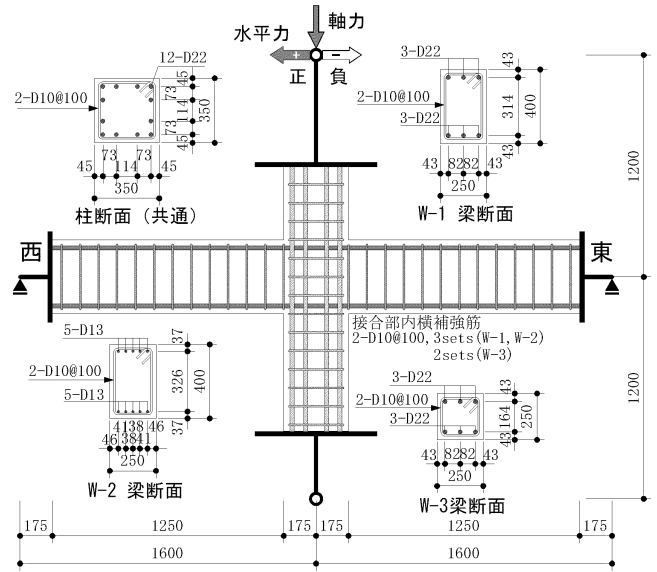


図-1 試験体概要

表-1 試験体諸元一覧

試験体名		W-1	W-2	W-3
軸力		910kN 圧縮一定 [軸力比 0.14]		
梁	梁断面(mm)	250×400	250×250	250×250
	主筋(上下とも)	3-D22	5-D13	3-D22
	あばら筋	2-D10@100 ( $p_w=0.57\%$ )		
	せん断スパン比	4.0	3.9	6.9
柱	柱断面(mm)	350×350		
	配筋	主筋: 12-D22、帯筋 2-D10@100		
接合部横補強筋		2-D10@100, 3sets	2-D10@100 2sets	
梁の曲げ終局時モーメント <sup>1)</sup> kN・m		151.3	84.4	84.4
柱の曲げ終局時モーメント <sup>2)</sup> kN・m		388.2	388.3	388.8
柱-梁曲げ強度比		2.74	4.92	4.58

1) 平面保持仮定による断面解析結果; 2) 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 式(解 5.3.2)

表-2 コンクリートの力学特性

試験体名	圧縮強度 (MPa)	割線剛性* (GPa)	割裂引張強度 (MPa)
W-1	54.7	31.5	2.7
W-2	54.8	30.9	3.2
W-3	56.2	32.9	3.4

表-3 鉄筋の力学特性

鉄筋	降伏応力度 (MPa)
D22	385
D13	373
D10	398

\* $1/3\sigma_B$ 時の割線剛性,  $\sigma_B$ : コンクリート圧縮強度

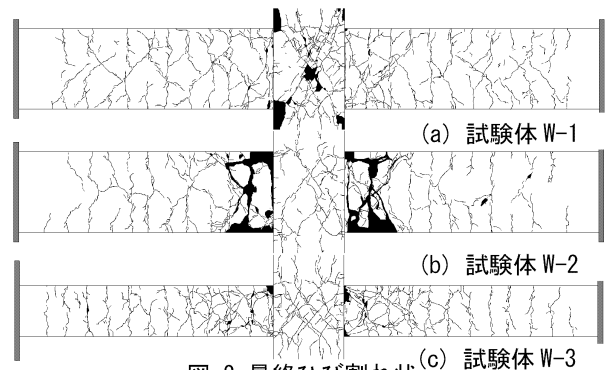


図-2 最終ひび割れ状

ジ領域のかぶりコンクリートの圧壊によって耐力が決まった。試験体 W-2 は紡錘形の復元力特性を示し、梁のかぶりコンクリートの圧壊・剥落と梁主筋の座屈が生じた。

試験体 W-1, W-3 は逆 S 形の復元力特性で、柱梁接合部パネル内の梁主筋の付着劣化により、履歴ループのピンチ化と梁付け根コンクリートの圧縮ひび割れが生じた。

全試験体で、梁主筋降伏までの復元力特性は文献 1 によって精度良く評価できた。試験体 W-1 と W-2 では、かぶりコンクリート圧壊時の梁部材角は実験では 1.4~3.2%であったのに対して、文献 1 による計算では 4.7~7.2%と 2 倍以上過大に評価した。これは、梁主筋の接合部パネルからの抜け出しによる変形とひずみシフトによる変形とを過大評価したことによる。

#### 4. 各種限界状態

梁部材の実験での各種限界状態を規定する損傷状況(文献 1 を修正)を表-4 に示す。ここでは使用限界、修復限界 I, II 及び安全限界状態を検討した。また、梁の具体的な損傷状況は梁主筋とせん断補強筋の降伏、梁かぶりコンクリートの圧壊(圧縮側の梁付け根に生じた梁軸方向のひび割れを目視で判断)、除荷時の残留ひび割れ幅及び梁曲げ耐力の低下状況で検討した。

表-4 実験での各種限界状態を規定する損傷状況

各種限界状態	具体的な損傷状況				
	梁主筋	せん断補強筋	かぶりコンクリートの圧壊	残留ひび割れ幅	曲げ耐力
使用限界	降伏しない	降伏しない	-	0.2mm 以下	曲げ耐力の最大値 $M_u$ 以下
修復限界 I	降伏を許容	ひずみが降伏ひずみの 2 倍以下	目視で判断	1.0mm 以下	
修復限界 II	-	-	-	2.0mm 以下	
安全限界	-	-	-	-	0.8 $M_u$

各限界状態を規定した損傷状況の検討結果一覧を表-5 に示す。実験値と文献 1 による計算値とを比較した。同表の数値は梁の荷重ピーク時の部材角である。また、実験と文献 1 に基づく梁部材の荷重-変形関係の包絡線と各種限界状態を図-4 に示す。実線が実験結果の包絡線、破線が計算結果を示し、左右の図はそれぞれ梁の上端引張時と下端引張時のものである。試験体 W-1 では梁主筋降伏後に接合部パネルがせん断破壊したので、梁部材の安全限界の評価は出来なかった。実験での使用限界は全試験体で主筋の降伏によって決まった。修復限界 I は実験・計算ともに残留ひびわれ幅 1.0mm で決まった。修復限界 I での荷重ピーク時部材角は、梁主筋に D13 を用いた試験体 W-2 では 0.81~1.00%で、D22 を用いた試験体 W-1 の 1.24~1.76%より小さかった。これは試験体 W-2 の残留部材角が試験体 W-1 より大きかったことによる。修復限界 II では、計算では全試験体で残留ひび割れ幅 2.0mm で決まったが、実験では梁せいが大きい試験体 W-1, W-2 ではかぶりコンクリート圧壊で決まり、そのときの荷重ピーク時部材角は 2.34~3.12%であった。安全限界について、試験体 W-2 では文献 2 による算定ではせん断破壊せず、平面保持仮定で完全付着の断面解析ではほとんど耐力低下しなかったため評価できな

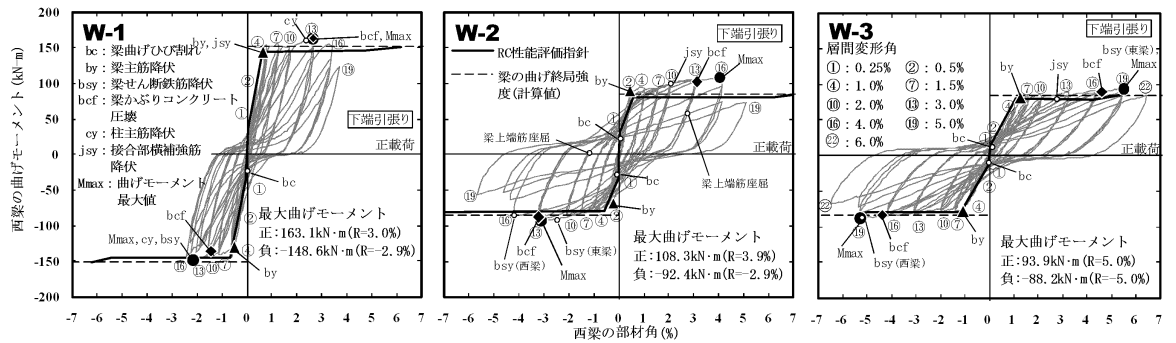


図-3 西梁曲げモーメント-部材角関係

表-5 各限界状態を規定した損傷状況の検討結果一覧

		使用限界		修復限界 I		修復限界 II		安全限界	
		$R_u$ (%)	要因	$R_u$ (%)	要因	$R_u$ (%)	要因	$R_u$ (%)	要因
W-1	上端引張	実験 0.61	主筋	1.76	残留ひび割れ	2.34	コンクリート	-	接合部破壊
	上端引張	計算値 0.66	主筋	1.46	残留ひび割れ	2.48	残留ひび割れ	6.37	せん断破壊
	下端引張	実験 0.63	主筋	1.24	残留ひび割れ	2.70	コンクリート	-	接合部破壊
W-2	上端引張	実験 0.39	主筋	0.81	残留ひび割れ	3.12	コンクリート	4.82	0.8 $M_u$
	上端引張	計算値 0.47	残留ひび割れ	1.23	残留ひび割れ	2.12	残留ひび割れ	-	評価できない
	下端引張	実験 0.45	主筋	1.00	残留ひび割れ	3.00	コンクリート	4.70	0.8 $M_u$
W-3	上端引張	実験 1.09	主筋	1.63	残留ひび割れ	3.62	残留ひび割れ	6.24	0.8 $M_u$
	上端引張	計算値 1.21	主筋	2.82	残留ひび割れ	4.97	残留ひび割れ	6.38	せん断破壊
	下端引張	実験 1.26	主筋	2.58	残留ひび割れ	4.65	残留ひび割れ	6.44	0.8 $M_u$
下端引張	計算値 1.11	主筋	2.74	残留ひび割れ	4.25	残留ひび割れ	6.28	せん断破壊	

(1)  $R_u$ : 梁の荷重ピーク時の部材角

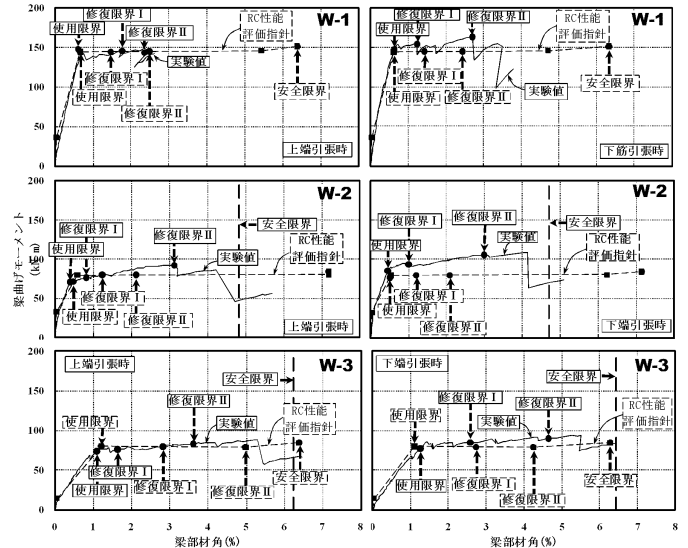


図-4 荷重-変形関係の包絡線と各種限界状態

い。試験体 W-3 では精度良く評価した。

#### 5. まとめ

RC 十字形柱梁部分架構 3 体の水平力繰返し荷重実験を行い、梁部材の各種限界状態を評価した。得られた知見を以下に示す。1) 梁部材の復元力特性は梁主筋降伏までは RC 性能評価指針(案)<sup>1)</sup>によって精度よく評価できた。しかしかぶりコンクリート圧壊時の梁部材角の評価は、梁せいが 400mm の場合には実験値の 2 倍以上過大になった。これは、梁主筋の接合部パネルからの抜け出しによる変形とひずみシフトによる変形とを過大評価したことによる。2) 修復限界 I まで実験値と RC 性能評価指針(案)<sup>1)</sup>による評価は概ね一致した。梁主筋に D13 を用いた時の修復限界 I での荷重ピーク時部材角は 0.91% (正負平均) で、D22 を用いた時 (同 1.50%) より小さかった。

参考文献 1) 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)・同解説, 2004.1; 2) 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・同解説, 1999.8

\* 首都大学東京都市環境科学研究科建築学域 修士(工学)

\*\* 首都大学東京都市環境科学研究科建築学域 教授 工博

\*\*\* 首都大学東京都市環境科学研究科建築学域 助教 博士(工学)

\* Graduate School of Engineering, Tokyo Metropolitan University, M. Eng.

\*\* Professor, Tokyo Metropolitan University, Dr. Eng.

\*\*\* Assistant Professor, Tokyo Metropolitan University, Dr. Eng.