

論文 梁主筋の付着性状に着目した鉄筋コンクリート梁の各種限界変形性能に関する研究

鈴木 清久^{*1}・王 磊^{*2}・北山 和宏^{*3}

要旨： 梁主筋径およびせん断スパン比を変動因子とした鉄筋コンクリート十字形柱梁部分架構を用いた実験を行い、梁主筋の付着性状の変化が梁部材の各種限界状態等に与える影響を検討し、また「RC性能評価指針(案)」の精度を検証した。梁主筋降伏までは梁部材の変形を構成する曲げ変形、せん断変形、接合部からの主筋の抜け出し、ひずみシフト成分はいずれも精度良く評価出来た。しかしかぶりコンクリート圧壊時では、実験結果より梁の4つの変形成分を求めた結果、その割合・値ともに計算値とは大きく異なった。主に接合部からの主筋の抜け出しとひずみシフト成分の精度が悪く、付着性能の正確な評価法の検討が必要である。

キーワード： 鉄筋コンクリート梁, 十字形部分架構, 限界状態, 降伏変形, コンクリート圧壊

1. はじめに

近年、建物の構造設計において性能規定化する動きが活発化しており、限界耐力計算法が制定された。鉄筋コンクリート(以下、RC)構造の梁部材の設計においては、各種限界状態に対応する変形の評価が必要となる。RC梁部材の各種限界変形について、降伏点を求める手法は、実験結果との比較により詳細に検証されてきたが、それ以降のかぶりコンクリート圧壊点やコアコンクリート圧壊点については全く検証されていない。これらの限界変形には、降伏後の梁主筋の柱梁接合部内での付着性状(すなわち主筋の抜け出し)が大きな影響を与えと考えられる。そこでここでは、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主な変動因子として十字形の柱梁部分架構試験体の水平加力実験を行った。梁部材の変形状態や主筋の歪みなどを詳細に測定し、「RC性能評価指針(案)」¹⁾(以下、文献1)で提案する各種限界変形の評価方法の精度を検証した。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

表-1に試験体諸元、表-2と表-3にコンクリートと鉄筋の材料特性、図-1に試験体概要を示す。試験体は縮尺約1/2としたスラブ無し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(試験体W-1, W-3)およびD13(試験体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。コンクリートの設計基準

表-1 試験体諸元

試験体名	W-1	W-2	W-3
軸力	910kN 圧縮一定 [軸力比0.14]		
梁断面(mm)	250×400		250×250
主筋(上下とも)	3-D22	5-D13	3-D22
あばら筋	2-D10@100(pw=0.57%)		
せん断スパン比	4.0	3.9	6.9
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, 3組		2-D10@100 2組
梁曲げ終局時モーメント ₁ , kN・m	151.3	84.4	84.4
柱曲げ終局時モーメント ₂ , 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の結果; 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)(文献2)

表-2 コンクリート材料特性

試験体名	W-1	W-2	W-3
圧縮強度(MPa)	54.7	54.8	56.2
割線剛性 _σ (GPa)	31.5	30.9	32.9
割裂引張強度(MPa)	2.7	3.2	3.4
圧縮強度時ひずみ(%, mm/mm)	0.27	0.26	0.25

*1/3 σ_u時の割線剛性、σ_u: コンクリート圧縮強度

表-3 鉄筋材料特性

鉄筋	D22	D13	D10
降伏応力度(MPa)	385	373	398
降伏ひずみ(%, mm/mm)	0.20	0.21	0.23
引張強さ(MPa)	599	569	524

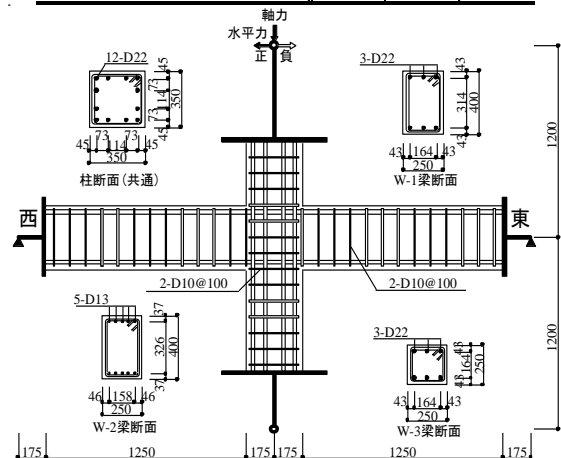


図-1 試験体概要

*1 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科 建築学域 博士前期課程 (学生会員)

*2 青島騰遠設計事務所株式会社 構造一所 修士(工学) (正会員)

*3 首都大学東京 都市環境学部 建築都市コース 教授 工博 (正会員)

強度は 40N/mm^2 とし、コンクリートは縦打ちとした。梁に対する柱の曲げ終局強度の節点比(柱梁曲げ強度比)は、試験体 W-1 が 2.74, W-2 が 4.92, W-3 が 4.58 である。

2.2 実験方法

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および水平力を与えた。鉛直方向のジャッキで一定圧縮軸力を導入した後、水平ジャッキにより正負交番繰返し载荷を行った。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 で除したのもの) $=0.25\%$ 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) ずつ繰返し载荷後、5% まで(W-3 は 6% まで) 押し切载荷した。

3. 実験結果

3.1 ひび割れ状況

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が圧壊した。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 では梁ヒンジ領域のせん断ひび割れが変形とともに大きく開口し、層間変形角 3% から梁のせん断力方向のずれが顕著になり、それ以降に梁のせん断耐力が低下した。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

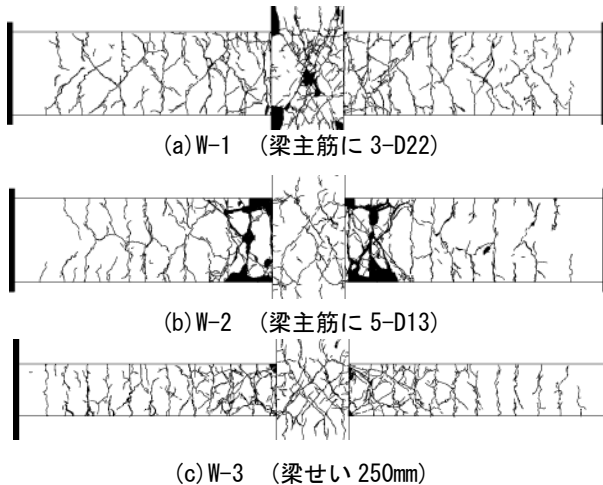


図-2 ひび割れ状況

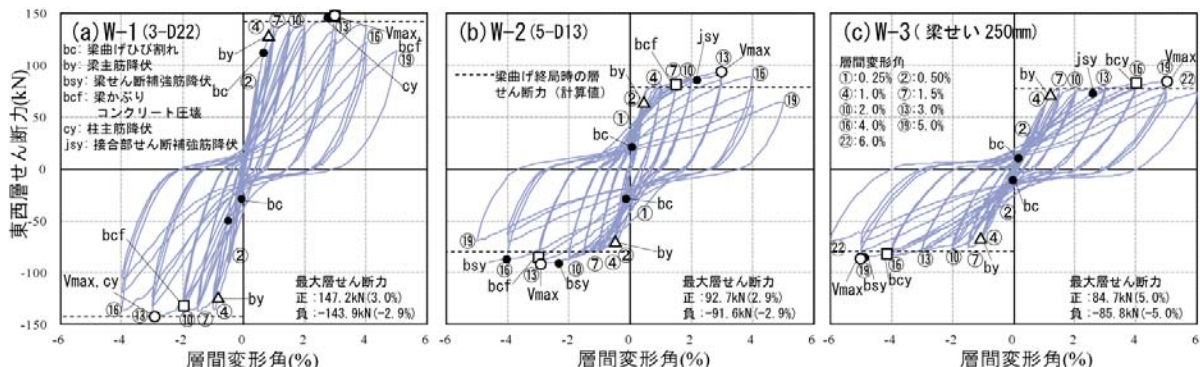


図-4 層せん断力-層間変形角関係

座屈した。試験体 W-3 では梁の圧縮側コンクリートの圧壊・剥落が生じると、それ以降に新たに曲げやせん断によるひび割れの発生や進展は減少した。

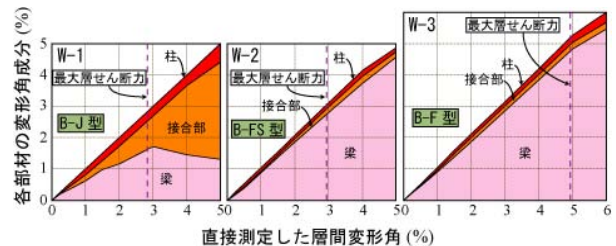
3.2 破壊状況

図-3 に層間変形を構成する柱、梁および柱梁接合部パネルの各変形成分の推移を示す。ただし、試験体 W-1 では層間変形角 1.5% までは各変形成分の測定値を用いたが、それ以降は柱梁接合部パネルのせん断損傷が顕著になり、梁たわみ測定信頼性が損なわれたため、層間変形から柱および接合部パネルの変形成分を差し引いたものを梁の変形成分とした。

破壊性状は、各試験体で異なった。試験体 W-1 は梁主筋が降伏した後、柱梁接合部破壊で耐力が低下した(B-J 型破壊)。試験体 W-2 は梁の主筋降伏後に層間変形角 2.9% で最大層せん断力に達し、その後に梁上下の曲げひび割れが危険断面を貫通し、梁ヒンジ域でのせん断変形成分の増加を伴った急激な耐力低下を示した(B-FS 型破壊)。試験体 W-3 は梁主筋降伏後、層間変形角 5% で最大耐力に達し、その後曲げ変形成分の急増に伴い耐力低下を示した(B-F 型破壊)。

3.3 層せん断力-層間変形角関係

図-4 に層せん断力-層間変形角関係を示す。層せん断力は、測定した両梁のせん断力の釣り合いから求めた。図中の Δ , \square および \circ はそれぞれ梁主筋降伏時、観察による梁かぶりコンクリート圧壊時、最大層せん断力時を示す。破線は梁曲げ終局時の層せん断力(平面保持仮定による断面解析結果)を示す。試験体 W-1 及び W-2 は層間変形角 3% 程度、W-3 は層間変形角 5% で最大耐力に達し、その後耐力低下が生じた。梁主筋に 5-D13 を用いた試験体 W-2 は、主筋降伏後は変形とともに紡錘形の履歴形状



を示し、梁主筋に3-D22を用いた試験体W-1、W-3では梁主筋降伏以降は逆S字形の履歴ループを描いた。せん断スパン比の大きい試験体W-3の初期剛性は小さかった。

3.4 鉄筋の降伏状況

表-4に鉄筋降伏状況、図-5に降伏位置と鉄筋の降伏順序を丸囲み数字で示す。全試験体で梁主筋の降伏が先行した。柱梁曲げ強度比が相対的に小さい試験体W-1では梁主筋と接合部せん断補強筋が同時に降伏した。その後層せん断力が最大に達すると、ほぼ同時に危険断面位置の柱主筋が降伏し、層間変形角4.3%で柱危険断面の西上二段目主筋も降伏した。試験体W-2とW-3では梁主筋の降伏後に梁のせん断補強筋と接合部のせん断補強筋も降伏した。試験体W-3では層せん断力最大時(R=5%)に梁危険断面から約1.5D(D:梁せい)の領域における、せん断補強筋がほぼ降伏した。

表-4 鉄筋降伏状況 (R:層間変形角)

降伏位置	W-1		W-2		W-3		
	降伏 順番	R(%)	降伏 順番	R(%)	降伏 順番	R(%)	
梁鉄筋	西梁上端筋, 東梁下端筋	②	-0.82	②	-0.34	②	-1.11
	西梁下端筋, 東梁上端筋	①	0.84	①	0.50	①	1.18
	西梁せん断補強筋	⑥	-2.88	⑤	-4.02	⑥	-4.92
	東梁せん断補強筋	—	—	③	-2.33	⑤	5.00
柱主筋	西上二段目主筋	⑤	2.74	—	—	—	—
	西上二段目主筋	⑧	4.32	—	—	—	—
	西下二段目主筋	⑥	-2.88	—	—	—	—
	東上二段目主筋	⑨	4.56	—	—	—	—
	東下二段目主筋	⑦	3.87	—	—	—	—
接合部せん断補強筋	③	-1.00	④	2.17	④	-2.90	
	①	0.84	—	—	—	—	
	④	-1.50	—	—	③	2.55	

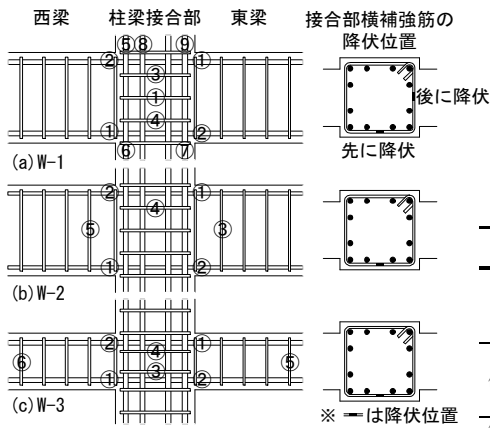


図-5 鉄筋降伏状況

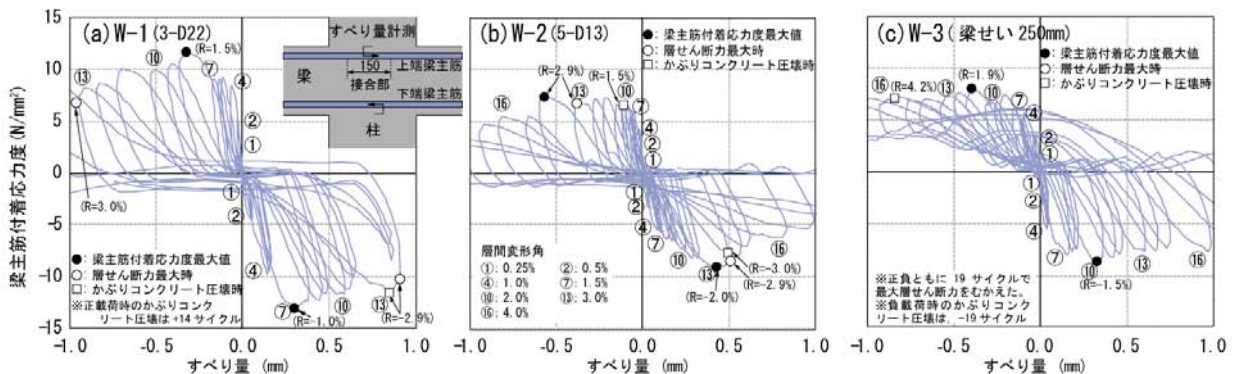


図-6 梁主筋の接合部中央での付着応力度—すべり量関係

3.5 梁主筋の接合部内付着性状

図-6に梁主筋に各試験体の接合部中央区間(区間長さ150mm)の付着応力度と接合部中央での梁主筋すべり量との関係を示す。図中の●は最大付着応力度を、○は層せん断力最大時を、□はかぶりコンクリート圧壊時をそれぞれ示す。梁隅主筋中央に溶接したネジ棒の直近のコンクリートに対する移動量を変位計で測定し、すべり量とした。梁主筋の軸力は梁主筋に貼付した歪ゲージの出力をRamberg-Osgoodモデルにより応力変換し求め、区間両端の引張力の差分を付着力とした。各試験体の履歴ループは最大層せん断力以前にS字形となった。主筋にD22を用いたW-1、W-3では最大付着応力度になった後に最大層せん断力に達した。その一方で主筋にD13を用いた試験体W-2では最大層せん断力に達するまで良好な付着を保持した。

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を表-5¹⁾に示す。ここでは使用限界, 修復限界I, 修復限界IIおよび安全限界について検討した。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ひび割れを目視で判断), 除荷時の残留ひび割れ幅, および梁耐力の低下状況で検討した。

各種限界状態を規定した損傷状況の結果一覧を表-6に示す。実験値とRC性能評価指針(案)¹⁾の計算値を比較した。同表の数値は梁の載荷ピーク時の部材角である。また実験と文献1に基づく梁部材角の荷重—変形関係の包絡線と各種限界状態を図-7に示す。実線が実験結果の

表-5 各種限界状態を規定する損傷状況 (Mu:最大曲げモーメント)

各種限界状態	具体的な損傷要因				
	梁主筋	せん断補強筋	かぶりコンクリートの圧縮応力度がコンクリートの圧縮強度の2/3以下	残留ひび割れ	曲げ耐力
使用限界	降伏しない	降伏しない	かぶりコンクリートの圧縮応力度がコンクリートの圧縮強度の2/3以下	0.2mm以下	—
修復限界I	降伏歪みの2倍以下	降伏歪みの2倍以下	かぶりコンクリートの圧縮応力度がコンクリートの圧縮強度以下	1mm以下	
修復限界II	—	—	圧壊	2mm以下	
安全限界	破断	せん断破壊	—	—	
				0.8Mu以下	

表-6 各種限界状態の決定要因

	W-1				W-2				W-3				
	上端鉄筋		下端鉄筋		上端鉄筋		下端鉄筋		上端鉄筋		下端鉄筋		
	Rb(%)	要因	Rb(%)	要因	Rb(%)	要因	Rb(%)	要因	Rb(%)	要因	Rb(%)	要因	
使用限界	実験	0.61	主筋	0.63	主筋	0.39	主筋	0.45	主筋	1.09	主筋	1.26	主筋
	計算値	0.66	主筋	0.61	主筋	0.47	残留ひび割れ	0.5	残留ひび割れ	1.21	主筋	1.11	主筋
修復限界 I	実験	1.76	残留ひび割れ	1.24	残留ひび割れ	0.81	残留ひび割れ	1	残留ひび割れ	1.63	残留ひび割れ	2.58	残留ひび割れ
	計算値	1.46	残留ひび割れ	1.42	残留ひび割れ	1.23	残留ひび割れ	1.21	残留ひび割れ	2.82	残留ひび割れ	2.74	残留ひび割れ
修復限界 II	実験	2.34	かぶりコンクリート	2.7	かぶりコンクリート	3.12	かぶりコンクリート	3	かぶりコンクリート	3.62	残留ひび割れ	4.65	残留ひび割れ
	計算値	3.48	残留ひび割れ	2.44	残留ひび割れ	2.12	残留ひび割れ	2.09	残留ひび割れ	4.97	残留ひび割れ	4.25	残留ひび割れ
安全限界	実験	—	接合部破壊	—	接合部破壊	4.82	0.8Mu	4.7	0.8Mu	6.24	0.8Mu	6.44	0.8Mu
	計算値	6.37	せん断破壊	6.33	せん断破壊	—	評価できない	—	評価できない	6.38	せん断破壊	6.28	せん断破壊

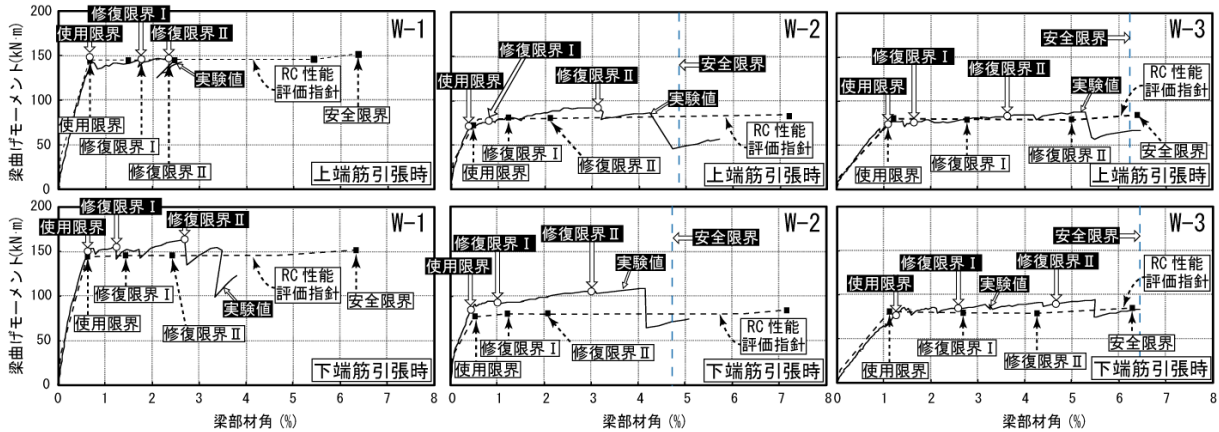


図-7 梁部材の荷重-変形関係の包絡線と各種限界状態

包絡線、破線が計算結果を示し、上下の図はそれぞれ梁の上端筋引張時と下端筋引張時を示す。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 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。修復限界 II において、計算では全試験体で残留ひび割れ 2.0mm により決まったが、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の圧壊で決まり、その時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文献 1 では評価できなかった。一方、試験体 W-3 における文献 1 による評価は精度が良かった。

5. 梁変形の構成成分

現在、RC 性能評価指針(案)¹⁾において各種限界変形は、せん断変形による部材角:R_s、梁主筋の柱梁接合部からの抜け出しによる付加変形:R_{pi}、ひずみシフトによる付加変形:R_b、弾性曲げ変形による部材角:R_f の 4 つの変形成分の和として計算される 4 成分の概念図を図-8 に示す。ひずみシフトとは梁ヒンジ域での主筋の付着劣化に伴う主筋の抜け出しや、曲げひび割れによる付加変形である。梁主筋降伏時とかぶりコンクリート圧壊時の変形成分の実験値と文献 1 による評価値を比較する。実験における 4 成分はそれぞれ以下に基づいて算出した。

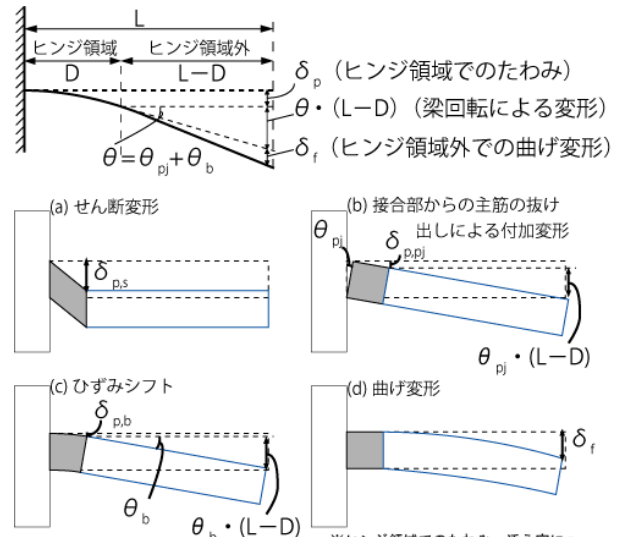


図-8 各変形成分の概念図

5.1 主筋降伏時の梁変形の構成成分

(1) せん断変形

平石の提案した手法³⁾よりせん断変形によるたわみ量 $\delta_{p,s}$ を算出した。

(2) 梁主筋の接合部からの抜け出しによる付加変形

図-9 に接合部からの主筋の抜け出し量の算出法の概念図を示す。梁主筋の接合部からの抜け出しによる付加変形の回転角は式(1)を用いて算出する。

$$R_{y,pi} = \Delta_{y,pi} / d_n = (\Delta_s + \Delta_g) / d_n \quad (1)$$

接合部パネルの中央位置での梁主筋すべり量を Δ_s 、断面の回転中心から引張主筋までの距離を d_n とする。 d_n は梁上下に 2 つずつ設置した危険断面より 50mm の変位計のうち引張側の出力を線形補完し求めた。梁主筋接合部

中央位置の歪みと梁主筋引張側危険断面位置の歪みに基づき、その間の歪み分布を直線とし、その積分値を梁主筋接合部中央から危険断面までの伸び量 Δ_g とする。この和を接合部からの梁主筋の抜け出し量 $\Delta_{y,pj}$ とした。

(3) ひずみシフトによる付加変形

梁主筋に沿った付着応力度分布、およびそれに対応する歪み分布を図-10のように仮定する。この時、ひずみシフトによる危険断面での主筋の抜け出し量 $\Delta_{y,b}$ 、および回転角 $R_{y,b}$ は式(2)、(3)を用いて求める。

$$\Delta_{y,b} = \frac{1}{2} \varepsilon_y \cdot l_{bs} \cdot \frac{3L-2l_{bs}}{6L-3l_{bs}} \quad (2)$$

$$R_{y,b} = \Delta_{y,b}/d_n \quad (3)$$

ここで ε_y は梁主筋の降伏歪み、 l_{bs} は主筋の付着劣化長さである。主筋降伏時の l_{bs} は危険断面から $1/2D$ および D での主筋の歪みを線形補完し、降伏歪みを超えた点から危険断面までの距離とした。

(4) 曲げ変形

弾性曲げによる変形成分 $R_{y,f}$ は直接測定できない。そこで梁付け根の局所領域(図-8)の回転によって生じる部材角 R_c から、接合部からの主筋の抜け出し成分 $R_{y,pj}$ および、ひずみシフト成分 $R_{y,b}$ を除いたものを弾性曲げ変形成分 $R_{y,f}$ とした。そこで部材角 R_c は以下によって求めた。

$$R_c = (\sum_{i=1}^n \Delta\theta_i \cdot l_i)/L \quad (4)$$

図-11に曲げ変形を計測するための変位計設置状況を示す。ここで l_i は載荷点から i 盤面の測定区間の中心までの距離(mm)、 $\Delta\theta_i$ は各測定区間(図-11)における回転角、 L は梁スパン(mm)。また危険断面から50mm、 $D/2$ 、 D (D :梁断面の全せい)までの各区間を領域I~IIIとした。

(5) 計算値と実験値の比較

図-12にRC性能評価指針(案)¹⁾による梁主筋降伏時の各変形成分の計算値と(1)~(4)で算出した実験値を棒グラフで示す。いずれの試験体も曲げ変形成分が卓越し、全変形の65%~73%を占めた。これに対して文献1の評価では曲げ変形の割合が56%~67%となった。続いて主筋の抜け出し成分が大きく、実験では全変形の17%~29%を占めた。文献1の評価では18%~32%となり、こちらは精度良く評価出来た。また降伏時の梁部材角は、全試験体で文献1による評価が実験値に対して101%~133%となり、誤差30%の範囲に収まったが、実験を過大に評価した。これは上端筋において主筋の抜け出しによる付加変形を、下端筋において曲げ変形成分をそれぞれ過大に評価したためである。

5.2 かぶりコンクリート圧壊時の梁変形の構成成分

(1) 各変形成分の分離

かぶりコンクリート圧壊時の変形成分は図-8に示すようヒンジ領域とそれ以遠でのたわみに分けて算出した。ヒンジ領域でのたわみ δ_p は、せん断変形 $\delta_{p,s}$ 、接合部か

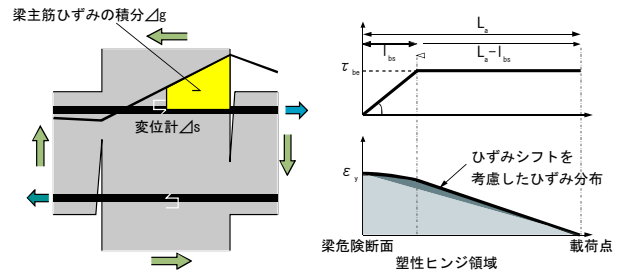


図-9 接合部からの主筋の抜け出し量算出法の概念図

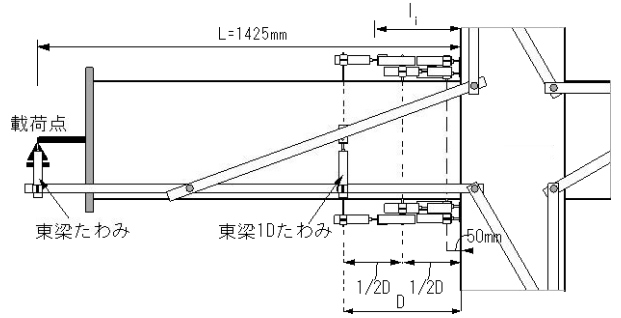


図-10 梁主筋の付着応力分布、歪み分布

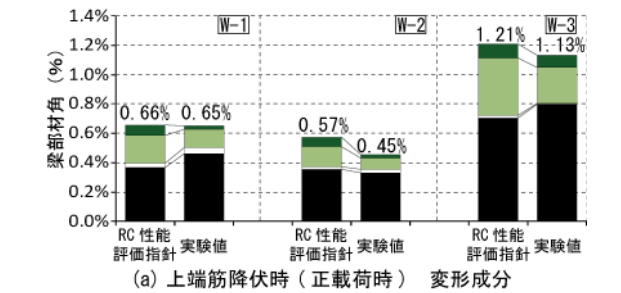


図-11 曲げ変形成分の算出法の概念図

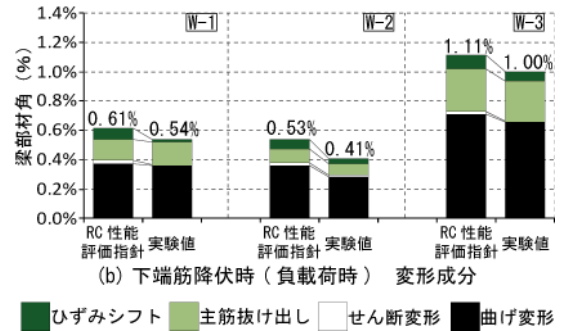


図-12 主筋降伏時の梁変形の構成成分

らの抜け出し変形 $\delta_{p,pj}$ およびひずみシフト変形 $\delta_{p,b}$ の和とした。この時、ヒンジ領域での弾性曲げ変形は微小なため無視した。またヒンジ領域での梁の回転角 θ は接合部からの主筋の抜け出しによる回転角 θ_{pj} とひずみシフトによる回転角 θ_b の和とした。 $\delta_{p,s}$ と $\delta_{p,pj}$ は5.1(1)(2)と同様に求めた。よって $\delta_{p,b}$ 、 θ_{pj} および θ_b は以下となる。この時 δ_p は梁危険断面から D (D は梁せいの)距離のたわみ変位計(図-12の東梁1Dたわみ)の出力値を用いた。

$$\delta_{p,b} = \delta_p - \delta_{p,s} - \delta_{p,pj} \quad (5)$$

$$\theta_{p,pj} = \delta_{p,pj}/D \quad (6)$$

$$\theta_b = \delta_{p,b}/D \quad (7)$$

ヒンジ領域以遠でのたわみは、ヒンジ領域での梁の回転角 θ によるたわみ $\theta \cdot (L-D)$ と、弾性曲げ変形によるたわみ δ_f の和である (L は梁のせん断スパン、図-8 上部参照)。 δ_f は直接測定出来ないため、梁の全たわみからヒンジ領域でのたわみ δ_p と、ヒンジ領域での梁回転によるたわみ $\theta \cdot (L-D)$ を除いた値とした。梁の全たわみは載荷点に設置した、たわみ変位計(図-12 の東梁たわみ)の測定値を用いた。

(2) 実験値と計算値の比較

図-14 にかぶりコンクリート圧壊時の各変形成分の計算値¹⁾と実験値を示す。各グラフの右上に、事象が起こった加力サイクル番号を示す。試験体ごとにかぶりコンクリート圧壊時の梁変形の構成成分が大きく異なった。

梁主筋に D22 を用いた試験体 W-1 では下かぶりコンクリート圧壊時(以下、正載荷時)は曲げ変形、接合部からの主筋の抜け出し変形、ひずみシフト変形が全変形の約 30% ずつを占めた。上かぶりコンクリート圧壊時(以下、負載荷時)は正載荷時に比べ曲げ変形が減少した。

梁主筋に D13 を用いた試験体 W-2 では正負載荷時ともに接合部からの主筋の抜け出し変形が小さく、それぞれ全変形の 10.3%、3.2% を占めるに留まった。これはかぶりコンクリート圧壊まで接合部内において梁主筋の付着が良好に保持されたためである(図-6(b))。他の変形成分は正負載荷時ともに曲げ変形が約 20%、せん断変形が約 15%、ひずみシフトが約 60% となった。

梁せいを 250mm と小さくした試験体 W-3 では、正負載荷時ともに曲げ変形が全変形の約 35%、せん断変形が約 3% となった。その一方で他の 2 成分では、正載荷時は接合部からの主筋の抜け出し変形が 18.3%、ひずみシフト変形が 42.5% となり、ひずみシフト変形が卓越したが、負載荷時は逆に接合部からの主筋の抜け出し変形が 49.1%、ひずみシフト変形が 12.1% と主筋の抜け出し変形が卓越した。これはかぶりコンクリート圧壊を観察した加力サイクルが異なったためである。下かぶりコンクリートが圧壊した後に、接合部内の梁主筋の付着が劣化し、その後上かぶりコンクリートの圧壊を観察した。同じサイクルにおける正負載荷での梁変形の構成成分はほぼ同じであった。すなわち前述の梁変形の構成成分の変化は、繰り返し載荷によって接合部内の梁主筋の付着が劣化した結果、接合部からの主筋の抜け出し変形が増加し、同時にひずみシフト変形が減少したためと考えられる。

かぶりコンクリート圧壊時の梁部材角の文献 1 による計算値は W-3 の負載荷時を除き、いずれの試験体も実験値を大幅に過大評価した。これはいずれも接合部からの主筋の抜け出し変形と、ひずみシフト変形を実験値に対して過大に評価したためである。

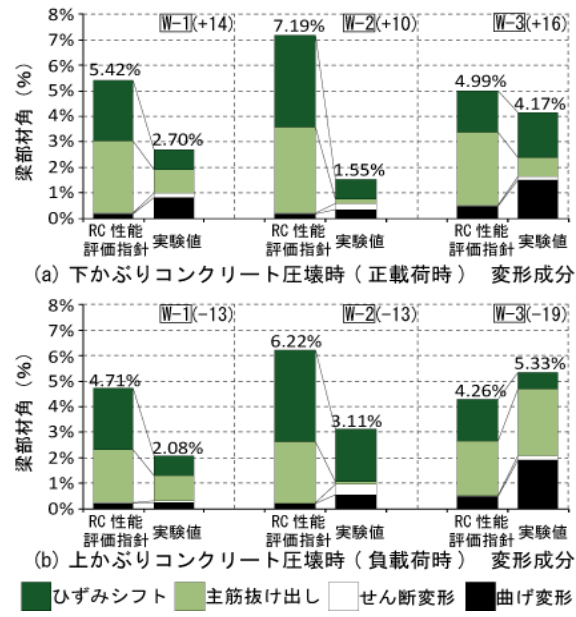


図-13 かぶりコンクリート圧壊時の梁変形の構成成分

6. まとめ

- (1) 柱梁曲げ強度比が 2.7 と十分に大きいにも関わらず、梁主筋および柱主筋の降伏後の大変形時に柱梁接合部パネルがせん断破壊した。
- (2) RC 性能評価指針(案)¹⁾による梁主筋降伏時(使用限界)の梁部材角は、実験値に対して誤差 30% の範囲に収まったが、実験を過大に評価した。これは上端筋において主筋の抜け出しによる付加変形を、下端筋において曲げ変形成分をそれぞれ過大に評価したためである。
- (3) かぶりコンクリート圧壊時(修復限界 II)の梁変形の構成成分は、試験体によって大きく異なった。梁主筋に D22 を用いた試験体 W-1 と W-3 では、W-1 の上かぶりコンクリート圧壊時を除き、曲げ変形が全変形の 1/3 を占めた。接合部からの主筋の抜け出し変形の全変形に占める割合は、接合部内の付着性状の良否によって 3% ~ 49% と大きく異なった。ひずみシフト変形は、試験体 W-3 の上かぶりコンクリート圧壊時を除き、全変形の 30 ~ 60% と多くの割合を占めた。接合部内の梁主筋の付着が劣化すると接合部からの主筋の抜け出し変形が増加し、ひずみシフト変形が減少する。
- (4) かぶりコンクリート圧壊時(修復限界 II)での指針¹⁾による梁部材角の評価は、接合部からの主筋の抜け出しとひずみシフトを過大評価した。

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
- 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
- 3) 平石久廣：耐震壁のせん断変形と曲げ変形の算定方法、日本建築学会論文報告集、No.333、pp.55-62、1983、11