論文　自己復元性のあるト型ＲＣ架構の履歴性状に関する研究

鳥辺　俊介[*1]・李　文聰[*2]・江崎　文也[*3]・中原　浩之[*4]

要旨：大地震で塑性化したRC柱の残留部材角をできるだけ小さくするRC構造の開発を目指すために，主筋にアンボンド高強度鉄筋を使用したRC柱で構成された中間層ト型骨組について，一定軸力下の水平力載荷実験を行い，従来のRC柱よりも残留変形が小さくなることを明らかにしたが，柱の軸力比が大きくなると残留部材角が多少大きくなることがわかった。また，梁主筋の定着方法の相違が架構の履歴性状に及ぼす影響を実験的に検討した結果，梁主筋を折り曲げ定着した場合は柱梁接合部のひび割れと剥落により残留部材角が大きくなることがわかった。

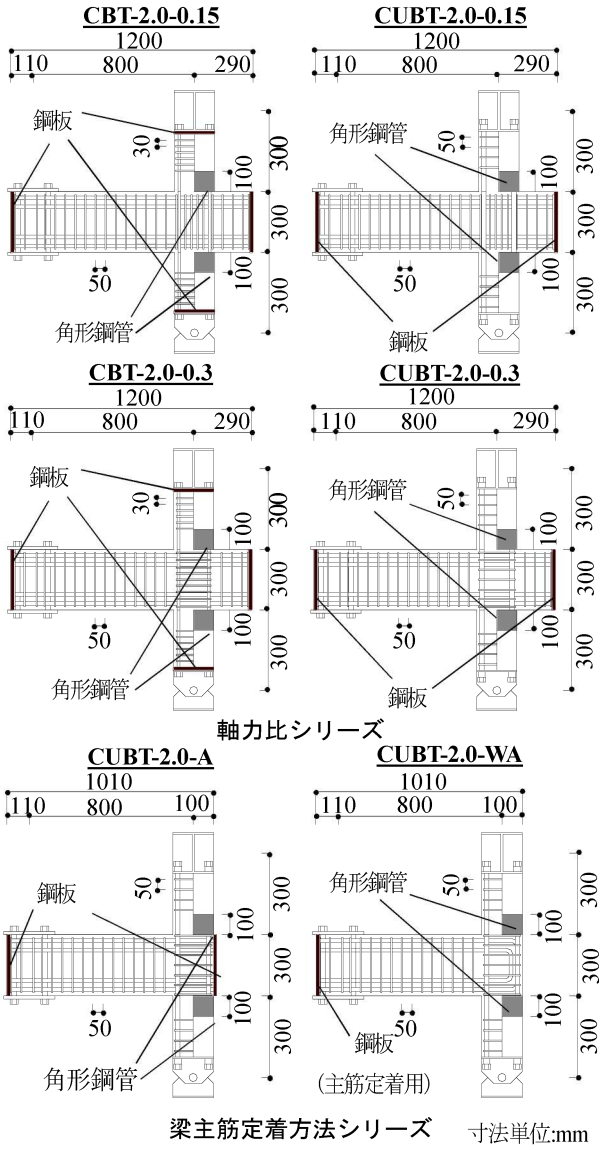
キーワード：アンボンド，高強度主筋，ト型，履歴性状，残留変形

1．序

大地震で塑性化したRC柱の残留部材角をできるだけ小さくするRC構造の開発を目指すために，主筋にアンボンド高強度鉄筋を用いたRC柱を提案し，一定軸力下の水平力載荷実験により残留変形がほとんど生じないことを明らかにした[1]。この研究に引き続き，一昨年度は主筋にアンボンド高強度鉄筋を使用したRC柱で構成された中間層十字型骨組の実験を行い，梁の剛性と耐力が大きくなれば，骨組の残留変形が小さくなることを明らかにした[2]。しかし，ト型架構の場合では残留変形に及ぼす影響は未解明である。そこで，アンボンド主筋で接合された中間層プレキャストRCト型架構の履歴性状に及ぼす柱軸力比の影響および実際に施工に使用されるような中間層ト型を想定し，梁が突き出していない試験体により，梁主筋の定着方法の相違が架構の履歴性状に及ぼす影響を実験的に明らかにするため，ト型架構の一定軸力下の正負繰返し水平力載荷実験を行なった。本論は，これらの実験結果とその検討について述べたものである。

2．実験計画

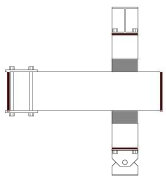
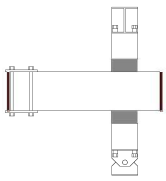
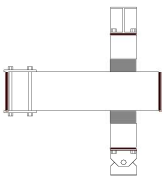
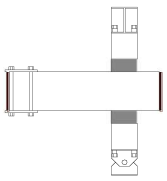
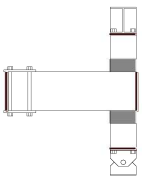
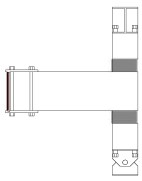
図－1に試験体の配筋及び形状，**表－1**に試験体一覧，**表－2**に使用した材料の力学的性質を示す。軸力比シリーズ試験体では，柱主筋として通常用いられる強度の異形鉄筋を用いた場合と主筋にアンボンドPC鋼棒を用いた場合の合計4体を計画した。梁主筋定着方法シリーズ試験体では梁端部で梁主筋を鋼板に溶接定着した場合と，梁主筋端部を曲げ，上下の主筋を溶接しU字型定着した場合に分けた合計2体である。CBT-2.0-0.15，CBT-2.0-0.3は，柱に通常用いられる強度の異形鉄筋を用いて柱と梁を一体化的に打設したト型架構である。CUBT-2.0-0.15，



図－1　試験体の配筋及び形状

＊1 福岡大学　大学院工学研究科建設工学専攻　（正会員）
＊2 福岡大学　工学部建築学科助教　博士（工学）（正会員）
＊3 福岡大学　工学部建築学科教授　工博（正会員）
＊4 九州大学　大学院人間環境学研究院准教授　博士（工学）（正会員）

表－1　試験体一覧

	CBT-2.0-0.15	CBT-2.0-0.3	CUBT-2.0-0.3	CUBT-2.0-0.15	CUBT-2.0-A	CUBT-2.0-WA
試験体						
η_j	0.15	0.3	0.25	0.1		
η_p			0.05			
柱主筋	4-D13(p_g=1.27%)		4-13ϕ(p_g=1.33%)			
帯筋	D6-@30(p_w=1.07%)		D6-@50(p_w=0.64%)			
梁主筋	8-D19(p_{gb}=3.83%)					
あばら筋	D6-@30(p_{wb}=1.07%)					
断面図	(梁) 300mm 200mm　(柱) 200mm 200mm					

記号の説明: η_j=鉛直ジャッキによる軸力比, η_p=PC鋼棒の緊張力による軸力比, p_g=柱主筋比, p_w=帯筋比, p_{gb}=梁主筋比, p_{wb}=あばら筋比

表－2　使用材料の力学的性質

(1)鉄筋(CBT-2.0-0.15, CUBT-2.0-0.15)

種別	a(cm2)	σ_y(MPa)	σ_u(MPa)	E(GPa)	ε(%)
D6	0.32	378	535	185	14.1
D13	1.27	353	521	182	26.7
13ϕ	1.32	1210	1273	176	11.2
D19	2.87	389	589	276	22.5

(2)鉄筋(CBT-2.0-0.3, CUBT-2.0-0.3, CUBT-2.0-A, CUBT-2.0-WA)

種別	a(cm2)	σ_y(MPa)	σ_u(MPa)	E(GPa)	ε(%)
D6	0.32	350	521	194	17.8
D13	1.27	346	509	187	16.9
13ϕ	1.32	1210	1273	176	11.2
D19	2.87	390	581	174	14.5

(3)角形鋼管(CBT-2.0-0.15, CUBT-2.0-0.15)

□-200×200×2.3	a(cm^2)	σ_y(MPa)	σ_u(MPa)	E(GPa)	ε(%)
5号試験片	0.28	225	325	203	32.7

(4)角形鋼管(CBT-2.0-0.3, CUBT-2.0-0.3, CUBT-2.0-A, CUBT-2.0-WA)

□-200×200×6	a(cm^2)	σ_y(MPa)	σ_u(MPa)	E(GPa)	ε(%)
5号試験片	1.49	367.5	457	197	34.1

a:断面積　σ_y:降伏点強度　σ_u:引張強度　E:ヤング係数　ε:伸び

(5)コンクリート(CBT-2.0-0.15, CUBT-2.0-0.15)

σ_B(MPa)	E_C(GPa)	ε_C(%)
23.4	25	0.2

(6)コンクリート(CBT-2.0-0.3, CUBT-2.0-0.3)

σ_B(MPa)	E_C(GPa)	ε_C(%)
25.6	24.5	0.221

(7)コンクリート(CUBT-2.0-A, CUBT-2.0-WA)

σ_B(MPa)	E_C(GPa)	ε_C(%)
21.7	21.8	0.19

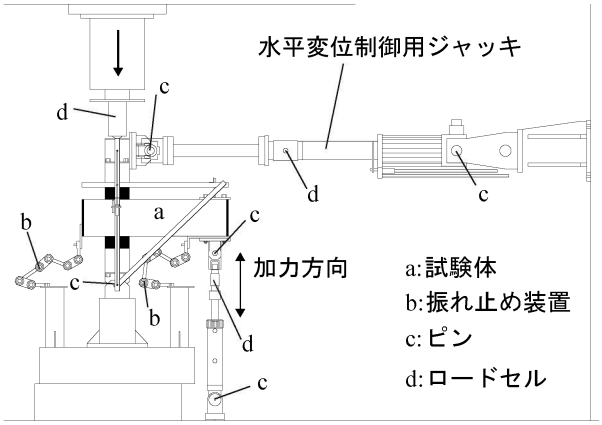
σ_B:シリンダー圧縮強度　E_C:ヤング係数　ε_C:強度時のひずみ

CUBT-2.0-0.3，CUBT-2.0-A，CUBT-2.0-WA は柱と梁を分離して製作し，柱及び梁に埋め込んだ塩化ビニール管にPC鋼棒を挿入し，柱の上下端に取り付けたPC鋼棒定着用H形鋼にナットを締め付けて定着し，柱と梁を接合したト型架構である。鉛直ジャッキによる一定軸力は，柱主筋に付着のある試験体CBT-2.0-0.15では，柱軸応力度 $\sigma_0=N/(bD)$(N:軸力, b:柱幅, D:柱せい)のコンクリート圧縮強度 σ_B に対する比が 0.15，CBT-2.0-0.3 では，0.3 となる大きさとした。付着の無い試験体 CUBT-2.0-0.15，CUBT-2.0-A，CUBT-2.0-WA では，ジャッキによる一定軸力を σ_0/σ_B=0.1, CUBT-2.0-0.3は σ_0/σ_B=0.25となる大きさとし，実験前にナットの締め付けにより主筋に σ_0/σ_B=0.05となる大きさの緊張力を与えて，PC鋼棒の緊張力と合わせて水平力載荷前の一定軸力として CUBT-2.0-0.15，CUBT-2.0-A，CUBT-2.0-WA には，CBT-2.0-0.15 と同じ軸力比の σ_0/σ_B=0.15, CUBT-2.0-0.3には σ_0/σ_B=0.3となるようにした。柱のせん断スパン比 $M/(QD)$(M:部材の最大曲げモーメント, Q:柱部材の最大せん断力, D:部材のせい)の値は，いずれの試験体とも2である。各試験体とも柱頭・柱脚に柱せい1/2の長さの鋼管を被覆している。梁の形状および配筋は，いずれの試験体とも同じである。梁の配筋は柱頭および柱脚の曲げ降伏が先行するように決めた。

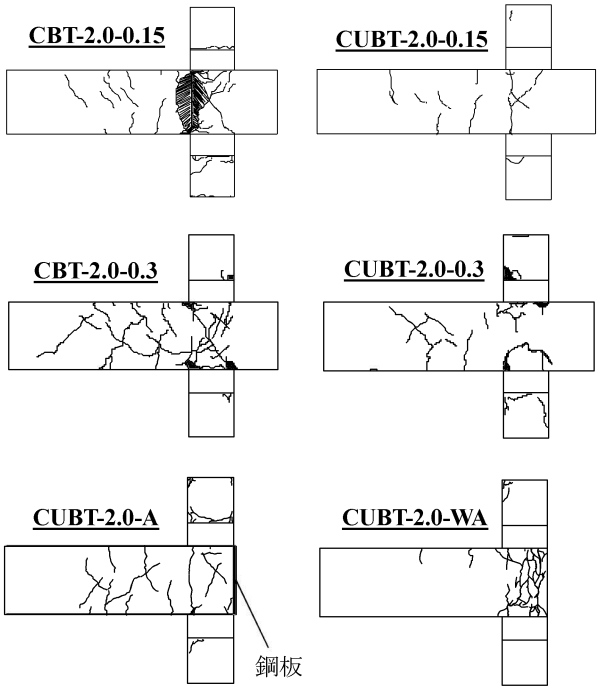
図－2に示す加力装置を用いて実験を行った。測定フレームに取り付けた変位計にて梁載荷点の鉛直変位及び柱の材軸方向変位を測定した。層間変形角 R を0.5%ずつ増加させ、3%まで各制御変位で3回繰り返す一定軸力下の漸増変位振幅正負交番繰り返し載荷を行った。層間変形角 R は、梁載荷点の鉛直変位 δ を、柱梁接合部中心点から鉛直力載荷位置までの長さ l で除した値である。柱に接する梁端部の主筋にゲージを貼付して，鉄筋のひずみを測定した。PC鋼棒の緊張力は，厚さ30mmのドーナツ状座金に貼付したひずみゲージにより測定した。

3．実験結果及び解析的検討

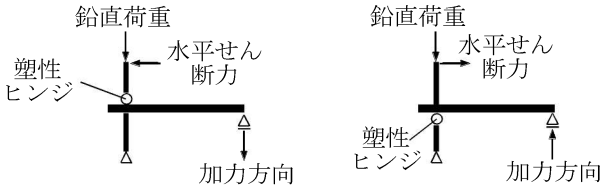
実験終了後の各柱試験体のひび割れ状況を**図－3**に示す。**図－4**に架構の崩壊機構を示す。**図－5**に水平荷重 Q と層間変形角 R の関係および材軸方向の平均ひずみ ε_v と R の関係を示す。**図－5**の Q-R 関係図に破線で示した直線は，**図－4**に示す架構の崩壊機構時における柱の曲げ耐力による水平せん断耐力計算値である。ただし，この計算値は被覆鋼管による拘束効果を無視した。いずれの



図－2　加力装置



図－3　各試験体の実験終了後のひび割れ状況



図－4　加力方向及び架構の崩壊機構

試験体とも層間変形角Rが0.5%時に接合部付近の梁に曲げひび割れが生じた。

柱主筋に付着のある試験体CBT-2.0-0.15は層間変形角Rが1.5%時に移行する途中に接合部端部付近の上下端の柱主筋が降伏し，水平耐力が最大値となり，ほぼ水平せん断耐力計算値に到達している。その後，接合部の柱主筋の付着劣化が生じ始め，水平耐力は増えなかった。その結果，残留層間変形角の増大傾向は抑制された。柱・梁接合部の柱主筋の外周に帯筋を配筋していなかったため，層間変形角Rが2.5%時に，接合部のカバーコンクリートが剥落し(**図－3**参照)，接合部の柱主筋が目視された。一方，柱主筋に付着の無い試験体CUBT-2.0-0.15下はRの増大と共に，接合部端部の柱の離間が徐々に拡大し，水平耐力が増大し，原点指向に近い履歴性状を示し，残留層間変形がCBT-2.0-0.15より小さくなっている。

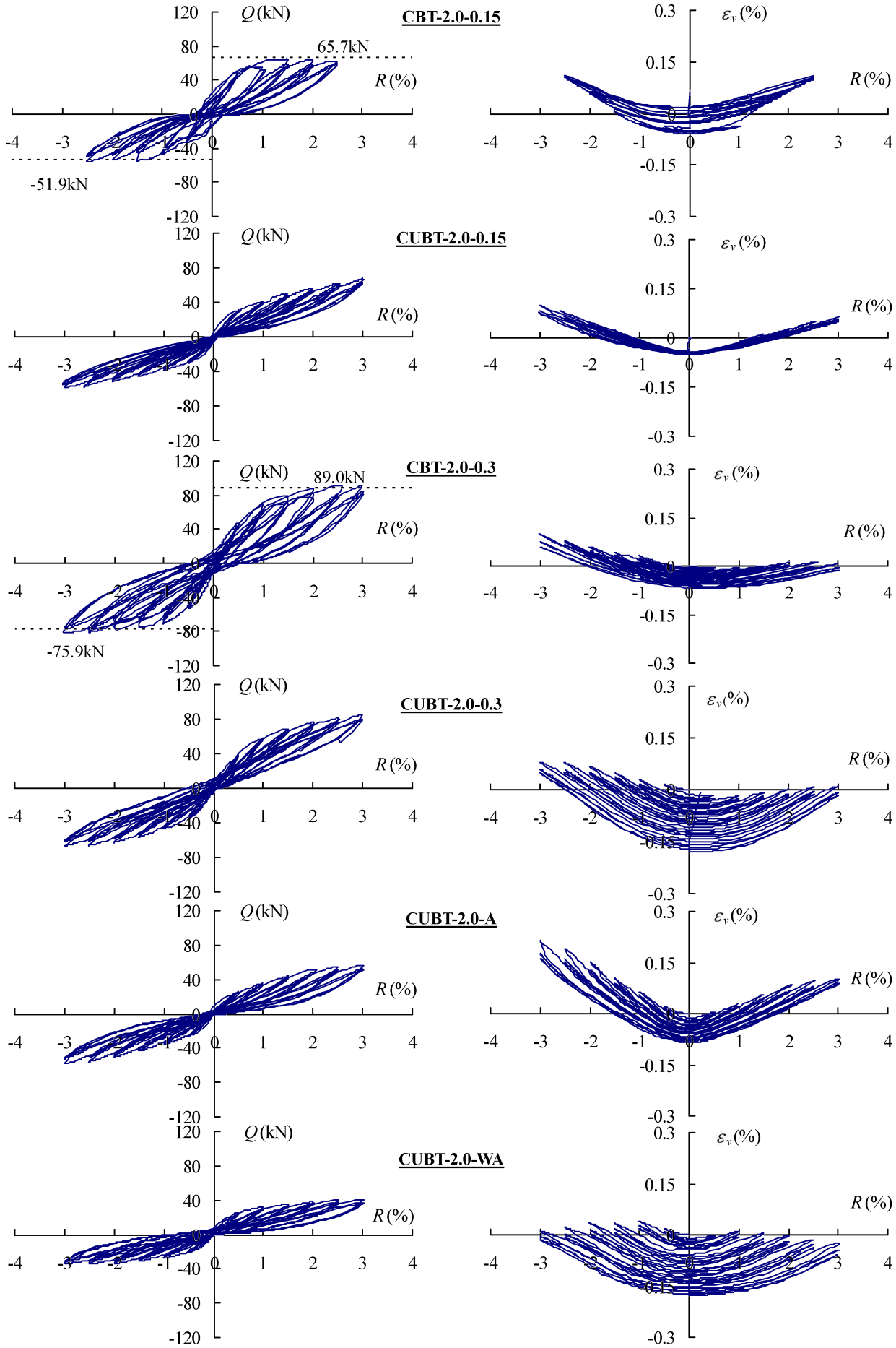
CBT-2.0-0.3，CUBT-2.0-0.3は層間変形角Rが1.5%時を越えると、接合部境界面付近の柱の曲げひび割れ又は隙間が徐々に拡大しコンクリートが剥落した。

CUBT-2.0-A，CUBT-2.0-WAは層間変形角Rが1.0%時に梁に曲げひび割れが生じた。Rが1.5%時を越えると，接合部端部のコンクリートが圧壊して剥落した。コンクリートの破損による柱の縮みにより鉛直ひずみが生じており，CUBT-2.0-WAのほうがひずみが大きい。

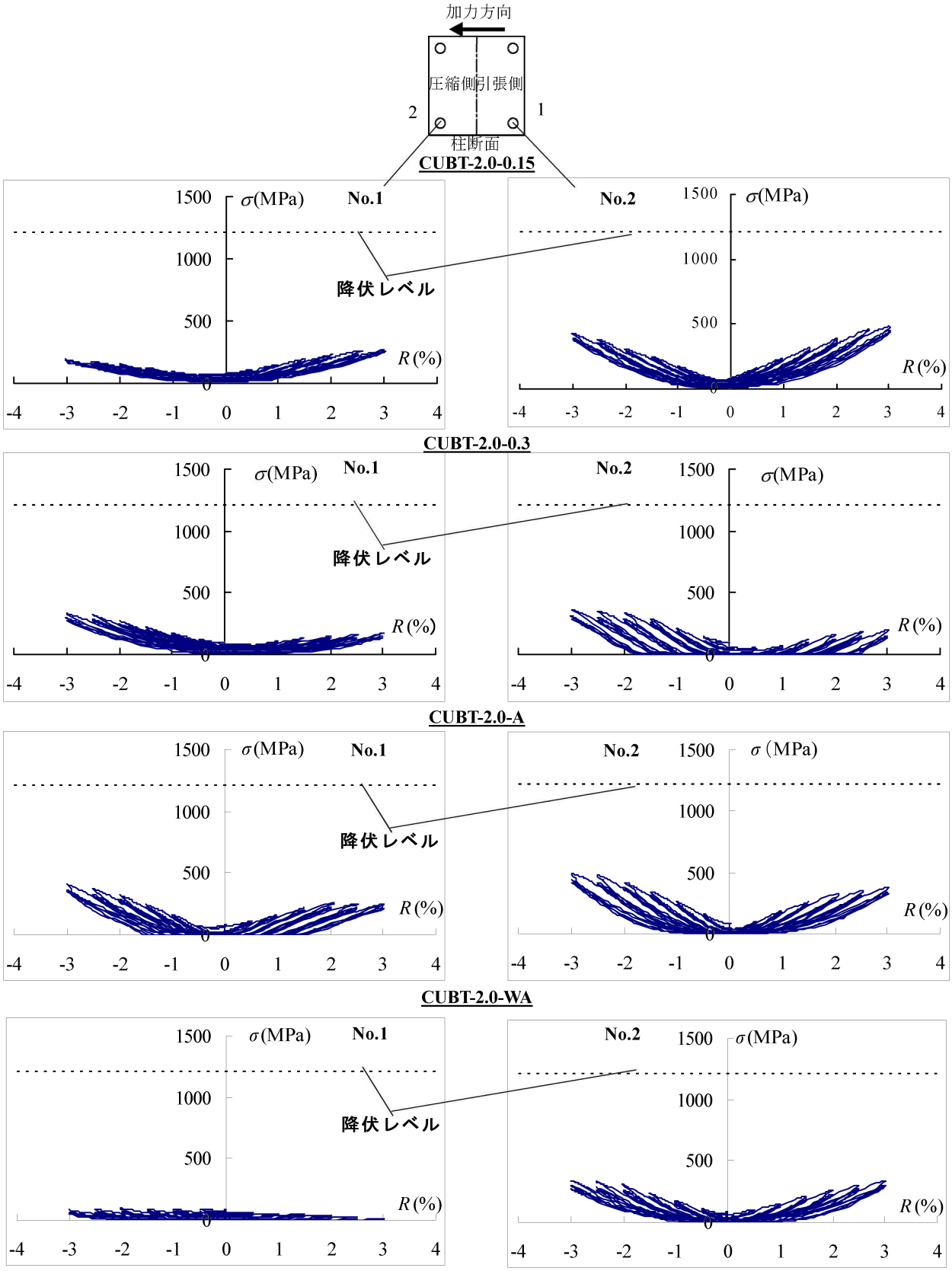
図－6に試験体のPC鋼棒の緊張応力σと層間変形角Rの関係を示す。いずれの主筋とも層間変形角が3.0%まで降伏レベルに到達していない。また，Rの増大とともに柱の伸びが生じ，その結果，殆んどのPC鋼棒の引張力が増大していることことから，その反力が柱のコンクリートに軸圧縮力として作用していることになる。その結果，試験体CUBTシリーズの水平耐力は層間変形角が大きくなると増大している。また，Rの増大ともに繰り返し回数が多くなると端部コンクリートの圧縮破壊により徐々に主筋の引張力が低下していることも認められる。特にCUBT-2.0-WAのNo. 2のPC鋼棒は端部コンクリートの損傷が激しく、緊張力の緩和が目立つ。

図－7に両試験体CBT-2.0-0.15及びCUBT-2.0-0.15，CBT-2.0-0.3及びCUBT-2.0-0.3，CUBT-2.0-AとCUBT-2.0-WA及びCUBT-2.0-0.15の経験変形部材角R_0と残留層間変形角R_rとの関係を示す。R_0-R_r曲線は若干不規則であるが，CUBT-2.0-0.15の残留層間変形角はほぼCBT-2.0-0.15の半分以下となっている。また，CUBT-2.0-0.15のR_rはR_0が3.0%まで0.2%に到達していない。軸力比0.15と0.3を比べると，軸力の大小に関わらず柱主筋に付着のない試験体のほうが通常のRC柱より残留変形が小さいことがわかる。また、軸力比が大きくなると残留変形が多少大きくなっている。これは軸力が大きくなると柱梁接合部のコンクリートの劣化が進むためと考えられる。CUBT-2.0-A，CUBT-2.0-WAとCUBT-2.0-0.15を比較すると，梁主筋を折り曲げ定着するとカバーコンクリートの剥落により残留変形が大きくなっている。

図－8に柱の軸力Nと曲げモーメントMの耐力曲線計算値および実験から得られたNとMの実験値との関係を示す。Aの曲線は被覆鋼管による拘束効果[3]を考慮した曲げ耐力曲線を表す。通常のRC柱の実験結果は対応するN-M曲線の近傍にあり，実験結果と解析結果は一致している。アンボンドRC柱試験体CUBT-2.0-0.3とCUBT-2.0-



図－5　水平荷重 Q と層間変形角 R の関係及び柱材軸方向の平均ひずみ ε_v と層間変形角 R の関係

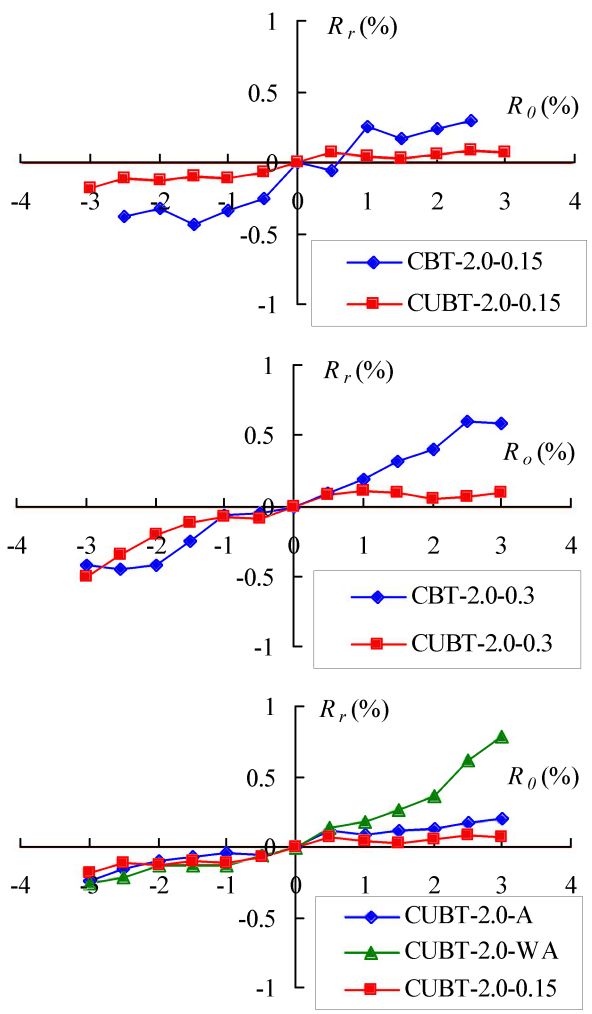


図－6　PC 鋼棒の応力度と層間変形角 R の関係

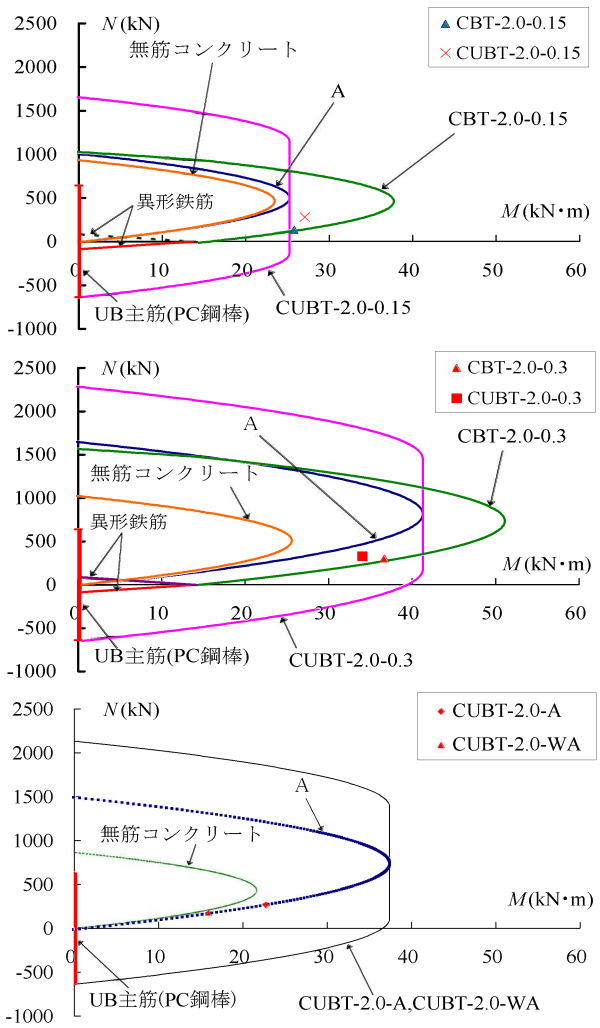
A及びCUBT-2.0-WAの実験結果が対応している耐力曲線の内側にあるのは, PC鋼棒がまた降伏応力度に達していないためである。CUBT-2.0-0.15の実験値が耐力曲線の外側にあるのは, 被覆鋼管による拘束効果が文献3)以上の拘束効果が得られていると推測される。

4. 結論

主筋にアンボンド高強度鉄筋を利用したRC柱で構成



図－7　経験層間変形角 R_0 と残留層間変形角 R_r の関係



図－8　柱の軸力 N －曲げモーメント M 耐力曲線と実験値の関係

された中間層部分を想定したト型骨組について，水平力載荷実験を行なった結果，以下のことがわかった。

1)アンボンド主筋を用いたRC柱の残留変形は通常のRC柱の残留変形のほぼ1/2以下となった。

2) アンボンド主筋を用いた柱の場合は，層間変形角が3.0%まで主筋は降伏しなかった。

3)柱軸力を大きくすると，付着の有無に関わらず残留部材角が多少大きくなった。

4) 梁主筋を柱梁接合部内でU字型で定着した試験体は，接合部端部のカバーコンクリートの剥落により，残留変形が大きくなった。

5)梁主筋の定着を鋼板に溶接定着した場合は，梁主筋の定着用に梁端部を柱外面より延長した試験体とほぼ同じような履歴性状が得られた。

5．今後の課題

梁主筋を折り曲げ定着した場合は柱梁接合部のひび割れ･剥落が目立ったので，今後は､梁幅を柱より太くするなどの対策について検討する予定である。

謝辞

本研究は平成21年度文部科学省科学研究費補助金　基盤研究(A)(課題番号：18206060，研究代表者：崎野健治)の援助を受けた。試験体製作にあたって平成20年度，21年度研究室の卒論生，大学院生，及び福岡大学工学部建築学科技術職員平國久雄氏にお世話になった。ここに，関係者各位に感謝します。

参考文献

1）田中睦，江崎文也，小野正行，河本裕行：アンボンド高強度主筋を用いたRC柱の履歴性状，コンクリート工学年次論文集，vol.26，No.2，pp.181-186、2004.

2）李文聰，江崎文也，中原浩之，嘉村健太郎：高強度アンボンド主筋を用いたRC柱柱脚と十字型骨組の履歴性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.193-198，2008.

3）崎野健治，孫玉平：直線型横補強材により拘束されたコンクリート応力―ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第461号，pp.95-104，1994.