コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16, No.2, 1994

論 文

[2145] 高軸力下における超高強度コンクリートを用いたRC柱の力学性状

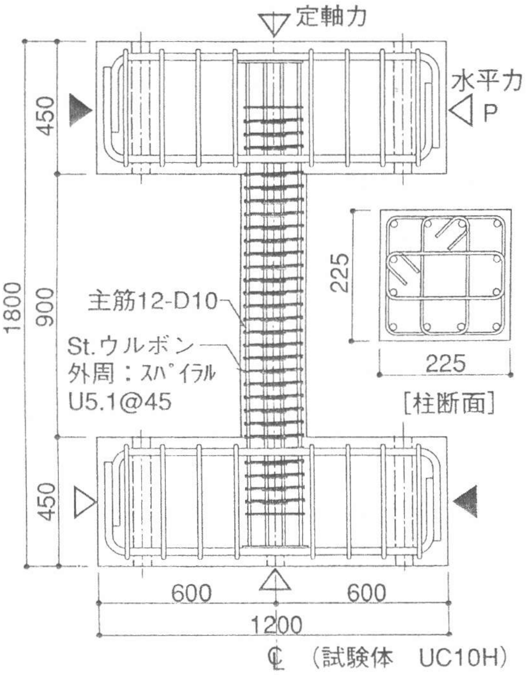
木村秀樹*1・菅野俊介*2・長嶋俊雄*3

1. はじめに

高層ＲＣ造建物では地震時に多大な層せん断力と転倒モーメントが生じるため、下層階の柱には高軸力と高せん断力が同時に作用する。筆者らは高軸力下において繰り返しの曲げとせん断を受ける設計基準強度 Fc= 400～800 kg/cm² (以下 Fc400～800 と記述) の高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱 (以下ＲＣ柱と記す) の耐力と靱性を把握することを目的とした実験的研究[1] を行なった。本報では、さらに強度の高い Fc1200 の超高強度コンクリートを用いたＲＣ柱の高軸力下の曲げせん断実験について報告する。

2. 試験体および実験方法

試験体の一覧を表－１に、試験体の形状寸法及び配筋の一例を図－１に示す。試験体断面は 225 ×225 mmの正方形で、全主筋比は1.68% 、せん断スパン比は2.0 である。コンクリートのかぶり厚さは帯筋外面まで 10mm とし、試験体の柱部分を鉛直にした状態でコンクリートを打設した。粗骨材には最大粒径 20mm の砕石を用いた。コンクリート強度 (Fc1200) は一定とし実験変数は横補強筋量 ($P_w \cdot {}_w\sigma_y$: Pw =横補強筋比, ${}_w\sigma_y$ = 横補強筋降伏点強度) レベル３種類、軸力比レベル (η_0 : Fcに対し 0.35 と 0.60) ２種類とした。試験体のコンクリート強度、断面寸法、および主筋量は中心圧縮試験 [2] で用いた試験体と同一である。横補強筋量 ($P_w \cdot {}_w\sigma_y$)は中心圧縮試験結果をもとに、最も圧縮靱性がよかったものから順に ($P_w \cdot {}_w\sigma_y$) = 198、154、101 kg/cm²の３レベルとした。



図－１ 試験体詳細

表－１ 試験体一覧

試験体名称	シアスパン比 a/D	コンクリート強度 Fc (kg/cm²)	軸力比 σo/Fc	横補強筋比 Pw (%)	Pw·wσy (kg/cm²)	横補強筋
UC10H	2.0	1,200	0.60	0.774	100.7	4-U5.1@45
UC15H				1.185	154.1	4-U6.4@45
UC20H				1.524	198.1	4-U6.4@35
UC15L			0.35	1.185	154.1	4-U6.4@45
UC20L				1.524	198.1	4-U6.4@35

注) σo：軸応力度　　wσy：横補強筋降伏点強度

表－２ 鋼材の機械的性質

	鉄筋種別及び径	降伏強度 σy (kgf/cm2)	引張強度 σu (kgf/cm2)	弾性係数 sE(x10E6 kgf/cm2)	伸び εu (%)
主筋	D10	4,010	5,540	2.04	19.46
帯筋	U5.1 φ	14,430	15,050	2.08	9.15
	U6.4 φ	14,520	15,450	2.22	9.46

注) D:異径鉄筋　U:ウルボン

*1 (株) 竹中工務店技術研究所　研究員、工博 (正会員)
*2 (株) 竹中工務店技術研究所　主席研究員、工博 (正会員)
*3 (株) 竹中工務店技術研究所　専門課長、工修 (正会員)

載荷は上部スタブと下部スタブを常に平行を保つような装置（建研式加力装置）を用い、軸力を一定に保ちつつ加力ビームを介して柱の中央高さ位置にモーメントの反曲点がくるように水平力を作用させた。載荷履歴は R= ±2、3.3、5、7.5/1000rad. で各１サイクル、R=±10、15、20、30、40、50/1000rad. で各２サイクルとし、その後は R=+80/1000rad. まで一方向に加力した。

使用した鋼材の機械的性質を表－２に示す。実験時のコンクリート圧縮強度は 1156 kg/cm^2、ヤング係数は 4.8×10^5 kg/cm^{2}であった。

３．実験結果

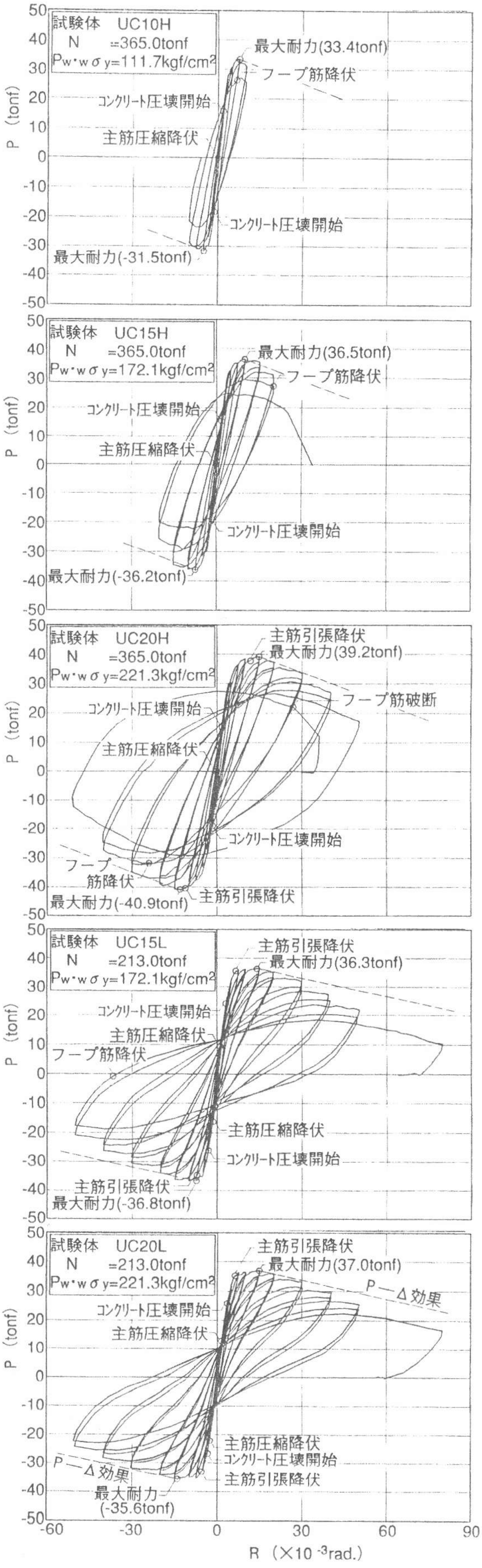
3.1 試験経過および荷重～変形関係

表－３に実験結果一覧、図－２に荷重～変形部材角曲線、写真－１に最終ひび割れ状況を示す。表－３には文献[1] の実験結果も合わせて示す。

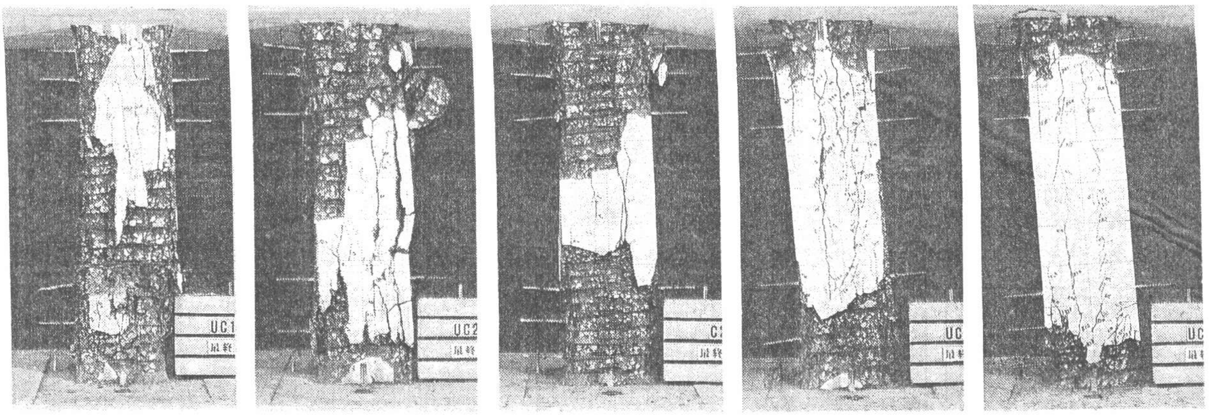
本実験では曲げ破壊と圧縮破壊の２つの破壊モードが観察された。すなわち軸力の低い（η_0 = 0.35）UC15L、UC20Lと高軸力（η_0 =0.60）で横補強筋量が最も大きい UC20Hは曲げ破壊型、高軸力（η_0 =0.60）で横補強筋量が約 100および 150 kg/cm^{2}の UC10Hと UC15Hは圧縮破壊型であった。軸力の低い UC15LとUC20L は曲げ降伏後の部材角 R=50/1000rad.の繰り返し下でも安定した履歴特性を示した。一方、高軸力の UC20Hは部材角 R=50/1000rad.の２回目のサイクルに向かう途中フープ筋の破断が生じ耐力が大きく低下したため載荷を中止した。

圧縮破壊した UC10Hと UC15Hでは主筋の引張降伏は生じなかった。 UC10Hでは部材角 R=10/1000 rad.の２回目の繰り返しサイクルで、UC15H では R=20/1000rad.の２回目の繰り返しを終了し R=30/1000rad.に向かう途中にそれぞれ軸力を保持し切れずフープ筋の破断、主筋の座屈を伴い急激に斜め方向のずれを生じて破壊した。

すべての試験体で主筋に沿った縦方向のひび割れが認められ UC20L、UC15L ではR=15/1000rad.、UC20H、UC15H、UC10H ではR=7.5/1000rad.付近から縦ひび割れが顕著となった。



図－２　荷重－変形部材角関係



試験体　UC10H　η_0 =0.62　$P_w \cdot {}_w\sigma_y$=111.7kgf/cm^2

試験体　UC15H　η_0 =0.62　$P_w \cdot {}_w\sigma_y$=172.1kgf/cm^2

試験体　UC20H　η_0 =0.62　$P_w \cdot {}_w\sigma_y$=221.3kgf/cm^2

試験体　UC15L　η_0 =0.36　$P_w \cdot {}_w\sigma_y$=172.1kgf/cm^2

試験体　UC20L　η_0 =0.36　$P_w \cdot {}_w\sigma_y$=221.3kgf/cm^2

写真－１　試験体の最終破壊状況

軸力が高い場合、低い場合に比べて横補強筋量（$P_w \cdot {}_w\sigma_y$）が荷重～変形部材角関係に及ぼす影響は顕著であり、最大耐力および軸力を保持し得る最大部材角のいずれも横補強筋量（$P_w \cdot {}_w\sigma_y$）が大きいほうが大きくなっている。軸力が高い場合に、最大耐力に差が出るのは、横補強筋の拘束効果の差異によって耐力が主筋の引張降伏で決まる場合とコンクリートの圧壊で決まる場合があるためである。 UC20Hでは主筋の引張降伏が生じているのに対しUC15H と UC10Hでは主筋の引張降伏は生じていない。一方、軸力が低い場合、UC20L、UC15Lのいずれも主筋の引張降伏で耐力が決定しており、最大耐力はほとんど変わらない。

3.2 横補強筋のひずみ

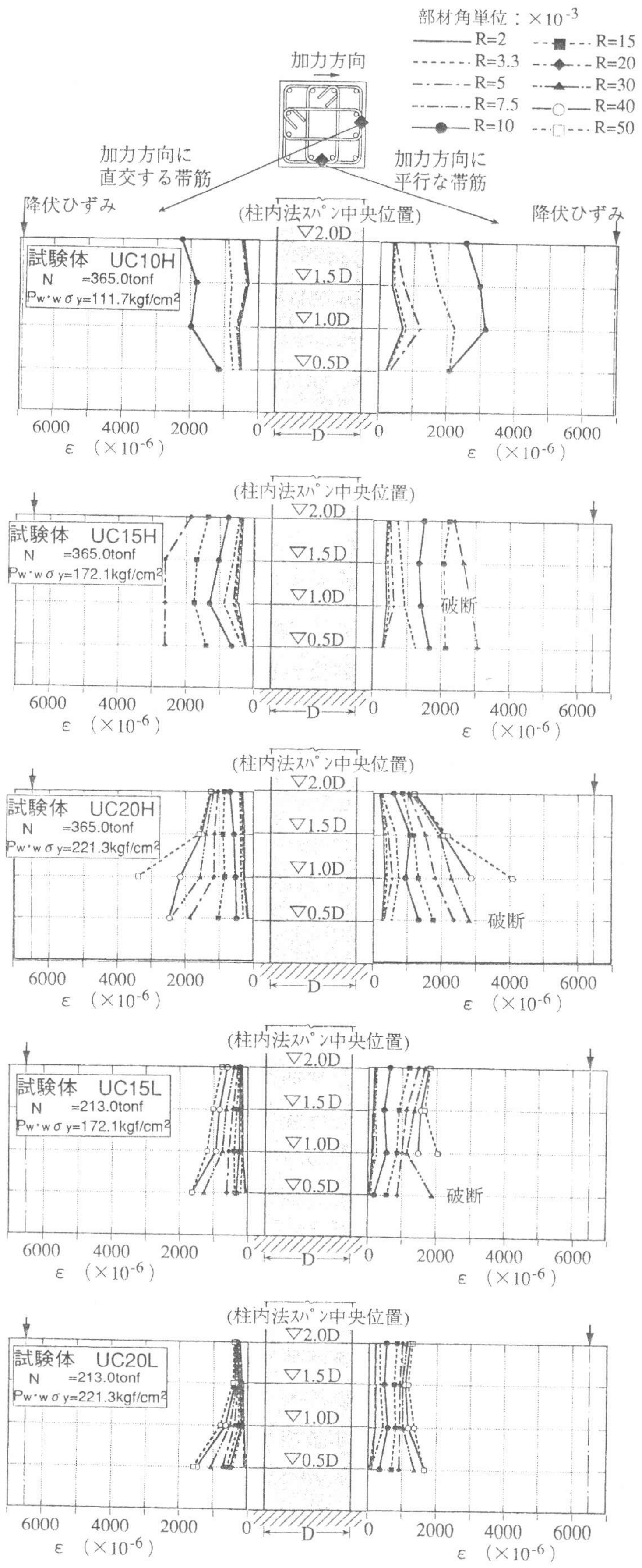
図－３に部材角増大に伴う横補強筋（外周筋）の、加力方向とそれに直交する方向のひずみの柱高さ方向の分布を示す。同一軸力の場合には、横補強筋量（$P_w \cdot {}_w\sigma_y$）が大きいほど、また横補強筋量（$P_w \cdot {}_w\sigma_y$）が同じ場合には軸力が低い方が横補強筋ひずみの進展が遅れている。

圧縮破壊した UC10H、UC15H では加力方向の補強筋とこれと直交する補強筋の違い、および柱端部からの距離による違いは顕著ではなく、柱全長に渡って均等に横補強筋のひずみが増大する傾向が見られる。一方、曲げ破壊した UC20H、UC15L、UC20Lでは、柱端から0.5 ～ 1.0D（ D:柱せい）の範囲の横補強筋のひずみが大きい。また、加力方向の補強筋ひずみの方がこれと直交する方向の補強筋ひずみより大きい傾向が見られる。これは加力方向の補強筋はせん断力と、軸力によるコンクリートの膨張を拘束する力を負担するためと考えられる。

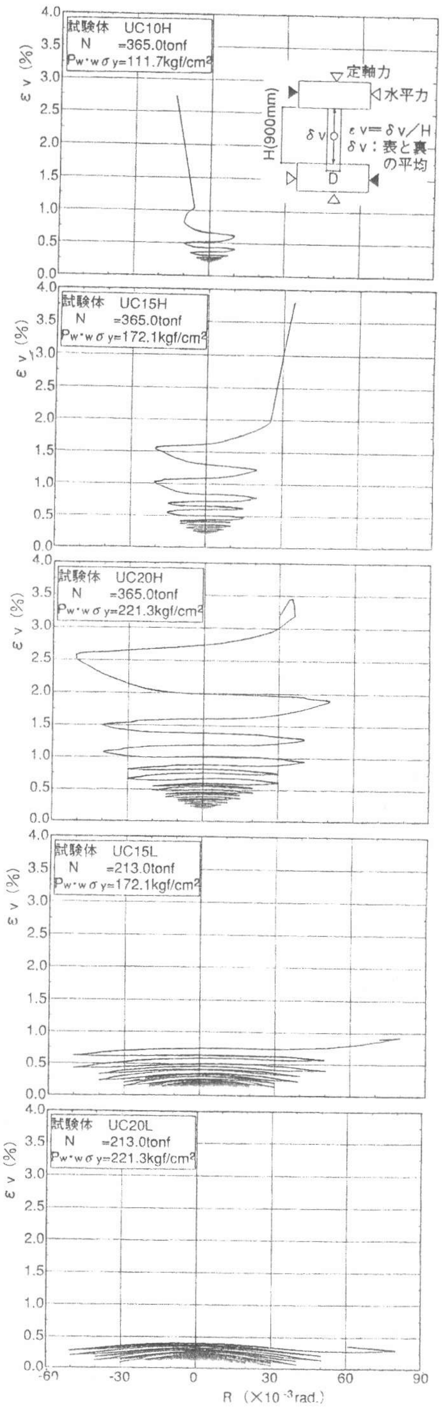
3.3 柱の軸ひずみ

図－４に柱の軸方向ひずみ（縮み量）と変形部材角の関係を示す。また図－５には全試験体について変形部材角の増加に伴う軸ひずみの進展状況を比較して示している。

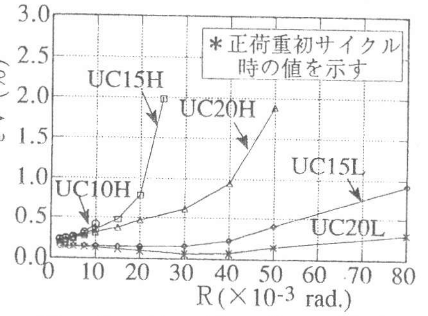
軸力比0.6 の試験体は 0.35 の試験体に比べ変形部材角の増加に伴う柱の縮みの進展が早く、同一軸力の試験体では横補強筋量（$P_w \cdot {}_w\sigma_y$）の少ない試験体ほど、縮み量の増加が早い。軸力比 0.6 の試験体において、軸力を保持できなくなった時の柱の軸方向ひずみは、UC10H で 1 ％、UC15H で 2 ％、UC20H で3 ％ であった。軸力比 0.35 の UC15L、UC20L では軸方向縮みは少なく R=80/1000rad. においても UC15Lで軸ひずみ 1 ％ 以下、UC20L で0.5 ％ 以下であった。



図－３　横補強筋のひずみ分布の比較



図－４　柱の軸ひずみ～変形部材角関係



図－５　柱の軸ひずみの比較

4．実験結果の検討

4.1 最大耐力

表－３に最大耐力実験値と既往の算定式による曲げ耐力計算値との比較を示す。曲げ終局耐力は、高強度コンクリートにも適用できると仮定して、学会略算式[3] 及び阿部の提案式[4] によって求めた。表中の試験体 No.1 ～ No.8 は文献[1] の試験体でコンクリート強度は Fc400～800 である。実験値と計算値の比較より以下のことが言える。

① 軸力比が 0.3程度の場合には学会略算式及び、阿部式はコンクリート強度が 600～1200 kg/cm² の範囲においても良い一致を示す。実験値は学会略算式による計算値に対して1.02～1.12、阿部式による計算値に対して 0.93 ～1.09の範囲にある。

② 軸力比が 0.6程度と高い場合には、学会略算式は実験値に対してかなり低めの評価を与え、実験値／計算値は 1.31 ～ 1.74 の範囲にある。阿部式は学会略算式に比べ適合性は良くなっているが、それでも低めの評価を与える場合が多く、実験値／計算値は1.00～1.29の範囲にある。これは耐力評価式が横補強筋の拘束効果を評価していないことが一因として考えられる。

4.2 変形能力

ここでは変形能力を評価する目安として、Ｐ－Δ効果を含んだ荷重～変形部材角曲線の包絡線上で、荷重が最大耐力の 80 ％ に低下した時の部材角を限界変形角 (Ru) として定義した。ただし、同一変位で繰り返して最大耐力の 80 ％ 以下に低下した時には、その部材角を Ru とした。

図－７(a) にコンクリート強度の影響を取り除くために横補強筋量をコンクリート強度で除したもの $(P_w \cdot {}_w\sigma_y / {}_c\sigma_B)$ と限界変形角 (Ru) との関係を示す。同一コンクリート強度、同一軸力比の場合、横補強筋量の増加に伴い限界変形角が比例的に増大している。横補強筋量が同一レベ

表－３　実験結果と計算値との比較

試験体名称	横補強筋量 Pw･wσy (kgf/cm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄの圧縮強度 cσB (kgf/cm2)	軸力比 ηo	限界変形角 Ru (/1000rad.)	崩壊型	最大耐力 実験値 Pmax (tonf)	最大耐力 実験値 Pmax* (tonf)	最大耐力 計算値 Qmu.AIJ (tonf)	最大耐力 計算値 Qmu.ABE (tonf)	実験値／計算値 Pmax*/Qmu.AIJ	実験値／計算値 Pmax*/Qmu.ABE
UC10H	111.69	1156	0.62	10.0	圧縮破壊	33.4	36.1	26.2	36.1	1.38	1.00
UC15H	172.06	1156	0.62	20.0	圧縮破壊	36.5	39.9	26.2	36.1	1.52	1.11
UC20H	221.28	1156	0.62	30.0	曲げ破壊	40.9	44.7	26.2	36.1	1.71	1.24
UC15L	172.06	1156	0.36	30.0	曲げ破壊	36.8	39.4	38.4	42.2	1.02	0.93
UC20L	221.28	1156	0.36	40.0	曲げ破壊	37.0	40.2	38.4	42.2	1.05	0.95
No.1	59.43	638	0.33	40.0	曲げ破壊	34.0	35.3	31.5	32.5	1.12	1.09
No.2	76.41	774	0.31	40.0	曲げ破壊	36.1	37.2	35.5	37.2	1.05	1.00
No.3	48.39	371	0.57	18.3	曲げ圧縮破壊	22.1	23.1	17.6	21.5	1.31	1.07
No.4	32.42	638	0.60	12.9	曲げ圧縮破壊	37.2	39.0	22.4	30.3	1.74	1.29
No.5	66.22	638	0.60	18.3	曲げ圧縮破壊	36.5	38.4	22.4	30.3	1.71	1.27
No.6	97.16	638	0.60	22.7	曲げ圧縮破壊	36.1	37.6	22.4	30.3	1.68	1.24
No.7	76.41	774	0.57	22.7	曲げ圧縮破壊	35.8	37.2	27.2	36.5	1.37	1.02
No.8	124.92	774	0.57	31.5	曲げ圧縮破壊	38.0	39.4	27.2	36.5	1.45	1.08

Pw ：横補強筋比　　wσy ：横補強筋の降伏点強度　　Pmax* ：水平力に対してP-Δ効果を補正した値

ηo ：軸力／（柱断面積×コンクリートの圧縮強度）　　Qmu.AIJ ：学会略算式による曲げ耐力

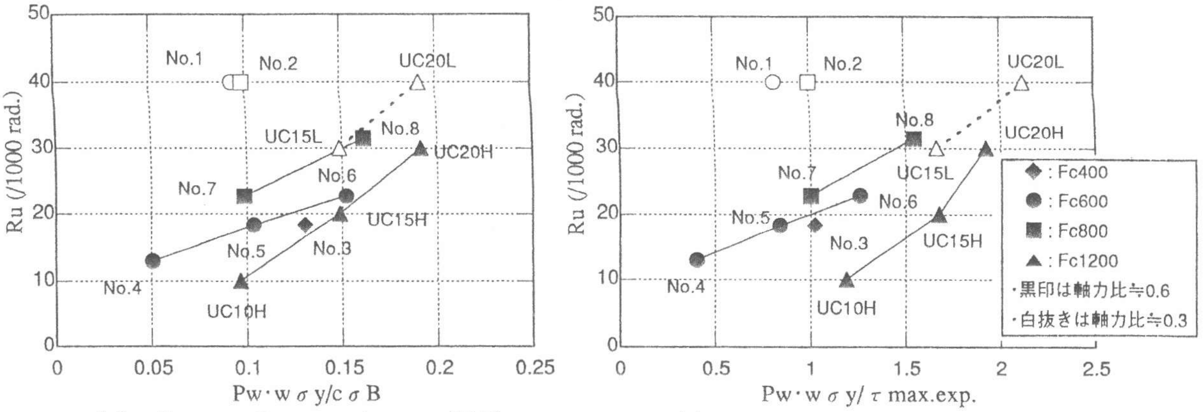
Ru ：最大荷重の80％以上を確保し得る最大変形角　　Qmu.ABE ：阿部の提案式による曲げ耐力

圧縮破壊　　：全断面にわたるコンクリートの圧壊、主筋の座屈で急激に耐力が低下

曲げ破壊　　：主筋の引張降伏で耐力が決定

曲げ圧縮破壊：主筋の引張降伏は発生せず、圧縮縁コンクリートの圧壊、主筋の圧縮降伏で耐力が決定

表中試験体No.1～No.8は文献[1]のもの



(a)　Ru ～ Pw･$_w\sigma_y$/ $_c\sigma_b$ 関係　　　(b)　Ru ～ Pw･$_w\sigma_y$/$\tau_{max.exp}$ 関係

図－７　限界変形と横補強筋量の関係

ルの場合、軸力比が大きいほど、また、コンクリート強度が高いほど、限界変形角が小さくなる傾向が見られる。Fc1200の試験体は、軸力比が0.3、0.6いずれの場合にも、コンクリート強度で無次元化した横補強筋量が同一レベルの時、限界変形角 Ru はFc600、800 のものより小さい。

図－７(b) にはせん断応力度の影響をみるために、横補強筋量 (Pw･$_w\sigma_y$)を最大せん断応力度実験値（$\tau_{max.exp.}$）で除した横補強筋レベルに対する限界変形角 (Ru) を示す。全補強式によって横補強された、横補強筋量レベル (Pw･$_w\sigma_y$/$\tau_{max.exp.}$）が 1.0に近い試験体では、コンクリート強度がFc600、800 で軸力比が0.3 程度と低い場合には、試験体No.1、No.2 のように十分な変形能力を示すが、Fc1200の場合には、軸力比が 0.3程度であってもFc600、800 の場合ほど十分な変形能力は期待できない。コンクリート強度がFc400 ～800 の範囲においては、軸力比が 0.6程度の場合、全補強された試験体はR=20/1000 rad.程度の変形能力があるが、Fc1200の場合には全補強された試験体でもR=10/1000rad. 程度の変形能力しか期待できない。

５．まとめ

高軸力下における　Fc1200の超高強度コンクリートを用いたＲＣ柱の力学性状を把握するために横補強筋量（Pw･$_w\sigma_y$ ：横補強筋比×横補強筋降伏点強度）と軸力を変数とした５体の試験体の繰り返し曲げせん断実験を実施した。過去に筆者らが行なった Fc400～800 のコンクリートを用いた柱の実験結果と合わせてその耐力と変形性能について検討した。その結果、曲げ耐力算定式として学会略算式は、軸力が小さい場合には適合性がよいが、高軸力になった場合に過小評価すること、同一軸力比、同一横補強筋量（Pw･$_w\sigma_y$ /$_c\sigma_B$ ：コンクリート強度で無次元化したもの）の場合、Fc1200のＲＣ柱は Fc600～800 の場合よりも変形能力が小さいこと等が判明した。

［参考文献］

1)　菅野俊介、長嶋俊雄、木村秀樹、田村彰男：高強度横補強筋を用いた高強度コンクリート柱および梁の実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.10-3、P227～232、1988
2)　市川敦史、菅野俊介、長嶋俊雄、木村秀樹：超高強度コンクリート柱の中心圧縮性状に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.13-2、P403-408、1991
3)　日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能、pp.396-397、1990
4)　阿部浩一：全軸力範囲における鉄筋コンクリート柱の主軸および対角軸曲げ終局耐力算定式の一提案、コンクリート工学論文、No.85. 9-1