

超高強度コンクリート($F_c=150\text{N/mm}^2$)を使用した 鉄筋コンクリート造柱の構造性能に関する実験的研究

岩 岡 信 一 岡 村 喜 吉
成 瀬 忠 堀 伸 輔
渡 邊 朋 之 山 本 憲 一 郎^{*1}

要 旨

鉄筋コンクリート構造建物の超高層化に伴い、下層部の柱には大きな長期軸力が作用し、外柱には地震時に大きな変動軸力が生じる。そのため、より高強度なコンクリートおよび鉄筋を使用することが必要とされる。さらに超高層建物では部材のプレキャスト化など施工の合理化が要求されている。そこで著者は部材のプレキャスト化を前提とし、 $F_c=150\text{N/mm}^2$ 以上の超高強度コンクリートと高強度鉄筋を用いたRC造柱部材の構造特性を把握するために、曲げせん断実験を実施した。その結果、超高強度材料を使用したプレキャスト柱部材は靱性能に優れた良好な履歴性状を示すことが確認された。また、部材の曲げ耐力、せん断耐力の評価方法について検討を行なった結果、実験値と良い対応を示すことがわかった。また鋼板補強を行なうことにより、高軸力柱の変形性能が改善されることがわかった。

キーワード 柱部材 / 高強度材料 / 鋼板補強 / 曲げ耐力 / せん断耐力 / 限界部材角

目 次

- | | |
|----------|-------------|
| 1 . はじめに | 4 . 実験結果の検討 |
| 2 . 実験計画 | 5 . まとめ |
| 3 . 実験結果 | |

EXPERIMENTAL STUDY ON STRUCTURAL PERFORMANCE OF RC-COLUMN USING ULTRA HIGH STRENGTH(150MPa) CONCRETE

Shinnichi IWAOKA Kiyoshi OKAMURA
Tadashi NARUSE Shinnsuke HORI
Tomoyuki WATANABE Kennichirou YAMAMOTO

Synopsis:

As RC structure building is higher, long term high axial force acts on the lower columns, and earthquakes cause variable axial force on the outer columns. So, it is necessary to use high strength concrete and high strength steel bar. And it is necessary to use pre-cast member for rational construction.

Then, authors carried out cyclic loading tests in order to grasp the structure characteristic of RC column using Pre-cast members consists high strength concrete($F_c=150\text{N/mm}^2$) and high strength steel bar. Results of the tests, it became clear that the RC column have good structure characteristic.

And as the results of the comparison experimental results with evaluation method of bending capacity and shear capacity of the members, it was recognized that these agreed well.

And steel sheet reinforcement has an effect on improvement of structure characteristic of the high axial force column.

* 1 本店 建築エンジニアリング設計部 構造設計グループ

1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート（以下 RC）構造物の超高層化・大スパン化が進んでいる。これらの建物の下層部柱には非常に大きな軸力が作用するため、従来の材料を使用した場合、柱断面が過大になる。実用的な柱断面サイズとするためには、材料の高強度化が不可欠であり、筆者らはこれまでに $F_c=120\text{N/mm}^2$ までの RC 柱の構造実験を行ない耐力・変形性能の検討¹⁾を行ってきた。本報では更なる高層化・大スパン化を目指して $F_c=150\text{N/mm}^2$ の超高強度コンクリートを使用した柱部材の構造性能の把握を目的とする曲げせん断実験を実施したので報告する。

2. 実験計画

2.1 試験体

表 - 1 に試験体諸元、図 - 1 に試験体形状を示す。試験体は下層階柱を想定し、縮小率を約 1/3 とした 4 体で、いずれも曲げ破壊を想定している。実験変数は鋼板補強の有無、軸力変動の有無である。せん断スパン比は 2.2 とし、コンクリート強度(F_c)は 150N/mm^2 、主筋は USD685、せん断補強筋は SBPD1275/1420 とした。

C15-1, C15-2 は下層階中柱を想定した定圧縮軸力载荷の試験体である。C15-1 は基準試験体であり、柱脚部に PCa 化を想定して機械式継手を使用している。C15-2 は C15-1 に対してかぶりコンクリートの剥落防止を目的として、柱周囲を鋼板で補強した試験体である。補強は柱頭柱脚部のそれぞれ 20mm を除く柱全長にわたって行なっている。補強に使用した鋼板は $t=2.3\text{mm}$ SS400 で、高さ方向に 3 分割しており、分割した鋼板は溶接等による接合処理は施していない。C15-3, C15-4 は下層階外周柱を想定した試験体で、地震時を想定した変動軸力载荷とした。これらの試験体には芯鉄筋(4-D16 USD685)を配筋している。また柱脚部には機械式継手は施していない。C15-4 は C15-3 に対して鋼板補強した試験体である。鋼

板補強の方法は C15-2 試験体と同様である。

試験体の設計時におけるせん断余裕度(せん断耐力/曲げ耐力)は 1.2 程度となるようにした。表 - 2 にコンクリートの力学的特性を、表 - 3 に鉄筋の力学的特性をそれぞれ示す。コンクリート強度は $300 \times 300 \times 1000\text{mm}$ のコンクリートブロックから採取したコア供試体による強度である。

表 - 1 試験体諸元

		C15-1	C15-2	C15-3	C15-4
想定破壊形式		曲げ			
σ_B	N/mm ²	153.1	153.2	144.6	145.9
軸力比	圧縮	0.3B・D・ σ_B		0.6B・D・ σ_B	
	引張	-		-0.7at・ σ_y	
鋼板補強		-	t=2.3mm (SS400)	-	t=2.3mm (SS400)
機械式継手		有		無	
B×D	mm	350×350		270×270	
主筋		12-D19 (USD685)		12-D16 + 4-D16 (USD685)	
フープ		4-U6.4@40 (SBPD1275)	4-U6.4@45 (SBPD1275)	4-U5.1@40 (SBPD1275)	4-U5.1@45 (SBPD1275)
Pg	%	2.81		4.37	
Pt	%	0.94		1.09	
Pw	%	0.86	0.76	0.74	0.66
Pw・ σ_{wy}	N/mm ²	12.21	10.86	10.85	9.65

表 - 2 コンクリートの力学的特性(コア)

試験体	圧縮強度 N/mm ²	ヤング係数 $\times 10^4\text{N/mm}^2$	ポアソン比
C15-1	153.1	4.35	0.22
C15-2	153.2	4.43	0.21
C15-3	144.6	-	-
C15-4	145.9	4.29	0.21

表 - 3 鉄筋・鋼板の力学的特性

鉄筋径・板厚 (材質)	降伏点 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	伸び %	降伏ひずみ $\times 10^{-6}$	ヤング係数 $\times 10^5\text{N/mm}^2$
D19 (USD685)	785	984	-	4870	1.90
D16 (USD685)	723	944	18.0	4800	1.99
U6.4 (SBPD1275)	1425	1470	18.0	7400	2.01
U5.1 (SBPD1275)	1425	1465	17.0	7060	2.10
t=2.3 (SS400)	362	475	36.0	1650	2.16

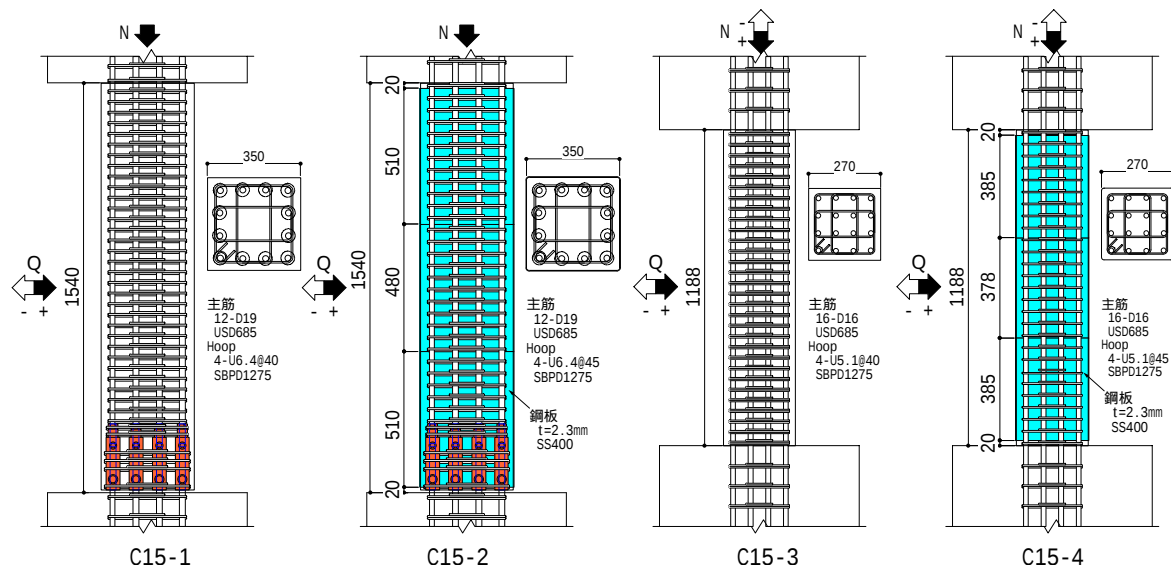


図 - 1 試験体形状

2.2 加力方法

図 - 2 に加力装置を示す。加力は鉛直方向に軸力(N)を載荷するとともに、柱高さ中央位置に設置したジャッキにより水平力(Q)を正負交番繰り返し載荷する。加力は $R=0.00125\text{rad.}$, 0.0025rad. , 0.0033rad. で各 1 サイクルずつ, $R=0.005\text{rad.}$, 0.01rad. , 0.015rad. , 0.02rad. , 0.03rad. , 0.04rad. , 0.05rad. で各 2 サイクルずつとした。載荷軸力は C15-1,2 が $0.3N_{cu}$ ($N_{cu}=B \cdot D \cdot \sigma_B$) の定圧縮軸力とした。C15-3,4 は, $0.3N_{cu}$ の長期軸力を導入後, 水平力(Q)の変動に伴い軸力(N)を $0.6N_{cu}$ (圧縮) $\sim -0.7N_{ty}$ ($N_{ty}=A_g \cdot \sigma_y$) (引張) の範囲で変化させる変動軸力とした。水平力(Q)に対する軸力(N)の割合は, 圧縮軸力時は $N/Q=20$, 引張軸力時は $N/Q=40$ とした。

3. 実験結果

3.1 実験経過および履歴性状

図 - 3 に各試験体の層せん断力(Q)-層間変形角(R)関係を示す。C15-1, C15-3 試験体については最大耐力時の変形の破壊状況もあわせて示す。また表 - 4 に実験結果一覧を示す。最終破壊形式は全試験体とも曲げ破壊であった。C15-1 は $R=\pm 0.0033\text{rad.}$ のサイクルで曲げひび割れが生じた。C15-1, C15-2 ともに $R=\pm 0.0075\text{rad.}$ で柱頭柱脚のコンクリート圧壊, $R=+0.01\text{rad.}$ で主筋が圧縮降伏した。C15-1 は $R=+0.015\text{rad.}$, $R=-0.01\text{rad.}$ で, C15-2 は

$R=+0.02\text{rad.}$, $R=-0.015\text{rad.}$ でそれぞれ最大耐力を示した。その後、加力を繰返すごとに主筋、鋼板の座屈が顕著になった。C15-1 は $R=+0.05\text{rad.}$ のサイクルで主筋の破断により, C15-2 は $R=+0.05\text{rad.}$ のサイクルで主筋の座屈により耐力が低下し載荷を終了した。変動軸力載荷とした C15-3, C15-4 試験体は圧縮軸力時ではいずれも

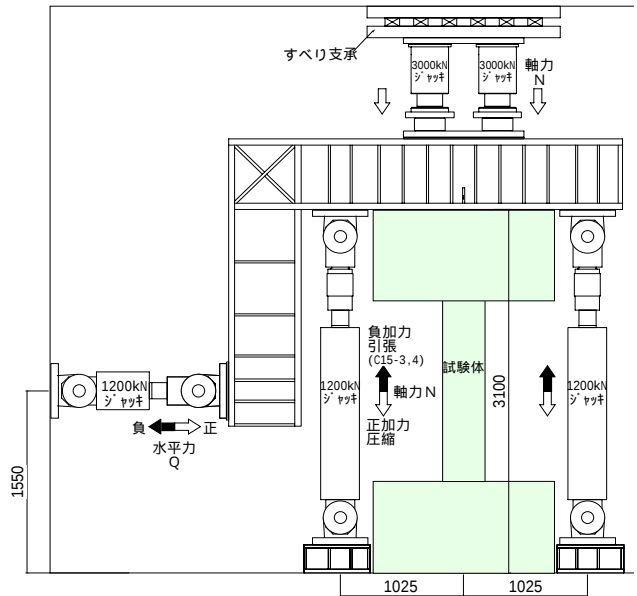
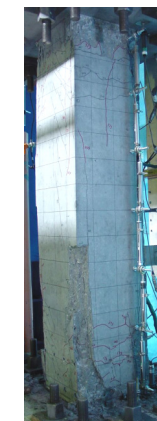
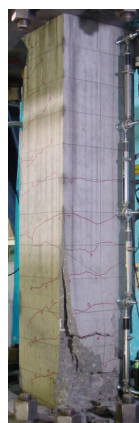
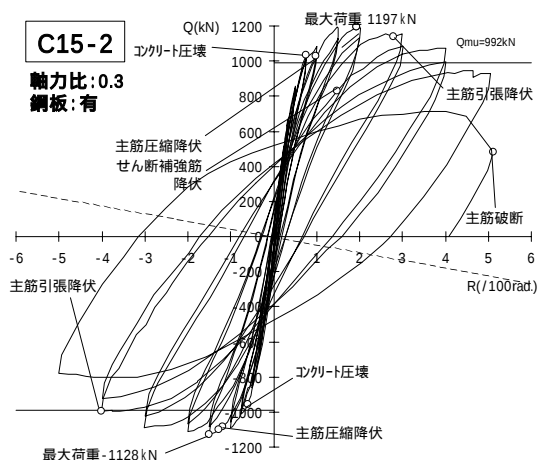
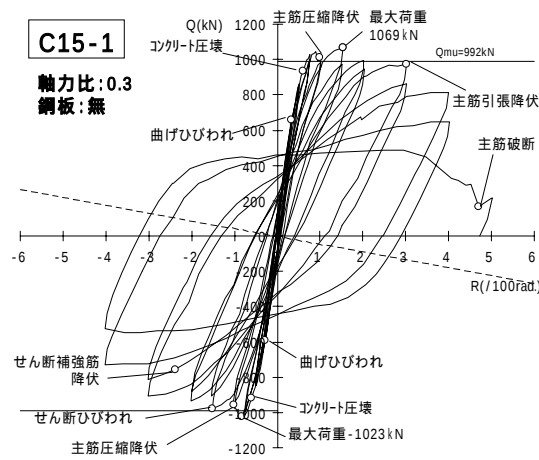


図 - 2 加力装置



C15-1
($R=1.5/100\text{rad.}$)



C15-3
($R=0.6/100\text{rad.}$)

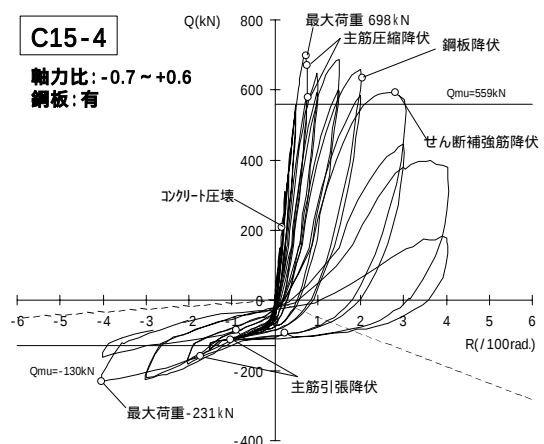
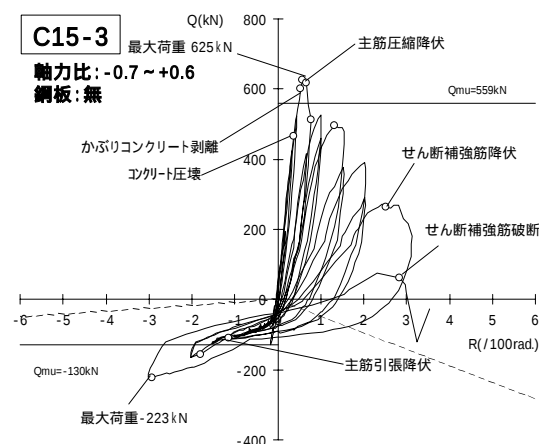


図 - 3 層せん断力(Q) - 層間変形角(R)関係 および破壊状況

R=+0.005rad.のサイクルで柱頭・柱脚で圧壊が生じ、R=+0.0075radのサイクルで主筋が圧縮降伏後、最大耐力を示した。C15-3は最大耐力後、コンクリート圧壊および主筋の座屈とともに急激な耐力低下が生じた。C15-4はコンクリート圧壊、主筋座屈により徐々に耐力低下を示した。C15-3,4試験体ともに引張軸力時はR=-0.015rad.で主筋が引張降伏したが、最終加力サイクルまで耐力低下は生じず、C15-3はR=-0.03rad.、C15-4はR=-0.04rad.でそれぞれ最大耐力を示した。

4. 実験結果の検討

4.1 耐力の評価

曲げ耐力はACI規準によるストレスブロックを設定し、平面保持仮定により算定した。コンクリートの最大圧縮ひずみは $\varepsilon_{cu}=0.3\%$ 、平均応力は $0.85\sigma_B$ 、ストレスブロックの長さは $0.65X_n$ (X_n :中立軸距離)として算定した。表-4中に最大耐力の計算値と実験値の比較を示す。計算値と実験値の比(曲げ耐力計算値/実験最大耐力)は、鋼板補強をしない試験体では1.03~1.12、鋼板補強をした試験体では1.21~1.25であり、いずれも実験

値を安全側に評価している。

また本実験結果を含めた既往の研究結果(1)~(17)による実験データについて、ACI規準による曲げ耐力評価の検討を行った。検討に用いた実験データは、コンクリート圧縮強度が 80N/mm^2 以上のものを抽出した。表-5に検討に用いた既往実験データの材料強度の範囲を示す。検討した試験体の最大耐力は軸力によるP- δ 効果を考慮しない実験値とした。

図-4に実験値と曲げ耐力の計算値の比較を示す。図-4よりコンクリート強度が 150N/mm^2 までの柱部材では、ACI規準による曲げ耐力は実験値の下限值を与えており、良好に評価されていることがわかる。

表-5 検討データの材料強度

			N/mm ²
曲げ破壊	コンクリート強度	σ_B	85 ~ 153
	主筋降伏強度	σ_y	548 ~ 813
	せん断補強筋降伏強度	σ_{wy}	729 ~ 1416
せん断破壊	コンクリート強度	σ_B	85 ~ 148
	主筋降伏強度	σ_y	548 ~ 999
	せん断補強筋降伏強度	σ_{wy}	758 ~ 1329

文献：1)~17) 曲げ破壊型 24体、せん断破壊型 14体

表-4 実験結果一覧

			C15-1		C15-2		C15-3		C15-4	
実験値	破壊モード		曲げ破壊		曲げ破壊		曲げ破壊		曲げ破壊	
	加力方向		正	負	正	負	正(圧)	負(引)	正(圧)	負(引)
	初期剛性	kN/mm	151	-	155	-	100	-	110	-
	曲げひびわれ	kN	661	-593	-	-	-	-	-	-
	最大耐力	kN	1069	-1023	1197	-1128	625	-223	698	-231
計算値	初期剛性 ^{*1}	kN/mm	141		141		117		117	
		実/計 ^{*1}	1.07	-	1.10	-	0.85	-	0.94	-
	曲げひびわれ ^{*2}	kN	614		614		722		728	
		実/計 ^{*2}	1.08	-0.97	-	-	-	-	-	-
	曲げ耐力 ^{*3}	kN	992		992		559	130	559	130
		実/計 ^{*3}	1.08	-1.03	1.21	-1.14	1.12	-1.72	1.25	-1.78
	せん断耐力 ^{*4}	kN	1281		1227		702		672	
		実/計 ^{*4}	0.83	-0.80	0.98	-0.92	0.89	-0.32	1.04	-0.34
せん断余裕度	計 ^{*4} /計 ^{*3}	1.29		1.24		1.26		1.20		

*1 $K_e = 1/(1/K_f + 1/K_s)$ $K_f = 12Ec \cdot I_e/H^3$, $K_s = Gc \cdot A_c/(k \cdot H)$, $H = H_o + 0.5D$

*2 $M_{cr} = 0.56 \sqrt{\sigma_B} \cdot Z_e$

*3 ACI規準曲げ強度式

*4 靱性指針によるせん断強度 (但し、 $v_o = 1.70 \sigma_B^{-1/3}$, $R_p = 0.01$)

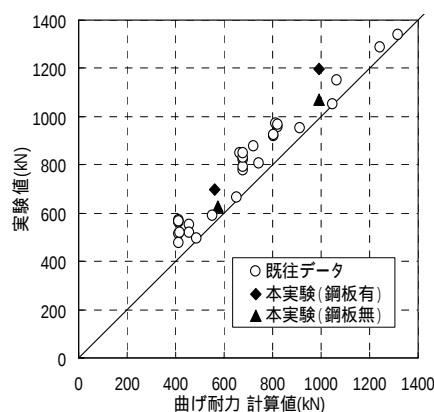


図-4 曲げ耐力の実験値と計算値の比較

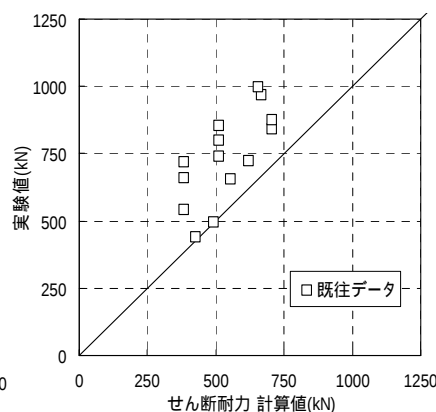


図-5 せん断耐力の実験値と計算値の比較

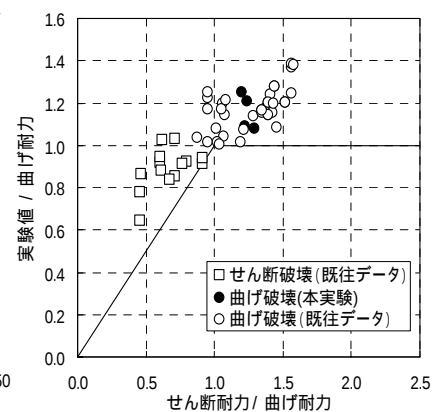


図-6 せん断余裕度による破壊形式の比較

図 - 5 に既往研究によるせん断耐力の実験値と計算値の比較を示す。検討対象は表 - 5 に示した既往研究の中でせん断破壊となった試験体である。せん断耐力は靱性保証型耐震設計指針(以下、靱性指針)²⁰⁾ に示されるせん断耐力式で算定した。但し、コンクリートの有効係数は $\nu_o = 1.7 \sigma_B^{-1/3}$ とし、ヒンジ領域の回転角 $R_p(\text{rad.})$ は $R_p = 0$ として算定した。既往研究の実験値に対する計算値の比は 1.0 ~ 1.7 でありせん断耐力を良好に評価している。

図 - 6 にせん断余裕度(せん断耐力/曲げ耐力)による破壊形式の比較を示す。検討対象としたデータは曲げ耐力、せん断耐力の評価で用いたデータである。なお、せん断耐力を算定する際の R_p は、せん断破壊型では $R_p = 0$ 、曲げ破壊型では $R_p = 0.01$ とした。図 - 6 より ACI 規準により算定した曲げ耐力、および靱性指針により算定したせん断耐力で評価したせん断余裕度が 1.0 以上であれば曲げ破壊となっている。

4.2 変形性能の評価

本項では鋼板補強の有無が柱部材の変形性能に与える影響について検討する。

図 - 7 に柱の軸ひずみを示す。定軸力载荷の C15-1,2 は軸ひずみに大きな差異は生じなかった。変動軸力载荷の C15-3,4 は最大耐力時($R = 0.075 \sim 0.01 \text{ rad.}$)まではほぼ同じ軸ひずみであるが、その後、鋼板補強をした C15-4 は補強をしていない C15-3 に対して 65% 程度の軸ひずみとなった。高軸力下において鋼板補強が軸変形の抑制に有効であることがわかる。

図 - 8 に C15-3,4 試験体の各サイクルピーク時にお

けるせん断補強筋および鋼板の負担応力(σ)を示す。負担応力はせん断補強筋、鋼板のひずみ値より、補強筋間隔あたりの応力として算出した。図中には $\tau_{\max} (= Q_{\max}/B \cdot D)$ 、 $Q_{\max}$: 最大耐力)も合わせて示している。最大耐力($R = 0.075 \text{ rad.}$)以降、C15-3 は補強筋の応力が急激に増大している。C15-4 は柱頭柱脚部での鋼板の負担が増加している。

図 - 9 に本実験による層せん断力(Q) - 層間変形角(R)関係の包絡線と限界部材角(R_u)の実験値と計算値を示す。 R_u の実験値は層せん断力(Q)が最大荷重の 80% に低下した時点における変形角とした。 R_u の計算値は靱性指針²⁰⁾ に示されている方法により求めた。また図中には変形の増大に伴うせん断力の変化を考慮するため、前項で示したせん断耐力式において R_p を変化させたせん断耐力もあわせて示している。なお、 $R_p = 0$ の変形は実験より得られた降伏時変形角で、その定め方は文献 21) の方法による。

定軸力载荷試験体(C15-1, C15-2)では鋼板補強の有無にかかわらず限界部材角 R_u および最大耐力後のせん断力は計算値を上回っているが、鋼板補強を行なった試験体(C15-2)の方が R_u 、最大耐力後のせん断力ともに実験値は計算値に対してより安全側の値を示している。

変動軸力で $0.6B \cdot D \cdot \sigma_B$ の高圧縮軸力を载荷した試験体は、鋼板補強が無い試験体(C15-3)では限界部材角は計算値の 6 割程度であった。また最大耐力後のせん断力は計算値を大きく下回り、著しい耐力低下を生じており靱性能に乏しい変形性能を示した。これは高軸力を受けながら、層間変形角(R)が増大するに従い、柱頭柱脚部のかぶりコンクリートが剥落するとともに、ヒンジ領域で

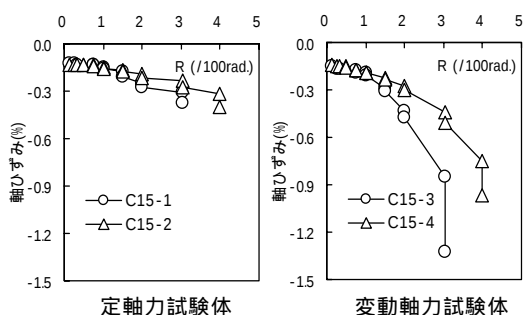


図 - 7 軸ひずみ

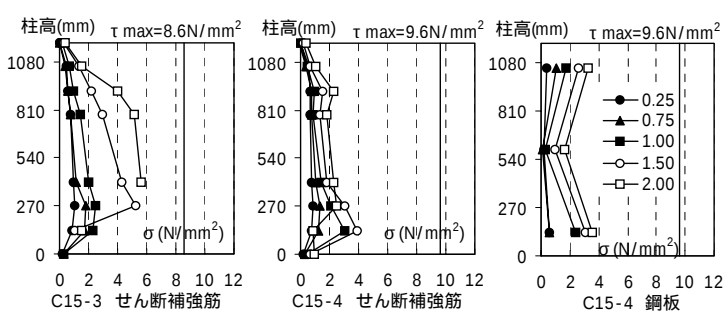


図 - 8 鋼板およびせん断補強筋の負担

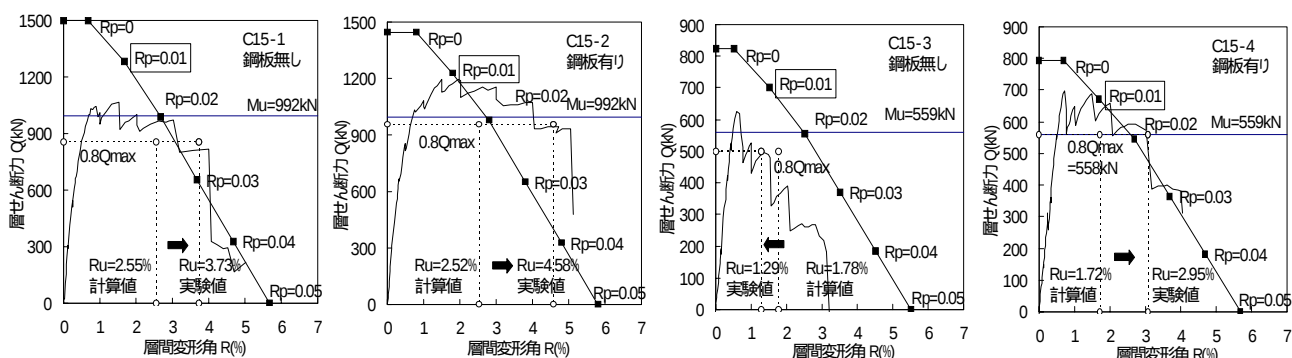


図 - 9 限界部材角の実験値と計算値の比較

主筋座屈が生じたためと考えられる。これに対し鋼板補強をした試験体(C15-4)は、限界部材角 R_u の実験値は計算値に対して 1.7 倍の値を示しており、最大耐力後のせん断力は計算値とほぼ一致しており、変形性能が大幅に改善されていることがわかる。

以上より、鋼板による柱部材の補強は最大耐力、および変形性能の改善に有効であり、特に高軸力下においてその傾向は顕著であることがわかる。

4. まとめ

$F_c=150\text{N/mm}^2$ の超高強度コンクリートを使用した柱部材曲げせん断実験を実施した結果、以下の知見を得た。

- ・曲げ耐力は ACI 規準によるストレスブロック法により安全側に評価することができる。
- ・せん断余裕度を 1.0 以上確保することにより曲げ破壊型の部材として設計することができる。
- ・鋼板による柱部材の補強は最大耐力、および変形性能の改善に有効である。特に高軸力下においてその傾向は顕著である。

参考文献

- 1) 岩岡 他：超高強度材料を使用した鉄筋コンクリート造柱の構造性能に関する実験的研究，前田建設技術研究所報，Vol.43，pp.59-66，2002.
- 2) 高見 他：超高強度コンクリートを用いた柱の 2 方向曲げせん断実験，日本建築学会学術講演梗概集，C-2 分冊 pp.177-178，1996.
- 3) 石川 他：高強度コンクリート・高強度鉄筋を用いた柱の高軸力下における力学性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.3，pp.943-948，2000.
- 4) 小室 他：超高強度材料を用いた RC 柱の構造性能（その 1 実験計画および実験結果概要），日本建築学会学術講演梗概集，C-2 分冊 pp.37-38，1997.
- 5) 竹中 他：超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験研究(その 1 実験概要)，日本建築学会学術講演梗概集，C-2 分冊 pp.171-172，1996.
- 6) 菊田 他：超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験研究（その 2 実験結果の概要），日本建築学会学術講演梗概集，C-2 分冊 pp.173-174，1996.
- 7) 山内 他：超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験研究（その 3 実験概要），日本建築学会学術講演梗概集，C-2 分冊 pp.191-192，2000.
- 8) 稲永 他：超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験研究（その 4 実験結果の概要），日本建築学会学術講演梗概集，C-2 分冊 pp.193-194，2000.
- 9) 山内 他：プレキャスト鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験研究（その 3 実験概要），日本建築学会学術講演梗概集，C-2 分冊 pp.399-400，2001.
- 10) 羽島 他：プレキャスト鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験研究（その 4 実験結果の概要），日本建築学会学術講演梗概集，C-2 分冊 pp.401-402，2001.
- 11) 岡本 他：超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験(その 5 実験概要)，日本建築学会学術講演梗概集，C-2 分冊 pp.423-424，2001.
- 12) 菊田 他：超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験(その 6 実験結果の概要)，日本建築学会学術講演梗概集，C-2 分冊 pp.425-426，2001.
- 13) 濱田 他：高強度材料を使用した RC 柱部材の開発，日本建築学会技術報告集，第 3 号 pp.111-116，1996.12
- 14) 村上 他：超高強度材料を用いた RC 柱部材の構造特性に関する実験研究，日本建築学会学術講演梗概集，C-2 分冊 pp.379-380，1995.
- 15) 羽島 他：超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験研究(その 7 実験概要)，日本建築学会学術講演梗概集，C-2 分冊 pp.155-156，2003.
- 16) 菊田 他：超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験研究(その 8 実験結果の概要)，日本建築学会学術講演梗概集，C-2 分冊 pp.157-158，2003.
- 17) 高見 他：超高強度コンクリートを用いた RC 柱のせん断強度に関する実験研究(軸力比，横補強筋量，載荷方向の影響)，日本建築学会学術講演梗概集，C-2 分冊 pp.25-26，1997.
- 18) American Concrete Institute: Building Code and Commentary ACI 318-95/318/R-95, 1995
- 19) 国土交通省住宅局建築指導課 他編：建築物の構造関係技術基準解説書，平成 13 年 3 月
- 20) 日本建築学会「鉄筋コンクリート構造の靱性保証型耐震設計指針・同解説」1999
- 21) 建設省総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」平成 4 年度構造性能分科会報告書 平成 5 年 3 月