

[2024] 高軸力下での鉄筋コンクリート造短柱の耐震性能

正会員 ○周 小真 (西安冶金建築学院建工系)
 佐藤 稔雄 (日本大学理工学部)
 小野 新 (日本大学理工学部)
 正会員 清水 泰 (都立大学工学部)

1. はじめに

中国の重工業用工場はクレーンの支柱を兼ねるため往々にして大きな軸力を受ける事が多く、また、中高層ビルの外柱等は地震時に過大な軸力を受ける可能性がある。軸方向力を主要な変動因子とした鉄筋コンクリート造短柱に関する既往の実験結果を見ると、曲げ耐力とせん断耐力は軸力比の増加に伴って上昇し、逆に靱性能は減少して行く傾向が見られる。筆者等が行なった実験では軸力比の値が 0.7を超えると多くの試験体で高圧せん断破壊を生じ、その際に主筋は座屈して、通常のフープ状に配筋されたせん断補強筋は定着部で破壊する傾向が見られた。[1, 2]

本論文は以上の事項を考慮したもので、高軸力柱の補強方法として高強度スパイラル筋の利用を考えこれを高軸力柱試験体に単角スパイラルや複合スパイラル状に配筋し、その効果を実験により確認した結果をまとめたものである。スパイラル筋は通常のフープ状配筋に比較して定着部の破壊を押さえるのに有効で、さらに拘束効果が高い事が知られており高軸力柱のせん断補強として有効であろうと思われる。実験はシアスパン比 (M/QD) と軸方向力 (N) を主要変動因子として、軸力比 ($\eta_0 = N/BDFc$) が 0.2から 0.4を超え 1.0に至る迄の高軸力の範囲の実験を行ない、柱の曲げ耐力やせん断耐力、靱性能に関してスパイラル筋の補強効果を検討した。

表 1 試験体一覧

試験体 No	コンクリート強度 F_c kg/cm ²	軸力 σ_0 kg/cm ²	軸力比 η_0	帯筋比 P_w %	M/QD	せん断補強方法
102-02	294	58.8	0.2	0.61	1	A
122-02	161	32.2	0.2	1.05	1	C
103-04	272	108.8	0.4	0.61	1	A
113-04	272	108.8	0.4	0.61	1	B
123-04	272	108.8	0.4	1.05	1	C
124-04	272	108.8	0.4	1.05	1	C
121-06	161	96.6	0.6	0.61	1	A
111-06	161	96.6	0.6	0.61	1	B
121-06	161	96.6	0.6	1.05	1	C
104-08	202	161.6	0.8	0.61	1	A
114-08	202	161.6	0.8	0.61	1	B
124-08	202	161.6	0.8	1.05	1	C
122-08	202	161.6	0.8	1.05	1	C
106-10	161	161.0	1.0	0.61	1	A
116-10	161	161.0	1.0	0.61	1	B
126-10	161	161.0	1.0	1.05	1	C
213-02	215	43.0	0.2	0.61	2	B
212-04	215	86.0	0.4	0.61	2	B
222-04	215	86.6	0.4	1.05	2	C
201-06	211	131.0	0.62	0.61	2	A
211-06	211	126.6	0.6	0.61	2	B
221-06	211	126.6	0.6	1.05	2	C
204-08	215	172.0	0.8	0.61	2	A
214-08	215	172.0	0.8	0.61	2	B
224-08	215	172.0	0.8	0.61	2	C
223-09	215	193.5	0.9	1.05	2	C
303-04	268	107.2	0.4	1.05	2	A
313-04	268	107.2	0.4	0.61	3	B
323-04	268	107.2	0.4	0.61	3	C
301-06	294	176.4	0.6	1.05	3	A
311-06	294	176.4	0.6	0.61	3	B
321-06	294	176.4	0.6	0.61	3	C
302-07	294	205.8	0.7	1.05	3	A
312-07	294	205.8	0.7	0.61	3	B
322-07	294	205.8	0.7	1.05	3	C

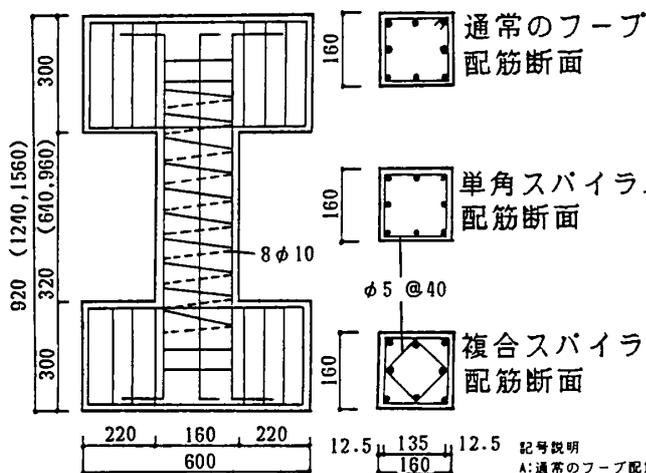


図 1 試験体寸法及び配筋図

表 2 使用材料の試験結果 (鋼材)

呼び名	断面積 a s c m ²	降伏点強度 σ_y kg/cm ²	最大強度 σ_m kg/cm ²
φ 5	0. 196	5 700	6 000
D 10	0. 785	3 480	4 570

2. 試験体

試験体の概要を図1と表1に示し、使用した鋼材の試験結果を表2に示す。試験体は実物の約1/2.5の縮尺模型35体であり、その主要変動因子は軸力比 η 。とシアスパン比 M/QD 、せん断補強筋の形状と量(P_w)である。 η の値は0.2~1.0の間で変化させており、0.2のものが3体で、0.4が9体、0.6が9体、0.7が3体、0.8が7体、0.9が1体、1.0が3体とした。 M/QD は1.0~3.0で変化させ1.0が16体、2.0が11体、3.0が8体とした。せん断補強筋の形状は通常のフープ状配筋10体、単角スパイラル配筋11体、複合スパイラル配筋14体とした。せん断補強筋の量は通常のフープ状配筋と単角スパイラル配筋が0.61%で複合スパイラル配筋が1.05%とした。試験体断面($B \times D$)は16cm角で一定とし、主筋は全試験体共3-D10($p_t=1.0\%$)を配筋した。試験体の名前はabc-dとつけて、aはシアスパン比の値を現わし、bはせん断補強筋の配筋種類として、0は通常のフープ状配筋、1は単角スパイラル配筋、2は複合スパイラル配筋を現わしている。また、cは同一条件試験体の番号で、dは軸力比の値を示している。

各試験体の設計時に想定した破壊モードは、せん断補強筋の効果のうち、特に靱性におよぼす影響を見たいこともあって、ほとんどの試験体に対して曲げ破壊指向型を計画した。なお、各試験体の軸方向力 N に関しては、その試験体のコンクリート強度(F_c kg/cm²)を加力直前に測定して、その値をもとにして所定の η になるような N の値を採用した。

3. 実験方法

加力装置を図2に示す。水平方向の加力は逆対称応力加力として、試験体に所定の軸方向力 N を加えた状態で正負交番の多数回繰り返し静加力実験を行なった。

予定荷重履歴は全試験体共通で、まず荷重制御で加力を行ない2.5 ton($\bar{\sigma} = 9.8$ kg/cm²)で正負各1回の繰り返し加力を行なった後、繰り返しの制御荷重を1 tonずつ増加させて、各繰り返し制御荷重毎に1回ずつの繰り返し加力を予定した。その後、後述の試験体降伏以後は部材角 R で制御し、 $R=1/200$, $1/100$, $1/50$, $1/25$ で各3回ずつの繰り返しを行ない、最後に押し切る事を計画した。また、軸方向力の保持が不可能となった場合や、各変形制御限界点での最大荷重が最大耐力の50%以下となった場合には、その部材が破壊したとみなして加力を中止した。

4. 実験結果

各試験体の実験結果を表3に一括して示す。典型的な試験体の荷重・変形曲線を図3に示す。ここで、降伏点は荷重・変位曲線の視察により、主筋の降伏状況や破壊の進展状況を参考として決定し、終局同時の限界変形は最大耐力後急激に耐力低下を生じた点、または徐々に耐力低下を生じた場合には最大耐力の85%まで荷重が低下した点の変形を採用した。

各試験体の破壊モードに関しては、通常のフープ状配筋をしたもので、軸力比0.4以上の値のものはせん断ひび割れ発生後、せん断補強筋の歪が増大し最大耐力時近傍に端部定着部でせん断補強筋が破壊して主筋座屈を引き起こし、軸方向力の保持が不可能となり急激な耐力低下を生じた。 $M/QD1$ ($M/QD=1$ の略、以下同様)で高軸力を受ける試験体は主筋圧縮降伏を伴って上記の様なせん断破壊をし、 $M/QD2, 3$ のものは曲げ降伏直後

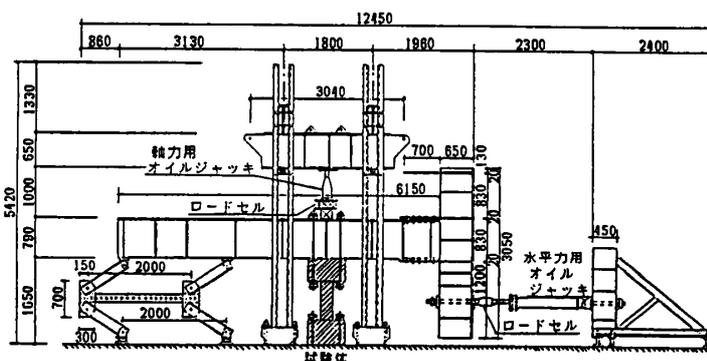


図2 加力装置

にこのような破壊を生じている。

単角スパイラル筋試験体で、 η 。0.4以上のものに関しては、M/QD1のものは最大耐力に達した後にスパイラル筋が降伏し、せん断破壊して耐力が低下した。M/QD2のものは主筋降伏の後、塑性率が2~3程度で終局耐力となり徐々に耐力が低下した。M/QD3のものは曲げ降伏後、塑性率が4前後の変形での繰り返し加力の時に徐々に耐力低下を生じた。

単角スパイラル試験体は上記のフープ状配筋試験体と比較してほぼ同様の耐力となったが、部材角R=1/50で実験を中止した時には何れの試験体もその軸力は保持していた。

複合スパイラル筋試験体で軸力比0.4以上のものは、初期ひび割れ発生荷重は前二者と大差はなかったが斜めひび割れの本数が多く発生しており、最大耐力に達した後の耐力低下は少なく、部材角R=1/50の所で

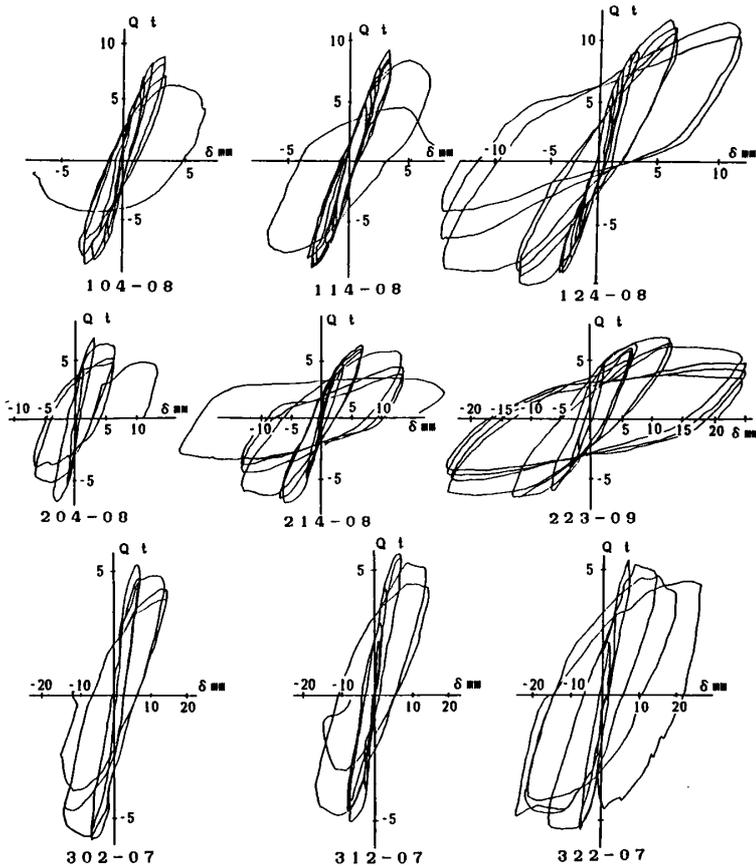


図3 荷重・変位曲線

表3 実験結果一覧

試験体 No.	tQbc ton	tQsc ton	tQvc ton	tQy ton	δy mm	tQm ton	δm mm	tQu ton	δu mm	塑性率	変位角 $\delta u/h$
102-02	6.00	4.20	—	9.00	0.30	12.00	0.55	—	0.35	1.16	1/53
122-02	5.00	4.00	—	7.00	0.43	9.90	0.80	8.20	1.20	2.70	1/27
103-04	5.00	6.00	—	7.20	0.40	9.20	0.60	9.20	0.62	1.55	1/52
113-04	5.10	7.00	—	7.70	0.40	9.35	0.62	7.60	1.30	3.30	1/25
123-04	4.80	7.00	—	8.60	0.45	12.70	1.20	10.70	2.00	5.00	1/16
124-04	5.50	6.80	—	9.00	0.40	12.70	1.20	9.30	2.00	5.00	1/16
101-06	6.00	7.50	—	8.00	0.50	9.30	0.64	7.30	0.82	1.60	1/39
111-06	6.00	7.00	—	8.80	0.43	9.90	0.64	6.50	0.82	1.90	1/39
121-06	7.00	6.00	—	8.50	0.50	10.20	0.90	8.00	1.50	3.00	1/25
104-08	7.00	7.00	—	7.70	0.30	9.30	0.35	7.90	0.40	1.30	1/81
114-08	8.00	8.00	—	7.26	0.24	8.50	0.31	7.20	0.41	1.60	1/78
124-08	7.00	7.00	—	9.00	0.26	11.80	0.65	11.10	1.20	4.60	1/27
122-08	—	7.10	—	9.04	0.30	11.00	0.62	11.00	1.30	4.30	1/25
106-10	—	8000.00	8000.00	7.90	0.50	8.80	0.62	6.40	0.64	1.30	1/50
116-10	—	8.60	8100.00	8.50	0.46	9.50	0.64	8.00	0.64	1.40	1/50
126-10	—	—	—	8.50	0.55	12.20	0.90	8.00	1.50	2.70	1/27
213-02	4.30	—	—	4.80	0.50	6.50	1.30	5.70	2.40	4.80	1/27
212-04	4.40	4.50	—	5.00	0.49	6.60	1.30	5.10	2.40	4.90	1/27
222-04	4.50	5.80	—	4.90	0.42	7.40	1.30	6.80	2.40	5.70	1/27
201-06	2.50	4.00	—	5.50	0.45	7.06	0.80	6.50	1.30	2.90	1/49
211-06	5.00	6.20	6.00	5.50	0.45	7.50	1.30	5.90	1.50	3.30	1/43
221-06	5.00	5.80	5.80	5.50	0.45	8.30	1.30	7.80	2.60	5.90	1/25
204-08	5.00	6.00	5.00	6.50	0.42	6.80	0.50	5.80	1.10	2.60	1/58
214-08	5.00	—	—	5.50	0.40	6.50	0.64	5.80	2.00	3.20	1/32
224-08	—	6.70	5.70	5.50	0.40	6.70	0.64	5.80	2.10	3.30	1/31
223-09	—	4.00	4.00	5.50	0.42	6.80	0.64	6.20	2.40	5.70	1/27
303-04	3.00	4.00	—	4.00	0.60	5.20	1.20	4.00	2.80	4.60	1/34
313-04	3.00	4.60	—	4.00	0.60	5.00	1.50	4.00	4.00	6.60	1/18
323-04	3.50	4.50	—	4.00	0.60	5.40	2.00	4.20	4.00	6.60	1/17
301-06	3.00	4.00	—	4.50	0.60	5.50	2.20	5.00	2.20	3.60	1/44
311-06	3.00	5.00	—	4.50	0.60	5.00	2.00	4.10	2.20	3.60	1/44
321-06	3.50	4.70	—	4.50	0.60	5.60	1.00	4.70	3.30	5.50	1/29
302-07	4.10	4.75	—	5.00	0.60	5.60	3.00	4.50	2.10	3.50	1/46
312-07	4.00	4200.00	—	5.00	0.60	5.40	2.00	4.50	2.20	3.70	1/46
322-07	—	4.70	—	5.00	0.60	5.50	2.00	4.70	3.50	5.80	1/27

tQbc, tQsc, tQvc: 初ひび割れ発生荷重, 曲げひび割れ, せん断ひび割れ, 割裂状縦ひび割れ, tQy, δy : 降伏時荷重と変形, tQm, δm : 最大耐力時荷重と変形, tQu, δu : 終局時荷重と変形

の繰り返しでもほとんど耐力低下を生じなかった。また、 $R = 1/25$ での繰り返しでは、外部帯筋の歪度が5000 μ 前後に達して水平耐力が徐々に低下したが軸力は保持していた。これは軸力比 1.0の試験体でも同様であった。破壊モードについては、 $M/QD 1$ の試験体では、前2種類の配筋の試験体がせん断破壊したのに比較して、曲げ圧縮破壊となり耐力も2割前後上昇した。

5. 実験結果の検討

各試験体の諸ひび割れ発生荷重や最大耐力の実験値と計算値とを比較して表4に示す。これらの計算式を以下に示す。

(曲げひび割れ: $cQBC$)
 $cQBC = (2/h) \cdot (1.84\sqrt{F_c} Z_e + N \cdot D/6)$ (1) [3]

(せん断ひび割れ: $cQSC$)
 $cQSC = 0.971\sqrt{F_c} B \cdot D(1 + \sigma_y / c\sigma_t)^{0.411} (M/QD)^{-0.605}$ (2) [4]

(曲げ耐力: $cQBU$)
 $cQBU = (2/h) \cdot \{ 0.8 a t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 N \cdot D(1 - N/BD F_c) \}$ (3) [5]

(せん断耐力: $cQmean$)
 $cQmean = \{ 0.115 k_u \cdot k_p(180 + F_c) / (M/QD + 0.12) + 2.74 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_y \} B \cdot J$ (4) [4]

ここで、 Z_e : 等価断面係数、 h : 柱内法高さ、 $\sigma_y = N/BD$ 、 $c\sigma_t = 1.84\sqrt{F_c}$ 、 $k_u = 1.0$ 、 $k_p = 0.82 p_t^{0.23}$ 、 $J = 0.875 d$ 、 d : 柱有効せい、 $a t$: 引張り主筋断面積、 σ_y 、 σ_{wy} : 主筋、帯筋降伏強度

5.1 諸ひび割れ荷重の検討

表3および表4を見ると、諸ひび割れの発生荷重に対しては3種類の配筋形状の違いによる影響はほとんど見受けられず、 η と M/QD の値によってひび割れ荷重は変化している。

$M/QD 2, 3$ の試験体はせん断ひび割れに先行して曲げひび割れが発生しており、この傾向は曲げひび割れ発生荷重の計算値がせん断ひび割れのそれよりも相当に下回っている結果と一致している。 $M/QD 1$ の試験体では、 η が0.4以下の範囲内で曲げひび割れがせん断ひび割れに先行して発生しているがそれ以上の範囲ではせん断ひび割れが先行して発生している。さらに η 0.8以上では曲げとせん断ひび割れは発生しなくなり、縦ひび割れが支配的になっている。

これらのひび割れ発生荷重は、実験値と計算値で比較的良好な適合性を示しているものが多い。

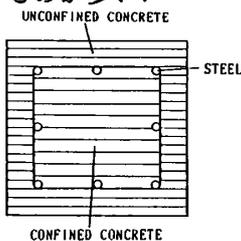


図5 断面分割

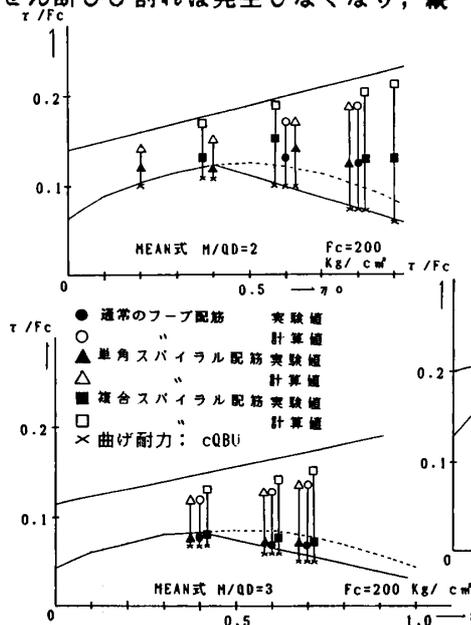


表4 実験値と計算値の比較

供試体	RQBC	RQSC	RQB	RQBE	RQSU
102-02	1.57	1.36	0.95	0.86	0.97
122-02	2.13	1.72	1.01	0.91	0.93
103-04	0.85	1.01	0.62	0.62	0.71
113-04	0.86	1.04	0.62	0.63	0.71
123-04	0.85	0.91	0.85	0.86	0.91
124-04	1.02	0.91	0.85	0.86	0.91
101-06	1.14	1.20	0.99	0.89	0.85
111-06	0.98	1.12	1.05	0.95	0.91
121-06	0.96	0.96	1.30	1.17	1.02
104-08	0.88	0.87	1.20	1.06	0.72
114-08	1.00	1.00	1.10	0.97	0.66
124-08	0.88	0.87	1.52	1.39	0.85
122-08	1.00	0.87	1.42	1.26	0.79
106-10	1.02	1.08	1.66	1.26	0.73
116-10	—	1.16	1.80	1.36	0.78
126-10	—	—	2.31	1.75	0.92
213-02	2.91	—	1.18	1.07	0.82
212-04	1.83	1.04	1.00	1.01	0.78
222-04	2.08	1.33	1.12	1.13	0.78
201-06	0.77	0.82	1.35	1.21	0.76
211-06	1.53	1.26	1.44	1.29	0.81
221-06	1.53	1.18	1.59	1.42	0.81
204-08	1.18	1.09	1.72	1.36	0.67
214-08	1.18	1.29	1.65	1.30	0.64
224-08	1.13	1.22	1.70	1.34	0.60
223-09	—	0.70	2.07	1.53	0.58
303-04	1.55	1.02	1.01	1.06	0.64
313-04	2.06	1.17	1.01	1.02	0.62
323-04	1.80	1.15	1.10	1.10	0.59
301-06	1.02	0.86	1.28	1.17	0.57
311-06	1.02	1.08	1.16	1.07	0.52
321-06	1.19	1.01	1.30	1.19	0.52
302-07	1.19	0.94	1.62	1.20	0.54
312-07	1.19	0.83	1.56	1.26	0.52
322-07	—	0.93	1.59	1.28	0.50

記号説明

- $cQBC$: 曲げひび割れ荷重計算値
- $cQmean$: せん断耐力計算値
- $cQSC$: せん断ひび割れ荷重計算値
- $cQBU$: 曲げ耐力計算値
- $cQBE$: 切断法による曲げ耐力の計算値
- $RQBU = cQBC / cQBU$
- $RQSC = cQSC / cQSC$
- $RQBE = cQM / cQBE$
- $RQBU = cQM / cQBU$
- $RQSU = cQM / cQmean$

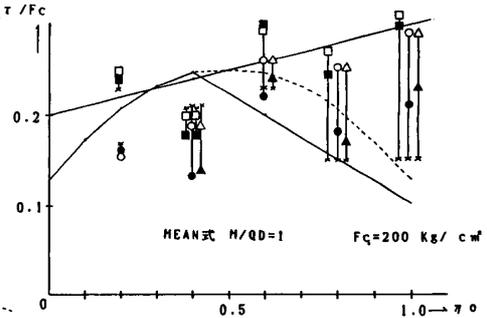


図4 最大耐力の検討

5.2 最大耐力の検討

5.2.1 せん断補強筋の効果

表3を見ると各試験体の最大耐力はせん断補強筋の形状によらず η_c が0.7以下の範囲内ではその増加に伴って徐々に上昇し、 η_c が0.7を超えるとその増加に伴って低下した。M/QD 2, 3の試験体では曲げ破壊がせん断破壊に先行し、それに伴って耐力は多少低い値となった。

NとM/QDを一定とすれば、せん断破壊が先行した試験体では複合スパイラル筋で補強した試験体の耐力が、せん断補強量が多い事もあって、その他の補強方法を採用した試験体に比較して2割前後高い値を示している。また、曲げ破壊がせん断破壊に先行した試験体の耐力を見ると、補強方法によらず一定の値となっており、せん断補強方法が耐力に対して影響が少ない結果となった。

5.2.2 実験値と計算値との比較

最大耐力実験値と曲げ耐力計算値、せん断耐力計算値を比較して図4に示す。同図の縦軸には平均せん断応力度(τ kg/cm²)とFcの比の値を採り、横軸は η_c とした。同図はM/QD別に示しており、それぞれの図には、Fc = 200 kg/cm²とした場合の計算値の線を書き込んだ。

表4と図4を見ると、せん断破壊したM/QD 1の試験体ではバラツキが大きく、せん断耐力計算値が実験値に比べて多少大き目な値となっている。

曲げ破壊したM/QD 2, 3の試験体は η_c 0.4迄は曲げ耐力計算値は実験値と良い適合を示しているがそれを上回る範囲では計算値が小さな値となった。

5.2.3 切断法による解析

高軸力柱の内部応力状態や主筋の歪度等を検討する為に、ここでは切断法により曲げモーメントを受ける断面のモーメント・曲率関係の解析を行なった。解析仮定としては、断面内の応力は平面保持を、材料の応力・歪関係はそれぞれの材料の一軸載荷実験によって得られた結果を用いた。コンクリートの引張り耐力は無視し、内部応力が断面の受ける応力と釣り合っていると仮定した。本解析で用いた断面の分割を図5に示す

解析結果の内、最大耐力を実験値と比較して表4に合せて示したが、これらの値は曲げ破壊した、M/QD 2, 3で、 η_c 0.6以下の12体の試験体に対して良好な適合性を示した。

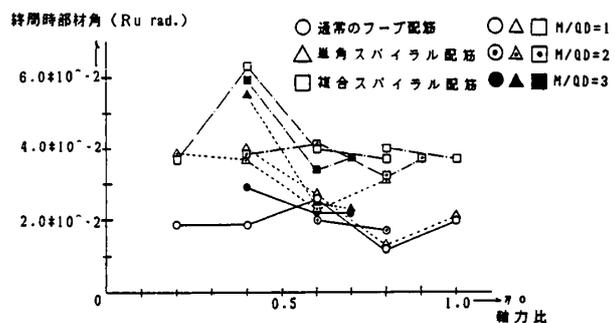
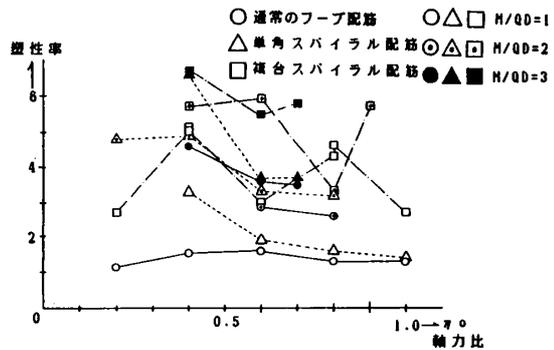
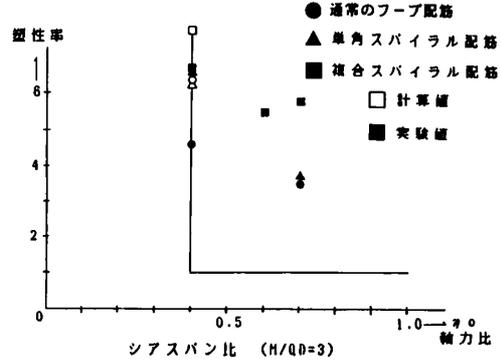
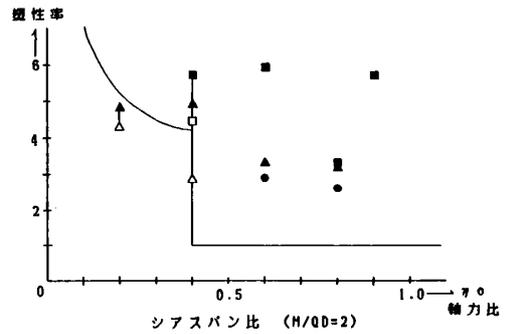
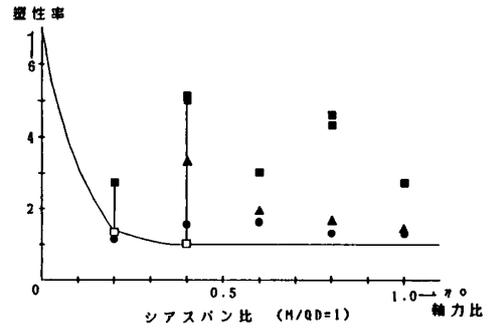


図6 変形性能の検討

これらの試験体の解析結果と実験値との比の値の平均値は 1.16 で、標準偏差は0.13となった。

5.3 変形性能の検討

5.3.1 塑性率

各試験体の塑性率 (μ) および部材角 (R) と η 。との関係を図 6 に示す。 μ の図中には次の算定式による計算値 ($f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ を仮定) を示した。

$$\mu = 10(cQ_{\text{mean}}/cQ_{\mu} - 1) > 1.0 \quad \text{但し, } \eta。 > 0.4 \text{ の場合 } \mu = 1.0 \quad (5) \quad [5]$$

上式による計算値は全ての試験体に対して安全側の値となった。

これらの図をみるとスパイラル筋の効果が見受けられる。複合スパイラル筋で補強した試験体の塑性率は通常フープ配筋試験体の 2～3 倍の値となった。スパイラル筋で補強した試験体はほとんどのものが中国の鉄筋コンクリート耐震設計規準の大震不倒の原則である $R = 1/50$ の規定を上回っている。また、通常のフープ状配筋をした試験体で、 $\eta。 > 0.4$ 以上の高軸力を受けるものはほとんどのものが低い変形性能となった。

図 3 を見ると、複合スパイラル筋で補強した試験体の復元力特性は、通常のフープ状配筋や単角スパイラル筋で補強したものに比較して良好なものとなっている。

5.3.2 高強度せん断補強筋とスパイラル筋の効果

高強度せん断補強筋を用いた補強効果に付ては、今回の実験では耐力上には余り顕著なものは見られなかったが、変形性能の向上には有効であった。

単角スパイラル筋で補強した試験体は、通常のフープ状配筋のものと比較して多少変形性能が向上する傾向が見られたが、顕著なものとはなっていない。特に、 $\eta。 > 0.4$ の大きな範囲ではほとんどその効果が見られなかった。それに比較して、複合スパイラル筋で補強した試験体では変形性能に関して大きな補強効果が得られた。これは、補強筋量が多くなった事とサブタイで中間部に配筋されている主筋までも拘束していることによる所が大きく、コアコンクリートに対する拘束効果だけでなく、主筋の座屈を防いでいる事によると思われる。

6. まとめ

高軸力を受ける鉄筋コンクリート造柱を高強度スパイラル筋で補強した際の補強効果に関して実験を行なった結果、以下の事が指摘出来た。

a) 複合スパイラル筋による補強方法は高軸力を受ける柱の脆性破壊を防止するのに有効であった。本実験では複合スパイラル筋で補強した試験体の塑性率は、通常のフープ状配筋による補強のものより 2～4 倍の値となった。b) 破壊モードについては、複合スパイラル筋で補強した試験体はシアスパン比 1 の試験体で高軸力を受けるものでも、せん断破壊をせずに曲げ圧縮破壊となり、 $R = 1/25$ の繰り返し加力でも軸力の保持が可能であった。c) ひび割れ発生荷重や最大耐力の値は補強方法によらなかった。d) 実験値と既往の算定式による計算値と比較をした結果、ひび割れ強度は良い適合性を示したが、最大耐力に関してはバラツキが大きく、余り良い適合が見られなかった。切断法による解析結果は曲げ破壊した試験体に対してよい適合性がみられた。

(参考文献) [1] 周, 東, 姜, 清水: 高軸力を受ける鉄筋コンクリート造柱の耐震性能に関する研究, JCI 年次講演会, 1985, PP.625～628 [2] 周, 佐藤, 小野, 清水: 高軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の強度と靱性, JCI 年次講演会, PP.505～508, 1986 [3] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準, 1982 [4] 広沢: 鉄筋コンクリート部材の強度と靱性, 建築研究報告 No. 76 1973 [5] 日本建築防災協会: 耐震診断基準, 1977 [6] 宋, 周: 複合螺旋形筋で補強した柱の耐震性能に関する実験研究, 西安冶金建築学院学報, PP.23～47, 1986