

# 論文 10N/mm<sup>2</sup>級の低強度コンクリートを用いたRC柱のせん断破壊性状

根口 百世\*1・川上 裕佳\*2・高月 行治\*3・南 宏一\*4

**要旨:** 本研究では、10N/mm<sup>2</sup>級の低強度コンクリートを用いたRC柱の実験を行った。主筋の種類、軸力比、せん断補強筋比および炭素繊維巻き付け補強量を実験変数として10体のRC柱のせん断破壊性状を確認した。終局耐力の検討の結果、実験変数のいかに関わらず、コンクリートの局部圧縮の効果を考慮した塑性理論によって終局せん断耐力を評価できることが示された。

**キーワード:** 低強度コンクリート、丸鋼、異形鋼、耐震性能、耐震補強、塑性理論

## 1. はじめに

現行の日本建築防災協会の耐震診断基準<sup>1)</sup>では、コンクリート圧縮強度が13.5 N/mm<sup>2</sup>未満のもの〔以下、低強度コンクリートという〕については、耐震診断の対象外とされている。その理由の一つとしては、コンクリート強度の低い部材や架構の実験的および理論的研究が十分ではなく、力学的性能の把握が不明確なことが起因していると考えられる。

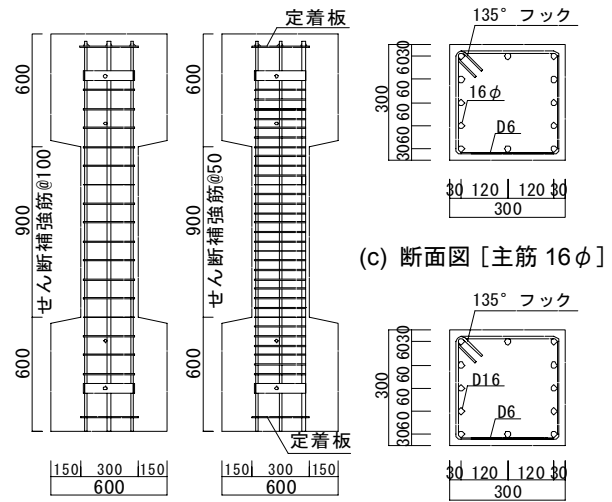
しかしながら、低強度コンクリートの既存建築物の耐震改修に対する必要性は年々高まっており、かつ、低強度コンクリートの建築物であっても、その力学的性能を明確にし、適切な補強方法を用いれば、耐震性能を確保できるのではないかとこの観点にたち、昨年の実験<sup>2)</sup>に引き続き、本論ではコンクリート圧縮強度 $\sigma_B$ が10 N/mm<sup>2</sup>級のコンクリートを用いた柱試験体を製作し、その力学的性能を実験的に確認し、せん断耐力の評価方法について考察を行う。

## 2. 実験計画

本論では、コンクリート圧縮強度 $\sigma_B$ が10N/mm<sup>2</sup>級のコンクリートを用いた柱試験体〔柱断面300×300 mm<sup>2</sup>、内法高さ900 mm〕を10体制作する。10体の試験体のうち、6体は無補強の柱試験体とし、残り4体は炭素繊維巻き付け補強を行った試験体である。

図-1の試験体形状寸法に示されるように、本論では、主筋に丸鋼〔16φ〕を用いているのが大きな特徴である。主筋に丸鋼を用いたのは、1965年以前に建てられたもので低強度コンクリートとなっている学校校舎には、丸鋼を用いられたものが多いからである。ただし、せん断補強筋については、材料の入手が困難であったため、異形鉄筋を用いた。なお、主筋の定着は、主筋の上下端の定着部を介して行った。本実験の主要な実験変数を表-1に示す。

実験変数は、せん断補強筋比、軸力比、主筋の種類、せん断補強筋比および炭素繊維シート補強量とした。軸力比を0および0.4とした理由は、当研究室で行っている実験の基本パラメータが0および0.3~0.4であり、低強度コンクリートの柱についても、普通コンクリート強



(a)  $p_w = 0.21\%$  (b)  $p_w = 0.42\%$  (c) 断面図〔主筋 16φ〕 (d) 断面図〔主筋 D16〕  
 図-1 試験体形状寸法 [単位: mm]

表-1 実験変数

試験体 No.	試験体名	主筋種別	せん断補強筋比 $p_w$ [%]	軸力比 $N/(bD \cdot \sigma_B)$	CF 補強		
7	L10200	16φ	0.21	0	なし		
8	L10240			0.4			
9	L10400		0.42	0			
10	L10440			0.4			
11	DL10200	D16	0.21	0			
12	DL10240			0.4			
13	L1024C1	16φ	0.21	0.4	0.5層巻		
14	L1024C2				2層巻		
15	DL1024C1	D16			0.21	0.4	0.5層巻
16	DL1024C2						2層巻

\*1 福山大学大学院 博士課程工学研究科地域空間工学専攻 修士 (工学) (正会員)

\*2 オリエンタル白石株式会社 大阪支店 施工技術部技術チーム

\*3 広島県東部生コンクリート協同組合

\*4 福山大学 工学部建築・建設学科 教授 工博 (正会員)

表-2 調合表

水	セメント	石粉	混和剤	細骨材率	水結合材比
210 [kg/m <sup>3</sup> ]	148 [kg/m <sup>3</sup> ]	175 [kg/m <sup>3</sup> ]	2.58 [kg/m <sup>3</sup> ]	50.1%	65%

表-3 材料試験結果

無補強試験体コンクリート [材齢 35 日]	圧縮強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	12.30
	ヤング係数 [10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> ]	0.97
補強試験体コンクリート [材齢 38 日]	圧縮強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	9.43
	ヤング係数 [10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> ]	0.95
主筋 16 φ	降伏強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	340
	ヤング係数 [10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup> ]	1.79
D16	降伏強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	372
	ヤング係数 [10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup> ]	1.79
帯筋	降伏強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	275.0
	ヤング係数 [10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup> ]	1.85
炭素繊維シート	引張強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	4700
	ヤング係数 [10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup> ]	2.69

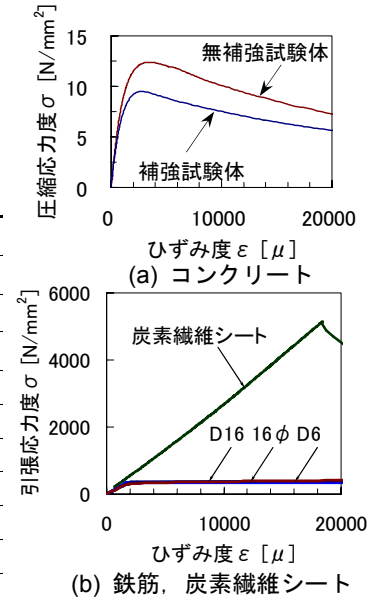


図-2 応力度-ひずみ度曲線

度の柱との弾塑性性状を比較検討するために、実験用のパラメータとして選んだものである。

### 3. 使用材料

低強度コンクリートの調合表を表-2に示す。また、使用材料の試験結果を表-3および図-2に示す。図-2(a)には、1体目の実験開始時におけるコンクリートの応力度-ひずみ度曲線を示し、図-2(b)には、主筋[16φ, D16]、せん断補強筋[D6]および炭素繊維シート[以下、CFシートという]の応力度-ひずみ度曲線を示す。

炭素繊維巻き付け補強に用いるCFシートは、0.5層巻とする場合には、目付量100g/m<sup>2</sup>のCFシートを1層巻き付けとし、2層巻とする場合には、200g/m<sup>2</sup>のCFシートを2重に巻き付けたものである。

### 4. 載荷則

載荷は建研式載荷装置を用い、制御方法は変位振幅Rによる変位制御によって行う。0.2×10<sup>-2</sup>radの変位振幅で正負2回ずつ繰り返した後に、0.2×10<sup>-2</sup>radずつ増加させて載荷を行い、変位振幅3.2×10<sup>-2</sup>radで2回繰り返した時点で実験を終了する。

### 5. 破壊状況

写真-1に最終破壊状況を示す。(a)~(c)に示される丸鋼を用いた試験体は、材端部のコンクリートの圧壊がみられ、せん断圧縮破壊の様相を呈した。内部の主筋は、コンクリート内を滑るように挙動し、コンクリートとの付着がほとんど生じていないことが示された。期待されないことが指摘される。一方、異形鋼を用いた(e)は、試験体中央部に斜張力ひび割れが生じ、主筋に沿ってひび

割れが生じ、コンクリートの剥落がみられる付着割裂破壊の様相を呈し、丸鋼を用いるか、異形鋼を用いるかによって、その破壊性状は大きく異なることが示された。

同写真(d)に示される丸鋼を用いた補強試験体は、最終変位振幅までほとんど表面上の変化はなかった。一方、同写真(f)に示される異形鋼を用いた補強試験体は、最大耐力以後、CFシートにひずみが発生しひび割れが生じた。さらに、載荷を続けると、同写真(e)のCFシート0.5層巻の補強試験体は、表面のひび割れが進行し、CFシートが内部のコンクリートを伴って試験体から剥離したことが大きな特徴であった。なお、主筋の種類および補強の有無に関わらず、主筋に生じる引張ひずみ度は、最大でも降伏ひずみ度以下であったことが観察されている。

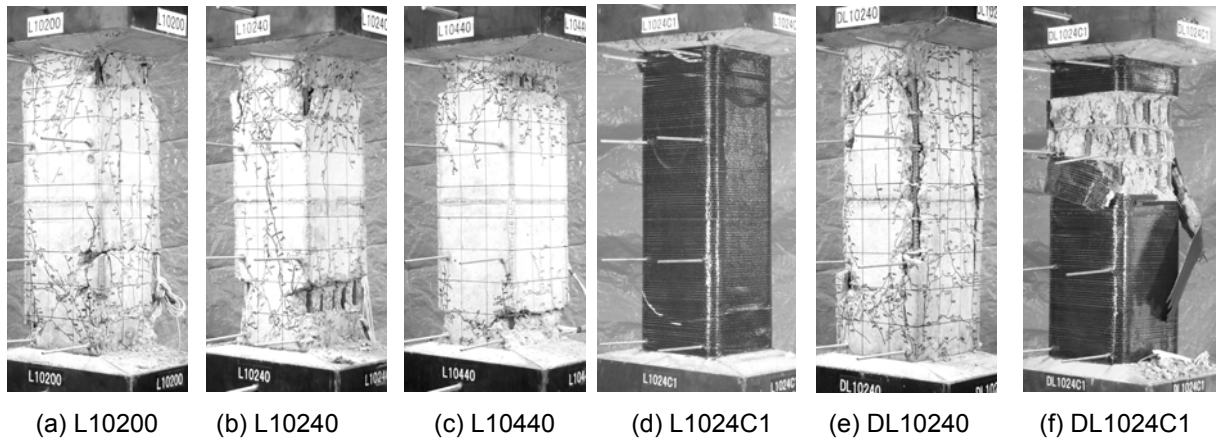
### 6. 実験結果

せん断力と部材角の関係[Q-R関係]を図-3に示す。

同図(a)~(d)は、主筋に丸鋼を用いた無補強試験体を示しており、これらの試験体は、最大耐力以後の耐力低下の割合が小さいことが特徴として挙げられる。一方、異形筋を用いた無補強試験体の(e)および(f)は、最大耐力以後、急激な耐力低下がみられた。

炭素繊維巻き付け補強を行った(g)~(j)は、主筋の種類のいかに関わらず、最大耐力以後の耐力低下が無補強試験体よりもさらに生じない傾向にあることがわかる。炭素繊維巻き付け補強を行うことによって、最大耐力以後の耐力低下が軽減される効果が認められ、補強量が大きいほど耐力低下が小さくなる傾向が認められた。

図-4は、包絡線の比較を行ったもので、同図(a)および(b)は、軸力比の違いを比較したものである。軸力比が大きくなると、最大耐力が大きくなる傾向が認められた。



(a) L10200 (b) L10240 (c) L10440 (d) L1024C1 (e) DL10240 (f) DL1024C1

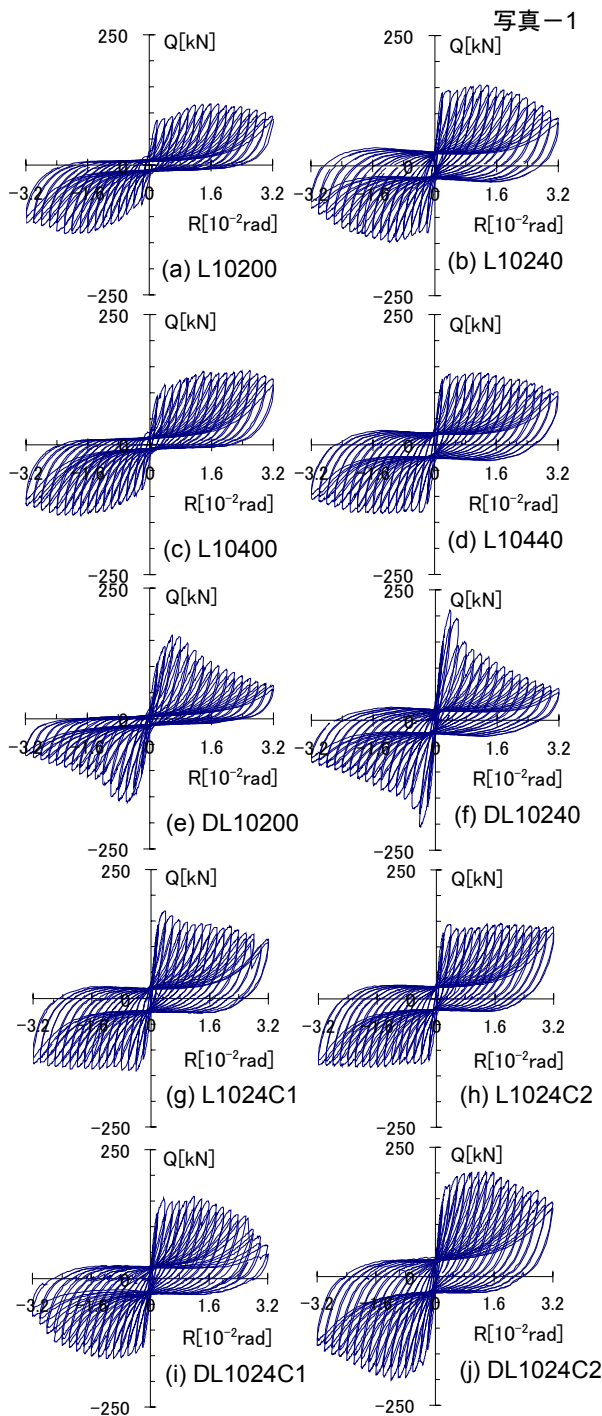


図-3 履歴曲線

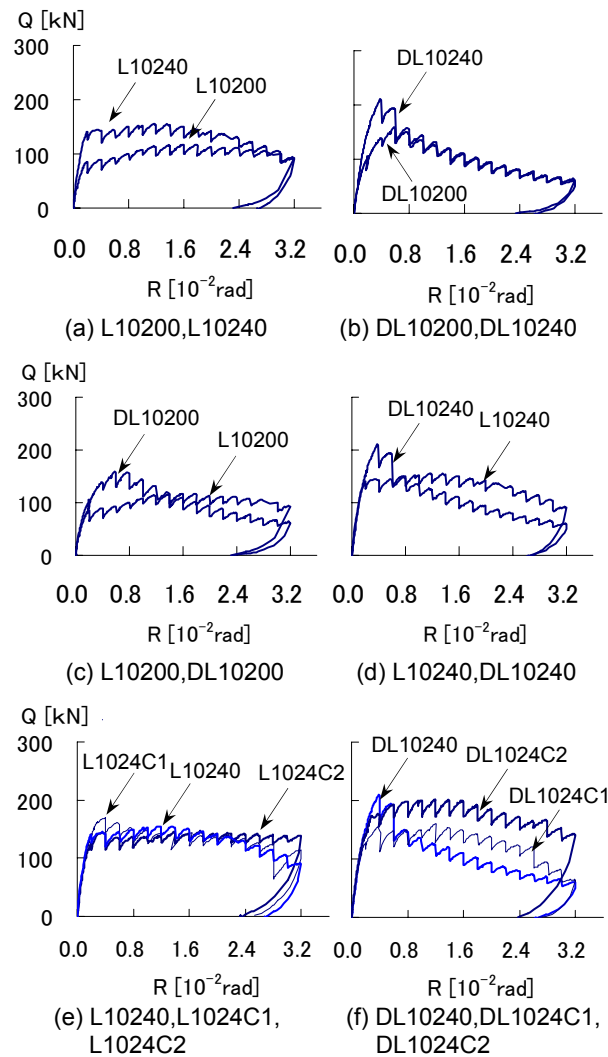


図-4 正荷重時における包絡線の比較

同図(c)および(d)は、使用した主筋の種類の違いを比較したものである。丸鋼を用いた試験体は、最終変位振幅まで、耐力の低下がほとんどないことが指摘される。一方、異形鋼を用いた試験体は、最大耐力以後の耐力低下が急激に起こり、最大耐力に達する変位部材角は、丸鋼に比して、早期であることが特徴として挙げられる。

同図(e)は、丸鋼を用いた無補強試験体と炭素繊維巻き

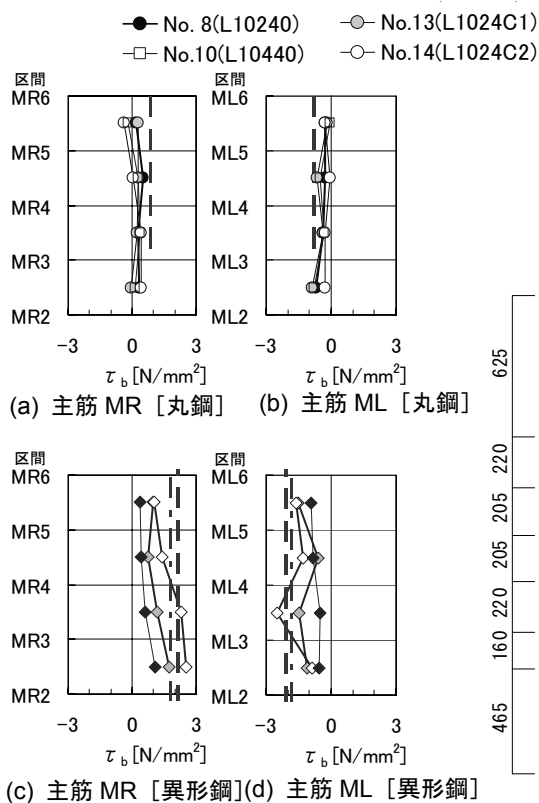


図-5 主筋の付着応力度の比較

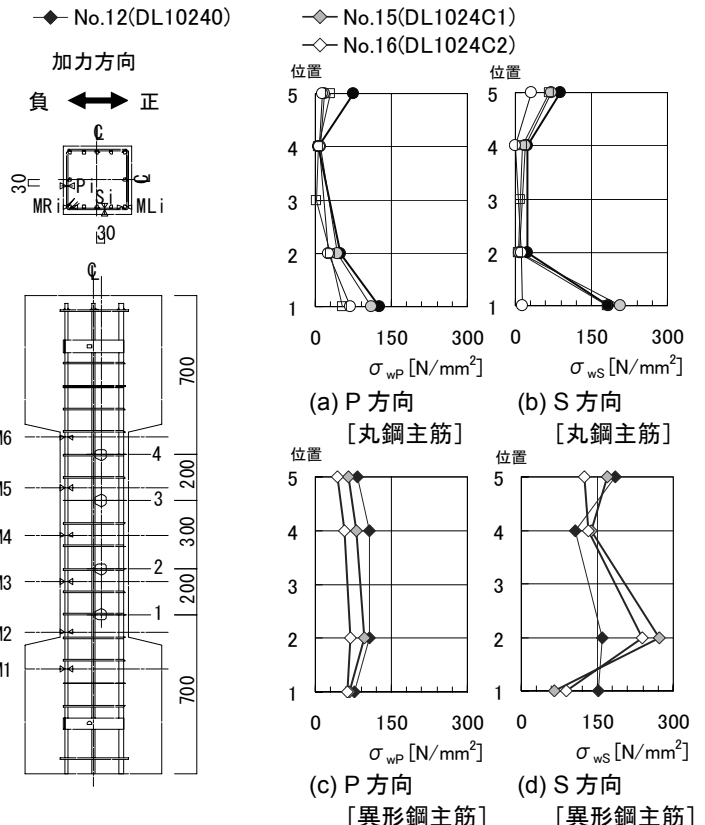


図-6 帯筋の引張応力度の比較

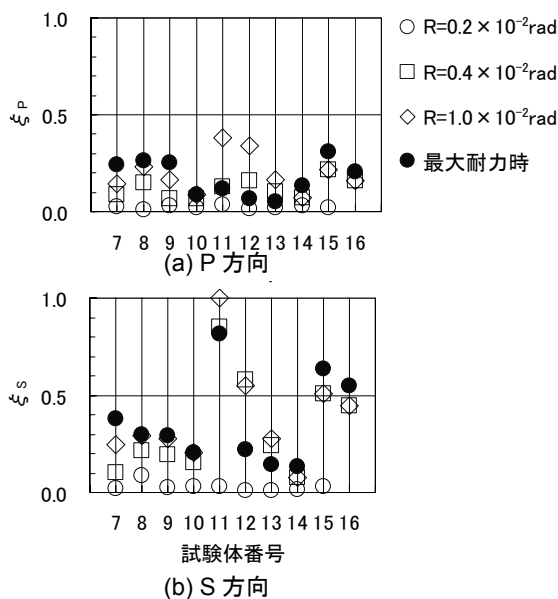


図-7  $\xi_p$  と  $\xi_s$  の比較

付け補強を行った試験体の比較を行ったものである。(e)において、CFシート2層巻の試験体 L1024C2 は、最終変位振幅まで全く耐力の低下が生じていないことが特徴として挙げられる。CFシート0.5層巻の L1024C1 は、無補強試験体 L10240 に比して、コンクリート強度が小さいにも関わらず耐力がわずかに上昇しているが、小さい変位振幅で最大耐力に達している。

同図(f)は、异形鋼を用いた無補強試験体と炭素繊維巻

CFシートを巻き付けることによって、最大耐力以後の耐力低下がほとんど生じない結果が得られた。

### 7. 主筋の付着応力度およびせん断補強筋の引張応力度

図-5には変位振幅  $1.0 \times 10^{-2}$  rad における主筋の付着応力度の比較を行ったものの一例を示す。縦軸には右側図面の主筋ゲージ貼付位置 [M2~M6 で示されるもの] を示し、横軸には、変位振幅  $1.0 \times 10^{-2}$  rad 時の各試験体の付着応力度を示す。なお、付着応力度は下式によって求めた。

$$\tau_b = \frac{(\epsilon_{i+1} - \epsilon_i) \cdot A \cdot E}{l \cdot \phi} \quad (1)$$

ここに、

$\epsilon_i$  : i 番目のひずみ度, A : 主筋断面積[mm<sup>2</sup>]  
 E : 主筋ヤング係数[N/mm<sup>2</sup>], l : 測定距離[mm]  
 $\phi$  : 主筋周長[mm]

同図(a)および(b)は丸鋼を用いた試験体について示したものである。図中の破線は、文献 3) に示される付着応力度の計算式より求めた計算値  $0.846\text{N/mm}^2$  を示したものである。全体的に計算値を下回った値となっているが、L1024C1 試験体の 2-3 区間の付着応力度が計算値を上回っている。同図(c)および(d)は、异形鋼を用いた試験体について示したものである。図中の一点鎖線は、炭素繊維シート 0.5 層巻の場合の付着応力度の計算値  $1.81\text{N/mm}^2$  を示し、破線は、2 層巻の場合の付着応力度の計算値  $2.10\text{N/mm}^2$  を示している。炭素繊維シート 2 層

表-4 実験結果の検計

No.	試験体名	$\sigma_B$ [N/mm <sup>2</sup> ]	p <sub>w</sub> [%]	実験結果			塑性理論式			$\tau_{ub}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\xi_P$	$\lambda$		
				Q <sub>sU0</sub> [kN]	-Q <sub>sU0</sub> [kN]	Q <sub>sU1</sub> [kN]	Q <sub>sU2</sub> [kN]	Q <sub>sU3</sub> [kN]						
7	L10200	13.05	0.21	117.6	-134.0	115.9	171.3	173.5	0.60	0.18	1.02			
8	L10240	13.50		160.8	-154.0	119.9	166.3	169.3				0.35	0.23	1.02
9	L10400	12.61	0.42	144.1	-137.8	112.0	164.9	169.0	0.56	0.16	1.03			
10	L10440	13.13		142.9	-138.8	116.6	154.1	156.4				0.15	0.09	1.02
11	DL10200	13.65	0.21	160.1	-161.2	121.2	202.9	207.3	1.52	0.38	1.03			
12	DL10240	13.87		212.5	-206.6	123.2	204.3	208.2				1.48	0.34	1.03
13	L1024C1	9.41	0.21	171.4	-143.2	83.6	137.0	139.0	0.76	0.17	1.02			
14	L1024C2	9.54		154.4	-141.4	84.7	118.1	119.4				0.26	0.11	1.01
15	L1024C1	9.74		164.8	-161.6	86.5	148.8	152.0				1.21	0.28	1.03
16	L1024C2	9.94		206.7	-206.1	88.3	170.7	172.8				1.82	0.21	1.03

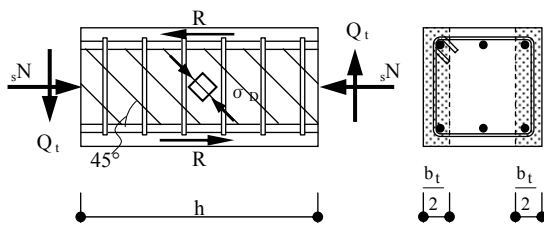


図-8 付着破壊を考慮したトラス機構

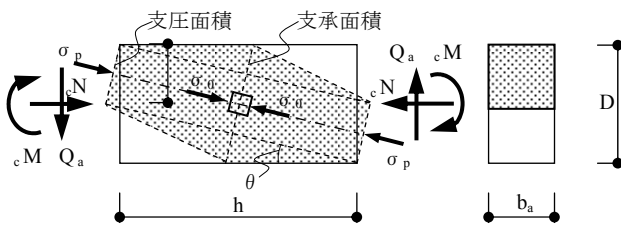


図-9 局所的な圧縮応力場とした場合のせん断抵抗機構

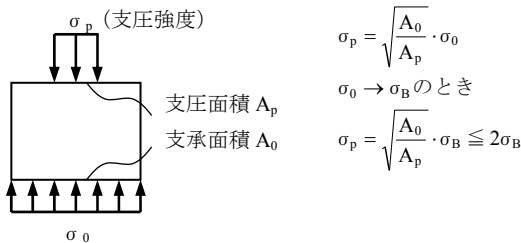


図-10 支圧強度の考え方

巻の補強を行った DL1024C2 は、3つの区間で計算値を上回る付着応力度となっており、他の2つの試験体よりも全体的に大きな付着応力度を示しているのが特徴である。異形鋼の試験体は、補強量が増加するほど、主筋の付着応力度も大きくなる傾向にあることが示された。

変位振幅  $1.0 \times 10^{-2}$  rad における帯筋の引張応力度の比較を行ったものを図-6 に示す。帯筋の引張応力度は、補強量にあまり関係のないことが示された。S 方向 [作用せん断力の作用方向] については、異形鋼を用いた試験体は、丸鋼の場合に比して大きい値となっていることが示された。

図-7 は、変位振幅  $0.2 \times 10^{-2}$  rad,  $0.6 \times 10^{-2}$  rad,  $1.0 \times 10^{-2}$  rad および最大耐力時における P 方向 [作用せん断力

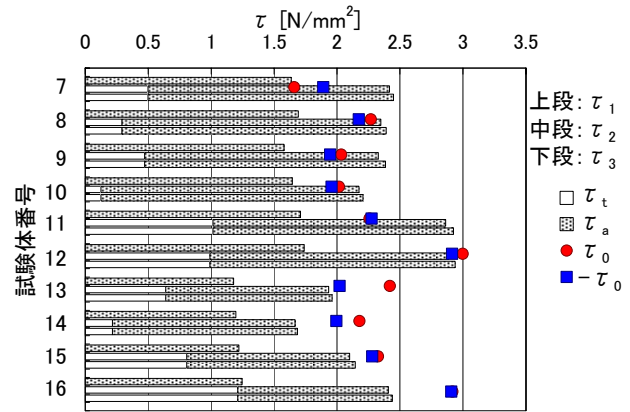


図-11 塑性理論による実験結果の検計

の方向と直交方向] および S 方向 [作用せん断力の作用方向] の帯筋の引張応力度 [ $\sigma_{wp}$ ,  $\sigma_{ws}$ ] の引張降伏応力度 [ $\sigma_{wy}$ ] に対する比率  $\xi_P$  [ $=\sigma_{wp}/\sigma_{wy}$ ],  $\xi_S$  [ $=\sigma_{ws}/\sigma_{wy}$ ] の平均値を各試験体に対して示したものである。ほぼ全ての試験体において最大耐力時の  $\xi_P$  および  $\xi_S$  の値は小さく、最大耐力時にはせん断補強筋が降伏していないことが示された。また、変位振幅が大きくなるにつれて、 $\xi_P$  および  $\xi_S$  は大きくなるが、異形鋼を用いた試験体は、丸鋼を用いた場合に比してその変化率が大きいことが示された。

## 8. 塑性理論による検計

文献4) [以下、終局強度指針という] の第6章「せん断と付着に対する設計」に準拠して、本論における鉄筋コンクリート部材の終局強度を算定することを試みる。

まず、せん断抵抗機構は、トラス機構とアーチ機構の混在を許容するが、主筋に丸鋼を用いたものについては、トラス機構による耐力は主筋の付着力によって決まると考え、その付着力を伝達するための未降伏のせん断補強筋 [帯筋] と傾斜角を  $45^\circ$  と仮定した様なコンクリートの圧縮場は、コンクリート圧縮強度  $\sigma_B$  を保持するものとして、付着力によって決定する終局せん断力  $Q_{Ut}$  を、表-4 に示す最大耐力時の付着応力度  $\tau_{ub}$  を用いて

$$Q_{Ut} = \tau_{Ub} \cdot \Sigma \phi \cdot D \quad (2)$$

として求める。なお、その機構が成立するためのコンクリートの圧縮場の幅  $b_t$  は、下式で求められる。

$$b_t = 2 \cdot \frac{\tau_{Ub}}{\sigma_B} \cdot \Sigma \phi \quad (3)$$

一方、部材の対角線上に直接的に圧縮されるコンクリートの圧縮束の形成によるせん断力の伝達機構であるアーチ機構については、南ら<sup>5)</sup>によって提案された、図-9に示されるような局所的な圧縮効果を考慮した対角線方向のコンクリートの圧縮束の断面積が線形的に変化する圧縮束について検討する。ただし、コンクリートの圧縮束のせいは柱せい  $D$  の  $1/2$  にあると仮定し、かつ、その圧縮束の有効な幅は、トラス機構で用いられた  $b_t$  の残りの幅である  $b_a$  が寄与するものと考えて

$$b_a = b - b_t \quad (4)$$

とするのは、終局強度指針と同じものである。この場合の終局せん断耐力  $Q_{Ua1}$  は文献5)に示される

$$Q_{Ua1} = \left[ \sqrt{4 + \left( \frac{\eta}{c n_0} \right)^2} - 4 c n_0^2 - \left( \frac{\eta}{c n_0} \right) \right] \cdot \frac{b_a \cdot D \cdot \sigma_B}{2} \quad (5)$$

ここに、

$$\eta = h/D$$

$$c n_0 = \sqrt{\frac{\sqrt[3]{\eta^2 + \eta^2 \sqrt{1 + \eta^2}}}{2} + \frac{\sqrt[3]{\eta^2 - \eta^2 \sqrt{1 + \eta^2}}}{2}}$$

として求められる。

参考のために、アーチ機構のみによって発揮される耐力を  $b_a = b$  として、式(5)によって求められた耐力を  $Q_{Su1}$  としたものを表-4に示す。

次に、式(5)によるアーチ機構の耐力  $Q_{Ua1}$  と式(2)による付着力で決定されるトラス機構の耐力  $Q_{Ut}$  の累加による耐力  $Q_{SU2}$  を

$$Q_{SU2} = Q_{Ub} + Q_{Ua1} \quad (6)$$

としたものを考える。

さらに、作用せん断力の直交方向の帯筋の引張応力度の実測値から  $\xi_p = \sigma_{wp} / \sigma_{wy}$  が得られるがこの値を用いて、帯筋の引張応力度によるコンクリート圧縮強度に対する拘束効果を考慮したコンクリートの圧縮強度  $\sigma_B'$  に

$$\sigma_B' = \lambda \sigma_B \quad (7)$$

$$\text{ここに、} \lambda = 1 + 2.05 \frac{p_w \cdot \xi_p \cdot \sigma_{wy}}{\sigma_B} \quad (8)$$

として評価し、式(5)の  $\sigma_B$  をこの  $\sigma_B'$  に変えると、 $Q_{Ua1}$  に拘束効果を考慮したアーチ耐力  $Q_{Ua2}$  となり、

$$Q_{Ua2} = \lambda \cdot Q_{Ua1} \quad (9)$$

と表すことができる。この  $Q_{Ua2}$  と  $Q_{Ut}$  とを累加して求めた終局せん断耐力を  $Q_{SU3}$  として下式によって求める。

$$Q_{SU3} = Q_{Ut} + Q_{Ua2} \quad (10)$$

以上の考え方によって得られた計算結果を表-3 および図-11に示す。図-11は、終局せん断耐力  $Q_{SU1}$ 、 $Q_{SU2}$  および  $Q_{SU3}$  を  $b_j$  で除して、せん断応力度にしたものを  $\tau_1$ 、 $\tau_2$  および  $\tau_3$  として上から順に示したものである。図中の  $\tau_b$  はトラス機構によるせん断応力度を示し、 $\tau_a$  はアーチ機構によるせん断応力度を示している。また、 $\tau_0$  および  $-\tau_0$  はそれぞれ、正荷重時および負荷重時の実験値を示している。

せん断抵抗機構がアーチ機構のみであると仮定した場合の  $\tau_1$  は実験値との対応があまり良いものではなく、特に、主筋に異形鋼を用いた無補強試験体や、炭素繊維巻き付け補強を行った試験体については小さく評価していることが指摘される。今回の検討では、拘束効果について十分な評価ができていないため、帯筋やCFシートの拘束効果によるコンクリート強度の定量化という面については、今後さらなる検討が必要であるといえる。

## 9. まとめ

低強度コンクリートを用いた柱部材の最大耐力時における主筋の付着応力度は、丸鋼の場合は、 $0.15 \sim 0.60 \text{ N/mm}^2$  であり、異形鋼の場合は、 $1.48 \sim 1.52 \text{ N/mm}^2$  となり、付着応力度の違いが破壊性状に大きく影響することが示された。すなわち、丸鋼の場合は、その破壊性状は、アーチ機構によるせん断抵抗機構が卓越し、異形鋼の場合はトラス機構とアーチ機構が混在する抵抗機構が低強度コンクリートの場合においても認められた。

終局せん断耐力を塑性理論を用いて検討すると、特に丸鋼の場合はアーチ機構による耐力は、文献5)に示される局部圧縮を考慮したモデルで概ね良い対応を示すが、拘束効果の定量化についてはさらに検討する必要がある。

## 参考文献

- 1) 日本建築防災協会：2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・耐震改修設計指針・同解説，2001.1
- 2) 根口百世，藤原顕太郎，高月行治，南宏一：低強度コンクリートを用いた丸鋼を主筋とするRC柱のせん断破壊性状，コンクリート工学年次論文集，vol. 29，No.3，pp.157-162，2007
- 3) SR-CF工法研究会：既存建築物の耐震改修設計施工指針SR-CF工法（改訂版），2006.6
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1997.7
- 5) 若林實，南宏一：鉄筋コンクリート柱のせん断破壊防止法に関する実験的研究，京都大学防災研究所年報，第22号B-1，pp.295-316，1979.4