

論文

[2064] 高主筋量を有するRC柱の耐力と靱性に及ぼすX形配筋の効果

正会員 ○倉本 洋 (榊鴻池組 技術研究所)
 正会員 南 宏一 (大阪工業大学 工学部)

1. 序

建設省総合技術開発プロジェクトに代表されるように、近年、鉄筋コンクリート（以下、RCと略記）造建築物の軽量化および高層化に対する要求が高まってきている。この要求を実現するために、梁、柱および耐震壁等の主要構造部材に対して、コンクリートおよび鉄筋等の使用材料の高強度化、またそれに伴う断面寸法の縮小化が行なわれる方向にあるが、これらが誘因となって生じる可能性のある構造上の問題が懸念される。それらの一つに、主筋の高強度化および多量化に起因するせん断破壊および付着割裂破壊の問題が挙げられる。

一方、RC部材のせん断破壊および付着割裂破壊の防止に有効な構法としてX形配筋法がある。既往の研究[1]において、X形配筋を適用したRC部材の耐震有効性は、コンクリート強度が360 kgf/cm²程度までの部材に対して確認されているが、それ以上の強度のコンクリートを使用した部材に対しては不明確な点が多い。

そこで、650kgf/cm²程度までの高強度コンクリートを使用した高主筋量のRC柱の耐震性能、およびそのような柱に対するX形配筋の補強効果を把握する目的で、コンクリート強度と主筋の配筋法を実験変数としたRC柱6体の逆対称曲げ・せん断実験を行なった。本論では、実験結果より、在来型配筋（以下、平行配筋という）柱とX形配筋柱の耐力および破壊性状の差異、およびそれらに及ぼすコンクリート強度の影響について考察し、X形配筋法によるせん断破壊および付着割裂破壊の防止効果を検討する。また、筆者らの提案するせん断強度式[2,3]（以下、修正南式という）の高強度コンクリートを使用した平行配筋柱およびX形配筋柱に対する適用性、有効性についても併せて検討する。

表1 実験計画

コンクリート強度 σ_B σ_t (kgf/cm ²)		作用軸力 N η (tf) (N/bD σ_B)	試験体名	
			平行配筋柱	X形配筋柱
240	34.4	64.8	P 2 4 0	X 2 4 0
470	37.6	126.9	P 4 7 0	X 4 7 0
635	39.9	171.5	P 6 3 5	X 6 3 5
主筋の配筋 引張平行主筋比: p_t (%) せん断補強筋比: p_k (%)			18-D13	10-D13, 8-ID13
			1.27	0.71
			0.44	0.44

2. 実験計画

実験に用いた試験体は表1に示すように、コンクリート強度: σ_B を240、470 および635kgf/cm²の3種類とする平行配筋柱3体、および一方方向X形配筋柱3体の計6体である。図1にX形配筋柱の形状寸法および断面構成を一例として示す。全試験体共に、柱長さ: L=90cm、柱断面: b×D=30cm×30cmとし、主筋には18-D13 (SD35: $\sigma_Y=3714$ kgf/cm²、引張鉄筋比: $p_t=1.27\%$)を用いた。せん断補強筋は、RC柱の耐震性能に及ぼすX形配筋の効果およびコンクリート強度の影響を調べるために全試験体共に同量配筋とし、高強度せん断補強筋 (5 ϕ : $\sigma_{WY}=14000$ kgf/cm²)を用いたスパイラ

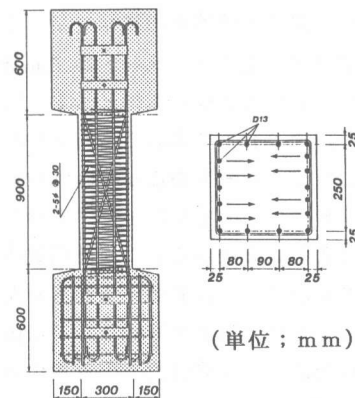


図1 試験体の形状寸法と断面構成

ル配筋とした。せん断補強筋比: p_w は、 $\sigma_B=420\text{kgf/cm}^2$ 以下でそのせん断耐力予測精度が検証されている修正南式 [2, 3] を用いて、計算上、試験体 P240 がせん断破壊型、および試験体 X240 が曲げ破壊型となるように $p_w=0.44\%$ とした。なお、X形配筋柱において、X形主筋比: β は 0.52 とし、X形主筋の柱材軸となす角度: θ は 15.05° とした。実験は、建研式加力装置を用いて、コンクリート圧縮強度の 30% 相当の一定圧縮応力下で、変位制御による繰り返し載荷法により行なった。

3. 実験結果

各試験体のひび割れ荷重および最大強度を表 2 に、また履歴曲線を図 2 にそれぞれ示す。図中の縦軸は作用せん断力: Q を、横軸は部材角: R を示す。また、点線は一定軸力による転倒モーメントの影響を表し、実線、一点鎖線および破線は、曲げ強度: Q_f 、修正南式によるせん断強度: Q_S 、および 5 章で示す付着割裂強度の計算値: Q_b をそれぞれ示している。

コンクリート強度に拘らず、平行配筋柱ではエネルギー消費能力の少ない逆 S 字形の復元力特性を示すのに対して、X形配筋柱ではエネルギー消費能力の極めて大きな紡錘形の復元力特性を示し、最大強度、最大強度時以降の強度劣化および変形能力の何れの点においても X形配筋柱が平行配筋柱に比較して優れていることが認められる。しかしながら、各試験体の破壊形式はコンクリート強度の相違によってかなり異なる。コンクリート強度が 240kgf/cm^2 の試験体において、平行配筋柱では典型的な付着割裂破壊を生じたのに対して、X形配筋柱では最大強度時以降の強度劣化の極めて少ない典型的な曲げ圧縮破壊の様相を呈しており、本実験で用いたような比較的高主筋量の柱に対する耐震性能改善手段として、X形配筋法が極めて有効であることが示された。一方、コンクリート強度が 470kgf/cm^2 、 635kgf/cm^2 と増加するに従って、平行配筋柱では付着割裂破壊からせん断圧縮破壊へ、また X形配筋柱では曲げ破壊からせん断圧縮破壊へと破壊形式が移行し、X形配筋柱と平行配筋柱の耐震性能上の差が少なくなる傾向が認められる。この原因は、本実験

表 2 実験結果

試験体	曲げ ひび割れ		斜張力 ひび割れ		平行主筋に沿う 付着ひび割れ		X形主筋に 沿うひび割れ		最大強度		
	Q_{fc}	R_{fc}	Q_{fT}	R_{fT}	Q_{fP}	R_{fP}	Q_{fB}	R_{fB}	Q_{MAX}	R_{MAX}	
P240	(正)	20.3	0.16	27.5	0.29	30.2	0.51	---	---	30.2	0.51
	(負)	-15.3	-0.12	-22.7	-0.28	-27.2	-0.44	---	---	-28.2	-1.58
P470	(正)	25.6	0.19	42.5	0.49	47.3	0.86	---	---	48.1	0.99
	(負)	-23.4	-0.12	-33.2	-0.24	-40.0	-0.60	---	---	-44.7	-0.50
P635	(正)	43.3	0.27	52.0	0.42	45.5	0.86	---	---	60.3	1.01
	(負)	-43.5	-0.26	-33.3	-0.14	-49.7	-0.62	---	---	-52.1	-0.51
X240	(正)	18.1	0.14	27.1	0.32	---	---	31.1	0.53	39.1	1.51
	(負)	-15.0	-0.10	-26.0	-0.33	---	---	-29.9	-0.51	-39.7	-1.54
X470	(正)	27.1	0.23	36.8	0.38	---	---	41.6	0.50	53.4	1.52
	(負)	-30.1	-0.21	-40.0	-0.39	---	---	-42.6	-0.48	-52.6	-1.33
X635	(正)	33.8	0.23	46.7	0.44	---	---	46.7	0.44	59.0	1.02
	(負)	-23.1	-0.06	-51.6	-0.41	---	---	-35.4	-0.16	-59.0	-0.91

単位: Q (tf), R ($\times 10^{-2}$ rad.)

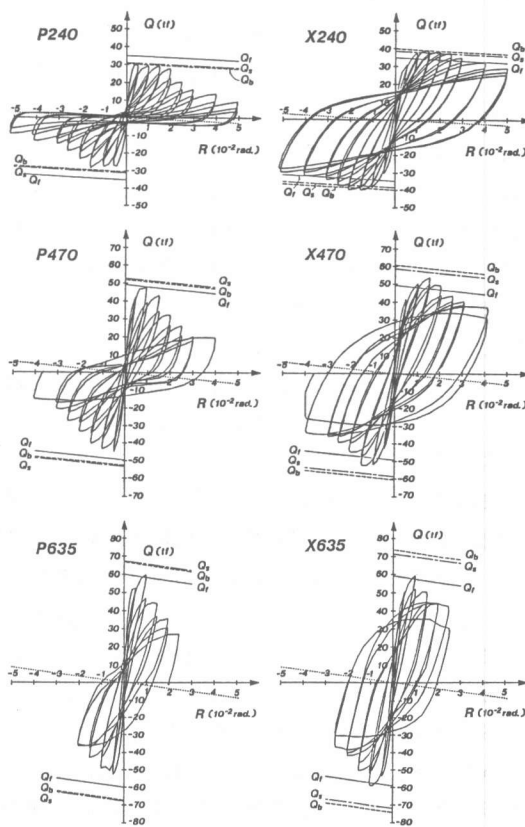


図 2 履歴曲線

ではコンクリート強度に拘らず、各試験体の軸力比およびせん断補強筋比を同一 ($n=0.3$ および $p_w=0.44\%$) としているため、コンクリート強度の高い試験体、即ち、高軸力を受ける試験体ほど最大強度以後のコアコンクリートの塑性化に伴う体積膨張を十分に拘束できなかったためと推察される。従って、RC柱の靱性を向上させるために必要な拘束補強筋量はコンクリート強度の増加に伴う作用軸応力度の増加に大きく依存するものと考えられる。なお、付着割裂破壊が卓越した試験体P240を除いては、各試験体共に $R=0.01\text{rad.}$ 程度で主筋が引張および圧縮降伏している。

4. X形主筋の負担せん断力

図3に各X形配筋柱における正載荷時のX形主筋の負担せん断力と相対部材角 R の関係を示す。負担せん断力はX形主筋の全長に沿って5ヶ所に貼付けたひずみゲージの測定値から求めた平均せん断力であり、図中の○、●および△印は、それぞれ引張主筋の負担せん断力 ${}_d Q_t$ 、圧縮主筋の負担せん断力 ${}_d Q_c$ およびそれらの総和 ${}_d Q (= {}_d Q_t + {}_d Q_c)$ を表わしている。また、点線はX形主筋をトラス材に置換することによって得られる理論値を表わしており、引張主筋および圧縮主筋のそれぞれに対して次式で与えられる。

$$\text{引張主筋} : {}_d Q_t = {}_d a_t \cdot E_s \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta (R \cdot \sin \theta - \varepsilon_i \cdot \cos \theta) \leq {}_d a_t \cdot {}_d \sigma_Y \cdot \sin \theta \quad (1)$$

$$\text{圧縮主筋} : {}_d Q_c = {}_d a_c \cdot E_s \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta (R \cdot \sin \theta + \varepsilon_i \cdot \cos \theta) \leq {}_d a_c \cdot {}_d \sigma_Y \cdot \sin \theta \quad (2)$$

ここに、 ${}_d a_t$ 、 ${}_d a_c$ 、 E_s 、 ${}_d \sigma_Y$ および θ はそれぞれX形主筋における引張側断面積、圧縮側断面積、弾性係数、降伏応力度 および材軸と成す角度であり、 ε_i は作用軸力による柱の初期軸方向ひずみを表わしている。なお、本実験に用いた試験体は対象配筋断面であるので、 ${}_d a_t = {}_d a_c$ となる。

引張主筋と圧縮主筋とは、部材角の増加に伴う負担せん断力の増加率がかなり異なる。コンクリート強度に拘らず、引張主筋では部材の最大強度時付近 ($R=0.010 \sim 0.015\text{rad.}$) でほぼ降伏応力度に達しており、かつ、それ以前の履歴過程における ${}_d Q_t - R$ 関係は (1) 式で評価できる。しかしながら、圧縮主筋では周囲のコンクリートと一体となって変形するため、圧縮主筋のみによってトラス置換した場合よりも圧縮ひずみの増分が小さくなり、結果として負担せん断力の増加率は (2) 式による評価値に対してかなり低下する。従って、 $R=0.015\text{rad.}$ 以前の履歴過程ではコンクリート強度に拘らず、X形主筋による全負担せん断力 ${}_d Q$ は (1) 式および (2) 式の累加で与えられる理論値に比してかなり低い値となっている。そこで、圧縮主筋における負担せん断力の低下の影響を考慮するために、引張主筋に対する圧縮主筋の剛性低下率 α_K を求めることを試みた。即ち、平面保持を仮定した断面曲げ解析によって、引張主筋が降伏応力度 ${}_d \sigma_Y$ に達したときの圧縮主筋の応力度 ${}_d \sigma_C$ を求め、さらに、この ${}_d \sigma_C$ を引張主筋が降伏負担せん断力に達するときの部材角における圧縮主筋の応力度と仮定して、 α_K を (3) 式によって算定した。

$$\alpha_K = (-{}_d \sigma_C + E_s \cdot \varepsilon_i \cdot \cos^2 \theta) / ({}_d \sigma_Y - E_s \cdot \varepsilon_i \cdot \cos^2 \theta) \quad (3)$$

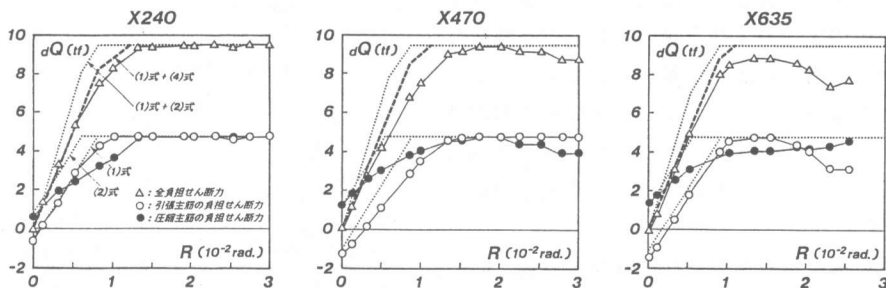


図3 X形主筋の負担せん断力

α_K は試験体X240、X470およびX635に対してそれぞれ0.68、0.67および0.64となり、コンクリート強度に拘らず0.65程度の値となった。しかしながら、曲げ解析による評価の妥当性および繰り返し載荷による影響を考慮すると、 α_K の値はさらに低下するものと予想される。そこで、本実験に用いた試験体に対する α_K の値としては0.5程度が妥当であると考え、圧縮主筋の dQ_c-R 関係を次式で与えるものとする。

$$dQ_c = d a_c \cdot E_s \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta (R \cdot \sin \theta / 2 + \epsilon_i \cdot \cos \theta) \leq d a_c \cdot d \sigma_v \cdot \sin \theta \quad (4)$$

(1)式と(4)式の累加による理論値は図4中の破線で示されるように、実験値との対応が良好であり、最大強度時以前の $dQ-R$ 関係は(1)式および(4)式によって推定することが可能である。なお、(1)式および(4)式より $\epsilon_i \leq d \sigma_v / (3 \cdot E_s \cdot \cos^2 \theta)$ であれば、コンクリート強度あるいは軸応力度が大きな部材ほど $dQ-R$ 関係における第一折れ点の強度が大きく、かつ降伏部材角が小さくなり、完全弾塑性の復元力特性に近づくことが示される。

一方、 $R=0.015$ rad,以降の履歴過程においては、コンクリート強度あるいは作用軸応力度の影響が $dQ-R$ 関係に顕著に現われている。即ち、試験体X240では $R=0.015$ rad,以降も降伏負担せん断力を維持しているのに対して、コンクリート強度が高い試験体ほど降伏負担せん断力から逸脱する度合が大きい。これは3章で述べたように、コンクリート強度の高い試験体ほど高軸応力度が作用しているため、平行配筋部分の損傷の増大および軸方向ひずみの急増等の影響によってX形主筋のトラス材としての機能が低下したためである。従って、高強度コンクリートを使用したX形配筋柱の耐震性能をより向上させるためには、最大強度時以降のひび割れの拡幅および伸展を抑制できる横補強筋を適切に配筋することが肝要であり、必要拘束補強筋量とコンクリート強度、作用軸応力度等の影響因子との関係を定量的に評価していくことが今後の課題である。

5. 修正南式による諸強度の検討

筆者らは、平行配筋部材およびX形配筋部材のせん断強度式として表3に示す修正南式を提案しており[2,3]、 $180\text{kgf/cm}^2 \leq \sigma_B \leq 420\text{kgf/cm}^2$ の範囲にある部材に対する適用性および有効性を確認している。ここでは、本実験に用いた試験体を対象として、 $\sigma_B=650\text{kgf/cm}^2$ 程度までの平行配筋柱およびX形配筋柱に対する修正南式の耐力予測精度について検討する。また、修正南式では、せん断破壊および曲げ破壊強度に対してそれぞれ表中の(6)式および(8)式を考慮しているが、付着割裂破壊強度については考慮されていない。そこで、試験体P240およびP470の実験結果を参考に、修正南式における付着割裂強度式の提案も併せて行なう。

5.1. 付着割裂強度式の提案

図4に試験体P240およびP470の正載荷時における主筋のひずみ測定値から求めた応力度分布を示す。図中の実線および点線は、それぞれ柱頭で引張側(A主筋)および圧縮側(B主筋)となる主筋の応力度を示し、△および○印は付着割裂ひび割れ発生時および $R=0.01$ rad,時をそれぞれ表わしている。また、一点鎖線は主筋の降伏応力度： σ_v を示す。

両試験体共に付着割裂ひび割れ発生以後、 $R=0.01$ rad,に到るまで、A主筋およびB主筋共に付着

表3 修正南式

$Q_1 = \min(Q_s, Q_r)$	(5)
$Q_s = b \cdot d \cdot \rho_u \cdot \sigma_{uv} + (\gamma - 2 \cdot \alpha \cdot \Psi) \cdot b \cdot D \cdot \sigma_B + d a_c \cdot b \cdot D \cdot \sigma_B$	(6)
① $n < -2 \cdot p \cdot \phi$ のとき	
$d a_c = (n + 2 \cdot p \cdot \phi + 2 \cdot d \cdot \phi \cdot \cos \theta) \cdot \tan \theta : \gamma = 0$	
② $-2 \cdot p \cdot \phi \leq n < 0.5 \cdot 2 \cdot p \cdot \phi$ のとき	
$d a_c = 2 \cdot d \cdot \phi \cdot \sin \theta : \gamma = \sqrt{4(n + 2 \cdot p \cdot \phi)(1 - n - 2 \cdot p \cdot \phi) + \eta^2} / 2$	
③ $n \geq 0.5 \cdot 2 \cdot p \cdot \phi$ のとき	
$d a_c = 2 \cdot d \cdot \phi \cdot \sin \theta : \gamma = a = (\sqrt{1 + \eta^2} - \eta) / 2$	
ただし、 $Q_s \leq (b \cdot d \cdot \sigma_B / 2) \cdot \gamma / a + 2 \cdot d \cdot \phi \cdot \sin \theta \cdot b \cdot D \cdot \sigma_B$	(7)
$\rho_u \geq 0.2\% \quad \sigma_{uv} \leq 400 \sqrt{\sigma_B}$	
$Q_r = \Sigma M_u / L$	(8)
b : 部材幅	$d a_c$: $d a_c / (b \cdot D \cdot \sigma_B)$
D : 部材せい	ϕ : 引張X形主筋係数 (= $d \rho_u \cdot d \sigma_v / \sigma_B$)
d : 主筋間隔	$p \cdot \phi$: 引張平行主筋係数 (= $p \rho_u \cdot p \sigma_v / \sigma_B$)
L : 部材長	Ψ : せん断補強筋係数 (= $\rho_u \cdot \sigma_{uv} / \sigma_B$)
M_u : 終局曲げモーメント	α : $(\sqrt{1 + \eta^2} - \eta) / 2$
N : 作用軸力	η : 柱長さ比 (= L/D)
n : $N / (b \cdot D \cdot \sigma_B)$	θ : X形主筋の材軸と成す角度
$d \rho_u$: 引張X形主筋比	σ_B : コンクリート一軸圧縮強度
$p \rho_u$: 引張平行主筋比	$d \sigma_v$: X形主筋の降伏応力度
ρ_u : せん断補強筋比	$p \sigma_v$: 平行主筋の降伏応力度
$d a_c$: X形主筋の負担せん断力	σ_{uv} : せん断補強筋の降伏応力度

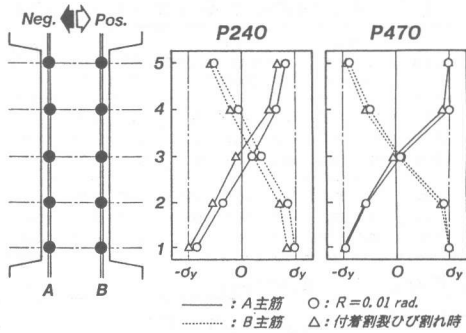


図4 主筋の応力度分布

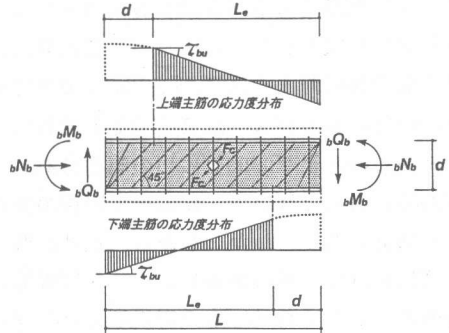


図5 付着抵抗機構

勾配はほとんど変移せず、応力度分布が引張側に推移していることが認められる。また、その度合は付着割裂破壊が顕著であった試験体P240の方が大きい。さらに、付着ひび割れ発生時において、A主筋ではゲージ貼付け位置1～4の範囲で、B主筋では2～5の範囲でそれぞれ主筋に沿う付着応力度がほぼ一定となる傾向にある。

本論では、これらの実験結果を参考に、付着割裂強度時の有効主筋長： L_e を

$$L_e = L - d \quad (9)$$

と仮定する。ここに、 L は部材長、および d は上下端の主筋間距離（多段配筋の場合は塑性重心間距離）とする。また、主筋、せん断補強筋およびコンクリート斜め圧縮束材によるせん断抵抗機構として、図5に示すようなコンクリート圧縮束が両材端部で扇形状で、かつ、中央部では材軸に対して 45° の角度をなすはり機構を仮定する。このはり機構において、有効主筋長： L_e の範囲で主筋の付着応力度が最大付着応力度： τ_{bu} に達し、かつ、有効主筋長以外の領域に分布する付着応力度が微小であるとすると、片側主筋の材長に対する付着力： R_b は、

$$R_b = L_e \cdot \sum \psi \cdot \tau_{bu} \quad (10)$$

で与えられる。ここで、 ψ は主筋の周長であり、 $\sum \psi$ は片側主筋の周長の総和である。また、付着割裂破壊時のはり機構の負担せん断力： ${}_b Q_b$ はモーメントの釣合いより、

$${}_b Q_b = d \cdot \sum \psi \cdot \tau_{bu} \cdot L_e / L \quad (11)$$

と求められ、この時の等価せん断補強筋係数を Ψ_e とすると、 Ψ_e は次式で与えられる。

$$\Psi_e = L_e \cdot \sum \psi \cdot \tau_{bu} / (b \cdot L \cdot \sigma_B) \quad (12)$$

従って、修正南式における付着割裂強度： Q_b は(6)、(11)および(12)式より、

$$Q_b = {}_b Q_b + (\gamma - 2 \cdot \alpha \cdot \Psi_e) \cdot b \cdot D \cdot \sigma_B + {}_d q \cdot b \cdot D \cdot \sigma_B \quad (13)$$

で与えられる。なお、本論では、 Q_b を求める際の最大付着応力度： τ_{bu} は藤井・森田式[4]（原論文では(5)式に相当する。）によって、最外縁主筋に対して求めるものとした。

5.2. 付着割裂強度式を考慮した修正南式による諸強度の検討

表4および図6に本実験に用いた試験体に対する修正南式による計算値と実験値の比較を示す。図中の \square 、 \square および \square 印はそれぞれ計算上の曲げ強度： Q_f 、せん断強度： Q_s および付着割裂強度： Q_b を表わし、○および●印は各試験体の正載荷および負載荷時の最大強度を示している。

各試験体の計算上の耐力： $Q_{CAL} (= \min(Q_f, Q_s, Q_b))$ は、試験体P240では Q_b で、他の試験体では全て Q_f で決定されており、前述したように試験体P240では付着割裂破壊を生じ、また、他の試験体では最大強度時付近で主筋が降伏していたという実験結果と対応している。また、コンクリート強度に拘らずX形配筋柱では、 Q_b が Q_s と同様に平行配筋柱に比してかなり大きな値となってお

り、X形配筋による付着割裂破壊の防止効果が計算結果に反映されている。一方、各試験体の実験値の計算値に対する比率： Q_{EXP}/Q_{CAL} の平均値は、平行配筋柱およびX形配筋柱のそれぞれに対して0.90~1.00および0.99~1.14の範囲にあり、平行配筋柱に対して修正南式が若干危険側の評価を与える傾向にある。しかしながら、正載荷時の最大強度に限れば、平行配筋柱およびX形配筋柱共に適切な耐力評価がなされており、修正南式は $\sigma_B=650\text{kgf/cm}^2$ 程度までのX形配筋を含めたRC部材の耐力評価式として十分有効なものであると考えられる。なお、平行配筋柱およびX形配筋柱共にコンクリート強度が増加するほど $\min(Q_s, Q_b)/Q_f$ で与えられる脆性破壊余裕度は大きくなる傾向にある。これに対して、実際には3章で示したように、コンクリート強度の高い試験体ほど脆性的な破壊を生じており、実験結果と計算結果の傾向が異なっている。また、付着割裂強度式に用いる最大付着応力度： τ_{bu} に関しては藤井・森田式を引用したが、この式は $\sigma_B=270\text{kgf/cm}^2$ 程度の付着実験から得られたものである。従って、より高強度なコンクリートを使用したRC部材に修正南式を適用する場合には、コンクリート強度有効係数あるいは最大付着応力度の評価式等、コンクリート強度が直接関与する因子についてより詳細な検討が必要であろう。

6. 結論

本研究より以下の事象が明らかとなった。

高主筋量を有する鉄筋コンクリート柱にX形配筋を適用することによって、付着割裂破壊を防止でき、耐震性能の向上を図ることができる。しかし、作用軸力を同一軸力比によって評価した場合、コンクリート強度の高い柱ほど高軸力を受けるため、X形配筋による靱性の改善効果が低減する。従って、高強度コンクリートを使用した鉄筋コンクリート柱にX形配筋を適用する場合でも、耐震性能をより向上させるためには、高軸力に対して拘束補筋筋を適切に配筋しておくことが肝要である。

X形主筋の負担せん断力と相対部材角の関係は、部材の最大強度時以前ではコンクリート強度にほとんど影響がなく、(1)式と(4)式の累加によって評価することができる。

修正南式における付着割裂強度式として(13)式を提案した。この(13)式を考慮することによって、コンクリート強度が 650kgf/cm^2 程度までの曲げ破壊、せん断破壊および付着割裂破壊の何れかを生じるX形配筋を含めた鉄筋コンクリート部材の耐力を修正南式によって適切に評価できる。

7. 参考文献

- [1] 例えば、南宏一、倉本洋：X形配筋を用いた鉄筋コンクリート構造の理論と設計、学校法人 大阪工大摂南大学 中研所報、第22巻 第2号、1989.11、pp.127-179
- [2] 倉本洋、南宏一：マクロモデルに基づく鉄筋コンクリート梁および柱のせん断強度評価式の検証、JCIコロキウム「RC構造のせん断設計法に関する解析的研究」論文集、1989.10、pp.203-210
- [3] 倉本洋、南宏一：X形配筋梁および柱の実用せん断設計式とその検証、JCIコロキウム「RC構造のせん断設計法に関する解析的研究」論文集、1989.10、pp.211-218
- [4] 藤井栄、森田司郎：異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究 第一報 付着割裂強度を支配する要因についての実験結果、日本建築学会論文報告集、第319号、1982.9、pp.47-55

表4 修正南式による各強度の計算結果

試験体	実験値		理論強度				Q_{EXP}		$\min(Q_s, Q_b)$
	(正)	(負)	曲げ	せん断	付着割裂	Q_s (tf)	Q_b (tf)	(正)	(負)
P240	30.2	28.2	35.3	31.1	30.6	0.99	0.92	0.87	
P470	48.1	44.7	49.8	53.3	52.7	0.97	0.90	1.06	
P635	60.3	52.1	60.2	67.9	67.2	1.00	0.87	1.12	
X240	39.1	39.7	34.7	38.6	39.9	1.13	1.14	1.11	
X470	53.4	52.6	48.2	58.8	60.6	1.09	1.07	1.20	
X635	59.0	59.0	59.6	71.9	74.1	0.99	0.99	1.21	

Specimen

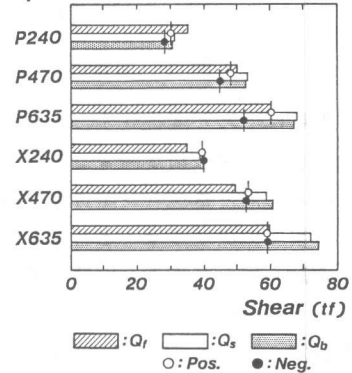


図6 理論値と実験値の比較