

論文

[2043] 2方向主軸にX形配筋を施した柱の耐震性能

正会員 ○今仲伸郎(佐藤工業(株)中央技術研究所)

正会員 東浦 章(佐藤工業(株)中央技術研究所)

井崎征男(佐藤工業(株)中央技術研究所)

正会員 南 宏一(大阪工業大学工学部)

1. はじめに

高層あるいは超高層鉄筋コンクリート造建物の低層階の柱は、高圧縮力を受ける短柱となり、地震時には、この建物はあらゆる方向の水平力を受けることが多い。そこで、高軸力の下に、主軸と異なる方向の繰返し曲げせん断を受ける柱の耐震性について検討することが必要である。本研究は、2方向主軸にX形配筋を施した短柱が主軸と異なる方向に曲げせん断力を受ける場合の弾塑性挙動を調べ、1方向主軸にX形配筋を施した短柱および平行配筋を施した短柱との比較検討を行ったものである。

2. 2方向X形配筋の構造システム

2方向主軸に対するX形配筋柱とは、図-1に示すように四隅主筋および中間主筋(併せて平行配筋という)とフープとによって構成される通常の配筋の中に、x方向およびy方向のそれぞれの主軸に対して、柱主筋を柱の中央高さで交わるように部材の対角線方向に筋違状に配筋するものである。この配筋ではx方向のX形主筋は出来るだけ柱断面中央部に配筋し、y方向のX形主筋は出来るだけ柱断面端部に配筋することにより、柱主筋は交差することなく2方向のX形主筋の配筋が可能となる。

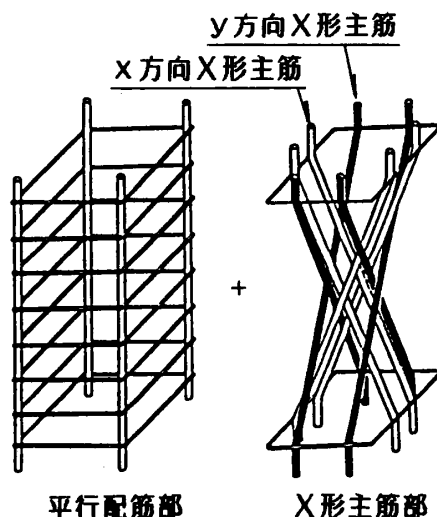


図-1 2方向X形配筋の構造システム

表-1 実験変数の組合せ

試験体一覧を表-1に、試験部の断面形状を図-2にそれぞれ示す。表中に試験体名を()で示す。実験に用いた試験体は10体である。

実験変数として主筋の配筋法、荷重方向および作用軸力を選択した。なお、柱長さ、断面の形状および全主筋量を同一とした。試験体は実大の約1/3とした。試験体の形状寸法は、柱長さ: $l=60\text{ cm}$ 、柱断面: $B_c \times D_c = 30\text{ cm}$

$\times 30\text{ cm}$ とした(B_c : 柱幅, D_c : 柱せい)。柱主筋量は実大の鉄筋量を参考にして、D13 (SD35) およびD16 (SD35) を使用し、全引張主筋比(平行主筋とX形主筋との和を柱断面積で除した値)を $P_t=0.76\%$ とした。いずれの試験体についても四隅にはD13の鉄筋を使用して平行配筋とし、他の主筋はD16とした。主筋の配筋は全主筋平行配筋、2方向X形配筋柱(X形主筋比: X形主筋量と全引張主筋量との比: $\beta_x = \beta_y = 0.61$) および、1方向X形配筋柱(X形主筋比: $\beta_x = 0.61$) の3種類とした。荷重方向は片側の主軸に対して平行の加力、片側の主軸に対して 22.5° の傾き

軸方向 応力度 (σ)	平行配筋			1方向X形配筋			2方向X形配筋		
	荷重方向 θ			荷重方向 θ			荷重方向 θ		
	0°	22.5°	45°	0°	22.5°	45°	0°	22.5°	45°
0.1 f_c		○						○	
		(P4501)						(DX4501)	
0.3 f_c		○						○	
		(P4503)						(DX4503)	
0.5 f_c	○	○			○		○	○	○
	(P005)	(P4505)			(SX4505)		(DX005)	(DX2205)	(DX4505)

を有する加力および 45° の傾きを有する加力の3種類を選択した。作用軸力比 ($n=N/(Bc \cdot Dc \cdot Fc)$) は $n = 0.1, 0.3$ および 0.5 (Fc :コンクリート設計基準強度) の3種類を選択した。帯筋は 2-D6(SD30) $\phi 30$ mm ($Pw=0.71\%$) でスパイラル筋とした。帯筋比(Pw)は、限界せん断補強筋比 ($Pw0$)と拘束補強筋比 (Pwc)との和によって求めることにし、 $Pw0=0.31\%$, $Pwc=0.40\%$ とした^{1), 2)}。

4. 加力方法

載荷方法は2主軸と異なる方向に1方向加力する方法を採用し、荷重方向を $\theta=0^\circ, 22.5^\circ$ および 45° の3種類とした。載荷装置は文献(3)で採用したものと同一とし、変位制御による正負漸増繰返しせん断載荷を行った。

5. 実験結果

5.1 破壊状況

代表的な試験体の最大荷重時のひび割れ状況を図-3に示す。図-3(a)には試験体 P4503を、図-3(b)には試験体 DX4503をそれぞれ示す。各試験体とも部材角(柱の水平変位量/柱内法高さ) $R = \pm 0.002$ rad. 付近で曲げひび割れが発生し、 $R = \pm 0.005$ rad. 時で斜張力ひび割れが発生した。その後部材角の増大にともなって斜張力ひび割れが進展した。平行配筋柱では荷重方向が $\theta=45^\circ$ の場合、軸力比(n)が増大するにしたがって柱部材の最大荷重時付近で最外端の主筋に沿う付着割裂ひび割れが顕著に発生した。荷重方向が $\theta=45^\circ$ で軸力比が $n=0.5$ の場合、柱部材の圧壊は平行配筋柱では $R=0.015$ rad. で、1方向X形配筋柱および2方向X形配筋柱では $R=0.02$ rad. でそれぞれ認められた。

5.2 履歴特性

各試験体の荷重-変形曲線を図-4に示す。縦軸は作用せん断力 Q を、横軸は部材角 R をそれぞれ示す。点線は転倒モーメントの影響を、一点鎖線は Park and Pauly による終局曲げ耐力から求めたせん断強度の理論値 fQu をそれぞれ示す⁴⁾。図中には各ひび割れ発生時および鉄筋降伏時を各記号で示す。平行配筋柱では軸力の大きさ及び荷重方向によらず、エネルギー消費能力の小さな逆S字形の履歴曲線を示している。2方向X形配筋では、軸力比が $n=0.3$ までであれ

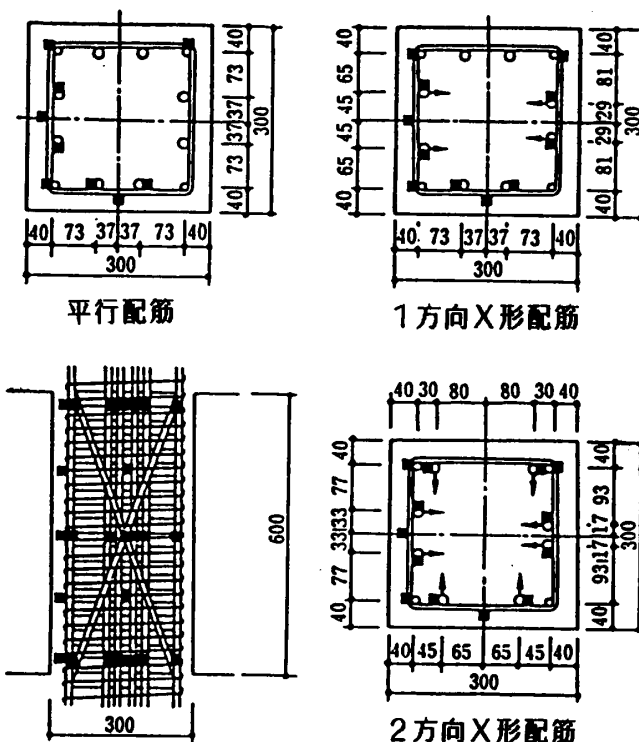


図-2 試験部の形状寸法
(■ひずみゲージ貼付位置)

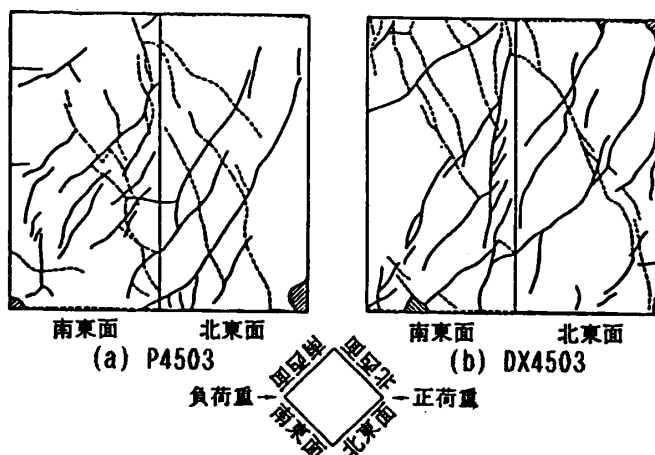


図-3 試験体の破壊状況(最大耐力時)

ば、荷重方向によらず $R=0.03\text{rad.}$ の変形能力を有し、履歴曲線の形状も紡錘形で繰り返し荷重による強度の低下も小さい。軸力比が $n=0.5$ の場合では荷重方向が $\theta=22.5^\circ$ および $\theta=45^\circ$ の2方向X形配筋柱は、 $R=0.01\text{rad.}$ で最大荷重に達し、 $R=0.02\text{rad.}$ まではほぼ最大荷重を確保している。しかしながら $R=0.02\text{rad.}$ 以降では、両試験体とも荷重が低下していることが認められる。

各試験体の最大荷重と終局曲げ耐力から求められるせん断力とを比較すると、1方向X形配筋柱および2方向X形配筋柱の最大荷重は、平行配筋柱の場合に比して計算値に近い値を示していることが認められる。

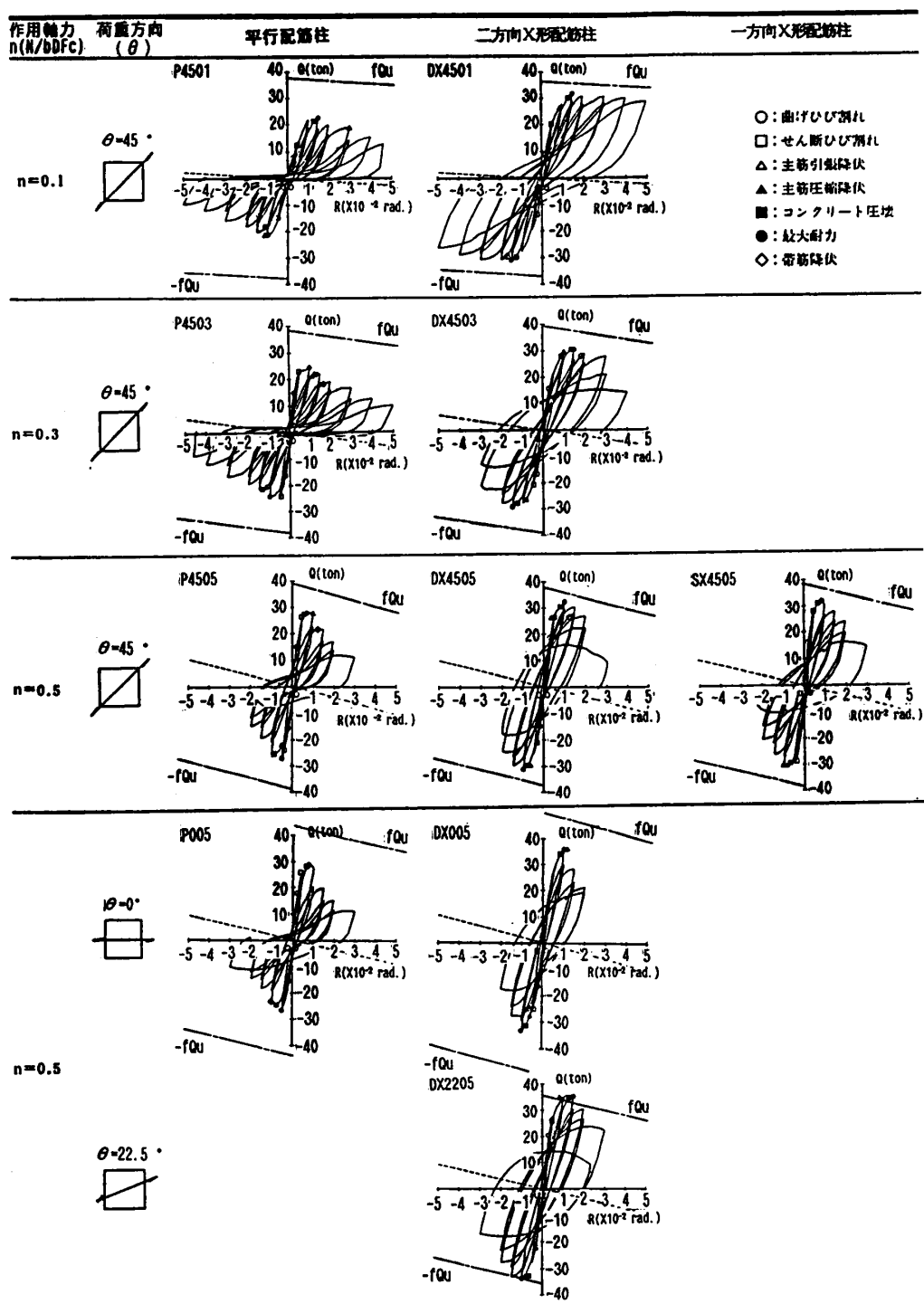


図-4 荷重-変形曲線

5.3 セン断補強筋のひずみ推移状況

各試験体のセン断補強筋のひずみ

推移状況を図-5に示す。これは柱脚から 1/4 に位置しているセン断補強筋のひずみ推移状況である。縦軸には鉄筋のひずみ度を示し横軸には部材角を示す。図中に、降伏ひずみ ϵ_y を示す。平行配筋柱ではどの試験体も $R=0.01$ rad. 時で各ひずみは $1/2 \cdot \epsilon_y$ に達し $R=0.015$ rad. 時では ϵ_y に達し、それ以後の部材角でセン断補強筋は全て塑性化しており、軸力レベルでセン断補強筋のひずみの差は認められない。これは平行配筋柱が $R=0.015$ rad. 以降の

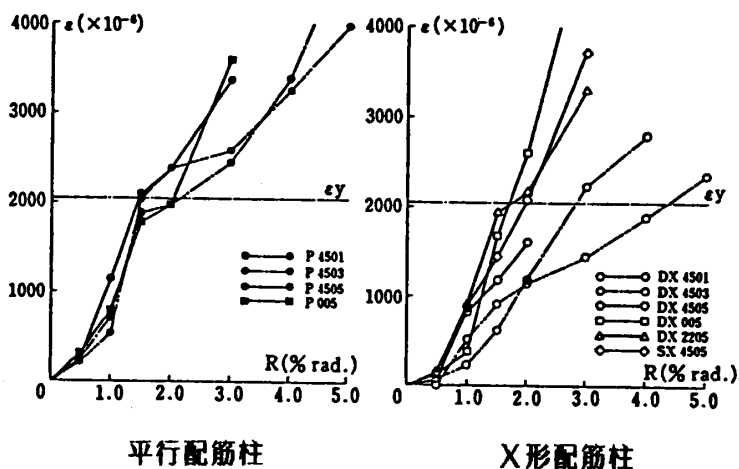


図-5 セン断補強筋のひずみ推移状況

靱性能に欠けていることを示している。X形配筋柱のセン断補強筋のひずみでは $n=0.1$ および 0.3 の場合、 $R=0.015$ rad. 時で、 $1/3 \cdot \epsilon_y$ 程度に達し、 $R=0.02$ rad. で、 $0.6 \cdot \epsilon_y$ 程度で弾性範囲内にある。 $n=0.1$ および 0.3 では、平行配筋柱のセン断補強筋のひずみに比べてX形配筋柱のそれは小さい。これは、X形配筋柱の場合はX形主筋でセン断力に抵抗するために、拘束補強筋に作用する力が小さいからであると考えられる。 $n=0.5$ の場合ではX形配筋柱のセン断補強筋のひずみは、 $R=0.015$ rad. で $(0.6 \sim 0.9) \cdot \epsilon_y$ に達し、 $R=0.02$ rad. で、 ϵ_y に達しており、 $n=0.1$ および 0.3 の場合と比較してひずみは大きくなっている。しかしながら、平行配筋柱のセン断補強筋のひずみに比べてX形配筋のそれは小さくなっており、X形主筋の効果が認められる。このことから、2方向X形配筋柱でも、軸力比が高い場合に靱性能力を上げるためには、さらに拘束補強筋が必要であると考えられる。

5.4 柱主筋のひずみ推移状況

載荷方向が $\theta=45^\circ$ の場合の平行配筋柱および2方向X形配筋柱について、x方向およびy方向の柱主筋のひずみ推移状況の一例として、柱中央部のひずみ測定値を図-6に示す。縦軸には鉄筋のひずみ度を示し横軸には部材角を示す。正載荷時のひずみ状況を○で示し、負載荷時のひずみ状況を●で示す。平行配筋柱の柱主筋はいずれの鉄筋もほとんど圧縮力を負担しておらず、たとえ負担していてもひずみ状況からわずかの負担量である。しかしながら2方向

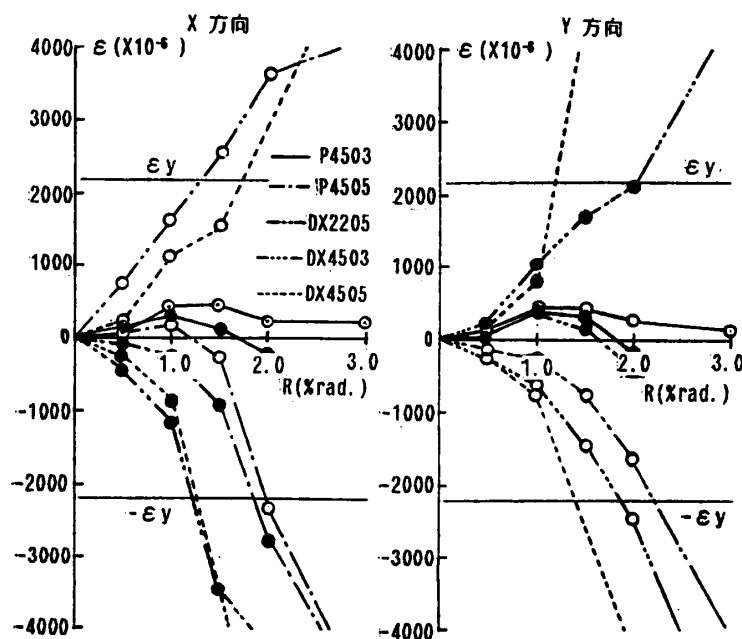


図-6 柱主筋のひずみ推移状況

X形配筋柱では、X形主筋はどの軸力レベルにおいても曲げ圧縮力を負担しており、 $R=0.015 \sim 0.02$ rad. 時ではほぼ降伏ひずみに到達していることが認められる。荷重方向の影響については、荷重方向の角度が増大するとせん断力に対するx方向およびy方向のそれぞれの分力の大きい方向のX形主筋のほうが小さい分力方向のX形主筋より各部材角に対するひずみの増加状況は大きいことがわかる。荷重方向が $\theta=45^\circ$ では、x方向およびy方向のX形主筋のひずみ状況はほとんど同じであることが認められる。このことから載荷方向が $\theta=45^\circ$ では、2方向X形配筋柱のX形主筋はせん断力に対してトラスとして抵抗していると考えられる。

6. 実験結果の検討

6. 1 最大耐力の比較

各試験体の最大荷重を図-7に示す。縦軸にはx方向のせん断強度を示し、横軸にはy方向のせん断強度をそれぞれ示す。図中に平行配筋柱の実験値および2方向X形配筋柱の実験値を○で示し、1方向X形配筋柱実験値を□でそれぞれ示す。全般的な傾向として、1方向X形配筋柱および2方向X形配筋柱の最大荷重は平行配筋柱のそれと比較して、高い値を示している。

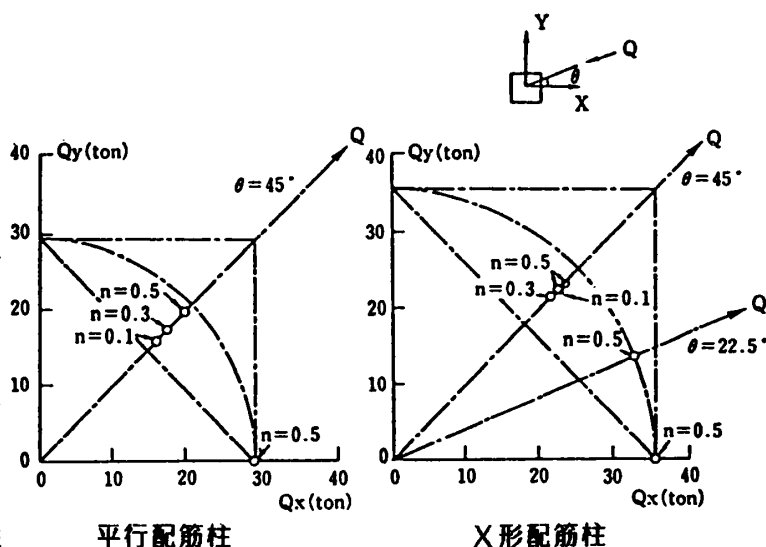


図-7 各試験体の最大耐力の比較

1方向X形配筋柱の最大荷重は、2方向X形配筋柱のそれとほぼ同様の値を示している。

組合わせ応力を受ける柱部材の耐力を(1)式で表現し、本実験結果を検討する。

$$\left(\frac{Q_x}{Q_{ux}}\right)^\alpha + \left(\frac{Q_y}{Q_{uy}}\right)^\alpha = 1 \quad (1)$$

ここで Q_{ux} および Q_{uy} は x 方向および y 方向のそれぞれの耐力を示す。今回の柱部材では $Q_{ux} = Q_{uy}$ とした。荷重方向が $\theta = 45^\circ$ の場合の平行配筋柱では軸力比が増大するにしたがって最大荷重は上昇する傾向が認められる。また、荷重方向が $\theta = 22.5^\circ$ の場合について文献(5)を参考にすると、荷重方向が変化する場合、全体的な傾向として、軸力比が低いほど1方向耐力の $1/\sqrt{2}$ の直線(式(1)で $\alpha=1$)に近づき、軸力比が高いほど1方向耐力を示す円弧(式(1)で $\alpha=2$)に近づくことが分かる。しかしながら、2方向X形配筋柱では荷重方向が変化しても軸力比の大きさによらず、柱部材の耐力は1方向の耐力の円弧上(式(1)で $\alpha=2$)に近づくことが認められる。

6. 2 実験値と計算値との比較

荷重方向が $\theta = 0^\circ$ の場合について、実験値と計算値とを比較したものを表-2に示す。表中には、平行配筋柱の負担せん断力を pQ_u で示し、はり機構による耐力とアーチ機構による耐力とを累加して終局せん断耐力を求めた。⁶⁾ さらに、X形主筋の負担せん断力を dQ_u で示し、表下の式により求めた。部材耐力は、平行配筋柱の負担せん断力とX形主筋の負担せん断力との和により求めた。本実験では、平行配筋柱および2方向X形配筋柱の最大耐力と計算値との比率は 0.91 および 0.82 となり、実験値と計算値との対応は良いと考えられる。

7. 結 論

本論で得られた主要な結論を以下に要約する。

1) 軸力比が $n=0.3$ までは、任意方向の加力を受ける場合、従来の平行に配筋された鉄筋コンクリート柱の履歴曲線は、典型的なせん断破壊の特性を示す逆S字形となるが、2方向X形配筋とすることにより、履歴曲線はエネルギー消費量の大きい紡錘形となり、X形配筋を施した鉄筋コンクリート柱は、極めてすぐれた耐震性能を有している。

2) 軸力比が $n=0.5$ では、今回の帯筋量では平行配筋の変形能力は $R=0.01$ rad. となり、X形配筋柱では $R=0.015 \sim 0.02$ rad. となる。

3) 2軸曲げせん断を受ける柱の耐力は、柱主筋の配筋を平行配筋から2方向X形配筋とすることにより曲げ終局耐力に近づけることができる。

4) 平行配筋柱では加力方向が変化すると最大荷重は低下する。しかしながら2方向X形配筋柱では加力方向が変化してもほとんど荷重は低下せず、1方向主軸に対する耐力を保有している。

8. 参考文献

- 1) 倉本 洋, 宮井清忠, 南 宏一, 若林 實: 高圧縮力を受けるX形配筋の強度と靱性, 第8回コンクリート工学年次講演会論文集 1986, pp. 821 ~ 824
- 2) 倉本 洋, 井川 望, 宮井清忠, 南 宏一, 若林 實: X形配筋極短柱の耐力と変形性能 (その2), (その3), (その4), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道) 昭和61年 8月 pp. 387 ~ 392
- 3) 近藤吾郎, 東浦 章, 堤 英明, 井崎征男, 村本道哉, 今仲伸郎: 高層RC建築物柱部材のサブストラクチャー法によるオンライン応答実験 (その1) (その2), (その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), 昭和61年 8月 pp. 883 ~ 888
- 4) R. Park and T. Pauly: Reinforced Concrete Structures, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, pp. 106-158
- 5) 城 攻, 内山晴夫, 草薙敏夫, 中村庄滋, 柴田拓二: 任意方向の曲げ剪断を受ける鉄筋コンクリート短柱の破壊性状について, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北) 昭和57年10月 pp. 1265 ~ 12706)
- 6) 若林 實, 南 宏一: コンクリート系構造部材のせん断強度について, 京都大学防災研究所年報, 第24号B-1, 1981年 4月, pp. 245 ~ 277

表-2 実験値と計算値との比較 ($\theta=0^\circ$)

試験体	計 算 値			実 験 値	
	pQu(ton)	dQu(ton)	Qcal(ton)	Qexp(ton)	Qexp/Qcal
P005	31.87	0.00	31.87	29.16	0.91
DX005	32.63	11.20	43.83	35.74	0.82

$$Q_{cal} = pQ_u + dQ_u$$

pQu: 平行配筋柱の負担せん断力

dQu: X形主筋の負担せん断力

$$dQ_u = 2 \cdot dat \cdot d\sigma_y \cdot \sin \theta$$

ただし, dat : X形主筋の一組の断面積

d σ_y : X形主筋の降伏応力度

θ : X形主筋と材軸との角度