

論 文

[2054] 高軸力を受ける正方形鋼管横補強 RC 柱の繰り返し曲げせん断性状に関する実験的研究

正会員 崎野健治（九州大学建築学科）

正会員 ○孫 玉平（九州大学大学院）

1. 序

鉄筋コンクリート柱（以下RC柱と書く）の脆性破壊を防ぐために様々な横補強方法の提案がなされているが、その中の一つに大量の横補強材を無理なく配置し、しかもコンクリートの型枠を兼ねる方法として鋼管横補強法が提案されている [1]。著者らは鋼管横補強法をせん断スパン比1.0の短柱に適用した場合の有効性を実証してきた[1]。

本論は通常のプロポーションを有する柱、特に高軸力を受ける柱について鋼管横補強法の有効性を実証することを目的とする。鋼管横補強法は部材の危険領域のみを局部的に補強する方法として提案されたものであるが、既往の研究で行われている短柱の研究においては、柱全体が危険領域となり鋼管により横補強されている。通常のプロポーションを有する柱の場合は、危険領域である塑性ヒンジ領域のみを横補強すれば良いものと考えられるが、そのことの妥当性の検討も行った。

2. 実験概要

2. 1 試験体

せん断スパン比を2.0とした鉄筋コンクリート柱について、主筋量（全試験体に8本のD13異形鉄筋を配筋、主筋比3.84%）および横補強用鋼管の幅厚比（B/t=31）を一定とし、軸力（その大きさを軸力比 $n_o = N/(A_c \cdot c \sigma_B)$ で表す）および鋼管による横補強範囲を実験変数として実験を計画した。試験体の一覧を主な実験結果とともに表-1に示す。また、試験体の形状・寸法を図-1に示す。

試験体は、柱の両端部約1.5B（B:鋼管の幅）の範囲のみを鋼管で横補強したもの（局部横補強

表-1 試験体一覧および主な実験結果

試験体名	補強範囲	$c\sigma_B$ (kg/cm ²)	軸力		せん断力(ton)		M_{ue} (ton-m)	M_{uc} (ton-m)
			N(ton)	$N/A_{cc}\sigma_B$	Q_{u+}	Q_{u-}		
L8-04	局部	439	47.1	0.40	13.7	13.5	5.18	4.88
L8-07		474	89.0	0.70	16.2	16.4	6.30	5.43
L8-08		440	94.4	0.80	16.9	16.2	6.53	5.37
L8-09		440	106.0	0.90	16.7	17.3	6.36	5.26
T8-04	全体	439	47.1	0.40	13.7	13.6	5.19	4.88
T8-09		440	106.0	0.90	16.3	17.3	6.35	5.26
T8-10		440	118.0	1.00	17.4	17.4	6.64	5.05
T8-11		474	139.8	1.10	17.1	17.5	6.57	4.98

注 1) $c\sigma_B$: コンクリートのシリンダー強度 2) N: 軸力

3) A_c : コンクリートの断面積 4) Q_{u+}, Q_{u-} : 正、負載荷時の最大せん断力

5) M_{ue}, M_{uc} : 曲げ終局強度の実験値、計算値

柱と称す)と試験体全長を鋼管により横補強したもの(全横補強柱と称す)をそれぞれ4体、計8体を製作した。局部横補強柱の中央部分には、せん断破壊あるいは付着割裂破壊を防ぐために鉄筋コンクリート構造計算規準で定められている帯筋横補強効果を算入できるせん断補強筋比の上限値である1.2% (その体積比は約 2.40%となる) の帯筋を配筋した。鋼管には曲げおよび軸方向応力を直接負担させないため、柱の上下加力スタッフの端部と鋼管の間に長さ10mmのクリアランスを設けた。試験体に用いた横補強用鋼管、主筋および帯筋の降伏点応力はそれぞれ $4340\text{kg}/\text{cm}^2$, $3360\text{kg}/\text{cm}^2$, と $3270\text{kg}/\text{cm}^2$ である。また、コンクリートは、調合強度が $420\text{kg}/\text{cm}^2$ の高強度コンクリートを用いた。

軸力比($n_o = N/(A_c \cdot e \cdot \sigma_s)$)は、局部横補強柱の場合には、それぞれ0.4, 0.7, 0.8, 0.9の4種類である。軸力比0.4は「鉄筋コンクリート構造計算規準」[2]で推奨されている軸力比の制限値(1/3)にはほぼ相当する。また、軸力比0.7は「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針」[3]で規定されている(十分な帯筋で拘束された)柱に対する軸力比の制限値(2/3)にはほぼ相当する。したがって、軸力比0.8と0.9は従来の帯筋横補強法では韌性の確保が困難と考えられる軸力比である。一方、全横補強柱の場合には、4種類の軸力比の値は、鋼管の補強範囲による違いを見るため、当初局部横補強柱のそれと同じ値を取り予定であったが、最初に行った軸力比0.4と0.9の試験体の実験結果により、局部横補強柱の復元力特性および最大耐力などは全横補強柱のそれとほとんど同じであることが明らかになったので、全横補強柱の残りの2体の試験体に対しては、鋼管横補強柱に対する軸力比の限界値を見るために、軸力比を1.0と1.1に計画を変更して実験を行った。

2. 2 実験方法

加力および測定方法は文献[1]で述べた短柱実験のそれと同じである。建研式加力装置を用い、柱に逆対称変位を与えた。予定した載荷プログラムは、変位振幅を部材角で $\pm 0.005\text{rad}$ ずつ $\pm 0.03\text{rad}$ まで漸増させ、同一振幅で3サイクルずつの繰り返し載荷である。ただし、一部の試験体においては、横補強用鋼管が大変位時に上下加力スタッフに接触したかどうかをチェックするため、部材角振幅 0.03rad の載荷を終えた後、 0.06rad の大変位まで正側載荷を行った。試験体T8-10については、測定装置の取付に不備があったため、載荷は予定した載荷プログラムの通り行えなかった。また、試験体T8-11については、柱部材角 $R=0.02\text{rad}$ の3回目の正側ピーク点で、柱の軸方向縮み量の増大により柱頭、柱脚で鋼管と加力スタッフが局部的に接触したことが観察されたので、載荷プログラムを変更し、柱部材角 $R=0.06\text{rad}$ まで載荷して実験を終了した。

3. 実験結果

3. 1 せん断力Q-部材角R関係

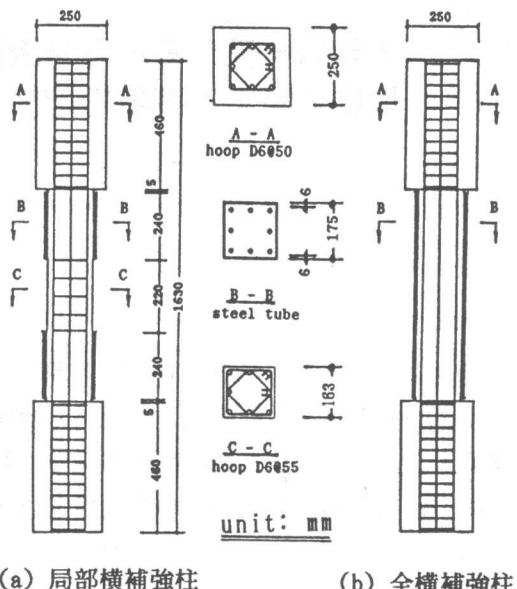


図-1 試験体の形状・寸法

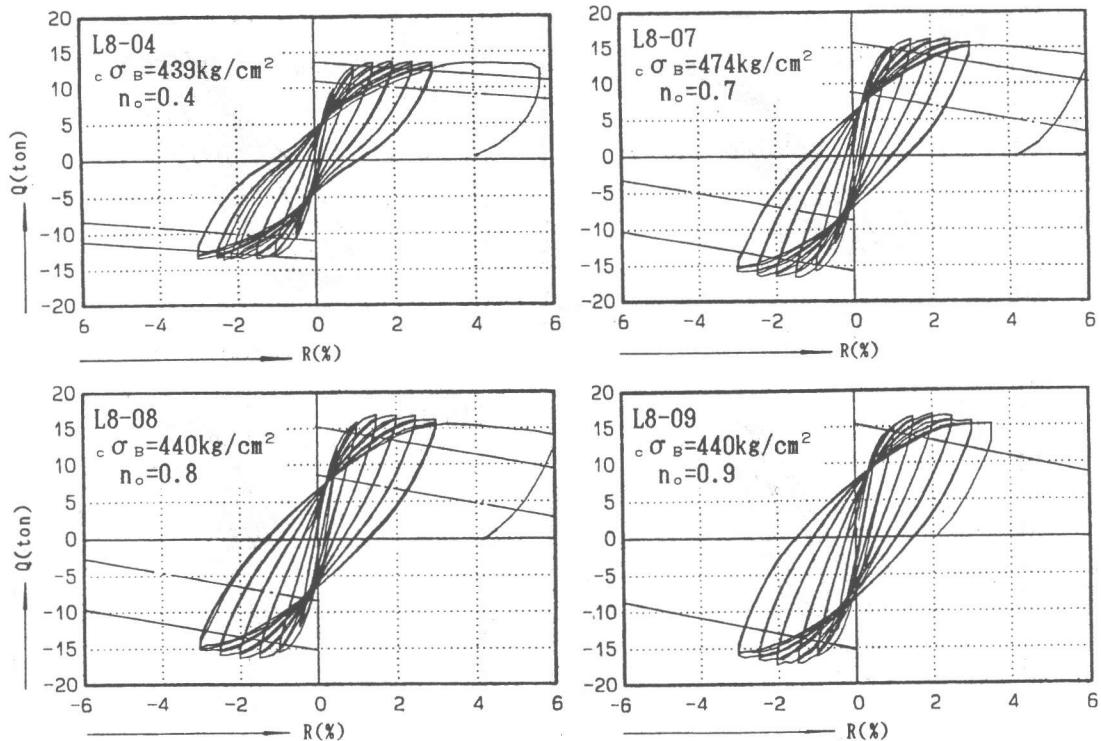


図-2 せん断力-部材角関係(局部横補強柱)

図-2, 3に各試験体のせん断力Qと部材角Rの関係を示す。図中に太い実線および一点鎖線で示す直線は、それぞれ著者らによって提案されている正方形鋼管により横補強されたコンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係を仮定(次節参照)して求めた曲げ終局強度およびACI規準のストレスブロックを用いて求めた曲げ終局強度に基づくメカニズムラインである。ただし、軸力比が0.9またはそれ以上の試験体に対して、ACI規準で推奨されているストレスブロックを用いた場合は、中立軸が断面外に出て、ACI規準の計算法が厳密に適用し得なくなるため[4]、ACI規準値に対応する水平耐力(一点鎖線)を示していない。また、図中の白い三角と黒い三角はそれぞれ柱頭、柱脚で鋼管と柱の加力スタッフが接触し始める点と鋼管が完全に加力スタッフに接触した点を示す。

図-2, 3より分かるように、高軸力を受ける試験体を含めて8体の試験体とも非常に安定した履歴挙動を示した。軸力比0.4の試験体の場合の復元力特性にわずかなピンチング現象が見られたが、他の高軸力を受ける試験体の復元力特性はエネルギー吸収性能に富む紡錘形となっている。また、いずれの試験体においても、水平耐力は“鋼管による拘束効果を考慮した”水平耐力を発揮し、高軸力を受けているにもかかわらず、耐力低下が非常に小さく、部材角0.03radの時点でも最大耐力の9割前後を維持している。さらに、鋼管の横補強範囲の影響を見るため行った軸力比0.4および0.9の4体の試験体の復元力特性および最大耐力を比較すれば分かるように、局部横補強柱と全横補強柱とではほとんど差はない。

3.2 破壊状況

実験終了後に鋼管をガス切断ではぎ取り、充填コンクリートの破壊状況を観察した。試験体の

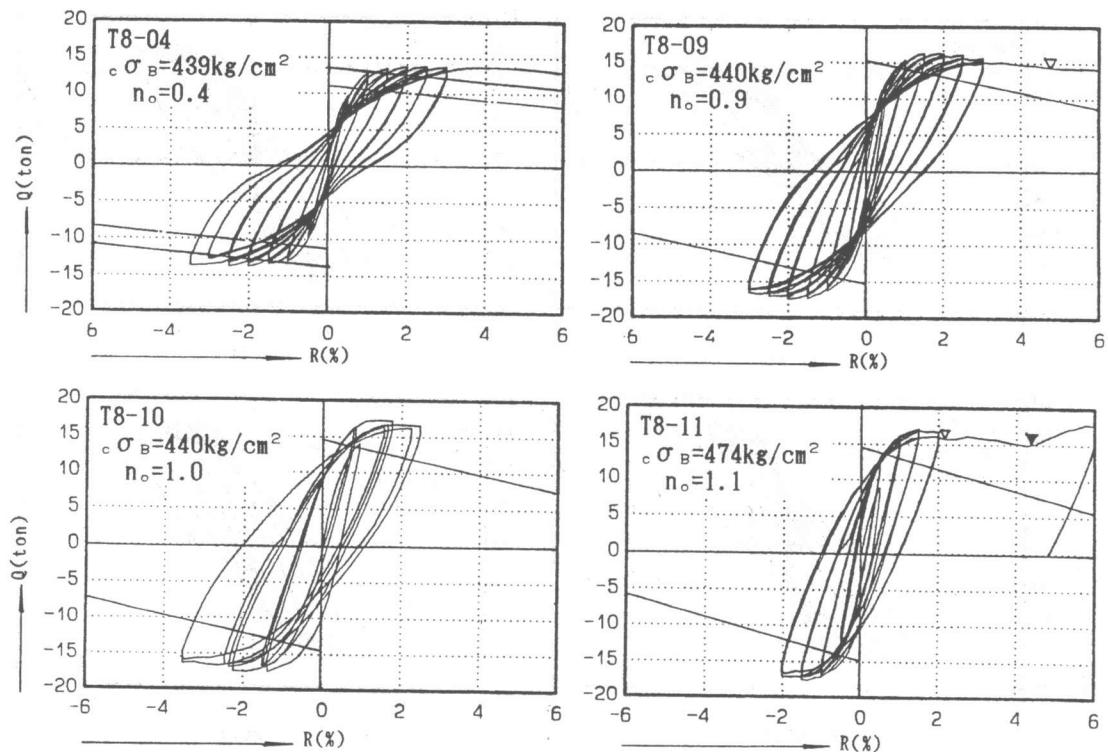


図-3 せん断力-部材角関係(全横補強柱)

ウェブ面の状況を図-4(a)～(b)に示す。局部横補強柱の場合は、いずれの試験体においても鋼管により横補強された柱端部には曲げひび割れしか観察されなかった。軸力比 0.7以上の柱の場合、中央無拘束部分には繰り返し載荷に伴い細かい鉛直方向の付着割裂ひび割れが発展したが、かぶりコンクリートが若干剥離したのみで、付着割裂破壊には至らなかった。また、全横補強柱の場合は、軸力比のいかんにかかわらず、柱端部の曲げひび割れのみで、付着割裂ひび割れはほとんど観察されず、コンクリートの顕著な圧壊も認められなかった。

3.3 軸方向縮み

図-5(a)～(b)に、各試験体の(水平変位が零の時の)軸方向縮み量 δ と部材角Rとの関係を

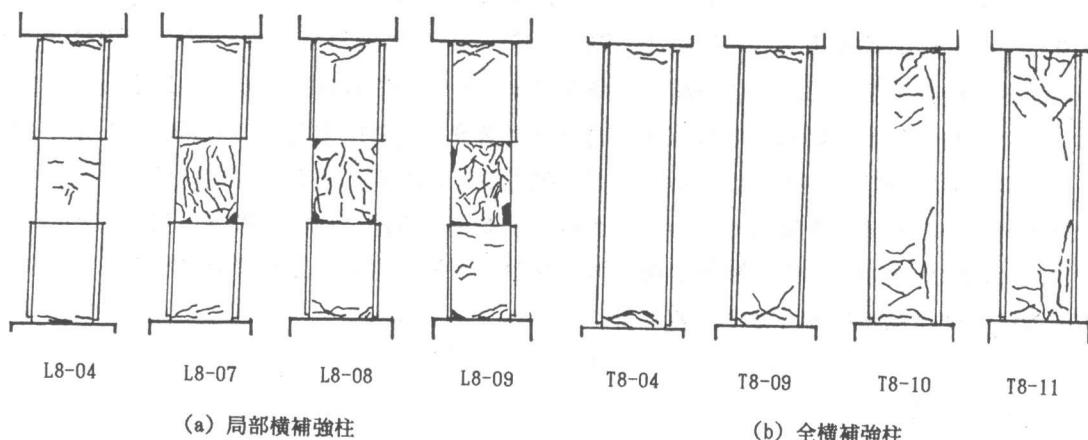


図-4 ウェブ面状況

示す。図-5から分かるように、軸力の増加に伴って、柱の軸方向縮み量は大変位になるにつれて大きくなるが、軸力比が0.9までの試験体においては部材角R=0.03radの時でも断面せいの約6%に過ぎなかった。軸力比0.4および0.9の4体の試験体に関しては、部材角R=0.02radまで局部横補強柱の軸方向縮み量は全横補強柱のそれとほとんど同じである。また、軸力比1.1の試験体においては部材角R=0.02radの時点から軸方向縮みの急増点が見られた。復原力特性において急激な耐力低下が現れなかつたのは、軸方向変形が進むにつれて鋼管が加力スタッフと接触し、軸方向応力を直接負担するようになったためと思われる。

4. 曲げ終局強度

図-2, 3に実線および一点鎖線で示す水平耐力理論線は、それぞれ図-6に実線で示すコンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係($\sigma - \varepsilon$ 関係)を用いて計算した曲げ終局強度およびACI規準のストレスブロックを用いて求めた曲げ終局強度に基づく水平耐力理論線である。実線で示すコンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係は、文献[5]で提案した応力-ひずみ関係をより多くの実験結果に基づき改良したもの[6]で、その詳細を表-2に示している。この $\sigma - \varepsilon$ 関係を用いて計算した曲げ終局強度(平均コンクリート強度448kg/cm²を用いた)と実験値の比較を図-7に示す。実験値を表す点は、R=0.03radまでの正加力時の最大水平力に対応する(軸力と水平変位による付加曲げモーメントを考慮にいれた)材端曲げモーメントを示している。図-7より分かるように、いずれの試験体も鋼管の拘束効果を考慮した曲げ終局強度を発揮している。解析値は実験値より小さいが、これは危険断面を材端と仮定しているのに対して、加力スタッフの付加拘束の影響で、破壊は材端部ではなく材端部から離れた場所に移動したためと思われる。

5. 結論

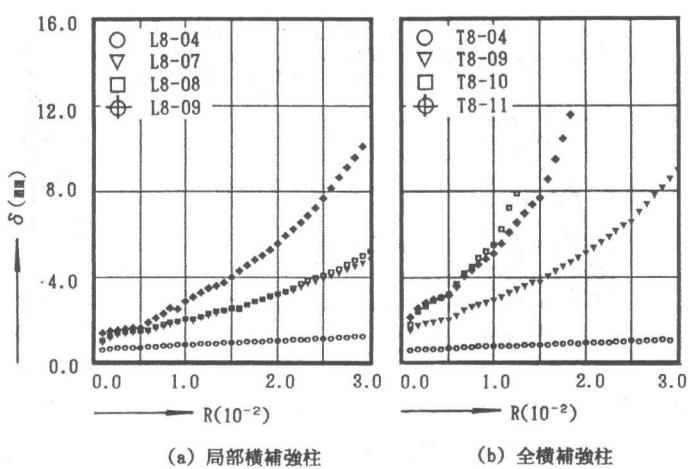


図-5 軸方向縮み量-部材角関係

表-2 コンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係

$$\frac{\sigma_c}{K_c \sigma_B} = \frac{A(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}}) + (D-1)(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}})^2}{1 + (A-2)(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}}) + D(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}})^2}$$

$$K = 1 + 11.5 \rho_h \sigma_{yh} \left(\frac{t}{C} \right) \left(1 - \frac{t}{2D_c} \right) / c \sigma_B$$

$$A = E_c \epsilon_{co} / E_{sec}$$

$$E_c = (0.7 + 0.106 \sqrt{c \sigma_B}) \times 10^5$$

$$E_{sec} = K_c \sigma_B / \epsilon_{co}$$

$$\epsilon_{co} = \epsilon_o \begin{cases} 1 + 4.7(K-1) & K \leq 1.5 \\ 3.35 + 20(K-1.5) & K > 1.5 \end{cases}$$

$$\epsilon_o = 0.5243(c \sigma_B)^{1/4} \times 10^{-3}$$

$$D = 1.5 - 0.00168_c \sigma_B + 0.78 \sqrt{(K-1)c \sigma_B / 23}$$

$c \sigma_B$: コンクリートのシリンダー強度

$\cdot \rho_h$: 鋼管の体積比($= (B/(B-2t))^2 - 1$)

σ_{yh} : 鋼管の降伏点応力

$D_c, C = B-2t$

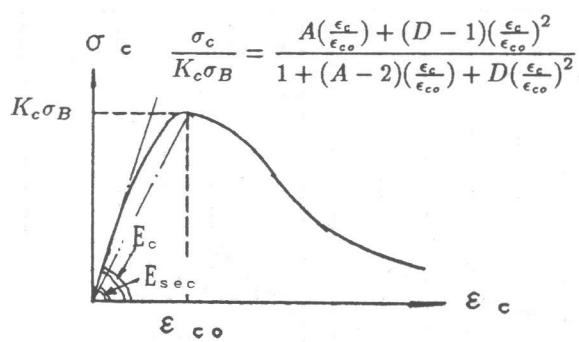


図-6 コンファインドコンクリート
の応力-ひずみ関係

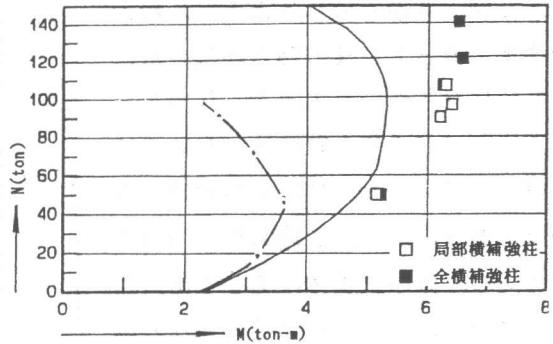


図-7 曲げ終局強度の比較

- 1) 通常のプロポーション（せん断スパン比=2.0）と主筋量（主筋比=3.82%）を有する鉄筋コンクリート柱を、市販されている正方形鋼管（幅厚比=31）で横補強した鉄筋コンクリート柱は、“全長横補強”と“塑性ヒンジ領域のみの局部横補強”的いずれも、軸力比n_o=0.9までは優れた変形性能を有することが確認された。
- 2) 1項で述べた鉄筋コンクリート柱を正方形鋼管（幅厚比=31）で全長横補強した柱は、軸力比n_o=1.1の超高軸力下においても、（現在の耐震設計法においては十分な変形量と考えられている）部材角0.02radまでの繰り返し載荷に対して十分な耐震性能を有する。
- 3) 著者らが提案したコンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係を用いれば、正方形鋼管で横補強した鉄筋コンクリート柱の曲げ終局強度の下限値を算定することができる。

＜謝辞＞ 本実験を行うにあたって、九州大学文部技官藤原文夫、青木治、津賀山健治、川口晃諸氏の多大な御協力を得た。ここに深い謝意を表します。また、この研究にあたっては日本建築学会九州支部の助成を戴いた。厚く御礼申します。

参考文献

- 1) 富井政英、崎野健治、他：鉄筋コンクリート短柱のせん断破壊を鋼管補強により防止する設計法に関する実験的研究（その1～その4），日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和60年10月，pp. 415-422.
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1979年，pp. 164-168.
- 3) 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（案）・同解説，1988年10月，pp. 99.
- 4) Park, R., and Pauley, T., "Reinforced Concrete Structures," John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y., 1975, pp. 130.
- 5) 崎野健治、孫玉平：正方形鋼管で横補強されたコンクリートの中心圧縮性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 13, No. 2, 1991, pp. 945-950.
- 6) 孫玉平：直線型横補強材により拘束された鉄筋コンクリート柱の弾塑性性状，九州大学学位論文，1991年12月