

論文 高強度材料を使用した高層 RC 造短スパン梁の実験的研究

永井 覚*1・加藤 友康*2・別所 佐登志*3

要旨：チューブ架構 RC 造高層ビルを対象とし、従来の平行配筋を用いたせん断スパン比1.5の短スパン梁の構造性能を把握するために、高強度材料を使用した RC 短スパン梁試験体 8 体の曲げせん断実験を行った。実験因子は、コンクリート強度、横補強筋量、梁幅である。実験結果より、せん断スパン比1.5の短スパン梁においても、梁幅を広げ、横補強筋量を確保することにより、従来の平行配筋であっても大変形まで良好な性状が得られ、また、曲げ耐力を ACI に示される計算値で評価できることが示された。また、主筋の付着強度等の検討も行った。
 キーワード：チューブ架構、短スパン梁、平行配筋、高強度材料、幅広梁

1. はじめに

チューブ架構による RC 造高層ビルでは、梁のスパンが短くなるのが一般的である。この場合に、日本建築学会刊行の終局強度型設計指針⁽¹⁾(以下「指針」と略記)における付着設計は、強度確保が厳しくなる。一方、大屋戸等は⁽²⁾、二段配筋された梁の付着強度の検討を行い、二段筋が一段筋と等量に配筋されている場合に、二段筋の付着強度が低下することを指摘した。そこで、本研究は、せん断スパン比1.5で、二段筋が一段筋と等量配筋されている短スパン梁を想定し、X 形配筋等の特殊配筋を用いない、平行配筋の構造性能の把握を行うものである。

2. 実験概要

試験体は、実物の1/2縮尺としたせん断スパン比1.5の短スパン梁で、せん断あるいは付着割裂破壊から曲げ破壊に分布する様に設計し、平行配筋の限界を把握することを目的とした8体である。固定因子は、梁せい40cm・せん断スパン比1.5で、主筋はD22-SD490を4段に各4本配し、補強筋には中子筋を有するD10-SD785を配した。変動因子は、コンクリート強度(F_c360, F_c600)、補強筋間隔

表-1 試験体概要

試験体	F_c (kgf/cm^2)	断面形状 ($B_{cm} \times D_{cm}$)	横補強筋 間隔(cm)	横補強筋比 ($P_w : \%$)
SB1	360	標準	15	0.76
SB2		(25×40)	7.5	1.52
SB3		幅広	15	0.475
SB4	600	(40×40)	7.5	0.95
SB5		標準	15	0.76
SB6		(25×40)	7.5	1.52
SB7		幅広	15	0.475
SB8		(40×40)	7.5	0.95

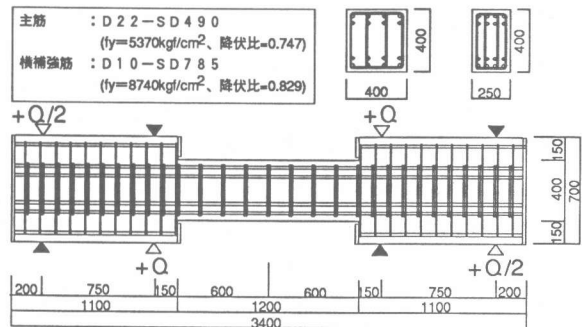


図-1 試験体形状及び配筋

*1 鹿島建設(株)技術研究所第三研究部研究員、工修(正会員)
 *2 鹿島建設(株)技術研究所第三研究部主管研究員
 *3 鹿島建設(株)技術研究所第三研究部専門部長、(正会員)

(7.5cm, 15cm)および梁幅(25, 40cm)である。表-1に各試験体の一覧を、図-1に試験体形状、配筋及び鉄筋強度を、表-2に実験時のコンクリート圧縮強度を示す。SB1・SB2は、梁幅25cmの標準断面であり、横補強筋間隔がSB1: 15cm, SB2: 7.5cmと異なる。一方、SB3・SB4は、梁幅40cmの幅広断面で、横補強筋間隔がSB3: 15cm, SB4: 7.5cmであり、SB1・SB2に対して、梁幅の影響を検討するものである。また、SB5~SB8は、SB1~SB4とコンクリート強度のみ異なり、その影響を検討する。

荷重は左右の加力梁を平行に保持する様に逆対称モーメントを作用させ、正負交番繰り返し荷重とした。加力手順を図-2に示す。

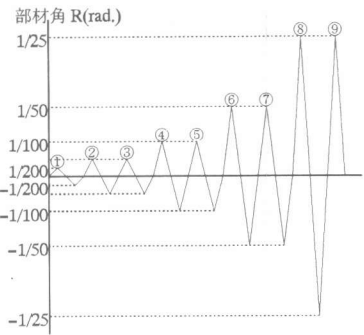


図-2 荷重履歴図

3. 実験結果

(1) 実験経過概要

図-3にFc600シリーズの試験体の最終ひび割れ状況を示す。Fc360シリーズでもほぼ同様なひび割れが発生したが、Fc600の方が細かいひび割れが多く発生した。各試験体とも、曲げひび割れ・せん断ひび割れ及び付着ひび割れが最大耐力以前に発生し、SB1以外は主筋が降伏した。その後、SB1・SB2・SB5・SB6では、上端二段筋に沿った付着ひび割れが、伸展・拡大し最大耐力を示し、付着破壊または曲げ降伏後付着破壊に至った。一方SB3・SB7は部材端部の側面中央のコンクリートが剥落し最大耐力を示し、曲げ降伏後のせん断圧縮破壊に至った。これに対し、SB4, SB8は最終サイクルまで良好な性状を示し、曲げ破壊と判断した。

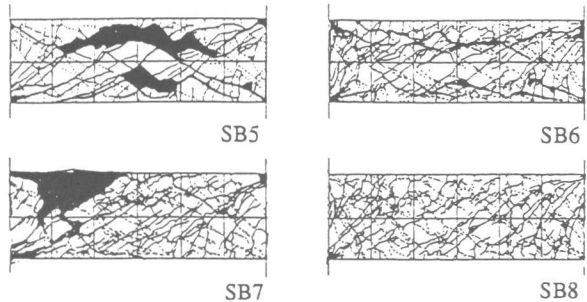


図-3 最終ひび割れ状況

(2) 荷重-変形関係

図-4に各試験体の荷重-変形関係を、日本建築学会刊行のRC規準⁽³⁾に示される復元力特性計算値及びACI⁽⁴⁾に示される曲げ終局耐力計算値を併せて示す。履歴性状は、各試

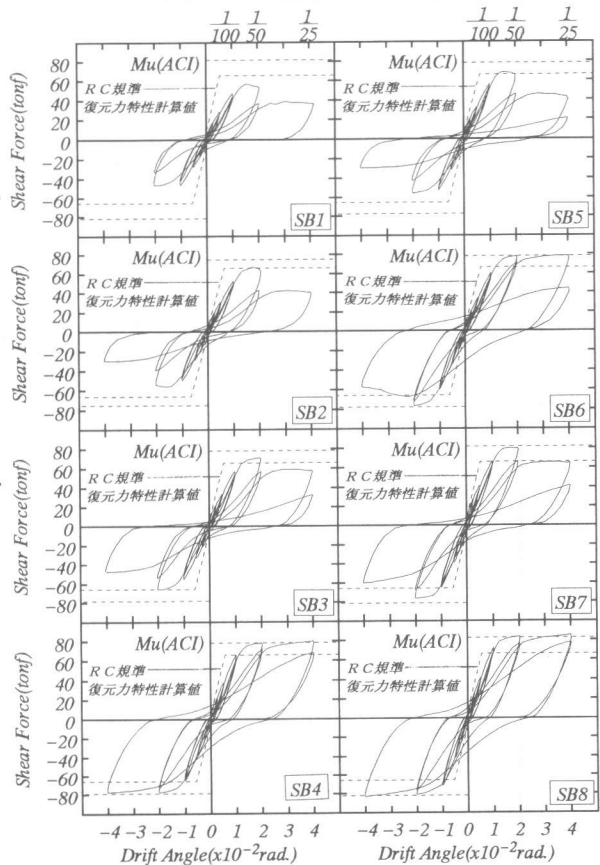


図-4 荷重-変形関係

験体ともに、部材変形角 $1/100\text{rad}$ のサイクルの繰り返しにおいて、逆S字型のループを示すピンチ性状が顕著となる。その傾向は、梁幅が小さいほど、コンクリート強度が低いほど、横補強筋間隔が大きいほど、若干ではあるが、ピンチ性状が顕著となる。

図-5に荷重-変形関係の包絡線を示す。コンクリート強度が高いほど、断面幅の広いほど、また、横補強筋間隔が小さいほど $R=1/50\text{rad}$ までの剛性が高い傾向がある。

(3) 主筋ひずみ分布

図-6に、最大耐力時の主筋ひずみの部材軸方向分布例として、外側に位置する上端一段筋及び上端二段筋について示す。これより、梁幅の大きいほど、コンクリート強度の高いほど、また、横補強筋間隔が小さいほどひずみ勾配が大きく、付着力が発揮されていることがわかる。なお、全試験体ともに、外側主筋と内側主筋のひずみ分布には有為な差は見られなかった。

(4) 横補強筋ひずみ分布

図-7に最大耐力時のループにおける外周に配されている横補強筋の部材軸方向へのひずみ分布を示す。全試験体ともに、部材端部より $1.0D$ 区間のひずみが部材中央の $1.0D$ 区間のひずみより大きくなっており、部材端部に生じるせん断割れがひずみを増加させているものと思われる。一方、危険断面におけるひずみは極端に小さく、せん断強度への寄与度は低いことがわかる。なお、横補強筋間隔の小さい方が、また、外周に配されている方が小さいひずみを示す傾向であった。

(5) 等価粘性減衰定数

図-8に各試験体の等価粘性減衰定数 h_{eq} の部材角に伴う推移を正サイクル側ピーク時について示す。各試験体とも、主筋の降伏($SB1$ は最大耐力)までは減少傾向にあるが、それ以後はエネルギー吸収能が向

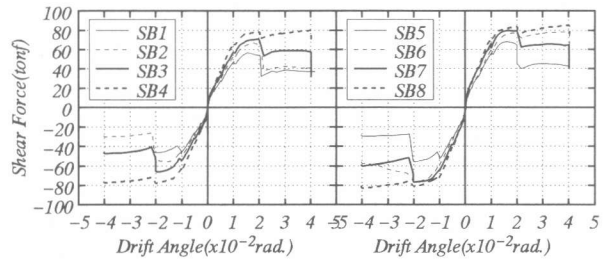
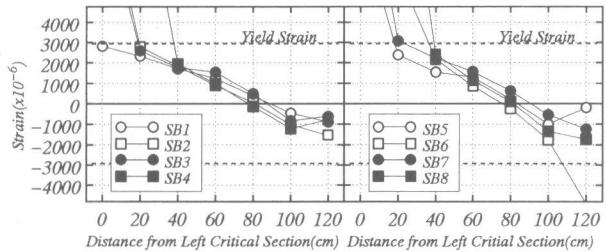
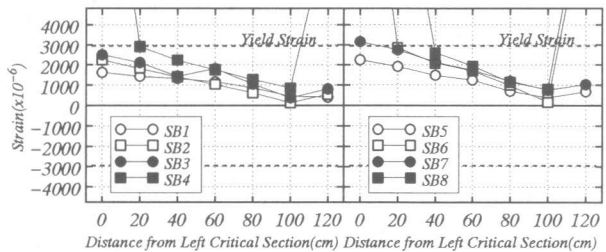


図-5 荷重-変形関係包絡線



(a) 上端一段筋



(b) 上端二段筋

図-6 主筋ひずみ分布

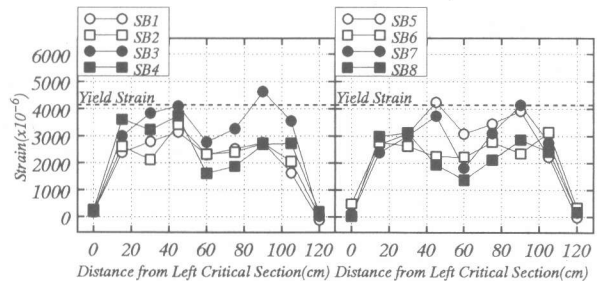


図-7 横補強筋ひずみ分布

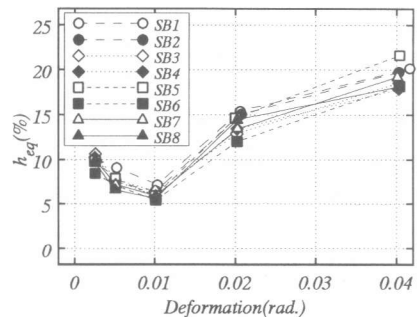


図-8 等価粘性減衰定数

上し、1/50rad.では $h_{e,q}$ が12~16%程度となる。しかし、各実験因子や破壊性状による明確な違いはみられない。

4. 実験結果の検討

(1)最大耐力

表-2に各試験体の計算耐力および実験結果一覧を示す。曲げ破壊したSB4・SB8の最大耐力は、ACI曲げ耐力計算値を上回り、短スパン梁においても計算値は実験値を評価できている。一方、曲げ降伏後にせん断圧縮破壊したSB3・SB7は、ACI曲げ耐力計算値に達することはなく、曲げ降伏後に部材端部のコンクリートが膨張・圧壊し、最大耐力を示した。また、曲げ降伏後に付着破壊したSB2・SB5・SB6のうちR=1/50rad.のサイクルまで良好な性状が見られたSB6はACI曲げ耐力計算値に達していた。

(2)せん断耐力

曲げ降伏後にせん断破壊あるいは曲げ破壊に至った試験体の荷重-変形関係包絡線上に、曲げ降伏後のせん断耐力として①指針式⁽¹⁾、②CEB式(①指針式におけるコンクリート有効強度係数の代わりにCEBのコンクリート有効強度係数を用いた方法)、③NewRC式⁽⁵⁾により得られる包絡線、及び、④指針式による付着割裂強度をトラス機構が45度に形成されるものと仮定して、応力中心間距離との積として得られるせん断耐力包絡線を図-9に示している。ただし、塑性変形角 $R_p=0$ の点は、学会RC規準⁽³⁾に示される菅野式による剛性低下率を用いた場合の降伏変形時である。これより、④付着強度より得られるせん断強度はSB8を除いて実験値を過小評価している。一方、せん断耐力式に関しては、③NewRC式は小さい変形から耐力を過小評価する傾向にあり、①指針式及び②CEB式は曲げ破壊に至った試験体では大変形時において耐力を過小評価する傾向にあるものの、せん断破壊に至った試験体の耐力は安全側に評価している。

表-2 各試験体の実験結果及び諸耐力計算値一覧

試験体	σ_B (kgf/cm ²)	実験値		計算値						破壊形式 ⁵⁾
		最大耐力		曲げ耐力		せん断耐力		付着応力度		
		cQm (tf)	R (rad)	Qmu ¹⁾ (tf)	$\frac{cQm}{Qmu}$	Qsu ²⁾ (tf)	$\frac{Qsu}{Qmu}$	τ_{bu} ³⁾ (kgf/cm ²)	$\frac{\tau_{bu}}{\tau_f}$ ⁴⁾	
SB1	344	56.8	1/66	74.6	0.76	55.6 40.4	0.75 0.54	33.9	0.45	B
SB2	376	67.1	1/57	75.2	0.89	61.2 42.9	0.81 0.57	46.9	0.61	FB
SB3	375	70.8	1/50	78.2	0.91	80.5 42.2	1.03 0.54	48.6	0.65	FSC
SB4	391	79.7	1/25	78.5	1.01	99.3 70.4	1.26 0.90	61.3	0.81	F
SB5	557	67.9	1/63	77.7	0.87	70.3 42.2	0.91 0.54	43.1	0.57	FB
SB6	589	78.2	1/27	78.0	1.00	82.6 57.8	1.06 0.74	58.7	0.77	FB
SB7	592	79.5	1/60	81.7	0.97	91.3 42.2	1.12 0.52	61.1	0.82	FSC
SB8	624	85.0	1/25	82.1	1.03	126 84.4	1.54 1.03	77.5	1.02	F

1)Qmu: ACI曲げ耐力、2)Qsu: 指針せん断耐力(上段:Rp=0、下段Rp=1/50)、3) τ_{bu} : 指針付着割裂強度、4) τ_f : 指針設計用付着応力、5)破壊形式(B:付着割裂破壊、FB:曲げ降伏後付着割裂破壊、FSC:曲げ降伏後せん断圧縮破壊、F:曲げ破壊)

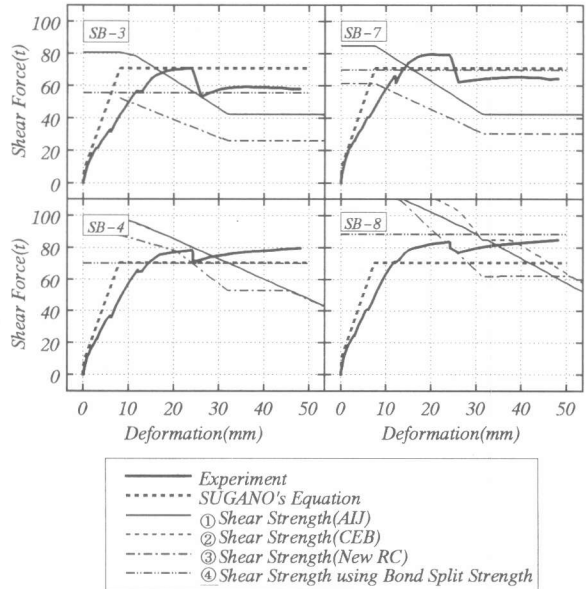


図-9 せん断耐力設計式の検討

(3) 上端二段筋付着性状

付着割裂破壊した試験体では、試験区間のほぼ中央部において、上端二段筋に沿って発生した付着割裂ひび割れが拡大し、破壊に至ったことを考慮し、各主筋の部材端から

1D区間を除外した中央部1D区間の平均付着応力度を算定した。ただし、部材中央部1D区間の主筋は、いずれの試験体も降伏ひずみには達していなかった。次に、付着破壊した試験体の最大耐力時における外側と内側の上端二段筋における部材中央部1.0D区間の平均付着応力の平均値を付着強度と仮定し、既往の上端二段筋の付着強度推定式と比較した。既往の上端二段筋付着強度算定式として、①指針式⁽¹⁾、②大屋戸等の方法⁽²⁾、③對比地等の方法⁽⁶⁾を用いた。表-3に実験値と各計算値の関係を示す。②の方法は、上端二段筋は横補強筋が直接掛かっていない事に着目し、コンクリート負担のみによる付着強度として算定する方法である。一方、③の方法は上端一段筋からのせん断力に起因する割裂力が上端二段筋の付着強度を低下させるとして付着強度を算定する方法である。なお、①における二段筋の取り扱い、一段筋と同様に、横補強筋が掛かっているものとして算定した。これより、いずれの方法でも実験値を過大評価しているが、横補強筋量の影響が考慮されている①と③の方法は、傾向的には実験結果と合致しているものと思われる。ただし、付着破壊した試験体は各試験体とも標準断面であり、4体中3体が主筋降伏していることから、曲げ降伏後の付着強度の検討が今後必要である。

表-3 上端二段筋の付着強度の検討

試験体	実験値 (kg/cm ²)	計算値① ^[1]		計算値② ^[2]		計算値③ ^[3]	
		計算値 (kg/cm ²)	実験値 計算値	計算値 (kg/cm ²)	実験値 計算値	計算値 (kg/cm ²)	実験値 計算値
SB1	14.8	27.1	0.55	22.9	0.65	27.6	0.54
SB2	20.8	37.5	0.55	24.0	0.87	36.0	0.58
SB5	24.2	34.5	0.70	29.2	0.83	35.1	0.69
SB6	38.5	47.0	0.76	30.0	1.18	45.0	0.79

[1]指針式(文献1参照)、[2]大屋戸式(文献2参照)、[3]對比地式(文献6参照)

(4) 各指標と破壊モード

図-10に、指針によるせん断耐力(Q_{su} , $R_p=1/50$ 時)をACI曲げ耐力計算値(Q_{mu})で除したせん断指標(Q_{su}/Q_{mu})と、付着割裂強度(τ_{bu})を設計用付着応力度(τ_f)で除した付着指標(τ_{bu}/τ_f)の関係を各試験体の破壊形式別(B:付着割裂破壊、FB:曲げ降伏後付着割裂破壊、FSC:曲げ降伏後せん断圧縮破壊、F:曲げ破壊)に示す。これより、本実験による試験体は、少なくともせん断指標が0.9以上、付着指標が0.8以上の範囲であれば大変形時にも靱性のある曲げ破壊となることがわかる。

(5) せん断力伝達に関する考察

文献(7)等では、高強度材料を用いた場合でもせん断耐力をNewRC式で推定できていると報告されているものの、本実験においてはせん断耐力を小さな変形から計算値が実験値を過小評価する傾向が見られた。しかし、本実験で検討した曲げ降伏後せん断圧縮破壊あるいは曲げ破壊した試験体は、いずれも幅広断面であること、また、短スパン梁であることから、塑性変形の増大に伴い消失していくと考えられているアーチ機構のせん断力負担分が標準な梁に対して大きいため、せん断耐力が上昇していると考えられる。そこで、本研究では実験から得られた各主筋の付着応力よりトラス機構負担分を算定し、実験より得

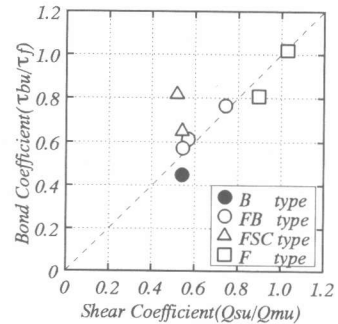


図-10 せん断指標-付着指標関係

られた全せん断力からトラス機構負担分を差し引いたせん断力をアーチ負担分と考え、検討を行った。トラス機構負担分の算出は、各段主筋の部材中央部1.0D区間の平均付着応力度とトラス機構の形成角度を45度と仮定することにより算出した。図-11には荷重-変形関係包絡線上にトラス機構及びアーチ機構負担分の関係を示す。これより、曲げ降伏後にせん断破壊に至った試験体のアーチ機構負担分は、曲げ破壊に至った試験体より多いが、少なくとも、現状のせん断耐力式で示

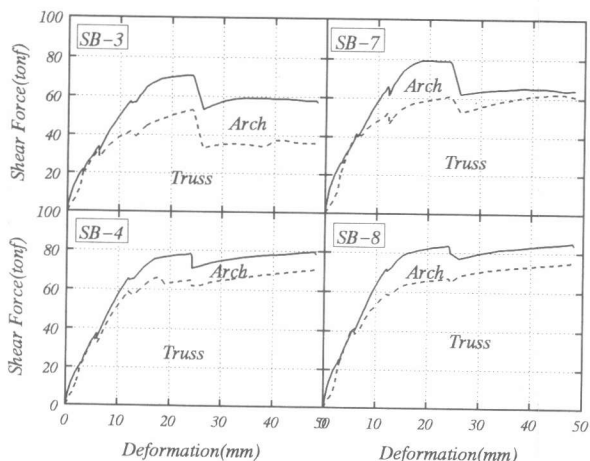


図-111 せん断力負担の検討

されるアーチ機構負担分の塑性変形に伴う消失とは異なっていることがわかる。従って、この様な幅広梁で、せん断スパン比が短い場合には、アーチ機構負担分が存在するため、今後の設計式の検討が必要であると思われる。

5. まとめ

高強度材料を用いたRC造短スパン梁（せん断スパン比1.5）の曲げせん断実験を行い、以下の知見を得た。

- (1) 指針式によるせん断耐力($R_p=1/50$ 時)をACI曲げ耐力計算値で除したせん断指標(Q_{su}/Q_{mu})と、付着割裂強度を設計用付着応力で除した付着指標(τ_{bu}/τ_f)の関係を用いると、せん断指標が0.9以上、付着指標が0.8以上であれば、せん断破壊又は付着破壊せずに、 $R=1/25rad.$ の大変形までも靱性のある曲げ部材が得られた。
- (2) 上端二段筋に沿って付着破壊した試験体の部材中央部1.0D区間より求めた最大耐力時の付着応力度を付着強度として考えた場合に、既往の付着強度算定式は、いずれも過大評価する傾向があり、今後検討する必要がある。
- (3) 幅広梁で、せん断スパン比が短い場合のせん断伝達機構として、従来のせん断設計式では塑性変形角の増大とともに消失するとされているアーチ機構負担分の割合が大きいものであることがわかった。

参考文献

- 1) 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、1991
- 2) 大屋戸理明、金久保利之、藤沢正視、園部泰寿：2段配筋を有する鉄筋コンクリート梁の付着性状、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.15, No.2, pp.187-192, 1993
- 3) 日本建築学会、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1988
- 4) American Concrete Institute、Building Code Requirements for Reinforced Concrete(ACI318-89)
- 5) 鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発、平成4年度 New RC 研究開発概要報告書(財)国土開発技術研究センター、1993年3月
- 6) 対比地健一、川村厚司、高木仁之、狩野芳一：二段配筋の内側主筋における付着割裂破壊、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.16, No.2, pp.241-246, 1994
- 7) 石川裕次、木村秀樹、長嶋俊雄、菅野俊介：短スパン梁の強度と靱性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.16, No.2, pp.341-346, 1994