

論文

[2028] 短スパン梁の靱性能に関する実験的研究

正会員○早川 幸孝 (橈間組技術研究所)

島崎 和司 (橈間組技術研究所)

1. はじめに

鉄筋コンクリート造建物の構造設計において、新耐震設計法により靱性の概念が導入され、梁降伏による全体崩壊型の設計が、一般的になってきた。また、部材レベルでの地震応答解析を行い、直接部材の安全性の検討を行うことが多くなってきた。このため、梁の降伏後の変形能力やエネルギー吸収能力を知ることが設計に必要となり、これをどう評価するかが重要となっている。梁には軸力が作用しないため、曲げに対する靱性の確保は容易とされているが、せん断力が大きくなる場合には、曲げ降伏後のせん断変形が増加し、靱性能力を左右するといわれている¹⁾。

そこで、曲げ応力に比較して、せん断力の大きい短スパン梁を対象に、逆対称加力実験を行い、曲げ変形、せん断変形の測定や力学モデルに対応した鉄筋の歪の測定により、靱性評価のデータを得るとともに短スパン梁の設計方法について検討した。

2. 実験概要

1) 試験体

試験体は、断面が 30(45)×42.5cm、内法長さ 110cm であり、左右に主筋定着用のスタップを有している。これは、20~30階建てで、周囲に柱を密に配置してスパンが短いチューブ構造の建物の低層階の梁を想定し、その1/2モデルである。

過去の実験結果¹⁾によると、今回対象としている短スパン梁のようにせん断スパン比 (a/d) が小さい場合には、塑性率に与える引張鉄筋強度比 ($P_t \sigma_y / F_c$) の影響は小さく、また、横補強筋を増しても、靱性能はそれほど向上しないと言われている。この短スパン梁の脆性的な破壊を防ぎ、靱性能を向上させる方法としてX形配筋法が提案され、良好な変形状を示すことが知られている²⁾。また、実験手法

の相違や、加力速度の差によって、耐力や履歴性状が異なることが認められている¹⁾。

これらのことを考慮して、主パラメータを配筋形式と加力方法とし、表-1のように試験体を定めた。調合コンクリート強度を $F_c=420\text{kgf/cm}^2$ とし、せん断補強筋は、 $\sigma_y = 13,000\text{kgf/cm}^2$ 級の高強度補強筋を用い、補強筋量を荒川min式、終局強度型設計指針(案)式³⁾の両者により、以下のように決めた。

表 - 1 試験体一覽

試験体	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6
断面						
b×D (cm)	300×425	300×425	450×425	300×425	300×425	300×425
主筋	平行筋	4-D22 2-D16	4-D22 2-D16	4-D22 2-D16	2-D22 2-D16	2-D22 2-D16
	X型筋	—	—	—	2-D22	2-D22
	Pt (%)	1.83	1.83	1.22	1.80	1.80
横補強筋		4-U6.4 ø50	4-U6.4 ø50	4-U6.4 ø50	2-U6.4 ø150	2-U6.4 ø150
	Pw (%)	0.80	0.80	0.53	0.13	0.13
特記事項			終局強度型設計			終局強度型設計
加力方法	静的加力	動的加力	静的加力	静的加力	動的加力	静的加力

- No. 1, 2 荒川min式により補強筋量を算定
- No. 3 終局強度型設計法による（付着によって決定したが、両端ヒンジ部材としての付着耐力は満足していない）
- No. 4, 5 X筋の負担を除いた残りのせん断力に対し荒川min式を適用
- No. 6 終局強度型設計法による

2) 使用材料

表-2に鉄筋及びコンクリートの材料試験結果を示す。コンクリートは早強セメントを用い、粗骨材に、最大寸法13mmの6号碎石を用いたレディミックスコンクリートである。鉄筋は、主筋にD-22、D-19 (SD35)、スターラップにU-6.4（高強度補強筋）を用いた。

3) 加力方法

加力は、図-1に示すように反力壁に取り付けた100tonアクチュエータにより、試験体の一端を反力床に固定し、他端の回転変位を2台の鉛直方向アクチュエータにより拘束した。さらに、L字型の加力治具を用いて加力高さを梁の中央高さとすることにより、試験体に逆対称モーメントを与えた。加力は変位（部材角）制御とし、各試験体とも、1/500、1/200、1/100、1/50で3回繰り返し加力を行ない、最終的には、1/25で繰り返し加力を行った。

動的加力は、実際の地震時の建物の部材角速度に合わせるために周波数一定とし、建物周期を1秒として1Hzで実験を行った。

4) 計測方法

変位は、スタップの相対水平変位、梁の軸方向の伸縮量、長さ方向に分割した各区間の伸縮量、対角変形量を計測した。鉄筋のひずみは、ストレインゲージにより計測し、主筋、スタラップともに、端部より部材有効せい部分のひずみを重点的に計測した。さらに、材軸方向のひずみ分布がわかるように計測位置を定めた。荷重は、アクチュエータのロードセルにより検出した。ひび割れ状況は、目視により随時観察記録した。

3. 実験結果

図-2、3に各試験体の最終ひび割れ状況、荷重-全体変形関係を示す。各試験体とも、R= 1/500の

表-2 使用材料の機械的性質

(a) 鉄筋の材料試験結果

呼び名	D16	D22	U6.4
降伏強度 (kgf/cm ²)	3749	3725	13700
引張強度 (kgf/cm ²)	5700	5241	14760
E (x10 ⁶ kgf/cm ²)	1.80	1.77	2.06
伸び (%)	16.3	16.3	9.3

(b) コンクリートの材料試験結果

試験体 No.	1,2	3	4,5	6
圧縮強度 (kgf/cm ²)	403	416	376	378
E (x10 ⁵ kgf/cm ²)	2.81	2.84	2.69	2.89
ポアソン比	0.22	0.20	0.22	0.19
割裂強度 (kgf/cm ²)	27.4	29.6	25.8	27.7

* 値はテストピース3本の平均値

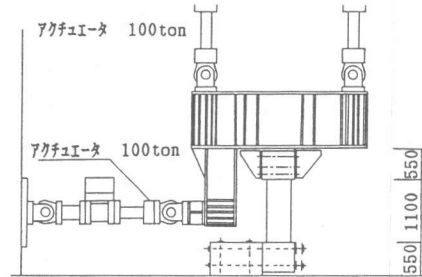


図-1 加力システム

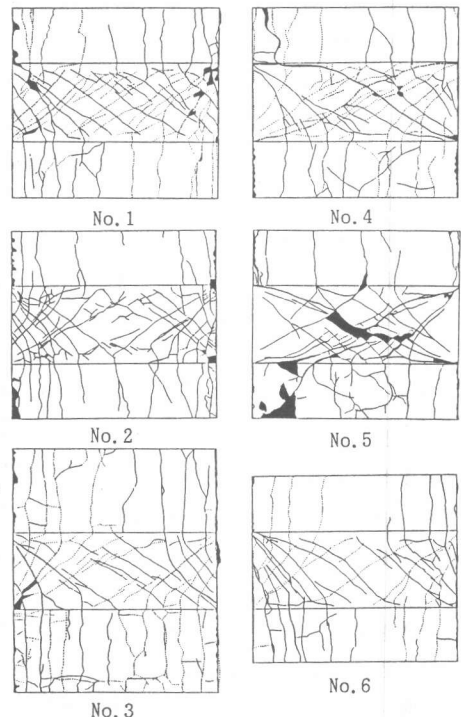


図-2 試験体ひび割れ状況（最終状態）

サイクルで、曲げ、曲げせん断ひび割れが発生した。R = 1/200 のサイクルでは、せん断ひび割れが発生し、繰り返しもとない本数が増加した。X形配筋でせん断補強筋を荒川min式で設計したNo.4、No.5は R= 1/100の繰り返して耐力低下を起こし、R=1/50の繰り返して耐力が大きく低下したが、その他は、R=1/25までほとんど耐力低下のない安定した性状を示した。鉄筋コン

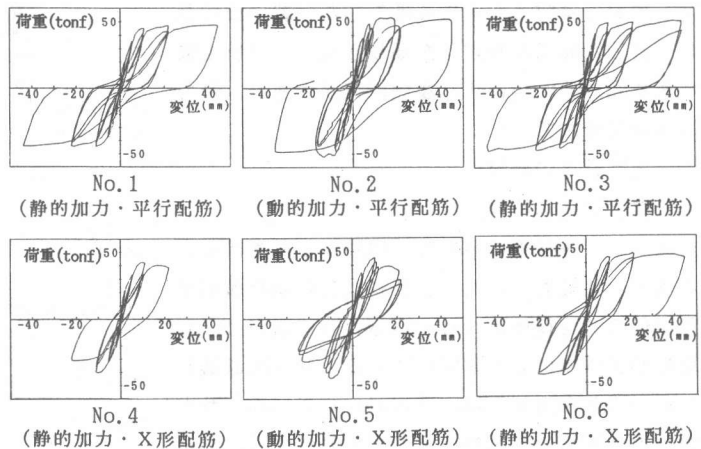


図-3 荷重-全体変形曲線

クリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)では最終付着強度が不足する No.1、2でも、主筋に沿った付着割裂ひび割れはほとんど見られなかった。

静的な加力と、動的な加力では、性状にはあまり差がみられなかったが、せん断破壊したNo.5については、静的なNo.4に比べひび割れが破壊域に集中している。

主筋は、せん断破壊した No.3、4を除いて、R=1/200を過ぎてから1/100のサイクルに向かう途中で降伏し、最終的には梁端部から部材せい程度まで降伏が進展している。せん断補強筋は、端部ではあまり大きくなり、中央部の歪が大きい。特に、せん断破壊した No.4、5では、その傾向が強かったが、いずれの場合にも降伏には至っていない。

平行配筋であるNo.1、No.3の荷重-変形関係には大きな差は見られず、繰り返しの耐力の低下が小さく、R=1/25の大変形下まで荷重はわずかながら上昇し、安定した性状を示した。2段目主筋降伏時の部材角を降伏時部材角 R_y 、最大荷重の80%の荷重を保持する最大変形を R_u として、限界塑性率 μ (R_u/R_y)を求めるとNo.1では 5.22以上、No.3では6.0以上となった。

動的加力を行ったNo.2では、静的加力であるNo.1の結果と比べ、R=1/50までの処女載荷時に荷重が大きい。また、最大荷重が R= 1/50のサイクルで生じ、R=1/25のサイクルではその荷重に達しなかったことが異なっていた。繰り返しの時は、動的加力の方がわずかながら履歴面積が大きい他はそれほど性状に差がなかった。

X形配筋でせん断補強を荒川min式で設計したNo.4は、R=1/100に向かう途中で耐力低下を起こし、R= 1/50の繰り返して加力で耐力が大きく低下した。動的加力を行ったNo.5は、R=1/100に向かう時の耐力低下は少なかったが、R=1/50 の繰り返

表-3 実験と計算値の比較 (単位 tonf)

試験体		NO.1	NO.2	NO.3	NO.4	NO.5	NO.6	
曲ひび割れ荷重	実験値	21.0	-	24.8	18.3	-	21.5	
	略算値*1	6.80	7.22	9.98	6.68	7.20	6.64	
	実/計	3.09	-	2.48	2.74	-	3.24	
	精算値*2	8.52	9.13	11.9	7.40	8.64	7.40	
	実/計	2.46	-	2.08	2.47	-	2.91	
せん断ひび割れ荷重	実験値	35.8	-	41.1	32.0	-	34.8	
	計算値*3	16.9	18.1	20.1	16.7	18.0	16.7	
	実/計	2.12	-	2.04	1.92	-	2.08	
	降伏荷重	実験値*4	43.8	45.0	43.9	39.6	42.5	41.4
		略算値*5		42.1			41.5	
実/計		1.04	1.07	1.04	0.95	1.02	1.00	
精算値*2		42.3	43.0	45.5	42.4	42.3	42.4	
実/計		1.04	1.05	0.96	0.93	1.00	0.98	
耐力	実験値	47.8	52.9	50.5	42.4	45.6	46.5	
	荒川式*6	49.2	51.7	64.8	48.4	51.0	56.2	
	実/計	0.97	1.02	0.78	0.88	0.89	0.83	
	終局型せん断耐力	64.2	69.8	82.7	40.1	43.2	57.5	
	実/計	0.74	0.76	0.61	1.06	1.06	0.81	

*1 $1.8\sqrt{F_c \cdot Z_e}$

*2 曲率増分による断面解析で求めた値

*3 $(0.085 \cdot K_c(500 + F_c) / (M/Q + 1.7)) \cdot b \cdot j$

*4 2段筋降伏時

*5 $0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d$

*6 荒川min式

返し加力では耐力が大きく低下した。終局強度型で設計したNo.6は安定した挙動を示し、平行配筋であるNo.1~No.3に比べ履歴面積が大きく、最も靱性能に優れていた。

4. 実験結果の検討

1) 復元力の包絡線

表-3に各荷重について、実験値と計算式による値との比較を示した。ひび割れ荷重は実験値が計算値の2倍程度になっている。降伏耐力は、計算値が実験値によく対応している。せん断破壊したNo.4のせん断耐力は、荒川min式で求めたせん断耐力にX筋分を付加したものより小さく、単純和ではせん断耐力が危険側に評価される。

動的加力の計算値は、コンクリート強度のみ速度効果を考慮している。せん断耐力の動的加力の実験値は静的加力のものに比べて1割程度大きい。これは材料強度の動的効果に対応していると考えられる。特に、せん断破壊したNo.4とNo.5を比較すると実/計が一致しており、材料強度の速度効果で耐力の差が説明される事を示している。

図-4に、実験で得られた荷重-変形曲線の包絡線と計算によって求めた骨格曲線の比較を示した。計算は、1)菅野式(短柱式)⁴⁾によるもの、2)断面解析によって求めた曲率の積分に鉄筋の抜け出しを考慮したもの、3)さらに、せん断非線形を考慮(せん断クラック後のせん断剛性を0.1倍にした)の3種とした。この時、X形配筋の試験体は、平行配筋梁とX形配筋とに分け、平行配筋梁部分を同上的方法で求め、X筋部分をバイリニアールとして合成して求めた。ここでは、動的加力を行ったものについても材料強度は静的なものを用いた。

平行配筋、X形配筋の試験体とも、2)の方法では剛性低下が過小であり、せん断非線形の影響が無視できないことを示している。3)の方法で求めたものは、せん断破壊したNo.4を除き、いずれも実験結果と良くあっている。動的なもの(No.2)では、処女載荷時では実験値の耐力が大きいが、繰り返し時のものは算定した包絡線に近い値となっている。

2) 変形成分と履歴特性

図-5に静的加力を行った試験体の各層間における曲げ変形の全体変形に対する割合を示す。曲げ変形は試験体の側面で計測した軸方向変位から区間の平均曲率を求め、それを積分して求めた。全体変形から曲げ変形を引いた残りをせん断変形とすると、対角変位から求めたせん断変形とほぼ同じであった。全ての試験体で、梁端部でせん断変形が曲げ変形を大きく上回っているが、

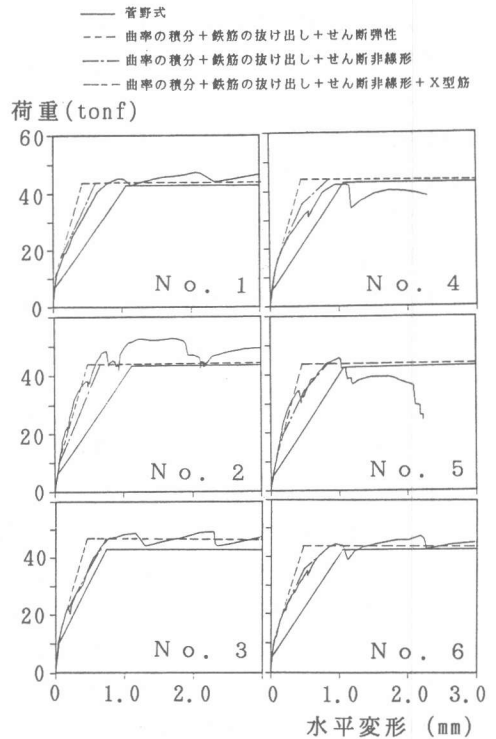


図-4 復元力の骨格曲線の設定

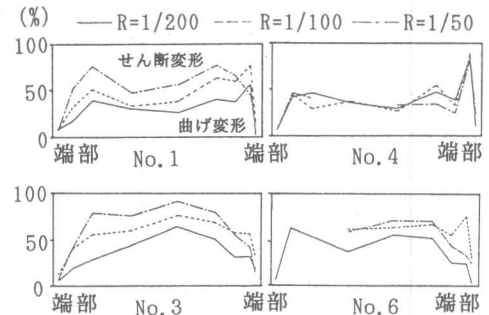


図-5 各区間の曲げ変形の比

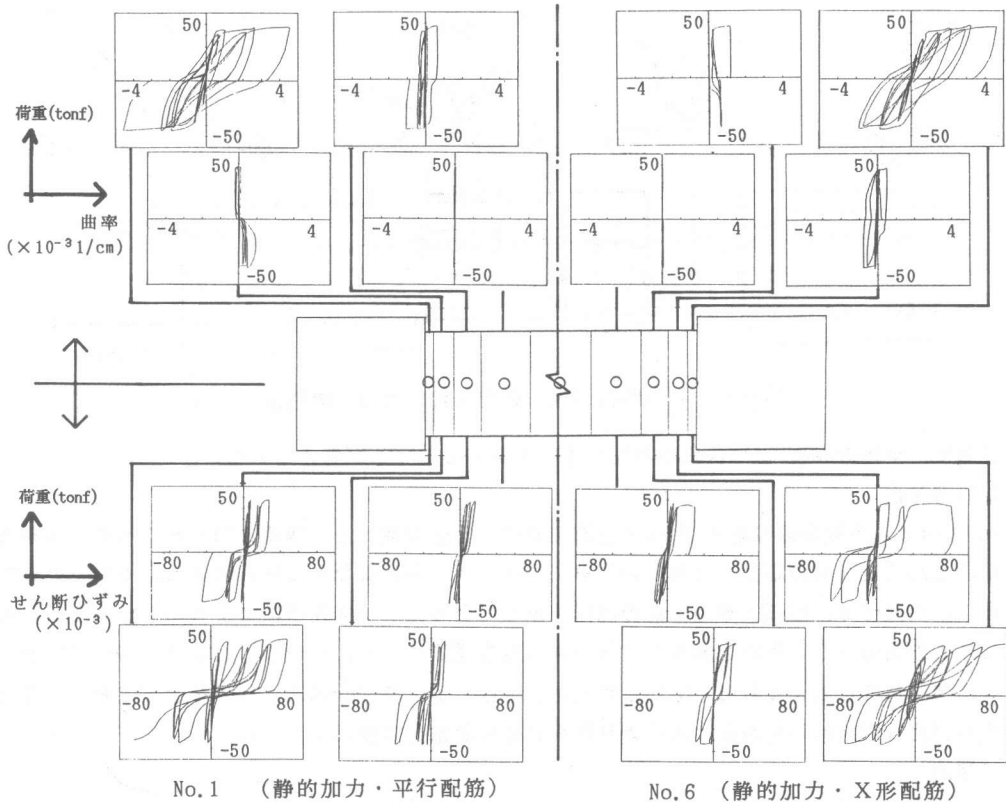


図-6 各区間の曲率・せん断歪の履歴特性

梁中央部では、曲げ変形は全体変形の4~6割程度である。

No.1では5割程度なのに対し、No.3、6では6割、せん断破壊をしたNo.1では4割程度であった。

No.1とNo.6の各区間の曲率とせん断ひずみの履歴性状を図-6に示す。曲率は、梁端部で大きく中央では小さい。履歴性状は、X形配筋の方が多少履歴面積が大きい。せん断ひずみは、No.1では曲げモーメントの大きな端部が大きく、曲率と同様な傾向であるが、No.6は、梁端部よりも1つ内側の区間で大きくなっている。履歴性状は、明白なスリップ性状を示しており、平行配筋のものがスリップ傾向が強い。

R=1/100、1/50の2回目の繰り返し時の等価粘性減衰定数、 heq を、各区間の曲げ変形成分とせん断変形成分と全変形について図-7に示した。曲げ変形の等価減衰定数は

変形が大きくなると増加しているが、せん断変形ではあまり増加していない。各区間毎にみると、端部の曲率によって中央部の変形が大きくなる曲げ変形では中間層でやや大きくなっているが、せん断変形では中央部でほとんど履歴を描いておらず凹型になっている。両変形を合わせたものは、全区間であまり変わらず、全体変形の値にほぼ等しい。これは、端部1/2d区間の曲げ・せん

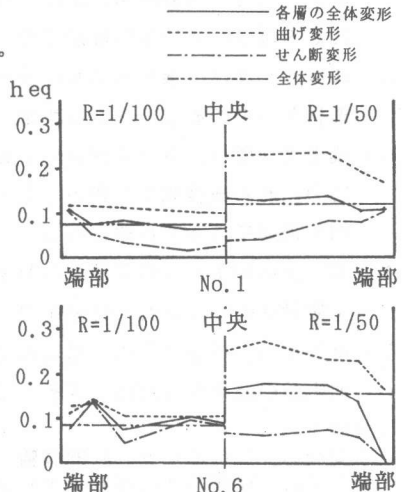
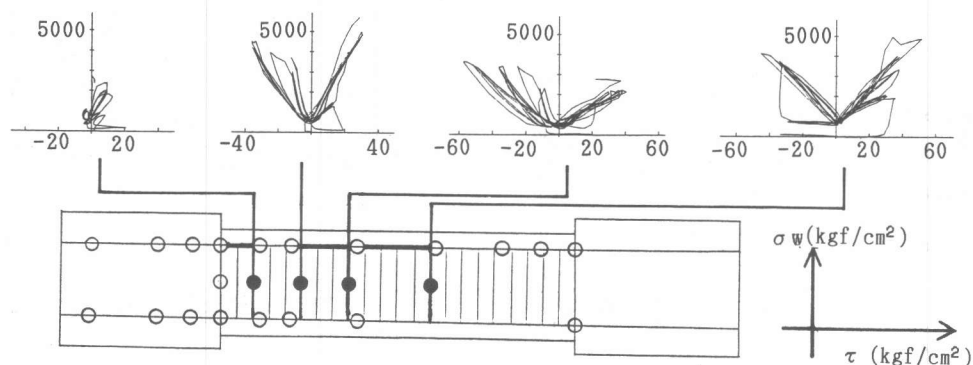


図-7 各区間の変形成分の等価粘性定数



図一八 せん断補強筋の応力と付着応力との関係 (No.1)

断変形で、全体のheqがほぼ決定されていることを示していると考えられる。

3) 付着特性

No. 1のせん断補強筋の応力度 σ_w と上端主筋の付着応力度 τ との関係を図一八に示す。梁端部では、せん断補強筋の応力、付着応力ともに小さいが、中央になるに従い大きな応力を負担している。中央部では、ほぼV形の一定の関係を示しており、トラス作用によるせん断伝達を示している。この関係から2段筋を無視してトラス角度を逆算すると、 $30\sim 45^\circ$ となり、図一二に示したひび割れ角度ともよく対応している付着応力度は、最大で $50\sim 60\text{kgf/cm}^2$ を示しており、終局強度型耐震設計指針の付着耐力式³⁾より得られる付着割裂強度より大きい。

5. 結論

本実験とその結果の検討により、短スパン梁について以下のことが明らかになった。

- 1) 復元力特性の包絡線は、断面解析によって求めた曲率の積分+鉄筋の抜け出しにせん断非線形を考慮し、X形配筋は別に合成することにより実験結果をシミュレートできる。
- 2) 履歴ループは、端部のせん断変形成分の影響が大きく、この部分のせん断履歴を設定すれば部材としての履歴ループを設定できる。この設定については、今後の課題としたい。
- 3) 梁中央部では、トラス理論によるせん断耐力に即した応力伝達となっているが、端部では付着応力、せん断補強筋の応力とも小さく、中央部でトラスによって負担していたせん断力が、別の機構によって伝達される。
- 4) 本試験体のように高強度せん断補強筋を用い、補強筋量の多いものは、付着耐力が終局強度型設計指針で示された付着耐力よりも大きく、平行配筋のものでも設計可能のようである。
- 5) 動的加力を行ったものは処女載荷時には耐力が大きいですが、それ以外では性状に差がなく、静的実験の結果から評価できそうである。

<謝辞>

本実験の実施にあたり、動的試験に関しては、東京工業大学和田章教授の実験⁵⁾を、変位計測に関しては、建築研究所塩原等主任研究員の計測治具を参考にさせて頂きました。また、実験データの計測、データ処理には福井大学小林克巳助教授のプログラムを使用させて頂きました。

<参考文献>

- 1) 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するワークショップ、委員会報告、1988
- 2) Park, R. and Paulay, T. : Reinforced Concrete Structures, 1975
- 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)、1988
- 4) 菅野俊介、東端泰夫、山口育雄：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その18 初ひび割れ時および降伏時の剛性)、AIJ大会梗概集、1974
- 5) 和田章他：高速荷重を受ける鉄筋コンクリート柱に関する実験的研究、AIJ大会梗概集、1986~1989