

論文

[2171] 補強骨組の弾塑性応力解析

正会員○高橋 仁 (建材試験センター中央試験所)

正会員 清水 泰 (東京工業大学附属工業高校)

1. はじめに

本研究は、既存鉄筋コンクリート造骨組の耐震補強方法に関して実施された実験研究の内、後打ち増設壁を用いた補強骨組試験体について弾塑性解析を行い、実験値と解析値の比較、解析方法の妥当性、補強効果等について検討を行ったものである [1]。

2. 実験概要

2.1 解析対象試験体

表-1及び図-1に解析対象とした試験体の概要を示す。解析対象とした試験体は12体であり、77シリーズは実大の約1/3模型の鉄筋コンクリート造補強骨組試験体、79、81、82の各シリーズは実大の約1/7模型の鉄筋モルタル造補強骨組試験体、80シリーズは実大の約1/5模型の鉄筋モルタル造補強骨組試験体である。骨組と後打ち増設壁の接合は、あと施工アンカーを用いて行い、上下の梁のみに取り付けたものである(80シリーズのみ左右の柱に接合)。また、表-2に各試験体を使用した諸材料の試験結果を示す。

2.2 加力方法

加力は、柱の軸力を $\sigma_a=30\text{kgf/cm}^2$ に保持した状態で、水平力を、77シリーズでは左右の柱頭部分で押し引き同時に加え、79、81、82の各シリーズでは外力分布を等分布として一方向から加えたものである。ただし、80シリーズは柱の軸力を零とし、水平力は頂部集中加力により押し引き同時に加えた。荷重履歴は、1層柱の左右平均部材角Rで制御し、 $R=1/500$ で各正負1回、 $R=1/200$ 、 $R=1/100$ 、 $R=1/50$ で各4回ずつ繰り返し加力を行った後、正側で大変形まで加力を行

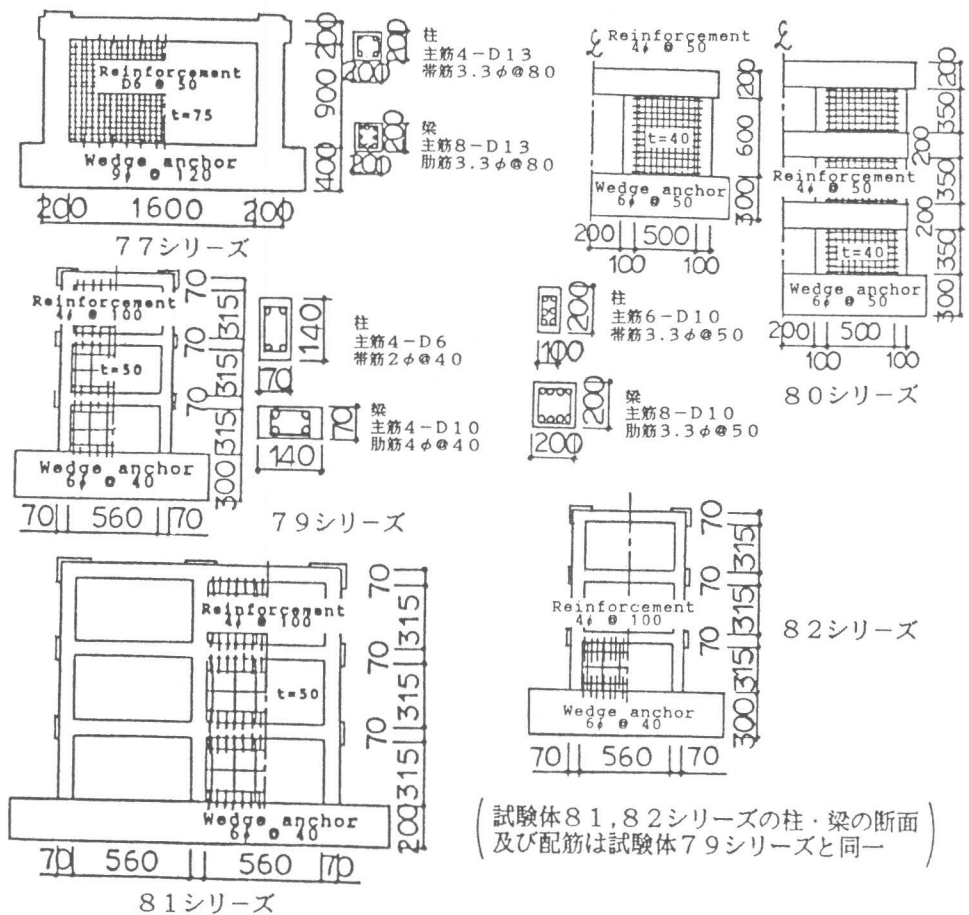
表-1 試験体一覧

試験体	概要
77-No.1	単層単スパン骨組
77-No.2	単層単スパン骨組+後打ち増設壁(t=75)
79-No.1	3層単スパン骨組
79-No.2	3層単スパン骨組+後打ち増設壁(t=50)
80-No.2	単層3スパン骨組+2スパン後打ち増設壁(t=40)
80-No.4	3層3スパン骨組+2スパン後打ち増設壁(t=40)
81-No.1	3層2スパン骨組
81-No.2	3層2スパン骨組+1スパン後打ち増設壁(t=50)
82-No.1	3層単スパン骨組+1層部分後打ち増設壁(t=50)
82-No.2	3層単スパン骨組+2層部分後打ち増設壁(t=50)
82-No.8	3層単スパン骨組+後打ち増設壁(t=60)
82-No.9	3層単スパン骨組+後打ち増設壁(t=40)

\*) t: 壁厚

表-2 使用材料試験結果

試験体	鉄筋		
	呼び名	降伏強度 $\sigma_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	最大強度 $\sigma_m$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
77-No.1	D13	3980	5920
77-No.2	D6	3430	5710
	3.3φ	2320	3320
79-No.1	D10	3850	5630
	D6	3700	5550
79-No.2	4φ	4180	4850
	2φ	2520	3370
80-No.2	D10	3870	5710
80-No.4	4φ	3660	4820
	3.3φ	2320	3320
81-No.1	D10	3680	5730
	D6	3580	5330
81-No.2	4φ	3890	5140
	2φ	2840	3760
82-No.1	D10	3870	5540
82-No.2	D6	3590	5270
82-No.8	4φ	3420	4290
82-No.9	2φ	2640	3760
コンクリート及びモルタル			
試験体	圧縮強度 $c\sigma_a$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		
	試験体		
骨組	77-No.1, No.2	176	
	79-No.1, No.2	144	
	80-No.2, No.4	220	
	81-No.1, No.2	202	
	81-No.1, No.2, No.8, No.9	170	
後打ち増設壁	77-No.2	219	
	79-No.2	246	
	80-No.2, No.4	263	
	81-No.2	205	
	82-No.1, No.2	297	
82-No.8, No.9	277		



(試験体81, 82シリーズの柱・梁の断面) 及び配筋は試験体79シリーズと同一

図-1 試験体

表-3 実験結果一覧

試験体	初期剛性 K。 (tf/mm)	降伏時		最大耐力時		終局時	
		荷重 P <sub>y</sub> (tf)	変形 δ <sub>y</sub> (mm)	荷重 P <sub>m</sub> (tf)	変形 δ <sub>m</sub> (mm)	荷重 P <sub>u</sub> (tf)	変形 δ <sub>u</sub> (mm)
77-No.1	2.22	9.6	11.5	10.7	16.5	10.7	16.5
77-No.2	45.50	40.0	4.7	40.0	4.7	36.0	7.3
79-No.1	0.60	1.05	2.2	1.95	9.4	1.95	9.4
79-No.2	15.00	7.59	2.3	8.64	7.0	8.31	9.8
80-No.2	40.00	34.0	4.2	38.0	5.1	34.0	7.0
80-No.4	44.40	30.0	2.7	32.6	3.9	30.4	4.7
81-No.1	3.70	2.6	3.5	3.4	15.1	3.4	15.1
81-No.2	25.00	12.8	3.5	12.8	5.3	12.0	7.0
82-No.1	50.00	15.15	2.7	15.8	3.5	15.2	7.0
82-No.2	100.0	9.00	1.3	11.05	2.6	11.05	2.6
82-No.8	100.0	9.00	0.9	13.40	13.0	12.70	16.0
82-No.9	33.30	8.00	1.2	11.55	7.0	11.55	7.0

ったものである。

2.3 実験結果

表-3に各試験体の実験結果を示す。表中、終局時とは、荷重-変位曲線上において急激な耐力低下が生じた場合はその点とし、大変形時に一定の耐力(最大耐力の9割以上)を保持している場合には、荷重-変位曲線上に明瞭な負勾配を生じた点とした。

3. 弾塑性応力解析

### 3. 1 解析用のモデル化

試験体の柱及び梁部材は、その図心を通る1節点3自由度の線材に置換した。

後打ち増設壁板は、出来るだけ簡便なモデル化を行うことを意図として、対角線方向の引張ブレースと圧縮ブレース（両端ピンのRC造ブレース）に置換した。ブレースの断面は、特に耐震壁のせん断耐力に着目し、この耐力と等価な耐力を有するように仮定した。ここで、断面算出は、より適切な仮定方法を検討するために、次の3式による検討を行った。

表-4 置換ブレースの断面積

試験体	式(1) A <sub>BR1</sub> (cm <sup>2</sup> )	式(2) A <sub>BR2</sub> (cm <sup>2</sup> )	式(3) A <sub>BR3</sub> (cm <sup>2</sup> )
77-No.2	143.4	289.0	251.5
79-No.2	20.5	80.0	36.4
80-No.2	25.8	121.9	81.4
80-No.4	20.2	121.9	44.6
81-No.2	20.8	57.4	43.6
82-No.1	18.8	67.9	44.3
82-No.2	18.8	67.9	37.1
82-No.8	21.9	67.9	37.0
82-No.9	16.1	67.9	30.0

式(1)は壁板のせん断耐力を略算的に算出して求めたもの、式(2)は菅野式から求めたもの、式(3)は広沢式による耐震壁のせん断耐力から両側の柱の耐力を差し引いて求めたものである[2][3][4]。(各式の記号はそれぞれの参考文献による)

$$\textcircled{1} A_{BR1} = \{t_w \cdot l_o (p_w + F_c / 20)\} / \cos \phi (N_c + N_T) \quad (1)$$

$$\textcircled{2} A_{BR2} = \alpha_B \cdot t^2$$

$$\alpha_B = \{2a_g \cdot s \sigma_y + t_w \sigma_y (v_a w + H_{aw} / \lambda^2)\} \sqrt{1 + \lambda^2} \cdot 1 / 2 A_w t_c \sigma_B \quad (2)$$

$$\textcircled{3} A_{BR3} = [b_e j \{ \frac{0.068 P_t e^{0.23} (180 + F_c)}{\sqrt{M/QD + 0.12}} + 2.7 \sqrt{p_{wh} \sigma_{wh} + 0.1 \sigma_o} \} - 2Q_c] / \cos \phi (N_c + N_T) \quad (3)$$

上記3式から算出したブレースの断面一覧を表-4に示す。3式から算出されたブレースの断面について種々検討した結果、本解析では、式(3)により求まる値を採用することにした。

### 3. 2 部材の復元力特性

柱及び梁部材の復元力特性を図-2(a)及び(b)に示す。柱及び梁部材は、部材端部におけるモーメントMと節点回転角θとの関係で部材全長にわたって生ずる変形を代表することとして、その復元力特性をTri-linear型に仮定した。仮定した復元力特性は、初期剛性には鉄筋の影響を無視した曲げ剛性のみを考え、曲げひび割れ発生までを弾性とし、部材端部に作用するどちらか一方の曲げモーメントが計算上の曲げひび割れ発生モーメントM<sub>c</sub>に達したときに曲げひび割れが生じるものとした。曲げひび割れ発生後、曲げ降伏に至るまでは、第2勾配の剛性とし、部材の一端が計算上の曲げ降伏モーメントM<sub>y</sub>に達した場合は、その点に降伏ヒンジを設け、両端部が曲げ降伏に達した場合には両端ヒンジ部材と仮定した。

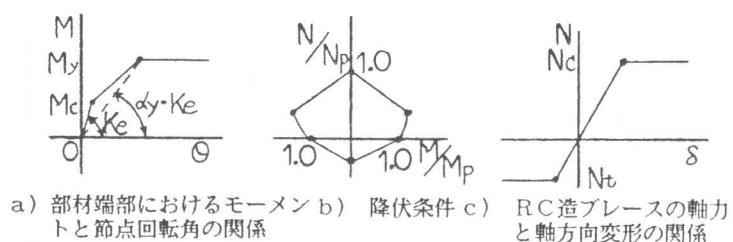


図-2 部材の復元力特性

また、せん断破壊する部材については、部材に作用するせん断力が計算上の限界せん断力 $Q_{su}$ に達したときにせん断破壊が生じるものとし、せん断破壊した場合は部材の両端部をピン接合と仮定し、部材にせん断力の増分が伝達されないようにした。ここで、計算上の $M_c$ 、 $M_y$ 、及び曲げ降伏時の剛性低下率 $\alpha_y$ は、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説中の式を、 $Q_{su}$ は修正大野荒川式をそれぞれ用い、軸力が変動するごとに修正して求めるようにした。なお、本解析では、部材のせん断変形は考慮しないものとした。

引張ブレース及び圧縮ブレースは、材端をピン接合とする線材に仮定しているため、その復元力特性は軸力 $N$ と軸方向変位 $\delta$ の関係になる。そこで、図-2(c)に示すように、両ブレースの復元力特性をBi-linear型に仮定し、引張ブレースはひび割れ発生までを弾性とし、ひび割れ発生後はそれ以上の軸力が伝達されないようにし、圧縮ブレースは圧壊に達するまでを弾性とし、圧壊以後はそれ以上の軸力が伝達されないようにした。

#### 4. 解析結果

##### 4.1 正側包絡線

実験と解析で得られた正側包絡線を比較して図-3に示す。図中、実験値は実線で示し、解析値は点線とした。なお、同図中には破壊に至るまでの過程も示した。

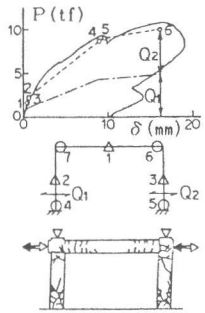
77-No.1, 79-No.1, 80-No.2, 81-No.1, No.2, 82-No.8, No.9の解析値は比較的实验値に近い傾向を示したが、77-No.2及び79-No.2の解析値は実験値より上回り、80-No.4では実験値より下回る結果となった。77-No.2では、式(1)によって算出したブレースの断面を用いて解析した値も示したがこの解析値の方が実験値により近い傾向を示した。82-No.1の実験値は、耐震壁の上層の柱が軸力を保持出来る程度の破壊に至るまで全層にわたって等分布の外力を加え、その後、後打ち増設壁を施した層のみに外力を加えて得られたものであり、解析値は1層部分にだけ外力を加えて得られたものであるが、解析値は実験値に近い傾向を示した。

後打ち増設壁をブレース置換した試験体は、全体的に、破壊経過等は実験結果と比較的一致しており、1層部分で破壊しているものが多かった。しかしながら、変形性能に関しては実験値より小さくなる傾向を示した。

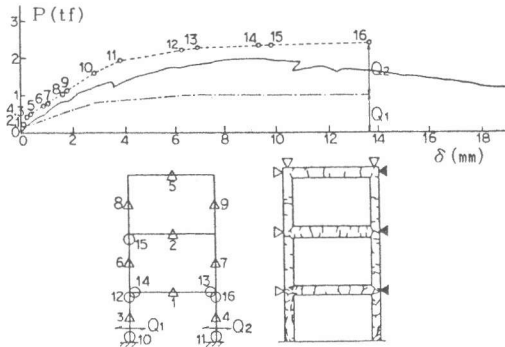
##### 4.2 1層部分の各鉛直部材の負担せん断力

図-3には、解析による1層部分の各柱が負担するせん断力 $Q_1 \sim Q_4$ 及び引張ブレースと圧縮ブレースが負担する軸力の水平方向成分 $N_1 \sim N_4$ を示した。

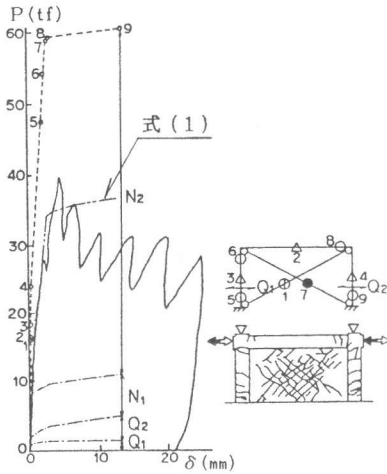
77-No.1は破壊まで、79-No.1は1層の引張側柱曲げ降伏まで $Q_1$ と $Q_2$ はほぼ同じ割合であった。81-No.1は中央柱の曲げ降伏まで $Q_1$ と $Q_3$ はほぼ同じ割合であったのに対し、中央柱の $Q_2$ は1.25倍程上回った。77-No.2は引張側柱に曲げひび割れが発生するまで $Q_2$ と $Q_1$ はほぼ同じ割合であったが、それ以後 $Q_2$ は $Q_1$ の1.2~1.4倍程上回った。79-No.2は、1層の引張ブレース降伏まで $Q_2$ と $Q_1$ はほぼ同じ割合となり、2層の梁曲げひび割れ発生後3層の引張ブレース降伏までは、 $Q_2$ は $Q_1$ の2倍程上回った。80-No.2は、引張側耐震壁の圧縮側柱の $Q_2$ 及び圧縮側耐震壁の圧縮側柱の $Q_4$ が $Q_1$ の増加とともに増大したが、圧縮側耐震壁の引張側柱の $Q_3$ は $Q_1$ の1.2倍程であった。80-No.4も、引張側耐震壁及び圧縮側耐震壁の圧縮側柱の $Q_2$ 、 $Q_4$ が $Q_1$ の増加とともに増大したが、圧縮側耐震壁の引張側柱の $Q_3$ は引張側耐震壁の引張側柱が曲げ降伏するまで $Q_1$ の1.5倍程であった。81-No.2は、中央の柱が曲げ降伏するまでは圧縮側柱の $Q_3$ が $Q_1$ の増加とともに増大したが、 $Q_2$ と $Q_1$ はほぼ同じ割合であった。82-No.1, 82-No.8及び82-No.9は、



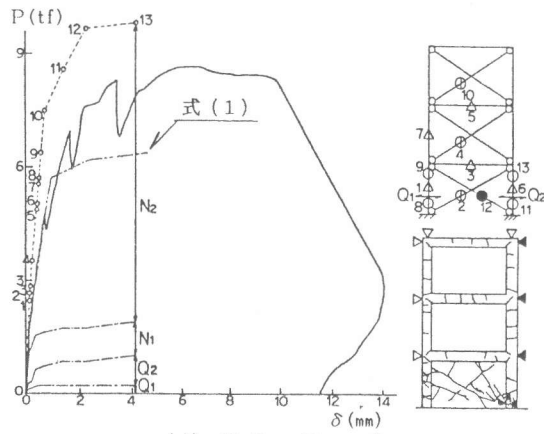
(a) 77-No.1



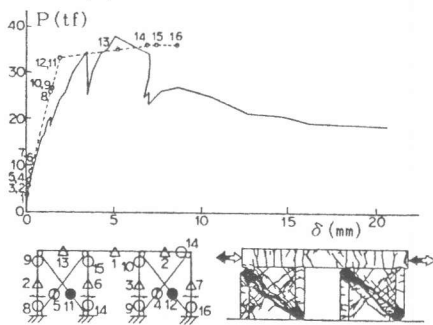
(c) 79-No.1



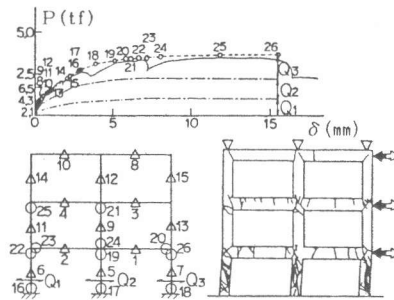
(b) 77-No.2



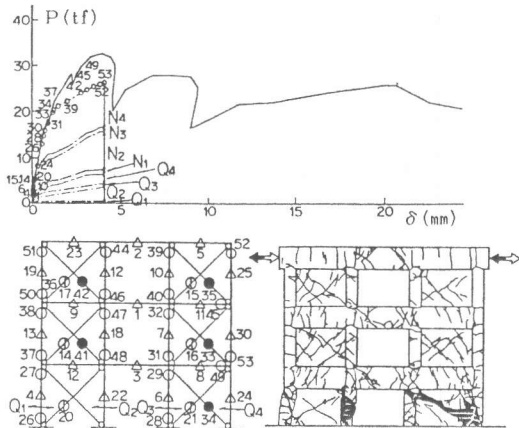
(d) 79-No.2



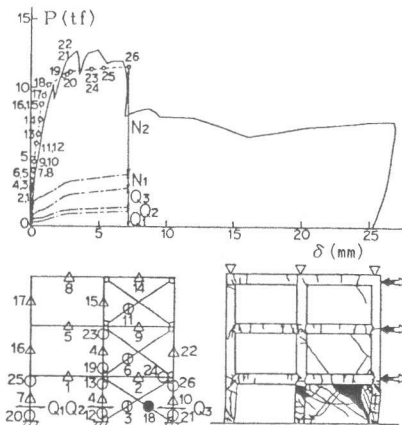
(e) 80-No.2



(g) 81-No.1

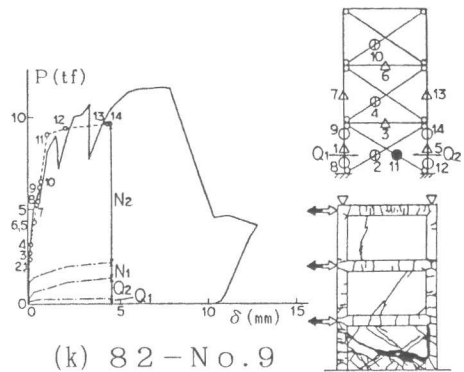
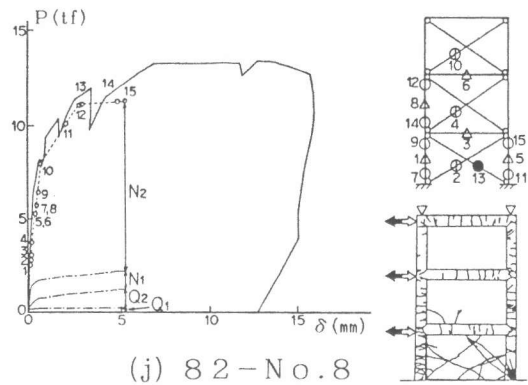
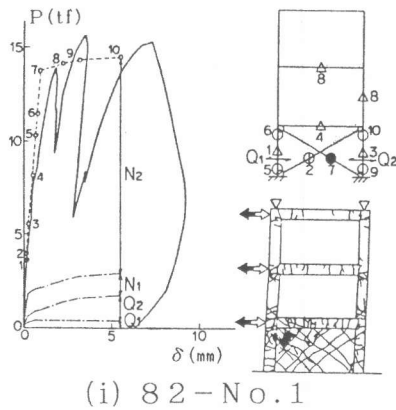


(f) 80-No.4



(h) 81-No.2

△: 曲げひび割れ ○: 曲げ降伏 ⊕: 引張ブレースひび割れ ●: 圧縮ブレース圧壊



圧縮側柱の $Q_2$ が引張側柱の $Q_1$ に対して大きな値となる傾向を示した。なお、後打ち増設壁をブレース置換した試験体では、主に、圧縮側ブレースの負担せん断力は荷重の増加とともに増大していくが、引張側ブレースは加力の初期の段階でひび割れを生じるため荷重の増加に対する負担せん断力はすぐに一定値となっている。

図-3 正側包絡線の比較

### 5. まとめ

後打ち増設壁による補強骨組について、補強部分（壁板）のモデル化に着目し、これをブレース置換した解析モデルを用いて弾塑性応力解析を行った結果、以下のことが明らかとなった

(1) 後打ち増設壁板をブレース置換し、ブレースの断面を耐震壁のせん断耐力（広沢式により算出）から柱の耐力を差し引いた値より求め、弾塑性応力解析したものは、実験値と比較して概ね良好な結果が得られた。

(2) 以上の解析結果の中には、一部、後打ち増設壁板のせん断耐力を略算的に算出し、この値をもとにしてブレースの断面を決定したもののほうが実験値に近い傾向を示したものがあつた。この点については、さらに検討が必要であると考えられる。

### [参考文献]

- 1) 清水泰，東洋一，遠藤利根穂，牧田敏郎：鉄筋コンクリート造建物の耐震補強方法に関する研究，第3回コンクリート工学年次講演会講演論文集，1981年
- 2) (財)日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針付解説，1977年
- 3) 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する実験的研究，東京大学学位論文，1970年
- 4) 広沢雅也：建築研究報告No.76 鉄筋コンクリート部材の強度と靱性，建設省建築研究所，1997年
- 5) 高橋仁，清水泰：補強骨組の弾塑性挙動に関する研究，日本建築学会関東支部研究報告集，1990年