

[62] 連層鉄筋コンクリート造骨組の耐震補強方法に関する実験研究

正会員○津村 浩三（東京都立大学工学部）

正会員 東 洋一（東京都立大学工学部）

正会員 遠藤 利根穂（東京都立大学工学部）

正会員 清水 泰（東京都立大学工学部）

1. 序

耐震性能上問題を有する既存の建築構造物を補強する場合、補強後の保有耐力、変形性能等の補強効果を正確に判定することが必要である。鉄筋コンクリート造建築構造物の場合、補強方法としては、後打ち壁板による補強柱補強、後打ちそで壁補強及びプレースなどの鋼材やプレキャスト板を用いた補強等が考えられ、既に相当数の実験が行なわれてきた。しかしながら、連層骨組を補強した場合の実験はほとんどなく、補強した骨組全体の耐震性能を評価する、あるいは適切にモデル化するための資料が不足している。

このため、当研究室では連層骨組を含む一連の既存中低層鉄筋コンクリート骨組の補強に関する実験を行なってきた(1)～(3)。本研究ではこれらの実験の内の一シリーズとして、壁厚を変えて補強した連層増設壁補強骨組2体と、幅の広いそで壁(1/3スパン)の付加により梁がせん断破壊型となる補強骨組について実験を行なった。本論文では、その実験結果を報告し、以前の実験結果とも合わせて検討する。

2. 試験体及び補強方法

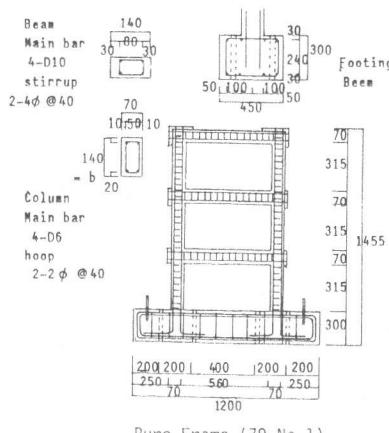
試験体は図1及び表1に示す実物の約1/7模型の3層1スパン鉄筋モルタル造骨組3体である。既存骨組に相当する部分は、文献(2)で発表した79-No.1-3Fと同一形状であり、使用した鉄筋の材料特性もほぼ等しい。No.7はそで壁(幅L=19cm、柱せいとの比 $\rho=2.71$)の後打ち増設による補強、No.8、No.9はそれぞれ壁厚t=6、4cmによる後打ち増設壁板補強である。

増設壁板と既存骨組との接合は彫込みアンカーボルトを用いて行ない、既存骨組の上下の梁に取り付けた。尚、後打ちモルタルには早強セメントと膨張材を使用した。

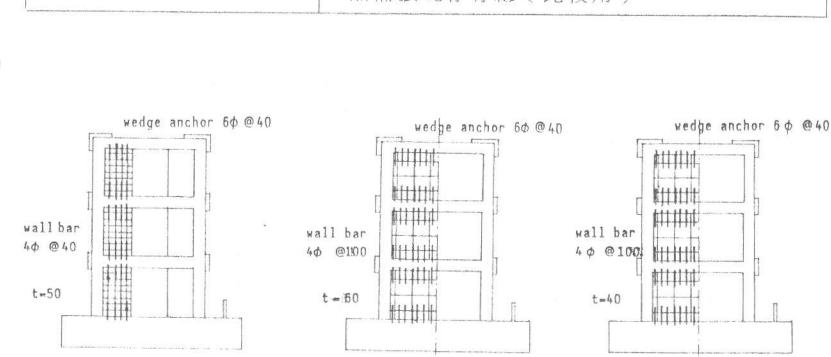
試験体製作に使用した諸材料の試験結果を表2に示す。

表1 試験体一覧

試験体	補強	$\alpha = t/b$	壁筋比Ps
82-No.7-3C2A2	1/3スパン後打ちそで壁	0.36	0.63%
82-No.8-3PW2	後打ち増設壁	0.43	0.21%
82-No.9-3PW3	後打ち増設壁	0.29	0.32%
79-No.1-3F	無補強既存骨組(比較用)		



Pure Frame (79-No.1)



No.7 Post casted 1/3 span sidewall

No.9 Post casted shear wall (t=40)

図1 試験体

3. 加力方法及び測定方法

加力装置を図2に示す。水平加力は外力分布を等分布とし、各柱の軸方向力を一定値（軸力N = 3.0 ton, 軸方向応力度 $\sigma_0 = 3.00 \text{ kN/cm}^2$ ）に保った状態で多数回のくり返し静加力とした。荷重履歴は一層柱の平均の部材角で制御し、部材角 $R = 1/500$ で正負各1回、 $R = 1/200$, $R = 1/100$ で各4回づつくり返し加力をした後正側で大変形まで加力する事とした。

測定は変位測定用ゲージホルダーを試験体基礎梁部分に固定して、各層の柱・梁中心線の交点6カ所に於ける水平・鉛直変位を測定した他、鉄筋の歪を測定した。

4. 実験結果

表3に各試験体の実験結果一覧を示す。又、図3には一層部分に於ける層せん断力と層間変位の関係を、図4には最終破壊状況を、図5には変形モードを示す。更に、図6には荷重・変位曲線の正側包絡線を示し、図7では各試験体の最大耐力を比較、図8にはくり返し加力による荷重低下曲線を示す。

次に各試験体の破壊経過について述べる。No.7は、1階そで壁にせん断ひびわれが発生し、+6サイクルの7.4 tonで引張側柱脚の主筋が降伏、その後7.95 ton ($R = 1/100$) で最大荷重に達した。その後、 $R = 1/13$ の大変形まで加力したが、荷重の低下はゆるやかであった。注目していた梁のせん断ひびわれは最大荷重時には発生しておらず、+7サイクルで2階梁に、3階梁については、変形が進んだ $R = 1/50$ (7.2 ton)において対角線状のせん断ひびわれが発生したが、どちらの場合も剛性に顕著な変化は認められなかった。壁板により補強した骨組は、2体共曲げひびわれ、壁のせん断ひびわれそして引張側柱主筋の降伏によって剛性が徐々に低下し；No.8は10サイクル ($R = 1/80$) で壁脚周辺の基礎部分に彫込アンカーボルトの引抜によるひびわれが発生し、浮き上がりはじめた。加力が進むにつれて、1階壁板と引張側柱も分離、変形は主にこの一層部分に生じた。 $R = 1/27$ で最大荷重13.4 tonに達し、その後ゆるやかに荷重は低下した。；No.9は、 $R = 1/50$ で最大荷重に達し、 $R = 1/44$ で爆裂音とともに1階引張側柱頭から圧縮側柱脚にわたるせん

表2. 使用材料試験結果

モルタル	既存Fc1	後打ちFc2	79シリーズ 既存Fc1
一軸圧縮強度 kN/cm^2	169	277	144
鉄筋	2ø	4ø	D6 D10
断面積 at cm^2	0.031	0.126	0.32 0.71
降伏時強度 $s\sigma_y \text{kN/cm}^2$	2640	3420	3590 3870
最大強度 $s\sigma_{max} \text{kN/cm}^2$	3760	4290	5270 5540

表3. 実験結果一覧

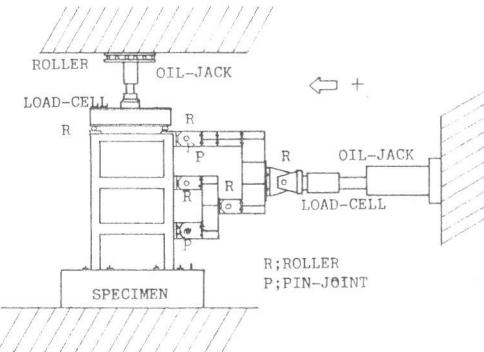


図2. 加力装置

注) 荷重P, 変位δは全て一層部分での値

試験体	82-No.7				82-No.8				82-No.9				79-No.1	
	正		負		正		負		正		負		Pton	δ mm
	Pton	δ mm	Pton	δ mm	Pton	δ mm	Pton	δ mm	Pton	δ mm	Pton	δ mm	Pton	δ mm
曲げひびわれ発生時	1.0	0.08	—	—	1.0	0.01	—	—	2.0	0.06	—	—	—	—
初期剛性 t/cm	125		—	—	1000		—	—	333		—	—	6	
1層壁せん断ひびわれ時	2.8	0.52	3.7	1.00	8.15	0.64	4.9	0.23	6.0	0.54	5.01	0.21	—	—
降伏時	7.40	2.83	5.60	2.60	9.0	0.91	7.45	0.71	8.0	1.22	8.0	1.04	1.1	2.2
圧縮側柱せん断ひびわれ時	6.05	3.50	—	—	11.5	3.34	—	—	11.5	6.03	—	—	—	—
圧縮側柱圧潰時	7.80	5.30	—	—	11.6	4.53	—	—	—	7.6	1.75	—	—	—
最大耐力時	7.95	3.50	6.30	3.51	13.4	13.00	9.4	3.52	11.55	7.01	9.6	3.50	1.95	9.4

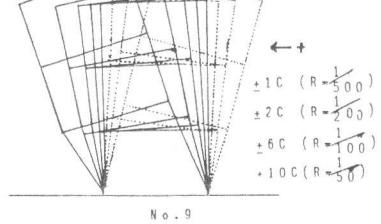
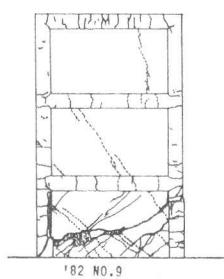
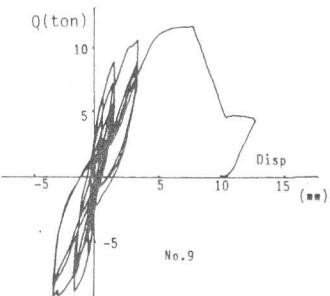
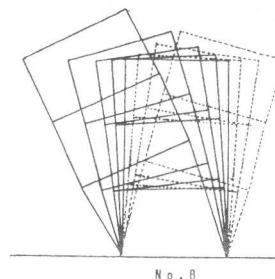
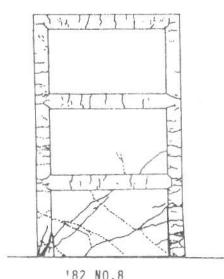
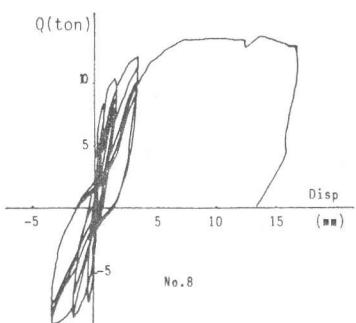
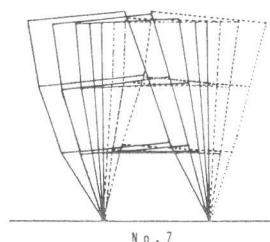
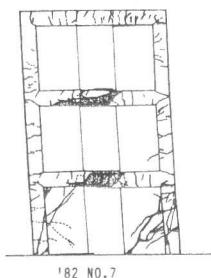
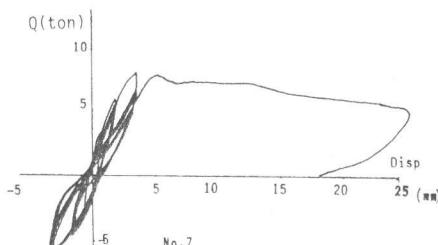


図3. 一層に於ける層せん断力・層間変位関係

図4. 最終破壊状況

図5. 変形モード

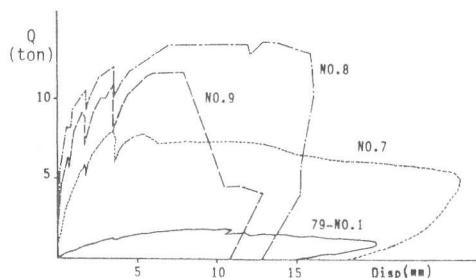


図6. 正側包絡線

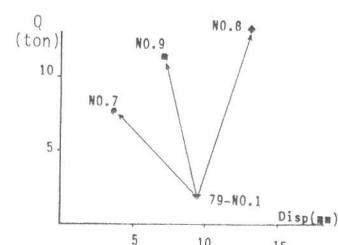


図7. 最大耐力の比較

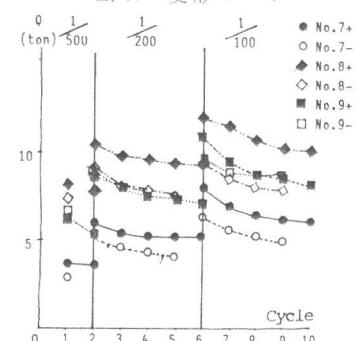


図8. 繰返しによる耐力低下曲線

ん断ひびわれが大きく開き、急激に耐力が低下した。

5. 実験結果の考察

a) 既存骨組(79-M0.1)と比較すると、最大耐力は補強により4.1～6.9倍と大きく上昇した。せん断破壊したNo. 9を除くと変形性能は良好であった。No. 9においても図6に見られるように、総合的には耐震性能の向上が認められる。

b) 壁板による補強において、壁厚の差は破壊モードに明瞭に表わされた。壁の厚いNo. 8は曲げ破壊したのに対し、壁の薄いNo. 9は曲げ降伏後せん断破壊した。表4では、最大耐力を計算値と比較している。一体打ちとみなして式(1)、及び式(2)で計算した値は、実験値より多少低いものの、実験結果と同じ破壊モードを示唆している。尚、曲げ終局耐力に関する(1)式では膨込アンカーボルトの引抜耐力を算入しているが、これを無視すると例えばNo. 9では計算上曲げ破壊型となり、実際の破壊形式と異なる評価を与える可能性が大きい。文献(4)による計算は

かなり安全側の値を与えた。

c) 変形モードに関しては、図5に示すように壁板による補強とそで壁による補強では大きく異なり、前者においては一層に変形が集中しているのに対し、後者においては、比較的に変形は全層に分散している。また壁板によって補強した骨組のうち、曲げ破壊したNo.8に比べNo.9は一層のせん断変形の占める割合が大きい。

d) 幅の広いそで壁により補強したNo.7は、やはりせん断破壊型になった。しかし梁のせん断破壊が骨組全体の剛性、また最大耐力に及ぼした影響は顕著ではなかった。最大耐力の計算は仮想仕事の原理を適用して行ったが文献(4)の部材に関する式をそのまま用いると実験値を大きく下回った。実験において、加力により引張側となる柱脚部分の主筋は引張筋と圧縮筋共にはほぼ同時に降伏しているが、式(5)は圧縮主筋を無視している。そこでこのように圧縮主筋が降伏しやすい軸力が負の場合でそで壁が圧縮側に付いている場合には、柱主筋全部を引張鉄筋とし、そで壁付柱の全せいを柱せいとみなして、軸力が負の場合の柱の略算式を適用し「修正1」とした。さらにそで壁に集中したと仮定して得られた文献(5)の式「正2」とした。計算結果は、修正1、2と

6. 結び

三層単スパンの骨組をそで壁あるいは厚さの異なる後打壁板により補強した実験結果を検討し、彫込みアンカーボルトによる定着は無視できないことが認められた。今回のように幅の広いそで壁で後打補強し、アンカーボルトで定着をとった場合、引張側そで壁のボルトの耐力を考慮し、そで壁付柱の軸力が負のときは柱主筋全部を引張鉄筋とみなして⁵のように略算することによって、実験値に近い値が保有耐力として得られた。

(謝辞)御指導いただきました明治大学の小倉弘一郎教授、東京都建築材料検査所の長谷俊明氏に感謝致します。

- 1) 東洋一, 大久保全陸, 清水泰「鉄筋コンクリート造建物の耐震補強方法に関する実験研究」第1回コンクリート工学年次講演会講演論文集, 1979. 5
 - 2) 東洋一, 遠藤利根穂, 清水泰, 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. 5
 - 3) 東洋一, 遠藤利根穂, 清水泰, 日向俊二「鉄筋コンクリート造建物の耐震補強効果に関する研究」第4回コンクリート工学年次講演会講演論文集, 1982. 5
 - 4) 「既存鉄筋コンクリート造建物の耐震改修設計指針・同解説」日本建築防災協会
 - 5) 日本建築学会「鉄筋コンクリート終局強度に関する資料シリーズ 15」建築雑誌, 1980. 5

表 4. 最大耐力の計算値との比較

	No. 7				No. 8		No. 9	
実験値 (t)	7.95		実験値	13.40(曲げ)		11.55(せん断)		
計算法	計算値 (ton)	実/計	計算法	計算値 (ton)	実/計	計算値 (ton)	実/計	
文献 [4]*4	3.87	2.05	文献 [4]*1	8.21	1.63	6.65	1.74	
修正 1 *5	5.26	1.51	曲げ耐力 *2	12.01	1.11	12.01	0.96	
修正 2 *6	7.77	1.02	せん断耐力 *3	12.09	1.11	10.20	1.13	

* 1. 耐力は次式で決まった。(記号は文献(A)参照)

$$wQuj = wQ su + 2 Qcd \quad (\text{柱のせん断耐力と増設壁のせん断力の和})$$

* 2. Mwu = 0.9 at $\sigma_y L + 0.4 n Q_L + 0.5 N_L \left(1 - \frac{N}{b L F_c} \right) \dots (1)$ ここで n は壁脚部彫込みアンカーの本数, $a = 1.0 \times 10^8 \text{ kg}$: 彫込みアンカーカーの引抜き強度過去の引抜き試験より推定

$$*3. wQsn = \left\{ \frac{0.068 Pte^{0.28} (180 + Fc_2)}{\sqrt{M(QL) + 0.12}} + 2.7 \sqrt{Pse \cdot \sigma wy} + 0.1 \sigma o \right\} be \cdot j \quad (2)$$

*4. 部材の強度は次式で算定した。

$$\text{梁: } Mu = 0.9 \text{ at } \sigma_y \cdot d \quad \dots \dots \dots (3)$$

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.092 \text{ ku kp} (180 + F_c)}{(M/Q_d) + 0.12} + 2.7 \sqrt{P_s e \cdot \sigma_w y} \right\} b \cdot j \quad \dots \dots \dots (4)$$

柱: そで壁圧縮側のとき $M_u = (0.9 + \beta) \lambda t \sigma_y D + 0.5 ND$ $\left\{ 1 + 2 \beta - \frac{N}{\alpha_e b D F_{c_s}} \left(1 + \frac{\alpha_e t \sigma_y}{N} \right)^2 \right\}$ (5)

$$せん断耐力 Q_{su} = 0.8\sqrt{fc_i}\left(\frac{\ell_w}{ho}\right)\Sigma A + 0.5 \left\{ P_w \cdot s\delta wy + P_s \cdot s\delta y + \frac{(P_w - D)}{bD} \right\} bD + 0.1N \quad \dots(8)$$

* 5. 修正 1 : そで壁が柱に対して圧縮側で
 $N < 0$ のとき, $at = ag$, D をそで
 壁付柱の全せいとして式(7)で計算。

*6. 修正2: 修正1に加えて、そこで壁が柱に対して引張側にあるとき、文献[5]の(7)式において $\beta c = 0$, $\Sigma \alpha t w \cdot s \sigma y w = nq$ とした式 $Mu = g_1 \alpha t \cdot \sigma y$

$$D + (g_1 + 0.5\beta t) \times nq + 0.5 ND$$

$$\left[1 - \frac{N}{bDF c_1} (1 - 0.6 \cdot \frac{at + \sigma y}{N})^2 \right]$$

未用い方

を用いた。………(9)

