

(11) 既存鉄筋コンクリート造建築物の補強法に関する実験的研究

1. 増設RC壁による補強

東京大学 ○勝俣英雄* 加藤大介* 青山博之**

§ 1. 序

既存の鉄筋コンクリート造建物の耐震診断の結果、耐震性能が不足で、補強を必要とする場合、耐震壁を連層多スパンにわたり増設して建物の剛性と耐力を上げ、強度抵抗型の補強をすることが多い（特に学校建築の桁行方向）。これまでの増設壁の耐力評価¹⁾は1層1スパン壁の実験に基づいているが、その試験体は次の2点で実際の壁と異なる。(a)連層多スパン壁では内側スパンの壁板が周辺より拘束を受け、せん断耐力が上昇する。(b)試験体の中には曲げ降伏した後、せん断破壊したものがあるが、低層の連層多スパン壁では曲げ降伏しないと予想される。

増設壁の一体打壁との大きな相違点は骨組との打継なので、骨組から増設壁に応力を伝える工夫が重要となる。

本実験では、(a)周辺骨組の寸法を変えた一体打壁と後打壁について、周辺骨組の拘束状態が耐震壁の耐力に及ぼす影響と、(b)後打壁と周辺骨組との打継接合法および開口の影響を検討した。

§ 2. 実験概要

2.1 試験体 試験体は1層1スパンであるが、梁を剛強にして連層壁の拘束状態を模した1/3スケールのもの13体である。そのパラメーターは表1に示すように、側柱、打継接合法、開口である。試験体名の数字が側柱の寸法と配筋、英字が残りのパラメーターの違いを表わす。無開口後打壁ではアンカーの種類と方法、有開口後打壁では開口の違いを表わす。

柱主筋量と柱せいを変えて周辺骨組の拘束状態の違いをモデル化した。同じ柱断面(20×20cm)でも主筋量により、曲げ降伏先行型($A_g=5cm^2$, 2005タイプ試験体、従来の試験体に多い形式)とせん断破壊先行型($A_g=15cm^2$, 2015タイプ試験体)

と破壊形式を変えて、多スパン耐震壁ではせん断破壊が曲げ降伏に先行し、壁が破壊する時点でも周辺から拘束を受け続けていることを考慮した。4015タイプ試験体は、柱せいを40cmにふやし、左右に連続する壁の拘束効果をモデル化した(図1)。柱主筋量を更に増した試験体CH2018で、柱の曲げ強度の影響を検討した。

周辺骨組と後打壁のコンクリートの打継法およびアンカーによる接合法の違いの影響を次のように検討した。後打壁のコンクリートは縦打するので、梁下に隙間が生じやすい。そこで、

Table 1 Parameter and Specimen List					
Specimen	Boundary Column b×D (cm)	A_g (cm ²)	Wall Panel		Wall Opening Area, (p), and Location
			Concrete	Anchor	
P2005	20×20	5.08	Monolithic (Prototype)		No Opening
P2015	20×20	15.24			
P4015	20×40	15.24			
C2005	20×20	5.08	Regular	Chem	
M2005	20×20	5.08		Mech	
C2015	20×20	15.24		Chem	
C4015	20×40	15.24	Expansive		Large (0.33), Center
CH2015	20×20	18.12		C.Hiten	
CH2018	20×20	18.12		CH,D	
GH2015	20×20	15.24			
OLC2015	20×20	15.24			
OLU2015	20×20	15.24		C.Hiten	
OSC2015	20×20	15.24			Small (0.25), Center

b×D: Column Width and Depth
 A_g : Gross Area of Column Main Bars
Chem: Chemical Anchor for Regular Use
C.Hiten: Chemical Anchor for High Tension Bolt
Mech: Mechanical Anchor
D: Diagonally Anchored
p: peripheral ratio

注1) 本研究は静岡県都市住宅部建築課からの委託研究であり、日本建築防災協会のSPRC委員会(梅村魁委員長)の下で筆者らが担当した実験である。 注2) * 大学院生 ** 教授

膨脹コンクリートを使用し
てその効果を検討した(表
1)。Cタイプ試験体では
一般用ケミカルアンカーを
使ったが、CHタイプ試験
体、CHX試験体と有開口
壁では高力ボルト用ケミカ
ルアンカーを使用してアン
カーの抜け出しを少なくし
た。CHX試験体では、梁
下と基礎上のアンカーを斜

め打ち(アンカー筋量は
CHタイプと同じ)、壁筋も斜め配筋(壁筋間隔は変えない)としてじん性能の向上を意図した(図
2)。メカニカルアンカー(ネジ断面が危険断面に来る形式)とケミカルアンカー(一般用)の比較は曲
げの影響を受けて応力の伝達条件が厳しくなる2005タイプでのみ行なった。

開口の影響については、一体打壁では多くの実験が行なわれているので、後打壁でのみ検討した。
開口周比 $P=0.33$ で、中央にある場合と上部にある場合、開口周比 $P=0.25$ と小さい場合を計画した。
開口まわりの補強は建築学会の規準に
従った。(図3)

断面の詳細を図4に示す。後打壁の
壁板四周および開口周りには割裂防
止のために幅止め筋を入れた。なお、
CH2018 のみは壁厚を12cmとした。

2.2 材料およびアンカーの強度

Specimen	Concrete F_c (kg/cm ²)		Re-Bar σ_y (σ_u) (t/cm ²)		
	Frame	Wall	D6	D10	D13
P2005	287		3.99 (5.17)	3.53 (5.13)	3.68 (5.50)
P2015	297		3.62 (5.56)		
P4015	301		3.99 (5.17)		
C2005	287		3.62 (5.56)		
M2005	234		3.96 (5.52)		
C2015	297		3.88 (5.61)	3.84 (5.33)	
C4015	222		3.96 (5.52)		
CH2015	261		3.96 (5.52)		
CH2018	245		3.96 (5.52)		
CHX2015	181		3.96 (5.52)		
OLC2015	227		3.96 (5.52)		
OLU2015	223		3.96 (5.52)		
OSC2015	264		3.96 (5.52)		

Re-Bar D16, $\sigma_y \approx 3.50$ (t/cm²) for CH2018
 $\sigma_u = 5.18$
 F_c : Compressive Strength
 σ_y : Yield Strength
 σ_u : Ultimate Strength

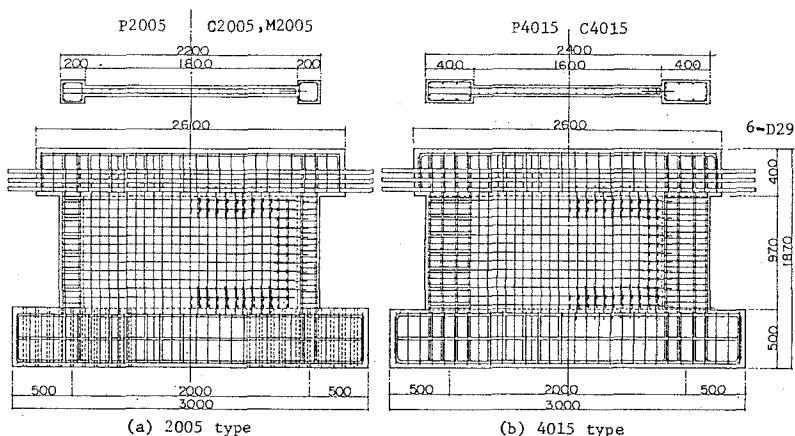


FIG.1 DIMENSIONS AND REINFORCEMENT OF SPECIMENS

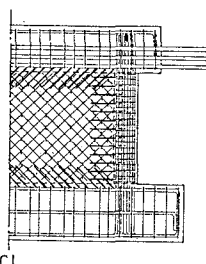


FIG.2 REINFORCEMENT AND ANCHOR OF CHX2015

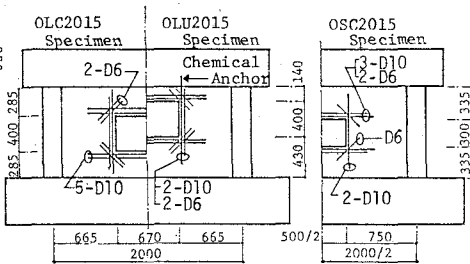


FIG.3 DIMENSIONS AND REINFORCEMENT OF OPENING

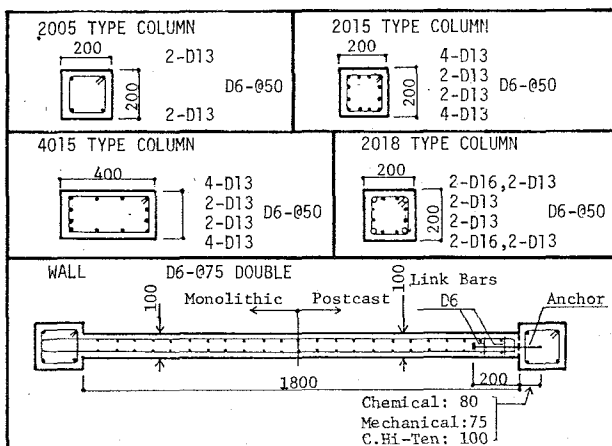


FIG.4 MEMBER SECTIONS

材料試験の結果を表2に示す。また後打壁の打継接合部をモデル化した試験体(図5)による直接せん断試験(打継面には曲げモーメントがかからない)およびアンカーの引抜試験を行なった。

ただし、高力ボルト用ケミカルアンカーは直接せん断試験を行なわなかった。両試験の結果を表3に示す。

引抜試験では、ケミカルアンカーの方がメカニカルアンカーより強度が高いが、それでも降伏強度を越えていなかった。

直接せん断試験ではケミカルアンカーの方がメカニカルアンカーよりやや強度が高かった。文献1に使われる(a),(b)式と比較すると実験値は1.2~2倍,せん断摩擦理論による(c)式2)と比較すると実験値は6割程度であった。

2.3 後打壁製作過程 打設の終わったフレーム部分の壁四周を目荒してアンカーを打ち、壁筋を組み立てた後、壁のコンクリートを縦打した。

2.4 加力方法 加力装置を図6に示す。柱軸力は1本あたり12ton(20×20cmの断面で30kg/cm²の応力度)とし、水平力は梁のネジフシ鉄筋に治具を取り付け、一方を押し、他方を引き、それぞれの方向に対して2台のジャッキで加力した。

載荷は変位制御とし、第2サイクルで最大荷重に達し、最終サイクル(4または5サイクル)で破壊させることを目標とした。

2.5 測定方法 荷重と加力芯での水平変位の他に、変形モードを明らかにするため図7のように、せん断変形(対角線の伸縮から)、曲げ変形(柱の伸縮から)、壁上および壁下のすべり(それぞれ壁と梁および壁と基礎の相対変位)を測定した。柱主筋、壁筋など鉄筋のひずみも測定した。

§3 実験結果

3.1 実験経過 図8に各試験体の最終ひびわれ図と崩壊モードを示す。

(1)±1サイクル(R=1/500):各試験体とも柱脚の曲げひびわれと壁のせん断ひびわれがほぼ同時に入った。後打壁ではアンカーに沿ったひびわれが生じた。有開口壁では開口横のせん断ひびわれが顕著であったが、開口隅角部のひびわれは開口補強筋がきいて進展しなかった。

(2)±2サイクル(R=1/150~1/100):各試験体とも壁のせん断ひびわれが増え、引張加力側柱脚にせん断ひびわれが入り、CHX以外の無開口壁では圧縮加力側柱頭と壁上部に圧壊の徴候が見られた。ただしP2015とP4015は圧壊が少なかった。2005タイプ後打壁では壁脚の隙間が開いた。有開口壁では開口両横および柱頭の圧壊が著しかった。CHXでは両柱脚にせん断圧縮破壊が生じた。

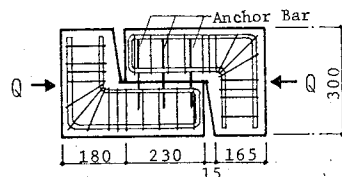


FIG.5 DIRECT SHEAR TEST SPECIMEN

Anchor (Bar,D10)	Pull-Out		Direct Shear				
	σ_a (t/cm ²)	$\frac{\sigma_a}{\sigma_y}$	Exp. Max. Load (ton)	τ_a (t/cm ²)			
				Exp.	a	b	c
Chemical	2.98	0.84	7.91	2.78	1.53	2.36	4.84
Mechanical	2.04	0.58	7.41	2.60	1.22	1.89	4.42
C.Hi.Ten.	3.45	0.89	σ_y (M & C)=3.53, σ_y (CH)=3.88 t/cm ²				

σ_a : Pull-Out Strength τ_a : Shear Strength per One Bar
 E_c : Concrete Young's Modulus ρ_a : Percentage of Anchor Bar
 (a) $\tau_a = \sigma_y / \sqrt{3}$
 (b) $\tau_a = 0.4 \sqrt{E_c \cdot F_c}$ (kg/cm²)
 (c) $\tau_a = [0.8(\rho_a \sigma_y + 28.1)] / \rho_a$ (kg/cm²)
 Effective Area of Mechanical Anchor was assumed to be 80% of Bar Area.

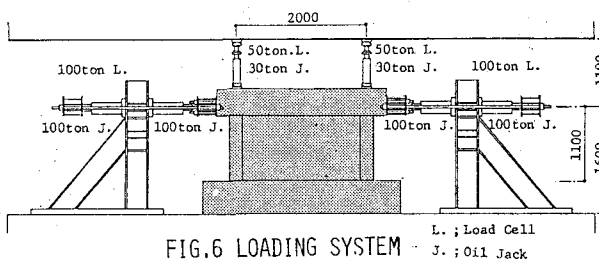


FIG.6 LOADING SYSTEM

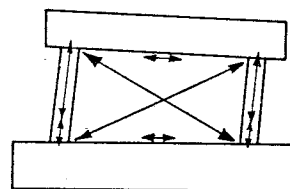


FIG.7 MEASUREMENTS FOR DEFORMATION MODES

(3)最終サイクル (R=1/50~):2005タイプ後打壁は柱脚と壁下でくちあきが開いてアンカーが抜け出し、曲げと壁下のずれで変形した。壁板の損傷は他より少なかった。CHXは両柱脚と壁下の圧壊とずれ、C4015は左柱頭と右柱脚での直接せん断的な圧壊と壁下のずれ、によってそれぞれ崩壊形を作った。C2015とCH2018は、初め壁上部の圧壊が顕著だったが、後半は壁中央上部から右柱脚に向かうひびわれが開き、せん断破壊した。P2005とCH2015は壁上部の圧壊が進み、コンクリートが剥落してスリップ状破壊した。P2015は左柱頭から壁中央下部へのひびわれとそこから右柱脚にかけての圧壊で、P4015は左柱頭と右柱脚を結ぶひびわれにより、それぞれせん断破壊した。有開口壁は開口横の圧壊が進みスリップ状破壊し、また左柱頭と右柱脚の圧壊も著しかったが、開口上下の損傷は軽微であった。2005タイプ以外の後打壁では右柱に主筋に沿うひびわれが見られた。無開口後打壁の壁板の圧壊は幅止め筋のない部分が進んだ。

3.2 最大耐力 各試験体の最大耐力と耐力比を表4に示す。欄(a)~(c)が一体打壁を、欄(d)~(f)が後打壁をそれぞれ基準とした耐力比である。各試験体の荷重水平変位関係の正方向の包絡線を図9に、代表的試験体の荷重水平変位関係と最大耐力計算値(4節)を図10に、それぞれ示す。

(1)拘束状態による耐力差:一体打でも(表4.a)後打でも(表4.d)でも柱の強度と剛性を上げた場合、最大耐力が4~7割増加した。なお、C4015の耐力上昇が一体打のP4015より小さい理由、およびCH2015とその柱主筋量を増しただけが異なるC2015の最大耐力が変わらなかった(表1.f)理由は、最大耐力時にC4015では壁と基礎、CH2015では壁と梁、の間のずれがそれぞれ急増しており、打継部で耐力が決まったからだと思われる。ただし、

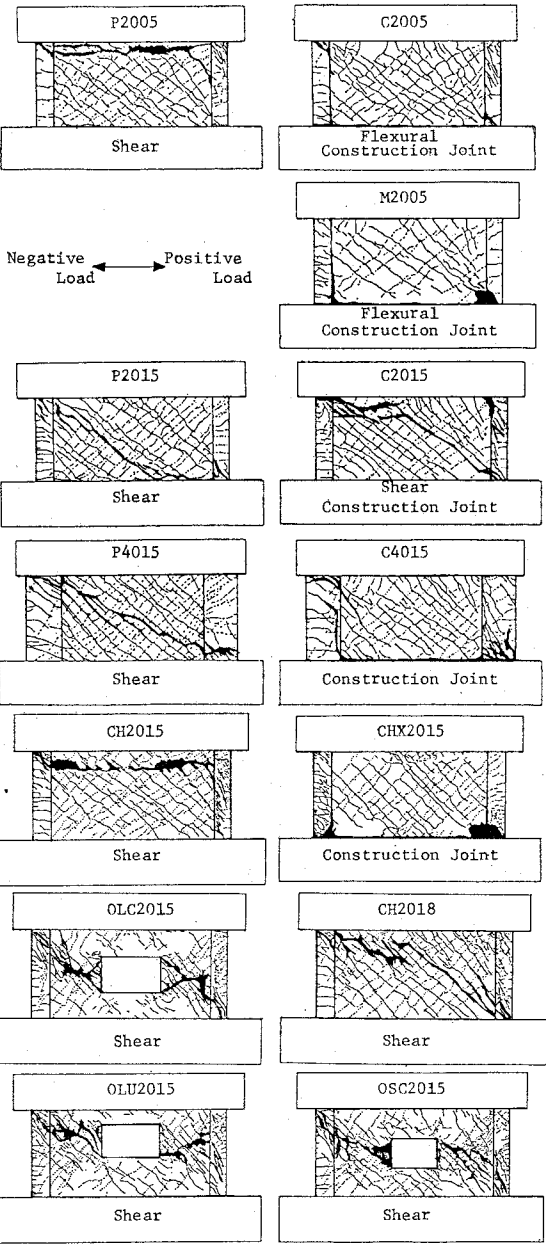


Table 4 Max. Load and Ratio							
Specimen	Max. Load (ton)	Max. Load Ratio					
		a	b	c	d	e	f
P2005	102	1.00					
P2015	141	1.38	1.00				
P4015	165	1.62	1.17	1.00			
C2005	87	0.85			1.00		
M2005	77	0.75			0.89		
C2015	120		0.85		1.38	1.00	0.98
C4015	126			0.76	1.45	1.05	
CH2015	122		0.87		1.40	1.02	1.00
CH2018	119		0.84		1.37	0.99	0.98
CHX2015	111		0.79		1.28	0.93	0.91
OLC2015	79		0.56			0.66	0.65
OLU2015	78		0.55			0.65	0.64
OSC2015	86		0.61			0.72	0.70

FIG.8 CRACK PATTERNS AND FAILURE MODE AFTER TEST

4015タイプ試験体では柱筋の塑性化が進んでおり、柱が与える拘束は実際の多スパン壁の内側スパンほど高くなかった。

(2) 一体打壁と後打壁の比較：柱が同じ試験体について比較すると、後打壁の耐力は一体打壁の耐力の75~85%であった。(表4.a, b, c)。後打壁の中には、打継部のすべりで耐力が決まったものがあると思われる。しかし、すべり変形の多い後打壁では小変形($R=1/150$)での耐力を大変形($R=1/50$)においてもあまり失なわない(図9.c)けれども一体打壁(図9.a)とせん断破壊型の後打壁(図9.b)では部材角 $1/50$ で最大耐力の4~7割に耐力低下する。

(3) アンカーの比較：メカニカルアンカーを用いたM2005よりケミカルアンカーを用いたC2005の方が最大耐力が高かった。これは、メカニカルアンカー(ネジ断面が危険断面に来る形式)よりケミカルアンカー(一般用)の方が引抜強度が高かったことと対応する。C2015(普通コンクリートと一般用ケミカルアンカー)とCH2015(膨張コンクリートと高力ボルト用ケミカルアンカー)の最大耐力は変わらなかった(表4.f)。打継接合法の比較はCH2015の F_c が低かったので、困難である。しかし、耐震補強増設壁として判断すると、耐震壁の増設は強度抵抗型補強であり補強後もせい性部材が残る場合があると大変形は期待も許されもしないので、部材角 $1/150$ でCH2015がC2015の1.2倍の耐力を持ち、C2015が最大耐力に達するのが部材角 $1/40$ である(図10.c, f)のは、CH2015にとって有利だと思われる。CHX2015(アンカーと壁筋が斜め)は、壁下のすべりで耐力が決まってCH2015より耐力は劣った(表4.f)が、最大耐力に達した後の耐力低下が大変形でも小さく、履歴ループの面積も大きく、じん性能は優れていた。(図10, d)

(4) 開口の影響：CH2015と有開口壁を比較すると、開口周比 p を用いた低減率($r=1-p$, OLC

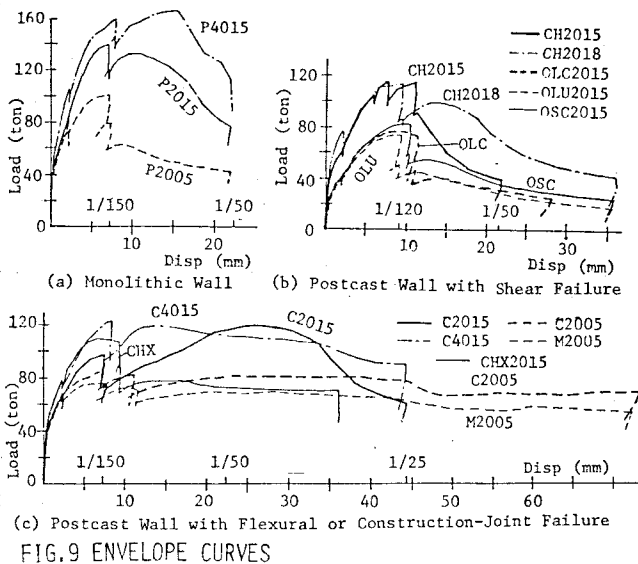


FIG.9 ENVELOPE CURVES

OF LOAD-DISPLACEMENT RELATIONSHIP

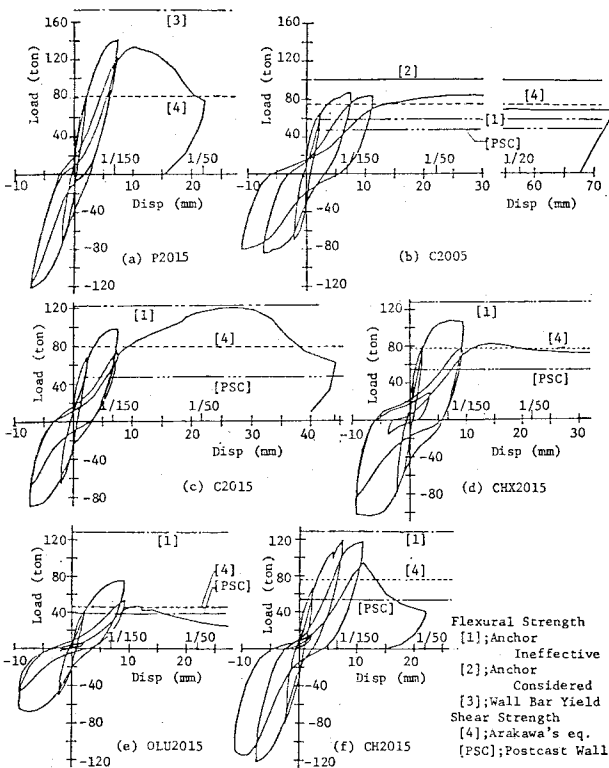


FIG.10 LOAD-DISPLACEMENT RELATIONSHIP

とって有利だと思われる。CHX2015(アンカーと壁筋が斜め)は、壁下のすべりで耐力が決まってCH2015より耐力は劣った(表4.f)が、最大耐力に達した後の耐力低下が大変形でも小さく、履歴ループの面積も大きく、じん性能は優れていた。(図10, d)

と O L U は $r = 0.33$, O S C は $r = 0.25$) で有開口壁の耐力が大略評価できると思われる。位置の影響は少なかった (表 4 . f)。

3.3 各種変形の割合
最大耐力に至る変位および破壊モードが各試験体で異なる

ので変形モードを検討する。せん断, 曲げ, 壁上のすべり, 壁下のすべりの各変形の水平変位に対する割合を縦軸に, 水平変位を横軸に部材角 1/50 までとって図 11 に示す。典型的な変形パターンの試験体 4 体に限った。いずれも, 破壊が生じる前はせん断変形成分が 5 ~ 6 割であった。

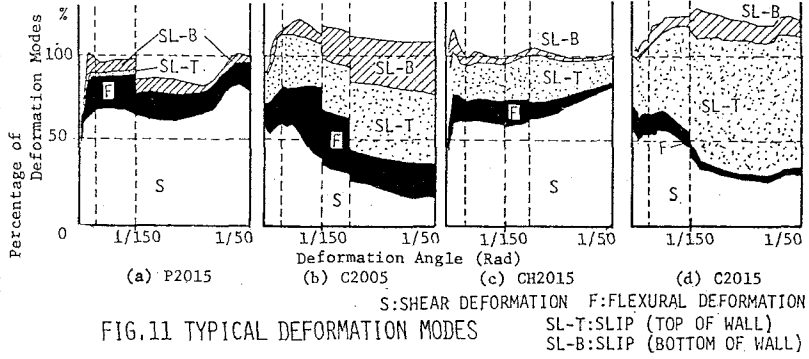


FIG.11 TYPICAL DEFORMATION MODES

- (1) 一体打壁：せん断変形が 6 割以上で, 次に曲げ変形が大きく, すべりは小さかった。(図 11 . a)
- (2) 曲げと壁下のすべりが大きい後打壁：後打で壁上のすべりが大きいのは当然であるが, 曲げ変形が大きいと壁下のすきまが開いてすべり抵抗が減り, 壁下のすべりが増加すると思われる。(他に M2005 , C4015 , CHX2015 試験体) (図 11 . b)

(3) せん断変形が大きい後打壁：CH2018 , 有開口壁も似ていた。打継接合法の変更 (膨張コンクリートと高力ボルト用アンカー) により C2015 (図 11 . d) で見られたすべり変形支配型から, せん断変形支配型 (6 ~ 8 割がせん断変形) になった (図 11 . e)。

§ 4. 既住の耐力評価式による最大耐力の検討

表 5 に示す式によって最大耐力を計算した。後打壁の曲げ耐力は (a) アンカー無効 (アンカーの定着がなく, アンカーが耐力に寄与しない。①式), (b) アンカー考慮 (アンカーの抜け出しで決まる。②式) の 2 つ場合について, 一体打では壁筋が降伏するとして③式で評価した。せん断耐力は荒川式 (文献 1 で採用されている。④式) と広沢式³⁾ (⑤式) にて計算した。後打壁式は文献 1 に示された耐力評価式で⑥ ~ ⑧式である。各試験体の崩壊形と最大耐力実験値, および計算値とそれによる (計算値 / 実験値) の抜粋を図 12 に示し, 実験値と計算値を比較する。

(1) 曲げ・すべり破壊の 2005 タイプ 後打壁のアンカー考慮曲げ耐力は, 実験値を 10 ~ 20 % 上回る。変位が大きくなると, アンカーが引抜けてアンカー無効の耐力に近づいた (図 10 . b)。アンカーの引抜強度から得られる曲げ耐力は, (a) 施工の不良, (b) アンカーが引抜強度に達した後に強度低下を起す場合がある, ことから期待できない。

(2) P4015 は壁筋降伏曲げ耐力で最大耐力が押さえられた。曲げ降伏のあとにせん断破壊したと思われる。P2015 と比較すると, 柱の剛性を高めて周辺からの壁への拘束を大きくした場合はせん断耐力が上昇するので, 曲げ耐力で最大耐力が決まったと考えられる。せん断破壊した無開口後打壁の

Table 5 Equations for Strength Estimation	
① $Q_{mu} = (a_t \sigma_y l + 0.5 N l) / h_{cr}$	② $Q_{mu} = ① + 0.5 m a_a \sigma_{al} / h_{cr}$
③ $Q_{mu} = ① + 0.5 n a_w \sigma_{wy} l / h_{cr}$	
④ $Q_{su} = \gamma l \frac{0.053 p_{pre}^{0.23} (F_c + 180)}{M / (Q \cdot l) + 0.12} + 2.7 p_{we} \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_a] b_e l$	
⑤ $Q_{su} = \gamma l \frac{0.0679 p_{pre}^{0.23} (F_c + 180)}{M / (Q \cdot l) + 0.12} + 2.7 p_{we} \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_a] b_e l$	
⑥ $Q_{pc} = ④ \times 0.8$	⑦ $Q_{pc} = (Q_{su}' \cdot \gamma + 2 \sigma_c c)$
⑧ $Q_{pc} = Q_j + p_{qc} + a_{qc}$	$Q_{su}' = \tau_w \cdot t_w \cdot l'$
$Q_j = m \cdot t_d \cdot a_d$	$\tau_w = 0.05 F_c + 0.5 p_{we} \sigma_{wy}$
$p_{qc} = \frac{c f_t \cdot b d}{1.5} \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{c f_t}}$	$\gamma = 1 - p = 1 - \sqrt{\frac{h_o l_o}{h l}}$

In Equations 4, 5, & 6 Wall's F_c is used.
(cf. Table 2, $\sigma_y, F_c, \sigma_{wy}$, Table 3, σ_a)

アンカー考慮の曲げ耐力は実験値の1.4～1.6倍であり、アンカー無視の曲げ耐力は実験値程度である。実験で一部柱筋は降伏したけれども、全塑性状態ではなく、周辺骨組の拘束が不足していたわけではなかったと思われる。

(3) 荒川式計算値は柱の条件および後打・一体打によらず、実験値より低かった。周辺からの拘束が高まるほど荒川式の評価値は低くなる。せん断破壊した試験体では実験値の6～7割の値で、曲げ破壊型の試験体でも荒川式の値は実験値より低かった。広沢式の方が実験値との適合性があった。

(4) 後打壁式は実験値よりかなり控え目な評価を与える。⑥で荒川式の値を8割におとすと、実験値の5割程度になる。打継部破壊の⑦式の値は対応する破壊形式をもつC4015とCHX2015の実験値の4～6割であり、直接せん断試験の結果を用いて⑦式中の Q_i を評価しなおしても実験値の6～7割であった。

§ 5. 結論

一体打でも後打でも周辺骨組の拘束が強まるとせん断耐力が上昇した。後打壁は拘束条件が同じ場合、一体打より耐力が劣った。後打壁は既存フレームとの間にずれを生じ、このずれが卓越する破壊形式をもつ後打壁は一般に変形性能が良好であった。一方、打継接合法を変更するとずれが減り、一体打に近い変形性状を示した。既往のせん断耐力評価式は控え目であり、拘束の大きい試験体では荒川式の値は実験値の5割程度であった。有

開口後打壁のせん断耐力低減率は開口周比を用いる慣用の方法で評価が可能であった。

§ 6. 謝辞

本実験に際して、東京大学助教授小谷俊介博士、同助手細川洋治氏、西松建設和田高清氏、東京大学卒論生小林真己君、および青山研究室の皆様の御協力を頂いた。なおケミカルアンカーは日本デコラックス㈱から提供を受けた。紙上を借り、ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 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診断基準・改修設計指針解説”
- 2) Mattock, A.H., “Shear Transfer in Concrete Having Reinforcement at an Angle to the Shear Plane,” ACI, SP42-2, 1974
- 3) 広沢雅他 “建築研究資料 Ⅵ 6”, March, 1975
- 4) 青山, 加藤, 勝保 “増設RC耐震壁の耐力と変形能の評価に関する実験的研究”, 57年建築学会大会

Specimen [F.M.] (Exp. Max. Load , ton)	Estimated Strength (Numeric; ton) and Value of (Est./Exp.) (Bar Graph)			
	Flexural Strength 1.0	Shear Strength 1.0	Postcast Wall 1.0	
P2005 [S] (102)	3 109	4 5 72 94		
P2015 [S] (141)	3 172	4 5 82 112		
P4015 [S] (165)	3 168	4 5 87 129		
C2005 [F, J] (87)	1 2 56 100	4 5 72 94	6 7 8 58 45 59	
M2005 [F, J] (77)	1 2 56 86	4 5 72 94	6 7 8 58 39 58	
C2015 [S, J] (120)	1 2 124 168	4 5 82 112	6 7 8 66 48 68	
C4015 [J] (126)	1 2 124 164	4 5 87 129	6 7 8 68 56 69	
CH2015 [S] (122)	1 2 128 180	4 5 76 101	6 7 8 61 54 63	
CH2018 [S] (119)	1 2 143 195	4 5 84 113	6 7 8 67 57 73	
CHX2015 [J] (111)	1 2 128 144	4 5 78 105	6 7 8 63 63 64	
OLC2015 [S] (79)	1 128	4 5 48 63	6 7 8 39 53 43	
OLU2015 [S] (78)	1 128	4 5 48 63	6 7 8 39 53 43	
OSC2015 [S] (86)	1 128	4 5 54 70	6 7 8 43 53 47	

Note: Numeric in Bar Graph is Equation Number of Table.5
[F.M.] means "Failure Mode"
S; Shear, F; Flexural, J; Construction Joint

FIG.12 COMPARISON OF EXPERIMENTAL AND ESTIMATED STRENGTH

Experimental Study on the Strengthening of Reinforced
Concrete Buildings
Part 1. Strengthening by Postcast Reinforced Concrete Shear Walls

by Hideo Katsumata*, Daisuke Kato**, and Hiroyuki Aoyama***

Evaluation of earthquake-resisting capacity of existing reinforced concrete buildings revealed that a considerable number of existing building needed strengthening of certain extent, and the review of structural design for such strengthening showed that the most favored strengthening method was to increase stiffness and strength by "postcasting" shear wall panels into frames, continuous over the height of buildings, and into several consecutive spans.

Currently used design recommendation for postcast shear walls was developed on the basis of the available test data utilizing single story and single span wall specimens. They differ from those in the actual buildings in two aspects. First, when multiple story, multiple span walls are cracked by diagonal tension, existence of adjacent panel would increase the resistance against dilatation, but such confining effect is not reflected in single story, single span specimens. Secondly, the ultimate strength of many test specimens was dictated by the flexural yielding even though they finally failed in shear mode, which is not expected to occur in the actual buildings.

For the reevaluation of current design recommendations, 13 wall specimens of about one third scale were tested. Beams were deliberately made stronger and stiffer than those of a real structure in order to simulate the confining effect of multiple story walls. Wall panels were cast monolithically with frames in three specimens, and wall panels with or without an opening added to existing open frames in the other specimens. The major variable was the strength and stiffness of columns on both sides of walls; strong columns simulated high ratio of flexural to shear strength; strong and stiff columns represented higher confining effect of walls in consecutive spans. Expansive concrete and high-strength adhesive to anchor dowel bars were used in the latter six specimens in order to reduce the separation along the construction joints.

Major findings from tests include the following: (1) Increased confining effect around the wall increased the shear strength of both monolithic and postcast walls. (2) Shear strength of postcast walls was lower than that corresponding of monolithic walls, but deformation capability of postcast walls was superior. (3) The improvement of construction method could reduce the slippage along the construction joints of postcast wall specimens, resulting in the deformation characteristics similar to those of monolithic wall specimens. (4) Design shear strength of postcast walls with high confining effect can be increased from the currently used equation. (5) Evaluation of effect of openings in the current design method seems adequate.

* Graduate Student, Department of Architecture, University of Tokyo

** Graduate Student, Department of Architecture, University of Tokyo

*** Professor, Department of Architecture, University of Tokyo