

[115] 枠付き鉄骨パネルで耐震補強した既存鉄筋コンクリート造骨組の曲げ破壊実験

正会員 ○山本泰稔 (芝浦工業大学工学部)

正会員 青山博之 (東京大学工学部)

1. 序

鉄筋コンクリート (以下RCと略す) 柱の曲げ主筋量が少なく、本来、柱が曲げ破壊をおこすべき既存の骨組を、モルタル接合部を介して枠付き鉄骨パネルと1体化して、耐震補強した1層1スパンの模型耐震壁の水平加力実験結果について述べる。既に、枠付き鉄骨要素で補強したRCフレームが、せん断破壊及びパンチングシア破壊した場合について、諸強度及びじん性に関する推定が可能になったので〔文献(1),(2)〕、今回は、一般に理想的な破壊形式であると考えられている曲げ降伏先行型の耐震壁の挙動を検討する。

2. 実験体の製作

4~5階建てRC造建物の1階部分における内部構面を実験の対象として選び、柱の長期軸方向応力度は $\sigma_N = 30 \text{ kg/cm}^2$ を想定した。既存のRC部材断面の寸法は既往の実験通りとし、コンクリート強度は $F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ 、鉄筋はSR24及びSD30の使用を前提にして、実大建物を1/3に縮小した模型に統一した。

RC部材断面の算定は文献(5)の「耐震診断基準」に記載された方針に従った。一般に、耐震補強が必要な架構における柱の帯筋量は非常に少ない。そこで、曲げ降伏先行の実験体を作製するに当り、柱の主筋量は減らす、帯筋比は既往の実験体と同じ配筋量を踏襲した。その結果、柱の主筋が4-D13 ($p_t = 0.51\%$)、帯筋が $4\phi - \square - @120$ ($p_w = 0.1\%$) ならば終局せん断耐力 Q_{su} が終局曲げせん断耐力 Q_{bu} を超え、計算上、柱は曲げ破壊することが確認された。

試算の結果、鉄骨枠付耐震壁の終局耐力は、架構が全体曲げをうけると、引張RC柱の主筋が降伏することによって決まった。水平せん断力は鉄骨パネルとRC部分の両方で負担し、パネルが負担するせん断力は、RC骨組上・下のモルタル接合部を通じて伝達されるものと仮定し、モルタル中のスタッド及び樹脂アンカーの数量を決定した。スタッドの終局せん断耐力は、過去の直接せん断試験〔文献(1),(2)〕から得られた平均値 $q_s = 2.28 \text{ t/本}$ を用いたので、計算上、スタッド及び樹脂アンカーは $9\phi @ 86$ シングル配筋でよいことになる。実験体の製作段階では、全体曲げによる材軸方向力はRC柱のみが負担すると考えてきたが、パネルもモルタル接合部を通じて曲げ耐力の向上に関与する可能性がある、両アンカー筋の数量を $9\phi @ 60$ シングル配列した実験体も1体追加製作し、結局、図1に示す2体を製作することにした。

3. 材料の性質

3.1 コンクリート及びモルタル: 空中養生したコンクリート及びモルタルシリンダーの試

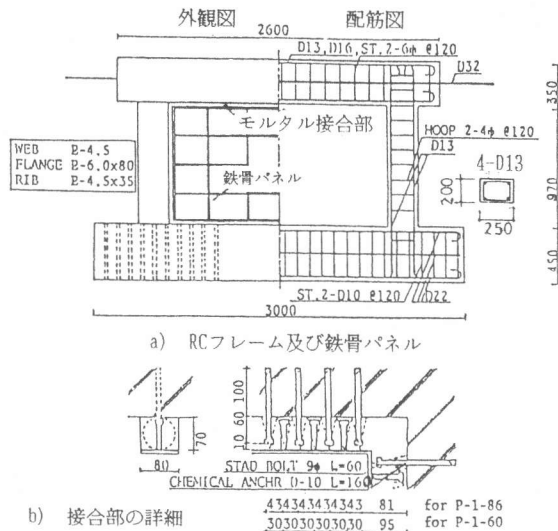


図1 実験体の概要

表1 コンクリートおよびモルタルの試験結果

	コンクリート			接合部モルタル			
	スランブ (cm)	σ_{max} (kg/cm ²)	σ_{sp} (kg/cm ²)	c/E	σ_{max} (kg/cm ²)	σ_{sp} (kg/cm ²)	m_p^* (kg/cm ²)
P-1-86	17	240	26.4	217	469	24.7	228
P-1-60	22	202	26.7	194			

表2 鉄筋の引張試験結果

	A _t (cm ²)	sE (t/cm ²)	σ_y (t/cm ²)	σ_{max} (t/cm ²)	のび率 (%)
4φ	0.130	(2100)	1.77	3.06	23.4
*6φ	0.245	(2100)	6.35	6.95	12.9
D10	0.570	(2100)	4.24	6.05	14.4
D13	1.13	(2100)	4.44	6.70	13.5
D16	1.67	(2100)	4.25	6.53	17.8

* 印の試験片は明確な降伏点を示めなかったため、始源ヤング係数を0.2%オフセットして求めた。

験結果を表1に示す。既存RC部分のコンクリートは、各試験体ごとに、別々の普通コンクリートを打設したのに対し、接合部の無収縮モルタルは、2体同時に手押しポンプで注入した。モルタルのプロートによる流下時間は平均30秒であった。実験時のコンクリート材令は5週、モルタルのそれは3～4週であった。

3.2 鋼材：表2は既存RC骨組の部分及び樹脂アンカー筋に使用した鉄筋の引張試験結果である。4φ及び6φの細物は巻線を直線加工したものである。異形棒鋼の場合、ふしを削りとしてWSGを貼り付けたので、その個所が破断し、のび率が規格の下限值を下まわったものがある。補強パネルは全てSS41規格品の構造用鋼板を溶接加工して組み立てたが、58年度の実験体 P-1-S及びP-1-N のものをそのまま再利用したので、材料の性質については文献(2)を参照されたい。

4. 加力装置・変位及びひずみ測定

加力は58年度と同一の装置を使用して行った。長期荷重に相当する定軸力をRC柱頭部に加え、水平力は、はり両端部に押し引き相等しい力を加えることによって、はりに生ずる軸方向力の緩和を図った。

測定は基礎にとりつけたゲージホルダーにより、RCフレームとパネルの各隅部の絶対水平変位量を測定し、又、RC柱に埋め込んだ標点を利用して、柱の伸縮量及びパネルの鉛直方向相対変位量を測定した。更に、モルタル接合部の相対的な水平すべり量と鉛直肌別れ量とは、はり及び基礎の中央部分で測定した。

ひずみ度は、RC柱及びはり内の主筋における両端部及び中央部・モルタル中のスタッド及び樹脂アンカーの要所にWSGを貼りつけて測定した。パネルのひずみ度はフランジに1方向ゲージ、ウェブにロゼットゲージを貼りつけて自動ひずみ測定器により読みとった。

5. 荷重段階

各実験体に正負繰返し水平加力をしたが、定軸力を加えた状態で第1サイクルはRC柱に曲げ又はせん断ひびわれが発生する時点までとし、第2サイクルは層間部材角Rが1/250、第3サイクルはRが1/125までとし、第4サイクルの正荷重時に大変形を与えて曲げ破壊させる予定であった。しかし、この原則に基づいて加力したP-1-86はパンチングシア破壊し、P-1-60も第2サイクルの加力後、パンチングシア破壊することが確実となったので、第3サイクル以後は、曲げ破壊を先行させるため、柱頭の定軸力を除去して加力した。

6. 実験結果とその検討

履歴特性及び破壊性状 図2は各実験体の荷重点における水平方向の復元力特性を示したものである。

P-1-86の場合、終局時に引張側柱の頭部がパンチングシア破壊をおこし、その後、RCはりともパネルとを結合しているモルタルの相対すべり量が増大し、徐々にモルタルに水平せん断破壊がおこって、遂に圧縮側柱にも大せん断ひびわれが発生した。

P-1-60の場合、初期剛性がP-1-86に比べて低かった。既存RC部材及びパネルの形状寸法が同じであり、しかもP-1-60の方がモルタル接合部内のアンカー筋の本数が多いにもかかわらず剛性が低いのは、表1が示すように、P-1-60のコンクリート強度が約20%低かったためであると考えるのが妥当であろう。P-1-60の第2サイクル加力後のひびわれ性状を検討した結果、この実験体もパンチングシア破壊をおこす可能性が高まったので、以後鉛直荷重を取り去り曲げ破壊がおき易くした。終局耐力はP-1-86よりも低くなったが、終局時に引張側柱の脚部に曲げひびわれが多発し、曲げ破壊した。但し、曲げ破壊が先行する割には大変形時における復元力特性が理想的であると判断する訳にはいかなかった。

図3は実験終了時における各実験体のひびわれパターンをスケッチしたものである。パンチングシア破壊し

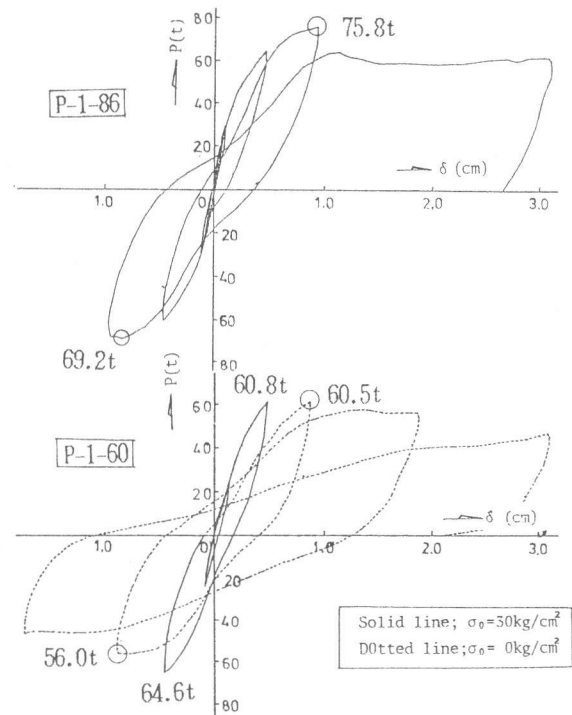


図2 各実験体の荷重—たわみ曲線

たP-1-86のびびわれ発生状況は58年度のパンチングシア破壊した実験体の場合と酷似しており、柱の主筋量が $p_g=2.4\sim 3.4\%$ から 1.0% に減少しても破壊性状に明確な差はあらわれなかった。一方、P-1-60の場合、引張側柱にせん断びびわれは発生するがそれは致命的なものとはならず、引張側に生じた柱の曲げびびわれ巾が荷重の増大と共に拡がり、繰り返しの影響と重なり合い、RC柱とパネルの1体化に役立っていた樹脂アンカーに引き抜きが生じて1体性を損なう結果を誘発している。これは今までのせん断破壊及びパンチングシア破壊した実験体にはみられなかった現象である。更に、帯筋比が 0.1% と非常に少なかったため、RC柱脚部の伸縮が繰り返される部分のコンクリートの破損が激しかった。そのため、曲げ破壊をしたにも拘わらず、じん性能がやや不十分な復元力特性を示したたものと考えられる。

全体水平変形に各種変形モードが占める割合 図4はフレーム頂部の水平変形量を曲げ・せん断及び接合部のスリップの3種の変形モードに分離し百分率で示したものである。パンチングシア破壊したP-1-86と曲げ破壊したP-1-60ともせん断変形の割合が50%を超え、全体の変形が大きくなってほぼ一定の傾向を示す。接合部アンカー筋の少ないP-1-86の場合は上部接合部のすべり量の割合が大きい。P-1-60の場合、全体変形に占める曲げ変形の割合は、全体変形が大きくなって約25%の一定値を保つ傾向があるのに対し、P-1-86の場合、曲げ変形の占める割合は少なく、しかも全体変形が大きくなるに従って、曲げ変形の占める割合は徐々に少なくなるのがわかる。

終局時せん断耐力 実験から得られた終局時せん断耐力を以下に述べる方法によって求めた理論値と比較してみる(表3参照)。

1) 曲げ終局時せん断耐力: 以下の2つのケースに分けて考えた。「曲げ(1)」は引張側のRC柱内全主筋 A_g が引張降伏するか、あるいは圧縮側柱のコンクリートが圧壊する場合の耐力とする。「曲げ(2)」は曲げ降伏が補強耐震壁の底部でおこり、既存RC柱とモルタル接合部が1体となった水平断面に生ずるものと仮定する。その場合、アンカー筋が埋め込まれたモルタルは引抜試験結果からえられた $\sigma_t=22.5\text{kg/cm}^2$ の引抜抵抗力をもつと仮定する〔文献(3)参照〕。

2) せん断破壊時耐力: 引張及び圧縮側のRC柱は修正荒川式から求めた終局せん断耐力に達し、パネルは開口部断面でせん断降伏するものとし、両者の和を破壊時の耐力とする。

3) パンチングシア耐力: 既存RC柱のうち、引張側柱はパンチングシア破壊し、圧縮側柱は普通のせん断破壊をおこすと仮定する。パンチングシア耐力は筆者らの提案式〔文献(4)〕により、又、せん断破壊耐力

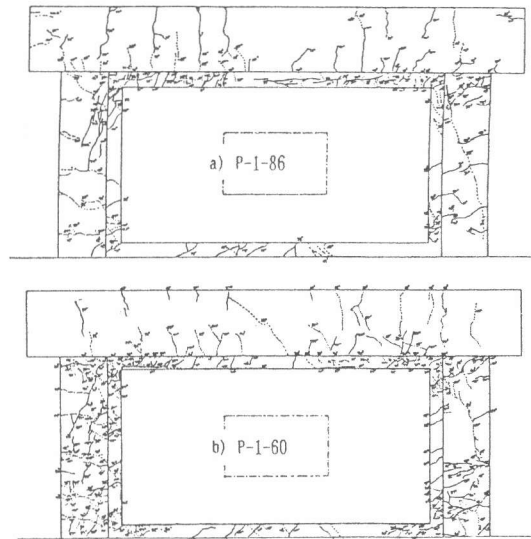


図3 ひびわれ発生のパターン

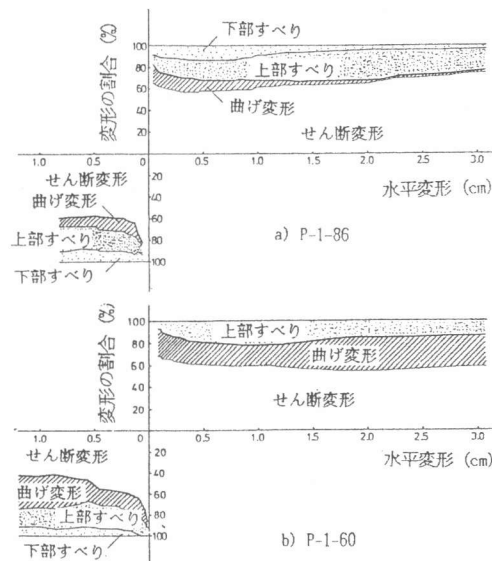


図4 各種変形モードの占有率

表3 終局時実験耐力と理論値との比較 (tonf)

実験体	N	実験値	理論値			
			曲げ(1) ¹⁾	曲げ(2)	せん断 ²⁾	パンチング ³⁾
P-1-86	15	75.8	65.2	94.4	75.0	73.5
		(1.0)	(0.86)	(1.25)	(0.99)	(0.97)
P-1-60	0	—	65.2	103.2	74.2	89.5
		60.8	39.0	68.7	71.8	84.2
		(1.0)	(0.64)	(1.13)	(1.18)	(1.38)

*1 $Q_{Bu}=(N+T) \ell / h$, 又は $Q_{Bu}=(C-N) \ell / h$ の内小さい方。

ここに、N: 軸力、T= $A_g \sigma_y$, $C=0.8(F_c b d + A_g \sigma_y)$ 。

*2 修正荒川式: $Q_{su}=\{0.085 p_t (F_c+180) / (0.12+M/Q d) + 2.7 \sigma_y p_w + 0.1 \sigma\} b j$

*3 $Q_p=\phi \cdot \kappa \cdot \tau \cdot b \cdot D$ ここに、 ϕ : 繰り返しに対する低減率(=0.8), κ : せん断強度係数(=0.72/(0.76+a/D)), τ : 基本せん断強度

は修正荒川式による。更に、接合部モルタルせん断耐力はスタッドの本数に比例し、直接せん断試験結果から得られた値を使用する。耐力はこれらの値を全て加算して求める。

表の理論値のうち最終的には、最も低い耐力で強度が決定される筈である。しかし、実験体を製作する段階で仮定した「曲げ(1)」の値は実験結果との差が大きく、実状にそぐわないので、終局時曲げせん断耐力としては「曲げ(2)」の値を比較の対象とする。その結果、P-1-86の理論値は、パンチングせん断<曲げ(2)の順で耐力が高くなり、パンチングシア破壊することになる。又、理論値と実験値の比も0.97と両者が近い値になる。他方、P-1-60の理論値は曲げ(2)<せん断<パンチングの順になる。実験でも曲げ破壊したから理論値と同じ結果になったといえる。ただし理論値と実験値の比は1.13であり、理論値の方が危険側の値を示した。

じん性能 図5は過去3年間に行ってきた実験のうち、パネル中央部に開口をもつ鉄板耐震壁5体の正荷重側包絡線をまとめて示したものである。横軸は頂部水平変位を層間部材角Rで表わし、縦軸は各変形時の荷重を最大荷重で基準化して示してある。

実験体P-1は柱がせん断破壊を、P-1-S、P-1-N及びP-1-86はパンチングシア破壊を、さらに、P-1-60は柱が曲げ破壊したものである。P-1-60の場合は途中から軸力を除去したのでこの図では表現しにくい。全て実験体はじん性指標F値〔文献(5)参照〕が1.27(R≒1/125)を超えたところで最大耐力に達した。更に、曲げ破壊したP-1-60の場合、F値を近似式で $F=0.6+100R$ で置換できるものと仮定すれば、F値が2.0(R≒1/70)までとれることがわかった。

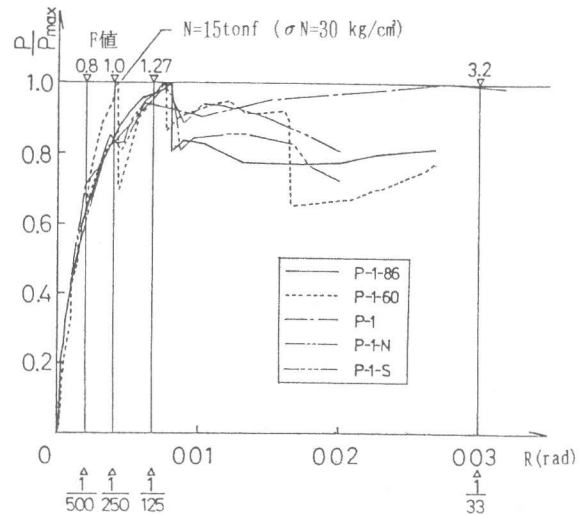


図5 補強フレームのじん性

7. 結論

曲げ降伏先行型の耐震壁は、曲げびびわれが発生したRC柱が伸縮を繰り返している内に、モルタル接合部内の樹脂アンカーが柱から抜けだすため、スリップ形の履歴特性を示した。そのため、本実験の場合、理想的な崩壊形式と考えられている曲げ破壊実験体も終局耐力到達後のじん性確保という観点ではF値が2.0までしか許容できず、期待以上の結果は得られなかった。しかし、曲げ破壊する鉄骨系鉄板耐震壁の終局強度及びじん性を推定することは可能になったと言える。なお、本工法で採用したモルタル接合部が曲げとせん断の複合力をうけた場合の性状については未知の部分が多く、今後更に研究を進めていく予定である。

謝辞 本実験は文部省科学研究費「試験研究」(課題番号58850125)により、東京大学工学部大型構造物試験場で行った。実験の実施に当り、東京大学工学部小谷俊介助教授、並びに、細川洋治助手の全面的な御協力を得た。又、実験の実施及び解析に当り、芝浦工業大学学生牧田義治、大河原修、田中誠二、松村儀久、鈴木辰郎並びに平山浩史の諸氏から御協力を得た。各位に対し、深く謝意を表します。

参考文献

- (1) 山本・清田, "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 2. 鉄骨枠付き補強法", 第29回構造工学シンポジウム, 1982年2月.
- (2) 青山・山本・清田, "既存鉄筋コンクリート建築物の枠付鉄板耐震壁による耐震補強法に関する実験", 第6回コンクリート工学年次講演会, 1984年7月.
- (3) 山本・清田・青山, "既存鉄筋コンクリート建築物の鉄骨補強法におけるモルタル接合部の実験", 第6回コンクリート工学年次講演会, 1984年7月.
- (4) 山本・細川・青山, "既存鉄筋コンクリート造建築物の鉄骨枠付き補強耐震壁に関する実験的研究、RC柱のパンチングシア耐力に関する検討", 日本建築学会大会号構造系, 1984年10月.
- (5) 日本特殊建築安全センター "耐震診断基準・耐震改修設計指針付解説", 昭和52年4月.