

多層筋違付架構の履歴挙動に関する実験的研究

若林 實・柴田 道生

EXPERIMENTAL STUDY ON THE HYSTERETIC BEHAVIOR OF MULTI-STORY BRACED FRAME

By *Minoru WAKABAYASHI* and *Michio SHIBATA*

Synopsis

An experimental study is made on the elastic-plastic behavior of multi-story braced frame. Eight small models are tested under repeated horizontal load. Hysteretic behavior of columns is investigated by analysing the output of strain gauges adapted to mid-height of columns. Test results provided that the axial force variation depends not only on the axial force variation of braces, but also on the allotted horizontal force of the column itself, and that the deterioration of load carrying capacity of columns due to large deformation plays an important role if the column is slender. The maximum values of the axial force and the horizontal force carried by a column are well predicted analytically.

1. 序

多層筋違付架構では、筋違に隣接する柱は大きな軸力変動を受けるので、その分担水平力を正確に評価し、合理的な設計を行うためには、隣接柱の軸力変動状況を明らかにする必要がある。

鈴木・玉松他は、3・4層程度の低層鉄骨筋違付架構の1層部分に相当するモデルに繰返し水平力を加える実験を行ない、その履歴特性の検討を行ったが¹⁾、柱の軸力変動状況やその水平力分担能力については解析的な検討に終わっている²⁾。他にも、多層筋違付架構における柱の軸力変動効果に関する解析的検討はいくつか行われているが^{3)~8)}、筋違付架構における柱の軸力変動状況およびその履歴特性に与える効果を、実験で直接的に明らかにしようとする試みは、いまだなされていない。

本研究は、多層1スパン筋違付壁体における側柱の軸力変動状況およびその履歴特性に及ぼす影響を実験的に明らかにするとともに、多層筋違付架構の合理的な設計を行うための基礎資料を得ようとする。

2. 実験計画

試験体の形状・寸法を Fig.1(a),(b) および Table 1 に示す。実験変数としては、筋違の細長比、側柱の分担水平力および外力の作用位置を選んだ。各試験体の名称は3文字よりなり、第1番目の文字は外力の作用位置、第2番目の文字は筋違の細長比、第3番目の文字は側柱の分担水平力に対応させてある。柱および筋違には鋼板を用い、H150×150×7×10を用いたはりおよび基礎ばりに、16mm厚のガセット・プレートを介して溶接されている。各試験体とも、溶接組立終了後に焼鈍を行って、溶接残留ひずみを除去したが、柱断面の小さい LSL, LLL 等の試験体では、相当大きな柱の元たわみが観察された。Fig.1(c) は、柱頭部の水平、鉛直変位および回転を測定するための変位計の配置を示し、Fig.1(d) はひずみゲージの貼付位置を示す。

Fig.2 および Photo 1 に載荷装置の概要を示す。試験体は高力ボルトで反力ビームに固定され、基礎ばり天より 65cm (L シリーズ) または 125cm (H シリーズ) の位置で、50t 油圧ジャッキにより繰返し水平力を加えた。L シリーズおよび H シリーズの各試験体は、それぞれ 4 層および 7 層程度の 1 スパン筋違付

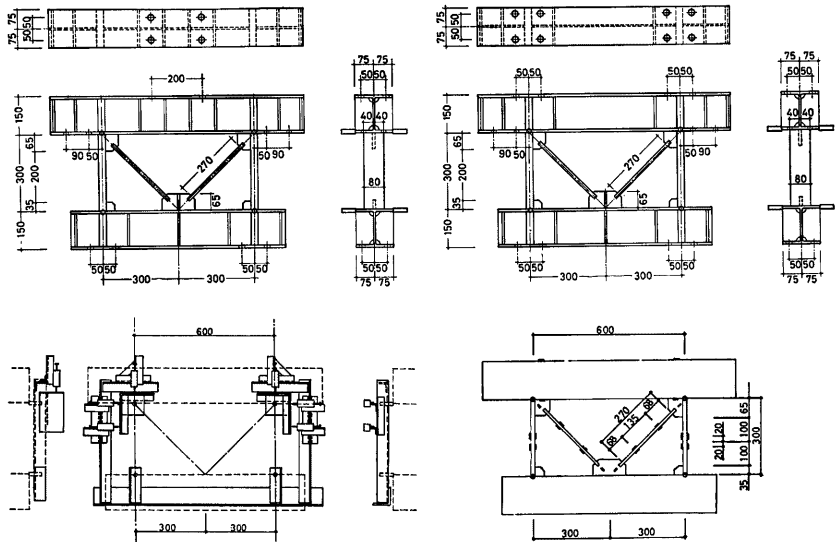
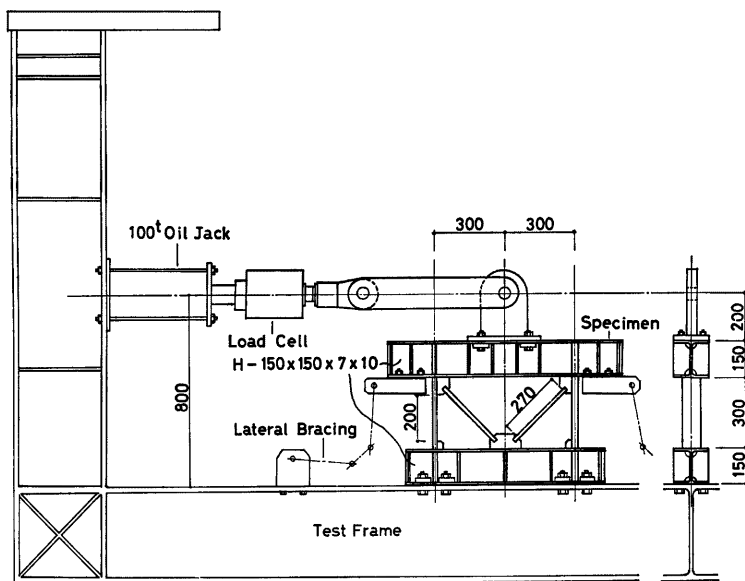


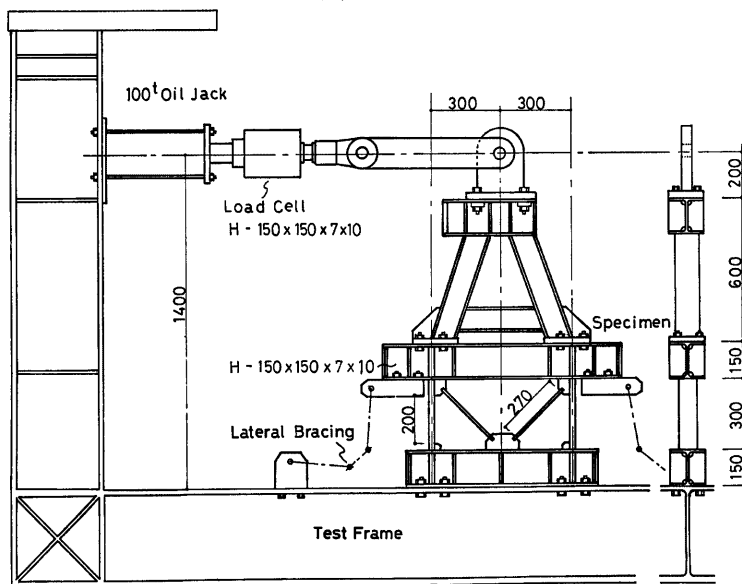
Fig. 1 Test specimen.

Table 1 Summary of specimens.

		LSS	LSL	LLS	LLL	HSS	HSL	HLS	HLL
H (cm)		650				1250			
Brace	σ_s (t/cm ²)	2.54	2.54	2.74	2.74	2.54	2.54	2.74	2.74
	Width (cm)	2.58	2.53	5.05	5.03	2.52	2.52	5.02	5.02
	Depth (cm)	1.234	1.248	0.693	0.709	1.218	1.215	0.682	0.683
	l_b (cm)	25.10	25.47	25.95	25.35	25.65	25.70	25.85	25.55
	T_0 (t)	8.09	8.02	9.59	9.77	7.78	7.80	9.38	9.39
	$\bar{\lambda}_b$	0.390	0.391	0.746	0.712	0.404	0.406	0.775	0.745
	α_e	0.260	0.259	0.125	0.133	0.251	0.250	0.123	0.125
Column	σ_s (t/cm ²)	3.18	2.74	3.47	2.74	2.57	2.54	3.18	2.54
	Width (cm)	8.03	8.02	8.05	8.00	8.00	7.99	8.00	7.99
	Depth (cm)	2.861	0.712	2.232	0.693	3.58	1.200	2.88	1.223
	h (cm)	19.95	19.88	19.90	19.78	19.85	19.78	19.75	19.75
	N_0 (t)	73.1	15.7	62.4	15.2	73.6	24.4	73.3	24.8
	M_0 (tcm)	52.3	2.79	34.8	2.63	65.9	7.31	52.8	7.59
	$\bar{\lambda}$	0.150	0.556	0.200	0.568	0.107	0.316	0.147	0.310
	N_{er} (t)	72.7	14.5	61.8	14.0	73.4	23.8	72.9	24.3
	N_1 (t)	22.5	12.3	20.5	14.1	41.4	22.8	41.0	25.6
	P_1 (t)	9.82	6.59	0.39	0.34	10.18	8.49	0.82	0.78



(a) L series



(b) H series

Fig. 2 Test set-up.

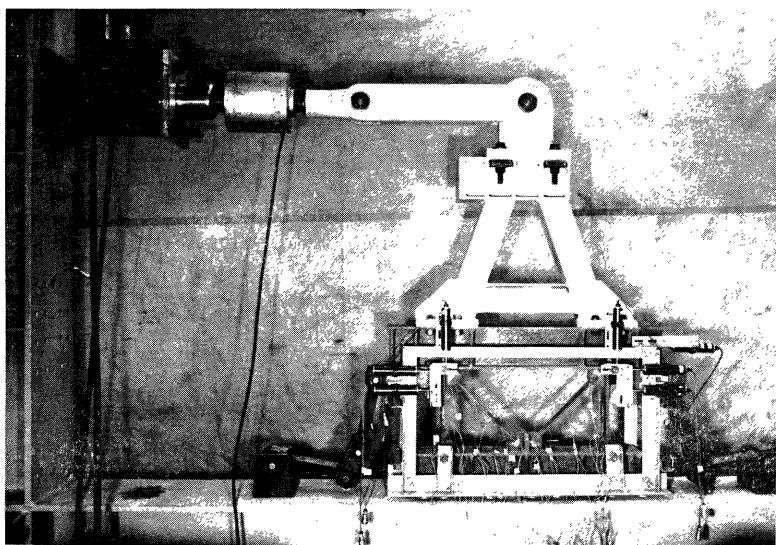
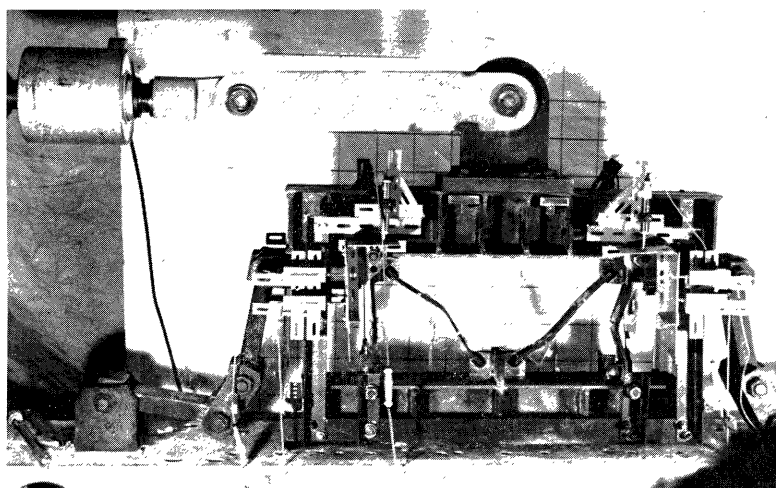


Photo. 1 Whole view of test.

壁体の1層部分に相当する。繰返し载荷は、柱頭での水平変位を制御変数とし、同一変位振幅で4回の繰返しを行った後、変位振幅を増大させるという漸増変位振幅繰返し载荷とした

3. 実験結果

Fig.3 に実験で得られた水平力 P と柱頭の水平変位 u の関係を示し、図中の○印および▼印は筋違および側柱が座屈した時点を表す。柱断面が大きい LSS, LLS, HSS, HLS では、繰返し载荷の全過程を通

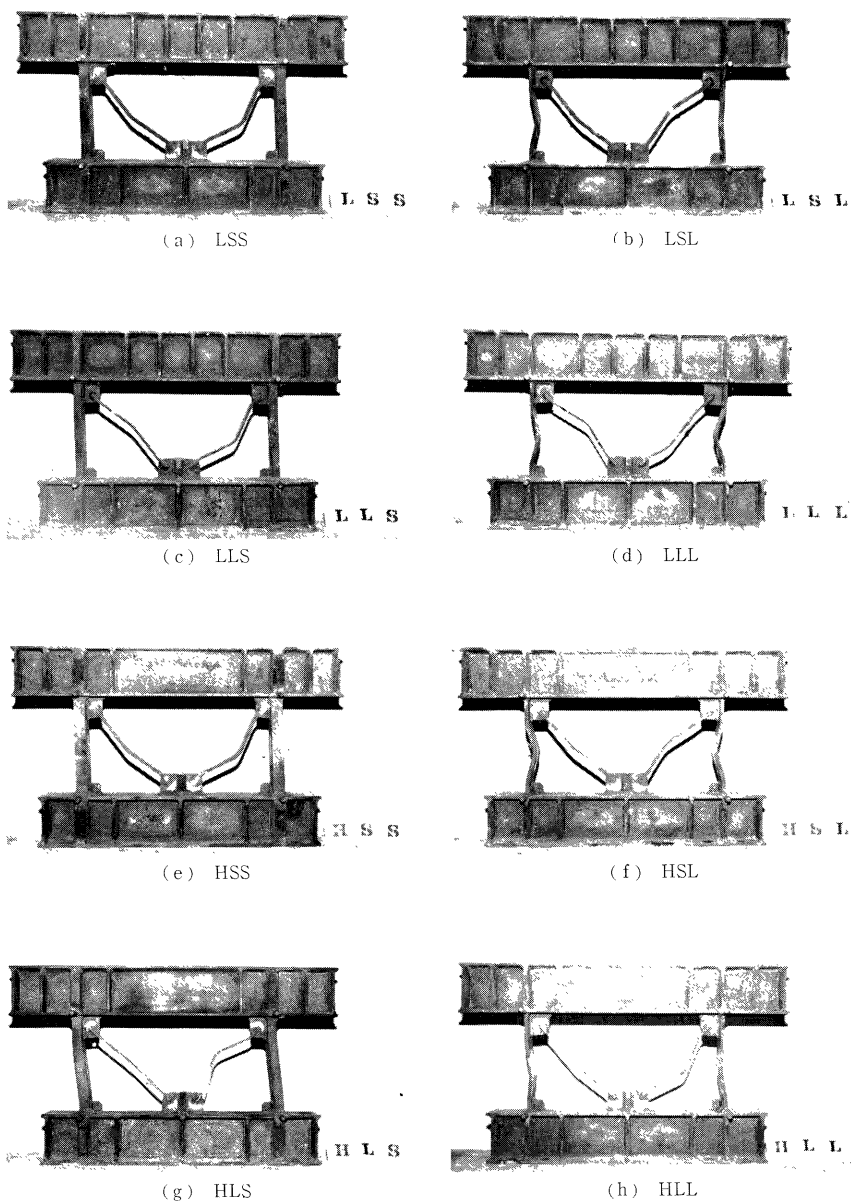


Photo. 2 Specimens after test.

じて柱の座屈は生じなかった。筋違の細長比の大きい LLS, HLS ($\lambda \approx 65$) では処女載荷時に左筋違が座屈すると、荷重-変位曲線は急激に折れ曲るが、急激な耐力の低下はみられず、変形の増大とともに耐力は徐々に増加する。載荷方向を逆転した場合、右筋違が座屈するときの荷重は、処女載荷時の1/2程度である。筋違の細長比の小さい LSS, HSS ($\lambda \approx 35$) では、筋違が降伏するときの変位の5倍程度の柱頭変位が生じた時点で左筋違が座屈し、変形の増大とともに荷重はゆるやかに低下した。逆方向に載荷した際の、右筋違が座屈するときの荷重は、LLS, HLS の場合と同様、処女載荷時の1/2程度である。いずれの場合も、各振幅での第2サイクル以降の履歴ループは安定しており、繰返しに伴う耐力の低下はみられない。

柱断面の小さい LSL, LLL, HSL, HLL では、各々の試験体において特徴的な挙動を示した。LSL の場合、第1振幅の繰返しでは柱の座屈はみられず、第2振幅に入る途中の▼1において右柱が座屈し、載荷方向を逆転すると▼2において左柱が座屈した。両柱が座屈したときの水平変位の大きさはほぼ等しい。さらに繰返し載荷を続行しようとしたが▼3において右柱の変形が過大となったので実験を終了した。第1振幅の繰返しでは柱が座屈せず、水平変位がある一定値に達した時に座屈したということは、その時点において軸力と曲げによる崩壊機構に達したものと考えられる。

LLL では処女載荷時に左筋違と右柱がほぼ同時に座屈し、変形が急激に増大したため、それ以後の有効なデータの収録が不能となった。

HSL では、処女載荷時の最大荷重を越えた時点の▼1で右柱が座屈し、その後▽において左筋違が座屈した。載荷方向を逆転すると▼2において左柱が座屈し、その後繰返しに伴う耐力低下が著しいため、第2振幅の第2サイクルで実験を終了した。

HLL においても柱の座屈が筋違の座屈に先行したが、繰返し載荷を続行すると、各変位振幅の第2サイクル以降では安定した履歴ループが得られ、変位振幅を増大させる際には耐力の回復がみられた。これは筋違の細長比が HSL の場合に比べて大きいため、その残留塑性変形が小さく、柱を拘束する効果が小さかったためと考えられる。

実験終了後の各試験体を **Photo. 2** に示す。

4. ひずみデータの解析

柱における軸力変動状況を明らかにするため、柱に貼付したひずみゲージの出力より、左右柱の軸力 N_L , N_R , 柱の分担水平力 P_c および筋違の分担水平力 P_r を推定した。ひずみゲージの出力は **Fig. 4** にみられるように一部塑性域に達しているため、解析にあたっては測定断面を10分割し (**Fig. 5(a), (b)**)、各要素において **Fig. 5(c)** に示す応力-ひずみ関係が成立するものとして断面内の応力分布を決定し、各測定断面における軸力と曲げモーメントを求めた。各柱の分担水平力は、軸力による付加曲げ効果を考慮した次式で算定し

$$Q_i = (M_{上} - M_{下})/s + \frac{3}{2} N_i u/h \quad (i=L, R) \dots\dots\dots(1)$$

両柱の分担水平力の和として柱の分担水平力 P_c を求めた。また、筋違の分担水平力 P_r は、作用荷重 P と P_c の差として求めた。なお、式(1)において s は測点間隔、 h は柱長である。また、右辺第2項の係数3/2は、柱のたわみ曲線を3次曲線と仮定したときの、柱中央部での接線角と部材角 u/h の比を表わす。

Fig. 6 は、試験体 LLS のひずみゲージ出力より推定した左右柱の軸力と u の関係を示す。左右の柱において、その軸力変動状況はほぼ同じであるが、各々については正方向載荷時と負方向載荷時では挙動が異なり、履歴曲線は原点に関して対称でない。第1振幅第1サイクルでの筋違の座屈に伴う軸力変動は、その筋違に隣接する柱で大きい。

Fig. 7 は、柱中央点より上下2cmの位置にある測点1および測点2における曲げモーメント M と u の関係を、試験体 HLS について示す。4つの測点で得られた曲げモーメントの最大値は、いずれも柱の内側

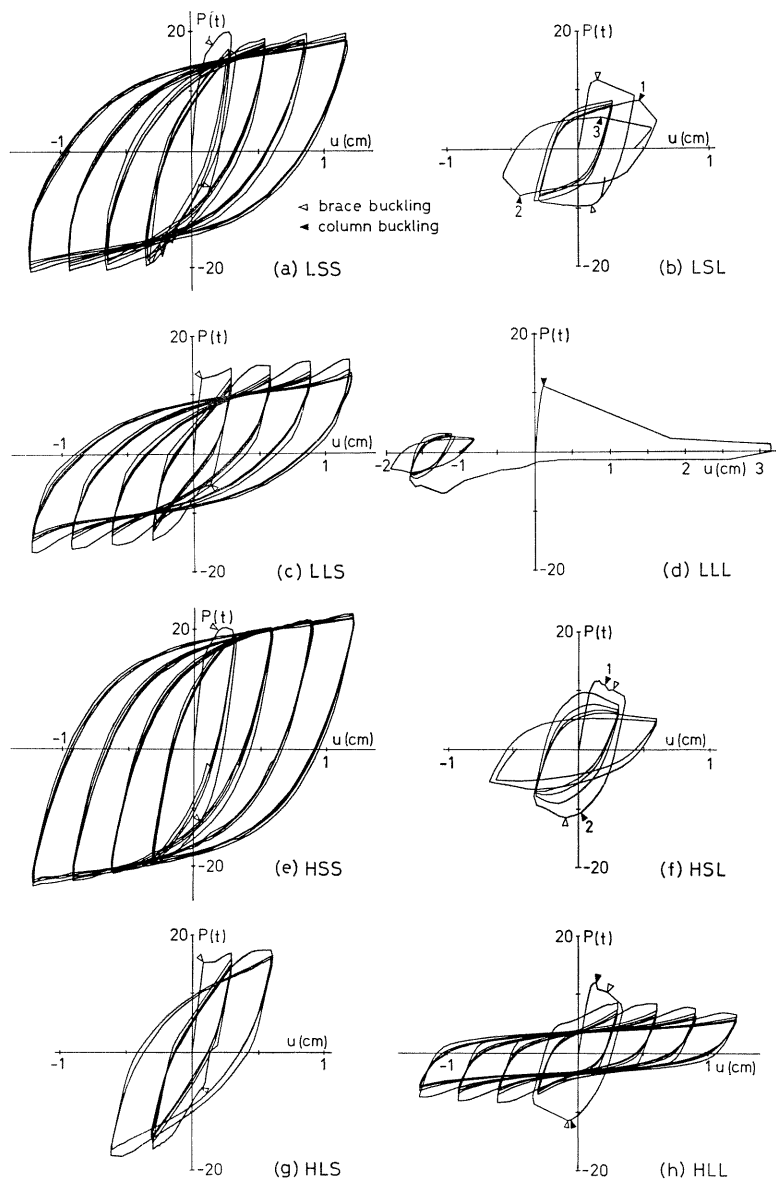


Fig. 3 P-u relationships.

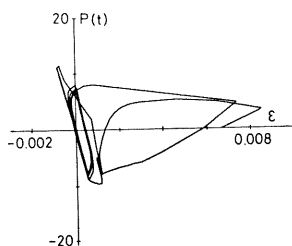
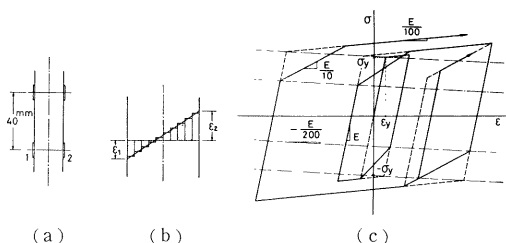
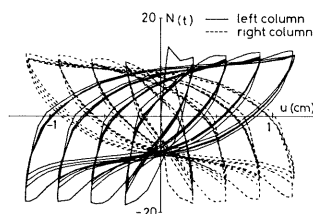
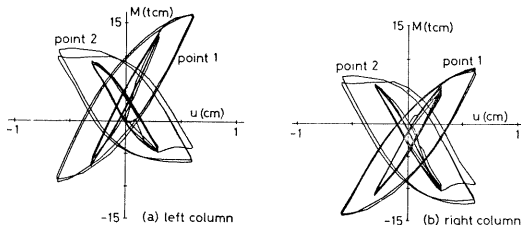
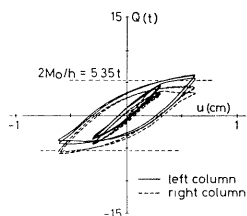
Fig. 4 Example of P - ϵ relationship.

Fig. 5 Analysis of stress distribution.

Fig. 6 N - u relationship. (LLS)Fig. 7 M - u relationships. (HLS)Fig. 8 Q - u relationship. (HLS)

部分が引張を受ける場合に大きく、圧縮を受ける場合に小さい。これは、試験体の焼鈍処理が完全には行われておらず、柱の外側に引張を生ずるような残留応力が生じていたためと考えられる。LSS, HSS においても同様の傾向がみられたが、LLS では柱の内側に引張を生ずるような残留応力が生じていたと推定される。**Fig. 7**において、測点1における履歴ループは測点2におけるものに比べて形状がやせているが、これは柱脚部がほぼ固定端とみなし得るのに対し、柱頭部の固定度が十分ではないことを示すものと考えられる。

柱断面の小さい LSL, LLL, HSL, HLL では、柱に生じた曲げモーメントは極めて小さかった。

Fig. 8 は、式(1)により計算した左右柱の分担水平力 Q と u の関係を試験体 HLS について示す。軸力による付加曲げ効果のため、正方向載荷時の耐力は左柱が右柱より大きく、負方向載荷時は逆の傾向を示す。柱が引張力を受ける場合、その最大分担水平力は軸力の効果を無視した単純塑性理論解 $2M_0/h$ にほぼ等しいが、圧縮力を受ける場合は $2M_0/h$ を下まわる。

5. 解析結果

ひずみゲージ出力の解析結果のまとめを **Figs. 9~11** に示す。**Fig. 9** は右柱の軸力 N と柱頭変位 u の関係を示す。特に、右柱について良好なデータが得られなかった HSL については、左柱の軸力変動状況を示した。LSS, LSL, HSS, HSL あるいは LLS, HLS, HLL はそれぞれ同じ筋違断面を持つが、 N - u 曲線は各々について異なる。これは、側柱の軸力変動が筋違に作用している軸方向力の鉛直成分のみならず、その柱自身の分担水平力に依存することを示す。柱断面の大きい LSS, LLS, HSS, HLS では、 N - u 曲線は P - u 曲線とほぼ相似形であるが、引張を受ける場合と圧縮を受ける場合では挙動が若干異なっており、履歴曲線は原点に対して対称とはならない。同一変位振幅の繰返しにおける各サイクルでの最大圧縮力は、繰

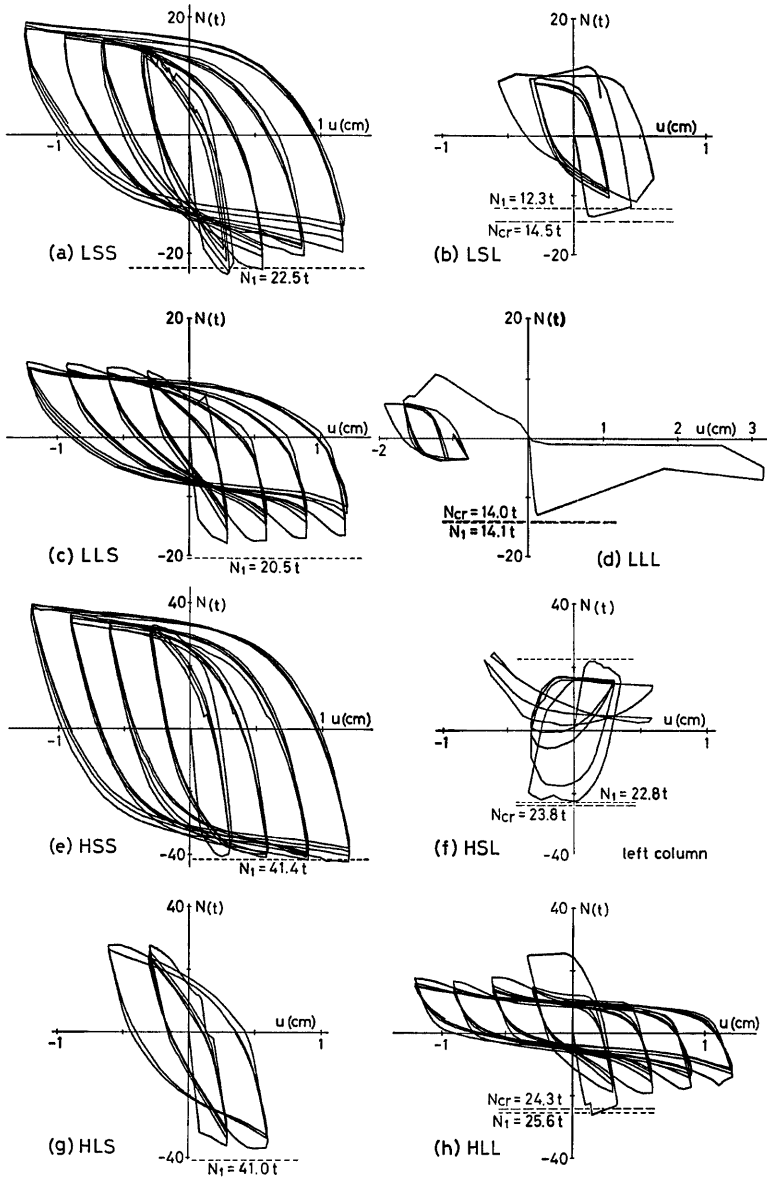


Fig. 9 N - u relationships.

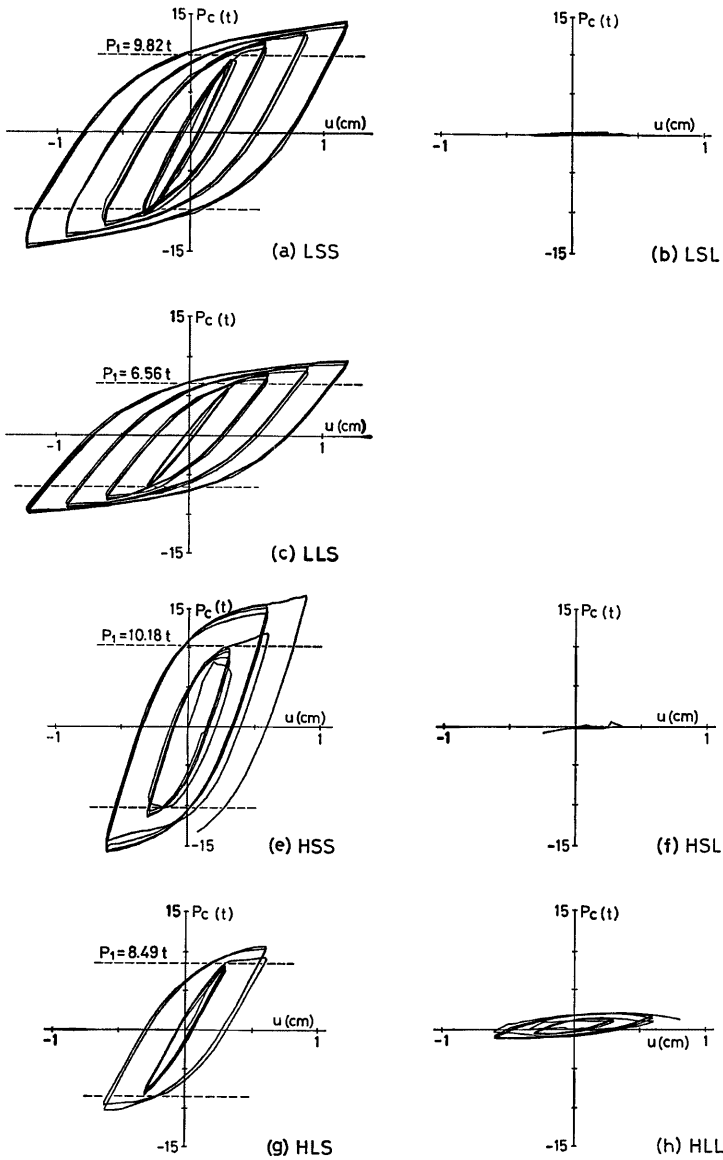


Fig. 10 P_c - u relationships.

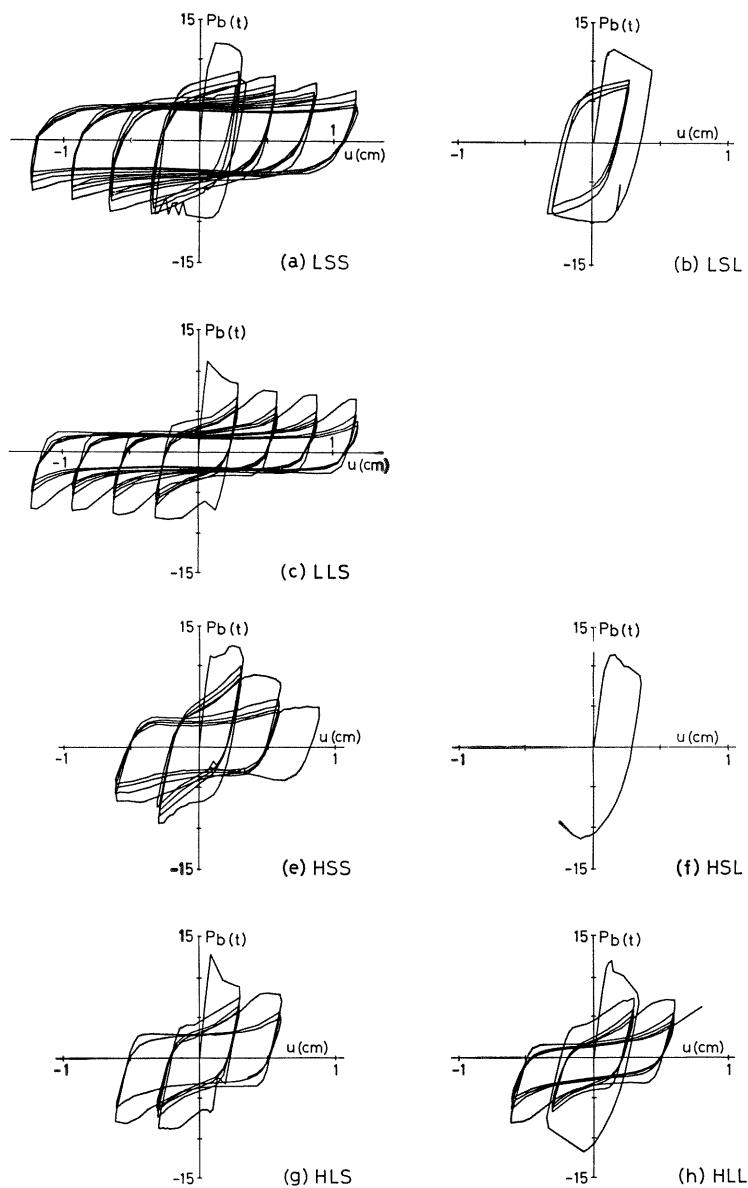


Fig. 11 P_δ - u relationships.

返しに伴って低下する傾向が認められるが、最大引張力については各振幅の第1サイクル以外にはほぼ一定の値を保っている。これは、柱に引張の残留応力が蓄積していくことを示すものと考えられ、柱に座屈を生じた試験体のうち筋違細長比の小さい HSL では、この傾向が極端に現われている。柱に座屈が生じなかった試験体では、小振幅域において柱に生じている軸力 N と外力 P の間には、

$$N = \pm PH/l \quad \dots\dots\dots(2)$$

の関係が成立するが、大振幅域では柱に引張残留応力が蓄積し、式(2)は成立しなくなる。なお式(2)における H および l は、それぞれ外力作用位置およびスパンを表わす。

Fig.10 は柱の分担水平力 P_e と u の関係を示す。柱断面が小さく、実験中に柱の座屈を生じた LSL, HSL, HLL では、柱に貼付した8枚のひずみゲージの出力のうち、いずれか一つが測定・収録限界値 ($\pm 3\%$) を超えた時点で解析を打ち切った。柱断面の小さい LSL, HSL, HLL のいずれにおいても、柱の分担する水平力が極めて小さいことがわかる。

Fig.11 は、作用荷重 P より柱の分担水平力 P_e を差引いて得られた筋違の分担水平力 P_r と u の関係を示す。筋違断面の等しい LSS, LSL, HSS, HSL および LLS, HLS, HLL のそれぞれにおいて、ほぼ同一の履歴曲線が得られたことは、本解析手法の妥当性を裏付けるものと考えられる。

6. 柱に作用する最大軸力の予測

柱に座屈を生ぜしめないためには、柱に作用する最大の軸力を正確に予測する必要がある。前節での考察によれば、小振幅域では左右柱の軸力 N_L, N_R は次式で近似される。

$$N_L, N_R = \pm (P_1 + P_2)H/l \quad \dots\dots\dots(3)$$

ここに、 H および l は外力作用位置およびスパンであり、 P_1 および P_2 はそれぞれ柱および筋違の分担水平力であって、 P_1 は次式で評価することができる。

$$P_1 = \frac{2M_0}{h} \left\{ 2 - \left(\frac{N_L}{N_0} \right)^2 - \left(\frac{N_R}{N_{cr}} \right)^2 \right\} \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここに、 h は柱長、 N_0 および M_0 は柱の降伏軸力および全塑性モーメントであり、柱の細長比 λ と降伏細長比 $\lambda_y \equiv \pi/\sqrt{\epsilon_y}$ の比を $\bar{\lambda} \equiv \lambda/\lambda_y$ とすれば、細長比が中程度以下の柱では、柱の座屈荷重 N_{cr} は次式で近似できる。

$$N_{cr} = (1 - 0.24 \bar{\lambda}^2) N_0 \quad \dots\dots\dots(5)$$

筋違の分担水平力 P_2 を

$$P_2 = (2 - 0.24 \bar{\lambda}_r^2) T_0 \cos \phi \quad \dots\dots\dots(6)$$

で評価するならば、柱の分担水平力 P_1 は2次方程式

$$P_1 = \frac{2M_0}{h} \left\{ 2 - \left\{ \frac{(P_1 + P_2)H}{l} \right\}^2 \left(\frac{1}{N_0^2} + \frac{1}{N_{cr}^2} \right) \right\} \quad \dots\dots\dots(7)$$

の根として得られ、 P_1, P_2 を式(3)に代入すれば、柱に作用する最大軸力が求まる。ただし、式(6)における T_0 および ϕ は筋違の降伏軸力および取付角であり、 $\bar{\lambda}_r$ は筋違の細長比と λ_y の比である。

柱軸力の計算値 N_1 および座屈荷重 N_{cr} を **Table 1** および **Fig.9** 中に示す。式(4)は、柱端での断面内応力分布が全塑性状態に達した場合に対応するから、筋違の細長比がそれ程小さい場合には、筋違が座屈する時点では、柱端はまだ全塑性状態に達しないため、式(3)、(4)より得られた柱軸力は実際より過大な評価を与える (**Fig.9(c), (g)** 参照)。しかしながら、筋違の細長比がある程度小さいと、筋違の軸方向力が計算上の座屈荷重に達しても直ちには座屈せず、真直ぐなままある程度塑性的に縮んだ後横にはらみだす。

こういった場合には、柱端は既に全塑性状態に達しており、式(3)、(4)で評価された最大柱軸力は実験結果とよく対応している (Fig. 9(a), (e) および Fig. 9(a), (e) 参照)。柱断面が小さい場合には、柱の分担水平力 P_1 が小さいため、 P_1 を式(4)で評価したことによる差異はわずかであり、計算値は実験で得られた最大軸力とよく一致している (Fig. 9(b), (d), (f), (h) 参照)。

LLL および HLL では N_1 は N_{cr} を上まわっており、HSL においても両者はほぼ一致している。このことは、これらの試験体が処女載荷時に柱の座屈を生じたことに対応する。これに対し、LSL では N_1 は N_{cr} を下まわっており、第1振幅の繰返しでは柱に座屈が生じなかったことに対応する。

この試験体では、第2振幅に入る段階で柱に座屈を生じたが、これは柱が変形したことによって生じた付加モーメントによって柱の支持能力が低下したことによるものと考えられる。変形した柱の支持能力 $N_1(u)$ は崩壊曲線の方程式

$$N_1 \cdot u = 2M_0 \{1 - (N_1/N_0)^2\} \quad \dots\dots\dots (8)$$

の根として求められ、Fig. 12 中に破線で示す。図中1点鎖線は、圧縮筋違の復元力を文献9)で定義された圧縮側耐力曲線で評価し、式(3)により計算した $N-u$ 曲線であり、1点鎖線と破線との交点において柱の支持能力がなくなることの意味する。解析結果は、実線で示された実験値とは定量的には対応していないが、定性的な挙動をよく説明している。

7. 柱の最大分担水平力の予測

柱の分担水平力は式(7)の根として求まる。この場合の P_2 として柱が最大耐力を発揮する時点での筋違の分担水平力を与えれば、柱の最大分担水平力を求めることができる。

柱が最大耐力を発揮する時点では筋違は大変形を生じており、その圧縮耐力は相当低下しているものと考えられるので、文献10)で定義された圧縮耐力比 α_c を用いて P_2 を

$$P_2 = (1 + \alpha_c) T_0 \cos \phi \quad \dots\dots\dots (9)$$

$$\alpha_c = \exp(-2.526 \bar{\lambda}^{1/3})$$

で与えた場合の P_1 を、Table 1 および Fig. 10 中の破線で示す。計算値は実験で得られた柱の最大分担水平力とよく対応していることがわかる。

8. 結 論

本研究において以下の成果が得られた。

- 1) 多層筋違付壁体における側柱の軸力変動状況が実験的に明らかにされた。側柱に作用する軸力は、筋違に作用している軸方向力の鉛直成分のみならず、柱自身の分担水平力にも依存する。
- 2) 柱に作用する最大軸力および分担する最大水平力の予測方法を示した。予測結果は実験結果とよい対応を示した。
- 3) 側柱に座屈を生ぜしめないためには、柱が中心圧縮力を受けた場合の座屈荷重のみならず、柱の変形に伴う支持能力の低下を考慮する必要がある。

謝 辞

本研究を行うに当たり、当時の大阪工業大学学生 宇賀 郁氏 (現浅川組) ならびに小林殖寿氏 (現不二サ

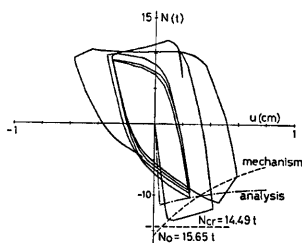


Fig. 12 Mechanism curve.

ッシ)の協力を得た。ここに厚く感謝します。

参 考 文 献

- 1) 鈴木敏郎・玉松健一郎・久保寺 勲・奥田賢持：引張筋違付骨組の弾塑性挙動（その1 実験），日本建築学会大会学術講演梗概集，1974年10月，pp. 951-952.
- 2) 鈴木敏郎・玉松健一郎・奥田賢持・高橋繁三：引張筋違付骨組の弾塑性挙動（その2 数値解析），日本建築学会大会学術講演梗概集，1974年10月，pp. 953-954.
- 3) 鈴木敏郎・玉松健一郎：低層鉄骨造骨組における柱の変動軸力について，日本建築学会大会学術講演梗概集，1973年10月，pp. 956-966.
- 4) 鈴木敏郎・玉松健一郎・奥田賢持：変動軸力を受ける柱の弾塑性挙動について，日本建築学会大会学術講演梗概集，1973年10月，pp. 967-968.
- 5) 鈴木敏郎・玉松健一郎・奥田賢持：引張筋違付骨組の弾塑性挙動（その3 立体骨組のねじれ振動），日本建築学会大会学術講演梗概集，1974年10月，pp. 955-956.
- 6) 柴田道生：筋違に隣接する柱の弾塑性挙動，日本建築学会大会学術講演梗概集，1977年10月，pp. 1417-1418.
- 7) 若林 實・柴田道生：高層筋違付架構の履歴復元力特性に関する研究，京都大学防災研究所年報，第22号 B-1，1979年4月，pp. 335-348.
- 8) 若林 實・柴田道生：多層筋違付架構の動的応答性状に関する研究（その1），京都大学防災研究所年報，第23号 B-1，1980年4月，pp. 149-158.
- 9) 柴田道生・中村 武・若林 實：鉄骨筋違の履歴特性の定式化—その1 定式化関数の誘導—，日本建築学会論文報告集，第316号，1982年6月，pp. 18-25.
- 10) 柴田道生・若林 實：K型筋違付架構の塑性耐力，日本建築学会論文報告集，第326号，1983年4月 pp. 1-9.