

## 繰返し載荷をうける鋼構造の部材

Inelastic Lateral Buckling of Steel Beams Subjected to Repeated and Reversed Loadings

田中 尚\*・高梨 晃一\*・宇田川邦明\*

Hisashi TANAKA, Koichi TAKANASHI and Kuniaki UDAGAWA

## 1. ま え が き

臨時事業委員会研究報告 1-3「建築物の耐震設計とその問題点<sup>1)</sup>」のなかで、今後進めるべき研究課題が示されているが、そのうち、鋼製ばりの復元力特性と横座屈との関係についての実験的研究が本所千葉実験所に新設の、構造物動的破壊試験装置<sup>2)</sup>を用いて、現在進行中である。現時点においては、いまだ本年度の計画を全部完了していないので、最終的な報告をするに到ってはいない。したがってここでは、中間報告として、実験の概要と現在までに得られている結果について述べる。

構造物を合理的に、また経済的に設計するためには、部材が弾性限を超えたあとの塑性状態における挙動の特性も十分考慮しなければならぬし、また塑性域での特性を積極的に活用した設計法、すなわち「塑性設計法」の確立が望まれる。静的な塑性設計を目的とする研究はすでに数多くなされ、低層の鋼構造を対象にした「塑性設計規準<sup>3)</sup>」が諸外国ならびに我国において発表されている。さらに最近では、塑性設計法を高層の鋼構造建築物に適用しようとして、そのための研究が盛んである。

わが国のような地震国においては地震の時の構造物の動的挙動は設計上非常に重要であり、変動する外力に対する構造物の動的応答の解明は必須である。特に強震時においては、通常用いられている程度の部材断面寸法では、部材が部分的に塑性化することは避けられず、構造物の応答は部材の弾塑性特性が把握されて初めて明らかになる。現在、変動する荷重に対する部材の応答の研究は盛んに行なわれ始めているが、まだ初期の段階であり、今後かなりの研究が要求されている。

鋼構造の部材に関する上記の研究のうち、特に早急に研究調査を必要とする項目を上げるならば、

- i) 変動する荷重に対する部材の応力と変形(歪)の関係、特に塑性域における復元力特性
- ii) くりかえし作用する荷重に対する、塑性化した部材の座屈等の不安定現象や破断の様子
- iii) くりかえし作用する荷重に対する部材の寿命、低くりかえし疲労破壊
- iv) 部材のエネルギー吸収能力

これらは、高層建築構造物の地震時における振動解析を行なう上に必ず知っておかねばならぬ事項である。

高層建築構造物は、強震時には、部材が降伏することが予想されるので、すべての高層建築物は弾塑性振動解析にもとづいて設計されている。解析に際しては種々の仮定が設けられるが特に注目すべきは、塑性域における復元力特性として安定なループを画くような復元力特性を仮定していることである。この仮定には、現在のところ理論的にも、実験的にも裏づけはなく、やむを得ず大胆な仮定をしているのが実状である。

鋼製部材は塑性化すれば極端に剛性が低下するので、不安定現象、特に H 形断面など開断面材においては局部座屈、横座屈、曲げ振り座屈が生じ易い。それゆえ、低層の鋼構造物を対象とした前述の塑性設計法においても、不安定現象に対しては十分な注意が払われているが、塑性設計法が現在のところ一方向に単調に作用する荷重を対象としているため、地震時のように変動し、しかも、くりかえし作用する外力に対する不安定現象の研究は非常に少ない。

本年度の研究として、まず、くりかえし載荷をうける H 形鋼ばりの実験を計画したのは、上記の理由による。しかも、高層の建築構造物が次々と設計される昨今においては、この研究は重要であり、結論が急がれているといわざるを得ない。

## 2. 繰返し載荷をうける H 形鋼ばりの横座屈実験

## 1 実験の目的

繰返し載荷をうけたとき鋼材がいかなる力学的な特性を示すかという、いわば材料の特性のみに関する事柄の他に、さらに構造物の幾何学的な形状に関する現象を解明しなくてはならない。その一つが、座屈現象である。すでに述べたように鋼材がその弾性限を超えて塑性状態になると剛性は極端に低下するため座屈現象は非常に発生し易くなる。低層の鋼構造物を対象にした「塑性設計」においてもその点は十分に考慮されており、座屈に対処するための設計に関する規定は弾性設計に比べてかなり厳しい。これらに関しては、文献 3)、4) に詳しく記されているが、要は、いかにして部材の全塑性モーメントを低下させずに十分な変形を可能にするかであ

\* 東京大学生産技術研究所第 5 部

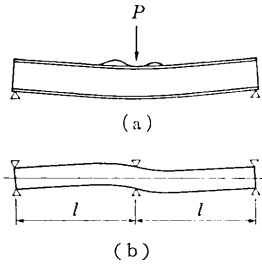


図1 Local and Lateral Buckling

る。  
 図1はH形鋼の単純ばりに中央集中荷重を一方方向単調に作用させた場合の座屈変形を示したものである。スパン中央付近は塑性となり、圧縮フランジは、局部座屈(図(a))、横座屈(図(b))が生じている。これらの座屈現象は部材の荷重能力を低下させる。この種の実験を行なうことによって、図2に示すような、部材の端部に作用するモーメントMと材端の回転角θの関係が得られる。形鋼ばりの積載能力、最大荷重を示すまでの変形量すなわち変形能力を調べることができる。塑性設計においてはこの関係を適確に把握することが重要であって、十分な変形能力が得られるよう、横座屈に対する補剛間隔l(図1(b))が定められる。

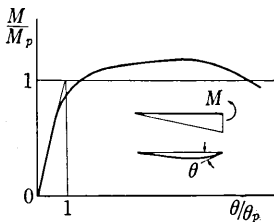


図2 Moment-Rotation Curve

地震、風などによる変動する負荷をうける場合においても同様の座屈現象が生ずる。図3は水平力をうける高層骨組の変形状態を模式的に示したものであるが、柱の断面を比較的大きくとれば、はりは図2と同様な曲げモーメント分布となり、端部は塑性化して座屈が生ずる。

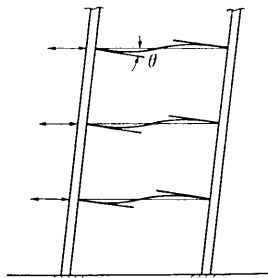


図3 Deformations of Beams in A Tall Building

Popov等は片持ばりの準静的な繰返し荷重実験を行ない、はりの弾塑性挙動を調べたが、固定端附近のフランジに生ずる局部座屈に関して次の結論を得ている<sup>5)6)</sup>。

- i) 繰返し荷重を行なうと繰返しの初期の段階で局部座屈が生ずるが、それが直ちに崩壊とはならない。
- ii) 横座屈に対して十分密に補剛がなされていれば、かなり大きな局部座屈変形が生じて、端部モーメントと回転角の関係を示す履歴曲線はほとんど変化せず、わずかにモーメントが低下するだけである。

しかしながら、前述の一方方向単調荷重試験結果によって定めた補剛間隔程度では、繰返すことによって横座屈変形が累積し、与えられる変形量によっては繰返しの初期の段階でモーメントの大きさが低下して履歴曲線

は安定なループを保持できないことが本研究によって明らかになった。この事実は、履歴曲線は安定なループを保持するという弾塑性振動解析の仮定に反する場合が生ずることになり、一方方向単調荷重実験とは別個に繰返し荷重実験によって補剛間隔の検討を行なう必要がある。それによって初めて図3に示した構造物の水平変位の限界と部材断面の大きさとの関連が明らかになる。以下、本実験の概要を示し、結果の検討を行なう。

2 供試体、実験装置

供試体は熱間圧延のH形鋼で、スパン中央の加力点、両端の支点にはスチフナを設けて補強した。その断面諸寸法を表1に示す。同表では形状を表わすものとして、フランジの幅厚比  $B/t_f$ 、ウェブのせい厚比  $H/t_w$  を、横座屈に対する補剛間隔を表わすものとして  $l/r_y$  ( $r_y$  はH形断面の弱軸まわりの断面2次半径)を示した。供試体の長さは  $l/r_y$  が塑性設計規準の規定  $l/r_y=65$  を中心としてその前後にばらつくように選んである。

鋼種はDG-, DGC- がJIS SS 41, DGH- がJIS SM 50である。鋼材の機械的諸性質はフランジ、ウェブより切り出したJIS 5号試験片の単純引張り試験によって調べ、結果を表2に示す。なお、供試体は焼鈍その他特別な後処理は施されていない。

表1 Geometric Properties

	Section	l(cm)	B/t <sub>f</sub>	H/t <sub>w</sub>	l/r <sub>y</sub>
DG-110-1	200×100×5.5×8	110	11.5	38.2	51.2
DG-110-2	"	"	11.7	38.1	51.3
DG-130-1	"	130	11.9	38.1	60.9
DG-130-4	"	"	13.3	37.4	62.5
DG-130-5	"	"	13.2	37.5	62.5
DG-150-2	"	150	11.6	38.1	70.0
DG-170-1	"	170	11.7	38.1	79.4
DG-170-3	"	"	13.2	37.4	81.7
DGH-110-1	200×100×5.5×8	110	12.3	37.1	52.2
DGH-110-2	"	"	12.2	36.4	52.3
DGH-130-1	"	130	12.5	35.7	62.2
DGH-130-2	"	"	12.4	36.9	61.9
DGH-150-1	"	150	12.4	35.8	72.0
DGH-150-2	"	"	12.4	36.4	71.6
DGH-170-1	"	170	12.5	37.4	80.7
DGH-170-2	"	"	12.5	36.8	80.9
DGC-120-2	100×100×6.0×8	120	12.2	17.3	50.8
DGC-150-2	"	150	12.2	16.9	63.6
DGC-170-2	"	170	12.2	16.9	72.1
DGC-200-2	"	200	12.5	17.5	84.6
DGC-120-1	"	120	12.2	17.2	50.8
DGC-150-1	"	150	12.3	17.0	63.6
DGC-170-1	"	170	12.2	17.5	71.9

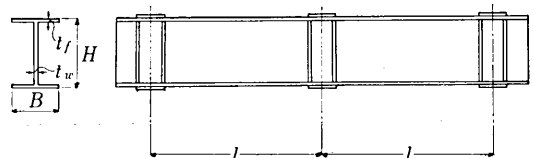


表 2 Material Properties

Series		$\sigma_y$ (t/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_B$ (t/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_y$ ( $\times 10^{-6}$ )	$\epsilon_{st}$ ( $\times 10^{-6}$ )	$\epsilon_{st}/\epsilon_y$	$E_{st}$ (t/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_B$ (%)
DG <sup>1)</sup>	Flange	2.91	4.60	1,390	16,300	11.73	36.0	27.57
	Web	3.24	4.62	1,540	22,000	14.29	32.0	25.87
DG <sup>2)</sup>	Flange	2.80	4.57	1,330	17,300	13.01	39.7	26.96
	Web	3.54	4.89	1,690	23,000	13.61	41.5	24.55
DGH	Flange	4.46	5.91	2,120	16,000	7.55	35.0	24.72
	Web	4.99	6.12	2,380	27,800	11.68	34.0	20.51
DGC <sup>1)</sup>	Flange	2.88	4.54	1,370	—	—	—	26.48
	Web	3.26	4.65	1,550	—	—	—	24.07
DGC <sup>2)</sup>	Flange	2.70	4.44	1,290	20,000	15.50	46.5	26.22
	Web	2.93	4.46	1,400	—	—	—	24.50

DG<sup>1)</sup>: DG-110-1, DG-110-2, DG-130-1, DG-150-2, DG-170-1

DG<sup>2)</sup>: DG-130-4, DG-130-5, DG-170-3

DGH: DGH-110-1, DGH-110-2, DGH-130-1, DGH-130-2, DGH-150-1, DGH-150-2, DGH-170-1, DGH-170-2

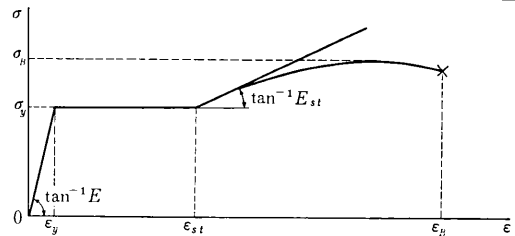
DGC<sup>1)</sup>: DGC-120-2, DGC-200-2

DGC<sup>2)</sup>: DGC-120-1, DGC-150-1, DGC-150-2, DGC-170-1, DGC-170-2

実験装置の概略を図 4 に示す。中央荷重点、端部支点とも 2 重の枠によって供試体を保持し、荷重点は上下方向のみガイドに沿って移動でき、支点は材軸方向のみ移動できるが他の変位は拘束されている。回転は材軸まわりの回転のみが阻止されており、他の軸まわりの回転は自由である。

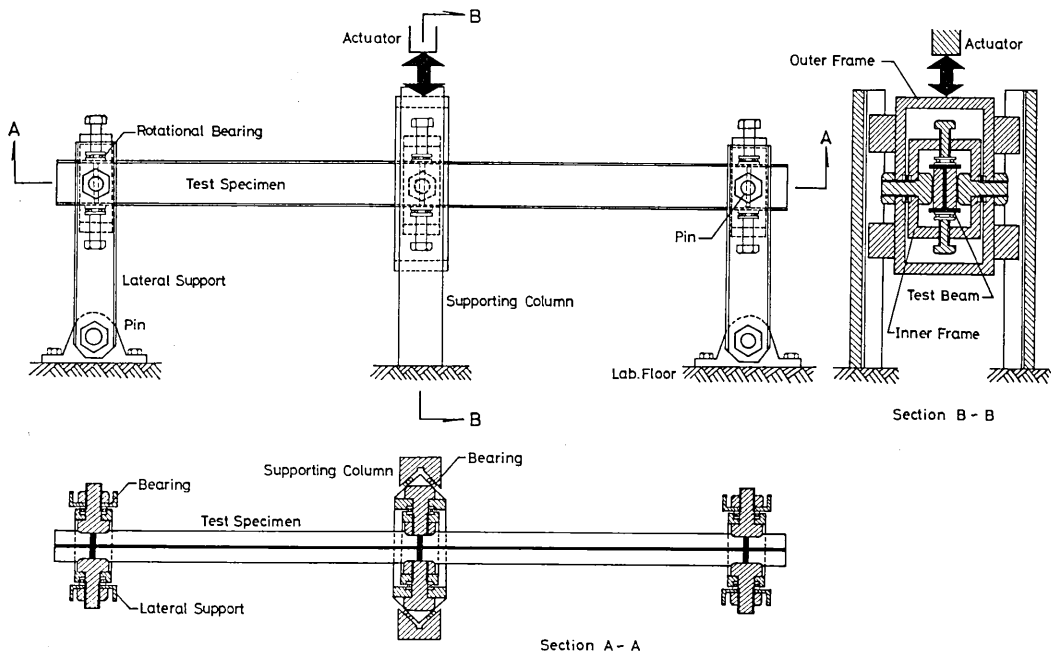
3 载荷方法

载荷は油圧電気制御のアクチュエータによって行な



た。本機の性能については文献 2 に述べられているので省略する。

本実験は鋼構造物の耐震性を調べることを目的としているが、地震の性状、大きさや建築物の建設されている地盤の種類、建築物の規模、形状ならびに床、壁等の非構造体の種類によって地震に対する応答は多種多様になるので、現在の段階では、いかなる種類の実験を行なえばよいかを決定することはできない。むしろ、建築物の



GENERAL VIEW OF TEST SETUP

図 4

表3 Summary of Test Results

Specimen	Loading Condition	Frequency (Hz)	Ductility Ratio $\theta/\theta_p$ , Cyclic Program (Number of Cycles)	Rotation Capacity (R)
DG-110-1	Cyclic	0.03	1.0-2.0-2.5-3.0-3.5 (10) (") (") (") (15)	2.5
DG-110-2	"	"	1.0-1.5-2.0-2.5-3.0-3.5-4.0-4.5 (10) (") (") (") (") (") (5)	2.0
DG-130-1	Monotonous	—		5.4
DG-130-4	Cyclic	0.03	1.0-2.0-2.5-3.0-3.5 (10) (") (") (") (")	2.0
DG-130-5	Earthquake Response <sup>1)</sup>	0.067 <sup>2)</sup>	1.0-2.0-2.5-3.0-3.5-4.0-3.5-3.0 <sup>3)</sup> (1) (") (") (") (2) (") (1) (")	
DG-150-2	Cyclic	0.05	1.0-1.5-2.0-2.5-3.0-3.5 (10) (") (") (") (") (5)	1.7
DG-170-1	Monotonous	—		3.9
DG-170-3	Cyclic	0.03	1.0-1.5-2.0-2.5-2.75-3.0 (10) (") (") (40) (10) (5)	1.0
DGH-110-1	Monotonous	—		3.5
DGH-110-2	Cyclic	0.03	1.0-1.5-2.0 (10) (") (")	1.3
DGH-130-1	Monotonous	—		3.3
DGH-130-2	Cyclic	0.05	1.0-1.5-2.0-2.5-3.0 (10) (") (") (") (6)	1.1
DGH-150-1	Monotonous	—		2.4
DGH-150-2	Cyclic	0.05	1.0-1.5-2.0-2.5 (10) (") (") (")	1.0
DGH-170-1	Monotonous	—		1.5
DGH-170-2	Cyclic	0.03	1.0-1.5-2.0-2.5 (10) (") (") (3)	0.5
DGC-120-2	"	"	1.0-2.0-3.0-4.0-4.5-5.0-3.0-3.5-4.0-4.5-5.0 (10) (") (") (") (") (") (") (") (") (5)	3.3
DGC-150-2	"	"	1.0-2.0-3.0-4.0-4.5-3.0-3.5-4.0-4.5 (10) (") (") (") (") (") (") (") (")	3.1
DGC-170-2	"	"	1.0-2.0-2.5-3.0-3.125-4.0-4.5-5.0 (10) (") (") (") (") (") (") (")	3.3
DGC-200-2	"	"	1.0-2.0-2.5-3.0-3.5-3.8 (10) (") (") (") (") (")	>2.5
DGC-120-1	Monotonous	—		>14.6
DGC-150-1	"	—		>8.9
DGC-170-1	"	—		>4.0

1) Response of deflection calculated with acceleration of ground motion recorded at Hachinohe 1968 earthquake

2) Mean frequency of response waves

3) Ratio of maximum response of rotation to  $\theta_p$

耐震性を確かめる実験の方法そのものが今後の研究の課題である。そこで、今回の実験では以下に述べる方法を採用した。

i) 変位制御，多段定振幅繰り返し載荷

加力の制御方法としては、変位制御、荷重制御の2つが可能であるが、荷重制御とする場合、荷重の設定を行なうことが、供試体が塑性状態となると特に難しくなり、また、実験の結果も非常に複雑となって基本的な特性を抽出することが困難となるので、本実験では変位制御によった。与える変位は荷重点における供試体の断面が全塑性モーメントに到達するときの荷重点変位  $\delta_p$  を計算によって求めておき、その  $\delta_p$  の倍数とした。この変位を片振幅とする両振り繰り返しを各段階 10 cycle ずつ行ない、順次振幅を増加させた。詳細を表3に示す。各段階 10 cycle とした根拠は特にないが、鋼材の定変位繰り返し試験結果によれば、疲労破壊が問題とならない程度の繰り返し数においては、最初の数サイクルで応力

歪関係は安定なループに収束することが明らかになっているので、今回の実験のように座屈崩壊を対象としている時には、材料そのものの不安定性を除去した方が好ましいと考えたからである。

ii) 与えた変位の時間的な変化

供試体1体を除き、全て正弦波で表わされるよう制御した。これは、将来、地震の変位応答による実験を行なって座屈崩壊等部材や架構の耐力を調べるときに、正弦波による実験の結果が比較の基準になると考えたためである。

iii) 変位速度

正弦波の振動数を 0.03~0.05 Hz とした。したがって変位速度そのものは、変位振幅が大きくなれば、増加する。本実験の振動数は非常に小さい。これは試験機の性能にも関係するが、Hanson<sup>7)8)</sup>、Rea 等<sup>9)</sup>の研究によれば、地震応答程度の変位速度では、動的な実験と静的な実験の差は荷重変形関係や履歴減衰にはほとんど認め

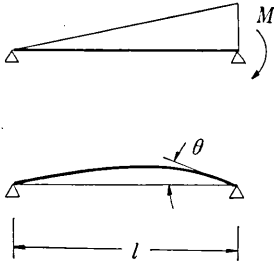


図5 Definitions of Moment and Rotation

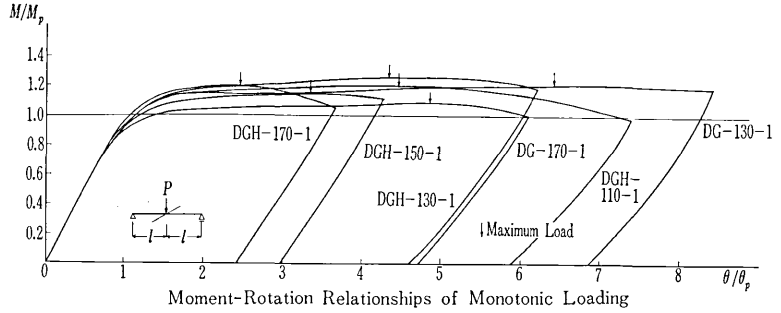


図6

られないことが分っているので、実験の都合のよいように定めた。

4 実験の結果

実験の結果は、与えた変位、測定された荷重より図5の端材モーメント  $M$ 、端材回転角  $\theta$  を計算し、 $M$  は全塑性モーメント  $M_p$ 、 $\theta$  は下式で計算される  $\theta_p$  との比をもって表わす。

$$\left. \begin{aligned} M_p &= \int_{A_f} \sigma_{yf} |y| dA + \int_{A_w} \sigma_{yw} |y| dA \\ \theta_p &= M_p l / 3EI_x \end{aligned} \right\} (1)$$

ただし、 $\sigma_{yf}$ : フランジの降伏応力度 (表2)

$\sigma_{yw}$ : ウェブ

$A_f$ : フランジの断面積

$A_w$ : ウェブの断面積

$I_x$ : 強軸まわりの断面2次モーメント

$y$ : 強軸からの距離

結果を図6以下に示す。図6は一方向単調荷重を行なったときの  $M/M_p - \theta/\theta_p$  関係を示したもので、図中の矢印は最大荷重を記録した位置を示している。このときの  $\theta/\theta_p$  を  $(\theta/\theta_p)_m$  と表わし、次式で回転能力  $R$  を定義する。

$$R = (\theta/\theta_p)_m - 1 \quad (2)$$

塑性設計された構造物では上式の  $R$  が大きいほど、構造物として靱性に富み、安全性が高いといえる。各供試体について測定された  $R$  の値は次の繰返し載荷の結果と比較される。なお、最大載荷を記録した後もさらに曲げ変形を与えると、非常に大きな横座屈変形が生じ、その後の繰返し載荷に対して安定な履歴ループを得ることはできない。

図7、図8は繰返し載荷実験によって得られた代表的な結果を示したものである。同図から分るように、振幅を順次増加させたとき、ある限界までは安定したループが得られるが、その限界を越えると荷重が低下し始め、安定なループを得ることができなくなる。これは、座屈崩壊したためで、これ以上の変形に対しては材の耐力は保証できない。

ループが安定であるか否かの判定は  $l/r_y$  が小さくなると困難な場合も生ずる。そこで本実験では図のように、新たに与えられた変位振幅において最初に記録した

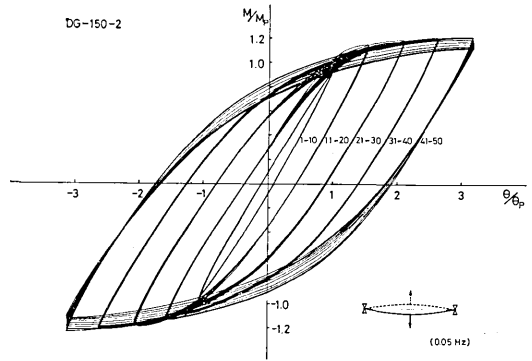


図7 Hysteresis Loops

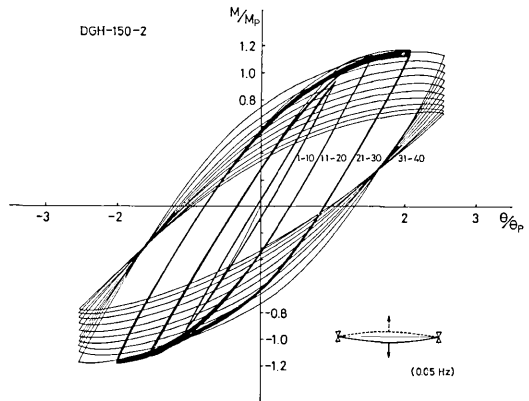


図8 Hysteresis Loops

最大荷重の5%以上低下するものを崩壊としたが、5%をやや越えるものであっても、応力の再配分と歪硬化現象によって再びより小さなループに収束するものは崩壊とみなさないことにした。

図9、図10は以上のようにして定めた安定限界値を式(2)の  $R$  で表わし、 $l/r_y$  との関係を示したものである。さらに同図には一方向単調載荷の結果も示した。これには、今回の実験の他、筆者らが前に行なったものと一緒に示してある。

5 結論

上記実験の結果より次のことが明らかになった。

- i) 一方向単調載荷では十分な変形能力があっても、過度の横座屈変形が生じた後は、それ以後の繰返し載

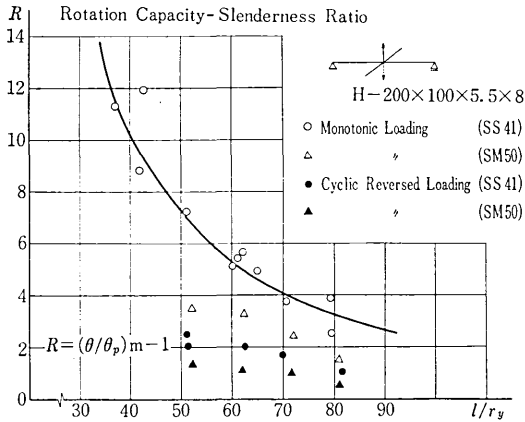


図 9

荷においてモーメント-回転角の関係は安定しない。

ii) 定変位振幅繰返し載荷実験において、変位振幅を増加させていくと、モーメント-回転角関係が安定する振幅限界がある。不安定は横座屈によるものであるからこれを座屈限界と名付ければ、座屈限界と H 形鋼部材の弱軸方向の細長比との関係は図 9、図 10 で表わされる。同図から分ると、繰返しの座屈限界は一方荷時とのそれに比べて極端に低く、1/2 以下である。特に、DGC シリーズの断面形のように、はりせいに比べてはり幅が大きいもの程その差は大きい。

iii) 塑性設計規準(案)では十分な回転能力を得るため、細長比  $l/r_y$  を 65 以下にするよう定めているが、図 9 によれば、 $l/r_y=65$  のはりでは、変位の片振幅が SS 41 の場合  $3\delta_p$ 、SM 50 の場合  $2\delta_p$  より大きくなると定常的な繰返し載荷に対して横座屈を生じて不安定になる。

iv) DGC-120-2、DGC-150-2 は一度座屈限界に到達した後、小さい変位振幅に下げて繰返し載荷を行なっているが、再び安定なモーメント-回転角関係が得られる。これは、不安定になるのは座屈限界を越えることのみ依存することを示し、非定常な載荷をうけたときの座屈限界を定めるときの有力な示唆を与える。

### 3. 今後の課題

以上、繰返し載荷をうける鋼製部材の特性について筆者らの行なった実験を中心にして述べたが、今後の課題として次のことがあげられる。第 1 は、定常的載荷の実験によって部材の形状と座屈崩壊の関係は明らかになったが、地震時の構造物のように非定常な載荷をうけたときの座屈崩壊との関連が明らかになっていない点である。この両者の間に何らかの尺度を設定して比較することを可能とせねばならず、さもないと厳密には地震などの変位応答に基づく実験をいちいち行なわなければならない。現在若干の試みを行なっているが、未だ一般的な結論を得るに到っていない。第 2 は応答量そのもの問題である。部材が弾性限を越え塑性域に入れば複雑

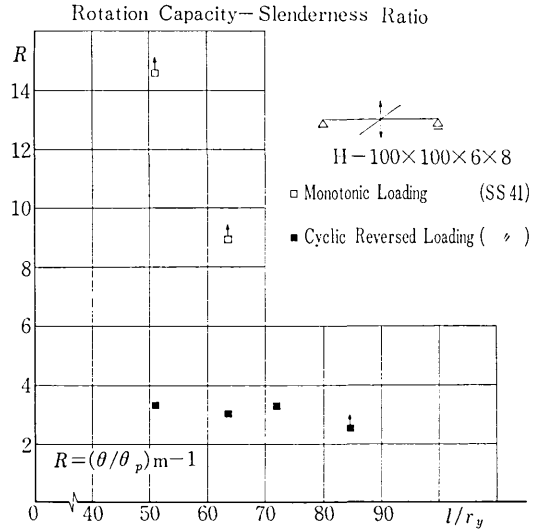


図 10

な応力歪関係を示し、塑性状態では剛性が低下する。部材の剛性が低下すれば当然振動性状が変化して応答も変化するから、正確には刻々変化する剛性にもとづいた応答計算を行なわなければならない。すでに伯野等はこの問題について先駆的な研究を行なっているが<sup>10)11)</sup>、さらに詳しく追求する必要がある。その結果はさらに正確なる鋼構造物の耐震限界を明らかにする。

### 謝 辞

本研究は本所の重信恒雄助手、嶋脇興助技官と協同行なつたものである。資料の整理にはさらに河谷成子技官の参加を得た。これらの諸氏の努力に対し敬意を表する。

(1972 年 11 月 30 日受理)

### 参 考 文 献

- 1) 田中尚「建築物の耐震設計とその問題点」臨時事業委員会報告 1-3, 東大生研, 昭和 46 年 12 月
- 2) 久保慶三郎, 岡田恒男, 川股重也「都市構造物の耐震強度の調査研究」生産研究 24 巻 3 号, 昭和 47 年 3 月
- 3) 日本建築学会「鋼構造塑性設計規準(案)」昭和 45 年 6 月
- 4) [Plastic Design in Steel, A Guide and Commentary], ASCE-Manuals and Reports on Engineering Practice-No. 41, 1971
- 5) V. V. Bertero, E. P. Popov, [Effect of Large Alternating Strains of Steel Beams], Proc. ASCE ST 1 Feb. 1965
- 6) E. P. Popov, R. B. Pinkney, [Cyclic Yield Reversal in Steel Building Connections], Proc. ASCE ST 3 March 1969
- 7) R. D. Hanson, [Comparison of Static and Dynamic Hysteresis Curves], Proc. ASCE EM 5 Oct. 1966
- 8) R. D. Hanson et al., [Post-Elastic Response of Mild Steel Structures, Proc. 3rd Japan Earthquake Eng. Symp. 1970
- 9) D. Rea et al., [Damping Capacity of A Model Steel Structure] Proc. 4 WCEE
- 10) 伯野元彦ほか「はりの動的破壊時の復元力特性に関する基礎的実験」土木学会論文報告集 162 号, 1969 年 2 月
- 11) 伯野元彦ほか「計算機により制御されたはりの動的破壊実験」土木学会論文報告集 171 号, 1969 年 11 月