

I-1 静的および動的な外力を受ける鋼構造部材の塑性変形能力の比較

東京大学生産技術研究所 ○宇田川邦明 同 高梨晃一 同 田中 尚

1. はじめに

塑性設計など、塑性状態を許容する設計法によって設計された鋼構造物では、静的、動的を問わずそれらの外力に対する応答において、構造物を構成する部材は、次のことが要求される。

所定の強度を失うことなく、十分な塑性変形能力を保持している。

本論文では、静的や動的変動外力に対して、鋼構造物の部材がいかなる塑性挙動を示すかを実験的に調うべた結果を整理し、これら様々な外力に対する部材の塑性変形能力を統一的に論じて、耐震設計の参考に供しようとするものである。

対象とする外力には、(A) 直接部材に作用する力が十分な精度をもって、あらかじめわかっている場合と、(B) 地震時の建物のように応答の結果として部材に加わる力が決定される場合とに分けることが出来る。前者(A)の場合として、ここでは、

- 1) 一方向単調載荷 (準静的)
- 2) 定振中繰返し載荷 (変動)

を対象として実験を行った。また、後者(B)の場合として筆者らが開発した

- 3) 計算機-試験機オンラインシステム^{(1),(2)}

によって、部材の持っている実際の復元力特性を用いた構造物の応答解析を行った。

地震動を受ける建物の部材の応答塑性変形量は、その建物の固有周期、部材の塑性化および座屈等の不安定現象による復元力特性の変動、また、入力地震波の性質等の要素に左右される。ここでは、それらの要素が部材の応答塑性変形量にどのように影響するかを、実験・解析の(B)で調うべ、得られた実際の部材の応答塑性変形量が、構造物の崩壊と関連させて許容されるかどうかを(A)で得られた部材の塑性変形能力と比較して論ずる。今回は、いわゆるはり崩壊型の建物を対象にして、そのはり部材の挙動を明らかにしたい。

2. 一方向単調載荷および定振中繰返し載荷を受けるH形鋼はりの塑性回転能力

2.1 実験概要

H形鋼はりの耐力と塑性変形能力は、その塑性化の進行とそれに伴う横座屈およびフランジ、ウェブの局部座屈等によって左右されるが、これらの諸現象を支配する主な要因は、部材の形状、荷重状態、補剛材の強度と剛性、補剛材の間隔である。ここでは、はり部材の形状をH-200×100×5.5×8 ($b/t_f \approx 13$, $h/t_w \approx 37$)の1種類に限り、その鋼種をSS41とSM50の2種類(焼鈍はしない)

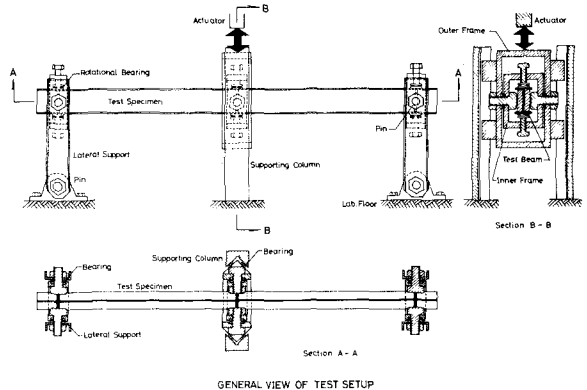


Fig. 1

にしたとき、荷重載荷の形式および補剛間隔を変化させて実験を行った。載荷形式は一方向単調載荷実験においては、はりが等モーメント荷重を受ける場合とモーメント勾配荷重を受ける場合、定振中繰返し載荷についてはモーメント勾配荷重を受ける場合のみ行った。Fig. 1は、試験体の両枝端のモーメント比が0の載荷装置を示す。また、各試験体の両端と荷重桌の支持条件は弱軸方向の変位と枝軸まわりの回転のみが拘束されている。試験体の弱軸まわりの細長比 l/y_g は、等モーメント荷重を受けるはりについては $l/y_g = 40$ を中心に $30 \sim 45$ の範囲に、モーメント勾配荷重を受けるものについては、 $l/y_g = 65$ を中心に $50 \sim 80$ の範囲にばらつくように計画されている。

載荷方法は、変位制御の電気油圧サーボ式クレーンによって行い、特に定振中繰返し載荷に用いては、変位-時間関係を $\sin$ 波とし、与えた振中基準振中（試験体の全塑性モーメントに対応する変位）の整数倍を原則とし、ほとんどの場合10サイクルごとに段階的に振中を増加させた。また、変位制御の平均振動数は $0.03 \sim 0.05 \text{ Hz}$ で比較的小さい変位速度を与えた。これは、地震応答程度の変位速度では、ほとんど静的な載荷を受けた場合と同じ結果が得られることが報告されているからである。(3)

2.2 回転能力の定義と実験結果 実験の結果は、与えた変位と測定された荷重から Fig. 2 に示すような枝端モーメント M と枝端回転角 θ を計算し、 M は全塑性モーメント M_p で、 θ は下式で計算される θ_p で無次元化して表わす。

$$\begin{aligned} \text{等モーメント} \quad \theta_p &= M_p l / EI \quad (\text{モーメント比 } 1.0) \\ \text{モーメント勾配} \quad \theta_p &= 5 M_p l / 12 EI \quad (\quad 0.5) \\ &\theta_p = M_p l / 3 EI \quad (\quad 0.0) \end{aligned} \quad (1)$$

上式中、 EI は試験体強軸まわり弾性曲げ剛性である。試験体両端の曲げモーメント比0の代表的な実験結果を Fig. 3, 4 に示す。前者が一方向単調載荷で後者が定振中繰返し載荷 ($l/y_g = 70$) の結果である。一方向単調載荷時の荷重変位曲線に見られる特徴は等モーメント荷重の場合には塑性域の広がりか枝全体に及ぶため塑性域到達後の荷重の増加は顕著ではなく変形のみが進み、座屈変形の蓄積によりある点で急に荷重が低下し始める現象が多いが、モーメント荷重に勾配が存在する場合には枝の一部が塑性化し、その後もその部分が急速に至硬化域に到達す

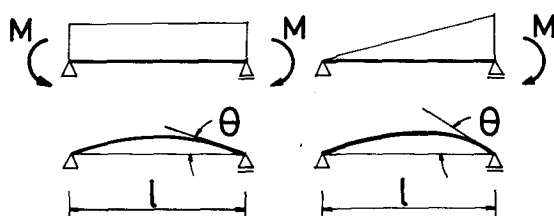


Fig. 2 Moment-Rotation

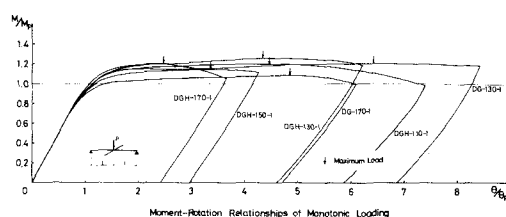


Fig. 3

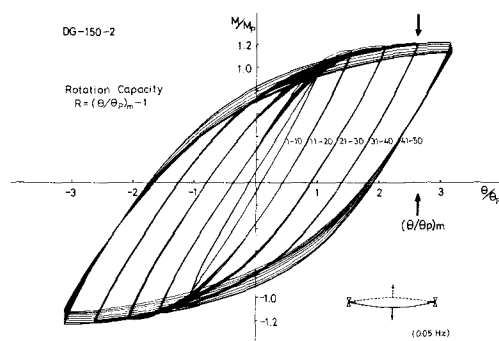


Fig. 4

るため、塑性域到達後も荷重の増加が見られ、その後過度の座屈変形によって荷重が低下し始める。そこで、一方向単調載荷時の回転能力の定義としては、M-θ曲線において“荷重が急激に低下する点、あるいは最大荷重点 (Fig. 3の矢印)”の θ/θ_p を $(\theta/\theta_p)_m$ として下式で表わすことにする。

$$R = \left(\frac{\theta}{\theta_p}\right)_m - 1 \tag{2}$$

一方、繰返し載荷実験で見られるM-θ曲線の特徴は、Fig. 4から分かるように振中を順次増加させたとし、ある限界までは安定したループが得られるが、その限界を越えて繰返し載荷すると座屈崩壊のため安定なループが得られなくなる。そこで、繰返し載荷時の回転能力の定義は、ループの安定性の判断が比較的困難な場合もあるが、新たに与えられた変位振中において最初に記録した最大荷重の5%以上低下したものと崩壊と見なしその振中での θ/θ_p を安定限界振中 $(\theta/\theta_p)_m$ とし、同じく式(2)で表わす。ただし、5%とやや越えるものであっても、応力の再配分や歪硬化現象により再びより小さなループに収束する場合は崩壊と見なさないことにした。

以上のようにして定めた一方向単調載荷および定振中繰返し載荷の回転能力Rと試験体の弱軸まわりの細長比 l/r_y の関係をとまとめた図が Fig. 5, 6で前者が一方向単調載荷、後者が繰返し載荷の場合である。

2.3 実験結果の考察 以上一方向単調載荷および定振中繰返し載荷を受けるはり部材の回転能力と実験的にまとめてみれば、これらの結果からこれらの違いと比較してみると次のようになる。(i) 一方向単調載荷では十分な回転能力があっても、過度の荷座屈変形が生じた後は、それ以後の繰返し載荷に対して安定なループは得られない。(ii) 定振中繰返し載荷におけるモーメント-回転角関係は、安定限界振中内であれば繰返し回数に関係なく安定なループを画くが、それを越えて載荷されると座屈変形が蓄積され不安定なループとなり繰返す毎に載荷力は低下する。しかし、限界振中を越えた後でも再び安定振中内の振中で繰返し載荷するとまた安定なループを画くが、載荷能力は低下し、その低下量は過去の限界振中以上の振中とその繰返し回数に依存する。(iii) 繰返し載荷時の回転能力は一方向単調載荷時のそれの約1/2以下になることが分かる。細長比 $l/r_y=65$ のはりでは、変位の片振中がSS41の場合は降伏変位の3倍、SM50の場合はそれの2倍より大きくなると安定なループは得られない。(一方向単調載荷の場合

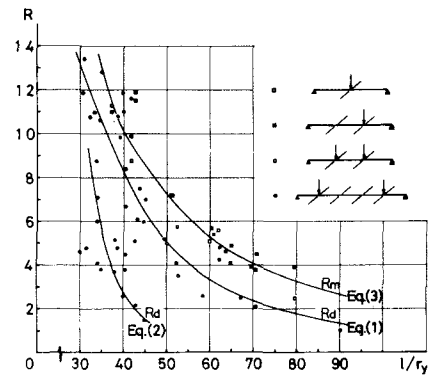


Fig. 5

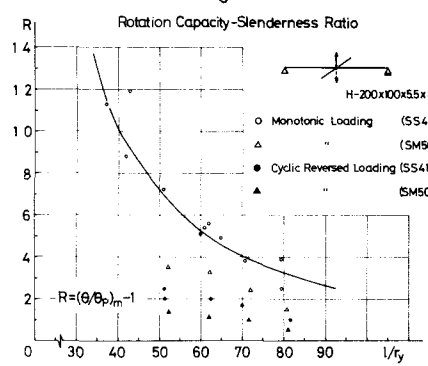


Fig. 6

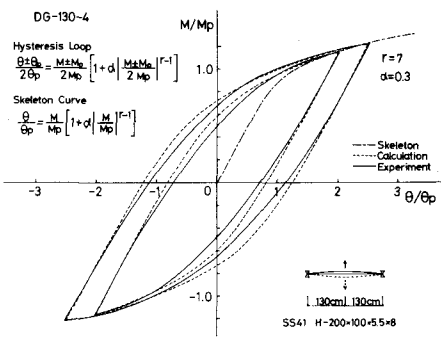


Fig. 7

合は、それぞれ6倍および5倍である) (iv) 一方向単調載荷時、繰返し載荷時ともSM50材の横座屈に対する補剛間隔は、SS41材より厳しい規定が必要である。(v) 一方向単調載荷時の場合、はり部材に等モーメントが作用する時には、当然のことながらモーメント勾配荷重が作用する部材よりさらに厳しい補剛間隔が必要である。また、はりが全塑性モーメントを維持するためにはその補剛間隔が等モーメント荷重では $l/l_y < 40$ であれば、モーメント勾配荷重では少なくとも $l/l_y < 80$ であればよい。

2.4 H形鋼はり部材の復元力特性の仮定モデル化

定振巾繰返し載荷を受けるはり部材の安定限界振巾内のモーメント-回転角関係の仮定表現を

$$\begin{aligned} \text{Skeleton} \quad & \frac{\theta}{\theta_p} = \frac{M}{M_p} \left[1 + \alpha \left| \frac{M}{M_p} \right|^{r-1} \right] \\ \text{Hysteresis Loop} \quad & \frac{\theta \pm \theta_0}{2\theta_p} = \frac{M \pm M_0}{2M_p} \left[1 + \alpha \left| \frac{M \pm M_0}{2M_p} \right|^{r-1} \right] \end{aligned} \quad (3)$$

のように skeleton 曲線と Ramberg-Osgood 型の関係に仮定し、Hysteresis 曲線を Masing のモデルに従うとして r, α を求めてみた。 r, α は正の実数で、 (θ_0, M_0) は Hysteresis 曲線の最後の除荷点の回転角とモーメントである。あてはめを行った試験体は SS41 材の $l/l_y = 62.5$ (H-200×100×5.5×8, $l = 130 \text{ cm}$) で、その変位巾振巾が θ/θ_p の2倍と2.5倍の安定ループである。その結果、 $r=7$, $\alpha=0.3$ として実験ループと比較した図が Fig. 7 である。図から分かるようにこのような係数の組み合わせでは剛性が小さくなる範囲と除荷点付近では両者はよく一致しているが、弾性剛性から剛性が低下し始める付近で僅かなく違いが見られる。

3. 型算機-試験機オンラインシステムによる鋼構造物の弾塑性地震応答解析

3.1 概説

前節において一方向単調載荷、定振巾繰返し載荷を受けるはり部材の塑性挙動を調うべが、このような復元力特性を持った構造物の地震に対する応答を調うべる。解析手法は前節で用いたはり部材の実験装置 (Fig. 1) と応答計算を行うデジタルなミニ計算機とをオンラインで結び、複雑に変化するはり部材の復元力特性を、応答変位に応じたはりの回転角を計算機の制御によって、実験装置上のはり試験体に生じさせることによって求めるという、いわゆる構造部材の実挙動に即した構造物の応答解析法である。この方法の特徴は、復元力特性を仮定モデル化することなく解析を行うことが出来るので、はり部材の定振巾繰返し載荷実験で見られる履歴曲線が不安定になるような領域でも実挙動に忠実な応答量が得られることである。なお、この応答解析システムの詳しい内容および特徴は筆者らがすでに文献(1),(2)に発表してあるのでここではその説明は省略する。本解析は文献(2)の解法Ⅱに従って行われた。

3.2 構造物の設定と入力地震

解析構造物は Fig. 8 に示すように振動中常に弾性挙動をする柱と弾塑性挙動をするはりからなる一層スパン構造物である。実験により復元力を求めるはり部材は、H-200×100×5.5×8 の SS41 材と SM50 材で、その弱軸まわりの細長比は、SS41 材の場合 62 と 72 の2種類、SM50 材の場合に

は62を設定した。計算機の中に記憶される柱部材の性能は、H-175×175×7.5×11を想定し、その強軸まわりの細長比を16とした。なお、このはり、柱の塑性断面係数はそれぞれ約209^{cm}³、369^{cm}³で、はり長は130^{cm}と150^{cm}、階高Hは120^{cm}である。このようなはり、柱の組み合わせは実際の構造物の大さきの約0.4倍を設定したことになる。構造物の固有周期は0.3秒から0.6秒までの4種類を選ぶが、柱頭に集中すると考える質量は想定した固有周期と建物の剛性から算出した。

入力の地動はその周期が0.5秒のsin波の周期的地動と、実地震記録として1940年El.Centro NSの2種類を用いた。これらの地動を選んだ理由は、建物の固有周期が地動の卓越周期をばって選ばれるためである。また、入力の加速度の最大値は各構造物の降伏加速度 α_y ($\alpha_y = F_y/m$ で降伏せん断力を質量で除した値)と弾性限加速度 α_{el} (最大応答変位が建物の降伏変位になる加速度)を基準値として、1 $\cdot\alpha_y$ 、1.2 α_y 、1.5 α_y 、3 $\cdot\alpha_{el}$ を採用した。地震の継続時間は原則として10秒で地震終了後の2秒間は自由振動とした。(Table 1)

3.3 構造物の剛性と解析の諸定数

文献(1),(2)にあるように振動方程式の解法に必要なある時刻 t^i における構造物の剛性 K^i は、Fig.8のような建物では式(4)のように表わされ、また、柱頭の応答変位増分 Δx^i とはり端の応答回転増分 $\Delta \theta^i$ は式(5)のように表わされる。

$$K^i = \frac{3EK_c}{H^2} \frac{K\beta^i}{1+K\beta^i} \quad (4)$$

$$\Delta \theta^i = \frac{1}{1+K\beta^i} \frac{\Delta x^i}{H} \quad (5)$$

K_c : 柱の剛度, K : はりの剛度(K_B)/柱の剛度(K_c)

β^i : はりの弾性剛性($3EK_B$)に対する時刻 t^i におけるはりの剛性の比

これらの式の β^i は、地震応答中刻々変化するはりの剛性であり、実験装置上のはり部材の試験体から得られる。振動方程式の解法には、各ステップ間の時間刻みを0.01秒とし、減衰定数を応答計算中に弾性剛性による臨界減衰の2%として、線形加速度法を用いた。

Table 1

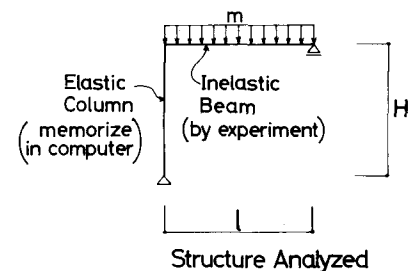


Fig. 8

構 造 物 (Fig.8)				入力地震波	
はり (試験体)	柱 (計算機記憶)	建物弾性 剛性(K)	固有周期 (T.)	入力地動 の加速度	最大入力 加速度
l=130 ^{cm} l/r _y =63 (SS41)	H=120 ^{cm} l/r _x =16 (SS41)	3.2 $\frac{1}{cm}$ (6case)	0.4 sec 0.5 sec 0.6 sec	Sin波 1940 El Centro	1.0 α_y 1.2 α_y 1.5 α_y
l=130 ^{cm} l/r _y =62 (SM50)	H=120 ^{cm} l/r _x =16 (SM50)	3.4 $\frac{1}{cm}$ (3case)	0.4 sec 0.5 " 0.6 "	Sin波	1.0 α_y
l=150 ^{cm} l/r _y =72 (SS41)	H=120 ^{cm} l/r _x =16 (SS41)	3.1 $\frac{1}{cm}$ (3case)	0.3 sec 0.4 " 0.5 "	1940 El Centro	3.0 α_{el}

3.4 応答解析の結果

建物(SS41材)の固有周期0.4秒で、そのはりの弱軸まわりの細長比が62の建物が、降伏加速度 a_y の1.2倍の最大加速度を有し、その周期が0.5秒のSinの入力地動を受けた場合の応答結果をFig. 9に示す。Fig. 9-(a)がはり部材のモーメント-回転角関係で、Fig. 9-(b)が建物の柱頭の水平変位と復元力を示したもので、Fig. 9-(c)が各応答量の時間的推移を示したもので上から入力加速度、はり端の回転角、はり端のモーメント、柱頭の水平変位、建物の復元力、建物の剛性を表わしている。各量の無次元化量は弾性限の基準値であり、剛性については弾性剛性で無次元化している。同様に建物(SS41材)の固有周期0.4秒ではりの細長比が62の建物が、その最大加速度が $1.0a_y$ になるように1940年 El Centro NS波を拡大した地震動を受けた応答結果がFig. 10である。また、材質がSM50材で建物の固有周期が0.5秒で、はりの細長比が62の建物が地動の周期が0.5秒でその

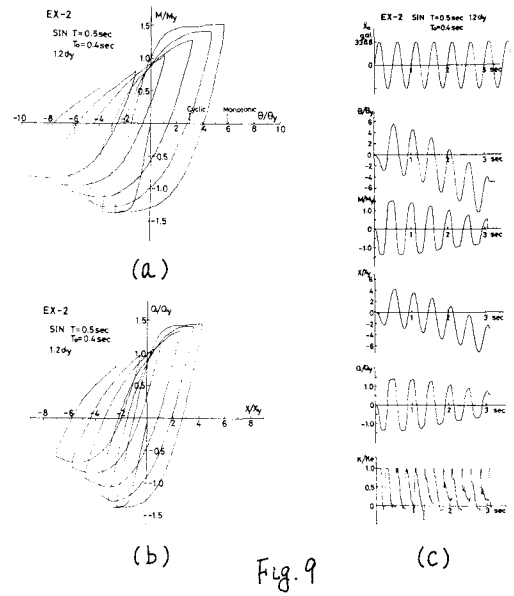


Fig. 9

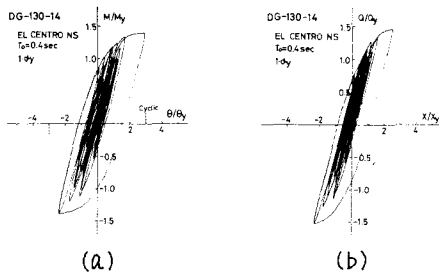


Fig. 10 (c)

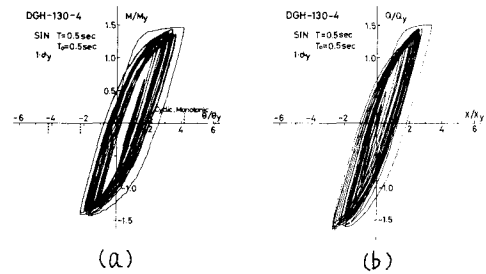


Fig. 11 (c)

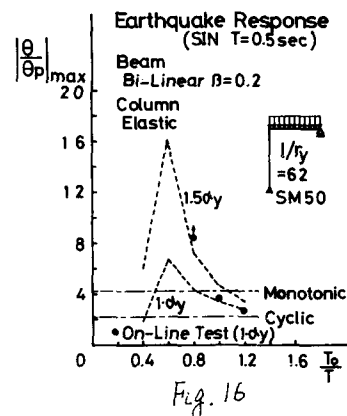
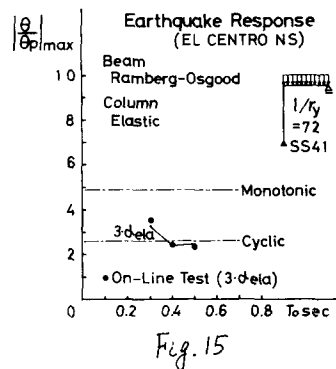
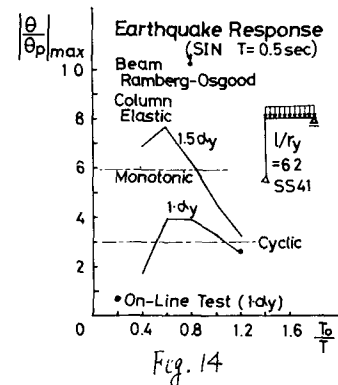
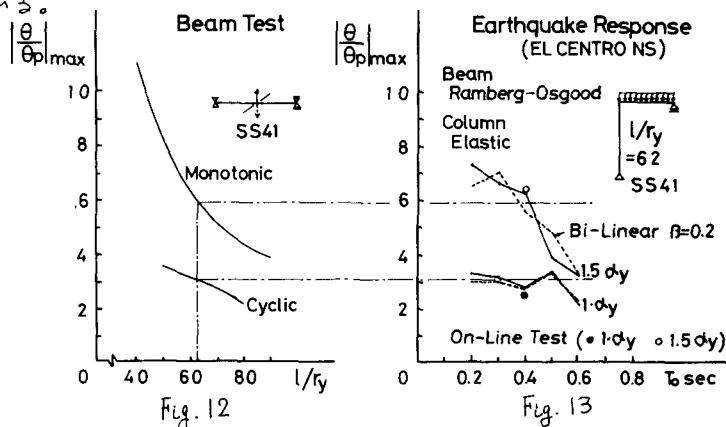
最大加速度が $1.0g$ を有する $\sin$ の周期的地動を受けた場合の結果の図が Fig. 11 である。 Fig. 10, Fig. 11 と同図の説明は Fig. 9 と同一である。結果の考察は後の 3.6 でまとめて行う。

3.5 数式モデル化したはり部材の復元力特性による建物の地震応答解析

2.4 で弱軸まわりの細長比 62 を有する SS41 材のはり部材の復元力特性を Ramberg-Osgood 型の関数で数式モデル化した但、その履歴曲線を用いて振動解析を行った。また、同時にはり部の復元力特性を Bi-Linear 型に仮定して解析も行ったが、この時の非勾配 β は、Ramberg-Osgood 型のモーメント-回転角関係で塑性率 2 付近で $dM/d\theta$ が 0.2 に近いことから弾性勾配の 0.2 倍にした。これはこの 2 つのはり部材の復元力特性の数式モデル化によって、一層一スパンの柱弾性・はり崩壊型の建物の地震応答量をオンラインシステムで得られた応答結果などの程度追跡出来るかを調べるためである。これらの計算結果の代表的なものをまとめたのが Fig. 13 から Fig. 16 である。実線と破線の折れ線がモデル化された復元力特性による計算値を示し、実線が Ramberg-Osgood 型の、破線が Bi-Linear 型の値である。これらの図はすべて応答中のはり端の回転角の最大値をプロットしたもので、図中にはオンラインシステムで得られた応答結果(丸印)も同時に記入してある。なお、図中 $\bullet$ 印は応答解析で変位が大きくなりこの表までしか実験出来なかったことを表わすので、実際の最大変位はこれ以上を示すものである。これらの図は建物固有周期 0.1 秒毎に計算した結果であるので多少粗い結果かも知れないが大よその傾向はつかめると思う。また、Fig. 14 から Fig. 16 までの一長鏡線は、Fig. 12 と Fig. 13 の組み合わせに見るように、はり部材の一方向単調載荷時および逆振巾繰返し載荷時の回転能力を示している。

3.6 応答解析結果の考察

以上の結果から建物の応答結果のはり部材の挙動と 2 節で得られたはり単一部材の実験で得られた回転能力、復元力特性の比較・検討を行うと次のようになる。



なお、一方向単調載荷時の回転能力を R_m 、定振中繰返し載荷時のそれを R_c とする。

(i) 建物の固有周期が 0.4 秒で入力の地動が周期 0.5 秒の $\sin$ 波の組み合わせでは、その最大加速度を降伏加速度 a_y の 1 倍、1.2 倍、1.5 倍とした場合すべて最初の靱波で横座屈変位の蓄積が生じ、建物の崩壊へと進行していった。Fig. 9 に例を見るように、変位が繰返されるたびに片方に寄り、しかもその大きさが R_c をはるかに上まわっており、はりの耐力は急激に低下し、その剛性も負勾配になる。そのため建物の剛性も極端な負勾配になっている。また、 $\sin$ 波入力でも建物周期が 0.5 秒以上の場合は最初の靱波で最大変位が生じ、その後はその最大振中内で振動している。

(ii) 建物周期が 0.4 秒で入力の地動が $1.0a_y$ と $1.5a_y$ と有する El Centro NS 入力の 2 つの場合と比較すると入力の大きさの比は 1.5 であるが、最大応答変位の比は θ/θ_p で表現して 2.56 とかなり大きくなった。また、 $1.0a_y$ の挙動は応答変位がすべて R_c 以下であるのに比べて、 $1.5a_y$ では最大変位が R_m を僅か越えその後は 0 と R_m の間で振動していた。 $1.0a_y$ の場合ループは当然安定していたが、 $1.5a_y$ の場合でも最大変位が生じた後の変位で R_c を越える変位が靱波であるので耐力の低下は僅かで建物の崩壊とは考えられない。従って地震波入力の建物の応答変位と $\sin$ 波入力で崩壊するような場合の応答変位と比較してみると、地震波入力で建物が崩壊する場合に入力加速度の絶対量が大きく一つの加速度ピークで応答変位が R_m をはるかに越えてしまうような場合か、入力加速度の絶対量は大きくなくともはりの横座屈変形が蓄積されるような加速度ピークが何波があつていには応答変位が R_m を越えて繰返されるような場合と考えられる。(iii) 建物固有周期 0.5 秒で $1.0a_y \sin$ 波入力の場合 (Fig. 11)、最初の 1 波で R_m 近くまで変形が進み、その後変位が R_m と R_c の間にあって何回も繰返し載荷されたため、その節度横座屈変形が蓄積し耐力が低下していることが分かる。一方 $1.0a_y$ の $\sin$ 波入力でも建物の固有周期を 0.6 秒にした例では、最初に R_c 以上の変位を記録したがその後は変位が R_c 以下で振動したため繰返しによる耐力の低下は見られなかった。(iv) SS41 材の建物 (はり細長比 72) でその固有周期が 0.3, 0.4, 0.5 秒の建物が、弾性限加速度 a_{ela} の α 倍の大きさの最大加速度を持つ拡大された El Centro NS 地震を受けた場合、はり部材端の最大回転量は、0.3 秒の場合 $|\theta/\theta_p|_{max} \approx 3.6$ で R_c より大きく R_m の約 70% であったが、0.4 秒と 0.5 秒の場合最大回転量はほぼ R_c であった。(v) 応答変位の発散が生じた建物の場合、そのはり部材端の回転剛塑性率は建物の層間変位の塑性率より 20~30% 大きかった。(vi) はり部材の最大応答回転量が、履歴ループの安定領域である R_c 以下であれば、はりの復元力特性の靱式モデル化として Ramberg-Osgood 型でも第 2 勾配を弾性勾配の 0.2 倍とした Bi-Linear 型でも十分オンラインシステムによる応答解析結果を説明出来るが、最大変位が R_m 近くまで進む時は、その付近で剛性が 0 に近くなるのでこの Bi-Linear 型では実際の応答を追跡出来なくなる傾向にある。当然の事ながら、変位がさらに大きくなり剛性が負勾配になるような変位領域では、このようなモデル化では十分崩壊に至る挙動を説明出来なくなる。

— 参考文献 —

- (1) 高梨晃一他 “電算機—試験機オンラインシステムによる構造物の非線形地震応答解析 (その 1: システムの内容)” 日本建築学会論文報告集 第 229 号 昭和 50 年 3 月
- (2) 田中 尚 “電算機—試験機オンラインシステムによる骨組の弾塑性地震応答解析” 東京大学 生産研究 Vol. 27, No. 11, '75
- (3) R. D. Hanson “Comparison of Static and Dynamic Hysteresis Curves” Proc. ASCE, EM5, Oct. 1966