

## 4 鋼構造物系の極限耐荷力と変形状態

### 4. 1 フレームモデルの載荷実験

繰り返し荷重を受ける鋼フレーム構造物の弾塑性挙動に関する研究は、比較的厚肉のH形断面部材を用いて、建築の分野で既に多くの研究がなされている。しかし土木の分野では、建築と違って、比較的薄肉の補剛材付きの断面部材が用いられており、それらに関する研究はほとんど行われていない。

ここでは、門型ラーメン鋼製橋脚を想定した補剛箱形断面フレーム供試体の一定鉛直荷重、変動振幅繰り返し水平荷重下での準静的実験結果 [ 1, 2 ] について述べる。

#### 実験の概要

本研究で想定しているフレームの構造形態は1層1スパン門形ラーメンであり、荷重条件は柱に一定鉛直荷重、はりに繰り返し作用する水平荷重である。従って、Fig 1のように対称軸より片側半分だけを取り出し逆L形の供試体とし、はりの先端部を支柱で支持した構造（ローラー支点）とした。ここでのローラー支点は、水平方向には拘束はなく、鉛直方向には柱部が局部座屈を起こしたり、あるいは水平荷重を受けて供試体が傾いたときでも、柱頂部と支持部とで同一の高さを保つ機能を持っていなければならない。

供試体 (Fig. 2) は、柱、はり部共に同一断面とし、各種パラメータは次のようである。すなわち、柱断面フランジの幅厚比パラメータ  $R_f = 0.45$ 、柱の細長比パラメータ  $\bar{\lambda} = 0.40$ 、補剛材剛比  $\gamma / \gamma^* = 3$ 、柱の長さ / はりの長さ = 1.95、また鋼種は SM490 (実測降伏応力  $3900 \text{ kgf/cm}^2$ ) である。上記における、幅厚比パラメータ  $R_f$ 、および細長比パラメータ  $\bar{\lambda}$  は次式で定義される。

$$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \quad \bar{\lambda} = \frac{Kh}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (1)$$

ここで、 $b$  = フランジ板幅、 $t$  = 板厚、 $\sigma_y$  = 降伏応力、 $E$  = 弾性係数、 $\nu$  = ポアソン比、 $k$  = 板の座屈係数 (補剛断面の場合  $4n^2$ 、 $n$  = 補剛材で囲まれたサブパネル数)、 $K$  = 有効座屈係数 (フレーム供試体の場合 1.17)、 $h$  = 柱長、 $r$  = 柱断面の断面2次半径である。

#### 実験装置

載荷装置の概要を Fig 3(a) に示す。水平、鉛直載荷装置などについては柱供試体の場合 [ 3, 4 ] と同様で、新たに設置される治具はローラー支点治具、および横倒れ防止治具である。

ローラー支点治具は、前述のローラー支点部の機能を満たす治具として考案、製作した。こ

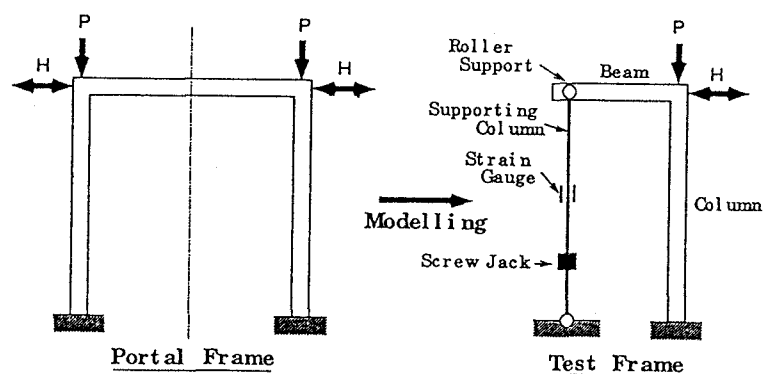


Fig.1 Test Frame

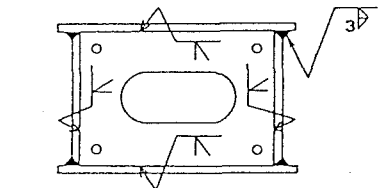
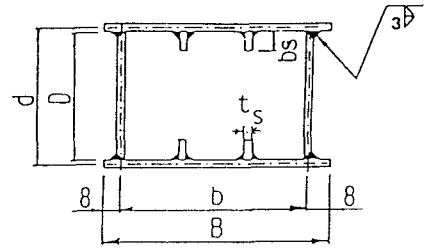
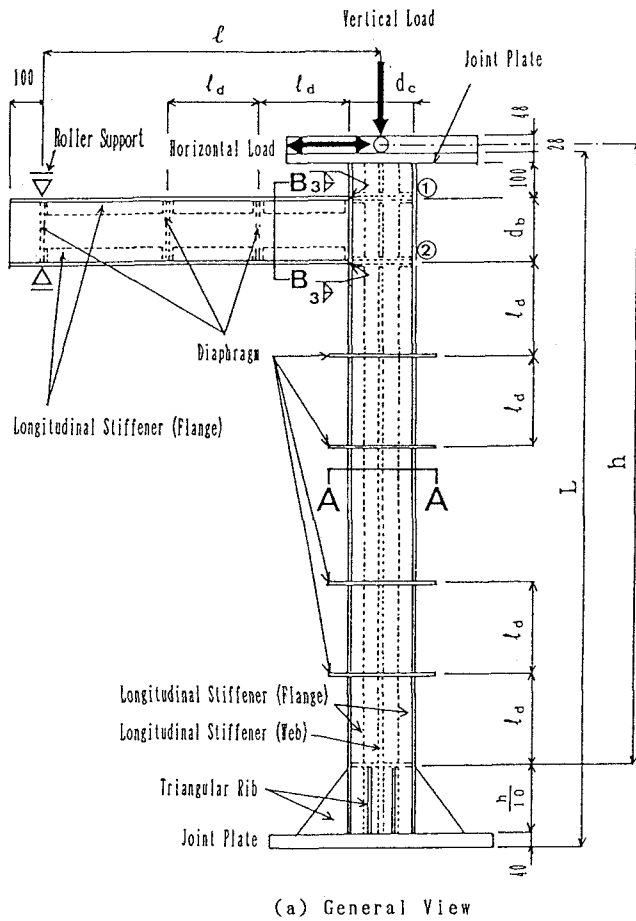


Plate Thickness =  $t$   
UNIT: mm

Fig.2 Test Specimen

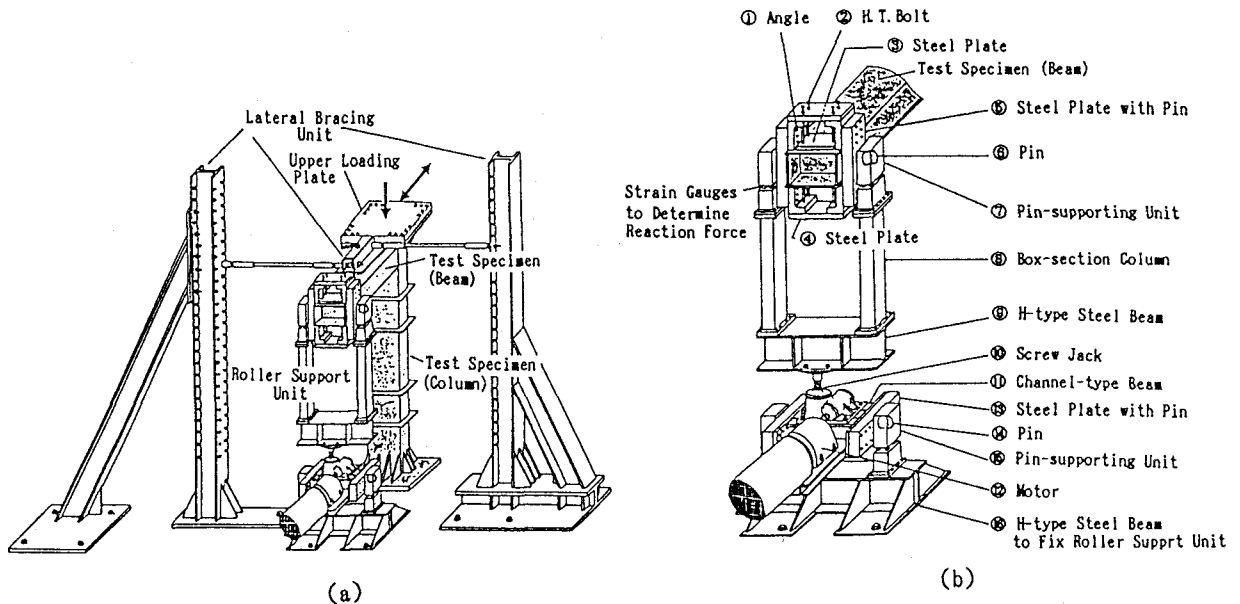


Fig.3 Test Setup

の支点では、水平変位を拘束せず、鉛直変位を上部載荷板【17】の中心で測定した鉛直変位変化量と一致するようスクリュージャッキ【10】で調整するような機構となっている。治具の構造はFig 3(b)に示すように、はり部の先端を上面、下面よりそれぞれアングル【1】に取り付けた4本の高力ボルト【2】(F10TM24)で鋼板【3】を挟んで押さえ付け、そのアングル【1】は、はり部断面の左右からピン【6】(65φ)が突き出たピン付き鋼板【5】とボルト接合され、そのピン【6】をローラベアリングを介してピン支持治具【7】で支える。このとき、左右のピン付き鋼板【5】が開いて外れないように、高力ボルト【2】の部分を鋼板【4】で一体化した。そして、ピン支持治具【7】を箱形断面柱【8】とボルト接合し2本の箱形断面柱【8】を下方でH形鋼ばり【9】により一体化する。このH形鋼ばり【9】の下フランジ中央にスクリュージャッキ【10】(最大荷重; 20ton, ストローク長; 200mm)を取り付け、3相モーター【12】(出力; 1.5kw、ギア比; 1/30)を3φPSコントローラーで制御することにより、スクリュージャッキ【10】を昇降速度を調整しながら上げ、下げする。スクリュージャッキ【10】の下部は、ねじ軸を挟んで2列に並べたチャンネルばり【11】に固定し、これを本治具の上部と同様に左右からピン付き鋼板【13】とボルト接合し、ピン支持治具【15】で支える。これを実験床に4本のボルト(50φ)でアンカーした最下部のアンカー用のH形鋼ばり【16】とボルト接合する。このように上部(【6】)と下部(【14】)とをヒンジとし、その間にジャッキ【10】を入れた構造により、本治具はローラー支点の機能を成すことが出来る。

### 載荷方法

載荷方法は文献[3, 4]の柱供試体の場合と同様である。一定鉛直荷重(柱断面の全断面降伏軸力 $P_y$ の0.2倍)の基で柱頂部の水平荷重載荷点の水平変位制御で、変動変位振幅繰り返し載荷で行い、各変位振幅の繰り返しサイクル数は3回とした。基準とする変位 $\delta_{y0}$ は、柱基部において水平荷重のみによって初期降伏が起こるときの変位(曲げ変形のみを考慮)である。

### 測定方法

各荷重段階でのひずみ分布、および変位を調べるために、柱基部、隅角部近傍のダイアフラム間の両フランジ面に塑性ひずみゲージを1フランジ面につき12枚ずつ、さらに大きなせん断変形が予想される隅角部の両ウェブ面に直角ロゼットゲージを片面11枚ずつ貼付した。また隅角部ウェブの平均せん断ひずみを求めるため、ウェブの対角線2方向に変位計(精度:  $200\mu/\text{mm}$ )を付け、対角線方向の伸び・縮み変位を測定し、平均せん断ひずみを求めた[1]。さらに、吸収エネルギーの分布性状を調べるために、供試体各部の断面力を知る必要があり、そのため、ローラー支点における反力を測定する必要がある。そこで、ローラー支点のピン支持治具(Fig.3の【7】)の8本の足(片側4ヶ所)の部分にひずみゲージを貼付し、前もって圧縮試験により得られている荷重-ひずみ関係を利用して、反力を求めた。

### 実験結果および考察

当初予想していた破壊モードは柱・はり接合部および柱基部における局部座屈であった

が、 $3\delta_{y0}$ の変位段階における反復载荷の途中で、柱・はり接合部の上フランジおよびウェブのグルーブ溶接部において溶接割れが生じ、急激に水平荷重が低下した。本フレーム供試体の接合部での板パネルの組み方は、柱部材のフランジ面にはり部材を突き合わせて、レ形および脚長3mm片面すみ肉溶接するという方法で行ったが、この溶接部においてはり部材の上フランジからウェブ中央にかけて溶接割れが生じた。水平荷重-水平変位履歴ループを見ると、接合部の溶接割れが生じて水平荷重が急激に低下している所の少し手前で、水平荷重の増大が若干低下していることが分かるが、この辺りで溶接割れの兆候が生じていたものと考えられる。結局、板パネルの座屈は肉眼では全く見られず、鋼部材のもつ高靱性が発揮される前に、接合部における脆性的な破壊により供試体の破壊に至った。

Fig. 4に水平荷重-水平変位履歴曲線を示す。図中の“LINEARLY ELASTIC”と記した直線は、水平荷重のみが作用した時の、せん断変形を考慮した微小弾性理論によって得られた水平荷重-水平変位関係を示す[1]。なおパネルゾーンでのせん断応力の算定には、L. S. Beedleの理論を修正した式[4]を用いた。ただし、隅角部のせん断遅れ現象は無視した。計算によれば[1]、部材一般部での曲げモーメントのみによる剛性 $K_0$ に較べて、部材一般部、およびパネルゾーンでのせん断力も考慮した時の剛性 $K$ は $0.707K_0$ となり、かなりせん断力の影響が大きいことが分かる。またその内訳を見ると、パネルゾーンにおけるせん断変形がその影響の大部分を占めていることが分かった。

Fig. 4の履歴ループを見ると、载荷初期の弾性域での剛性は、理論値に非常に近い。これより、ローラー支点治具はその機能を果たしていたと思われる。

パネルゾーンにおける平均せん断応力 $\tau$ 、および平均せん断ひずみ $\gamma$ を、それぞれ次式で示されるせん断降伏応力 $\tau_y$ 、せん断降伏ひずみ $\gamma_y$ で無次元化し、その履歴曲線をFig. 5に示す。

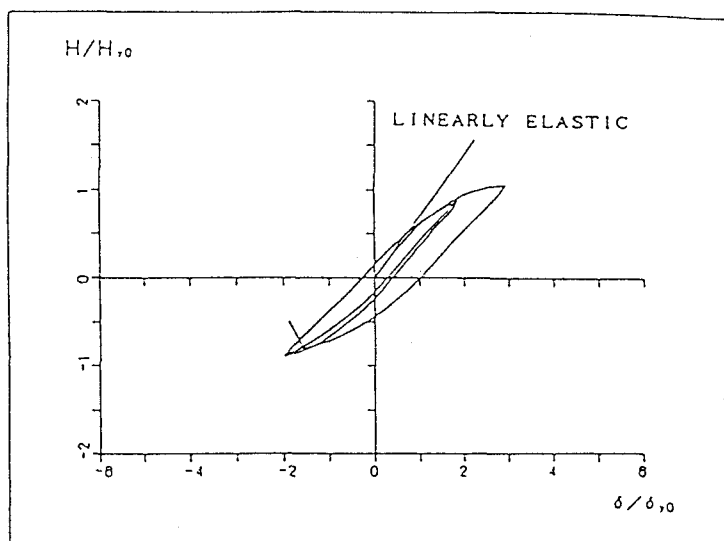


Fig. 4 Horizontal Load versus Horizontal Displacement Hysteretic Curve

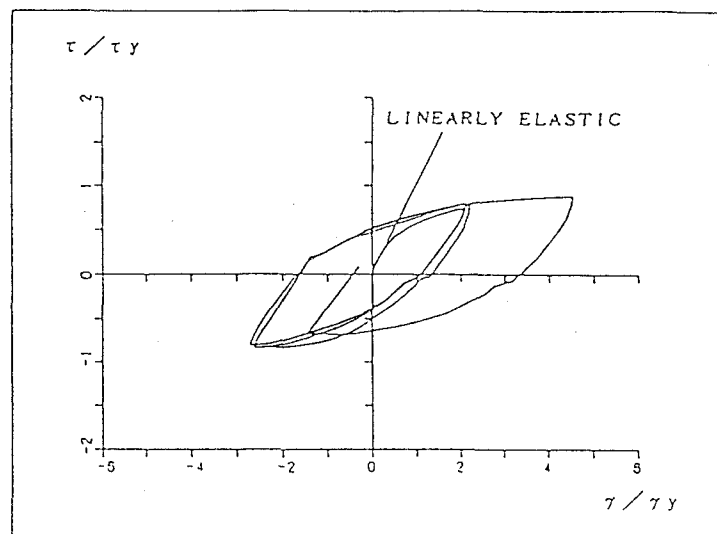


Fig. 5 Average Shearing Stress versus Shearing Strain Hysteretic Curve of Panel-zone

$$\tau_y = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \qquad \gamma_y = \frac{\tau_y}{G} \qquad (2)$$

ここで、 $G$ はせん断弾性係数である。グラフより、载荷初期の弾性域ではほぼ理論値と合っており、また除荷域において曲線の勾配は弾性解のそれに近い値となっている。ところが平均せん断応力が $\tau_y$ に達するかなり手前、すなわち $0.3\tau_y$ 辺りのところで徐々に変形が弾性理論値より大きくなり始め、本実験で得られたループの範囲では、まだ平均せん断応力が $\tau_y$ に達していないにもかかわらず平均せん断ひずみは $4\gamma_y$ を越えていた。この理由としては、パネルゾーンにおける残留応力、および垂直応力などの影響と考えられる。

### 吸収エネルギー分布性状

構造物が吸収・消費するエネルギーが各部でどのような割合になっているかを調べることで、つまりエネルギーの分布性状を知ることにより破壊状況を定量的に捉えることが出来る。

エネルギー分布を求めるにあたり、損傷が大きいと思われる4ヶ所（柱基部のダイアフラム間、隅角部、および隅角部近傍のダイアフラム間）におけるエネルギー吸収量を、各部に貼付してあるひずみゲージあるいは変位計の測定値により算出する。部材一般部（A部、B部、D部）では曲げモーメントによる消費量、隅角部（C部）ではせん断力による消費量を対象とし、また供試体の全吸収エネルギーは水平荷重-水平変位履歴曲線によって囲まれる面積を算定することにより得る。各部におけるエネルギー吸収量の算定についての詳細は文献[1]に示す。これより各荷重段階における累積エネルギー吸収量を各部において求め、全吸収エネルギー量に対する割合を、Fig. 6に示す。図より、隅角部でのエネルギー吸収量が、対象としている4ヶ所における吸収量の総和の半分近い割合を占めていることが分かる。それに対して隅角部近傍の柱・はり部（B、D部）でのエネルギー吸収量の割合が非常に小さいことが分かる。弾性域でのエネルギー分布を理論的に求めてみると、A部：28%、B部：4%、C部：16%、D部：11%、総計59%となり、これを部材の

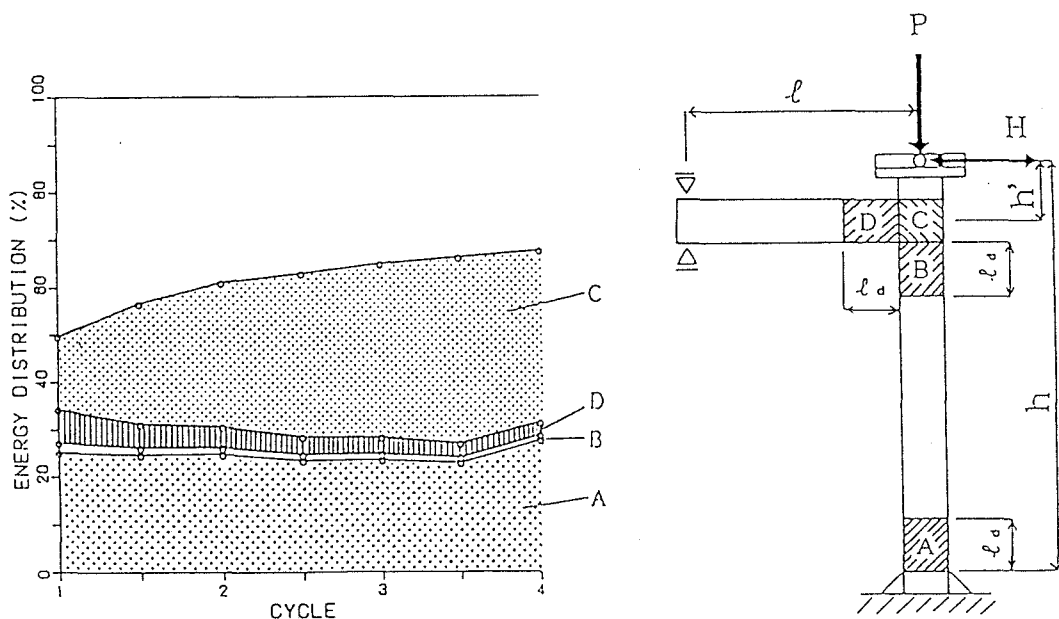


Fig. 6 Distribution of Absorbed Energy

塑性化の程度がまだ少ないと思われる1サイクル時と比較すると、ほぼ同じような傾向になっている。また、部材一般部（A, B, D部）の累積吸収割合はサイクル数によらずほぼ一定値を保っているが、隅角部での累積吸収割合はサイクル数が増えるに従って増える傾向にあることが分かる。これは平均せん断応力－せん断変形角履歴曲線を見ると分かるように、隅角部においては平均せん断応力がせん断降伏応力に達するかなり前の段階で既に塑性化が進んでいるためと考えられる。なお4サイクルの時点で、対象としている4ヶ所での累積吸収割合の総和は70%程度で、残りはそれ以外の部分で消費されている。また本供試体では4サイクル時にはエネルギーの吸収は、柱基部、および隅角部ウェブにおいて大部分なされていることが分かる。

## 結論

- (1)微小弾性理論における水平荷重－水平変位関係は、隅角部のせん断変形を考慮に入れたときの剛性 $K$ と、考慮に入れないときの剛性 $K_0$ とを較べて見ると $K/K_0=0.707$ となり、隅角部のせん断変形の影響は非常に大きい。
- (2)パネルゾーンにおける平均せん断応力－せん断ひずみ履歴曲線より、平均せん断応力が $\tau_y$ に達するかなり手前、すなわち $0.3\tau_y$ 辺りの所で、せん断剛度が弾性域における値から徐々に減少し始めた。これは、パネルゾーンに存在している垂直応力、および残留応力などの影響と考えられる。
- (3)累積エネルギー吸収量の分布図より、本供試体では、部材一般部（隅角部以外の柱・はり部分）の累積吸収割合はサイクル数によらずほぼ一定値を保っているが、隅角部での累積吸収割合はサイクル数が増えるに従って大きくなる傾向にあることが分かる。また本実験の範囲内では、隅角部と柱基部でのエネルギー吸収量が他の各部に比較して大きいことが分かった。

フレーム供試体については、本実験では載荷途中に柱・はり接合部で溶接割れを生じたため、肉眼で板パネルの局部座屈の様子は観察出来なかった。

## 参考文献

- 1)宇佐美勉：鋼製橋脚モデルの変形性能に関する実験的研究（報告書），名古屋高速道路公社，名古屋大学工学部土木工学科，平成4年3月。
- 2)是津文章・板野茂・青木徹彦・宇佐美勉：繰り返し荷重を受ける鋼ラーメン構造物のパイロットテスト，土木学会第47回年次学術講演会，平成4年9月。
- 3)宇佐美勉・今井康幸・青木徹彦・伊藤義人：繰り返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.37A，1991，pp.93-106。
- 4)宇佐美勉・水谷慎吾・青木徹彦・伊藤義人・安藤博道：補剛箱形断面鋼圧縮部材の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.38A，1992。（掲載予定）
- 5)奥村敏恵・石沢成夫：薄板構造ラーメン隅角部の応力計算について，土木学会論文集，第153号，1968，pp.1-18。

## 4. 2 フレーム隅角部の載荷実験

### はじめに

橋脚等に代表される鋼製ラーメン構造物<sup>1)</sup>のはり・柱接合部（以下、隅角部ともいう）の腹板には、はり・柱間で伝達される各種断面力に起因して、純せん断に近い力が作用する<sup>2)</sup>。そのため、溶接割れ等による劣化が現れない限り、塑性変形が大きく累積した状態でも耐力低下は小さいという耐震上有利な特徴を有している。一方、曲げモーメントが支配的な隅角部近傍のはり・柱部材は、フランジ・プレートなど、構成板要素の局部座屈による耐力低下が大きい曲げ部材特有の性質を有している。したがって、地震時の骨組の崩壊性状は、隅角部のせん断崩壊、または、その近傍の部材一般部の曲げ崩壊のいずれが先行・卓越するかによって大きく影響を受けることを推測できる。

本文では、中空箱形断面のはり・柱部材からなる溶接集成の鋼製ラーメン隅角部を対象にして、単調載荷および交番載荷実験を行った酒造・事口<sup>3)</sup>の研究を取り上げ、激震時に予想される隅角部に特有な崩壊変形状や変形性能について考察するものである。

### 実験概要

実験対象は、はり・柱部材の骨組長さ $\phi$ が等しく、箱形断面のはり・柱部材が直角に交差するL形の隅角部（SS400材使用）である。計8体の隅角部供試体が製作され、Fig.1に示すような方法で単調載荷あるいは交番載荷実験が行われている。供試体の主な諸元および特徴は、以下のとおりである。

- ・フランジ・プレート幅  $B \times$  板厚  $t_f$  : 150mm  $\times$  6mm（各供試体通じて共通）
- ・フランジ・プレートの無次元幅厚比  $R_f$  値 : 0.4、0.5 の2種類
- ・腹板の板厚  $t_w$  : 4.5mm（ $< t_f$ 、各供試体を通じて共通）
- ・隅角部腹板の形状 : 正方形と長方形の2種類
- ・はり・柱の骨組寸法  $\phi$  : 460mm ~ 581mm
- ・供試体の載荷方法 : 単調載荷供試体 K1S, K2R, K7S, K8S（KS7, KS8は面内・面外断面力載荷、 $\theta \neq 0$ ）、交番載荷供試体 K3S, K4R, K5S, K6R

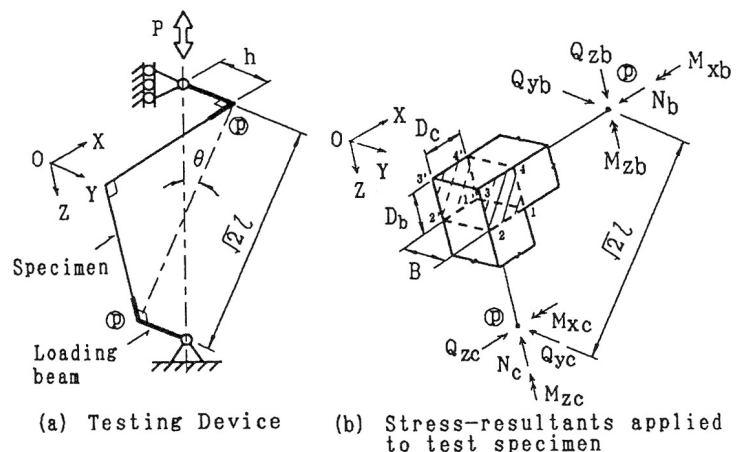


Fig.1 Testing device of beam-to-column connection with box beam and column members

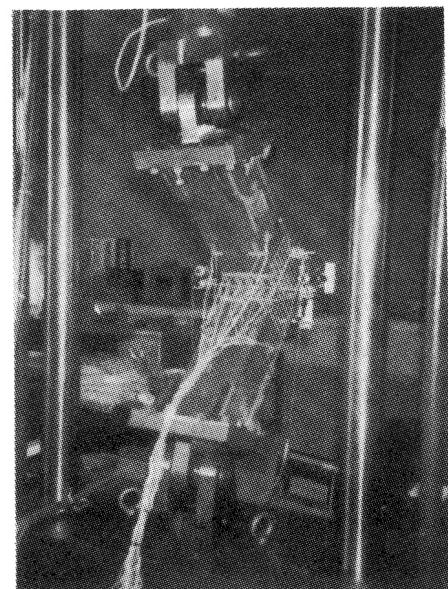


Photo.1 Setup of specimens

(末尾の英字は、S: 正方形腹板, R: 長方形腹板を示す)

この実験では、上述した2つの異なる崩壊形式による隅角部の崩壊のメカニズムの変化を捉えることができるように供試体が設計されている。すなわち、初等ばり理論を用いた Beedle の応力算定法<sup>3)</sup>によると、腹板形状が正方形の供試体では腹板のせん断降伏がフランジ・プレートの曲げ降伏に先行し(以下、せん断降伏先行型という)、また腹板形状が長方形の場合には逆に圧縮側フランジ・プレートの曲げ降伏が先行する(以下、曲げ降伏先行型という)。

なお、実験はいずれの供試体も変位制御によって行われている。供試体K3Sの実験状況を Photo.1に示す。

### ラーメン隅角部の弾塑性崩壊性状

各供試体の実験結果から、荷重  $P$  とヒンジ治具間の鉛直変位  $\delta$  との関係、および、隅角部腹板の平均せん断応力  $\tau_{av}$  とせん断変形角  $\gamma$  との関係を整理し、隅角部腹板のせん断崩壊挙動と部材一般部の曲げ崩壊挙動とが把握できるようにまとめると以下のとおりである。なお、 $\tau_{av}$  および  $\gamma$  値は、それぞれ降伏せん断応力  $\tau_y$  および降伏せん断変形角  $\gamma_y$  で無次元表示し、また、 $P-\delta$  曲線と  $\tau_{av}-\gamma$  曲線上に付けた番号(除荷開始点)および矢印は、互に対応する。

#### (1) 単調荷した隅角部の荷重-変位曲線と腹板のせん断変形挙動

供試体K1S, K2R, K7RおよびK8Sの実験結果を Fig. 2に示す。K1Sの結果は、最大耐力点付近までの曲線しか得られていないが、この供試体は同じ寸法諸元・材料からなる K7S ( $\theta = 0.273\text{rad}$ ) と類似した崩壊形式を呈していたことから、K7S とほぼ同様な実験曲線を呈したと思われる。

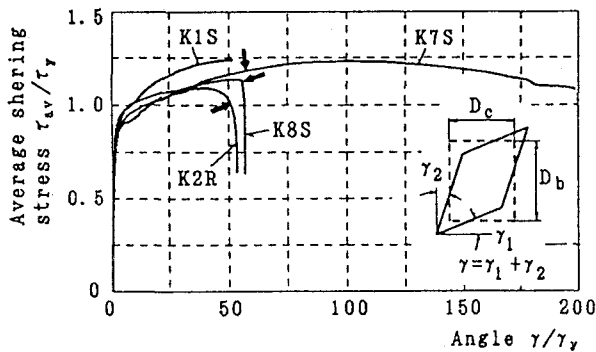
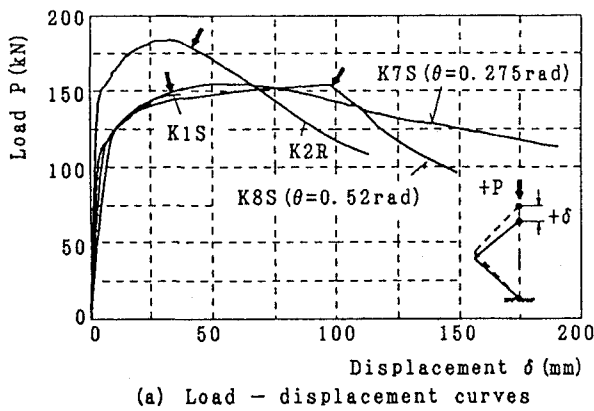


Fig. 2  $P-\delta$  and  $\tau-\gamma$  curves of beam-to-column connections under monotonic loading

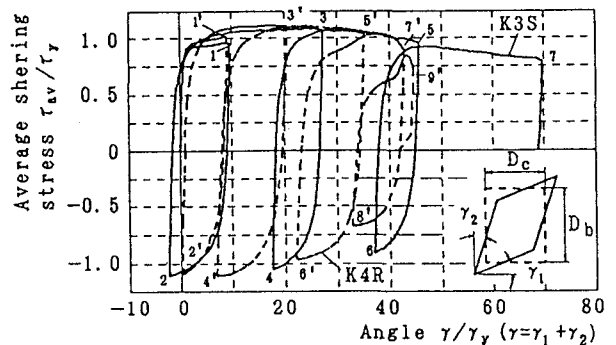
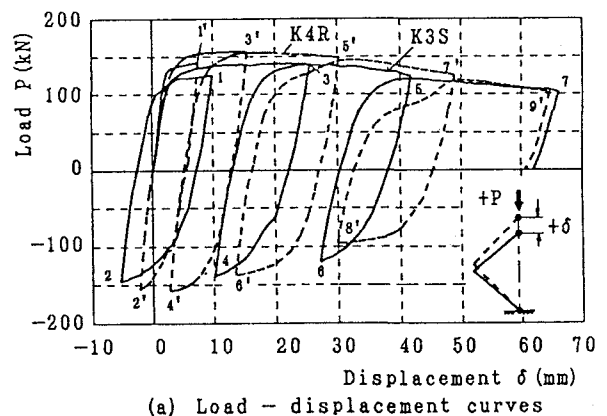


Fig. 3  $P-\delta$  and  $\tau-\gamma$  curves of beam-to-column connections under cyclic loading



まず、同図(a)の $P-\delta$ 曲線からわかるように、K2Rでは $\delta \approx 30\text{mm}$ 、またK8Sでは $\delta \approx 100\text{mm}$ の位置で耐力低下が現れ、その低下の度合はK7Sに比べて大きくなっている。これらの結果を同図(b)の $\tau_{xy}-\gamma$ 曲線に照合すると、K2RおよびK8S( $\theta = 0.52\text{rad}$ )では、矢印で示した荷重段階以後、隅角部腹板のせん断変形がほとんど進行せず除荷が生じている。これは、部材一般部で曲げによる局部座屈が発生し、その箇所に変形が集中しているためであると推測できる。ちなみに、K2RおよびK8Sでは、それぞれ約 $52\gamma$ 、および $60\gamma$ でせん断変形が頭打ちになっている。これに対して、K7Sの $\tau_{xy}-\gamma$ 曲線には、実験の範囲内において、隅角部腹板に除荷は現れていない。

したがって、供試体K57は、部材一般部の局部座屈に起因すると考えられる耐力低下を起こしているが( $\delta \geq 70\text{mm}$ の範囲)、せん断を受ける腹板のひずみ硬化等による耐力上昇のため、急激な耐力低下を伴わない比較的安定した塑性変形挙動を呈しているといえる。K8Sについては、K7Sに比べて大きなねじりモーメントが作用しており、それによる部材一般部腹板の作用せん断応力が大きく<sup>4)</sup>、かつ、垂直応力も作用しているため、隅角部腹板ではなく部材一般部の局部座屈を引き起こしたものと推測できる。これは、ねじりが大きくなる場合には、隅角部腹板のせん断変形をあまり期待できないことを示唆している。

### (2) 交番载荷した隅角部の荷重-変位曲線と腹板のせん断変形挙動

交番载荷した供試体K3SおよびK4Rの実験結果をFig.3にまとめる。

同図(a)のK4Rに着目すると、点5'~9'に至る過程で、 $P-\delta$ 曲線のループが小さくなっていることがわかる。このとき、同図(b)の $\tau_{xy}-\gamma$ 曲線から、 $\gamma$ の増加は点5'~9'の間で緩慢になっており、この時点で部材一般部の局部座屈が大きく進行し始めていることがわかる。これに対して、供試体K3Sでは、変位 $\delta$ の増加とともに $P-\delta$ 曲線のループがやはり小さくなる傾向にあるが、腹板のせん断塑性変形が支配的であるため、K4Rほどは顕著に現れていない。

### (3) 隅角部の崩壊形式について

実験終了後の各供試体を観察し、隅角部の崩壊形式がPhoto.2のように3つに分類されている。すなわち、

Type S: 隅角部腹板のせん断座屈変形が卓越し、交差部の極近傍の内側フランジ・プレートに小さな局部座屈変形が現れた隅角部(同写真(a))。

Type B: 交差部断面から約 $B/2$ 離れた部材一般部の内側フランジ・プレートと腹板に大きな局部座屈たわみが現れた隅角部(同写真(b))。

Type T: 交差部断面から約 $B$ 離れた部材一般部が大きくねじれて、内側フランジ・プレートと腹板に顕著な局部座屈が現れた隅角部(同写真(c))。

上述したせん断降伏先行型・曲げ降伏先行型による各供試体の分類とこれらの崩壊形式とを対応させると、せん断降伏先行型の供試体はType S、曲げ降伏先行型の供試体はType Bの崩壊形式を呈しており、隅角部腹板とフランジ・プレートの曲げ・せん断の初期降伏荷重による分類と崩壊形式との間の相関性は高い。このことから、面内断面力が作用する隅角部に対しては、初期降伏荷重をもとにすれば、耐力低下に影響を及ぼす崩壊形式をほぼ推測できるものと思われる。また、Type Tは、面外断面力が卓越する隅角部で、ねじりモーメントに起因した部材一般部腹板のせん断応力が大きく、隅角部腹板内のそれとの差異が小さい供試体に対応する。なお、本文ではせん断降伏・曲げ降伏先行型の隅角部

の判定方法については詳述しないが、中井・酒造・橋本<sup>5)</sup>によって提示された隅角部の終局強度に関するパラメータ $s_u$ が一つの目安になるものとする。

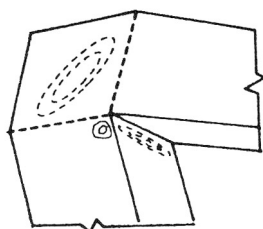
ここで、鋼製橋脚の実績調査<sup>1)</sup>によると、隅角部の交差部断面から少し離れた位置に断面変化点がある場合が多く、この位置で断面性能および材料強度が大きく変化する。すると、崩壊形式 Type B, T の隅角部では、地震時の繰返し力下において、このような断面変化点の付近に局部座屈が集中し、大きな耐力低下を引き起こすことが考えられる。この点は、隅角部とより広範囲の部材一般部を含む変断面部材を対象として検討する必要がある。

#### (4) 隅角部腹板のエネルギー吸収分担特性

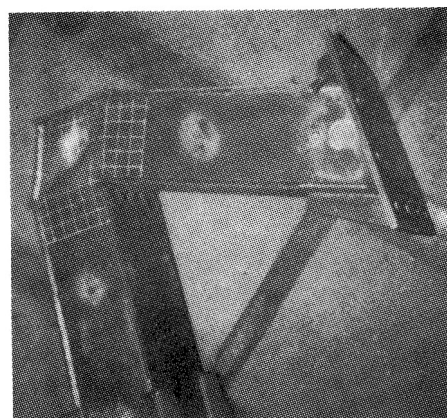
供試体の塑性変形が大きく進行した状態でも、隅角部腹板のせん断変形挙動は、その平均せん断応力 $\tau_{av}$ -せん断変形角 $\gamma$ 関係で近似できると仮定すると、交番載荷された供試体 K3S および K4R の隅角部腹板の吸収エネルギー分担について、Fig. 4 が得られる。ここに、 $W_T$ ：供試体の全エネルギー吸収量、 $W_w$ ：隅角部腹板のせん断変形によるエネルギー吸収量である。

同図 (a) からわかるように、崩壊形式 Type S の場合（供試体 K3S）、 $W_T$  に対する  $W_w$  の割合は約 80% 程度であり、変位  $\delta$  の増加につれて若干小さくなる傾向にある。

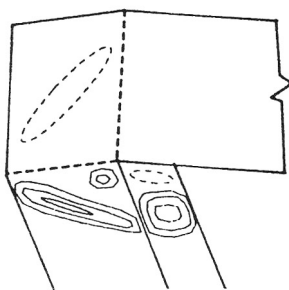
一方、同図 (b) の K4R では、せん断変形が頭打ちになる状態（点 6' ~ 7'、Fig. 3(b) 参照）までは K3S と同様な傾向にあるが、それ以後  $W_w$  はほぼ一定値に留まり、塑性変形が部材一般部に集中していることがわかる。この種の隅角部では耐力低下が大きく現れることを



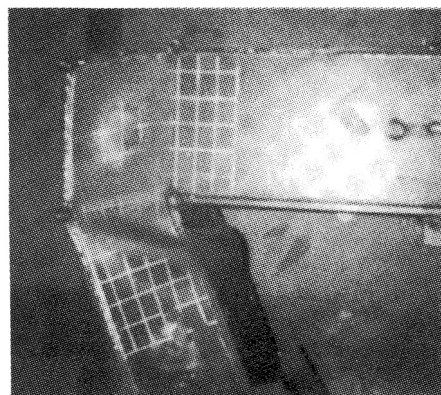
Specimens  
K1S, K3S, K5S  
and K7S



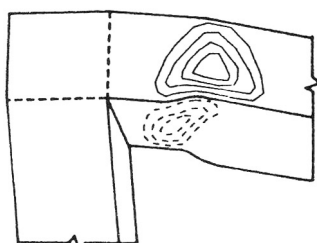
(a) Shear type of collapse (Type S)



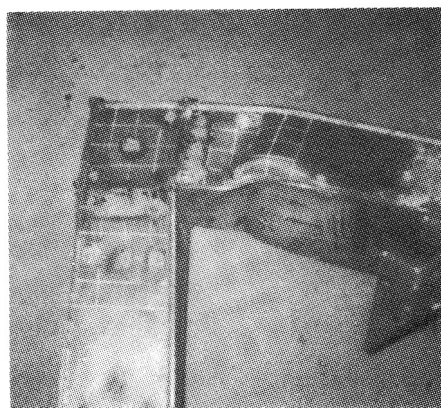
Specimens  
K2R, K4R  
and K6R



(b) Bending type of collapse (Type B)



Specimen  
K8S



(c) Torsion type of collapse (Type T)

— : Outside of cross-section } Local buckling  
--- : Inside of cross-section } wave

Photo. 2 Collapse types of beam-to-column connections with box cross-section

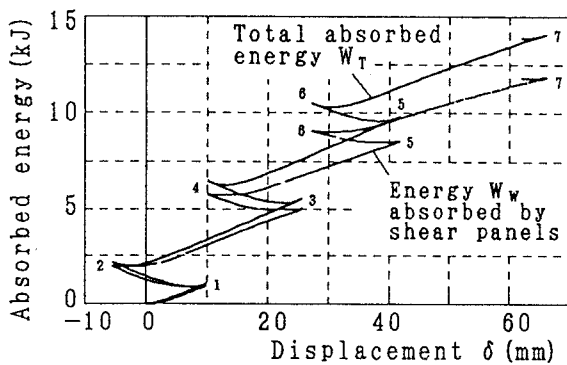
考えると、部材一般部、とくに圧縮側フランジ・プレートの局部座屈が交差部の極近傍に留まることにより、エネルギー吸収を隅角部腹板に期待できる崩壊形式 Type S の隅角部が耐震上有利であるといえる。また、崩壊形式にかかわらず、部材一般部の局部座屈による耐力低下が現れるまでは、隅角部腹板がエネルギー吸収に寄与する割合が大きい。この点は、隅角部を含むラーメン部材としての実験・解析を通じて検討していく必要がある。

### まとめ

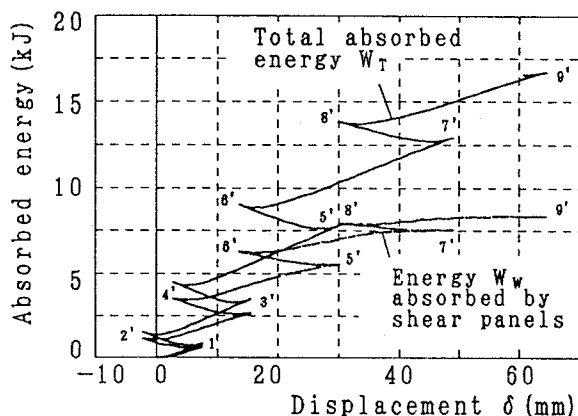
以上から、地震時のように非弾性域で交番荷重を受ける隅角部に対しては、部材一般部の局部座屈の進行が緩慢で、エネルギー吸収を隅角部腹板に期待できる Type S のせん断卓越型の隅角部が有利であると結論できる。ただし、この種の隅角部では、その腹板に塑性変形が集中してラーメン構造全体の地震時変形挙動に少なからず影響を及ぼすと考えられるため、より広範囲にわたるラーメン柱の実験・数値解析等を通じて、隅角部の損傷評価の方法を模索し、安全かつ合理的な部材断面構成の方法を検討していく必要がある。

### 参考文献

- 1) 中井 博、河井章好、吉川 紀、北田俊行、酒造敏廣：鋼製ラーメン橋脚の実績調査（上）、（下）、橋梁と基礎、Vol. 16、1982年6月、pp. 35~40、および、Vol. 16、1982年7月、pp. 43~49。
- 2) Beedle, L. S., Topbactsoglou, A. A and Johnston, B. G.: Connections for Welded Continuous Portal Frames, Progress Report No. 4, Part I and II, Welding Journal, Vol. 30 (7), Research Supplement, July 1951, pp. 359s-384s and Aug. 1951, pp. 359s-384s.
- 3) 酒造敏廣、事口寿男：鋼製ラーメン隅角部の崩壊性状と変形性能に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol. 37(A)、土木学会、1991年3月、pp. 121~134。
- 4) 街道 浩：面内・面外荷重を受ける鋼製ラーメン隅角部の応力計算について、川田技法、Vol. 9、1990年1月、pp. 140~149。
- 5) 中井 博、酒造敏廣、橋本良之：せん断遅れ現象を考慮した鋼製ラーメン隅角部の限界状態設計法について、土木学会論文集、No. 455/I-21、pp. 95~104、1992年10月。



(a) Shear type (Specimen K3S)



(b) Bending type (Specimen K4R)

Fig. 4 Variation of energy absorbed by shear panels with collapse types of beam-to-column connections

#### 4. 3 サブストラクチャーハイブリッド実験

本節では、剛製箱型橋脚の複合繰返し応力下における極限耐力や変形性能を実験的に解明し、2層フレーム剛製道路橋の複合応力下での弾塑性挙動を実験的に追求し、耐震性評価を行うことを目的とした。そのため、箱型断面を構成する供試体の材料特性や、補剛材の剛比 ( $r/r^*$ ) を変えるとともに部材端における軸力、モーメント、せん断力の組み合わせ応力下での繰返し載荷実験、およびサブストラクチャーハイブリッド実験を行った。以下、実験概要を結果について述べる。

##### 4. 3. 1 材端3自由度載荷装置による静的繰返し実験

実験概要と供試体 実験における載荷形式を図4.3.1に、供試体の断面図を図4.3.2に示す。供試体の使用鋼材は、フランジ、ウェブには板厚3.2mmで降伏応力が $3200\text{kg/cm}^2$  (A、Bタイプ)と $2000\text{kg/cm}^2$  (Cタイプ)のものを用い、補剛材は板厚4.5mmで降伏応力が $2000\text{kg/cm}^2$ のものを用いた。ケース1では、軸力による応力が降伏応力の16%に相当する一定軸力をかけ、部材軸直角方向に繰返し載荷した。ケース2では、一定軸力に加え、材端に全塑性モーメントの35%に相当する一定モーメント ( $M_c$ ) をかけた状態で、水平方向に繰返し載荷した。各ケースでの載荷状況および極大、極小振幅時のM図を図4.3.3に示す。また、補剛材は縦補剛材の必要剛比を変化させた。これらを表4.3.1にまとめて示す。

表4.3.1 試験供試体の概要

Specimen	縦補剛材	横補剛材	$r/r^*$	$\sigma_s$	一定軸力 $P_v$ (tonf)	一定モーメント $M_c$ (tonf × cm)
A 1	1	2	1	3000	1.7	0
A 2	1	2	1	3000	1.7	300
B 1	1	2	3	3000	1.8	0
B 2	1	2	3	3000	1.8	300
C 1	1	2	1	2000	1.1	0
C 2	1	2	1	2000	1.1	300

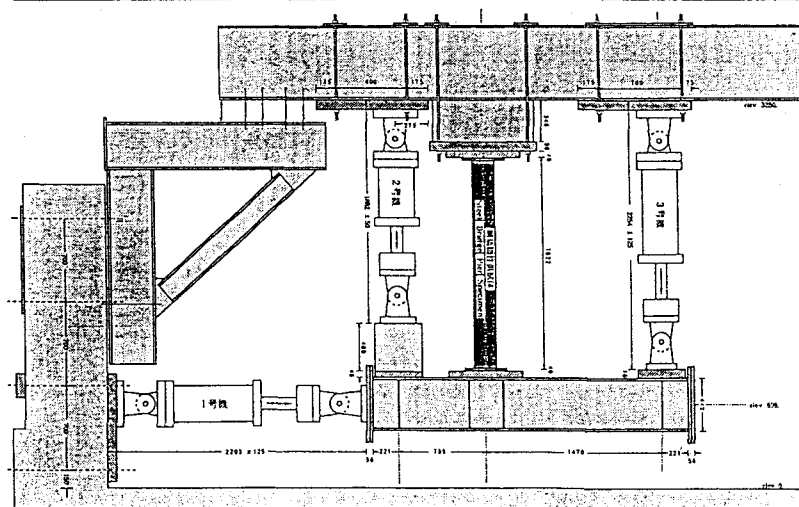
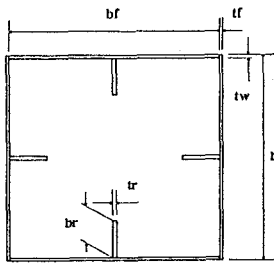


図4.3.1  
3自由度載荷装置



Specimen	Region	Size (mm)
All	Length	1680.
	Flange Size bf*tf	230.*3.2
	Web Size bw*tw	230.*3.2
A and C	Rib Size br*tr	27.*4.5
B	Rib Size br*tr	41.*4.5

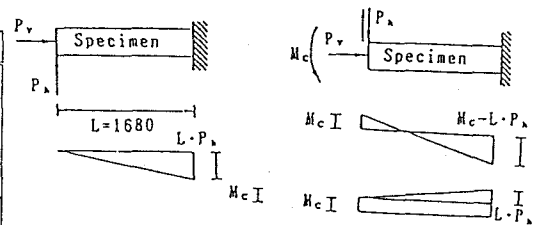


図4.3.2 供試体の断面図

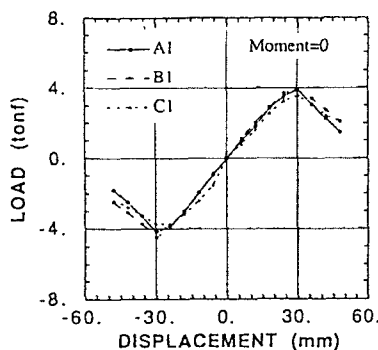
図4.3.3 載荷形式とM図

**実験結果 1) 耐荷力** 図4.3.4に水平反力の各サイクルごとの反力の包絡線を示す。これよりAタイプとBタイプを比較した場合、同じ材料特性では補剛材の剛比  $r/r^*$  の値の大きいもののほうが強度の低下の割合は小さい。また、図4.3.5にA、Cタイプの供試体上端より10cmにおける断面での曲率-モーメント図を示す。これより、正側の変位領域において同一のモーメント (500ton-cm) が加かった時の曲率の塑性化がA1は極めて大きいことから、非常に大きな変形を起こし耐荷力を急激に低下させているものと考えられる。これに対し、C1は、曲率の値の伸びが小さく耐荷力の低下の割合は小さいと考えられ、このため最大強度を示した以後の塑性域のサイクルでA1とC1の包絡線が逆転しており、Cタイプのほうが強度は低いがじん性が大きいといえる。

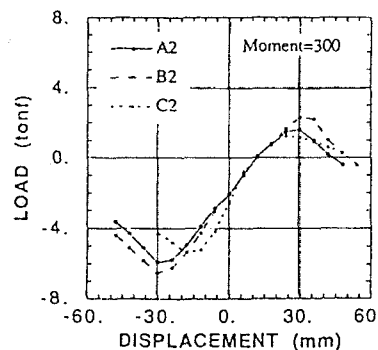
**2) 材端モーメント下での実験の包絡線** 正側の変位領域ではケース2よりもケース1のほうが大きい。これは、加える水平力によって生じるモーメントが、あらかじめ載荷してある一定モーメントと同じ向きであるため、極めて大きい曲げ応力が圧縮側フランジに生じて、この方向の水平力に対する耐荷力を下げていると考えられる。負側の変位領域では、ケース2の方が大きい。これは、この方向の水平力の載荷によって、 $M_c$ を解放するため、仮に正側の変位領域で座屈したとしても、その変形を回復するためと考えられる。

**3) 等価粘性減衰定数** 履歴復元力特性の1サイクルごとの等価粘性減衰定数を図4.3.6に示す。A1、B1はともに供試体の最大強度となるサイクルまでは等価粘性減衰定数の増加の割合は小さいが、最大強度以後のサイクルでは増加の割合は急激に大きくなる。また、材料強度が高く、従って最大強度の大きいもののほうが等価粘性減衰定数の値が小さいという結果が得られた。

**4) 剛性比** 各サイクルの等価剛性を第1サイクルの等価剛性で無次元化したものを図4.3.7に示す。図より、Aタイプ、Bタイプは最大強度が生じる前のサイクルまでは剛性を保っているが、最大強度が生じた以後のサイクルにおいて急激に低下していることが分かる。また、C1は、第2サイクル以後低下をしているが、これは第2サイクルにおいて既に塑性域に達しているためである。

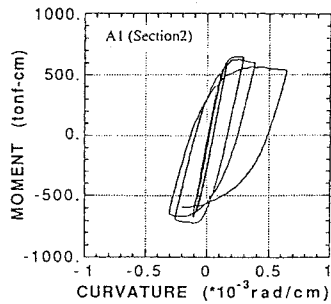


(a) 材端モーメントなし

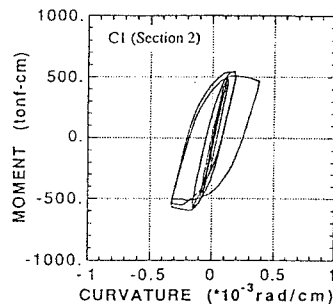


(b) 材端モーメントあり

図4.3.4 包絡線



(a) 高強度鋼材 (Aタイプ)



(b) 低強度鋼材 (Cタイプ)

図4.3.5 曲率-モーメント

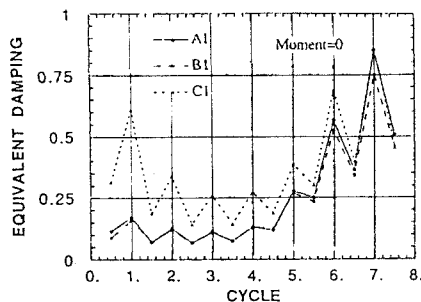


図4.3.6 等価粘性減衰定数

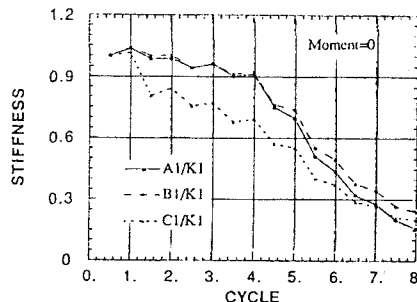
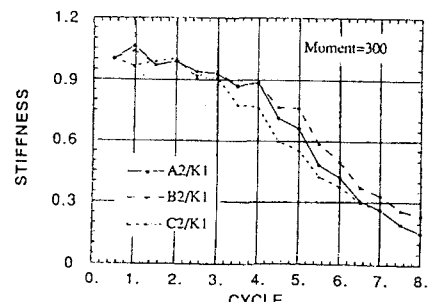


図4.3.7 等価剛性比



#### 4. 3. 2 サブストラクチャーハイブリッド実験

**実験概要と供試体** 実験における載荷形式を図4.3.1に示す。供試体は、静的繰返し載荷実験において用いたものと同様の薄肉鋼製箱型供試体を用いた。構造全体系として、図4.3.8に示すような、2層フレーム鋼製箱型道路橋をモデル化し、軸力一定下で1層柱部分を実験し、2層部分は数値計算を行い、全体系をオペレータ・スプリッティング法による数値解析を行うことによりサブストラクチャーハイブリッド実験を行った。また、図4.3.8に示すように供試体下端部から50mm、100mmの断面をSection A、Bとし、供試体上端部から100mm、50mmの断面をSection C、Dとした。ただし、実験供試体は上下逆の型で載荷している。図4.3.9に本実験のフローチャートを示す。数値解析部の復元力特性は、柱部材は弾性として、桁部材はバイリニアモデルとして数値計算を行った。また2層部分の柱部材の剛性は、実験供試体と等しく、桁部分の剛性は、桁部分の剛性の変化による影響を見るために、柱部材の剛性と等しい場合(ケース3)と、柱部材の剛性の2倍の場合(ケース4)の2ケースを実験した。質量は、実際の構造物との相似性を考慮し、モデルの1次モードの固有周期が約0.7秒になるように設定した。入力地震動は、El Centro地震(1940)のNS成分を用い、最大加速度を一定倍することで200.galとし、30秒間の地震応答を調べた。また積分時間間隔は $\Delta t=0.02$ 秒とし、数値解析を行った。

**実験結果と考察** 図4.3.10にケース3とケース4の1層と2層の相対変位の時刻歴、また1層柱部材すなわち実験部の部材端における回転角および、曲げモーメントの時刻歴を示す。ケース3では、ケース4に比べて桁部材の剛性が小さいために、拘束効果が少なく1層と2層の相対変位の差が大きい。またケース4では、桁の剛性により、柱の回転角が拘束されるために、回転角はケース3に比べて小さくなっているが、モーメントは逆に大きくなっている。図4.3.11に供試体の正負両方向の最大変位時における曲率分布を示した。桁部の剛性の差により、ケース3では供試体下端部でのみ大きな変形が生じているのに対

し、ケース4では供試体の下端部および上端部でも大きな曲率の増大が起こっている。図4.3.12および図4.3.13には、供試体の各断面で測定したケース3とケース4のモーメント-曲率関係の図をそれぞれ示した。ケース3では供試体下端部(Section A、B)でのみ大きな変形が起こっているのに対し、ケース4では供試体下端部および供試体上端部(Section C、D)の両端で、大きな変形が起こっている。ケース3、ケース4ともに供試体下端部では最大モーメントに至る弾性域までは、ほとんど直線的に挙動し、最大モーメント以後急激に曲率は増大し、座屈している。しかしそれ以後はまた曲率0に近い状態にまで戻っている。しかしケース4の供試体上端部では最大モーメントまでは同様に直線的に推移しているが、最大耐力以後急激に座屈し、それ以後、塑性変形が戻らなくなっている。

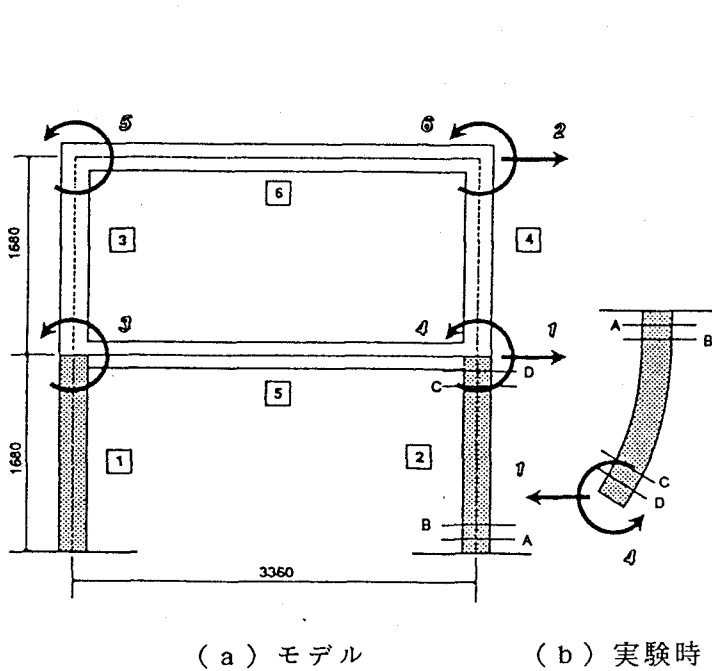


図4.3.8 2層フレーム剛製箱型道路橋モデル

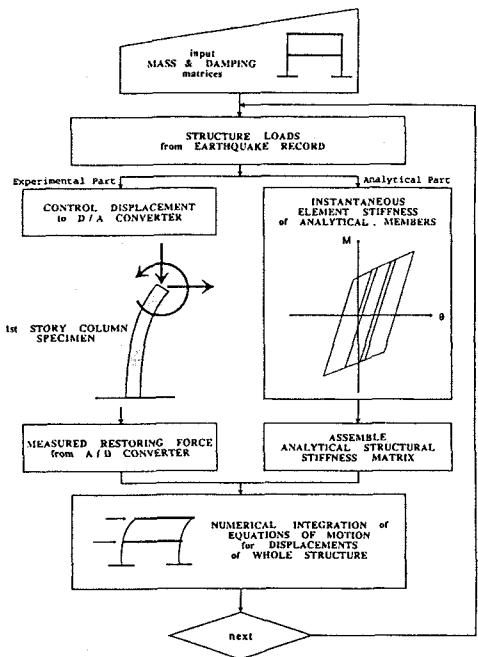


図4.3.9 フローチャート

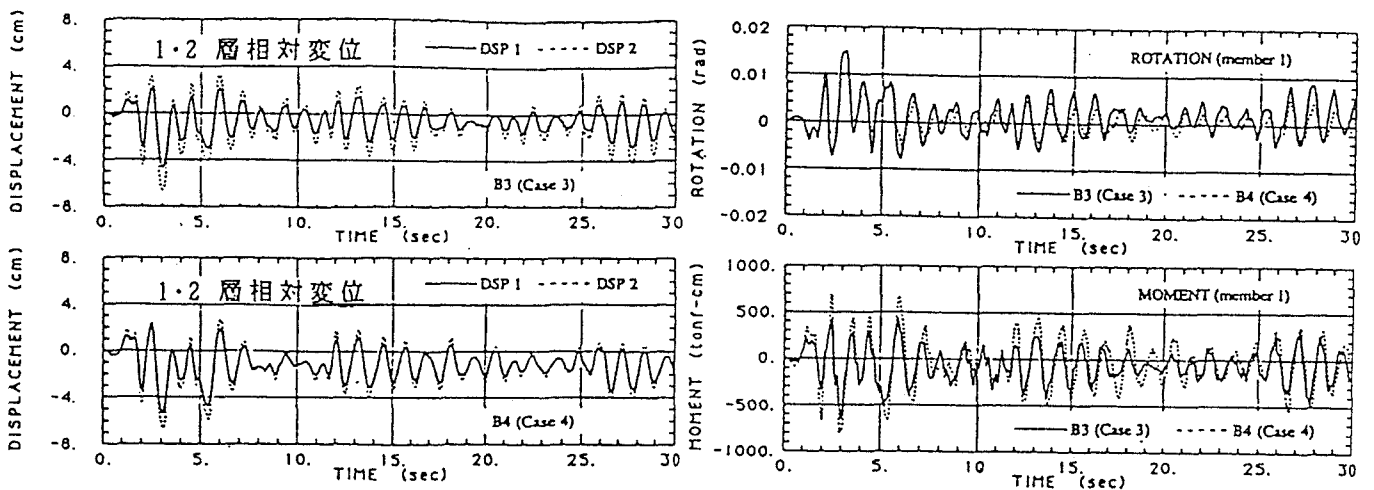


図4.3.10 時刻歴

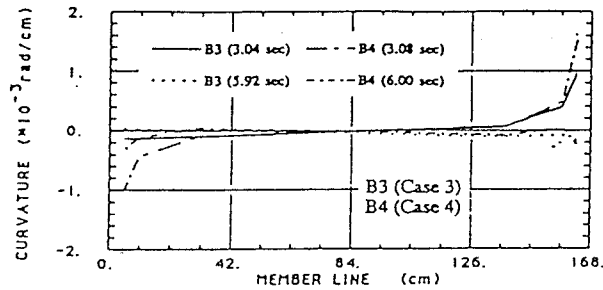


図4.3.11 最大変位時における曲率分布

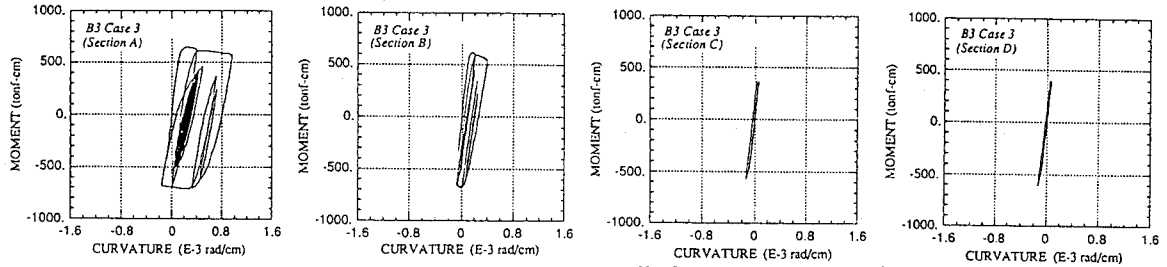


図4.3.12 モーメント-曲率 (ケース3, 桁剛性小)

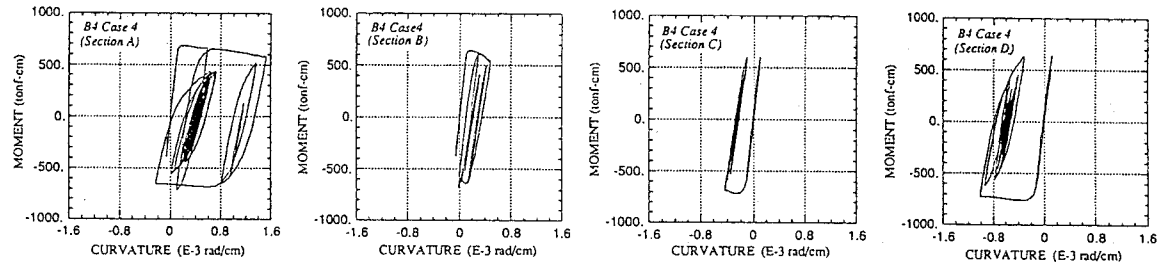


図4.3.13 モーメント-曲率 (ケース4, 桁剛性大)

#### 4. 3. 3 結論

- 1) 供試体の最大強度、および塑性域での耐荷力の低下の割合には補剛材の剛比  $r / r^*$  がかわっており、 $r / r^*$  の値を大きくすると最大強度、およびじん性を増加させることができ、より耐震性のある部材となる。
- 2) 3自由度実験では一定モーメントを載荷している方向と同方向に、水平力を加えた場合、一定載荷モーメントと同じ向きであるため、極めて大きい曲げ応力が生じ耐荷力は低下し、逆方向に水平力を加えると一定載荷モーメントを解放するため耐荷力は増加する。
- 3) 最大強度の大きいもののほうが等価粘性減衰定数の値が小さいという結果より、部材の塑性域での耐震性を考える場合、耐荷力だけでなく塑性変形によるエネルギーの消費をも考慮にいれなければならない。
- 4) 2層フレーム道路橋モデルの桁部材の剛性を大きくすると、2層部分での水平変位量は剛性が小さい場合よりも少ない。また桁部分でも塑性変形は小さいために、1層橋脚部分でのみで塑性化が進みエネルギー吸収が大きくなる。
- 5) 2層フレーム道路橋モデルの桁部材の剛性を大きくすると、桁部材が回転変位を拘束するために、供試体の上端部でのモーメントは大きくなる。従って供試体の上端部および下端部の両端で逆対称のモーメント分布となり、供試体の両端での曲率が大きくなる。
- 6) 2層フレーム道路橋モデルの桁部材の剛性が小さい場合には、水平変位は大きくなるが、部材端の曲げモーメントは小さくなる。従って、1層柱部材基部には水平力によるモーメントが集中して大きくなるために、実験供試体上端部においてのみ曲率が大きくなる。



## 4.4 繰り返し載荷時限界状態に基づく設計の考え方

### 4.4.1 終局限界状態と耐震設計

合理的で信頼度の高い設計の実現をめざして、限界状態設計法が提案されている<sup>1)</sup>。これは将来に向けての望ましい枠組みといえるが、鋼構造物の限界状態が十分に解明され、これに対する適切な定義ならびに評価・予測方法が与えられたときはじめて有意義に機能し、所期の目的を果たすことができよう。しかしながら、いま私達が、構造物の終局限界状態をどれほどの確に把握できているといえるであろうか。材料レベルで起きる破壊にしても、超高層建築物がいったいどのような過程を経て崩壊に至るのかについても、必ずしも十分な解明が成されているとは見えないのである。

わが国の建築耐震設計は、長年用いられてきた静的震度に基づく弾性限界設計法から脱皮し、動的効果とエネルギー等価律に基づく設計用地震力の評価法と、塑性極限解析の考え方を部分的に取り入れた新耐震設計法に移行した<sup>2)</sup>。これは、構造物の耐震性能を、弾性限のみならず終局限界状態をも意識し、弾性限以後の耐力と変形能力を積極的に取り入れて評価しようとする考え方に従うものである。

塑性変形域まで含めた終局限界状態を基準として構造物のもつ耐震性の大きさを評価し、これを機軸に耐震設計を行なおうとする思想を最初に提唱したのは棚橋諒であった<sup>3)</sup>。構造物が倒壊または破壊に至るまでに吸収し得るエネルギーの大きさ、すなわちエネルギー容量を耐震性の評価尺度にとり（図4.4.1参照）、地震時に地盤から構造物に流入すると見込まれるエネルギーのレベル以上に構造物のエネルギー容量を確保するように設計すればよいとする考え方である。

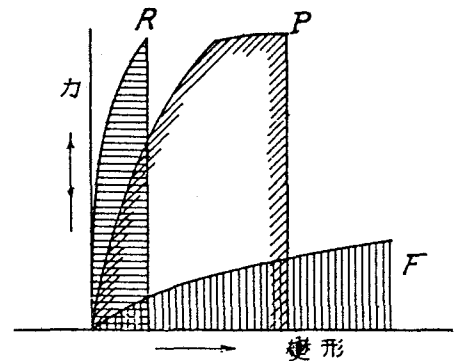


図 4.4.1

また更に、地震の破壊力は地動の最大速度の2乗に比例し、構造物に流入するエネルギー量がこれによって規定されるという仮説を唱えた。当時の建物といえば、そのほとんどが現在の感覚でいえば極く低層の建物であった。棚橋は、これらの建物を倒壊に導くのは地震波の中に含まれる1波か2波の破壊的な衝撃波成分であると直感し、これを推論の基礎に据えたのである。衝撃力の力積に相当する初速度が与えられることによって、構造物はその初速度の方向に単調に変形を増し、これが終局限界を超えれば崩壊するし、超えなければ崩壊を免れる。たとえて言えば、安定領域の外まで旅をするのに必要な最小限の交通費がわかっているとき、与えられた旅費がこの最小限より少なければ旅人は不安定領域に踏み込むことはできないというのと同じ道理である。この道理自体は極めて単純かつ明快であり、疑問の余地はないであろう。しかし、ここで問題となるのは、必要最小の交通費と、入手可能な旅費の最大額をはたして十分正確に評価できるかどうかという点である。旅費、すなわち入力エネルギーに対して妥当な上限値が仮に与えられているとしても、必要最小交通費、すなわち安定限界に達するまでに構造物が吸収し得るエネルギーの最小値の評価を誤れば、不安定領域に達してしまう可能性も出てくる。考えもしなかった近距離

ルートがあったり、格安運賃の交通機関が見落とされていた場合など、存外の事態が起こり得ることになる。つまり、エネルギー収支の考え方そのものは極めて合理的であるのだが、運用に際してエネルギー評価を誤らぬことが何よりも肝要である。

建造物のエネルギー容量を適切に評価するには、建造物が崩壊に至るまでの変形の道筋を正しく知る必要がある<sup>\*1</sup>。棚橋は、地震によって単一の変形モードが1方向に単調に進行して倒壊するような建造物を主として想定し、これに対してエネルギー概念に基づく耐震設計法を最初に提案したであろうことが論文<sup>3)</sup>から読み取れる(図4.4.2 参照)。

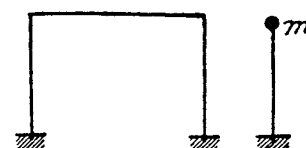


図 4.4.2

一方、倒壊がこのような形式で起こらない建物に対しては、このような耐震設計法の適用が容易でないことも十分認識の中にあつたらしく、その後棚橋は高層建築物の地震時応答や終局状態に関心をもって多くの研究を展開している。特に、晩年になって、中村恒善、石田修三らと共に、当時ようやく大規模計算が可能になってきた電子計算機を駆使して、塑性変形、大たわみ効果を考慮にいった履歴応答解析をおこない<sup>5)</sup>、崩壊過程の実像に近づこうとしたことは深い示唆を含んでいるように思える。

多層の建物であっても、崩壊に至るまでの変形の道筋を特定できるような建造物を設計すれば、エネルギー評価が的確に行われ、エネルギー収支の考えによって安全性を検定できるという考えもありうる。塑性ヒンジを指定された位置に確実に生じさせる設計法もこの主旨に従うものである。加藤勉、秋山宏<sup>6)</sup>は、エネルギー吸収すなわち損傷が特定の層に集中せず、できるだけ均等に分散するような層の耐力分布を提案している<sup>\*2</sup>。また、柱が弾性域にあって、全層の梁端部に塑性ヒンジが生じることによって崩壊機構が形成されるように設計された、いわゆる梁降伏型骨組は、実質的に1自由度モデルと見なしうる挙動を示すと考えられ、エネルギー吸収も各層に分散されるので耐震性に優れていると一般に理解されている。

#### 4.4.2 対称限界理論からのアプローチ

以上で述べてきたように、建造物の塑性変形がほぼ単一のモードを保って生じるような場合、つまり、建造物を実質的に1自由度モデルと見なし得る場合には、崩壊に至るまでの変形の道筋も把握しやすく、耐震性の評価も比較的容易に行えよう。しかし、繰り返し载荷のもとで建造物が呈する塑性変形過程は、決して単一モードの単純なものばかりとは限らない<sup>\*3</sup>。筆者らは、振幅が連続的に増加する完全両振り曲げを受ける柱材 (beam-

\*1 地震によって建造物に注ぎ込まれるエネルギーの総量については、Housner<sup>4)</sup>が弾性系の速度応答スペクトルを用いてこれを定量化する方法を提案し、弾塑性系の損傷に寄与するエネルギー入力総量は弾性系へのそれとほぼ一致すると説いた。この説は、その後多くの研究者によって、実用上十分な精度で成立することが実証されている。

\*2 更に、繰り返し载荷時の荷重変形関係が一方単調载荷時のそれと単純な法則で対応づけられる場合があることを指摘し、これを利用して交番塑性変形を受ける場合のエネルギー容量を評価する方法を提案している。

column) 繰り返し載荷に特有の臨界現象を見だし、対称限界 (symmetry limit) および定常状態限界 (steady-state limit) と名付けた<sup>7)</sup>。これらの限界を境に、柱材にはそれまで生じていたものとは異なる2次的モードの塑性変形成分がにわかに出現したり、発散的に成長したりするのである。

対称限界および定常状態限界は、弾塑性安定限界<sup>8)</sup>やシェイクダウン限界など、従来知られていた如何なる限界状態とも本質的に異なり、既往のどのような理論を用いても予測できない。そこで、繰り返し載荷による履歴挙動の解析を行わずにこれらの限界を求めることができる理論を新たに構築した。これらは、対称限界理論<sup>7),9)</sup>及び定常状態限界理論<sup>10)</sup>と呼ばれる。これらの理論では、繰り返し載荷振幅の増加に伴う定常状態の連続的変化を考え、この変化を定常状態経路 (steady-state path) と呼ぶ概念で表わす。対称限界は定常状態経路の分岐点 (bifurcation point) として、定常状態限界は極限点 (limit point) としてそれぞれの予測解を求めることができる。

#### 4.4.3 多層平面骨組の対称限界

これらの限界は、座屈点などと同様に、一つの柱材ばかりでなく、繰り返し塑性変形を受ける種々の構造物において広く現われる臨界点である。骨組構造物においてもこれらの限界が存在し、繰り返し載荷の下でさまざまな変形モードが発生して崩壊に至ることがわかってきた。ここで、その一例として梁降伏型の多層多スパン均等骨組に現われる限界を示してみよう<sup>11),12)</sup>。単位骨組を図4.4.3のように取り出し、柱頂部に一定鉛直荷重と完全両振り水平強制変位を作用させる。対称限界理論を適用すれば、ある限界値  $N_{sl}$  より大きい鉛直荷重の下では、弾性限を超える振幅の下で繰り返し水平変位を与えると、全層を貫く柱が弓形にはらみ出す変形モードが発生すると予測される<sup>11)</sup>。梁端に生じる塑性ヒンジが完全塑性ヒンジであるとした場合の  $N_{sl}$  は、骨組からすべての梁を取り除いて得られる柱のオイラー座屈荷重に一致する。この理論予測を検証するために、図4.4.4のような有限要素モデルを用いて履歴挙動の数値解析を行

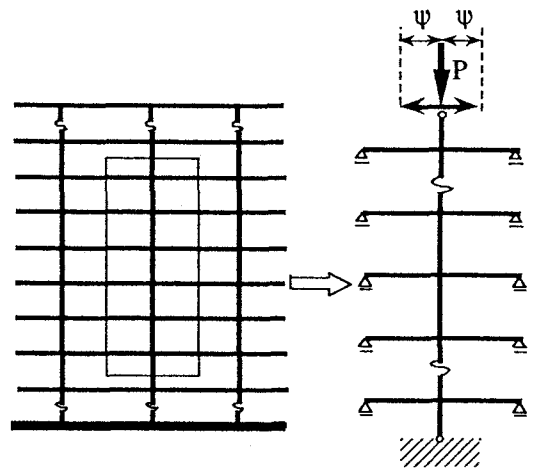


図 4.4.3

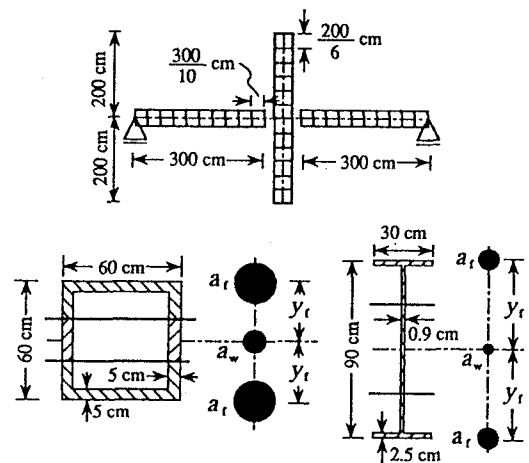


図 4.4.4

\*3 崩壊に至るまでの変形の道筋が明かでない場合には、エネルギー収支による終局限界設計を行うことは適当でないと考えられる。多少安全側に過ぎるとしても、レベル2地震時の応答が、水平剛性が正の値をもつ範囲内か、中村恒善らが提案している<sup>15)</sup>履歴安定限界内に留まるように設計を行うのが賢明であろう。

った。 $N_{sL}$ の理論予測値は $0.27547N_y$ であり、図4.4.5は限界値より小さい $N=0.27N_y$ の結果であり、図4.4.6は限界値を超える $N=0.30N_y$ の結果である。各図の(a)は、頂点の水平力と水平変位の関係、すなわち復元力特性曲線を表し、(b)は、変位反転時のたわみ状態を約6倍に拡大して示してある。 $N=0.27N_y$ のときは、微小変形理論から予想されるとおり、全層にわたって全く同一の変形が繰り返される図4.4.5(b)のような変形モードが生じ、この変形が正負交互に繰り返される。しかも、2、3サイクル後には、同じ変形過程が毎サイクル繰り返される、いわゆる定常状態に収束している。一方、軸力が限界値を超える $N=0.30N_y$ のときには、 $N=0.27N_y$ のときには現れなかった弓形モードの変形が図4.4.6(b)に示されるように現れ、やがて柱にも塑性ヒンジが生じ、その後復元力特性は図4.4.6(a)のように急激に劣化していく\*4。この载荷条件の下でのエネルギー吸収能力について両者を比較すれば、前者は無限大であるのに対し、後者は有限である。このように、軸力だけが僅かに異なる条件下で、この骨組は全く異なる履歴変形性状を示すのである。

つぎに示す例は、図4.4.7に示された2層1スパン平面骨組である。第2層の柱頭と第1層の梁中央に一定鉛直荷重を作用させ、骨組の頂点に一定振幅繰り返し水平変位を与える。図4.4.8、図4.4.9は、鉛直荷重の総和が同じであり、梁荷重と柱頭荷重の比率だけが僅かに異なる2つの場合の挙動の数値解析結果を示している。梁荷重の比率が小さい図4.4.8に示された場合の挙動は、繰り返し载荷によって耐力が次第に上昇し、シェイクダウンが生じている。一方、梁荷重の比率が僅かに大きい図4.4.9の場合には、第1層梁中

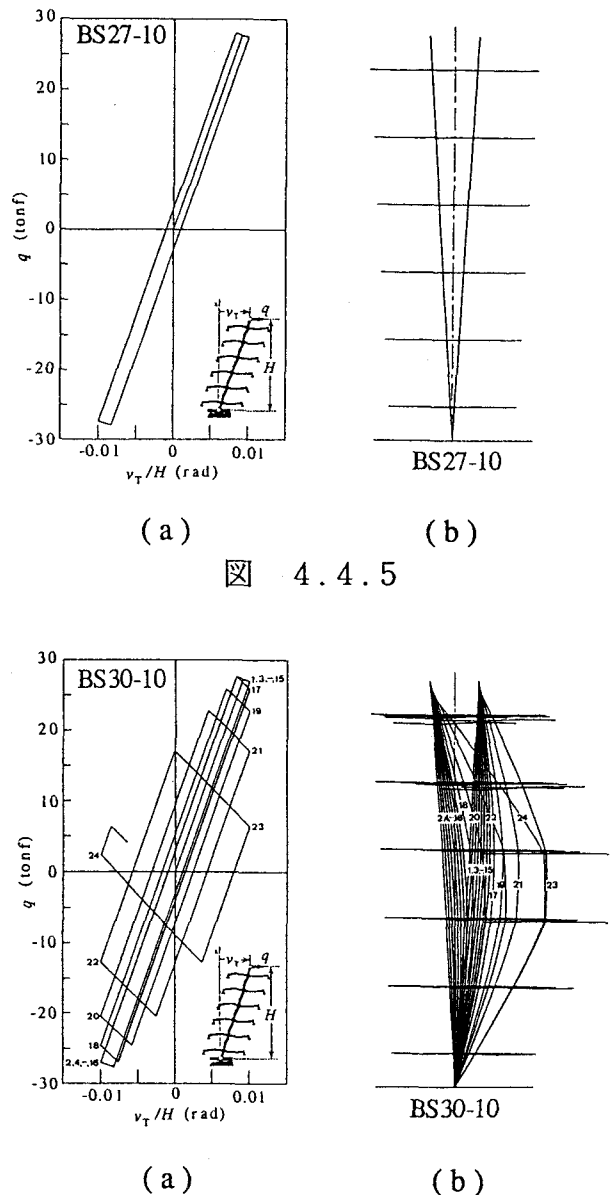


図 4.4.5

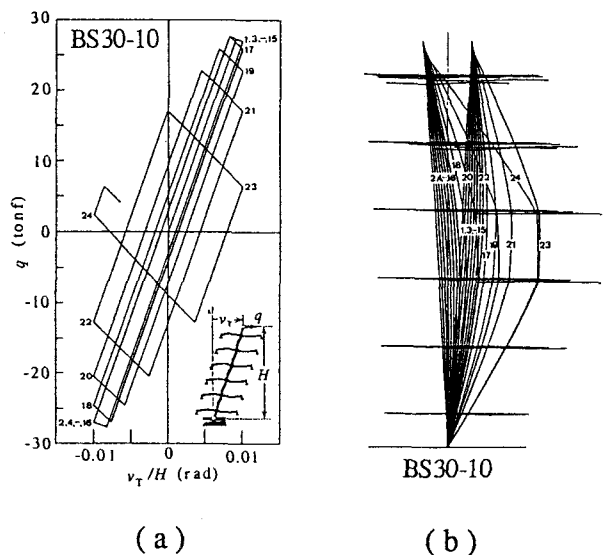


図 4.4.6

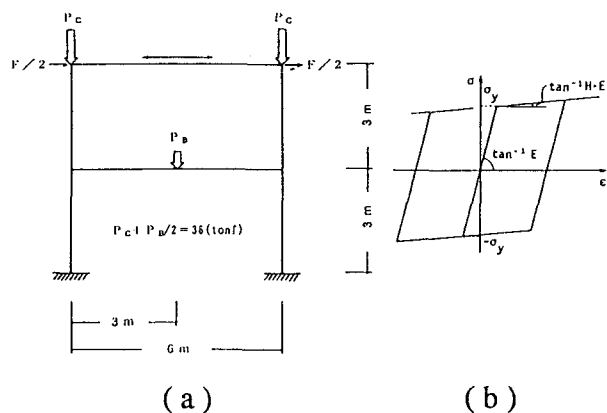
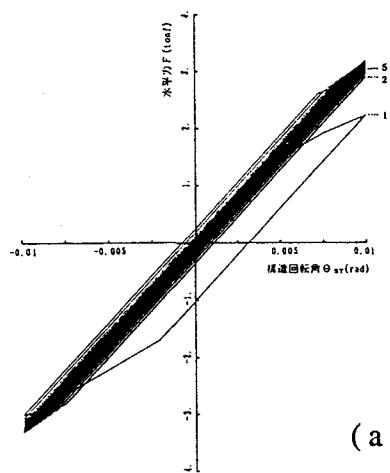
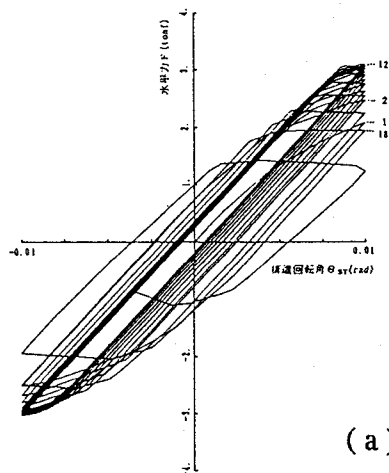


図 4.4.7

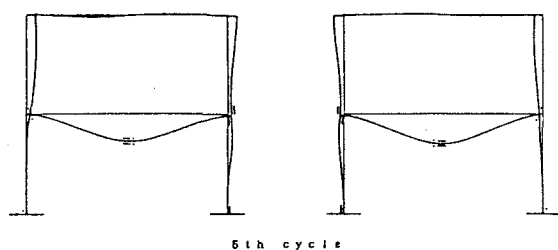
\*4 ただし、この問題では、柱の弓形変形は単調载荷のときにも発生し得る。



(a)



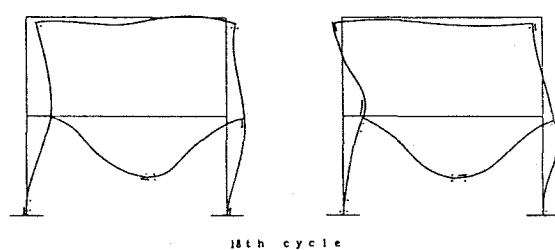
(a)



6th cycle

(b)

図 4.4.8



18th cycle

(b)

図 4.4.9

中央の鉛直変位と、これに伴う左右柱の「く」の字形変形が限りなく進行して崩壊に至っている。

繰り返し荷重によってこのような臨界現象が現れる例は、他にも数限りなくあると考えられる。ある繰り返し荷重の下で崩壊までに吸収されるエネルギーが、これに対応する単調荷重に際して吸収されるエネルギーよりも小さい値をとる場合も既にいくつか示されている。また、以上のような劣化挙動は、塑性変形および大たわみの影響をともに考慮にいった正確な解析<sup>13),14)</sup>を骨組モデルに対して行ったとき、はじめて捉えることができる現象である。

#### 4.4.4 静的限界状態と動的限界状態

対称限界理論や定常状態限界理論によって予測される変形モードが構造物の動的変形過程においても発生し、類似の臨界現象が現れるであろうか。もし図4.4.3の骨組が、水平力の大部分を負担する主構造に対し、その頂点で接続した付属構造部であるとすれば、主として主構造物の特性によって決まる水平変位を強制的に受けることになる。このような場合には、動的限界状態は静的限界状態とほぼ良く対応するであろう。これに対し、図4.4.3の多層多スパン骨組が、それ単独で正負交番の地動波を受けた場合、どのような応答を示し崩壊に至るであろうか。また、静的限界状態が何等かの意味を持つのであろうか。これらの疑問点を解明するために、図4.4.10のように頂点に集中質量を持つ図4.4.3の梁降伏型多層多スパン骨組について行なった動的応答解析結果を図4.4.11と図4.4.12に示す

16)。骨組の1次固有振動数の約4倍の振動数を持つ余弦波を水平地動波として作用させた。図4.4.11は、頂点鉛直荷重が対称限界理論によって求めた静的限界荷重の99%である場合の動的応答であり、図4.4.12は101%の場合の結果である。前者の場合には、柱端がほぼ直線を保ったままswayが緩やかに進行している。しかし、頂点鉛直荷重が限界値を僅かに超える後者の場合には、柱が全層にわたってはらみ出す変形モードがサイクル毎に成長し、この変形による付加モーメントで柱が降伏し、これによって急激な復元力特性の劣化が生じて骨組は早期に屈壊する。この解析結果は、周期地動に対する動的挙動における限界が、準静的繰り返し水平変位に対する挙動の限界と良く対応する場合があることを示している。

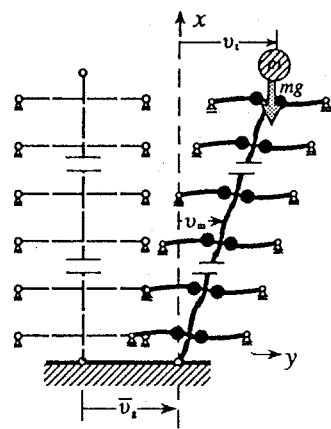
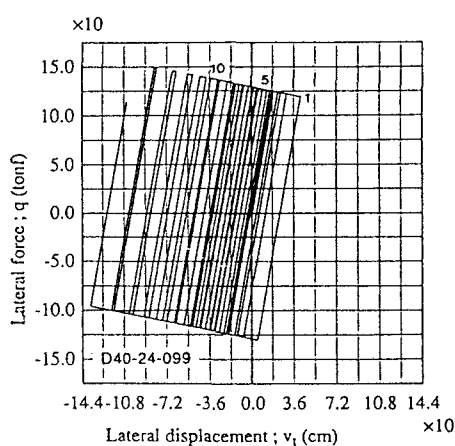
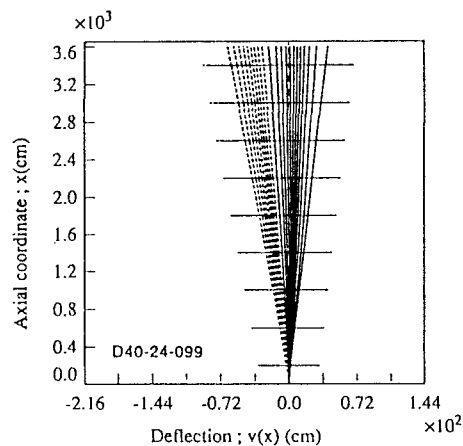


図 4.4.10

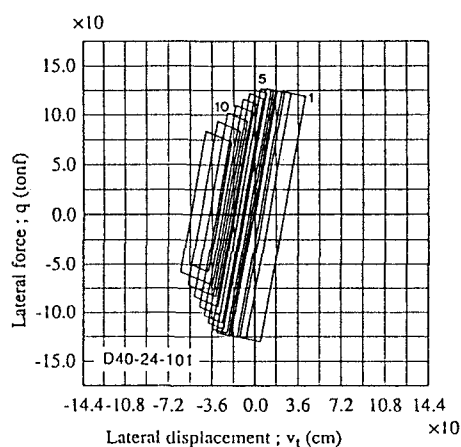


(a)

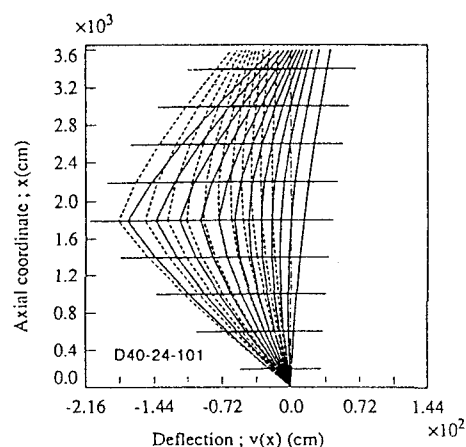


(b)

図 4.4.11



(a)



(b)

図 4.4.12

#### 4.4.5 結語

土木、建築構造物は地震や大風によって交番繰り返し変形を受けるが、その設計は主に一方向載荷時の挙動に基づいて設定された設計式に準拠して行なわれている。しかし、本

節で見てきたように、繰り返し塑性変形を受けるとき、構造物はさまざまな劣化現象や崩壊挙動を示すことが次第に明らかになってきた。これらの事例は、単調載荷時の挙動に基づく部材設計式だけでは必ずしも安全性を保証できない場合があり得ることを示唆しており、現行の鋼構造耐震設計法及び部材設計のあり方に対して発せられた一つの警告であるとも見ることができよう。この種の劣化現象は、高い軸力の作用下で繰り返し曲げを受ける部材や、高軸力比の柱をもつ高層建築骨組などにおいて生じる現象であり、一般に軸力比が高くなればなるほど劣化は激しく進行する。現行基準で設計された高層骨組構造物については、潜在的に見込まれている安全率のレベルからみて当面差し迫った危険性はないと考えられるが、昨今急速に進んでいる構造物の大規模化や高層化の状況、更には、終局限界状態設計法を軸として構造設計の枠組みを一新しようとする趨勢からみて、繰り返し載荷時特有の劣化現象に代表されるような未解明の現象によって構造物が思わぬ被害を被る危険性が次第に接近している恐れがある。このような認識に立つとき、構造物が一体どのように崩壊するのか、その実像をもっと明確に描き出していくことが先ず必要であると思われる。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計基準(案)・同解説、日本建築学会、1990。
- 2) 建設省住宅局建築指導課：構造計算指針・同解説、日本建築センター、1988。
- 3) 棚橋諒：地震の破壊力と建築物の耐震性に関する私見、建築雑誌、第599号、pp.578-587、1935。
- 4) G.W.Housner：Limit Design of Structures to Resist Earthquake, Proc. of 1st WCEE, pp.5-15, 1956。
- 5) R.Tanabashi, Tsuneyoshi Nakamura, S.Ishida：Gravity Effect on the Catastrophic Dynamic Response of Strain-Hardening Multi-Story Frames, Proc. of 5th WCEE, Vol.2, pp.2140-2151, 1974。
- 6) 加藤勉、秋山宏：地震時におけるせん断型多層骨組の損傷分布則、日本建築学会論文報告集、第270号、pp.61-68、1978。
- 7) K.Uetani, Tsuneyoshi Nakamura：Symmetry Limit Theory for Cantilever Beam-columns Subjected to Cyclic Reversed Bending, J. of the Mechanics and Physics of Solids, Vol.31, No.6, pp.449-484, 1983。
- 8) 中村恒善、上谷宏二：弾塑性構造物の臨界挙動、REVIEW、材料、Vol.30, No.333, pp.535-548, 1981。
- 9) K.Uetani：Uniqueness Criterion for Incremental Variation Steady State and Symmetry Limit, J. of the Mechanics and Physics of Solids, Vol.37, No.4, pp.495-514, 1989。
- 10) 上谷宏二、中村恒善：繰り返し両振り曲げを受ける片持梁-柱の定常状態限界理論(その1：基礎理論及び離散化モデルを用いた数値解析法)、日本建築学会構造系論文報告集、第438号、pp.105-115, 1992。
- 11) 上谷宏二：繰り返し水平載荷を受ける多層多スパン平面骨組の塑性崩壊挙動(その1：多層多スパン平面骨組の対称限界理論)、日本建築学会構造系論文報告集、第435号、pp.61-70, 1992。
- 12) 上谷宏二、東海幸一、中村恒善：繰り返し水平載荷を受ける多層多スパン平面骨組の塑性崩壊挙動(その2：対称限界理論解析結果の検証と崩壊挙動解析)、日本建築学会構造系論文報告集、投稿中, 1993。
- 13) Y.Yokoo, Tsuneyoshi Nakamura, K.Uetani：The Incremental Perturbation Method for Large Displacement Analysis of Elastic-plastic Structures, Int. J. Numerical Methods in Engineering, 10, 503-525, 1976。
- 14) 石田修三、森迫清貴：増分摂動法を導入した一次元複合非線形有限要素法、日本建築学会構造系論文報告集、第397号、pp.73-82、1989。
- 15) 中村恒善、他：建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)、日本建築学会、pp.89-99, 1990。
- 16) 上谷宏二、東海幸一、森迫清貴、石田修三：周期地動を受ける多層多スパン梁降伏型平面骨組の動的崩壊、日本建築学会近畿支部研究報告集、第33号、pp.281-284、1993。