

鋼変断面ラーメンの非弾性地震応答性状と 崩壊モードに関する研究

INELASTIC EARTHQUAKE RESPONSE AND COLLAPSE MODES OF STEEL PORTAL FRAMES WITH VARIABLE CROSS-SECTION

酒造敏廣*, 事口壽男**, 長田好夫***

Toshihiro MIKI, Hisao KOTOGUCHI and Yoshio OSADA

* 正会員 工博 大同工業大学 助教授 工学部建設工学科 (〒457 名古屋市南区白水町 40)

** 正会員 工博 大同工業大学 教授 工学部建設工学科 (〒457 名古屋市南区白水町 40)

*** 正会員 工修 (株)フジエンジニアリング 調査設計部 (〒532 大阪市淀川区東三国 4-13-3)

This paper presents a numerical study on the inelastic earthquake response of steel portal frames with variable cross-section. Firstly, the transformation matrix of web plates in shear is derived in order to consider the elasto-plastic behavior of beam-to-column connections as well as the vicinity of the center of beam. Secondly, some simple parameters with respect to yielding of beam, columns and connections are defined to classify the collapse modes of frames. The parametric study using these parameters discusses the damage mechanism of frames corresponding to collapse modes. The comparison of dissipated energy allotted by each cross-section with cumulative plastic strain leads to the favorable collapse pattern of frames. Finally, a fundamental idea for designing the variable cross-section members is proposed from a point of seismic design view.

Keywords: steel frame, variable cross-section, earthquake response, collapse pattern

1. まえがき

1995年1月の兵庫県南部地震では、鉄筋コンクリート橋脚のみならず鋼製橋脚も大きな被害を受けた。とくに、倒壊を免れた橋脚でも、柱の断面変化点付近での著しい塑性変形や局部座屈、はり部材中央付近の腹板（以下、Shear panelsとも記す）のせん断座屈等、材料の非弾性域に及ぶ大きな繰返し力下で、変断面構造に起因すると考えられる損傷が数多く観察されている。ところが、これまでのラーメン部材の断面構成法は弾性限度に基づくものであり¹⁾²⁾³⁾、非弾性範囲の地震応答性状との関連が十分明らかにされていないため、これらの損傷が耐震上どのような性質のものであるかを判定するのは、現時点では難しいように思われる。

鋼変断面構造の骨組の内、片持ち柱の地震応答については、中島、倉西⁴⁾、筆者ら⁵⁾⁶⁾、および、奈良⁷⁾の研究がある。筆者らと奈良は、柱基部で塑性変形が生じる場合に比べて、材料強度・断面寸法が大きくステップする断面変化位置付近で塑性変形を認めると、ひずみの累積が著しくなることを指摘した⁵⁾⁶⁾⁷⁾。また、筆者らは、柱を構成する複数の断面で同時の塑性化を認めても耐震上の利点は少ないこと、および、抵抗断面力が大きい柱基部で塑性変形が進行する柱基部崩壊型が耐震上有利

であることを示した⁵⁾⁶⁾。これは構成断面の累積ひずみ量に対する履歴エネルギー分担の変動を踏まえたものであり、従来曖昧であった変断面柱の断面構成の方法に一つの目安を与えたと考えている。

一方、大型断面のはり・柱からなる変断面ラーメンの非弾性地震応答性状を調べた研究は、ほとんど見あたらない。この種のラーメン⁸⁾の特徴としては、不静定次数が低く、部材のプロポーシオンが大きいこと、はり・柱接合部（以下、隅角部と呼ぶ）は補強範囲²⁾³⁾を含めると総鋼重に対する割合が20%以上とかなり大きいこと⁹⁾、および、隅角部で著しいせん断遅れ現象¹⁰⁾が発生すること等があげられる。これらは多層多径間の建築骨組と大きく相違する点である。

筆者らは、文献 11)の中で、鋼製ラーメン橋脚を対象として、まず箱形断面のはり・柱からなる隅角部の崩壊性状と変形性能を実験的に調べて、崩壊形式を分類した。そして、せん断によって塑性化が進んでも耐力低下が小さい隅角部腹板（以下、Penal zoneとも言う）を耐震に応用するためには、隅角部域を含めた変断面ラーメン部材としての解析・実験が必要であることを述べた。

変断面ラーメンでは、塑性変形の発生が、隅角部や柱基部だけでなく、はりや柱の中間部でも十分に考えられる。そこで、まず非弾性地震応答時にどのような塑性変

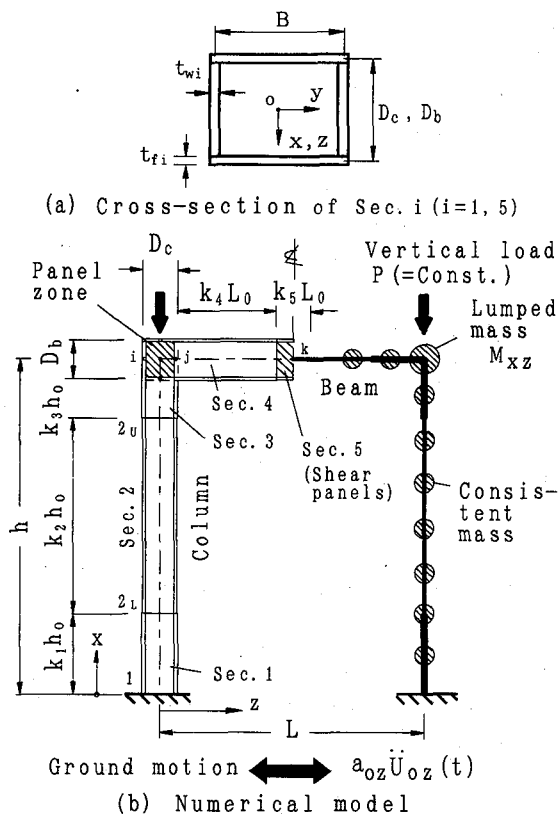


Fig.1 Portal frame with variable cross-section subjected to ground motion ($h_o = h - D_b/2$, $L_o = L - D_c$)

形のパターン（以下、崩壊モードとも言う）が優れているかを明らかにしていかなければならない。

本研究は、鋼変断面のはり・柱からなる門形ラーメンの非弾性地震応答解析を行い、耐震上有利な崩壊モードを模索し、部材の断面構成の方法について検討するものである。まず、平面骨組の弾塑性解析に隅角部とはり中央腹板の弾塑性せん断変形挙動を考慮するために、座標変換マトリックスを導く。つぎに、ラーメンの崩壊モードを簡単に把握できるように、柱と隅角部、および、隅角部とはり中央腹板の塑性化に関する基本パラメータについて説明する。そして、パラメトリック解析を通じて、塑性変形の発生箇所・順序・割合が異なる崩壊モードの特性を調べる。とくに、構成断面ごとの履歴エネルギー分担をひずみの累積量に対応させることにより^{5,6)}、崩壊モードとラーメンの損傷メカニズムについて考察する。最後に、これらの結果を総合して、耐震面から見た変断面ラーメン部材の断面構成について、基本的な考え方を提案する。

2. 鋼変断面ラーメンの解析モデルと非弾性地震応答解析法

(1) 解析モデル

本研究では、Fig.1 に示すように、定鉛直荷重 P （集中質量 M_x ）の作用下で、水平地動 $a_{oz}\ddot{U}_{oz}(t)$ を受ける一層一径間の門形ラーメンを対象とした。柱部材は箱形断面

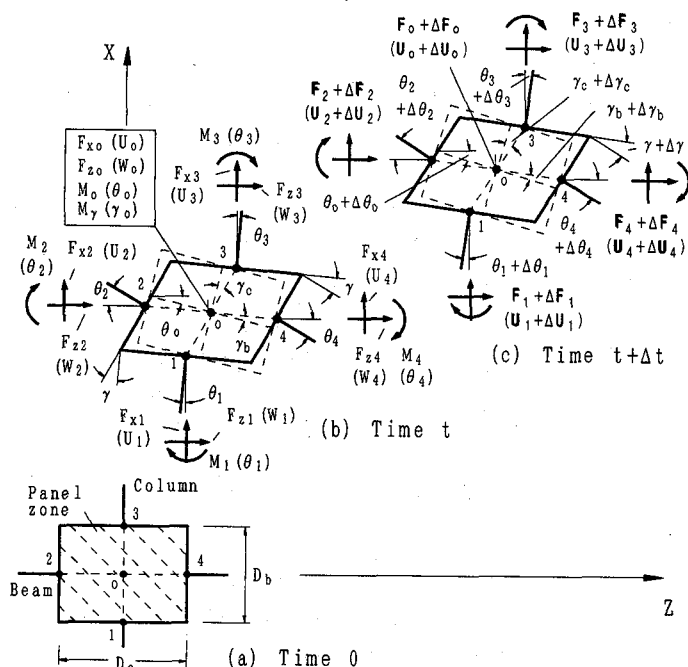


Fig.2 Shear deformation of panel zone at the beam-to-column connection ($\gamma = \gamma_b + \gamma_c$)

Sec.1～Sec.3、はり部材は Sec.4～Sec.5 から構成されている。Sec.3 と Sec.4 の部分は隅角部の補強範囲^{2,3)}の柱・はり断面に相当する。解析では、ラーメンを同図(b)のように多自由度系の骨組にモデル化した。その際、柱頭部の集中質量 M_x は、ラーメンの弾性一次固有周期 $T=1$ 秒となるように設定した。

解析モデルのフランジ・プレート幅 B 、柱・はりの腹板高さ D_c と D_b 、骨組高さ h およびスパン l は、鋼製橋脚の実績調査結果⁸⁾を踏まえて、 $B/h > 1/15$ 、 $D_c/h > 1/15$ 、 $D_b/l > 1/15$ を満たすように決めた。ただし、板要素の幅厚比等、局部座屈に関わるパラメータについては、とくに考慮に入れていない。解析モデルの詳細については後述する (Table 1, Table 2 参照)。

解析で用いた要素分割数は柱 25、はり 10 であり、部材軸方向への塑性域の進展を考慮するために、要素長さを腹板高さ D_b 、 D_c の約 0.1～1 倍に変化させている。

(2) 隅角部腹板のモデル化と座標変換マトリックス

解析には、文献 5) の平面骨組の動的弾塑性解析手法を用いることとし、まず隅角部腹板の弾塑性せん断変形挙動を考慮できるようにした。以下に、その概要を示す。

a. 隅角部のモデル化のための仮定

- 1) はりと柱は直角に剛結されている。
- 2) 隅角部腹板は弾性、塑性状態にかかわらず一定せん断ひずみ状態と見なすことができる^{10), 11)}。
- 3) 隅角部腹板を囲むフランジ・プレートとダイヤフラムの枠組としての影響を無視できる。
- 4) はり・柱から隅角部に伝達される曲げモーメントと軸方向力は、フランジ・プレートの軸方向力に分解され、せん断力は隅角部腹板が分担する。

b. 座標変換マトリックス

Fig.2 に示すように、隅角部腹板の中央に節点 o を設け、 X 、 Z 方向変位 U_o と W_o 、剛体回転角 θ_o およびせん断変形角 γ の 4 自由度を仮定した¹²⁾。

同図を参考にすると、時刻 t から $t+\Delta t$ の増分解析で、腹板各辺上のはり・柱要素の節点 i ($i=1\sim 4$) における増分節点力・変位ベクトル ΔF_i および ΔU_i は、腹板中央節点の ΔF_o および ΔU_o と次のように関係づけられる。

$$\begin{aligned}\Delta U_i &= \lambda_i \Delta U_o \\ \Delta F_i &= \lambda_i \Delta F_o \quad (i=1,4) \dots\dots\dots (1a,b)\end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}\Delta U_i &= \{\Delta U_i \quad \Delta W_i \quad \Delta \theta_i\}^T \\ \Delta F_i &= \{\Delta F_{xi} \quad \Delta F_{zi} \quad \Delta M_i\}^T \\ \Delta U_o &= \{\Delta U_o \quad \Delta W_o \quad \Delta \theta_o \quad \Delta \gamma\}^T \\ \Delta F_o &= \{\Delta F_{xo} \quad \Delta F_{zo} \quad \Delta M_o \quad \Delta M_\gamma\}^T \dots\dots\dots (2a,d)\end{aligned}$$

また、 ΔM_γ は隅角部腹板のせん断変形に寄与する増分パネルモーメント、 $\Delta \gamma$ は増分せん断変形角である。

さらに、 λ_i は節点 i と腹板中央節点 o の間の座標変換マトリックスである。隅角部腹板の寸法 D_b と D_c 、時刻 t における剛体回転角 θ_o およびせん断変形角 γ を用いると、 λ_i は、時刻 t と $t+\Delta t$ における隅角部のせん断変形の幾何学的な関係から、次のように誘導できる。

$$\lambda_i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & \lambda_{13} & \lambda_{14} \\ 0 & 1 & \lambda_{23} & \lambda_{24} \\ 0 & 0 & 1 & \lambda_{34} \end{bmatrix} \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 λ_i の成分は以下のとおりである。

i) 腹板上の節点 $i=1,3$ のとき (複号同順)

$$\begin{aligned}\lambda_{13} &= \pm \frac{D_b}{2} \sin(\theta_o + \gamma_c) \\ \lambda_{14} &= \pm \frac{D_b}{2} \frac{d^2}{1+d^2} \sin(\theta_o + \gamma_c) \\ \lambda_{23} &= \mp \frac{D_b}{2} \cos(\theta_o + \gamma_c) \\ \lambda_{24} &= \mp \frac{D_b}{2} \frac{d^2}{1+d^2} \cos(\theta_o + \gamma_c), \lambda_{34} = -\frac{1}{1+d^2} \dots\dots (4a,e)\end{aligned}$$

ii) 腹板上の節点 $i=2,4$ のとき (複号同順)

$$\begin{aligned}\lambda_{13} &= \pm \frac{D_c}{2} \cos(\theta_o - \gamma_b) \\ \lambda_{14} &= \mp \frac{D_c}{2} \frac{1}{1+d^2} \cos(\theta_o - \gamma_b) \\ \lambda_{23} &= \pm \frac{D_c}{2} \sin(\theta_o - \gamma_b) \\ \lambda_{24} &= \mp \frac{D_c}{2} \frac{1}{1+d^2} \sin(\theta_o - \gamma_b), \lambda_{34} = \frac{d^2}{1+d^2} \dots\dots (5a,e)\end{aligned}$$

ここに、

$$\gamma = \gamma_b + \gamma_c, \quad \gamma_b = \frac{1}{1+d^2} \gamma, \quad \gamma_c = \frac{d^2}{1+d^2} \gamma \dots\dots (6a,c)$$

以上の諸式において、 $d=D_c/D_b$ としている。

ここで、式(1b)に含まれる増分パネルモーメントと増

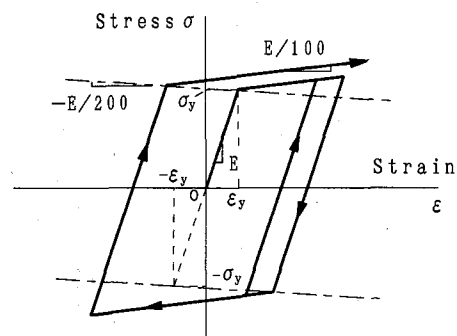


Fig.3 Relationship between stress σ and strain ϵ

分せん断変形角 $\Delta \gamma$ との関係は、上述の仮定 a. を用いて次式で近似できる。

$$\Delta M_\gamma = 2G_t^* D_b D_c t_{ws} \Delta \gamma \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 t_{ws} : 隅角部の腹板厚、 G_t^* : 接線せん断係数、 D_b 、 D_c : Fig.1 参照。

以上に述べた解析法の妥当性については、せん断変形域を有するはり・柱やラーメンの弾性および塑性解析の結果^{12),19)}と比較することにより確かめた。

(3) はり中央腹板のモデル化

兵庫県南部地震で現れたラーメンのはり部材中央付近の腹板の損傷要因を分析するため、断面 Sec.5 をモデル化する。すなわち、中間横荷重のないはり中央付近では、曲げモーメントは小さく、せん断力が卓越するため ((5)b.参照)、隅角部腹板と同様な一定せん断ひずみの弾塑性要素を Sec.5 の部分に組み込み、弾塑性せん断変形挙動を追跡できるようにした。

本研究の数値解析では、塑性せん断変形が生じる区間としては、基本的な損傷メカニズムを捉えることを目的として、はり中央の $2D_b$ に固定した。その際、念のために曲げとせん断を受ける箱形はりの塑性解析を行い、はり中央の断面 Sec.5 は、せん断力のみによって塑性化する部材として近似できることを確かめた (Fig.6 参照)。

(4) 鋼材の応力 σ -ひずみ ϵ 曲線

本研究では、後述するように、ラーメン部材の寸法諸元を一定に保ち、材料の降伏点を細かく変化させて応答解析を行う。そのため、材料の履歴特性^{14),15)}を表すパラメーターをできるだけ簡単に設定できる σ - ϵ 曲線を選定した。すなわち、文献 13) を参考にして、Fig.3 に示すように、通常の Bi-Linear 型の σ - ϵ 曲線の中に負勾配を持つ補助境界線を仮定することにより、等方・移動硬化を簡易的に考慮した Bi-Linear モデルを用いた。図中、 E はヤング係数 ($=2.05 \times 10^5 \text{MPa}$) である。

(5) ラーメンの崩壊モード予測のための基本パラメーターの設定

変断面ラーメンの解析に際しては、断面構成によって種々変化する塑性変形パターンの把握が容易になるように、以下に示すようなパラメーターを導入した。

a. 柱と隅角部に着目した塑性化パラメーター α_{pi} と α_{p2} 片持ち柱について研究した文献 5) と 6) を参考にして、

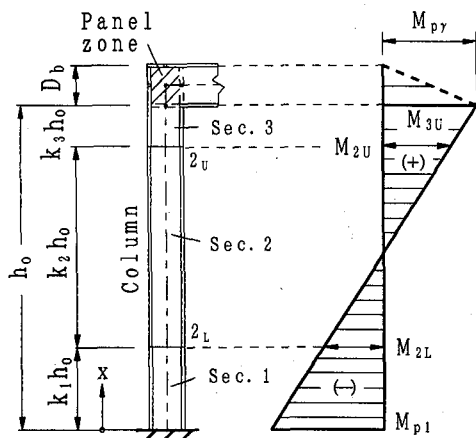


Fig.4 Ultimate bending moment diagram of column corresponding to pattern G

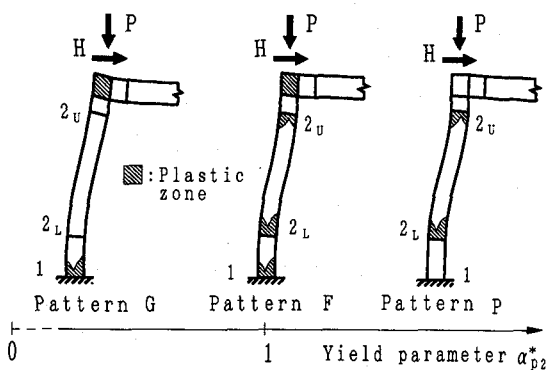


Fig.5 Fundamental collapse patterns of portal frame with variable cross-section

ラーメン柱の構成断面間で損傷を小さくして履歴エネルギー分担を効率よくすることを考えると、せん断卓越型の隅角部¹¹⁾と抵抗断面力が多い柱基部とで塑性変形が起こるような崩壊モード (Pattern G, Fig.5 参照) が耐震上有利になると予想される。このときの柱の終局曲げモーメント分布は、Fig.4 のように近似できる。

本研究では、まず隅角部腹板と柱断面 Sec.i の塑性化に関するパラメーター α_{pi} を次式で定義した。

$$\alpha_{pi} = M_{py} / M_{pi} \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 M_{py} : 隅角部腹板の全塑性せん断変形に対応する塑性モーメント ($=2D_b D_c t_{ws} \tau_{ys}$)、 M_{pi} : 断面 Sec.i の全塑性モーメント、 τ_{ys} : 隅角部腹板の降伏せん断応力。

つぎに、終局曲げモーメント図から決定される Sec.2 上下部の曲げモーメントをそれぞれ M_{2U} および M_{2L} とし、これらの位置で塑性変形集中しないための条件に $M_{2L} < M_{p2}$ と $M_{2U} < M_{p2}$ を仮定して、次式を誘導した。

$$\alpha_{p2}^* = \text{Max.} \left\{ \frac{M_{p1}}{M_{p2}} \{ \alpha_{p1} (k_1 + k_2) - k_3 \}, \frac{M_{p1}}{M_{p2}} (k_2 + k_3 - \alpha_{p1} k_1) \right\} < 1 \quad \dots\dots (9)$$

ここに、 $k_1 \sim k_3$, h_o : Fig.4 参照。

柱上部の Sec.3 に対しては、その上端の曲げモーメン

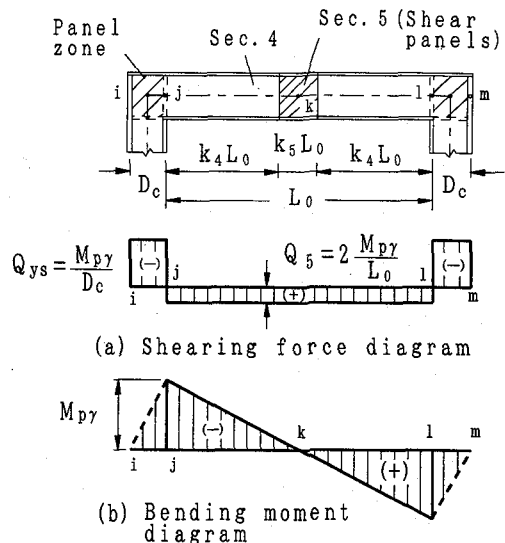


Fig.6 Stress-resultants of beam including panel zones

トを M_{3U} とすると、 $M_{3U} < M_{py} < M_{p3}$ から次式が得られる。

$$\alpha_{p3} < 1 \quad \dots\dots\dots (10)$$

α_{p3} が十分に小さいとき、ラーメンの崩壊モードは、パラメーター α_{p2}^* によって、基本的に Fig.5 のように変化する。

なお、 α_{p3} を簡略化して、隅角部の崩壊形式¹¹⁾に関する実績調査結果^{8),17)}を Appendix A-1 にまとめる。

b. 隅角部とはり腹板に着目した塑性化パラメーター β_{py}
隅角部の断面力伝達の特徴を考慮して、隅角部を含めたはり部材を取り出し¹⁰⁾、隅角部腹板のみ塑性化した場合を想定すると、はり部材の曲げモーメント図とせん断力図は Fig.6 のように近似できる。

この図から明らかなように、はりのせん断力 Q_b は隅角部のそれよりも $2D_o/L_o$ 倍だけ小さく、隅角部とはりのせん断力差はかなり大きい。

また、同図より、はり中央腹板が非弾性域に達していないという条件 ($Q_b < Q_{y5}$) から、はり中央腹板が塑性化しないための条件を次のように表すことができる。

$$\beta_{py} = \frac{1}{2} \frac{L_o}{D_c} \frac{Q_{y5}}{Q_{ys}} = \frac{1}{2} \frac{L_o}{D_c} \frac{\sigma_{ws} t_{ws}}{\sigma_{ys} t_{ws}} > 1 \quad \dots\dots (11)$$

ここに、 Q_{ys} : 隅角部腹板の降伏せん断力 ($=M_{py}/D_c$)、 Q_{y5} : はり中央腹板 (Sec.5) の降伏せん断力、 σ_{ws} と σ_{ys} : はり中央と隅角部腹板の降伏点、 L_o と D_c : Fig.6 参照。

実績調査結果^{8),17)}を用いて、上式に含まれる L_o/D_c と t_{ws}/t_{ws} の関係から、はり中央腹板の塑性化について考察した結果を Appendix A-2 にまとめる。

3. 柱と隅角部に着目した変断面門形ラーメンの非弾性地震応答性状

柱の構成断面 Sec.i と隅角部の塑性化に着目して、門形ラーメンの地震応答解析を行う。水平地動加速度としては、El Centro 波の NS 成分記録の最初の 8 秒間を 3 倍

Table 1 Dimension and yield points of frames ($\alpha_{p2}^*=1$)

Items Sec.i	t_{fi} (cm)	t_{wi} (cm)	Yield point $\sigma_{fyi} = \sigma_{wyi}$ (MPa)	
			$\alpha_{p1}=0.556$	$\alpha_{p1}=0.885$
1	3.20	2.56	383	282
2	2.60	2.08	281	281
3	3.60	2.88	270	318
4 and 5	3.60	2.88	270	318

Notes; $h=15m$, $L=12m$, $B=1.2m$, $D_c=0.96m$, $D_b=1.2m$, $t_{ws}=2.88cm$, $k_1=0.260$, $k_2=0.698$, $k_3=0.042$, $P=0.2N_{y2}$, $M_{xz}=3.168 \times 10^6 kg$, N_{y2} : squash force of Sec.2, σ_{fyi} and σ_{wyi} : yield points of flange and web plates, respectively, of Sec.i, and α_{ys} : yield point of panel zones ($=\alpha_{y3}$).

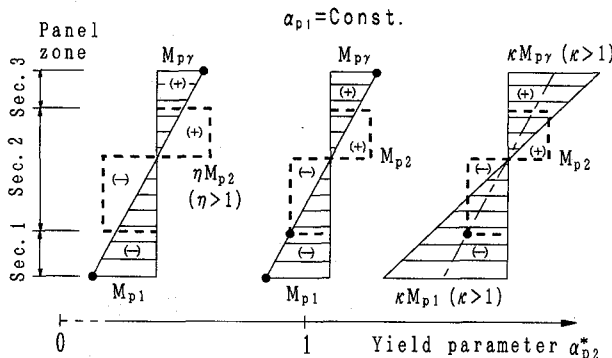


Fig.7 Comparison of resistant moment of Sec.2 with ultimate bending moment based on Sec.1 and panel zone

($=a_{oz}$)に増幅して用いた。

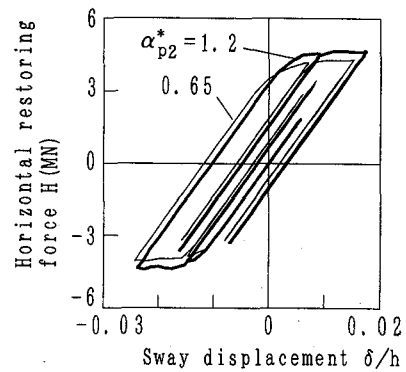
柱中間部 Sec.2 の塑性化に関する式(9)のパラメーター $\alpha_{p2}^*=1$ のときの解析モデルの寸法諸元と降伏点等を **Table 1** に示す。ここで、柱基部と隅角部の全塑性曲げモーメント比 α_{p1} を 0.556, 0.885 の 2 つに設定している (式(8)参照)。また、はりでは、腹板高さ D_c を大きくして、応答が弾性範囲に留まるようにした。さらに、柱上部の Sec.3 については、長さを $B/2$ に固定し^{2),3)}、隅角部腹板のせん断降伏が先行するように、 $\alpha_{p3}=0.7$ とした。

解析では、 α_{p2}^* が約 0.6~1.2 となるように、断面の降伏点を変化させた。**Fig.7** は、 $\alpha_{p2}^*=1$ のときの終局曲げモーメント分布 (**Fig.4** 参照) と柱中間部 Sec.2 の抵抗曲げモーメントとの関係を例示したものである。すなわち、i) $\alpha_{p2}^*<1$ の範囲では Sec.2 の降伏点を増加させる。 α_{p2}^* が小さくなるにつれて、柱基部と隅角部で塑性変形が卓越する (Pattern G)。

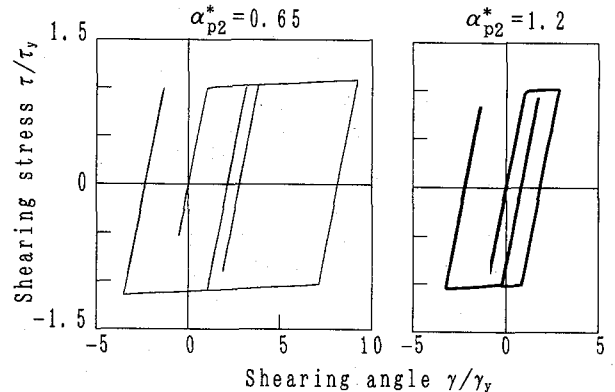
ii) $\alpha_{p2}^*>1$ の範囲では、 α_{p1} = 一定の条件で、Sec.1 と隅角部域の降伏点を増加させる。 α_{p2}^* が大きくなると、塑性変形は Sec.2 に集中する (Pattern P)。

この方法に従うと、Sec.2 の上下部、Sec.1、隅角部のいずれかの抵抗曲げモーメント (**Fig.7** 中の●印) は、 $\alpha_{p2}^*=1$ のときの終局曲げモーメント分布上にあることになる。

以下の解析結果において、応力やひずみについては、すべて降伏応力、降伏ひずみで無次元表示している。無次元化に用いた諸量は、降伏垂直ひずみ ϵ_{yi} 、降伏曲率 ϕ_{yi} 、



(a) Restoring force - displacement curves



(b) $\tau - \gamma$ relationships of panel zone

Fig.8 Variation of restoring force characteristics of frames and shear deformation of panel zone with yield parameter α_{p2}^* ($\alpha_{p1}=0.556$)

降伏せん断応力 τ_y 、および、降伏せん断ひずみ γ_y である。ここに、下添え字 i は断面 Sec.i を意味する。

(1) 水平復元力 H - 水平変位 δ 曲線と隅角部腹板のせん断応力 τ - せん断変形角 γ 曲線

$\alpha_{p1}=0.556$ のラーメンに代表させて、 $\alpha_{p2}^*=0.65$ と 1.2 のときの $H-\delta$ 曲線と $\tau-\gamma$ 曲線を **Fig.8** に比較する。ここに、多自由度系にモデル化したラーメンの水平復元力 H には左右の柱基部の水平反力の平均値をとり、隅角部腹板は左側に着目している。

同図(a)からわかるように、 $\alpha_{p2}^*=1.2$ の $H-\delta$ 曲線のループは $\alpha_{p2}^*=0.65$ のそれよりも若干大きい、 α_{p2}^* による変動は小さく、崩壊モードが復元力-変位関係に与える影響は小さいことが推察される。

また、同図(b)から、 α_{p2}^* が小さくなると隅角部腹板の塑性変形が大きくなることがわかる。柱中間部 Sec.2 の塑性変形性状との関連については次節で考察する。

(2) ひずみの時刻歴応答とエネルギー消費の分布

解析結果から、柱基部 Sec.1 と Sec.2 上下部の増分塑性曲率および隅角部腹板の増分塑性せん断変形角の各絶対値和、それぞれ $\sum |\Delta \phi_{p1}|$, $\sum |\Delta \phi_{p2L}|$, $\sum |\Delta \phi_{p2R}|$ および $\sum |\Delta \gamma_p|$ の応答性状を調べた。これらは、ひずみの最大振幅のみでは塑性変形の進行を把握することが難しいために導入したものである (以下、絶対累積ひずみと言う)。

まず、 $\alpha_{p1}=0.556$ のラーメン左柱に着目し、塑性変形が

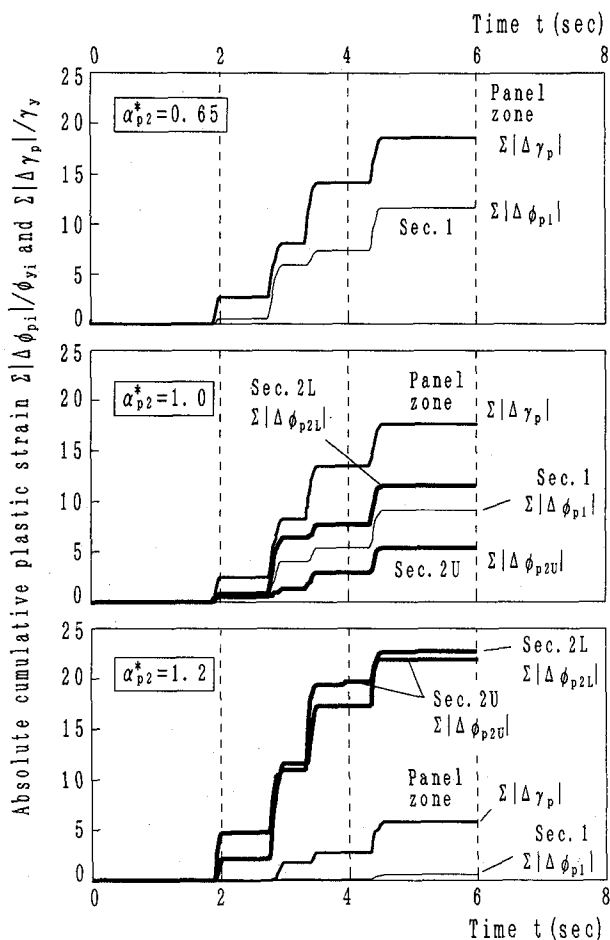


Fig.9 Time history of absolute cumulative plastic strain of each cross-section ($\alpha_{p1}=0.556$)

大きく現れた $0s \leq t \leq 6s$ の区間を対象として、 α_{p2} による絶対累積ひずみの時刻歴応答の変動を Fig.9 に例示する。

同図から、塑性変形発生位置と順序は α_{p2} によって相違することがよくわかる。また、 α_{p2} が大きくなると、塑性変形の進行は、柱基部 Sec.1 と隅角部腹板で小さくなり、柱中間部 Sec.2 で顕著になることがわかる。たとえば、 $\alpha_{p2}=1.2$ のときの Sec.2 の $\Sigma|\Delta\phi_{p2U}|$ と $\Sigma|\Delta\phi_{p2L}|$ は、 $\alpha_{p2}=0.65$ のときの Sec.1 の $\Sigma|\Delta\phi_{p1}|$ よりも、約 2 倍大きい。

つぎに、柱頭部の水平変位反転時に着目し、隅角部域を含む左柱の絶対累積ひずみと単位長さあたりのエネルギー消費量 w の分布を Fig.10 に示す。同図(a)において、Sec.1~Sec.3 の部分は曲率 $\Sigma|\Delta\phi_{pi}|$ 、隅角部の部分は腹板のせん断変形角 $\Sigma|\Delta\gamma_p|$ を示している。

同図(a)からわかるように、 α_{p2} が 0.65 から 1.2 まで大きくなると、ラーメンの崩壊モードは、Pattern G から F および P に変化している (Fig.5 参照)。また、 $\alpha_{p2}=0.65$ と 1 の結果を比べると、柱基部 Sec.1 と隅角部腹板の絶対累積ひずみの変動は小さい。これは、 $\alpha_{p2}=1$ のときの Sec.2 の上下部の塑性変形は、 $\alpha_{p2}=0.65$ のときに抵抗断面力の大きな Sec.1 と隅角部腹板のわずかな塑性変形で置換可能であることを意味する⁹⁾。また、 $\alpha_{p2}=1$ と 1.2 の結果から、 $\alpha_{p2}=1$ のときに Sec.1 と隅角部腹板の塑性

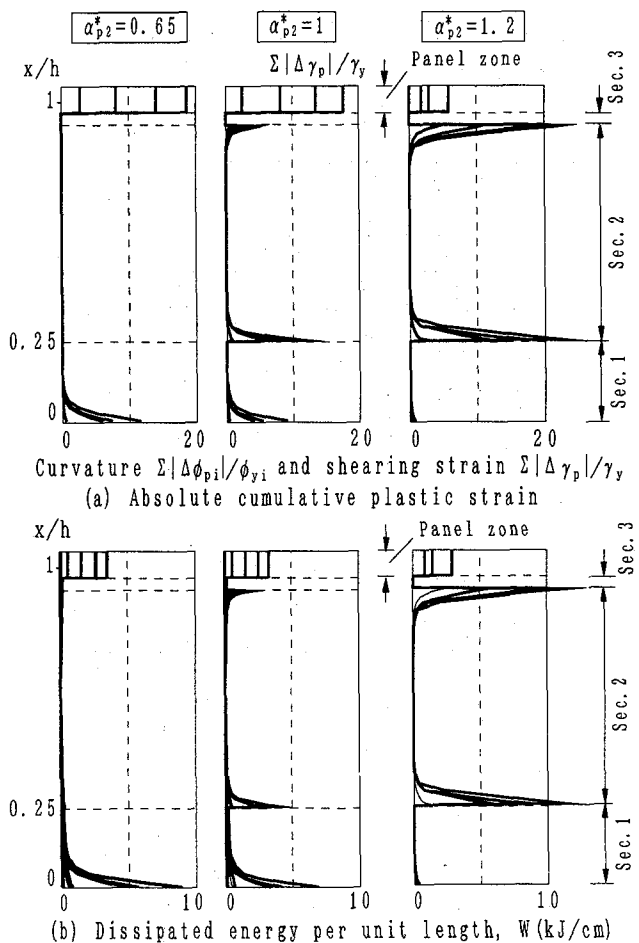


Fig.10 Distribution of strain and dissipated energy per unit length in left column and panel zone ($\alpha_{p1}=0.556$)

変形に費やされたエネルギーは、 $\alpha_{p2}=1.2$ のときに抵抗断面力の小さな Sec.2 で分担されることになるので、その塑性変形の進行は著しくなっている。

これらのことは、同図(b)に示したエネルギー消費量の分布からも明らかであり、 $\alpha_{p2}=1$ のときの柱中間部 Sec.2 がエネルギー消費に寄与する割合は小さい。

(3) 崩壊モードによる構成断面の絶対累積ひずみと

履歴エネルギー分担の変動

本章におけるすべての解析結果から、変断面ラーメンの崩壊モードとそれに対応する非弾性性状を把握するため、絶対累積ひずみと α_{p2} の関係を調べた。その結果を Fig.11(a)に示す。図中、 $\Sigma|\Delta\epsilon_{opi}|$ と $\Sigma|\Delta\phi_{pi}|$ は Sec.i の軸ひずみと曲率、 $\Sigma|\Delta\gamma_p|$ は隅角部のせん断変形角を表す。柱各断面の絶対累積ひずみとしては左右の柱の同じ断面の中の最大値をとり、隅角部についても同様とした。

また、ラーメン全体、柱基部 Sec.1、柱中間部 Sec.2、および、隅角部腹板による履歴消費エネルギーをそれぞれ W_T 、 W_1 、 W_2 および W_r とし、 α_{p2} と W_1/W_T 、 W_2/W_T および W_r/W_T の関係を同図(b)に示す。

同図(a)からわかるように、 $\alpha_{p1}=0.556$ と 0.885 の両方の場合とも、 α_{p2} による各断面の絶対累積ひずみの変動は同様な傾向にある。すなわち、 $\alpha_{p2} < \text{約 } 0.8$ の範囲では、

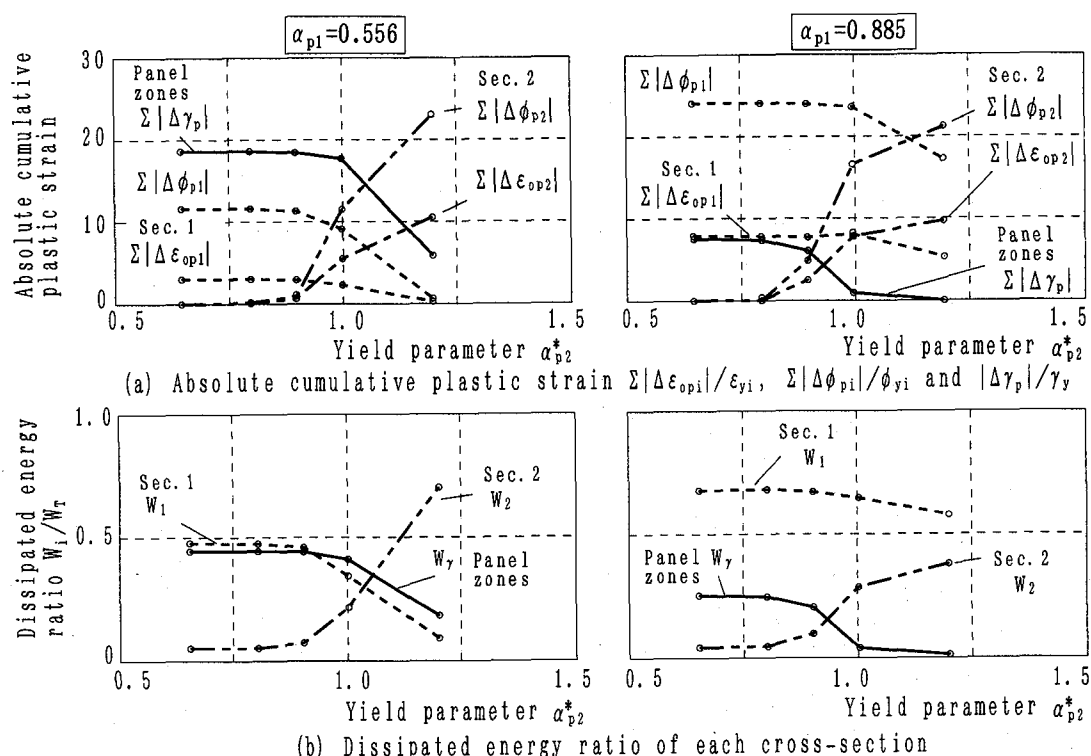


Fig.11 Variation of absolute cumulative plastic strain and dissipated energy ratio of each cross-section with yield parameter α_{p2}^*

柱基部 Sec.1 と隅角部腹板で塑性変形の進みが大きく (Pattern G), α_{p2}^* 約 0.8 の範囲では中間部 Sec.2 の塑性変形が徐々に大きくなっている (Pattern F $\rightarrow$ P) .

しかし, α_{p2}^* 約 0.8 の範囲では, 全塑性モーメント比 α_{p1} によって, Sec.1 と隅角部腹板の絶対累積ひずみの割合が変化し, 塑性変形性状にかなり差異がある. すなわち, $\alpha_{p1}=0.556$ のとき, 隅角部腹板の絶対累積ひずみ $\Sigma|\Delta\gamma_p|$ が Sec.1 の $\Sigma|\Delta\phi_{p1}|$ よりも約 35% 大きく, $\alpha_{p1}=0.885$ のとき, $\Sigma|\Delta\phi_{p1}|$ は $\Sigma|\Delta\gamma_p|$ よりも約 3 倍大きい.

この結果を同図(b)に対応させると, $\alpha_{p1}=0.556$ のとき, α_{p2}^* 約 1 の範囲では, 柱基部 Sec.1 よりも隅角部腹板の塑性変形が大きく現れているが, 両者のエネルギー分担はほぼ同程度である. これに対して, $\alpha_{p1}=0.885$ のとき, 柱基部では, 絶対累積ひずみ, エネルギー分担ともに, 隅角部腹板に比べてかなり大きくなっている. すなわち, このときのラーメンは柱基部依存型とも言える崩壊モードを呈していることになる.

なお, α_{p1} 値にかかわらず, 約 $0.8 < \alpha_{p2}^* < 1.2$ の範囲のラーメンは, Pattern G と P の 2 つの崩壊モードの遷移領域にある. とくに, $\alpha_{p2}^*=1$ の付近では, すべての断面で塑性変形が進行しても, 上述のように断面間の抵抗断面力差が大きいために, 柱中間部 Sec.2 のエネルギー分担の効率が悪くなることに注意する必要がある.

4. はり中央腹板の塑性せん断変形を伴った変断面ラーメンの非弾性地震応答性状

せん断を受けるはり中央腹板の非弾性挙動を考慮し,

Table 2 Dimension and yield points of frames ($\beta_{py}=1$)

Items	t_{fi} (cm)	t_{wi} (cm)	Yield point σ_{fyi} (σ_{wfi}) (MPa)		
			$\alpha_{p2}^*=0.666$		$\alpha_{p2}^*=1$
			$\alpha_{p1}=0.642$	$\alpha_{p1}=0.785$	$\alpha_{p1}=0.642$
1	3.20	2.40	337 (337)	290 (290)	337 (337)
2	2.60	1.95	353 (353)	353 (353)	235 (235)
3 and 4	3.60	2.70	379 (379)	399 (399)	379 (379)
5	2.00	0.90	314 (327)	314 (342)	314 (327)

Notes: $h=15m$, $L=12m$, $B=2m$, $D_c=D_b=1.5m$, $t_{ws}=2.7cm$, $k_1=0.263$, $k_2=0.667$, $k_3=0.07$, $k_5=2D_b/L_o$, $L_o/D_c=7$, $P=0.132N_{y2}$ ($\alpha_{p2}^*=0.666$), $P=0.2N_{y2}$ ($\alpha_{p2}^*=1$), $M_{xx}=1.103 \times 10^6 kg$.

前章と同様な水平地動 ($a_{oz}=2.0$) を仮定して, 門形ラーメンの地震応答解析を行った.

前章の結果を踏まえて, 式(9)のパラメーター α_{p2}^* に着目し, 次の 2 種類の解析モデルを考えた.

i) $\alpha_{p2}^*=1$ のとき

柱基部 Sec.1, 柱中間部 Sec.2 および隅角部腹板で塑性変形が同時に生じる場合 (Pattern F) を想定し, 式(8)から得られる柱基部と隅角部腹板の終局曲げモーメント比を $\alpha_{p1}=0.642$ とする.

ii) $\alpha_{p2}^*=0.666$ のとき

柱中間部 Sec.2 で塑性変形が生じない場合で (Pattern G), α_{p1} の影響を調べるため, $\alpha_{p1}=0.642$ と 0.785 とする.

式(11)のパラメーター $\beta_{py}=1.0$ のときの解析モデルの寸法諸元と降伏点を Table 2 にまとめる. はりのせん断力に関係するスパンー柱の断面高さ比 L_o/D_c は, Appendix A-2 に示した実績調査結果のほぼ平均値を取り, $L_o/D_c=7$ とした. また, はりの補強範囲断面 Sec.4 については,

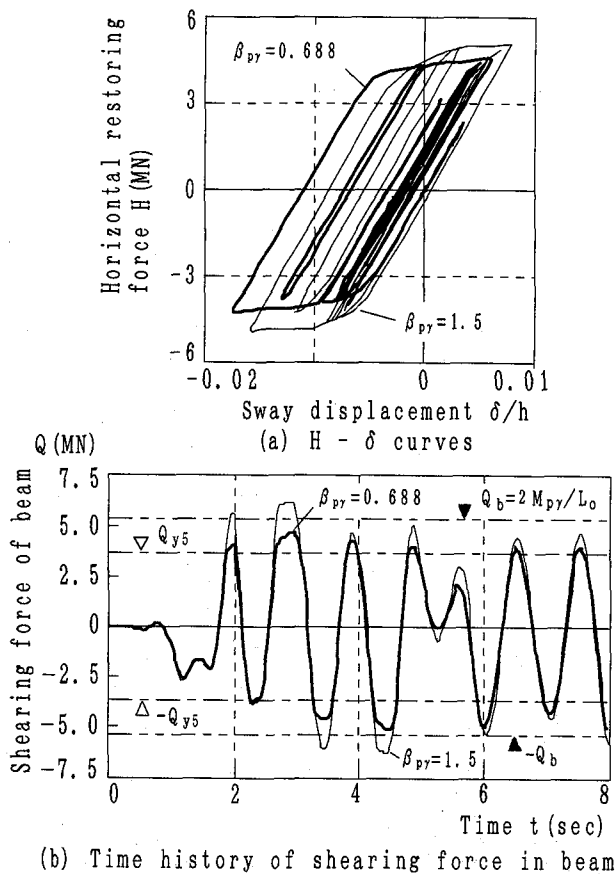


Fig.12 Responses of horizontal restoring force and shearing force of beam ($\alpha'_{p2}=0.666$, $\alpha_{p1}=0.785$)

その区間を大きくして、塑性化しないようにした。

解析では、同表をもとにして、 β_{py} が約0.7~1.5の範囲に入るように、はり中央腹板の降伏点 σ_{wy5} を約235~392MPaの範囲で変化させた。

(1) 復元力とはり中央のせん断力の変動から見た ラーメンの損傷メカニズム

$\alpha'_{p2}=0.666$ で $\alpha_{p1}=0.785$ の解析結果から、はり中央腹板の塑性変形の有無によるラーメンの復元力とはりのせん断力の変動を調べた。水平復元力 H - 水平変位 δ 曲線とはりのせん断力 Q の時刻歴応答を Fig.12 に示す。図中、 $\beta_{py}=0.688$ および 1.5 の結果は、それぞれはり中央の Sec.5 が著しく塑性変形した場合、および、弾性状態にある場合を示す。

まず、同図(a)から、 $\beta_{py}=0.688$ の H - δ 曲線は、はり中央腹板の塑性化の影響で、 $\beta_{py}=1.5$ のそれよりも小さなループを描いていることがわかる。両者の差異は、後述するはり中央腹板の塑性変形の大きさから見ると (Figs.13 ~15 参照)、比較的小さく、最大で約17%程度である。

つぎに、同図(b)から、 $\beta_{py}=0.688$ のときの Q の応答は、時刻 t 約 2s, 3s, 3.5s および 4.5s のときに、降伏せん断力 Q_{y5} (図中の Δ , ∇ 印) に達し、はり中央が非弾性域に入っていることがわかる。このとき、塑性変形の進行が大きいために、ひずみ硬化の影響が顕著になり、最大応答値は Q_{y5} よりも約23%大きくなっている (t 約 4.5s)。

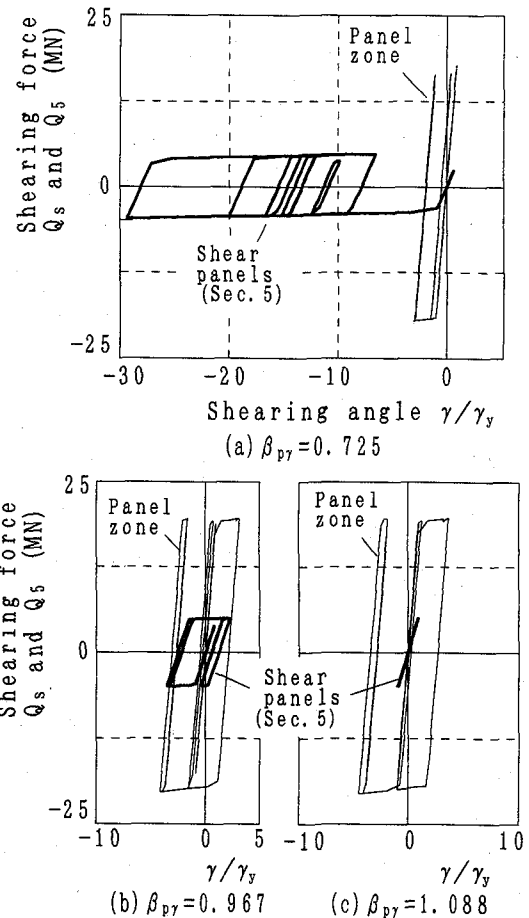


Fig.13 Shearing force Q - angle γ curves of panel zone and Sec.5 ($\alpha'_{p2}=1$, $\alpha_{p1}=0.642$)

このような性状は、はりが弾性応答を呈する $\beta_{py}=1.5$ のときにも、同様に観察される。すなわち、はり腹板は弾性状態に留まるが、隅角部腹板が非弾性域に入るため、抵抗曲げモーメント M_{py} から換算した Q_b がはりのせん断力のほぼ上限になっている (図中の $\blacktriangle$, $\blacktriangledown$ 印, Fig.6(a) 参照)。 Q_b を越えたはりのせん断力の上昇は、隅角部腹板のひずみ硬化に起因するものであり、 t 約 3s, 4.5s のときには、 Q_b より約25%大きくなっている。

これらの結果から、はり中央の塑性化によるせん断力の変動がラーメン全体の弾塑性挙動に及ぼす影響は、比較的小さいと言える。これは、はりが分担するせん断力が隅角部腹板のそれに比べてかなり小さいことに起因する (次節参照)。また、はり中央腹板が大きく塑性変形しても、溶接割れ等が生じない限り、抵抗せん断力の下限値として降伏せん断力が保証されるため、とくに問題となるような不安定現象は現れないように考える。

(2) はり中央腹板のせん断力 Q - せん断変形角 γ 曲線

つぎに、 $\alpha'_{p2}=1$ で $\alpha_{p1}=0.642$ の解析結果から、はり中央腹板のせん断力 Q - せん断変形角 γ 曲線を求めた。その結果を隅角部腹板の Q - γ 曲線とともに Fig.13 に示す。

この図から、はり中央と隅角部腹板のせん断力差が非常に大きいことがよくわかる。また、はり中央の腹板は、 $\beta_{py}=1.088$ のとき弾性範囲にあるが (同図(c))、 β_{py} が小

さくなると塑性変形が激増する傾向にある（同図(a)）。このとき、隅角部腹板の塑性変形は、はり中央の塑性化の進行が大きくなるにつれて、徐々に小さくなっていることがわかる。

(3) 絶対累積ひずみの部材軸方向の分布

$\alpha_{p2}^*=1$, $\alpha_{p1}=0.642$ のラーメンの柱頭部の水平変位反転時に着目し、隅角部腹板を含めた左柱とはり中央腹板の絶対累積ひずみ $\Sigma|\Delta\phi_{pi}|$ と $\Sigma|\Delta\gamma_p|$ (3. (2)参照) を調べた。それらの部材軸方向の分布を Fig.14 に示す。

この図から、 $\beta_{py}=0.725$ と 1.088 の結果を比べると、はり中央腹板の塑性化は、隅角部腹板と柱中間部 Sec.2 の上部において、塑性変形の進行を 60~70% も小さくすることがわかる。これに対して、Sec.2 の下部と柱基部 Sec.1 では、ひずみの低下は約 25% 程度である。したがって、はり中央腹板の塑性せん断変形は、隅角部とその付近の柱断面の塑性変形を押さえる効果大きい。

(4) 構成断面の履歴エネルギー分担と絶対累積ひずみ

本章で実施したすべての解析結果から、柱、隅角部腹板、および、はり中央腹板の絶対累積ひずみと履歴エネルギー分担を調べた。それらと β_{py} との関係を Fig.15 にまとめる。同図中のひずみとエネルギーに関する記号は Fig.11 と同様である。

この図から、以下のことを考察できる。

i) $\alpha_{p2}^*=1$ で $\alpha_{p1}=0.642$ のとき

$\beta_{py} > \text{約 } 1$ の範囲では、塑性変形は柱基部 Sec.1 よりも中間部 Sec.2 に集中している。また、 $\beta_{py} < \text{約 } 1$ の範囲では、はり中央 Sec.5 の塑性せん断変形の進行が著しくなるに伴って、隅角部腹板の塑性変形が小さくなっている。そして、 $\beta_{py} \approx 0.73$ になると、ラーメンは、柱基部、中間

部およびはり中央で塑性変形が卓越する崩壊モードを呈している。なお、同図(a)に示した $\alpha_{p1}=0.642$ ($\alpha_{p2}^*=1$) の結果の中で、柱中間部 Sec.2 の絶対累積ひずみは、その下部における値を指している (Fig.14 参照)。

ii) $\alpha_{p2}^*=0.666$ で $\alpha_{p1}=0.642$ のとき

$\beta_{py} > \text{約 } 1$ の範囲では、隅角部腹板の $\Sigma|\Delta\gamma_p|$ と柱基部 Sec.1 の $\Sigma|\Delta\phi_{pi}|$ はほぼ同程度となっている。また、 $\beta_{py} < \text{約 } 1$ の範囲では、i) と同様に、はり中央 Sec.5 の塑性変形が柱基部よりも隅角部腹板の塑性変形を防いでいる。さらに、 $\beta_{py} \approx 0.73$ の状態では、ラーメンは、柱基部とはり

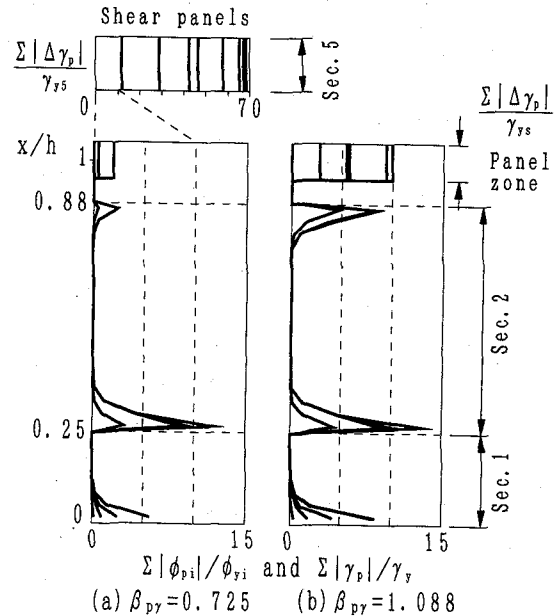


Fig.14 Distribution of absolute cumulative plastic strain in left column, panel zone and Sec.5 ($\alpha_{p2}^*=1$, $\alpha_{p1}=0.642$)

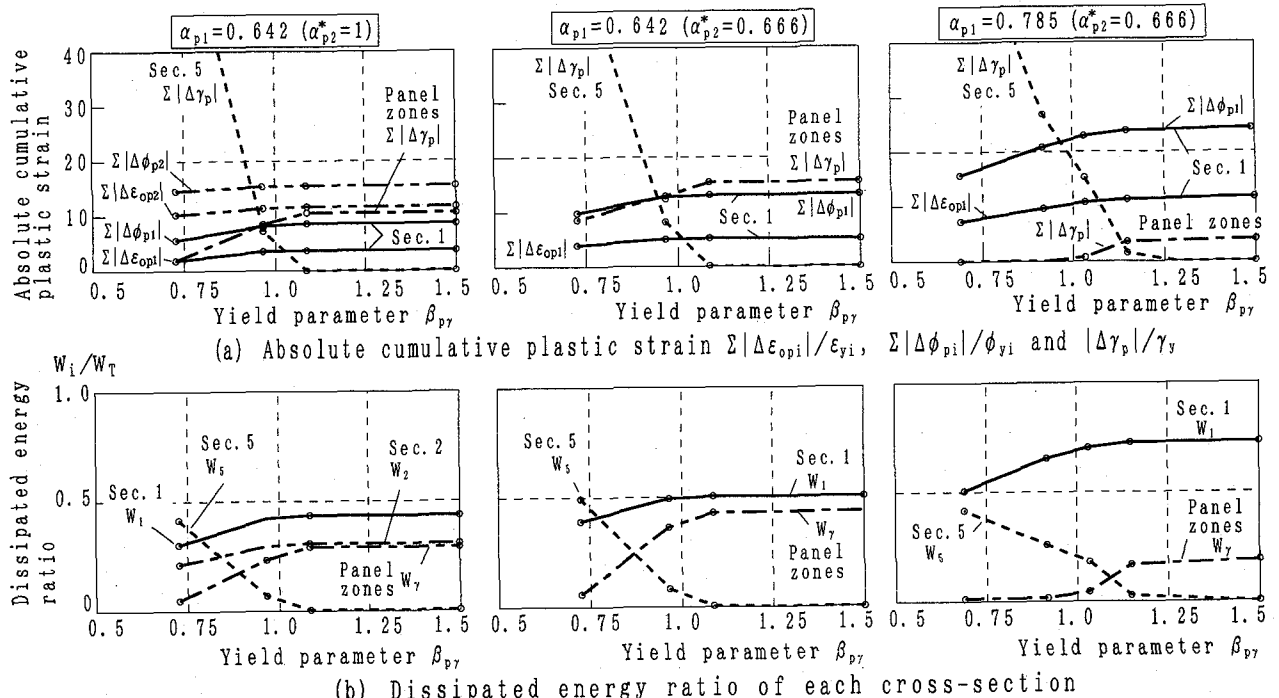


Fig.15 Variation of absolute cumulative plastic strain and absorbed energy of each cross-section with yield parameter β_{py}

中央で塑性変形するような崩壊モードを示している。

iii) $\alpha_{p2}^*=0.666$ で $\alpha_{p1}=0.785$ のとき

$\beta_{py}>1$ の範囲では、隅角部腹板に比べて柱基部 Sec.1 の累積ひずみが大きく、柱基部が分担する履歴エネルギーが約 70% にもなっている (3. (3) 参照)。また、 $\beta_{py}=1$ のとき、隅角部腹板の塑性変形はほとんど見られず、 $\beta_{py}<1$ の範囲では、はり中央 Sec.5 の塑性変形は、柱基部の塑性化を押さえている。そして、 $\beta_{py}=1$ となると、上記 ii) と同様に、ラーメンは柱基部とはり中央で塑性変形するような崩壊モードを呈している。

上記 i)~iii) のいずれにおいても、 $\beta_{py}<1$ の範囲のはり中央腹板では、絶対累積ひずみの大きさから見て、エネルギー分担の効率が悪いことがわかる。

以上から、はり中央腹板の塑性化の発生は、 $\beta_{py}=1$ の付近で敏感であるが、 β_{py} を用いてほぼ把握できることがわかる。また、はり中央で塑性せん断変形が生じたときのラーメンの損傷メカニズムの特徴は次の 2 点である。すなわち、①隅角部も含めた柱上部の塑性変形集中が緩和される、②はり中央の塑性変形が著しくなる場合には、ラーメンは、i) はり中央と柱基部 ($\alpha_{p2}^*<1$)、あるいは、ii) はり中央、柱基部および柱中間断面の下部 ($\alpha_{p2}^*=1$) で塑性変形が卓越する崩壊モードを呈する。

ここで、従来の設計法^{1)~3)}では、非弾性応答時に予想されるラーメンの崩壊モードが照査されていなかったことを踏まえると、兵庫県南部地震で見られたはり中央付近の腹板のせん断座屈は、せん断耐力の小さいはり中央の塑性化が隅角部腹板のそれに先行したことによって生じた可能性が高い (Appendix A-2 参照)。

5. 変断面門形ラーメンの崩壊モードと断面構成法に関する考察

以上の結果を総合して、変断面門形ラーメンの崩壊モードと部材の断面構成法について考察する。

(1) 柱の断面構成と隅角部について

a. 柱中間部で塑性変形が卓越する場合

この崩壊モード (Pattern P) が起こると、柱中間部で塑性ひずみの累積が著しくなり、耐震上好ましくない。

b. 柱基部、柱中間部および隅角部で塑性変形が同時に生じる場合

この崩壊モード (Pattern F) は、塑性変形が柱基部、柱中間部および隅角部に分散するため、上記 a. のような一つの断面への塑性変形集中を回避できるように見える。しかし、柱中間部の抵抗断面力が柱基部や隅角部腹板のそれよりも小さいため、履歴エネルギー分担の効率が悪く、この箇所の塑性変形は意味をなさなくなる可能性がある。

c. 柱基部と隅角部腹板で塑性化が進行する場合

この崩壊モード (Pattern G) は、塑性変形する柱基部と隅角部腹板の抵抗断面力が大きいために履歴エネル

ギー分担の効率がよく、上記 a.、b. よりも優れている。

これは柱中間部断面の降伏点を 1 ランク上げること等により対処できるものであり⁹⁾、式(9)のパラメーター α_{p2}^* をおよそ 0.8 以下とすることが一つの目安になる¹⁰⁾。

なお、柱基部と隅角部腹板の抵抗断面力比 ($=\alpha_{p1}$ 、式(8)参照)によって、両者の累積ひずみとエネルギー分担率が大きく変動する傾向がある。この点は、はり・柱の剛比等も考慮の上、 α_{p1} をどのように設定すれば両者の損傷を最小に留めることができるかについて、検討の余地がある。

(2) 隅角部とはり中央腹板について

隅角部とはり中央腹板の塑性化は主としてせん断力によって起こるため、塑性変形が進行しても耐力低下が小さいという耐震上有利な性質を有している。ところが、両者のせん断力はスパン・柱の断面高さ比 L/D_c によって関連づけられ、はり中央で塑性化を先行させるためには、その板厚あるいは降伏点を小さくして、降伏せん断力を隅角部腹板の $2D_c/L_c$ 倍だけ小さく設定する必要がある。このことは、 L_c/D_c 値にも依存するが、はり中央腹板は、塑性変形の累積 (= 損傷) が著しくならないかぎり、履歴エネルギーの消費に寄与できないことを意味する。ちなみに、Appendix A-2 を参照すると、実橋脚の L/D_c は約 3~12 の範囲に分布している。

一方、隅角部では、抵抗せん断力がはり中央よりも大きいため、塑性化による履歴エネルギー分担の効率がよく、はり中央の著しい塑性変形で消費されるエネルギーを比較的小さな塑性変形で分担できる。

これらのことから判断して、式(11)で定義したパラメーター β_{py} を 1 以上に設定して、はり中央よりも隅角部腹板で塑性化を認める断面構成法が望ましいと考える。ただし、①隅角部では、せん断遅れや応力集中現象に対処するために板厚の大きな鋼板が用いられており、強震時の大きな塑性変形に起因する溶接割れや脆性破壊の問題が未だ十分に究明されていないこと、②はり中央の塑性化は隅角部とその近傍の塑性変形を押さえる効果があること、③損傷後は、補剛構造が複雑な隅角部よりも、はり中央部での補修が容易になると考えられること等から、隅角部域を含めた変断面はり部材の弾塑性性状について、今後さらに検討する必要がある。

最後に、文献 18) に指摘されているように、材料強度のばらつきが予期したラーメンの崩壊モードを変化させてしまう可能性があるため、崩壊モードに及ぼす材料特性の影響をどのように評価するかが大きな検討課題である¹⁰⁾と考える。

6. まとめ

本研究は、鋼門形ラーメンの弾塑性地震応答解析を行い、変断面性に起因した崩壊モードの変動特性を明らかにして、部材の断面構成の基本的な考え方を提案したも

のである。本論文の主な結論は以下のとおりである。

- 1) 柱基部、柱中間部、および、隅角部腹板で塑性変形が同時に進行するラーメンでは、塑性変形箇所の抵抗断面力に差異があるため、抵抗断面力が小さい柱中間部で塑性化を認める利点はとくに見あたらない。
- 2) 柱中間部でのみ履歴エネルギー分担を期待する崩壊モードは、その抵抗断面力が小さいために塑性変形集中が著しくなり、耐震上好ましくない。
- 3) 柱と隅角部に着目した場合、抵抗断面力が大きな柱基部と隅角部腹板で塑性変形が進行する崩壊モードが耐震上優れている。このような崩壊モードを再現するためには、パラメーター α_{p2} を約0.8以下に設定することが一つの目安になる。
- 4) はり中央腹板の塑性化の発生は、隅角部腹板の塑性化と関連づけて、パラメーター β_{py} によりほぼ把握できる。
- 5) はり中央腹板の塑性化は、隅角部も含めた柱上部の塑性変形集中を緩和する。また、塑性変形が著しくなると、ラーメンは、i)はり中央と柱基部、あるいは、ii)はり中央、柱基部および柱中間断面の下部で塑性変形が卓越する崩壊モードを呈する。
- 6) 隅角部とはりのせん断力差が大きいために、はり中央腹板で履歴エネルギーを分担させると、大きな損傷が避けられない。
- 7) 鋼製橋脚の設計では、 $\beta_{py} > 1$ とすることにより、はり中央腹板よりも隅角部腹板の塑性化を先行させることが望ましい。
- 8) はり中央のせん断力の大きさはスパン・柱の断面高さ比 L_0/D_c に依存するため、隅角部域を含む変断面はり部材の弾塑性性状について、今後さらに検討する必要がある。
- 9) 兵庫県南部地震で見られたラーメンのはり中央付近の損傷は、隅角部とはり部材の間のせん断力差に起因して、変断面はり中央腹板の塑性化が隅角部腹板よりも先行したことによって生じた可能性が高い。

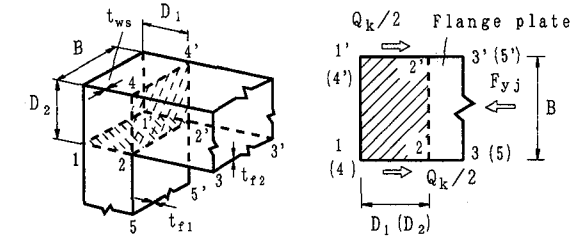
謝 辞

本研究を実施するにあたり、平成6年度の市川国際奨学財団の研究助成、平成6年度～8年度の大同工業大学・研究奨励金、ならびに、平成7年度～8年度の文部省科学技術研究費・基盤研究B(試験)の補助を受けた。ここに記して、謝意を表します。

APPENDIX

A-1 隅角部域の崩壊形式について

筆者らは、文献 11)において、隅角部腹板のせん断降伏とその近傍の部材一般部のフランジ・プレートの曲げ・圧縮降伏のいずれが先行するかによって、隅角部の



(a) Shearing forces along edges of panel zone and axial force of flange plate

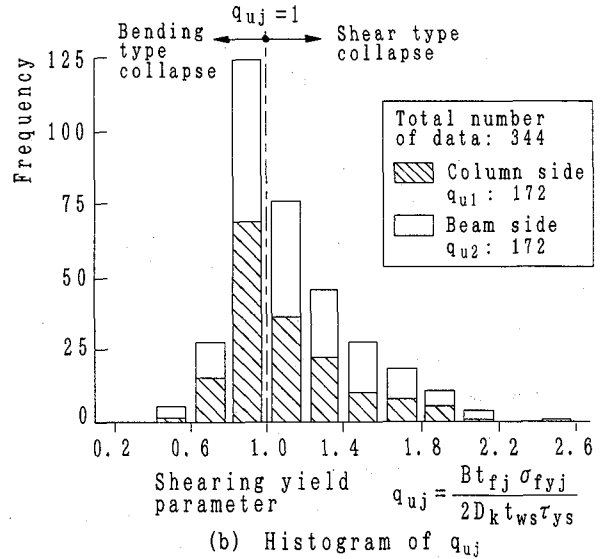


Fig.A-1 Shearing yield parameter q_{uj} of beam-to-column connections by survey^{8),17)}

崩壊形式を分類し、それぞれせん断卓越型型、および、曲げ卓越型とした。ここでは、文献 10)を参考にして、これらの崩壊形式を判定するために、隅角部腹板のせん断応力 τ を基準にしたパラメーター q_{uj} を導入した。

まず、Fig.A-1(a)を参照すると、隅角部腹板が分担できる降伏せん断力 Q_{yk} とそれに対応するフランジ・プレートの降伏軸力 F_{yj} は次式で与えられる。

$$Q_{yk} = 2\tau_{ys} D_k t_{ws} \quad F_{yj} = B t_{fj} \sigma_{fyj} \quad \dots\dots\dots (A.1a, b)$$

ここに、 $j=1, 2$ に対して $k=2, 1$ であり、 $D_1=D_c$ 、 $D_2=D_b$ と置くものとする。また、 σ_{fyj} はフランジ・プレートの降伏点、 τ_{ys} は隅角部腹板の降伏せん断応力である。

つぎに、 $Q_{yk} < F_{yj}$ とおくと、隅角部がせん断卓越型になるための条件を次のようにまとめられる。

$$q_{uj} = \frac{F_{yj}}{Q_{yk}} = \frac{B t_{fj} \sigma_{fyj}}{2 D_k t_{ws} \tau_{ys}} > 1 \quad \dots\dots\dots (A.2)$$

ここで、上式の分子、分母において、 j と k の違いに注意する必要がある。また、 $j=1$ において、柱側のフランジ・プレートに着目し、2.(2) a.の仮定4)を用いて式(8)から得られるパラメーター α_{p3} を簡略化すると、 $1/\alpha_{p3}$ が上式の q_{uj} に対応する。

実績調査データ^{8),17)}から、箱形断面のはり・柱からなる隅角部の q_{uj} について調べた結果をFig.A-1(b)に示す。ただし、はり高さが変化するときの D_b には、交差部断面(同図(a)の断面2(2')-4(4'))の値を用いている。

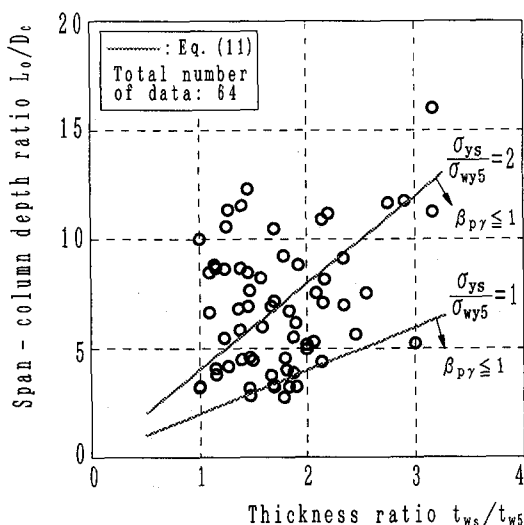


Fig.A-2 Survey result^{8),17)} on t_{ws}/t_{w5} and L_o/D_c

この図からわかるように、はり・柱側ともに、約50%の隅角部がせん断卓越型($q_u > 1$)となっている。

A-2 はり中央腹板の塑性化について

実績調査データ^{8),17)}から、箱形断面のはり・柱からなるラーメンを対象として、式(11)中の t_{ws}/t_{w5} と L_o/D_c の関係を調べた。その結果を Fig.A-2 に示す。図中の2本の直線は、隅角部とはり腹板の降伏点比 $\sigma_{ys}/\sigma_{wy5} = 1$ と 2 に対して、 $\beta_{py} = 1$ のときの式(11)を意味し、直線の上側にある実績データ(○印)は $\beta_{py} > 1$ を満足する。ただし、総データ64の内、中間荷重のあるはりが90%以上を占めており、 t_{w5} にははり腹板の最小板厚をとっている。

この図からわかるように、 $\sigma_{ys}/\sigma_{wy5} = 1$ のときでも、 $\beta_{py} < 1$ となるはり腹板が約10%も存在することから、隅角部腹板よりも、はり腹板で塑性化が先行する場合がかなりあると考えられる。今後、中間横荷重があるはり部材についても、 β_{py} に相当するパラメーターを検討する必要がある。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋方書・同解説，II鋼橋編，および，V耐震設計編，1991年2月。
- 2) 阪神高速道路公団：構造物設計基準，第2部，1990年6月。
- 3) 首都高速道路公団：鋼構造物設計基準，1981年9月。
- 4) 中島章典，倉西茂：レベル2地震に対する鋼製橋脚の基本応答性状，構造工学論文集，Vol.40A，土木学会，1994年3月，pp.227~234。
- 5) 酒造敏廣：水平地動を受ける鋼変断面片持ち柱の動的弾塑性挙動に関する研究，土木学会論文集，No.501，1994年10月，pp.75-84。
- 6) 酒造敏廣：累積塑性ひずみと履歴エネルギー吸収に着目した鋼変断面柱の地震応答解析，第9回日本地震工学シンポジウム(1994)論文集，土木学会，1994

年12月，pp.1639~1644。

- 7) 奈良 敬：鋼製橋脚の弾塑性動的応答特性に関する基礎的研究，平成6年度報告書「鋼製橋脚の地震時保有水平耐力に関する実験(その5)業務」，第3編，(財)阪神高速道路管理技術センター，(社)日本鋼構造協会，平成6年3月，pp.127-173。
- 8) 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，No.6，1982年6月，pp.35~40，および，Vol.16，No.7，1982年7月，pp.43~49。
- 9) 酒造敏廣，池田範行：鋼製ラーメン部材の変断面性に関する設計パラメーターの調査研究，平成2年度研究発表会・講演概要集，I-11，土木学会中部支部，1992年3月。
- 10) 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-21，1992年10月，pp.95~104。
- 11) 酒造敏廣，事口壽男：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.37A，土木学会，1991年3月，pp.121~134。
- 12) 谷 資信：骨組構造の解析，建築物の構造解析シリーズII，技報堂，1976年12月，pp.27~41。
- 13) 若林 實，柴田道生：筋違部材の座屈後の挙動に関する研究(その4)，日本建築学会近畿支部研究報告集，第16号，1976年6月，pp.201-204。
- 14) 藤本盛久，橋本篤秀，中込忠男，山田文富：構造用鋼材の多軸応力状態における繰返し応力-ひずみ関係，日本建築学会構造系論文報告集，No.356，1985年10月，pp.93~102。
- 15) Shen, C., Mizuno, E. and Usami, T.: A Generalized Two-Surface Model for Structural Steel under Cyclic Loading, *Proc. of Japan Society of Civil Engineers, Journal of Structural Eng./Earthquake Eng.*, Vol.10, No.2, July 1993, pp.23(59s)-33(69s)。
- 16) 酒造敏廣，長田好夫：鋼変断面ラーメンの非弾性地震応答性状と断面構成法に関する研究，第23回地震工学研究発表会講演概要，土木学会，1996年7月，pp.469~472。
- 17) 阪神高速道路公団工務部，東京エンジニアリング(株)：橋梁設計資料作成業務(その1)，図表作成(II)成果品，1981年3月。
- 18) Kuwamura, H. and Kato, B.: Effect of Randomness in Structural members 'Yield Strength on the Structural Systems' Ductility, *Journal of Construction Steel Research*, Vol.13, 1989, pp.79-93。
- 19) 日置興一郎，中本嘉彦，平野朝則：接合部パネルのせん断変形を考慮した塑性を含む撓角法，日本建築学会論文報告集，No.115，1965年9月，pp.1~5。

(1996年9月6日受付)