

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

EXPERIMENTAL STUDIES ON COLLAPSE BEHAVIORS AND
DEFORMATION CAPACITY OF STEEL BEAM-TO-COLUMN CONNECTIONS酒 造 敏 廣^{*}、事 口 寿 男^{**}

By Toshihiro MIKI and Hisao KOTOGUCHI

This paper presents the collapse behaviors and deformation capacity of beam-to-column connections of the steel rigid frames. Eight specimens of connections with box beam and column are tested up to the failure under the condition of monotonic and cyclic loadings. Test results show that the deformation capacity of connections is significantly affected by the elasto-plastic deformation of shear panels and instability caused by local buckling which develops in the beam-column members near connection due to bending and torsion. The collapse modes of beam-to-column connections can be classified into three different types i. e., shear, bending and torsion types.

1. まえがき

橋脚などに代表される鋼製ラーメン構造物¹⁾のはり・柱接合部(以下、隅角部ともいう)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²⁾。そのため、この種の構造部材は、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。これに対して、曲げモーメントが支配的な隅角部近傍のはり・柱部材は、地震時には、フランジ・プレートなど、構成板要素の局部座屈によって耐力低下が大きく現れるという曲げ部材特有の挙動を呈する。したがって、地震時の骨組の変形性能(エネルギー吸収能)は、隅角部のせん断崩壊、または、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が推測できる。

これまで、この種の骨組では、たわみ制限や弾性限度をもとにした合理的設計法の見地から、またせん断遅れや応力集中現象に対処するため^{3)~6)}、隅角部とはり・柱部材一般部との断面性能比・強度比がかなり大きくなる変断面構造が採用されてきた¹⁾。このことから、橋脚の変形性能については、主に曲げが卓越し薄肉断面で構成された柱部材一般部を対象にした研究が多く(たとえば、文献7)~9))、せん断変形が卓越する隅角部の崩壊のメカニズムや変形性状については未だ十分に解明されていないのが現状である。

一方、わが国の建築学会では、地震時の骨組のじん性を確保するための保有耐力接合¹⁰⁾の条件として、はり・柱接合部は部材一般部の耐力を下まわらないことを挙げ、接合部で早期の破壊が生じないようにしている^{10)~12)}。しかし、河野・牧野¹³⁾、棕代・松尾¹⁴⁾らは、いわゆる接合部パネル(隅角部腹板)ではせ

^{*} 工博 大同工業大学建設工学科講師(〒457 名古屋市南区白水町40)^{**} 工博 大同工業大学建設工学科教授(〒457 名古屋市南区白水町40)

本研究は、以上の諸点に着目し、箱形部材からなる鋼製ラーメン隅角部模型を8体製作し、単調荷重あるいは交番荷重実験を通じて、その崩壊変形状や変形性能の基本的特性を明らかにしようとするものである。すなわち、隅角部に作用する断面力に面内・面外断面力を想定して、せん断力が卓越する隅角部腹板の崩壊と曲げが支配的なはり・柱部材一般部の局部座屈崩壊に着目した実験を行い、①隅角部腹板のせん断変形特性、②面内・面外断面力を受ける隅角部の崩壊形式、③隅角部の耐力、ならびに、④崩壊形式に対応した変形性能の特性について検討したものである。

Table 1 Dimension and parameters of test specimens

(SS41)

Items Specimen	Dimension (mm)									θ (rad)	Plate slenderness		
	B	t_f	D_b	D_c	t_w	l_b	l_c	l	h		R_f	R_{wb}	R_{wc}
K1S-M-S	150.0	5.95	149.6	149.6	4.42	500	500	575	0	0	0.51	0.70	0.69
K2R-M-B	149.4	5.95	199.7	149.8	4.42	500	475	575	0	0	0.51	0.93	0.70
K3S-C-S	150.1	5.85	149.4	149.7	4.42	500	500	575	0	0	0.50	0.72	0.72
K4R-C-B	149.9	5.85	159.7	119.6	4.42	400	380	460	0	0	0.50	0.77	0.58
K5S-C-S	150.1	5.86	149.6	149.7	4.31	500	500	575	0	0	0.41	0.58	0.58
K6R-C-S	150.0	5.86	159.4	119.8	4.31	400	380	460	0	0	0.41	0.62	0.46
K7S-M-S	150.0	5.95	149.6	149.6	4.42	501	501	576	111	0.275	0.51	0.69	0.69
K8S-M-B	150.0	5.95	149.6	149.6	4.42	506	506	581	204	0.520	0.51	0.69	0.69

Notes: $R_f = \frac{B}{t_f} \cdot \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k\pi^2}} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{fy}}{E}}$, $R_{wb} = \frac{D_b}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k\pi^2}} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{wy}}{E}}$
 $R_{wc} = \frac{D_c}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k\pi^2}} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{wy}}{E}}$, $k=4.0$, $\mu=0.27$, $E=2.09 \times 10^5 \text{MPa}$, h and θ : See Fig. 2.

降伏点にはばつきがあったため、 R_f 値は約 0.4と0.5の2種類となった。また、フランジ・プレートおよび腹板の板厚 t_f および t_w は、従来の慣用設計法で $t_f \geq t_w$ の関係があることを踏まえ^{1), 18), 19)}、それぞれ6mmおよび4.5mmとした。ちなみに、鋼製橋脚の実績調査¹⁾によると、隅角部近傍のフランジ・プレートの R_f 値は0.6より小さい⁴⁾。

b. 隅角部腹板の形状と初期降伏荷重による 供試体の分類

供試体は、隅角部腹板形状が正方形であり・柱部の断面寸法諸元が等しいもの、および、

隅角部腹板形状が長方形であり・柱部の腹板高さに差異があるもの($D_b > D_c$)の2種類である。以下では、腹板高さの大きな方の部材一般部をはり(D_b)、小さい方を柱(D_c)ということにする。

これらの供試体は、Beedle²⁾の方法を参考にすると、隅角部腹板のせん断降伏荷重 P_{sy2} 、および、軸方向力と曲げによる交差部内側フランジ・プレートの曲げ降伏荷重 P_{by} という2つの初期降伏荷重によって、次のように分類できる。

i) 供試体 K1S, K3S, K5S および K6R

隅角部腹板のせん断降伏が交差部内側のフランジ・プレートの曲げによる初期降伏に先行する供試体(以下、せん断降伏先行型という)で、式(1) aを満足する。

ii) 供試体 K2R, K4R, K7R および K8R

上記i)の逆の場合(以下、曲げ降伏先行型という)で、式(1) bを満足する。

$$P_{sy2} < P_{by}, \quad P_{by} < P_{sy2}$$

$$\dots (1) a, b$$

P_{sy2} および P_{by} の算定方法は4.(3) b.で述べることにし、それらの具体的な値も後述のTable 4に示す。

なお、各供試体を通じて、交差部断面のダイヤフラムは補剛材2本で補強し(Fig. 1(d)参照)、その局部座屈による耐力低下が、隅角部腹板および部材一般部の崩壊に先行して、生じないようにした。

c. 供試体に作用する断面力と応力

K1~K6は交差部断面に骨組線面内の断面力が作用する供試体である。また、K7~K8は面内・面外の断面力が同時に作用する供試体であり、Fig. 2(a)中に示す θ および h を変化させている(Table 1参照)。

いま、同図を参照すると、点⑤に作用する断面力は、幾何学的な関係より次式で算定できる。

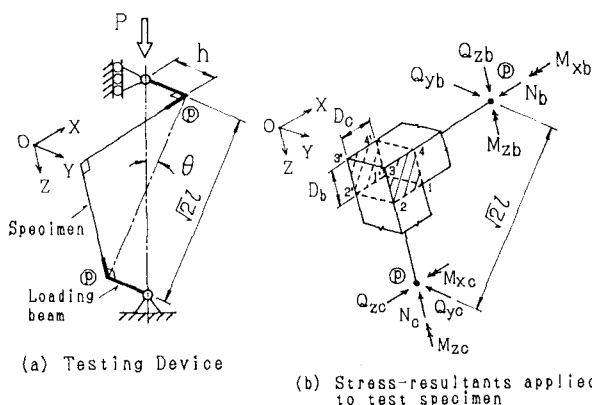


Fig. 2 Testing device and applied stress-resultants of test specimen

$$N_b = N_c = Q_{zb} = Q_{zc} = \frac{P}{\sqrt{2}} \cdot \cos \theta, \quad Q_{yb} = Q_{yc} = P \cdot \sin \theta,$$

$$M_{xb} = M_{xc} = M_{zb} = M_{zc} = \frac{Ph}{\sqrt{2}} \cdot \cos \theta \quad \dots (2) a-c$$

ここで、隅角部腹板の平均せん断応力を τ_{av} 、交差部内側フランジ・プレート最大の圧縮垂直応力を σ_{max} 、せん断力 Q_{zc} による柱部材腹板の平均せん断応力を τ_a 、ねじりモーメント M_{zc} によるせん断応力を τ_T とすると、これらは以下の諸式で求められる。

$$\tau_{av} = \frac{F_b}{2D_c t_w} = \frac{F_c}{2D_b t_w}, \quad \tau_a = \frac{Q_{zc}}{2D_c t_w}, \quad \tau_T = \frac{M_{zc}}{2D_c t_w} \quad \dots (3) a-c$$

$$\sigma_{max} = -\frac{N_c}{A_c} - \frac{Q_{zc} l_c}{W_y} - \frac{Q_{yc} l_c - M_{xc}}{W_z} \quad \dots (4)$$

ここに、 A_c ：柱部材の断面積、 W_y 、 W_z ：それぞれY、Z軸に関する柱部材の断面係数。また、 F_b および F_c は、2枚の隅角部腹板の辺、それぞれ 2-3と 2'-3'および 3-4と 3'-4'に作用するせん断力の合計であり、次式で与えられる^{2), 18), 19)} (Fig. 2 (b) 参照)。

$$F_b = \frac{Q_{zb} l_b}{D_b} - \frac{N_b}{2}, \quad F_c = \frac{Q_{zc} l_c}{D_c} - \frac{N_c}{2} \quad \dots (5) a, b$$

ただし、以上において、隅角部のせん断遅れ現象^{3), 4)}は考慮していない。また、面内・面外断面積が作用する場合には、文献5)を参考にして、面内成分のみが τ_{av} に寄与すると仮定している。

上記の式(3)～(4)から、弾性域 ($P=10$ KNあたり)における各供試体の応力を求めて、Table 2 にまとめる。この表から、供試体K8のように面外断面積(ねじりモーメント)が大きくなると、部材一般部腹板のせん断応力($=\tau_a + \tau_T$)が大きくなり、隅角部腹板のせん断応力 τ_{av} との差異が小さくなることがわかる。

(2) 供試体の機械的性質

供試体製作用の鋼板(4.5mmおよび6mm厚のSS41材)からJIS5号材料試験片を合計20本製作し、引張試験を行った。

試験結果から得られた降伏点および引張強度の平均値をTable 3に示す。表中、 σ_{fy} および σ_{fT} はフランジ・プレート、 σ_{wy} および σ_{wT} は腹板に対応する。また、弾性試験から得られたヤング係数Eおよびポアソン比 μ の平均値はTable 1の欄外に示したとおりである。なお、供試体K5およびK6に用いた鋼板の降伏点と引張強度は、ミルシートに記載された値と大きく相違し、SS41材としてのJIS規格を満足するものではなかった。しかし、その弾性定数は他の供試体の値とほぼ同様であり、また応力-ひずみ曲線にも明瞭な降伏棚とひずみ硬化域が現れた。そのため、これらの供試体の実験データも、無次元化等を行うことにより、他の供試体と同様に扱うものとした。

(3) 実験方法

単調载荷する供試体K1、K2、K7およびK8の実験には、変位制御可能なアムスラー試験機(最大負荷荷重981kN)を用いた。Fig. 2(a)に示すように、供試体の上下端に载荷ばりを介してヒンジ治具を取り付け、変位ストローク制御により圧縮荷重を漸増させた。

また、供試体K3～K6には圧縮・引張の交番荷重を作用させるため、MTS試験機(最大負荷：±490 kN、

Table 2 Theoretical values of stresses of specimens in elastic region

Items	σ_{max} (MPa)	τ_{av} (MPa)	τ_a (MPa)	τ_T (MPa)
Specimen				
K1S-M-S	-23.0	15.2	5.3	0
K2R-M-B	-22.0	10.7	5.3	0
K3S-C-S	-23.3	15.2	5.3	0
K4R-C-B	-23.5	13.4	6.7	0
K5S-C-S	-23.4	15.6	5.5	0
K6R-C-S	-23.5	13.7	6.8	0
K7S-M-S	-26.2	14.6	5.1	3.8
K8S-M-B	-27.7	13.4	4.6	6.3

Notes; P=10KN.

Table 3 Mechanical properties of test specimens (Unit:MPa)

Items	Yield point		Tensile strength	
	σ_{fy}	σ_{wy}	σ_{fT}	σ_{wT}
Specimen				
K1, K2	301	312	447	446
K7, K8				
K3, K4	284	336	447	453
K5, K6	193	206	313	313

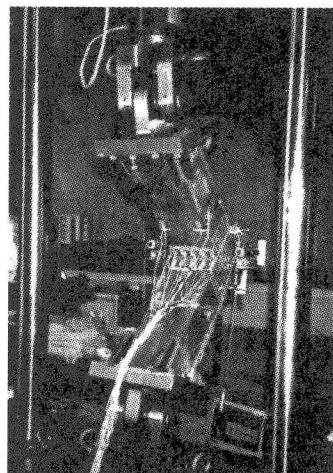


Photo.1 Setup of specimens

ラム・ストローク±75mm)を実験に用いた。この装置には市販の球面軸受を利用した圧縮・引張両用のヒンジ治具を取り付けてあり、これと供試体とを高力ボルトで結合し (Photo. 1 参照)、変位ストローク制御により圧縮・引張荷重を漸増させた。その際、Fig. 2 (a) に図示した荷重 P の方向の変位が卓越するようにして交番載荷を行った。これは、供試体製作時に隅角部腹板の辺 2-3 および 3-4 の部分に片面すみ肉溶接 (脚長3~4mm) を採用したことにより、正負の大きな交番変位を与えると、その部分で早期に溶接割れが発生すると予想されたためである。

(4) 隅角部腹板のせん断変形角 γ の測定方法

隅角部腹板のせん断変形角を求めるため、2枚の腹板の対角線上のフランジ・プレート側辺 (Fig. 2 (b) の点1~4、1'~4') に変位計 (精度: 500 μ /mm) を2本ずつ、計4本配置した。その際、せん断変形する腹板の対角線方向の変位を測定するため、点1 (1')~4 (4') にナット (M8) を溶接してボルトを取り付け、変位計が腹板面内で回転できるように工夫した。

隅角部腹板の2つの対角線方向の伸び・縮み変位の測定値を Δ_+ 、 Δ_- とすると、せん断変形角 γ は、幾何学的な関係から、次のように換算できる。

$$\gamma = \gamma_1 + \gamma_2 = \frac{\Delta_+ + \Delta_-}{2D_c} \cdot \sin \alpha + \frac{\Delta_+ - \Delta_-}{2D_b} \cdot \cos \alpha = \frac{1}{2} (\Delta_+ + \Delta_-) \frac{\sqrt{D_b^2 + D_c^2}}{D_b D_c} \quad \cdots (6)$$

ここに、 $\alpha = \tan^{-1} (D_b/D_c)$ である (γ_1 および γ_2 は Fig. 4 中の挿入図参照)。

3. 弾性域内における隅角部腹板のせん断応力とせん断変形挙動

(1) 隅角部腹板内のせん断応力分布

まず、弾性域内 ($P=10\text{KN}$) における隅角部腹板内のせん断応力分布を3軸ひずみゲージから求め、これを Fig. 3 に例示する。また、比較のため、式 (3) a から求めた隅角部腹板の平均せん断応力 τ_{av} も図示する。

この図から、実験値は隅角部の腹板内ではほぼ放物線分布を呈しており、計算値 τ_{av} は実験値のほぼ平均値を与えていることがわかる。とくに、面外断面力が作用する供試体K7およびK8に対しても、実験値は τ_{av} 値よりも若干小さくなる傾向にあるものの、両者は比較的良好に一致している。

(2) 隅角部腹板の弾性せん断変形挙動

隅角部腹板のせん断変形角 γ の値は低荷重の弾性域内で非常に小さいため、後述の破壊実験結果から、 $\gamma < \text{約 } 0.005$ の範囲の結果を抜粋した。式 (3) a による平均せん断応力 τ_{av}

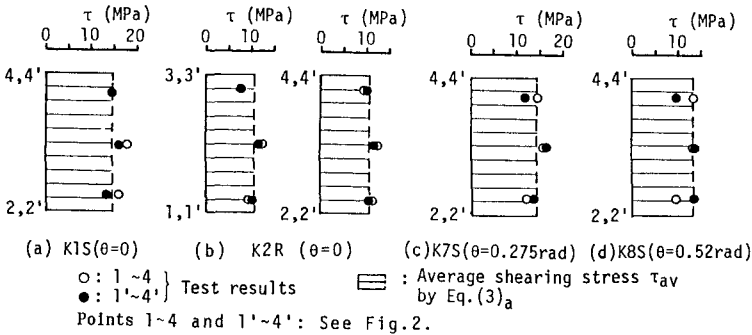


Fig. 3 Shearing stress distribution of shear panels in elastic region ($P=10\text{KN}$)

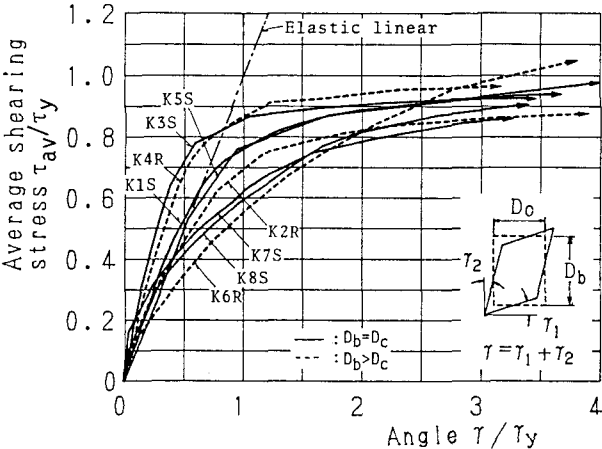


Fig. 4 Test results concerning shear rigidity of shear panels of test specimens

と γ との関係をまとめると Fig. 4が得られる。ここで、 τ_{av} および γ は、それぞれ降伏せん断応力 $\tau_y (= \sigma_{wy}/\sqrt{3})$ および降伏せん断ひずみ $\gamma_y (= \tau_y/G, G=E/2/(1+\mu))$ により無次元表示している。

この図からわかるように、供試体K6を除くと、低荷重域における各供試体の $\tau_{av}-\gamma$ 曲線の勾配は、弾性解（一点鎖線）に近い値となっている。また、供試体 K1SとK2R、K3SとK4R、および、K5Sと K6Rを、それぞれ比較すると、隅角部腹板が長方形の供試体のせん断剛度は、正方形のそれに比較して若干小さくなる傾向がある。

ここで、 τ_{av} は、フランジおよびダイアフラムの枠組効果^{15)~17)}を無視して得られたものである。しかし、上述のせん断応力分布の実験結果と合わせて、箱形部材からなる隅角部の弾性せん断変形挙動を近似するならば、Beedle²⁾がI形断面部材に対して検証したように、隅角部腹板のみを考慮した弾性線形解を仮定できると考えられる。

4. 破壊実験結果とその考察

(1) 各供試体の崩壊挙動の特性

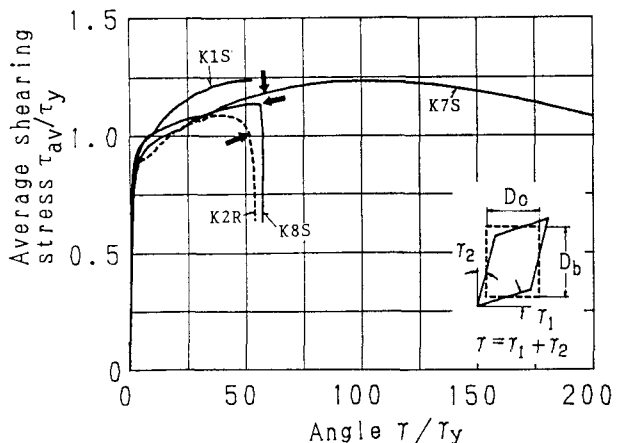
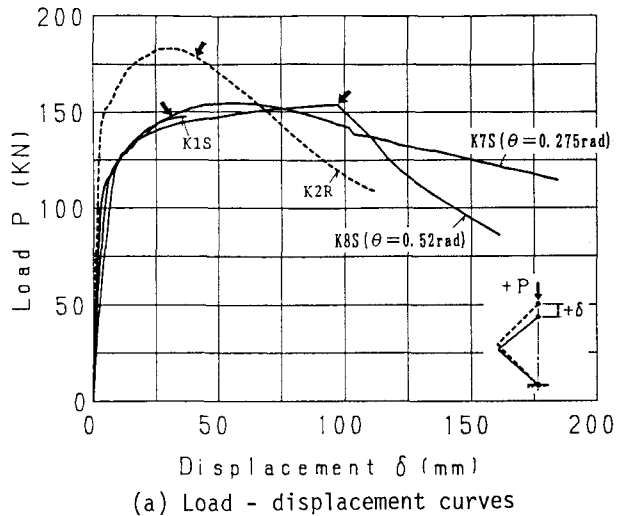
各供試体の実験結果から、隅角部腹板のせん断崩壊挙動と部材一般部の曲げ崩壊挙動とを分析するため、荷重 P とヒンジ治具間の鉛直変位 δ との関係、および、隅角部腹板の平均せん断応力 τ_{av} とせん断変形角 γ との関係

を整理した。以下では、降伏点等しい供試体ごとに、 $P-\delta$ 曲線および $\tau_{av}-\gamma$ 曲線をまとめる。なお、 τ_{av} および γ 値は Fig. 4と同様に無次元表示し、隅角部腹板が長方形の供試体の実験結果を破線で表示する。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、互に対応するようにしている。

a. 供試体 K1S, K2R, K7S および K8Sの単調載荷実験

供試体K1S, K2R, K7RおよびK8Sの結果を Fig. 5にプロットする。なお、K1S の実験では、変位測定不良のため、最大耐力点付近までの曲線しか得られていない。しかし、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（後述の(2)参照）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ものと思われる。

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 $\tau_{av}-\gamma$ 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



(a) Load - displacement curves
(b) Average shearing stress - angle curves of shear panels
Fig. 5 $P-\delta$ and $\tau_{av}-\gamma$ curves of specimens, K1S, K2R, K7S and K8S

形がほとんど進行していない。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。本文では、このときの隅角部腹板の変形を、「部材一般部の局部座屈変形によって決まる限界のせん断変形」と呼び、以下では、そのときの γ 値を、単に「限界せん断変形角 γ_{or} 」と記すことにする。ちなみに、K2R および K8S の γ_{or} は、それぞれ約 $52\gamma_y$ および $60\gamma_y$ となった。

これに対して、K7S の $\tau_{av}-\gamma$ 曲線には、実験の範囲内において、隅角部腹板に限界せん断変形の点は現れていない。したがって、せん断を受ける腹板のひずみ硬化等による耐力上昇を考えると、K7S では、部材一般部の局部座屈による耐力低下が生じつつも（ $\delta \geq 約70mm$ の範囲）、隅角部腹板の塑性変形挙動が支配的であるといえる。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（ $=\tau_0+\tau_1$ 、Table 2 参照）が大きく、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。いずれの場合も、隅角部腹板の限界せん断変形点の有無により、 $P-\delta$ 曲線で耐力低下が大きくなる点を把握することができる。

なお、 $\tau_{av}-\gamma$ 関係において、K1S の曲線は若干高目に位置しているが、各供試体とも、 $\gamma < 約40\gamma_y$ の範囲で概ね一つの曲線となる傾向にある。

b. 供試体 K5SおよびK6R：
 交番載荷実験（その1）

Fig. 6 には、供試体 K5Sおよび K6R の結果をプロットする。これらの実験では、交番載荷の規則性をとくに考慮していない。ただし、最大引張荷重は、1 回目の除荷時の圧縮荷重（ $=100KN$ ）の約半分としている。ここで、同図 (a) の $P-\delta$ 曲線を見ると、荷重 P の正側から除荷し、負側から載荷した部分の曲線には、後述の c. で示すような顕著な非線形性は現れていない。そのため、これらの供試体に対する載荷方法は、どちらかといえば単調載荷に近い。

まず、 $P-\delta$ 曲線の結果から、K5S および K6R ともに、比較的安定した変形挙動を示していることがわかる。しかし、K6R では $\delta \approx 約100mm$ を境にして、耐力低下を表す曲線の勾配が大きくなっている。この点は、同図 (b) に示す K6R の $\tau_{av}-\gamma$ 曲線において、 γ の増加

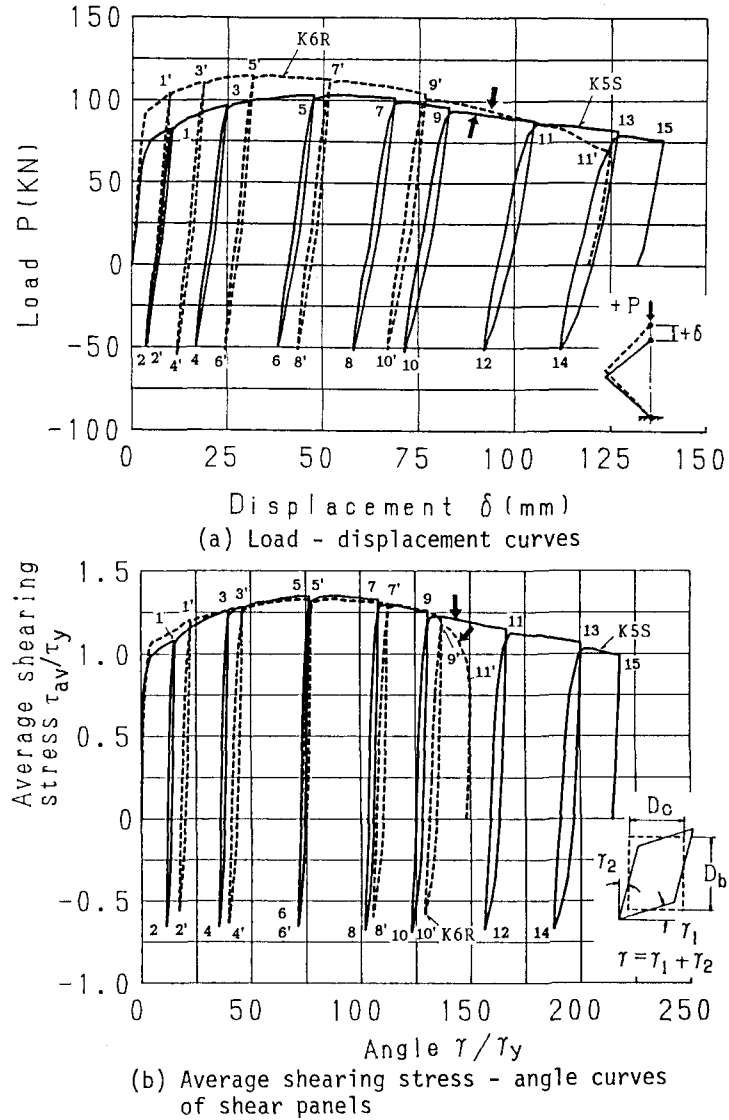


Fig. 6 $P-\delta$ and $\tau_{av}-\gamma$ curves of specimens, K5S and K6R

が緩慢になる位置（限界せん断変形角 γ_{cr} = 約 $140\gamma_y$ ）にほぼ対応しており、このときに部材一般部に局部座屈変形が集中し始めたことになる。一方、K5S には限界せん断変形は現れていない。

いま、K6R の γ_{cr} 値は約 $140\gamma_y$ であり、上述の単調载荷の供試体 K2R と比較すると、柱部材の無次元幅厚比 (R_f , R_{wc}) が (0.51, 0.7) から (0.41, 0.46) になることにより、柱部材の変形性能が大きくなり、隅角部腹板の限界せん断変形角は、約 $52\gamma_y$ から $140\gamma_y$ まで、約 2.7 倍にも大きくなったことになる。なお、 $\tau_{av}-\gamma$ 曲線において、 τ_{av} の正側の包絡曲線を見ると、K5S と K6R の隅角部腹板は、 $\gamma < \text{約 } 125\gamma_y$ の範囲でほぼ同一のせん断変形挙動を呈していることがわかる。

c. 供試体 K3S および K4R：交番载荷

実験（その 2）

これらの供試体の交番载荷実験では、引張荷重が除荷開始時の圧縮荷重の絶対値とほぼ等しくなった時点で荷重を反転させた。実験結果を Fig. 7 にまとめる。

同図 (a) の供試体 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。また、同図 (b) の $\tau_{av}-\gamma$ 曲線から、 γ の増加は点 5' ~ 9' の間で緩慢になっており（ γ_{cr} = 約 $43\gamma_y$ ）、この時点で部材一般部の局部座屈が大きく進行していることがわかる。これに対して、

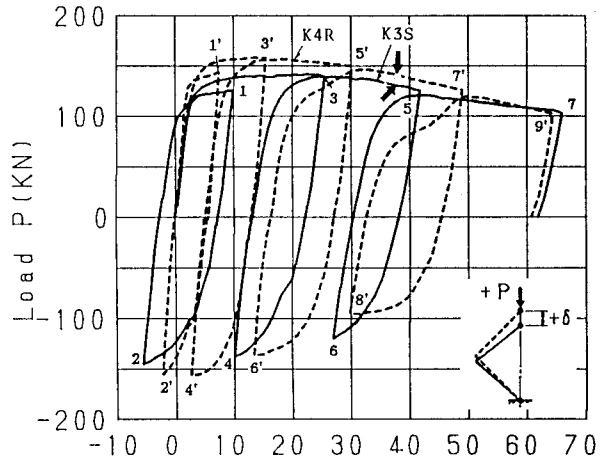
供試体 K3S では、変位 δ の増加とともに $P-\delta$ 曲線のループがやはり小さくなる傾向にある。しかし、K4R ほどは顕著に現れておらず、 $\tau_{av}-\gamma$ 曲線においても、限界せん断変形点は見られない。

ここで、 $R_f = 0.5$ の供試体 K4R と上述の単調载荷供試体 K2R の γ_{cr} 値は、それぞれ約 $43\gamma_y$ および $52\gamma_y$ であることから、K4R では交番载荷の影響で部材一般部のフランジ・プレート部の局部座屈の影響が早期に現れていることがわかる。

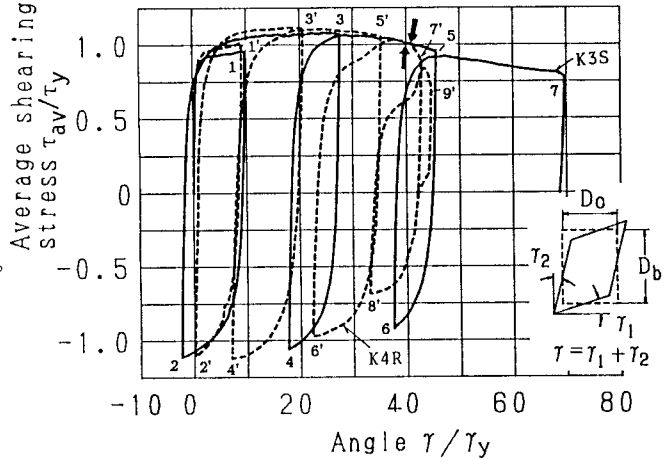
また、これまでの a. および b. で考察したのと同様に、K3S と K4R の正側の $\tau_{av}-\gamma$ 包絡曲線も、 γ_{cr} 以下ではほぼ一致している。このことは、降伏後の隅角部腹板に作用するせん断力を式 (5) によって計算し、平均せん断応力 τ_{av} を式 (3) a によって評価して、さらに τ_{av} および γ を無次元化すると、腹板形状にかかわらず、ほぼ同じ $\tau_{av}-\gamma$ 関係が得られることを示唆しているものと思われる。

(2) 隅角部の崩壊形式に関する考察

実験終了後の各供試体を観察して、隅角部の崩壊形式を 3 つに分類した。その結果を Photo. 2 に示す。参考のため、構成板要素の座屈たわみをスケッチしたものも写真に対応させて示す。



(a) Load - displacement curves



(b) Average shearing stress - angle curves of shear panels

Fig. 7 $P-\delta$ and $\tau_{av}-\gamma$ curves of specimens, K3S and K4R

観察された3つの崩壊形式は、以下のとおりである。

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)）。

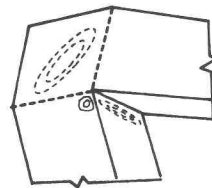
Type B: 隅角部腹板にわずかなせん断座屈変形、交差部断面から約 $B/2$ 離れた部材一般部の内側フランジ・プレートと腹板に大きな局部座屈たわみが現れた隅角部（同写真 (b)）。ここに、 B ：腹板の板厚中心間隔。

Type T: 隅角部腹板にわずかなせん断変形が現れ、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)）。

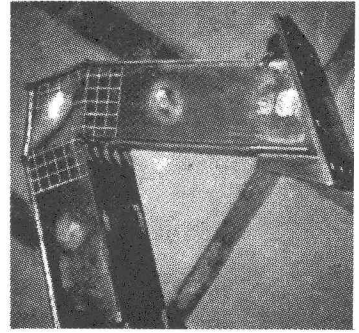
これから、**Type S** は はりと柱の断面性能に差異がない供試体（K1S, K3S, K5S, K7S）に、また **Type B** ははりと柱の断面性能に差異がある供試体（K2R, K4R, K6R）にあてはまることがわかる。さらに、**Type T** は、面外断面力が卓越する隅角部で、上述したように、ねじりモーメントに起因した部材一般部腹板のせん断応力と隅角部腹板内のそれとの差異が小さい供試体に対応している。一方、2. (1)

b. で述べたせん断降伏先行型あるいは曲げ降伏先行型による各供試体の分類と上記の崩壊形式とを対応させると、供試体 K6Rを除いて、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、Beedleの方法をもとにした初期降伏荷重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ある程度推測できるものと考えられる。

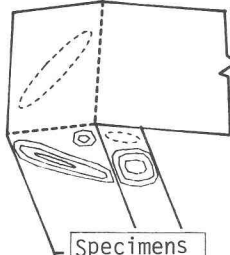
また、実績調査¹⁾によると、鋼製橋脚では、隅角部の交差部断面から少し離れた位置に断面変化点がある場合が多く、この位置で断面性能および材料強度が大きく変化する。そのため、崩壊形式 **Type B, T** の隅角部では、地震時の繰返し力下において、このような断面変化点付近に局部座屈が集中し、耐力低下が大きく現れることが考えられる。この点は、隅角部とより広範囲の部材一般部を含む変断面部材を対象として検討していく必要があると考える。



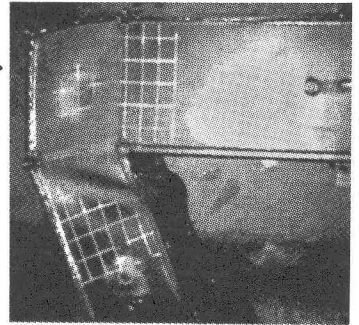
Specimens
K1S, K3S, K5S
and K7S



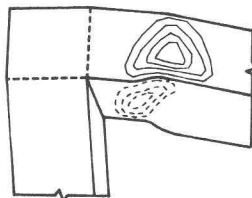
(a) Shear type of collapse (Type S)



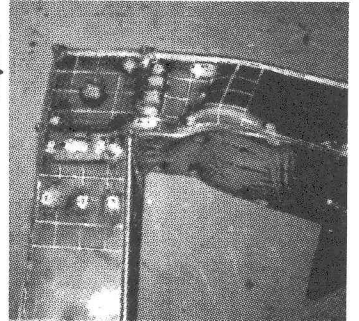
Specimens
K2R, K4R
and K6R



(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

(3) 隅角部の耐力に関する考察

これまで、隅角部の耐力に関しては、初期降伏荷重をもとにした Beedle²⁾ の研究や交差部断面の全塑性条件をもとにした中井ら⁴⁾ の研究がある。しかし、本実験のように、閉断面部材からなる隅角部を対象にして、大きな変形領域にまで至る実験から、隅角部耐力を検証できるデータは少ない。そこで、隅角部の崩壊性状を明らかにしていく上での一つの目安とするために、各供試体の耐力について調べてみた。ここでは、隅角部の耐力として、供試体が経験した最大荷重 P_{max} と以下のような限界荷重 P_{cr} を求めた。

まず、上述した各供試体の $P-\delta$ 曲線において、塑性領域の進展や局部座屈による非線形性が顕著になる荷重レベルを把握できるように、変位 δ が比較的小さい領域の $P-\delta$ 曲線を取り出した。つぎに、これらを $P-\delta^2$ 曲線として整理し、わずかな荷重の変動に対して、 δ が急増する位置を求めた。各供試体の $P-\delta^2$ 曲線を Fig. 8 にまとめる。限界荷重 P_{cr} の求め方は、図中に示すとおりである。

a. 供試体の崩壊形式と P_{cr} および P_{max}

との相関性

各供試体の P_{cr} および P_{max} の実験値を

Table 4 にまとめる。交番載荷した供試体 K3S ~ K6R の P_{max} 値も参考値として示す。

この表からわかるように、崩壊形式が Type S の供試体 K1S、K5S および K7S では P_{max} は P_{cr} よりも約 34% 大きく、また Type B, T の K2R、K6R および K8S では約 25% 大きい。これより、Type B, T の供試体の P_{cr} 後の耐力上昇率は、Type S よりも約 9% 小さいことがわかる。この原因は、Type B, T の供試体の場合、隅角部腹板において、降伏後のひずみ硬化やせん断座屈に特有な耐力上昇が顕著になる前に、部材一般部の局部座屈に起因した限界せん断変形点が見れたことによると考えられる。

さらに、交番載荷実験の載荷から除荷、または、除荷から載荷に至る荷重-変位曲線で非線形性が大きく現れた供試体 K3S および K4R については、 P_{cr} から P_{max} に至るまでに約 18% の余剰耐力がみられる。その際、K4R の余剰耐力は他の Type B, T の供試体とほぼ同様な値となっているが、K3S のそれは、Type S の他の供試体と比較して、交番載荷の影響で 15% 程度小さくなっていることがわかる。

b. 初期降伏荷重と実験値との比較

つぎに、 P_{max} および P_{cr} 値と以下の 3 つの初期降伏荷重とを比較する。

- i) P_{sy1} : $\tau_{av} = \sigma_{wy} / \sqrt{3}$ となるとき隅角部腹板のせん断降伏荷重 P
- ii) P_{sy2} : $\tau_{av} = \sigma_{wy} / 2$ となるとき隅角部腹板のせん断降伏荷重 P
- iii) P_{by} : $\sigma_{max} = \sigma_{fy}$ となるとき交差部内側フランジ・プレートの曲げ降伏荷重 P

ここに、 τ_{av} : 式 (3) a 参照、 σ_{max} : 式 (4) 参照、 σ_{fy} 、 σ_{wy} : Table 3 参照。

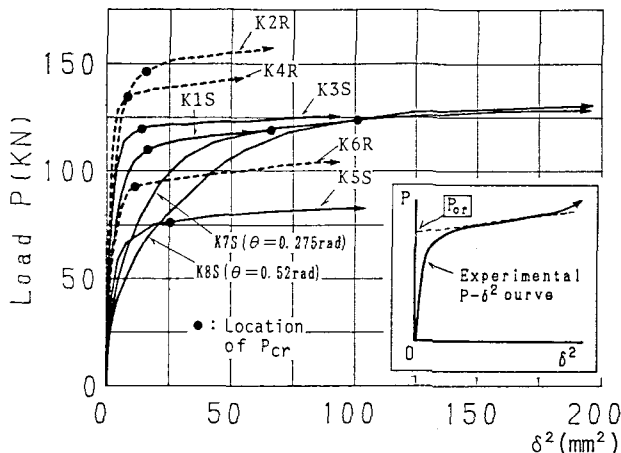


Fig. 8 $P - \delta^2$ curves of test specimens

Table 4 Comparison of ultimate strength of test specimens with initial yield loads

Items Specimen	Initial yield loads (kN)			Test results		
	P_{sy1}	P_{sy2}	P_{by}	P_{cr} (kN)	P_{max} (kN)	P_{max}/P_{cr}
K1S-M-S	118.4	102.5	130.4	110.0	147.5	1.34
K2R-M-B	168.0	145.5	136.4	147.1	183.8	1.25
K3S-C-S	127.7	110.6	121.7	119.9	(141.7)	(1.18)
K4R-C-B	144.6	125.2	120.9	134.5	(157.8)	(1.17)
K5S-C-S	76.4	66.1	82.4	76.8	(103.6)	(1.35)
K6R-C-S	86.5	74.9	82.1	91.5	(115.2)	(1.26)
K7S-M-S	123.0	106.5	110.4	117.5	154.7	1.32
K8S-M-B	136.4	118.1	105.2	123.8	154.1	1.25

Notes: 1) P_{sy1} and P_{sy2} : Yield loads of web panels due to shear, where $\tau_{av} = \sigma_{wy} / \sqrt{3}$ and $\tau_{av} = \sigma_{wy} / 2$, respectively.
2) P_{by} : Initial yield load of beam-column members due to bending moments and axial force. 3) The values of parenthesis include the effect of cyclic loading.

いま、隅角部耐力の近似値を P_{iy} とし、その算定方法として、

方法①: P_{sy1} と P_{by} の小さい方の値を P_{iy} とする

方法②: P_{sy2} と P_{by} の小さい方の値を P_{iy} とする
 の2つを考え、各供試体の P_{cr} および P_{max} 値に対する P_{iy} の誤差を調べた。その結果を Fig. 9 に示す。ただし、②は Beedle²⁾ が 面内断面力が作用する隅角部を対象に提案した方法であるが、ここでは面外断面力を受ける供試体にも適用した。

この図からわかるように、方法①によると、 P_{iy} と P_{cr} との間には、隅角部腹板崩壊した Type S の供試体に対して約 ± 7%、はり・柱部材一般部が崩壊した Type B の供試体に対して約 7~10% の差異があり、 P_{iy} は後者の崩壊形式の場合に少し安全側の値を与える。一方、方法②による P_{iy} は、 P_{cr} の実験値に対して約 7~20% 安全側の結果を与えるが、方法①に比べてばらつきは小さい。また、面外曲げモーメントの影響でフランジ・プレートに応力勾配がある Type T の供試体 K8S では、Type B の供試体に比べて σ_{max} 値が厳しくなるため、①、②ともに、 P_{iy} と P_{cr} との差異は若干大きくなっている。さらに、最大荷重 P_{max} の実験値に対して、①および②による初期降伏荷重は、それぞれ 約 15~45% および 25~55% もの安全側の値を与えることがわかる。

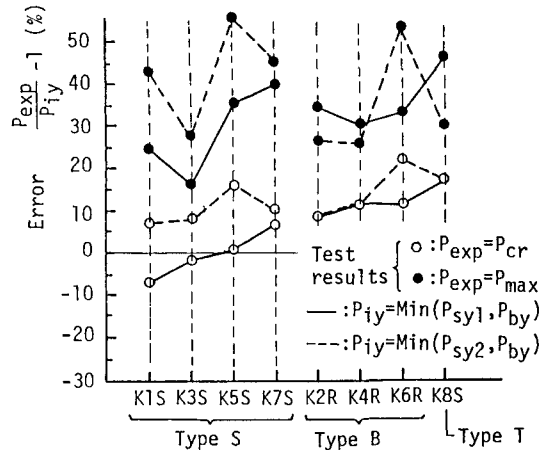


Fig. 9 Comparison of ultimate strength of test specimens with initial yield loads, P_{sy1} , P_{sy2} and P_{by}

このように、初期降伏荷重によって、変位増加が顕著になる限界荷重 P_{cr} を比較的良好に把握できる。その際、隅角部の余剰耐力が大きいのを踏まえると、 $\tau_y = \sigma_{wy} / \sqrt{3}$ とした方法①を用いても、とくに危険側の値を与えることはないと考えられる。最大耐力 P_{max} については、 P_{cr} に達した後の余剰耐力が、崩壊形式にかかわらず部材一般部の局部座屈によって影響を受けると考えられるため、検討の余地がある。

(4) 隅角部腹板の吸収エネルギー分担特性

供試体構成要素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、先に求めた平均せん断応力 τ_{av} - γ 関係で近似できるという仮定のもとに、交番載荷した供試体 K3S および K4R の隅角部腹板の吸収エネルギー分担率を調べてみた。

供試体の全エネルギー吸収量を W_T 、隅角部腹板のせん断変形によるエネルギー吸収量を W_w とすると、これらは上述の P - δ 曲線および τ - γ 曲線を積分して求めることができる。

すなわち、実験による荷重載荷ステップ $n-1$ から n に至るまでの外力仕事 ΔW_{Tn} 、および、隅角部腹板の吸収エネルギー ΔW_{wn} は、それぞれ次のように算出できる。

$$\left. \begin{aligned} \Delta W_{Tn} &= P_{n-1} \cdot (\delta_n - \delta_{n-1}) + \frac{1}{2} (P_n - P_{n-1}) (\delta_n - \delta_{n-1}) \\ \Delta W_{wn} &= 2D_b D_o t_w \left\{ \tau_{n-1} \cdot (\gamma_n - \gamma_{n-1}) + \frac{1}{2} (\tau_n - \tau_{n-1}) (\gamma_n - \gamma_{n-1}) \right\} \end{aligned} \right\} \cdots (7) \text{ a, b}$$

ここに、 P_i 、 δ_i 、 τ_i および γ_i は、それぞれ荷重載荷ステップ i における荷重、変位、平均せん断応力、および、せん断変形角である。

すると、実験における荷重載荷ステップ m までの W_T および W_w は、次のように得られる。

$$W_T = \sum_{i=1}^m (\Delta W_{Ti}), \quad W_w = \sum_{i=1}^m (\Delta W_{wi}) \quad \cdots (8) \text{ a, b}$$

変位 δ をパラメーターとして、上式から求めた W_T および W_w の変動をプロットすると Fig. 10 が得られる。

同図 (a) から、供試体 K3S では、 W_T に対する W_w の割合は、 δ の増加につれて若干小さくなる傾向にはあるが、およそ 80% となっている。これに対して、K4R では、点 $6' \sim 7'$ (Fig. 7 (a) の $P-\delta$ 曲線の 3~4 回目のループに対応) に至る段階で、 W_w はほぼ一定値に漸近していることがわかる (同図 (b) 参照)。この点は、 $\tau_{av}-\gamma$ 曲線 (Fig. 7 (b)) から求めた隅角部腹板の限界せん断変形の位置に対応している。また、上述した限界荷重 P_{cr} に対応する点は、K3S、K4R ともに、図中の原点と点 1 あるいは $1'$ の間にあり、このときのエネルギー吸収量は隅角部腹板のエネルギー総吸収量の内の 10% 程度にすぎないことがわかる。さらに、この状態では、崩壊形式にかかわらず、隅角部腹板のエネルギー吸収分担が大きい。

以上の結果から、部材一般部の局部座屈が卓越した隅角部では、隅角部腹板に限界せん断変形が現れた後にも、他の部分でかなりのエネルギー吸収を期待できる。しかし、この種の隅角部では耐力低下が大きく現れることを考えると、繰返し力を受ける場合には、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とから、これを利用するために、隅角部を含むラーメン部材の合理的な断面構成を模索していくことも必要である。

5. 結 言

本研究は、箱形のはり・柱部材が直角に交差する鋼製ラーメン隅角部を対象に、単調荷重および交番荷重の破壊実験を行い、非弾性領域において耐力低下が現れるまでの崩壊のメカニズムや崩壊形式と変形性能に関する特性を明らかにしたものである。

本文で得られた主な結論を以下に列記する。

- 1) 単調荷重荷重を受けて隅角部腹板のせん断変形が卓越する隅角部では、最大耐力点を過ぎた後の耐力低下は緩慢であり、変位性状は比較的安定していた。

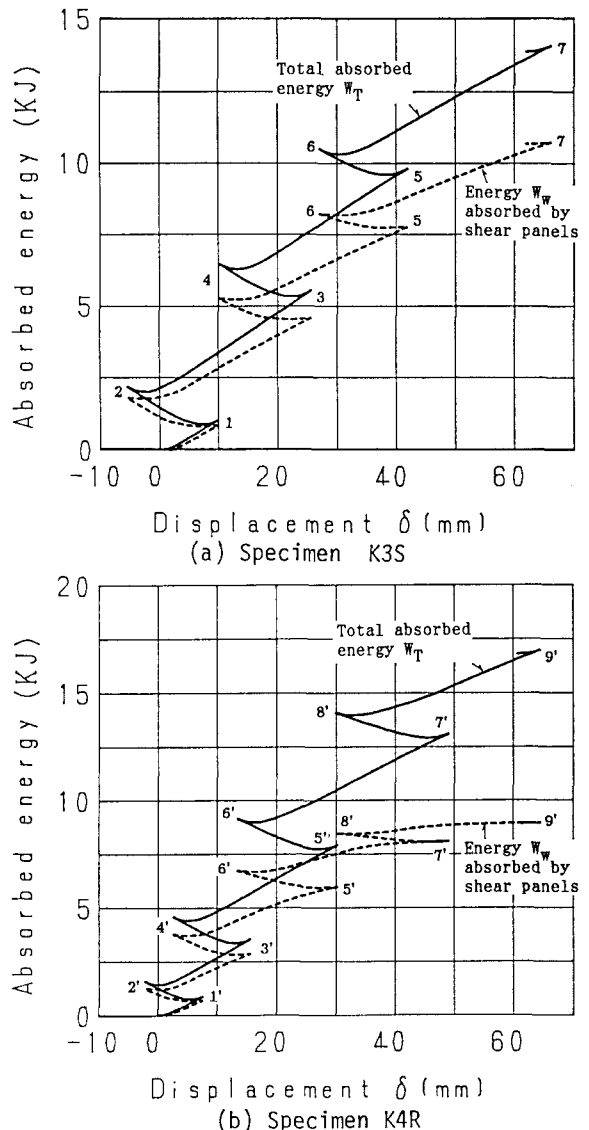


Fig.10 Relationships between absorbed energy and displacement

- 2) 一方、部材一般部に局部座屈が卓越する場合、隅角部腹板には、大きなせん断変形を期待できず、せん断変形がほぼ一定値に留まるという点（限界せん断変形点）が顕著に現れた。そして、その後の荷重－変位曲線において、耐力低下が大きく現れた。
- 3) 構成板要素の無次元幅厚比が小さくなると、隅角部腹板の限界せん断変形角は大きくなり、変形性能も大きくなった。その際、単調載荷よりも交番載荷の方が、限界せん断変形角は小さくなった。
- 4) 無次元化された隅角部腹板の平均せん断応力とせん断変形角との実験曲線は、上記の限界せん断変形点までは、ほぼ一つの曲線となる傾向にあった。
- 5) 隅角部の崩壊形式は、隅角部腹板のせん断座屈変形が卓越する形式（Type S）、部材一般部に局部座屈が卓越する形式（Type B）、および、部材一般部のねじれと局部座屈が卓越する形式（Type T）の3つに分類できた。
- 6) それらの分類方法は、Beedleによる初期降伏荷重をもとにした方法が有効であった。ただし、面外断面積が卓越する隅角部は、ねじりモーメントによる部材一般部腹板のせん断応力が大きくなることに起因して Type T の崩壊形式を呈した。
- 7) 単調載荷を受けた Type S および B, T の隅角部では、わずかな荷重の変動に対して変位が急増し始めるという限界荷重 P_{or} の後、最大耐力に至るまでに、それぞれ約34%および25%の余剰耐力があった。
- 8) 初期降伏荷重をもとにした方法によると（方法①）、－7～10%の誤差内で P_{or} 値を推定できた。
- 9) 繰り返し力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 の隅角部が有利である。
- 10) 一方、Type B の隅角部でも、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は大きかった。
- 11) 今後、より広範囲にわたる変断面部材あるいはラーメン構造としての実験・数値解析等を行い、変形性能を大きくできるラーメン部材の断面構成について検討する必要がある。

謝 辞

本研究の実施には、文部省科学研究費・奨励研究(A)（昭和62年度～平成元年度）および大同工業大学・研究奨励金（平成元年度）の補助を受けたことを付記し、ここに謝意を表します。

また、研究を遂行するにあたり、大阪市立大学・教授の中井博先生ならびに大同工業大学・助教授の水澤富作先生には種々ご配慮いただきました。さらに、実験では、大同工業大学・建設工学科4回生の秋田篤也君（現・ドービー建設工業㈱）および坂元浩君（現・名工建設㈱）にご協力いただきました。以上、厚く御礼申し上げます。

－ 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., Topractsoglou, 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) 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年5月、pp. 1～18。
- 4) 中井 博、福岡 悟、酒造敏廣、明橋克良：鋼製ラーメン隅角部の Shear lag と耐力に関する実験

的研究、構造工学論文集、Vol. 33A、1987年4月、pp. 193～206.

- 5) 街道 博：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.
- 6) 石橋和美、森本千秋、小林徳寿、依田照彦：鋼製橋脚隅角部の設計上の諸問題と一考察、橋梁と基礎、Vol. 24、1990年4月、pp. 21～27.
- 7) 土木学会編：動的解析と耐震設計、第1巻—地震動・動的物性、技報堂、1989年6月、pp. 114～122.
- 8) Watanabe, E., Emi, S., Isami, H. and Yamanouchi, T.: An Experimental Study on Strength of Thin-Walled Steel Box Beam-Columns under Repetitive Bending, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol. 5, No. 1, April 1988, pp. 21s-29s.
- 9) 渡邊英一、杉浦邦正、狩野正人、高尾道明、江見 晋：コーナー部に曲率を有する箱型断面はり一柱の繰返し変形特性に関する実験的研究、構造工学論文集、土木学会、Vol. 36A、1990年3月、pp. 33～40.
- 10) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能、(株)丸善、1981年.
- 11) Kato, B: Beam-to-Column Connection Research in Japan, Proc. of ASCE, Vol. 108, ST2, Feb. 1982, pp. 343-360.
- 12) 加藤 勉編著：鉄骨構造の耐震設計、丸善(株)、昭和58年1月.
- 13) 河野昭雄、牧野 稔：中低層鋼骨組の耐震性に与える柱—はり接合部のせん断補強の効果について、(その1) 崩壊荷重係数と等価吸収エネルギー、日本建築学会論文報告集、第319号、1982年9月、pp. 11～22、および、(その2) パネルゾーンせん断強度が異なる骨組の動的弾塑性応答性状、同334号、1983年12月、pp. 18～28.
- 14) 椋代仁朗、松尾 彰：比較的薄肉の断面を有するH形鋼柱はり接合部の耐力と塑性変形能力に関する研究、その1—単調載荷時における柱はり接合部の耐力と塑性変形能力について、日本建築学会論文報告集、第375号、1987年5月、pp. 43～52.
- 15) Fielding, D. J. and Huang, J. S.: Shear in Steel Beam-to-Column Connections, Welding Research, Supplement, Americal Welding Institute, July 1971, pp. 313-326.
- 16) Krawinkler, H. and Popov, E. P.: Seismic Behavior of Moment Connections and Joints, Proc. of ASCE, Vol. 108, No. ST2, Feb. 1982, pp. 373-391.
- 17) 榎本憲正：H形鋼強軸交叉形柱・はり接合部の弾塑性せん断変形挙動評価法に関する研究、(その1) 柱・はり接合部の抵抗モデルについて、日本建築学会論文報告集、第370号、1986年、pp. 92～101、および、(その2) 実用的な評価方法に関する検討、同382号、1987年12月、pp. 56～64.
- 18) 首都高速道路公団：首都高速道路・鋼構造物設計基準、昭和56年9月.
- 19) 阪神高速道路公団：構造物設計基準、第2部、昭和55年4月

(1990年10月12日受付)