

大同工業大学 正員 酒造敏廣

大同工業大学 正員 事口寿男

1. まえがき

鋼製ラーメン橋脚の梁・柱接合部（以下、隅角部という）の腹板には、梁・柱間で伝達される軸方向力、曲げモーメントおよびせん断力に起因して、ほぼ純せん断に近い力が作用する¹⁾。

2)。そのため、この種のラーメン構造物が地震時に弾性域を越えて変位履歴を受ける場合、隅角部腹板はせん断座屈を呈し、また曲げモーメントが卓越する隅角部近傍の梁・柱部材は曲げによる局部座屈を呈することが考えられる。したがって、隅角部腹板、あるいは、部材一般部のいずれの座屈挙動が先行するかによって、隅角部としての変形性能が左右され、ラーメン構造全体の変形性状もかなり異なったものになると予想される。

本研究は、箱形断面の梁・柱部材から構成され、軸方向力、曲げモーメント、せん断力およびねじりモーメントが作用する隅角部の崩壊性状を実験的に調べ、その変形性能を明らかにしようとしたものである。

2. 隅角部模型と実験方法

(1)隅角部模型：Fig.1 に示すように、梁・柱部材が直角に交差するL形の隅角部模型を製作した。以下では、同図(b)を参照して、点①～④で囲まれる腹板を隅角部腹板、それ以外の梁・柱部分を部材一般部、点①の部分で交差部内側、断面①-②および①-④を交差部断面という。

供試体はK-1～K-4の合計4体であり、それらの寸法諸元および各種パラメーターを Table 1 に示す。K-1～K-2 は交差部断面にラーメン面内の断面力が作用する供試体で、K-2 は梁・柱の腹板高さDが異なる。K-3～K-4 は面内・面外の断面力が同時に作用する供試体である。

供試体の製作に際して、腹板はL形の1枚板として板取りし、溶接条件はできるだけ实际的になるようにした。なお、Fig.1(b)中に点線で示す交差部断面のダイヤフラムは30mm×6mm 断面の縦補剛材2本で補強し、その座屈崩壊が隅角部腹板および部材一般部の座屈崩壊に先行しないようにした。

(2)実験方法：Fig.2 に示すように、供試体の上下端に載荷梁を介してヒンジ治具を取り付け、100tonf アムスラー試験機にセットの後、変位ストローク制御により圧縮荷重を漸増させた。同図中に示す θ は、交差部断面にねじりモーメントを作用させる際のねじれ角である。供試体 K-3 および K-4 の

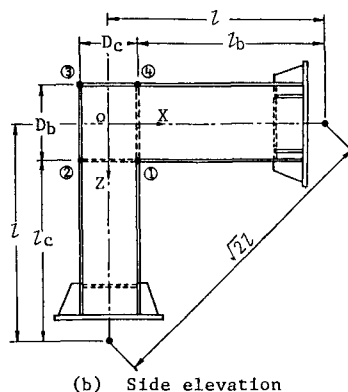
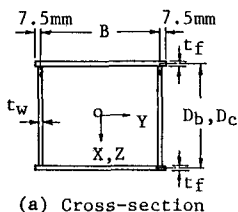


Fig.1 Detail of test specimen

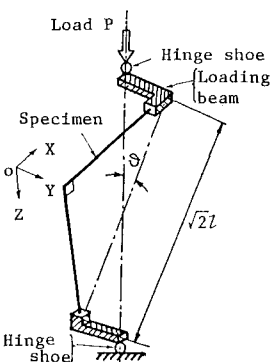


Fig.2 Experimental device

Table 1 Dimension and parameters of test specimen

(SS41)

Items Specimen	B (mm)	t _r (mm)	D _b (mm)	D _c (mm)	t _w (mm)	l _b (mm)	l _c (mm)	l (mm)	θ (rad)	Plate slenderness		
K-1	150.0	5.954	149.6	149.6	4.419	500	500	575	0	R _r	R _{wb}	R _{wc}
K-2	149.4	5.954	199.7	149.8	4.419	500	475	575	0	0.506	0.693	0.693
K-3	150.0	5.954	149.6	149.6	4.419	501	501	576	0.2753	0.506	0.693	0.693
K-4	150.0	5.954	150.0	150.0	4.419	506	506	581	0.5200	0.506	0.695	0.695

Notes: $R_r = \frac{B}{t_r} \cdot \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k\pi^2}} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{yr}}{E}}$, $R_{wb} = \frac{D}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k\pi^2}} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{yw}}{E}}$, $\sigma_{yr} = 30.7 \text{ kgf/mm}^2$, $\sigma_{yw} = 31.8 \text{ kgf/mm}^2$, $\mu = 0.27$, $E = 2.13 \times 10^4 \text{ kgf/mm}^2$, $k = 4.0$, θ : See Fig. 2.

実験に際しては、Table 1 の θ 値に相当する面外断面力が交差部断面に作用していることを弾性実験によって確認した。

3. 実験結果とその考察

(1) 荷重-変位の関係：実験から得られた各供試体の荷重 P とヒンジ治具間の縮み変位 δ との関係を Fig.3 に示す。Fig.4~5 には、隅角部腹板の平均せん断応力 τ とせん断変形角 γ との関係をプロットする²⁾。図中には、Mises および Tresca の降伏条件から求めた降伏せん断応力 τ_y 、それぞれ $\sigma_y/\sqrt{3}$ および $\sigma_y/2$ の位置も示す。また、矢印の位置は Fig.3 中の矢印に対応する。

まず、 $P-\delta$ 曲線から、供試体 K-2 ($\theta=0$) および K-4 ($\theta \neq 0$) では、最大荷重後の荷重低下が大きいことがわかる。これは、 $\tau-\gamma$ 曲線において、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していないことから、部材一般部の曲げによる局部座屈に起因するものであるといえる。これに対して、供試体 K-1 および K-3 では、腹板のせん断変形が漸増し、それらの $P-\delta$ 曲線は、供試体 K-3 のように、最大荷重後もなだらかな曲線となり、隅角部としての変位性状は安定している。

(2) 各供試体の残留たわみ形状：供試体 K-1 および K-3 では、隅角部腹板にせん断座屈によるたわみが顕著に現れ、供試体 K-2 および K-4 では、交差部断面から $B/2 \sim B$ 離れた断面の板要素に局部座屈たわみが卓越していた。これらのことから、供試体 K-1 および K-3 では腹板のせん断座屈、供試体 K-2 および K-4 では部材一般部の局部座屈が先行したことがわかった。

4. まとめ

以上から、①腹板のせん断座屈が先行する隅角部の変位性状は比較的安定している。②一方、隅角部近傍の部材一般部での局部座屈が先行すると、隅角部の耐力は急激に低下する。③とくに、ねじりモーメントが大きくなると、隅角部は後者の挙動を呈する傾向にあるといえる。したがって、より大きな変形性能を確保するという意味で、腹板のせん断座屈が先行する隅角部の設計法について検討する必要があると考える。最後に、本研究の実施には、昭和63年度の文部省科学研究費(奨励研究(A))の補助を受けたことを付記する。

参考文献 1) 岡本瞬三編：鋼構造の研究、奥村敏恵教授還暦記念会、技法堂、pp.463~559、1977年6月。

2) Beedle, L.S., Topractsoglou, A.A. and Johnston, B.G.: Connections for Welded Continuous Portal Frames, Progress Report No.4, Welding Journal, Vol.30, Research Supplement, pp.359s-384s, 1951.

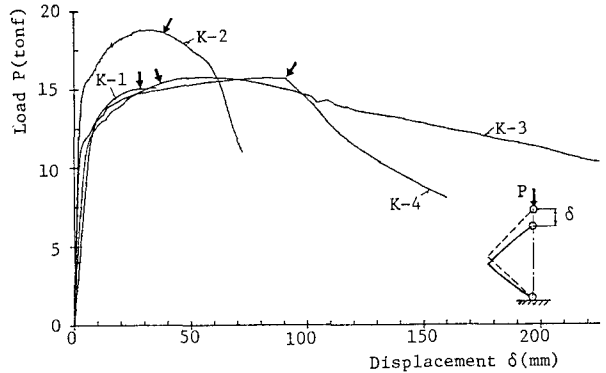


Fig.3 Load P - displacement δ curve (K-1~K-4)

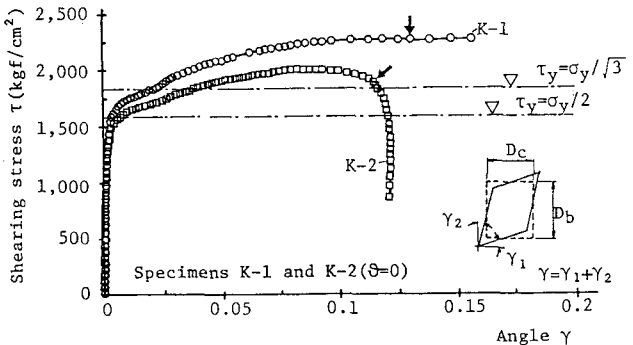


Fig.4 Shearing stress τ - angle γ curve of web plate

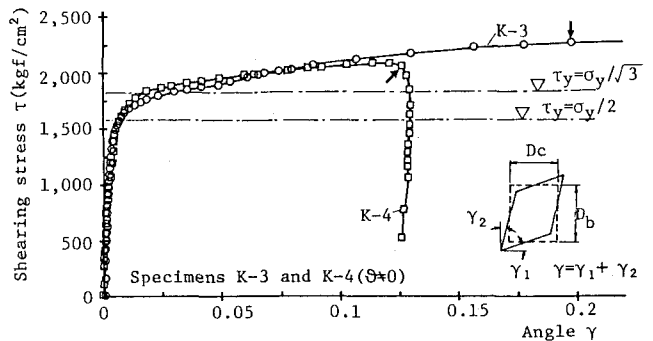


Fig.5 Shearing stress τ - angle γ curves of web plate