

I-109 鋼製ラーメン隅角部の耐力実験

大阪市立大学大学院 学生員 明橋 克良 大阪市立大学工学部 正 員 酒造 敏廣
 阪神高速道路公団 正 員 福岡 悟 大阪市立大学工学部 正 員 中井 博

1. まえがき

鋼製ラーメン隅角部では著しい Shear lag現象が発生するので、現行の各公団・公社の設計基準¹⁾では、これを考慮して隅角部の細部設計を行っている。しかしながら、ラーメン隅角部の耐力に関する設計基準はとくに設けられておらず、Shear lag 現象が卓越するフランジ・プレートの局部および全体座屈などを含めた隅角部の耐力特性については十分な検討が必要であると思われる。そこで、本研究では、ラーメン隅角部の耐力実験を行い、フランジ・プレートの板厚がラーメン隅角部の耐力に及ぼす影響を明らかにしようとするものである。

2. 実験供試体

図-1に示すように、梁と柱との交差角が直角なものを3体、斜角(60°)なものを1体、合計4体の隅角部供試体を製作した。この供試体の各種パラメーターおよび限界断面力を表-1に示す。実験方法としては、曲げモーメント、せん断力および軸力を組み合わせた状態で供試体の耐力実験を行えるように工夫した。

表-1 供試体の各種パラメーターおよび限界断面力

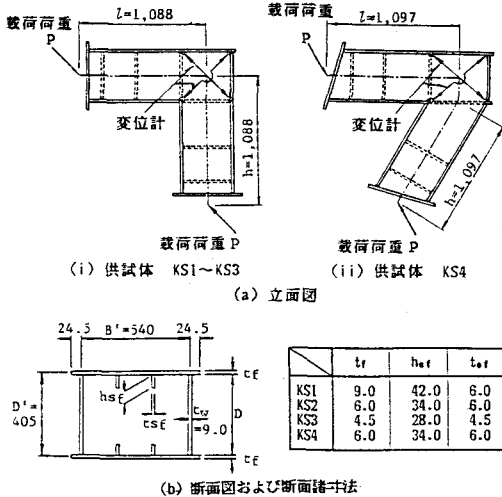


図-1 鋼製ラーメン隅角部供試体の一般図(寸法単位: mm)

3. 実験結果と考察

(1) 荷重-せん断ひずみ曲線

隅角部の腹板対角線上に設置した変位計(図-1参照)から求めたせん断ひずみ γ と作用せん断力 Q との関係を図-2に示す。また、図中には、腹板の全塑性せん断耐力 Q_p (表-1参照)の位置も示す。

この図において、低荷重状態における Q - γ 曲線の勾配に着目すると、フランジ・プレートの板厚 t_f が最も大きい供試体 KS1($t_f=9\text{mm}$)では、実測勾配が計算上の勾配 $G \cdot A_w$ の約半分になっており、隅角部のせん断剛度が、線形弾性理論に基づくものよりも大きいことを

項目	幅厚比 h'/t_f	せん断 おくれ h'/t_f	フランジ・ プレートの h'/t_f	α	柱の各種限界断面力			
					降伏 モーメント $M_y(t \cdot m)$	全塑性 モーメント $M_p(t \cdot m)$	圧縮 力 $P_y(t)$	全塑性 せん断力 $Q_p(t)$
供試体 No.	R_t	R_w	S	α				
KS1	0.41	0.92	4.47	0.75	77.12	80.96	534.9	117.0
KS2	0.60	0.94	3.07	0.75	61.93	66.14	462.1	124.5
KS3	0.82	0.92	2.20	0.75	45.40	50.83	369.0	118.2
KS4	0.62	0.90	2.84	0.75	59.81	64.46	455.8	127.6
RS	0.82	0.93	2.20	0.75	45.81	50.83	369.0	118.2

注: 1) 供試体RSは残留応力測定用
 2) B, D : フランジおよびウェブの幅(梁・柱共通) D' : フランジ中心間隔 σ_y : 降伏点
 τ_y : 降伏せん断応力 n : フランジ・プレートの縦補剛材本数($=2$ 本) W_y : 断面係数
 E : ヤング係数($=2.1 \times 10^8 \text{ kg/cm}^2$) A : 部材断面積 a : フランジ・プレートの90°付フランジ間隔
 μ : フランジ比($=0.3$) K : 板の座屈係数($=4.0$) t_f, t_w : フランジ・ウェブ・プレートの板厚
 A_f, A_w : フランジおよびウェブ・プレートの断面積

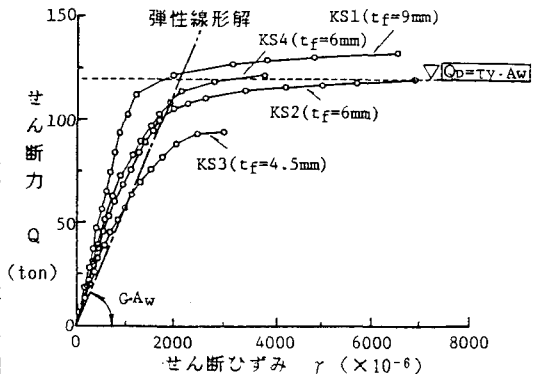


図-2 隅角部腹板の Q - γ 曲線

示している。ところが、供試体KS2～KS3のように、 t_r が小さくなると、 Q - r 曲線の実測勾配は次第に計算上の勾配 $G \cdot A_w$ に近づき、隅角部のせん断剛度はフランジ・プレート
の板厚 t_r によって影響を受けていることがわかる。

(2) 曲げとせん断とを受ける隅角部の全塑性相関曲線 および現行設計基準と実験値との比較

隅角部の梁・柱の取付断面に着目し、曲げとせん断が同時に作用するときの極限解析を行い、箱形断面の終局曲げモーメント M_u と終局せん断力 Q_u とに関する相関曲線を求めた。それらの結果を以下に示す。

$$M_u \leq M_{rp} \text{ のとき； } Q_u/Q_p = 1 \quad \cdots (1)$$

$$M_u > M_{rp} \text{ のとき； } M_u/M_{rp} = 1 + \phi \sqrt{1 - \psi^2} \quad \cdots (2)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{ここに、} \quad \phi &= (1/2) \cdot (A_w/A_r) / (1 + t_r/D) \\ \psi &= Q_u/Q_p = \tau/\tau_y \end{aligned} \right\} \quad \cdots (3)_{a, b}$$

ただし、 τ_y :降伏せん断応力度、 A_w :腹板断面積($=D \cdot t_w$)、 Q_p :全塑性せん断力($=\tau_y \cdot A_w$)、 M_{rp} :フランジ・プレートが分担する全塑性モーメントとする。

以上の諸式から得られる M_u/M_{rp} - Q_u/Q_p 相関曲線を図-3に示す。この図からわかるように、供試体 KS2 および KS4の実験値は上記の相関曲線上に乗っている。また、供試体 KS1では、板厚 t_r が大きいため($=9\text{mm}$)、フランジ・プレートが曲げモーメントのみならず、せん断力に対しても抵抗し、その結果、実験値は解析による相関曲線を相当に上まわった安全側の値となっている。一方、供試体 KS3では、実験値は解析による相関曲線を下まわった若干危険側の値を与えている。これは、 t_r が小さいために($=4.5\text{mm}$)、全塑性状態に至るまでにフランジ・プレートが全体座屈を起こしたためであると考えられる。

また、Beedle²⁾による提案、すなわち「フランジ・プレートは曲げに対してのみ抵抗し、腹板はせん断に対してのみ抵抗する」という同図でハッチをつけた耐荷力曲線は、すべての実験値の下限値を押さえていることがわかった。

さらに、現行設計基準における合成応力度の照査式

$$(\sigma/\sigma_{ta})^2 + (\tau/\tau_a)^2 \leq 1 \quad \cdots (4)$$

を、曲げモーメント M とせん断力 Q との関係に置き換えた相関曲線、および、この相関曲線を安全率 $\nu (=1.7)$ 倍した初期降伏に相当する相関曲線を求めた。ここに、 σ :垂直応力度、 τ :せん断応力度、 σ_a :許容引張応力度、 τ_a :許容せん断応力度とする。これらの結果を、実験結果と対比させて図-4に示す。

この図からわかるように、耐荷力の許容応力に対する実安全率 $\nu (=l_u/l_u^*)$ は、すべての供試体において 3 以上となっており、フランジ・プレートの板厚にかかわらず、各供試体は十分な耐荷力を有している。

4. まとめ

従来の設計法によると、隅角部は、十分な大きな耐荷力を有していることがわかった。ただし、弾性域における隅角部腹板のせん断変形に起因した曲げ剛度の低下については、今後、十分検討する必要がある。

<参考文献> 1)阪神高速道路公団：構造物設計基準第2部、昭和55年4月。

2)Beedle, L.S., Torratsoglou, A.A. and Johnston, B.G.: Connection for Welded Continuous Portal Frames, Welding Research Supplement, Progress Report No.4 Part11, pp.397~400, Aug. 1951

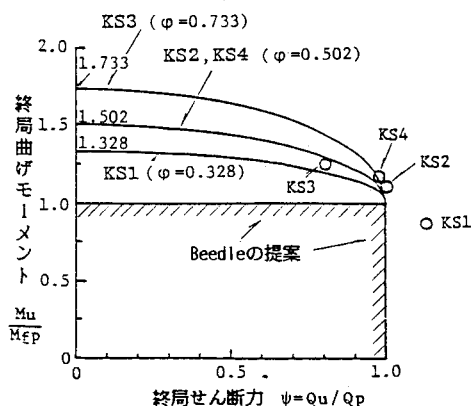


図-3 終局強度の実験値と全塑性相関曲線との比較

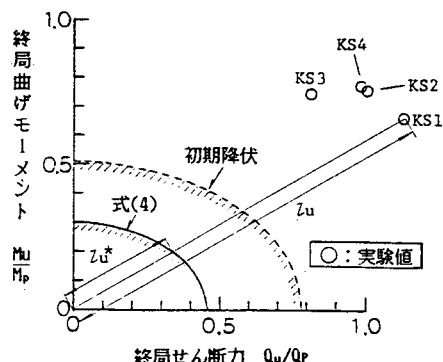


図-4 終局強度の実験値と設計基準との比較