接合部パネルの力学的構成が鋼骨組の耐震性能に与える 影響について

パネル崩壊型H形鋼ラーメン骨組の耐力・変形性状に関する実験的研究

ON THE EFFECT OF STRUCTURAL COMPOSITION OF JOINT PANEL ON ASEISMIC BEHAVIOR OF STEEL FRAME

Experimental study of strength and ductility of rahmen frame
with wide flange member in panel-collapse composition

河野 昭雄*

Akio KAWANO

The experimental study to clear the collapse behavior of frames subjected to seismic load is carried out. The main conclusions in this paper are summarized as follows.

- (1) The panel-collapse mode of frame appears under the strength condition $\alpha \leq 0.42$, in which α is the panel-member yield strength ratio.
- (2) In the panel-collapse frame, the aseismic capacity is not seriously affected by b/t value of flange of member section in the range $b/t \leq 15$.
- (3) Its strength and ductility desirably increase due to the existence of perpendicular beam connected to the joint panel.

Keywords: *H-section member frame, joint panel, perpendicular beam, collapse mode, panel collapse, local buckling*

H形鋼骨組, 接合部パネル, 直交梁, 崩壊形態, パネル崩壊, 局部座屈

§1. 序

建築骨組の終局耐震設計では, 地震入力エネルギーに対し骨組に十分なエネルギー吸収能力を与えることによって安全性が一応保証される¹⁾。エネルギー吸収能力は耐力と変形量の積で評価されるので, 骨組が大きい塑性変形能力を有する場合には, 想定される地震入力エネルギー量に見合う終局耐力を低減できる²⁾。したがって, 塑性変形能力をどのように骨組に確保するかは安全性のみならず経済性や合理性の観点からも重要である。

通常の骨組構成では骨組の中の柱梁接合部パネル(以下, パネルゾーンという)をせん断補強して主に柱やはり部材の塑性変形能力を用いて骨組の変形能力を確保することにしている³⁾が, このほかに, 骨組の塑性変形をパネルゾーンの一般に優れた塑性変形能力に期待する骨組構成も可能である^{4), 5)}。

筆者は, 終局耐震設計における骨組構成の一つの選択肢として, H形鋼強軸部材で構成する中低層ラーメン

骨組を対象にしたパネル崩壊型骨組を既に提示した⁵⁾。

パネル崩壊型骨組は, 柱や梁部材の曲げ強度に対してパネルゾーンのせん断強度を相対的に小さく設定し, 骨組の終局耐力時に柱や梁の応力をおよそ降伏応力度レベルに抑制することにして, パネルゾーンのせん断耐力によって骨組の終局耐力が決定される部材構成とするものである。したがって, この骨組構成は, 耐震性状の上で, パネルゾーンの弾塑性せん断復元力特性が直接的に骨組の復元力特性に反映するものでもある。

このパネル崩壊型骨組には, 骨組の動的応答上および部材の静的設計上, 次の二点にその企図がある。すなわち, 第一に, 激震時には層と層との間に存在するパネルゾーンのみを骨組の下層部から上層部まで塑性化させ層と層との変形連成効果を促進することによって, 特定層のみに過度な変形が生じない良好な応答性状を得ること, 第二に, 骨組の塑性変形をパネルゾーンの塑性変形のみに依存することで柱や梁部材の変形能力を限界づけ

本論文は, 文献 22)~24) に加筆してまとめたものである。

* 国立都城工業高等専門学校建築学科 助教授・工博

Assoc. Prof., Dept. of Architecture, Miyakonojo National College of Technology, Dr. Eng.

る局部座屈や横座屈の発生を意図的に避け、これらが関係する断面幅厚比や横補剛間隔の設計上の制約を通常の骨組構成の場合からさらに緩和することにある。

既往の研究では、上述の第一の点に関して、地震外乱を受けるパネル崩壊型骨組の各層におけるいわゆる損傷は骨組高さ方向に適切に分散される良好なもので、損傷は特定層に集中しにくいことが明らかにされている^{6)~9)}。しかし一方、第二の点、すなわち、パネル崩壊型骨組における部材の断面幅厚比や横補剛間隔は骨組の耐力、変形状態に影響を与えず、通常の骨組に適用される現行設計上のその制限値を軽減できるか、についてはまだ明らかにされていない。わずかに、棕代、松尾両博士が、パネル崩壊型骨組とする終局耐震設計法に注目し、パネルゾーンの耐力上昇性状を明らかにする目的で行った実験において、部材に対するパネルゾーンの相対強度が一定値以下の骨組の部材断面幅厚比はパネルゾーンの塑性変形能力に余り影響を与えないことを確認している¹⁰⁾のみである。

ところで、文献2)では、骨組を構成するパネルゾーン、部材ごとにそれぞれの塑性変形能力に応じた構造特性係数 D_s 値が定められており、結果としてパネル崩壊型（降伏型）骨組の実現する可能性が高いことが指摘されている。実際に骨組がパネル崩壊型を明確に形成するためには、パネルゾーンと柱や梁部材との強度比を具体的に与える必要がある。文献5)では、パネルゾーンおよび部材の断面強度を用いてこれらの強度比を表すパネル部材降伏比 α を定義し、 α の値をおよそ0.42以下に設定すると、骨組はパネル崩壊型を形成することが解析的に示されている。しかし、この実現条件が妥当であるかどうかは骨組が立体的構成である場合も含めて、実験的にはまだ検討されていない。

以上の諸点を踏まえて、本報告は、H形鋼強軸部材を用いたト字型部分骨組の単調加力実験を行い、パネル部材降伏比 $\alpha \leq 0.42$ の骨組は実際にパネル崩壊型となり得るか、パネル崩壊型骨組では部材の断面幅厚比は骨組の耐力、変形状態に影響を与えるか、を検討し、併せて立体骨組の部材要素となる直交梁がパネルゾーンを含む骨組の耐力変形状態に与える影響を明らかにしたものである。

§2. 実験

2.1 試験体

試験体は多層骨組の中の外柱部を想定したト字形部分骨組である。試験体の形状を図-1に示す。試験体は柱がビルトアップH形鋼で、梁はビルトアップH形鋼もしくは圧延H形鋼である。パネルゾーンは柱貫通形式としており、パネル板の板厚は柱のウェブ厚に等しい。また、梁フランジ厚に等しいダイヤフラムが梁フランジ

図-1 試験体の形状

図-2 接合部詳細

表-1 試験体に用いた鋼素材の機械的性質

実験 シリーズ	素材 (公称)	降伏点 σ_y (t/cm ²)	引張り強さ σ_u (t/cm ²)	降伏比 σ_y/σ_u	伸び (%)
シリーズI	PL-16	2.75	4.31	0.64	22.8
	PL-12	2.70	4.05	0.67	24.4
	PL-9	2.77	4.54	0.61	21.8
	PL-4.5	2.33 *	3.08	0.75	25.1
シリーズII	PL-9	2.75	4.28	0.64	28.8
	PL-6	2.89	4.29	0.67	32.1
	PL-4.5	3.54	4.40	0.80	24.1
シリーズIII	PL-9	2.89	4.00	0.72	**
	PL-6	4.00	4.58	0.87	**
	PL-4.5	2.96 *	4.20	0.70	**
シリーズIV	PL-9	3.16	4.39	0.72	28.9
	PL-6	3.64	4.59	0.79	21.5
	PL-4.5	2.87 *	4.41	0.65	30.2
	PL-3.2	1.87 *	3.12	0.60	39.0
シリーズV	PL-9	2.97	4.23	0.70	28.1
	PL-6	3.32	4.47	0.74	27.2
	PL-4.5	3.61	4.27	0.85	20.0

(注) *0.2%オフセット値 **計測せず

位置の柱断面内に設けられている（図-2）。

試験体数は、2.2で述べる実験変数の値を組み合わせた総計16体である。試験体には焼鈍を施していない。

試験体の鋼材質はSS400およびSS400相当で、その機械的性質を表-1に示す。表中の実験シリーズの分類（シリーズI～V）は、使用された鋼素材と試験体との対応を示すためのものである。

2.2 実験変数

試験体の実験変数には、パネル部材降伏比 α 、柱フランジ幅厚比 b/t 、直交梁、を採用した。これらのうち、まず、パネル部材降伏比 α の値は次の五種類とした。

試験体設計時の崩壊モードの予測

- (1) $\alpha=0.2$ ……パネル崩壊型となるもの
 (2) $\alpha=0.4$ ……パネル崩壊型と予想されるもの
 (3) $\alpha=0.5$ ……パネル崩壊型か否か不明のもの
 (4) $\alpha=0.6$ ……パネル崩壊型が生じにくいもの
 (5) $\alpha=0.7$ ……部材崩壊型となるもの
 ただし、 α は (1) 式で定義されるものである⁵⁾。

$$\alpha = \frac{\rho M_y}{\sum M_p} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、

- ρM_y ……降伏パネルモーメント ($= t \cdot D_b \cdot D_c \cdot \tau_y$)
 $\sum M_p$ ……梁の全塑性モーメント和と柱の全塑性モーメント和のいずれか小さい方
 ($= \min. \{ {}_b M_p^L + {}_b M_p^R, {}_c M_p^U + {}_c M_p^D \}$)
 t ……パネル板の板厚
 D_b ……梁せい (梁フランジの中心間距離)
 D_c ……柱せい (柱フランジの中心間距離)
 τ_y ……パネル板の降伏せん断応力度 ($= \sigma_y / \sqrt{3}$)

次に、柱フランジ幅厚比 b/t の値は次の二種類とした。

- (1) $b/t=10$ ……鋼構造塑性設計指針の制限値¹¹⁾
 (2) $b/t=15$ ……鋼構造設計規準の制限値¹²⁾

最後に、直交梁については

- (1) 有 ……立体的骨組構成とするもの
 (2) 無 ……上記の比較骨組とするもの
 の二種類とした。

上述のように実験変数 α の値は 0.2~0.7 としており、すべての試験体が基本的には、部材よりパネルゾーンが先行降伏するいわゆる弱パネル構成である。これらのうち、 $\alpha=0.7$ の値は、鋼構造設計規準の解説¹²⁾ に示されているパネル板厚算定式¹³⁾ に基づいて、パネルゾーンと部材との強度比を推定し、これを参考とした。すなわち、現行設計では、パネルゾーンの必要板厚を、

$$\frac{{}_b M_1 + {}_b M_2}{V_e} \leq 2 \cdot f_s \dots\dots\dots (2)$$

V_e ……パネル板部分の体積 ($t \cdot D_b \cdot D_c$: H 形鋼パネルの場合)

f_s ……許容せん断応力 (長期)

${}_b M_1, {}_b M_2$ ……左右梁端の作用モーメント

によって定められている。そこで (2) 式へ ${}_b M_1 + {}_b M_2 \doteq {}_b M_{y1} + {}_b M_{y2} = ({}_b M_p^L + {}_b M_p^R) / f$ ($f=1.15$: 形状係数) および $2 \cdot f_s = 4 \tau_y / 3$ を代入し、さらに (1) 式を用いると、(2) 式は (3) 式となる。

$$\alpha \geq \frac{3}{4 \cdot f} = \frac{3}{4 \cdot 1.15} \doteq 0.65 \dots\dots\dots (3)$$

これより α の上限値を 0.7 としたものである。また、0.4 の値は、パネル崩壊型骨組の解析的成立条件の上限値 $\alpha=0.42$ ⁵⁾ の近傍としたものである。なお、 $\alpha=0.5$ の値は、許容応力度設計された通常が多層骨組において、統計的ばらつきを有する降伏応力度を用いて評価した α

のほぼ下限値に対応する¹⁵⁾ことを付記する。また、設定された五種類の α の値とともに、骨組崩壊モードの予測が記述されている。

試験体の設計では、パネルゾーン、柱、梁の順に降伏耐力が大きくなるように断面を定め、特に試験体の最大耐力まで梁部材を弾性範囲にとどめることとした。したがって、パネル崩壊型骨組の耐力、変形状態に与える影響を調べるための断面幅厚比には、降伏する可能性が高い柱部材においてフランジ幅厚比 b/t を実験変数とした。H 形断面鋼部材の局部座屈挙動は、本来、フランジ幅厚比とウェブ幅厚比との相関関係¹⁶⁾で議論すべきものではあるが、柱断面でウェブ幅厚比を同時に規定するとせん断補強を行わない柱貫通形式のパネルゾーンでは設計目標値 α の値の実現が極めて困難となるため、これを考慮しなかった。 $b/t=10, 15$ の値は、指針、規準で定められた SS 400 (旧 SS 41) 鋼種を対象とする制限値である。なお、昭和 55 年建設省告示にかかわる規定²⁵⁾では $b/t=10$ は FA ランクの制限値 ($b/t=9.5$) に近い FB ランク、 $b/t=15$ は FC ランクに相当している。

実際の骨組は三次元的に構成されるので、試験体の骨組構成においても骨組構面と直交する方向に材軸がある直交梁が実験変数に選択された。図-1 に示したように、骨組構面内にある梁と同一断面サイズの直交梁が、ダイヤフラム位置で骨組構面外方向に溶接接合されている。直交梁の接合部詳細を図-3 に示す。直交梁の無い試験体は直交梁の有る試験体の耐力や変形状態と比較するためのものである。

総計 16 体の試験体と上記の実験変数との関係が表-2 に表されている。表中の α の値 0.12~0.68 は、鋼素材の引張試験によって得られた降伏応力度と実測した断面寸法を用いて計算したものである。この実質的な α の値は、試験体の設計目標値とは結果的に異なるが、実験変数値として適切にばらついているので、以後の記述ではこの実質の α 値を用いる。

図-3 直交梁の接合部詳細

表—3には実験シリーズに分類された試験体の名称とその α の値、部材の設計断面サイズとその実測寸法を示す。同表中の試験体の名称は実験変数を用いて次のように表されている。

試験体の名称例：

図—4 加力装置

2.3 加力装置および加力方法

加力装置の概略を図—4に示す。ト字形試験体は、柱の部材軸を水平方向とし梁の部材軸を鉛直方向とした状態で、加力装置に据え置かれた。このとき柱の両端のエンドプレートにそれぞれ鋼ブロックを取付け、これらのうち片端側では反力骨組に設けた別の鋼ブロックとの間に回転ピンが挿入され、他端側では反力骨組に接合した反力フレーム内で滑動する鋼ブロックとの間に同じく回

表—2 実験変数と試験体との関係

α	without Perpendicular Beam		with "	
	$\frac{b}{t}=10$	15	10	15
0.12		△		▲
0.25	○		●	
0.41		△		▲
0.42	○		●	
0.43	○			
0.44		△		▲
0.45		△		
0.54		△		▲
0.68	○		●	

○●△▲-----Specimens

表—3 試験体の名称、部材断面サイズおよび断面の実測寸法

実験シリーズ	試験体名称	部材断面寸法 上段：柱 下段：はり(直交)	高さ H (mm)	幅 B (mm)	ウェブ t _w (mm)	フランジ t _f (mm)	ハネ t (mm)	はり l _b (cm)	柱 l _c (cm)	直交はり l _p (cm)	α
シリーズI	IS-7-10-3-N	H-100・90・12・4.5 H-140・90・9・16	101.11 139.01	89.15 90.99	11.34 8.59	4.42 15.91	1.13	142.5	214.2	—	0.68
	IS-7-10-3	H-100・90・12・4.5 H-140・90・9・16	101.40 139.34	89.59 89.28	11.21 8.64	4.42 15.91	1.12	142.5	214.2	15	0.68
シリーズII	IS-6-15-3-N	H-180・135・9・4.5 H-250・135・9・9	179.15 249.90	134.22 135.30	8.98 8.90	4.51 8.94	0.90	138.4	214.0	—	0.54
	IS-6-15-3	H-180・135・9・4.5 H-250・135・9・9	179.25 249.80	134.35 135.06	8.90 8.86	4.50 8.94	0.90	138.3	214.0	15	0.54
	IS-5-15-3-N	H-180・135・6・4.5 H-270・125・6・9	177.91 270.15	134.36 126.10	5.62 5.54	4.52 8.99	0.56	138.2	213.8	—	0.44
	IS-5-15-3	H-180・135・6・4.5 H-270・125・6・9	179.10 269.65	134.25 125.46	5.62 5.62	4.46 8.92	0.56	138.3	213.7	15	0.44
シリーズIII	IS-4-10-3-N	H-200・120・6・6 H-250・125・6・9	199.70 265.2*	119.30 124.60	5.50 6.00	5.66 14.43*	0.55	137.8	214.5	—	0.42
	IS-4-10-3	H-200・120・6・6 H-250・125・6・9	199.40 265.2*	119.30 124.60	5.50 6.00	5.60 14.43*	0.55	137.8	214.0	15	0.42
	IS-4-15-3-N	H-160・135・4.5・4.5 H-250・125・6・9	160.00 252.10	134.40 124.60	4.41 6.00	4.45 8.89	0.49	139.7	213.9	—	0.41
	IS-4-15-3	H-160・135・4.5・4.5 H-250・125・6・9	159.70 252.10	134.60 124.60	4.41 6.00	4.42 8.89	0.49	139.7	213.9	15	0.41
シリーズIV	IS-2-10-3-N	H-200・180・4.5・9 H-350・175・7・11	198.20 351.30	180.80 175.70	4.88 6.74	8.65 10.84	0.45	140.4	213.7	—	0.25
	IS-2-10-3	H-200・180・4.5・9 H-350・175・7・11	198.20 351.30	180.80 175.70	4.88 6.74	8.65 10.84	0.45	140.4	213.5	30	0.25
	IS-2-15-3-N	H-145・180・3.2・6 H-300・150・6.5・9	143.90 301.50	181.20 149.60	3.07 6.54	6.10 8.90	0.31	140.3	213.6	—	0.12
	IS-2-15-3	H-145・180・3.2・6 H-300・150・6.5・9	143.90 301.50	181.20 149.60	3.07 6.54	6.10 8.90	0.31	140.3	213.7	15	0.12
シリーズV	IIS-5-15-3-N	H-185・135・6・4.5 H-250・125・6・9	180.20 251.70	134.50 124.10	5.75 6.00	4.45 9.01	0.58	84.2	213.9	—	0.45
	IIS-4-10-3-N	H-180・120・6・6 H-250・125・6・9	179.80 251.80	120.30 124.60	5.70 5.99	5.71 9.01	0.57	84.5	213.9	—	0.43

(注) *はり端部フランジにフィラープレート(PL-6)を溶接補強。

転ピンが挿入された。また試験体の構面外変形を拘束するために柱部材には4か所、梁部材には2か所にガイドが設けられた。

試験体への加力には柱軸力載荷用と梁端載荷用の二台の手動式油圧ジャッキが用いられた。柱軸力載荷用の油圧ジャッキの先端には球座を介してロードセルが、また梁端載荷用の油圧ジャッキの先端には球座との間にロードセルが挿入され、これらから荷重の大きさが検出された。

試験体への加力では、柱に降伏軸力 P_y の30%の軸力 P を作用させこれを一定に保持した状態で、梁の自由端部に単調増加荷重 H を加えた。この場合、図-4上でパネルゾーンを挟む左右の柱のうち左側の柱には柱軸力に梁端荷重 H が付加されることになるが、骨組の最大耐力を低めに評価する理由で、 H の加力過程においてもその値に見合う柱軸力量を減じなかった。なお、柱の一定軸力 $P (=0.3 P_y)$ の大きさは、パネル崩壊型が中低層骨組を対象としているので、ほぼ上限であろうと推定し、これを採用したものである。

梁端荷重 H の作用に伴う試験体（以下、骨組という）の変形 δ （変位量）を、摺動型変位計を用いて H の作

用位置で計測した。また長方形パネルゾーンの対角方向の伸び、縮み量を同じく摺動型変位計を用いて計測し、これをもとにパネルゾーンのせん断変形 γ を計算によって求めた。

§3. 実験結果および考察

3.1 骨組の荷重変位関係と崩壊モード

実験結果を図-5以下に示す。図-5(a)~(i)は荷重 H と変位 δ との関係であり、ひとつの図には、 α および b/t の値がそれぞれ同一のもとで、直交梁の有る骨組と無い骨組の H - δ 関係がそれぞれ破線と実線で示されている。ただし、図-5(h)と図-5(i)にはそれぞれ直交梁の無い IIS-5-15-3-N ($\alpha=0.45$, $b/t=15$) と IIS-4-10-3-N ($\alpha=0.43$, $b/t=10$) の骨組の H - δ 関係のみ（実線のみ）が示されている。これらには対応する直交梁の有る骨組が存在しないためである。

いずれの図においても、直交梁の有無により骨組の初期弾性剛性には差異はなく骨組が降伏した後では直交梁が有る場合には無い場合に比べて耐力がより上昇している、ことが認められる。

直交梁の有る骨組ではほとんどが、最大耐力時の変形

図-5 (a) H - δ 関係

($\alpha=0.68$, $b/t=10$)

図-5 (b) H - δ 関係

($\alpha=0.54$, $b/t=15$)

図-5 (c) H - δ 関係

($\alpha=0.44$, $b/t=15$)

図-5 (d) H - δ 関係

($\alpha=0.42$, $b/t=10$)

図-5 (e) H - δ 関係

($\alpha=0.41$, $b/t=15$)

図-5 (f) H - δ 関係

($\alpha=0.12$, $b/t=10$)

図-5 (g) H - δ 関係

($\alpha=0.12$, $b/t=15$)

図-5 (h) H - δ 関係

($\alpha=0.45$, $b/t=15$)

図-5 (i) H - δ 関係

($\alpha=0.43$, $b/t=10$)

量は大きく、また最大耐力以後の耐力低下がきわめて小さい。しかし直交梁のある骨組のうち IS-6-15-3 ($\alpha=0.54$, $b/t=15$) と IS-5-15-3 ($\alpha=0.44$, $b/t=15$) では、最大耐力直後に急激な耐力低下が生じている。

直交梁の無い骨組ではいずれも、最大耐力時の変形量は大きい、最大耐力以後の耐力低下が直交梁の有る骨組に比べてより顕著である。特に、IS-5-15-3-N ($\alpha=0.45$, $b/t=15$) では、最大耐力以後の耐力低下が大きい。以上より、直交梁の有無にかかわらず $\alpha \geq 0.44$ かつ $b/t=15$ では最大耐力以後の耐力低下が大きいといえる。

図—5 には、梁端への加力過程において、柱フランジに局部座屈が発生した荷重を ↓ 印, L. B., パネル板にせん断座屈が生じた荷重を ↓ 印, P. B. およびパネルゾーン近傍の柱フランジに局部曲げ変形 (Local kink) が発生した荷重を → 印, L. K. で示されている。なお、これらの荷重はいずれも目視で座屈変形等を確認したときのものである。

図—6 は座屈発生時の変位量比 $\delta_b/(\delta_b)_N$ と α との関係である。ここに δ_b , $(\delta_b)_N$ はそれぞれ直交梁の有る骨組, 無い骨組の座屈発生時変位量である。パネル板にせん断座屈が発生した骨組 ($\alpha \leq 0.42$) では、直交梁の有る方が無いものより座屈発生時変位量は大きい。これは直交梁のウェブがパネル板に対して縦スチフナーの役割を果たして座屈補剛しているためである。この場合には図—5 に見られるように最大耐力時の骨組変位量も直交梁の有る場合が無い場合より大きくなっている。

一方、柱フランジに局部座屈が発生した骨組 ($\alpha \geq 0.43$) のうち特に α が 0.54 以上の骨組における局部座屈発生時の変位は、パネル板がせん断座屈する場合とは逆に、直交梁の有る方が直交梁の無いものより小さい。これは、パネルゾーンのせん断剛性に対し直交梁ウェブの面外板曲げ剛性が協力して (図—7) パネル板のせん断座屈発生時荷重をより高め、その分、柱の負担曲げモーメントが大きくなってフランジ局部座屈の発生が早まったものと考えられる。しかし、柱フランジに局部座屈が発生した骨組のうち $\alpha=0.44$ の骨組では、座屈発生時変位量は、直交梁の有る方が直交梁の無いものより大きかった。ただし、図—5 (c) にみられるように、 $b/t=15$ と大きいと、直交梁の有る骨組では局部座屈が発生した直後に骨組が最大耐力に達し、局部座屈波形がくの字形に進行して急激な耐力低下が生じた。

実験終了後に全骨組の残留変形状態を調査した結果、 $\alpha \leq 0.42$ の骨組ではいずれもパネル板にせん断座屈が認められた。また $\alpha \geq 0.41$ の骨組ではすべて柱フランジに局部座屈が生じていた。 $\alpha=0.41$ と 0.42 の骨組 4 体ではせん断座屈と局部座屈の両方が観察された。これら 4 体のうち、直交梁の無い骨組では有るものに比べてパ

ネル板のせん断座屈波形は顕著であり、また $b/t=15$ の骨組では $b/t=10$ のものに比較して柱フランジの局部座屈波形がより明瞭であった。表—4 に、これらの座屈発生状況および柱フランジの局部曲げ変形発生状況をまとめて示す。なお、いずれの骨組も溶接接合部、座屈発生箇所などに、クラックは観察されなかった。

以上の結果から、 $\alpha < 0.41$ の骨組はパネル板のせん断座屈により崩壊荷重 (最大耐力) に達し、 $0.41 \leq \alpha \leq 0.42$ の骨組はパネル板のせん断座屈と柱フランジの局部座屈によって、また $\alpha \geq 0.43$ の骨組は柱フランジの

図—6 座屈発生時変位量比と α との関係

表—4 座屈発生状況および崩壊モード

実験 シリーズ	試験体名称	α	L. B.	P. B.	L. K.	崩壊モード
シリーズ I	IS-7-10-3-N	0.68	●	×	●	局部座屈
	IS-7-10-3	0.68	●	×	×	局部座屈
シリーズ II	IS-6-15-3-N	0.54	●	×	●	局部座屈
	IS-6-15-3	0.54	●	×	×	局部座屈
	IS-5-15-3-N	0.44	●	●	●	局部座屈
	IS-5-15-3	0.44	●	×	●	局部座屈
シリーズ III	IS-4-10-3-N	0.42	●	●	●	局部座屈とせん断座屈
	IS-4-10-3	0.42	●	●	●	局部座屈とせん断座屈
	IS-4-15-3-N	0.41	●	●	●	せん断座屈と P δ 効果
	IS-4-15-3	0.41	●	●	●	局部座屈とせん断座屈
シリーズ IV	IS-2-10-3-N	0.25	×	●	●	せん断座屈と P δ 効果
	IS-2-10-3	0.25	×	●	●	せん断座屈
	IS-2-15-3-N	0.12	×	●	×	せん断座屈と P δ 効果
	IS-2-15-3	0.12	×	●	●	せん断座屈
シリーズ V	IIS-5-15-3-N	0.45	●	×	×	局部座屈
	IIS-4-10-3-N	0.43	●	×	●	局部座屈

(注) L. K. … 柱フランジの局部曲げ変形
L. B. … 柱フランジの局部座屈
P. B. … パネル板のせん断座屈
● … 発生
× … 発生せず

図—7 直交梁の断面変形

局部座屈によって崩壊荷重に達したものと判断される。ただし、 $\alpha \leq 0.42$ で、かつ直交梁の無い骨組では、せん断座屈後パネルゾーンのせん断変形が大きくなるに伴い柱の部材軸が柱軸力作用線からずれるため、柱軸力とのずれ量による $P\Delta$ 効果も重合して崩壊荷重に達したものと考えられる。なお、これらの骨組の $H-\delta$ 関係の図 (図-5 (e), (f), (g)) には、骨組がパネル崩壊機構を形成した場合のメカニズムラインの計算値 (図-8) が示されており¹¹⁾、計算値は最大耐力以後の耐力低下挙動によく一致している。しかし、 $\alpha \leq 0.42$ で、かつ直交梁の有る骨組では、 $P\Delta$ モーメント以上に直交梁がパネルモーメントの上昇に寄与するため、最大耐力以後の耐力低下はほとんど生じなかった。また、図-5 には、骨組の降伏荷重の計算値 H_y が示されている。 H_y の値は、IS-7-10-3 ($-N$) ($\alpha=0.68$) の骨組では柱部材が降伏するときの荷重、その他の骨組ではすべてパネルゾーンが降伏するとき (直交梁の効果を無視) の荷重である (付表-1)。 H_y の値と実験による初期弾性剛性の低下時荷重とは多少相違がある。これはパネル板やパネルゾーン近傍の柱フランジ等に溶接による残留応力やパネル枠組の剛性の影響などが存在するためであろう。

3.2 骨組の最大耐力

図-9 に骨組の最大耐力比 $H_{\max}/H_y$ とパネル部材降伏比 α との関係を表す。ここに、 H_y (以下、降伏耐力という) は、図-10 に示すように、剛性が初期弾性剛性の $1/3$ に低下したときの耐力である¹⁷⁾。

すべての骨組の最大耐力比は $1.3 \sim 1.6$ の範囲にあった。このとき、 α の値が小さい骨組ほど最大耐力比はや

図-8 仮定した崩壊機構 (パネル崩壊)

図-9 最大耐力比と α との関係

や大きい、その傾向は特に顕著ではない。

同図において、 b/t の値の違いおよび直交梁の有無が最大耐力比に与える影響をみると、まず幅厚比については、 $b/t=10$ と 15 とでは明確な差異は認められない。次に直交梁について柱部材よりパネルゾーンの降伏が先行する $\alpha \leq 0.54$ では、直交梁の有る骨組の最大耐力比は同一の α の値をもつ直交梁の無い骨組の最大耐力比より大きい。図-5 から明らかなように直交梁の存在は、明らかに降伏耐力、最大耐力のいずれも上昇させる効果をもつが、 $\alpha \leq 0.54$ の骨組では特に最大耐力の上昇に相対的に大きく寄与していることを意味する。ただし、柱が降伏先行する $\alpha=0.68$ では、逆に直交梁の有る方が無いものより最大耐力比が小さくなっている。これは、図-5 (a) の $H-\delta$ 関係からわかるように、直交梁有無の二つの骨組の最大耐力の値はほぼ同じであるが、直交梁の無い場合には降伏耐力の値が直交梁がある場合に比べて小さいためである。したがって、 $\alpha=0.68$ では直交梁の存在は降伏耐力の上昇に貢献した。

直交梁の存在により最大耐力がどの程度上昇するかをみるために、図-11 には最大耐力の比 $H_{\max}/(H_{\max})_N$ と α との関係を示した。ここに、 $H_{\max}$, $(H_{\max})_N$ は、 α の値、 b/t の値が同一のもとで、それぞれ直交梁の有る骨組、無い骨組の最大耐力を表す。直交梁によって $3 \sim 16\%$ の最大耐力の上昇があり、 α の値が小さい場合にはこの上昇率が大きく、大きい場合には上昇率は小さい。

3.3 骨組の変形能力

図-12 は骨組の塑性率 $\delta_{\max}/\delta_y$ と α との関係を示したものである。ここに、 $\delta_{\max}$ と δ_y はそれぞれ最大耐力 $H_{\max}$ と降伏耐力 H_y に対応する $H-\delta$ の実験曲線上の変位である (付表-2)。全骨組の塑性率の値は $3.1 \sim 16.6$

図-10 H_y , δ_y , W_E , W の定義

図-11 直交梁による耐力上昇比と α との関係

図—12 塑性率と α との関係

の範囲内であった。図では α の値が小さくなるほど塑性率の値は大きく、その傾向は顕著である。

同じく図—12 において、 b/t の値の違いおよび直交梁の有無が塑性率に与える影響をみると、まず、幅厚比については $b/t=10$ と 15 とでは、最大耐力比と同様に、明瞭な違いは認められない。一方、直交梁の有無は骨組の α の値が大きいか小さいかによって塑性率に顕著な違いを与えている。すなわち、 α が 0.42 以下の骨組では直交梁が有る場合の方が直交梁が無い場合より塑性率が大きい。しかし、 α が 0.43 以上の骨組では、直交梁が有る場合の方が逆に、塑性率が小さくなっている。これは、3.1 で既に述べたように、 α の値が小さくパネルゾーンが早期に降伏する骨組の場合には、直交梁のウェブがパネル板のせん断座屈の発生を抑制するとともに、パネルゾーンがせん断塑性変形するとき直交梁断面がこれを補剛してパネルゾーンの剛性低下を防ぐため塑性変形能力が増大したものであろう。一方、 α の値が大きく柱部材にも降伏が生じる可能性がある骨組の場合には、直交梁の補剛効果がパネルゾーンの剛性を高め過ぎるため、柱部材の降伏を早め柱フランジに局部座屈が生じて骨組の変形能力を限界づけたためと考えられる。

3.4 骨組のエネルギー吸収能力

骨組の無次元エネルギー吸収量 W/W_E と α との関係を図—13 に表す。ここに、 W と W_E は、図—10 に定義したように、それぞれ最大耐力 H_{max} までの全エネルギー吸収量と弾性エネルギー量 ($=0.5 \cdot H_y \cdot \delta_y$) である (付表—3)。同図中、 $\blacktriangle$ と $\bullet$ 印は直交梁の有る骨組、 $\triangle$ と $\circ$ 印は直交梁の無い骨組の結果を表す。

α の値が小さくなるほど無次元エネルギー吸収量は大きくなっている。特に、直交梁の有る骨組ではこの傾向が顕著である。一方、直交梁の無い骨組では、 α の値が小さくなるほど無次元エネルギー吸収量はわずかに大きくなってはいるが、明瞭ではない。図には、パネル崩壊型骨組の解析的成立条件の上限値 $\alpha=0.42$ のラインが破線で示されている。この $\alpha=0.42$ を境界にして、 $\alpha \leq 0.42$ の骨組では直交梁の有る方が無いものより、また $\alpha > 0.42$ の骨組では直交梁の無い方が有るものより、無次元エネルギー吸収量はいずれも大きい。これは、既

図—13 無次元エネルギー吸収量と α との関係 図—14 無次元エネルギー吸収量と b/t との関係 図—15 耐力上昇比と α との関係

に示した最大耐力比あるいは塑性率と α 、直交梁の有無との関係が反映したものである。

図—14 は、無次元エネルギー吸収量 W/W_E と柱フランジ幅厚比 b/t との関係を示したものである。図には、 $\alpha \leq 0.42$ の骨組 (計 8 体) と $\alpha > 0.42$ の骨組 (計 8 体) とで区別してこれらの関係がプロットされている。 $\alpha \leq 0.42$ の骨組では、 $b/t=10$ と 15 では無次元エネルギー量に顕著な違いは認められない。また、 $\alpha > 0.42$ の骨組でも、 $b/t=10$ の場合には値がかなりばらついて判断しにくい、 $b/t=10$ と 15 では無次元エネルギー量に大きな差異は生じないようである。一方、 $\alpha \leq 0.42$ の骨組では $b/t=10$ と 15 のいずれの場合も、骨組に直交梁が有ると無次元エネルギー量は顕著に増大している。しかし、 $\alpha > 0.42$ の骨組では、直交梁が存在しても無次元エネルギー吸収量はほとんど変化していない ($b/t=15$ の場合) か、あるいは直交梁が有る場合は無い場合より小さくなっている ($b/t=10$ の場合)。

3.5 パネルゾーンの最大せん断耐力

図—15 はパネルゾーンの耐力上昇比 $\tau_{max}/\rho\tau_y$ と α との関係を示したものである。ここに、 τ_{max} は骨組が最大耐力 H_{max} に達した時のパネルゾーン内の平均せん断

図-16 耐力上昇比と降伏比との関係

応力度（柱フランジおよびダイヤフラムの板厚中心線で囲まれた見付け面積にパネル板の板厚を掛けて得られた体積内）、 $\rho\tau_y$ はミーゼスの降伏条件式に柱軸力比を考慮したパネル板鋼素材の降伏せん断応力度を表す。

図が示すように、 α の値が小さくなる程 $\tau_{\max}/\rho\tau_y$ の値はおおよそ大きくなっており、既往の実験結果¹⁴⁾と同様の傾向にあった。全骨組の $\tau_{\max}/\rho\tau_y$ の値は 1.1～2.2 の範囲（付表-4）にあり耐力上昇比は大きい、内柱部を対象とした十字形骨組の耐力上昇比 1.5～2.5¹⁴⁾ に比べると、やや小さい。これは T 字形骨組では十字形骨組に比べて梁が一部材分少ないため、パネルゾーンが降伏した後梁が存在しない側の柱フランジに板曲げ変形が生じやすくなりこれに対する拘束がないためと考えられる。図-16 は $\tau_{\max}/\tau_y$ とパネル板鋼素材の降伏比 σ_y/σ_u ($=\tau_y/\tau_u$) との関係を示す。ここに、 τ_y はパネル板鋼素材の降伏せん断応力度である。図中の実線は降伏比の逆数で、鋼素材の最大応力上昇比 τ_u/τ_y を意味する。 α の値が 0.44 以上のほとんどの骨組では平均せん断応力度 $\tau_{\max}$ が τ_u の値までに達していないが、 α の値が 0.43 以下の多くの骨組では $\tau_{\max}/\tau_y$ の値は τ_u/τ_y の値より大きくなっている。これは、パネルゾーンにおける柱フランジとダイヤフラム等によるいわゆる枠組効果によるものであり^{18)~21)}、外柱部のパネルゾーンでも H 形鋼柱の場合には、内柱部の角形鋼管柱の場合の耐力上昇比 1.1～1.3¹⁷⁾ に比較すると、この効果は大きい。

なお、図-15 において、柱部材の崩壊により最大耐力が決定された $\alpha=0.68$ の骨組（IS-7-10-3-N および IS-7-10-3）では、 $\tau_{\max}$ はおおよそ $1.8 \cdot \rho\tau_y$ と大きい。この骨組ではダイヤフラムの板厚が 16 mm と厚くせん断力を負担できるパネルゾーンの実質的な体積が大きいのにに対し、 $\tau_{\max}$ の計算に用いたパネルゾーン体積がこの場合には小さく評価されたため、見かけ上、平均せん断応力度が大きくなったものであろう。

ところで、 α の定義式（1）は次のように変形される。

$$\frac{\rho M_{\max}}{\rho M_y} \times \alpha = \frac{\rho M_{\max}}{\sum M_p} \quad (4)$$

ここに、 $\rho M_{\max}$ は最大パネルモーメント（最大耐力時のパネルモーメント）を表す。本骨組ではすべて、梁部材

より柱部材の全塑性モーメントが小さい構成になっているので、上式の $\sum M_p$ には柱の全塑性モーメント和が適用される。 $\sum M_p$ を、柱軸力による低減を考慮した全塑性モーメント $\sum M_{pc}$ を用いて表すと、（4）式は（5）式となる。

$$\frac{\rho M_{\max}}{\rho M_y \cdot f(1-P/P_y)} \times \alpha = \frac{\rho M_{\max}}{\sum M_{pc}} \quad (5)$$

ここに、 f は柱軸力との相関を考慮した全塑性モーメントにかかわる断面定数である。

同様にして、 $\sum M_p$ を、柱軸力との相関を考慮した降伏モーメント和 $\sum_y M_c$ を用いて表すと、（4）式は（6）式となる。

$$\frac{\rho M_{\max} \cdot f'}{\rho M_y \cdot (1-P/P_y)} \times \alpha = \frac{\rho M_{\max}}{\sum_c M_y} \quad (6)$$

ここに、 f' は形状係数である。

（5）、（6）式において、左辺の $\rho M_{\max}/\rho M_y$ を $\rho M_{\max}/\rho M_y (= \tau_{\max}/\rho\tau_y)$ で表し、さらに両式の右辺をいずれも 1.0 に置き換えた関係式が、図-15 中に、それぞれ実線と破線で示されている。同図中、破線より右上方の範囲は柱断面の降伏曲げモーメントより最大パネルモーメントの方が大きい領域を、また実線よりさらに右上方の範囲は柱断面の全塑性モーメントより最大パネルモーメントのほうが大きい領域を意味する。

図-15 において、直交梁の無い骨組の $\tau_{\max}/\rho\tau_y$ の値（○△印）は $\alpha \leq 0.25$ ではすべて破線上の値をかなり下回り、 $0.41 \leq \alpha < 0.45$ では破線上の値に近い。さらに、 $\alpha=0.55$ では実線値 $\tau_{\max}/\rho\tau_y$ は破線と実線の間にあって、 $\alpha=0.68$ の場合にはこれが実線上の値より大きい。一方、直交梁の有る骨組の $\tau_{\max}/\rho\tau_y$ の値（●▲印）も、 $\alpha=0.41$ の骨組を除いて上述の関係と異なるものではない。

以上のことから、 α の値がおおよそ 0.42 より小さい骨組では骨組の最大耐力はパネルゾーンの耐力によって決定されたと判断され、実験終了後の骨組の残留変形状態の観察から推測された骨組崩壊モードと α の値との関係を、耐力上からも裏付けていると言える。

3.6 パネルゾーンの変形能力

図-17 はパネルゾーンの塑性率 $\gamma_{\max}/\gamma_y$ と b/t との

図-17 せん断変形塑性率と b/t との関係

関係を表したものである。ここに、 $\gamma_{\max}$ は $H_{\max}$ のときのせん断変形量、 γ_y はパネル板鋼素材の降伏応力度 τ_y をせん断弾性係数 G で除した降伏せん断変形量である。図には、 $\alpha \leq 0.42$ の骨組と $\alpha > 0.42$ の骨組に分類して、塑性率が示されており、●▲印は直交梁の有る骨組、○△印は直交梁の無い骨組の結果である。

すべての骨組の塑性率は9～78の範囲にあってばつぎがきわめて大きい(付表—4)。 α が0.42以下の骨組ではいずれも塑性率は20より大きい。しかし α が0.43以上の骨組では塑性率が20を超えない場合が多い。 α の値が0.42より大きい場合には、パネルゾーンのせん断塑性変形が大きくなりながら段階で骨組の最大耐力が柱部材の崩壊により決定されたためである。

図からわかるように、 $\alpha \leq 0.42$ の骨組と $\alpha > 0.42$ の骨組のいずれにおいても、 $b/t=10$ と15の違いは塑性率に顕著な特徴を与えていない。一方、 $\alpha \leq 0.42$ の骨組では直交梁の有るものの塑性率は直交梁の無いものより大きい、 $\alpha > 0.42$ の骨組ではこれが逆に小さくなっている。

以上より、本実験で用いた外柱部のパネルゾーンでは骨組の中の内柱部に比べるとせん断塑性変形量も小さ目に得られたと考えられるが、 α の値が0.42程度以下の骨組のとき $\gamma_{\max}/\gamma_y$ の値は20以上が得られており、内柱部のパネルゾーンと同程度の大きなせん断塑性変形能力¹⁴⁾が期待できる。さらにこの強度構成では、パネルゾーンのせん断塑性変形能力は柱フランジ幅厚比の値に影響されず、また直交梁の存在がせん断耐力と同様にせん断塑性変形能力も増大させる役割を果たすといえる。

3.7 骨組の塑性変形とパネルゾーンの塑性変形との関係

図—18には骨組の塑性変形量 $R\eta'$ ($=\delta_{\max}/\delta_y-1$) とパネルゾーンの塑性変形量 $\rho\eta'$ ($=\gamma_{\max}/\gamma_y-1$) との関係を示した。図中、■印は $\alpha \leq 0.42$ の骨組、また□印は $\alpha > 0.42$ の骨組の結果である。

$\rho\eta'$ の値が大きい場合には $R\eta'$ の値もおおむね大きくなっているのを、

$$R\eta' = k'_g \cdot \rho\eta' \cdots \cdots (7)$$

なる関係を用いて、最小二乗法により比例定数 k'_g を求めると、 $k'_g=0.173$ であった。また k'_g の上限値は0.37

図—18 骨組の塑性率とパネルゾーンの塑性率との関係

および下限値は0.13となった。なお、この k'_g は、文献5) で用いた k_g とは逆数関係にあるが、これらの k'_g の上、下限値は多層骨組の弾塑性解析によって得られた $k_g=2.0$ および $7.0^{5)}$ ($k'_g=0.50$ および 0.14) に近い。また、 $\alpha \leq 0.42$ の骨組(計8体)の実験値のみに対して同様に最小二乗法によって k'_g を求めると $k'_g=0.163$ となり、前述の k'_g の値と大差なかった。したがって本実験の範囲では、骨組の塑性変形量とパネルゾーンとの塑性変形量の対応関係を

$$R\eta' = 0.173 \rho\eta' \cdots \cdots (8)$$

で表すことができる。

ところで、文献2)では、構造ランクⅢ以下に対してパネルゾーンのみが降伏する場合の層ラーメンの累積塑性変形倍率 $R\eta$ が5.0に設定されている。いま $R\eta$ と $R\eta'$ とを同一に仮定できれば(8)式から $R\eta'=5.0$ に対して $\rho\eta'=28.9$ が得られる。図—17に示されているように $\alpha \leq 0.42$ の骨組では28.9以上の塑性変形量は十分期待できる。

§4. 結 論

本研究は、パネル部材降伏比 α ($=0.12 \sim 0.68$) および柱フランジの断面幅厚比 b/t ($=10, 15$) を実験変数とするト字形部分骨組の単調加力実験を行い、既往の解析的研究において示したパネル部材降伏比 $\alpha \leq 0.42$ のパネル崩壊型成立条件は妥当か否か、パネル崩壊型骨組では柱フランジの断面幅厚比は骨組の耐力変形性状に影響を与えるか否か、さらにパネルゾーンに溶接接合される直交梁は骨組の耐力変形性状にいかなる影響を与えるか、を検討した。

本実験条件の範囲で得られた結論をまとめると、以下のようなものである。

- (1) およそ0.42より小さい α の値を有する骨組では、パネルゾーンのせん断耐力もしくはせん断耐力と $P\Delta$ 効果によって骨組の最大耐力が決定された。したがって、既に提示した $\alpha \leq 0.42$ とするパネル崩壊型骨組の成立条件は妥当である。
- (2) α の値がおよそ0.42より小さい骨組においては $b/t=10$ と15とでは、骨組の最大耐力および変形能力、エネルギー吸収能力に明瞭な差異は生じなかった。したがって、 $b/t \leq 15$ の範囲の値ではフランジ幅厚比はパネル崩壊型骨組の耐力変形性状に影響を与えない。
- (3) $\alpha \leq 0.42$ あるいは $\alpha > 0.42$ のいずれの骨組においても直交梁の有無により骨組の弾性剛性に変化はなかった。
- (4) α の値が0.42以下の骨組では直交梁の存在によって骨組の最大耐力が12～16%上昇したが、 α が0.42を超える骨組では最大耐力の上昇は10%以下であった。特に、0.68と α の値が比較的大きい骨組では

最大耐力の上昇は3%で、直交梁の効果はきわめて小さかった。

(5) α の値が小さくなるほど骨組の無次元エネルギー吸収量 W/W_E の値は大きくなる傾向があり、特に直交梁の有る骨組におけるこの傾向は直交梁の無い骨組のそれより著しかった。

(6) α の値が0.42以下の骨組では骨組の無次元エネルギー吸収量 W/W_E の値は直交梁の有る骨組のほうが無い骨組より大きい、 α の値が0.42を超える骨組では、逆に、直交梁の有る骨組のほうが無い骨組より小さかった。

(7) 骨組の最大耐力時におけるパネルゾーンの平均せん断応力度 τ_{max} とパネル板の降伏せん断応力度 $\rho\tau_y$ との比 $\tau_{max}/\rho\tau_y$ の値は α の値が小さくなるほどおおむね大きくなった。

(8) $\tau_{max}/\rho\tau_y$ の値は1.1~2.2と大きく、外柱部のパネルゾーンにおいても内柱部のそれと同様に柱フランジやダイヤフラムなどによる枠組効果が認められた。

(9) 骨組の最大耐力時におけるパネルゾーンのせん断変形塑性率 γ_{max}/γ_y の値は、 $\alpha \leq 0.42$ の骨組では20以上であったが、 $\alpha > 0.42$ の骨組ではほとんどが20以下となった。

ところで、地震荷重を受けるパネルゾーンを含む骨組では、定性的には、 α の値が小さい骨組の変形にはパネルゾーンのせん断変形による寄与が大きく、逆に、 α の値が大きい骨組の変形には柱や梁部材の変形による寄与が相対的に大きくなる。本実験結果が示すように、 α の値が小さくパネルゾーンのせん断変形が卓越する場合には、パネルゾーンに直接溶接接合された直交梁のウェブとフランジが、パネル板のせん断座屈変形を補剛すると同時にパネルゾーンのせん断変形に伴い直交梁に断面変形が生じて、パネルゾーンの最大耐力や塑性変形能力の上昇に直交梁が協力する。一方、 α の値が大きく部材の変形が大きくなる場合には、直交梁は変形しにくいパネルゾーンをさらに補剛する結果、部材に変形がより集中することによって骨組の耐力変形性状に与える部材の断面幅厚比の相違の影響が現れる。

本質的に、塑性化したパネルゾーンのせん断座屈は骨組の最大耐力や塑性変形能力を必ずしも限界づけるものではなく、部材断面の局部座屈はこれを直接的に限界づけるものであるが、直交梁の存在はこれらの性質をより明確にするものであり、骨組の耐力変形性状において直交梁の効果の現れ方が変化する α の値がおおよそ0.42と言えよう。

謝 辞

本研究は元九州大学教授：牧野 稔先生（現：東和大学教授）の指導のもとに行われたものです。実験に際しては九州大学、鶴 則生技官、久島昭久技官、青木治技

官のご協力を得ました。また、九州大学大学院生、中村敏治氏（現：大成建設）、木原幸紀氏（現：清水建設）の協力を得ました。ここに記して深く感謝の意を表します。

注

メカニズムライン計算式を誘導するにあたり、次の各項を仮定した。

- 1) 柱および梁部材は剛とする。
- 2) パネルゾーンは剛塑性で、最大せん断耐力（応力度） τ_{max} のときせん断塑性変形する。
- 3) パネルゾーンが τ_{max} のとき耐力の増減はないものとする。
- 4) パネルゾーンの τ_{max} は柱の曲げモーメントによって生じるものとし、梁のせん断力による影響を無視する。
- 5) 柱の曲げモーメントには梁端荷重による付加軸力を考慮する。

計算式の誘導では、梁端変位が δ のとき仮定1)2)によってパネルゾーン側の柱端が柱軸力作用線から近似的に Δ だけずれる（本文、図-8）ので、この Δ と仮定5)とによる曲げモーメントを求めて τ_{max} を評価している。このようにして得られたメカニズムライン計算式が本文中の図-8に示されている。同式中の τ_{max} の値は α の値のみならずダイヤフラムの板厚や周辺部材のウェブやフランジの剛性なども関係してばらつきが大きく一般に推定が困難である。ここでは骨組の最大耐力以後の耐力低下挙動に注目したので、メカニズムラインが実験曲線と接するように τ_{max} の値を適当に与えた。これらのメカニズムラインが図-5(e), (f), (g)中に示されている。

参考文献

- 1) 秋山 宏，建築物の耐震極限設計，東京大学出版会，1980
- 2) 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，1990
- 3) 田中淳夫：柱・はり接合部における挙動と設計方針—シンポジウム—鋼構造物の柱はり接合部の挙動と設計上の問題点，1990.9
- 4) 中尾雅躬：鋼構造柱はり剛接合部に関する研究，東京大学学位論文，1975
- 5) 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，pp.11~22，1982
- 6) 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2 パネルゾーンのせん断強度が異なる骨組の動的弾塑性応答性状，日本建築学会論文報告集，第334号，pp.18~27，1983
- 7) Kawano, Akio; Inelastic Behavior of Low-rise Steel Frame Based on a Weak Beam-to-column Connection Philosophy to Earthquake Motion, 8th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. IV, 1984, San Francisco.
- 8) 長谷川隆，秋山 宏：柱梁接合部の強度が地震時の架構の損傷集中特性に与える影響，日本建築学会大会学術講

付録 実験資料

付表—1 構造要素が各耐力に達するときの梁端荷重 (計算値, 単位: tonf)

試験体名称	α	bHy	bHp	cHy	cHp	pHy	ppHy
IS-7-10-3-N	0.68	3.31	3.92	1.20	1.77	1.50	1.43
IS-7-10-3	0.68	3.26	3.87	1.21	1.77	1.55	1.48
IS-6-15-3-N	0.54	7.06	8.17	5.47	6.76	4.94	4.71
IS-6-15-3	0.54	7.05	8.15	5.46	6.74	4.90	4.67
IS-5-15-3-N	0.44	6.78	7.73	4.92	6.05	3.52	3.36
IS-5-15-3	0.44	6.72	7.66	4.91	6.03	3.56	3.40
IS-4-10-3-N	0.42	8.30	9.31	6.80	8.81	5.12	4.89
IS-4-10-3	0.42	8.30	9.31	6.73	8.74	5.12	4.89
IS-4-15-3-N	0.41	5.34	6.04	3.37	4.27	2.32	2.22
IS-4-15-3	0.41	5.34	6.04	3.35	4.25	2.31	2.20
IS-2-10-3-N	0.25	12.70	14.21	10.80	13.31	4.48	4.28
IS-2-10-3	0.25	12.70	14.21	10.81	13.31	4.48	4.28
IS-2-15-3-N	0.12	7.88	8.92	6.18	7.28	1.12	1.06
IS-2-15-3	0.12	7.88	8.92	6.18	7.28	1.12	1.06
IIS-5-15-3-N	0.45	11.02	12.80	7.93	10.06	6.40	6.11
IIS-4-10-3-N	0.43	11.02	12.80	7.94	10.06	6.25	5.96

(記号) bHy…はりの降伏耐力 ($F = 2.4 \text{ tonf/cm}^2$ を用いて計算)bHp…はりの全塑性耐力 ($F = 2.4 \text{ tonf/cm}^2$ を用いて計算)

cHy…柱の降伏耐力

cHp…柱の全塑性耐力

pHy…パネルの降伏耐力 (柱軸力の影響を無視)

ppHy…パネルの降伏耐力 (柱軸力の影響を考慮)

付表—2 骨組の耐力および変位量 (実験値, 単位: tonf, mm)

試験体名称	α	Hmax	Hy	$\delta_{\max}$	δ_y	Hmax/Hy	$\delta_{\max}/\delta_y$
IS-7-10-3-N	0.68	2.61	1.80	169.0	28.0	1.45	6.04
IS-7-10-3	0.68	2.68	2.06	100.0	32.0	1.30	3.13
IS-6-15-3-N	0.54	6.23	4.20	152.0	20.0	1.48	7.60
IS-6-15-3	0.54	6.88	4.62	136.0	23.0	1.49	4.53
IS-5-15-3-N	0.44	4.62	3.20	134.0	15.0	1.44	8.93
IS-5-15-3	0.44	5.08	3.42	130.0	16.0	1.49	8.13
IS-4-10-3-N	0.42	5.88	4.15	147.0	16.5	1.42	8.91
IS-4-10-3	0.42	6.22	4.41	197.0	18.5	1.41	10.65
IS-4-15-3-N	0.41	3.45	2.51	105.0	16.0	1.37	6.56
IS-4-15-3	0.41	4.01	2.53	232.0	14.0	1.58	16.57
IS-2-10-3-N	0.25	6.25	4.40	75.0	11.0	1.42	6.82
IS-2-10-3	0.25	7.16	4.82	140.0	11.5	1.49	12.17
IS-2-15-3-N	0.12	2.06	1.42	65.0	7.5	1.45	8.67
IS-2-15-3	0.12	2.30	1.50	81.0	7.2	1.53	11.25
IIS-5-15-3-N	0.45	6.73	5.07	51.0	10.0	1.33	5.10
IIS-4-10-3-N	0.43	8.28	5.50	138.0	10.0	1.51	13.80

(記号) Hmax…最大耐力

Hy …降伏耐力 (骨組の剛性が初期弾性剛性の1/3に低下した実験曲線上の耐力)

 $\delta_{\max}$ …最大耐力Hmax時の変位 δ_y …降伏耐力Hyに対応する実験曲線上の変位。

演梗概集, pp. 603~604, 1990.

- 9) Kawano, Akio; Damage Distribution of Low-rise Steel Frame Having Weak Joint Panel in comparison with Conventional Collapse-Modes of Frame under Earthquake Ground Motions, 9th Symposium on Earthquake Engineering, Vol. I, 1990, Roorkee (India).

付表—3 骨組のエネルギー吸収量 (実験値, 単位: t·m)

試験体名称	α	WE	W	W/WE
IS-7-10-3-N	0.68	0.0252	0.3520	13.96
IS-7-10-3	0.68	0.0330	0.2430	7.36
IS-6-15-3-N	0.54	0.0420	0.7630	18.16
IS-6-15-3	0.54	0.0531	0.7790	14.67
IS-5-15-3-N	0.44	0.0240	0.5040	21.00
IS-5-15-3	0.44	0.0274	0.5490	20.04
IS-4-10-3-N	0.42	0.0342	0.7530	22.02
IS-4-10-3	0.42	0.0408	1.0870	26.64
IS-4-15-3-N	0.41	0.0201	0.3100	15.42
IS-4-15-3	0.41	0.0177	0.8160	46.10
IS-2-10-3-N	0.25	0.0242	0.3890	16.21
IS-2-10-3	0.25	0.0277	0.8960	32.35
IS-2-15-3-N	0.12	0.0053	0.1170	22.08
IS-2-15-3	0.12	0.0054	0.1670	30.93
IIS-5-15-3-N	0.45	0.0254	0.2930	11.54
IIS-4-10-3-N	0.43	0.0275	0.9930	36.11

(記号) WE…弾性エネルギー ($= 0.5 \cdot Hy \cdot \delta_y$)

W …最大耐力Hmaxまでのエネルギー吸収量

付表—4 パネルゾーンの耐力および変形量 (実験値, 単位: t/cm²)

試験体名称	α	$\tau_{\max}$	$p\tau_y$	$\gamma_{\max}$	γ_y	$\tau_{\max}/p\tau_y$	$\gamma_{\max}/\gamma_y$
IS-7-10-3-N	0.68	2.71	1.49	0.0270	0.0019	1.82	14.0
IS-7-10-3	0.68	2.69	1.49	0.0173	0.0019	1.81	9.0
IS-6-15-3-N	0.54	2.00	1.51	0.0392	0.0020	1.32	20.0
IS-6-15-3	0.54	2.27	1.51	0.0372	0.0020	1.47	19.0
IS-5-15-3-N	0.44	2.20	1.59	0.0371	0.0021	1.38	18.0
IS-5-15-3	0.44	2.39	1.59	0.0391	0.0021	1.50	19.0
IS-4-10-3-N	0.42	2.64	2.20	0.0656	0.0029	1.20	23.0
IS-4-10-3	0.42	2.80	2.20	0.1340	0.0029	1.27	47.0
IS-4-15-3-N	0.41	2.54	1.63	0.0717	0.0021	1.56	34.0
IS-4-15-3	0.41	2.97	1.63	0.1646	0.0021	1.82	78.0
IS-2-10-3-N	0.25	2.31	1.58	0.0450	0.0021	1.46	22.0
IS-2-10-3	0.25	2.64	1.58	0.0532	0.0021	1.67	26.0
IS-2-15-3-N	0.12	2.00	1.03	0.0453	0.0013	1.94	34.0
IS-2-15-3	0.12	2.22	1.03	0.0587	0.0013	2.16	44.0
IIS-5-15-3-N	0.45	2.01	1.83	0.0473	0.0024	1.10	20.0
IIS-4-10-3-N	0.43	2.54	1.83	0.1373	0.0024	1.39	58.0

(記号) $\tau_{\max}$ …最大耐力Hmax時のパネル内の平均せん断応力度 $p\tau_y$ …パネル板素材の降伏応力度 (柱軸力の影響を考慮) $\gamma_{\max}$ …最大耐力Hmax時のパネルのせん断変形角 γ_y …柱軸力の影響を無視したパネル板素材の降伏せん断応力度 τ_y をせん断弾性係数G (=810)で除したものと。

- 10) 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, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 375, pp. 43~52, 1987. 5
- 11) 鋼構造塑性設計指針, 日本建築学会, 1975
- 12) 鋼構造設計規準, 日本建築学会, 1970
- 13) 加藤 勉: 水平力をうける剛接ラーメンの柱梁接合部(パ

- ネルゾーン)の設計式について, JSSC, Vol.5, No.40, 1969
- 14) 仲 威雄, 中尾雅躬, 森田耕次, 見村博明, 立花正彦: H 型鋼強軸交叉形柱はり接合部の復元力特性に関する実験, その 2 全溶接試験体の実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1265~1266, 1978.9
 - 15) 河野昭雄: 一次設計された H 形鋼骨組のパネル部材降伏比と崩壊荷重係数の統計的解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1143~1144, 1991.9
 - 16) 鋼構造限界状態設計規準(案)・同解説, 日本建築学会, 1990
 - 17) 田淵基嗣, 金谷 弘: 水平荷重時における角形鋼管柱・H 形はり接合部の耐力評価—角形鋼管柱溶接接合部の実験的研究 3—, 日本建築学会構造系論文報告集, No.358, pp.52~62, 1985.12
 - 18) Krawinkler, H., Bertero, V.V. and Popov, E.P.; Shear Behavior of Steel Frame Joints, ASCE, Vol.101, No.ST11, Nov., 1975
 - 19) Kato, Ben; Beam-to-column Connection Research in Japan, ASCE, Vol.108, No.ST2, Feb., 1982
 - 20) Kawano, Akio, Makino, M; Experimental Study on Inelastic Behavior of Beam-to-column Connection towards Weak-panel-strong-column Steel Frames with Wide Flange Members, Pacific Conference on Earthquake Engineering, Vol.2, 1987, Aug., Wairakei (New Zealand).
 - 21) 河野昭雄, 牧野 稔: H 形鋼による接合部パネルの最大耐力計算法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.949~950, 1988.10
 - 22) 河野昭雄, 中村敏治, 牧野 稔: H 形鋼柱—はり接合部の構成と耐震性能に関する実験的研究, その 1, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1569~1570, 1984, 同, その 2, 同, その 3, 日本建築学会九州支部研究報告, 1985, 同, その 4, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1985, 河野昭雄, 木原幸紀, 中村敏治, 牧野 稔: 同, その 5, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1985, 同, その 6 日本建築学会九州支部研究報告, 1986
 - 23) 河野昭雄, 牧野 稔: 接合部パネルを含む H 形鋼骨組の弾塑性変形性状に与える直交ばりの効果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1175~1176, 1989
 - 24) 河野昭雄, 牧野 稔: 柱はり接合部パネルの弾塑性変形を含む H 形鋼骨組の耐力・変形性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1407~1408, 1990
 - 25) 日本建築センター, 構造計算指針・同解説, 1988 年版

(1991 年 10 月 9 日原稿受理, 1992 年 3 月 3 日採用決定)