

直交ばりが載荷された弱パネルH形鋼骨組の弾塑性変形性状

Elastoplastic Deformation Behavior of Wide Flange Steel Frame Including Weak Joint Panel with Perpendicular Beams on Which Constant Vertical Load are Applied.

長谷部 廣行*
Hiroyuki Hasebe

阿世賀 宏**
Hiroshi Asega

要 約

本研究は載荷された直交ばりを有する弱パネルH形鋼骨組の繰り返し載荷実験を行い、骨組の弾塑性変形性状を検討したものである。実験変数は骨組の崩壊モードに関係するパネル部材降伏比 α の値を3種類(0.2, 0.4, 0.6)と、比較のため直交ばりが無載荷のもの、直交ばりの有無である。はりフランジ幅厚比が15で薄肉にもかかわらず、 α の値が0.2, 0.4のパネル崩壊型では、0.6のはり崩壊型に比べ大変形域まで復元力特性は安定し、直交ばり載荷の影響はあまり認められなかった。 $\alpha = 0.2$ のパネル崩壊型ではパネルが降伏した後ダイヤフラムが曲げ抵抗し、さらに直交ばりもそりねじれ抵抗することで、これらがパネル降伏後の耐力上昇に寄与することがわかった。さらにパネル崩壊型骨組の無次元エネルギー吸収量は、 $\alpha = 0.6$ のはり崩壊型のそれと比べて非常に大きいこと、またパネル崩壊型、はり崩壊型いずれも骨組のエネルギー吸収能力に与える直交ばり載荷の影響は小さいことなどが明らかとなった。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 試験体概要と実験変数
- § 3. 実験装置と加力方法
- § 4. 荷重-変位関係
- § 5. 無次元荷重-無次元累積変位関係
- § 6. 座屈発生および破壊状況
- § 7. パネル枠組のひずみ性状
- § 8. 各構造要素の変形成分
- § 9. エネルギー吸収量
- § 10. パネルの応力上昇比と部材降伏比
- § 11. まとめ

§ 1. はじめに

本報告は柱はり接合部パネル（以下パネルという）に溶接接合された直交ばりが一定鉛直荷重を受ける場合、繰り返し荷重が作用した弱パネルH形鋼純鉄骨組の弾塑性変形性状、エネルギー吸収能力などを実験的に検討したものである。

§ 2. 試験体概要と実験変数

試験体はH形鋼の柱に直交二方向にH形鋼はりを溶接接合した部分骨組で、実験変数は、はりに対するパネルの相対強度（パネル部材降伏比 α ¹⁾）である。性状を比較するため、直交ばりが無載荷の骨組、および直交ばりが無い骨組を用意し、これらを含めた試験体数は合計8

* 技術研究所構造研究課副課長

** 技術研究所構造研究課長

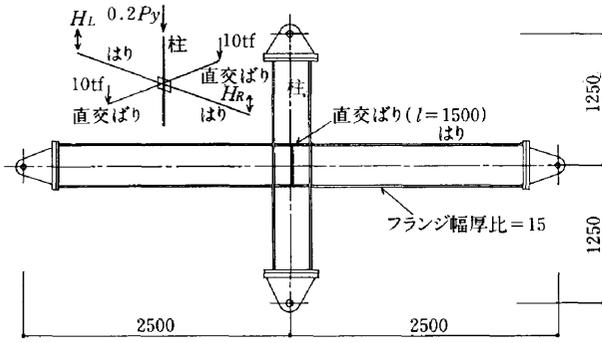


図-1 試験体形状・寸法

表-1 鋼素材の機械的性質 (SS400)

素材	降伏応力度 σ_y tf/cm ²	降伏ひずみ ϵ_y $\times 10^6$	ヤング係数 E^* $\times 10^8$ tf/cm ²	引張強度 σ_u tf/cm ²	伸び率 %
PL-16	2.767	2249	2.09	4.241	47
PL-12	3.178	2281	2.13	4.661	47
PL-9	3.315	1741	2.22	4.653	42
PL-6	3.303	1651	2.12	4.532	41

*ヤング係数は降伏応力度の1/3で計算

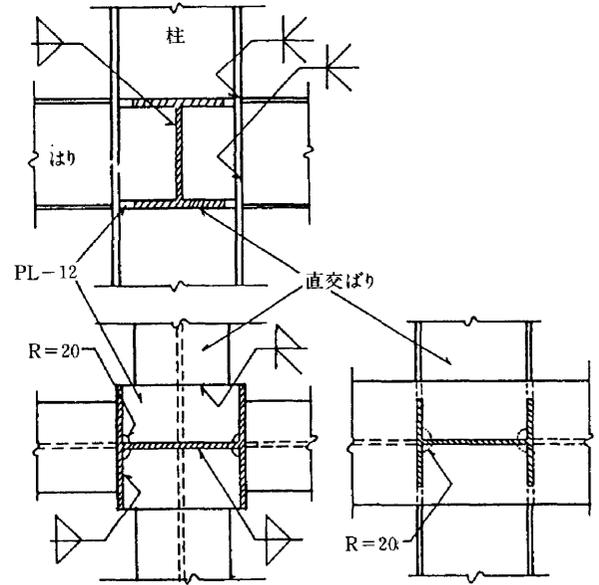


図-2 パネル周辺の溶接詳細

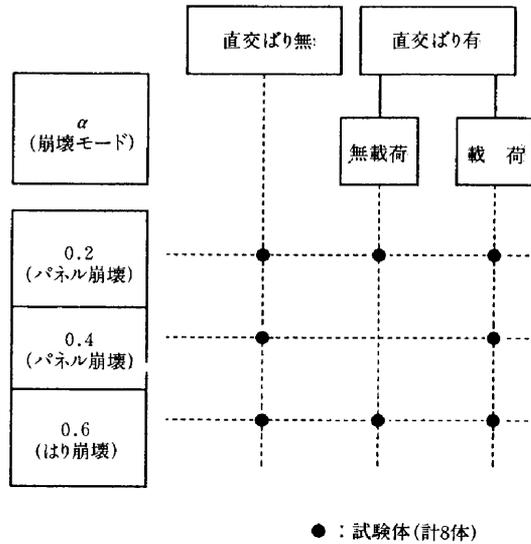
表-2 試験体の実測寸法

設計 α 値	試験体名称	鉄骨部材の断面寸法 (公称値)	高さ H (mm)	幅 B (mm)	ウエブ t_w (mm)	フランジ t_f (mm)	パネル t (mm)	はり l_{b1} (mm)	はり l_{b2} (mm)	柱 l_{c1} (mm)	柱 l_{c2} (mm)	計算値 α (mm)	計算値 $*R_p$
0.2	IIU-2-15-2-N	BH-350*350*9*16 (柱) BH-400*350*9*12 (はり)	349.1 398.3	350.8 350.6	8.9 8.8	15.4 11.6	8.8	2499	2499	1249	1250	0.181	0.237
0.2	IIU-2-15-2-P	BH-350*350*9*16 (柱) BH-400*350*9*12 (はり) BH-400*200*6*6 (直交梁)	344.8 400.0 400.3	351.1 350.6 199.7	8.8 8.8 6.0	15.8 11.7 6.0	8.7	2493 1500	2496 1500	1248	1248	0.174	0.226
0.2	IIU-2-15-2-Pl	BH-350*350*9*16 (柱) BH-400*350*9*12 (はり) BH-400*200*6*6 (直交梁)	347.8 398.3 400.9	351.3 350.6 199.9	8.6 8.7 6.0	15.4 11.6 6.0	8.7	2499 1500	2500 1500	1249	1247	0.178	0.230
0.4	IIU-4-15-2-N	BH-300*300*9*12 (柱) BH-400*180*9*6 (はり)	299.4 400.6	300.0 180.0	8.5 8.4	11.5 6.0	8.5	2500	2500	1248	1248	0.385	0.545
0.4	IIU-4-15-2-Pl	BH-300*300*9*12 (柱) BH-400*180*9*6 (はり) BH-400*200*6*6 (直交梁)	299.7 401.7 400.7	300.3 180.2 200.0	8.6 8.7 6.0	11.6 6.0 6.0	8.4	2499 1500	2499 1500	1250	1251	0.369	0.524
0.6	IIU-6-15-2-N	BH-300*300*12*9 (柱) BH-400*180*6*6 (はり)	300.2 402.0	300.5 180.3	11.4 6.1	8.4 6.0	11.6	2499	2494	1250	1251	0.559	0.761
0.6	IIU-6-15-2-P	BH-300*300*12*9 (柱) BH-400*180*6*6 (はり) BH-400*200*6*6 (直交梁)	300.4 402.0 400.8	301.0 180.4 199.9	11.7 5.8 6.0	8.7 6.0 6.0	11.7	2500 1500	2499 1500	1249	1249	0.590	0.798
0.6	IIU-6-15-2-Pl	BH-300*300*12*9 (柱) BH-400*180*6*6 (はり) BH-400*200*6*6 (直交梁)	300.9 400.6 399.8	299.8 180.3 199.6	11.8 6.0 6.0	8.7 6.0 6.0	11.6	2498 1500	2499 1500	1248	1249	0.579	0.786

凡例：IIU-6-15-2-Pl 2…柱軸力比 $P/P_0 = 0.2$ $\times 10$
 II…繰り返し載荷 N…直交ばり無し
 U…十字形試験体 P…直交ばり有り (無載荷)
 6…パネル部材降伏比 ($\alpha \times 10$) Pl…直交ばり有り (載荷)
 15…はりフランジ幅厚比

*：中尾博士の定義によるパネル降伏比

体である。試験体の形状・寸法を図-1に、パネル周辺の溶接詳細を図-2に示す。図-3は試験体と実験変数との関係で、 $\alpha = 0.2, 0.4$ はパネル崩壊型、 0.6 は、はり崩壊型の試験体である。いずれの試験体もビルトアップH形鋼を用いた柱貫通形式の骨組で、パネルの次に降伏耐力が大きいはりフランジ幅厚比を15とし、柱は骨組の最大耐力時まで弾性となるよう設計した。直交ばりの断面サイズと部材長さは全試験体とも同じである。表-1に使用したSS400鋼素材の機械的性質を、表-2に試験体の実測寸法を示す。さらに、これら試験体の柱・はりの断面性能を表-3、表-4に示す。



●：試験体(計8体)
図-3 試験体と実験変数

表-3 鉄骨柱の断面性能

試験体名称	面積 (cm ²) A	断面係数 (cm ³) Z	断面2次M (cm ⁴) I	塑性断面係数 (cm ³) cZp	降伏曲げ力矩 (cm ²) cMy	全塑性M (tf・cm) cMp	降伏軸力 (tf) Py
IU-2-15-2-N	136.4	1861.5	32492.1	2028.2	5150.7	5735.5	392.9
IU-2-15-2-P	138.5	1873.5	32298.8	2040.9	5183.9	5765.4	398.4
IU-2-15-2-Pl	135.5	1851.2	32191.9	2014.3	5122.2	5692.1	389.8
IU-4-15-2-N	92.5	1055.5	15801.2	1155.6	3354.5	3694.7	297.2
IU-4-15-2-Pl	93.4	1066.4	15979.5	1168.0	3388.9	3734.38	300.2
IU-6-15-2-N	82.8	860.2	12911.7	965.5	2782.8	3090.3	263.2
IU-6-15-2-P	85.5	889.1	13354.3	998.1	2947.4	3276.7	278.8
IU-6-15-2-Pl	85.6	889.2	13378.6	999.2	2947.8	3280.0	279.2

表-4 鉄骨梁の断面性能

試験体名称	面積 (cm ²) A	断面係数 (cm ³) Z	断面2次M (cm ⁴) I	塑性断面係数 (cm ³) cZp	降伏曲げ力矩 (cm ²) cMy	全塑性M (tf・cm) cMp
IU-2-15-2-N	114.3	1721.7	34287.5	1882.2	5471.5	6024.1
IU-2-15-2-P	115.2 47.3	1742.5 611.7	34850.7 12242.4	1904.8 698.6	5537.8 1983.6	6096.3 2265.6
IU-2-15-2-Pl	114.0 47.3	1719.5 613.3	34243.5 12293.7	1878.7 700.5	5646.5 1989.0	6012.5 2271.8
IU-4-15-2-N	54.2	624.9	12516.7	743.23	2064.0	2458.9
IU-4-15-2-Pl	55.5 47.3	633.8 613.1	12710.6 12284.4	756.5 700.3	2093.4 1988.4	2502.6 2271.0
IU-6-15-2-N	45.4	572.1	11498.2	660.3	1889.5	2153.1
IU-6-15-2-P	44.3 47.3	564.9 613.1	11354.6 12286.7	649.2 700.3	1865.9 1988.3	2117.5 2271.0
IU-6-15-2-Pl	45.0 47.2	567.0 610.4	11357.1 12202.9	653.4 697.2	1872.8 1979.7	2130.8 2261.0

§ 3. 実験装置と加力方法

本実験に使用した加力装置は既報の²⁾のものと同じである(ここでは割愛)。試験体の加力では、まず柱に降伏軸力の20%の圧縮力を作用し、次に公称降伏点F値による直交ばりの降伏モーメントに相当する荷重を直交ばり両端へ加えた後、これらを一定に保持した状態で変位制御による定変位2回漸増繰り返し荷重をパネル構面内のはり両端に加えた(図-1)。試験体やパネルの変形等は、柱上下端のピン位置に取り付けたゲージホルダーに変位計をセットして計測している。

§ 4. 荷重-変位関係

図-4に、はり両端荷重の平均値 H とはり端平均変位 δ との関係を示す。図中の一点鎖線はパネルを剛接点とした線材モデルによる弾性剛性計算値、破線はパネル降伏荷重の計算値、 \blacktriangledown maxは最大耐力点を表す。

$\alpha = 0.2, 0.4$ のパネル崩壊型では大変形域まで繰り返

し荷重-変位関係が安定している。直交ばりのない $\alpha = 0.2$ の試験体では最大耐力時の変位量が他の試験体と比べてやや小さくその後耐力低下が認められるが、これはパネル板にせん断座屈が発生したためである。 $\alpha = 0.6$ のはり崩壊型では最大耐力に達した後の繰り返し荷重により耐力が急激に低下している。これははりフランジとウェブに局部座屈が発生したこと、はりフランジ溶接部にクラックが生じたことによる。 α の値がいずれの場合も直交ばりが有る場合は、無い場合に比べて降伏耐力および最大耐力が上昇している。これはパネルのせん断変形に伴い直交ばりがねじれ抵抗すること、直交ばりのウェブがパネル板へ座屈補剛するためである。直交ばりが荷重された試験体では、無荷重のものに比較して最大耐力 H_{max} がわずかに大きくなっている(表-5)が、これは直交ばりの上側フランジに載せたロードセルに荷重したPC鋼棒が、直交ばりのねじれに対して拘束を与えたためと思われる。このように直交ばりへの荷重・無荷重が復元力特性に与える影響はほとんどないと言えよう。

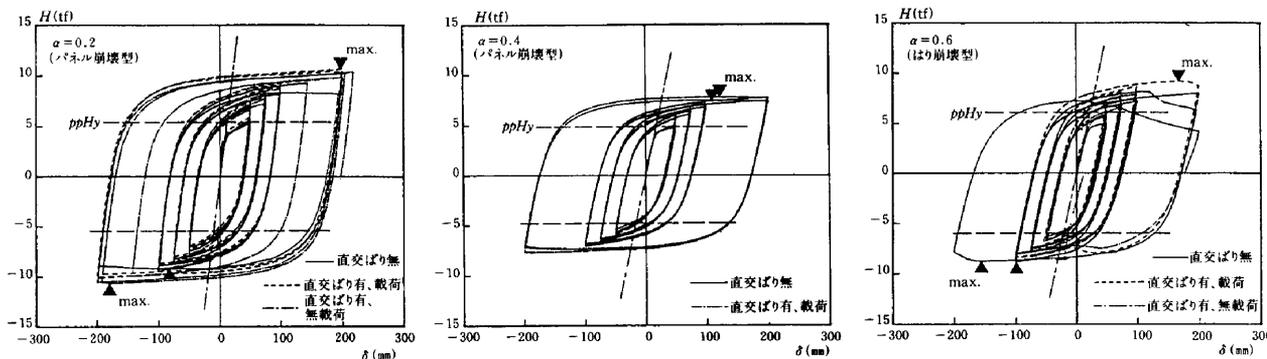


図-4 H-δ関係

表-5 実験結果と崩壊形状

試験体名称	計算値 α	計算値 R_{py}^*	骨組 H_y (tf)	骨組 H_{max} (tf)	骨組 δ_y (mm)	骨組 δ_{max} (mm)	骨組 $(\Sigma\delta)_{max}$ (mm)	パネル γ_{max}	パネル r_{max} (tf/cm ²)	累積エネルギー $\Sigma(H \cdot \delta)$ (tf/cm)**	$E/H_y \cdot \delta_y$	最終崩壊型
IIU-2-15-2-N	0.181	0.237	3.969	-9.197	10.639	-80.665	963.393	0.0378	-80.665	1263.000	299.104	パネル座屈
IIU-2-15-2-P	0.174	0.226	3.837	-10.667	10.686	-177.150	1670.553	0.0814	-177.150	2527.220	616.363	パネル崩壊, 梁溶接部切断
IIU-2-15-2-Pl	0.178	0.230	4.339	10.718	11.391	1622.044	1622.044	0.0951	1622.044	2424.190	490.473	パネル崩壊
IIU-4-15-2-N	0.385	0.545	4.184	7.500	18.600	1099.783	1099.483	0.0420	1099.783	1215.150	156.144	パネル座屈, 梁座屈
IIU-4-15-2-Pl	0.369	0.524	4.096	7.796	17.637	1096.122	1096.122	0.0483	1096.122	1261.770	174.661	梁座屈, 溶接部切断
IIU-6-15-2-N	0.559	0.761	4.389	-8.739	21.173	938.578	938.578	0.0537	938.578	1111.830	119.643	梁崩壊(フランジ, ウェブ座屈)
IIU-6-15-2-P	0.590	0.798	4.861	-8.815	22.086	611.053	611.053	0.0313	611.053	753.216	70.158	梁崩壊(フランジ, ウェブ座屈)
IIU-6-15-2-Pl	0.579	0.786	5.264	9.208	21.725	758.333	758.333	0.0581	758.333	934.178	81.687	梁崩壊(フランジ, ウェブ座屈)

*: 中尾博士の定義によるパネル降伏比

** $\Sigma(H \cdot \delta)$ は H_{max} までの累積値

§ 5. 無次元荷重—無次元累積変位関係

図-5には無次元荷重 H/H_y —無次元累積変位 $\Sigma\delta/\delta_y$ の関係を示す。ここに、 H_y は骨組剛性が初期弾性剛性の1/3に低下した荷重(降伏荷重)、 δ_y は H_y に対応する実験曲線上の変位である。 H_y 以降の耐力上昇、塑性率は、直交ばりへ載荷した試験体の方が無載荷のものよりいずれも小さくなっている。これは、A直交ばりに載荷すると直交ばりフランジが接合されたダイヤフラムが二軸応力状態となり、ダイヤフラムの塑性化がはまるため、パネル板降伏後のいわゆる枠組効果が小さくなるためである。

§ 6. 座屈発生および破壊状況

パネルのせん断座屈は、直交ばりの無い $\alpha=0.2$ の場合および $\alpha=0.4$ のパネル崩壊型では5~7サイクル($\delta=90\sim 135\text{mm}$ 、換算柱部材角 $R=1/28\sim 1/19$)で生じたが、その他の試験体では直交ばりのウェブが座屈補剛をするため、あるいははりフランジの局部座屈が先行するため生じなかった。一方、はりフランジの局部座屈は、 $\alpha=0.4, 0.6$ のすべての試験体で認められた。すべての試験体において、5サイクル以降($\delta>85\text{mm}$ 、 $R>1/30$)で、はりフランジ溶接部にクラックが発生したが、 $\alpha=0.2, 0.4$ の試験体ではクラック発生後も荷重—変位

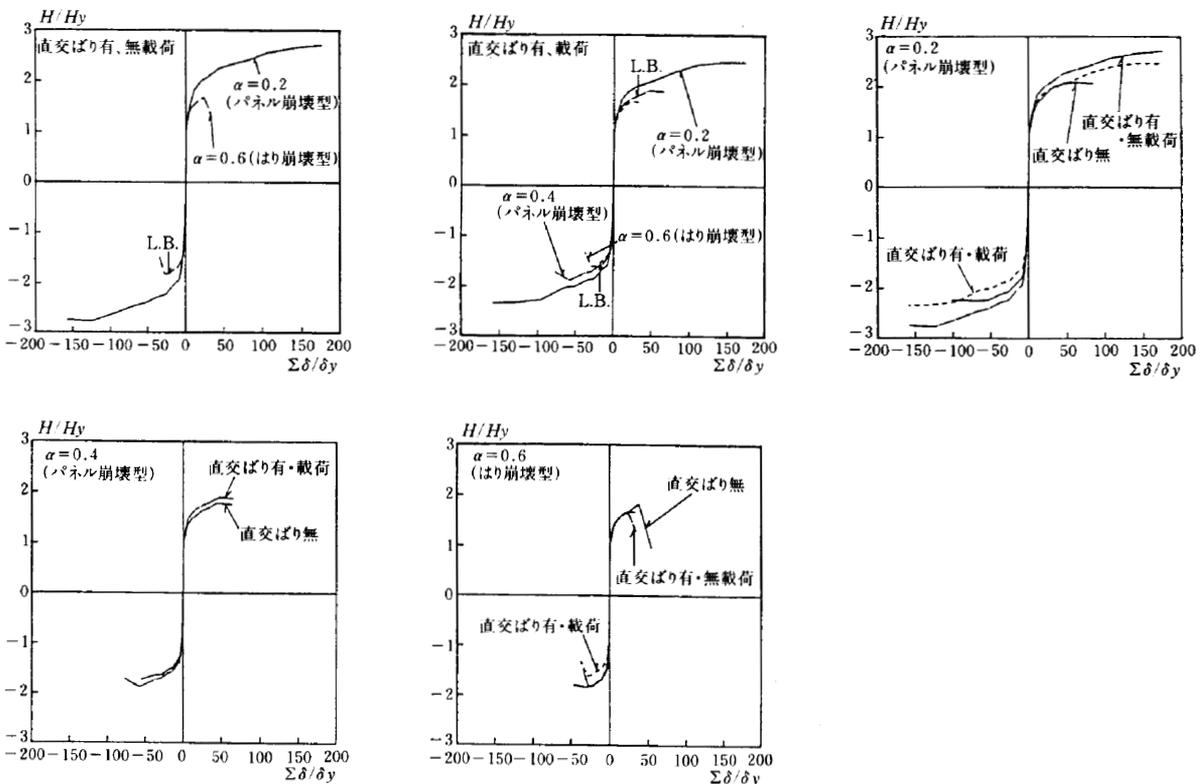


図-5 $H/H_y - \Sigma\delta/\delta_y$ 関係

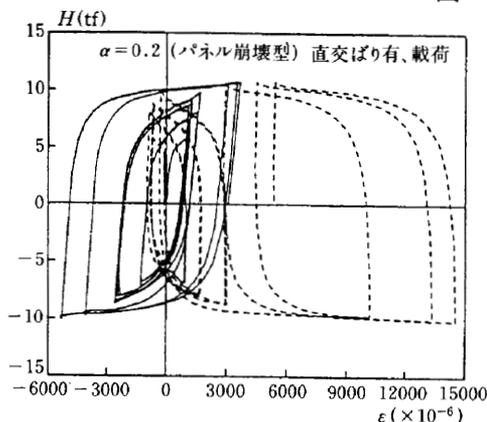


図-6 $H - \Sigma$ (ダイヤフラムひずみ) 関係

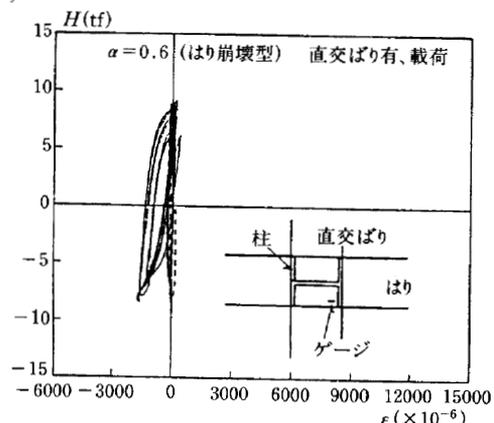


図-7 $H - \Sigma$ (ダイヤフラムひずみ) 関係

関係は安定していた。全試験体の実験結果、破壊状況を表一5にまとめて示す。

§ 7. パネル枠組のひずみ性状

図一6および図一7は、それぞれ直交ばりが載荷された $\alpha=0.2$ のパネル崩壊型、 $\alpha=0.6$ のはり崩壊型の荷重 H とダイアフラムのひずみ ϵ との関係である。はり崩壊型では繰り返し載荷に伴うひずみ振幅は小さいのに対し、パネル崩壊型では極めて大きく十分塑性化している。これはパネル板が降伏した後ダイアフラム板が曲げ変形するため、降伏後の耐力上昇にこれが寄与していることを意味する。

§ 8. 各構造要素の変形成分

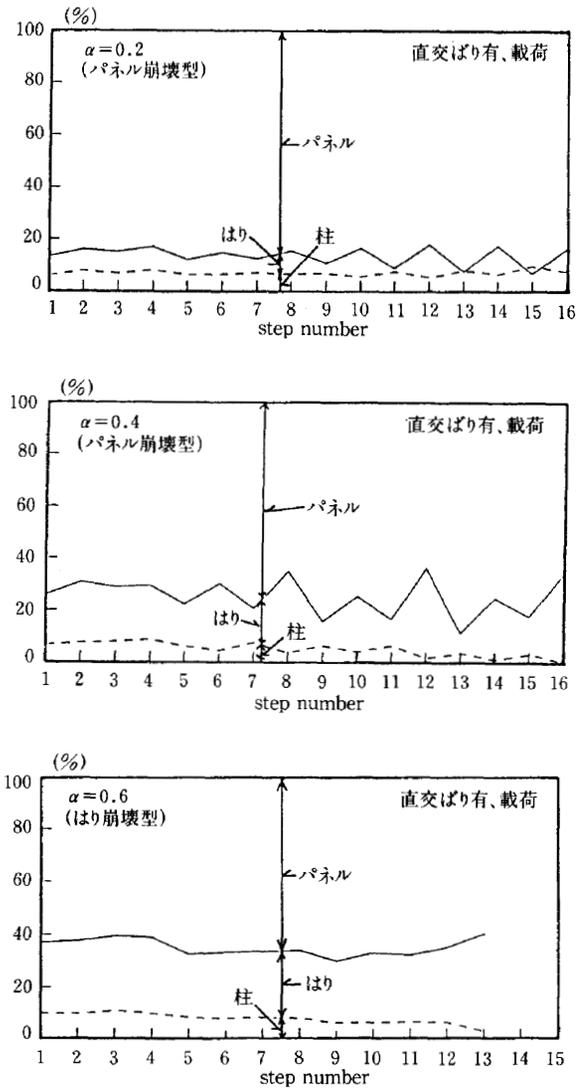
図一8は、直交ばりが載荷された試験体の、各サイクル時におけるパネル、はり、柱の変形成分(%)である。骨組全変形量に対するパネルの変形成分はおよそ、パネル崩壊型($\alpha=0.2, 0.4$)では70~90%、はり崩壊型($\alpha=0.6$)では60%であった。これらの値は直交ばり無し、あるいは無載荷の直交ばり有りの場合もほぼ同じであった。

§ 9. エネルギー吸収量

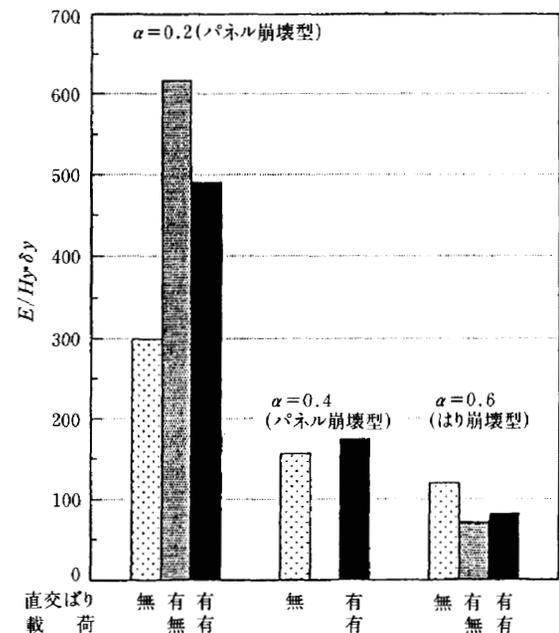
無次元エネルギー吸収量 $E/H_y \delta_y$ を図一9に示す。 α の値が小さいほど無次元エネルギー吸収量は大きい。直交ばりがある場合は載荷・無載荷いずれも、直交ばりが無い場合に比べて、パネル崩壊型($\alpha=0.2$)では大きく、はり崩壊型($\alpha=0.6$)では逆に小さい。パネル崩壊型では直交ばりの座屈補剛とねじれ抵抗によって適度に補剛、補強するためである³⁾。直交ばりへの載荷の影響は、パネル崩壊型で無次元エネルギー吸収量が若干小さくなっているが、はり崩壊型に比較すればいずれもかなり大きな吸収量を保持している。

§ 10. パネルの応力上昇比と部材降伏比との関係

図一10はパネルの応力上昇比 $\tau_{max}/p\tau_y$ とパネル部材降伏比 α との関係を示したものである。ここに、縦軸の τ_{max} は最大耐力 H_{max} の時のパネル内の平均せん断応力度、 $p\tau_y$ は柱軸力を考慮したパネル板素材の降伏せん断応力度で、横軸の α は実測断面寸法や鋼素材の降伏応力度を用いた計算値である。図中には、既往の純鉄骨はり



図一8 パネル、はり、柱の変形成分



図一9 無次元エネルギー吸収量 $E/H_y \delta_y$

ト字型試験体の単調載荷実験結果³⁾と合成ばりの十字型試験体の繰り返し載荷実験結果⁴⁾をも併記してある。本実験結果は既往の結果と同様に、 α の値が小さくなるほど $\tau_{max}/p\tau_y$ の値は大きく、同じ α の値では、本実験結果の方がト字型骨組の結果よりも大きい。これは十字型骨組(内柱部)はト字型骨組(外柱部)よりはり一本分多いため、その分パネル変形に対し、はりフランジやウェブの拘束力が大きくはたらくためである。

§ 11. まとめ

パネル部材降伏比 α を実験変数として、載荷された直交ばりを有する弱パネルH形鋼部分骨組の繰り返し載荷実験を行い、弾塑性変形性状を検討した。得られた結論をまとめると以下のよう、である。

- (1) 実質の α 値が0.39以下のパネル崩壊型では、はりフランジ幅厚比が15と薄肉であるにもかかわらず、荷重-変位関係は大変形域まで安定していた。
- (2) パネル崩壊型では繰り返し荷重下でも直交ばりが骨組の耐力や変形能力の向上に貢献した。
- (3) 骨組の弾塑性変形性状に与える直交ばりへ載荷の影響は、パネル崩壊型、はり崩壊型骨組いずれも小さかった。

なお本研究を行うに際しては、熊本工業大学助教授、河野昭雄先生に貴重なるご指導ご助言を賜りました。ここに深く感謝の意を表します。

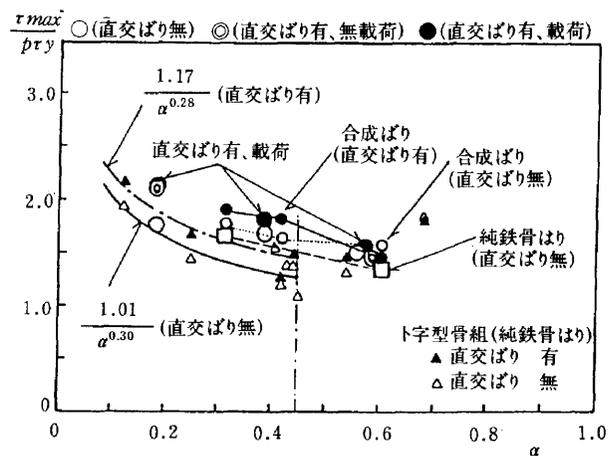


図-10 $\tau_{max}/p\tau_y$ と α の関係

参考文献

- 1)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, No.319号, pp.11~22, 1982.
- 2)河野昭雄, 阿世賀宏, 長谷部廣行: 異なる崩壊モードにおける合成ばり付き弱パネルH形鋼骨組の塑性変形能力に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文報告集, No.452号, pp.109~119, 1993.
- 3)河野昭雄: 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-, 日本建築学会構造系論文報告集, No.435号, pp.151~163, 1992.
- 4)河野昭雄, 阿世賀宏, 長谷部廣行: 合成ばりを有する弱パネルH形鋼骨組の塑性変形挙動, 日本建築学会中国・九州支部研究報告, 第9号, pp.401~404, 1993.