

鉄骨造 H 形鋼柱梁仕口部の強度ならびに 変形性能に関する実験的研究

金 冨 潔・甲 津 功 夫・吹 田 啓 一 郎
上 妻 正 典・兵 頭 陽

EXPERIMENTAL STUDY ON STEEL BEAM-TO-COLUMN CONNECTION UNDER CYCLIC LOADING

*By Kiyoshi KANETA, Isao KOHZU, Keiichiro SUITA,
Masanori KOHZUMA, Yoh HYODOH*

Synopsis

Inelastic behavior of welded steel beam-to-column connections with different details have been investigated experimentally, under cyclic reversed loading conditions. The attention was focussed to clarify how to improve the deformability of the connections without distinct deterioration of load carrying capacity, from the view point of the durability of the moment resisting frames in the event of earthquakes. From the results, panel zones can be effectively strengthened by applying the stiffener plates of adequate thickness, such as diaphragms, vertical stiffeners and/or the panel flanges. And the particular attention should be paid to low cycle fatigue phenomenon at the critical section of the connections under cyclic loadings.

1. 序

H 形鋼柱梁仕口部の力学的特性が鋼構造骨組全体の地震時挙動に極めて重大な影響を及ぼすため、既に仕口部分の耐力ならびに剛性評価に関する実験的研究が数多くなされてきた。これらの成果の一部は日本建築学会「鋼構造設計基準」、同「鋼構造塑性設計指針」などにとりまとめられ、実際の鋼構造物の設計に使用されている。現在、これらの基準にしたがった実設計では仕口内のパネルゾーンにダブルプレートなどの補強を施し、塑性ヒンジが柱端または梁端に形成されるまでパネルゾーンが降伏しないように、パネルゾーン部分を剛とみなせる程度に補剛する設計法が一般的である。しかし、最近の研究成果ではパネルの剛性はパネルのせん断降伏後直ちに急激な劣下を生じるものではなく、現在の基準で必要とされる板厚よりも小さい板厚で激震時における骨組の耐力や変形性能が確保されるという報告もある^{1,2,3,4)}。これは仕口部周辺の補強部材や柱フランジ、ダイアフラムなどによるパネル周囲の枠組によるパネルゾーンの補強効果によるものと考えられるが、その効果は定量的に明らかにされていない。

本研究では、仕口部の力学的性能に影響があると考えられるダブルプレート、スチフナ、ダイアフラムなどの要素を種々の板厚で取りつけた柱梁仕口部の試験体を製作し、地震荷重を想定した水平力を載荷する静的実験を行うことにより、パネルゾーンの補剛効果や変形性能、耐力などの比較、検討を行うことを目的とする。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は溶接組立 H 形断面の柱 (BH-250×250×9×16) と梁 (BH-400×200×9×16) からなる強軸交差型の柱貫通型柱梁接合部で、十字型形状をしている。使用材料は SM50A である。その形状、寸法を Fig. 1 に示す。梁部材は、フランジがレ形開先裏当金付の突合せ溶接、ウェブにはスカラップを設けすみ肉溶接に

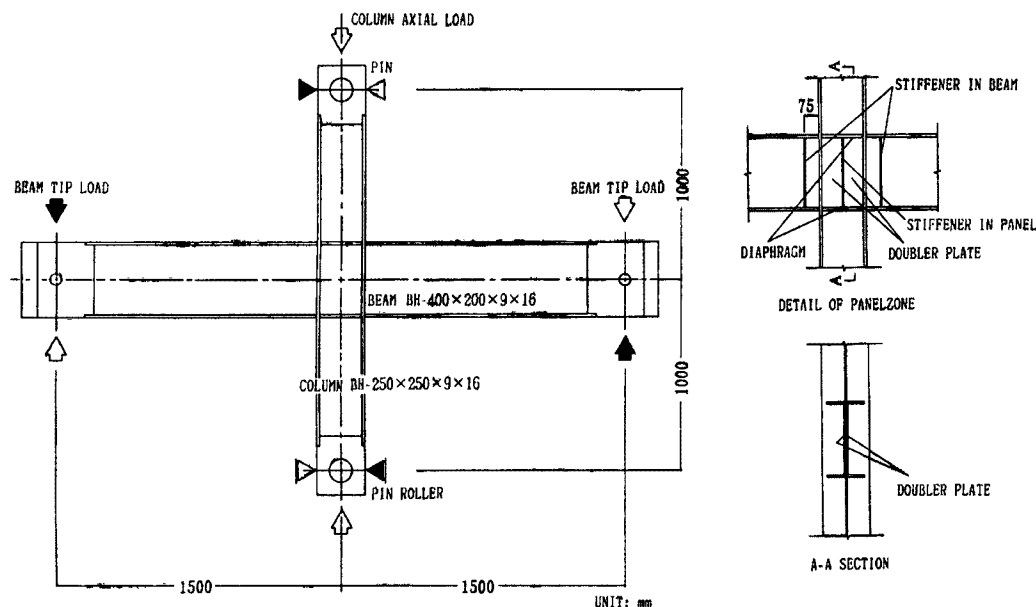


Fig. 1. Test specimen and detail of panel zone

Table 1. Summay of test specimens

SPECIMENS	DOUBLER PLATE	STIFFENER IN PANEL	STIFFENER IN BEAM	DIAPHRAGM	PANEL STRENGTH RATIO α	FRACTURE MODE
XAO-M	—	—	—	2PL-16	0.26	—
XAO-C	—	—	—	2PL-16	0.26	1
XAN-C	—	—	—	2PL-16	0.26	1
XBN-C	2PL-10	—	—	2PL-16	0.88	(1)
XDN-M	—	2PL-9	2PL-9	2PL-16	0.26	—
XDN-C	—	2PL-9	2PL-9	2PL-16	0.26	1
XD1N-C	—	2PL-16	—	2PL-25	0.26	1
XFN-C	2PL-10	2PL-9	—	2PL-16	0.88	2
XF1N-C	PL-10	2PL-9	—	2PL-16	0.57	2
XF2N-C	2PL-5	2PL-16	—	2PL-25	0.57	2
XKN-C	2PL-5	2PL-9	2PL-9	2PL-16	0.57	3
XIN-C*	—	—	2PL-9	2PL-16	0.26	4
XEN-C**	—	2PL-16	—	2PL-25	0.47	5

* : outer rib 2PL-9 fillet-welded to column and beam flanges

** : panel web PL-16 and panel flange PL-25

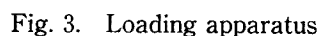
(1) : test was interrupted

$$pM_y = \tau_y \cdot t_p \cdot V_e \quad (2)$$

Fig. 2. Details of panel zone of test specimens

(1) 梁端部橫方向荷重

梁両端にはそれぞれピンで連結された2本の油圧ジャッキを用いて、梁材軸に直交する方向で逆向きに横



方向荷重を加え、試験体中央の仕口部に逆対称曲げが生ずるようにした。繰返載荷実験時の梁載荷荷重の設定は、パネル局部の歪量が降伏歪に達するまで荷重を漸増させ、その後は、その変位量の整数倍となるように変位制御で各設定変位まで正負で3回ずつ繰返し、破壊に到達させた。

(2) 柱軸力

柱の両先端部は一方をピン、他方をピン・ローラーで支持するようになっており、ピン・ローラー支持部側から油圧ジャッキにより柱軸圧を導入した。柱軸圧は柱公称降伏軸圧の20% (65.75 ton) で一定軸圧とした。

2.3 計測方法

パネルゾーン及びパネル外側の柱、梁のウェブ部分には3軸の、柱、梁のフランジ部分及びダイアフラム、パネル内縦リブ、梁スチフナには1軸の抵抗線歪ゲージをそれぞれ貼付し歪量を計測した。パネル隅角部の対角線方向に裏表各2点、計4点の変位計を取りつけ、パネルのせん断変形量を計測した。梁先端たわみは、それぞれ変位計で計測した。

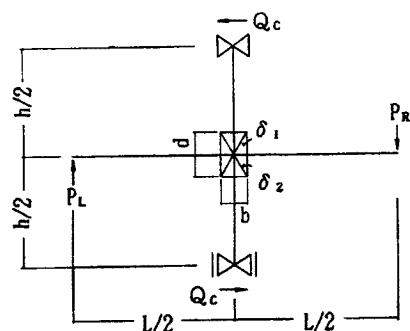


Fig. 4. Identification of notations

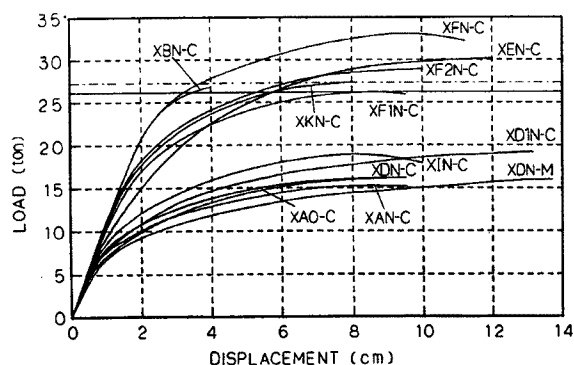


Fig. 5. Envelopes of load-deflection relations

Table 2. Mechanical properties of materials

	BEAM		COLUMN	
	FRANGE	WEB	FRANGE	WEB
YIELD POINT (ton/cm ²)	3.71	3.42	3.98	3.82
YIELD STRAIN (%)	0.175	0.185	0.169	0.176
STRAIN AT THE BEGINNING OF STRAIN HARDNING (%)	1.29	1.85	1.24	1.57
TENSILE STRENGTH (ton/cm ²)	5.52	5.38	5.57	5.53
ELONGATION (%)	46.4	46.1	38.8	38.0
YOUNG'S MODULUS (ton/cm ²)	2120	1854	2335	2170

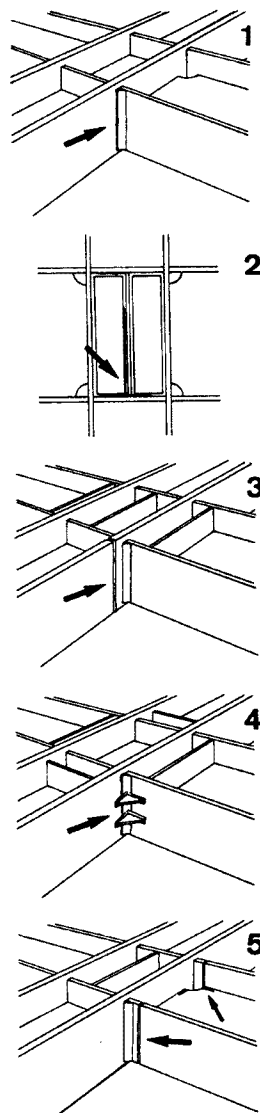


Fig. 6. Fracture patterns

3. 実験結果

3.1 材料試験結果

本実験に先立ち試験体から採取した鋼材を用いて JIS 1 号試験片を製作し、材料の機械的性質を調べた。結果を Table. 2 に示す。

3.2 各試験体の破壊性状ならびに全般的な荷重－変形角関係

実験から得られた各試験体の梁横方向載荷荷重－梁載荷点たわみ関係の包絡線を Fig. 5 に、実験終了後の各試験体の破壊パターンを Fig. 6 に示す。1 は梁フランジの柱フランジへの突合せ溶接趾端部に亀裂が発生し、溶接部の破断へ進展したもの、2 はパネル内縦リブとダブルプレートとの溶接部に亀裂が発生し最終的にパネルウェブが縦リブにより 2 枚に分断された形に破断したもの、3 は 1 と同様の亀裂が柱フランジ板厚方向に進展し柱フランジが破断したもの、4 は柱梁接合部隅角部のリブが溶接部で破断したもの、5 は梁ウェブのスカルップ趾端部から発生した亀裂が梁フランジ板厚方向に進展し、梁フランジ破断に至ったものである。各試験体の破壊モードは Table. 1 に示してある。また、Fig. 7, Fig. 8 に梁横方向載荷荷重と梁の部材回転角からパネル変形による分を取り除いた梁の有効部材回転角との関係（載荷荷重－有効回転角関係）の例を、Fig. 9, Fig. 10 には梁横方向荷重より求まるパネルゾーンせん断力とパネルゾーンの対角方向伸縮の計測値から求まるパネルゾーンせん断歪との関係（パネルゾーンせん断力－せん断歪関係）の例をそれぞれ示す。梁横方向荷重 P 、有効回転角 θ 、パネルゾーンせん断力 Q_p 、パネルゾーンせん断歪 γ_p はそれぞれ下

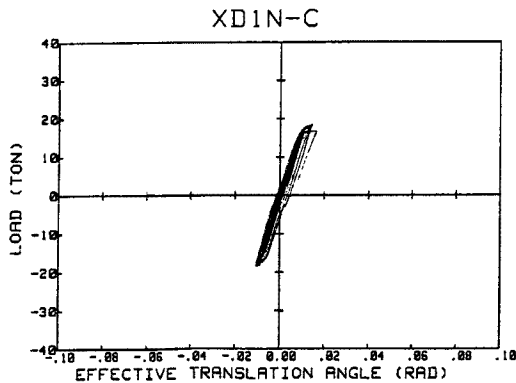


Fig. 7. Example of load-effective translation angle relations (SPEC. XD1N-C)

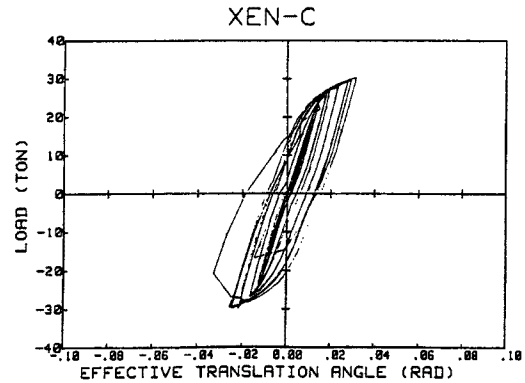


Fig. 8. Example of load-effective translation angle relations (SPEC. XEN-C)

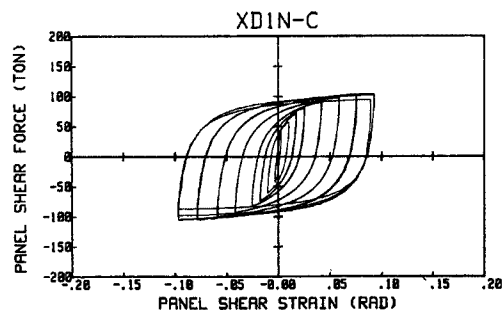


Fig. 9. Example of panel shear force-distortion relations (SPEC. XD1N-C)

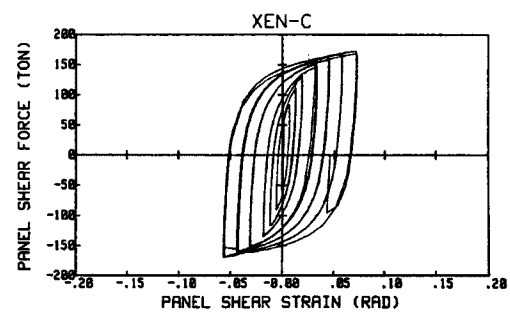


Fig. 10. Example of panel shear force-distortion relations (SPEC. XEN-C)

記の式によって求めた (Fig. 4 参照)。

$$P=(P_R+P_L)/2 \quad (3)$$

$$\theta=R_B-\gamma_P(1-b/L-d/h) \quad (4)$$

$$R_B=(\delta_R+\delta_L)/L$$

$$Q_P=P[(L-b)/d]-Q_C \quad (5)$$

$$Q_C=PL/h$$

$$\gamma_P=(\sqrt{d^2+b^2}/bd)\delta \quad (6)$$

$$\delta=(|\delta_1|+|\delta_2|)/2$$

以下に各試験体の実験において観察された特徴を示す。

3.2.1 無補強タイプ

(1) XAO-M, C, XAN-C (Photo. 1)

載荷後間もなく、第一回目のループでパネルがせん断降伏に達するのに伴い荷重6t程度から剛性は低下するが、周囲の柱、梁のフランジの枠組効果により履歴ループは安定している。その後、柱、梁の仕口近傍部が降伏に至り、柱、梁のフランジがパネル接合部で局部的に曲げ変形するのが観察され、特に柱フランジの局部変形は顕著であった。終局状態ではパネル及び梁ウェブがせん断座屈の様相を呈し、パネル内部では顕著な張力場が観察された。試験体の破壊はいずれも梁フランジの柱フランジへの突合せ溶接部の破断に依るものである。最終ループの正負各方向で、それぞれ引張側となるフランジが全て破断した。柱軸圧の有無に着目すると、最大荷重及びパネルの最大せん断力は柱軸力を導入したことにより約10%低下している。これは終局状態で柱がパネル近傍においてほぼ全断面にわたって局部座屈した状態となり、復元力の上昇が期待できなくなったことによるものと思われる。梁の有効回転角関係はいずれもほぼ線形のままで終局状態に至っており、逆にパネルのせん断変形は当初から降伏域に入っていることから、塑性変形はほとんど仕口内部で進行していることがわかる。

3.2.2 仕口及び枠組補強タイプ

(1) XBN-C (Photo. 2)

無補強タイプのXANのパネル板厚が9mmであるのに対して、本試験体はパネル板厚がダブルプレートを含めて29mmと約3倍に補強されている。パネルが降伏するまでの載荷初期の剛性は無補強タイプと大差ないように見えるが、パネルの降伏が発生するのは荷重20t程度であり、それ以下の荷重でのサイクルはほぼ線形性を保っている。本実験では載荷装置の不具合により終局状態に至る前に載荷を中断したが、載荷中断点までの各履歴曲線を後述の同厚パネルのXFNと比較すると、ほぼ同じ履歴を描いていることから、この試験体の最大荷重は33t程度と予想され、最も耐力が高いと考えられる。

(2) XDN-M, C (Photo. 3)

パネルは無補強で9mmのパネル内縦リブ及び梁スチフナにより枠組補強したタイプである。単調載荷と繰返載荷を比較すると、パネル降伏後の剛性に差が認められ、繰返載荷では歪効果の影響で若干降伏後の剛性が高いが、最大荷重は両者ともほぼ同じであった。繰返載荷による履歴曲線を無補強タイプと比較すると、載荷初期の剛性、パネルの降伏荷重、パネル降伏後の剛性いずれにも顕著な差異は認められなかったが、最大荷重で5%ほど本試験体の方が高かった。パネル内縦リブは全体の剛性やパネル降伏荷重を大きく変えるほどの効果は観測されなかった。終局状態では梁フランジの柱フランジへの突合せ溶接部での破断が発生し、また、ダイアフラムの柱フランジへの突合せ溶接部でも亀裂の発生が認められた。パネル内縦リブはダイアフラムとの溶接部近傍で局部的に曲げ変形を生じた。

(3) XD1N-C (Photo. 4)

XDNと同様の枠組補強タイプであるが、パネル内縦リブを16mm、ダイアフラムを25mmに増してある。最大荷重、最大せん断力共にXAN, XDNと比較して30%程度高く、またパネルせん断変形は全試験体

中最も大きく、仕口部は安定した大きな変形能力を示している (Fig. 9)。仕口部が大きなせん断変形を示した分、梁の有効回転角は小さい値を示した (Fig. 7)。パネル降伏後しばらくしてから梁ウェブのスカラップ趾端部に亀裂が観測され、終局状態では梁フランジの柱フランジへの突合せ溶接趾端部での亀裂が発生し柱フランジを貫通した。また、ダイアフラムの柱フランジへの突合せ溶接部でも裏当金付近で亀裂が観察された。

(4) XEN-C (Photo. 5)

XD1N に更に仕口部柱断面を割増した試験体で、パネル板厚は 9 mm から 16 mm に、柱フランジは 16 mm から 25 mm に増えている。最大荷重、最大せん断力が格段に大きくなっているのは主にパネル厚が大きいうちに起因すると考えられる。梁の有効回転角関係はこの試験体が最も大きい値を示し (Fig. 8)、梁部材にも相当の塑性変形能力を発揮させることができています。仕口部のせん断変形も比較的大きな塑性変形能力を示したが、XD1N よりも 30% 程小さかった (Fig. 10)。梁ウェブのスカラップ趾端部からの亀裂がみられ、終局状態では梁のフランジが完全に破断した。

(5) XFN-C (Photo. 6)

ダブルプレート 2PL-10 による仕口補強、パネル内縦リブ PL-9 を施したタイプである。ダブルプレートのみによる仕口補強を施した XBN と同様に、パネルの降伏荷重は最も高く、初期の剛性を維持した線形領域が大きくなる。剛性、耐力ともに全試験体中の最高値を示した。しかし、パネルのせん断変形能力は 0.05 rad で最も小さい部類に入る。終局状態では、他の試験体と同様に ±11 cm の最大設定変位のループにおいて梁フランジへの突合せ溶接部 4 か所で破断が発生した。また、同じ設定変位での 2 回目のループで、パネル内縦リブとダブルプレートとの溶接部に亀裂が発生し、これにともなって全体の復元力は低下し、最終的にはパネルが縦リブにより 2 枚に分断された形に破断した。それに伴い柱軸力による仕口溶接部近傍の柱フランジの局部座屈も顕著であった。

(6) XF1N-C (Photo. 7)

パネル補強は XFN-C と同じであるが、ダブルプレートをパネルの表側 1 枚だけにしたものである。初期剛性は XFN と同様の性状を示した。ダブルプレートによるパネル降伏耐力及び最大耐力の増加の程度は、XFN の約 55% であり、ほぼパネル板厚の増加に比例した上昇がみられた。終局状態においても XFN と同様の破壊性状が観察された。本試験体で特に特徴的であったのは、梁フランジの柱フランジへの突合せ溶接部で発生した亀裂が進展し、終局状態で柱の引張側フランジが完全に破断した点である。また、ダブルプレート溶接部からの亀裂により終局時にはパネルが分断された。XFN ほどパネル剛性が高くないため、梁の有効回転角関係はほとんど梁の塑性変形を示していない。このような破壊性状はダブルプレートを縦リブ接合部を境に 2 枚に分割して仕口補強されたタイプに顕著であり、パネルが分断された後の劣下は急激で復元力特性の安定性を大きく損なった。

(7) XF2N-C (Photo. 8)

ダブルプレートを 2PL-5 とし、パネル内縦リブの板厚を 16 mm、ダイアフラムの板厚を 25 mm に増したタイプである。ただし、パネル内縦リブは直接パネルに溶接されずにダブルプレートの上に溶接されている。枠組補強の効果により耐力は XF1N よりも 10% 程度上昇し、梁の塑性変形も若干進展するが、パネルのせん断変形能力は殆ど変わらない。試験体の破壊は梁フランジの突合せ溶接趾端部から亀裂が入り、柱フランジへ進展した。XF1N にみられたようなパネル内の破断は生じなかったため、履歴曲線は比較的安定している。

(8) XKN-C (Photo. 9)

XF1N とほぼ同様の仕口補強であるがダブルプレートを 2PL-5 として、パネル内縦リブ接合部でダブルプレートを分割することなく縦リブはダブルプレートの上から溶接されている。したがって、終局状態において XF1N にみられたようなパネルが分断されて復元力が急激に劣化するような状態には至らなかった。試験体の破壊は、柱フランジの破断によるもので、変形能力は低い。

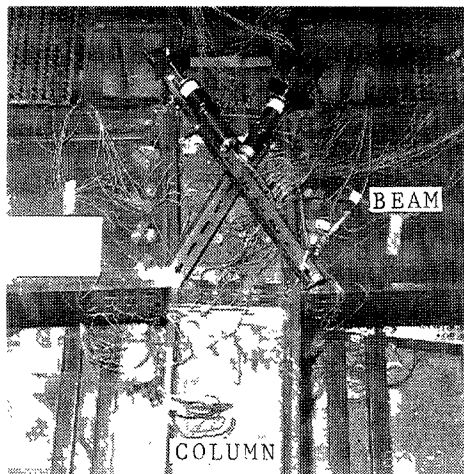


Photo. 1. Panel zone deformation after test (SPEC. XAO-C)

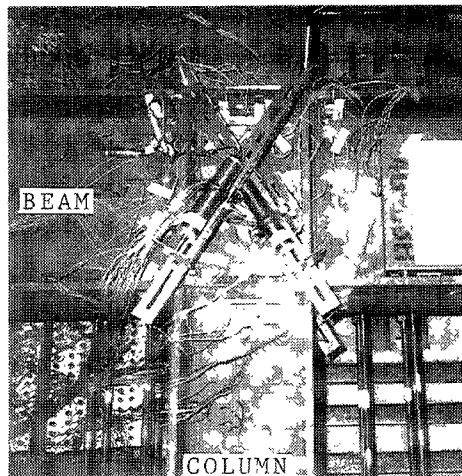


Photo. 2. Panel zone deformation after test (SPEC. XBN-C)

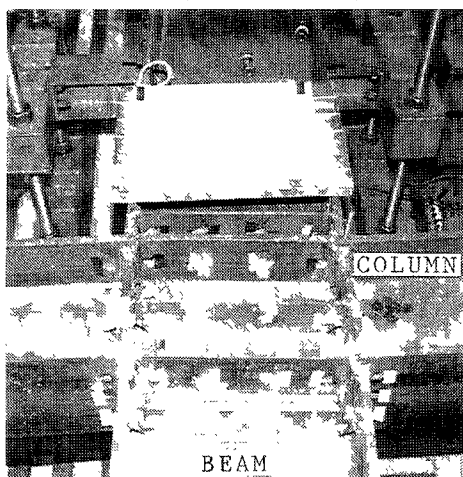


Photo. 3. Panel zone deformation after test (SPEC. XDN-C)

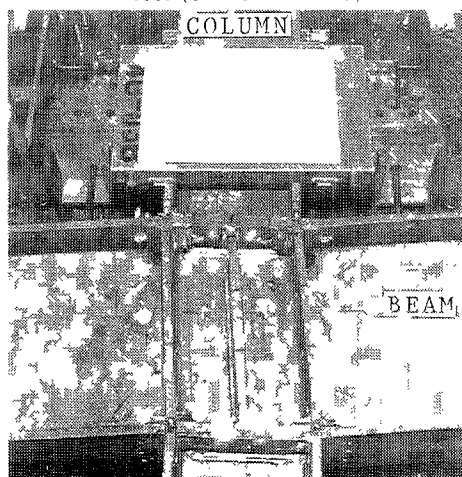


Photo. 4. Panel zone deformation after test (SPEC. XDIN-C)

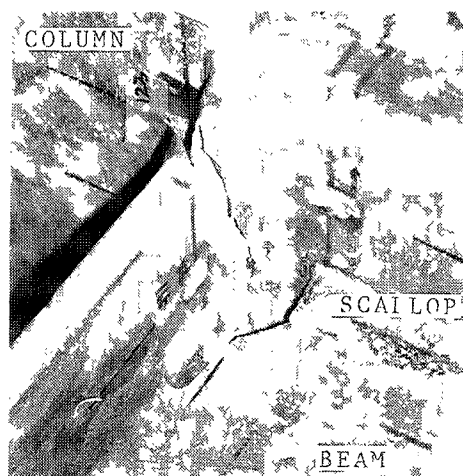


Photo. 5. Panel zone deformation after test (SPEC. XEN-C)

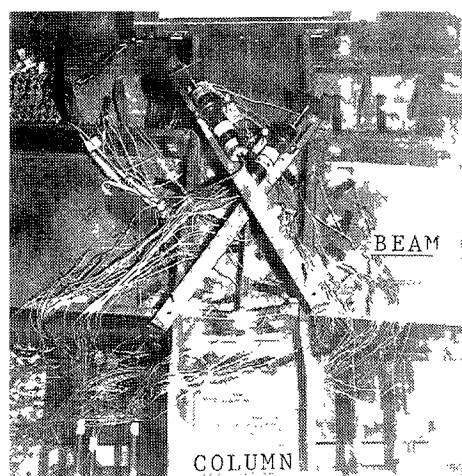


Photo. 6. Panel zone deformation after test (SPEC. XFN-C)

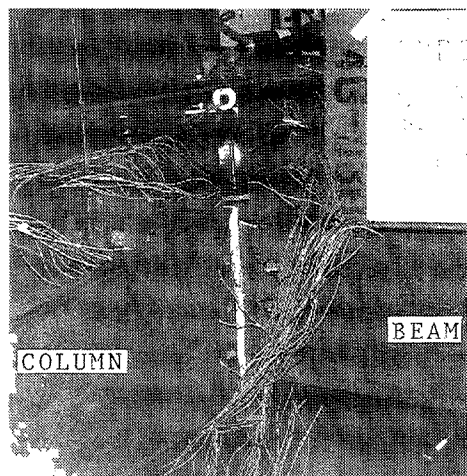


Photo. 7. Panel zone deformation after test (SPEC. XF1N-C)

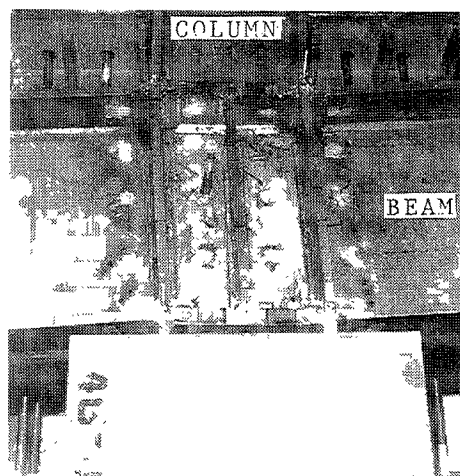


Photo. 8. Panel zone deformation after test (SPEC. XF2N-C)

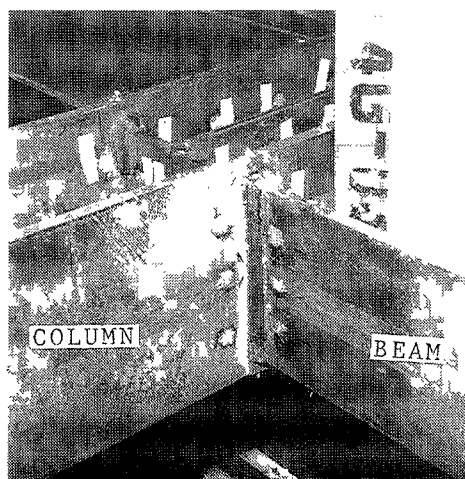


Photo. 9. Panel zone deformation after test (SPEC. XKN C)

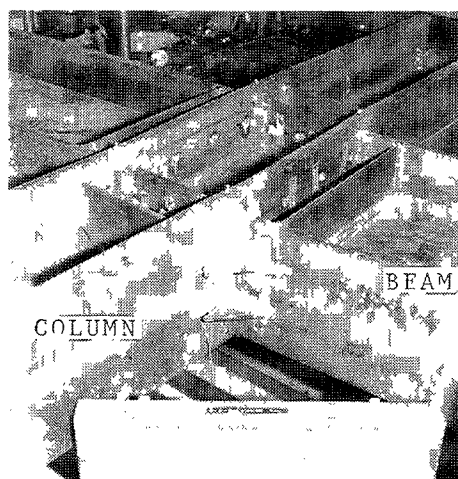


Photo. 10. Panel zone deformation after test (SPEC. XIN C)

(9) XIN-C (Photo. 10)

パネル内部での補強をせず、柱、梁フランジの交差部分でパネル外の隅角部に PL-9 の三角形リブを溶接し、枠組みの隅角部の剛性を上げることにより枠組み補強したタイプである。耐力、剛性ともに無補強タイプよりも高く、枠組補強の効果が最も顕著であった XDIN と大差ない程度の補強効果がみられた。しかし、終局状態においては隅角部のリブ溶接部が全て破断したため、復元力は顕著に低下し、それ以後の変形能力は望めなかった。

3.3 パネル内歪の特徴

各試験体パネルウェブの歪分布を知るために、パネルの主要な位置に 3 軸歪ゲージを貼付し、弾性域内の主歪の大きさとその方向を求めた。結果の例を Fig. 11, Fig. 12 に示す。いずれの試験体においても、主歪方向は材軸と 45° をなしていることがわかる。また、パネル内の主歪の大きさはほぼ一様であることもわかる。このような挙動は、パネル内縦リブの存在や周辺枠組みの板厚などに特に影響されない。以上のようなパネル内歪応答の特徴から、既に指摘されているように、パネルウェブは一様せん断場にあるものとして取

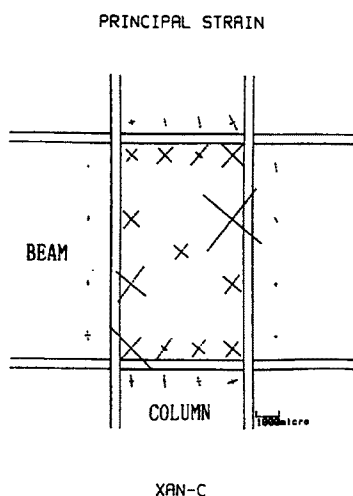


Fig. 11. Principal strain distributions
(SPEC. XAN-C)

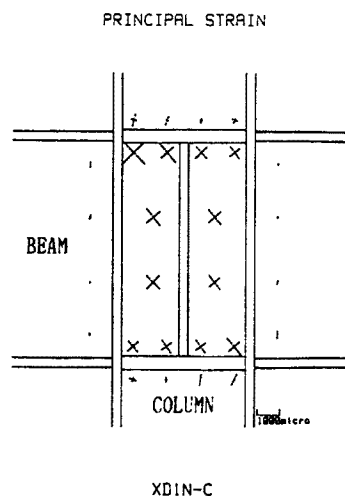


Fig. 12. Principal strain distributions
(SPEC. XD1N-C)

り扱ってよいものと考えられる。Fig. 11, Fig. 12 にはパネル内のみでなく、パネル外周に接合されている柱や梁ウェブの主歪値とその方向も示されている。これらの歪応答の特徴は、パネル枠組みの剛性及び強度が比較的小さい試験体では、特にパネル隅角部付近に歪が集中する傾向が窺われることである。この現象は後述のように、パネル枠組構成板厚の小さい場合には、塑性ヒンジが枠組隅角部に生じて、パネルが回転することと関連しているものと思われる。

3.4 フランジ、リブなどの歪分布の特徴

各試験体の柱フランジ・ダイアフラム・パネル内縦リブの歪分布の例を Fig. 13, Fig. 14 に示す。柱、梁などの部材端における歪分布形状は、一般にパネルのせん断降伏後のパネルへのモーメント補強によって、いずれも S 字（または逆 S 字）型となっている。また、パネル枠組ではいずれも隅角部近傍における曲げモーメントが卓越していることがわかる。また、板厚 16 mm のパネル内縦リブの両端部における曲げモーメントも大きく、適当な板厚を有する縦リブはパネル剛性に有効に機能していることがわかる。これらのことから、パネル枠組は純ラーメンとして抵抗するのではなく、枠構成板中央部がそれぞれ柱あるいは梁ウェブで拘束された一種の補剛材付ラーメンのように挙動しているものと考えられる。

このことは、パネル枠組の構成要素が隅角部あるいはその近傍で全塑性状態に達した後に、周辺柱、梁部材のフランジとウェブの一部からなる T 型断面部分がパネルをモーメント補強していることを表しているものと推察される。しかしモーメント補強の程度は単調及び繰返しによる載荷方法の違い、ならびに特に周辺枠組の板厚に大きく依存しているように見受けられる。

また、パネルウェブ降伏後のパネル枠組の隅角部において歪や応力が集中する傾向にあるから、正負繰返載荷を行った場合に枠組構成要素の接合部近傍において低サイクル疲労による損傷が蓄積されることが考えられ、これは実験における試験体の破壊モードの違いに現れている。主に枠組の補強を施した弱パネル型の試験体を繰返載荷した場合に、単調載荷による場合よりも小さい変形で、Fig. 6 の破壊モード 1 に示すように、梁フランジ突合せ溶接趾端部から亀裂が発生し破断へと進展しているものが多かった。XIN（破壊モード 4）も同様の原因による破壊と考えることができる。このような破壊では、梁の有効回転角の履歴曲線から分かるように梁部材が十分な塑性域に入る以前に破壊に至る傾向が窺える。

弱パネル型の試験体を単調載荷した場合や、ダブルプレート補強によりパネル強度比が高い試験体を繰返載荷した場合には、パネル内縦リブ溶接部からのダブルプレートの破断（モード 2）や梁ウェブのスカラップ趾端部からの亀裂発生による梁フランジの破断（モード 4）のように、枠組隅角部の応力集中以外の

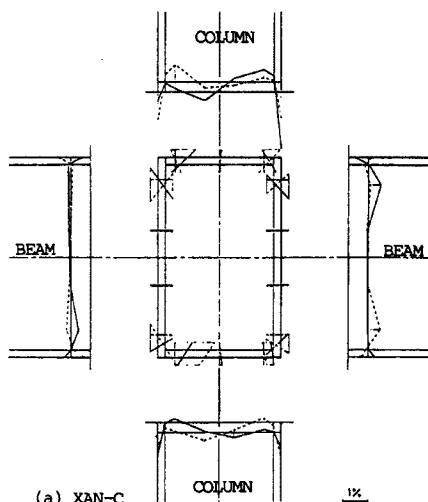


Fig. 13. Local strain distributions
(SPEC. XAN-C)

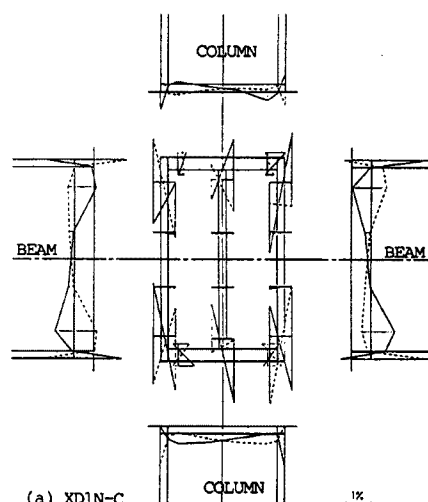


Fig. 14. Local strain distributions
(SPEC. XD1N-C)

要因による破壊が先行した。既往の実験によれば、強パネル型の十字試験体やパネルの変形を拘束したT字型試験体ではスカラップ趾端部から発生する亀裂が梁フランジの破断を招くことが多数報告されているが、パネルの強度・剛性および補剛方法により破壊モードが異なることに注意が必要であると考えられる。

4. 考察

4.1 パネル部のせん断耐力, 変形性能について

以上の実験結果に基づいて、パネル部の補強効果について以下のように検討する。材料実験結果から得られた柱ウェブ材の降伏点 σ_y , 降伏歪 ϵ_y , ヤング係数 E は,

$$\sigma_y = 3.82 \text{ t/cm}^2$$

$$\epsilon_y = 0.176\%$$

$$E = 2170 \text{ t/cm}^2$$

であり、これらの値から純せん断応力状態でのパネルウェブの降伏せん断応力度 τ_y , 降伏せん断歪 γ_y を Von Mises の降伏条件式とせん断弾性係数 $G = E/2\{(1+\nu)\}$ (但し, ν はポアソン比で0.3とする) を用いて求めると,

$$\tau_y = 2.21 \text{ t/cm}^2$$

$$\gamma_y = 2.64 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

となる。パネルウェブのみでなく、ダイアフラムと柱フランジで構成されるパネル枠組みや縦リブなどが、パネルゾーンのせん断耐力や接合部の変形性能に与える影響を個別に評価することは困難なため、ここでは3.2で求めたパネルせん断力—せん断歪関係を上の降伏せん断応力度と降伏せん断歪を用いて無次元化し、接合部全体としての挙動について調べることにする。

Fig. 15 及び Fig. 16 は、以上のようにして求めた無次元化パネルせん断応力度—せん断歪関係の結果であり、繰返載荷を受けた試験体の実験結果については、正負の各反転点の座標を平均化して得られる包絡線の形で示している。Fig. 15 はダブルプレートによる補強を行っていない試験体群の結果を、Fig. 16 はダブルプレートによる補強を含む試験体群の結果をそれぞれに示している。また、両図中にはパネルのみが純せん断力を受ける場合の無次元化せん断応力度—せん断歪関係を示した。これは柱ウェブの材料実験結果から得られた単調引張応力—歪関係を用いて有限要素法による弾塑性解析から得たもので、解析には MSC/NASTRAN を用い、材料非線形性を考慮した。

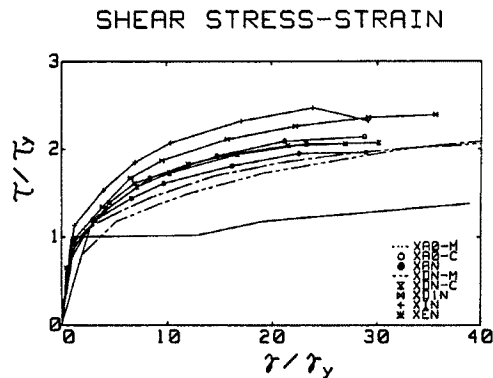


Fig. 15. Panel shear stress-distortion relations (weak panel type)

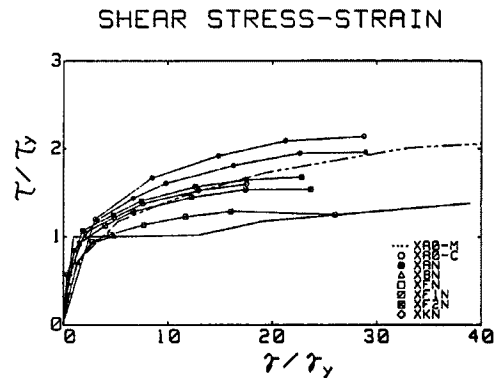


Fig. 16. Panel shear stress-distortion relations (strong panel type)

Fig. 15 において、2つの単調載荷時の無次元化せん断応力度—せん断歪曲線 (XAO-M, XDN-M) と F. E. M. 解析結果とを比較することにより、パネル周辺枠組の補強効果の程度を推定すると、両者の無次元化最大せん断応力度の差は約30%であった。また、繰返載荷時の包絡線と単調載荷時の実験結果とを比較すると、繰返しに伴う歪硬化による耐力の上昇は無次元化最大せん断応力度の差で約10%であった。繰返載荷時の各包絡線の最終点はいずれも接合部局所の亀裂発生、進展に伴って耐力の低下が顕著に観察される点であり、繰返しに伴う変形態力の低下が明瞭であることが分かる。

繰返載荷時の各試験体の耐力と変形能力の特徴は、パネル外側隅角部にリブプレートを配した XIN が補強効果の著しい反面、変形性能が若干劣り、次いで、ダイアフラム板厚を 25 mm (標準のダイアフラム板厚 16 mm の 1.56 倍) にするとともにパネル内縦リブを 16 mm とした XD1N が、耐力、変形性能ともに優れていることである。

ダイアフラム板厚、パネル内縦リブがそれぞれ XD1N と等しい XEN は、見掛け上、XD1N ほど顕著な補強効果は見受けられない。これは、この試験体は柱フランジとウェブをそれぞれ 25 mm, 16 mm としているためパネルウェブ板厚に対するダイアフラム板厚、パネル内縦リブ板厚の増大率が小さく、無次元化せん断応力度—せん断歪曲線上では、その効果が明瞭に現れないことによるものと考えられる。

このように、パネル板厚とパネル内縦リブを含むパネル周辺枠組の板厚との関係によっては補強効果が明瞭に観察されない場合があり、特に Fig. 16 に示すダブルプレートを有する試験体ではこの傾向が顕著である。

4.2 局所の歪応答から見た仕口部ディテールの特徴

ここでは仕口パネル周辺部に貼付した 1 軸歪ゲージ及び 3 軸ロゼットゲージにより計測された材軸方向の歪から、各試験体の仕口部分の局所の歪挙動の特徴について考察する。本研究の試験体では柱のせん断降伏が先行するようになっているが、軸力と曲げモーメントを受ける短柱の材軸方向の歪分布は、材のせん断降伏後、S 字 (または逆 S 字) 型になることが辻ら⁹⁾ によって明らかにされている。本実験結果の柱の材軸方向の歪分布は、ほぼこのような傾向を示しているものと考えられるが、柱フランジの歪は特に圧縮側にドリフトする傾向が観察される。これは、パネルせん断降伏後に軸方向力は柱フランジのみで支持されていることが原因と考えられる。

梁仕口端の歪分布については、中尾ら³⁾ が指摘しているようなパネルせん断降伏後の柱、梁部材のパネル補強による S 字 (または逆 S 字) 型分布を明瞭に示す試験体とそうでない試験体とがあり、4.1 で述べたパネル周辺の枠組の剛性の違いに依存するものと考えられる。即ち、パネル周辺の枠組の剛性がパネルウェブに比べて相対的に低い試験体では梁の材軸方向の歪は小さく、見掛け上、パネルに対する梁のモーメント補強が明瞭に観察されない。パネル周辺枠組の歪分布から、一般的に隅角部での歪が大きく、枠組がモーメ

ント抵抗していることが観察される。しかし、ダイアフラムや柱フランジの材軸方向の歪分布から、枠組が一種のラーメン架構のように挙動するのではなく、パネルのせん断変形に伴う隅角部局所の回転に対して抵抗するものと考えの方が妥当であると推察される。

以上のことから、パネル周辺枠組の剛性が低い仕口では、パネルのせん断変形に伴う隅角部の回転が局所に起こり、柱、梁などの周辺部材のモーメント抵抗が充分期待し難いものに対して、ダイアフラム板厚を充分増した場合や柱フランジ板厚を大きくした場合には隅角部の回転抵抗が相対的に大きくなり、周辺部材のモーメント抵抗が期待できることがわかる。また、直交方向の大梁との接合を想定したパネル内縦リブのパネルせん断耐力に対する寄与についても上と同様のことが言えるが、特に隅角部での溶接部に注意を払う必要があるものと考えられる。

5. 結論

H 形鋼柱貫通型接合部の仕口部および仕口部周辺の補強詳細を種々変更した試験体を用い、地震などの水平力を受けた時の耐力ならびに変形性能を実験的に調べた結果、以下の結論を得た。

(1) パネル枠組みを構成する柱フランジ及びダイアフラムの曲げ剛性が仕口部の剛性、耐力に明らかな補強効果を示した。

(2) 弱柱強梁型でパネル強度比が0.5程度であっても、枠組要素の板厚を適当に選べばパネルの最大耐力到達以前に柱崩壊を先行させることが可能である。

(3) 柱弱軸方向に梁を接合するのに取りつけるガセット・プレートもその板厚に応じたパネルの補強効果を持つ。

(4) 地震などの繰返荷重を受ける場合、接合部の応力や歪が集中する個所での低サイクル疲労による破壊が発生する可能性は高く、その発生個所は仕口補強の方法により異なる。

参 考 文 献

- 1) E. P. Popov : Panel Zone Flexibility in Seismic Moment Joint, J. Construct. Steel Research August, 1987, pp. 91-118.
- 2) D. J. Fielding and J. S. Huang : Shear in Steel Beam-to-Column Connections, Welding Research Supplement, July, 1971, pp. 313-326.
- 3) 田中淳夫・中尾雅躬：柱梁接合部，カラム79号，1981.
- 4) 椋代仁朗・松尾 彰：比較的薄肉の断面を有する H 形鋼柱梁接合部の耐力と変形性能に関する研究，日本建築学会構造系論文報告集，第315号，1987.
- 5) 辻 文三・西野孝仁・橋村 徹：軸圧を受ける H 形鋼柱の弾塑性せん断変形性状及び崩壊性状に関する研究，日本建築学会近畿支部研究報告集，1985.

付 録

記号

- ${}_pM_y$: パネルの降伏モーメント
 ${}_bM_p$: 梁の全塑性モーメント
 ${}_cM_{pc}$: 柱の全塑性モーメント
 t_p : パネル板厚
 V_e : パネルゾーン面積
 R_B : 全体回転角
 Q_c : 柱のせん断力
 α : パネル強度比

δ : パネルゾーンの対角方向伸縮