

角形鋼管柱梁溶接接合部における梁端ディテールに関する研究

Experimental Study on Details of H-Shaped Beam-to-Box Column Connections

澤 本 佳 和
田 中 直 樹

要 約

兵庫県南部地震では、角形鋼管柱と梁接合部の溶接部及びその近傍に大きな損傷を受け、スカラップの存在が大きな要因であることが指摘された。これを受け、JASS6では従来型スカラップに代わり、スカラップ底の形状を滑らかにした改良スカラップ工法又はスカラップを無くしたノンスカラップ工法を推奨している。上記を背景に埼玉県に建設中の鉄骨建物では、その溶接BOX柱と梁溶接接合部にJASS6に準拠した三つの改良型スカラップ工法（工場溶接ノンスカラップ工法、現場溶接円形スカラップ工法、現場溶接直線スカラップ工法）を適用する予定である。

本研究では、上記建物の柱梁溶接接合部の実験データを蓄積し、耐震安全性（主に、脆性的破壊の防止による変形能力の確保）を確認することを目的に、三つの改良型スカラップ工法を対象として、1/2縮尺の十字型柱梁骨組の加力実験を実施した。

その結果、1）工場溶接のノンスカラップ工法は耐力（従来型の約1.1倍）のみならず、優れた変形能力（従来型の約1.3倍）となること、2）現場溶接改良型は工場溶接の従来型と同等な性能しか示さなかったものの、設計で要求される変形能力を満たすこと、3）接合部の耐力は、既往の梁ウェブが取りつく柱フランジの面外変形を考慮する方法で評価できることを示した。

よって、上記1）2）より、対象建物の構造安全性が確認できた。

目 次

- I. はじめに
- II. 実験概要
- III. 実験結果
- IV. 考 察
- V. おわりに

I. はじめに

兵庫県南部地震では、角形鋼管柱と梁接合部の溶接部及びその近傍に大きな損傷を受けた¹⁾。この部分は応力が最も集中し、しかもスカラップが存在することが大きな要因である。これを考慮して、JASS6では柱梁接合部の溶接の際、従来型スカラップに代わり、スカラップ底の形状を滑らかにした改良スカラップ工法又はスカラップを無くしたノンスカラップ工法を推奨している²⁾。しかしながら、これら工法は一連の実験並びに解析研究から提示されたものであるが、その妥当性や効果に関しては汎用的な結論を得るには至っていないのが現状である。さらに、溶接接合部の品質については、これらディテールの他に鋼材の機械的・化学的性質や、溶接作業法（入熱、積層法等）、すなわち溶接作業者の技量に影響される部分も多いことが分かっている。

以上より、柱梁接合部の構造性能・溶接施工法の妥当性（溶接接合部の品質）を把握するためには、実験データが少ない現状を考慮すると、使用する接合部ディテールに合った溶接施工法で製作した試験体を用い、それらの構造的性状を実験的に把握し、データを蓄積しておくことが望まれる。

本研究では、上記を背景に埼玉県に建設中の鉄骨建物の柱梁接

合部に用いられている改良型工法の構造安全性を確認することを目的に、それら接合部を有する十字型柱梁部分骨組試験体の加力実験を実施し、接合部耐力並びに塑性変形能力を明らかにしたものである。

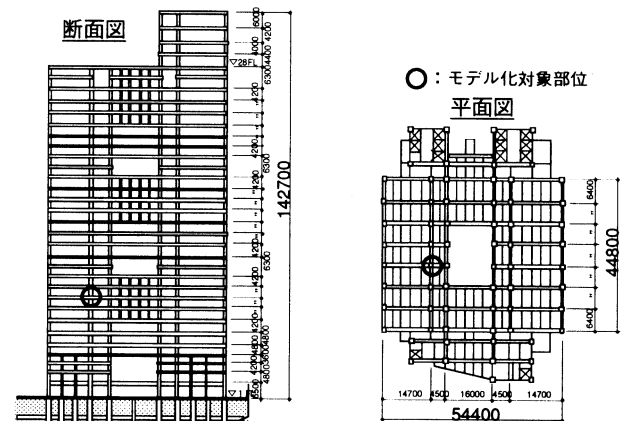


Fig.1 対象建物
(Outline of the Object Building)

Table 1 鋼材の機械的性質
(Mechanical Properties of Steel)

使用部位	板厚 (mm)	鋼種	引張試験結果				シャルピー衝撃試験結果	
			降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏比 (%)	伸び (%)	試験温度 (℃)	吸収エネルギー (J)
柱	22.13	SN490C	333	528	63	23	0	203
梁フランジ	12.11	SN490B	387	554	70	23	0	104
梁ウェブ	8.97	SN490B	426	565	75	23	0	104
ダイアフラム	22.05	SN490B	408	606	67	29	0	131
ガセットプレート	15.98	SN490B	361	537	67	23	-	-

キーワード：角形鋼管，静的載荷実験，柱梁接合部，溶接，スカラップ

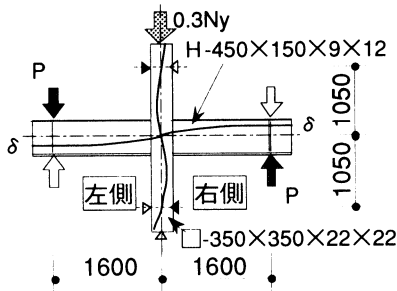


Fig.2 試験体形状
(Outline of Test Specimen)

Table 2 溶接条件
(Welding Condition)

溶接電流	270A
アーク電圧	38V
溶接速度	30cm/分
パス数	4パス
溶接入熱量	21kJ/cm

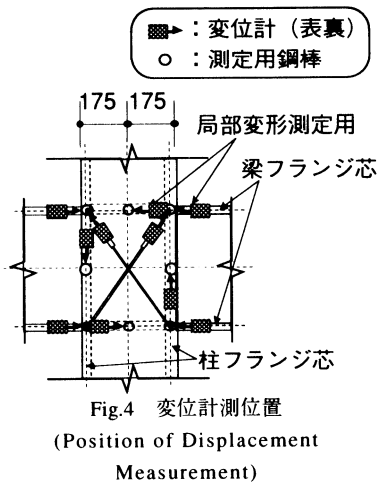


Fig.4 変位計測定位置
(Position of Displacement Measurement)

らている。Fig.2に試験体の形状・寸法を、Fig.3に試験体接合部の詳細を示す。

実験パラメータは、従来型スカラップを有する工場溶接型接合部を基準として、他に三つの改良型を考えた (Fig.3)。一つは工場溶接型でノンスカラップのもの、他は現場溶接型 (ウェブはボルト接合) で、従来型よりスカラップを小さくしたもの (円形スカラップ)、及びスカラップの代わりに梁ウェブと柱の間にクリアランスを設けたもの (直線スカラップ) である。また、試験体のボルトの設計に関しては、①梁が曲げ降伏するまではボルトの滑りはないこ

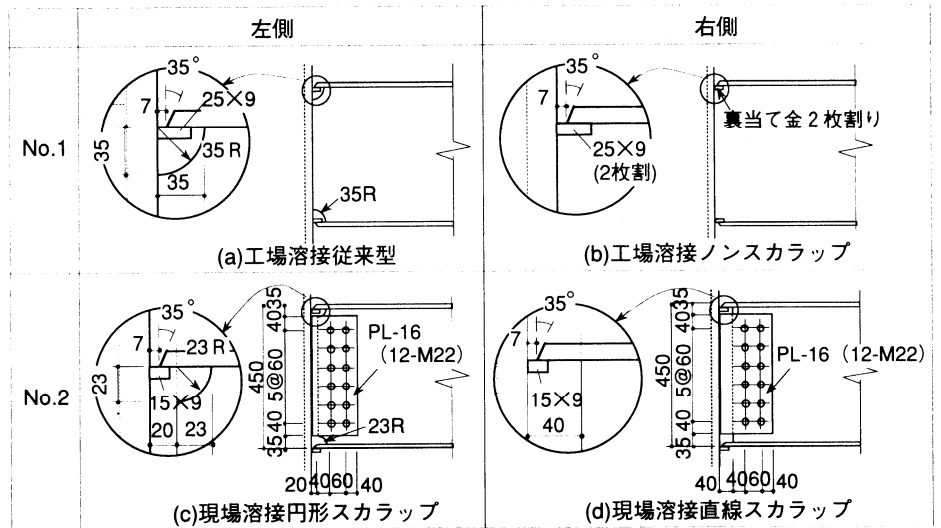


Fig.3 試験体接合部詳細
(Detail of Test Specimen)

II. 実験概要

1. 試験体

試験体としては、Fig.1に示す建物の中低層部の代表的な柱梁接合部を対象として、その1/2縮尺したものを設定した。柱は350mm角の溶接BOX断面で、梁は溶接組み立てH形鋼である。柱梁接合部には、柱内に内ダイヤフラムが設けられている。

と、②梁の終局状況を確認できるようにするため、梁の最大耐力が確認されるまではボルトが破断しないこと、を念頭にボルトの本数を決定した。試験体の左右の柱梁接合部に上記パラメータ2種類を割り当て、試験体数は2体とした。このため、柱の降伏耐力を梁の全塑性耐力の約2倍とし、梁の終局状態まで柱と梁の各フランジの中心ラインで囲まれる部分 (以下、接合部パネル) を弾性に保つことで、左右の梁接合部の性状が相互に影響するのを極力低減させることとした。Table 1に使用鋼材の機械的性質を、Table 2に各柱と梁フランジの突合せ溶接部の平均的な溶接条件を示す。

2. 実験方法

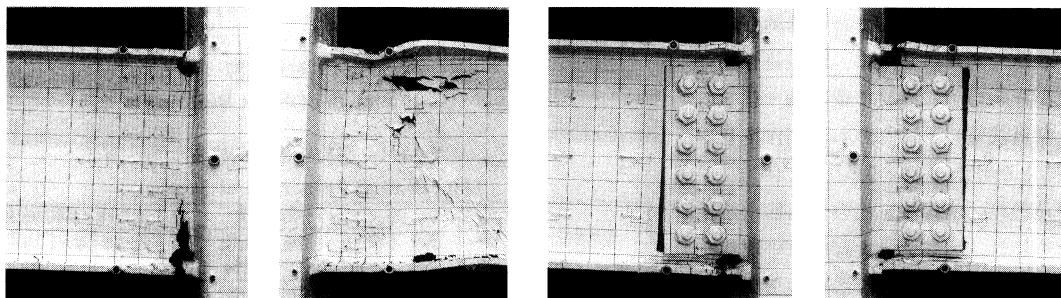
加力は、柱に軸力 ($0.3N_y$, N_y : 柱降伏軸力) を作用させた状態で、各梁先端部に油圧ジャッキにより静的に荷重 (P) を与えることで行った (Fig.2)。加力スケジュールは文献5)に従い、部分架構骨組の梁全塑性モーメント時の弾性変形計算値 (δ_p) の0.5, 2, 4, 6, 8倍の変形について、最大耐力及び劣化性状が確認できるまで各2回の正負交番繰返し載荷とした。また、梁端部で梁の面外変位を拘束した。

計測は、試験体主要部の変形及びびずみについて行った。Fig.4に接合部周りの変位測定位置を示す。接合部パネルの変形は、対角線方向の伸縮を計測することにより評価した。また、柱フランジの面外変形による接合部局部の変形と梁全体の変形を分離するため、接合部局部の変形を計測した。

III. 実験結果

1. 実験経過並びに荷重・変形関係

個々の接合形式の梁先端荷重 (P) と梁先端変形 (δ) の関係をFig.5に、試験体の諸耐力をTable 3に示す。また、Photo 1に試験体の最終状



(a) 工場溶接従来型 (b) 工場溶接ノンスカラップ (c) 現場溶接円形スカラップ (d) 現場溶接直線スカラップ

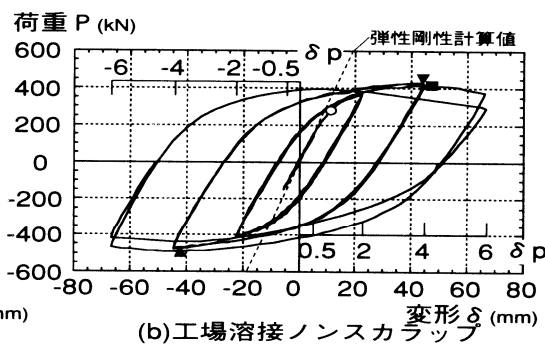
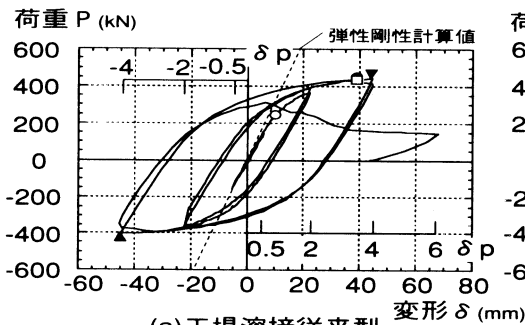
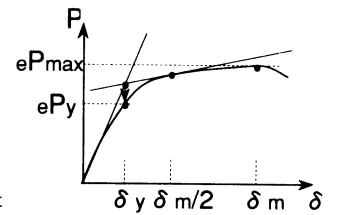
Photo 1 最終状況
(Failure Mode)

Table 3 試験体諸耐力
(Test Results and Calculations)

試験体名称		実験結果 ¹⁾			計算結果 (上段: 計算結果, 下段: 計算値/実験値)							終局状況(実験)
		弾性剛性 eK (kN/mm)	梁曲げ降伏 ²⁾ ePy (kN)	最大荷重 ePmax (kN)	弾性剛性 ³⁾ cK (kN/mm)	梁 ³⁾					せん断降伏 cPjs (kN)	
						曲げ降伏		全塑性 cPbp (kN)	曲げ終局 ⁴⁾			
						cPby ³⁾ (kN)	cPjy ⁴⁾ (kN)		cPju* (kN)	cPju** (kN)		
No.1	工場溶接従来型	28.1	247.3	424.1	30.7 1.09	282.8 1.14	250.7 1.01	341.0 0.80	344.8 0.81	416.9 0.98	632.4	梁引張フランジ破断
	工場溶接ノンスカラップ	29.1	284.1	459.6	30.7 1.05	282.6 0.99	288.7 1.02	340.4 0.74	382.9 0.83	450.9 0.98	627.5	梁端接合部局部座屈
No.2	現場溶接円形スカラップ	27.7	249.8	431.6	30.7 1.11	282.8 1.13	273.5 1.09	340.7 0.79	367.8 0.85	395.7 0.92	628.2	梁引張フランジ破断
	現場溶接直線スカラップ	27.0	257.1	427.2	30.7 1.14	282.7 1.10	273.0 1.06	340.9 0.80	367.1 0.86	395.5 0.93	631.7	梁引張フランジ破断

(注記)

- 1): 弾性剛性は正側の、降伏・最大荷重は正・負側それぞれの実験値の平均を用いた。また、弾性剛性の実験値は最大荷重時の1/3の点と原点を結んだ線の傾きとした。
- 2): 梁曲げ降伏の実験値は、正・負側それぞれの変形分離された梁のスケルトンを用い、最大荷重時の変形の1/2の変形の点での接線と初期剛性との交点から垂直に下ろし、スケルトンと交わった点の荷重を示す。この定義は文献3)による。
- 3): 梁断面の全断面有効として計算した値を示す。
- 4): 梁端接合部の曲げ降伏および曲げ終局耐力の計算値は、スカラップの断面欠損および柱のスキンプレートの面外変形等を考慮し計算したウェブの降伏曲げ耐力に、フランジの降伏および終局曲げ耐力を加えた値である。
ただし、梁ウェブが曲げを負担できると仮定した領域の長さ(X)の上限(*)ではウェブ高さの1/6 (7.09cm)とし、(**)では上限を設けずにそのままのXの値を使用した。



- 梁曲げ降伏
- スカラップ亀裂発生
- フランジ破断
- 局部座屈発生
- ◇ ガセットプレート滑り発生
- ▼ 最大荷重 (正側)
- ▲ 最大荷重 (負側)

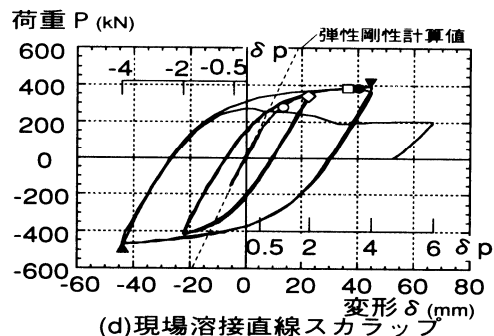
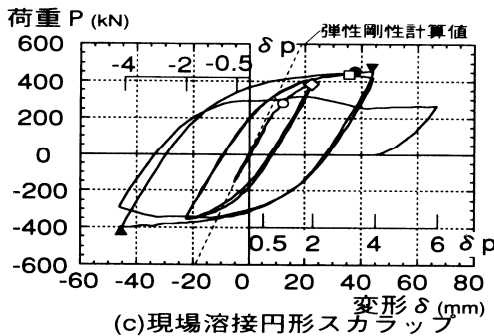


Fig.5 荷重・梁端変形関係
(Load-Displacement Curves)

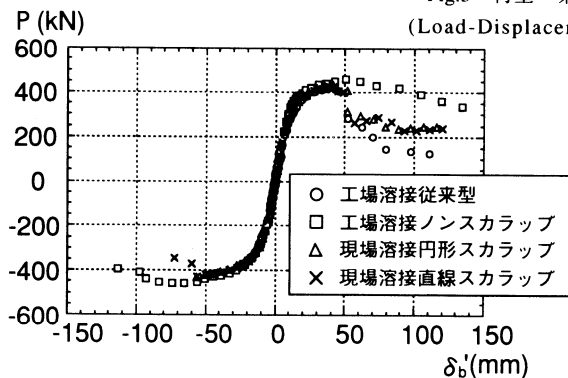


Fig.6 梁変形スケルトンの比較
(Comparison of Skelton Curves)

況を示す。ただし、Table 3の計算値のうち、cPjy、cPju*、cPju**についてはIV.1で考察するものとする。

工場溶接型については、Fig.5(a)(b)によると+4 delta pに到達するまでは、両接合形式とも同じ傾向を示した。従来型スカラップではこの直前にスカラップ底に亀裂が発生し、このサイクルで最大荷重を示した後、亀裂が進展して、+6 delta pのサイクルで梁フランジ(母材)が破断した(Photo 1

(a))。ノンスカラップでは+4 delta pに梁端部が局部座屈(Photo 1(b))して、最大荷重に達したが、その後も安定的な荷重変形関係を示した。また、降伏・最大荷重いずれもノンスカラップは従来型より大きな値を示した(Table 3)。

現場溶接型では、Fig.5(c)(d)によると両接合部とも同じ傾向を示し、最終的には梁フランジ(母材)が破断した。また、降伏・最大耐力及び破断状況等は工場溶接従来型とほぼ同じであった(Table 3, Photo.1(c)(d))。これは、一つには試験体間で、梁ウェブの回し溶接部の形状があまり変わらなかったためであると考えられる。

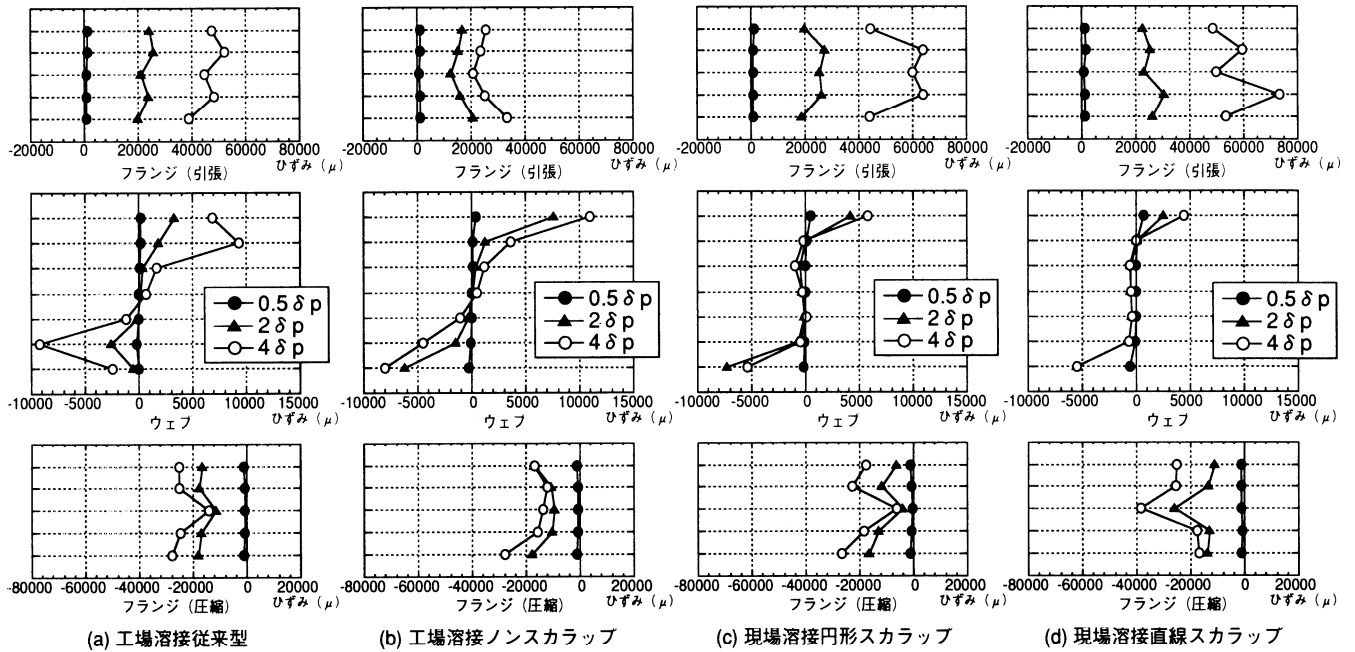


Fig.7 梁端部のひずみ分布
(Strain Distribution at Beam End)

ただし、梁フランジが破断した3体とも、フランジが破断するまで柱梁接合部近傍のひずみ値は50000~100000 μ を示し、フランジ(母材)は十分に延びてから破断したことが分かった。

次に、Table 3に示す諸耐力計算値と実験結果を比較する。梁全断面有効として求めた弾性剛性計算値は実験値とほぼ一致した。また、ノンスカラップの試験体を除き、梁全断面を有効とした梁曲げ降伏実験値(ePy)は降伏耐力計算値(cPby)より小さな値を示した。これは、ウェブが十分に曲げを負担していないためであり、IV章で更に検討する。なお、最大耐力実験値(ePmax)は各試験体とも鋼材のひずみ硬化が影響し、梁全断面を有効とした全塑性耐力(cPbp)の1.25~1.35倍であった。

次に、Fig.4に示す変位の計測方法により接合部局部の変形を計測し、梁先端変形(δ)から接合部パネルのせん断変形と柱フランジの面外変形による接合部局部の変形を除いて、梁のみの変形(δb)を分離し(変形分離)、求められた梁変形のスケルトン(Fig.10参照)の比較をFig.6に示す。これによると、上述のように工場溶接ノンスカラップ形式が全接合形式の中で、最も最大荷重が大きく、変形能力があることが分かる。また、スカラップのある3接合形式は、ほぼ同じスケルトン形状を示すことが分かる。

2. 梁のひずみ分布

梁端部に貼付したひずみゲージの値を正載荷の内、変形が更新されるサイクルの最大変形時(+0.5 δp , +2 δp , +4 δp)について、全接合形式の梁フランジ及び梁ウェブの材軸方向ひずみ分布を示したものが、Fig.7である。また、フランジのひずみは表

裏の平均とした。なお、Fig.7のひずみ値は柱フェースに最も近い位置(40mm)に貼付したひずみゲージの値である。

Fig.7より、以下のことが分かる。

a. 梁ウェブのひずみについてはノンスカラップ形式では、梁中央部を中心として逆対称線形分布を示すが、スカラップのある3接合形式では、中央部がほぼゼロで、上下が大きくなる分布を示す。

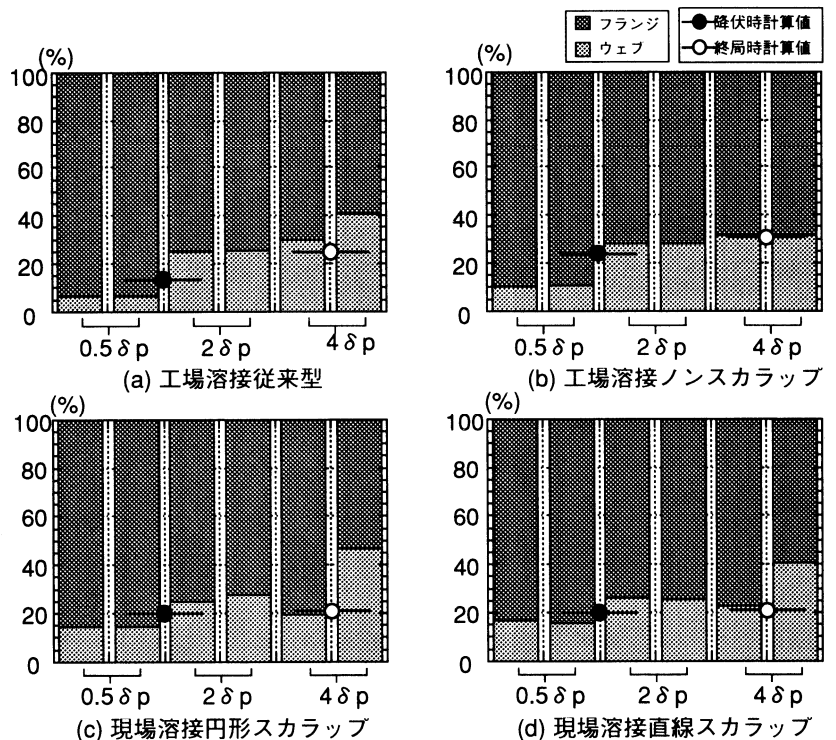


Fig.8 梁ウェブのモーメント分担率
(Moment Share Rate of Beam Web)

b. フランジのひずみについては、aに示すようにスカラップ形式はノンスカラップ形式と比較してウェブによる曲げ負担が少ないため、スカラップ形式では大きな値を示す。

3. 梁ウェブのモーメント分担率

梁に貼付したひずみゲージの値と鋼材の応力度・ひずみ度関係を基に導出した柱フェースに最も近い測定位置におけるフランジとウェブの正載荷のモーメント分担率をFig.8に示す。ただし、モーメントを算出する際の中立軸位置は梁ウェブのひずみ分布形状 (Fig.7参照) から梁中央とし、ひずみの負担領域は隣り合うひずみゲージとの距離の半分までとした。また、現場溶接形式におけるウェブの断面積としては、ガセットプレートの断面積を用いた。また、Fig.8中の●○印で示す計算値はIV.1で考察する。

梁ウェブのモーメント分担率は、全体的に見ると、塑性化が進むにつれて大きくなり、 $4\delta p$ 時点ではウェブの分担率は弾性時の2倍以上となる。また、各接合形式について見ると、従来型スカラップ形式では、弾性時約7%、降伏後約30%、ノンスカラップ形式では、弾性時約10%、降伏後約30%、現場溶接形式では、弾性時約15%、降伏後約30%を示す。ここで、弾性時に従来型スカラップ形式のウェブの分担率がノンスカラップ形式の2/3程度となるのはスカラップによる断面欠損の影響によると考えられる。また、現場溶接形式でウェブの分担率が大きな値を示すのは、ガセットプレートが梁ウェブ (厚さ9mm) と比較し、16mmと厚くなっているため柱のフランジの面外変形が抑えられていることが原因であると考えられる。

以上より、梁端接合部の形状よりの梁ウェブのモーメント分担率が異なることが分かったので、梁耐力 (梁端部の耐力) を評価する際にもこの差異を考慮する必要があるものと判断される。

IV 考 察

1. 梁端接合部耐力の検討

III.1では梁の全断面を有効として梁耐力 (cP_{by} , cP_{bp}) を計算したが、実験値を良く表現できなかった。ここで、試験体の梁端接合部に注目すると、Photo 2 (工場溶接従来型) に示すような柱フランジの面外変形が生じていることが分かる。よって、梁耐力の評価法にもこのような面外変形の効果を考慮した方が良いことが分かる。以下では、梁ウェブ接合部に対応する部分の柱フランジ

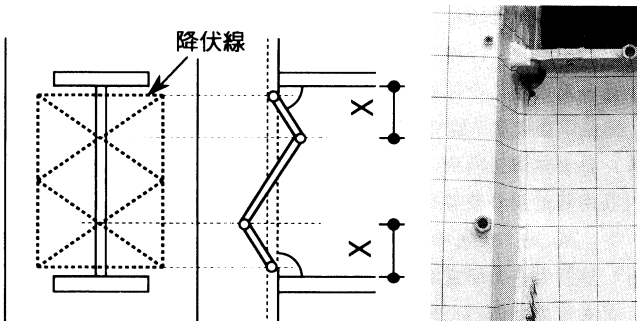


Fig.9 Xの定義
(Definition of X)

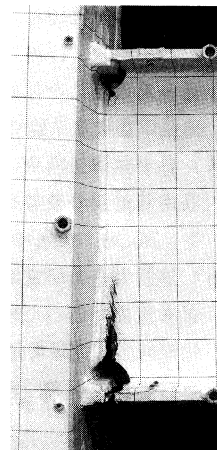


Photo 2 面外変形状況
(lateral deformation)

の面外降伏を考慮して、柱梁接合部の耐力を評価する文献3)4)の手法を適用することにより梁端接合部耐力を評価する。この際梁ウェブが曲げを負担できると仮定した領域をFig.9のように定義しXとする。この柱梁接合部の降伏および終局曲げ耐力計算値は、柱フランジの面外降伏により決まる梁ウェブの降伏曲げ耐力を、降伏線理論により柱梁接合部に於ける梁ウェブが曲げを負担できる領域を求めて算出し、それに梁フランジの降伏および終局曲げ耐力を加えた値である。

ここで、梁端接合部の曲げ降伏及び曲げ終局耐力の計算値と実験結果を比較すると (Table 3)、降伏耐力では、Xの上限をウェブ高さの1/6 (7.09cm) として文献4)により求めた計算結果 (cP_{jy}) は実験結果 (eP_y) を良く表した結果となった。ここで、Xの値の上限をウェブ高さの1/6としたのは、通常設計等で使用されている1/6の値を用いたためである。

また、終局耐力については、梁端接合部耐力計算値 (Xの値の上限をウェブ高さの1/6とした計算値 (cP_{ju}) と文献3)4)により得られるXの値をそのまま用いた計算値 (cP_{ju}^{**}) と実験結果を比較すると、 cP_{ju} は、実験結果 (eP_{max}) を過小評価し、 cP_{ju}^{**} は実験結果を良く表現することが分かった。 cP_{ju}^{**} が実験結果 (eP_{max}) を過小評価するのは、今回の実験で使用した梁断面のフランジとウェブの面積がほぼ等しいこと及び塑性化することによってウェブの曲げに対する分担率が上昇する (III.4項参照) ことが原因であると判断

される。また、 cP_{ju}^{**} で計算したXの値は、従来型スカラップ形式では15.4cm (ウェブ高さの1/2.76)、ノンスカラップ形式では12.7cm (1/3.35)、

現場溶接形式では12.0cm (1/3.56) であった。

また、このXを用いて梁ウェブのモーメント分担率を計算した所、降伏時計算値 (●) はFig.8による $0.5\delta p$ と $2\delta p$ の実験値の平均値と、終局時計算値 (○) は $4\delta p$ の実験値と良く対応する結果となった。Table 4に降伏時及び終局時の計算値を示す。

2. 梁の変形性能

変形分離により求められた梁のみの荷重変形関係から、累積塑性変形倍率 (η_1 , η_2) を算出した結果をTable 5に示す。ここで、累積塑性変形倍率はバウシinger部分を考慮したもの (η_1) と無視したもの (η_2) の2通りとし、これらを算出する際には、荷重低下後、荷重が最大荷重の9割以上を示す区間を有効として考

Table 5 梁の変形性能
(Deformation Capacity of Beam)

試験体名称		累積塑性変形 $\Sigma \delta$ (mm)	最大変形 δs (mm)	累積塑性変形倍率	
				$\eta_1 (= \Sigma \delta / \delta p)$	$\eta_2 (= \delta s / \delta p - 1)$
No.1	工場溶接従来型	250.9	50.1	29.80	4.95
	工場溶接ノンスカラップ	314.1	83.4	37.30	8.91
No.2	現場溶接円形スカラップ	196.3	51.3	23.31	5.09
	現場溶接直線スカラップ	252.6	54.5	30.00	5.48

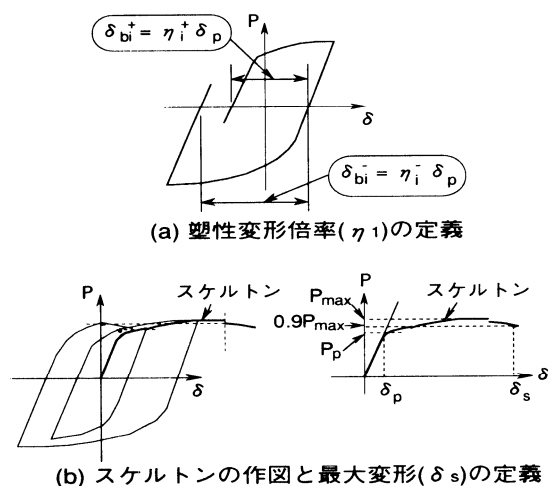


Fig.10 η の定義
(Definition of η)

えた。なお、累積塑性変形倍率の定義は次式及びFig.10による。

$$\eta_1 = \sum_i (\eta_i^+ + |\eta_i^-|) = \frac{\sum (\delta_i^+ + |\delta_i^-|)}{\delta_p}$$

$$\eta_2 = \frac{\delta_s}{\delta_p} - 1$$

ただし、

$$\sum \delta_s = \sum (\delta_i^+ + |\delta_i^-|)$$

δ_i^+ : i 番目の正側履歴ループの塑性変形量

η_i^+ : i 番目の正側履歴ループの塑性変形倍率

δ_p : 全塑性モーメント M_p (計算値) を弾性剛性 (実験値) で除して求めた弾性梁先端変形量

δ_s : スケルトン曲線の最大変形量

Table 5より、工場溶接ノンスカラップは従来型スカラップより1.25倍程度 (η_1)、1.67倍程度 (η_2) 大きな値を示した。また、スカラップのある3接合形式 (工場溶接従来型、現場溶接円形スカラップ、現場溶接直線スカラップ) では、累積塑性変形倍率・最大塑性率ともほぼ同じ値を示した。これは、前述のように試験体の縮尺が1/2であり、ウェブが薄いためにスカラップ部の回し溶接の形状がそれ程変わらなかったためであると判断される。

ここで、Table 5に示す値は文献6)に示される設計上で梁に要求される累積塑性変形倍率の最大値 ($\eta_2=3$) を満足するものであった。

V おわりに

対象建物の柱梁接合部に適用予定の三つの改良型接合部と比較のための従来型接合部を対象に十字型部分骨組の加力実験を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

- a. 工場溶接型については、従来型スカラップはスカラップ底より発生した亀裂が進展し、梁フランジが破断したが、ノンスカラップでは最終破壊は梁端部の局部座屈となり、安定的な荷重変形関係を示した。また、ノンスカラップ型の降伏・最大耐力は従来型スカラップより大きな値を示した。

- b. 現場溶接型については、スカラップを小さくしても、また直線としても、荷重変形関係、降伏・最大耐力及び破断状況は工場溶接従来型スカラップとほぼ同じであった。これは、試験体の縮尺が1/2であったため、梁ウェブの回し溶接部の形状が変わらなかったためであると考えられる。

- c. また累積塑性変形倍率 (η_1) においては、ノンスカラップは従来型スカラップの約1.25倍大きな値を示した。全接合形式とも文献6)に示される設計上で梁に要求される累積塑性変形倍率 ($\eta_2=3$) を満足するものであった。

- d. 梁端接合部の降伏・終局耐力に関しては、梁ウェブが接合される柱フランジの面外降伏を考慮して、柱梁接合部の耐力を評価した結果、評価値は実験値と良く一致することが分かった。ただし、実験に於ける梁ウェブのモーメント分担率の結果を考慮し、降伏耐力では梁ウェブの曲げ負担領域計算値の上限をウェブ高さの1/6とし、終局耐力では上限を設けず評価した。

なお、実建物においては、大部分の柱梁接合部を工場溶接型でノンスカラップ形式を使用し、現場溶接型は一部の大梁 (スパン16m及び14.3m) の端部で使用する予定である。また、現場溶接型については、製作上の理由から円形のスカラップを用いず、スカラップの代わりに梁ウェブと柱の間にクリアランスを設けたものを使用する予定である。

謝 辞

本研究を遂行するにあたり、建設省関東地方建設局、(株)日建設計、鹿島建設関東支店の関係各位に協力して頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会、1995年兵庫県南部地震鉄骨造建物被害調査報告書、1995年5月。
- 2) 日本建築学会；建築工事標準仕様書JASS6鉄骨工事、鉄骨工事技術指針・工場製作編、鉄骨工事技術指針・工事現場施工編、1996年10月。
- 3) 森田耕次、江波戸和正他；箱形断面柱のかど溶接を部分溶込み溶接とした柱梁接合部の力学的挙動に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、第397号、1989年3月。
- 4) 日本鋼構造協会；鋼構造の柱梁接合部の設計・施工－兵庫県南部地震の被害を踏まえて－、JSSCテクニカルレポート、No.36、1996年12月。
- 5) 建設省建築研究所・社団法人鋼材倶楽部、鋼構造物の耐震保有性能評価のための標準試験方法及び評価基準の提案 (標準化研究会研究報告書)、平成6年12月。
- 6) 日本建築学会、建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990)。