

変厚鋼板を梁フランジに用いた梁端接合部の塑性変形能力

正会員○井川大裕*¹ 吹田啓一郎*² 多賀謙蔵*³ 田邊義和*⁴ 塚越治夫*⁵ 坂井悠佑*⁵

2. 構造 -10. 鉄骨構造

柱梁接合部 塑性変形能力 実大実験 変厚鋼板 溶接

1. はじめに

鋼構造ラーメンにおける柱梁接合部の早期破断を防ぐため様々な研究が行われてきた。工場溶接形式ではノンスカラップ工法が高い変形能力を示すことが明らかにされている。しかし、現場溶接形式はスカラップ工法としなければならず、スカラップ底を起点に早期に亀裂が発生して破断に至る可能性が残る。これまでに梁端部に作用する応力を減少させ、塑性変形性能を向上させるハンチ形式¹⁾やRBS形式²⁾が提案されている。しかし、ハンチ形式はハンチ部分が適切に溶接されなかった場合、溶接部から破断が発生する可能性があることが報告³⁾されている。また、1枚の鋼板から切り出すのは効率的でなく、工場内の移動の際も作業性が良くない。

本研究では、精密可変ロール圧延機を用いて、1枚の鋼板で厚みを変化させた鋼材を梁フランジに用い、梁端部を増厚させることによりその耐力を増加させ、ハンチ形式と同様に塑性変形能力を向上させる接合法を試作し、実大試験体を用いてその性能を評価した。

2. 変厚鋼板の材料特性

表 1 鋼材の機械的性質

名称	板厚 mm	試験片	σ_{y1} N/mm ²	σ_n N/mm ²	破断伸び %	Y.R. %
TA40	40	JIS 1A 号	365	533	29.6	68.5
RA	変厚部	JIS 10 号	379	558	33.3	67.9
TA19	19	JIS 1A 号	386	540	26.7	71.5
TW16	16	JIS 1A 号	408	555	25.4	73.5

* 2 試験片の平均値を示す。

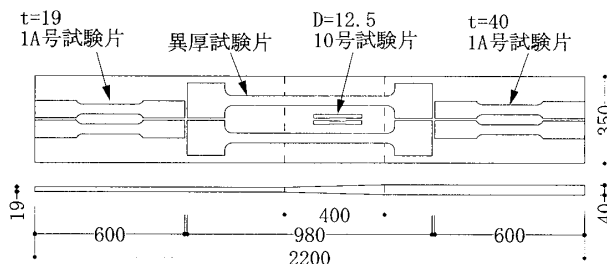


図 1 変厚鋼板 (単位 : mm)

本研究で用いた変厚鋼板の引張試験、シャルピー衝撃試験及びビッカース硬さ試験を行った。

2.1 鋼材の引張試験

SN490B 材のビレットから製造された図 1 の板厚を 40mm~19mm に変化させた鋼板を対象に、板厚が 40mm の部分、19mm の部分及び変厚部から引張試験片を 2 体ずつ採取した。表 1 に引張試験結果を示し、化学成分 (ミルシート値) を表 2 に示す。変厚鋼板はいずれの位置でも SN490B 材の規格を満たしていた。

2.2 シャルピー衝撃試験

図 1 の変厚鋼板から JIS Z2202 4 号試験片を採取し、シャルピー衝撃試験を行った。得られた遷移曲線を図 2 に示す。すべての部分で 0°C での吸収エネルギーは 27J を超えていた。

2.3 ビッカース硬さ試験

図 1 の鋼板の長辺方向に変厚部を中央に含む長さ 500mm の範囲で、板厚中心線上に 10mm ピッチでビッカース硬さを測定した。その結果、 $Hv=158\sim175$ の間となり、変厚部とそれ以外の部分で明瞭な差はなかった。

2.4 変断面鋼板の引張試験

表 2 化学成分

部材	C	Si	Mn	P	S	V	Ni	Cr	Mo	C _{eq}
	×100	×100	×100	×10000	×10000	×10000	×100	×100	×100	×100
変厚鋼板	17	24	127	18	4	55	7	12	4	43

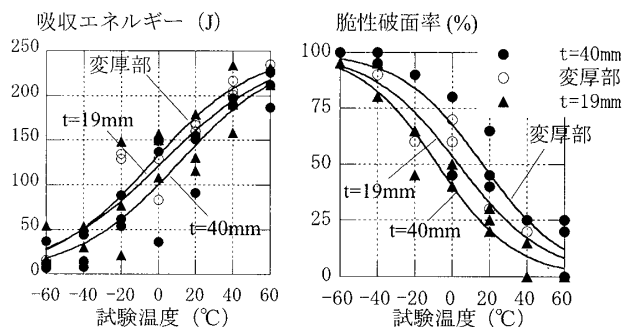


図 2 シャルピー衝撃試験結果

Plastic Deformation Capacity of Beam-to-column Connection Enhanced by Tapered Thickness Flanges

IKAWA daiyu, SUITA Keiichiro, TAGA Kenzo, TANABE Yoshikazu, TSUKAGOSHI Haruo and SAKAI Yusuke

図1の鋼板から切り出した図3に示す異厚試験片(DA)と、板厚は19mmで板幅を40~85mmに変化させた図4に示す異幅試験片(DW)を製作し引張試験を行った。両者は同一のビレットから圧延して製造されたもので変断面の比率も同一となっている。図のs1~s9は歪ゲージの貼付位置を示す。

各歪測定点の応力-歪関係を図5に示す。異厚試験片は板厚により降伏点に違いがあるが、異幅試験片はほぼ一定である。各歪測定点の降伏点を図6に示す。降伏した範囲は、異厚試験片はs6の位置まで、異幅試験片はs5の位置までで、両者は異なっていた。これは、表1に示すように板厚が増加すると降伏点が減少する傾向に対応しており、降伏した範囲に違いが生じる主要因であると考えられる。次に変断面材の全断面の降伏耐力をみると、図7に示すように異厚試験片

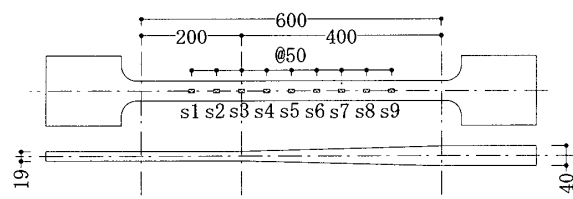


図3 異厚試験片形状 (単位: mm)

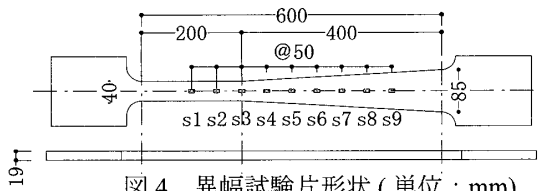
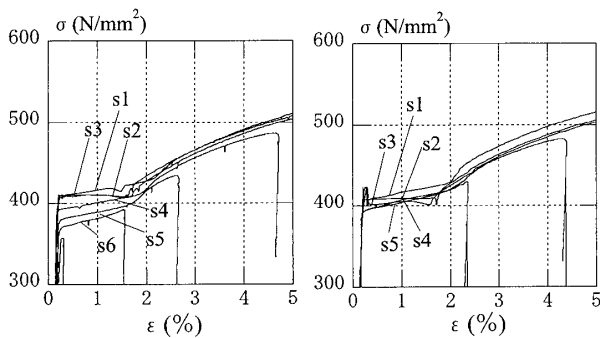


図4 異幅試験片形状 (単位: mm)



(a) 異厚試験片 (b) 異幅試験片

図5 応力-歪関係

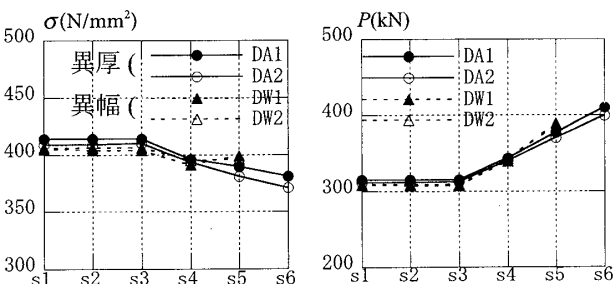


図6 降伏点の変化

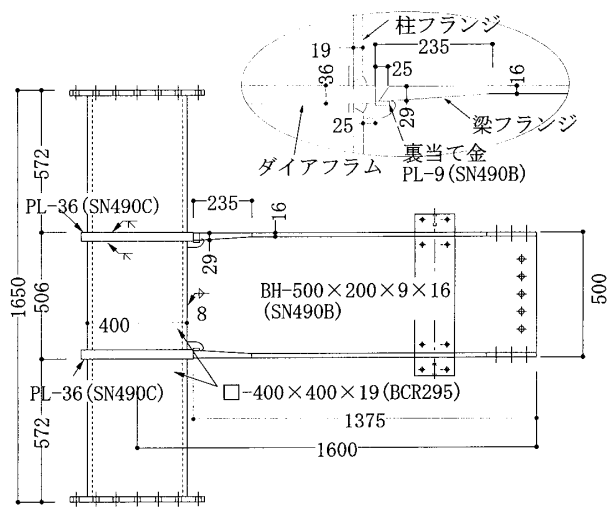
図7 降伏耐力の変化

は降伏点が一定ではないので板厚が厚い部分で異幅試験片より耐力がやや低い傾向があるが、その差はせいぜい4%であり、有意な差ではない。

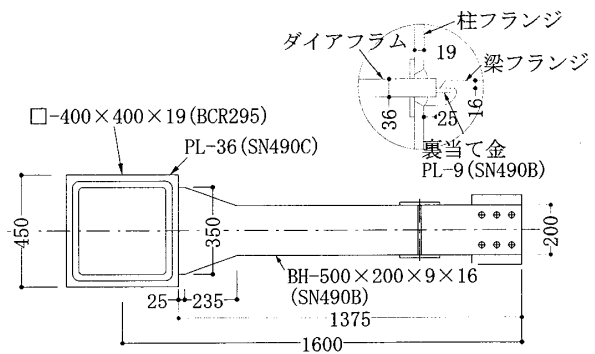
3. 梁端接合部の実験方法

3.1 試験体

柱梁接合部の実大T字形試験体3体を製作した。接合詳細は、(1)従来型の等断面試験体(SC)、(2)梁端のフランジ幅を広げた拡幅試験体(WC)、(3)梁端のフランジを増厚した増厚試験体(TT)の3体とした。WC,TTの変断面部は梁の曲げモーメントが最大曲げ耐力に達したとき、梁端接合部が全塑性に至らないよ



(a) 増厚試験体



(b) 拡幅試験体

図8 試験体形状 (単位: mm)

表3 鋼材の機械的性質

試験体	部材	板厚 (mm)	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	破断伸び (%)	Y.R. (%)
WC,SC	梁フランジ	16	381	525	26.6	72.6
	梁フランジ	29	383	536	26.9	71.5
TT	梁フランジ	16	411	541	25.2	76.0
	梁フランジ 変厚部		422	571	35.4	73.9
共通	梁ウェブ	9	364	546	24.2	66.7
	柱	19	379**	422	28.7	89.8
	ダイアフラム	36	336	500	32.5	67.2

**0.2% オフセット耐力

*変厚部は10号, それ以外は1A号とし, 2試験片の平均値を示す。

うに設計した。柱は共通で $\square 400 \times 400 \times 19$, BCR295とし、通しダイヤフラム形式(板厚 36mm, SN490C)のスカラップ工法による工場溶接とした(図 8)。試験体に用いた鋼材の機械的性質を表 3 に示す。

3.2 荷重計画

図 9 に実験に用いた荷重装置を示す。荷重振幅は梁端の曲げモーメントが梁の全塑性モーメントに達したときの梁の回転角の弾性成分 θ_p を基準として $2\theta_p$, $4\theta_p$ で各 2 回ずつ, $6\theta_p$ で 6 回の正負交番繰返し荷重を行った。ただし, θ_p の計算は各試験体の梁を等断面と考えた値を用いた。終局時の定義は耐力が最大耐力の 90% を下回るか破断した時点とする。

4. 実験結果

4.1 履歴と破壊性状

図 10 に実験終了時の試験体の写真, 図 11 に曲げモーメント - 梁端回転角関係, 表 4 に実験結果の一覧をそれぞれ示す。

(1) SC の破壊性状は, まず, $4\theta_p$ の 1 回目にスカラップ底に亀裂が発生し, 2 回目に亀裂が進展した。 $6\theta_p$ の 1 回目に梁フランジが局部座屈し, スカラップ底の亀裂が梁フランジ板厚方向に貫通し, 負荷荷時に梁フ

レンジが破断した。

(2) WC の破壊性状は, まず, $4\theta_p$ の 2 回目に梁フランジの拡幅開始位置から等幅部分 250mm 程度の範囲で局部座屈が発生した。次に $6\theta_p$ の 2 回目に梁ウェブも局部座屈し, 3 回目以上はこれらの局部座屈がさらに進行した。しかし, 構面外拘束治具の耐力不足によりこれよりも大きい振幅の荷重ができず, 最後に正方向へ $10\theta_p$ まで単調荷重した。この間, 局部座屈の進行に伴い耐力低下が続いた。

3) TT の破壊性状は, まず, $4\theta_p$ の 2 回目に梁フランジの増厚開始位置から等幅部分 250mm 程度の範囲で局部座屈が発生した。次に $6\theta_p$ の 2 回目に梁ウェブの局部座屈が発生し, 3 回目以降はこれらの局部座屈がさらに進行した。 $6\theta_p$ の 5 回目に柱から 300mm 程度の位置で BH 梁の隅肉溶接に亀裂を確認した。6 回目の正荷重時にこの亀裂から梁フランジの板幅方向に破断した。

WC は荷重中に面外変形拘束治具の変形が大きくなり, 十分に拘束できない条件で荷重しており, 局部座屈発生位置周辺で捩れを伴って梁の曲げ圧縮側の変形が構面外へ逃げたために TT のような破断に至らず, 0.08rad まで変形できたと考えられる。

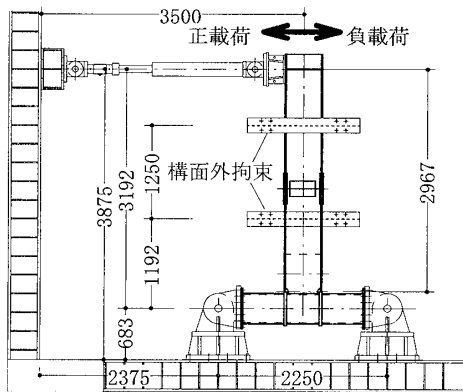


図 9 荷重装置 (単位: mm)

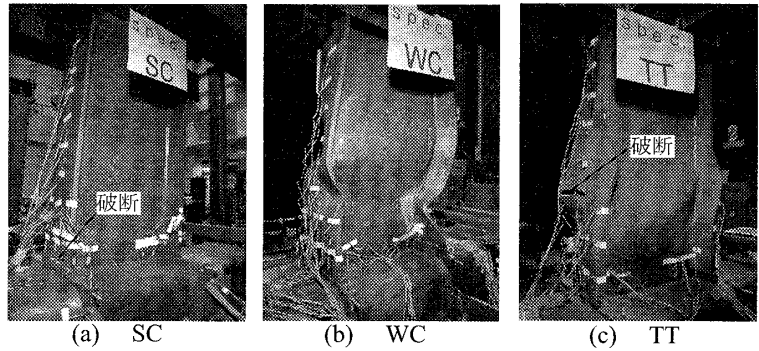


図 10 実験終了時の試験体写真

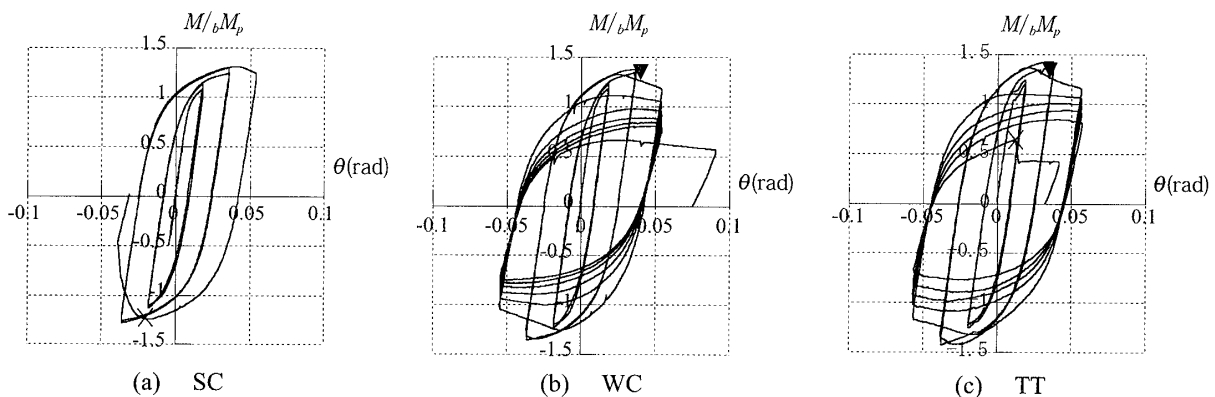


図 11 曲げモーメント - 梁端回転角関係 (X: 破断 ▼: 終局)

図 12 に変断面試験体の曲げ耐力の分布を示す。曲げモーメントを徐々に増加させて最初にいずれかの断面で最大曲げ耐力に達したとき、梁端の曲げモーメントを $_{cal}M_u$ とする。梁端曲げモーメントの最大値 M_{max} と梁の等断面部の全塑性モーメント ${}_bM_p$ の比は、SC が 1.31 となった。また WC が 1.37, TT が 1.42 と更に大きい値となった。また $M_{max}/_{cal}M_u$ の値は SC が 1.01, WC が 0.98, TT が 1.04 となり、実験値と計算値はおおむね一致した。WC がやや小さいのは面外拘束用具の耐力不足によるもので、SC,TT は構面外変形が十分に拘束されていたため 1.0 を超えたと考えられる。

終局時の累積塑性変形倍率 η は、破断で終局に至った SC は 43.4 となった。局部座屈で終局に至った WC は 36.3, 同じく TT は 33.7 となった。SC は正載荷で局部座屈による耐力低下が小さく η が大きい。WC は面外拘束用具変形の影響があったため、TT よりも η が大きくなったと考えられる。なお、終局時までの η は、WC,TT は SC より小さいが、耐力低下後まで含めた変形能力は WC, TT の方が明らかに大きい。

4.2 歪分布

拡幅・増厚による塑性化領域の違いを確認するため

表 4 実験結果一覧

試験体	SC	WC	TT
終局状態	破断	局部座屈	局部座屈
終局時のサイクル	$-6\theta_p$, 1 回目	$+6\theta_p$, 1 回目	$+6\theta_p$, 1 回目
$_{cal}M_u$ (kN・m)	992	1077	1104
${}_bM_p$ (kN・m)	769	769	806
θ_p	0.00898	0.00855	0.00908
$+M_{max}/{}_bM_p$	1.31	1.37	1.42
$-M_{max}/{}_bM_p$	1.28	1.36	1.42
$+M_{max}/_{cal}M_u$	1.01	0.98	1.03
$-M_{max}/_{cal}M_u$	0.99	0.97	1.04
η	43.4	36.3	33.7

M_{max} : 実験で得られた梁端部の最大曲げモーメント

η : 累積塑性化変形倍率

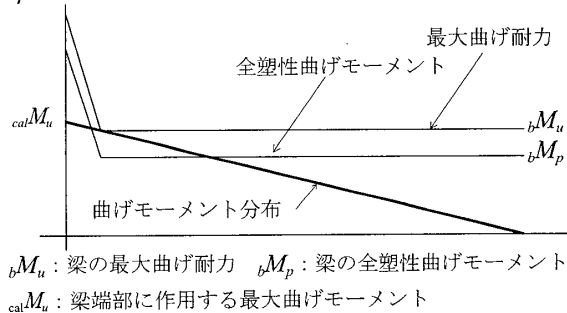


図 12 WC,TT の耐力と曲げモーメント分布

に、梁フランジ材軸方向の歪分布と梁端部のフランジ幅方向の歪分布を求めた。40 θ_p の 1 回目の歪振幅のフランジ材軸方向の分布を図 13 に示す。SC は柱に近いほど歪が大きくなり、梁フランジ溶接部の歪が最大となる。一方で、WC,TT は柱から 200mm から 400mm の位置で歪が最大となった。すなわち、SC は柱から 400mm の間で、WC と TT は 200~600mm の間で歪が 2% 以上となり、特に塑性化が進行した。

40 θ_p の 1 回目の梁端部のフランジ幅方向の歪分布を図 14 に示す。SC の歪が最も大きく、WC と TT の歪に差はなかった。

5. 結論

変厚鋼板を梁フランジに用いた梁端接合部の塑性変形能力を調べる実験を行った。

- 1) 鋼材は SN490B の規格を満足することを確認した。
- 2) 変厚鋼板は板厚により降伏点に変化するが断面の降伏耐力で見ればその影響は小さい。
- 3) 変厚鋼板を梁フランジに用いた試験体はハンチ形式の試験体と同等の耐力ならびに十分な塑性変形能力を持つことを確認した。
- 4) 歪分布についても変厚鋼板を梁フランジに用いた試験体はハンチ形式の試験体と同様の傾向を示した。

参考文献

- 1) 鋼構造接合部設計指針 (付 9 梁端をハンチ・変断面とした柱梁接合部) pp.339-343,2006 年
- 2) 吹田啓一郎, 田村匠, 森田周平, 中島正愛, マイケル D エンゲルハート: ノンスラップ工法と RBS 工法による柱梁接合部の塑性変形能力 - 改良型溶接接合部の実大実験 - その 1, 日本建築学会構造系論文集, 第 526 号, pp.177-184, 1999.12
- 3) 杉本浩一, 石井匠, 鈴木孝彦, 森田耕次: 角形鋼管柱 - 水平ハンチ・変断面梁接合部の破壊性状に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 552 号, pp.141-148, 2002.2

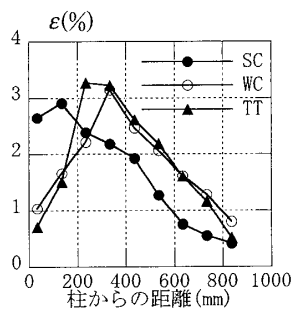


図 13 材軸方向ひずみ分布

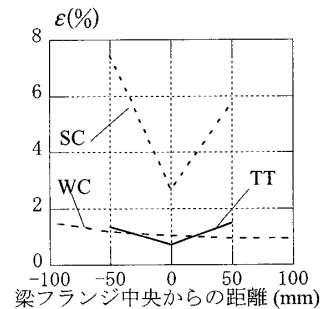


図 14 幅方向ひずみ分布

*1 京都大学大学院工学研究科建築学専攻・修士課程
 *2 京都大学大学院工学研究科建築学専攻・教授・博(工)
 *3 神戸大学大学院工学研究科建築学専攻・教授・博(工)
 *4 トヨシマ
 *5 日建設計 構造設計部

Graduate student, Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto Univ.
 Prof., Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto Univ. Dr. Eng.
 Prof., Dept. of Architecture, Kobe Univ. Dr. Eng.
 TOYOSHIMA Co., Ltd
 NIKKEN SEKKEI LTD