
TMCP 極厚 H 形鋼「RIVER-TOUGH355」の柱材としての靱性特性
Mechanical Property and Structural Behavior of TMCP Extra Heavy H-Shape Column,
“RIVER-TOUGH355”

石井 匠(Takumi Ishii) 藤澤 一善(Kazuyoshi Fujisawa) 斎藤 晋三(Shinzo Saito)

要旨：

高層建築物の柱材として、経済性の観点から圧延極厚 H 形鋼が見直されてきた。川崎製鉄では、TMCP (thermo mechanical control process) 法により靱性や溶接性を向上させた新しい圧延極厚 H 形鋼「RIVER-TOUGH」を開発した。「RIVER-TOUGH」は、断面内での機械的性質の異質性や異方性が極めて小さく、溶接性も大きく改善されている。また、柱材としても大きな塑性変形能力を有している。

Synopsis：

Various tests were conducted concerning mechanical properties in three directions at several locations over the whole sections of TMCP extra heavy H-shape columns. Furthermore, full-scale subassemblages of beam-to-column connections were subjected to cyclic loadings to investigate fracture behavior and plastic deformation capacity. According to the material tests, properties of the materials are very good with improved weldability, as well as, less non-uniformity and anisotropy. The result of a loading test suggests that welded connections of a heavy H-shape column and beams show sufficient deformation capacity.

(c)JFE Steel Corporation, 2003

本文は次のページから閲覧できます。

TMCP 極厚 H 形鋼「RIVER-TOUGH355」の 柱材としての靱性特性*

川崎製鉄技報
30 (1998) 1, 21-26

Mechanical Property and Structural Behavior of TMCP Extra Heavy H-Shape Column, "RIVER-TOUGH355"



石井 匠
Takumi Ishii

建材センター 鋼構造
研究所 主任研究員
(掛長)



藤澤 一善
Kazuyoshi Fujisawa

建材センター 建材事
業企画部 主査(課長
補)



斎藤 晋三
Shinzo Saito

水島製鉄所 管理部技
術サービス室 主査
(課長)

要旨

高層建築物の柱材として、経済性の観点から圧延極厚H形鋼が見直されてきた。川崎製鉄では、TMCP (thermo mechanical control process) 法により靱性や溶接性を向上させた新しい圧延極厚 H 形鋼「RIVER-TOUGH」を開発した。「RIVER-TOUGH」は、断面内での機械的性質の異質性や異方性が極めて小さく、溶接性も大きく改善されている。また、柱材としても大きな塑性変形能力を有している。

Synopsis:

Various tests were conducted concerning mechanical properties in three directions at several locations over the whole sections of TMCP extra heavy H-shape columns. Furthermore, full-scale subassemblages of beam-to-column connections were subjected to cyclic loadings to investigate fracture behavior and plastic deformation capacity. According to the material tests, properties of the materials are very good with improved weldability, as well as, less non-uniformity and anisotropy. The result of a loading test suggests that welded connections of a heavy H-shape column and beams show sufficient deformation capacity.

1 はじめに

近年、高層あるいは大スパン建築が多く建てられるにつれて、柱に極厚部材が多用されるようになってきた。特に圧延極厚 H 形鋼は、高層建築用柱材の主流である溶接組立ボックス柱に匹敵する大断面を有し、なおかつ安価で、納期が短いなどの長所を持つことから、採用される事例が増えている。また、H 形鋼の強軸、弱軸の存在による異方性をカバーするチューブ構造やスーパーストラクチャーなどの採用により、圧延極厚 H 形鋼の積極的な採用が促進されている。しかしながら、圧延極厚 H 形鋼に対しては、厚肉化にともなう強度・靱性低下が懸念される¹⁾。また、強度確保のために炭素等量の低減が困難で溶接性の問題が残されてきた。

本報では、厚板同様の強度、靱性および溶接性の要求に応えるべく開発した TMCP 極厚 H 形鋼「RIVER-TOUGH」に関し、その材質調査および柱材として利用した柱梁溶接接合部の実大部分架構造実験を実施したので、これらの検討結果について述べる。

なお、当社では極厚H形鋼として、「RIVER-TOUGH325」と「RIVER-TOUGH355」を商品としてすでに開発している。「RIVER-

TOUGH」に続く末尾数字は、降伏強さの下限値を表わし、325および355 N/mm²を有することを示す。

2 材料試験結果

試験には、TMCP により製造した極厚 H 形鋼「RIVER-TOUGH 355」(H-612×500×50×80)を用いた。

「RIVER-TOUGH」は、成分調節、再結晶細粒化圧延、緩冷卸の変態強化などの技術により、高強度、高靱性および溶接性の向上が可能となっている²⁾。化学成分および機械的性質の規格は、すでに開発している建築構造用 TMCP 鋼板と同じになっている。すなわち、TMCP 極厚 H 形鋼は従来の極厚 H 形鋼よりも低い炭素等量(Ceq)で、板厚にかかわらず高い降伏強さを保証する。また、P、S 量の上限規制、板厚方向の絞り、降伏点や降伏比を規制し、建築構造用圧延鋼材(SN 規格 C グレード)にも準拠している。なお、今回の実験に用いた材料の化学成分の規格値および実績値は、Table 1 のとおりである。

2.1 使用鋼材の引張特性

極厚 H 形鋼断面の各部位および各方向から採取した引張試験片(JIS Z 2201 4 号 φ6)による引張試験結果を Fig. 1 に示す。すべて

*平成9年10月9日原稿受付

Table 1 Typical chemical composition of TMCP extra heavy H-shape

Specified values	C	Si	Mn	P	S	Ceq	Pcm
	≦ 0.02	≦ 0.55	≦ 1.60	≦ 0.020	≦ 0.008	≦ 0.42	≦ 0.27
RT355	0.13	0.45	1.35	0.012	0.006	0.40	0.25

(mass%)

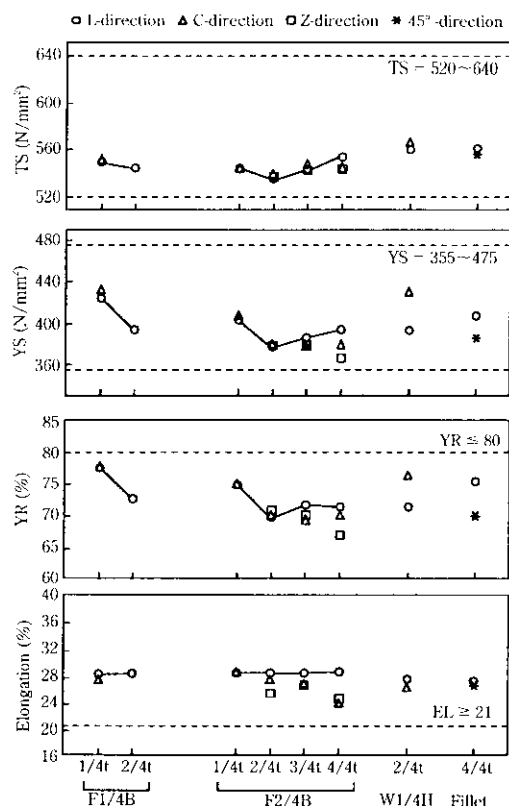


Fig. 1 Mechanical properties of TMCP extra heavy H-shape at specific portions

の部位において、SN 材に準拠した降伏比 (80%以下) や降伏点レンジ (YS = 355~475 N/mm²) を満足し、各方向のパラッキも少なくなっていることが確認できる。

2.2 使用鋼材のシャルピー衝撃特性

JIS Z 2202 4 号試験片を用いて各試験温度における吸収エネルギーの測定をした。Fig. 2 に 0°C における各部位の吸収エネルギー (E_0) を示す。従来鋼と同様に L, C, Z 方向の順に値が小さくなる傾向にあるが、0°C で 47 J 以上と SN 材 C グレードの規格値を十分に満足する値を示している。

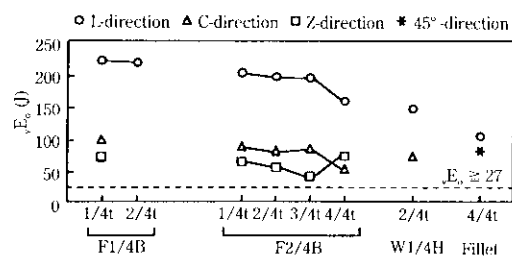


Fig. 2 Charpy impact properties of TMCP extra heavy H-shape at specific portions

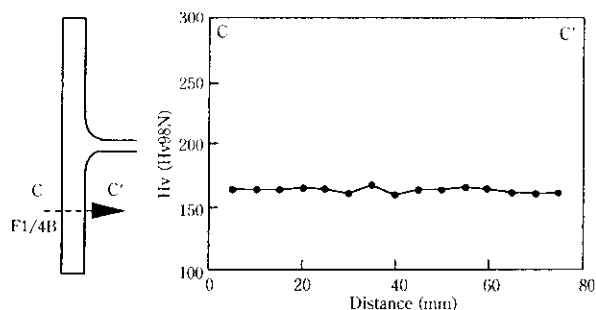


Fig. 3 Hardness test of TMCP extra heavy H-shape at F1/4B

2.3 使用鋼材の硬度分布

Fig. 3 にフランジ 1/4 幅位置 (F1/4B) 板厚方向のビッカース硬度試験結果を示す。 $H_v = 160 \sim 170$ で板厚内での硬さ変化は小さく、強度が均一であることがわかる。

3 柱梁接合部部分架構実験

3.1 実験概要

試験体の形状・寸法を Fig. 4 に示す。試験体は、極厚 H 形鋼柱と H 形断面梁からなる十字形部分骨組架構の実大モデル 2 体である。柱は TMCP 極厚 H 形鋼であり、No. 1, 2 試験体とも「RIVER-TOUGH355」を用いている。なお、柱材は材料試験に使用した鋼材と同一である。また、柱と梁の接合は Fig. 5 に示す現場接合で通常用いられる混用接合とした。すなわち、梁ウェブの高力ボルト接合を行った後、下向きの姿勢で CO₂ 溶接により梁フランジの完全溶込み溶接を行っている。なお、梁端部に設けるスカラップ形状は上下梁フランジ側とも文献³⁾に示される推奨型を採用した。また、No. 2 試験体については梁と接合部パネルの耐力がほぼ等しくなるようにパネルゾーンをダブルプレートにより補強している。

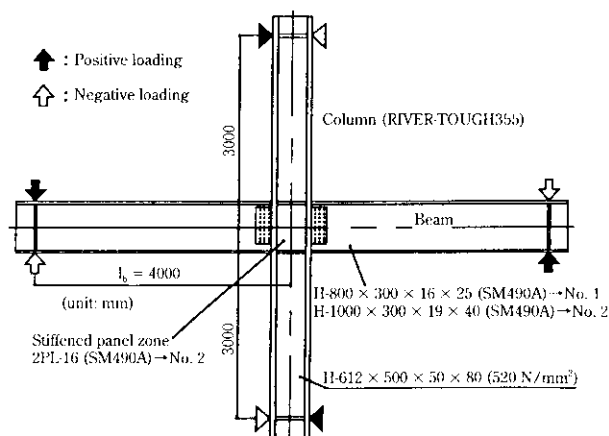


Fig. 4 Test specimens and loading condition

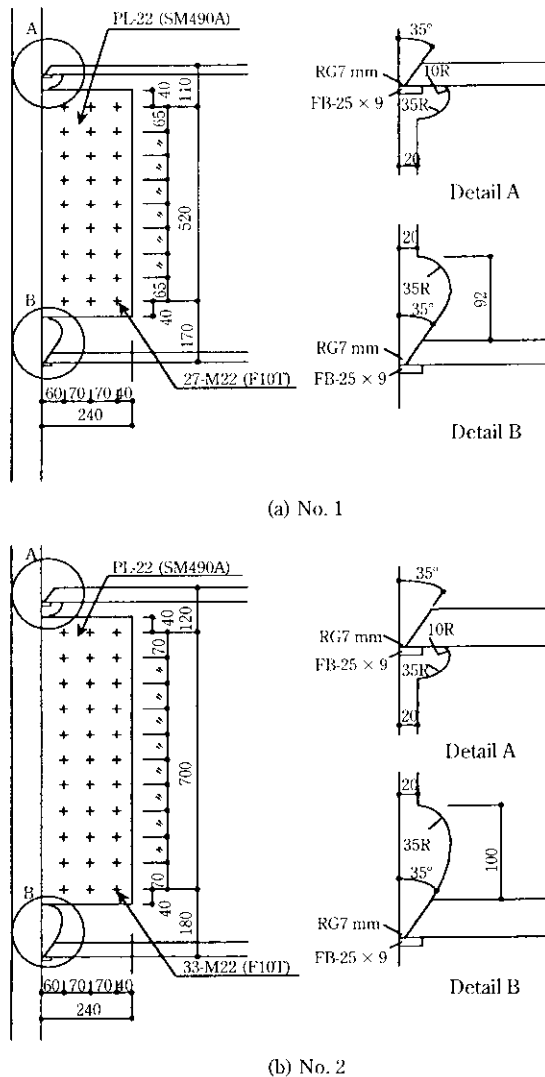


Fig. 5 Connection details for specimens

No. 1, 2 両試験体とも設計の実状に基づき、梁先行降伏とし、柱降伏耐力に対する梁降伏耐力の比をそれぞれ 0.3, 0.6 程度に設定している。

実験は柱の両端をピン支持し、梁端部に逆対称の漸増振幅の正負交番繰返し荷重 Q を作用させて行った。柱軸力は加えていない。

3.2 実験結果と考察

3.2.1 荷重-変形関係

梁端荷重 Q と骨組の全体変形 δ_T の関係を両試験体について Fig. 6 (a), (b) に示す。ただし、縦軸は Q を梁の全塑性耐力計算値 Q_{bp}

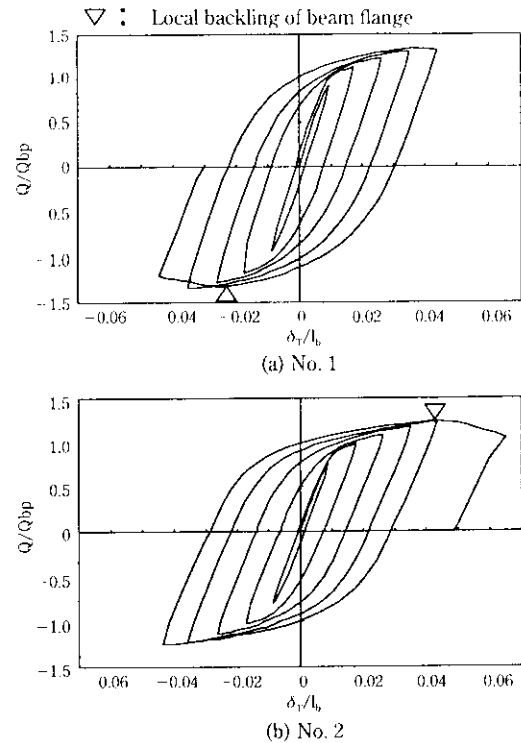


Fig. 6 Relations between load and overall deflection

で、横軸は δ_T を梁スパン l_b で除した値である。また、実験により得られた最大耐力などを Table 2 にまとめている。

No. 1, 2 試験体とともに、柱と梁の耐力比に拘わらず、梁フランジの局部座屈の進展により耐力が低下するまでは安定した紡錘形の履歴曲線を描いた。破壊に至るまでの状況は No. 1, 2 試験体とも同様で、圧縮側梁フランジ根元に面外変形を伴う局部座屈がかなり進展し、前回サイクルの最大荷重をわずかに越えた時点から耐力が徐々に低下した。ただし、No. 2 試験体は梁と接合部パネルの降伏耐力比がほぼ等しいため、接合部パネルのせん断変形も大きく生じている。なお、両試験体とも最終破壊まで柱梁溶接接合部分は健全で、実験終了後の外観検査でも、き裂は認められなかった。

3.2.2 ひずみ分布

Fig. 7 (a), (b) に柱梁降伏耐力比を 0.6 程度とした No. 2 試験体の柱フランジの材軸方向ひずみ分布とスチフナの梁フランジ材軸方向のひずみ分布を示す。

同図 (a) より、柱フランジ外面は引張りひずみ、内面は圧縮ひずみとなっており、柱フランジは面外曲げ変形を示している。ひずみ値に注目すると、荷重サイクルの小さい段階から梁フランジ取り合い位置の広い範囲にわたって面外曲げの状態にある。最終的には、柱フランジ内外面とも大きなひずみが発生し、面外曲げ降伏してい

Table 2 Test results in comparison with estimated strengths

Specimens		Test results			Results of analysis							
		Q_m (kN)	η_l	μ_l	Column		Beam		Panel	Q_m	Q_m	Q_m
					Q_{cy} (kN)	Q_{cp} (kN)	Q_{by} (kN)	Q_{bp} (kN)	Q_{py} (kN)	Q_{cp}	Q_{bp}	Q_{py}
No. 1	P	933	12.9	3.44	2 225	2 684	609	699	754	0.35	1.34	1.24
	N	933	16.1	4.09						0.35	1.33	1.24
No. 2	P	1 799	27.7	5.20	2 308	2 784	1 310	1 467	1 239	0.65	1.23	1.45
	N	1 836	19.9	4.77						0.66	1.25	1.48

P: Positive loading, N: Negative loading

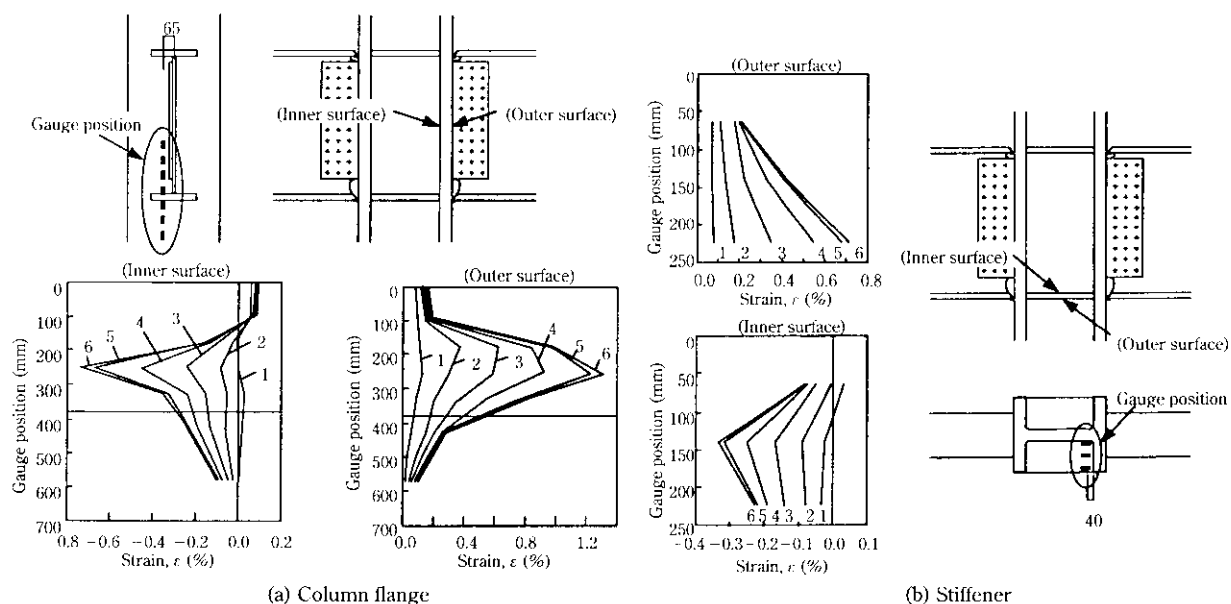


Fig. 7 Strain distributions in No. 2 specimen

る。

同図 (b) より、スチフナの外面すなわちパネルゾーンの外側では引張、反対の内面では圧縮ひずみとなって、面外曲げ変形が生じていることがわかる。スチフナ全体が大きく曲げ降伏していることから、接合部パネルが大きなせん断変形を起こしていることおよび柱フランジの面外曲げ変形が影響していることがわかる。

4 考 察

4.1 最大耐力

両試験体の最大耐力 Q_m を柱の全塑性耐力 Q_{cp} 、梁の全塑性耐力 Q_{bp} および接合部パネルの降伏耐力 Q_{py} のそれぞれの計算値と比較して以下に考察する。ただし、柱と梁に関する計算値は全断面を有効と仮定して求め、また、接合部パネルの降伏耐力計算値は接合部パネルの領域を柱フランジとスチフナの板厚の中心線内として、この領域の全断面が一樣にせん断降伏応力度に達した場合について求めた。さらに、No. 2 試験体の接合部パネルの有効厚さは、補強プレートの有効厚さ、すなわち、補強プレートの体積を柱フランジとスチフナで囲まれる接合部パネルの面積で除した値にすみ肉溶接による有効率 0.8 を乗じた値を柱ウェブ厚さに加えて求めた。以上の諸耐力を Table 2 にまとめた。同表から、No. 1 試験体の最大耐力 Q_m に対する各部材の耐力計算値の比は、正荷側： $Q_m/Q_{cp} = 0.35$ 、 $Q_m/Q_{bp} = 1.34$ 、 $Q_m/Q_{py} = 1.24$ であり、負荷側： $Q_m/Q_{cp} = 0.35$ 、 $Q_m/Q_{bp} = 1.33$ 、 $Q_m/Q_{py} = 1.24$ となっている。また、No. 2 試験体の最大耐力 Q_m に対する各部材の耐力計算値の比は、正荷側： $Q_m/Q_{cp} = 0.65$ 、 $Q_m/Q_{bp} = 1.23$ 、 $Q_m/Q_{py} = 1.45$ および負荷側： $Q_m/Q_{cp} = 0.66$ 、 $Q_m/Q_{bp} = 1.25$ 、 $Q_m/Q_{py} = 1.48$ である。これらの数値について、No. 1 試験体は梁崩壊形であるが、 Q_m/Q_{bp} が 1.0 を越えた後の耐力上昇は、材料のひずみ硬化現象に基づくものであり、安全率としては十分高い数値である。一方、No. 2 試験体は同様に梁崩壊形であるが、 Q_m/Q_{bp} は 1.0 からの耐力上昇が少ない。これは接合部パネルの降伏が柱と梁に先行して生じているからである。いずれにしても、両試験体とも崩壊した部材の全塑性耐力計算値まで強度を発揮した結果となっている。

しかしながら、3.2.2 項で、柱梁接合部周辺のひずみ分布を詳細に観察した結果では、No. 2 試験体の接合部パネル降伏後の耐力上昇には、柱フランジの面外曲げ抵抗による増加分が含まれているものと考えられる。この接合部パネル四周の柱フランジを含む枠組みの補強効果について、最初に検討したのは D. J. Fielding らである⁴⁾。これは、Fig. 8 に示すように、接合部パネル降伏後の耐力上昇は、もっぱら柱フランジの弾性曲げ抵抗によるものとし、接合部パネルとの連続条件を無視できるものとする、耐力増加分 Q_t と接合部パネルのせん断変形との間に (1) 式が成立する。

$$\Delta = Q_t \cdot l / \{3E(2I_l)\} = \gamma \cdot (h_b/2) \dots \dots \dots (1)$$

ただし、 E ：弾性係数、 I_l ：柱フランジの断面 2 次モーメント、 γ ：接合部パネルのせん断変形角、 h_b ：梁フランジ中心間距離である。

そこで、Fielding の理論を拡張して次の仮定を導入する。

(1) 柱フランジの接合部パネル降伏後の面外曲げ挙動は、完全弾塑性型とする。したがって、Fig. 8 (b) に示す、固定端が全塑性モーメント M_p に達した後の耐力増加分はなく、それまでは完全弾性挙動をする。

(2) 接合部パネルは、柱フランジとは独立して抵抗し、最大荷重時には、最大せん断応力度 τ_u に達するものとする。

ここで、 γ_y ：接合部パネルせん断降伏時のせん断変形角、 γ_t ：柱

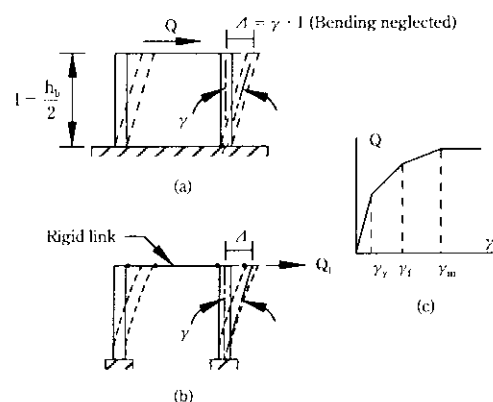


Fig. 8 Connection loading and equivalent cantilever

フランジが固定端で全塑性モーメントに達したときの変形角、 γ_m ：接合部パネルの最大耐力時の変形角とすると、接合部パネル降伏から柱フランジ降伏までのせん断変形角の増分 $\Delta\gamma$ は、

$$\Delta\gamma = \gamma_c - \gamma_y \quad (2)$$

γ_c に達したときの Δ を Δ_i とすると、

$$\gamma_i = \Delta_i / (h_b/2) \quad (3)$$

および

$$\gamma_y = \tau_y / G \quad (4)$$

一方、上記仮定 (1) より、

$$\Delta_i = M_{p0} / (3EI) \cdot (h_b/2)^2 \quad (5)$$

ただし、 G ：せん断弾性係数、 τ_y ：接合部パネル素材のせん断降伏応力度 ($\tau_y/\sqrt{3}$)、 M_{p0} ：柱フランジの全塑性モーメントである。したがって、(1)～(5) 式の関係から次式の関係が得られる。

$$Q_i = 24E \cdot I_f / h_b^2 \{ M_{p0} / (3EI) \cdot (h_b/2) - \tau_y / G \} \quad (6)$$

No. 2 試験体について、(6) 式を計算すると、 $Q_i = 966 \text{ kN}$ (梁端荷重に換算すると、 152 kN) となる。したがって、接合部パネルのひずみ硬化分との和を ΔQ として、荷重増加分は

$$\begin{aligned} \Delta Q / Q_{py} &= Q_i / Q_{py} + \tau_u \cdot V_p / (\tau_y \cdot V_p) - 1.0 \\ &= Q_i / Q_{py} + 1/\alpha - 1.0 \\ &= 0.123 + 1.366 - 1.0 = 0.49 \quad (7) \end{aligned}$$

となる。ただし、 V_p ：柱梁フランジの中心線で囲まれた接合部パネルの有効体積、 α ：接合部パネル素材の降伏比 ($=\sigma_y/\sigma_u$) である。すなわち、柱フランジの面外曲げ抵抗による補強分は接合部パネル降伏荷重の約 12% である。

一方、松尾らは、柱梁接合部の弾塑性解析を行い、柱フランジとパネルゾーンスチフナのモーメント和と梁フランジと柱フランジのモーメント和が等しいことから、この一方のモーメント和をパネル四隅について足し合わせたモーメント和が枠組みによる補強効果を表すものとした。そして、柱梁フランジ交差部の最大耐力について極限解析を適用して耐力式を導き、多数の H 形鋼柱・梁接合部に適用した結果から以下のような最大耐力評価式を提案した^{5,9)}。

$$\mu M_u = \tau_u \cdot V_p + \mu M = \mu M_y / \alpha + \mu M \quad (8)$$

$$\mu M / \mu M_y = 0.166 / R_{py} + 0.063 \quad (9)$$

ただし、 μM ：周辺部材の補強による耐力増分、 μM_u ：接合部パネル最大耐力、 μM_y ：接合部パネルの降伏モーメント $=\tau_y \cdot V_p$ 、 R_{py} ：パネル降伏比である。

(6) と (9) 式から、接合部パネル降伏後の耐力増分 ΔQ とその中に占める柱フランジとスチフナのパネル枠組みによる荷重増加分 Q_i を求めて Table 3 に実験結果と比較した。同表の比較から、実験結果の耐力上昇率は Fielding の理論を修正したものによく合う。すなわち、上記理論における柱フランジの限定された長さに生じる塑性ヒンジの仮定によっても柱フランジの枠組み補強効果による耐力上昇は予測可能であることがわかった。このことは、柱フランジの面外曲げ抵抗による補強効果が弾性域の曲げ変形による上昇分であるため、パネルゾーン降伏後のごく限られた変形量の範囲で顕著に現れているためと考えられる。

Table 3 Test results in comparison with the ratio of estimated load increment

Specimen (No. 2)	Test result	Fielding, et al.	Matsuo, et al.
$\Delta Q / Q_{py}$	0.45	0.49	0.60
Q_i / Q_{py}	—	0.12	0.24

4.2 変形能力

耐震安全性を評価するための塑性変形能力を定義する指標を本実験結果について求めることにより、極厚 H 形鋼・H 形鋼梁接合部部分架構の実験結果について検討した。すなわち、実験で得られた両試験体の繰返し荷重-変形関係から、破壊までの破壊側の累積塑性変形倍率 η_i および平均塑性率 μ_i を求め、Table 2 に示した。これら指標に対して、構造ランク I を条件としても、梁フランジ局部座屈崩壊に対しては $\eta_i \geq 6.0$ 、 $\mu_i \geq 1.2$ であればよく、また梁端接合部破断に対しては $\eta_i \geq 10.0$ 、 $\mu_i \geq 2.0$ を満足すれば耐震上安全であることから、それぞれの試験体は十分な変形能力を発揮していると言える。

5 まとめ

TMCP 極厚 H 形鋼「RIVER-TOUGH355」を柱材として用いた場合の耐震安全性を調査するため、H 形鋼の素材性能に関する諸実験および柱梁接合部の部分架構実験を実施した結果、以下のような結論が得られた。

(1) 材料試験により得られた結論

- (a) 引張試験結果は、各試験部位および板厚位置で材料規格値を全て満足すると同時に、降伏比は 80% 以下であり、また、極厚材で問題となる板厚方向 (Z 方向) の伸び性能は他の方向と同程度の値を示したことから、断面全域で塑性変形能力の高い材料であることを示唆している。
- (b) シャルピー衝撃値はフランジ中央、板厚 2/4t～4/4t (フランジ・ウェブ交差部付近) の位置の Z 方向で低くなる。しかし、0°C で 47J 以上と SN 材 C グレードの規格値を十分に満たしていた。
- (c) 母材の硬さはフランジにおいて、 $H_s 160 \sim 170$ であり、硬さ変動は小さく、強度が均一であることがわかった。

(2) 柱梁接合部部分架構実験により得られた結論

- (d) TMCP 極厚 H 形鋼「RIVER-TOUGH355」を柱材に用いた No. 1, 2 試験体は、十分な耐力、塑性変形能力を示した後、梁フランジの部座屈により破壊が決定した。なお、極厚 H 形鋼柱にはき裂や局部座屈などの損傷は全く認められなかった。
- (e) 接合部パネル降伏後の柱フランジの面外曲げ抵抗による耐力上昇は、柱フランジの弾性曲げ変形のみを考慮した Fielding の理論を修正した式により予測できる。

以上より、「RIVER-TOUGH355」の材料試験およびそれを柱材に用いた実大の部分骨組架構実験より、本鋼材が、建築構造用柱材として十分な性能を有していることが実証できた。なお、「RIVER-TOUGH」は、これまでに数件の建築物に適用されており、今後も積極的に活用されていくことを期待している。

本研究の実施に際しては、千葉大学工学部建築学科森田耕次教授ならびに小山工業高等専門学校建築学科山本昇教授により終始親切なご指導を頂いた。ここに深甚の謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 加藤 勉、森田耕次：「極厚鋼部材の脆性破壊」：日本建築学会論文報告集，156(1969)2, 1-10
- 2) 川端文丸、吉里 勉、谷川 治：「土木建築構造用新高機能鋼材」，川崎製鉄技報，**27**(1997)4, 221-228
- 3) 日本建築学会：「鋼構造接合部の力学的性状に関する研究の現状」，(1993)10, 124-184
- 4) D. J. Fielding and J. S. Huang: "Shear in Steel Beam-to-Column Connections", "Welding Research Supplement", (1971) 313-325
- 5) 松尾 彰、棕代仁朗、品部祐児、高松隆夫、R. W. サリブ：「弱バネルを有する柱・梁接合部の最大耐力評価に関する一研究」，(その 1)，構造工学論文集，**36B**(1990)3, 341-348
- 6) 松尾 彰、中村雄治、ラフィーク W. サリブ、棕代仁朗、高松隆夫：「H 形鋼柱・梁接合部の耐力と復元力特性評価に関する研究」，構造工学論文集，**39B**(1993)3, 447-453
- 7) 石井 匠、藤澤一善、斎藤晋三、森田耕次：「TMCP 極厚 H 形鋼の構造性能に関する研究」，日本建築学会大会学術講演概要集，(1996)9, 217-218