スーパーハイスレンドＨの構造性能*

川崎製鉄技報
24 (1992) 3, 172-176

Structural Behaviors of Super HISLEND-H

橋本 順次
Junji Hashimoto
エンジニアリング事業部 鉄構技術部鉄構開発室 主査(課長)

藤澤 一善
Kazuyoshi Fujisawa
エンジニアリング事業部 鉄構技術部鉄構開発室 主査(掛長)

山本 昇
Noboru Yamamoto
エンジニアリング事業部 鋼構造研究所建築建材研究室 主任研究員(課長)

要旨

スーパーハイスレンドＨの製造実績に基づく機械的性質のばらつきを考慮したＨ形鋼の面内弾塑性挙動解析より，スーパーハイスレンドＨの塑性変形能力が実用上十分であることを確認した。また，スーパーハイスレンドＨが使用される鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)造について，鉛直スチフナ形式 SRC 柱-S（鉄骨）はり接合部について柱鉄骨断面形状，ならびに柱フランジ幅とはりフランジ幅の比を実験変数として部分引張実験を行い，接合部各部の降伏モードを把握し，各モードについて全塑性耐力評価式を導いた。この式により接合部の耐力は精度よく評価できる。

Synopsis:

Sufficient ductility of Super HISLEND-H has been confirmed by the numerical analysis of the inelastic behavior using its actual deviation of mechanical properties. In addition, experimental studies have been carried out to estimate the yield strength of the steel-beam to SRC column connections reinforced with vertical stiffening plates. As the result, the yield strength of the connections can be estimated accurately based on the yield line theory.

1 緒 言

川崎製鉄が1989年11月より販売を開始した外法一定Ｈ形鋼「スーパーハイスレンドＨ」[1～4]は鉄骨鉄筋コンクリート (SRC) 造や鉄骨 (S) 造の柱やはりに使用される建築構造用鋼材であり，販売開始以来，需要家の要望に応える形で順次サイズ数を増やし，1992年4月からは204種類という豊富なサイズを製造している。さらに，従来の圧延Ｈ形鋼に比べて高い寸法精度という特徴も活かし，溶接Ｈ形鋼の代替品として需要家の好評を得ている。

以下，本論文では，スーパーハイスレンドＨのより一層の普及を目指して，川崎製鉄が取り組んでいるＳ造，SRC 造の周辺技術開発について紹介する。

2 はり-柱の面内弾塑性挙動解析

2.1 解析目的

近年，建設省の総合技術開発プロジェクト「建設事業への新素材・新材料利用技術の開発」や不良鉄骨問題に代表されるように，建築用鋼材の品質に関する問題提起がなされている。また，鋼材の降伏点のばらつきは，部材の終局限界耐力に影響を与えるだけでなく，不静定構造物の塑性ヒンジの形成位置を変えたり，設計時に想定した骨組の崩壊機構を変えることが指摘されている[5]。実際に，構造設計者から降伏点のばらつきや降伏比の範囲に関する問い合わせも寄せられている。

そこで，本章では，スーパーハイスレンドＨの製造実績に基づき，鋼材の機械的性質のばらつきを仮定し，Ｈ形鋼の塑性変形能力を解析的に検討した。

2.2 解析方法

鋼材の応力-歪関係のモデル化を **Fig. 1** に示す。鋼材は SM490 を仮定し，製造実績から，降伏点が下限のもの (Case 1)，中程度のもの (Case 2)，高いもの (Case 3) の3種類の応力-歪関係を仮定している。応力-歪関係を定義するそのほかの定数のうち，硬化開始歪 (ε_{st}) および破断歪 (ε_u) は下式に示すとおりである。また，硬化勾配 (E_{st}') はヤング率 (E=21 000 kgf/mm^2) の 1/100 とした。なお，硬化後の折れ点の応力レベルは降伏点と引張強さの中央値とした。

$$\varepsilon_{st}=2(\%),\ \varepsilon_u=18(\%) \quad \cdots\cdots (1)$$

解析対象断面は H-500 mm×200 mm×9 mm×22 mm であり細長比は 30 とした。また，荷重条件ならびに境界条件は **Fig. 2** に示す

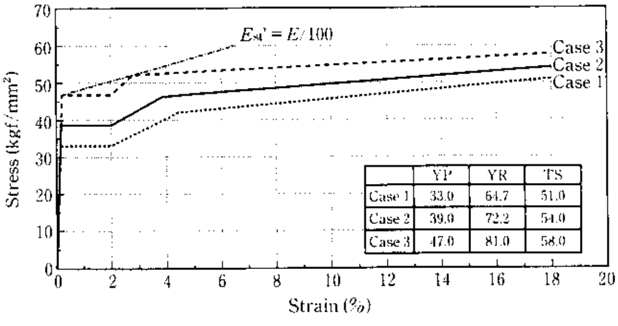


Fig. 1 Stress-strain curves for numerical analysis

* 平成4年4月21日原稿受付

Fig. 2 Loading condition

とおりであり，軸力比 (p) は 0, 0.2, 0.4 および 0.6 の4種類とした。

解析では，まず，各軸力比に対するモーメント-曲率関係を求める。このとき，平面保持が成り立ち，また軸力は一定値を保持し曲げモーメントが漸増すると仮定する。なお，残留応力は無視する。次に，このモーメント-曲率関係を用いて CDC 法 (column deflection curve method) によりモーメント-回転角関係を求める。

2.3 解析結果

端部のモーメントと回転角の関係を **Fig. 3** に，また，このモーメント-回転角関係から求められる塑性変形倍率 (η) を **Fig. 4** に示す。ここで，塑性変形倍率 η は，最大耐力時の端部回転角を，軸力を考慮した全塑性耐力時の弾性回転角で除して 1.0 を引いたものである。

まず，全塑性耐力および最大耐力は降伏点と引張強さの高い Case 3 で最大となっている。しかし，塑性変形能力は Case 3 が最小となる。降伏比が大きくなるにつれて部材の塑性変形能力が小さくなることはよく知られており，本解析も同様の結果となっている。

部材の必要塑性変形能力について明確な指標がなく，また，解析

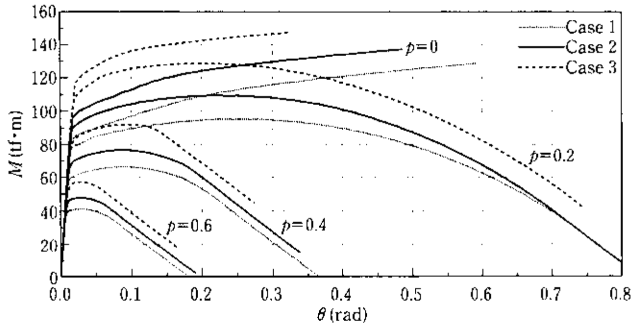


Fig. 3 M-θ curves (SM490)

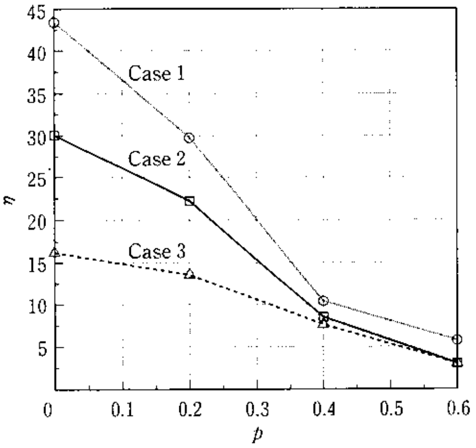


Fig. 4 Ductility of Super HISLEND H

対象も限られているため，本結果から直ちにスーパーハイスレンドHが十分な塑性変形能力を有しているとは言えないが，実際に使用される軸力比 0.4 以下の領域では塑性変形倍率は 8 以上となっており，実用上問題はないと考えられる。

3 鉛直スチフナ形式 SRC 柱-S はり接合部の力学的挙動

3.1 研究目的

スーパーハイスレンドHが使用される SRC 構造の柱-はり接合部の補強には通常水平スチフナが用いられる。しかし，水平スチフナ形式ではコンクリートの充塡性に問題があり，また，鉄骨の加工も煩雑である。一方，鉄骨鉄筋コンクリート構造設計規準[6] にも紹介されている鉛直スチフナ形式はコンクリートの充塡性もよく加工も容易である。しかし，鉛直スチフナ形式の力学的挙動についてはいまだ不明な点が多い。森田ら[7] は，はりが鉄骨造の場合の鉛直スチフナ補強について研究を行っており，柱の鉄骨要素が整形な十字断面で柱鉄骨フランジとはりフランジの幅が等しい場合について考察している。ここでは，柱の鉄骨要素が整形な十字断面ではあるが柱鉄骨フランジとはりフランジの幅が異なる場合(Bシリーズ)，および柱鉄骨要素が側柱を想定したT字断面で柱鉄骨フランジとはりフランジの幅が等しい場合（Tシリーズ）のそれぞれの鉛直スチフナ形式柱はり接合部の耐力評価について実験的，解析的に調査した結果について報告する。なお，本章の内容は千葉大学森田教授と共同で行ったものである[8]。

3.2 試験方法

Bシリーズ，Tシリーズとも試験体数はそれぞれ4体であり，その形状は **Fig. 5** に示すとおりである。柱の構造形式は，柱鉄骨フランジと鉛直スチフナに囲まれた部分にコンクリートを充塡した鉄骨コンクリート造である。鉛直スチフナの幅 $_sh$ は，試験体 C-B1 に対して後述の式の適用範囲を満足するように 120 mm とし，その他の試験体についても同一とした。Bシリーズでは，はりフランジ幅 $_bb$ を実験変数とし，柱フランジ幅 $_cb$ との比が 0.5~1.0 となるようにしている。Tシリーズでは，CT 形鋼の高さ $_TH$ を変化させ鉛直スチフナの取り付く角度を変えている。

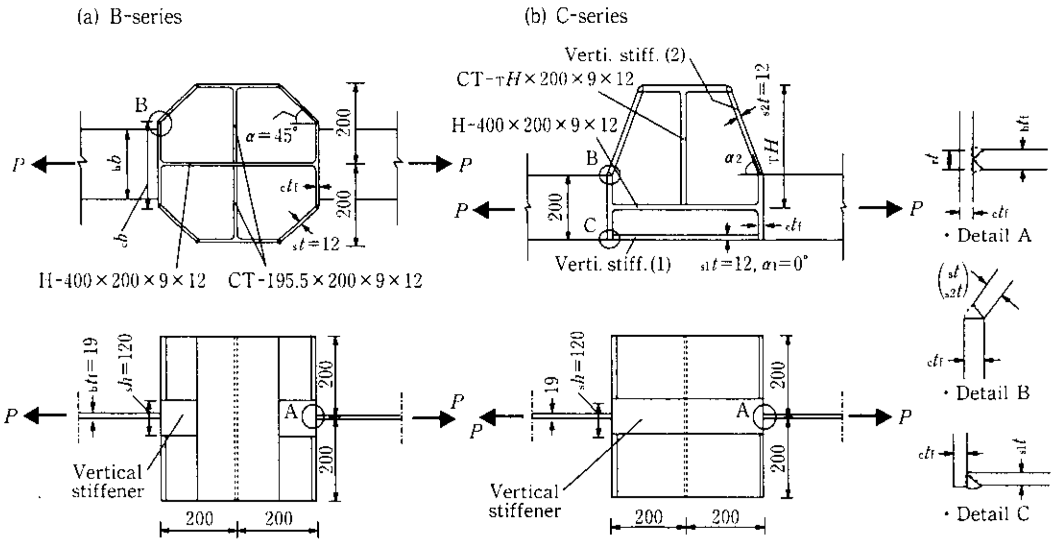
使用材料は，形鋼および鋼板が SM490A，コンクリートは普通コンクリートである。それらの機械的性質を **Table 1** に示す。

試験体の載荷は単調引張載荷であり，載荷中の試験体各部の変形ならびに歪度を測定した。

Table 1 Mechanical properties of cruciform specimen

Material		YP (tf/cm²)	TS (tf/cm²)	El (%)	F_c*3 (kgf/cm²)
SM490	PL-9	4.36	5.38	24	
	PL-12*1	3.71	5.21	26	
	PL-12*2	3.62	5.17	25	
	PL-19	3.95	5.38	26	
Concrete					187.97 161.13*4

*1 Column flange　*3 Compressive strength
*2 Vertical stiffener　*4 C-T3, C-T4



	C-B1	C-B2	C-B3	C-B4
$_b b$(mm)	200	175	150	100

	C-T1	C-T2	C-T3	C-T4
$_T H$(mm)	195.5	245.5	295.5	345.5
α_2(°)	45	56	63	68

Fig. 5 Geometry of cruciform specimens

3.3 試験結果

各シリーズ試験体の荷重(P)-変形(Δ)曲線を **Fig. 6** および **7** に示す。図中，● で示した点は General Yield Point 法により求めた

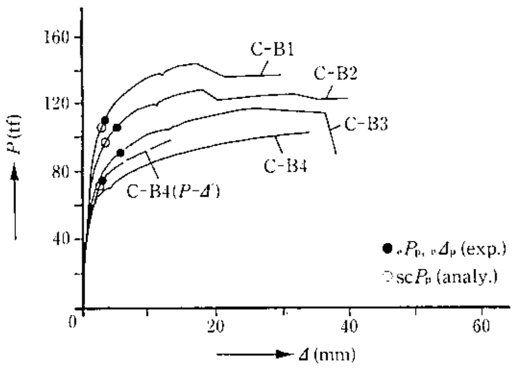


Fig. 6 Experimental P-Δ relationships of B-series cruciform specimens

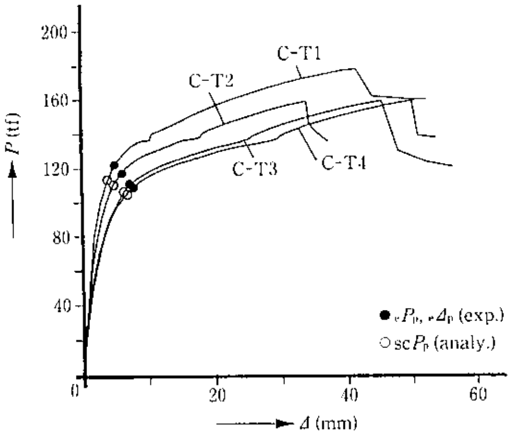


Fig. 7 Experimental P-Δ relationships of T-series cruciform specimens

接合部の全塑性耐力 ($_eP_p$) である。なお，C-B4 試験体では接合部の全塑性耐力がはりフランジの降伏耐力より大きく，そのままでは接合部の全塑性耐力が評価できないため，はりの変形を除いた曲線(破線) より全塑性耐力を求めている。

Bシリーズ試験体では，はり幅が小さくなるにしたがい接合部耐力は小さくなり，C-B2, C-B3, C-B4 の耐力は C-B1 に対してそれぞれ 0.96 倍，0.82 倍，0.67 倍となっている。また，試験体各部の歪より，鉄骨各部の降伏順序は以下のようにまとめられる。

(1) C-B1: 柱鉄骨ウェブの引張降伏→鉛直スチフナの引張降伏→柱鉄骨フランジの面外曲げ降伏→はりフランジの引張降伏

(2) C-B2: 柱鉄骨ウェブの引張降伏→鉛直スチフナの引張曲げ降伏→柱鉄骨フランジの面外曲げ降伏→はりフランジの引張降伏

(3) C-B3: 柱鉄骨ウェブの引張降伏→柱鉄骨フランジの面外曲げ降伏→鉛直スチフナの面外曲げ降伏→はりフランジの引張降伏

(4) C-B4: 柱鉄骨フランジの面外曲げ降伏→柱鉄骨フランジの面外曲げ降伏→はりフランジの引張降伏→鉛直スチフナの面外曲げ降伏

このように，はりフランジ幅が小さくなるにしたがい，鉛直スチフナの降伏形は引張降伏形から面外曲げ降伏形へと移行する。

次に，Tシリーズ試験体では，CT 形鋼の高さ $_HT$ が大きくなるにしたがい接合部耐力は小さくなり，C-T2, C-T3, C-T4 は C-T1 に対してそれぞれ 0.96 倍，0.91 倍，0.89 倍となっている。

鉄骨各部の降伏順序はBシリーズの C-B1 と同様であるが，$_TH$ が大きくなると鉛直スチフナの引張降伏と柱鉄骨フランジの面外曲げ降伏が近づく傾向を示す。

3.4 接合部耐力の解析

実験結果より，柱鉄骨フランジ幅に対してはりフランジ幅が小さくなると，鉛直スチフナの降伏形が引張降伏形から面外曲げ降伏形に移行することがわかった。そこで，以下に示す3種類の崩壊機構を仮定して降伏線理論により接合部耐力の評価を行う。

（1）　崩壊機構（T）

鉛直スチフナの降伏形が引張降伏形の場合に適用する。この場合，崩壊機構は森田らの示すものと同一であり，接合部耐力は下式となる。

$$
\left.
\begin{aligned}
{}_{sc}P_p &= 4\sqrt{{}_fM_p\cdot{}_cb(2{}_sT_y\cos\alpha+{}_wT_y)} \\
&\quad +(2{}_sT_y\cos\alpha+{}_wT_y)t \\
&\quad \cdots\cdots {}_sh \geqq 4\sqrt{\frac{{}_fM_p\cdot{}_cb}{2{}_sT_y\cos\alpha+{}_wT_y}}+t \ \text{のとき} \\
{}_{sc}P_p &= 4\sqrt{[{}_fM_p\cdot{}_cb-{}_sT_y\cos\alpha({}_sh-t)^2/8]{}_wT_y} \\
&\quad +2{}_sT_y\cos\alpha\cdot{}_sh+{}_wT_y\cdot t \\
&\quad \cdots\cdots {}_sh < 4\sqrt{\frac{{}_fM_p\cdot{}_cb}{2{}_sT_y\cos\alpha+{}_wT_y}}+t \ \text{のとき}
\end{aligned}
\right\} \cdots\cdots\cdots(2)
$$

ここで，

${}_fM_p$:　柱鉄骨フランジの単位長さ当たりの降伏モーメント
${}_wT_y$:　柱鉄骨ウェブの単位長さ当たりの引張降伏耐力
${}_sT_y$:　鉛直スチフナの単位長さ当たりの引張降伏耐力
t:　${}_rt+{}_ct_f$

（2）　崩壊機構（M）

鉛直スチフナの降伏形が面外曲げ降伏形の場合，**Fig. 8** に示す崩壊機構（M）を仮定すると接合部耐力は下式により評価できる。

$$
\left.
\begin{aligned}
{}_{sc}P_p &= 4\sqrt{\frac{{}_fM_p\cdot{}_cb\{4({}_fM_p+{}_sM_p)+{}_wT_y\cdot m\}}{m}} \\
&\quad +\left\{\frac{2({}_fM_p+{}_sM_p)+{}_wT_y\cdot m}{m}\right\}t \\
&\quad \cdots\cdots {}_sh \geqq 4\sqrt{\frac{{}_fM_p\cdot{}_cb\cdot m}{4({}_fM_p+{}_sM_p)+{}_wT_y\cdot m}}+t \ \text{のとき} \\
{}_{sc}P_p &= 4\sqrt{\frac{{}_fM_p\cdot{}_cb(4{}_fM_p+{}_wT_y\cdot m)}{m}} \\
&\quad +\frac{2({}_fM_p\cdot t+{}_sM_p\cdot{}_sh)+{}_wT_y\cdot m\cdot t}{m} \\
&\quad \cdots\cdots {}_sh < 4\sqrt{\frac{{}_fM_p\cdot{}_cb\cdot m}{4{}_fM_p+{}_wT_y\cdot m}}+t \ \text{のとき}
\end{aligned}
\right\} (3)
$$

（3）　崩壊機構（S）

柱鉄骨フランジに punching shear による降伏線が生じて接合部に崩壊機構が生じる場合，**Fig. 9** に示す崩壊機構（S）を仮定すると接合部耐力は下式により評価できる。

$$
\left.
\begin{aligned}
{}_{sc}P_p &= \frac{2{}_fM_p({}_cb+{}_bb)}{x}+2\frac{{}_fT_y}{\sqrt{3}}\left\{\sqrt{x^2+\left(\frac{{}_cb-{}_bb}{2}\right)^2}+t\right\} \\
&\quad +{}_wT_y(x+t) \\
& 2\frac{{}_fT_y}{\sqrt{3}}x^3+{}_wT_y\cdot x^2\sqrt{x^2+\left(\frac{{}_cb-{}_bb}{2}\right)^2} \\
&\quad -2{}_fM_p\cdot({}_cb+{}_bb)\sqrt{x^2+\left(\frac{{}_cb-{}_bb}{2}\right)^2}=0
\end{aligned}
\right\} (4)
$$

以上の耐力評価式について，Bシリーズ試験体ではその最小値をもって耐力値と考える。

Tシリーズ試験体では，柱鉄骨フランジ幅とはりフランジ幅が等しいため，Bシリーズ試験体で示した崩壊機構（M）および（S）は適用できない。しかし，実験結果より，はりフランジが取り合う位置近傍の鉛直スチフナの歪は表裏とも引張降伏歪に達していることから，Bシリーズ試験体で示した崩壊機構（T）を用いて解析することができる。結果を以下に示す。

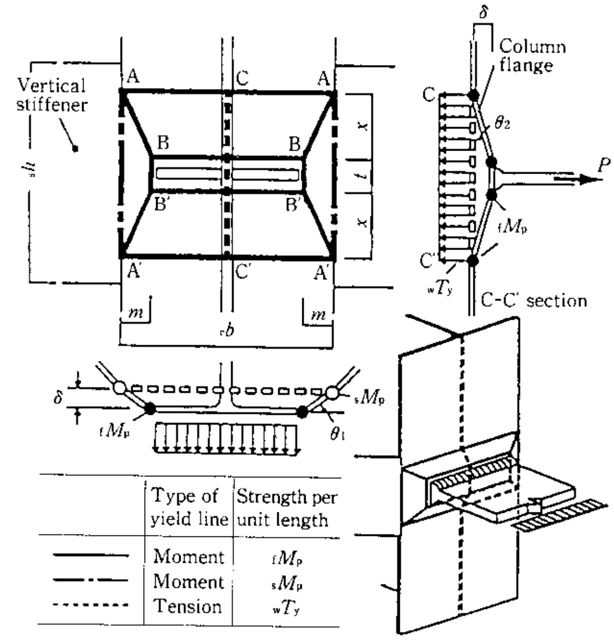


Fig. 8　Yield line mechanism (M) in steel-concrete column for B-series cruciform specimen

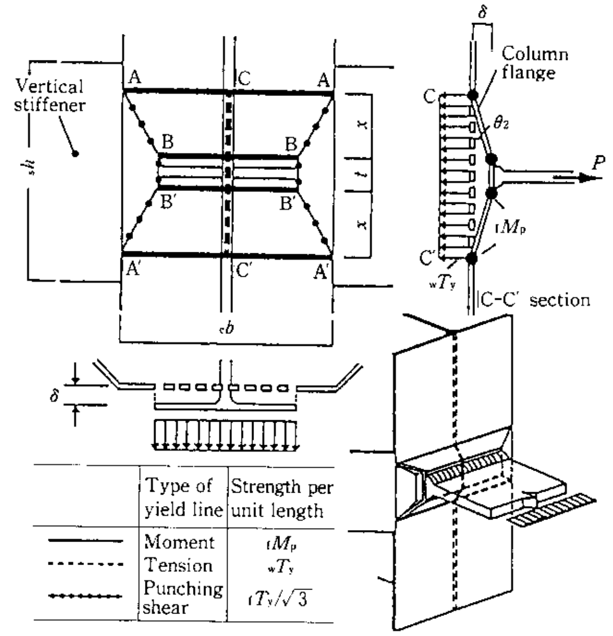


Fig. 9　Yield line mechanism (S) in steel-concrete column for B-series cruciform specimen

$$
\left.
\begin{aligned}
{}_{sc}P_p &= 4\sqrt{{}_fM_p\cdot{}_cb({}_{s1}T_y\cos\alpha_1+{}_{s2}T_y\cos\alpha_2+{}_wT_y)} \\
&\quad +({}_{s1}T_y\cos\alpha_1+{}_{s2}T_y\cos\alpha_2+{}_wT_y)t \\
&\quad \cdots\cdots {}_sh \geqq 4\sqrt{\frac{{}_fM_p\cdot{}_cb}{{}_{s1}T_y\cos\alpha_1+{}_{s2}T_y\cos\alpha_2+{}_wT_y}}+t \ \text{のとき} \\
{}_{sc}P_p &= 4\sqrt{[{}_fM_p\cdot{}_cb-({}_{s1}T_y\cos\alpha_1+{}_{s2}T_y\cos\alpha_2)({}_sh-t)^2/16]{}_wT_y} \\
&\quad +({}_{s1}T_y\cos\alpha_1+{}_{s2}T_y\cos\alpha_2){}_sh+{}_wT_y\cdot t \\
&\quad \cdots\cdots {}_sh < 4\sqrt{\frac{{}_fM_p\cdot{}_cb}{{}_{s1}T_y\cos\alpha_1+{}_{s2}T_y\cos\alpha_2+{}_wT_y}}+t \ \text{のとき}
\end{aligned}
\right\} (5)
$$

Table 2 General yield strength of B-series and T-series specimens

Specimen	Experimental $_eP_p$ (tf)	Analytical $_{SC}P_p$ (tf)	$_eP_p/_{SC}P_p$
C-B1	111.3	106.8	1.04
C-B2	106.7	97.0	1.10
C-B3	91.3	91.3	1.00
C-B4	74.2	72.7	1.02
C-T1	123.7	114.8	1.08
C-T2	118.7	112.0	1.06
C-T3	112.0	108.3	1.03
C-T4	110.7	106.8	1.04

ここで，

$_{s1}T_y$: 鉛直スチフナ(1)の単位長さ当たりの引張降伏耐力

$_{s2}T_y$: 鉛直スチフナ(2)の単位長さ当たりの引張降伏耐力

Bシリーズ，Tシリーズ試験体の全塑性耐力の実験値と解析値($_{SC}P_p$)を**Table 2**にまとめて示す。また，前述のP-Δ曲線(Fig. 6および7)に解析値を○で示している。

これらの図表より，解析値は実験値を精度よく評価しており，鉛直スチフナの接合部耐力評価式としての妥当性が確認された。

4 結　言

スーパーハイスレンドHについて，機械的性質のばらつきを考慮した面内弾塑性挙動解析，また，SRC造の周辺技術開発の一例として鉛直スチフナ形式SRC柱-Sはり接合部の実験について報告した。その結果，スーパーハイスレンドHの機械的性質のばらつきの範囲内では，十分な塑性変形能力を有することが判明した。

また，鉛直スチフナ形式SRC柱-Sはり接合部については，その有効性を確認し，あわせて耐力評価式を導いており，実構造物への適用が可能となった。

スーパーハイスレンドHについては上記研究成果のほか，高力ボルト標準接合部集[9,10]を作成し，需要家に配布している。この標準接合部は鋼材倶楽部の鉄骨構造標準接合部[11]に準拠しており，すべて保有耐力接合となっている。今後，需要家の方々が所有している構造設計ソフトへのスーパーハイスレンドHの断面登録サービスやビルトHからスーパーハイスレンドHへのコンバートプログラム作成など，スーパーハイスレンドHの普及，拡販に向けてサービスを拡充していく予定である。

5 謝　辞

鉛直スチフナ形式SRC柱-Sはり接合部の研究は千葉大学工学部建築工学科森田耕次教授と共同で行いました。ここに深甚の謝意を表します。また，実験に当たってご協力頂いた森田研究室の方々にも深く感謝いたします。

参 考 文 献

1) 志賀勝利，土井彌彦，朝生一夫，阿部英夫，橋本順次，山口　勝：川崎製鉄技報，**23** (1991) 1, 1-7
2) 瀬戸恒雄，畠中　淳，芳村嘉夫，藤本洋二，馬場和史，大本至宏：川崎製鉄技報，**23** (1991) 1, 8-15
3) 林　宏之，鑓田征雄，斎藤晋三，藤本洋二，河村有秀，竹林克浩：川崎製鉄技報，**23** (1991) 1, 16-22
4) 吉田　博，近藤信行，三浦啓徳，奥井隆徳，橋本隆文，河野幹夫：川崎製鉄技報，**23** (1991) 1, 23-28
5) 日本建築学会：「鋼構造限界状態設計規準(案)・同解説」，(1990)，100-101, 204, 207,［技報堂］
6) 日本建築学会：「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」，(1987)，67-68,［技報堂］
7) 森田耕次，横山幸夫，平岡秀章，石井　匠：「日本建築学会論文報告集」，413 (1990)，53-64
8) 森田耕次，石井　匠，藤澤一善：「日本建築学会論文報告集」，423 (1991)，69-78
9) 川崎製鉄㈱：「鋼構造設計便覧」，(1991)，130-229
10) 川崎製鉄㈱：「スーパーハイスレンドH川鉄のH形鋼標準接合部はり継手性能表」，カタログ，(1990)
11) ㈳鋼材倶楽部鉄骨構造接合部標準化委員会：「鉄骨構造標準接合部SCSS (I) 上」，(1986)，15-29,［報技堂］