

柱に接続されるスチフナ補剛された H 形断面梁の塑性変形能力

笠原 貴喜 トッチ タイリン
小原 泉 三山 剛史
佐藤 幸博 佐々木康人
佐々木 聡[※]

概 要

本研究では、柱に接続されるウェブ幅厚比の大きい H 形断面梁を対象に、梁端部ウェブを水平スチフナで補剛した場合の塑性変形能力を確認するために実験を行った。実験では梁形状、水平スチフナの配置条件、柱梁接合部の形式、柱の構造種別および床スラブの有無をパラメータとした。

これにより以下の知見が得られた。①すべての試験体で最大耐力は全塑性モーメントを上回り、梁端部の局部座屈後に横座屈が発生した。②水平スチフナ長さが不足する場合やスチフナ始端位置が離れる場合には、スチフナのない範囲でウェブの局部座屈が生じ塑性変形能力が低下した。③ RC 柱に接続した試験体は、角形鋼管柱に接続した試験体より高い塑性変形能力を示した。④端部補剛梁の塑性変形能力は、既往の評価式により概ね評価可能であることを確認した。

Plastic Deformation Capacity of H-Shaped Beams with Stiffened Webs Connected to Columns

Abstract

In this study, an experimental investigation was conducted to evaluate the plastic deformation capacity of H-shaped steel beams with large web width-to-thickness ratios connected to columns, in which the beam-end web was stiffened by horizontal stiffeners. The experimental parameters included beam geometry, stiffener arrangement, beam-to-column connection details, column structural type, and the presence of a floor slab. The key findings are summarized as follows: (1) All specimens exhibited maximum strengths exceeding the full plastic moment, and lateral buckling occurred after local buckling at the beam end. (2) When the stiffener length was insufficient or the distance from the column face to the stiffener was large, local web buckling occurred in the unstiffened region, resulting in a reduction in plastic deformation capacity. (3) Specimens connected to RC columns exhibited greater plastic deformation capacity than those connected to square steel hollow section columns. (4) The plastic deformation capacity of web-stiffened beams connected to columns was reasonably evaluated using the existing evaluation method.

キーワード：H形断面梁、スチフナ、局部座屈、
塑性変形能力、混合構造

※ 建築技術統括部

§1. はじめに

鋼構造建築物では部材の高性能化や断面の合理化に伴い、ウェブ幅厚比の大きいH形断面梁が用いられる場合がある。このような梁では、梁端部付近のウェブに局部座屈が生じやすく、変形能力の低下につながる事が懸念される。

これに対し既往文献^{1), 2)}では、梁端部付近のウェブにスチフナを配置することで局部座屈を遅らせ、梁の変形能力を向上させる方法が検討されている。しかし、これらの研究の多くは、梁端部がエンドプレートや加力スタブに接続されており、柱が取り付くことで梁の変形能力が低下する可能性があるものの³⁾、梁が角形鋼管柱（以下、S柱）やRC柱に接続されるような条件における知見は十分ではない。

本研究では、柱に接続される水平スチフナをウェブに設けた端部補剛梁（図1）を対象に実験を行う。梁

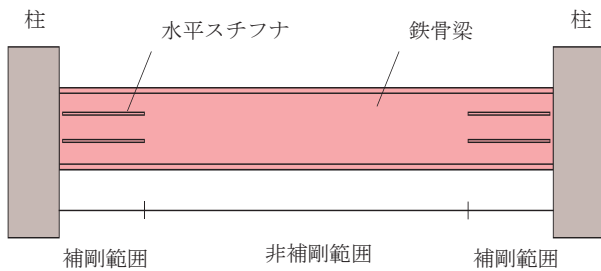


図1 端部補剛梁の概念図

形状、水平スチフナの配置条件、柱梁接合部の形式、柱の構造種別および床スラブの有無が梁の塑性変形能力に及ぼす影響を確認するとともに、既往の塑性変形能力評価手法の適用性を確認することを目的とする。

§2. 構造実験

端部補剛梁に対して前述したパラメータによる実験を行い、梁の塑性変形能力に与える影響を確認する。また、H形断面梁に対して柱に接続される条件での塑性変形倍率を確認する。

2.1 実験概要

表1に試験体一覧、図2に代表的な試験体図、表2に鋼材の機械的性質、表3にコンクリートの力学的特性を示す。試験体は約1/2スケールとし、梁断面はフランジ幅厚比 b/t_f をFAランク、ウェブ幅厚比 d/t_w をFDランクとした。水平スチフナはウェブ両面配置を標準とし、梁せいに対して等間隔となるよう2段配置とした。柱フェースから水平スチフナ始端まで、もしくはシアプレート終端から水平スチフナ始端までの距離 L_{ss} は30mmを標準とした。水平スチフナの補剛長さ L_s は、梁端部で全塑性モーメント M_p の1.2倍が梁端部に作用した場合に、降伏曲げモーメント M_y が作用する位置までとした。試験体H500-L3.0-Slabでは、床スラブ厚さを100mmとし、完全合成梁となる本数の頭付きスタッドを設けた。

表1 試験体一覧

No.	試験体名	柱	梁				水平スチフナ				WF' (WF)	実験結果				
			断面	L	d/t _w	b/t _f	t _s	b _s	L _s	L _{ss}		M _{max} ⁺	M _{max} ⁻	μ _{90%} ⁺	μ _{90%} ⁻	
				(mm)				(mm)				(kNm)		(μ _{max} ⁺)	(μ _{max} ⁻)	
1	H350-L2.0-N	S柱	H-350x90x6x12	2000	54.3	3.8	—	—	—	—	(0.62)	201	-100	(3.84)	(3.86)	
2	H380-L2.0-N		H-380x100x6x12		59.3	4.2	—	—	—	—	(0.66)	242	-121	(3.85)	(4.14)	
3	H400-L3.5		H-400x155x6x12	3500	62.7	6.5	6	35	30	890	0.56	456	-426	7.57	—	
4	H450-L3.5				H-450x155x6x12					71.0	910	0.60	497	-487	6.13	5.71
5	H500-L3.5				H-500x155x6x12					79.3	920	0.64	572	-557	4.91	4.86
6	H550-L3.5				H-550x155x6x12					87.7	930	0.69	630	-598	5.80	5.87
7	H500-L3.0		H-500x155x6x12	3000	790	0.64				669	-639	5.64	5.55			
8	H500-L4.0			4000	1050	0.65				490	-464	4.87	6.30			
9	H500-L3.5-L			3500	15	920				0.64	536	-546	5.10	5.31		
10	H500-L3.5-H		35		500	0.65				546	-509	4.49	4.19			
11	H500-L3.5-B		H-500x180x6x12		890	0.68				656	-604	6.58	5.52			
12	H500-L3.5-O		45		920	0.64				581	-541	5.79	4.86			
13	H500-L3.5-BW		H-500x155x6x12	3000	6.5	35				30	60	0.64	544	-499	5.11	4.58
14	H500-L3.0-BW										20	0.67	520	-535	6.00	4.80
15	H500-L3.0-Slab										0.67	913	-590	—	4.61	
16	H500-L3.0-RCS	0.67									591	-548	6.93	6.57		
17	H550-L3.0-RCS	87.7		800	0.70					626	-597	5.08	5.35			

試験体名：H(梁せい)-L(梁長さ)-(記号[※])

※N:補剛なし, L:スチフナ幅 b_s 小, H:スチフナ長さ L_s 小, B:幅広フランジ, O:スチフナ片面配置, BW:混用接合, Slab:合成梁, RCS:RC柱

また、柱側のスラブ筋端部は直交梁に取り付けたプレートに溶接することで、負曲げ時の引張力を負担できるようにした。柱はS柱(□-300×300×16)もしくはFSRPC-B構法によるRC柱(□-500×500)としたが、いずれの試験体においても梁端部の破壊が先行するように設計した。

実験は正負交番漸増繰返し载荷とし、H形鋼梁の全塑性モーメント M_p を弾性剛性で除した部材角 θ_p を基に、 $\pm 0.5\theta_p$ 、 $\pm 1.0\theta_p$ を各1サイクル、続いて $\pm 2\theta_p$ 、 $\pm 4\theta_p$ 、 $\pm 6\theta_p$ を各2サイクルずつ载荷した。6 θ_p

のサイクルにて荷重の低下がみられない場合は、単調载荷により荷重が十分低下するまで加力した。 θ_p は曲げ変形およびせん断変形を考慮して算出し、全塑性モーメント M_p は素材試験で得られたウェブとフランジの降伏点を用いて算定した。フランジ降伏はひずみゲージにより、局部座屈および横座屈については目視により確認した。

2.2 実験結果

表1に実験結果、図3にモーメント－部材角関係を示す。いずれの試験体も梁端部でのフランジおよびウェブの局部座屈後に横座屈が確認され、実験結果の最大耐力は計算値の1.10～1.89倍となった。写真1に試験体の破壊状況を示す。水平スチフナで補剛されていないH350-L2.0-NおよびH380-L2.0-Nでは写真1(a)のように、梁端部のウェブ全体にわたって局部座屈を確認した。ほとんどの補剛した試験体では写真1(b)のように、補剛範囲における局部座屈および横座屈が生じ、ウェブの座屈波形はフランジと水平スチフ

表2 鋼材の機械的性質

使用箇所	板厚 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)	試験体
フランジ (SM490A)	12	338	542	23.6	※1,※2
		367	538	27.0	※3,※4
ウェブ (SM490A)	6	403	553	23.4	※1
		402	557	22.3	※2
		440	581	21.8	※3
		418	576	19.7	※4
スチフナ (SS400)	6	319	466	27.2	※1,※2
		370	478	27.5	※3,※4
ダイアフラム (SN490C)	19	377	574	22.8	※1,※2
		367	559	27.3	※3,※4
柱 (BCR295)	16	384※5	437	25.6	※1,※2
		376※5	431	29.7	※3,※4
スラブ筋 (SD295)	(D13)	356	496	20.8	No.15

※1：No.3～6,10～13 ※2：No.7～9 ※3：No.1,14～16

※4：No.2,18 ※5：0.2%耐力

表3 コンクリートの力学的特性

使用箇所	材齢	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	試験体
スラブ	28日	24.3	2.19×10^4	No.15
接合部	48日	34.7	2.99×10^4	No.16
	54日	34.9	2.96×10^4	No.17

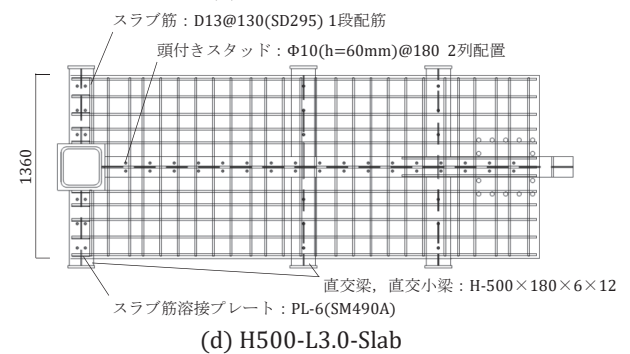
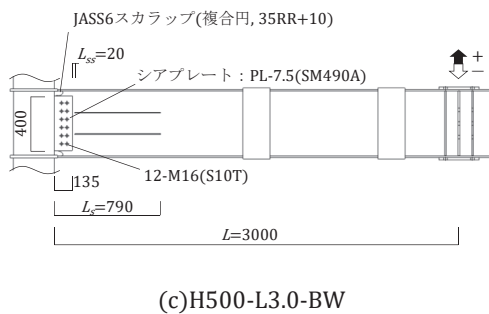
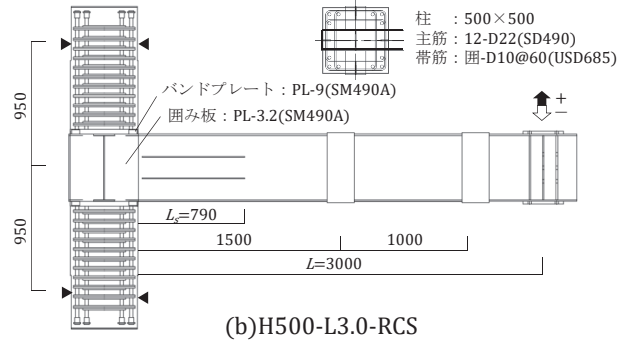
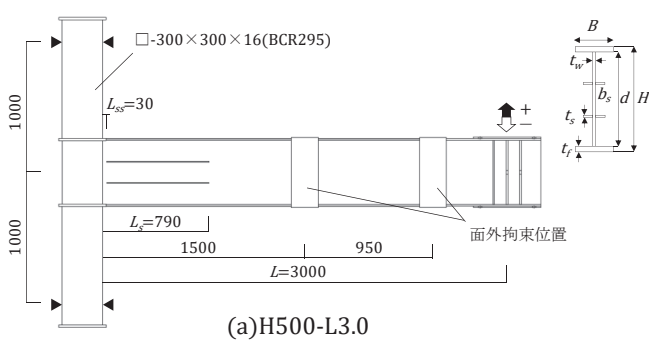


図2 試験体図

ナ間に発生した。水平スチフナの補剛長さが不足するH500-L3.0-Hでは写真1(c)のように、非補剛範囲で局部座屈が確認された。水平スチフナ始端までの距離 L_{ss} が大きいH500-L3.5-BWでは写真1(d)のように、シアプレート終端から水平スチフナ始端までの区間においてウェブの局部座屈が発生した。また、混用接合の試験体ではフランジのスカルップ底の破断により耐力が低下した。

図4にパラメータごとの骨格曲線を示す。骨格曲線は文献⁴⁾を参考に作成し、最大耐力後に耐力が90%まで低下する時点まで記載している。いずれの試験体においても最大耐力後の耐力低下が緩やかであることがわかる。図4(b)より、ウェブ幅厚比が大きくなるにつれて最大耐力時の部材角は小さくなる傾向がみられるが、最大耐力の90%まで耐力低下した時点の部材角

にはばらつきがあった。図4(e)より、スチフナ長さが極端に短いH500-L3.0-Hでは非補剛範囲での局部座屈が発生することで変形能力が低下した。図4(g)より同一の梁形状であってもS柱よりRC柱のほうが高い変形能力を示した。ここで、図5に $-2\theta_p$ の1サイクル目におけるフランジ外面の平均ひずみ分布を示す。RC柱の場合には、引張側の上下フランジは接合部内外で降伏しているのに対し、圧縮側の下フランジは接合部内外のひずみ差が大きく、接合部内では降伏ひずみに達していない。また、各位置の平均ひずみはS柱よりもRC柱のほうが小さい傾向にある。これは、RC柱の場合は接合部内にも梁が連続して存在しているため梁端部が完全に固定されておらず、接合部内コンクリートの圧縮変形や接合部内フランジの引張ひずみが生じることで、同一の荷重変位に対し、RC柱に取り

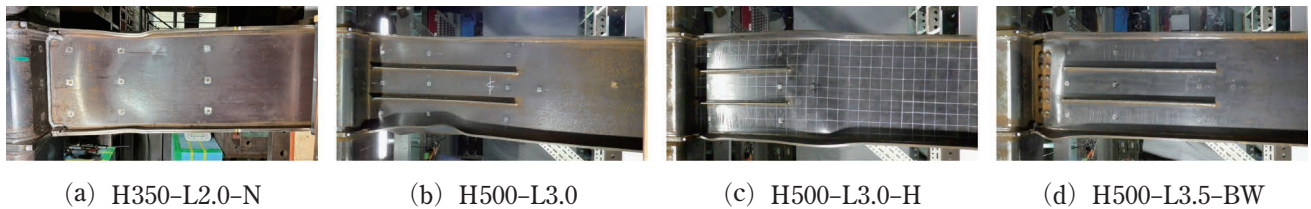


写真1 破壊状況

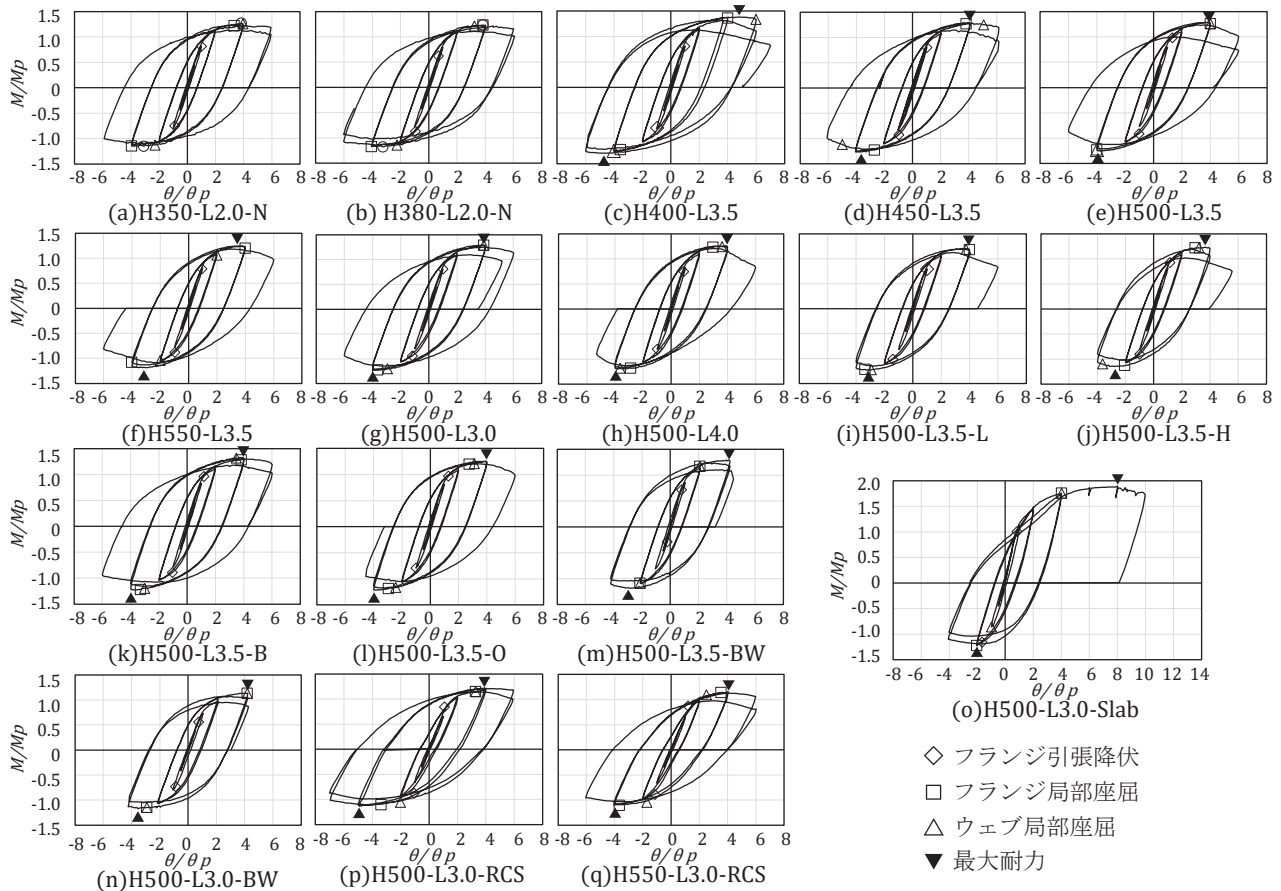


図3 モーメント-部材角関係

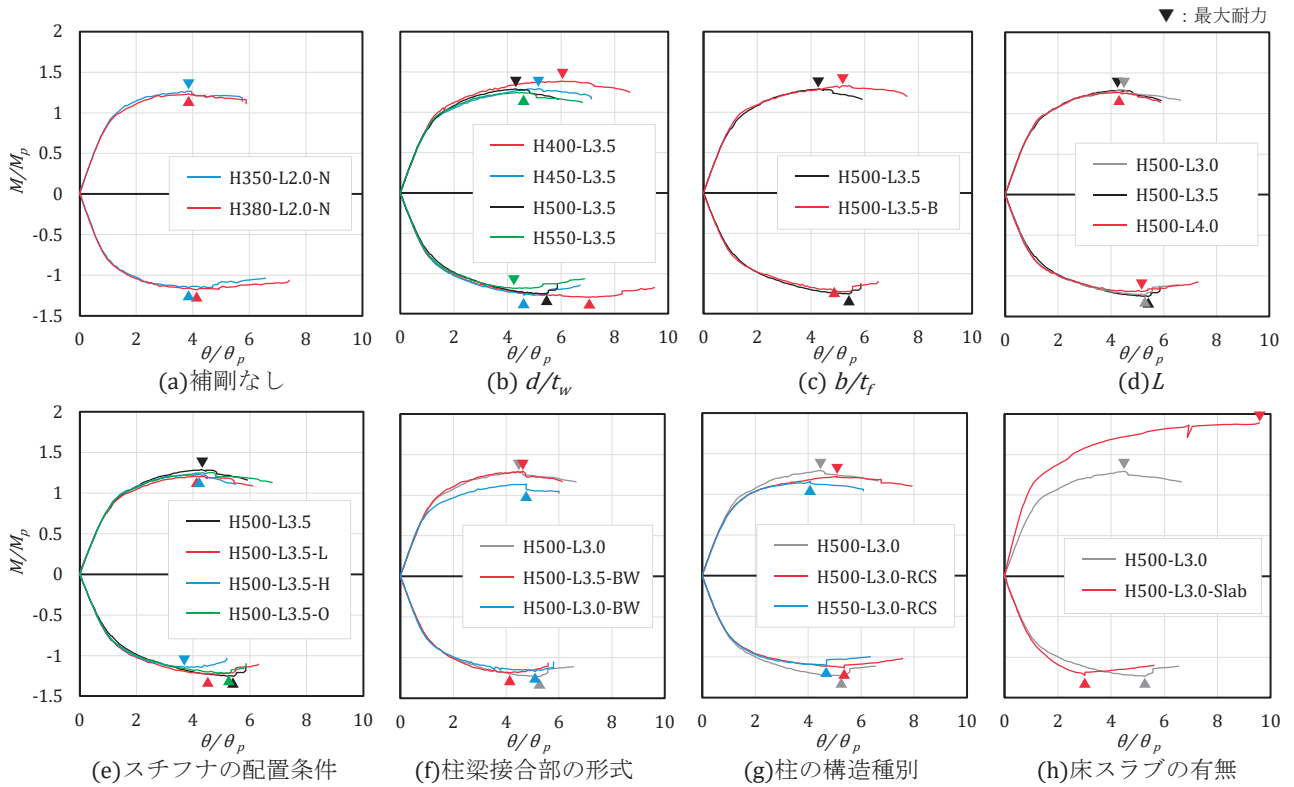


図4 パラメータごとの骨格曲線

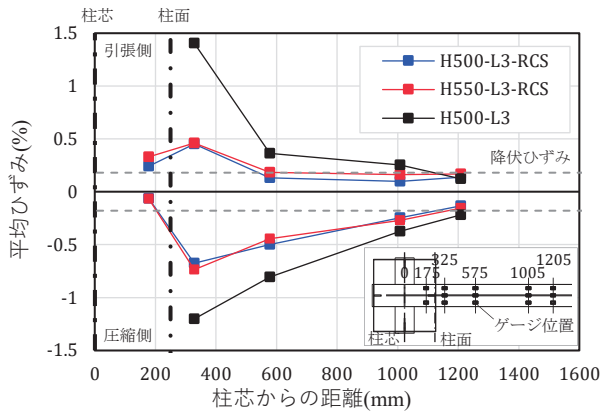


図5 フランジ外面の平均ひずみ分布

付く梁の塑性変形量はS柱の場合と比べて小さくなり、RC柱はS柱よりも変形能力が高くなったと考えられる。図4 (h)より、正曲げでは完全合成梁とすることで変形能力が向上した。これは、中立軸がスラブに近づき、H形鋼梁に作用する曲げ圧縮応力が低減したこと、およびフランジがスラブに拘束されたことにより、座屈が抑制された影響と考えられる。上記以外のパラメータについては顕著な差は見られなかった。

§3. 塑性変形倍率の評価

3.1 H形断面梁に対する評価

ここでは骨格曲線上で最大耐力時点の部材角 θ_{max} を

θ_p で除した値から弾性成分を減じた塑性変形倍率 μ_{max} を用いた。

H形断面梁の塑性変形能力を評価する手法として、式(1)に示すフランジとウェブの連成座屈を考慮した座屈耐力式に基づいた幅厚比指標 WF ⁵⁾があり、 WF を用いた塑性変形倍率の評価式が提案されている。

$$WF = \sqrt{\frac{1}{k^2} \left(\frac{d/t_w}{\sqrt{E/\sigma_{yw}}} \right)^2 + \left(3.43 - \frac{25.0}{k^2} \right) \left(\frac{b/t_f}{\sqrt{E/\sigma_{yf}}} \right)^2} \quad (1)$$

$$k = \begin{cases} 4.4 & \alpha < 1/6 \\ 5.18 - 4.6\alpha & 1/6 \leq \alpha \leq 1/2 \\ 2.9 & \alpha \geq 1/2 \end{cases}$$

$$\alpha = \left(\frac{1}{6} + \frac{A_f}{A_w} \right) \frac{\beta}{\lambda_w}$$

ここで、 σ_{yw} :ウェブの降伏強度、 σ_{yf} :フランジの降伏強度、 A_w :ウェブ断面積、 A_f :フランジ断面積、 β :曲げ応力勾配、 λ_w :ウェブの辺長比である。

図6にH350-L2.0-NおよびH380-L2.0-Nの実験結果を記載した塑性変形倍率- WF 関係を示す。また、既往の実験結果⁵⁾と塑性変形倍率評価式⁵⁾を併せて示す。既往の実験結果は、梁端部をエンドプレートとした片持ち形式もしくは三点曲げ試験によるものである。また、単調載荷および繰返し載荷の実験結果がそれぞれ示されており、後者の実験結果は分布の下限に

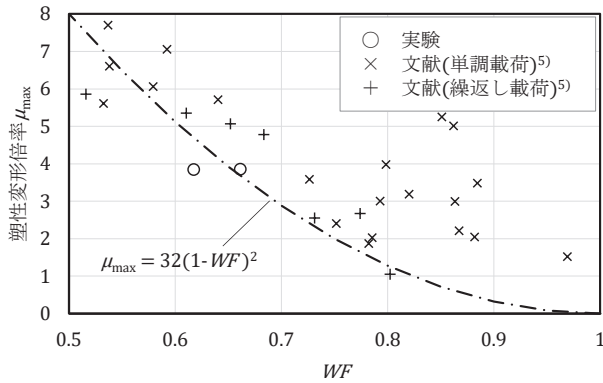


図6 塑性変形倍率－WF 関係

位置する傾向がみられる。本報の実験では繰返し載荷を行っているため、既往の実験結果に対して概ね下限に位置する結果が得られた。既往の研究と同様の傾向が得られたことから、S柱に接続する梁においても既往の評価式で評価が可能と考えられる。

3.2 端部補剛梁に対する評価

ここでは骨格曲線上で最大耐力後に耐力が最大値の90%まで低下した時点の変形角 $\theta_{90\%}$ を全塑性耐力時の弾性変形角 θ_p で除した値から弾性成分を減じた塑性変形倍率 $\mu_{90\%}$ を用いた。

端部補剛梁の変形能力を評価する手法として、式(1)のウェブの幅厚比 d/t_w を文献1)、2)のように、スチフナにより補剛したウェブの等価幅厚比 $eq(d/t_w)$ に置き換えて、WFで評価することを試みる。等価幅厚比 $eq(d/t_w)$ は文献6)に示された式(2)より求める。ここでは区別のため、等価幅厚比により計算した幅厚比指標をWF'とする。

$$eq(d/t_w) = (d/t_w) \sqrt{\tau_{cr}/\tau_{cr'}} \quad (2)$$

ここで、 τ_{cr} ：スチフナのないウェブのせん断座屈応力度、 $\tau_{cr'}$ ：スチフナで区分されたウェブのせん断座屈応力度である。

図7に端部補剛梁の実験結果を記載した塑性変形倍率－WF'関係を示す。また、既往の実験結果^{1)、2)}と塑性変形倍率評価式⁵⁾中のWFをWF'に読み替えた式を併せて示す。既往の実験結果は、梁端部をエンドプレートもしくは加力スタブとした片持ち形式の実験により変形能力を評価している。本報の実験では既往の実験結果と概ね同様な傾向が得られており、柱に接続する端部補剛梁においても塑性変形倍率評価式によって概ね評価できると考えられる。

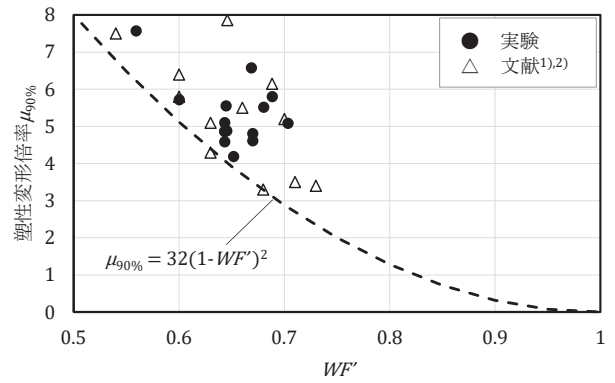


図7 塑性変形倍率－WF' 関係

§4. まとめ

本研究では、柱に接続されるウェブ幅厚比の大きいH形断面梁を対象に、梁端ウェブに水平スチフナを設けた端部補剛梁の塑性変形能力を実験により検討した。得られた知見を以下に示す。

- ・いずれの試験体においても最大耐力は全塑性モーメントを上回った。また、梁端部の局部座屈後に横座屈が確認された。
- ・水平スチフナの補剛長さが不足する場合や、水平スチフナ始端までの距離が大きい場合には、スチフナのない範囲でウェブ局部座屈が発生し、変形能力が低下する傾向がみられた。
- ・RC柱に接続した試験体では、角形鋼管柱の場合に比べて変形能力の向上が確認された。
- ・端部補剛梁に対してWF'を用いることで、柱に接続される梁の塑性変形能力を既往の評価式により概ね評価できることを確認した。

謝辞

本研究の推進に際し、東京科学大学 五十嵐規矩夫教授ならびに同大学三井和也准教授には貴重なご助言いただきました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 仁田脇雅史ほか：スチフナ補剛された鉄骨梁の塑性変形能力とスチフナ補剛長さの設計法、日本建築学会構造系論文集、第89巻、第826号、pp.1419-1427、2024.12
- 2) 大月智弘ほか：ウェブをスチフナ補剛したH形鋼梁に関する実験的研究 幅厚比指標を用いた梁の塑性変形性能の評価、戸田建設 技術研究報告、第49号、2023
- 3) 松本由香ほか：鋼構造柱梁接合部における梁の変形能力とウェブの継手効率、日本建築学会構造系

論文集、第533号、pp.117-124、1999.9

- 4) 独立行政法人建築研究所、社団法人日本鉄鋼連盟：
鋼構造建築物の構造性能評価試験法に関する研究
委員会報告書、平成14年4月
- 5) 五十嵐規矩夫ほか：鋼構造H形断面梁の耐力及び塑
性変形能力評価のための新規幅厚比指標と幅厚比
区分、日本建築学会構造系論文集、第76巻、第668号、
pp1865-1872、2011.10
- 6) 星川努、原田幸博：ウェブを軸方向スチフナで補
強したH形鋼梁の塑性変形能力、鋼構造論文集、第
20巻、第80号、pp.19-32、2013.12

ひとこと

鋼材使用量を削減することで、
環境負荷を低減できる技術とな
った。今後も引き続き、社会貢
献につながる技術を開発してい
きたい。



笠原 貴喜