

論文 正負交番荷重を受ける SRC 柱で生じる H 形鋼の局部座屈性状

内藤 英樹^{*1}・白濱 永才^{*2}・高田 真人^{*3}・鈴木 基行^{*4}

要旨 : SRC 柱の正負交番載荷実験において, H 形鋼の割合が多い SRC 柱では, かぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈後も優れた塑性変形能を有するが, H 形鋼の局部座屈が生じた後に鋼材が破断することで脆性的に耐力を失った。そこで, H 形鋼の局部座屈に着目した靱性能評価法を構築するための基礎的研究として, FEM 解析により, SRC 柱の正負交番載荷実験において生じた H 形鋼の局部座屈性状の再現を試みた。また, SRC 構造では, H 形鋼に囲まれるコアコンクリートがウェブの面外変形とフランジの内側への変形を拘束することで, H 形鋼の座屈抵抗性が大きく向上することを解析的に示した。

キーワード : SRC 構造, 正負交番載荷実験, H 形鋼の局部座屈, 有限変位解析

1. はじめに

兵庫県南部地震以降, 鉄骨鉄筋コンクリート(以下, SRC)構造やコンクリート充填鋼管など, 鋼とコンクリートの合成構造の優れた靱性能が着目されており, これらの土木構造物への適用例が増加している。特に, 合成構造では, コンクリートの拘束により鉄骨の局部座屈形状が変化し, 鋼構造と比較して座屈抵抗性が大きく向上するために, 優れた塑性変形能を有することが実験および解析により報告されている^{1),2)}。しかし, 現行の耐震設計規準³⁾では, 部材降伏後における鉄骨の局部座屈に着目した靱性能評価法は規定されていない。

一方で, 著者ら⁴⁾は, 充腹形の SRC 柱の正負交番載荷実験を行い, H 形鋼の割合が多い SRC 柱では, かぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈後も, H 形鋼により安定した復元力特性が得られることを明らかにしてきた。しかし, 正負交番荷重を受ける SRC 柱では, H 形鋼の局部座屈が生じた後に, 鋼材が破断することで脆性的に耐力を失った。著者ら^{4),5)}は, これまでに地震後の修復性の観点から, かぶりコンクリートの剥落に対応した SRC 柱の靱性能評価法

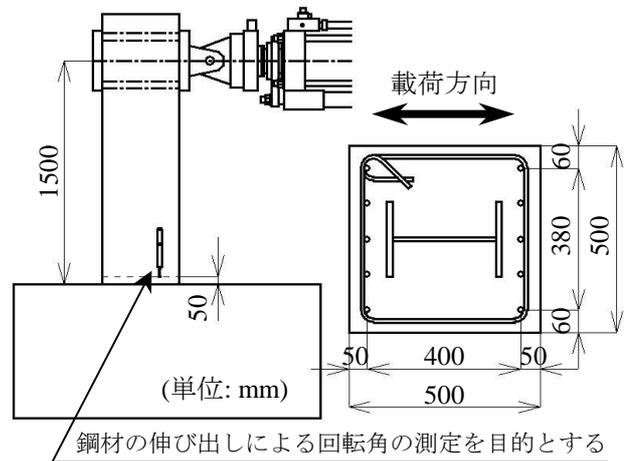


図-1 供試体概略図

を提案しているが, 一方で, 構造全体系の崩壊に対する照査などでは, このような H 形鋼の座屈や破断に対応した靱性能評価法も必要となる。

そこで, H 形鋼の局部座屈に着目した SRC 柱の靱性能評価法を構築するための基礎的研究として, FEM 解析により, SRC 柱の正負交番載荷実験において生じた H 形鋼の局部座屈性状の再現を試みる。また, 裸鉄骨と SRC 構造における H 形鋼の座屈解析の結果を比較することで, SRC 構造で生じる H 形鋼の局部座屈性状と座屈抵抗性の向上効果を検討する。

*1 東北大学 大学院工学研究科助手 修(工) (正会員)

*2 東北大学 大学院工学研究科

*3 オリエンタル建設(株) 東北支店技術部 (正会員)

*4 東北大学 大学院工学研究科教授 工博 (正会員)

表-1 供試体諸元

供試体 番号	H 形鋼		軸方向鉄筋		帯鉄筋		鉄骨 鉄筋比 ^{※3}	曲げ せん断 耐力比
	$H_s \times B_s \times t_w \times t_f$ ^{※1} (mm)	フランジ 幅厚比	径・本数	鉄筋比 (%)	径・間隔 (mm)	面積比 ^{※2} (%)		
No.1S	300×200×10×15	6.7	D16×10	0.79	D10@100	0.29	4.4	2.1
No.2S	300×80×10×15	2.7	D25×8	1.62	D10@100	0.29	1.3	2.0
No.3S	300×250×10×15	8.3	D13×8	0.41	D10@100	0.29	10.1	2.0
No.4S	300×250×10×15	8.3	D13×8	0.41	D6@300	0.04	10.1	1.6

※1 H 形鋼の断面高さ×H 形鋼の断面幅×ウェブ厚さ×フランジ厚さ

※2 帯鉄筋の面積比：(帯鉄筋の部材単位長さ当たりの総断面幅)/(断面幅×部材単位長さ)

※3 鉄骨鉄筋比：(H 形鋼の総断面積)/(軸方向鉄筋の総断面積)

表-2 材料試験結果

供試体 番号	コンクリート 強度(MPa)	鋼材の降伏強度(MPa)		
		軸方向鉄筋	帯鉄筋	H 形鋼
No.1S	25.3	442	457	376
No.2S	24.4	436	390	293
No.3S	25.2	409	390	293
No.4S	28.6	409	317	293

2. SRC 柱の正負交番載荷実験

2.1 実験概要

供試体概略図と供試体諸元を図-1 および表-1 に示す。なお、これらの供試体のうち No.1S の結果は、参考文献 4)にて報告している。4 体の供試体のせん断スパンと断面寸法を同一として、鉄道構造物等設計標準³⁾を用いて算定される曲げ耐力とせん断耐力がそれぞれ同程度となるように鉄骨鉄筋比を変化させた 3 体の SRC 供試体 (No.1S~No.3S) を作製した。これらの供試体に用いられる H 形鋼は、フランジ厚さを一定として、幅厚比 2.7~8.3 の範囲でフランジ幅のみを変化させている。また、No.3S の帯鉄筋量を大幅に低減させた No.4S を作製した。これらの供試体では、フーチング下面に設置した鋼製ベースプレートに H 形鋼を溶接している。

載荷は、降伏変位 δ_y の整数倍を載荷ステップとして 3 回の交番載荷を行い、軸力は載荷しない。降伏変位 δ_y は、柱基部から 50mm 位置の軸方向鉄筋と H 形鋼に貼付したひずみゲージの一方が、鋼材の引張試験結果から得られた降伏ひずみに達する変位とした。

鉄骨、鉄筋、およびコンクリートの材料試験結果を表-2 に示す。

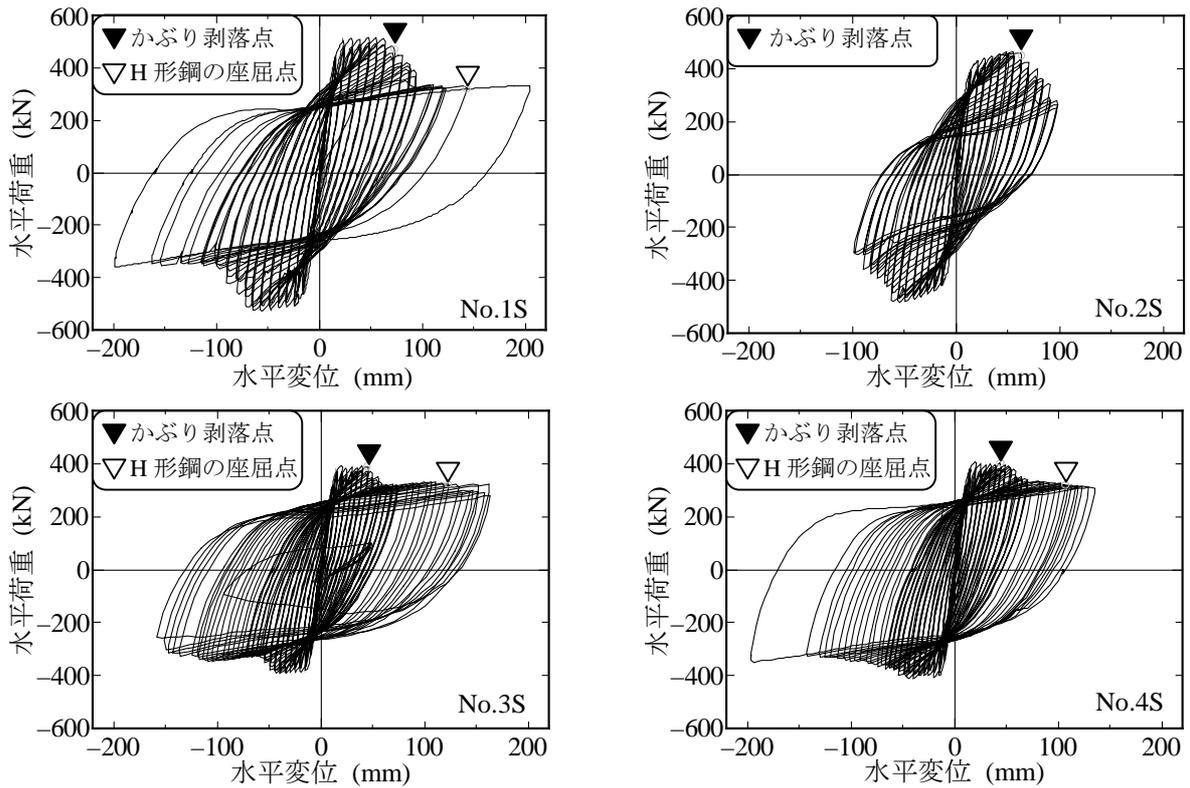
2.2 損傷状況と荷重-変位関係

正負交番載荷実験から得られた各供試体の荷重-変位関係を図-2 に示す。

フランジ幅厚比 6.7 の No.1S では、水平変位 72.9mm($\pm 9\delta_y$)の交番載荷にて、軸方向鉄筋のはらみ出しに伴いかぶりコンクリートが大きく剥

落する様子(以下、かぶり剥落)が確認された。その後、写真-1 に示すように、かぶり剥落区間において軸方向鉄筋の破断が生じ、水平変位 143 mm($\pm 15\delta_y$)の交番載荷において H 形鋼のフランジ外側のコンクリートが剥落すると同時に H 形鋼が局部座屈する様子が目視により確認された。写真-1 に示す実験結果では、実験終了までの交番載荷においてフランジの片側のみに座屈変形が生じており、また、H 形鋼フランジの破断が生じないことから、局部座屈以降も図-2 に示す荷重-変位関係では耐力低下や復元力特性に大きな変化はなく、紡錘型の履歴ループ形状を維持した¹⁾。なお、本実験では、かぶり剥落後の交番載荷において、軸方向鉄筋の破断などが載荷面に対して対称に生じないことから、耐力低下に伴い供試体が載荷直角方向に大きく傾いた。このため、No.1S や No.3S では、載荷パターンを変更して、H 形鋼フランジの局部座屈以降は数回程度の交番載荷しか行っていない。

フランジ幅厚比 2.7 の軸方向鉄筋の割合が多い No.2S では、水平変位 55.8mm($\pm 9\delta_y$)の交番載荷でかぶり剥落が生じた。このとき、荷重-変位関係にて大幅な耐力低下が生じ、エネルギー吸収能の小さい履歴ループへと変化した。かぶ



※かぶり剥落点とH形鋼の座屈点は、かぶり剥落とH形鋼の局部座屈が目視で確認されたそれぞれの載荷ステップにおける正載荷での最大変位点を示す。

図-2 荷重-変位関係と部材損傷との対応

り剥落後の交番載荷では、供試体が載荷直角方向に大きく傾いたことから載荷を終了した。なお、実験終了時には、H形鋼のフランジ外側のコンクリートが全て剥落していたが、H形鋼の局部座屈は生じていないことを確認した。

フランジ幅厚比 8.3 の H 形鋼の割合が多い No.3S では、水平変位 $45.3\text{mm}(\pm 9\delta_y)$ の交番載荷においてかぶり剥落が確認されたが、軸方向鉄筋の割合が小さいことから軸方向鉄筋の座屈や破断が耐力低下や履歴ループ形状に与える影響は小さい。しかし、水平変位 $123\text{mm}(\pm 24\delta_y)$ の交番載荷において H 形鋼フランジの局部座屈が生じ、その後の 10 回程度の交番載荷により、局部座屈の発生箇所から鋼材が破断することで脆性的に耐力を失った。

No.3S の帯鉄筋量を低減した No.4S では、No.3S と同様の損傷過程および荷重-変位関係を示している。No.4S では、水平変位 $86\text{mm}(\pm 17\delta_y)$ の交番載荷において H 形鋼のフランジ外側のコンクリートが全て剥落したが、水平変位



写真-1 H形鋼の局部座屈 (No.1S)

$106\text{mm}(\pm 21\delta_y)$ の交番載荷まで H 形鋼フランジの局部座屈は生じないことが確認された。また、No.1S と同様に、実験終了まで H 形鋼が破断しなかったことから、優れた靱性能を維持した。

以上より、H 形鋼の割合が多い SRC 柱では、かぶり剥落後も H 形鋼による曲げ耐力を有しており、安定した復元力特性を示すことが実験的に確認された。また、H 形鋼フランジの局部座

屈が生じた後も、数回程度の交番载荷では、水平耐力や復元力特性の変化は顕著に見られなかった。しかし、No.3S では、H 形鋼フランジの局部座屈が生じた後の 10 回程度の交番载荷において、鋼材が破断することで脆性的に耐力を失う結果となった。このような実験結果を見る限り、安全側かつ精度良い SRC 柱の靱性能評価法を提示するためには、H 形鋼フランジの局部座屈発生点を終局と定義することが妥当であると考えられる。そこで、以降では、FEM 解析により、正負交番载荷実験で生じた H 形鋼の局部座屈性状の再現を試み、SRC 構造における H 形鋼の局部座屈性状と座屈抵抗性の向上効果を検討する。

3. SRC 構造における座屈性状の検討

3.1 解析モデル

汎用有限要素解析プログラム MARC を用いた H 形鋼の座屈解析を行う。図-3 に示すように、フーチング面から上部の H 形鋼を 4 節点シェル要素によりモデル化する。H 形鋼の基部は下端固定とし、鋼材の応力-ひずみ関係は完全弾塑性性を仮定した。SRC 構造におけるコンクリートの効果は、H 形鋼の変形を拘束することでのみ考慮する。H 形鋼ウェブは、面外への変形を拘束する。また、図-3 (1)では、柱基部のかぶり剥落区間に圧縮剛性(コンクリートの初期剛性を仮定)のみを与えたトラス要素(以下、圧縮トラス要素)を配置することで、フランジの内側への変形のみを拘束する。また、(1)の区間以外のかぶりコンクリートが存在する区間では、H 形鋼のフランジ外側のコンクリートが座屈を抑制することから、図-3 (2)に示すように、圧縮剛性と引張剛性(ともにコンクリートの初期剛性を仮定)を与えた弾性トラス要素を配置することでフランジの内側と外側への変形を拘束した。このような圧縮トラス要素による柱基部のモデル化は、柱基部のかぶり剥落区間において、H 形鋼のフランジ外側のコンクリートによる座屈抑制効果を見逃している。実験時での目視による判断では、H 形鋼のフランジ外側のコンクリート

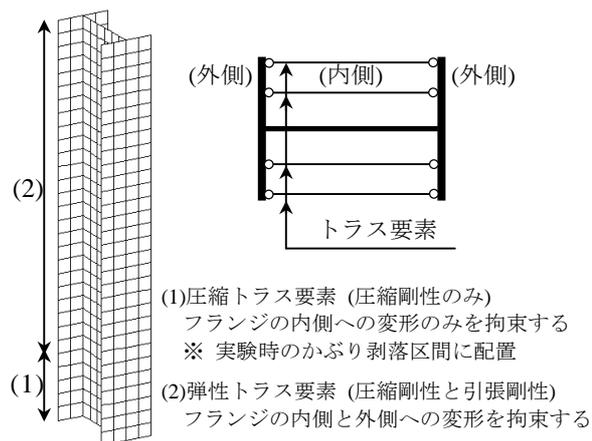


図-3 H 形鋼の座屈解析モデル

による座屈抑制効果の有無を判断することは極めて困難であるが、最も幅厚比が大きい No.4S において、H 形鋼フランジの座屈発生時にフランジ外側のコンクリートが全て剥落していたことから、表-1 に示す供試体に対しては、柱基部のかぶり剥落区間に圧縮トラス要素を配置した図-3 のモデル化は妥当であると考えられる。

なお、かぶり剥落点以降では、H 形鋼とコンクリートの付着による SRC 断面の平面保持則は成り立たないことから⁴⁾、図-3 の H 形鋼の座屈解析を行う際には、コンクリートの曲げ圧縮力により H 形鋼に生じる断面力の影響は無視した。また、有限変位解析を行うため、H 形鋼の天端位置に载荷直角方向の微小な荷重を加えた。

3.2 正負交番载荷実験との比較

表-1 に示す No.1S~No.4S の H 形鋼の座屈解析を行った。ここでは、フランジ幅厚比をパラメータとした H 形鋼の座屈発生点や座屈区間の変化を検討するため、実際の正負交番载荷実験での载荷パターンとは異なり、 $\delta_y=10\text{mm}$ とする载荷ステップ毎に 1 回の交番载荷とした。なお、 δ_y の値や定変位毎の繰返し回数を変化させた場合にも、解析結果に大きな影響がないことを確認している。解析における座屈発生点は、フランジの端部と中央部(ウェブ-フランジ接合部)の変位が分岐する载荷ステップでの正側の最大変位点と定義した。実験結果の座屈発生点は、目視で座屈が確認されたときの天端変位とし、実験と解析での座屈区間は、フランジ端部の変

表-3 H形鋼の座屈解析結果

供試体 番号	解析結果			実験結果			
	塑性化区間 (mm)	座屈区間 (mm)	天端変位 ^{注)} (mm)	塑性化区間 (mm)	かぶり剥落 区間(mm)	座屈区間 (mm)	天端変位 (mm)
No.1S	300	200	104.1 (14.1)	250	300	200	143
No.2S	300	---	---	250	500	---	---
No.3S	300	200	93.8 (23.8)	350	200	100	123
No.4S	300	200	93.8 (23.8)	350	200	200	106

注) 括弧内はフーチングからの鋼材の伸び出しの影響 (かぶり剥落時の鉛直変位計による計測値)
No.3S では、鉛直変位計の値に大きな誤差が含まれたことから、No.4S の実験結果を用いた。

形形状から判断した。

なお、SRC 柱の正負交番載荷実験との比較を行う際には、実験時におけるフーチングからの鋼材の伸び出しの影響を考慮する必要がある。本実験では、図-1 に示す柱基部に設置した鉛直変位計を用いて鋼材の伸び出しによる柱基部の回転角を計測したが、かぶり剥落点以降は変位計を撤去している。このため、かぶり剥落点での計測値を解析結果に付加することで、正負交番載荷実験との比較を行う³⁾。

実験結果と解析結果の比較を表-3 に示す。表-3 には、実験時に H 形鋼フランジに貼付したひずみゲージの値が降伏ひずみに達した区間も併せて示す。ここで、ひずみゲージは H 形鋼の柱高さ方向に 100mm 間隔で貼付しているため、実際の塑性化区間は、表-3 よりも若干大きくなる。なお、著者ら^{4),5)}は、かぶり厚さや帯鉄筋の配筋などを考慮した軸方向鉄筋の座屈解析を用いて SRC 柱のかぶり剥落区間を解析的に評価する手法を提示しているが、ここでは、図-3 のモデル化の妥当性を検証するため、実験時に観察されたかぶり剥落区間に対して、図-3 (1)の圧縮トラス要素を配置した。No.2S の解析結果は、実験結果と同様に、H 形鋼の局部座屈は生じず、また、No.1S, No.3S, および No.4S の解析結果は、天端変位を過小評価する傾向が見られたが、実験時の H 形鋼の局部座屈性状を概ね再現できた。実験結果との比較では、1)かぶり剥落時に計測された変位計の値を用いてフーチングからの鋼材の伸び出しの影響を考慮している、2)実験結果での H 形鋼の局部座屈発生点は、フランジ外側の

コンクリートが剥落することで目視により確認されることから、数サイクル程度の誤差が含まれることが予想される、などの理由により、解析結果は天端変位を過小評価したと考えられる。

解析による座屈区間は、いずれも 200mm となった。帯鉄筋の配置が異なる No.3S と No.4S では、圧縮トラス要素の配置をともに 200mm 区間とするため、座屈発生点や座屈区間に差異は生じなかった。また、H 形鋼の座屈区間は、フランジ幅に応じて定まることから⁶⁾、フランジ幅が小さい No.1S では、かぶり剥落区間よりも小さい座屈区間が得られた。

3.3 SRC 構造における座屈性状の検討

図-3 のモデル化により、正負交番荷重を受ける SRC 柱で生じる H 形鋼の局部座屈性状が概ね再現できた。そこで、フランジ幅厚比が最も大きい No.4S の H 形鋼に対して、裸鉄骨の座屈解析と表-3 の結果とを比較することで、SRC 構造における H 形鋼の局部座屈性状と座屈抵抗性の向上効果を考察する。これらの座屈解析による荷重-変位関係を図-4 に示す。また、座屈発生点での座屈変形は微小であることから、SRC 構造と裸鉄骨でそれぞれ座屈発生点から 1 ステップ後と 2 ステップ後における変形図を図-5 に示す。裸鉄骨では、ウェブ-フランジ接合部を支点として、フランジの両端がそれぞれ内側と外側に変形する座屈性状を示した。さらに、座屈発生点から 2 ステップ以降では、フランジ内側への変形が大きくなり、ウェブの座屈を伴うことで、H 形鋼全体のねじれ変形が生じる。一方、SRC 構造では、コンクリートの存在により、

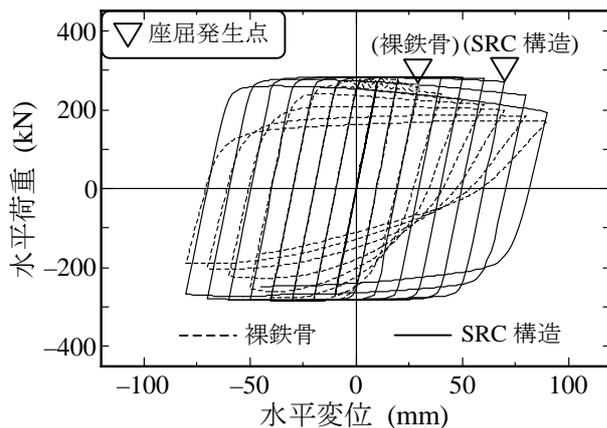


図-4 SRC 構造による座屈抵抗性の向上

フランジの端部がいずれも外側に変形する座屈形状へと変化した。図-5 の変形図から、両者の座屈区間は200~250mmであり、同程度となる。このことから、SRC 構造では、フランジの内側への変形が拘束されることで、図-4 の荷重-変位関係に示されるように、H 形鋼の座屈抵抗性が大きく向上し、その結果、優れた靱性能とエネルギー吸収能が得られた²⁾。なお、別途行った SRC 構造の解析結果より、かぶり剥落区間を200mm から100mm に変化させた場合でも、荷重-変位関係に示される座屈発生点に大きな差異は生じなかった。このことから、図-3 のモデル化において、かぶり剥落区間の設定は、座屈抵抗性に大きく影響しないことが確認された。

4. まとめ

本研究では、H 形鋼の局部座屈に着目した靱性能評価法を構築するため、FEM 解析により、SRC 柱で生じる H 形鋼の局部座屈性状を検討した。その結果、1)H 形鋼の局部座屈が生じる大変形域では、H 形鋼のフランジ外側のコンクリートが大きく損傷していることから、その座屈抑制効果は無視できること、2)SRC 構造では、コンクリートが H 形鋼ウェブの面外変形とフランジの内側への変形を拘束することで、裸鉄骨とは異なる座屈形状となり、座屈抵抗性が大きく向上すること、を示した。

なお、軸方向鉄筋の割合が多い SRC 柱では、軸方向鉄筋の座屈により大幅に耐力が低下する

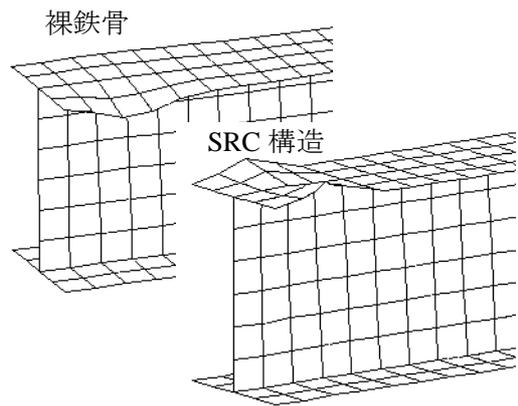


図-5 H 形鋼の局部座屈形状

ことから、今後は、H 形鋼の局部座屈に着目した簡便な靱性能評価法を提示するとともに、SRC 構造に使用される鉄骨と鉄筋の割合に応じた終局点の設定方法についても検討する必要がある。

参考文献

- 1) 鈴木敏郎, 元結正次郎, 内山政彦: 一定軸力下において繰り返し曲げを受ける鉄骨コンクリート部材の履歴特性および塑性変形能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.490, pp.207-214, 1996.12
- 2) 鈴木敏郎, 小河利行, 五十嵐規矩夫, 末岡利之: 構成板要素の局部座屈を拘束した H 形鋼曲げ部材の塑性変形性状に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.474, pp.181-190, 1995.8
- 3) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造, 1998.
- 4) 内藤英樹, 清水真介, 青木茂夫, 鈴木基行: 部材損傷に着目した RC および SRC 柱の靱性能評価法に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.205-210, 2004.7
- 5) 秋山充良, 内藤英樹, 鈴木基行: 軸方向鉄筋の座屈発生点に対応した終局曲率の簡易算定法および RC 柱と SRC 柱の靱性能評価への適用, 土木学会論文集, No.725/V-58, pp.113-129, 2003.2
- 6) 加藤勉, 福知保長: 板要素の変形能力について, 日本建築学会論文報告集, No.147, pp.19-25, 1968.5