

SRC柱におけるH形鋼の局部座屈解析モデルの提案 および靱性能評価への適用

内藤 英樹¹・白濱 永才²・秋山 充良³・鈴木 基行⁴

¹正会員 修(工) 東北大学助手 大学院工学研究科土木工学専攻(〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉6-6-06)

²学生会員 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻(〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉6-6-06)

³正会員 博(工) 東北大学助教授 大学院工学研究科土木工学専攻(〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉6-6-06)

⁴フェロー 工博 東北大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻(〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉6-6-06)

1. はじめに

鉄骨鉄筋コンクリート(以下, SRC)構造は, 施工の合理化と高耐力・高靱性能構造の建設が同時に可能となることから, 今後, 橋梁上部工や下部工などへの適用が増加すると予想される。しかし, 土木分野でのSRC構造の実験や解析は少なく, 部材損傷過程や地震応答性状などは十分に解明されていない。

レベル2地震動を想定した橋脚の耐震設計では, 部材降伏後の塑性変形能により地震エネルギーを吸収することが合理的であり, 部材靱性能を適切に評価することが重要となる。鉄道構造物等設計標準¹⁾(以下, 鉄道標準)や日本建築学会の規準書²⁾では, 正負交番荷重を受けるSRC柱の荷重(モーメント)ー変位(回転角)関係に着目して, 降伏荷重を維持する最大変位点や最大荷重の80%を維持する最大変位点を終局点とした靱性能評価法が規定されている。しかし, これらの設計規準に示される終局点の定義の理論的な背景は曖昧であり, 得られる終局変位と部材の損傷状況との対応は明確ではない。また, これらの靱性能評価式は限られた供試体諸元に対して軸力比や鉄筋比などをパラメータとして回帰的に定めていることから, 広範囲な諸元への適用には別途検討が必要となる。

著者ら³⁾は, 橋脚への適用を想定した充腹形のSRC柱の正負交番荷重実験を行い, 修復性の観点から定まる限界状態(以下, 修復限界)としてかぶりコンクリートの剥落(以下, かぶり剥落)や軸方向鉄筋の座屈に着目した靱性能評価法を提示してきた。しかし, H形鋼の割合が多い曲げ破壊型のSRC柱では, かぶり剥落や軸方向鉄筋の座屈後も耐力低下が小さく, 安定した紡錘型の復元力特性を維持した。このような実験結果を踏まえると, ラーメン橋脚などの不静定構造では, 幾つかの塑性ヒンジ部で修復限界状態以上の応答を許容し, 構造系としての終局限界を設定することも可能と思われる。また, 単柱式

橋脚であっても, 大きさや頻度で区分される設計地震動レベルと構造物の重要度の組み合わせによっては, かぶり剥落後の塑性変形能を活用した耐震設計が合理的と考えられる。このためには, かぶり剥落後の部材損傷に着目したSRC柱の終局限界を設定し, その靱性能評価法を別途検討する必要がある。

著者ら⁴⁾の実験結果の一部や既往の実験報告⁵⁾の中には, かぶり剥落後の交番荷重において, H形鋼の局部座屈が生じた直後に座屈部周辺の鋼材が破断することで脆性的に耐力を失う事例が報告されている。そこで, 本研究では, 破断の前段階であるH形鋼の局部座屈に着目した終局限界の設定とその靱性能評価法を提案する。本研究では, 正負交番荷重実験の結果を回帰する既往の手法とは異なり, 力学的にH形鋼の座屈解析モデルを構築し, これを基に終局ひずみや終局変位を算定する。

2. H形鋼の局部座屈に着目したSRC柱の靱性能評価

(1) H形鋼フランジの終局ひずみの定式化

著者ら⁴⁾は, H形鋼の局部座屈に着目した3次元FEMモデルによる解析を行い, 正負交番荷重実験でのH形鋼の座屈発生時変位やその座屈性状を概ね再現できることを確認した。FEM解析から得られた図-1の変形図を見る限りでは, 辺OA, BC, COを固定支持, 辺ABを自由辺とする3辺固定ー1辺自由の支持条件(以下, 3辺固定支持)を仮定した平板の座屈解析モデルにより, フランジの局部座屈が予測できると考えられる。

図-2に示すように, フランジ要素OABCに対して座標軸 x, y, z を設定する。3辺固定支持の条件を満足するたわみ関数 w を式(1)で仮定する。

$$w = \delta \sin^2 \frac{\pi x}{L_{buc}} \left(1 - \cos \frac{\pi y}{2b} \right) \quad (1)$$

ここで, L_{buc} はフランジの局部座屈が生じる領域(以下,

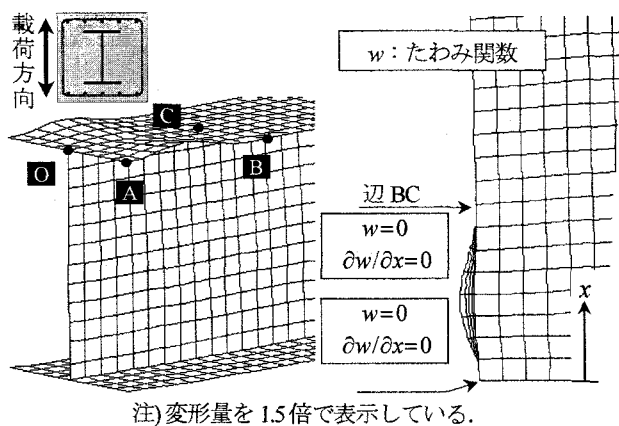


図-1 SRC 構造での H 形鋼の座屈性状⁴⁾

座屈長), b はフランジ幅(H形鋼の断面幅 B_s の $1/2$), δ は座屈頂部($x=L_{buc}/2, y=b$)でのたわみ量である。

解析に用いられる基礎的な仮定は, 1) 鋼材の応力-ひずみ関係はバイリニアモデルとする, 2) フランジとウェブの初期変形および残留応力は考慮しない, 3) フランジ要素 OABC の中心位置($x=L_{buc}/2, y=b/2$)のひずみを要素の平均ひずみとする, 4) 座屈時のひずみの反転は生じない, 5) 荷重パターンによるひずみ履歴の影響は考慮しない, とする。

上記1)の仮定を設けることで, 座屈発生時の曲げによりフランジ要素 OABC に蓄えられるひずみエネルギー ΔU は次式で算定される⁹⁾。

$$\Delta U = \frac{1}{2} D \int_0^{L_{buc}} \int_0^b \left\{ \kappa_1 \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)^2 + 2\kappa_2 \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) + \kappa_3 \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)^2 + 4\kappa_4 \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)^2 \right\} dx dy \quad (2)$$

$$D = \frac{E t_f^3}{12} \quad (3)$$

$$\kappa_1 = \frac{1 + 3(E_t/E_s)}{2 - 4\nu + 3(E/E_s) - (1 - 2\nu)^2(E_t/E)} \quad (4)$$

$$\kappa_2 = \frac{2 - 2(1 - 2\nu)(E_t/E)}{2 - 4\nu + 3(E/E_s) - (1 - 2\nu)^2(E_t/E)} \quad (5)$$

$$\kappa_3 = \frac{4}{2 - 4\nu + 3(E/E_s) - (1 - 2\nu)^2(E_t/E)} \quad (6)$$

$$\kappa_4 = \frac{1}{-1 + 2\nu + 3(E/E_s)} \quad (7)$$

$$E_s = \frac{\sigma_y + E_t(\varepsilon_{buc} - \varepsilon_y)}{\varepsilon_{buc}} \quad (8)$$

ここで, E は初期剛性, ν はポアソン比, E_t は降伏後の接線剛性, t_f はフランジ厚さ, D は板の曲げ剛性, ε_{buc} は終局ひずみ, ε_y は降伏ひずみ, σ_y は降伏応力である。

また, 圧縮による仕事 ΔT は, 座屈発生時応力 σ_{buc} を用いて次式で表される。

$$\Delta T = \frac{t_f}{2} \int_0^{L_{buc}} \int_0^b \sigma_{buc} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} dx dy \quad (9)$$

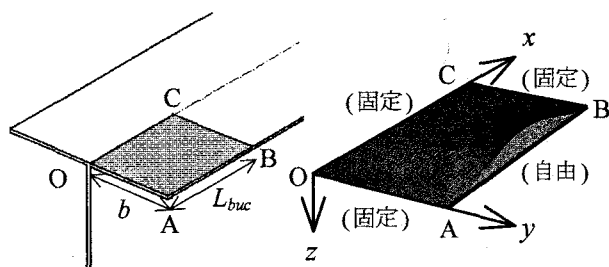


図-2 フランジ要素の座屈解析モデル

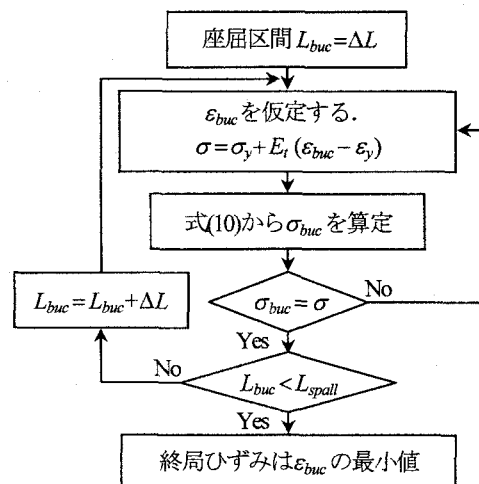


図-3 終局ひずみの算定フロー

前記の仮定3)を設けることで, 式(2),(9)が得られ, $\Delta U = \Delta T$ を解くことによりフランジ要素の座屈発生時応力 σ_{buc} が次式で表される。

$$\sigma_{buc} = \frac{D\pi^2}{b^2 t_f} \left\{ \left(3 - \frac{8}{\pi} \right) \left(\frac{b}{L_{buc}} \right)^2 \kappa_1 + \frac{3}{256} \left(\frac{L_{buc}}{b} \right)^2 \kappa_3 + \left(\frac{1}{8} - \frac{1}{2\pi} \right) \kappa_2 + \frac{1}{4} \kappa_4 \right\} / \left(\frac{3}{4} - \frac{2}{\pi} \right) \quad (10)$$

式(10)の σ_{buc} と鋼材の応力-ひずみ関係(バイリニアモデル)により定まる応力が等しくなるときにフランジ要素 OABC の座屈が生じる。式(10)の σ_{buc} は式(8)に ε_{buc} を変数に含んでいるため, 終局ひずみ ε_{buc} は次式を満たす解として繰り返し計算により定める。

$$\sigma_y + E_t(\varepsilon_{buc} - \varepsilon_y) = \sigma_{buc} \quad (11)$$

以上より, SRC 構造でのコンクリートの拘束を考慮した H 形鋼フランジの終局ひずみを定式化した。図-3 に終局ひずみの算定フローを示す。H 形鋼の弾塑性座屈解析では, 図-2 のフランジ要素の座屈長 L_{buc} が予め与えられないため, 図-3 の算定フローでは, L_{buc} を変化させた計算を行い, その中で最小の終局ひずみの値を定める。なお, かぶりコンクリートが剥落する範囲(以下, かぶり剥落長 L_{spall})以外の領域ではフランジの局部座屈が生じないと考え⁴⁾, 図-3 の算定フローでは $L_{buc} < L_{spall}$ との条件を与えた。 L_{spall} は, かぶり剥落後の交番荷重に

より剥落長が拡大することを考慮して⁷⁾、著者ら³⁾の8体の実験結果との整合から、参考文献3)の手法を用いて得られるかぶり剥落長(軸方向鉄筋の座屈長) $L_{spall,m}$ を1.25倍することで評価した。

(2) 終局ひずみに基づくSRC柱の終局変位算定式

軸力と曲げを受けるSRC柱では、部材長さ方向にモーメント勾配が生じる。本研究では、終局ひずみを定式化する際に前記の仮定3)を設けているため、図-2に示すフランジ要素OABCの中心位置($x=L_{buc}/2$, $y=b/2$)のひずみ(要素の平均ひずみ)が図-3の算定フローより得られる終局ひずみ ε_{buc} に達するときに座屈が生じるとする。さらに、終局時の部材長さ方向の曲率分布を断面の釣合い計算から定め、これを二階積分することでSRC柱の終局変位を算定する。

終局時のH形鋼の曲率分布を図-4でモデル化する。図-4の曲率分布は、加藤ら⁸⁾の手法を参考にして、i)圧縮および引張フランジがともに塑性化する区間(領域Ⅰ)、ii)圧縮フランジのみが塑性化する区間(領域Ⅱ)、iii)圧縮および引張フランジがともに弾性である区間(領域Ⅲ)、の3つの区間でモデル化した。ここで、H形鋼の断面の釣合い計算においてはウェブ断面の影響が小さいことから、ウェブ断面は全塑性状態(完全弾塑性)を仮定した。

断面の釣合い計算の結果を式(12)~(27)に示す。なお、鈴木ら⁹⁾は、鉄骨コンクリート柱の載荷実験の結果より、H形鋼の局部座屈が生じる際にはH形鋼が軸力のおよそ9割程度を負担することを報告している。このため、図-4の曲率分布を定める際には、SRC断面に作用する軸力の全てを鉄骨部分が負担すると仮定した。

[圧縮フランジの降伏点]

$$\phi_{sy} = 2\varepsilon_y(1 - N/N_p)/d' \quad (12)$$

$$M_{sy} = \sigma_y d'(1 - N/N_p)(A_f + t_w d'/6) \quad (13)$$

[圧縮・引張フランジの降伏点]

$$\phi_a = \varepsilon_y/(d' - x_0) \quad (14)$$

$$M_a = A_f d' \sigma_y + A_f d' E_t \varepsilon_y \frac{x_0 - d'/2}{d' - x_0} + \sigma_y x_0 t_w (d' - x_0) \quad (15)$$

$$x_0 = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (16)$$

$$A = 2\sigma_y t_w \quad (17)$$

$$B = -3d' \sigma_y t_w - 2A_f E_t \varepsilon_y - N \quad (18)$$

$$C = A_f E_t \varepsilon_y d' + \sigma_y d'^2 t_w + Nd' \quad (19)$$

[座屈長の中点]

$$\phi_{buc} = \varepsilon_{buc}/x_0 \quad (20)$$

$$M_{buc} = A_f d' \left(\sigma_y + E_t \frac{d' \varepsilon_{buc}}{2x_0} - E_t \varepsilon_y \right) + \sigma_y x_0 t_w (d' - x_0) \quad (21)$$

$$x_0 = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (22)$$

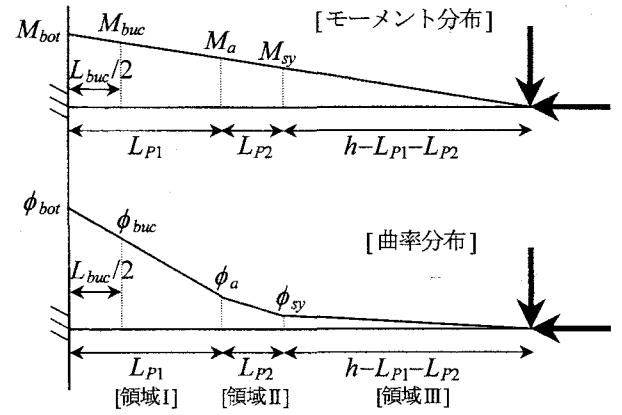


図-4 終局時の曲率分布のモデル化

$$A = 2\sigma_y t_w \quad (23)$$

$$B = 2A_f E_t \varepsilon_{buc} - t_w d' \sigma_y - N \quad (24)$$

$$C = -A_f E_t \varepsilon_{buc} d' \quad (25)$$

[柱基部]

$$\phi_{bot} = \phi_a + \frac{L_{P1}(\phi_{buc} - \phi_a)}{L_{P1} - L_{buc}/2} \quad (26)$$

$$M_{bot} = \frac{M_{buc} h}{h - L_{buc}/2} \quad (27)$$

ここで、 h はせん断スパン、 t_w はウェブ厚さ、 d' はフランジの中心間距離、 A_f は片側のフランジ断面積($=B_s t_f$)、 x_0 は圧縮縁から断面の中立軸位置までの距離、 ε_{buc} と L_{buc} はそれぞれ図-3の算定フローにより定まるフランジの終局ひずみと座屈長、 N は圧縮を正とした軸力であり、 $N=0$ の場合には M_a を M_{sy} の値とする。 N_p は全塑性軸力でありH形鋼の断面積 A_s を用いて $N_p = A_s \sigma_y$ で定義される。

以上より、図-4の領域Ⅰと領域Ⅱの塑性化長さ L_{P1} と L_{P2} はそれぞれ次式で定まる。

$$L_{P1} = h(1 - M_a/M_{bot}) \quad (28)$$

$$L_{P2} = (M_a - M_y)h/M_{bot} \quad (29)$$

これによりフランジの塑性化長さ L_P は、 $L_P = L_{P1} + L_{P2}$ で算定される。なお、軸力 N が大きい場合や終局ひずみ ε_{buc} が小さい場合には、 $M_{bot} < M_a$ となるために図-4の領域Ⅰが生じない。 $M_{bot} < M_a$ となる場合には、 ϕ_a 、 ϕ_{bot} 、 L_{P1} 、 L_{P2} を次式で修正する。

$$\phi_a = \phi_{bot} = \phi_{sy} + \frac{L_{P2}(\phi_{buc} - \phi_{sy})}{L_{P2} - L_{buc}/2} \quad (30)$$

$$L_{P1} = 0 \quad (31)$$

$$L_{P2} = h(1 - M_{sy}/M_{bot}) \quad (32)$$

さらに、図-4の曲率分布を二階積分することで終局変位 δ_u は次式で算定できる。

$$\delta_u = \left\{ \phi_{bot} L_{P1}(3h - L_{P1}) + \phi_a L_P(3h - L_{P1} - L_P) + \phi_{sy}(h - L_{P1})(2h - L_{P1} - L_P) \right\} / 6 \quad (33)$$

以上より、図-3の終局ひずみの算定フローと式(33)

表-1 FEM解析との比較による提案手法の妥当性の検討

	H形鋼寸法※ $H_s \times B_s \times t_w \times t_f$ (mm)	せん断 スパン h (mm)	軸力比 N/N_p	幅厚比 b/t_f	終局変位(mm)		座屈長(mm)		塑性化長さ(mm)	
					提案 手法	FEM 解析	提案 手法	FEM 解析	提案 手法	FEM 解析
Case 1	300×240×15×20	1500	0	6.0	109	108	237	210	405	420
Case 2	300×300×15×20	1500	0	7.5	71	72	284	210	334	390
Case 3	300×300×15×15	1500	0	10.0	38	54	273	210	276	330
Case 4	300×300×10×12	1500	0	12.5	24	35	240	180	230	300
Case 5	300×240×15×20	1500	0.1	6.0	82	80	237	210	475	450
Case 6	300×300×15×20	1500	0.1	7.5	56	56	284	240	409	390
Case 7	300×300×15×15	1500	0.1	10.0	35	35	273	210	363	330
Case 8	300×300×10×12	1500	0.1	12.5	26	20	266	240	319	300
Case 9	300×240×15×20	1500	0.2	6.0	71	45	237	200	539	450
Case 10	300×300×15×20	1500	0.2	7.5	48	40	284	270	472	420
Case 11	300×300×15×15	1500	0.2	10.0	31	25	273	270	433	390
Case 12	300×300×10×12	1500	0.2	12.5	24	20	266	240	385	360
Case 13	300×300×15×20	2250	0.1	7.5	93	90	284	270	568	510
Case 14	300×300×15×20	3000	0.1	7.5	141	144	284	300	726	630
Case 15	300×300×15×20	1500	0.1	7.5	77	90	150	150	464	480
Case 16	300×300×15×15	1500	0.1	10.0	33	40	150	150	374	360
Case 17	300×300×10×12	1500	0.1	12.5	21	20	150	150	321	300

※H形鋼寸法：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

Case 1～12：軸力比および幅厚比を変化させる． Case 6, 13, 14：せん断スパン比を変化させる．

Case 15～17：かぶり剥落長 L_{spall} を150mmとする．

の終局変位算定式を用いることで，H形鋼の局部座屈発生点に対応したSRC柱の終局変位 δ_u ，フランジの座屈長 L_{buc} および塑性化長さ L_p が算定できる．

(3) 提案手法の妥当性の検討

図-1のFEM解析との比較により，提案手法の妥当性を検討する．ここでは，終局変位の比較に加えて，フランジの座屈長や塑性化長さにも着目することで，図-2や図-4のモデル化の妥当性も検討する．表-1に示す著者ら⁴⁾のSRC供試体の諸元(断面寸法 500mm×500mm，せん断スパン1500mm)を基にした17体のH形鋼の座屈解析を行った．これらの諸元は，SRC橋脚の施工調査報告¹⁾や施工事例^{10),11)}などを参考に，フランジ幅厚比 b/t_f を6.0～12.5，軸力比 N/N_p を0～0.2，SRC柱のせん断スパン比を3.0～6.0に変化させた．

解析で用いた鋼材の降伏応力 σ_y は300MPa，初期剛性 E は200,000MPa，降伏後の剛性 E_t は初期剛性 E の1/100，ポアソン比 ν は0.3とした．FEM解析での荷重パターンは正負で1回の交番荷重とし，座屈頂部(たわみ w が最大となる点)に作用する圧縮応力の低下が開始する荷重ステップでの最大変位点を終局点とした．また，FEM解析でのフランジの座屈長は，座屈後の変形図から確認される座屈頂部に着目し，柱基部から座屈頂部までの長さの2倍とした．

全17体のH形鋼に対するFEM解析と提案手法の終局変位の比 $\delta_{u,FEM}/\delta_u$ は，平均値が1.00，変動係数が22%となった．また，フランジの座屈長の比 $L_{buc,FEM}/L_{buc}$ は，平均値が0.87，変動係数が11%となり，塑性化長さの比 $L_{p,FEM}/L_p$ は，平均値が0.98，変動係数が13%であった．以上より，提案手法は，前述の諸元の範囲内においては，フランジ幅厚比，軸力比，せん断スパン比，およびかぶり剥落長の値に対して算定精度に大きな偏りはなく，終局ひずみの算定に前記のFEM解析とは異なる仮定3)～5)を設けた場合にもFEM解析と同等の解を得ることができた．特に，提案手法は，フランジ幅厚比 b/t_f の増加に伴い辺長比 L_{buc}/b が小さくなることや，座屈長や塑性化長さについても妥当な評価が得られるなど，提案する図-2の座屈解析モデルや図-4の曲率分布のモデル化によりSRC構造におけるH形鋼の座屈性状が良好に再現できることが示された．

なお，かぶり剥落範囲でのフランジ外側のコンクリートによる鉄骨の座屈抑制効果を見逃した提案モデルでは，軸力比やフランジ幅厚比が表-1よりも大きい諸元に対して，参考文献3)を用いたかぶり剥落時変位よりも小さな終局変位を算定する場合がある．このような諸元では，かぶり剥落と同時にH形鋼の局部座屈が生じると考え，参考文献3)を用いて得られるかぶり剥落時変位を終局変位とする．

表-2 実験結果との比較による提案手法の妥当性の検討

		終局変位 ^{※1} (mm)	座屈長 (mm)	塑性化長さ (mm)	かぶり剥落長 (mm)	鋼材の伸び出し の影響(mm)
No.1S ⁴⁾ ($b/t_f=6.7$)	提案手法	89	192	321	378	18
	FEM解析	99	175	350		
	実験結果	143	200	250		
No.3S ⁴⁾ ($b/t_f=8.3$)	提案手法	98	125	345	125	24
	FEM解析	124	125	390		
	実験結果	123	100	350		
No.4S ⁴⁾ ($b/t_f=8.3$)	提案手法	74	237	308	378	24
	FEM解析	88	175	325		
	実験結果	106	200	350		
No.2 ⁵⁾ ($b/t_f=5.5$)	提案手法	121	66	1165	189	14
	実験結果	150	—	—	150 ^{※2}	—

※1 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の計測値)を含む。

ただし、No.3S では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⁴⁾。

※2 実験時に確認されたかぶり剥落時の剥落長⁵⁾

3. SRC柱の正負交番載荷実験の再現解析

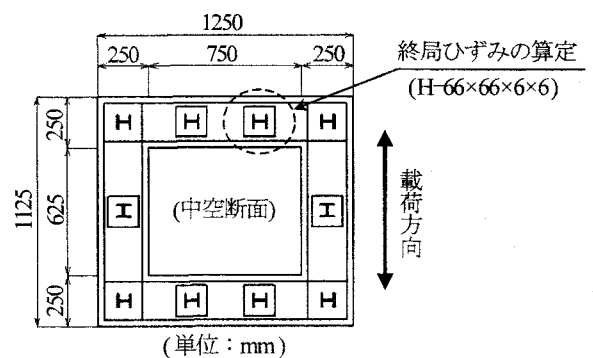
(1) 充腹形鉄骨構造への適用

著者ら⁴⁾のNo.1S, No.3S, No.4S供試体では、かぶり剥落後にH形鋼の局部座屈が目視で確認された。供試体に用いられるH形鋼は、SS400のH形鋼(H-300×300×10×15)のフランジ幅を切断することでフランジ幅厚比 b/t_f を変化させており、軸力は載荷されていない。

また、正負交番載荷実験との比較を行う際には、フーチングからの鋼材の伸び出しによる回転変位を考慮する必要がある。著者ら⁴⁾の正負交番載荷実験では、柱基部に鉛直変位計を設置することでフーチングからの鋼材の伸び出しによる回転変位を計測している。しかし、かぶり剥落後の交番載荷では、鉛直変位計による計測が行えなかったことから、鉄道標準¹⁾を参考に、かぶり剥落後は鋼材の伸び出しによる回転変位は増加しないとの仮定を設けた⁴⁾。

解析による終局変位、フランジの座屈長、塑性化長さ、およびかぶり剥落長と実験結果の比較を表-2に示す。なお、表-2には、FEM解析の結果も併せて示す。ここで、表-1の実験結果に示される終局変位は、H形鋼の局部座屈が目視により確認された載荷ステップでの正側の最大変位とし、フランジの座屈長とかぶり剥落長は目視により判断した。また、塑性化長さは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である。

表-2より、提案手法はいずれの供試体に対しても、実験で観察されたH形鋼の座屈発生時変位を過小評価した。これらの終局変位の比較では、i)解析では終局時のフーチングからの鋼材の伸び出しの影響を過小に評価している、ii)実験時のH形鋼の座屈発生点は、フランジ外側のコンクリートが剥落することではじめて目視により

図-5 鉄骨鉄筋併用構造の断面諸元⁹⁾

確認されることから数ステップ程度の誤差が含まれることが予想される、などを考慮すると、提案手法は実験結果を妥当に評価したものと考えられる。

(2) 鉄骨鉄筋併用構造への適用

前記の靱性能評価法の導出やその妥当性の検討は、断面の中心部にH形鋼を配置した充腹形鉄骨構造のSRC柱を対象としていた。一方で、大型断面の高橋脚などでは、軸方向鉄筋の代わりにH形鋼を配置した鉄骨鉄筋併用構造が採用されている¹⁰⁾。既往の鉄骨鉄筋併用構造のSRC柱の正負交番載荷実験⁵⁾でも、かぶり剥落後にH形鋼の局部座屈と破断がほぼ同時に生じることで脆性的に耐力を失うことが報告されており、鉄骨鉄筋併用構造のSRC柱でも、H形鋼の局部座屈を終局とすることが妥当であると考えられる。大野・芦達ら¹²⁾は、鉄骨鉄筋併用構造のSRC柱の一軸圧縮試験を行っており、参考文献12)で報告されている損傷状況の写真では、充腹形のSRC柱と同様の3辺固定支持によるH形鋼フランジの局部座屈が示されている。著者らの提案手法は、コンクリート内部に埋め込まれたH形鋼のフランジ要素に着目した座屈解

析により終局ひずみを算定することから、提案手法を鉄骨鉄筋併用構造にも適用することで、この構造形式でのH形鋼の局部座屈性状も再現可能であると考えられる。東・福井ら⁹⁾はRC柱と鉄骨鉄筋併用構造のSRC柱(H形鋼または鋼管を使用)の正負交番載荷実験を3体行い、これらの損傷過程と荷重-変位関係との対応を検討している。そこで、H形鋼の座屈発生点が明記されている東・福井らのNo.2供試体の再現解析を行うことで、提案手法の鉄骨鉄筋併用構造への適用性を検討する。

東・福井らのNo.2供試体の断面諸元を図-5に示す。せん断スパンは3600mmであり、12MPaに相当する軸力が載荷されている。終局ひずみの算定は、断面の周辺部に配置されたH形鋼(H-66×66×6×6)に対して図-3の算定フローを用いる。一方で、断面の釣合い計算による図-4の曲率分布および終局変位の算定では、最外縁に配置される4本のH形鋼の総断面積を A_f 、圧縮側と引張側に配置されるH形鋼の中心間距離を d' (=875mm)として、式(12)~(33)を用いた。なお、東・福井ら⁹⁾の供試体は中間帯鉄筋に代わりスパイラル筋を用いていることから、著者らの提案手法³⁾によりかぶり剥落長を評価することができない。そこで、図-3の算定フローで用いるかぶり剥落長 L_{spall} は実験結果を基に定めた。

なお、鉄骨鉄筋併用構造のSRC柱の研究例は極めて少なく、フーチングからの鋼材の伸び出しの影響を評価する手法やその実験データはない。鉄道標準¹⁾では、充腹形のSRC柱での鋼材の伸び出しの影響を評価する算定式が提示されており、ここでは、i)降伏時の鋼材の伸び出しの影響は解析値と実験値が整合するように定める、ii)鉄道標準の評価式を鉄骨鉄筋併用構造にも適用することでかぶり剥落時の鋼材の伸び出しの影響を評価する、iii)かぶり剥落後は鋼材の伸び出しによる回転変位は増加しない、との仮定を設けることで、鉄骨鉄筋併用構造での鋼材の伸び出しの影響を考慮した。

参考文献5)には、座屈長などに関する詳細な記述がないため、実験結果と解析結果による終局変位のみを表-2に示す。提案手法を用いて算定される終局変位は、上記iii)の仮定により終局時の鋼材の伸び出しの影響を過小に評価していることを考慮すると、著者らの充腹形のSRC柱と同程度の精度で実験結果を妥当に再現したものと判断される。

4. まとめ

本研究では、H形鋼の局部座屈を終局としたSRC柱の靱性能評価法に関する解析的検討を行った。本研究により得られた結論を以下に示す。

1) SRC柱にて生じるH形鋼の座屈形状に着目して、3辺固定-1辺自由の支持条件を仮定したH形鋼フランジの座

屈解析モデルを提示した。さらに、座屈発生時のフランジ要素のエネルギーの釣合いを考慮することで、座屈発生点に対応した終局ひずみを定式化した。

2) 終局時の部材長さ方向の曲率分布をモデル化することで、上記1)で得られる終局ひずみを用いた終局変位算定式を導出し、提案手法とFEM解析との比較を行った。その結果、フランジ幅厚比6.0~12.5、軸力比0~0.2、せん断スパン比3~6の範囲において、提案手法はFEM解析と同等の終局変位、フランジの座屈長および塑性化長さを得ることができた。

3) 上記2)の手法を用いて、4体のSRC柱の正負交番載荷実験の再現解析を行った。その結果、提案手法は、充腹形鉄骨構造と鉄骨鉄筋併用構造のいずれの実験結果に対しても、H形鋼の座屈発生時変位を安全側に評価した。また、提案手法は、フランジの座屈長や塑性化長さも良好に再現することができた。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，1999。
- 2) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)，日本建築学会，1997。
- 3) 内藤英樹，秋山充良，高田真人，清水真介，洪起男，鈴木基行：正負交番荷重を受けるSRC柱の塑性曲率分布のモデル化および軸方向鉄筋の座屈に着目した靱性能評価，構造工学論文集，Vol.51A，pp.1415-1424，2005。
- 4) 内藤英樹，白濱永才，高田真人，鈴木基行：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，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，pp.1219-1224，2005。
- 5) 東邦和，福井次郎，橋本万多良，長澤保紀，原夏生：スパイラル筋を用いたSRC橋脚構造の耐震性能，第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.193-196，1998。
- 6) 吉田博：H型鋼柱の局部座屈と曲げ座屈の連成座屈強度，土木学会論文報告集，No.243，pp.19-32，1975。
- 7) 例えば，川島一彦，長谷川金二，長島博之，小山達彦，吉田武史：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力照査法の開発に関する研究，土木研究所報告第190号，建設省土木研究所，1993。
- 8) 加藤勉，中尾雅躬：局部座屈に支配されるH形断面鋼部材の耐力と変形能力，日本建築学会構造系論文報告集，No.458，pp.127-136，1994。
- 9) 鈴木敏郎，元結正次郎，内山政彦：鉄骨コンクリート部材の曲げせん断応力下における塑性変形能力に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.484，pp.141-148，1996。
- 10) 例えば，田中康嗣，畔上裕行，福井次郎：「ハイブリッド中空高橋脚工法」による洞泉橋下部工の施工，コンクリート工学，Vol.41，No.3，pp.41-45，2003。
- 11) 例えば，鉄道総合技術研究所：SRC設計計算例-SRC門形ラーメン橋脚，研友社，1989。
- 12) 大野一昭，芦達拓哉，井上正巳，篠田佳男：中間帯鉄筋に代えてスパイラル筋を用いたSRC構造の柱圧縮試験，第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.139-142，1998。