鋼繊維補強セメント系複合材料を用いた鋼構造柱脚とその変形特性

—せん断破壊力学モデルを用いた接合部の変形評価—

COLUMN BASE SYSTEM OF STEEL STRUCTURES EMPLOYING STEEL FIBER REINFORCED CEMENTITIOUS COMPOSITE AND DEFORMATION CHARACTERISTICS

—Evaluation of joint-deformation based on mechanical model for shear failure—

金子佳生*1, 三橋博三*2, 大作亮平*3

Yoshio KANEKO, Hirozo MIHASHI and Ryohei OSAKU

The objective of this paper is to develop a joint-spring model at a simple column base in steel structures to identify the deformation characteristics of the framing system. The column base is encased by filling steel fiber reinforced cementitious composites. A mechanical model for the macroscopic shear failure of concrete is applied to the joint-configuration. Based on the numerical simulation by the mechanical model, a joint-spring model is developed and applied to the structural experiments under cyclic loading. It is concluded that the prediction with the joint-spring model gives relatively a good agreement with the deformation characteristics observed in the experiments.

Keywords: Steel fiber reinforcement, Cementitious composite, Column base system, Steel structure, Mechanical model, Joint-spring model

鋼繊維補強、セメント系複合材料、柱脚、鋼構造、力学モデル、接合部バネモデル

1. はじめに

建築基準法改正に伴い、法規上規定される性能を満足すれば、性能レベルは特定されるものではなく、高い性能レベルから法規上規定される性能レベルまで、さまざまな性能レベルの設定が考えられる。そのため、材料、部材、架構の挙動を総合的に評価し、これまで以上に強度から変形制御に重点を置くことが想定される。また、構造システムの変形性能を定量的に評価することにより、複雑なものから簡便なものまで種々の構工法の実現が期待される。

本研究は、これまで変形制御に重点をおいた設計を実現するため、鋼繊維補強セメント系複合材料 (Steel Fiber Reinforced Cementitious Composites: SFRCC) による鋼構造柱梁接合部の開発を取り上げ、その変形特性を評価する手法を構築した²⁾。本稿では、新たな構造システムとして、鋼構造柱脚部に SFRCC を適用した簡易柱脚³⁾に対し、柱梁接合と同様に柱脚部の変形特性に関する評価手法を論じる。本簡易柱脚は、SFRCC の高強度・高靱性な材料特性、及び鉄筋との高い付着力⁴⁾を活用し、鋼柱とコンクリート基礎を接合したものであり、柱脚接合部頂部上端レベルを床面以下とすることにより、施工性の向上のみならず、柱脚部によって失われていた建築スペースを有効利用出来るという特徴を持つ。図 1(a)に、柱脚接合部高さ/柱せい比(ℓ/D)が 1.0 の本簡易柱脚と、通常の埋込み柱脚及び根巻き柱脚との概念的な比較を示す。文献⁵⁾では、柱脚接合部に特別な補強筋を施さずベースプレートと基礎部を機械的に結合しない

試験体(基本モデル)と、柱脚接合部に Stapler 筋とアンカーボルトを施した試験体(応用モデル)に対し、その力学特性を実験的に検討している(図 2 参照)。本簡易柱脚を実用化するためには、柱脚接合部の耐荷機構と変形特性を適切に評価し、本簡易柱脚の変形性状が架構全体の挙動に与える影響を明らかにする必要がある。

本簡易柱脚の耐荷機構の特徴として、図 1(b)に示すように、根巻き柱脚($\ell/D > 2.5$)の耐荷機構を成立させている根巻き部分のコンクリート圧縮斜材⁶⁾に対し、本簡易柱脚では低い柱脚接合部高さのため、水平成分が卓越した力の伝達機構が成立していると考えられる。そのため、柱脚接合部の変形特性が水平断面内での耐荷機構に大きく影響されることに着目し、図 1(a)(c)に示すように柱脚接合部の部分要素(厚さ b)を取り出し、上部からの水平荷重に対し、柱脚接合部を介した鋼柱とコンクリート基礎の相対変位より接合部バネモデルを構築する。予備検討では、基本モデルの試験体に対し、図 1(c)に示す耐荷機構に基づき 2 次元平面問題とした非線形有限要素法解析を行い、その結果を用いた線材解析により柱脚変形特性の評価が可能なことを示した⁸⁾。本稿では、この予備検討に加え、応用モデルに対し同様な非線形有限要素法解析を行い、図 1(c)に示す部分要素の損傷領域を確認する。次にせん断破壊力学モデル⁷⁻¹⁰⁾を用いて接合部バネモデルとして非線形モデルと、より簡易な評価が可能な等価線形モデルを構築し、部材実験³⁾に対し、それを用いた線材解析を行いその妥当性を検証する。

*1 東北大学大学院工学研究科 助教授・Ph. D.

*2 東北大学大学院工学研究科 教授・工博

*3 東北大学大学院工学研究科 博士前期課程
(現 YKK AP ㈱)

Assoc. Prof., Tohoku University, Graduate School of Engineering, Ph. D.

Prof., Tohoku University, Graduate School of Engineering, Dr. Eng.

Tohoku University, Graduate School of Engineering
(YKK AP Inc.)

図1 SFRCCを用いた簡易柱脚の概要とその耐荷機構

2. 簡易柱脚実験の概要

図2に試験体形状と載荷方法を、表1に試験体概要を、表2に柱脚接合部のセメント系材料物性をそれぞれ示す。表中のSFRCC-1からSFRCC-3は基材としてDensitセメント¹⁰⁾を用いて水結合材比を0.20、砂結合材比を1.353としたもの、PSFRCCは早強ポルトランドセメントを用いて水結合材比を0.28、砂結合材比を1.54としたものである。全材料とも、鋼繊維(直径0.4φ×長さ12mmのストレートファイバ、引張強度=1350N/mm²、密度=7.85g/cm³)を用い、混入率は体積比6%としている。試験体は基本モデルと応用モデルの2つに大別され、比較のために埋込み柱脚試験体(EMB-H)についても実験を行っている。ここで基本モデルの接合部高さ $\ell=50\text{mm}$ のSFR50-H試験体は、実験において接合部とコンクリート基礎の境界で顕著な離間が発生したため、図1に示す力の伝達機構が十分に成立していないと考え、後述する接合部バネモデルの対象外とする。なお、実験の詳細は文献⁹⁾を参照されたい。

表1 試験体概要

試験体	ℓ (mm)	ℓ/D	鋼柱	柱脚接合部の材料	補強法
埋込み柱脚 EMB-H			H		
基本モデル	SFR100-H	100	1.0	H	SFRCC-1
	SFR50-H	50	0.5	H	
	SFR100-BOX	100	1.0	BOX	
応用モデル1	SFR100AS-H	100	1.0	H	SFRCC-2
	SFR50AS-H	50	0.5	H	
	SFR100S-BOX	100	1.0	BOX	
応用モデル2	SFR150AS-H	150	1.5	H	SFRCC-3
	SFR150S-BOX	150	1.5	BOX	
	PSFR100AS-H	100	1.0	H	PSFRCC
	PSFR50AS-H	50	0.5	H	

H: H-100×100×6×8 (降伏点 368N/mm²)、BOX: □-100×100×6 (降伏点 394N/mm²)

A: アンカーボルト補強、S: Stapler 補強筋

表2 柱脚接合部のセメント系材料物性

	圧縮強度 f_c (N/mm ²)	引張強度 f_t^* (N/mm ²)	弾性係数 E_c (kN/mm ²)	破壊エネルギー G_F^{**} (N/mm)
SFRCC-1	61.4	9.0	41.6	6.63
SFRCC-2	64.8	15.9	42.4	6.63
SFRCC-3	68.9	14.6	42.2	6.63
PSFRCC	58.1	11.7	40.6	6.63

* 割裂強度を用いた回帰式より算定¹⁰⁾、** 繊維混入量を用いた回帰式より算定¹⁰⁾

3. 有限要素法解析を用いた損傷領域の確認

SFRCC 接合部を介した鋼柱とコンクリート基礎との相対変位をせん断破壊力学モデルを用いて評価するために、部分要素の損傷領域を有限要素法解析により確認する。解析は有限要素法プログラム ATENA¹⁰⁾により四角形平面応力要素を用いて行った。筆者らがこれまでの解析的研究^{9), 14)}で信頼性の高い解が得られた材料モデルを用い、2軸応力場に対して Kupfer の2軸強度包絡線¹⁵⁾により有効強度を評価し、平面応力場でのポアソン効果を取り除いた等価1軸応力-ひずみ関係¹⁶⁾に近似し、ひび割れた要素に対し Kolleger らの圧縮強度低減係数¹⁷⁾を適用し、載荷点変位制御に対し Newton-Raphson 法による収斂計算で解を得た。なお、SFRCC の構成則はプログラムの制約より採用した線形圧縮軟化モデル⁹⁾を除き、後述するせん断破壊力学モデルと同じである。

3.1 解析モデル

図3に部分要素の解析条件を示す。部分要素は厚さ $b=10\text{mm}$ とし、メッシュの寸法は5mmを基本とし、支持条件は内部の主な耐荷機構が、主筋とフープ筋に囲まれたコア内で起こっていると考え、載荷方向と平行なフープ筋線を支持位置とした⁹⁾。この考えは、その低い接合部高さのため、基礎に定着された主筋の変形が小さく、四隅

図2 簡易柱脚の試験体形状と載荷方法

の主筋とそれらを接続するフープで囲まれた領域内の鋼柱周辺に損傷が集中していることが実験からも観察されており、さらに文献⁹⁾において同じ条件に対し実験結果と整合する結果が得られていることから、マクロなバネモデルの構築を目指す本論文では採用したが、破壊領域とその特性については今後の詳細な研究が必要と考える。また実験⁹⁾では載荷によって鋼柱とSFRCCとの離間が確認されたため、隣接する要素間の離間を再現するインターフェース要素を、鋼柱とSFRCCの境界のうち、図3に示す位置に設置した。インターフェース要素の特性は、引張力とせん断力を伝達せず、圧縮力のみ伝達するものとした。また、鋼柱は文献⁹⁾で実験に対し良好な評価を与えた解析条件に基づき剛体モデルとし、鋼柱中央位置を載荷点とした。フープ筋及びStapler筋の断面積は、柱脚接合部に高さ方向に均等に分布するものとして評価した。解析では、表2に示す材料物性を用い、鉄筋は完全弾塑性モデルとし弾性係数(E_s)と降伏応力(f_y)を、それぞれ200kN/mm²と365N/mm²とした。

図3 部分要素の解析条件

3.2 解析結果

図4に有限要素法解析による接合部高さ100mmの試験体の最大荷重時近傍のひび割れ変形状況を示す。各有限要素位置にひび割れ線を表記し、その方向は、回転ひび割れモデルのため最大主ひずみ方向と直交方向、その太さはひび割れ幅の大きさに応じて示し、長さは全て同じとなっている。図中、インターフェース要素位置で鋼

図4 部分要素内のひび割れ変形状況

柱とSFRCCの離間が確認出来る。図より、鋼柱形状に関わらず、図1(c)と同様に部分要素コア内の損傷領域にひび割れが分散したせん断損傷場が確認できる。

4. せん断破壊力学モデルを用いた接合部バネモデル

4.1 損傷領域のモデル化

図1(c)に示す損傷領域内のSFRCCと鋼柱及び鉄筋の力の釣合い機構は、先の有限要素法解析結果からも明らかなように、直接せん断により一様に分散する損傷場に類似している。そのため、本稿では、コンクリートの直接せん断試験の破壊挙動を定量化するために構築されたせん断破壊力学モデル⁹⁾を本簡易柱脚の部分要素に適用する。ここでは、図4のせん断損傷領域におけるひび割れ挙動を再現した図3の境界条件及び載荷条件と整合するように、部分要素内で発生するSFRCCのせん断破壊が図5(a)に示すように鋼柱と主筋及びフープ筋の間の領域に発生するとし、部分要素内の破壊挙動を評価する。

複数の微視的ひび割れが発生する損傷領域は、図5(b)に示すように1本の巨視的仮想せん断ひび割れとして評価する。微視的ひび割れは、図5(c)及び以下のように斜めひび割れ群としてモデル化する。なお、モデル化の詳細は文献⁹⁾を参照されたい。

- (1) 損傷領域内において微視的ひび割れ群がモードI型ひび割れとして主応力軸上に発生し、一定の傾きをもって一様に分布するせん断損傷領域を形成する。
- (2) 微視的ひび割れは、圧縮ストラットを形成しながら、モードI型で主応力軸に添って回転する。
- (3) 微視的ひび割れの引張りひずみと微視的ひび割れ間のストラットの圧縮ひずみが連続的に増加し、ストラットの最大応力時の圧壊によりせん断軟化が開始される。このせん断損傷領域のひずみを巨視的仮想せん断ひび割れのせん断すべり変位として評価する。

以下にせん断破壊力学モデルを用いて柱脚の接合部バネモデルを構築し、さらに簡便な手法として等価線形バネモデルを定式化する。

4.2 せん断破壊力学モデル

損傷領域のひび割れたSFRCC要素は、式(1)に示す釣合い条件、及び適合条件で定式化する。ここでは、平均化された応力とひずみが一様に分布すると仮定する。図5(c)に示すように斜めひび割れの発生後、一連の斜めストラットがc方向に形成される。SFRCC要素はストラット方向に圧縮応力 σ_c のみ持ち、直交するt方向に引張応力 σ_t のみ持つ。そのためひび割れたSFRCC要素に添ったせん断応力 τ_{ct} はゼロとなる。このように、 σ_c と σ_t は常にこのシステムの主応力となる。

x方向の鉄筋比を ρ_x 、鉄筋応力を σ_{sx} とすると、図5(c)に示す角度 θ で関係付けられるSFRCC要素のx-y座標とc-t座標における平均応力、及び平均ひずみの変換は下式となる。なお、鉄筋比 ρ_x は、柱脚接合部のx方向フープ筋、及びx方向Stapler筋を考慮したものである。

$$\sigma_x = \sigma_c \cos^2 \theta + \sigma_t \sin^2 \theta + \rho_x \sigma_{sx} \quad (1a)$$

$$\sigma_y = \sigma_c \sin^2 \theta + \sigma_t \cos^2 \theta \quad (1b)$$

図5 部分要素内の損傷領域におけるせん断破壊挙動のモデル化 (1/2 モデル)

$$\tau_{xy} = (\sigma_c - \sigma_t) \sin \theta \cos \theta \quad (1c)$$

$$\varepsilon_x = \varepsilon_c \cos^2 \theta + \varepsilon_t \sin^2 \theta \quad (1d)$$

$$\varepsilon_y = \varepsilon_c \sin^2 \theta + \varepsilon_t \cos^2 \theta \quad (1e)$$

$$\gamma_{xy} = 2(\varepsilon_c - \varepsilon_t) \sin \theta \cos \theta \quad (1f)$$

ひび割れた SFRCC 要素の主ひずみは、引張ひずみに支配される破壊進行過程を評価するため、せん断軟化挙動を良好に評価した以下の主ひずみ比モデル v_a により関係付けられる¹⁰⁾。

$$v_a = \left| \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_t} \right| = 0.2 \quad (2)$$

SFRCC の引張構成モデルは図 6(a)に示すように、軟化域で破壊エネルギーを評価¹²⁾した式(3)で定式化する。

$$\sigma_t = E_c \varepsilon_t \quad : \varepsilon_t \leq \varepsilon_{cr} \quad (3a)$$

$$\sigma_t = \alpha f_t \left(\frac{\varepsilon_{tu} - \varepsilon_t}{\varepsilon_{tu} - \varepsilon_{cr}} \right) \quad : \varepsilon_{cr} < \varepsilon_t \quad (3b)$$

$$\varepsilon_{cr} = \frac{f_t}{E_c}, \quad \varepsilon_{tu} = \frac{f_t}{E_c} + \frac{w_t^{cr2}}{h}, \quad h = \frac{W_{da}}{5} \quad (3c, d, e)$$

$$\alpha = \frac{2G_F}{1.5f_t w_t^{cr1}}, \quad w_t^{cr2} = 2w_t^{cr1} = 2.0\text{mm} \quad (3f, g)$$

式中、 f_t は引張強度、 E_c は弾性係数、 ε_{cr} は引張強度に対応した規準ひずみ、 α は強度低下係数、 h は微視的ひび割れ間距離(図 5(c)参照)、 G_F はひび割れ開口変位 w_t^{cr1} (1mm) までの破壊エネルギー、 w_t^{cr2} は限界ひび割れ開口変位をそれぞれ示す。

SFRCC の圧縮構成モデルは図 6(b)に示すように、ピーク前のパラボラ形状圧縮構成モデルと、せん断軟化特性を良好に評価したストラットの圧縮軟化モデルとして式(4)で定式化する¹⁰⁾。

$$\sigma_c = \frac{f'_c}{\lambda} \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right] \quad : |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{co}| \quad (4a)$$

$$\sigma_c = \frac{f'_c}{\lambda} \quad : |\varepsilon_{co}| < |\varepsilon_c| \quad (4b)$$

$$\lambda = 0.8 + 0.34 \left| \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_{co}} \right| \geq 1.0, \quad \varepsilon_{co} = \frac{2f'_c}{E_c} \quad (4c, d)$$

式中、 f'_c は圧縮強度、 ε_{co} は圧縮強度に対応した規準ひずみ、 λ はストラットの圧縮軟化パラメータをそれぞれ示す。

鉄筋の応力-ひずみ関係は式(5)に示すように完全弾塑性モデルとする。

$$\sigma_{sx} = E_s \varepsilon_{sx} \quad : \varepsilon_{sx} \leq \varepsilon_{fy} \quad (5a)$$

$$\sigma_{sx} = f_y \quad : \varepsilon_{sx} > \varepsilon_{fy} \quad (5b)$$

$$\varepsilon_{fy} = \frac{f_y}{E_s} \quad (5c)$$

式中、 E_s 、 ε_{fy} 、 f_y は、それぞれ鉄筋の弾性係数、降伏ひずみ、降伏応力を示す。なお、降伏後の除荷勾配は弾性係数 E_s を用いる。

図6 SFRCC の構成則

図7 せん断破壊力学モデルの解析フロー

図5に示す荷重 P は、せん断力 Q_y を用いて式(6a,b)により算定する。また、損傷領域に生じる相対変位 δ_y は、巨視的仮想せん断ひび割れのせん断すべり変位として式(6c)により算定する。

$$Q_y = \tau_{xy} b L_{da}, \quad P = 2Q_y, \quad \delta_y = \gamma_{xy} W_{da} \quad (6a, b, c)$$

式中、 L_{da} 、 W_{da} 、 b は、それぞれ損傷領域の長さ、幅、及び部分要素厚さを示す(図5及び図1(a)参照)。

以上より、図7に示す解析フローを用いて柱脚接合部の水平バネを構成する P と δ_y を評価する。なお、本解析では、損傷領域における x 方向の外部拘束力はないため、式(1a)の σ_x は常に0となる。ここで構築された水平バネは非線形バネモデルであり、後述するように多直線近似曲線として架構解析に適用できるが、これまで述べたせん断破壊力学モデルを用いた解析が必要となる。これに対し、より簡便なバネ評価モデルとして、次に等価線形バネモデルを定式化する。

4.3 等価線形バネモデルの定式化

先述した接合部のバネ評価という非線形問題を材料特性と接合部の幾何形状のみから算定できる関数で示すことは、本簡易柱脚の実用化において重要な意義を持つ。ここでは、文献²⁾と同様に、最大荷重時割線剛性を用いた等価線形バネモデルを定式化する。図8(a)に、SFR100AS-H試験体の水平バネ構築において、せん断破壊力学モデルで評価された構成則の応答(引張ひずみ・応力関係)を示す。なお、解析における各材料物性及び損傷領域寸法($W_{da}=50\text{mm}$ 、 $L_{da}=200\text{mm}$ 、 $b=10\text{mm}$)は、有限要素解析で用いた値と同じである。図より明らかなように、最大荷重時(τ_{xy} 最大時)割線剛性を導く上で、次の条件が設定できる²⁾：「荷重が最大値に達する時は、ストラットの圧縮応力 σ_c がピーク値となる」。この条件に基づき、以下の定式化を行う。なお、引張応力・ひずみ場を正值、圧縮応力・ひずみ場を負値として評価するため、 σ_c 、 f'_c 、 ε_c 、 ε_{co} は負値(<0.0)とする。

$x = -\varepsilon/\varepsilon_{co}$ (>0.0)として、式(4a)に、式(2)、(4c)を代入すると、次の方程式が得られる。

$$0.8\sigma_c + 0.34\sigma_c x - 0.4f'_c x + 0.04f'_c x^2 = 0.0 \quad (7)$$

σ_c がピーク値(極小値)をとる x を求める条件は下式となる。

$$\frac{d\sigma_c}{dx} = 0.0, \quad \frac{d^2\sigma_c}{dx^2} > 0.0 \quad (8a, b)$$

式(7)を x で微分すると、下式が得られる。

$$0.8 \frac{d\sigma_c}{dx} + 0.34\sigma_c + 0.34x \frac{d\sigma_c}{dx} - 0.4f'_c + 0.08f'_c x = 0.0 \quad (9)$$

$$0.8 \frac{d^2\sigma_c}{dx^2} + 2 \times 0.34 \frac{d\sigma_c}{dx} + 0.34x \frac{d^2\sigma_c}{dx^2} + 0.08f'_c = 0.0 \quad (10)$$

式(7) (8a)より、式(9)は以下となる。

$$0.0136f'_c x^2 + 0.064f'_c x - 0.32f'_c = 0.0 \quad (11)$$

σ_c が極小値をとる時の $x(=x^cr)$ は以下のように得られる。

$$x^cr = -\frac{\varepsilon_i^cr}{\varepsilon_{co}} = 3.0383 \approx 3.0 \quad (12)$$

なお、式(12)を式(10)に代入すると、以下に示すように、式(8b)が満足される。

$$\frac{d^2\sigma_c}{dx^2} = -\frac{0.08f'_c}{0.8 + 0.34 \times 3.0} > 0.0 \quad (13)$$

次に、式(12)を式(7)に代入すると下式となる。

$$\sigma_c^{peak} = 0.462f'_c \quad (14)$$

一方、 σ_c が極小値をとる時、図8(a)に示すように引張構成モデル上の応力点(σ)は軟化域にあるため、式(4d)、(12)を式(3b)に代入すると、以下の関係が得られる。

$$\sigma_i^cr = \frac{G_F}{1.5E_c} \left\{ (f_i + 6.0f'_c) \frac{W_{da}}{5} + 2.0E_c \right\} \quad (15)$$

次に $\sigma_x=0.0$ を式(1a)に代入すると、 σ_c が極小値をとる時の $\theta(=\theta^cr)$ が以下のように得られる。

$$\theta^cr = \cos^{-1} \frac{\sigma_i^cr + \rho_x \sigma_{sx}}{\sqrt{\sigma_i^cr - \sigma_c^{peak}}} \quad (16)$$

得られた σ_c^{peak} 、 σ_i^cr 、 $\varepsilon_i^cr(=-3\varepsilon_{co})$ 、 θ^cr 及び式(2)を式(1c)、(1d)に代入すると、最大せん断応力 τ_{xy}^{max} とそれに対応したせん断ひずみ γ_{xy}^{peak} が得られる。

$$\tau_{xy}^{max} = \frac{1}{2} (\sigma_c^{peak} - \sigma_i^cr) \sin 2\theta^cr \quad (17)$$

$$\gamma_{xy}^{peak} = (-0.2\varepsilon_i^cr - \varepsilon_i^cr) \sin 2\theta^cr = 3.6\varepsilon_{co} \sin 2\theta^cr \quad (18)$$

ここで、損傷領域内の鉄筋は、PSFR50AS-H試験体を除いて全て最大荷重時に降伏していたため、ここでは、式(16)の鉄筋応力(σ_{sx})として降伏応力($f_y=365\text{ N/mm}^2$)を用いる。なお、PSFR50AS-H試験体の損傷領域内の鉄筋は、降伏応力の96%とほぼ降伏状態に近く、降伏を仮定しても誤差は少ないと判断する。

式(17)を(6a,b)に代入し、最大荷重 P^{max} は下式となる。

$$P^{max} = 2 \left| \tau_{xy}^{max} \right| b L_{da} = (\sigma_i^cr - 0.462f'_c) b L_{da} \sin 2\theta^cr \quad (19)$$

式(18)を式(6c)に代入し、最大荷重時変位 δ_y^{peak} は下式となる。

$$\delta_y^{peak} = \left| \gamma_{xy}^{peak} \right| W_{da} = -\frac{7.2f'_c W_{da}}{E_c} \sin 2\theta^cr \quad (20)$$

以上より、最大荷重時割線剛性 K_{sc}^{peak} は、下式で算定できる。ただし、 f'_c は負値(<0.0)とする。

$$K_{sc}^{peak} = \frac{P^{max}}{\delta_y^{peak}} = E_c \frac{(0.462f'_c - \sigma_i^cr) b L_{da}}{7.2f'_c W_{da}} \quad (21)$$

図8(b)に SFR100AS-H試験体と鉄筋が100%降伏しなかったPSFR50AS-H試験体に対し、せん断破壊力学モデルから得られた水平バネ(P - δ_y 関係)とその多直線近似曲線、及び式(21)による等価線形バネモデルの比較を示す。ここで、多直線近似曲線とは、せん断破壊力学モデルから得られた P - δ_y 関係に対し、本解析では全ての試験体で最大荷重時変位 δ_y^{peak} が0.6mm近傍のため、 δ_y が1.0mmまで0.2mmごとに、 δ_y が1.0mm以降は1.0mmごとにプロットし多直線で近似した曲線で、非線形バネモデルとする。図より、等価線形バ

ネモデルは 2 試験体ともほぼ同じ剛性を示し、せん断破壊力学モデルによる $P-\delta_y$ 関係の最大荷重点を精度よく通過しており、最大荷重時割線剛性として適切に評価されていることがわかる。この結果は、全ての試験体でその妥当性を確認している。

図 8 構成則の応答と接合部水平バネ

5. 簡易柱脚の線材解析

5.1 柱脚の線材モデル

図 1(a)に示す部分要素に対し構築した柱脚の接合部バネモデルの妥当性を検証するため、部材実験⁹⁾で得られた応答履歴に対し線材解析を行う。図 9 に簡易柱脚の線材モデルを示す。線材モデルは下部コンクリート基礎と一体となる高さ ℓ の剛体(固定端)を設置し、鋼柱と剛体を接続する接合部バネモデルにより構成される。接合部バネモデルは、せん断破壊力学モデル解析で用いた部分要素厚 $b=10\text{mm}$ に対し、1 本の水平バネ($P-\delta_y$ 関係)で接続し、モデル化の対象となる試験体の接合部高さ ℓ に応じた数の水平バネを設置する。なお、接合部バネの鉛直成分と回転成分は自由とする。また、鋼柱は全塑性モーメント到達後、弾性勾配の 1.0% を 2 次勾配とするバイリニア型曲げモーメント・回転角特性を柱脚接合部上端に持つモデルとする。

基本モデルでは図 9(b)に示すように鋼柱の下端支持部はピン接合とする。応用モデルでは図 9(c)に示すように、Stapler 筋による回転抵抗を考慮し、鋼柱の下端支持部に回転バネを設置する。図中、 D_{st} は回転中心から各 Stapler 筋までの距離である。本簡易柱脚では、接合部の損傷が軽微であるためその一体性を考慮し、コンクリート基礎との境界部での大きな回転は生じないと考え、文献¹⁸⁾で示された露出柱脚のバネ評価と異なり、回転中心は鋼柱の中心とし図 9(c)に示すように引張側 4 本の Stapler 筋(長さ $L_a=300\text{mm}$)の伸び変形を回転バネの剛性として評価する。

各 Stapler 筋の降伏曲げモーメント(M_{By})と降伏時回転角(θ_{By})は、下式より評価し、それぞれの完全弾塑性型曲げモーメント・回転角特性を累加して回転バネモデルを構築する。

図 9 接合部バネモデルを用いた線材解析(正加力時)

$$M_{By} = A_{st} f_y D_{st} \quad , \quad \theta_{By} = \frac{\epsilon_f L_a}{D_{st}} \quad (22a, b)$$

式中、 A_{st} は各 Stapler 筋の断面積を示す。

5.2 復元力特性の比較

図 10(a)から図 10(j)に全試験体の荷重・部材角関係の比較を、実験結果、非線形バネモデルと等価線形バネモデルを用いた解析結果、及び文献¹⁸⁾に基づき柱脚接合部の変形を無視し固定柱脚とした場合の解析結果(固定モデル)を用いて示す。部材角は、図 2 と図 9 に示す載荷点の水平変位を基礎上端から載荷点までの高さ $L (=700\text{mm})$ で除した値である。ここで、本簡易柱脚の固定モデルは、基礎上端を固定端とし、比較のために示した埋込み柱脚試験体(EMB-H)の固定モデルは、基礎上端から鋼柱せい D の 1.5 倍下がった位置を固定端とし剛性を評価し、耐力に関しては基礎上端を固定端とした解析結果を併記する。

図より、EMB-H 試験体の固定モデルは、実験の剛性及び耐力を良好に評価していることがわかる。これに対し、簡易柱脚の固定モデルは、実験の剛性を過大評価しており、その差は接合部高さが低いほど顕著となっている。特に、基本モデルの接合部高さ 100mm の試験体と応用モデルの接合部高さ 50mm の試験体に対しては、剛性、耐力とも実験結果を過大評価し、応用モデルの接合部高さ 100mm 以上の試験体に対しては、実験の耐力を過小評価しており、固定モデルを本簡易柱脚に適用することは出来ないことがわかる。

基本モデルの接合部高さ 100mm の試験体では、非線形バネモデルを用いた解析において剛性、耐力とも概ね良好に実験結果を評価し、軟化挙動も実験と整合している。これに対し、等価線形バネモデルを用いた解析では実験で観察されなかった鋼柱の塑性化が発生し、耐力を過大評価している。同様に、応用モデルの接合部高さ 50mm の試験体においても、非線形バネモデルを用いた解析では、剛性、耐力ともに概ね良好に実験結果を評価しているが、等価線形バネモデルを用いた解析では耐力を過大に評価している。これに対し、応用モデルの接合部高さ 100mm と 150mm の試験体では、非線形バネモデル及び等価線形バネモデルとも、実験の剛性、耐力を概ね良好に評価している。これは、等価線形バネモデルにより、接合部の損傷変形が制御され、実験で観察された軟化現象が再現されなかったためである。このため、鋼柱が塑性化する試験体(接合部高さ 100mm 以上の応用モデル)では柱脚接合部の変形が少なく等価線形バネモデルが適用可能であるのに対し、鋼柱が塑性化しない試験体(基本モデルと接合部高さ 50mm の応用モデル)では軟化現象を含む接合部の比較的大きな変形を評価するため、非線形バネモデルを用いる必要がある。

柱脚回転バネの回転中心位置の影響を確認するため、応用モデル SFR100AS-H 試験体と SFR50AS-H 試験体に対し、回転中心を鋼柱の中心とした場合と回転中心を鋼柱の曲げ圧縮外縁とした場合の比較を図 10(k)と図 10(l)に示す。なお、回転中心を鋼柱の曲げ圧縮外縁とした場合は、図 2(b)に示す鋼柱の中心に設置されたアンカーボルト $2-12\phi$ ($f_t=668\text{N/mm}^2$, $\epsilon_f=0.57\%$) の回転抵抗も式(22)に基づき考慮している。図 11 に回転中心位置の違いによる回転剛性モデルの比較を示す。図より、SFR100AS-H 試験体では回転中心を鋼柱の曲げ圧縮外縁とした場合若干剛性が高くなっているが、大きな差異は

図 10 荷重-部材角関係の比較

なく同様な結果が他の接合部高さ 100mm 以上の応用モデルの試験体においても得られている。これに対し SFR50AS-H 試験体では、回転中心を鋼柱の曲げ圧縮外縁とした場合、非線形バネモデル及び等価線形バネモデルとも実験結果を過大評価しており、同様な結果が PSFR50AS-H 試験体においても得られている。これは過大な回転剛性が接合部の非線形変形を抑制したためであり、本接合部バネモデルでは、鋼柱の中心を回転中心とする仮定が妥当と考えられる。

図 11 応用モデルの柱脚回転バネモデルの比較

5.3 履歴モデルに関する考察

全実験結果との比較において、鋼柱の塑性化による紡錘形復元力特性を示した応用モデル(SFR100AS-H 試験体、SFR150AS-H 試験体)と、ポストピークでの安定した耐荷性能を示したが鋼柱の塑性化

には至らず柱脚接合部の非線形な変形挙動によりスリップ形復元力特性を示した応用モデル(SFR50AS-H 試験体、PSFR50AS-H 試験体)に対し、単調載荷時復元力特性を用いて交番載荷に対する履歴モデルの適用性を検討する。図 12 に実験結果と履歴モデルの比較を示す。紡錘形復元力特性を示した試験体では等価線形バネモデルを用いた単調載荷時の復元力特性に対し、鋼材の等方硬化則に基づきモデル化を行う。スリップ形復元力特性を示した試験体では、非線形バネモデルを用いた解析より得た初期剛性(E_0)と最大耐力(P_{max})により履歴包絡線を構築し、最大荷重 P_{max} 到達後の除荷剛性を E_0 とし、荷重が 0 以降の除荷に対しては部材角軸上をスリップしながら原点に向かい、逆載荷方向についても同様の履歴を描くものとしてモデル化する。また、再載荷は原点から目標変位点と最大荷重 P_{max} の交点まで線形関係としている。等価線形バネモデルによる等方硬化則を用いた履歴モデルでは部材角 $\pm 0.04(\text{rad})$ を超える大変形領域において若干耐力を過大評価しているが、剛性、耐力ともに実験結果を概ね良好に評価している。また、非線形バネモデルを用いたスリップ履歴モデルでは、弾性変形領域において若干剛性と耐力を過大評価しているが、剛性、耐力ともに実験結果を概ね良好に評価している。ただし、再載荷時剛性に関する詳細な履歴ルールの構築は、今後の研究課題と考える。以上より、本稿で構築した接合部バネモデルを用いた線形解析は、部材実験³⁾で得られた簡易柱脚の応答履歴をある程度良好に評価することが可能であることが明らかとなった。

図 12 交番载荷に対する履歴モデル

6. まとめ

本稿は SFRCC を用いた新しい構法である鋼構造簡易柱脚において、柱脚接合部に特別な補強筋を施さずベースプレートと基礎部を機械的に結合しない試験体(基本モデル)と柱脚接合部に Stapler 筋とアンカーボルトを施した試験体(応用モデル)に対し、柱脚接合部の変形特性が架構全体の挙動に与える影響を明らかにするため、せん断破壊力学モデルを本簡易柱脚の接合部に適用し、柱脚接合部の変形特性を数値解析的に評価できる接合部パネモデルを構築した。ここでは、簡易柱脚の低い接合部高さに着目し、水平部分要素を用いて柱脚接合部を介した鋼柱とコンクリート基礎の相対変位に対し、非線形パネモデル及び等価線形パネモデルを構築した。また接合部パネモデルを用いた簡易柱脚の線材解析により、実験との比較を行いその妥当性を検証した。本稿の範囲内では、以下の知見が得られた。

- 1) 接合部高さ 100mm の基本モデルと接合部高さ 50mm の応用モデルの試験体に対し、非線形パネモデルを用いた線材解析は、剛性、耐力ともに簡易柱脚の部材挙動を比較的良好に評価することができる。
- 2) 接合部高さ 100mm 以上の応用モデルの試験体に対し、等価線形パネモデルを用いた線材解析は、剛性、耐力ともに簡易柱脚の部材挙動を比較的良好に評価することができる。
- 3) SFRCC を用いた鋼構造簡易柱脚の履歴変形特性は、接合部パネモデルを用いて評価することが可能である。

上述した本研究の知見より、鋼柱の全塑性化が明確な柱脚（接合部高さ 100mm 以上の応用モデル）に対しては、より簡便に評価出来る等価線形パネモデルを用いて設計することが可能と考えられるが、この条件を満足しない場合は、せん断破壊力学モデルによる非線形パネモデルの構築が必要である。等価線形パネモデルが適用可能な限界接合部高さや適用範囲の定量化は、本構法の実用化に取って今後の重要なテーマであり、さらに、接合部パネモデルを用いて、柱脚接合部内の変形性状が架構全体の挙動に与える影響をより詳細に定量化し、その構造性能を明らかにした上で、本簡易柱脚を用いた鋼構造システムを実用化する必要がある。

謝辞

本研究は、(社)日本鉄鋼連盟「平成 17 年度 鋼構造研究・教育助成事業による一般研究助成」に基づく「鋼構造の革新的柱脚接合法の開発とその応用」として行ったものである。ここに記し、謝意を表する。

参考文献

- 1) 金子佳生、三橋博三、桐越一紀、阿部孝仁：鋼繊維補強セメント系複合材料を用いた鋼構造簡易柱梁接合・接合部の構造性能に関する実験的検証・、日本建築学会構造系論文集、第 558 号、pp.219-225、2002.8
- 2) 金子佳生、三橋博三、佐々木徹：鋼繊維補強セメント系複合材料を用いた鋼構造柱梁接合とその変形特性・せん断破壊力学モデルを用いた接合部パネ評価・、日本建築学会構造系論文集、第 573 号、pp.169-176、2003.11
- 3) 金子佳生、三橋博三、桐越一紀、諏訪内由紀：鋼繊維補強セメント系複合材料を用いた鋼構造簡易柱脚・基本モデルと応用モデルの構造性能に関する実験・、日本建築学会構造系論文集、第 600 号、pp.179-186、2006.2
- 4) 塩屋俊幸、栗田守朗、別所友宏、辻秀夫：鋼繊維補強モルタル、H 形鋼を用いたプレキャストコンクリート継手、コンクリート工学年次論文報告集、第 19 巻、第 2 号、pp.1305-1310、1997.
- 5) 秋山宏：鉄骨柱脚の耐震設計、技報堂出版、1985.3
- 6) 大作亮平、金子佳生、三橋博三：鋼繊維補強セメント系複合材料を用いた鋼構造簡易柱脚の破壊挙動に関する解析的研究、コンクリート工学年次論文集、第 27 巻、第 2 号、pp.1363-1368、2005.
- 7) Kaneko, Y., et al.: Fracture Mechanics Approach for the Failure of Concrete Shear Key: Theory, J. of Engineering Mechanics, Vol. 119, No. 4, ASCE, pp.681-700, 1993.4
- 8) Kaneko, Y., et al.: Fracture Mechanics Approach for the Failure of Concrete Shear Key: Verification, J. of Engineering Mechanics, Vol. 119, No. 4, ASCE, pp.701-719, 1993.4
- 9) Kaneko, Y. and Mihashi, H.: MECHANICAL MODEL FOR DIRECT SHEAR FAILURE OF CONCRETE・Prediction for Entire Load-Displacement Characteristics・コンクリートの直接せん断破壊の力学モデル・全荷重・変形特性の予測・、日本建築学会構造系論文集、第 535 号、pp.101-109、2000.9
- 10) 金子佳生、三橋博三：鉄筋コンクリートディープビームにおけるコンクリートのせん断軟化特性に関する解析的研究、日本建築学会構造系論文集、第 562 号、PP.115-122、2002.12
- 11) Bache, H.H: Densified Cement/Ultrafine Particle-based Materials, presented at Second International Conference on Superplasticizers in Concrete, Ottawa, Canada, June 1981.
- 12) 金子佳生、三橋博三、桐越一紀、阿部孝仁：鋼繊維補強セメント系複合材料の単純化した軸構成モデル、日本建築学会技術報告集、第 11 号、pp.5-8、2000.
- 13) Cervenka Consulting: ATENA Program Documentation, Prague, 2005.11
- 14) 金子佳生、三田彰、三橋博三、金指成昭：鉄筋コンクリート造架構の層剛性と柱脚回転角を利用した損傷評価・有限要素法解析による損傷評価とその活用・、日本建築学会構造系論文集、第 562 号、pp.91-98、2002.12
- 15) Kupfer, H., Hilsdorf, H.K., Rusch, H.: Behavior of Concrete under Biaxial Stress, ACI Journal, V.66, No.8, pp.656-666, 1969.8
- 16) Chen, W.F, Saleeb, A.F.: Constitutive Equations for Engineering Materials, John Wiley & Sons, 1982.
- 17) Kollegger, J.: Mehlhorn, G.: Experimentelle und Analytische Untersuchungen zur Aufstellung eines Materialmodells fuer Gerissene Stahbetonscheiben, Nr.6 Forschungsbericht, Massivbau, Gesamthochschule Kassel, 1988.
- 18) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針、pp.217-258、2001.11

(2006年4月7日原稿受理, 2006年7月26日採用決定)