

# 論文 八角形 SC 柱と鉄骨梁で構成された柱梁接合部の応力伝達に関する研究—外ダイアフラム形式と鉛直スチフナ形式の挙動—

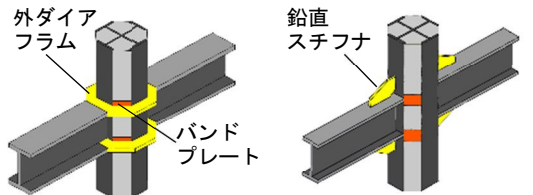
有田 葵<sup>\*1</sup>・田中 照久<sup>\*2</sup>・楠本 彩七<sup>\*3</sup>・塚 純一<sup>\*4</sup>

**要旨：** 十字鉄骨とコンクリートを使用した八角形の鋼・コンクリート合成柱と鉄骨梁の柱梁接合部の開発を目的として外ダイアフラム形式と鉛直スチフナ形式の柱梁接合部の部分試験体を製作し、引張実験を実施した。さらに FEM 解析を行い、実験挙動を追跡できることを明らかにした。その結果、外ダイアフラム形式の場合、コンクリートの存在でバンドプレートが引張力に抵抗できるため、柱ウェブの応力負担を軽減させ、接合部全体の剛性の上昇に繋がることを明らかとした。鉛直スチフナ形式の場合、鉛直スチフナは梁フランジの引張力を柱ウェブの広範囲に力を流し、柱ウェブの局所応力集中を緩和させ、接合部の剛性を高められることを示した。

**キーワード：** 鋼・コンクリート合成柱材, 十字鉄骨, 引張実験, FEM 解析, 外ダイアフラム, 鉛直スチフナ

## 1. はじめに

地震大国である日本において、建築物の耐震性能の担保は非常に重要である。優れた耐震性能を有する構造として鉄骨鉄筋コンクリート (SRC) 構造が挙げられるが、コスト・施工面で問題がある。この課題に対して、施工の簡素化を目指した十字鉄骨とコンクリートからなる八角形断面を有する鋼・コンクリート合成柱 (SC 柱) が提案された。既往の研究では、SC 柱が SRC 柱と同等以上の耐震性能を保持することを明らかとした<sup>(例えば1)</sup>。文献2)で SC 柱と鉄骨梁で構成された外ダイアフラム形式の柱梁接合部の提案を行いその実用性について検討している。更に、外ダイアフラム形式では、梁フランジの降伏強度を SC 柱に伝える過程で柱のフランジとウェブ間で応力集中・歪み集中を起し、この部分で破断することが危惧されるため、その対策として、柱ウェブの広範囲に力を流す役割をもつ鉛直スチフナを設けた鉛直スチフナ形式の柱梁接合部を提案した<sup>(例えば3)</sup> (図-1 参照)。本研究では、両形式の接合部の梁フランジの応力を SC 柱に伝達するためのメカニズムを明らかにするために、部分試験体を製作し、引張実験を行ったので、その実験結果を報告する。更に、FEM 解析を行い、実験結果の検証を行う。



(a) 外ダイアフラム形式 (b) 鉛直スチフナ形式  
図-1 形式別の柱梁接合部

## 2. 外ダイアフラム形式の実験概要

### 2.1 実験計画

本研究は、外ダイアフラム形式でのコンクリートの効果とバンドプレートの高さによる接合部への影響を検討する。図-2 に試験体の形状寸法、表-1 に試験体一覧を示す。十字鉄骨は CH-200×80×6×9、高さ 200mm を用いる。既往の研究<sup>3)</sup>で図-2 と同様の寸法で実験を行ったところ、外ダイアフラムの幅を 30mm 以上設けることで、梁フランジからの力を柱に伝達できることが明らかになったため、本実験では、外ダイアフラム幅を 30mm とした。試験体に用いた鋼材とコンクリートの機械的性質を表-2 と表-3 にそれぞれ示す。コンクリートの圧縮強さは 32.7N/mm<sup>2</sup> である。外ダイアフラムと柱フランジ間は完全溶け込み溶接、バンドプレートと柱フランジ間は部分溶け込み溶接としている。図-3 に載荷装置を示す。1000kN 万能試験機を用いて引張力を作用させた。柱フランジの面から 37.5mm 離れた 275mm を検長区間として伸びを変位計で測定している (図-2 の赤丸部分)。

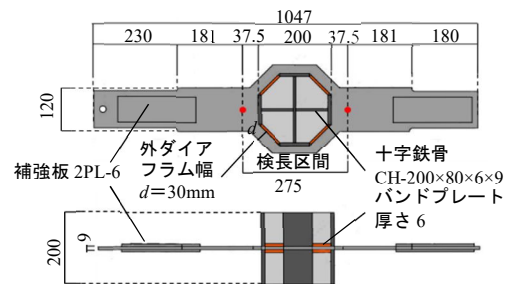


図-2 試験体形状寸法 (mm)

表-1 外ダイアフラム形式試験体一覧

No	試験体名	鉄骨寸法(mm)	バンドプレート高さ $h_b$ (mm)	コンクリート有無
1	B120-d30- $h_b$ 25-C	CH-200×80×6×9 梁断面 120×9	25	有
2	B120-d30- $h_b$ 25-N		25	無
3	B120-d30- $h_b$ 50-C		50	有

\*1 福岡大学大学院 工学研究科建設工学専攻 (学生会員)  
 \*2 福岡大学 工学部建築学科 准教授 博士(工学) (正会員)  
 \*3 福岡大学 工学部建築学科 助手 学士(工学) (正会員)  
 \*4 福岡大学 工学部建築学科 教授 博士(工学) (正会員)

表-2 鋼材の機械的性質

使用箇所	鋼種	板厚 t(mm)	降伏応力度 $\sigma_y(N/mm^2)$	引張強さ $\sigma_u(N/mm^2)$	ヤング係数 E(N/mm <sup>2</sup> )	降伏比 Y.R.	降伏歪み $\epsilon_y(\%)$
柱ウェブ	SS400	6	314	407	196×10 <sup>3</sup>	0.77	0.16
バンドプレート							
外ダイアフラム		9	313	423	198×10 <sup>3</sup>	0.71	0.15
柱フランジ							
梁フランジ							

表-3 コンクリートの機械的性質

圧縮強度 $\sigma_c(N/mm^2)$	ヤング係数 E <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
32.7	30×10 <sup>3</sup>

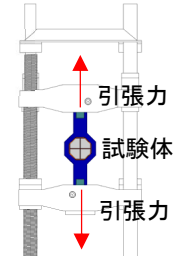


図-3 荷重装置

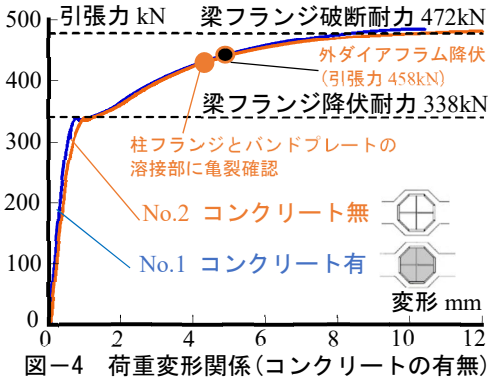


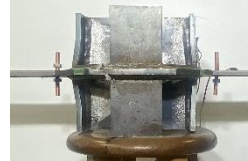
図-4 荷重変形関係(コンクリートの有無)



(a) 実験前全体



(c) 柱フランジ局部変形



(b) 実験後全体



(d) 溶接部破断拡大



写真-2 No.1 試験体実験後の状態

写真-1 No.2 試験体の実験前後の状態

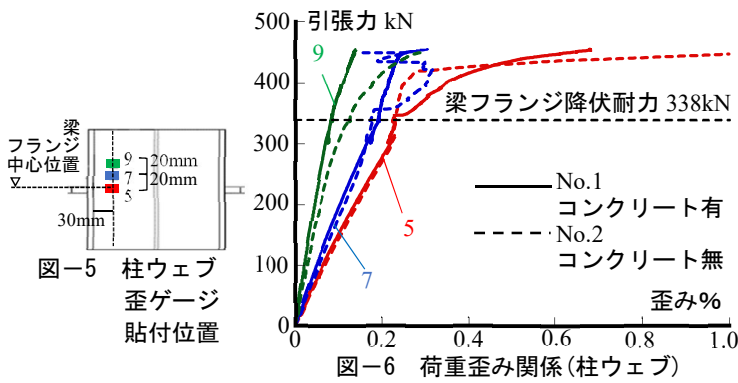


図-6 荷重歪み関係(柱ウェブ)

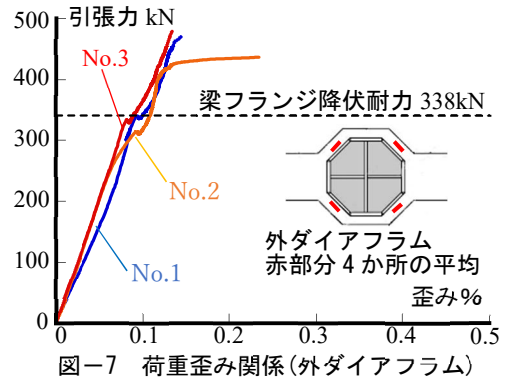


図-7 荷重歪み関係(外ダイアフラム)

2.2 実験結果

(1) コンクリート有無の違い

図-4 に試験体 No.1 と No.2 の荷重変形関係を示す。コンクリート無の No.2 はコンクリートを打設した No.1 に比べ、引張力 100kN までの初期剛性が 8% 低く、梁フランジ降伏前では 20% 剛性が低いことが分かった。No.2 は梁フランジ降伏後、410~430kN あたりで柱フランジとバンドプレートの溶接部分から亀裂が生じているのを確認した。亀裂が入ることでバンドプレートに力が伝達されず外ダイアフラムに力が流れたため、458kN 時に外ダイアフラムが降伏したと考えられる。その後、亀裂が大きくなり外ダイアフラムが破断した(写真-1(d) 参照)。一方、No.1 は梁フランジの破断となった。また、写真-1(a) と (b) の No.2 試験体の実験前後の状態を見ると、梁フランジ側の柱フランジが局部変形し、同図 (c) から柱フランジの黒皮が剥がれていることがわかる。一方、写真-2 からコンクリート有の No.1 の柱フランジは局部変形をしていなかった。図-5 に柱ウェブの歪みゲージ貼付位置を示す。図-6 に柱ウェブの荷重歪み関係(コンクリ

ト有無比較)を示し、実線が No.1、破線が No.2 を示す。弾性域ではゲージ 5 と 7 はコンクリートの有無によらず違いがないが、ゲージ 9 はコンクリート有の No.1 の方が歪みを抑えられている。また塑性域ではゲージ 7 に着目すると、No.2 は歪みが進行しているのに対し、No.1 は歪みが抑えられている。ゲージ 5, 7, 9 を比較すると梁フランジ中心位置に近づくほど歪みが大きくなっていることがわかる。コンクリートの有無にかかわらず、梁フランジ位置の柱ウェブに歪み集中しているため、柱フランジと柱ウェブの溶接部での破断が危惧される。図-7 に各試験体の荷重と外ダイアフラムの歪み(赤部分 4 か所の平均)の関係を示す。No.1 と No.2 の弾性域では違いはないが、No.2 は 410kN あたりで歪みが進行している。これは、柱フランジとバンドプレートの溶接部に亀裂が入ったことが影響していると考えられる。以上のことから、コンクリートがあることで、柱フランジの局部変形を抑制でき、柱ウェブの負担を軽減できるが、梁フランジ位置の柱ウェブの歪み集中は避けられないことが分かった。

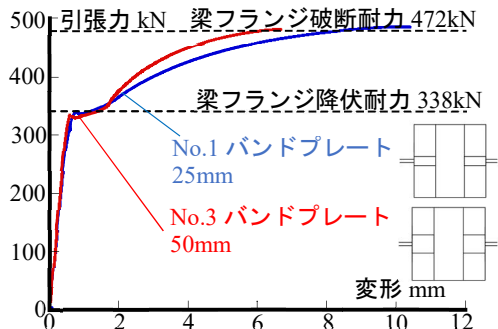


図-8 荷重変形関係(バンドプレートの高さ)

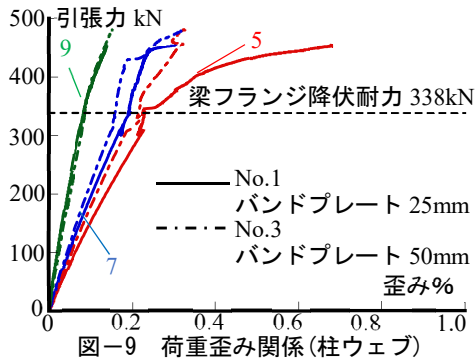


図-9 荷重歪み関係(柱ウェブ)

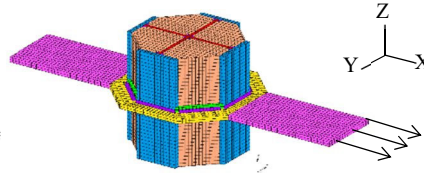


図-10 外ダイアフラム解析モデル(No. 1)

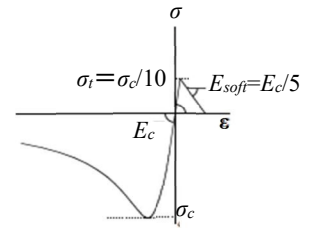


図-11 コンクリート構成則

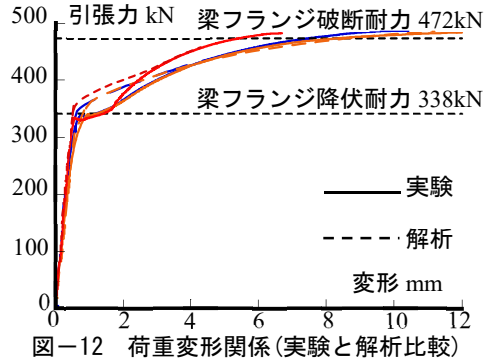
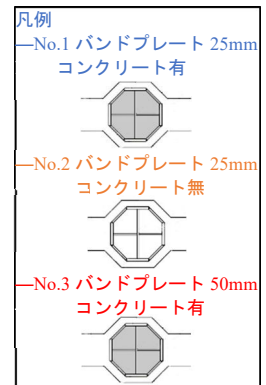


図-12 荷重変形関係(実験と解析比較)



## (2) バンドプレートの高さによる違い

図-8 にバンドプレートの高さによる違いの荷重変形関係を示す。バンドプレートの高さ 25mm の No.1 は梁フランジの破断耐力に達するまでに 10.2mm 変形しているのに対し、バンドプレート高さ 50mm の No.3 は 6.7mm 変形し、約 34%変形が抑制された。その後、両方とも梁フランジの破断となった。図-9 に荷重と図-5 に示す柱ウェブ位置の歪み関係(バンドプレート高さによる比較)を示し、実線が No.1、一点鎖線が No.3 を示す。No.1 に比べて No.3 は、梁フランジ中心位置のゲージ 5 で初期剛性が 17%高く、梁フランジ降伏後ではゲージ 5 と 7 で柱ウェブの歪みが抑制されていることがわかる。ゲージ 9 は弾塑性域でバンドプレートの高さによる違いはなく、バンドプレートの高さを上げて梁フランジ中心部の歪み集中を避けることができないことがわかった。図-7 の外ダイアフラムの No.1 と No.3 を比較して、どちらも 0.2%以下の弾性に留まっている。以上のことから、バンドプレートの高さを上げることで、引張力に抵抗できる断面積が増え、柱ウェブの歪み及び接合部の変形の抑制ができると考えられる。

## 3. 外ダイアフラム形式の解析概要

### 3.1 解析モデル

実験に用いた試験体に対する解析モデルを作成した(図-10 参照)。コンクリート及び鋼材は 8 節点ソリッド要素を基本とし、鋼材は板厚を一辺とし、コンクリートは 4.5~6mm を一辺とした。ソリッド要素の接触条件はコンクリートと鉄骨部分は摩擦ありの接触(摩擦係数 0.2<sup>4)</sup>)

とし、同じ材料同士は接着接触とする。梁端部の一端を XYZ 方向固定とし、他端に YZ 方向を固定する。

### 3.2 材料特性モデル

鋼材は材料試験から得られた応力-歪み関係を真応力-真歪み関係に換算したものをを用いる。実験値のヤング係数  $E_s$  が低いため、解析では  $E_s = 205000 \text{ N/mm}^2$  とする。鉄骨の塑性域における構成則は von Mises の降伏条件、等方硬化則に基づいている。コンクリートの応力-歪み関係の上昇域は表-3 のヤング係数  $E_c$  とポアソン比 0.2 を用いて計算され、最大圧縮応力  $\sigma_c$  に達した後の下降域は、崎野・孫ら<sup>5)</sup>の式より計算したものを使用している。図-11 に示すように、最大引張応力  $\sigma_t$  は圧縮応力の 1/10 とし、下降域はひび割れ発生後の歪み軟化を考慮している。ひび割れ後のせん断力保持率は 0.5 とする。コンクリートの塑性域における構成則は線形 Mohr-Coulomb の破壊条件(内部摩擦角 30<sup>6)</sup>)、等方硬化則に基づいている。

### 3.3 解析条件

FEM 解析は、MSC.Marc2019 を用いた。引張力は YZ 方向に固定した梁端部に最大変位を 30mm として X 方向に強制変位を与え、各ステップの梁端部にかかる反力とする。収束計算の手法は Newton-Raphson 法を用いる。

### 3.4 解析結果

図-12 に各試験体の荷重変形関係(実験と解析比較)を示す。青色が No.1、橙色が No.2、赤色が No.3 であり、実線が実験結果で、破線が解析結果を示す。弾性域と塑性域が進んだ変形域で、解析結果は実験結果を追跡できている。全試験体の実験結果では、梁フランジ降伏後降伏棚のようなものが見られ、解析結果が実験結果を上回って

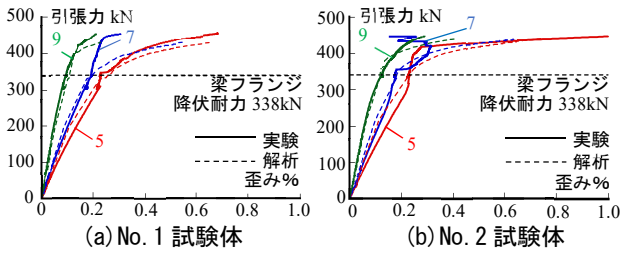


図-13 荷重歪み関係(柱ウェブの実験と解析比較)

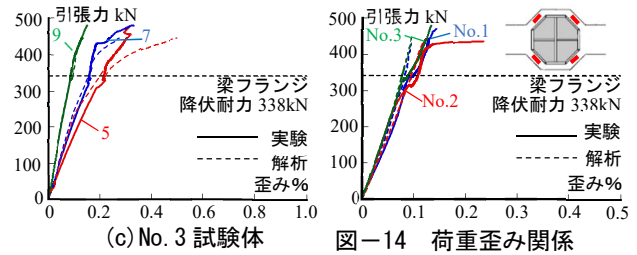


図-14 荷重歪み関係(外ダイアフラムの実験と解析比較)

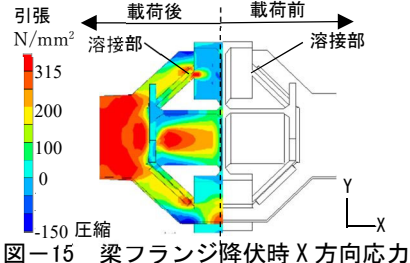


図-15 梁フランジ降伏時 X 方向応力 (No. 2)

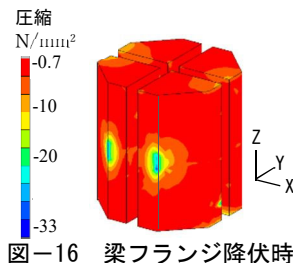


図-16 梁フランジ降伏時 X 方向応力 (No. 1)

表-4 鉛直スチフナ形式試験体一覧

No.	試験体名	鉛直スチフナ サイズ $L_f, L_w$ (mm)	バンド プレート 高さ $h_b$ (mm)	コンクリート 有無
4	B80-S- $h_b$ 50-C	$(L_f, L_w)=(55, 35)$	25	有
5	B80-S- $h_b$ 50-N		25	無
6	B80- $h_b$ 50-C	—	50	有

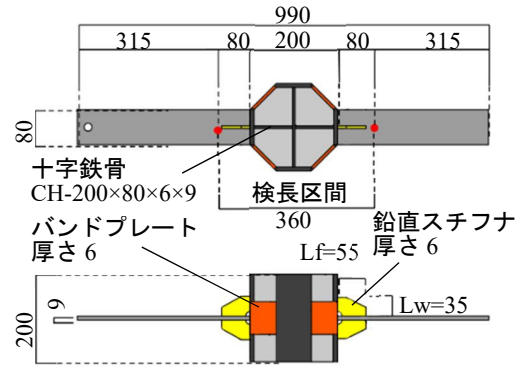


図-17 試験体の形状寸法(鉛直スチフナ)

いるが、この部分を解析で再現することができなかった。図-13 に荷重と図-5 に示す柱ウェブ位置の歪み関係(実験と解析の比較)を示す。実線が実験結果で、破線が解析結果を示す。図-14 に各試験体の荷重と外ダイアフラムの歪み(赤部分4か所の平均)の関係(実験と解析比較)を示す。図-13 と図-14 とともに、弾性域から塑性域にかけて解析結果は実験結果を追跡できている。図-15 は No.2 の梁フランジ降伏時の X 方向応力を示す。実験で確認した柱フランジとバンドプレート間の溶接部分の破断箇所は、同図からもバンドプレートが面外変形し、柱フランジとバンドプレート間の溶接部分に応力集中が起きていることがわかる。また、No.1 の梁フランジ降伏時のコンクリートが受ける圧縮応力を示した図-16 からバンドプレートが面外変形している部分にコンクリートが  $33\text{N/mm}^2$  の圧縮力を受けていることがわかった。このことから、コンクリートがあることでバンドプレートの面外変形が抑制され、引張りに抵抗できる分、柱ウェブの応力負担を軽減し、柱フランジの局部変形及び接合部の変形が抑制されると考えられる。それにより、接合部の耐力及び剛性が上昇すると考えられる。本解析方法は荷重変形関係や荷重歪み関係が実験と解析でほぼ同じ傾向にあることから本解析結果は実験挙動を追跡できていると考えられる。

#### 4. 鉛直スチフナ形式の実験概要

##### 4.1 実験計画

この章では、コンクリートの効果を含めた鉛直スチフナの効果を検討する。図-17 に試験体の形状寸法、表-4 に試験体一覧を示す。コンクリート及び鋼材の機械的性質は第2章と同じである。鉛直スチフナは柱ウェブと同じ材料特性とする。鉛直スチフナの寸法及び溶接長さは次のようにして算出した。スカルップは  $10\text{mm}$  とした。

$$(B_f \cdot t_f \cdot \sigma_{fy} - P_0) \div 2 = P_s \quad (1)$$

$$L_w \geq \frac{P_s}{t_s \cdot \sigma_{sy}} \quad (2)$$

$$L_f \geq P_s \div \left( 0.7s \cdot \frac{\sigma_{sy}}{\sqrt{3}} \times 2 \right) + 2s \quad (3)$$

ここで、 $B_f$ :梁フランジ幅  $t_f$ :梁フランジ厚  $\sigma_{fy}$ :梁フランジの降伏応力度  $P_0$ :梁フランジから柱ウェブに直接流れる力(スチフナと梁フランジの剛性により決まる)  $P_s$ :鉛直スチフナ1枚が負担する力  $L_w$ :柱フランジに溶接する鉛直スチフナの完全溶け込み溶接長さ  $t_s$ :鉛直スチフナ厚  $\sigma_{sy}$ :鉛直スチフナの降伏応力度  $s$ :隅肉溶接サイズ( $6\text{mm}$ )  $L_f$ :梁フランジに溶接する鉛直スチフナの隅肉溶接長さとする。梁フランジの降伏引張力に対し、 $P_0$  が  $50\%$  となるよう、鉛直スチフナの寸法を  $L_w=35\text{mm}$ ,  $L_f=55\text{mm}$  とし、これを基準寸法とした。バンドプレートの高さ  $50\text{mm}$  に統一した。柱フランジの面から  $80\text{mm}$  離れた、 $360\text{mm}$  を検長区間として伸びを変位計で測定している(図-17 赤丸部分)。

##### 4.2 実験結果

図-18 に荷重変形関係を示す。(a)に鉛直スチフナの有無、(b)にコンクリートの有無による挙動の違いを示す。

同図のNo.4とNo.5を見ると、梁フランジ降伏耐力225kNを超えたあたりで検長区間が縮んでいる。これは、変位計を取り付けた位置が鉛直スチフナ近傍であり歪みが集中する箇所であったため、変位計を取り付けたボルトに不測の変形が生じたと考えられる。このことは、実験の挙動を撮影した動画から確認した。No.4とNo.5は梁フランジの破断耐力に達した後、梁フランジの破断となった。同図(a)の鉛直スチフナ無 No.6は、最大耐力に到達するまでに約25mm変形し、梁フランジの破断となった。鉛直スチフナ付き接合部の挙動に関しては、柱ウェブとバンドプレートの実験結果と解析結果を照合し分析する。

析結果と実験結果の初期剛性は一致しているが、荷重が100kNを超えた後の弾性域と塑性域とも一致させることはできなかった。解析では梁フランジの弾性域は梁フランジの降伏まで初期剛性を保っているのに対し、実験結果では検長区間が伸び縮みしている。この部分に関して、梁フランジ降伏時の鉛直スチフナ近傍の梁フランジの歪み図を確認したところ、変位計を設置した位置に歪みが大きく集中していることが分かった(図-21参照)。そのため実験時に変位計が揺れ動き検長区間の変形が伸び縮みしたと考えられる。同図(c)からNo.6は弾性域から塑性域にかけて整合性が取れていることがわかる。

## 5. 鉛直スチフナ形式の解析概要

### 5.1 解析計画

実験に用いた試験体に対する解析モデルを図-19に示す。材料特性及び解析条件は第3章と同様とする。

### 5.2 解析結果

#### (1) 荷重変形関係

図-20に各試験体の実験と解析の荷重変形関係を示す。同図(a)と(b)からコンクリートの有無に関わらず、解

#### (2) 鉛直スチフナの有無による違い

図-22は柱ウェブのゲージ貼付位置を示す。図-23に各試験体の実験と解析の柱ウェブの荷重歪み関係を示す。弾性域から塑性域にかけて整合性が取れていることがわかる。解析では柱ウェブの降伏歪みまで弾性なのにに対し、実験では一部の柱ウェブの歪みが降伏歪みよりも早い段階で歪みが進行している(例えばNo.5のゲージ7の荷重150kN時)。これについては、実験では柱ウェブが局部的に降伏しているものと考えられる。図-25は梁フランジ

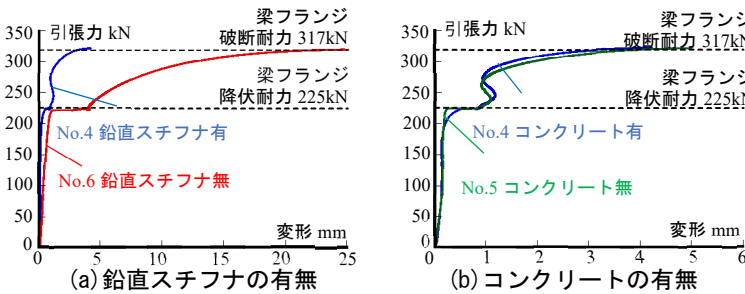


図-18 荷重変形関係

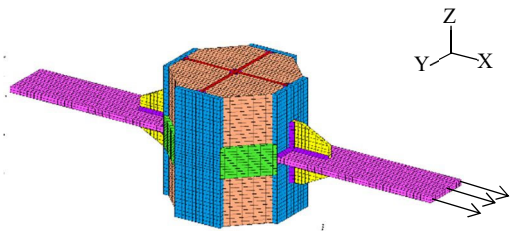


図-19 鉛直スチフナ解析モデル (No.4)

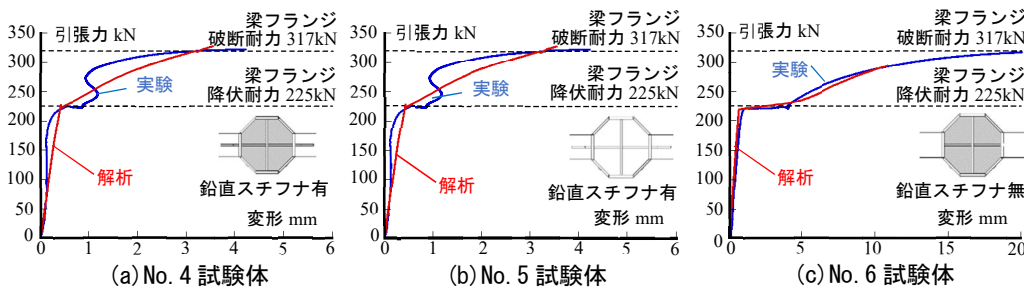


図-20 荷重変形関係(実験と解析比較)

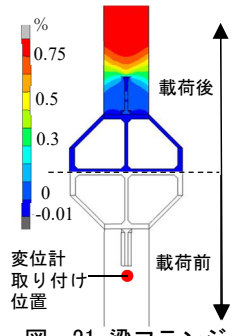


図-21 梁フランジ降伏時の歪みカウンター (No.5)

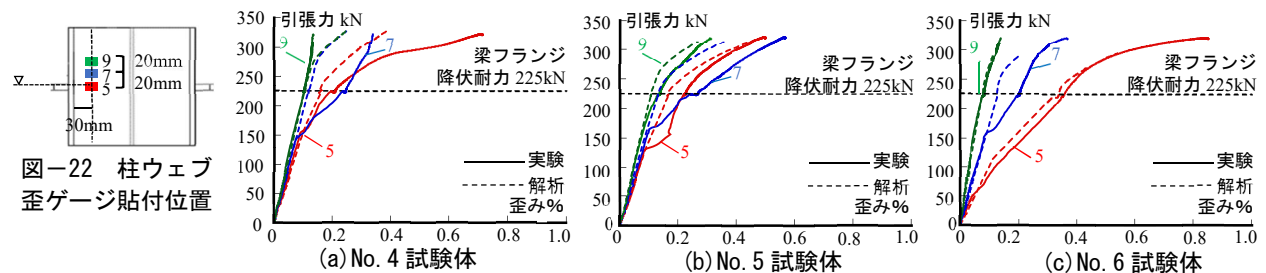


図-22 柱ウェブ歪みゲージ貼付位置

図-23 荷重変形関係(柱ウェブの実験と解析比較)

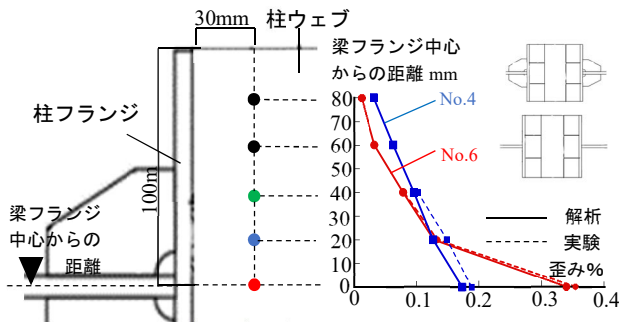


図-24 柱ウェブ断面図 図-25 柱ウェブ歪み分布比較 (実験と解析比較)

降伏時に歪みゲージ貼付位置(図-24 参照)の歪みがどのくらい出ているのかを実験と解析で比較したものである。縦軸に梁フランジ中心位置からの距離, 横軸に歪みを示している。実線が解析, 破線が実験を示す。鉛直スチフナ無の No.6 は梁フランジ中心位置のゲージ 5 が 0.35% と, 最も引張歪みが出ており, 梁フランジ中心位置に局所的に歪みが集中していることがわかる。一方, 鉛直スチフナ有の No.4 は柱ウェブの広範囲に歪みが出ており, 局所的な歪み集中を緩和できている。このことから鉛直スチフナを設けることにより柱ウェブの局所的な歪み集中を防ぐことができ, それにより柱フランジと柱ウェブの溶接部の歪みを緩和させ, この部分での溶接破断の危惧を緩和できると考えられる。さらに, 接合部の変形を抑制し, 耐力を上昇させ, 梁降伏を先行させることができると考えられる。

### (3) コンクリート有無による違い

図-23(a)と(b)から No.4 に比べて No.5 の方が柱ウェブの歪みが大きいことがわかる。図-26 に図-27 のバンドプレートの歪みゲージ貼付位置の歪みと荷重の関係(実験と解析比較)を示す。No.4 と No.5 の実験値を比較すると, No.5 の歪みが梁フランジ降伏時点で 0.02% とかなり歪みが小さい。つまり, 鉛直スチフナからの力のほとんどがバンドプレートに力が流れず, 柱ウェブに流れていたため, 柱ウェブの歪みが大きくなったと考えられる。鉛直スチフナ形式の場合, バンドプレートはコンクリートがあることで柱ウェブの負担を軽減するという効果を発揮することがわかった。

## 6. 結論

SC 柱と鉄梁から構成された柱梁接合部の引張実験及び FEM 解析を行った結果, 今回の実験及び解析条件では以下のことが明らかとなった。

- 1) 外ダイアフラム形式の場合, コンクリートの存在で, バンドプレートの面外変形が抑制され, 柱ウェブの応力負担を軽減することができる。それにより, 接合部の変形の抑制及び剛性が上昇する。
- 2) バンドプレートの高さを上げることで, 柱ウェブの歪みを抑制することができるが, 柱ウェブの局所的な歪み集中

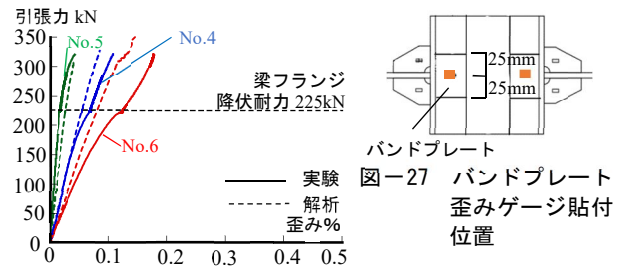


図-26 荷重歪み関係(バンドプレートの実験と解析比較)

を緩和させることはできない。

- 3) 鉛直スチフナ形式の実験は, 変位計の取り付け場所に問題があったため, 解析で実験結果の荷重変形関係の検証を行えなかった。そのため, 歪みゲージの実験結果と解析結果の比較により鉛直スチフナの効果について検討した。鉛直スチフナ形式の場合, 梁フランジの降伏応力の半分を鉛直スチフナで負担させる設計とすれば, 鉛直スチフナが柱ウェブの広範囲に力を流し, 局所的な応力歪み集中を緩和できる。
- 4) 鉛直スチフナを設けることで, 梁端ヒンジロケーションに役立ち, 梁端溶接部での破断の危惧を避けることができる。鉛直スチフナの最適寸法といった詳細な部分は今後研究していく必要がある。

## 参考文献

- 1) 倉富洋, 堺純一, 田中照久: 十字鉄骨とコンクリートで構成された鋼・コンクリート合成柱材の弾塑性変形性状, 日本建築学会構造系論文集, Vol.86, No.780, pp.331-341, 2021.
- 2) 倉富洋, 堺純一, 田中照久, 淵上大貴: バンドプレートに着目した鋼・コンクリート合成柱材と鉄骨梁で構成された柱梁接合部の構造性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp. 1057-1062, 2017.7
- 3) 有田葵, 田中照久, 倉富洋, 堺純一: 八角形 SC 柱と鉄骨梁で構成された柱梁接合部の応力伝達に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.46, No.2, pp.661-666, 2024.6
- 4) Goto Y., Ghosh P. K. and Kawanishi N. (2010). Nonlinear finite element analysis for hysteretic behavior of thin-walled circular columns with in-filled concrete, J. Struct. Engrg., ASCE, 136(11)
- 5) 崎野健治, 孫玉平: 直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, No.461, pp.95-104, 1994.7
- 6) 吉田幸夫, 水野英二, 畑中重光: 異なる形状比を有する円柱コンクリートの三次元 FEM 一軸圧縮解析, コンクリート工学年次論文集 vol26, No.2, pp19-24, 2004