

## 4. 上階 H 形鋼柱・下階角形鋼管柱とした柱接合部工法の開発

### Development of Column Joint Method using H-Column on Upper Floor and SHS-Column on Lower Floor

山内 豊英\*1 老藤 慎也\*1

#### 要 旨

上階柱を H 形鋼、下階柱を角形鋼管とした異種柱断面の柱接合形式を対象として、上階柱の断面や軸力の有無をパラメータとした 5 体の試験体による構造実験を実施した。構造実験により異種柱断面の柱接合形式における各種曲げ耐力や破壊性状等を明らかにするとともに、骨格曲線やダイアフラムの変形過程なども定量的に評価した。また、降伏線理論に基づく極限解析によって通しダイアフラムの塑性曲げ耐力を評価し、極限解析が実験結果を精度よく評価することを確認した。

キーワード：H 形鋼柱／角形鋼管柱／ダイアフラム／構造実験／極限解析

#### 1. はじめに

鉄骨造建築物の設計においては、上階と下階の柱幅を変化させて調整することがしばしば行われる。この場合の柱接合部の構成方法の 1 つに異幅接合形式がある<sup>1)</sup>。筆者らを含む異幅柱接合部工法研究会は、上・下階ともに角形鋼管柱で構成される異幅接合形式を対象とした実験的・解析的研究を行い、既報において研究成果を報告した<sup>2)~6)</sup>。

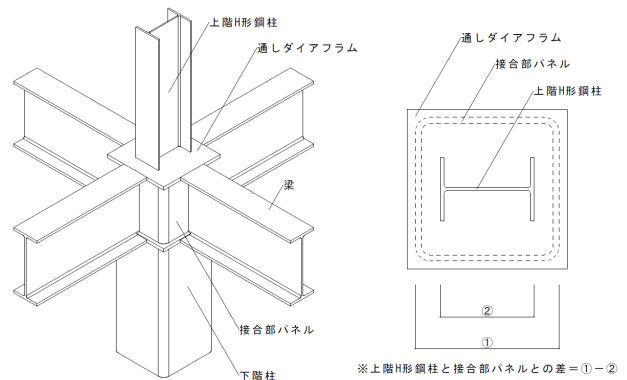
大型物流施設に着目した場合、一般的には柱を角形鋼管、梁を H 形鋼として構造計画を行う。一方、屋根に折板屋根を採用する場合、最上階の柱に作用する軸力および曲げモーメントが相対的に小さくなるため、柱を H 形鋼として設計および施工の合理化を図ることが多い。このような上階柱を H 形鋼、下階柱を角形鋼管として構成する柱接合部として、図-1 に示すように上階柱の H 形鋼を下階角形鋼管の上部通しダイアフラムに溶接で接合する方法が考えられる。この構成方法は、製作が容易、かつ、施工性に優れる一方で、上階柱からの応力を通しダイアフラムの面外曲げ抵抗を介して伝達することとなるため、接合部の設計に際しては、このような複雑な応力伝達機構を考慮した設計手法が必要となる。

本研究は、上階柱に H 形鋼、下階柱に角形鋼管を用いる異種柱断面の柱接合部工法を対象とした合理的な設計手法の確立を目的としている。本報では、接合部の弾塑性挙動を調べる目的で行った片持ち柱形式の構造実験の概要について報告する。さらに、降伏線理論に基づく極限解析より上部通しダイアフラムの塑性曲げ耐力を導出し、実験で得られた通しダイアフラムの塑性曲げ耐力と比較・考察した結果について示す。

#### 2. 構造実験概要

##### 2.1 試験体

試験体の概要を図-2 に示し、試験体一覧を表-1 に示す。試験体は片持ち柱形式で、下階柱：冷間ロール成形角形鋼管 (UBCR365)、上階柱：ロール H 形鋼 (SN490B) の組み合わせとし、両者を通しダイアフラム (SN490C) を介して接合した。なお、本研究では、上階柱の図心と下階柱の図心が一致する中柱形式を対象とした。



(a) 本工法の構成概要

(b) 中柱形式

図-1 上階 H 形鋼柱・下階角形鋼管柱の柱接合形式

表-1 試験体一覧

| 試験体  | 形状寸法                |                  |                 | 上階柱の接合方向 | 軸力比 | 先行破壊形式   |
|------|---------------------|------------------|-----------------|----------|-----|----------|
|      | 上階柱                 | 下階柱              | 通しダイアフラム板厚 [mm] |          |     |          |
| No.1 | RH-250×250<br>×9×14 | □-350×350<br>×12 | 25              | 強軸       | 0   | 通しダイアフラム |
| No.2 |                     |                  |                 |          | 0.2 |          |
| No.3 | 0                   |                  |                 |          |     |          |
| No.4 | 0.2                 |                  |                 |          |     |          |
| No.5 | RH-244×175<br>×7×11 |                  | 32              |          | 0   | 上階柱      |

\*1 技術研究所建築構造研究グループ

実験パラメータは、①上階 H 形鋼柱の形状（広幅 H 形鋼：RH-250×250×9×14、中幅 H 形鋼：RH-244×175×7×11）、②柱軸力比  $n$  ( $n=0, 0.2$ )、③通しダイアフラムの板厚、であり、合計 5 体の試験体を製作した。試験体に用いた鋼材の機械的性質を表-2 に示す。

試験体 No.1~No.4 については、通しダイアフラムの面外曲げ降伏が先行し、試験体 No.5 については、上階 H 形鋼柱の曲げ降伏が先行するように計画し、通しダイアフラムの板厚を設定した。上階 H 形鋼柱と通しダイアフラムとの溶接接合はノンスラップ形式とし、柱フランジを完全溶込み溶接、柱ウェブを隅肉溶接で通しダイアフラムに接合した。角形鋼管と通しダイアフラムの完全溶込み溶接は、裏当て金を用いずに内側にシール溶接を施した後、本溶接を行った。これは、裏当て金が接合部の剛性および耐力に与える影響を排除することを意図している。溶接材料には、YGW18 を使用した。

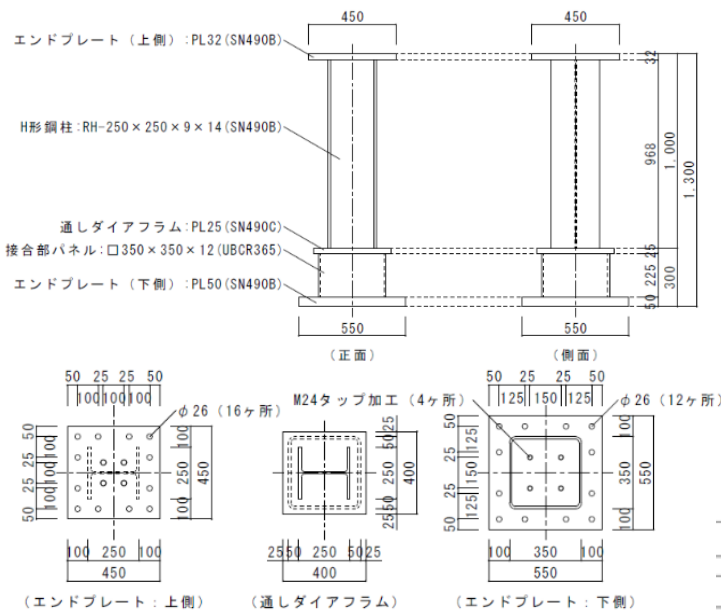


図-2 代表的な試験体 (No. 1 試験体)

表-2 各部材の機械的性質

| 試験体構成部材  |                 |        |         | 降伏点                  | 引張強さ                 | ヤング係数                | 伸び  |
|----------|-----------------|--------|---------|----------------------|----------------------|----------------------|-----|
| 部材       | 形状              | 採取部位   | 材質      | [N/mm <sup>2</sup> ] | [N/mm <sup>2</sup> ] | [N/mm <sup>2</sup> ] | [%] |
| 上階柱      | RH-250×250×9×14 | ウェブ    | SN490B  | 416                  | 565                  | 205808               | 39  |
|          |                 | フランジ   |         | 360                  | 539                  | 205510               | 47  |
|          | RH-244×175×7×11 | ウェブ    |         | 426                  | 544                  | 196330               | 35  |
|          |                 | フランジ   |         | 399                  | 525                  | 190533               | 44  |
| 下階柱      | □-350×350×12    | 平部     | UBCR365 | 471                  | 546                  | 190294               | 39  |
|          |                 | 角部     |         | 552                  | 608                  | 206607               | 20  |
| 通しダイアフラム | PL22            | ダイアフラム | SN490C  | 359                  | 510                  | 202617               | 30  |
|          | PL25            |        |         | 376                  | 526                  | 203291               | 30  |
|          | PL32            |        |         | 338                  | 499                  | 203902               | 33  |

## 2.2 荷重方法

本実験に用いた荷重装置を図-3 に示す。本実験では、鉛直ジャッキ (4MN 油圧ジャッキ) により柱軸力を導入した後、目標とする軸力を保持しながら水平ジャッキ (1MN 油圧ジャッキ) により正負漸増交番繰返し荷重を行った。荷重プログラムを表-3 に示す。水平変位の基準  $\delta_p$  は、軸力の作用していない上階柱の全塑性モーメントに達する時の弾性柱変位の計算値とした。各サイクルの繰返し回数は  $0.75\delta_p$  までを 1 回とし、その後  $6.0\delta_p$  までを 2 回とした後、正方向に単調荷重する。

## 2.3 計測計画

変位計を図-4 に示すように設置し、通しダイアフラムの面外曲げ変形、上階柱の変形および両方の変形を含む上階柱の全体変形等を計測する。接合部近傍の上階柱、通しダイアフラムおよび下階柱に歪ゲージを貼付し、各部の歪を計測する。

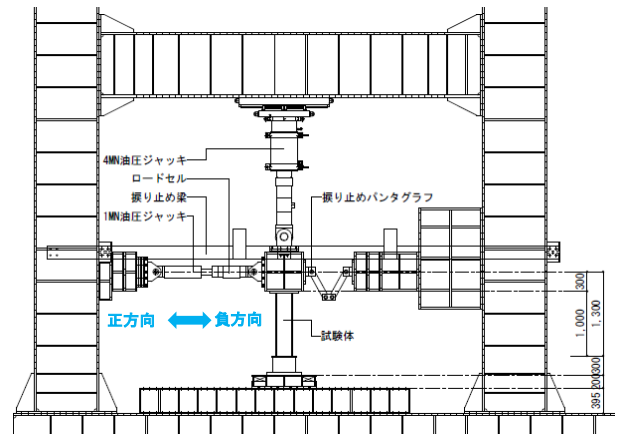


図-3 荷重装置

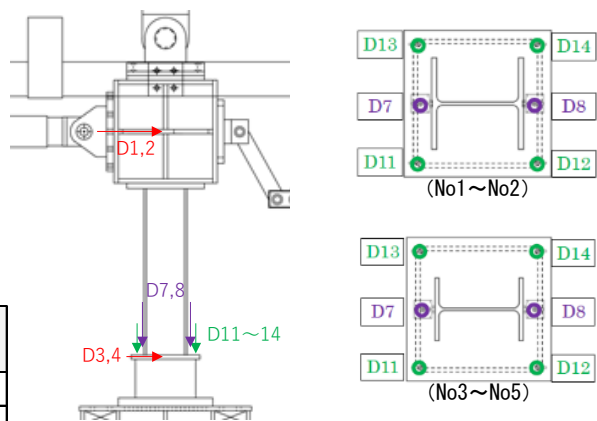


図-4 変位計の設置位置

表-3 荷重プログラム

| サイクル  | 1               | 2              | 3               | 4              | 5              | 6              | 7              | 8                   |
|-------|-----------------|----------------|-----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|---------------------|
| 比率    | 0.25 $\delta_p$ | 0.5 $\delta_p$ | 0.75 $\delta_p$ | 1.0 $\delta_p$ | 2.0 $\delta_p$ | 4.0 $\delta_p$ | 6.0 $\delta_p$ | 6.0 $\delta_p \sim$ |
| 繰返し回数 | 1回              |                |                 | 2回             |                |                |                | +方向押切               |

### 3. 構造実験結果

#### 3.1 破壊経過

各試験体の最終状況を写真-1に示す。通しダイアフラム先行降伏タイプで、軸力を作用させていない試験体 No.1 および No.3 では、 $6.0\delta_p$ のサイクルにおいて、上階柱の圧縮側フランジに局部座屈を確認した。試験体 No.1 では、 $6.0\delta_p$ のサイクルを終了した後、正載荷方向の単調載荷において水平変位が110mm程度に達した時点で、引張側の通しダイアフラムが板厚方向の亀裂の進展に伴い破断した。試験体 No.3 では、水平変位が140mm程度に達した時点でジャッキストロークの限界を考慮し加力を終了した。

通しダイアフラム先行降伏タイプで、軸力比を $n=0.2$ とした試験体 No.2 および No.4 では、 $4.0\delta_p$ のサイクルにおいて、上階柱の圧縮側フランジに局部座屈を確認するとともに、同サイクルで引張側フランジとダイアフラムの溶接部に亀裂を確認し

た。両試験体とも、 $6.0\delta_p$ の2サイクル目の正加力時に圧縮側フランジの局部座屈の進行に伴い荷重が低下したため、加力を終了した。

上階柱曲げ降伏先行タイプの試験体 No.5 では、 $4.0\delta_p$ のサイクルにおいて、上階柱の圧縮側フランジに局部座屈を確認した。 $4.0\delta_p$ のサイクルでは、フランジの局部座屈の進行とともに、ウェブの局部座屈も確認し、荷重が低下したため、加力を終了した

#### 3.2 荷重-変形関係

試験体各部の変形量の定義を図-5、各試験体の荷重と変形成分との関係を図-6～図-8に示す。図-5における $c_T\delta_h$ は、ダイアフラムの水平移動を差し引いた上部柱の水平変位を表す。 $\theta_{DF}$ は通しダイアフラムの面外曲げ変形角を表し、 $\theta_{CB}$ は $c_T\delta_h$ から求まる柱の変形角から柱脚の回転角 $\theta_{CB}$ を差し引いた上部柱の部材角を表す。

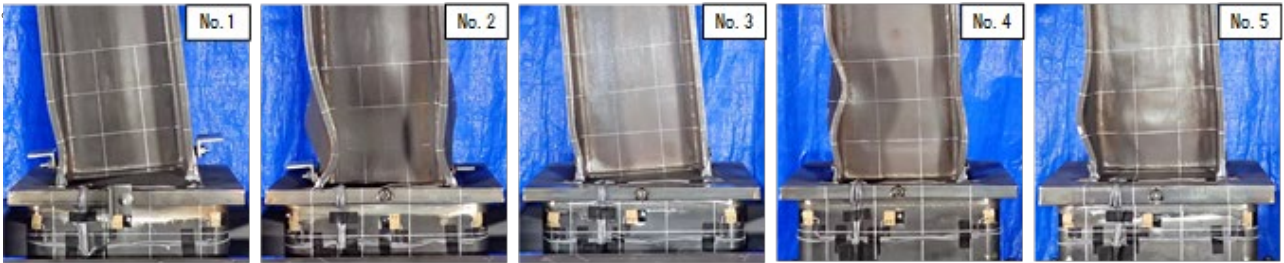


写真-1 各試験体の最終状況

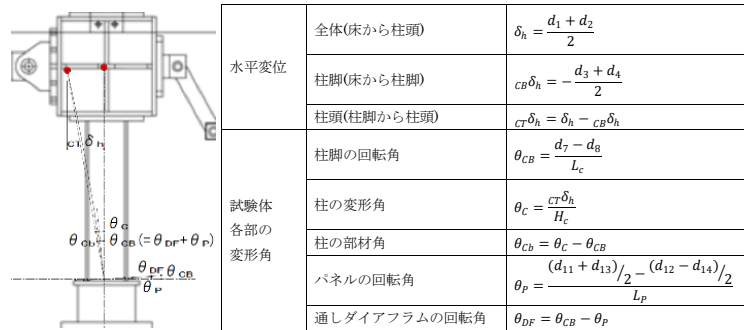


図-5 変形量の定義

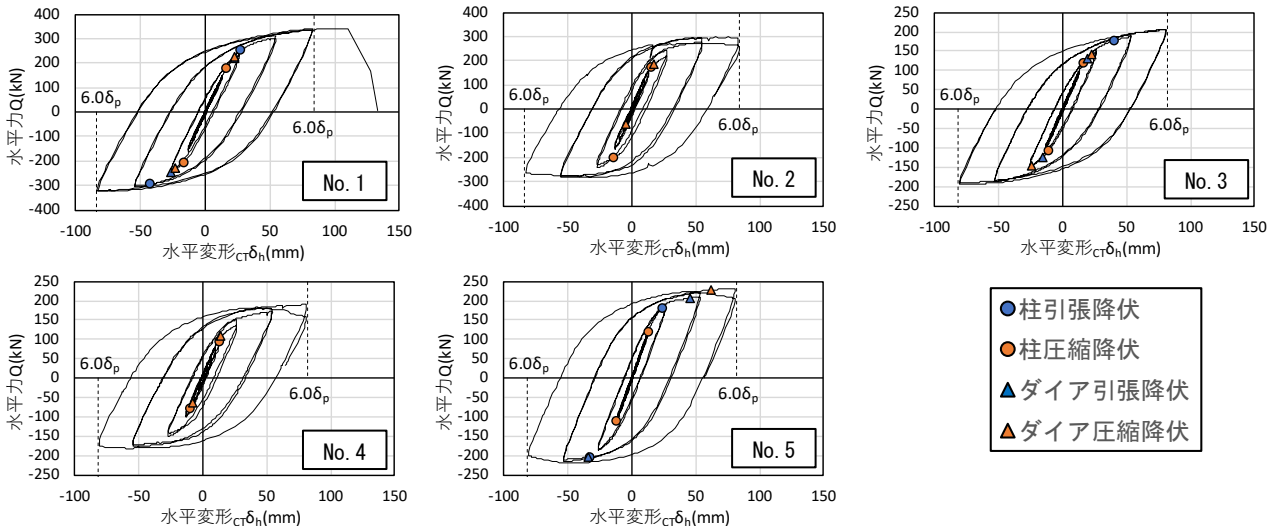


図-6 水平力-水平変形関係

図-6における $Q$ は水平ジャッキの傾きを考慮したジャッキ荷重の水平成分であり、図-7および図-8における $c_bM$ は軸力による $P-A$ 効果を考慮した柱脚の曲げモーメントを表す。

$Q-d$ 関係において、通しダイアフラム先行降伏タイプで、軸力を作用させていない試験体No.1およびNo.3では、 $2.0\delta_p$ のサイクルで柱脚が圧縮側となるダイアフラム上部の圧縮降伏が確認され、剛性が徐々に低下し始めた。その後 $4.0\delta_p$ のサイクルでは柱脚が引張側となるダイアフラム上部の引張降伏も確認された。

通しダイアフラム先行降伏タイプで、軸力比を $n=0.2$ とした試験体No.2およびNo.4では、それぞれ、 $0.5\delta_p$ および $0.75\delta_p$ のサイクルの負加力時に柱脚が圧縮側となるダイアフラム上部の圧縮降伏が確認されたが、以降 $1.0\delta_p$ のサイクルまでは剛性の変化は見られなかった。 $2.0\delta_p$ のサイクルにおいて剛性が徐々に低下し始め、同サイクルでは柱フ

ランジの圧縮降伏も確認された。柱およびダイアフラムともに、引張降伏は確認されなかった。

試験体No.5では、 $1.0\delta_p$ のサイクルで柱脚の圧縮降伏が確認された。 $2.0\delta_p$ のサイクルでは柱脚の引張降伏も確認された。ダイアフラムは $4.0\delta_p$ のサイクルまで降伏しなかった。

柱およびダイアフラムの $M-\theta$ 関係において通しダイアフラム先行降伏タイプとして計画した試験体No.1~No.4では、 $Q-d$ 関係において剛性の低下が確認された $1.0\delta_p$ に相当する変位で通しダイアフラムの面外剛性の低下が確認された。また、いずれの試験体でも柱の降伏は確認されたが、上部柱の部材角は $0.03\text{rad}$ 程度に留まっており、通しダイアフラムの面外曲げ変形が卓越していることがわかる。

一方、上階柱曲げ降伏先行タイプとして計画した試験体No.5では、柱フランジの引張降伏後に柱部材角が急増しており、柱の変形が卓越していることがわかる。

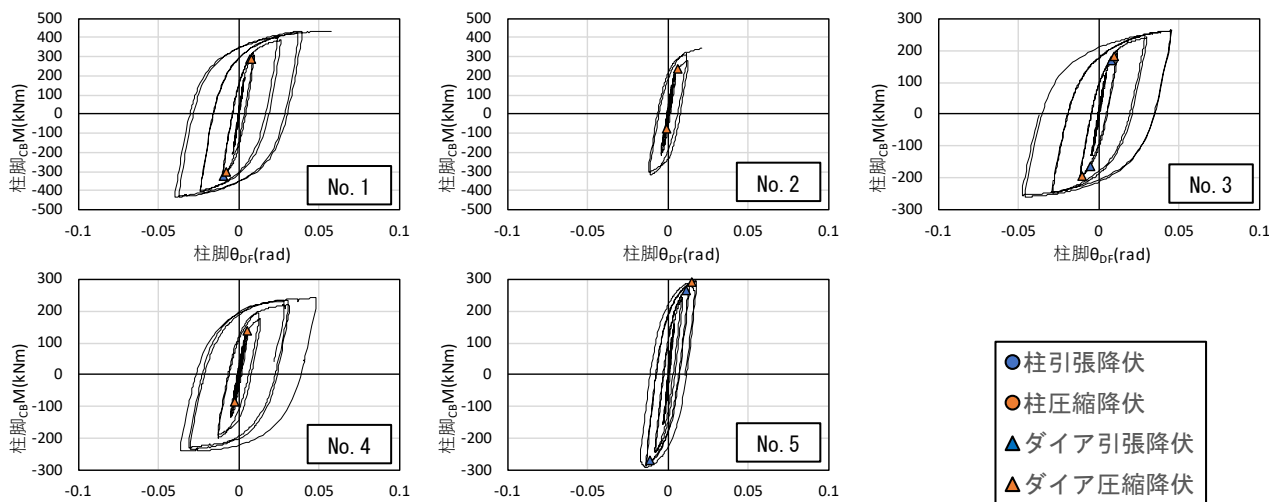


図-7 柱脚曲げモーメント- $\theta_{DF}$ 関係

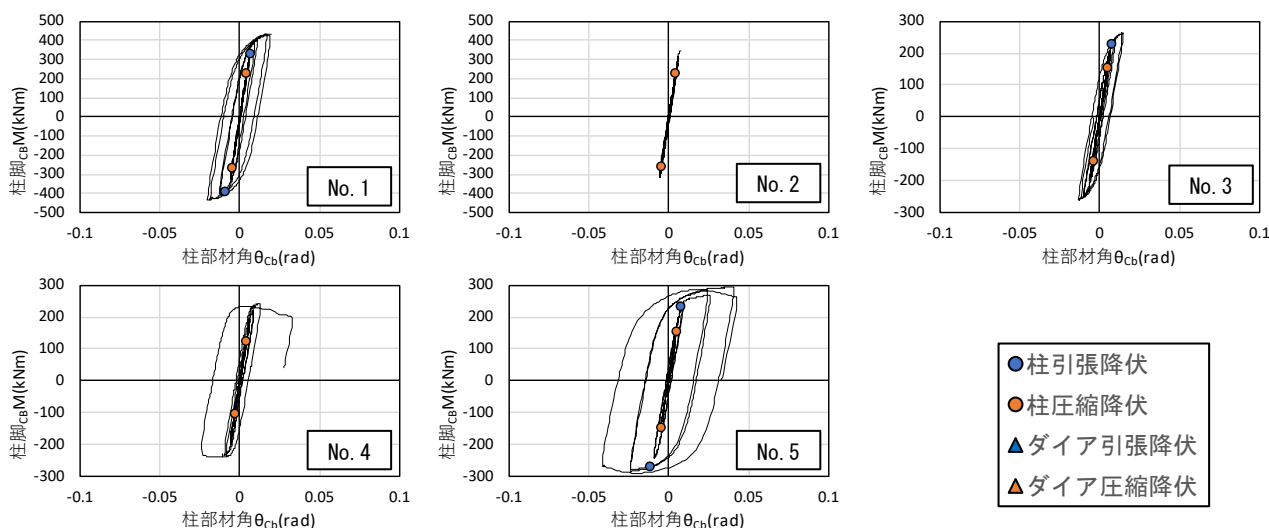


図-8 柱脚曲げモーメント- $\theta_{cb}$ 関係

### 3.3 骨格曲線

各試験体の  $Q$ - $\delta$ 関係およびダイアフラムの  $M$ - $\theta$ 関係の正加力時の骨格曲線を図-9に示す。試験体 No.1~4 の  $Q$ - $\delta$ 骨格曲線では、軸力の有無による初期剛性の変化は見られないが、剛性低下後の荷重は、軸力の作用により 15%程度低下する結果となった。

### 3.4 ダイアフラムの鉛直変形

試験体 No.1~No.4 の柱図心位置におけるダイアフラムの鉛直変形とダイアフラムの曲げ変形角との関係を図-10に示す。ダイアフラムの鉛直変形は、変位計 D7 および D8 の計測値の平均値から D11~14 の計測値の平均値を差し引いた値とした。

軸力比 0 の No.1 および No.3 のダイアフラムの鉛直変位は小さく、最大値は 1mm 程度に留まった。一方、軸力比を 0.2 とした No.2 および No.4 のダイアフラム鉛直変形は、サイクルの進行とともに増加し、 $2.0\delta_p$  の加力 2 サイクル終了時点で 4mm 程度、No.4 の最大値は 19mm 程度となった。

表-4 実験時のダイアフラムの面外曲げ性能

| 試験体名  | 正加力               |                 |                 |                 | 負加力               |                 |                 |                 |
|-------|-------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
|       | $jK^e$<br>kNm/rad | $jM_y^e$<br>kNm | $jM_z^e$<br>kNm | $jM_u^e$<br>kNm | $jK^e$<br>kNm/rad | $jM_y^e$<br>kNm | $jM_z^e$<br>kNm | $jM_u^e$<br>kNm |
| No. 1 | 54600             | 260             | 313             | 451             | 55400             | -248            | -302            | -420            |
| No. 2 | 52200             | 192             | 235             | 374             | 54300             | -193            | -244            | -360            |
| No. 3 | 34400             | 144             | 182             | 287             | 32300             | -136            | -179            | -253            |
| No. 4 | 26900             | 139             | 161             | 233             | 29600             | -119            | -157            | -228            |
| No. 5 | 52200             | 198             | 239             | 305             | 50600             | -183            | -230            | -285            |

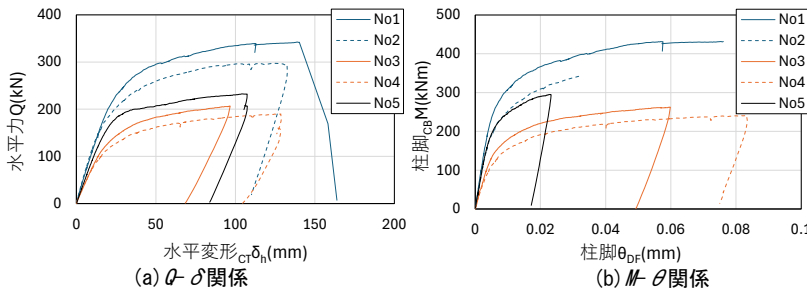


図-9 正加力の骨格曲線

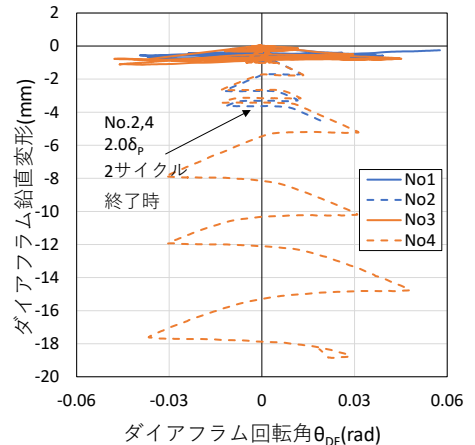


図-10 ダイアフラムの鉛直変形

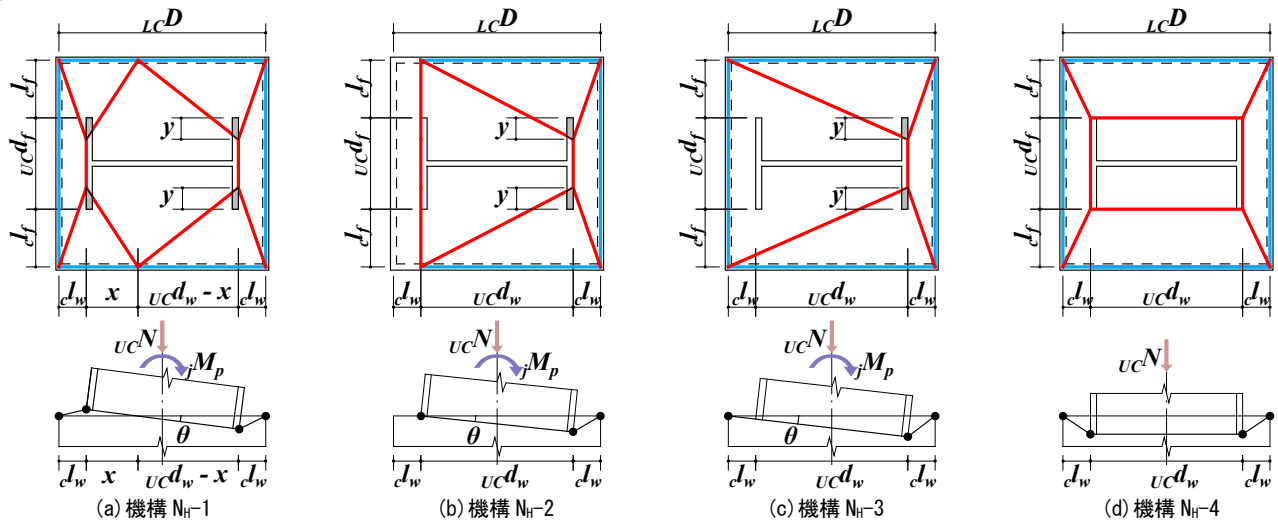


図-11 崩壊機構

### 4. 極限解析による通しダイアフラムの塑性曲げ耐力

#### 4.1 極限解析と比較するの実験の各種曲げ耐力

実験より得られた通しダイアフラムの面外初期剛性  $jK^e$ 、降伏曲げ耐力  $jM_y^e$ 、塑性曲げ耐力  $jM_p^e$  および最大曲げ耐力  $jM_u^e$  を表-4に示す。 $jM_y^e$  および  $jM_p^e$  は Slope Factor 法により求め、ダイアフラムの  $M$ - $\theta_{DF}$  関係において接線剛性が初期剛性の 1/3 および 1/6 に低下した時点を採用した。

#### 4.2 崩壊機構

文献 5)~7)と同様の手法により、図-11に示す4つの崩壊機構を仮定した。崩壊機構は、ダイアフラムに形成される降伏線(図中の赤線)、角形鋼管の上端に形成される降伏線(図中の青線)およびH形鋼フランジの軸降伏領域(図中の薄墨部分)により構成される。上階柱の軸力  $u_c N$  が小さい範囲では機構  $N_H-1$  で崩壊し、軸力が大きい場合には機構  $N_H-2$ 、 $N_H-3$  となり、軸力のみが作用する場合は機構  $N_H-4$  で崩壊する。なお、下階柱に形成される降伏線は鋼管の板厚中心位置に、上階柱位置に形成される降伏線はH形鋼の外表面位置に形成されるものとする。また、図中の  $x$  および  $y$  は未知数である。

### 4.3 崩壊荷重

一例として、図-11(a)の機構 $N_H-1$ における崩壊荷重 $jM_p^c$ の導出方法を示す。図中の $x$ を上階柱の回転中心から引張外縁までの距離とすると、外力仕事 $E_e$ および内力仕事 $E_i$ はそれぞれ式(1)および式(2)で表される。

$$E_e = jM_p^c \cdot \theta + ucN \cdot (ucd_w/2 - x) \quad (1)$$

$$E_i = {}_D E_i + {}_c E_i \quad (2)$$

${}_D E_i$ は降伏線のヒンジ回転による内力仕事、 ${}_c E_i$ は上階柱の軸降伏による内力仕事を表す。 $E_e = E_i$ として、機構 $N_H-1$ における通しダイアフラムの崩壊荷重 $jM_p^c$ を導出すると式(3)のように表される。

$$jM_p^c = ({}_s M_p + {}_D M_p) \cdot \left\{ \frac{{}_L C D \cdot uc d_w + (2x - uc d_w)^2}{y + c l_f} \right\} + {}_s M_p \cdot \frac{{}_L C D \cdot uc d_w}{c l_w} + {}_D M_p \cdot {}_L C D \cdot \left( \frac{uc d_f}{c l_w} + 2 \cdot \frac{c l_f}{c l_w} \right) + uc N_y \cdot y \cdot \left( \frac{uc d_w \cdot y}{y + c l_f} - uc t_f \right) - uc N \cdot \left( \frac{uc d_w}{2} - x \right) \quad (3)$$

なお、未知数 $x$ および $y$ は、上界定理に基づき、 $\partial jM_p^c / \partial x = 0$ および $\partial jM_p^c / \partial y = 0$ により決定される。

ここで、

${}_D M_p$ : ダイアフラムの単位長さ当りの全塑性モーメント、

${}_L C M_p$ : 鋼管壁の単位長さ当りの全塑性モーメント、

${}_s M_p$ :  ${}_s M_p = \text{Min}({}_D M_p, {}_L C M_p)$ 、

$uc N_y$ : H形鋼フランジの単位長さ当りの降伏軸力、

$uc d_w$ : H形鋼のせい、 $uc d_f$ : H形鋼の幅、

$uc t_f$ : H形鋼のフランジの板厚、

${}_L C D$ : 角形鋼管フランジ中心間距離、

$c l_w, c l_f$ : 図-11 参照

### 4.4 極限解析と実験値の比較・考察

図-11の4つの崩壊機構により算定したM-N相関曲線 $jM_p^c$ (赤実線)と実験により得られた塑性曲げ耐力 $jM_p^e$ (プロット)の関係を図-12に示す。図中にはH形鋼柱のM-N相関曲線 $cM_p^c$ (灰色実線)を併せて示す。

試験体No.1~No.4では、崩壊荷重 $jM_p^c$ が実験により得られた $jM_p^e$ と概ね一致しており、試験体No.5では崩壊荷重 $jM_p^c$ が上階柱の全塑性曲げ耐力 $cM_p^c$ をわずかに上回る結果となった。これは、実験値が上階柱の全塑性曲げ耐力に基づく値となっていることに起因する。柱軸力の無い試験体(No.1, No.3)に対して、軸力比0.2の試験体(No.2, No.4)の崩壊荷重 $jM_p^c$ の低下は、約10%程度であった。

上階柱が同じの通しダイアフラム先行降伏タイプの試験体No.3および柱曲げ先行降伏タイプの試験体No.5を比較すると、ダイアフラム厚を22mmから32mmに増加させることにより、 $jM_p^c$ が1.7倍となった。ただし、前述の

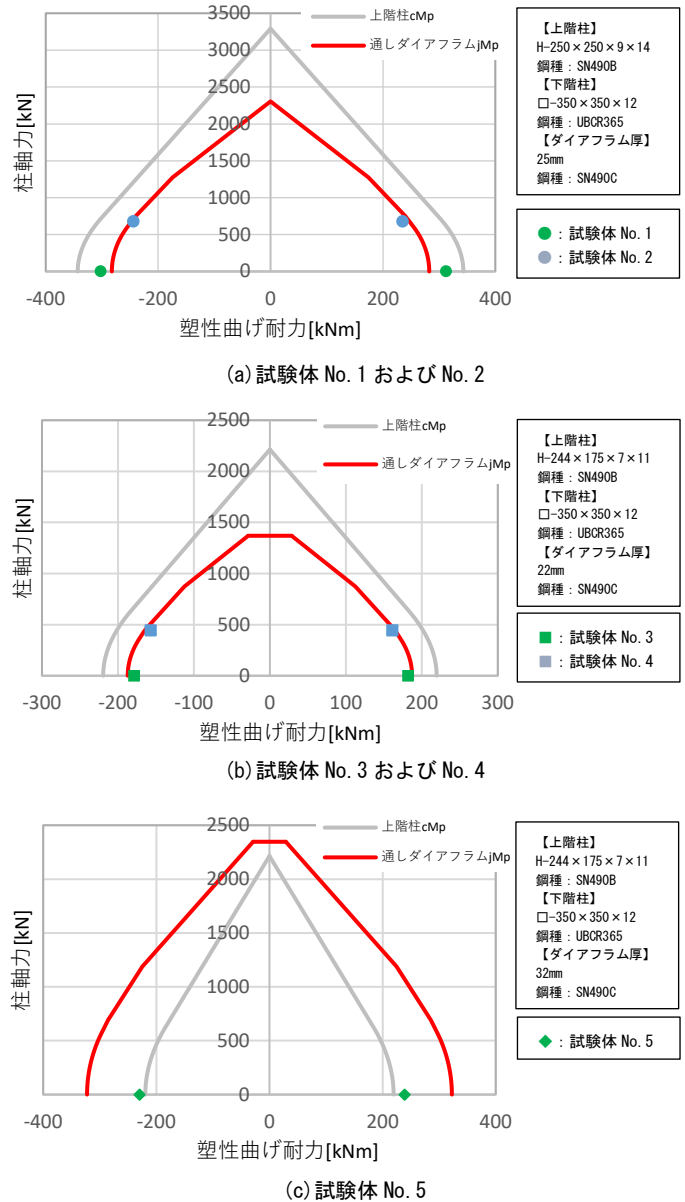


図-12 塑性曲げ耐力 $jM_p^e$ の評価

ように、試験体 No.5 の実験の曲げ耐力は上階柱の全塑性曲げ耐力による値である。

実験値 $jM_p^e$ と計算値 $jM_p^c$ を比較すると、試験体 No.1~No.4 について、実験値と計算値の比は、 $jM_p^e/jM_p^c=0.96\sim 1.11$ の範囲にあり、崩壊荷重 $jM_p^c$ により塑性曲げ耐力 $jM_p^e$ を推定可能と判断される。

### 5. まとめ

上階柱に H 形鋼、下階柱に角形鋼管を用いる異種柱断面の柱接合部形式を対象とした構造実験を実施し、構造特性について検討を行った。さらに、極限解析により通しダイアフラムの塑性曲げ耐力の評価を行い、実験により得られた塑性曲げ耐力との比較・考察を行った。本検討により得られた知見を下記に示す。

- 1) 5体の試験体による構造実験により、異種柱断面の柱接合部形式における各種曲げ耐力や破壊性状等を示した。
- 2) 柱軸力の有無による骨格曲線、並びに、通しダイアフラムが先行降伏する場合のダイアフラムの鉛直変形について定量的に評価した。
- 3) 通しダイアフラムの塑性曲げ耐力を降伏線理論に基づく極限解析により評価し、実験結果を精度よく評価することを確認した。
- 4) 築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp.911-912，2023.9
- 6) 山内豊英，老藤慎也：角形鋼管柱を用いた鉄骨造建築物の異幅柱接合部に関する研究，浅沼組技術研究報告，No.35，pp.1-1 - 1-8，2023
- 7) 田中剛，寺嶋正雄，田淵基嗣：異幅角形鋼管柱梁接合部における通しダイアフラムの耐力評価，鋼構造年次論文報告集，第16巻，pp.95-102，2008

[謝辞]

本研究は、矢作建設工業、青木あすなろ建設、浅沼組、安藤ハザマ、北野建設、鴻池組、五洋建設、鉄建建設、長谷工コーポレーションの9社で構成される異幅柱接合部工法研究会における共同研究成果をまとめたものである。構造実験は、矢作建設工業が所有する載荷装置を用いて実施した。関係各位に深く感謝申し上げます。

また、本研究において多くのご指導をいただいた大手前大学（当時、神戸大学）の田中剛教授に深く感謝申し上げます。また、神戸大学・大学院生の進藤麻衣子氏にはデータ分析等で多大なご協力を賜りました。ここに深く感謝申し上げます。

[参考文献]

- 1) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，2021.02
- 2) 榎本将弘，諸沢柁治，山内豊英，田畑卓，依田昌典，森誠司，石渡康弘，太田雄介，田中剛：上下階で異幅となる角形鋼管柱からなる柱梁接合部に関する研究 その1 工法概要，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp.905-906，2023.9
- 3) 太田雄介，諸沢柁治，老藤慎也，田畑卓，依田昌典，笹井和也，石渡康弘，榎本将弘，田中剛：上下階で異幅となる角形鋼管柱からなる柱梁接合部に関する研究 その2 実験概要と実験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp.907-908，2023.9
- 4) 森誠司，老藤慎也，清井宗孝，菊永祐太，西村真，永良太郎，萩野谷学，田中剛：上下階で異幅となる角形鋼管柱からなる柱梁接合部に関する研究 その3 FEM解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp.909-910，2023.9
- 5) 山内豊英，清井宗孝，菊永祐太，笹井和也，西村真，永良太郎，萩野谷学，田中剛：上下階で異幅となる角形鋼管柱からなる柱梁接合部に関する研究 その4 極限解析による通しダイアフラムの耐力評価，日本建