

# ノンダイアフラム形式柱梁接合部の力学的性状

## BEHAVIOR OF BEAM-TO-COLUMN CONNECTION WITHOUT STEEL DIAPHRAGM

吉村鉄也<sup>1)</sup> 横山幸夫<sup>2)</sup> 中村武史<sup>3)</sup>  
 Tetsuya Yoshimura Yukio Yokoyama Takeshi Nakamura

柱梁接合部に溶接組立増厚鋼管を用いたノンダイアフラム形式の鉄骨柱梁接合部について、試験体を製作し、増厚する板厚および梁偏心を実験変数として静的加力実験を行い、増厚鋼管接合部の力学的性状を検討した。組立増厚鋼管の板厚が十分に厚い場合（今回  $B/t=11.6$ ），増厚鋼管側には破壊の状況が認められず、梁フランジ側の亀裂が進行し最終的に梁の耐力が性能限界となった。梁が偏心した場合（今回約 4cm）でも無偏心と同程度の弾性剛性を示した。

キーワード：ノンダイアフラム，組立増厚鋼管，鉄骨柱梁接合部

### 1. まえがき

鉄骨造建築の骨組設計は冷間成形角形鋼管柱とH形断面梁を採用するケースが最も多く、柱梁接合部は通常、通しダイアフラム形式としている。この形式は力の伝達は明快であるが、角形鋼管を一度切断し、その間にダイアフラムを貫通させ、溶接により再度接合するため、製作工数が多くなる。これに対しノンダイアフラム形式(図-1)は工数低減を図ることができるが、接合部は鋼管の面外変形に抵抗するため板厚を増厚する必要がある。

本研究は、鋼板を溶接組み立てによって製作した柱梁接合部の部分骨組に地震時相当の力を作用させ、増厚部の初期剛性、降伏・全塑性耐力などの力学的性状を実験的に検討し、本構法の設計のための基礎資料を得ようとしたものである。

### 2. 実験計画

#### 2.1 組立増厚鋼管の形状

組立増厚鋼管は鋼板を溶接組立によって製作する方法で角溶接は溶接ワイヤーに YGW11, 1.2mmφ を使い、入熱量 27~30kJ/cm, パス間温度 250℃以下, ガス流量 35l/min の溶接条件で CO<sub>2</sub> 半自動溶接による完全溶込み溶接にて施工した。

#### 2.2 試験体形状と実験変数

試験体形状および寸法を図-2に、鋼材の機械的性質を表-1に示す。実験変数は梁の偏心率  $e/Bp$  (2水準,  $e$ :偏心量・ $Bp$ :増厚部幅) と増厚鋼管幅厚比  $Bp/tp$  (2水準,  $tp$ :増厚部板厚) とし、試験体数は合計3体である。断面形状および寸法について、柱部材は□

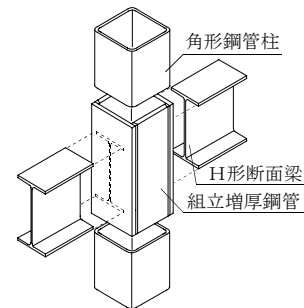


図-1 構法概要

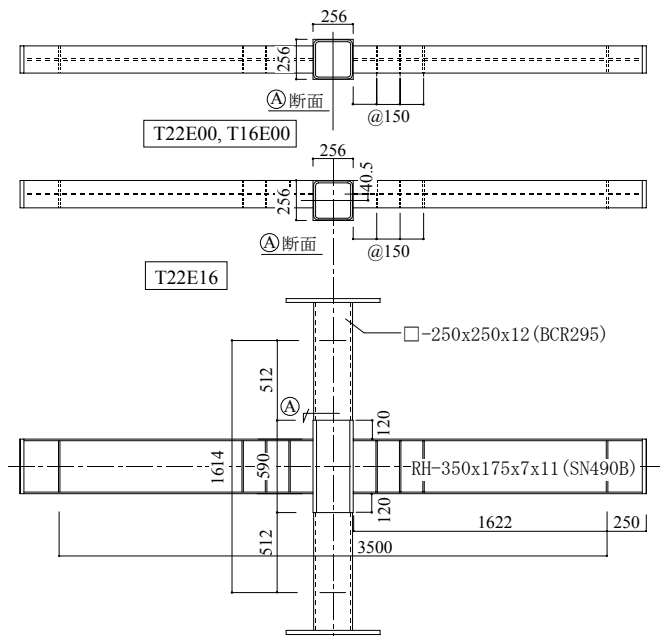


図-2 試験体形状および寸法

表-1 鋼材の機械的性質

	$\sigma_y$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_t$ N/mm <sup>2</sup>
梁Hフランジ	426	545
梁Hウェブ	482	567
柱BCR	393	450
増厚部 (16mm)	354	514
増厚部 (22mm)	343	517

1) 鉄構営業本部 建築技術部

2) 鉄構営業本部

3) 大阪工場 鉄構部

-250×250×12 (BCR295) の角形鋼管, 梁部材は H-350×175×7×11 (SN490B) の H 形鋼である. 実験変数である組立増厚鋼管は板厚 PL-22 (SN490C) で  $jMp/bMp = 1.3$  ( $jMp$ :柱梁接合部局部全塑性モーメント・ $bMp$ :梁全塑性モーメント) であり, PL-16 (SN490C) で  $jMp/bMp = 0.8$  である. また梁の偏心量  $e$  は 0.0mm と 40.5mm ( $e/Bp = 0.0, 0.16$ ) である.

梁端接合部はノンスラップ工法で, 組立増厚鋼管と梁フランジの溶接は完全溶込み溶接とし, 梁ウェブは隅肉溶接である. 梁フランジの溶接始末端にはセラミックタブを用いている. これらは全試験体に共通である. なお使用材料の素材試験は 1 号試験片を用いた.

### 2.3 加力方法

加力方法を図-3 に示す. 試験体は柱頭をピンローラー支持, 柱脚をピン支持, 梁の端部に横倒れ防止のための治具が取り付けられている. 柱の導入軸力としてアクチュエータ (能力: 静的圧縮 3000kN) にて軸力比:  $N/(As \cdot \sigma_y) = 0.4$  ( $N = 1650kN$ ) を作用させ, その後, 梁両端に設置したアクチュエータ (能力: 静的±300kN) にて逆対称の正負繰返しせん断力を作用させた. 載荷条件は, 2.4 に示す方法で求めた骨組全体変形角  $R = \pm 1/400, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50, 1/25rad$  を各 2 サイクルの正負漸増交番繰返しとし, その後は試験機のストローク制限まで単調載荷する.

### 2.4 測定方法

骨組全体変形は, 試験体の柱頭部にピン支持・柱脚部にピンローラー支持された測定用フレームから変位計にて測定した梁端加力点の鉛直変位の平均とする. また, 骨組全体変形量を柱芯から梁端加力点までの距離で割って骨組全体変形角とする. 柱梁接合部の局部変形は, 梁フランジ側面に固定した変位計と組立増厚鋼管フランジ面の側端部との相対変位を梁加力点における鉛直変位に置換したものとする. また, 梁端フランジ及びパネルゾーンのみずみ値は汎用箔ひずみゲージにて測定した.

## 3. 実験結果

### 3.1 破壊性状

本実験で発生した亀裂は 3 種類に大別できる.

Type1 は写真-1 に示す様な梁フランジの溶接部近傍に生じる亀裂, Type2 は写真-2 に示す様な組立増厚鋼管の梁フランジ溶接部がえぐれるように入る亀裂, Type3 は写真-3 に示す様に梁フランジ-組立増厚鋼管

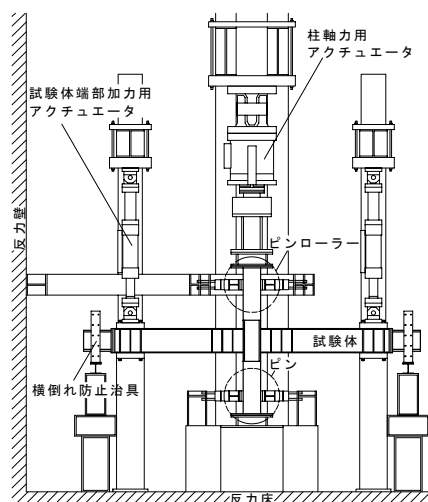


図-3 加力方法

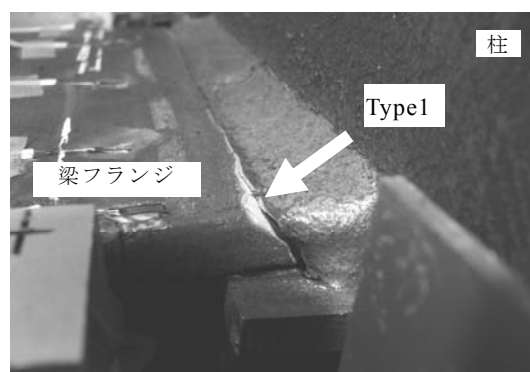


写真-1 梁側の亀裂 (Type1)

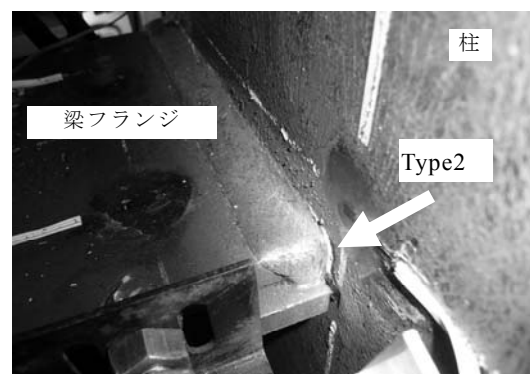


写真-2 柱鋼管側の亀裂 (Type2)

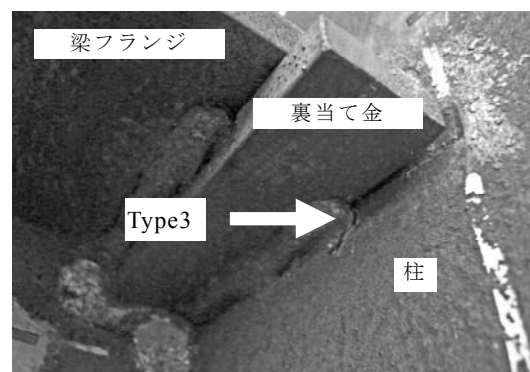


写真-3 裏当て金側の亀裂 (Type3)

溶接部の裏当て金側に生ずる亀裂である。

T22E00 試験体では、 $R = 1/50\text{rad}$  の時に Type1 が発生し、この亀裂は発生後変形が増大するほど幅・長さ共に進展した。 $R = 1/25\text{rad}$  の時には Type3 が観察された。これは、梁フランジに生じた引張力が Type1 のために梁フランジの上側で伝達できず、梁フランジ下側で伝達され Type3 が生じたものと考えられる。なお実験終了後、写真-4 に示す接合部付近の圧縮側梁フランジに局部座屈が確認された。

T22E16 試験体では、反偏心側の鋼管増厚部が  $R = 1/400\text{rad}$  程度の変形時から面外へふくらみ、その影響で  $R = 1/50\text{rad}$  の時に Type2 が観察された。また偏心側では、 $R = 1/25\text{rad}$  のときに Type1 が観察された。偏心側では組立増厚鋼管ウェブの影響により組立増厚鋼管局部の面外変形が少なかったため Type1 が生じ、また、反偏心側では組立増厚鋼管フランジ側端部から梁フランジ側端部までの距離が長いことにより組立増厚鋼管の局部面外変形が大きくなることによって Type2 が発生したものと考えられる。

T16E00 試験体では、 $R = 1/200\text{rad}$  程度から鋼管増厚部が面外へふくらみ、 $R = 1/100\text{rad}$  の時に Type2 が観察された。これは、組立増厚鋼管の板厚が薄いため、局部面外変形が著しくなり Type2 が発生したものと考えられる。

以上より、亀裂発生位置は組立増厚鋼管の面外変形状況で相違し、Type1 では組立増厚鋼管の面外変形が少ない部分に生じ、また Type2 では面外変形が著しい部分に生ずるものと考えられる。なお、いずれの試験体も角形鋼管と組立増厚鋼管との突合せ溶接部に損傷は認められなかった。

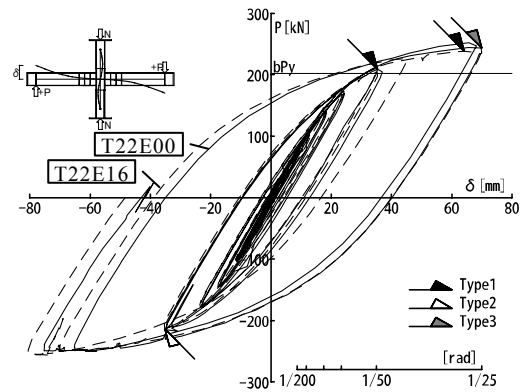
### 3.2 履歴性状

各試験体の骨組全体変形の履歴曲線を実験変数別に図-4(a)・(b)に示す。ここで、縦軸は左右の梁端部にかけた荷重の平均  $P$  であり、横軸は骨組全体変形量  $\delta$  である。同図中に梁の降伏モーメント計算値  $bPy$  を示す。また、この骨組全体変形のスケルトンカーブを図-5に示す。図-4中の矢印は梁フランジと組立増厚鋼管との溶接部に生じた亀裂 (Type1~3) を初めて観察した時点を表す。

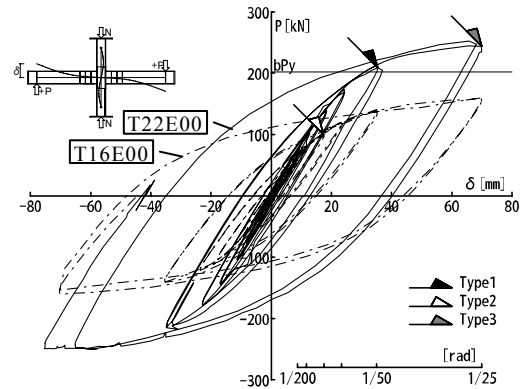
履歴曲線は、実験変数に関わらず各試験体とも  $R = 1/150\text{rad}$  時までは弾性挙動を示し、 $R = 1/100\text{rad}$  のサイクルより非線形挙動を示すようになり、 $R = 1/50\text{rad}$  サ



写真-4 局部座屈



(a) T22E00・T22E16 (梁偏心の比較)



(b) T22E00・T16E00 (増厚鋼管板厚の比較)

図-4 荷重-骨組全体変形

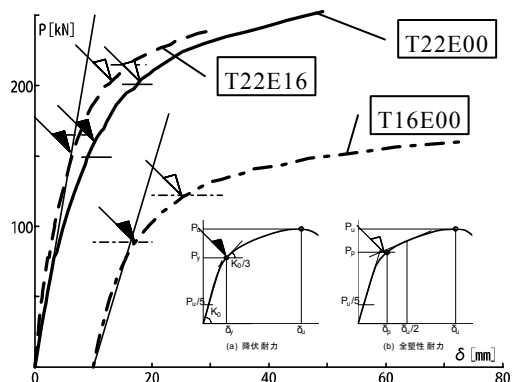


図-5 骨組全体変形スケルトンカーブ

イクル時には塑性域になる． $R = 1/50\text{rad}$  を超え  $R = 1/25\text{rad}$  に達するまでの剛性が大きく低下する区間においても，各試験体に亀裂の発生による耐力の急激な低下は認められず，靱性に富んだ性状を示す．履歴ループの形状は部材角の大きさに関わらず繰り返しの耐力低下のない安定した紡錘形の履歴曲線を示す．また，T22E00 試験体と T22E16 試験体のスケルトンカーブはほぼ同じ軌跡を描き，特に全塑性に至るまでは重なっている．本実験での範囲内であれば，梁の偏心が骨組全体の履歴性状に与える影響は小さいと言える．

### 3.3 局部面外変形

各試験体の柱梁接合部の局部面外変形スケルトンカーブを図-6 に示す．図中の直線は各試験体の局部面外変形の弾性剛性を文献[1]に基づいて計算した結果を示す．

T22E00 試験体と比較して，T22E16 試験体のスケルトンカーブは全体的に変形が小さいが，弾性剛性の計算値は T22E00 試験体・T22E16 試験体のいずれの実験値にも比較的良好な対応を示している．このことから，組立増厚鋼管の局部面外変形の弾性剛性は文献[1]に提案されている計算式にて推定でき，本実験の範囲の偏心率 ( $e/Bp = 0.16$ ) では梁の偏心に関わらず局部面外変形の初期剛性を評価できることがわかった．

### 3.4 ひずみ性状

接合部近傍の梁フランジのひずみ分布を図-7 に示す．梁フランジのひずみ分布は，実験変数に関わらず梁端部になるほど値が大きくなり，また，梁偏心のある場合は，偏心側が反偏心側に比べて5割程度大きなひずみ値を示す．これは破壊状況で記載したように偏心側では始めに梁フランジ溶接部近傍の亀裂 (Type1) が生じることと一致している．

増厚鋼管部・接合部パネルのひずみ性状を図-8 に示す．偏心側と反偏心側で相違し，偏心側の負担割合が大きい傾向を示す．また，その平均値がほぼ無偏心の試験体と同じ性状を示す．

### 3.5 耐力の評価

柱フランジ面の耐力は梁偏心の場合も含めて，崩壊機構を形成したときの降伏線を図-9 に示すモデルのように仮定し導いた．柱梁接合部局部の全塑性耐力の上界値  $jMp$  は次式で与えられる．

ここで， $cMp$  は柱素管面の単位長さ当たりの面外曲げ全塑性モーメント， $pMp$  は組立増厚鋼管の単位長さ当たりの面外曲げ全塑性モーメント， $b\sigma_y$  は梁フランジの降伏応力度である．未知数  $x, y1, y2$  は  $jMp$  が最小

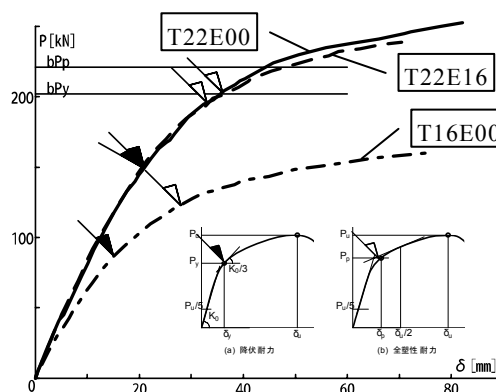


図-6 局部面外変形スケルトンカーブ

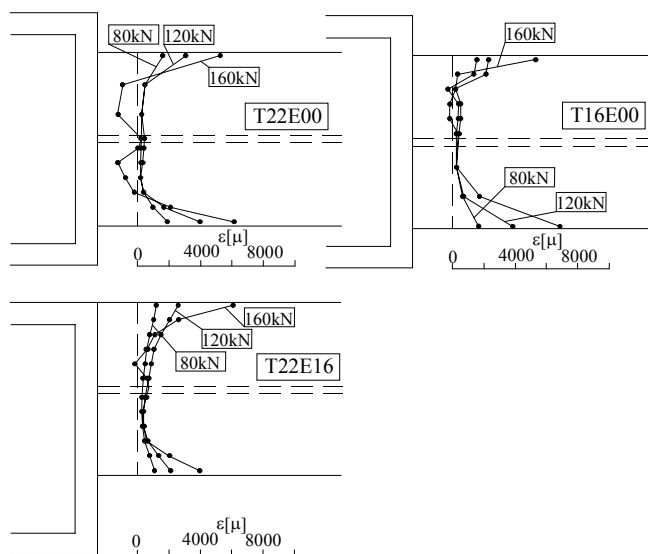


図-7 梁フランジひずみ分布

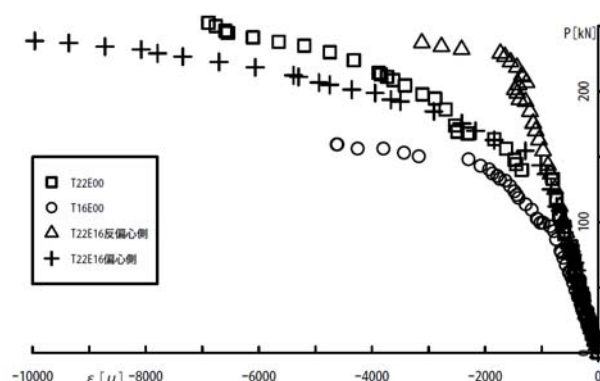


図-8 パネルひずみスケルトンカーブ

となる条件より求める。また、降伏耐力  $jMy$  は上記全塑性耐力式において  $cMp$ ,  $pMp$  を単位長さあたりの面外曲げ降伏モーメント  $cMy$  (柱素管),  $pMy$  (組立増厚鋼管) とおくことで求める。

$$\begin{aligned}
 jM_p = & cM_p \cdot h_b \left( \frac{b_c}{x} + (x-l) \left( \frac{2}{y_1} + \frac{2}{y_2} + \frac{y_1+y_2}{x^2} \right) \right) \\
 & + pM_p \cdot h_b \left( \frac{b_c - y_1 - y_2}{x} + (2l + r + h_b) \left( \frac{1}{y_1} + \frac{1}{y_2} \right) + \frac{l(y_1+y_2)}{x^2} + \frac{2b_c}{h_b - r + l} \right) \\
 & + h_b \left( \frac{(y_1 - m_1)^2}{2y_1} + \frac{(y_2 - m_2)^2}{2y_2} \right) l b \sigma_y
 \end{aligned}$$

上記耐力式により求めた柱梁接合部局所の降伏耐力・全塑性耐力の計算値、梁・柱および接合部パネルの各種耐力計算値を表-2に示す。また、各試験体の骨組全体変形・局外面外変形の降伏耐力及び全塑性耐力の実験値を表-2に示すとともに図-5・図-6のスケルトンカーブ上に矢印にて示す。降伏耐力の実験値は 1/3 Slope Factor 法で、全塑性耐力の実験値は General Yield Point 法で求めた。なお、これらの値は梁端部での荷重に置換している。また、同表中の[ ]内は実験値/計算値の比率である。

T22E00 試験体と T22E16 試験体の降伏耐力・全塑性耐力はほぼ同じであり、梁の偏心が骨組全体変形の耐力に与える影響はほとんど無いものと考えられる。

T16E00 試験体は骨組全体変形の耐力が梁の降伏耐力  $bPy$  に達しておらず、T16E00 試験体の骨組耐力に対して局外面外変形の耐力が支配的であると考えられる。

T22E00 試験体と T22E16 試験体は局外面外変形の全塑性耐力実験値が梁の全塑性耐力  $bPp$  の計算値と同程度であり、T22E00 試験体および T22E16 試験体の耐力に対しても局外面外変形耐力の影響が大きいものと考えられる。

部位ごとの耐力を比較すると、すべての試験体で局外面外変形の降伏が先行している。T16E00 試験体は明らかに局部降伏先行型であり設計通りの挙動を示した。

T22E00 試験体・T22E16 試験体は梁降伏・局部全塑性・パネル全塑性が 5kN 程度の荷重幅に集中していることから、複数の要因で骨組の剛性が低下したことが分かる。これらは骨組全体変形の履歴性状と一致する。

降伏線理論による局外面外変形降伏耐力・全塑性耐力の計算値は、局外面外変形の実験値とほぼ一致し、両者の比をとっても良い対応を示していることから、降伏線理論による局外面外耐力の予測は十分可能であると言える。さらに、導出した全塑性耐力式を用い、梁の偏心率をパラメータにして求めた局外面外変形の全塑性耐力の変化の様子を図-10に示す。同図の縦軸

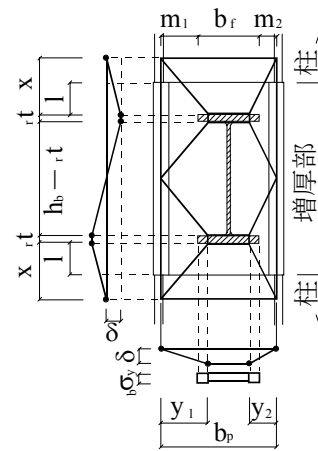


図-9 降伏機構

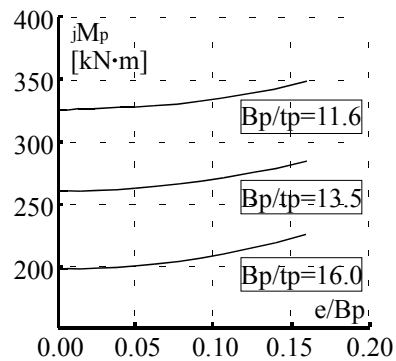


図-10 偏心率による耐力

表-2 各種耐力 (kN)

	骨組実験値			局部実験値		梁計算値		局部計算値		パネル計算値	柱計算値
	降伏	全塑性	最大値	降伏	全塑性	降伏	全塑性	降伏	全塑性	全塑性	全塑性
T22E00	150	203	253	164	203			149	201[1.01]	204	
T22E16	150	196	239	153	204	202	221	165	215[0.93]	(204)	453
T16E00	87.3	123	160	109	122			88.8	122[1.00]	157	

は局局面外変形の全塑性モーメント  $jMp$  横軸は梁の偏心率  $e/Bp$  をそれぞれ示す。偏心率が上がるほど全塑性耐力の計算値は緩やかに上昇する。また、組立増厚鋼管の幅厚比が異なっても梁の偏心による耐力の上昇幅は同程度である。

### 3.6 数値解析

実大十字試験体の弾塑性挙動について3次元非線形有限要素解析プログラム NEiNastran Version 9.2を用いて、材料非線形および幾何学的非線形を考慮した静的解析を行った。

解析モデルは実大実験で用いた試験体とし、要素分割の一例を図-11に示す。各部材は六面体ソリッド要素で離散化している。また、柱梁接合部の溶接余盛部分および柱角部の隅肉溶接部分も六面体要素で離散化した。要素の分割は柱梁の各部について板厚方向に2分割した。柱梁接合部近傍は密に要素分割し、接合部近傍から柱端方向・梁端方向に向かって分割密度を粗くした。梁要素の最小分割幅は5mm、最大分割幅は112mmであり、柱要素の最小分割幅は5mm、最大分割幅は66mmである。なお、T22E16試験体モデルの要素数は25924、節点数は38098である。また、境界条件は柱脚部をピン支持・柱頭部をピンローラー支持とし、梁両端を自由端として、梁端部に荷重を作用させた。

材料特性は、von-Misesの降伏条件および等方硬化則とし、塑性域における構成方程式は連合流れ理論によるものとした。鋼材の応力-ひずみ関係は表-1に示す素材試験結果をもとに多接点型に近似した。

3次元非線形有限要素解析により得られた骨組全体変形の履歴曲線を実験結果と対比して図-12に示す。解析における履歴曲線は実験の挙動と良好な対応を示しており、各試験体とも解析を行った範囲では履歴性状を十分に評価している。

### 4. まとめ

組立増厚鋼管を用いたノンダイヤフラム形式の鉄骨柱梁接合部を有する部分骨組について、梁の偏心および組立増厚鋼管の板厚を実験変数とした静加力実験を行い、本実験の実験変数の範囲で以下の結論を得た。

- (1) 骨組全体変形・局局面外変形の履歴曲線は安定した紡錘形となり十分な塑性能力を示した。
- (2) 試験体の最終状況は、梁フランジや組立増厚鋼管の溶接境界部から発生した亀裂の進展であり、組

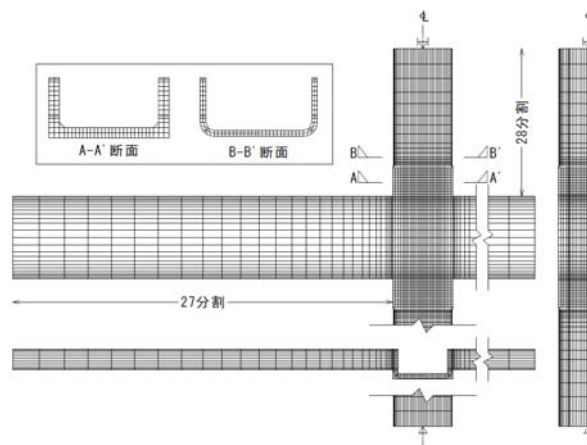


図-11 要素分割 (T22E00)

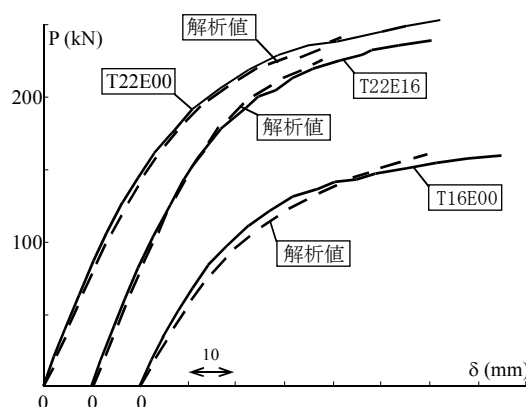


図-12 FEM解析結果

立増厚鋼管の角部溶接部に損傷は見られなかった。

- (3) 局局面外変形の初期剛性は梁の偏心にかかわらず指針[1]の計算式にて評価できる。
- (4) 3次元弾塑性有限要素解析により試験体の弾塑性挙動を比較的精度良く追跡することができる。
- (5) 降伏線理論に基づき、組立増厚鋼管に梁が偏心して取り付く柱梁接合部の局局面外変形耐力式を提示し、実験値と比較的良好な対応であった。

### 謝辞

本研究は、東京電機大学と駒井ハルテックとの共同研究として行われたものであり、東京電機大学特任教授森田耕次博士、東京電機大学教授立花正彦博士には貴重なご指導をいただきました。また当大学院生の林隆史氏には実験から解析に至るまでご協力を得ました。皆様に紙面を借りてお礼申し上げます。

### 参考文献

- 1) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針 第2版，2006年3月