

論文 鉄道用のコンクリート充填角型鋼管柱を対象とした簡易設計法の提案

金田 淳^{*1}・小林 薫^{*2}

要旨：本論文は、角形鋼管柱の内部にコンクリートを充填した供試体について正負交番載荷実験を行った結果より、骨格曲線算定手法を提案するものである。実験結果の降伏モーメント、最大モーメント、断面諸元より等価塑性ヒンジ長 L_{pe} と鋼材応力分布が全塑性モーメントとなる位置 L_{ue} を評価するとともに、断面諸元、軸力比をパラメータとした L_p, L_u の算定式を構築した。

キーワード：変形性能，幅厚比，軸力比

1. はじめに

鉄道構造物では、線路に近接した個所や狭隘個所等、施工環境が厳しい場合が多い。このような施工環境を勘案して、駅設備や駅に近接した空間を新たに生み出そうとする場合、鋼部材を用いた構造形式が採用される場合が多い。

コンクリート充填鋼管柱は、鋼管とコンクリートの合成効果により断面寸法に比べて大きな耐荷力が得られる。また、コンクリートが鋼管の局部座屈の進行を遅らせることにより優れた変形性能が期待できる構造である事から、近年、土木¹⁾・建築²⁾ の分野で、構造部材として多く用いられるようになってきた。

筆者らは、このような背景をもとに角形鋼管柱の変形性能の向上を目的に、コンクリートを充填した角型鋼管柱の交番載荷試験を実施し、その結果より骨格曲線算定手法について検討を行ったので以下に報告する。

2. 実験概要

2.1 供試体概要

今回の検討に用いた供試体の諸元を表-1 に、概要図を図-1 に示す。表-1 中幅厚比は柱断面幅 B を鋼材の板厚 t で除した値、軸力比は軸方向圧縮力 N' を全塑性軸力 N_y' で除した値である。全塑性軸力 N_y' は式(1)により求める。

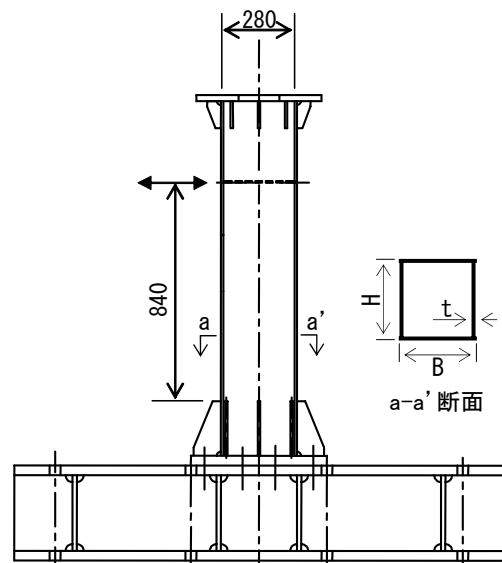


図-1 供試体概要図

$$N_y' = f_{sy} \cdot A_s + f_c' \cdot A_c \quad (1)$$

ここで、 A_s ：鋼材の断面積

A_c ：コンクリートの断面積

供試体は片持ち形式の柱部材とし、柱断面は 280mm×280mm の正方形断面で、その内部にコンクリートを充填したものである。充填に使用したコンクリートは呼び強度 24N/mm² のレディミクストコンクリートである。角形鋼管柱の製作は鋼板を完全溶け込み溶接により 4 辺を溶接して行った。なお、本供試体は基部にリブ補強を行っている。このため、実験では補強リブの天端から水平荷重作用点までをせん断スパン

*1 東日本旅客鉄道（株）JR 東日本研究開発センター

課 員 (正会員)

*2 東日本旅客鉄道（株）JR 東日本研究開発センター

課 長 博士(工学) (正会員)

表-1 供試体諸元

記号	断面寸法 幅×高さ B×H[mm]	板厚 t[mm]	幅厚比 B/t	軸力比 N'/N _y '	鋼材降伏強度 f _{sy} [N/mm ²]	コンクリート強度 f' _c [N/mm ²]	作用軸力 N'[kN]
SK-2	280×280	4.5	62	0.19	419.6	21.5	684
SK-3	280×280	3.0	93	0.18	310.4	27.6	558
SK-4	280×280	5.5	51	0.19	389.0	28.2	817
SK-5	280×280	9.0	31	0.19	366.0	28.5	1,047
SK-6	280×280	4.5	62	0.00	419.6	24.3	0
SK-7	280×280	4.5	62	0.24	419.6	26.7	974
SKS-7	280×280	6	47	0.18	401.0	29.2	868
SKS-9	280×280	4.5	62	0.18	559.0	29.2	906

2.2 交番载荷概要

载荷装置の概要図を、図-2 に示す。

水平力はアクチュエーターにより柱頭部付近の所定の位置に载荷し、軸方向圧縮力は鉛直ジャッキにより柱頭部に与えた。

载荷手順は、以下の通りである。

- 鉛直ジャッキにより所定の軸方向圧縮力を導入した状態で保持する。
- 角形鋼管柱下端（基部）における鋼管の軸方向ひずみの測定値が材料実験の結果から求まる降伏ひずみに達するまで負側にアクチュエーターの荷重制御で载荷する。引き続き、正側について同様に载荷する。（この時の負側载荷，正側载荷の载荷点変位量の平均値を降伏変位 δ_{ye} とする。）
- アクチュエーターを载荷点変位の変位制御に

切替え，以降，降伏変位 δ_{ye} の整数倍の変位量を片振幅とした正負交番で 1 サイクルずつ振幅を増加させながら载荷する。

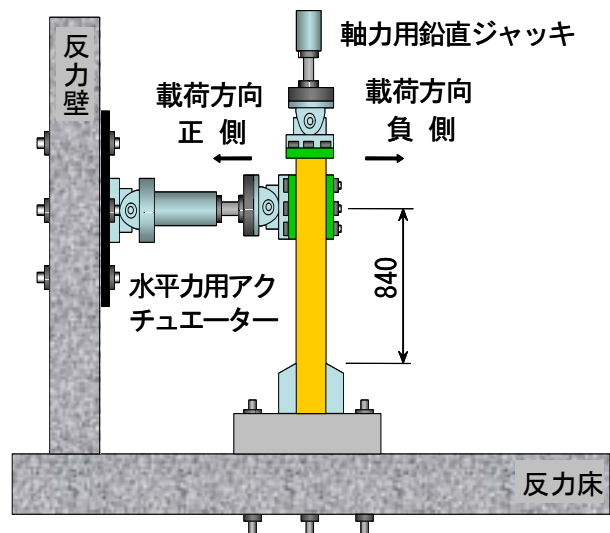


図-2 実験装置概要図

表-2 実験結果

記号	降伏変位 δ_{ye} (mm)	降伏荷重 P _{ye} (kN)	最大荷重 P _{me} (kN)	亀裂発生	
				時期	荷重(kN)(最大荷重に対する比)
SK-2	5.05	252.7	384.5	8 δ_y 载荷中	294.5 (0.77)
SK-3	5.85	213.8	288.6	7 δ_y 载荷中	256.7 (0.89)
SK-4	5.45	327.4	492	8 δ_y 载荷中	315.9 (0.64)
SK-5	5.45	407	700.2	7 δ_y 载荷中	599.7 (0.86)
SK-6	3.65	174.1	379	9 δ_y 载荷中	352.6 (0.93)
SK-7	5.55	315.3	447	7 δ_y 载荷中	332.4 (0.74)
SKS-7	5.26	336.6	542.6	9 δ_y 载荷中	463.3 (0.85)
SKS-9	6.85	356.2	516.4	8 δ_y 载荷中	314.5 (0.61)

2.3 実験結果

実験結果を表-2 に示す。表-2 中の降伏変位、降伏荷重、最大荷重は正側荷重、負側荷重両側の値の平均値である。また、主な供試体の荷重変位曲線を図3~8 に示す。なお、図中にはP- δ 効果を考慮した降伏荷重のラインも併せて示す。軸力を0としたSK-6を除き荷重変位曲線はほぼ同様の形状を示している。いずれの試験体も荷重開始より降伏に至るまでの間には目立った損傷は確認できなかった。部材降伏後、最大荷重を示すまでの過程で鋼材表面に微少なしわが多数発生し、荷重点の変位が大きくなると剥落した。さらに大きな水平変位での荷重で柱基部に局部座屈が生じて、鋼板のはらみだしが確認された。最大荷重以後は変位が大きくなるにつれ、局部座屈が伸展していった。耐力が最大耐力より概ね10~40%低下した段階で、局部座屈が発生している箇所の隅角部や柱基部とリブとの溶接部に亀裂が発生し、その後亀裂が伸展し破壊に至った。写真-1 に供試体の損傷状況を示す。

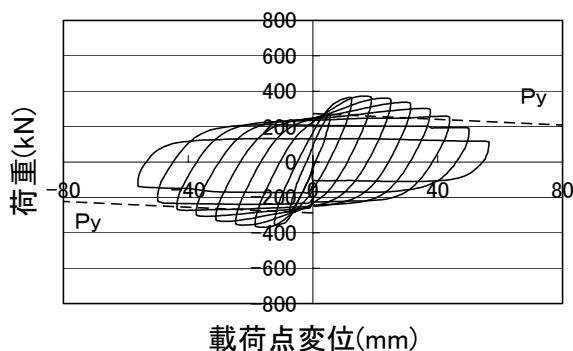


図-3 SK-2 の荷重-荷重点変位曲線

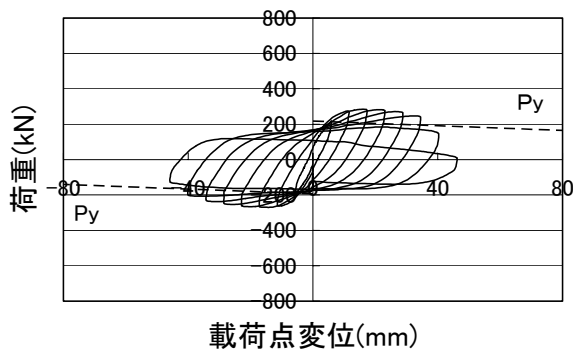


図-4 SK-3 の荷重-荷重点変位曲線

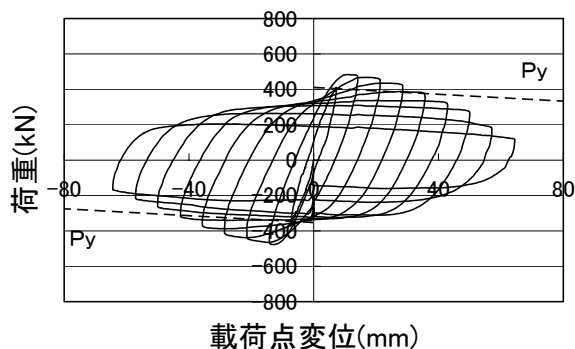


図-5 SK-4 の荷重-荷重点変位曲線

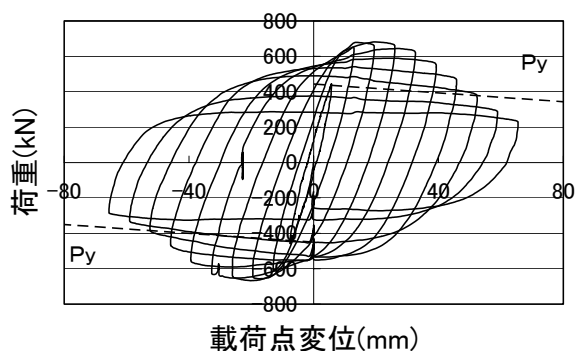


図-6 SK-5 の荷重-荷重点変位曲線

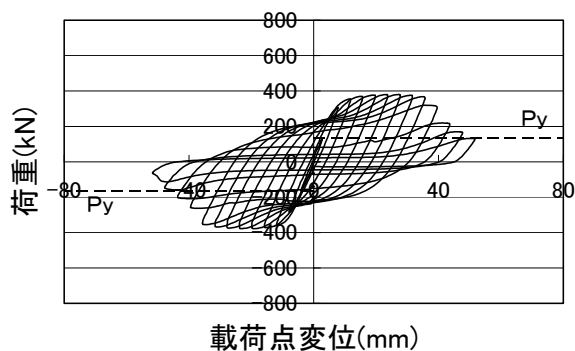


図-7 SK-6 の荷重-荷重点変位曲線

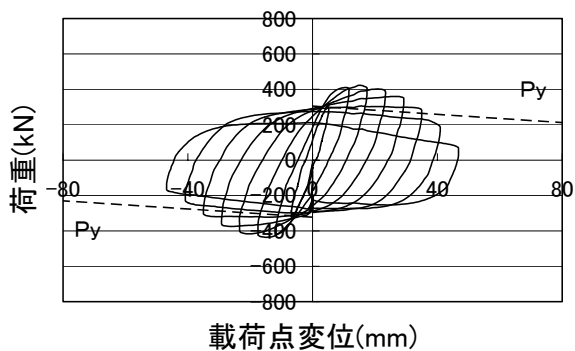
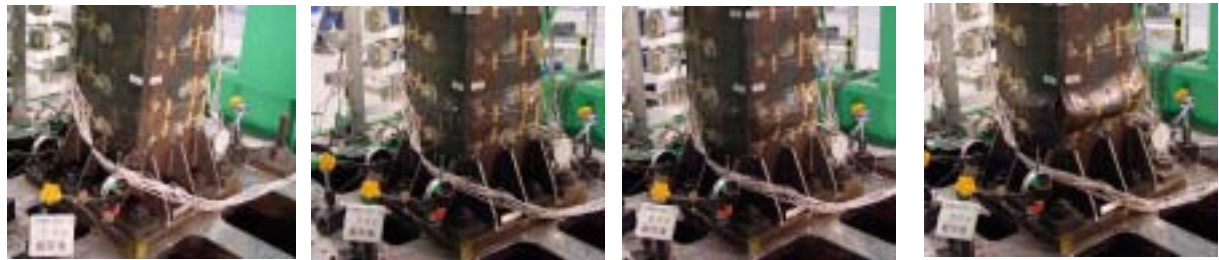


図-8 SK-7 の荷重-荷重点変位曲線



降伏時 最大荷重時 最大荷重以降亀裂発生前 亀裂発生時

写真-1 損傷状況

3. 骨格曲線算定手法の検討

3.1 骨格曲線の概要

コンクリート充填角型鋼管柱のM- θ 関係の骨格曲線について図-9に示すようY点、M点、N点により定められるトリリニアモデルと仮定した。Y点は部材が降伏する点、M点は最大荷重を示す点、N点は最大荷重の90%に荷重が低下した点とした。

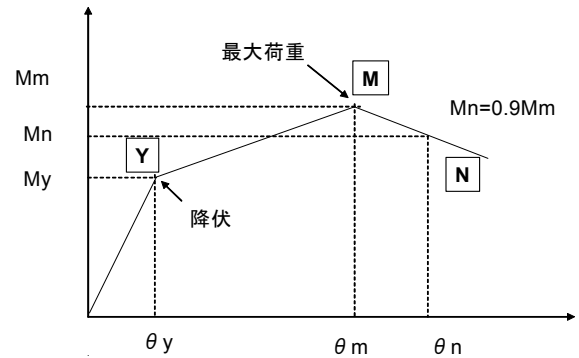


図-9 骨格曲線の概要

また、鉄道構造物設計標準・同解説（耐震設計）¹⁾で定められる各損傷レベルの範囲を以下のように設定することとした。

- 損傷レベル1：骨格曲線上のY点までの範囲
- 損傷レベル2：骨格曲線上のM点までの範囲
- 損傷レベル3：骨格曲線上のN点までの範囲

3.2 骨格曲線算定の手法の基本的な考え方

コンクリート充填角型鋼管の骨格曲線の算定方法は、鉄道構造物設計標準・同解説（耐震設計）¹⁾に記載されている円形断面のコンクリート充填鋼管柱の骨格曲線算定方法に準じた方法で行うこととした。本稿では、円形断面と算定方法が異なる部分を次節以降に述べる。

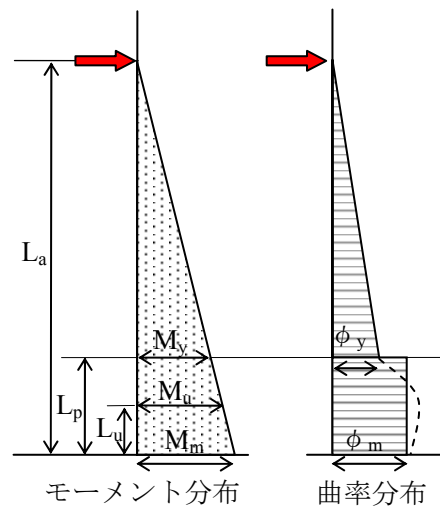


図-10 M点におけるモーメント分布と曲率分布

3.3 Y点の算定上での相違点

M_y は降伏点の定義をフランジ部の鋼材が降伏ひずみに達した点として算定する。 θ_y を算定する際の曲率分布は三角形分布とし、曲げ剛性は、鋼材とコンクリートの全断面を有効とした合成断面として算定した。

3.3 M点の算定上での相違点

(1) 等価塑性ヒンジ長 L_p の定義

今回検討する骨格曲線算定式において L_p は曲げモーメントが降伏モーメント M_y を超えてい

る区間とした。(図-10 参照)

(2) 曲げモーメント M_m の算定

部材端部のモーメント M_m は式(2)により算定する。

$$M_m = \frac{L_a}{L_a - L_u} M_u \quad (2)$$

ここで、 M_u は鋼材の応力分布が全塑性状態となっている点におけるモーメント、 L_u は柱基部よりモーメントが M_u を示す位置までの長さ(図-10 参照)であり、算定方法は以下による。

a) M_u の算出

M_u の算出はコンクリートの圧縮応力度の合力、鋼材の圧縮応力度と引張応力度の合力を算定し、部材断面内の力の釣合い条件を満足するように、中立軸位置を求め算定する。鋼材の応力分布は全塑性状態とし、コンクリートの応力分布は、鉄道構造物設計標準・同解説（コンクリート構造物）³⁾に記載されている等価応力ブロックを使用して求める。

b) L_u の算出

モーメント分布を三角形分布と仮定すると式(3)の関係が成り立つ。

$$\frac{L_a - L_p}{L_a - L_u} = \frac{M_y}{M_u} \quad (3)$$

ここで $L_u/L_p = \alpha$ とし式(3)を整理すると式(4)が得られる

$$L_u = \frac{M_u - M_y}{M_u - \alpha M_y} \alpha L_a \quad (4)$$

また、 α は式(5)にて求めるものとする。

$$\alpha = \left(-1.56 \frac{M_u}{M_y} + 2.759 \right) \left(-1.80 \frac{N'}{N_y} + 1.019 \right) \quad (5)$$

式(5)は実験結果を統計的に整理することで導いたものであり、以下にその過程を示す。

・ 各供試体の L_{ue}/L_{pe} の評価

各供試体の M 点における L_{ue}/L_{pe} (L_u/L_p の実験値) は図-10 に示すモーメント分布より式(6)の関係が成り立つと考えられる。

$$\frac{L_{ue}}{L_{pe}} = \frac{M_{me} - M_{ue}}{M_{me} - M_{ye}} \quad (6)$$

ここで、 M_{me}, M_{ue}, M_{ye} は M_m, M_u, M_y の実験値である。 M_{ue} を式(7)により求めることで、各供試体の M 点における L_{ue}/L_{pe} を求めることができる。

$$M_{ue} = M_{ye} \cdot \frac{M_u}{M_y} \quad (7)$$

・ L_{ue}/L_{pe} と軸力比の関係の整理

図-11 はパラメータが軸力比 (N'/N_y) である3体の試験体(SK-2, SK-6, SK-7)の L_{ue}/L_{pe} について、縦軸を L_{ue}/L_{pe} 低減率(対象とする試験体の L_{ue}/L_{pe} を軸力比が0である試験体の L_{ue}/L_{pe} で除した値)、横軸を軸力比として表したものである。

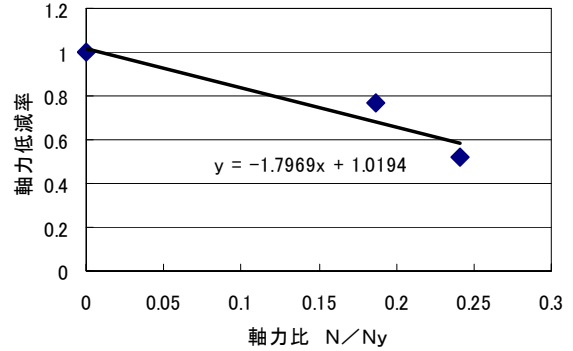


図-11 軸力低減率と軸力比の関係

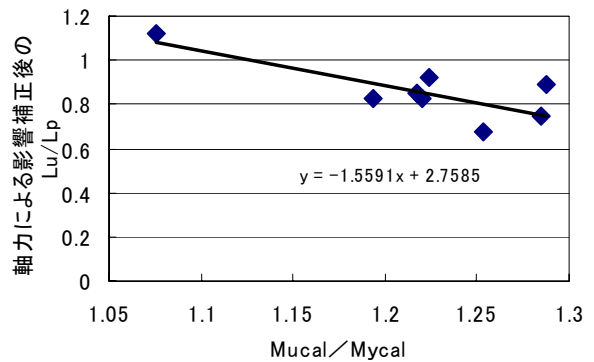


図-12 軸力補正後の L_{ue}/L_{pe} と M_u/M_y の関係

軸力比が大きくなるにつれて、 L_{ue}/L_{pe} 低減率の値が小さくなっていることがわかる。

・ 軸力の影響を補正した L_{ue}/L_{pe} と M_u/M_y の関係の整理

図-12 は、図-11 中に示される近似式から求められる低減率により軸力の影響を補正した後の L_{ue}/L_{pe} と M_u/M_y の関係を示したものである。両者には相関がみられることがわかる。したがって、図-11, 図-12 中の近似式より式(5)を導くことができる。

(3) ϕ_m の算定

ϕ_m は等価塑性ヒンジ区間における平均曲率として整理する。 ϕ_m の算定式を式(8)に示す。

$$\phi_m = a f_{sy} + b \frac{B}{t} + c \frac{N'}{N_y} + d \quad (8)$$

$$a = -6.34 \times 10^{-8}$$

$$b = 4.29 \times 10^{-7}$$

ただし $c = -1.12 \times 10^{-5}$

$$d = 7.88 \times 10^{-5}$$

f_{sy} : 鋼材降伏強度

表-3 実験値と計算値の比較

	SK-2	SK-3	SK-4	SK-5	SK-6	SK-7	SKS-7	SKS-9	平均
M_{ye}	212.3	179.6	275.1	341.9	146.2	264.9	282.7	299.2	
M_y	220.1	141.6	243.5	336.4	189.9	233.8	276.2	299.0	
M_y/M_{ye}	1.04	0.79	0.89	0.98	1.30	0.88	0.98	1.00	0.98
θ_{ye}	0.006012	0.006964	0.006488	0.006488	0.004345	0.006607	0.006262	0.008155	
θ_y	0.004815	0.004784	0.004317	0.004392	0.004460	0.004499	0.004515	0.005996	
θ_y/θ_{ye}	0.80	0.69	0.67	0.68	1.03	0.68	0.72	0.74	0.75
M_{me}	323.0	242.4	413.3	588.2	318.4	375.5	455.8	433.8	
M_m	336.2	185.1	371.3	533.2	425.3	345.8	425.8	450.3	
M_m/M_{me}	1.04	0.76	0.90	0.91	1.34	0.92	0.93	1.04	0.98
θ_{me}	0.02024	0.02292	0.01589	0.02524	0.02726	0.01798	0.02129	0.02006	
θ_m	0.02127	0.02007	0.02053	0.01981	0.02814	0.02033	0.02009	0.01950	
θ_m/θ_{me}	1.05	0.88	1.29	0.78	1.03	1.13	0.94	0.97	1.01
θ_{ne}	0.04426	0.04258	0.03829	0.04673	0.04357	0.03594	0.04262	0.03707	
θ_n	0.04149	0.04164	0.04076	0.03974	0.04582	0.04081	0.04024	0.03983	
θ_{ne}/θ_n	0.94	0.98	1.06	0.85	1.05	1.14	0.94	1.07	1.00

式(8)は式(9)により求めた ϕ_m の実験値(ϕ_{me})について、幅厚比、軸力比、鋼材降伏強度をパラメータとして回帰分析して求めたものである。

$$\phi_{me} = \frac{\delta_{mpe}}{L_{pe}(L_a - 0.5L_{pe})} \quad (9)$$

ここで、 L_{pe} は式(10)により求める。また、 δ_{mpe} はM点における等価塑性ヒンジ区間部の曲げ変形による変位の実験値である。

$$L_{pe} = L_a \left(1 - \frac{M_{ye}}{M_{me}} \right) \quad (10)$$

3.4 N点算定上の相違点

N点の算出方法に用いる $\Delta\theta_p$ (M点とN点の間の等価塑性ヒンジ区間による回転角の増分)の値はその実験値である $\Delta\theta_{pe}$ の平均値を採用し $\Delta\theta_p = 0.024$ とした。 $\Delta\theta_{pe}$ は式(11)により求める。

$$\Delta\theta_{pe} = \frac{\delta_{ne} - \delta_{me}}{L_a - 0.5L_{pe}} \quad (11)$$

ただし、 δ_{ne} はN点における荷点水平変位の実験値、 δ_{me} はM点における荷点水平変位の実験値を示す。

3.5 実験値と計算値の比較

表-3に骨格曲線の各点の実験値(添字にeを含む)と計算値(添字にeを含まない)を示す。モーメントについてはY点、M点、N点において精度よく評価できている。部材角については、M点、N点において計算値は実験値を精度よく

評価しているが、Y点においては計算値が実験値の約75%という結果となった。

4. まとめ

角形鋼管の内部にコンクリートを充填した柱について正負交番荷重実験を行った。今回の実験により得られた知見を以下に示す。

- (1) コンクリート充填角型鋼管柱の等価塑性ヒンジ長 L_p を降伏モーメント、最大モーメント、せん断スパンで評価した。
- (2) M点、N点の耐力、部材角の算定式を提案し、実験結果を比較的精度よく評価できることを確認した。

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，丸善，pp.167-178，1999.10
- 2) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針
- 3) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，丸善，p.81，1999.10