

論文 中空部に中詰めした SC 杭の終局時の変形性能に関する解析的研究

江崎 宏哉*1・小原 拓*2・河野 進*3・Clarissa JASINDA*1

要旨：鋼管およびコンクリートの耐力劣化を考慮した解析モデルを用いて中詰めを施した SC 杭の曲げせん断実験の再現を行い、解析モデルの妥当性を示した。また、この解析モデルを用いて、中詰めの有無、鋼管厚、コンクリート厚、軸力比を変数とした 50 ケースの数値解析を行い、軸力保持性能が低下し始める軸方向縮み開始点について検討した。軸力比を 0~0.3 とした解析ケースでは、軸方向縮みが確認された試験体については最大耐力とほぼ同時に軸方向縮み開始点に到達し、軸力比と鋼管厚が大きい試験体ほど早期に同点に到達するという結果を得た。

キーワード：SC 杭、中詰め、MS モデル、終局変形性能、軸力比

1. はじめに

杭基礎構造の設計では、大地震を想定した二次設計を求められるようになってきているものの、法的に義務付けられておらず、性能目標の設定は設計者の判断にゆだねられているのが現状である。その一方で、近年の大地震では杭基礎の被害により、建物の全壊に至らずとも建物の傾斜により継続使用が困難となる事例が報告されている¹⁾²⁾。近年ではコストや施工性の観点から、中低層の建物では高強度コンクリートを用いた既製コンクリート杭が多く使用される傾向にあり、大地震に対する杭基礎の目標性能を明確にする設計が重要になると予想される。

既製コンクリート杭の中でも本研究で取り上げる外殻鋼管付コンクリート杭（以下、SC 杭）は、中空コンクリートの外側に鋼管があり、主に杭頭部に使用されている。しかし、片持ち載荷形式による長澤ら³⁾の SC 杭の曲げ実験では、軸力比約 0.2 以上の圧縮軸力を与えた試験体において、外殻コンクリートの圧壊や鋼管の局部座屈が確認され、最大耐力到達後に急激な耐力低下を示すことが報告されている。

そのため安価で簡易な方法により高軸力下においても既製コンクリート杭の靱性を確保する手法として、杭中空部にコンクリートの中詰めを施して補強する方法が提案されている。SC 杭の中詰めによる効果に関して、例えば田中ら⁴⁾の研究では片持ち形式での曲げせん断実験により、コンクリートの中詰めすることで曲げ変形性能の向上および軸方向変形の進行がある程度抑制されることが確認されている。しかしながら、中詰め材に強度の低い材料を用いた場合には、中詰めを施した場合でも変形性能の向上は見込めず、必ずしも中詰め補強を行うことが変形性能の向上に繋がらないことが考えられる。

SC 杭の変形性能に関する解析研究として、小原ら⁵⁾の研究では、文献 3)の実験のうち 5 体の中空断面の SC 杭

試験体を対象に、マルチスプリング（以下、MS）モデルを用いて解析を行い、荷重-変形関係を終局時まで再現した。その際、応力-ひずみ関係による材料モデルについて、コンクリートは最大耐力後の劣化挙動を考慮したモデル、鋼管は局部座屈を評価できるモデルにコンクリートによる座屈抑制の影響を考慮したモデルを使用している。

本研究では、中詰め SC 杭の荷重-変形角関係および軸挙動に着目し変形性能を評価することを目的とする。そのため、小原ら⁵⁾により提案された解析モデル（以下、座屈モデル）を用いて、中詰め補強による外殻コンクリートの圧壊抑制効果を考慮して中空および中実断面の SC 杭を対象に、鋼管厚、コンクリート厚および軸力比を変数とした計 50 体の数値解析を行い、軸力保持性能が低下し始める点について分析する。

2. 軸方向縮み開始点

本研究では中空部にコンクリートの中詰めした SC 杭の軸方向縮み開始点を評価する。

現状の SC 杭の安全限界状態評価について、基礎部材の強度と変形性能⁷⁾では、以下の式(1)により安全限界曲げモーメント M_u を定義することで安全性を確保している。式(1)では断面の曲げ解析により、圧縮側最外縁コンクリートが限界ひずみ ϵ_{cu} に達した時の曲げモーメント M_{u0} に、低減係数 β_1 、 β_2 を乗じており、これらの係数の設定は 1.0 以下の範囲で設計者にゆだねられている。また、ピーク後の変形性能については期待していない。

$$M_u = \beta_1 \beta_2 M_{u0} \quad (1)$$

今後 SC 杭の最大耐力後の変形性能を考慮して安全限界状態を評価する必要があると考えられ、また中詰めによる曲げ性能向上効果についても検討を行うことが重要になると考えられる。そのため本研究では、SC 杭の片持

*1 東京工業大学大学院 環境社会理工学院建築学系 大学院生（学生会員）

*2 国土技術政策総合研究所 建築研究部 研究官 博士（工学）（正会員）

*3 東京工業大学 科学技術創成研究院 教授 博士（工学）（正会員）

ち形式による曲げせん断実験から得られる鉛直変位一部材角関係において、鉛直変位が低下し始める点（後出の Fig. 8 参照）を「軸方向縮み開始点」と定義し、軸力保持性能が低下し始める点として評価する。

3. 解析モデル概要

Fig. 1 に対象とする試験体断面図および荷重方法を示す。荷重方法は片持ち梁形式の曲げせん断方式とし、中詰め区間は杭全長とした。本研究では座屈モデルに基づき、以下に示すように SC 杭のモデル化を行った。

3.1 MS モデル

Fig. 2 に解析概要図を示す。本解析では、部材断面を複数のばねに分割して曲げモーメントと軸力の相互作用を評価することができる MS モデルを用いた。杭体は危険断面に近い端部の変形集中領域に弾塑性ばねを取り付け、他は弾性線材としてモデル化した。端部の変形集中領域長さは、 $1.0 \times$ 杭径 ϕ とした。変形集中領域における杭断面は、円周方向に 36 分割、半径方向に鋼管、外郭コンクリートは 6 分割、中詰めコンクリートは 15 分割とした。せん断変形については弾性と仮定し、コンクリートおよび鋼管のポアソン比をそれぞれ 0.2 および 0.3 としてせん断弾性係数を算出した。解析には弾塑性骨組解析プログラム SNAP ver. 8⁸⁾を用いた。

3.2 材料モデル概要

(1) コンクリートの材料モデル

Fig. 3 にコンクリートの材料構成則を示す。外殻コンクリートの応力-ひずみ関係 (Fig. 3 (a)) は、最大圧縮強度 σ_B の 0.8 倍を第一折れ点とし、耐力劣化を考慮して、最大圧縮強度到達後は圧縮限界点まで直線で下降する構成則を用いた。中空の試験体に関しては座屈モデルを準用し、圧縮限界点では圧縮応力度を 0、圧縮限界ひずみ ϵ_{cu} を 0.007 とした。中実断面の試験体は残留耐力が保持されることを考慮して圧縮限界点の圧縮応力度を $0.2\sigma_B$ 、圧縮限界ひずみ ϵ_{cu} を 0.0085 とし、その後は横ばいとした。

中詰めコンクリートの応力-ひずみ関係 (Fig. 3 (b)) は、最大強度 σ_B までは指数曲線のスケルトンカーブとし、その後の劣化挙動は外殻コンクリートと同様に圧縮限界点まで直線で下降する構成則とした。圧縮限界点については、圧縮応力度 $0.2\sigma_B$ 、圧縮限界ひずみ ϵ_{cu} を 0.01 とし、その後は横ばいとした。

引張強度 σ_t はいずれも式(2)を用いて算出し、引張強度到達後の軟化域は考慮していない。繰り返しの履歴特性は、除荷剛性を初期剛性と同等にし、再荷重においては経験した最大ひずみ点を指向する履歴とした。

$$\sigma_t = 0.33\sqrt{\sigma_B} \quad (2)$$

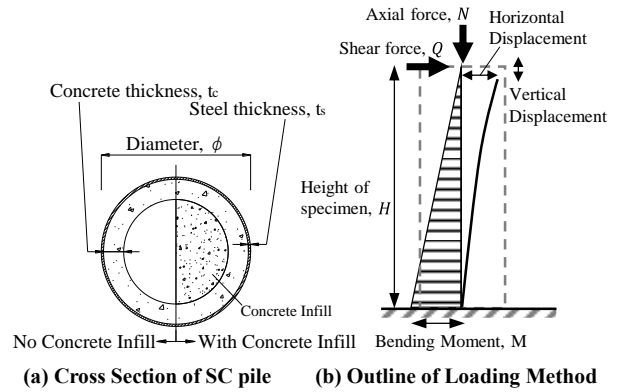


Fig. 1 Specimen and Loading System

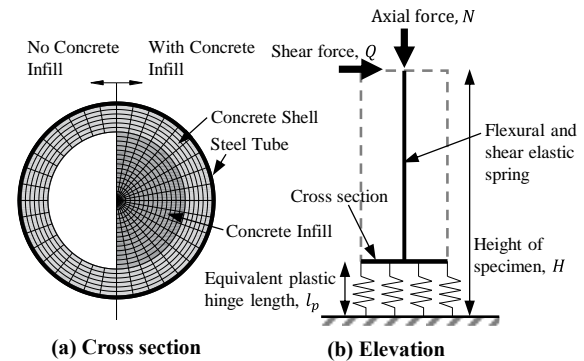
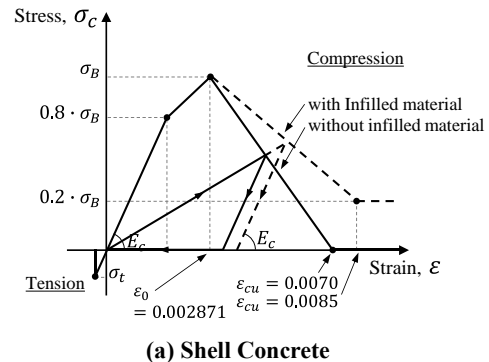
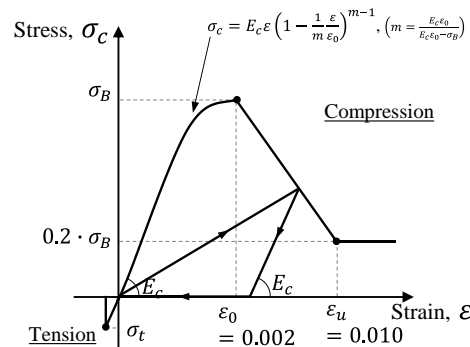


Fig. 2 Outline of Multi-spring Model



(a) Shell Concrete



(b) Infilled Concrete

Fig. 3 Stress - Strain Relation of Concrete

(2) 鋼管の材料モデル

Fig. 4 に鋼管の材料構成則を示す。鋼管の応力-ひずみ関係について、引張側はバイリニアモデルとして降伏後の剛性をヤング係数 E_s の 0.01 倍とした。圧縮側は局部座屈による耐力低下を評価するため、コンクリートによ

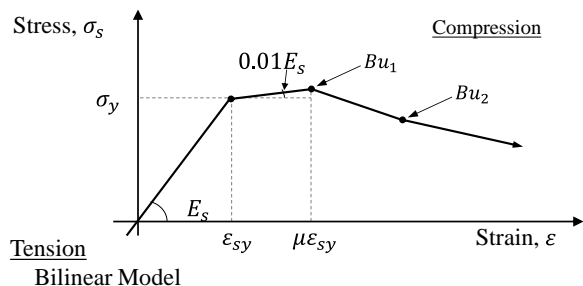


Fig. 4 Backbone Curve of Steel

る鋼管の座屈抑制効果を考慮する構成則とした。圧縮降伏後の剛性は $0.01E_s$ とし、以下の式(3)からひずみ塑性率 μ を算出し、局部座屈発生点 Bu_1 のひずみ $\mu\epsilon_y$ を設定した。

$$\mu = \frac{8.7}{\alpha} - 1.2 \quad (3)$$

ここで、 μ は基準化幅厚比 α (式(4))により表されており、座屈モデルではコンクリートにより局部座屈発生が抑制されることを考慮し、コンクリート部の厚み t_c を等価鋼管厚 eqt_s に置換して、コンクリートの分鋼管厚を割り増している。

$$\alpha = \epsilon_y \cdot \left\{ \frac{\phi}{(t_s + eqt_s)} \right\}^2 \quad (4)$$

eqt_s は鋼管とコンクリートのヤング係数比 $n (= E_s/E_c)$ を用い、中詰め部を含めた鋼管内のコンクリートの断面積 A_c を等価鋼管断面積 $eqA_s (= A_c/n)$ に置換することで算出している。

鋼管の応力度-ひずみ関係における内部履歴は引張側、圧縮側ともに Ramberg-Osgood モデル⁸⁾を用いた。

3.3 解析モデルの妥当性の検証

本節では、1章で紹介した田中ら⁴⁾のSC杭試験体を対象に2.1節・2.2節で述べたモデル化を行い、実験から得られた曲げモーメント-部材角関係および軸方向変位-部材角関係と比較することで、本研究で用いる解析モデルの妥当性を検証する。

Table 1 に試験体諸元を示す。対象とする試験体は、中空断面の試験体が1体、杭中空部にコンクリートを中詰めした中実断面の試験体が2体である。中空断面の試験体である CL0 は圧縮軸力を軸力比 0.14 程度導入している。中空部にコンクリートを中詰めした2体の中実断面試験体について、CLC は CL0 と同軸力を導入し、CHC では軸力比を 0.21 としている。

荷重方法は Fig. 1 (b) に示す片持ち曲げせん断形式である。設計降伏荷重までは荷重制御、その後は変位制御による正負繰返し荷重としており、繰返し回数は、荷重制御区間は各サイクル1回、変位制御区間は最大耐力到達までは3回、その後は1回としている。なお、本節の検証ではすべて変位制御とし、文献4)に記載の荷重-変形関係を数値化し、各サイクルの目標変位を定めた。また、実験では杭体をスタブ内に1,000mm 埋め込んでおり、

Table 1 Specimen Details⁴⁾

| | CL0 | CLC | CHC |
|--|-----------------|------|-----------------|
| Diameter, ϕ [mm] | 400 | | |
| Thickness [mm] | 66 | 65 | 64 |
| Steel Thickness, t_s [mm] | 6 | | |
| Concrete Thickness, t_c [mm] | 60 | 59 | 58 |
| ϕ/t_s | 66.67 | | |
| $(\phi - 2t_s)/t_c$ | 6.47 | 6.58 | 6.69 |
| Shear Span, H [mm] (Shear Span to Diameter Ratio) | 2,200 (5.5) | | |
| Axial Force, N [kN] (Axial Force Ratio, η) | 1,250 (0.14) | | 1,875 (0.21) |
| Concrete Shell Compressive Strength, σ_B [MPa] | 117 | | |
| Concrete Shell Young's Modulus, E_c [GPa] | 46.6 | | |
| Steel Yield Strength, σ_y [MPa] | 443 | | |
| Steel Young's Modulus, E_s [GPa] | 209 | | |
| Concrete Infill Compressive Strength, σ_{iB} [MPa] | - | 29.6 | 29.7 |
| Concrete Infill Young's Modulus, E_i [GPa] | - | 23.3 | 24.9 |

Axial force ratio, η : ($=N/N_{max}$), N : Axial force, N_{max} : ($=A_c\sigma_B + A_s f_y$),
 A_c : Area of concrete shell, σ_B : Compressive strength of concrete shell,
 A_s : Area of steel, f_y : Yield strength of steel

載荷後のスタブの損傷はほぼ確認できなかったことから固定端としている。

Fig. 5 に実験結果と解析結果から得られた曲げモーメント-部材角関係、Fig. 6 に鉛直変位-部材角関係、Table 2 に実験と解析から得られた最大耐力および最大耐力到達時の部材角の比較を示す。実験・解析結果ともに曲げモーメントは P- δ 効果を考慮した値を示しており、部材角は荷重点位置の水平変位を部材長さ 2,200mm で除した値を示している。また、図上には実験および解析上確認できる鋼管とコンクリートの特性点を合わせて示す。解析の特性点は、最大耐力点(O)、鋼管の引張降伏点(Δ)、圧縮降伏点(\blacktriangle)、座屈発生点 Bu_1 (\blacklozenge)、第二座屈点 Bu_2 (\blacksquare)、外殻コンクリートの圧縮限界ひずみ到達点(\times)、中詰めコンクリートの圧縮限界ひずみ到達点(+) である。曲げモーメント-部材角関係 (Fig. 5) について、3体すべてにおいて最大耐力到達後の劣化挙動と履歴性状を含め精度よく再現できた。また最大耐力はすべての試験体で安全側の評価となり、誤差は4%以下であった。

軸方向変位-部材角関係 (Fig. 6) について、CL0 では R=2.5%以降の急激な軸方向変位の低下も含め、高い精度で実験を再現できた。中実断面の試験体では、CLC は R=約 5%、CHC は R=約 3%のサイクル以降の軸方向縮みが、実験結果と比べ大きな結果となったが、R=約 2.5%の軸方向縮み開始点については実験結果を再現することができた。以上から本研究で用いる解析モデルの妥当性を評価することができたため、4章以降より本解析モデルを用いて議論を進める。

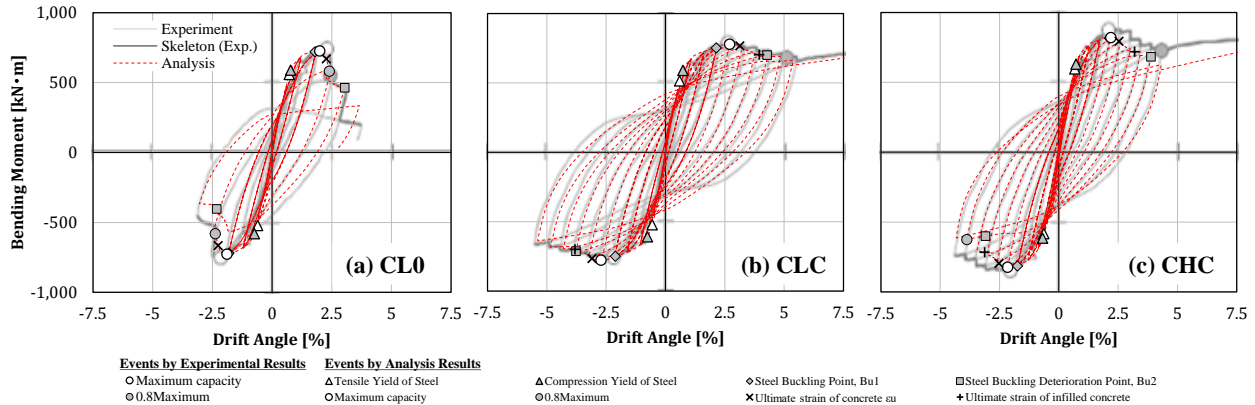


Fig. 6 Bending Moment – Drift Angle Relations

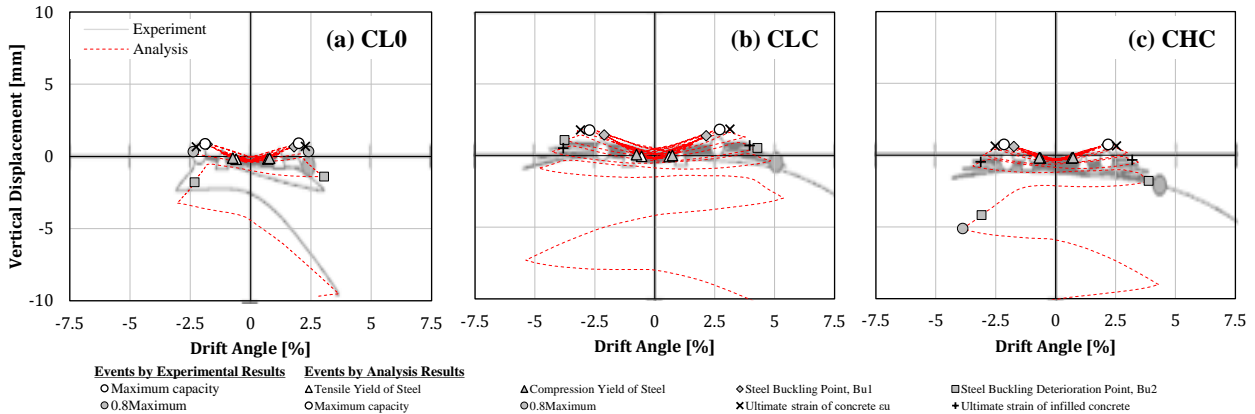


Fig. 5 Vertical Displacement – Drift Angle Relations

Table 2 Comparison of Experimental and Analysis Results

| (a) Maximum Bending Moment | | | | | | |
|----------------------------|-------------------|----------|-----------------|----------|---------------|----------|
| | Experiment [kN·m] | | Analysis [kN·m] | | Exp./Ana. [-] | |
| | Positive | Negative | Positive | Negative | Positive | Negative |
| CL0 | 731 | -751 | 726 | -727 | 1.01 | 1.03 |
| CLC | 782 | -778 | 779 | -778 | 1.00 | 1.00 |
| CHC | 856 | -851 | 821 | -823 | 1.04 | 1.03 |

| (b) Drift Angle at Maximum Bending Moment | | | | | | |
|---|----------------|----------|--------------|----------|---------------|----------|
| | Experiment [%] | | Analysis [%] | | Exp./Ana. [-] | |
| | Positive | Negative | Positive | Negative | Positive | Negative |
| CL0 | 2.26 | -2.13 | 2.00 | -1.89 | 1.13 | 1.13 |
| CLC | 2.57 | -2.19 | 2.71 | -2.72 | 0.95 | 0.80 |
| CHC | 2.07 | -1.98 | 2.19 | -2.16 | 0.95 | 0.92 |

Table 3 Specimen Details

| Specimen | Presence of Concrete Infill | Diameter ϕ [mm] | Steel Thickness t_s [mm] | Concrete Thickness t_c [mm] | ϕ/t_s [-] | $(\phi-2t_s)/t_c$ [-] |
|--------------|-----------------------------|----------------------|----------------------------|-------------------------------|----------------|-----------------------|
| N_400_6_50 | N [*] | 400 | 6 | 50 | 66.7 | 7.76 |
| F_400_2_50 | F [*] | | 2 | 50 | 200 | 7.92 |
| F_400_2_75 | | | | 75 | 3.96 | |
| F_400_2_100 | | | | 100 | 3.96 | |
| F_400_6_50 | | | 6 | 50 | 66.7 | 7.76 |
| F_400_6_75 | | | | 75 | 5.17 | |
| F_400_6_100 | | | | 100 | 3.88 | |
| F_400_12_50 | | | 12 | 50 | 33.3 | 7.76 |
| F_400_12_75 | | | | 75 | 5.17 | |
| F_400_12_100 | | | | 100 | 3.88 | |

*N: Without concrete infill, F: With concrete infill

Height of specimen, H [mm] (Shear Span to Diameter Ratio $(=H/\phi)$ [-]): 1,200 (3.0)

Axial force ratio, η for each specimen: 5 cases of 0, 0.1, 0.2, 0.3 and 0.4

η : $(=N/N_{max})$, N: Axial force, N_{max} : $(=A_s\sigma_B+A_s f_y)$, A_s : Area of concrete shell, σ_B :

Compressive strength of concrete shell, A_s : Area of steel, f_y : Yield strength of steel

4. 解析対象試験体

本研究では、中空断面およびコンクリートの中詰めによる中実断面のSC杭を対象に、計50体の曲げ解析を行った。Table 3に試験体諸元を示す。解析変数は中詰めの有無、鋼管厚、コンクリート厚および軸力比とした。

杭径 ϕ は400mm、試験体高さ H はせん断スパン比 $(=H/\phi)$ が3.0となるように1,200mmとした。鋼管厚 t_s は6mm、12mmに、SC杭の最大径1,200mmの最小鋼管厚6mmと径厚比 $(=\phi/t_s)$ が等しくなる $t_s=2$ mmを加えた3通りとした。コンクリート厚 t_c は50mm、75mm、100mmの3通り、軸力比 η $(=N/N_{max})$ は0、0.1、0.2、0.3、0.4の5通りとした。ただし、本検討では N_{max} の算出に中詰め部の耐力を考慮しなかった。

材料諸元について、外殻コンクリートおよび鋼管は設

計基準強度およびヤング係数を用い、外殻コンクリートの圧縮強度 σ_B は105[MPa]、ヤング係数 E_c は40,000[MPa]、鋼管の降伏強度 σ_y は325[MPa]、ヤング係数 E_s は205,000[MPa]とした。中詰めコンクリートの圧縮強度は30[MPa]とした。

荷重形式は片持ち曲げせん断断荷形式 (Fig. 1 (b)) であり、各サイクル目標部材角 R により制御する正負繰り返し荷とした。 R は0.25%、0.50%、0.75%、1.00%、1.50%、2.00%、3.00%、5.00%で2回ずつ繰り返し、その後 $R=10\%$ まで正方向の一方向荷重を行い、試験体の軸方向への縮みが確認された段階で荷重終了とした。なお本研究では正側のみを検討対象とした。

5. 解析結果

5.1 曲げモーメント-部材角関係および鉛直変位-部材角関係の比較

Fig. 7 に一部の解析ケースについて、曲げモーメント-部材角関係を包絡線による比較、Fig. 8 に鉛直変位-部材角関係の比較を示す。(a)は試験体 F_400_6_50 について軸力比を変数とした5ケースの比較、(b)はコンクリート厚 $t_c=50\text{mm}$ 、 $\eta=0.2$ 時の鋼管厚を変数とした4試験体の比較、(c)は鋼管厚 $t_s=6$ 、 $\eta=0.2$ 時のコンクリート厚を変数とした4試験体の比較を示し、図中には軸方向縮み開始点(●)を併せて示した。

(a)について、同一断面では軸力が大きいほど最大耐力 M_{max} は大きくなり、その時の部材角 R_{max} は小さくなる傾向となった。また、 M_{max} 後の劣化挙動については、軸力が大きいほど急激な耐力劣化を示した。軸力が大きいほど小さい部材角で軸方向縮み開始点(●)に到達した。

(b)について、中詰め無しのN_400_6_50と比較すると、中詰めのあるF_400_6_50では、 M_{max} の値に大きな差は見られないが、 R_{max} は大きく、その後の劣化挙動は抑えられており、中詰めによる曲げ変形性能の向上が確認された。また、鋼管厚 t_s が大きいほど、 M_{max} の値は大きくなる一方で、 R_{max} の値は小さくなる傾向にあり、軸方向縮み開始点(●)にはより早い段階で到達した。軸方向変形についても鋼管厚が小さいほど、伸びがより大きくなった。これは、 t_s が小さい試験体ほど引張側の鋼管が曲げによる引張力を負担するために引張軸方向ひずみがより大きくなり、それに伴い曲率が増大したことから部材角が大きくなったためである。

(c)について、コンクリート厚 t_c を大きくすることで

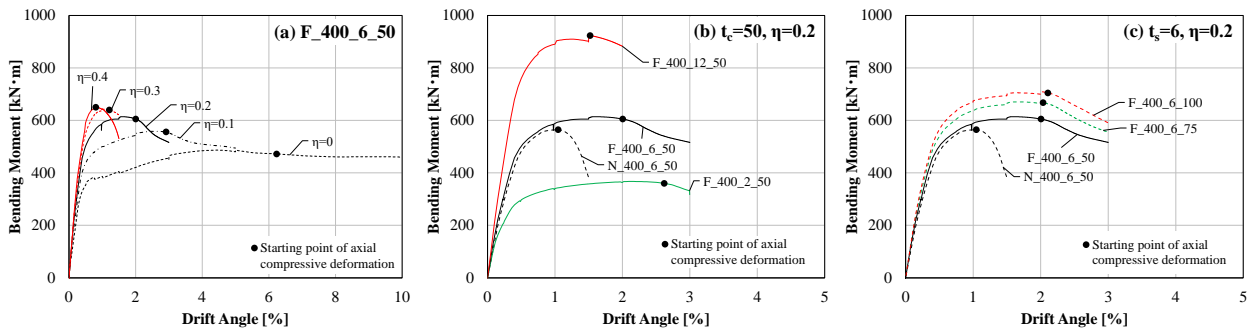


Fig. 7 Bending Moment – Drift Angle Relations

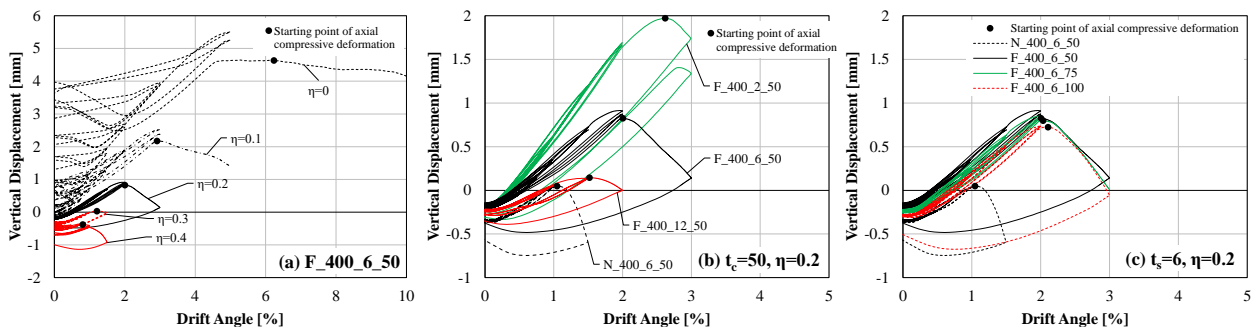


Fig. 8 Vertical Displacement – Drift Angle Relations

M_{max} の値は大きくなる傾向となったが、鋼管厚ほど顕著な違いは表れなかった。軸方向縮み開始点(●)到達時期についても大きな差は生じず、コンクリート厚による影響は小さかった。

5.2 軸方向縮み開始点の評価

本節では軸方向縮み開始点到達時の曲げモーメント M_x とその時の部材角 R_x について検討する。なお、一部の試験体で軸力比 $\eta=0.4$ 時で載荷開始直後に軸方向縮みが開始したため、本検討では $\eta=0.4$ を対象外とした。

Table 4 に各試験体の最大耐力 M_{max} に対する軸方向縮み開始点の曲げモーメント M_x の割合と軸力比 η の関係を示す。ただし軸方向縮みが確認されなかったケースについては値を示していない。

$\eta=0.3$ としたケースについて、中詰め無しであるN_400_6_50と $t_s=12$ とした3試験体については、 M_{max} 前(0.97~1.00 M_{max} 到達時)に軸方向縮みが確認され、その他の試験体は M_{max} 到達後ほぼ同時期に軸方向縮みが開始した。 $\eta=0\sim0.2$ ではすべての試験体で、ほぼ同時期(M_{max} 到達後、0.97~1.00 M_{max} まで低下した時点)に軸方向縮みが開始した。

Fig. 9 に軸力比 η と靱性率 R_x/R_y の関係を、(a) $t_s=2$ の試験体、(b) $t_s=6$ の試験体、(c) $t_s=12$ の試験体について示す。ここで、 R_y は鋼管断面の最外縁要素が引張降伏ひずみまたは圧縮降伏ひずみに到達した時点の部材角とした。なお、軸方向縮みが確認されなかったケースについては示していない。

全ての試験体で η が大きいほど R_x/R_y の値は小さくなる傾向となった。(b)について、N_400_6_50とF_400_6_50を同軸力比で比較するといずれも R_x/R_y の値は

Table 4 M_x/M_{max} – Axial Force Ratio, η Relations

| | $M_x/M_{max}[-]$ | | | |
|--------------|------------------|------------|------------|--------------------|
| | $\eta=0$ | $\eta=0.1$ | $\eta=0.2$ | $\eta=0.3$ |
| N_400_6_50 | 0.99 | 0.99 | 1.00 | 1.00 ^{*2} |
| F_400_2_50 | — ^{*1} | 0.98 | 0.98 | 0.97 |
| F_400_2_75 | — ^{*1} | 0.99 | 0.99 | 0.98 |
| F_400_2_100 | — ^{*1} | 0.99 | 0.98 | 0.99 |
| F_400_6_50 | 0.97 | 1.00 | 0.99 | 1.00 |
| F_400_6_75 | 0.98 | 0.99 | 1.00 | 1.00 |
| F_400_6_100 | — ^{*1} | 0.98 | 1.00 | 1.00 |
| F_400_12_50 | 0.99 | 1.00 | 1.00 | 0.97 ^{*2} |
| F_400_12_75 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.99 ^{*2} |
| F_400_12_100 | 0.99 | 1.00 | 1.00 | 0.99 ^{*2} |

*1 Axial compressive deformation was not confirmed between $R=0$ to 10%

*2 Axial compressive deformation started before M_{max}

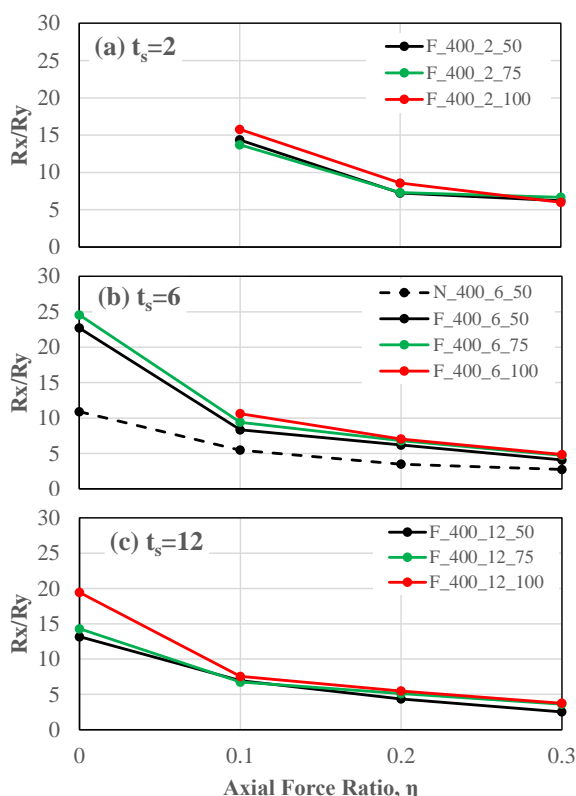


Fig. 9 R_x/R_y – Axial Force Ratio, η Relations

F_400_6_50の方が大きくなり、中詰めにより R_y 到達後の変形性能の向上が確認された。同じ鋼管厚の試験体についてコンクリート厚で比較すると、同じ軸力比ではコンクリート厚による R_x/R_y の値への影響は小さかった。また、鋼管厚により比較すると、同じ軸力比では鋼管厚が大きいほど R_x/R_y の値は小さくなった。

6. まとめ

本研究では、田中ら⁴⁾による中空および中実断面の全3体のSC杭試験体を対象に、荷重-変形角関係および軸方向縮みの開始点を再現できる解析モデルの検討を行った。その後、鋼管厚、コンクリート厚、軸力比 η を変数とした50ケースの曲げせん断解析を行い、軸方向縮み開始点の評価を行った。以下に得られた知見を示す。

- 田中らによる実験を対象に、中空断面のSC杭の荷重-変形関係を終局変形時まで再現した小原らの解析モデルを用い、中詰めによるコンクリートの圧壊抑制効果を考慮することで、中実断面のSC杭についても曲げモーメント-部材角関係および鉛直変位-部材角関係を再現できた。
- 中詰めにより軸方向縮みの開始時の部材角(R_x)は約2倍となり、軸縮みが抑制された。軸力と鋼管厚が大きいほど軸縮み開始時曲げモーメント(M_x)は大きく、 R_x は小さくなり、軸方向の伸びも小さくなった。また、外殻コンクリート厚が与える軸方向縮み開始点の耐力と変形への影響は小さかった。
- $\eta=0$ で軸方向縮みが確認されなかった試験体を除き、 $\eta=0\sim 0.3$ においてはすべての試験体で最大耐力到達とほぼ同時期に軸方向縮みが開始した。一部の試験体において $\eta=0.4$ 相当の軸力を与えた際に軸方向縮みが開始したため、中詰めを施したSC杭の軸挙動の閾値は0.4程度である。

謝辞

本研究は、コンクリートパイプ・ポール協会(COPITA)の補助を受け実施しました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 日本建築学会東北支部：2011年東日本大震災災害調査報告，pp.38-43，2013.5
- 日本建築学会：2016年熊本地震災害調査報告，pp.318-319，2018
- 長澤和彦，木谷好伸，後庵満丸：既製コンクリート杭の曲げ変形性能に関する研究 その1 SC杭の曲げせん断実験概要，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造-I，pp.757-758，2016.7
- 田中佑二郎，関口徹，塚越俊祐，中井正一：片持ち梁方式曲げせん断試験によるSC杭の中空部に中詰めした効果の検討 SC杭の変形性能向上に関する研究(2)，日本建築学会構造系論文集，第83号，第752号，pp.1455-1464，2018.10
- 小原拓，河野進，浅井陽一，木谷好伸，後庵満丸：終局時におけるSC杭の変形性能に着目した解析的研究，日本建築学会構造系論文集，第86巻，第779号，pp.117-126，2021.1
- 日本建築学会：鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針(案)・同解説，2017
- 日本建築学会：基礎構造部材の強度と変形性能，pp.，2022.3
- 構造システム：SNAP ver. 8 テクニカルマニュアル，第6版，2022.3