

高強度材料を用いたコンクリート充填鋼管部材の 曲げ耐力と変形性能の評価

齊藤 雅充* 池田 学*
萬代 能久** 吉田 直人***

Evaluation of Bending Capacity and Ductility of Concrete-Filled Circular Steel Tube Members Using High-strength Materials

Masamichi SAITO Manabu IKEDA
Yoshihisa BANDAI Naoto YOSHIDA

There is a large demand for reducing cross section of concrete-filled steel tube (CFT) members because they are often applied to places with space limitation. Although the use of high strength materials is effective in minimizing the cross section, the existing design method is not applicable to high strength materials. In this study, loading tests of CFT members using high strength materials were carried out to obtain their bending capacity and ductility. As a result, it was found out that a new design method is applicable to those members. Considering the obtained behavior, damage level limits of CFT using high strength materials were discussed.

キーワード：コンクリート充填鋼管部材，高強度材料，曲げ耐力，変形性能，拘束効果

1. はじめに

円形断面コンクリート充填鋼管部材（以下、CFT 部材）は、充填コンクリートによる鋼管の座屈防止効果および鋼管による充填コンクリートの拘束効果により、大きな耐力および優れた変形性能を有している。さらに、鋼管がコンクリート打設時の型枠となることで近接施工が可能であるなど、施工性にも優れている。これらの特徴から、鉄道土木構造物では、構造または施工上制約を受ける狭隘な箇所や駅部などで、CFT 部材が適用されることが多い。このため、部材断面をより小型化できれば、CFT 部材を活用できるケースが増えることが想定される。部材断面の小型化に有効な手段の一つとして、CFT 部材のコンクリートおよび鋼管への高強度材料の使用が考えられる。

一方、「鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）」¹⁾（以下、耐震標準）や「複合構造標準示方書」²⁾ に示す現行の設計法（以下、現行法）では、標準的な高架橋柱に用いられる材料を対象としており、570N/mm² 級以下の鋼材、圧縮強度 50N/mm² 以下のコンクリートを用い

た円形断面 CFT 部材を適用範囲としてきた。このため、高強度材料を用いた CFT 部材（以下、高強度 CFT 部材）は、耐力・変形性能算定法の適用範囲外となる。

耐震標準における部材のモデル化は、一般に柱部材を想定し、片持ち梁形式、一定軸力下の漸増交番載荷試験の結果に基づく。載荷は降伏点（Y 点）変位の整数倍とし、各段階での繰返し回数は 3 回である³⁾。これまで、主に建築分野において高強度 CFT 部材の適用に関する研究が進められてきた^{4) 5) 6)} 等が、単調載荷や繰返し回数が 1～2 回の交番載荷などの載荷条件、等曲げの支持条件での検討例が多い。このため、上記の試験条件下での高強度 CFT 部材の曲げ耐力・変形性能を確認する必要がある。また、繰返し回数の違いは、最大耐力到達以降の変形性能に影響する⁷⁾ とされるため、最大耐力到達以降の部材の破壊性状についても把握する必要がある。

本研究では、高強度材料を用いた円形 CFT 部材について、耐震標準の基本とする条件での交番載荷試験を実施し、耐力・変形性能や破壊性状の観点から現行法の適用性を確認した。これらを踏まえ、高強度 CFT 部材に対する損傷レベルの考え方および耐力・変形性能算定法⁸⁾ について検討した。なお、本稿における高強度材料は、570N/mm² 級の鋼材、圧縮強度 70N/mm² 程度までのコンクリートとする。

* 構造物技術研究部 鋼・複合構造研究室
** 構造物技術研究部 鋼・複合構造研究室
（現 西日本旅客鉄道株式会社）
*** 構造物技術研究部 鋼・複合構造研究室
（現 東日本旅客鉄道株式会社）

2. 高強度 CFT 部材の漸増交番载荷試験

2.1 载荷方法

高強度 CFT 部材の性能および破壊性状を把握するため、以下に示す方法で载荷試験を実施した。

载荷は、図 1 に示す要領で、一定軸力下で試験体頭部に水平方向の変位を与える漸増交番载荷とした。水平変位は、図 2 に示すように、CFT 部材の降伏変位 δ_y の整数倍の変位を $1\delta_y, 2\delta_y, 3\delta_y \dots$ と大きくし、1 ステップ当たりの繰返し数は 3 回とした。降伏変位 δ_y は、耐震標準での部材降伏の定義に従って、図 3 に示すように、水平力载荷方向に対して引張側 45° 位置の鋼管が降伏ひずみに達した時の変位として、実験での実測で決定した。

2.2 試験体

今回新たに载荷試験を実施した試験体は、表 1 に示す試験体 M-1, M-2 および M-3 の 3 体である。

試験体 M-1 および M-2 は、SM570 の鋼管、圧縮強度が 70N/mm^2 程度のコンクリートからなる。鋼材の強度は現行法の適用範囲の上限であるが、高強度鋼の中での入手のし易さや、これまでの算定法の検証が SM570 の鋼材で少ないこと³⁾を考慮した。コンクリートの圧縮強度は、鉄道土木構造物の鉄筋コンクリート構造では、圧縮強度 80N/mm^2 のコンクリートまでの使用が想定されていることを参考とした。径厚比やせん断スパン比については、試験体 M-1 は標準的な鉄道高架橋の柱部材

を想定し、試験体 M-2 は高強度材料使用の場合として、断面寸法が抑えられ、径厚比は小さく厚肉断面で、せん断スパン比がやや大きくなるケースを想定した。

試験体 M-3 は現行法の適用範囲の上限となる強度のコンクリートと普通強度の鋼管の組合せを想定した。

試験体 A-3 は過去の実験³⁾に用いた試験体の一つで、現行法の適用範囲の強度の材料を使用している点以外は試験体 M-1 と概ね同じ諸元であり、M-1 との比較に用いる。

軸力比は、実際の鉄道構造物の柱部材での軸力比と試験装置の载荷能力とを考慮して定めた。鋼管は鋼板から造管して製作し、鋼管降伏強度は造管後に取出した試験片 (JIS12B 片) より 0.2% オフセット耐力値を表 1 に示した。

2.3 試験結果

载荷試験から得られた曲げモーメント M ・部材角 θ の関係を図 4 に示す。高強度材料を用いた試験体 M-1 (図 4 (a)) では、同諸元で普通強度の材料を用いた試験体 A-3 (図 4 (d)) と比べて、鉛直荷重は大きいものの、鋼管が降伏する耐力 (以下、降伏耐力) や最大曲げモーメント (以下、曲げ耐力) は 1.5 倍程度となり、破壊時の部材角は同等のものとなった。

各試験体において、鋼管の降伏時には、鋼管に目立つ損傷はなかった。その後、最大水平荷重に到達するのとはほぼ同時に、鋼管基部に局部座屈が生じた。最大水平荷重に到達するまでは、繰返しによる荷重の低下はあまり見られず、安定した荷重-変位関係であった。

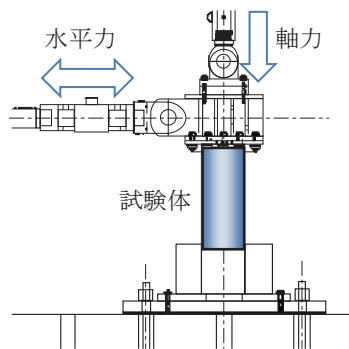


図 1 試験概要図

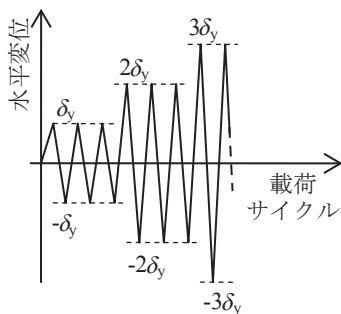


図 2 水平力载荷方法

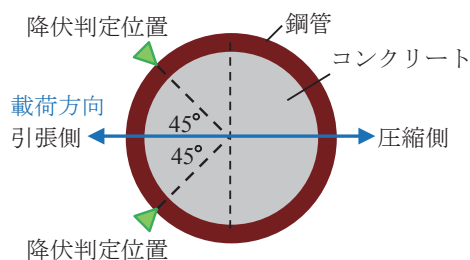


図 3 降伏判定位置

表 1 試験体の諸元

試験体名	鋼管 外径 (mm)	鋼管 板厚 (mm)	コンクリート 圧縮強度 (N/mm^2)	鋼管 降伏強度 (N/mm^2)	鋼管 伸び (%)	鋼管 降伏比 (%)	径厚比	せん断 スパン比	導入軸力 (kN)	軸力比
	D	t	f_c	f_{sy}	%	%	D/t	L_d/D	N'	N'/N'_y^*
M-1	360	6.0	70.5	460.0	24.7	68.7	60	3.0	1052	0.12
M-2	360	9.0	70.0	457.0	27.8	69.9	40	4.5	1200	0.12
M-3	270	4.4	58.0	304.0	42.1	69.0	61	7.0	756	0.20
A-3 ³⁾	360	6.0	21.0	363.6	33.7	65.3	60	3.0	813	0.20

※ N'_y : 全塑性軸力

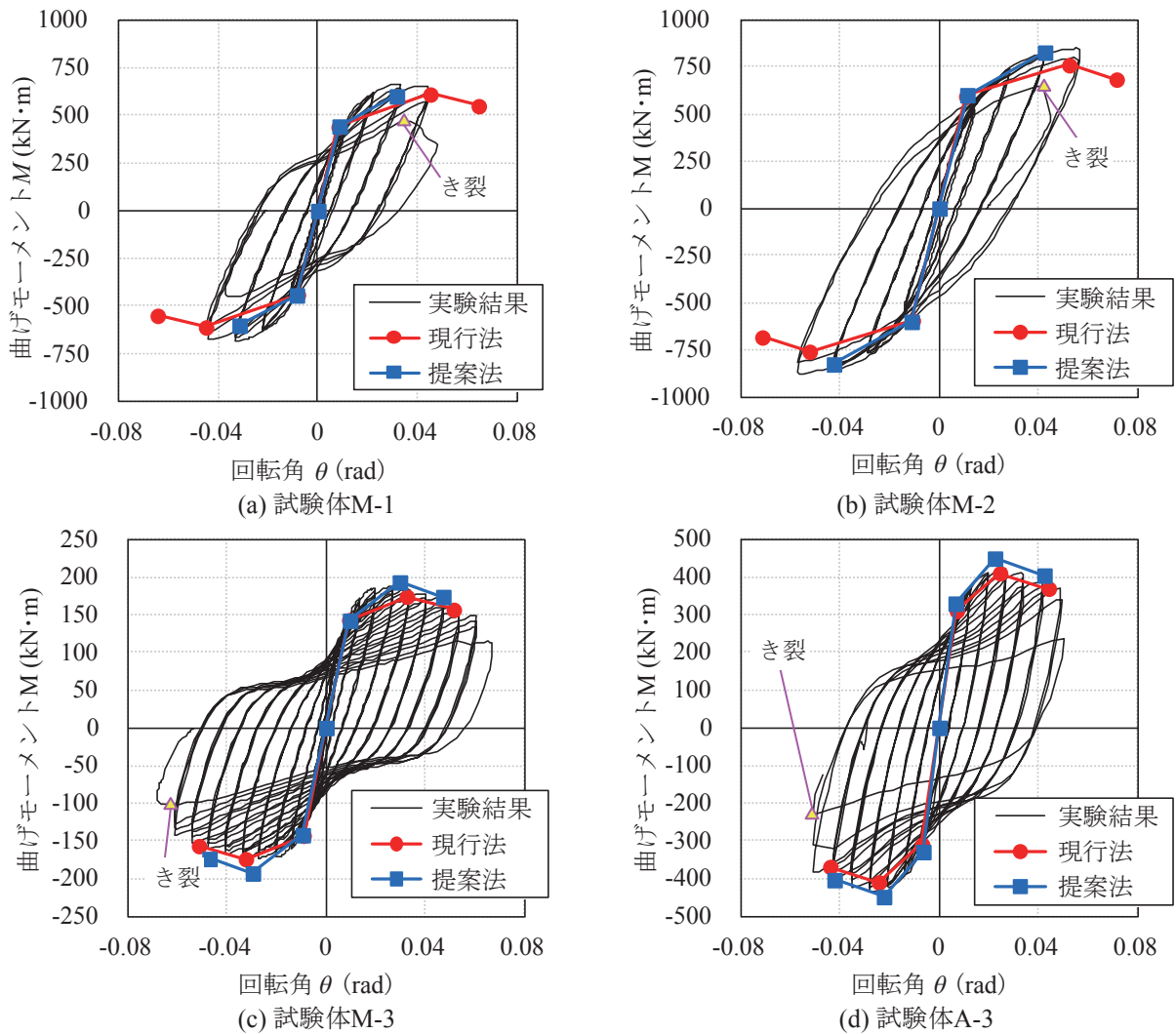


図4 各試験体の M-θ 関係の実験結果と計算値

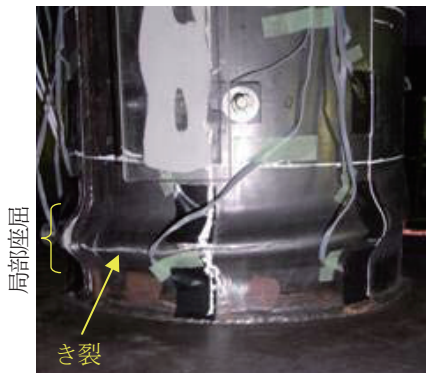


図5 鋼管基部の局部座屈とき裂



図6 荷重後の試験体内部の状況 (M-1)

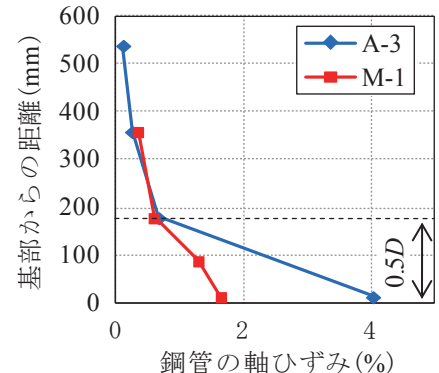
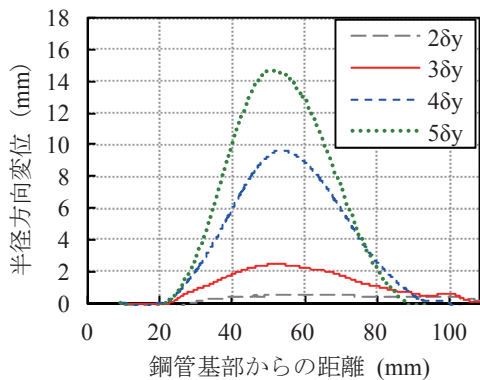


図7 最大荷重時の鋼管の圧縮最外縁のひずみ分布

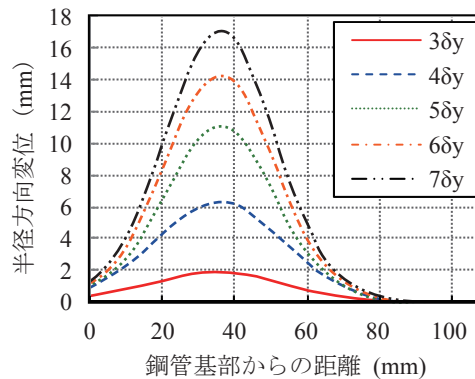
最大荷重を示した以降は、試験体 M-1 および M-2 では図5に示すように鋼管基部の局部座屈が進展し、荷重の低下が見られるようになり、間もなくして、局部座屈頂部付近にき裂が生じた。き裂発生と共に、水平荷重が大きく低下したため、荷重を終了した。試験体 M-3 は、曲げ耐力以降の領域においても、優れた変形性能を示した。荷重終了後、鋼管を撤去して充填コンクリートの状況を

確認した。図6に示すように、試験体 M-1 では、局部座屈領域より広い範囲でコンクリートの圧壊・剥離が見られた。これは通常の CFT 部材⁸⁾と比べて広い範囲である。

図7に、試験体 M-1 および A-3 の、最大水平荷重到達時の軸方向ひずみの試験体高さ方向の分布を示す。一般に、CFT 部材では鋼管基部に塑性ヒンジ部が形成されるが、試験体 M-1 と A-3 のいずれにおいても、鋼管



(a) 試験体M-1の座屈形状



(b) 試験体A-3の座屈形状³⁾

図8 鋼管の局部座屈形状

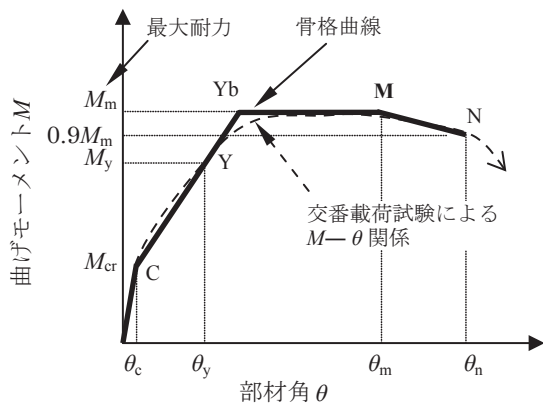


図9 CFT部材の骨格曲線

の軸方向ひずみの大きい領域は、等価塑性ヒンジ長¹⁾に概ね相当する鋼管基部から 0.5D 以内の範囲であった。

図8は、試験体 M-1 と A-3 の载荷サイクルごとの局部座屈形状の計測結果である。試験体 M-1 と A-3 で座屈頂部の位置が異なるのは、端部の固定条件の違いによる。それ以外では、き裂発生直前の局部座屈形状に大差はなかった。

3. 高強度 CFT 部材への現行設計法の適用性

現行法における CFT 部材の骨格曲線は、図9に示すように、部材降伏点を表す Y 点、部材が最大曲げ耐力を維持できる点である M 点、M 点到達後に 10% 耐力が低下した 90% 耐力点である N 点からなる。以下、Y 点、M 点、M 点以降について実験結果と比較する。

各試験体の曲げモーメント・部材角の実験結果に併せて現行法による計算値を図4に赤線で示す。

3.1 Y 点

図4(a)～(c)より、高強度材料を用いた試験体 M-1～3 においては、降伏耐力 M_y および部材角 θ_y の計算結果は部材の剛性が低下し始める点とよく合致している。そのため、図2に示す降伏判定位置の定義は、高強度 CFT 部材においても妥当と考えられる。

3.2 M 点

M 点については、最大曲げ耐力 M_m は計算値が実験値よりも 1 割程度過小評価する結果となった。一方、部材角 θ_m は試験体 M-1 において過大評価となっている。M-2 においては、最大耐力を示す部材角に近い計算値を示すが、この変位付近では鋼管にき裂が発生し、耐力が大きく低下する結果となっている。試験体 M-3 においては、最大耐力付近を保持する最大の部材角に近い値となった。

3.3 M 点以降

図4(c)、(d)より、試験体 M-3 および A-3 においては、最大曲げ耐力に到達後の耐力の低下が緩やかで、鋼管にき裂が発生するのも計算上の N 点到達以後である。一方、図4(a)、(b)より、試験体 M-1 および M-2 では、計算上の M 点到達前までは安定した履歴曲線を描くが、M 点付近で鋼管にき裂が発生して荷重が大きく低下した。よって、N 点の部材角 θ_n は、試験体 M-1 および M-2 においては過大と考えられる。

4. 高強度 CFT 部材の設計法の提案

4.1 骨格曲線と損傷レベル

3. 3 項に示したように、高強度 CFT 部材では現行法による N 点の部材角 θ_n に到達する前に、鋼管にき裂が生じた。鋼管のき裂は、一般に大きな塑性ひずみが繰り返されることによる低サイクル疲労によると考えられる^{9) 10)}が、高強度 CFT 部材において早期に鋼管のき裂が発生する要因としては、局部座屈の進展が挙げられる。図8に示すように、試験体 M-1 においては、M 点 ($3\delta_y$ 程度) を超えた領域において局部座屈の進展が大きくなっており、普通強度の材料を用いた試験体 A-3 とは異なる。これは、コンクリートの圧縮強度が大きく、圧縮縁付近で大きな軸圧縮力および曲げ圧縮力を負担しているため、コンクリートが損傷した際にこの圧縮力が鋼管に働くことによると推察される。また、局部座屈自体も、進展が

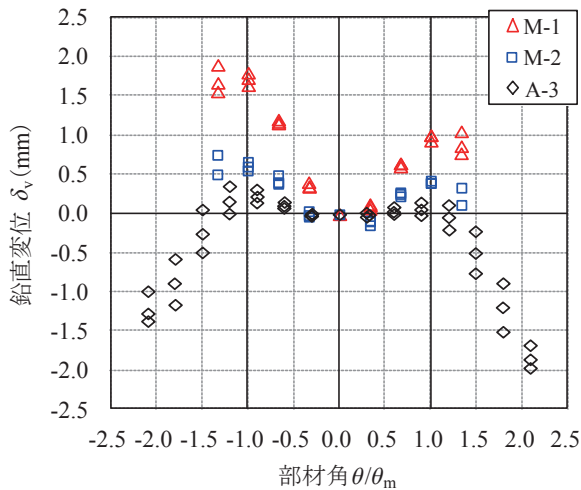


図 10 部材の鉛直変位

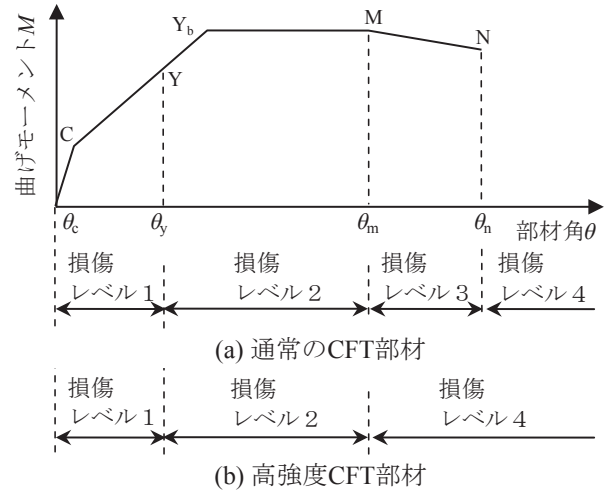


図 11 損傷レベルの設定

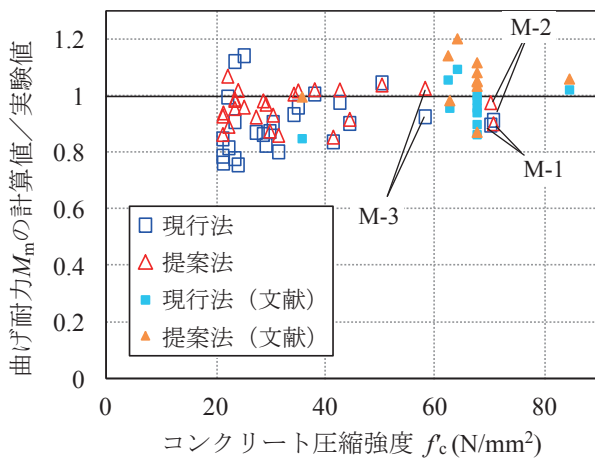


図 12 曲げ耐力の算定結果

早いことから、損傷部位の修復が難しいレベルに容易に達しやすいと推察される。

図 10 に、試験体 M-1 および M-2 における部材角と鉛直変位 δ_v の関係を示す。図中の横軸の値が 1.0 の位置が、各試験体の最大曲げモーメントを示した点である。いずれの試験体においても、Y 点に達した後、徐々に部材が伸びる方向に変位する。これは、鋼管の引張方向の塑性変形によるものと考えられる。その後、M 点到達時には、繰返し载荷による鉛直変位の低下がみられる。これは鋼管の局部座屈の進展およびコンクリートの圧縮方向の塑性変形によるものと考えられる。その後、M 点を越えた領域においては、繰返し载荷による鉛直変位の低下、すなわち圧縮方向の変位の増大が顕著になっている。これは、局部座屈の進展が M 点以降で顕著になっていることと一致する。以上より、各試験体は、少なくとも M 点付近までは、鉛直方向圧縮力の支持機能は保持されていると考えられる。

以上を踏まえた高強度 CFT 部材の損傷レベルの設定を図 11 に示す。M 点の部材角 θ_m に至るまでは、履歴特性が安定していること、鉛直方向圧縮力の支持機能が

表 2 曲げ耐力の算定結果の集計値

項目	M_m の計算値 / 実験値	
	現行法	提案法
平均	0.920	0.997
標準偏差	0.0959	0.0875

保持されていることから、損傷レベル 2 と考えることができる。また、 θ_m を越えた領域では、局部座屈の進展が大きく鉛直方向の変位が増大する傾向にあること、早期にき裂が発生しうることを考えると、安全側を考えて損傷レベル 4 に設定するのが望ましいと考えられる。

4.2 曲げ耐力の算定法

前述のように、現行法では、曲げ耐力を過小評価する結果が得られた。ここでは、鋼管による拘束効果を考慮したコンクリートの応力 - ひずみ関係¹¹⁾ を用いるなどした新たな曲げ耐力・変形性能の算定法⁸⁾ (以下、提案法) の適用性を確認する。

試験体 M-1, M-2 の曲げ耐力・変形性能について、提案法による算定結果による骨格曲線を図 4 の青線に示す。

Y 点の計算結果は曲げ耐力 M_y 、部材角 θ_y とともに現行法と提案法で結果がほとんど変わらない。

M 点の曲げ耐力 M_m においては、提案法による算定結果は、現行法と同等か大きい値を示した。これは、提案法では M_m の算定時に、前述のように鋼管による拘束効果を考慮することなどが影響していると考えられる。

M 点の部材角 θ_m に関しては、提案法による算定結果は現行法に対して小さくなっているが、試験体 M-1 および M-2 で確認された M 点の変位に近い値となっていることから、M 点の設定として妥当であると考えられる。

これまで行ってきた試験結果^{3) 8)} より得られる曲げ耐力 M_m と計算値の比を図 12 に示す。高強度材料の範囲の試験体数が少ないため、建築分野における試験結果^{5), 12), 13)}

より、 590N/mm^2 材以下、 $f_c > 50\text{N/mm}^2$ 、一定軸力下の曲げせん断載荷方式のものを参考値として併せて示す。コンクリート強度に関わらず、全体的には、提案法により曲げ耐力の計算値が実験値に近づくことがわかる。なお、文献による結果には、計算値が過大となるものも見られるが、これは載荷条件の違い等によるものと考えられる。表2に、上記文献の結果も含めた曲げ耐力の計算値/実験値の比の集計結果を示す。提案法においては、現行法と比べて平均値が1に大きく近付いており、標準偏差もわずかに減少していることから、算定精度が向上したといえる。

5. おわりに

本研究では、 570N/mm^2 級の高強度鋼材と圧縮強度 70N/mm^2 程度の高強度コンクリートを用いたCFT部材の漸増交番載荷試験を実施し、曲げ耐力、変形性能および破壊性状を把握し、現行設計法の適用性を確認した。これを踏まえ、高強度CFT部材の設計方法について検討した。得られた知見を以下に示す。

- (1) 高強度CFT部材は通常強度のCFT部材と同等の変形性能を有し、かつ、より大きな降伏耐力および曲げ耐力を有する。
- (2) 高強度CFT部材の適用にあたっては、部材の鉛直方向変位、局部座屈の進展およびき裂の発生状況より、M点の部材角 θ_m に達する以前を損傷レベル2と考えることができる。それ以降は安全側を考え、損傷レベル4と設定するのが望ましい。
- (3) 高強度CFT部材においては、現行法ではM点の曲げ耐力 M_m を過小評価、部材角 θ_m を過大評価する傾向にあるが、筆者らによる提案法は、高強度CFT部材においても曲げ耐力 M_m および部材角 θ_m をより精度よく算定することができる。

今後は、鋼管の低サイクル疲労特性を把握し、鋼管に早期にき裂が発生する要因を詳細に特定し、設計法に反映することが重要であると考えられる。

謝辞

本稿の内容は、「複合構造物設計標準に関する委員会」において審議頂いた。審議にあたられた上田多門委員長(北海道大学教授)および中島章典幹事長(宇都宮大学教授)をはじめ、委員・幹事等の関係者各位のご尽力に対して、ここに謝意を表す。

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)、丸善出版、pp.306-316、2012.9
- 2) 土木学会：複合構造標準示方書、丸善出版、pp.315-324、2009.12
- 3) 村田清満、山田正人、池田学、瀧口将志、渡邊忠朋、木下雅敬：コンクリート充填円形鋼管柱の変形性能の再評価、土木学会論文集、No.640/ I -50、pp.149-163、2000.1
- 4) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針、丸善出版、pp.29-62、2008.10
- 5) 藤本利昭、向井昭義、西山功、稲井栄一、甲斐誠、時野谷浩良、馬場武志、福元敏之、森浩二、崎野健治、森野捷輔：高強度材料を用いたコンクリート充填鋼管柱の曲げせん断性状、日本建築学会構造系論文集、No.509、pp.167-174、1998.7
- 6) 中原浩之、蜷川利彦、崎野健治：コンクリート充填鋼管柱の一定軸力下における繰返し曲げ性状、日本建築学会構造系論文集、No.568、pp.139-146、2003.6
- 7) 土木学会：座屈設計ガイドライン、丸善出版、pp.428-429、2005.10
- 8) 青木千里、池田学、斎藤雅充、萬代能久、吉田直人：せん断スパン比の小さいコンクリート充填鋼管部材の曲げ耐力と変形性能の評価、鉄道総研報告、Vol.28、No.1、pp.23-28、2014
- 9) 館石和雄、村田清満：画像計測によるコンクリート充填鋼管部材のひずみ測定、構造工学論文集、土木学会、Vol.45A、pp.1537-1544、1999.3
- 10) 最相元雄、松山輝男：コンクリート充填鋼管柱の鋼管亀裂と累積塑性変形性能に関する研究、日本建築学会構造系論文集、No.528、pp.167-174、2000.2
- 11) J.B.Mander, M.J.N.Priestley, and R.Park: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, *The Journal of Structural Engineering*, Vol.114, No.8, pp.1804-1826, 1988.8.
- 12) 加村久哉、難波隆行、木下智裕、植木卓也、村上行夫、南宏一：高強度鋼管を用いたCFT柱の構造性能確認実験 その2 550N/mm^2 級円形鋼管を用いたCFT柱、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1215-1216、2009.8
- 13) 吉川真次、松谷輝雄、中島将好、上田弘樹、大竹章夫、一戸康生：コンクリート充填鋼管柱の超高層建物への利用についての実験的研究 その14. 円形鋼管コンクリート柱の曲げせん断性状、日本建築学会学術講演梗概集、pp.1067-1068、1990.10