

論文 大きな径厚比を有するコンクリート充填楕円鋼管部材の純曲げ挙動に関する研究

上中 宏二郎^{*1}・角掛 久雄^{*2}

要旨：コンクリート充填楕円鋼管(CFEST)部材とは、楕円形状の鋼管にコンクリートを充填した新しい構造物である。2種類の直径を有する楕円鋼管は鋼管の短径方向で、コンファインド効果が有効に働くことが期待できる。本研究では、純曲げスパン内に設置した供試体長と直径の比を 1.5, および 2.0 に変化させた CFEST の純曲げ実験を行った。得られた破壊形式, 変形性能, 純曲げ強度, 応力状態, 供試体長から, CFEST の純曲げ特性について考察した。さらに, CFEST の純曲げ強度算定手法について議論した。最後に, 鋼管に作用する弾塑性応力状態について言及した。

キーワード：コンクリート充填楕円鋼管部材, 純曲げ強度, 純曲げスパン長, 径厚比

1. はじめに

コンクリート充填鋼管 (Concrete filled elliptical steel tubular, CFEST。断面は図-1 参照)部材とは、楕円鋼管内にコンクリートを充填した構造部材であり、高じん性を有するコンクリート充填鋼管 (Concrete filled steel tubular, CFT)部材¹⁾²⁾の一種である。2方向の直径を有する CFEST 部材は、短径(2*b*)方向のコンファインド効果が有効に働くことが期待されるため、鋼管厚を薄くしても優れた変形性能が期待できると考えられる。さらに、小判型断面のものが多いた河川橋脚に CFEST 部材を用いれば、川の流れがスムーズとなり、洗掘の問題が軽減されることはもとより、CFT 同様に大きな耐震性能が期待できると考えられる。

ところで、国外における楕円鋼管、ならびに CFEST の力学特性に関する研究を概観すれば、まず Yang³⁾, Chan⁴⁾, ならびに Zhao⁵⁾らの CFEST 短柱の圧縮実験が見られる。また、Chan⁶⁾らは楕円鋼管はりに対して、対称3点、ならびに対称4点曲げ実験を行っている。しかしながら、これら国外で行われた一連の研究での長径方向の径厚比(2*a*/*t*, 以下、径厚比とする)の範囲は 20<2*a*/*t*<40 と比較的小さいものであること、かつ CFEST 部材の曲げ強度に着目した実験的検討は、著者らの知る範囲では見られない。

このような背景の下、著者らは主に 100 以上の大きな径厚比(2*a*/*t*)を有する CFEST 部材に関して、橋脚への適用を目的とした以下に示す検討を行ってきた。まず CFEST 短柱の中心圧縮実験⁷⁾を行い、中心圧縮強度が鋼材とコンクリートの累加強度により概ね評価できることを確認した。つづいて、長径長さと等しい曲げスパン長 (*L*/2*a*=1.0)の CFEST の曲げ実験を行い、曲げスパン長・直径比(*L*/2*a*)が 1.0 の純曲げ強度の算定手法について Major 軸、および Minor 軸の 2 種類の断面 2 次モーメン

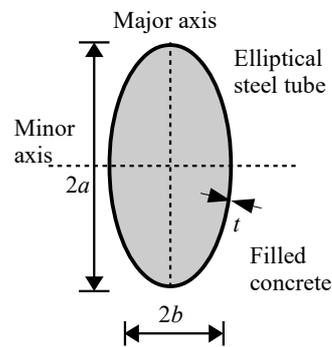


図-1 CFEST 断面

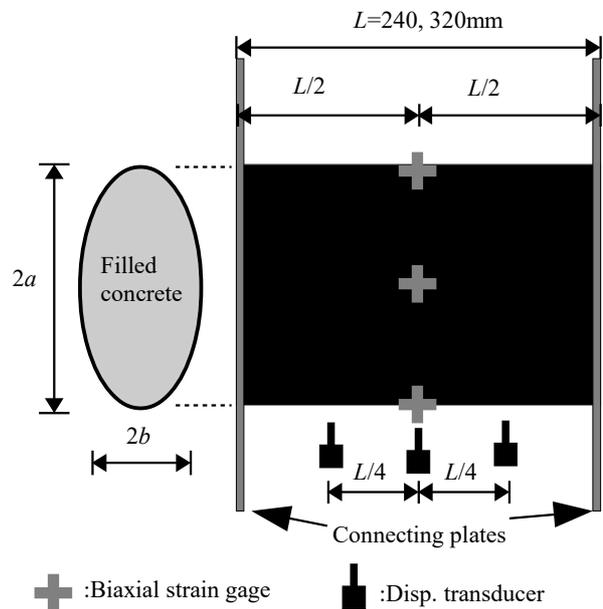


図-2 鋼管の詳細とひずみゲージ貼付位置

トから議論⁸⁾した。さらに、逆対称二点荷重試験方法により、せん断スパン比が 0.5 の CFEST ディープビームの曲げせん断実験⁹⁾を行い、Major および Minor 軸ともにコンクリートのせん断強度とトラス理論に類似したせん断補

^{*1}神戸市立工業高等専門学校 都市工学科 教授 博(工) (正会員)

^{*2}大阪市立大学大学院 工学研究科 准教授 博(工) (正会員)

表-1 供試体一覧

No.	Tag	Elliptical Steel Tube						Concrete			
		Thick.	Diameter		Ratio		Length		f_y	f_u	f'_c
		t	$2a$	$2b$	$2a/t$	$2b/t$	L	$L/2a$			
(mm)	(mm)	(mm)			(mm)		(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)		
1 ⁸⁾	10-major-160	1.0			160.0	80.0			196	345	
2 ⁸⁾	16-major-160	1.6			100.0	50.0	160	1.0	313	358	37.9
3 ⁸⁾	23-major-160	2.3			69.6	34.8			298	373	
4	10-major-240	1.0			160.0	80.0			266	359	
5	16-major-240	1.6	160	80	100.0	50.0	240	1.5	246	355	46.0
6	23-major-240	2.3			69.6	34.8			204	330	
7	10-major-320	1.0			160.0	80.0			266	359	
8	16-major-320	1.6			100.0	50.0	320	2.0	246	355	42.7
9	23-major-320	2.3			69.6	34.8			204	330	

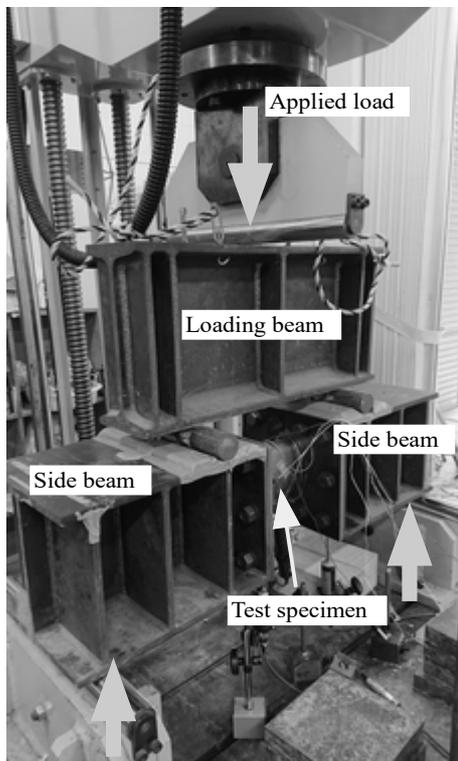


写真-1 載荷風景

強の累加強度により評価できることを確認した。

そこで、本研究ではCFESTの橋脚等への適用するための基本特性である純曲げ強度のデータの蓄積を目的としたMajor軸に関する対称4点曲げ載荷による純曲げ実験を合計6体行った。具体的な実験変数は、3種類の径厚比(2a/t)、ならびに2種類の純曲げスパン長(L)である。得られた破壊形式、変形性能、純曲げ強度からCFESTの径厚比ならびに純曲げスパン長が純曲げ強度に与える影響について既報⁸⁾の結果を加えて議論した。最後に、充填楕円鋼管のひずみから平面応力状態における弾塑性応力を計算し、純曲げモーメント作用下での楕円鋼管の2軸応力状態について言及した。

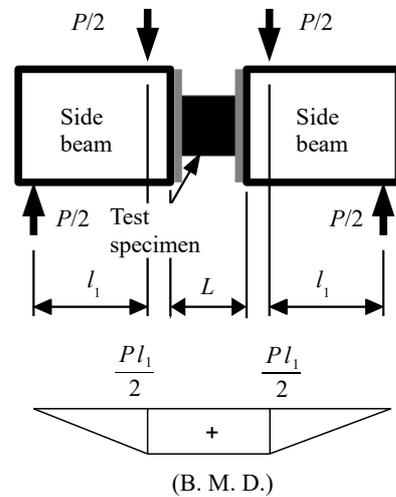


図-3 載荷方法と曲げモーメント図

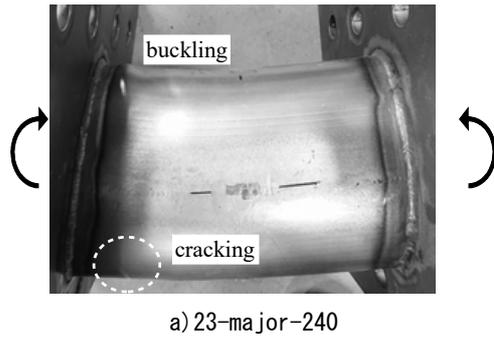
2. 実験方法

2.1 供試体の概要

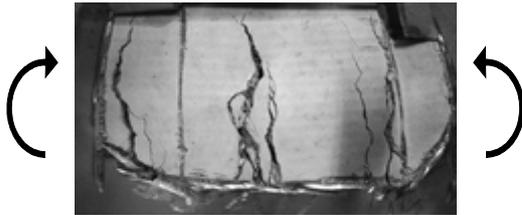
供試体の一覧を表-1に示す。ここで、No.1-3は既報⁸⁾で行ったL/2a=1.0の供試体である。鋼管はL=240, 320mmの鋼板厚t=1.0, 1.6, ならびに2.3mmの薄鋼板を長径2a=160mm, および短径2b=80mmの2:1の楕円形状に成型し、突合せ溶接を行うことにより製作した。したがって、長径方向の径厚比(2a/t)は、69<2a/t<160の範囲となっている。さらに、図-2に示すように楕円鋼管の両端には載荷はり(Side beam)に高力ボルトで固定するための添接板(Connecting plates)を溶接した。

2.2 測定項目

図-2にひずみゲージ測定個所の詳細を示す。2軸ひずみゲージ3枚を貼付して、鋼管の応力状態を測定した。さらに、図-2に示すように、スパン中央、ならびに中央から左右L/4の位置に変位計(Disp. transducer)を設置して純曲げモーメント作用下のCFESTの変形性能を測定した。



a) 23-major-240



b) 充填コンクリートのひび割れ状況 (10-major-240)

写真-2 破壊状況

2.3 荷荷方法

本実験で用いた荷荷方法および曲げモーメント図(B. M. D.)を図-3に示す。十分なコンクリート養生期間を経た後、供試体両端にH形鋼で作成した治具(Side beam)を10本の高力ボルトで固定した。荷荷はりを介して対称4点曲げ荷荷方法により、供試体に一定の曲げモーメント(純曲げモーメント, $M=Pl/2$)を作用させた。最後に、荷荷風景を写真-1に示す。

3. 実験結果と考察

3.1 破壊形式

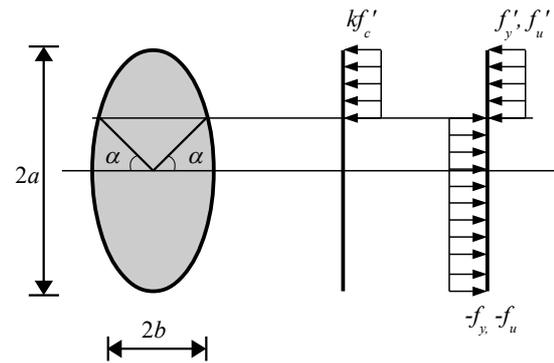
写真-2 a)に破壊形式を示す。供試体上部、すなわち曲げ圧縮部分では鋼管の局部座屈(B: buckling)が見られた。また、引張部分で鋼管が破断(C: cracking)するものも見られた(表-2内最終列参照)。なお、既報⁸⁾では曲げ引張部分に鋼管の破断が見られたが、曲げスパン長(L)が長くなるため、曲げモーメントが局部に集中しにくくなり、鋼管の破断が見られないものもあった。

つぎに、コンクリート内部の破壊形式を写真-2 b)に示す。充填コンクリートは曲げ引張側から圧縮側にかけて発生した大きな曲げひび割れが発生していた。充填鋼管のひび割れは断面中央より上部に進展しており、ほぼ全断面で曲げ引張が作用していることが推測できる。

3.2 純曲げ強度

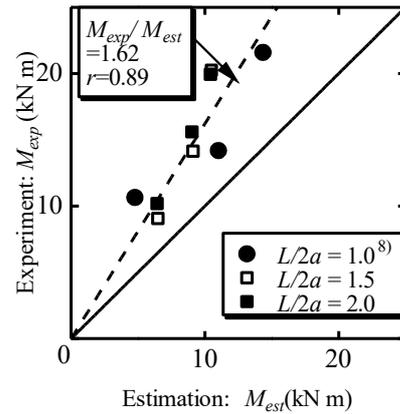
(1) 概要

ここでは、CFESTの簡易的な算定手法の一つとして、図-4に示す充填コンクリート、ならびに鋼管の終局状態での応力分布を一定と仮定し、軸力(N_u)ならびに曲げモーメント(M_u)を求めると以下のとおりとなる。

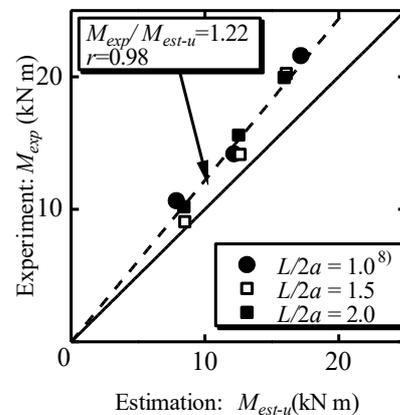


a) 鋼管断面 b) コンクリート c) 鋼管

図-4 終局状態における応力



a) 降伏強度との比較



b) 引張強度との比較

図-5 曲げ強度

$$N'_u = \frac{1}{2} k f'_c (a-t)(b-t)(\pi - 2\alpha - \sin 2\alpha) - f_y t (a+b-t)(2\alpha + \sin 2\alpha) \quad (1)$$

$$M_u = \frac{2}{3} k f'_c (a-t)^2 (b-t) \cos^3 \alpha + \frac{4}{3} f_y [a^2 b - (a-t)^2 (b-t)] \cos^3 \alpha \quad (2)$$

ここで、 t : 楕円鋼管の厚さ、 f'_c : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)、 a, b : 楕円鋼管の Major 軸ならび Minor 軸方向の

表-2 実験結果

No.	Tag	P_{exp} (kN)	M_{exp} (kN m)	M_{est} (kN m)	M_{est-u} (kN m)	M_{exp}/M_{est}	M_{exp}/M_{est-u}	Failure mode
1 ⁸⁾	10-major-160	81.0	10.6	4.8	7.9	2.21	1.34	B, C
2 ⁸⁾	16-major-160	108.0	14.1	11.0	12.2	1.28	1.16	B, C
3 ⁸⁾	23-major-160	164.6	21.6	14.4	17.2	1.50	1.25	B, C
4	10-major-240	68.8	9.0	6.5	8.5	1.39	1.06	B, C
5	16-major-240	107.7	14.1	9.1	12.7	1.54	1.11	B
6	23-major-240	154.3	20.2	10.5	16.1	1.92	1.25	B,C
7	10-major-320	77.5	10.2	6.5	8.5	1.57	1.20	B
8	16-major-320	118.8	15.6	9.1	12.6	1.72	1.24	B, C
9	23-major-320	152.0	19.9	10.4	16.0	1.91	1.25	B

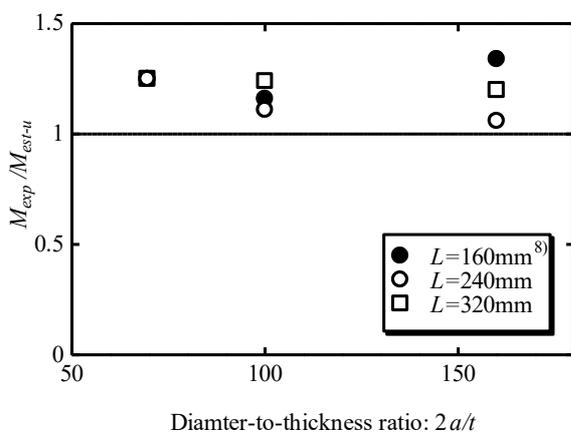


図-6 純曲げ強度比と径厚比

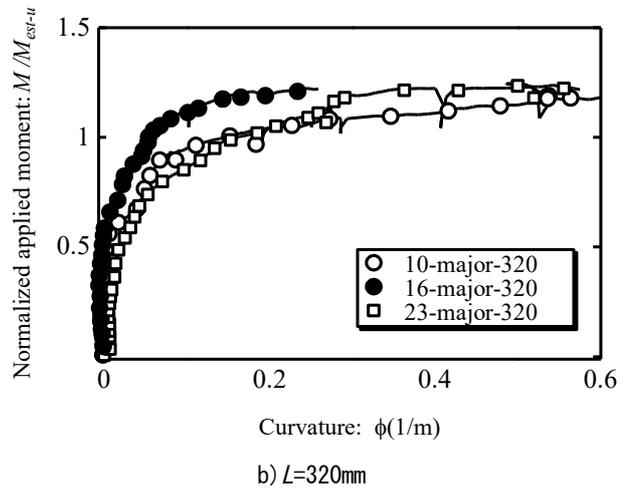
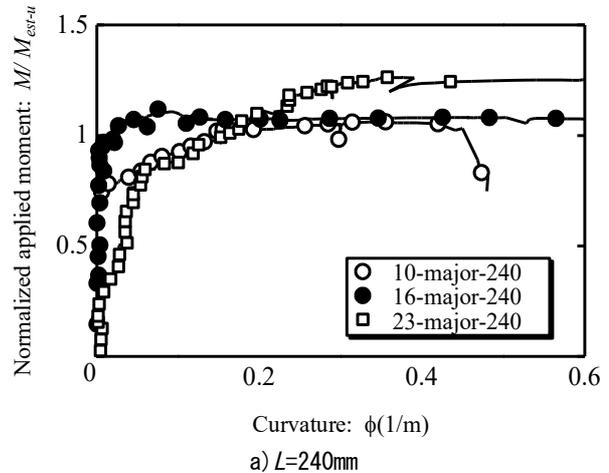


図-7 曲げモーメント-曲率関係

半径, α :中立軸から圧縮領域底部までの角度である。なお, CFEST ではコンクリートの低減係数が不明なため $k=1.0$ を用いる。

中立軸から圧縮領域底部の角度(α)を変化させることにより, N_u' と M_u が求められる。具体的には, $N_u=0$ の時の α を式(2)に代入することにより, 求められた M_u を算定曲げ強度(M_{est})とする。また, 式(1),(2)の f_c の代わりに引張強度 f_u を用いて上述の手法で求めた算定曲げ強度を M_{est-u} としている。なお, 表-2に実験結果と式(1),(2)で得られた算定曲げ強度(M_{est} , M_{est-u})をまとめている。

(2) 算定曲げ強度と実験曲げ強度

降伏強度に基づいた算定曲げ強度(M_{est})と実験曲げ強度(M_{exp})の関係を図-5 a)に示す。また, 既報の $L/2a=1.0$ のものも図中に併記している。同図より, 相関係数 $r=0.89$ とばらつきは少ないものの相対比 $M_{exp}/M_{est}=1.62$ となり, 安全側の評価となった。

つぎに, 鋼管降伏後のひずみ硬化を考慮し, 式(1),(2)の降伏強度 f_y を引張強度 f_u に置き換えた算定曲げ強度(M_{est-u})と実験曲げ強度(M_{exp})の関係を図-5 b)に示す。なお, 算定上最大となるように f_u を f_y 同様一定値と仮定した。引張強度を考慮すると相関係数 $r=0.98$, $M_{exp}/M_{est-u}=1.22$ となり降伏強度 f_y に基づいたものよりもばらつきは

少なく, 実験曲げ強度に近い値となることがわかる。

(3) 径厚比の影響

図-6に実験曲げ強度を算定曲げ強度で除した純曲げ強度比(M_{exp}/M_{est-u})と径厚比($2a/t$)の関係を示す。ここで, 算定曲げ強度には, 鋼管の曲げ引張側のひずみ硬化を考慮した引張強度に基づいた算定強度(M_{est-u})を用いている。なお, 既報⁸⁾の $L=160\text{mm}$ の実験より得られた純曲げ強度比も併記している。

同図より、径厚比(2a/t)、純曲げスパン長(L)が大きくなっても M_{exp}/M_{est-u} は低下することがなくほぼ一定の値となっていることがわかり、鋼管の引張強度に基づいた算定強度を用いて CFEST 部材の実験曲げ強度を予測することが可能であることがわかる。

3.3 変形特性

図-7 a), b) に作用曲げモーメント($M=Pl/2$)と3台の変位計(図-2参照)から求めた曲率(ϕ)の関係を示す。なお、縦軸は前項で求めた引張強度に基づいた算定強度(M_{est-u})を用いて無次元化している。

同図より、 $L=240, 320\text{mm}$ ともに径厚比の影響を受けることなく、変形性能は鋼材の材料特性の影響もあり、やや異なる挙動はあるものの、ひび割れや座屈によって計測に影響が小さい $\phi=0.2(1/\text{m})$ 程度までは径厚比による影響は小さいものと考えられる。また、既報⁸⁾の $L=160\text{mm}$ のものも $\phi=0.6(1/\text{m})$ まで耐力の低下は見られなかったことより、純曲げスパン長(L)がCFESTの曲げじん性に与える影響は見られなかった。さらに、3.1の破壊形式で示したように、CFEST部材は大きな曲げひび割れが発生しているにもかかわらず、変形性能が低下しないことがわかった。

3.4 弾塑性応力

(1) 計算方法¹⁰⁾

鋼管には図-2に示すように3枚の2軸ひずみゲージを貼付している。これらの軸方向(ϵ_z)、ならびに周方向(ϵ_θ)ひずみを用いて、各鋼管の二軸応力状態を以下の手法により求めている。

まず、平面応力状態における von Mises の降伏曲線は以下の通りとなる。

$$f_s = \sigma_z^2 - \sigma_z \sigma_\theta + \sigma_\theta^2 = f_y^2 \quad (3)$$

ここで、 σ_z, σ_θ は楕円鋼管の軸方向および周方向の応力、 f_y は鋼管の降伏応力をそれぞれ示す。鋼管が弾性範囲内にあるとき($f_s < 0$)、部材軸と円周方向のひずみ増分をそれぞれ $d\epsilon_z, d\epsilon_\theta$ とすると応力増分は以下の通りとなる。

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_z \\ d\sigma_\theta \end{Bmatrix} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{pmatrix} 1 & \nu \\ \nu & 1 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} d\epsilon_z \\ d\epsilon_\theta \end{Bmatrix} \quad (4)$$

さらに、弾塑性状態($f_s=0$)での平面応力状態における Prandtl-Reuss の構成則によると、両者に対応する各応力増分 $d\sigma_z, d\sigma_\theta$ は式(5)の通りとなる。

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_z \\ d\sigma_\theta \end{Bmatrix} = \left[\frac{E}{1-\nu^2} \begin{pmatrix} 1 & \nu \\ \nu & 1 \end{pmatrix} - \frac{1}{S} \begin{bmatrix} S_1^2 & S_1 S_2 \\ S_1 S_2 & S_2^2 \end{bmatrix} \right] \begin{Bmatrix} d\epsilon_z \\ d\epsilon_\theta \end{Bmatrix} \quad (5)$$

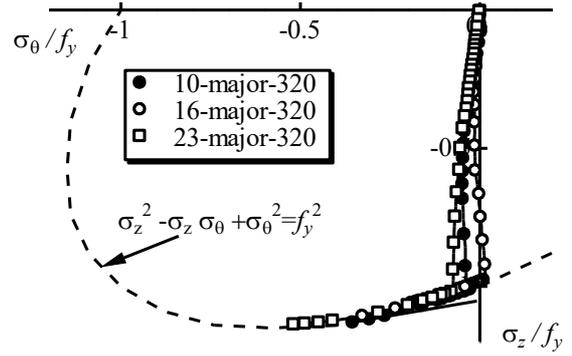


図-8 曲げ引張側の二軸応力

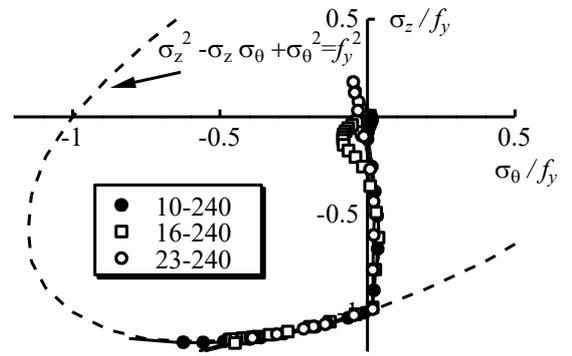


図-9 断面中央の二軸応力

ここに、 E, ν は鋼管のヤング係数(=200GPa)、ポアソン比(=0.3)をそれぞれ示す。さらに、 S, S_1, S_2 は

$$S = s_z S_1 + s_\theta S_2,$$

$$S_1 = \frac{E}{1-\nu^2} (s_z + \nu s_\theta), \quad (6a,b,c)$$

$$S_2 = \frac{E}{1-\nu^2} (s_\theta + \nu s_z)$$

となる。ここで、 s_z, s_θ は軸方向ならびに円周方向の偏差応力をそれぞれ示す。

以上より、楕円鋼管に作用する二軸応力(σ_z, σ_θ)は以下の通りとなる。

$$\sigma_z = \Sigma d\sigma_z, \quad \sigma_\theta = \Sigma d\sigma_\theta \quad (7a,b)$$

鋼管が弾性範囲($f_s < 0$)においては式(4)により、鋼管が降伏し塑性状態($f_s=0$)になった場合は、実験により得られたひずみ増分($d\epsilon_z, d\epsilon_\theta$)を式(5)に代入し、応力増分 $d\sigma_z, d\sigma_\theta$ を求め、式(7)により全応力を求めることができる。なお、以下取り扱う応力は全て圧縮を正の値としている。

(2) 曲げ引張側の応力状態

曲げ引張側の2軸応力状態の典型的な例を図-8に示す。図中破線は降伏曲線である式(3)を示しており、軸方向(σ_z)、周方向応力(σ_θ)ともに得られた応力を鋼管の降伏強度(f_y)で無次元化している。

同図より、軸方向応力(σ_z)が曲げモーメントの増加とともに引張側の降伏曲線に到達後、軸方向、および周方向応力(σ_z, σ_θ)は引張側に流動した。これは、円形CFT部材と同様に、ひび割れたコンクリートが鋼管を拘束するため、両応力ともに引張方向に作用したと考えられる。

(3) 断面中央の応力状態

図-9にCFEST断面中央に貼付した二軸ひずみゲージより計算した鋼管の2軸応力状態を示す。なお、図-8同様にx,y軸ともに降伏応力 f_y で除している。

同図より、軸方向応力(σ_z)は中立軸に近い場合、荷重初期には圧縮側に動くものの、作用曲げモーメントの増加とともに中立軸が上昇するため、軸方向応力は明確に引張方向に進行した。つづいて、降伏曲線に到達後、両応力は引張側に作用した。これは、図-8同様に、ひび割れたコンクリートが鋼管を拘束するためと考えられる。

4. まとめ

本研究では、曲げスパン長・径厚比($L/2a$)を1.5、および2.0に変化させた径厚比($2a/t$)が $69 < 2a/t < 160$ の合計6体の4点对称曲げ荷重によるMajor軸に着目したCFESTの純曲げ実験を行った。さらに、既報⁸⁾で行った $L/2a=1.0$ との本実験との純曲げ強度の比較を行った。結論付けられる事項を列記すると以下の通りとなる。

- (1) 得られた破壊形式は、圧縮側の鋼管の局部座屈であった。また、引張側で鋼管が破断するものも見られた。内部コンクリートでは、純曲げ圧縮領域までの大きな曲げひび割れの分散が確認できた。
- (2) 降伏応力(f_y)に基づいた曲げ強度(M_{est})の算定を行ったところ、算定曲げ強度(M_{est})は実験曲げ強度(M_{exp})を安全側に評価した。
- (3) 曲げ引張を受ける楕円鋼管のひずみ硬化を考慮し、引張強度(f_u)に基づいた算定純曲げ強度(M_{est-u})は実験曲げ強度(M_{exp})と概ね一致した。
- (4) 定式化した曲げモーメント(M/M_{est-u})と曲率(ϕ)の関係では、径厚比($2a/t$)が変形性能に与える影響は少ないと思われた。また、上記(1)で述べた大きなひび割れが発生してもじん性能は維持された。
- (5) 径厚比($2a/t$)が大きくなっても算定曲げ強度比は低下することなく、径厚比、および曲げスパン長が純曲げ強度比に与える影響は見られなかった。
- (6) 曲げ引張側の2軸応力は、引張軸方向応力(σ_z)が降伏曲線に到達後、ひび割れたコンクリートの拘束を受

けることにより、軸方向(σ_z)、周方向(σ_θ)応力は引張側に流動した。なお、この傾向は円形CFTのものと同じものであった。

- (7) CFEST断面中央部の2軸応力は、荷重初期に圧縮側に軸応力が作用するものの、中立軸の上昇とともに軸方向応力(σ_z)が引張側に作用し、引張降伏応力に到達後、周方向(σ_θ)は引張側に流動した。

謝辞：荷重実験の実施に当たっては、神戸市立工業高等専門学校に学生諸君にご協力頂きました。ここに感謝いたします。

参考文献

- 1) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針，2008。
- 2) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2015。
- 3) Yang, H., Lam, D. and Gardner, L.: Testing and analysis of concrete-filled elliptical hollow section, *Engineering Structures*, Elsevier, Issue 30, pp. 3771-3781, 2008.
- 4) Chan, T. M. and Gardner, L.: Compressive resistance of hot-rolled elliptical hollow sections, *Engineering Structures*, Elsevier, Vol. 30 pp. 522-532, 2008.
- 5) Zhao, X. L. and Packer, J. A.: Tests and design of concrete-filled elliptical hollow section stub columns, *Thin-Walled Structures*, Elsevier, Vol. 47, pp. 617-628, 2009.
- 6) Chan, T. M. and Gardner, L.: Bending strength of hot-rolled elliptical hollow sections, *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 64 pp. 971-986, 2008.
- 7) Uenaka, K.: Experimental Study on Concrete Filled Elliptical/Oval Steel Tubular Stub Columns under Compression, *Thin-Walled Structures*, Elsevier, Vol. 78, pp. 131-137, 2014.
- 8) Uenaka, K. and Tsunokake, H.: Concrete Filled Elliptical Steel Tubular Members with Large Diameter-to-thickness Ratio subjected to Bending, *Structures - Research Journal of The Institution of Structural Engineers*, Elsevier, Vol. 5, pp. 58-66, 2016.
- 9) Uenaka, K. and Tsunokake, H.: Behavior of Concrete Filled Elliptical Steel Tubular Deep Beam under Bending-shear, *Structures - Research Journal of The Institution of Structural Engineers*, Elsevier, Vol. 10, pp. 89-95, 2017.
- 10) 吉田総仁：弾塑性力学の基礎，共立出版，pp. 188-190, 1997.