

論文 中空式二重鋼管・コンクリート合成部材のせん断特性

上中 宏二郎^{*1}

要旨: 本研究では,異なる径の二種類の鋼管を同心円上に配置して,両鋼管の間だけにコンクリートを充填した中空式二重鋼管・コンクリート合成部材(以下,CFDST)の逆対称二点荷重方法による曲げせん断実験を行った。実験変数は内径・外径比(D_i/D_o)ならびに径厚比(D_o/t_o)の合計8体であり,せん断スパン比は0.5と一定としている。得られた結果より,破壊形式はコンクリートのせん断破壊または鋼管の座屈であった。さらに,従来のRCのせん断部材の算定式を基本としたCFDSTの終局強度の近似計算法の提案を試みた。最後に,充填コンクリートがもたらす両鋼管の応力状態について言及した。

キーワード: 中空式二重鋼管・コンクリート合成部材, 内径・外径比, 逆対称二点荷重, 二軸応力

1. 緒言

中空式二重鋼管・コンクリート合成部材(Concrete filled double skin tubular,以下,CFDSTとする)とは二種類の異なる径の鋼管を同心円上に配置し,両者の間だけにコンクリートを充填したものである。このような構造形式により,従来のコンクリート充填鋼管部材(Concrete filled steel tubular,以下,CFTとする)と比較して,軽量となる利点を有する。したがって,CFDSTを高橋脚に適用すれば,地震などによる慣性力の低下,ならびに橋脚基礎部の負担を軽減できると考えられる。

CFDSTに関する既往の文献を概観すれば,径厚比が比較的小さいCFDSTの力学特性の解明を目的としたZhaoなどの精力的研究が見られる³⁾。また,近年では,Zhaoらは大変形のCFDSTの中心圧縮特性の把握を行っている⁴⁾。

このような背景のもと,著者はCFDSTの特有のパラメータである内径・外径比(D_i/D_o)に着目し,径厚比(D_o/t_o)が比較的大きいCFDSTの力学特性の把握を目的とした以下に示す系統的研究を行ってきた。まず,中心圧縮特性⁵⁾,引き続いて純曲げ特性⁶⁾に関する実験的検討を行い,内径・外径比(D_i/D_o)が大きくなると拘束効果が低下することにより,中心圧縮強度,ならびに純曲げ強度が低下することを示した。また,せん断スパン比1の比較的厳しい条件下での3点曲げ荷重試験方法による曲げせん断実験⁷⁻⁸⁾を行い,内径・外径比(D_i/D_o)が大きくなると,楕円化による顕著な強度低下を指摘した。さらに,文献9)では曲げ特性と中心圧縮特性の拘束効果が与える影響について,両実験で得られた力学特性の比較を行っている。

そこで,本研究では既報⁷⁻⁸⁾に引き続きCFDSTの力学特性の基礎的データの蓄積として,せん断特性の解明を目的としたせん断力が一定,かつ曲げモーメントが上下反転するせん断スパン比=0.5の逆対称荷重試験方法によ

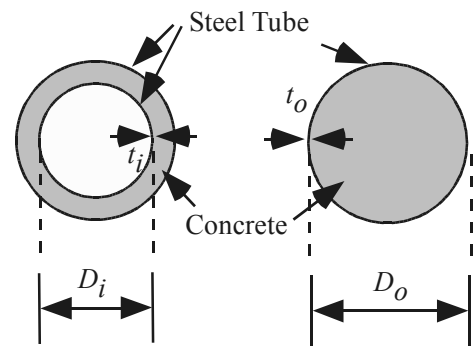


図-1 CFDST断面

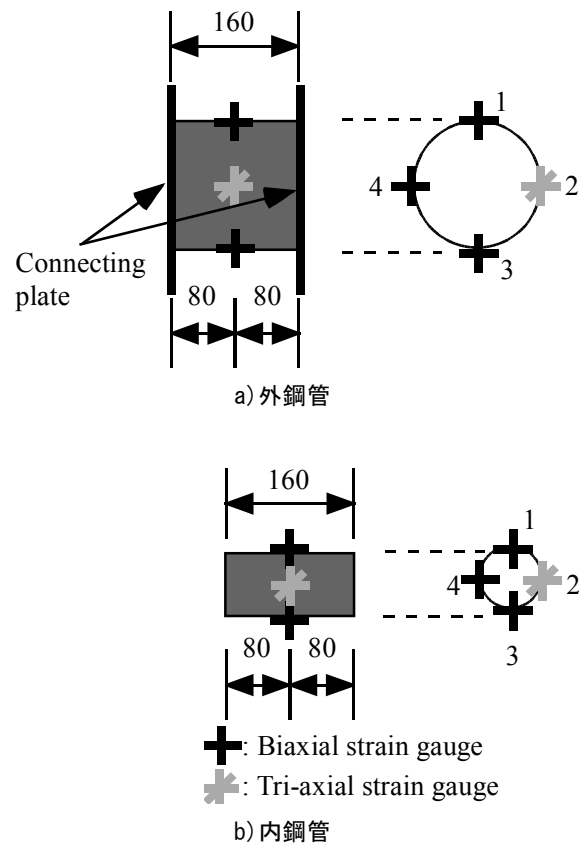


図-2 鋼管の詳細とひずみゲージ貼付位置

^{*1}神戸市立工業高等専門学校 都市工学科准教授 博(工) (正会員)

表-1 供試体一覧

No.	Tag	Steel tube				Ratio		Concrete strength f'_c (MPa)	Weight ratio $\frac{W_{CFDT}}{W_{CFT}}$
		Inner		Outer		D_i/D_o	D_o/t_o		
		Dia	thick.	Dia.	Thick.				
		D_i (mm)	t_i (mm)	D_o (mm)	t_o (mm)				
1	ss16-000	0.0	0			0.00		1.00	
2	ss16-375	37.5	1.6			0.23	100.0	0.98	
3	ss16-750	75.0	1.6			0.47		0.86	
4	ss16-1125	112.5	1.6	160		0.70		0.63	
5	ss23-000	0.0	0					0.00	1.00
6	ss23-375	37.5	2.3			0.23	69.6	0.99	
7	ss23-750	75.0	2.3			0.47		0.88	
8	ss23-1125	112.5	2.3			0.70		0.68	

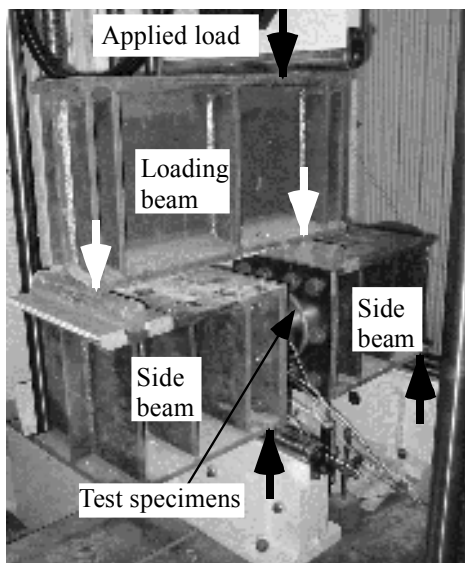
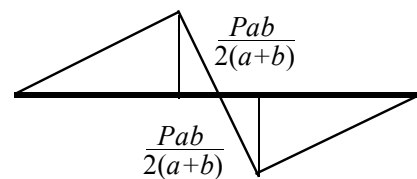
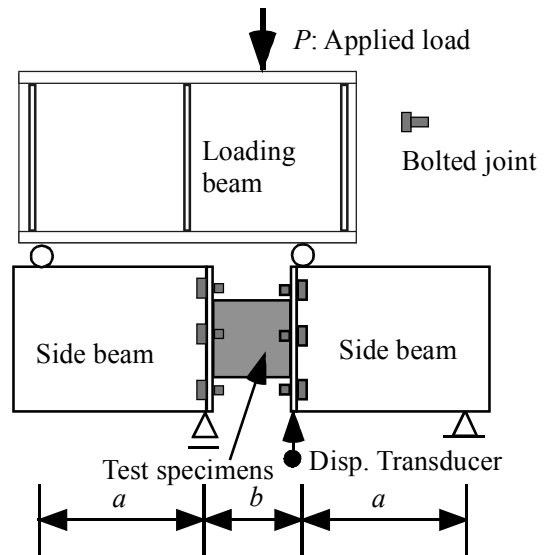
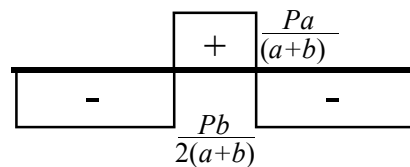


写真-1 载荷風景



B.M.D.



S.F.D.

図-3 载荷方法と断面力図

る4点曲げ実験を行った。得られた実験結果より、CFDSTの破壊形式、変形性能、せん断強度から考察を加えた。さらに、両鋼管の応力状態について言及した。最後に、得られた結果と既報⁷⁻⁸⁾で行ったせん断実験との比較を行った。

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。鋼管はSS400相当の鋼板厚1.6、ならびに2.3mmの平鋼板を円形に成型し、突合せ溶接を行うことにより作成した。円形に作成後、両端の荷重はりに高力ボルトで固定するための添接板を溶接した(図-2内、Connecting plate参照)。供試体名は鋼管厚、内径の組み合わせから成り立っている。すなわち鋼管厚(t)は1.6ならびに2.3mm、内径は $D=0$ (CFT), 37.5, 75.0および112.5mmであり、供試体総数は合計8体である。また、表の最終カラムに従来のCFTとの重量比を示

す。同図より、一番内径が大きいものはCFTと比較して最大40%程度の軽量化がなされていることが分かる。さらに、充填コンクリートは粗骨材の最大寸法15mm、早強セメントで製作し、7日以上十分の養生期間を経て

から荷重を行った。

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。内外鋼管それぞれに2軸ひずみゲージ3枚、3軸ひずみゲージ1枚を鋼管の外側に貼付して、鋼管の応力状態を測定した。さらに、荷重点下部に変位計を設置して、供試体の変形性能を測定した。

2.3. 荷重方法

本実験で用いた荷重風景を写真-1に、また、本荷重方法がもたらす断面力図を図-3に示す。供試体両端にH形鋼で作成した治具(Side beam)を高力ボルトで固定し荷重点に設置したのち、荷重はりを介して本校所有の500kN曲げ荷重試験装置により、供試体に荷重荷重 P により与えられるせん断力 ($V = Pa/(a+b)$, P :荷重荷重, 図-3内S.F.D.参照) を作用させた。

支点から荷重点までの距離 $a=372\text{mm}$, 供試体高さ $b=160\text{mm}$ である。図-3に示すように逆対称二点曲げ荷重方法を用いて、供試体に断面力を作用させた。すなわち本荷重方法の供試体両端部で曲げモーメントは上下反転するが、両端をボルトで固定したCFDST供試体にはせん断力(V)を作用させることが可能である。

3. 実験結果と考察

3.1 破壊形式

得られたCFT(ss16-000)の破壊形式を写真-2 a)に示す。終局状態では鋼管の変形形状から、支点間を結ぶコンクリートのせん断破壊面を推察できる。

一方、写真-2 b)に示すように、内径が一番大きい供試体($D_i/D_o=0.7$)では、コンクリートのせん断破壊ではなく、コンクリート充填部分、すなわち部材厚が薄くなるために圧縮ストラットの垂直方向に鋼管の座屈が見られた。なお、既報⁷⁻⁸⁾で見られた顕著な楕円化は見られなかった。

さらに、上述の供試体以外のものは、せん断変形が進行し終局状態となり、上述のコンクリートのせん断破壊ならびに鋼管の座屈は見られなかった。

3.2 変形特性

図-4に作用せん断力($V = Pa/(a+b)$, P :荷重荷重)と変形の関係を示す。なお、 x 軸は供試体高さ(b)で無次元化している。同図より、既報⁷⁻⁸⁾の曲げ実験、曲げせん断実験などで見られた内径・外径比(D_i/D_o)が終局強度に及ぼす顕著な低下は見られなかった。すなわち、 $D_i/D_o=0.7$ では、若干変形性能が低下するものの、 $D_i/D_o<0.47$ の供試体では、CFTと同様に変形性能を評価することが可能であることを示した。これは既報⁷⁻⁸⁾の $D_i/D_o=0.7$ で見られた終局強度を低下させるCFDST断面の楕円化が、本実験ではほとんど確認されなかったためであると考え

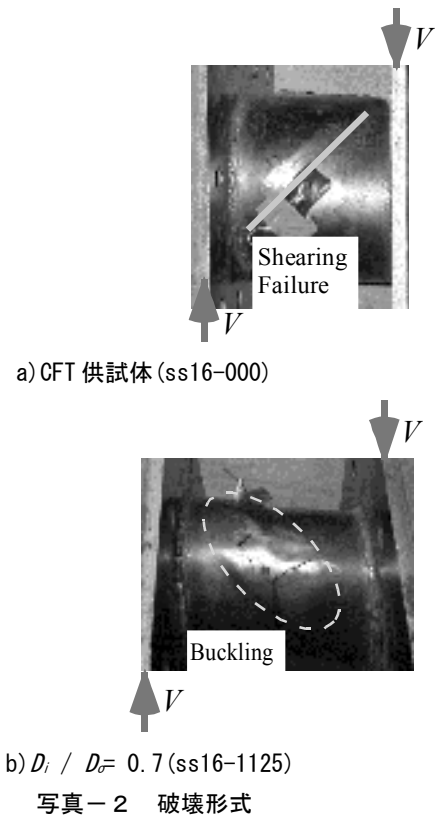


写真-2 破壊形式

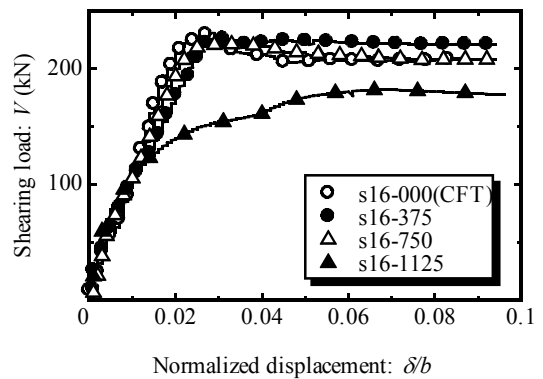


図-4 荷重-変位関係(1.6mm)

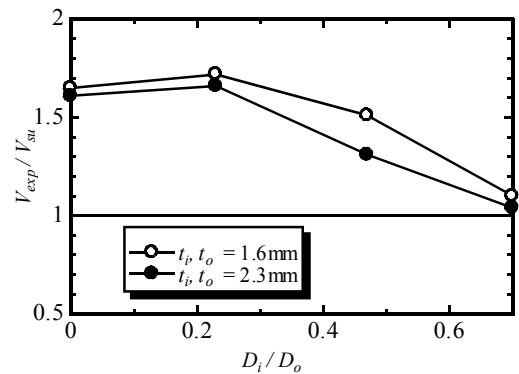


図-5 せん断耐力比と内径・外径比

られる。

3.3 せん断強度

(1) 概要

表－2 実験結果

No.	Tag	D_i/D_o	Experiment		Estimation				Ratio
			Max load	[1] Shear load	[2]	[3]	[4]	[5]= ([2]+[3]+[4])	[1]/[5]
			P_{exp} (kN)	V_{exp} (kN)	V_u (kN)	V_{so} (kN)	V_{si} (kN)	V_{su} (kN)	$\frac{V_{exp}}{V_{su}}$
1	ss16-000	0.00	330.0	230.8	50.1	102.3	0.0	139.6	1.65
2	ss16-375	0.23	325.1	227.3	26.8	102.3	17.7	131.8	1.72
3	ss16-750	0.47	317.9	222.3	23.1	102.3	39.3	147.0	1.51
4	ss16-1125	0.70	260.4	182.1	19.9	102.3	64.6	166.0	1.10
5	ss23-000	0.00	422.8	295.6	55.2	146.8	0.0	183.7	1.61
6	ss23-375	0.23	431.7	301.9	31.2	146.8	25.4	181.9	1.66
7	ss23-750	0.47	382.7	267.6	26.4	146.8	56.3	204.2	1.31
8	ss23-1125	0.70	345.8	241.8	22.9	146.8	92.7	232.5	1.04

ここでは、CFDSTの算定手法の一つとして、RCのせん断強度を算定手法¹⁰⁾を例にとり、同手法によりCFDSTの近似計算結果と実験結果との比較を行う。まず、二羽らが提案したのRCのディープビームのせん断耐力¹¹⁾(表－2内、 V_u)は以下の通りに表わされる。

$$V_u = \frac{0.24 f_c' \sqrt[3]{1 + (100 p_w)^2}}{1 + \left(\frac{a}{d}\right)^2} b_w d \quad (1)$$

ここで、 f_c' : コンクリート強度(MPa)、 b_w : ウェブ幅、 d : 有効高さ、 a : せん断スパン長、 $p_w = A_s / b_w d$ であり、 A_s は内外鋼管の全断面積の1/4、 d および b_w はCFDSTを等積正方形¹¹⁾に置換した場合の有効高さとしてウェブ幅を用いている。なお、本研究においては載荷幅 r を考慮していない。

つぎに、RCのせん断補強筋によるせん断強度式を内鋼管ならびに外鋼管の補強として置き換えると、以下の通りとなる。

$$V_{so} = j d_o t_o f_{wy} \quad V_{si} = j d_i t_i f_{wy} \quad (2a, b)$$

ここで f_{wy} : 鋼管の降伏強度、 $j=7/8$ 、 d_o 、 d_i は外、内鋼管の有効高さを示す。したがって、算定せん断強度(V_{su})は式(1)、(2)を重ね合わせるにより、以下の通りに表わされる。

$$V_{su} = V_u + V_{so} + V_{si} \quad (3)$$

表－2に式(1)から(3)より求められた V_u 、 V_{so} ならびに V_{si} の計算値を示す。

表－2ならびに図－5に内径・外径比(D_i/D_o)とせん断強度比の関係を示す。同図より、 D_i/D_o が大きくなると拘束効果の低下による強度低下が見られるものの、 D_i

$/D_o < 0.47$ の範囲では算定強度は実験値をおおむね安全側に評価できることが分かった。また、 $D_i/D_o=0.7$ となると、算定強度と同等となり、既報⁷⁻⁸⁾よりも良好に算定できた。これは、既報の3点曲げ試験では、両鋼管の楕円変形に伴う充填コンクリートの圧縮破壊が、載荷初期から顕著に現れたことに対し、本実験ではそれが見られず、破壊形式が圧縮ストラットによる外鋼管の座屈であったためであると考えられる。

3.4. ひずみ分布

図－6に本実験の典型的なひずみ分布を示す。ここで、ひずみは圧縮を正の値としている。図－3に示す通り、弾性は理論ではひずみゲージの添付位置は曲げモーメントが0となるため、曲げひずみは発生しない。しかしながら、外鋼管では載荷に伴い $P=240\text{kN}$ までは上方の引張ひずみが発生しそれに応じて下方が圧縮側に作用していることがわかる。これは、変形するに従って、図－3に示すモーメントが0の点が右側へ移動したことを示している。その後、変形が進行するに従って、 $P=300\text{kN}$ では上下部(図－2のNo. 1, 3)ともに引張側へ移行した。さらに内鋼管のひずみをみると、 $P=30\text{kN}$ までは弾性理論の通りに、ひずみが発生していないがその後、 $P=180\text{kN}$ まで圧縮方向に発生したのち、剥離が起こったためひずみは発生しなくなった。

3.5. 応力状態

(1) 弾塑性応力の計算方法¹²⁾

内外鋼管には3枚の2軸ひずみゲージと1枚の3軸ひずみゲージをそれぞれ貼付している。今回は紙面の都合上、2軸応力のみに着目し、これらの軸方向(ϵ_x)、ならびに周方向(ϵ_θ)ひずみを用いて、各鋼管の応力状態を以下の手法により求める。なお、以下取り扱う応力は3.4. ひずみ分布と同様に全て圧縮を正の値としており、降伏応力 f_y は300 MPaとしている。

まず、弾塑性状態での平面応力状態における Prandtl-

Reuss の構成則によると、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、両者に対応する各応力増分 $d\sigma_z, d\sigma_\theta$ は式(4)の通りとなる。

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_z \\ d\sigma_\theta \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} E & \nu \\ \nu & E \end{bmatrix} \frac{1}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} S_1^2 & S_1 S_2 \\ S_1 S_2 & S_2^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\epsilon_z \\ d\epsilon_\theta \end{Bmatrix} \quad (4)$$

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

$$S = s_z S_1 + s_\theta S_2, \quad S_1 = \frac{E}{1-\nu^2} (s_z + \nu s_\theta)$$

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

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。鋼管が降伏し塑性状態になった場合は、実験により得られたひずみ増分を式(4)に代入し、弾塑性応力を得ることができる。

(2) 外鋼管

図-7 a) に外鋼管上部に添付したひずみゲージ(図-2内, No. 1)より求められた鋼管の応力状態を示す。ここで、図内波線は平面応力状態での von Mises の降伏曲線であり、式(5)のとおり表わされる。

$$\sigma_z^2 - \sigma_z \sigma_\theta + \sigma_\theta^2 = f_{sy}^2 \quad (5)$$

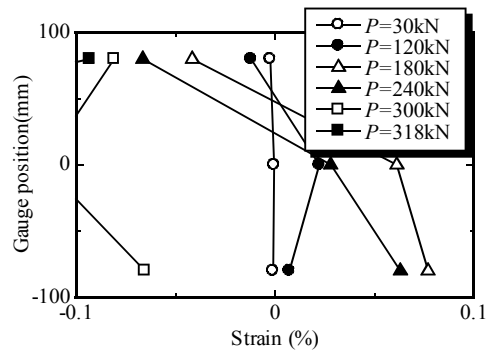
ここで、 σ_z, σ_θ は各々、鋼管の軸方向応力と円周方向応力、 f_{sy} は鋼管の降伏応力である。

同図より、載荷が進行すると軸方向(σ_z)、ならびに周方向応力(σ_θ)が引張側に作用するものであった。これは、既報の曲げ試験と同様に、引張側のコンクリートがひび割れを起こし、鋼管を拘束するためであると考えられる。

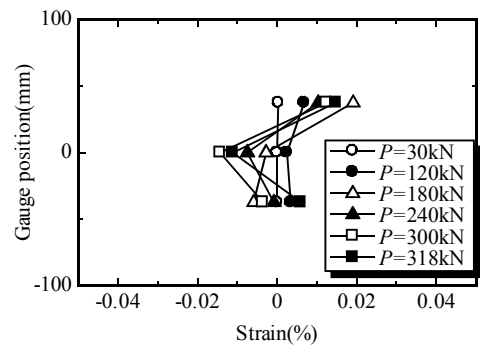
さらに、図-7 b) には、鋼管下側(図-2内, No. 3)のひずみゲージから得られた応力状態を示す。当然のことながら、上述と同じ理由で図-6 と類似した挙動を示していることがわかる。

(3) 内鋼管

図-8 に $D_i/D_o=0.7$ の内鋼管の応力状態を示す。ここで図内波線は図-6 同様に、式(5)を示している。同図より、載荷初期から軸方向応力が圧縮方向に作用していることがわかる。これは、ひずみゲージ測定場所が、座屈が確認された外鋼管に近いこと、ならびに圧縮ストラットに近いことであると考えられる。なお、 $D_i/D_o < 0.47$ の供試体では、ひずみゲージの位置がどれも中立軸に近いためにひずみの発生はほとんど見られなかった

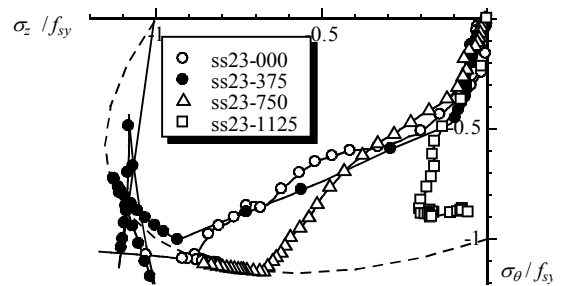


a) 外鋼管

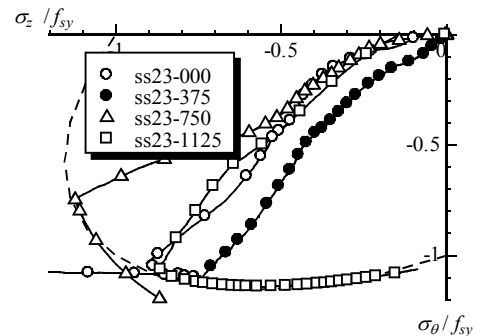


b) 内鋼管

図-6 ひずみ分布(ss16-750)



a) 外鋼管上部(図-2内, No. 1)



b) 外鋼管下部(図-2内, No. 3)

図-7 外鋼管の応力状態

め、応力計算をするに至らなかったことを付記しておく。

4. まとめ

本研究では、既報に引き続き、内径・外径比 (D_i/D_o) ならびに径厚比 (D_o/t_o) を実験変数とした逆対称二点載荷方法による CFDST の曲げせん断実験を合計 8 体行った。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 CFT 供試体では支点と支点を結ぶせん断破壊が見られた。一方、 $D_i/D_o=0.7$ では圧縮ストラットの垂直方向に鋼管の座屈が見られた。また、既報⁷⁻⁸⁾で見られた CFDST 断面の顕著な楕円化は見られなかった。それら以外では、供試体がひし形に変形した。
- (2) 得られた荷重—変位関係より、 $D_i/D_o<0.47$ の供試体では、おおむね CFT と同等の挙動を示した。一方、 $D_i/D_o=0.7$ では、CFT と比較して 10%程度変形性能の低下が見られた。
- (3) $D_i/D_o<0.47$ の供試体のせん断強度は、RC のディープビームの(3)式を用いた近似手法により、安全側に評価できたことを確認した。また、 $D_i/D_o=0.7$ では算定強度程度となった。これは既報⁷⁻⁸⁾で指摘された断面の楕円化が見られなかったためである。
- (4) ひずみ分布は載荷を続けると、変形が進行するに従って上下とも引張となった。また、載荷が進行すると内鋼管の剥離が確認できた。
- (5) 外鋼管に添付した二軸ひずみゲージにより、弾塑性応力を計算したところ、載荷初期段階から曲げ引張の影響のため、軸方向応力、周方向応力ともに引張側に作用した。
- (6) $D_i/D_o=0.7$ の内鋼管の下部の二軸応力状態を調べたところ、軸方向応力が圧縮側に作用していた。これは、内鋼管が圧縮ストラットの影響を受けているためであると考えられる。それ以外の供試体はどれも中立軸に近い場合、せん断変形が進行するとひずみの発生がほとんど見られなかった。

謝辞： 載荷実験の実施に当たっては、神戸市立工業高等専門学校専攻科都市工学専攻に在籍された岡本亮二君、清水優君、ならびに同都市工学科 5 年生の学生諸君にご協力頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

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，1997.
- 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，2002.

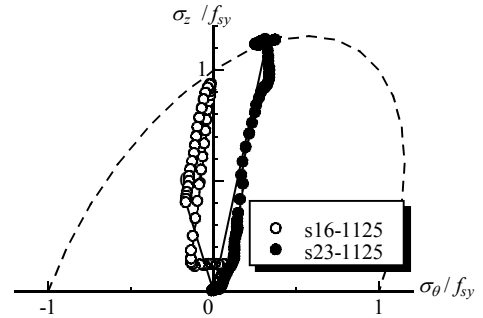


図-8 内鋼管の応力状態(図-2内, No. 3)

- 3) Zhao, X. L. and Han, L. H.: Double Skin Composite Construction, Progress in Structural Engineering and Materials, Vol. 8, No. 3, pp. 93-102, 2006.
- 4) Zhao, X. L., Tong, L. W. and Wang, X. Y.: CFDST Stub Columns subjected to Large Deformation Axial Loading, Engineering Structures, Elsevier, Issue 32, pp.692-703, 2010.
- 5) Uenaka, K., Kitoh, H. and Sonoda, K.: Concrete Filled Double Skin Circular Stub Columns under Compression, Thin-Walled Structures, Elsevier, Vol. 48, Issue 1, pp. 19-24, 2010.
- 6) Uenaka, K., Kitoh, H. and Sonoda, K.: Concrete Filled Double Skin Tubular Members subjected to Bending, Steel & Composite Structures -An International Journal, Techno-Press, Vol. 8, No. 4, pp. 297-312, 2008.
- 7) 上中宏二郎, 清水優, 鬼頭宏明: 二重鋼管・コンクリート合成深はりの曲げせん断実験, コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリート工学協会, Vol. 30, No. 3, pp. 1321-1326, 2008.
- 8) Uenaka, K. and Kitoh, H.: Mechanical Behavior of Concrete Filled Double Skin Tubular Circular Deep Beams, Thin-Walled Structures, Elsevier, Vol. 49, Issue 2, pp. 256-263, 2011.
- 9) 上中宏二郎, 鬼頭宏明: 二重鋼管・コンクリート合成部材の中心圧縮および曲げ特性に関する研究, 第8回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, (9)-1-(9)-8, 2009.
- 10) 土木学会: コンクリート標準示方書, 設計編, p. 128, 2007.
- 11) 二羽淳一郎: FEM解析に基づくディープビームのせん断耐荷力評価式, 第2回RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, 日本コンクリート工学協会, pp. 119-128, 1983.
- 12) 吉田総仁: 弾塑性力学の基礎, 共立出版, pp. 188-190, 1997.