

(11) 軽量コンクリート充填鋼管部材の 曲げせん断特性

上中 宏二郎¹・水越 睦視²

¹正会員 神戸市立工業高等専門学校教授 都市工学科（〒651-2194 神戸市西区学園東町 8-3）
E-mail: uenaka@kobe-kosen.ac.jp

²正会員 神戸市立工業高等専門学校教授 都市工学科（〒651-2194 神戸市西区学園東町 8-3）
E-mail: mizukosi@kobe-kosen.ac.jp

軽量コンクリート2種(LC2)とは、コンクリートの粗骨材、ならびに細骨材を軽量骨材に置き換えたものである。従って、LC2は普通コンクリート(NC)と比較して20%程度の軽量化が可能である。また、コンクリート充填鋼管は、鋼管内のコンクリートの三軸応力状態が得られるため優れた変形性能が得られることが知られている。

本研究では、新たな合成構造物として比較的大きな径厚比を対象とした軽量コンクリート充填鋼管部材(L-CFT)を提案し、その曲げせん断実験を行った。実験変数は径厚比とせん断スパン比である。得られた結果より、上記パラメーターが破壊形式、変形性能、ならびに終局強度に与える影響について考察した。最後に鋼管に作用する応力状態について言及した。

Key Words: concrete filled steel tubular, lightweight concrete, diameter-to-thickness ratio, bending-shear test

1. はじめに

軽量コンクリート(LC)とは粗骨材のみ、または細骨材、粗骨材ともに膨張頁岩などの軽量骨材を用いて軽量化したものであり、前者を軽量コンクリート1種(LC1)、後者を軽量コンクリート2種(LC2)と呼ぶ。当然のことながら、LCは普通コンクリート(NC)と比較して軽量化が可能であり、例えばLC2では単位体積質量(ρ)は $1.65 \text{ t/m}^3 < \rho < 1.80 \text{ t/m}^3$ であるため、NCよりも20%の軽量化が見込まれる。しかしながら、LCのヤング率やせん断強度はNCと比較して低下する傾向が示されている¹⁾。これまでのLCを用いた構造部材の研究は橋梁のRC床版の疲労特性に関するもの、ならびに鋼・コンクリート合成床版への適用を目的としたものが見られる²⁾。

他方、コンクリート充填鋼管(CFT)部材³⁾は、鋼管内にコンクリートを充填したものであり、充填コンクリートは鋼管により三軸応力状態になること、鋼管はコンクリートにより座屈の防止がされるため、主に柱部材では優れた変形性能が期待できる。上述の通り、CFT部材は優れた変形性能を有するが、さらなる耐震性能の向上のためには、CFT部材の軽量化が必要となる。

このような背景のもと、著者らは、軽量コンクリート

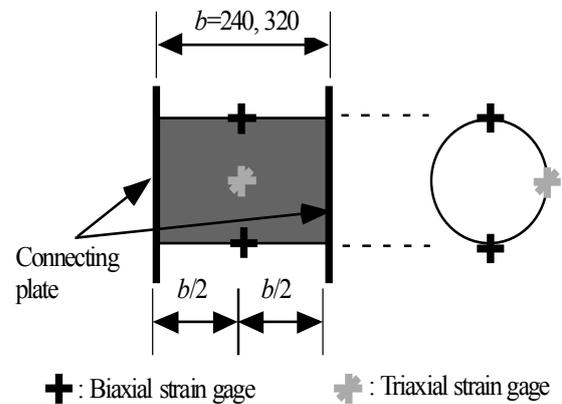


図-1 鋼管の詳細とひずみゲージ貼付位置

の曲げ、せん断補強、ならびにCFTの軽量化を目的とした軽量コンクリート2種を充填したCFT(L-CFT)部材に着目し、せん断スパン比0.5のL-CFTのディーブビームの曲げせん断実験を行った⁴⁾。すなわち、L-CFTはLC2、ならびにCFTの長所を活用できるとともにお互いを共助できることが特筆すべき点である。また、既報⁵⁾で行った同じ形状の普通コンクリートを用いたCFT(N-CFT)との終局強度の比較を行った。得られた結果より、径厚

表-1 供試体一覧

No.	Tag	Steel tube					Concrete	
		D (mm)	t (mm)	b (mm)	D/t	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_c' (N/mm ²)
1	L10-240	160	1.0	240	160.0	253	367	35.6
2	L16-240		1.6		100.0	216	351	
3	L23-240		2.3		69.6	182	319	
4	L10-320		1.0	160.0	253	367		
5	L16-320		1.6	100.0	216	351		
6	L23-320		2.3	69.6	182	319		

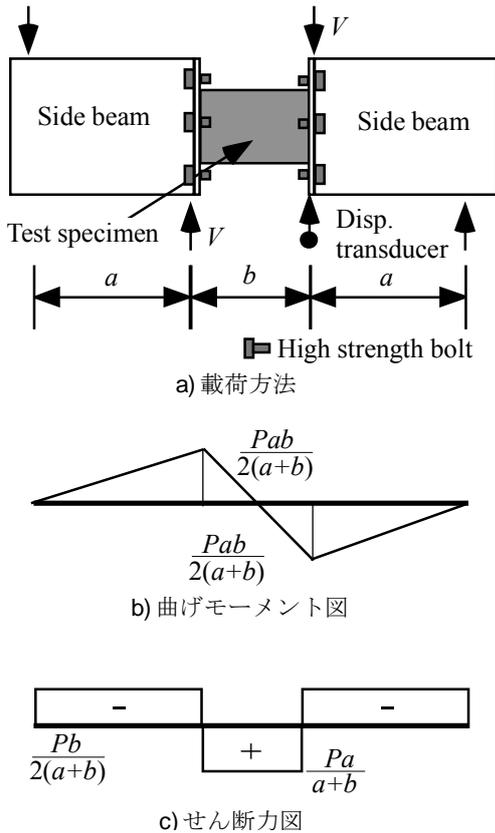


図-2 荷重方法と断面力

比(D/t)が大きくなっても軽量化がもたらす顕著な影響は見られなかった。さらに、L-CFT のせん断破壊面において、軽量骨材のひび割れを確認した。なお、L-CFT 部材の精度の良い簡易せん断強度算定法についてN-CFTとの比較について言及した。

そこで、本研究では既報⁹⁾に引き続き、橋脚への適用を目的としたL-CFTの基礎的なデータを得ることを目的とした大きな径厚比を有するL-CFT部材に対して、せん断スパン比を変数とした合計6体の実験的検討を行った。得られた破壊形式、変形性能、曲げせん断強度、および鋼管の応力状態より、L-CFTの力学的特性について議論した。さらに、L-CFTの曲げ強度算定式について言及した。最後に、充填コンクリートによりもたらされる鋼管

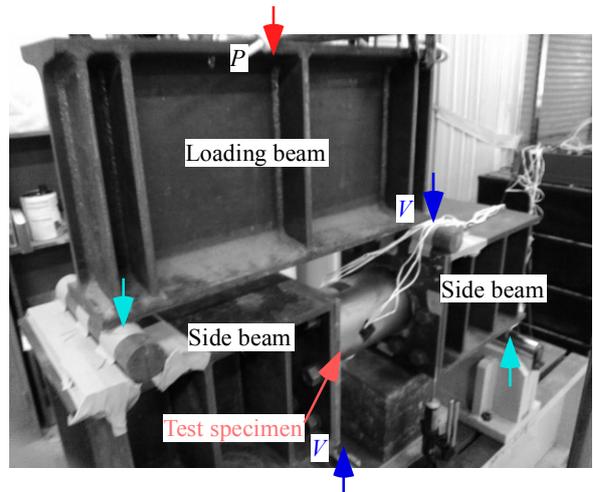


図-3 荷重状況

の平面応力状態における主応力の弾塑性挙動について言及した。

2. 実験方法

(1) 供試体

図-1に鋼管の詳細を示す。 $t=1.0, 1.6$, および 2.3mm の鋼管を円形に成型し、突き合わせ溶接させた後、荷重治具と固定するための接合板(Connecting plate)を溶接した。供試体の長さ(b)は 240mm , および 320mm の2種類としているため、せん断スパン長はそれぞれ 120mm , および 160mm となる。鋼管の直径(D)は 160mm と固定しており、鋼管厚(t)を $1.0, 1.6, 2.3\text{mm}$ と変化させている。したがって、本実験の径厚比(D/t), およびせん断スパン比($b/2D$)の範囲はそれぞれ $70 < D/t < 160$, ならびに $0.75 < b/2D < 1.00$ となる。

つぎに、鋼管中央部には、図-1に示すように2枚の二軸ひずみゲージ、ならびに中央部分に1枚の三軸ひずみゲージを貼付し、鋼管の応力状態を測定した。また、載

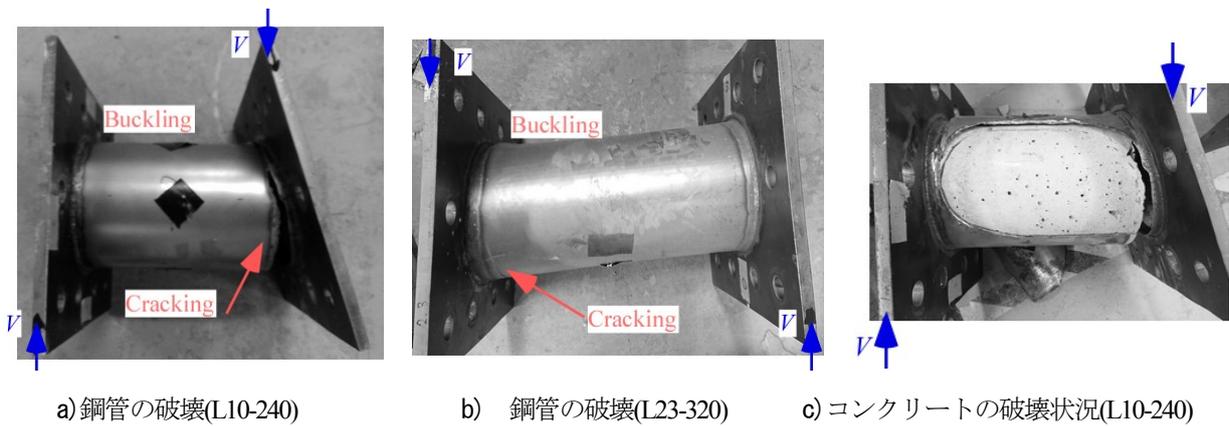


図-4 破壊状況

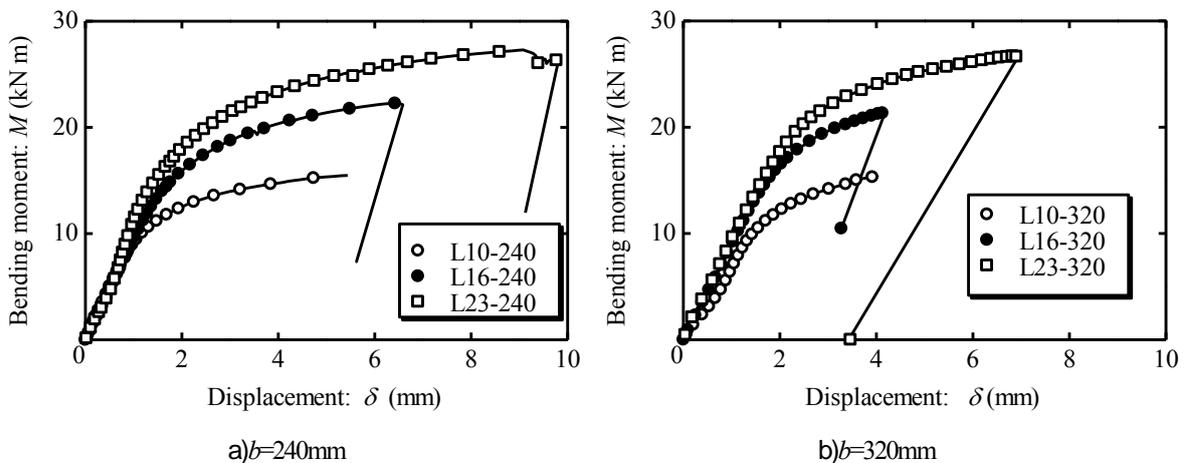


図-5 変形特性

荷点直下には変位計を2台設置し、変形性能を測定した。最後に、表-1に供試体一覧を示す。

(2) 載荷方法

図-2a)に載荷方法を示す。L-CFT 両端の接合板を載荷治具(Side beam)にそれぞれ10本の高力ボルトで固定した。本校所有の500kN載荷試験装置により、載荷はり(Loadign beam)を介して、逆対称二点載荷方法により、図-2b), c)に示すような曲げモーメントとせん断力を得ることができる。この逆対称二点載荷方法により、L-CFT 供試体に曲げモーメント($M = Pab / 2 / (a+b)$)、および一定のせん断力($V = Pa / (a+b)$)を作用させて破壊に至らしめた。最後に、載荷状況を図-3に示す。

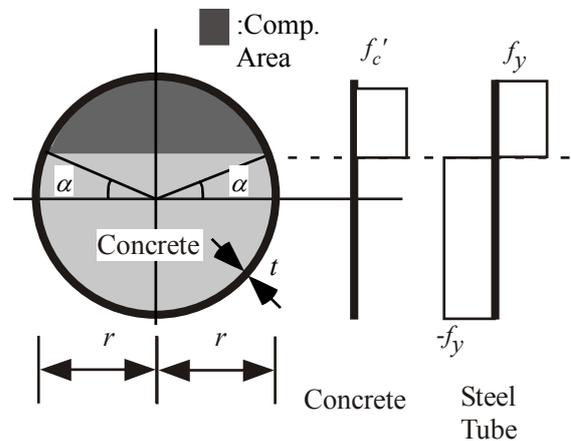


図-6 終局状態における鋼管とコンクリートの応力の分布

2. 実験結果と考察

(1) 破壊形式

図-4a), b)に破壊形式を示す。既報⁵⁾では充填コンクリートのせん断破壊が支配的であったが、本実験のすべて

の供試体には、曲げ引張領域における鋼管の脆性的な破断により載荷荷重(P)が急激に低下し、実験を終了した。また、引張破断が起こった反対側の圧縮領域では鋼管の局部座屈も見られた。

つぎに、鋼管を切断し、コンクリートの破壊状況を示

表-2 実験結果一覧

No.	Tag	Experiment				Estimation		Ratio		
		P_y (kN)	P_{exp} (kN)	M_y (kNm)	M_{exp} (kN m)	M_{est} (kN m)	M_{est-u} (kN m)	$\frac{M_y}{M_{est}}$	$\frac{M_{exp}}{M_{est}}$	$\frac{M_{exp}}{M_{est-u}}$
1	L10-240	130.8	214.9	9.4	15.5	8.7	12.3	1.08	1.77	1.26
2	L16-240	164.2	309.1	11.8	22.3	11.6	18.2	1.02	1.92	1.22
3	L23-240	170.9	379.1	12.3	27.3	13.8	23.1	0.89	1.98	1.18
4	L10-320	144.5	188.8	11.7	15.3	8.7	12.3	1.35	1.76	1.24
5	L16-320	195.7	263.5	15.9	21.4	11.6	18.2	1.37	1.84	1.18
6	L23-320	209.3	330.0	17.0	26.8	13.8	23.1	1.23	1.94	1.16

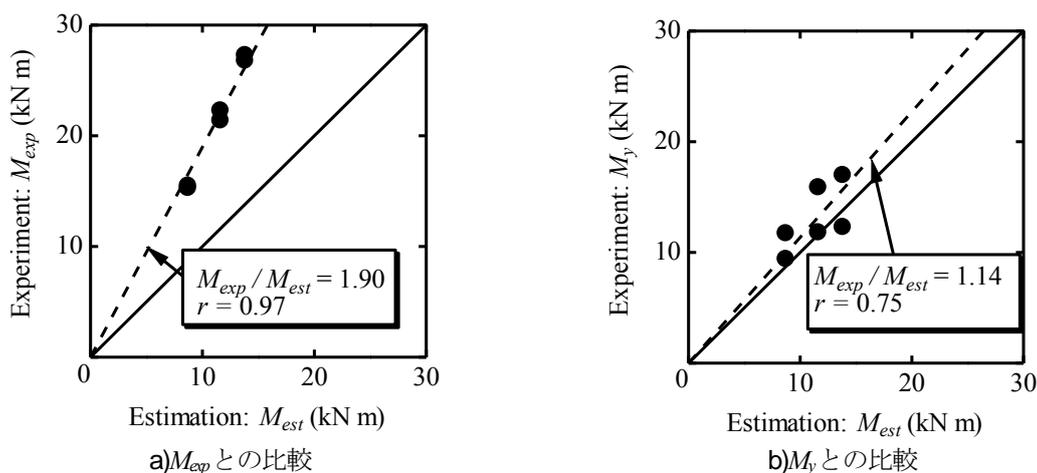


図-7 算定強度と実験曲げ強度

したのものを図-4c)に示す。曲げ、およびせん断力が作用しているものの、せん断スパン内においてコンクリートには顕著なひび割れは見られなかった。また、既報³⁾で報告された骨材の破断は見られず、鋼管の破断面の反対側にコンクリートの圧壊が見られた。なお、鋼管の引張破断部分では、軽量骨材の引張破断も見られた。

(2) 変形性能

図-5に作用曲げモーメント($M = Pab/2/(a+b)$, P : 載荷荷重)と載荷点直下の変位(δ)の関係を示す。図-5a), b)ともに径厚比(D/t)が小さくなると、鋼管厚が大きくなるため、L-CFTの変形性能が向上していることがわかる。この傾向は、従来のN-CFTのものと同じものであった。また、せん断スパン比の影響が最大曲げモーメントに与える影響が少ないこともわかる。

ところで、一般的な対称3点、あるいは4点曲げ試験では、せん断力は一定で曲げモーメントが変化する。一方、逆対称二点載荷試験方法では、 $b = 320\text{mm}$ の供試体は $b = 240\text{mm}$ のそれよりもせん断力の影響が小さくなり、曲げモーメントの影響が大きくなるため、曲げ引張破壊が比較的小さな変形で発生してしまい、変形性能(じん性)は低下した。

(3) 曲げ強度

a) 概要

前述の破壊形式で述べたように、せん断スパン比、径厚比に関係なくすべての供試体が、鋼管の破断による曲げ破壊により、終局状態に至った。したがって、本項では、曲げ強度の算定手法について以下に記述するとともに、実験結果と比較する。

表-2に実験結果一覧を示す。ここで、 P_y , M_y は3軸ひずみゲージが降伏ひずみに達した時の載荷荷重と曲げモーメント、 P_{exp} , および M_{exp} は最大荷重と最大曲げモーメントをそれぞれ示す。また、算定曲げ強度(M_{est})は、図-6のように鋼管とコンクリートの応力状態を仮定すると、充填コンクリートの軸力(cN_u)、曲げモーメント(cM_u)は以下の通りとなる。

$$cN_u = \frac{1}{2} f'_c (R-t)^2 (\pi - \sin 2\alpha - 2\alpha) \quad (1a)$$

$$cM_u = \frac{2}{3} f'_c (R-t)^3 \cos^3 \alpha \quad (1b)$$

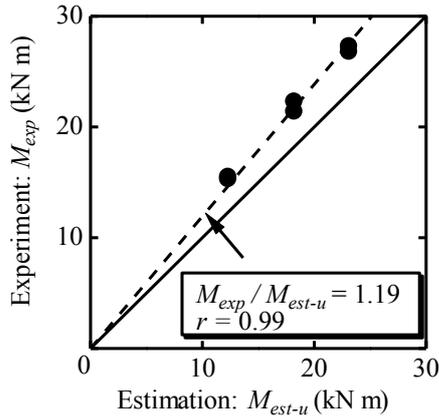


図-8 破断強度に基づいた算定強度と実験強度

ここで、 f_c' は充填コンクリートの圧縮強度、 α は中立軸から圧縮応力のブロックの底までの角度(図-6参照)である。文献⁴⁾ではコンクリートの強度を拘束効果を用いたものを提案しているが、本研究ではLC2の拘束効果の影響が不明瞭であるため、圧縮強度(f_c')をそのまま用いることとした。

また、鋼管の軸力(N_u)、曲げモーメント(M_u)は図-6の通りに鋼管の応力状態を全断面において降伏していると仮定すると、以下の通りとなる。

$${}_s N_u = -4Rt f_y \alpha \quad (2a)$$

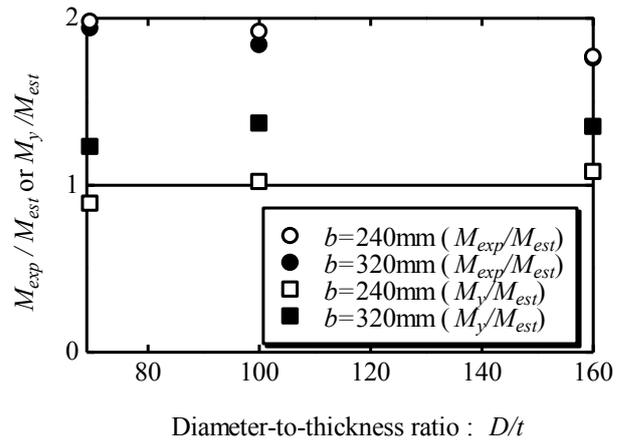
$${}_s M_u = 4R^2 t f_y \cos \alpha \quad (2b)$$

ここで、 R は鋼管の半径($=D/2$)、 f_y は鋼管の降伏強度をそれぞれ示す。以上より、算定軸強度(N_{est})、ならびに算定純曲げ強度(M_{est})は、鋼管、および充填コンクリートの軸力、曲げモーメント両者のそれぞれの累加強度とし、以下の通りとなる。

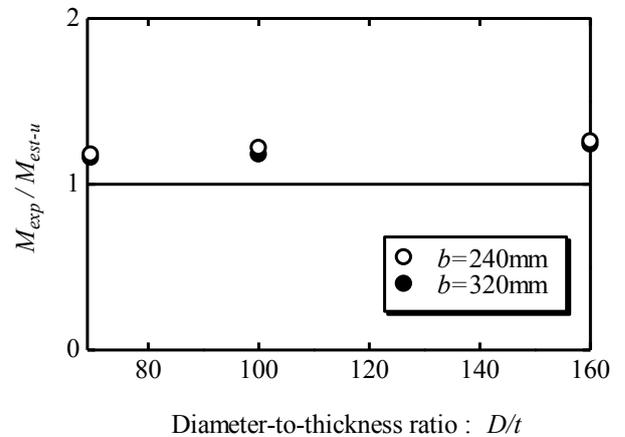
$$N_{est} = {}_c N_u + {}_s N_u \quad (3)$$

$$M_{est} = {}_c M_u + {}_s M_u \quad (4)$$

まず、式(3)より $N_{est} = 0$ となる α を求め、その α を式(4)の M_{est} に代入することにより得られる純曲げモーメントを算定曲げ強度(M_{est-u})とし、その計算結果を表-2に示す。なお、表-2内の M_{est-u} は式(3)、および(4)の降伏強度 f_y を鋼管の破断強度 f_u に置き換えて上述と同様の方法で $N_{est} = 0$ となる α を求めて計算したものである。



a)降伏強度に基づいた算定強度



b)破断強度に基づいた算定強度

図-9 径厚比と曲げ強度比の関係

b) 算定曲げ強度と実験曲げ強度

図-7a), b)に算定曲げ強度(M_{est})と実験曲げ強度(M_y , M_{exp})の関係を示す。図-7a)より、鋼管の降伏強度に基づいた算定曲げ強度 M_{est} においては、相関係数 (r) は 0.97、相対比 M_{exp}/M_{est} は 1.90 となり、ばらつきは少ないものの、 M_{est} は M_{exp} を安全側に評価した。

つぎに、鋼管が降伏ひずみ到達時の降伏曲げ強度 M_y と算定曲げ強度 M_{est} を比較したところ、相関係数 (r) は 0.75 と前述のものと比較して低下するものの、相対比 $M_y/M_{est} = 1.14$ となり、 M_{est} は M_y を良好に評価することができた。

一方、鋼管の致命的な破断が原因で終局状態に至ったことに鑑み、式(3)、(4)の降伏強度 f_y を破断強度 f_u に置き換えることにより、再計算した破断強度に基づいた算定曲げ強度(M_{est-u})と実験曲げ強度(M_{exp})の関係を図-8に示す。同図より、相関係数 (r) は 0.99、および相対比 M_{exp}/M_{est-u} は 1.19 となり、破断強度に基づいた算定曲げ強度(M_{est-u})を用いれば、実験曲げ強度(M_{exp})を良好に評価できること

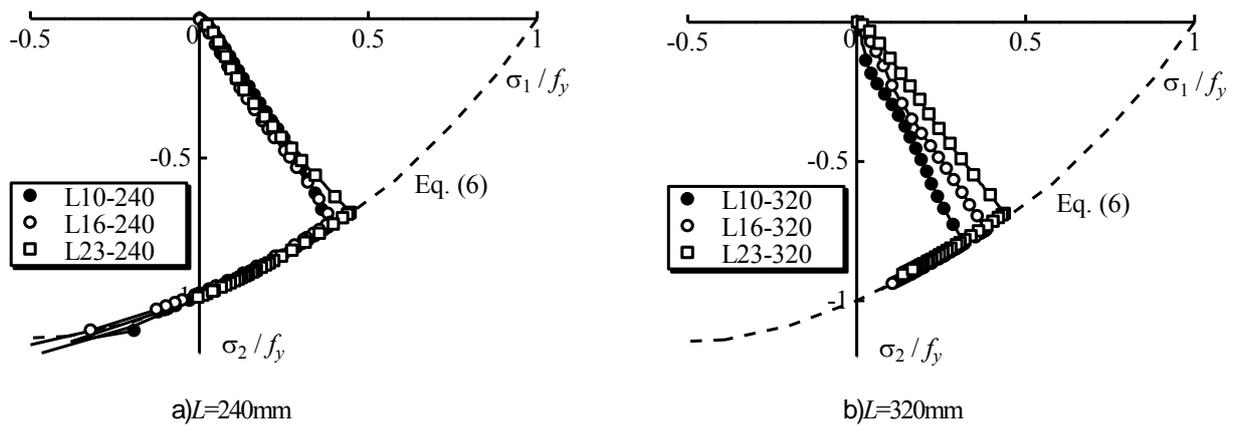


図-10 鋼管の応力状態

がわかった。

c) 曲げ強度比と径厚比

図-9 に曲げ強度比と径厚比(D/t)の関係を示す。ここで、図-9a)の縦軸は、降伏曲げ強度(M_f)、および実験曲げ強度(M_{exp})を鋼管の降伏強度(f_y)に基づいた算定曲げ強度(M_{est})で無次元化しており、図-9b)では M_{exp} を鋼管の破断強度(f_u)に基づいた算定曲げ強度(M_{est-u})で縦軸を無次元化している。

両図から、径厚比(D/t)が大きくなることによる三種の曲げ強度比(M_{exp}/M_{est} , M_f/M_{est} , M_{exp}/M_{est-u})の顕著な低下は見られなかった。また、せん断スパン比は異なっても、径厚比が等しいものであれば、図-9a), および b) 内の実験曲げ強度による曲げ強度比(M_{exp}/M_{est} , M_{exp}/M_{est-u})の値(○と●)は、概ね一致していることもわかる。

(4) 弾塑性応力状態

a) 応力の計算⁹⁾

鋼管には 2 枚の 2 軸ひずみゲージ、1 枚の 3 軸ひずみゲージを貼付している。これらのひずみゲージより、平面応力状態における鋼管の二軸応力を計算する。

まず、3 軸ひずみゲージによりロゼット法を適用すると、主ひずみ($\varepsilon_1, \varepsilon_2$)は以下の通りに表わされる。

$$\varepsilon_1, \varepsilon_2 = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (2\varepsilon_{45} - \varepsilon_y - \varepsilon_x)^2} \quad (5)$$

ここで、 $\varepsilon_x, \varepsilon_y$ は軸方向、周方向の鋼管のひずみ、 ε_{45} は x 軸から 45 度方向のひずみをそれぞれ示す。

つぎに、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。

$$f_s = \sigma_1^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_2^2 - f_y^2 = 0 \quad (6)$$

ここで、 σ_1, σ_2 は主応力、 f_y は鋼管の降伏応力を示す(表-1 参照)。

さらに、鋼管が弾性範囲内($f_s < 0$)では、応力増分($d\sigma_1, d\sigma_2$)は主ひずみの増分($d\varepsilon_1, d\varepsilon_2$)を用いて以下の通りとなる。

$$\begin{bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \end{bmatrix} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu \\ \nu & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \end{bmatrix} \quad (7)$$

ここで、 E : 鋼管のヤング係数(=200kN/mm²)、 ν : ポアソン比(=0.3)である。

荷重が増加とともに鋼管のひずみが増加し、鋼管が降伏曲線に到達($f_s = 0$)すると、弾塑性応力増分($d\sigma_1, d\sigma_2$)は、以下の通りとなる。

$$\begin{bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \end{bmatrix} = \left\{ \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu \\ \nu & 1 \end{bmatrix} - \frac{1}{S} \begin{bmatrix} S_1^2 & S_1 S_2 \\ S_1 & S_2^2 \end{bmatrix} \right\} \begin{bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \end{bmatrix} \quad (8)$$

ここで、 S_1, S_2 ならびに S は以下の通りである。

$$S_1 = \frac{E}{1-\nu^2} (s_1 + \nu s_2) \quad (9a)$$

$$S_2 = \frac{E}{1-\nu^2} (s_2 + \nu s_1) \quad (9b)$$

$$S = s_1 \cdot S_1 + s_2 \cdot S_2 \quad (9c)$$

また、 s_1 , および s_2 は最大、最小主応力方向の偏差応力である。以上より、全(主)応力(σ_1, σ_2)は以下の通りとなる。

$$\sigma_1 = \sum d\sigma_1 \quad (10a)$$

$$\sigma_2 = \sum d\sigma_2 \quad (10b)$$

なお、これらの応力はすべて圧縮を正の値として取り扱っている。

b) 主応力の挙動

図-10(a, b)に鋼管に貼付した三軸ひずみゲージにより求めた主応力(σ_1, σ_2)の挙動を示す。ここで、両図の x, y 軸ともに鋼管の降伏応力(f_y)で無次元化している。

これらの図より、弾性範囲内($f_s < 0$)では主応力 σ_1, σ_2 ともに圧縮かつ引張領域(第 4 象限)に進行した。つづいて、載荷荷重が進行すると式(6)に示す降伏曲線に到達後、引張かつ引張領域(第 3 象限)へ向かって流動した。これは、普通コンクリート同様にコンクリートのダイレイタンスによる挙動であるためであると推察される。なお、この挙動は、同じ径厚比、かつせん断スパン比=0.5 の既報³⁾で報告したせん断破壊を呈した場合と同じものであった。ただし、図-10(b)の $b=320\text{mm}$ のものは変形が小さい段階で鋼管の破断が $b=240\text{mm}$ のものよりも早く生じたため、主応力の挙動は引張かつ引張の第 3 象限に向かうものの、引張かつ圧縮の領域の第 4 象限に留まった。

7. まとめ

本研究は大きな径厚比(D/t)を有する 6 体の軽量コンクリート 2 種充填鋼管(L-CFT)の逆対称二点載荷方法による曲げせん断実験を行い、径厚比(D/t)、ならびにせん断スパン比($b/2/D$)が曲げせん断特性に与える影響について実験的に検討したものである。結論付けられる事項を列記すると以下の通りである。

- (1) 得られた破壊形式は、鋼管の曲げ引張側で破断するものであった。また、圧縮側では鋼管の局部座屈が見られた。なお、軽量コンクリート部分の供試体中央部(せん断スパン長内)の破壊はほとんど見られなかった。
- (2) 作用曲げモーメントと変形の関係により、径厚比が小さくなると変形性能は向上した。これは従来の N-CFT と同じ挙動であった。
- (3) 鋼管ならびに LC を全塑性状態と仮定し、終局曲げ強度を算定したところ、ばらつきは少ないものの算定曲げ強度(M_{ca})は実験曲げ強度(M_{exp})を安全側に評価した。また、算定曲げ強度(M_{ca})は、鋼管中央部のひず

みが降伏ひずみに達した時の降伏曲げ強度 M_y を概ね良好に評価した。

- (4) 鋼管が破断したことを考慮することにより、破断強度 f_u を用いて曲げ強度の算定を行ったところ、算定曲げ強度(M_{ca})は実験値曲げ強度(M_{exp})を良好に評価した。
- (5) 降伏ならびに破断強度に基づいた曲げ強度比と径厚比を比較したところ、径厚比が大きくなっても曲げ強度比の顕著な低下は見られなかった。
- (6) 鋼管に貼付したひずみゲージにより、鋼管の弾塑性 2 軸応力(主応力)を計算したところ、弾性範囲内においては第 4 象限の圧縮かつ引張領域に向かって流動した。さらに、降伏局面に到達後の弾塑性状態では引張かつ引張方向(第 3 象限)に流動した。これは、コンクリートのダイレイタンスによるものであると考えられる。

謝辞：載荷実験を実施するにあたり、神戸市立工業高等専門学校専攻科に在籍の庄司大樹氏、森崎智哉氏にご協力をいただいた。また、酒造敏廣元特任教授には貴重なご助言をいただいた。なお、本研究の一部は JSPS 科研費(課題番号：18K04338)の助成を受けたものです。ここに記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 笠井芳夫：軽量コンクリート，技術書院，2002。
- 2) 藤井伸介，松井繁之，藤木英一：SFLRC の道路橋床版への適用性に関する研究，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. 22, No. 3, pp. 739-744, 2000。
- 3) 舟橋政司，熊野拓志，上村明弘，松林卓：高性能軽量コンクリートの合成床版への適用性に関する検討，第 8 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム講演集，日本建築学会，pp. 34-1-34-8, 2009。
- 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，2008。
- 5) 上中宏二郎，水越睦視：軽量コンクリート 2 種充填円形鋼管部材の曲げせん断実験，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol. 41, No. 2, pp. 1045-1050, 2019。
- 6) Uenaka, K.: Concrete Filled Double Skin Circular Tubular Beams with Large Diameter-to-thickness Ratio under Shear, *Thin-Walled Structures*, Elsevier, Vol. 70, pp. 33-38, 2013。
- 7) 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。
- 8) Uenaka, K.: Concrete Filled Double Skin Tubular Deep Beam Having Outer Circular and Inner Square Sections under Bending-Shear, *Structures - Research Journal of*

- 9) 吉田総人：弾塑性力学の基礎，共立出版，pp. 188-190, 1997.

LIGHTWEIGHT CONCRETE FILLED STEEL TUBULAR MEMBERS UNDER BENDING-SHEAR

Kojiro UENAKA and Mutsumi MIZUKOSHI

The lightweight concrete concrete(LC) consists of cement, water and artificial light-weight aggregates. Therefore, the LC is almost 20% lighter than the normal concrete(NC). Lightweight concrete filled steel tubular(L-CFT) member is a new type of concrete filled steel tubular(CFT) member holding good deformability and large toughness owing to confined effect between steel tube and the in-filled concrete.

This study aims to investigate L-CFT member with large diameter-to-thickness ratio under bending-shear through asymmetric four-point loading test method. Two selected test parameters are diameter-to-thickness ratio of steel tube and shear span ratio. From the results, the method to predict bending capacities of L-CFT deep beam is provided. Additionally, elasto-plastic biaxial stress behavior of steel tubes are mentioned.