

# CFT 部材のせん断耐力に関する研究

構造及びコンクリート工学分野 山田 佳博

## Abstract

大幅厚比を有する角形 CFT 柱部材の破壊型式把握とせん断耐力評価法の提案を目的として、せん断スパン比、幅厚比、軸力比をパラメータとした弾塑性有限要素解析による数値実験を行い、さらにその妥当性を確認するため、柱部材模型実験による検証を行った。その結果、せん断スパン比による破壊型式の変化、幅厚比によるコンクリートと鋼管間の付着性状の違い、ならびに軸力比によるひび割れ発生及び耐力への影響を確認した。また、数値実験及び検証実験の結果より、せん断破壊型 CFT 部材のせん断耐力のうち内部コンクリートの負担せん断力を土木学会 RC ディープビーム式で評価することを提案し、適用性を示した。

## 1. はじめに

1995年1月に発生した兵庫県南部地震を契機に、構造物の非線形域での変形性能を考慮に入れた設計法に関する研究が精力的に行われ、技術基準に取り入れられることとなった。それに適う部材として本研究で対象とするコンクリート充填鋼管 (Concrete Filled steel Tube : 以下 CFT) 部材がある。これは、鋼と内部コンクリートそれぞれの利点を兼ね備え、高強度、高靱性を有し近年需要が高まっている合成部材であるが、土木構造物に適用を考える際、せん断力は鋼管のみで負担する<sup>(1)</sup>という考えに基づいて設計する。理由として、CFT のせん断耐荷機構について未だ不明な点が多く、既往研究も少ないため安全側の観点からこのように定められている。ただし、建築分野においては、研究・開発が進み、内部コンクリートの負担を考慮した設計<sup>(2)</sup>が実設計に用いられている。このことより、土木分野においても内部コンクリートの負担せん断力を考慮し、より合理的かつ経済的な設計法を確立すべきである。しかし、建築構造物に比して、土木構造物の部材断面は相対的に大きくなり、幅厚比 ( $b/t$ ) も異なることから、せん断耐荷機構を明確にする必要がある。

以上より、CFT 部材の破壊性状を明確にするため、まずは破壊型式を整理し、より合理的なせん断耐力評価式を提案することを本研究の目的として、FEM 解析による数値実験を行い、得られた結果を検証すべく部材実験を行った。

## 2. 数値実験

### 2.1 解析条件

解析パラメータは表-1に示すように、せん断スパン比、幅厚比、軸力比である。特に、幅厚比については、制限幅厚比<sup>(2)</sup>以上 (125, 200) を設定し、断面寸法が相対的に大きい土木構造物への適用性を確認するものである。解析モデルは、一端固定、他端自由の境界条件をもつ角形 CFT 部材とした (図-1 参照)。材料定数は文献 (1) を参考に、材料構成則はコンクリートについて、引張強度後は tension-cut off モデル、引張～圧縮強度、以降の応力-ひずみ関係は修正 Ahmad モデルとした。鋼は完全弾塑性モデルとした。また、鋼管と内部コンクリートの要素間には接合要素を挿入し、図-2に示す付着特性<sup>(3)</sup>を考慮した。载荷は自由端面全要素に軸圧縮力を载荷後、y 方向に強制変位を与えた。

表-1 解析パラメータ

せん断スパン比	幅厚比	軸力比
$a/d$	$b/t$	$\sigma_0/\sigma_c$
0.5	62.5	0
1	125	0.1
1.5	200	0.15
2		0.2
		0.3

$\sigma_c$ : コンクリート圧縮強度

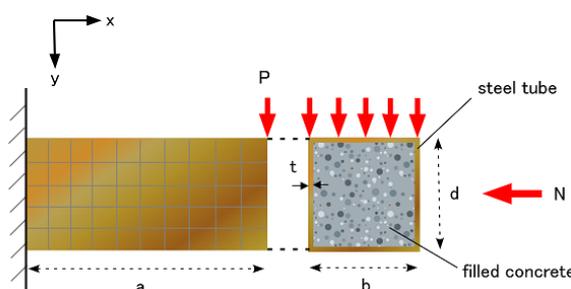


図-1 解析モデル

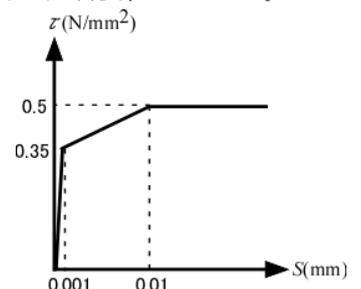


図-2 付着応力-すべり関係

## 2.2 解析結果

解析結果より、破壊性状について述べる。図-3 に示す荷重-部材回転角関係に沿って、イベントごとの内部コンクリートのひび割れ性状及び鋼管の等価応力（以後 *mises* 応力と記述）コンター図（単位：N/mm<sup>2</sup>）を、代表して幅厚比 200、軸力比 0.2 の結果について図-4 に示す。コンターの白抜き要素は降伏域を表している。モデル図は、紙面手前が自由端である。結果において示すモデル名称は *t* の後に鋼管の板厚、*s* の後にせん断スパン比、*n* の後に軸力比を 10 倍した数値で示している。

せん断スパン比 2.0 以上では、内部コンクリートに曲げひび割れが発生後、鋼管は引張フランジが降伏する典型的な曲げ破壊性状を示した。せん断スパン比 1.0 以下では、内部コンクリートに曲げひび割れ発生後、荷重点から曲げ圧縮部に向かって斜め方向にひび割れが発生する。また、斜めひび割れ発生点より、剛性低下が確認された。鋼管にはウェブ曲げ引張部と荷重点から曲げ圧縮部に向かって斜め方向の降伏が確認され、最大荷重点で圧縮部コンクリートが圧壊し、せん断破壊性状を呈した。せん断スパン比 1.5 では、曲げひび割れ発生後、せん断スパン比 1.0 に比して軽微な斜めひび割れが発生したが、鋼管の降伏は引張フランジで先行し、最大荷重点で圧縮部コンクリートが圧壊した。

## 3. 実験による検証

### 3.1 実験条件

数値実験同様、実験パラメータをせん断スパン、幅厚比ならびに軸力比として 3 点荷重実験を行った。解析結果より、供試体はせん断スパン比 2.0 の中でも幅厚比が小さく、軸力比が高い *t32-s20-n02* を、せん断スパン比 0.5 の中で幅厚比が大きく、軸力比が小さい *t10-s05-n00* を、残りは、破壊性状の遷移域と考えられるせん断スパン比 1.5 とせん断破壊が先行すると予測されるせん断スパン比 1.0 についてそれぞれ 4 体ずつ組み合わせを変えて設定した（表-2 参照）。

荷重方法は、図-5 に示す様に、まず軸力を荷重するため、反力ブロックを十分な強度を有する PC 鋼棒により互いに連結させたものを設置し、さらに反力ブロックをボルトにより支持台に固定した。その際、反力ブロックには油圧式ジャッキ（容量 300 kN）とロードセル（容量 300 kN）を取り付け、軸力の荷重、および計測を可能にしている。さらに、CFT は高い変形性能を発揮すると予測されるため、供試体両端部は球座を介して、反力ブロックと接続している。軸力を荷重した状態で万能試験機（容量 1 MN）により供試体スパン中央を鉛直方向に荷重した。計測項目は、荷重荷重、部材の中央及び支点鉛直変位、鋼管フランジ軸方向ひ

ずみ、鋼管ウェブ 3 軸方向ひずみである。変位計、ひずみゲージの添付位置及び名称を図-6 に示す。

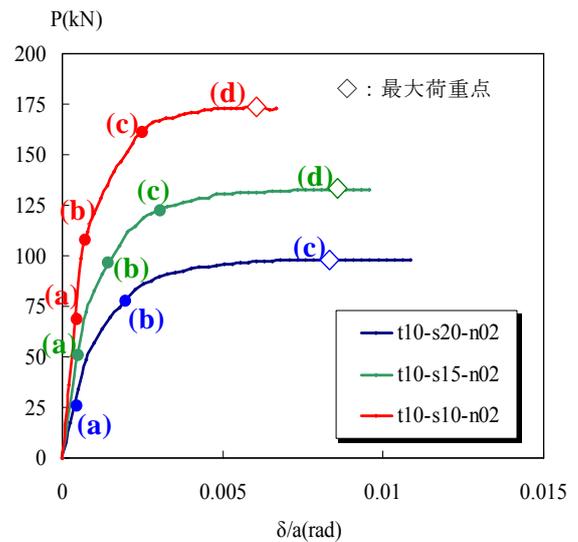


図-3 荷重-部材角関係

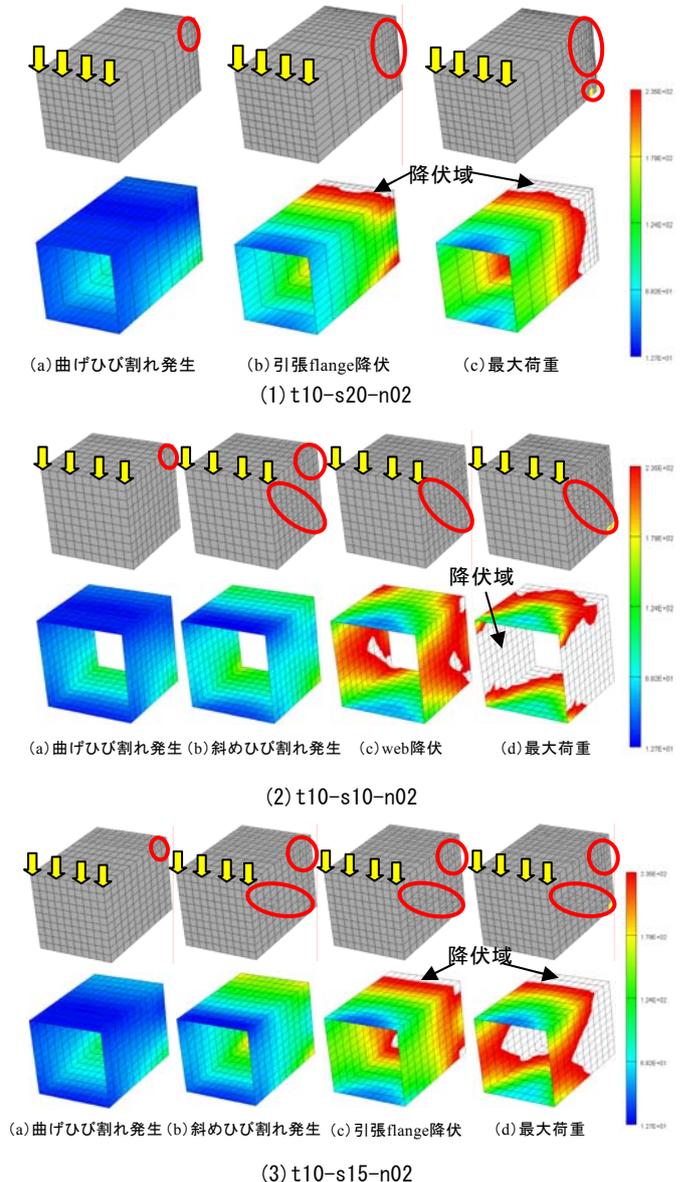


図-4 ひび割れ性状及び *mises* 応力分布状況

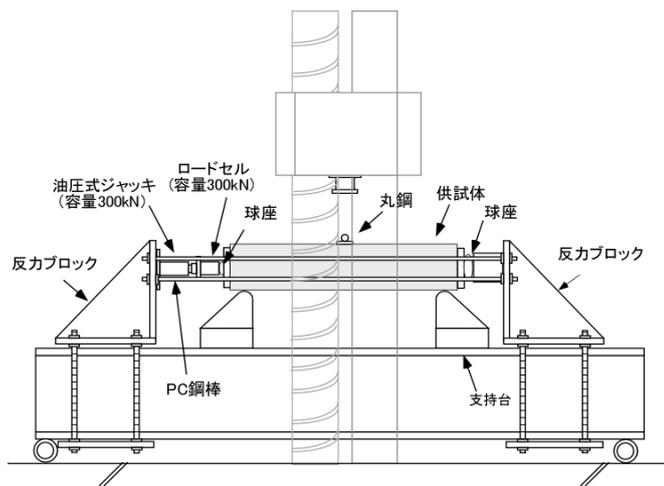


図-5 荷装置概略図

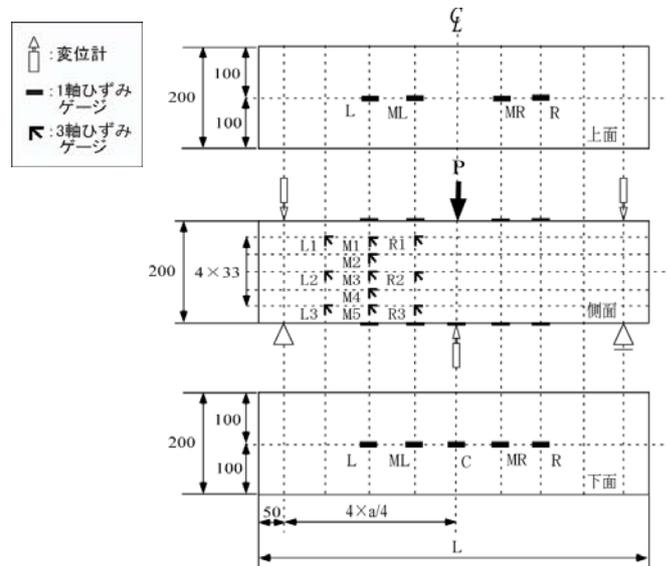


図-6 変位計及びひずみゲージ添付位置

表-2 供試体一覧

供試体名称	公称板厚	鋼管幅	鋼管高さ	供試体長さ	せん断スパン比	幅厚比	軸力
	$t_0$ (mm)	$b$ (mm)	$d$ (mm)	$L$ (mm)	$a/d$	$b/t$	$N/N_u$
t32-s20-n02	3.2	200	200	900	2.0	62.5	0.2
t32-s15-n02				700	1.5		0.1
t32-s15-n01				500	1.0		0.2
t32-s10-n02					0.1		
t32-s10-n01	1.0	200	200	700	1.5	200	0.2
t10-s15-n02				500	1.0		0.1
t10-s15-n01							0.2
t10-s10-n02				300	0.5		
t10-s10-n01							0.1
t10-s05-n00				0			

### 3.2 実験結果

図-7には、代表して幅厚比 62.5 (板厚 3.2mm) の実験結果について荷重-部材角関係及び内部コンクリートのひび割れ性状を示している。まず、せん断スパン比 2.0 では、曲げ引張部のひび割れが確認でき、鋼管引張フランジの降伏後に最大荷重点に至っていることが分かる。せん断スパン比 1.5 では、曲げ引張部のひび割れに加えて、載荷点から支点に向かって斜め方向に進展するひび割れが確認されたが、鋼管ウェブの降伏は確認されず引張フランジの降伏後、最大荷重点に至った。せん断スパン比 1.0 では、曲げ引張部のひび割れ、載荷点から支点に向かって進展する斜めひび割れ及び支点の圧壊が確認された。荷重-部材角関係においても、最大荷重に至ると同時に鋼管ウェブ、フランジが降伏した。図-8には、無次元化荷重-せん断応力関係を示しているが、(a) t32-s10-n02 では斜め割れが発生したと推測される(せん断応力が急激に増加する)点以降、鋼管ウェブの負担せん断力が増加しており、荷重-部材角関係においても剛性低下点と一致してい

る。さらに、(b) t32-s10-n01 と比較すると、斜めひび割れ発生時の荷重が低く、最大荷重も低くなった。このことより、軸力によるひび割れ抑制が効いており、最大荷重にも影響を与えていると考えられる。

(c) t32-s15-n02, (d) t10-s15-n02 の結果を見ると、最大荷重に至る前にせん断応力の伸び率が大きくなる点があり、ここで斜めひび割れが発生していると考えられるが、先に述べた様に引張フランジの降伏が先行し、最大荷重に至るまでに鋼管ウェブが降伏しなかったことを考えると、鋼管は曲げ降伏し、内部コンクリートはせん断損傷を伴うものの破壊には至らず、鋼管の曲げ降伏により部材の破壊に至ったと考えられる。図-9には、t10-s15-n02, t32-s15-n02 の鋼管ウェブ応力分布の推移を示しているが、t10-s15-n02 では、中立軸が圧縮側に存在し、最大荷重後に M4, M5 計測点の軸方向応力の急激な増加、せん断応力の急激な減少が確認された。これは、内部コンクリートの曲げ引張を鋼管引張部が十分に負担していること、最大荷重付近で引

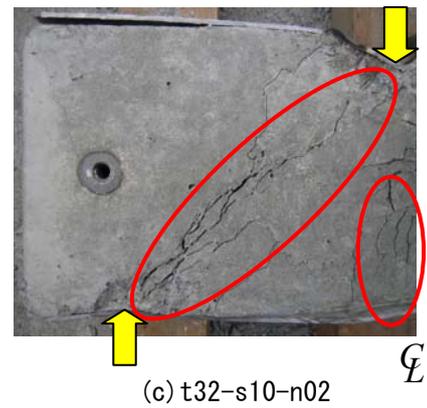
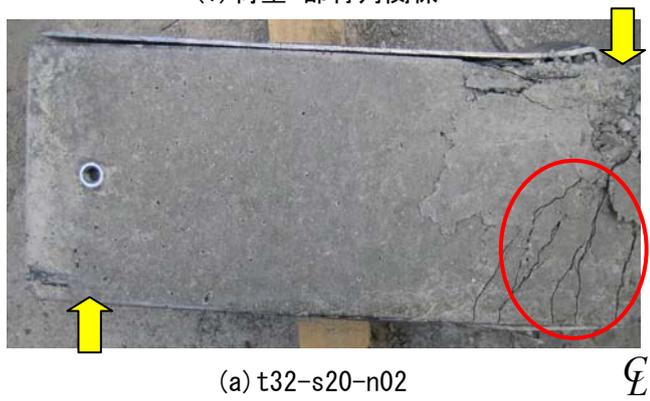
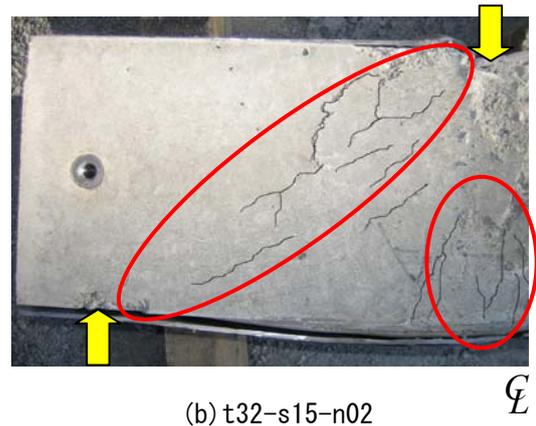
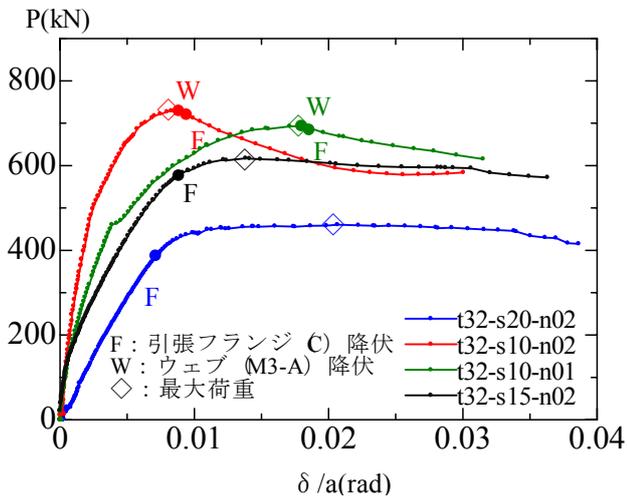


図-7 荷重-部材角関係及びひび割れ性状

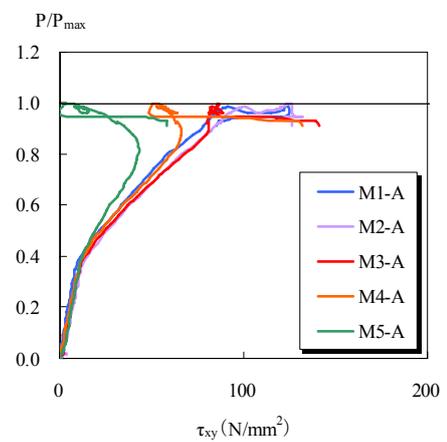
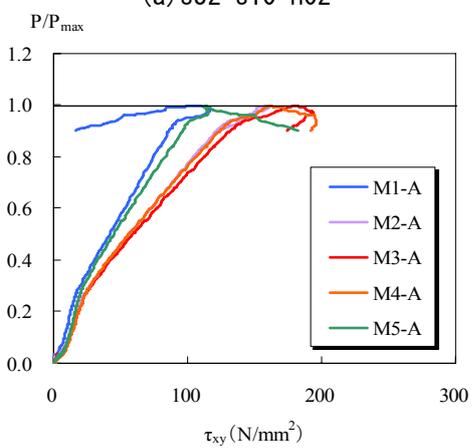
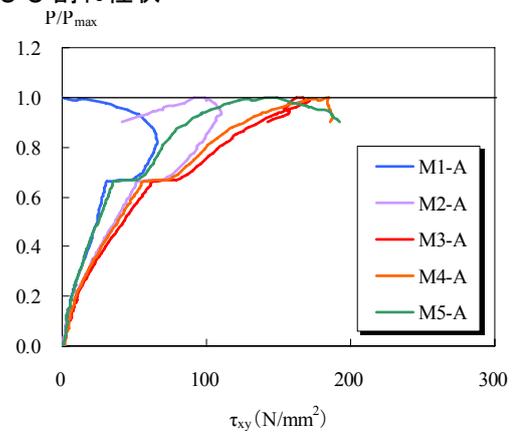
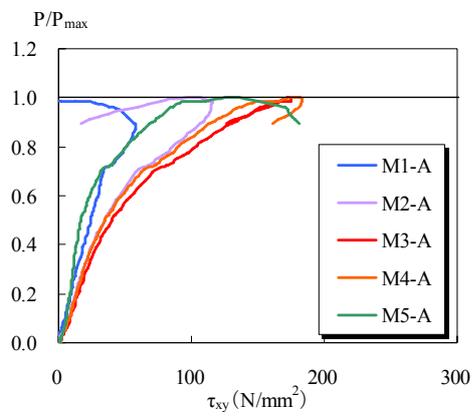
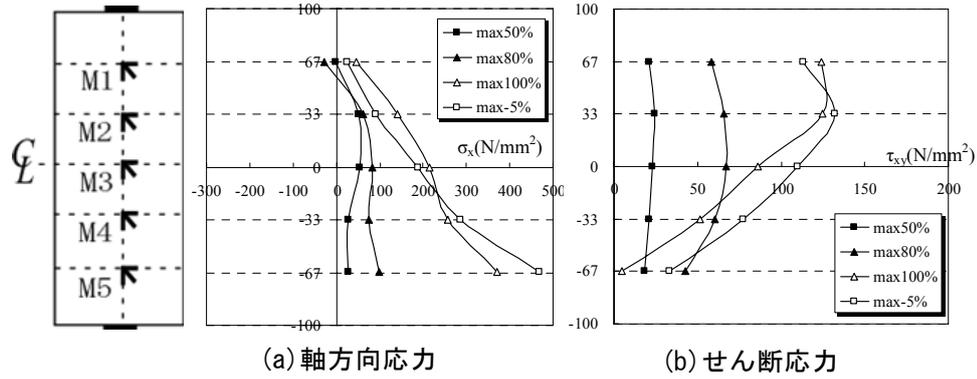


図-8 無次元化荷重-せん断応力関係

(1) t10-s15-n02



(2) t32-s15-n02

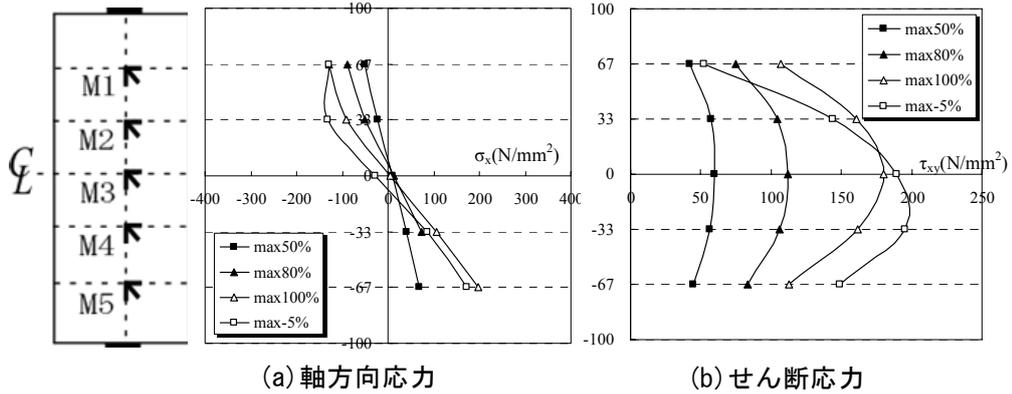


図-9 鋼管ウェブ応力分布の推移

表-3 実験値及び算定耐力一覧

供試体名	実験			算定せん断耐力					算定曲げ耐力
	全体	鋼管	内部コンクリート	鋼構造設計指針 <sup>a)</sup>		コンクリート標準示方書 <sup>b)</sup>	RC構造計算基準・同解説 <sup>c)</sup>	CFT設計施工指針 <sup>d)</sup>	RC算定準用
				局部座屈考慮	局部座屈無視	Deep Beam	荒川ら	SRC	等価応力ブロック法
	$S_{max}$ (kN)	$S_s$ (kN)	$S_c$ (kN)	$S_{ss}$ (kN)	$S_{sU}$ (kN)	$S_{cd}$ (kN)	$cS_{cu}$ (kN)	$cS_u$ (kN)	$M_{cu}$ (kN·m)
t32-s20-n02	239.1	186.4	52.7	229.7	252.5	73.1	77.3	39.5	77.8
t32-s15-n02	309.5	166.7	142.8	223.8	252.5	112.4	95.3	52.4	77.8
t32-s15-n01	307.0	168.6	138.4	223.8	252.5	107.8	85.8	29.7	77.7
t10-s15-n02	137.0	32.8	104.2	32.9	49.5	95.1	77.9	56.0	33.7
t10-s15-n01	126.5	42.0	84.5	32.9	49.5	87.7	68.3	31.7	27.9
t32-s10-n02	366.0	129.4	236.6	216.9	252.5	182.7	129.4	77.0	77.8
t32-s10-n01	347.3	145.2	202.1	216.9	252.5	175.2	119.8	44.0	77.7
t10-s10-n02	185.0	24.0	161.0	31.9	49.5	154.6	104.0	82.3	33.7
t10-s10-n01	198.5	34.0	164.5	31.9	49.5	142.6	94.4	47.0	27.9
t10-s05-n00	165.0	16.7	148.3	29.2	49.5	203.1	153.3	—	19.4

a) 土木学会：鋼構造設計指針 PART B 合成構造物，1997 b) 土木学会：コンクリート標準示方書[設計編]，2007，c) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，2001，d) 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

張縁が降伏し、鋼管引張側ウェブの軸方向応力が増加したことを意味する。一方で、t32-s15-n02では、中立軸は常に鋼管の図心位置に存在し、最大荷重後もM4、M5点の軸方向応力の増加は確認されず、せん断応力も増加した。更に、最大荷重後M1、M2点でせん断応力が減少した。これは、幅厚比200に比して、鋼管と内部コンクリートの一体性が保たれていないこと、載荷点直下ウェブの面外変形の影響を受けていることが理由として考えられる。

#### 4. せん断耐力評価

模型実験における最大荷重値と各種設計指針による設計値との比較を行う。実験における鋼管、内部コン

クリートそれぞれの負担せん断力 $S_s$ 、 $S_c$ は、式(4.1)、(4.2)により求めた。また、曲げ耐力はRC算定を準用し、等価応力ブロック法により全塑性モーメント耐力を求めた。結果を表-3に示す。

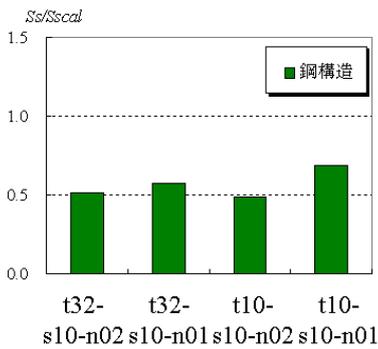
$$S_s = 2 \times \sum_0^5 \tau_{Mn} \Delta h t \quad (4.1)$$

$$S_c = \frac{P_{max}}{2} - S_s \quad (4.2)$$

ここで、 $\tau_{Mn}$ ：鋼管ウェブM1～M5位置のせん断応力、 $\Delta h$ ：要素毎の断面高さ、 $t$ ：ウェブ板厚  $P_{max}$ ：最大荷重

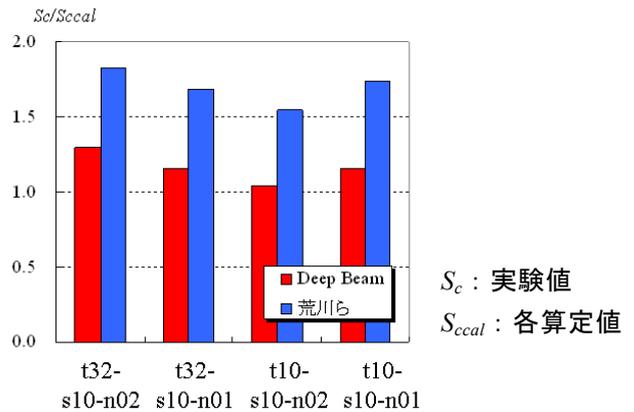
表-4 鋼管、コンクリートせん断力負担率及び算定耐力比一覧

供試体名	実験		せん断耐力比				曲げ耐力比	破壊型式	
	鋼管	内部コンクリート	鋼構造設計指針		コンクリート標準示方書	RC構造計算基準・同解説	CFT設計施工指針		RC算定準用
			局部座屈考慮	局部座屈無視	Deep Beam	荒川ら	SRC		等価応力ブロック法
	$S_s/S_{max}$	$S_c/S_{max}$	$S_s/S_{ss}$	$S_s/S_{sU}$	$S_c/S_{cdd}$	$S_c/cS_{cu}$	$S_c/cS_u$		$M_{max}/M_{cu}$
t32-s20-n02	0.8	0.2	0.8	0.7	0.7	0.7	1.3	1.2	曲げ破壊
t32-s15-n02	0.5	0.5	0.7	0.7	1.3	1.5	2.7	1.2	曲げ破壊
t32-s15-n01	0.5	0.5	0.8	0.7	1.3	1.6	4.7	1.2	曲げ破壊
t10-s15-n02	0.2	0.8	1.0	0.7	1.1	1.3	1.9	1.2	曲げ破壊
t10-s15-n01	0.3	0.7	1.3	0.8	1.0	1.2	2.7	1.4	曲げ破壊
t32-s10-n02	0.4	0.6	0.6	0.5	1.3	1.8	3.1	0.9	せん断破壊
t32-s10-n01	0.4	0.6	0.7	0.6	1.2	1.7	4.6	0.9	せん断破壊
t10-s10-n02	0.1	0.9	0.8	0.5	1.0	1.5	2.0	1.1	せん断破壊
t10-s10-n01	0.2	0.8	1.1	0.7	1.2	1.7	3.5	1.4	せん断破壊
t10-s05-n00	0.1	0.9	0.6	0.3	0.7	1.0	—	0.9	せん断破壊



(a) 鋼管負担せん断力

$S_s$  : 実験値  
 $S_{scal}$  : 算定値 ( $S_{sU}$ )



(b) 内部コンクリート負担せん断力

$S_c$  : 実験値  
 $S_{cscal}$  : 各算定値

図-10 内部コンクリート負担せん断力-せん断スパン比関係 (せん断スパン比 1.0)

表-4 に、鋼管、コンクリートせん断力負担率及び算定耐力比一覧を示している。まず、曲げ耐力比では、せん断スパン比 1.5 以上で、曲げ耐力比 1.2~1.4 という結果が得られた。理由として、鋼管のひずみ硬化や多軸応力下での圧縮部コンクリートの強度増加が挙げられるが、角形断面の場合には、前者が効いていると考えられる。せん断耐力比では、図-10 に結果を示すが、せん断破壊型 (せん断スパン比 1.0) で、鋼管負担せん断力は  $S_{sU}$  の強度比で 0.5~0.7 と小さめの値となった。最大荷重時に内部コンクリートの崩壊によって部材の破壊が決まったと考えられ、鋼管が余力を残したまま破壊に至ったこと、載荷点直下ウェブの面外変形の影響、端部を拘束していなかったことなどが原因であると考えられる。内部コンクリート負担せん断力は  $S_{cd}$  の強度比で 1.0~1.3、 $cS_{cu}$  で 1.5~1.8、図-10 では省略するが  $cS_u$  で 2.0~4.6 となり、 $S_{cd}$  が最も精度が良い。以上の結果より、CFT 部材のせん断耐力は、鋼管と内部コンクリート両負担の累加強度で評価でき、内部コンクリートせん断力負担は土木学会コンクリート標準示方書 RC ディープビーム式により評価することを提案する。

## 5. 結論

本研究によって得られた結果を以下に示す。

- (1) 幅厚比制限を越える幅厚比において、せん断スパン比 1.5 以上で曲げ破壊、せん断スパン比 1.0 以下でせん断破壊性状を示した。
- (2) 幅厚比が大きいほど鋼管と内部コンクリートの相対ずれが小さくなり、一体性が確保されることが考えられる。
- (3) 数値実験及び検証実験結果より、内部コンクリート負担せん断力は土木学会 RC ディープビーム式により評価することを提案する。

## 参考文献

- 1) 土木学会：複合構造物の性能照査指針 (案), 2001,
- 2) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 2001, 3) 金洗演, 米澤健次, 野口博：鋼とコンクリートからなる合成構造の付着特性に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp. 1631-1632, 1994,

質問 1.

実験で鋼管の破壊性状はどうだったのか？

(山口隆司教授)

回答 1.

実験において、まず全供試体について鋼管ウェブの座屈は確認されませんでした。さらに、解析結果より、鋼管ウェブのせん断力負担は(式-1)で評価できるという結果が得られましたが、実験のせん断破壊型 ( $a/d \leq 1.0$ ) では、最大荷重時その 50~70%となりました。この理由として、鋼管は余力を残していたのですが、圧縮部コンクリートの圧壊により部材の耐力が決まったためであると考えられます。さらに、最大荷重後、圧壊したコンクリートが載荷点直下鋼管ウェブを面外へ押し出す現象が起こります(写真-1 参照)。これにより、幅厚比 62.5 (板厚 3.2mm) の場合、ウェブ上半面計測点でせん断応力が減少しました(図-9 参照)。解析においては、このウェブの面外変形を再現できないため実験値との差が生じたと考えられます。一方、幅厚比 200 (板厚 1.0mm) の場合、最大荷重後もウェブ上半面計測点でせん断応力が減少せず、鋼管ウェブ下半面で減少しました。鋼管ウェブ上半面は、板厚が薄く鋼管ウェブの面外変形が局所化したため、計測点への影響が少なかったためであると考えられます。下半面の減少は、板厚が薄い場合に内部コンクリートと鋼管の付着性状が比較的良好で、内部コンクリート引張縁の曲げひび割れに追随する形でウェブ引張側の曲げ応力が卓越し、せん断応力が減少したと考えられます。

$$S_s = 2A_w \cdot \frac{\tau_{sy}}{\sqrt{3}} \quad \text{(式-1)}$$

ここに、 $S_s$ : 鋼管ウェブ負担せん断力

$A_w$ : ウェブ 1 枚の断面積

$\tau_{sy}$ : 降伏強度

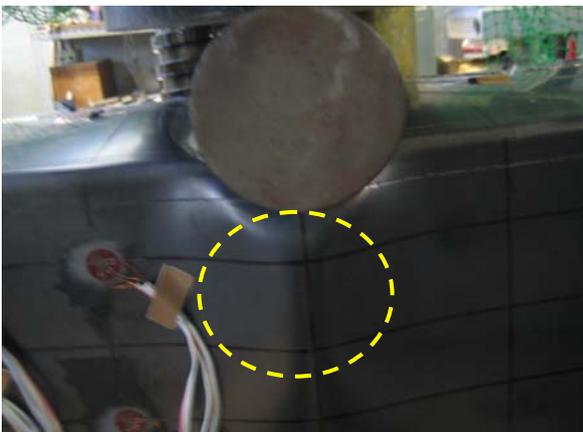


写真-1 載荷点直下鋼管ウェブの面外変形

質問 2.

解析で鋼管と内部コンクリートの開口はどう考えているのか？ (東田淳教授)

回答 2.

数値実験においては、設計式との比較を目的としており、解析において鋼管とコンクリートの接合面ですべり (slip: 接合面に沿った方向の相対変位) は考慮していますが、開口 (opening: 接合面直交方向の相対変位) は考慮していません。つまり、材料間の肌離れ (separation) はないものとしています。

実験においても、コンクリート充填時に打設作業またはコンクリートの硬化による初期変形を防止するため、写真-2 の様な形状維持支保工を施しました。

結果、CFT のせん断抵抗機構において重要となる鋼管ウェブの座屈は確認されず、概ね想定通りの挙動をしたと考えています。しかし、先生がおっしゃる様に、実挙動の解析や実設計を考える際には、開口を考える必要があると考えています。



写真-2 支保工による鋼管形状管理

質問 3.

変形能及び剛性に関する考察は？

靱性設計を考える上で、剛性は弱いに変形性能に優れた曲げ破壊型の方が良いということか？

(松村政英講師)

回答 3.

まず、変形能について、最大荷重後しばらく変形が進むと、載荷板が部材圧縮側に組み込まれ、圧縮補剛材として作用し、荷重が増加したため、実験の狙いとは異なる挙動を示しました。よって、本研究では最大荷重時までの挙動を対象としています。

最大荷重点までの挙動について述べると、曲げ破壊

型 ( $a/d \geq 1.5$ ) では部材回転角で  $0.015 \sim 0.02$  (rad)、せん断破壊型 ( $a/d \leq 1.0$ ) では部材回転角で  $0.01$  (rad) 時に最大荷重に達しました (図-7 参照)。せん断破壊型に比べて最大荷重値、剛性ともに小さいですが、脆性的な破壊を避けるという意味で、設計は曲げ破壊型にすべきであると考えます。しかし、CFT 部材の特徴として、せん断破壊後も RC 部材のような脆性的な破壊を生じないことが報告されており、実験においても急激な耐力低下は確認されませんでした。また、ポストピークの変形性能が CFT 部材の利点であることも含めて考えた場合、どちらが良いかという議論についてはまだまだ検討の余地があると考えています。

質問 4. モデルは実寸の何倍くらいか？

(松村政英講師)

回答 4.

土木構造物では鋼製橋脚において、部材幅はおよそ  $2,000 \sim 4,000\text{mm}$  に対して鋼管板厚  $16 \sim 25\text{mm}$  が主となります。よって、数値実験では、実験に用いる鋼板の規格を考慮した上で、 $200 \times 200\text{mm}$  断面で幅厚比  $200, 125, 62.5$  (板厚  $1.0, 1.6, 3.2\text{mm}$ ) と設定し、実寸のおよそ  $1/10$  モデルとしました。