

T字形ダイアフラムで内部補強された角形 CFT 柱梁接合部の局部引張抵抗 STRENGTH OF CFT CONNECTIONS STIFFENED BY T-SHAPED INTERIOR DIAPHRAGMS

菅野良一*, 清水信孝**, 志村保美***, 島崎尚武****, 市之瀬 敏勝*****

Ryoichi KANNO, Nobutaka SHIMIZU, Yasumi SHIMURA,

Hisatake SHIMAZAKI and Toshikatsu ICHINOSE

Concrete filled tubular (CFT) frames have been widely applied in high-rise buildings since the early 1990s. However, there is a need to seek more cost-effective connection details, and this is especially true for square tubes. To meet this need, a relatively simple and cost-saving solution, in which a connection is stiffened with two interior T-shaped diaphragms, was experimentally investigated. This connection detail has been long used for steel frames; however, its application to the CFT frames has been limited because of the lack of information on the behavior and design guidelines. Based on the test results and observations obtained through this research, strength models and design formulas were derived using a limit analysis technique. Comparison with the test results showed that the proposed formulas provided accurate strength estimates.

Keywords : CFT frames, beam-column connections, interior diaphragm, local strength, strength models

CFT架構、柱梁接合部、内ダイアフラム、局部耐力、耐力モデル

1. はじめに

設計・施工法や技術審査体制の整備に伴って、コンクリート充填鋼管 (CFT) 構造の適用は1990年代初めより急速にその数を増して来ている。多くは大スパンが要求される事務所建築への適用であるが、高層建築の一つの構造形式として確固たる地位を獲得している。このような急速な普及は、CFT構造の持つ優れた経済性と構造特性に依るところが大きいが、コンクリートの充填性を確保しながら鉄骨梁と閉鎖状鋼管柱との強固な接合を同時に満足するというCFT構造固有の課題も未だ残されている。このためCFT構造の柱梁接合部については継続的な研究開発が行われて来っており、通しダイアフラム、外ダイアフラム、内ダイアフラム以外にも、増厚鋼管、長締めボルトや特殊金物による形式などの複数の接合部ディテールが提案されている¹⁾。

CFT構造には円形鋼管柱と角形鋼管柱の両方が適用されるが、仕上げの容易さや断面サイズの小ささから角形鋼管の適用が全体の7割程度を占める。鋼管柱の形状により採用される接合部ディテールも異なっており、円形鋼管柱では外リングを部分溶け込み溶接で接合する比較的簡易なディテールが一般的であるが、角形鋼管については通しダイアフラムや内ダイアフラムなどの相当量の加工を伴う仕様が採用されている。通しダイアフラムを例にとれば明らかのように、鋼管の切断や多くの突き合わせ溶接が必要となるため、柱梁接合ディテールの簡

略化、低コスト化は角形CFTにおける重要な課題の一つとなっている。特に最近の溶接仕口部での食い違い・ずれに関わる品質管理強化²⁾の流れも相まって、合理的な接合ディテールを求めるニーズはより一層高まっている。

このような中において、主として鉄骨構造の柱梁接合部として実際に適用されて来ている合理的かつ経済的なディテールがある。この柱梁接合部は、図1に示すように角形鋼管の内部を2組を基本単位としたT字形ダイアフラムで内部補強したものである。一般にスプリットダ

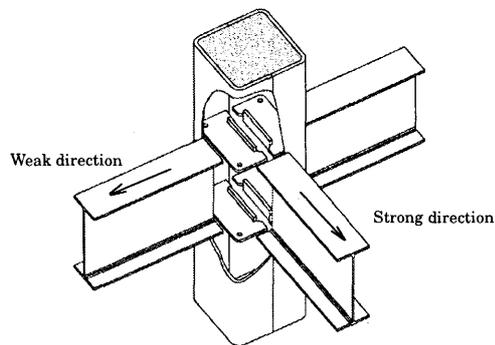


図1 T字形ダイアフラムで内部補強された柱梁接合部

* 新日本製鐵鋼構造研究開発センター 主幹研究員・Ph. D.

Chief Research Engineer, Steel Structure Development Center, Nippon Steel Corp., Ph. D.

** 新日本製鐵鋼構造研究開発センター 研究員・工修

Research Engineer, Steel Structure Development Center, Nippon Steel Corp., M. Eng.

*** 新日本製鐵建材開発技術部 マネジャー・工修

Manager, Construction & Architectural Materials Develop. Div., Nippon Steel Corp., M. Eng.

**** ニッテツコラム 部長代理

Maneger, Nittetsu Column Co., Ltd.

***** 名古屋工業大学建築・デザイン工学科 教授・工博

Prof., Department of Architecture, Nagoya Institute of Tech., Dr. Eng.

イアラム形式と呼ばれており¹⁾、内ダイアラム形式の一種に分類される。この接合部ディテールの大きな特徴は、角形鋼管の製造段階でダイアラムの取り付けができる点であり、ファブリケートレスで角形鋼管へのダイアラム内蔵を実現できる。図2の製造概要に示すように、まずプレス成形された溝形鋼の内側に複数のT字形ダイアラムを取り付け、そののち溝形鋼のフランジを相互に溶接接合して構成する。図2から容易に理解できるように、冷間プレス成形角形鋼管の製造ラインにダイアラム取り付けプロセスを付加することにより実機化可能であり、鋼管の切断無しに、品質・コスト両面で優れた接合部を実現できる。なお、図1、2に示されるように、2組のT字形ダイアラムは相互に一定の距離を隔てて開口を形成しながら接合されるため、所定の開口率と空気抜き孔を確保することによって、コンクリート充填施工上問題なくCFT構造にも適用することが可能である³⁾。

このような特徴を持つディテールではあるものの、CFT構造としての力学挙動・特性、設計法に関する技術的知見は少なく⁴⁾、結果としてCFT構造への適用は限定されている。一部にCFT構造に適用された例があるものの、充填コンクリートの存在を無視して設計されているのが一般である。一方、図1、2から分かるように、この接合部ディテールには弱軸、強軸といった異方性があり、加えて弱軸方向に引張力を受ける場合には、T字形ダイアラムが充填コンクリート中にアンカーされる形態となるためコンクリートとの複雑な合成効果が予測される。この種のコンクリートへのアンカー効果に関するCFT接合部での研究も少なく、佐々木ら⁵⁾によるT字縦スチフナーや坂田ら⁶⁾による埋め込みアンカーボルトの研究に見られる程度である。したがって、その接合部特性についてはさらなる調査・検討が必要である。

そこで本研究では、仕口引張試験によって図1に示す接合部ディテールが引張力を受ける場合の力学挙動・特性を実験的に調査するとともに、その知見に基づいて接合部設計法の提案を試みた。ここで対象とするのは梁フランジからの作用力を接合部パネルに伝達する接合部局部である。なお、仕口引張試験は接合部局部の力学挙動・特性を調査する方法¹⁰⁾などとして一般的であるが、逆対称荷重や非対称荷重を受ける実際の構造骨組における接合部の応力状態をそのまま再現できるものではないため、この調査に向けては別途検討が必要である。

2. 実験計画の概要

CFT構造の接合部局部については、鋼管内に充填されたコンクリートの存在により圧縮力よりも引張力に対する特性が設計上クリティカ

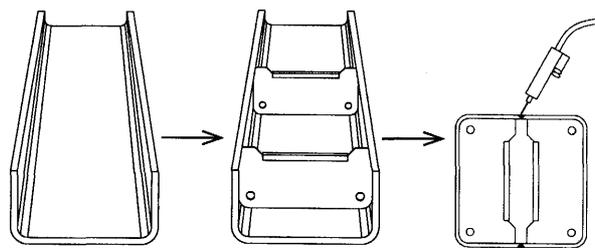
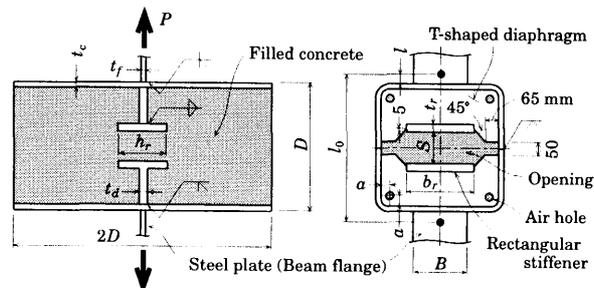
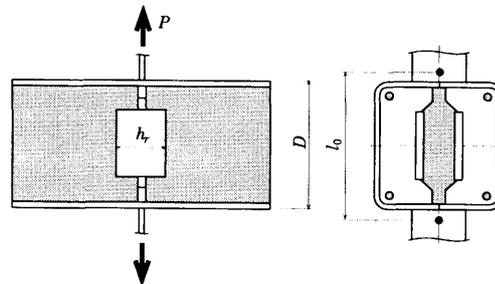


図2 ダイアラム取り付けと鋼管製造の概要



(a) 弱軸方向試験体



(b) 強軸方向試験体

図3 仕口引張試験体の概要

ルとなる。このため本研究では、単純な仕口引張試験によって基本的な力学特性の調査を行った。なお、柱軸方向には作用力を与えていないため、本試験における接合部局部の挙動は、柱軸力がゼロの場合に対応するものとなる。既に述べたように、対象とする接合部ディテールでは弱軸と強軸が存在するため、弱軸特性の解明に焦点をおきながら強軸の特性についても併せて調査した。図3に弱軸、強軸の仕口引張試験体の概要を示す。角形鋼管に溶接された鋼板に引張力を作用させて試験を行った。ここで、鋼管に溶接された鋼板は実際の柱梁接合

表1 仕口引張試験の試験計画概要

Series	Name	Steel tube		Diaphragm				Beam flange		Filled concrete		Air hole location a (mm)	Note	
		D (mm)	t _c (mm)	t _d (mm)	S (mm)	t _r (mm)	h _r (mm)	b _r (mm)	B (mm)	t _f (mm)	Specified f _c (MPa)			Measured f _c (MPa)
WD500	WD500-tc16	500	16	16	100	25	100	278	250	32	35	39.6	47	Basis for comparison
	WD500-NC	500	16	16	100	25	100	278	250	32	-	-	47	No concrete
	WD500-tc25	500	25	16	100	25	100	260	250	32	35	41.1	47	Thicker tube
	WD500-tc9	500	9	16	100	25	100	292	250	32	35	42.0	47	Thinner tube
	WD500-hr140	500	16	16	100	25	140	278	250	32	35	42.3	47	Larger depth
	WD500-hr60	500	16	16	100	25	60	278	250	32	35	41.4	47	Smaller depth
	WD500-hr0	500	16	16	100	25	0	278	250	32	35	43.7	47	No stiffener
	WD500-br335	500	16	16	100	25	100	335	250	32	35	43.0	47	Larger width
WD500-br150	500	16	16	100	25	100	150	250	32	35	42.7	47	Smaller width	
WD500C	WD500C-35	500	16	16	100	25	100	278	250	32	35	40.1	47	Basis for comparison
	WD500C-20	500	16	16	100	25	100	278	250	32	20	21.3	47	Lower concrete strength
	WD500C-60	500	16	16	100	25	100	278	250	32	60	60.6	47	Higher concrete strength
WD850	WD850	850	22	22	150	40	170	566	425	40	35	37.5	52	Full size tube
SD500	SD500	500	16	16	100	25	100	278	250	32	35	52.4	47	Basis for comparison
	SD500-NC	500	16	16	100	25	100	278	250	32	-	-	47	No concrete

表2 鋼材の機械的特性

Series	Location	Thickness (mm)		Yield strength (N/mm ²)	Ultimate strength (N/mm ²)	Elongation (%)
		Nominal	Measured			
WD500	Steel tube	9	9.2	372	536	24
		16	16.1	356	527	26
		25	25.0	347	525	29
	Diaphragm	16	16.5	346	528	27
	Stiffener	25	25.4	343	517	29
	Beam flange	32	32.6	521	676	22
WD500C	Steel tube	16	16.0	344	514	28
	Diaphragm	16	16.5	341	520	26
	Stiffener	25	25.4	328	524	29
	Beam flange	32	32.7	506	682	23
WD850	Steel tube	22	22.1	334	522	29
	Diaphragm	22	22.4	347	522	30
	Stiffener	40	40.4	337	537	36
	Beam flange	40	40.3	499	692	29
SD500	Steel tube	16	16.1	356	527	26
	Diaphragm	16	16.5	346	528	27
	Stiffener	25	25.4	343	517	29
	Beam flange	32	32.8	508	678	23

Note: Gauge length for determining the elongation is 50 mm.

部では梁フランジに対応する。試験体に使用した鋼管は冷間プレス成形角形鋼管であり、ダイアフラムの端部（鋼管中央側）には鋼管径よりも幅の狭い長方形のスチフナーを溶接接合している。このスチフナーはダイアフラムの曲げ抵抗を高めるためのものであり、長方形スチフナーの存在によりダイアフラムの断面はおおよそT字形状となる。ダイアフラムには鋼管のコーナー部近傍に径32 mmの空気抜き孔を設けており、実際のディテールとの整合を図るように配慮した。なお、接合部局所の挙動を終局状態まで調査することを意図し、接合部よりも先行して梁が降伏・破壊することを回避するべく、鋼管に溶接した鋼板には高強度鋼を使用すると共に、応力集中を避けるために鋼板端部に半径10 mmで機械仕上げを行った。

接合部の強度特性に影響を及ぼす実験変数として、1) 接合部の方向（弱軸、強軸）、2) 充填コンクリートの有無、3) 角形鋼管の板厚（ t_c ）、4) ダイアフラムに接合された長方形スチフナーの幅と深さ（ b_r 、 h_r ）、5) コンクリートの一軸圧縮強度（ f'_c ）、6) 角形鋼管の外形寸法（ D ）を考慮して実験計画を行った。計画した試験体の概要を実験変数の組み合わせも含めて表1に示す。合計で15体の仕口引張試験を計画しており、そのうち13体が弱軸方向の試験体である。表1に示すように試験体はWD500、WD500C、WD850、SD500の4つのシリーズに大別できる。SD500シリーズを除く全ての試験体は弱軸方向試験体であり、一体のフルサイズ試験体WD850を除いておおよそ実物比60%程度の縮小試験体とした。弱軸方向では充填コンクリート内にT字形ダイアフラムがアンカーされ、加えて鋼管そのものも作用する引張力に対して抵抗するため、WD500シリーズではダイアフラムに溶接したスチフナーの幅（ b_r ）と深さ（ h_r ）、鋼管の板厚（ t_c ）を変化させて影響を調査した。WD500Cシリーズはコンクリート強度（ f'_c ）が及ぼす弱軸方向特性へ影響を調査したケースであり、35N/mm²を標準強度として20から60N/mm²の範囲で f'_c を変化させた。試験体WD850は弱軸方向特性に及ぼす寸法効果の有無を明らかにするための実大試験体である。SD500シリーズは強軸方向試験体であり、強軸方向の特性と充填コンクリート有無の影響の明確化を狙ったものである。実測したコンクリート強度と鋼材の機械的性質を各々表1、2に示す。なお、コンクリートは空中養生とした。試験では、準静的な引張力を単調増加で作用させながら荷重と鋼板間の変形を測定した。図3のように変形測定は鋼管表面から距離 l （WD850シリーズでは l

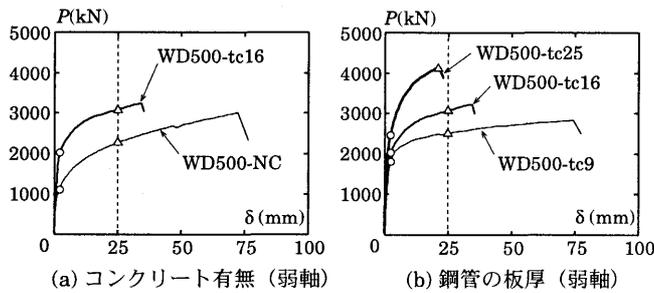
= 50 mm、それ以外では $l = 35$ mm）を隔てた点で規定される標点距離 l_0 （ $= D + 2l$ ）間で行った。なお、空気抜き孔の位置は試験体サイズによって異なるため、表1中に設置位置（図3中の a ）を示す。

3. 実験結果の概要

全ての試験体の荷重とのび変形の関係（ $P - \delta$ ）を実験変数の影響が分かるような形で図4に示す。変数の影響が理解できるように、重複して荷重-変位関係が示されているケースもある。いずれの試験体でも、載荷初期で明確な線形域を示し、その後徐々に降伏しながら荷重抵抗を増していく（加工硬化）傾向を示した。最大耐力はいずれのケースでも鋼材の破壊によって決定されており、弱軸方向試験体では梁フランジに相当する鋼板の端部から、強軸方向ではダイアフラムに溶接されたスチフナー端部から発生した。図5には載荷終了後の典型的な鋼管の変形状態とフランジ端部からの破壊状況を示す。フランジ鋼板が取り付く鋼管部分には、引張力の作用による面外変形の発生が確認できる。表3には、全試験体の性能を表す指標として初期剛性 K_0^e 、降伏耐力 $P_{y,0.2}^e$ 、終局（ultimate）耐力 $P_{u,5}^e$ 、最大耐力 P_{max}^e を示す。各指標を図6に定義する。初期剛性は初期接線剛性で定めており、降伏耐力と終局耐力は、変形 δ を鋼管径 D で除したひずみ値を基本として、降伏耐力 $P_{y,0.2}^e$ は0.2% off-set荷重により、終局耐力は $P_{u,5}^e$ は5% ひずみ時の荷重により与えた。降伏耐力と終局耐力の設定には損傷の程度を直接考慮すべきとの判断から、このような定義を導入したものであるが、0.2% off-set、5%ひずみの値自体には明確な根拠は無い。典型的な例として、梁せいが鋼管柱径の1.5倍の骨組を対象に、梁にモーメントが作用した際に圧縮側フランジでは接合部局所の変形は生じない、引張側フランジでは鋼管柱径の1/2に相当する接合部局所の変形が生じるとし、接合部局所の変形のみを考慮（柱・梁・パネルの変形は無視）して骨組変形を求めると、 $P_{y,0.2}^e$ は残留変形が層間変形角で1/1500程度、 $P_{u,5}^e$ は最大変形が層間変形角1/60程度となり、それほど外した定義ではないことが分かる。図4中の○と△印が、おのおの $P_{y,0.2}^e$ と $P_{u,5}^e$ に対応している。なお、ひずみ値が5%に達する以前に最大耐力 P_{max}^e に到達した試験体もあったが、この場合には $P_{u,5}^e = P_{max}^e$ とした。

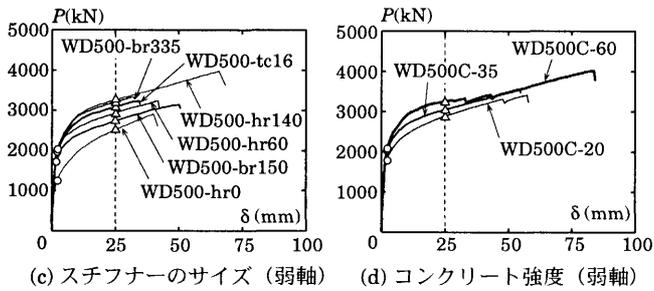
図4と表3より、以下のような実験変数による影響が観察された。

- (1) 充填コンクリートの有無（図4a、4f）：充填コンクリートの存在は、接合部弱軸方向の降伏耐力と終局耐力を顕著に向上させる効果を持つものの、接合部強軸方向での耐力向上効果は比較的小さい。弱軸方向でのこれら耐力向上効果は、後述する充填コンクリートの破壊性状で示されるように、T字形ダイアフラムのコンクリート中へのアンカー効果によるものである。強軸方向の耐力上昇はアンカー効果に起因するものではなく、鋼とコンクリートの付着とコンクリートによる鋼管の変形拘束によると考えられる。
- (2) 鋼管の板厚（図4b）：鋼管厚 t_c は実験変数の中で最も影響度が大きく、接合部弱軸方向の耐力に顕著な影響をもたらす。図4bから分かるように、板厚の増大と共に降伏耐力、終局耐力共に上昇する傾向を持つ。図5で観察された鋼管面の変形性状より、鋼管厚の影響は鋼管面の面外曲げ抵抗によって発揮されることが理解できる。今回の実験では、鋼管厚の効果は接合部弱軸方向だけで調査しているが、強軸方向でも同様な効果の発揮が予想される。なお、図4bより鋼管厚の増大に伴って最大耐力発揮時の変形が小さくな



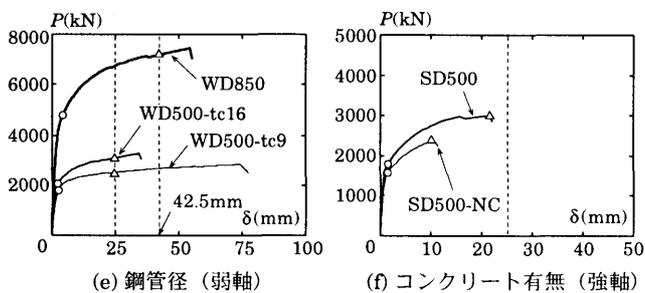
(a) コンクリート有無 (弱軸)

(b) 鋼管の板厚 (弱軸)



(c) スチフナーのサイズ (弱軸)

(d) コンクリート強度 (弱軸)



(e) 鋼管径 (弱軸)

(f) コンクリート有無 (強軸)

図4 荷重-変位関係と実験変数の影響

る傾向がある。既に述べたように、最大耐力はフランジ端部での鋼管の破壊によって支配されているため、板厚増大に伴う最大耐力時変形量の減少はフランジ端部での3軸拘束度の増大に起因するものと考えられる。

- (3) ダイアフラムのスチフナー寸法 (図4c) : スチフナー無しの試験体 (WD500-hr0) の結果と比較すると、スチフナーの存在により弱軸方向の降伏耐力と終局耐力が顕著に増大する傾向が確認できる。後述する破壊モードから明らかなように、スチフナーによる耐力上昇はT字形ダイアフラムの充填コンクリートへのアンカー効果に起因するものである。なお、スチフナーの幅 b_s と深さ h_s を種々変化させた結果の比較から (図4c)、スチフナー寸法の変化は終局耐力には影響を及ぼすものの、降伏耐力への影響は小さいことが分かる。この結果は降伏耐力の向上に有効なスチフナー寸法には上限があることを示している。
- (4) コンクリート強度 (図4d) : 実験を行った20~60N/mm²の範囲内では、コンクリート強度の上昇と共に弱軸方向の終局耐力は増大するものの、降伏耐力に対しての影響は比較的小さいことが分かった。なお、図4dから変形量の増大と共にコンクリート強度の違いによる接合部の強度差が小さくなる傾向にある。他の実験変数である充填コンクリートの有無やスチフナー寸法による影響度と比較してコンクリート強度の影響の程度は小さい傾向にあった。なお、今回の実験では鉄筋コンクリート部材で見られるようなコンクリート強度の増大に伴う変形能力の低下は観察されなかった。

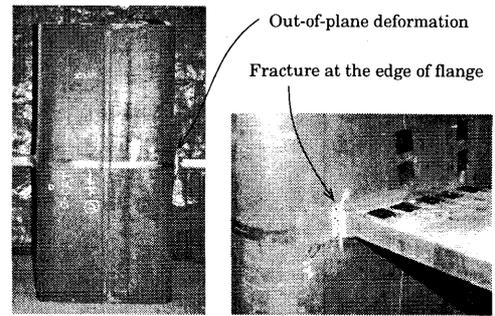


図5 観察された変形と破壊性状

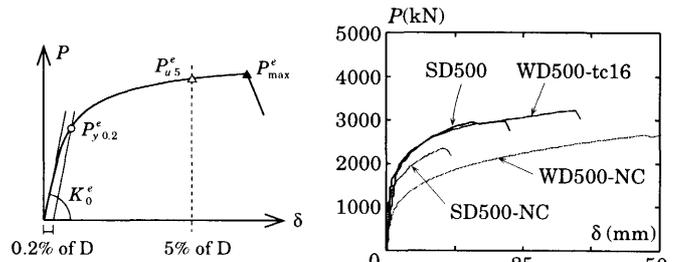


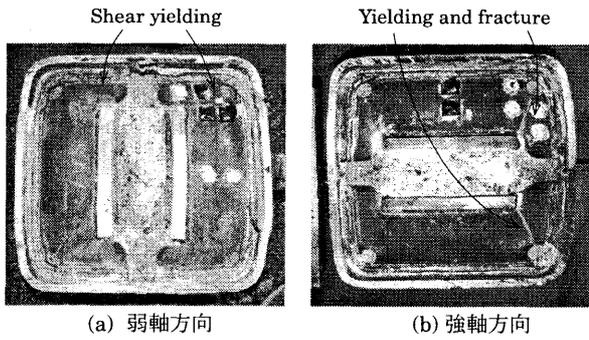
図6 性能指標の定義

図7 弱軸と強軸の差

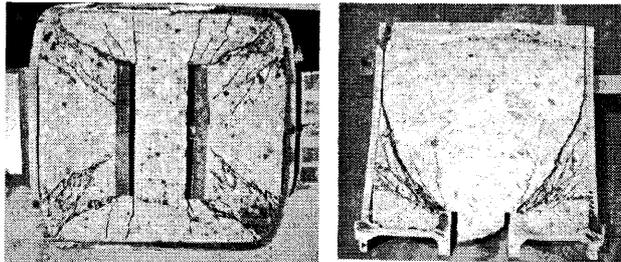
表3 各試験体の性能指標値

Series	Name	Initial stiffness K_0^e (kN/mm)	Yield strength $P_{y0.2}^e$ (kN)	Ultimate strength P_{d5}^e (kN)	Maximum strength P_{max}^e (kN)
WD500	WD500-tc16	1442	2032	3079	3238
	WD500-NC	1021	1127	2271	3016
	WD500-tc25	1634	2460	4147	4147
	WD500-tc9	1345	1815	2501	2832
	WD500-hr140	1728	2049	3268	3969
	WD500-hr60	1423	1972	2924	3234
	WD500-hr0	1400	1256	2513	2916
WD500C	WD500C-35	1574	2040	3203	3333
	WD500C-20	1399	1792	2881	3413
	WD500C-60	1470	2068	3246	4006
WD850	WD850	1772	4788	7186	7433
SD500	SD500	3134	1801	3010	3010
	SD500-NC	3016	1580	2378	2378

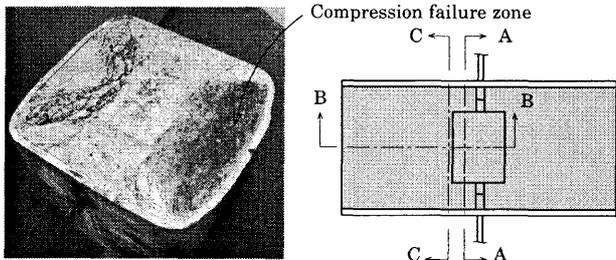
- (5) 接合部の方向 (図4a, 4f) : 弱軸と強軸の荷重・変形特性 (図4aと図4f) を比較すると、全体的な挙動には大きな違いは無い。唯一の相違点は、強軸では最大耐力発揮時の変形量がより小さい傾向にあることであり、強軸の終局状態がダイアフラムからの破壊によって決定されていることに起因する。ダイアフラムの破壊状況を図8bに示す。破壊はスチフナーとダイアフラム溶接部の端部から発生している。図4a, 4fを合わせて示した図7より、鋼管内部へのコンクリート充填により、強軸と弱軸の剛性、変形特性の差が顕著に小さくなり、等方性的な挙動を示すことが分かる。
 - (6) 鋼管の外径寸法 (図4e) : 図4eに示す実大サイズの試験体WD850の挙動は、サイズ増大に伴う耐力の増加を除いて、縮小試験体 (たとえば、WD500-tc9, WD500-tc16) と大きく変わるところはない。図4の結果からは、これ以上の試験体サイズの影響に関する情報は得られない。寸法効果の有無については、4章で提案する耐力式の適用性の中で議論する。
- 試験体の降伏・破壊状況に関しては、弱軸方向では図8aに示すようなダイアフラムのせん断降伏が明瞭に観察されており、強軸方向では



(a) 弱軸方向 (b) 強軸方向
図8 ダイアフラムの降伏と破壊性状の例



(a) 断面A (b) 断面B



(c) 断面C (d) 断面の位置

図9 充填コンクリートの破壊状況（弱軸方向試験体）

図8bに見られるような降伏と破壊の両方が発生している。強軸方向試験体でのダイアフラムの破壊は、荷重-変位関係において初期剛性に対し十分に剛性が低下した段階で生じており、比較的延性的なものであったことから、ダイアフラムの降伏が相当範囲まで進展した以降に発生したものと想定される。なお、弱軸方向では、ダイアフラムが途切れた区間に位置する鋼管側面に、局所的な塑性化（終局耐力時の歪み値から判断）がみられた試験体もあったが、亀裂等の破壊現象は観察されていない。図9は弱軸方向試験体の充填コンクリート部の圧壊、クラック発生状況であり、試験終了後に試験体を数カ所切断して撮影したものである。これらの様相から、コンクリートのクラック・圧壊はダイアフラムに溶接されたスチフナー部分から発生し、接合部内で柱断面方向、柱軸方向に進展したことが類推される。結果として、図9cに見られるように接合部内のコンクリートには3次元的な破壊領域が形成されている。このようなクラック・圧壊パターンは、T字形ダイアフラムが充填コンクリート内にアンカーされて抵抗力を発揮していることを示すものである。以上の観察を踏まえて総括すると、次のような抵抗機構が存在するものと考えられる。すなわち、(1) 弱軸方向のCFT接合部の抵抗は、主として鋼管管壁の面外曲げ抵抗、ダイアフラムのせん断抵抗、T字形ダイアフラムの充填コンクリートへのアンカー効果によりもたらされ、(2) 強軸方向のCFT接合部の抵抗は、主として鋼管管壁の面外曲げ抵抗とダイアフラムの引張ならびにせん

断抵抗によって発揮される。

4. CFT接合部の耐力モデルと設計式

4.1 基本的な考え方と降伏条件

3章で明らかになったように、弱軸と強軸では抵抗機構に明瞭な違いがあるため、耐力モデルと設計式については弱軸と強軸で分けて議論する。本論文の主眼はコンクリートが充填されたCFT接合部であるため、ここではCFTのケースだけを対象とする。実験を通じて比較的明瞭な降伏・破壊機構が認められるため、まず降伏機構を仮定して耐力モデルとし、次に上界定理に基づく極限解析技法を適用して基本となる設計式を導く。上界定理の適用に当たっては降伏機構の内部仕事と外部仕事を算出する必要がある。内部仕事を算出するために、本論文では鋼材とコンクリートに対して次のような降伏条件を適用した。ここで、完全塑性、関連流れ則、微小変形を仮定する。

- (1) 鋼材：計算が簡便なわりに精度に優れたTrescaの降伏条件を適用する。Chenら⁷⁾によれば、単位体積当たりの内部仕事 w の一般形は次式で与えられる。

$$w = \sigma_y \max |\epsilon| \quad (1)$$

ここで、 $\max |\epsilon|$ は与えられた降伏場から定められる絶対値が最大の主ひずみ（塑性ひずみ）であり、 σ_y は鋼材の降伏強度である。鋼材に形成される降伏線に適用すると、式1を板厚方向に積分することによって、単位長さ当たりの内部仕事は $M_p \theta$ により得られる。ここで、 M_p は降伏線の単位長さ当たりの全塑性モーメント（ $= t^2 \sigma_y / 4$ ）であり、 θ は降伏線における塑性回転角である。

- (2) コンクリート：コンクリートに対してはMohr-Coulombの降伏条件を適用した。再度Chenら⁷⁾を参照すれば、単位体積当たりの内部仕事 w の一般形は次式で与えられる。

$$w = f_c \Sigma |\epsilon| \quad (2)$$

ここで、 $\Sigma |\epsilon|$ は圧縮主ひずみ（塑性ひずみ）の絶対値の総和であり、 f_c は極限解析のためのコンクリート強度である。一般に f_c は、コンクリートのソフトニング挙動のために一軸圧縮強度 f'_c よりも小さくなる。ここではNielsen⁸⁾提案の以下の式を適用した。

$$f_c = (0.7 - f'_c / 200) f'_c \quad (3)$$

ここで、 f'_c の単位は N/mm^2 である。

CFT柱に作用する軸圧縮力は安全側として無視する。軸引張が作用するケースについては実験データが無いため本論文の対象外とする。

4.2 弱軸方向のモデルと耐力式

実験で観察されたモードに基づいて、梁フランジが変形量 δ の引張を受ける場合の降伏機構を図10のように仮定する。提案した降伏機構は3種類の要素によって構成され、それらは(1) 鋼管面に形成される降伏線機構（図10a）、(2) 充填コンクリートの部分領域が降伏・破壊する機構（図10b、10c）、(3) ダイアフラムがせん断降伏する機構（図10d）である。ここでは、このような3つの降伏機構の形成によって接合部が極限状態（塑性流れ）に至るとする。これらの降伏機構は相互に変形の適合を満足する必要があるため、特に充填コンクリートと鋼管間の適合性には慎重に配慮してメカニズムを仮定した。図11aには立体的に描写した充填コンクリートの降伏・破壊領域を示す。なお、図10、11中の充填コンクリートの降伏・破壊領域は、ダイアフラムのスチフナー幅 b_r が梁フランジ幅 B よりも大きなケースに対するものであり、 b_r が B よりも小さい場合については本節の後半で議論する。

基本となる耐力式は、図10の降伏機構に対して極限解析技法を適用することにより導出するが、内部仕事の算出が重要なステップとなる。各々図10a, 10bに示した鋼管面の降伏線機構とダイアフラムのせん断降伏機構については比較的単純であるが、充填コンクリートの計算は相当に複雑となる。充填コンクリートについては、まず図11bに示すように降伏・破壊領域を5種類に分け、各領域ごとに線形の変位場を仮定する。つぎに式2を適用して各領域の内部仕事を計算し、最後に全ての領域の内部仕事を合算して求める方法をとる。図11bに示す要素Dを対象に、その計算過程の概要を以下に示す。図12は要素D中の一つの三角錐領域の変形前後の形状を示したものであり、節点座標と変位を定義するための局所座標も示している。図中に示した2本の矢印は降伏機構が形成された際の節点の変位ベクトルである。座標 x, y, z に対応する変位を各々 u, v, w と定義する。各々の変位は x, y, z の線形関数で表現できるとすると、図12の変位場は以下のように記述できる。

$$(u, v, w) = (\delta - y\delta/Y_0 - z\delta/X, 0, 0) \quad (4)$$

対応するひずみ場は簡単に定義でき、主ひずみは以下ようになる。

$$\epsilon_1 = -\epsilon_3 = (\delta/2) \sqrt{1/X^2 + 1/Y_0^2}, \quad \epsilon_2 = 0 \quad (5)$$

式5から分かるように、このひずみ場は平面ひずみ状態である。式5を式2に代入すると、要素Dの三角錐領域ひとつがなす内部仕事 W_{con}^D は次のようになる。

$$W_{con}^D = (L_d X Y_0 \delta / 12) f_c \sqrt{1/X^2 + 1/Y_0^2} \quad (6)$$

同様に他の要素中の三角錐または三角柱領域の内部仕事も算出することができる。

$$W_{con}^A = (L_d B \delta / 4) f_c \quad (7)$$

$$W_{con}^B = \{L_d (h_r - t_d) \delta / 8\} f_c \quad (8)$$

$$W_{con}^C = \{L_d (h_r - t_d) (Y_0 - Y_1) \delta / (8Y_0)\} f_c \quad (9)$$

$$W_{con}^E = \{L_d X (Y_0 - Y_1) \delta / 12\} f_c \sqrt{1/X^2 + 1/Y_0^2} \quad (10)$$

要素Dと同様、いずれ要素も平面ひずみ状態である。コンクリートの全内部仕事は、これら内部仕事の総和で算出することができる。

図10aに示す鋼管面上の降伏線メカニズムと図10dのダイアフラムのせん断降伏に起因する内部仕事を算出して、全内部仕事と外部仕事を等値すると、以下の耐力評価式が得られる。なお、ダイアフラムについては図13に示すように形状を単純化している。

$$P_{y0} = P_y^d + P_y^t + P_y^c \quad (11)$$

$$P_y^d = \sigma_y^d \{L_d Y_0 - \pi (d/2)^2\} t_d / Y_0 \quad (12)$$

$$P_y^t = 4M_p^t \{(2Y+B)/X + (2X+h_r)/Y\} \quad (13)$$

$$P_y^c = f_c L_d \left\{ (h_r - t_d) (2 - Y_1/Y_0) / 2 + B/2 + \sqrt{X^2 + Y_0^2} (2 - Y_1/Y_0) / 3 \right\} \quad (14)$$

ここで、 P_y^d, P_y^t, P_y^c は、各々ダイアフラムのせん断降伏、鋼管面の降伏線メカニズム、内部コンクリートの降伏・破壊による抵抗値を示す。 P_y^d については曲げ降伏により支配されるケースもあり得るが、実験では全てせん断降伏で決定されていたため、式12での算出は実用上妥当であると評価している。ただし、特殊な形状や寸法のダイアフラムなどでは曲げ降伏の可能性もあるため、その場合には、文献9を参考として P_y^d を評価する。式13の M_p^t は鋼管スキンプレートの単位幅当たりの全塑性曲げ耐力であり、 $M_p^t = t_d^2 \sigma_y^t / 4$ で与えられる。 σ_y^d, σ_y^t は鋼管とダイアフラム・ウェブ部の降伏強度である。直径 d の空気抜き孔については、せん断抵抗面積から欠損面積を除くことにより考慮する。なお、ダイアフラムに溶接されるリブについてはアンカーカ

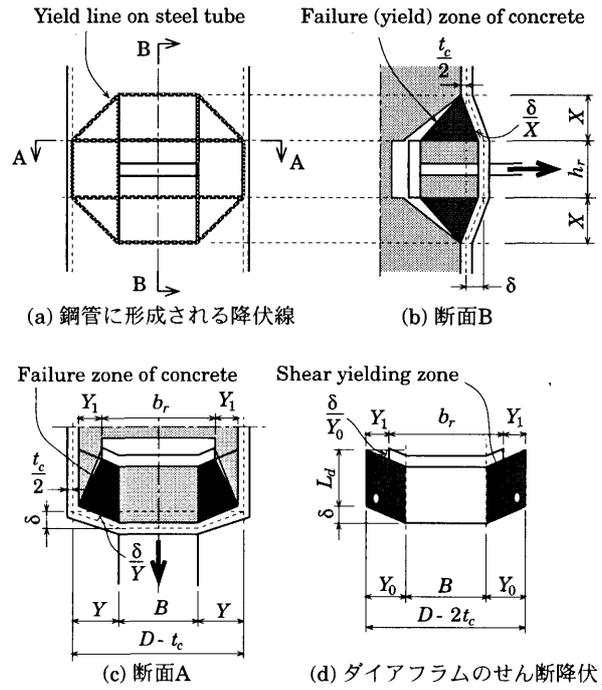


図10 仮定した降伏機構（弱軸方向）

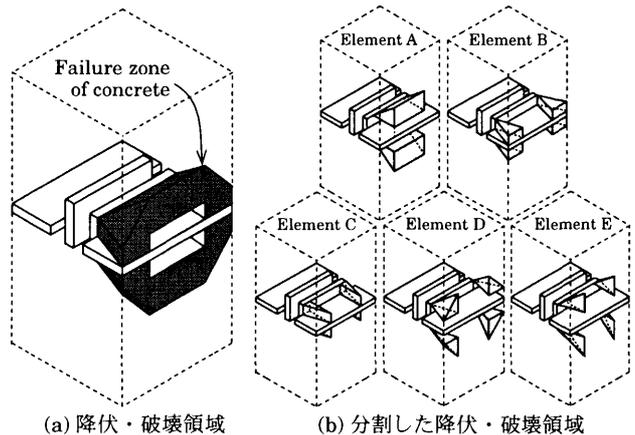


図11 仮定したコンクリートの降伏・破壊領域（弱軸方向）

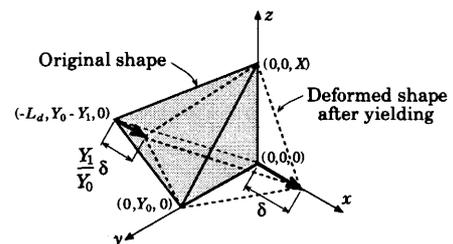


図12 コンクリート要素の変形と記号の定義

により降伏しないように厚みを決定する必要がある。

式13, 14中の距離 X は鋼管面の降伏メカニズムの管軸方向の幅を示すものであり、未定変数である。 X は上界定理により P_{y0} を最小化するように決定できる。得られた X は陽な形で表記できないが、次式を満足するように繰り返し計算により与えられる。

$$4M_p^t \left\{ -(2Y+B)/X^2 + 2/Y \right\} + f_c L_d X (2 - Y_1/Y_0) / \left(3\sqrt{X^2 + Y_0^2} \right) = 0 \quad (15)$$

既に述べたように、式11~15はダイアフラムのスチフナの幅 b_r が梁フランジ幅 B よりも大きいケースが対象となる。この範囲外の場合には、内部コンクリートの降伏・破壊領域の修正が必要となる。図14に b_r と B の大小関係の違いによる降伏・破壊領域の相違を示す。図14bのケースに対しては、式14と15の代わりに各々式16, 17を適用する。

$$P_y^c = f_c \left\{ \left[L_d - (Y_1 - Y_0)(h_r - t_d) / 2 \right] + L_d b_r / 2 \right. \\ \left. + (L_d / 3) \left\{ \sqrt{1 + (Y_1 - Y_0)^2 / L_d^2} \right\} X^2 + Y_0^2 \right. \\ \left. - (Y_1 - Y_0) X / L_d + 2(Y_1 - Y_0) \right\} \quad (16)$$

$$4 M_p^c \left\{ -(2Y + B) / X^2 + 2 / Y \right\} \\ + \left\{ 1 + (Y_1 - Y_0)^2 / L_d^2 \right\} X \left\{ \sqrt{1 + (Y_1 - Y_0)^2 / L_d^2} \right\} X^2 + Y_0^2 \\ - (Y_1 - Y_0) / L_d \left\{ f_c L_d / 3 \right\} = 0 \quad (17)$$

表4に実験結果と上記式に基づく計算結果の比較を示す。表中の試験体SD500は後述する強軸方向の結果であるため、ここでの議論では対象外とする。比較から分かるように、提案された評価式の結果は、降伏耐力については大きめの結果を与え、終局耐力についてはかなり小さな耐力を与える。これらの傾向は、耐力式の導出において、材料は完全剛塑性体であると仮定していることに起因する。図15の模式図に示すように、現実にはダイアフラム、鋼管、コンクリートのいずれの抵抗要素共に弾塑性挙動を示し、加えて降伏以降の性状は抵抗要素によって大きく異なる。また、図15に示されるように、変形の大きさによって各抵抗要素間の分担率が変化する。この結果、降伏耐力と終局耐力の各々のレベルにおいて、抵抗要素間の荷重分担順位に違いが生ずる。このような極限解析での仮定と実体の違いを考慮すると、何らかの耐力式の補正が必要となることが分かる。

本論文では式11を基本としながら、耐力式の各項に補正係数を乗ずることにより、降伏耐力と終局耐力に対して別々の耐力式を提案する。

$$P_{y,d} = \alpha_y^d P_y^d + \alpha_y^s P_y^s + \alpha_y^c P_y^c \quad (18)$$

$$P_{u,d} = \alpha_u^d P_u^d + \alpha_u^s P_u^s + \alpha_u^c P_u^c \quad (19)$$

ここで、 $P_{y,d}$ と $P_{u,d}$ は、各々降伏耐力と終局耐力の予測値であり、 α_y^d 、 α_y^s 、 α_y^c は降伏耐力式での補正係数である。一方、 α_u^d 、 α_u^s 、 α_u^c は終局耐力式での各項の補正係数である。 P_y^d 、 P_y^s 、 P_y^c は、式12, 13, 14, 16式で与えられるダイアフラム、鋼管、コンクリートの降伏耐力成分である。 P_u^d と P_u^s はダイアフラムと鋼管の終局耐力成分であり、式12, 13に鋼材の降伏強度 σ_y の代わりに引張強度 σ_u を適用して求める。終局耐力レベルでは、鋼材は既に加工硬化域に到達していることを考慮して、便宜上 σ_y の代わりに σ_u を適用するとした。コンクリー

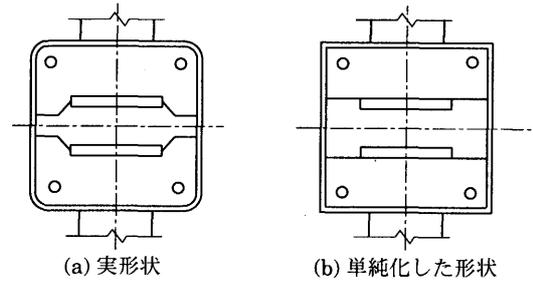


図13 ダイアフラム形状の単純化

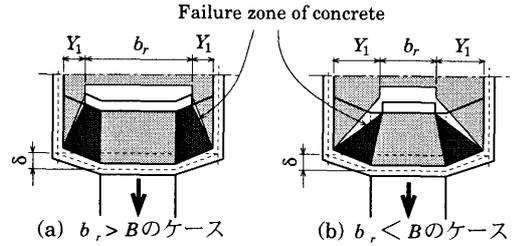


図14 ダイアフラム形状の単純化

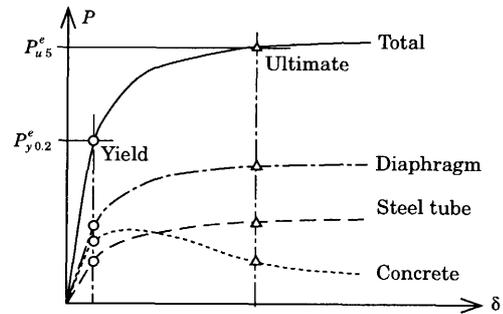


図15 抵抗要素間の抵抗特性の違い

トについては、図15の模式図から分かるように加工硬化特性を示さないため、終局耐力式(式19)でも降伏耐力式(式18)と同じ P_y^c を適用した。実験結果(降伏耐力は $P_{y,0.2}$ 、終局耐力は $P_{u,0.5}$ として)に基づいて、式18, 19を基本とした重回帰分析を行うと、次のように補正係数が与えられる。

$$\alpha_y^d = 0.91, \alpha_y^s = 0.82, \alpha_y^c = 0.84 \quad (20)$$

$$\alpha_u^d = 1.35, \alpha_u^s = 1.04, \alpha_u^c = 0.42 \quad (21)$$

表4 実験結果と計算結果の比較

Name	Test result		Calculated strength				Test result to calculated strength ratio	
	Yield strength	Ultimate strength	Steel tube	Diaphragm	Concrete	Total	Yield strength	Ultimate strength
	$P_{y,0.2}^c$ (kN)	$P_{u,0.5}^c$ (kN)	P_y^s (kN)	P_y^d (kN)	P_y^c (kN)	$P_{y,0}$ (kN)		
WD500-tc16	2032	3079	624	848	731	2203	0.92	1.40
WD500-tc25	2460	4147	1460	788	682	2929	0.84	1.42
WD500-tc9	1815	2501	228	919	809	1956	0.93	1.28
WD500-hr140	2049	3268	654	851	833	2339	0.88	1.40
WD500-hr60	1872	2924	593	849	681	2123	0.88	1.38
WD500-hr0	1256	2513	558	987	0	1545	0.81	1.63
WD500-br335	2040	3203	631	847	849	2327	0.88	1.38
WD500-br150	1737	2744	618	842	589	2049	0.85	1.34
WD500C-35	2036	3051	598	855	759	2212	0.92	1.38
WD500C-20	1792	2881	590	852	485	1926	0.93	1.50
WD500C-60	2068	3246	602	850	906	2359	0.88	1.38
WD850	4788	7186	1140	2169	2384	5693	0.84	1.26
SD500	1801	3010	559	1546	0	2105	0.86	1.43

表5 降伏耐力式の精度

Name	Test result $P_{y0.2}$ (kN)	Calculated strength				Test to calculated ratio
		$\alpha'_y P'_y$ (kN)	$\alpha'_d P'_d$ (kN)	$\alpha'_c P'_c$ (kN)	P_{yd} (kN)	
WD500-tc16	2032	511	771	614	1897	1.07
WD500-tc25	2460	1197	717	573	2486	0.99
WD500-tc9	1815	187	836	679	1702	1.07
WD500-hr140	2049	537	775	700	2011	1.02
WD500-hr60	1872	486	773	572	1831	1.02
WD500-hr0	1256	457	898	0	1356	0.93
WD500-br335	2040	517	771	713	2001	1.02
WD500-br150	1737	507	766	495	1768	0.98
WD500C-35	2036	491	778	638	1906	1.07
WD500C-20	1792	484	775	407	1666	1.08
WD500C-60	2068	494	774	761	2029	1.02
WD850	4788	934	1974	2003	4911	0.98
SD500	1801	475	1314	0	1789	1.01

表6 終局耐力式の精度

Name	Test result P_{us} (kN)	Calculated strength				Test to calculated ratio
		$\alpha'_u P'_u$ (kN)	$\alpha'_d P'_d$ (kN)	$\alpha'_c P'_c$ (kN)	P_{ud} (kN)	
WD500-tc16	3079	960	1746	307	3014	1.02
WD500-tc25	4147	2297	1622	286	4206	0.99
WD500-tc9	2501	342	1892	340	2574	0.97
WD500-hr140	3268	1008	1753	350	3111	1.05
WD500-hr60	2924	913	1750	286	2948	0.99
WD500-hr0	2513	730	1728	0	2458	1.02
WD500-br335	3203	971	1745	357	3073	1.04
WD500-br150	2744	951	1734	248	2933	0.94
WD500C-35	3051	930	1759	319	3008	1.01
WD500C-20	2881	916	1754	204	2874	1.00
WD500C-60	3246	936	1750	381	3067	1.06
WD850	7186	1852	4404	1001	7258	0.99
SD500	3010	787	2241	0	3028	0.99

これらの補正係数を適用して、式18と19式で各々降伏耐力と終局耐力を評価すると、表5と6に示されるように比較的高い精度を与えることが分かる。計算値に対する実験値の比の平均値と変動係数 (COV) は、降伏耐力に対して各々1.02, 0.045であり、終局耐力に対しては各々1.01, 0.035であった。なお、式21中の α'_d の値が1を大きく越えている点に注意が必要である。 α'_d を乗じている P'_d は σ_u を使って計算しているため、 α'_d は1以下となるのが普通である。安全側の評価を与えるTrescaの降伏条件を適用していること、ダイアフラムの現実の降伏状態は純せん断降伏では無いことなどが起因しているものと想定される。

表5と6に示す提案式の精度から、前章で省略された寸法効果について考察を加えることができる。表中の実大試験体WD850に注目すると、他の縮小試験体と比較して評価精度に関して大きな相違は見られない。このことは、今回の試験の範囲では特段の寸法効果は現れていないことを意味する。

4.3 強軸方向のモデルと耐力式

前章で述べたように、強軸方向の特性については充填コンクリートの強い影響は観察されていない。そこで、強軸方向の耐力モデルを考える上では、安全側としてコンクリートの存在を無視する。弱軸と同様な技法で強軸の耐力式を導くこととする。弱軸と同様に、まず図16に示すようにダイアフラムの形状を単純化する。実験観察から明らかのように、強軸では二つの降伏モードを仮定する。図17に示すように、一つは鋼管面での降伏線メカニズムであり、一方はダイアフラムの局所的な降伏 (引張・せん断降伏) モードである。図17aの降伏線メカニズムは弱軸と比較的類似したモードであり、ダイアフラムの局所降伏モードは図17b中のグレーにハッチングされた領域が降伏するモードである。弱軸の充填コンクリートの内部仕事の評価と同様に、図17bのように、降伏領域をGとFの二つの要素に分けて内部仕事を評価する。以下にダイアフラム降伏モードの内部仕事の評価過程をFの要素について示す (図18)。座標 x と y 方向の変位を各々 u と v として、座標の一次関数で変位場を記述すると次のようになる。

$$(u, v) = (0, (\delta / Y_3)(-x + L_d y / L_2)) \quad (22)$$

記号については図17を参照されたい。この変位場の主ひずみは、

$$\epsilon_1, \epsilon_3 = (\delta / 2Y_3) \left(L_d / L_2 \pm \sqrt{(L_d / L_2)^2 + 1} \right) \quad (23)$$

となる。式1を適用すると要素Fの内部仕事 W_F は、

$$W_F = (\delta / 4) \left(L_d + \sqrt{L_d^2 + L_2^2} \right) t_d \sigma_y^d \quad (24)$$

となる。同様に、要素Gの内部仕事は次式で与えられる。

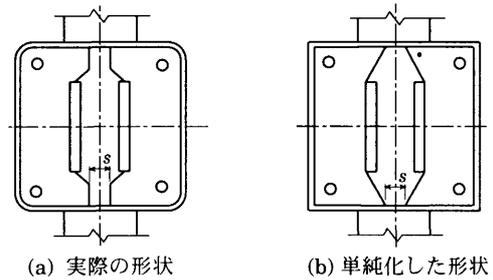


図16 強軸方向のダイアフラム形状の単純化

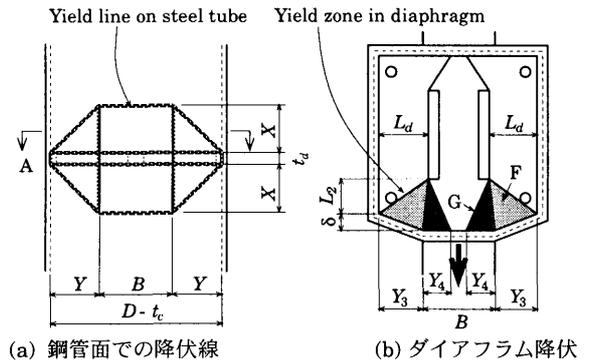


図17 強軸方向の降伏メカニズム

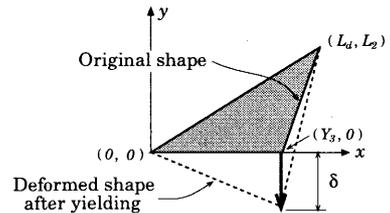


図18 降伏後のひずみ場

$$W_G = \delta Y_4 t_d \sigma_y^d / 2 \quad (25)$$

図17aの降伏線メカニズムの内部仕事を算出し、全内部仕事と外部仕事を等置して、上界定理を適用すると次式が得られる。

$$P_{y0} = P_y^d + P_y^t \quad (26)$$

$$P_y^d = \left\{ \left(L_d + \sqrt{L_d^2 + L_2^2} \right) / 2 + Y_4 \right\} t_d \sigma_y^d \quad (27)$$

$$P_y^t = 4 M_p^t \left\{ (2Y + B) / X + (2X + t_d) / Y \right\} \quad (28)$$

$$X = \sqrt{Y(2Y + B)} / 2 \quad (29)$$

唯一の強軸のCFT試験体SD500について、実験結果と計算結果の比較を表4に示す。弱軸でも見られたように、その評価精度は余り良くない。そこで弱軸と同様に式26の各項に補正係数を考慮して、降伏耐力と終局耐力の二つの耐力式を提案する。

$$P_{y,d} = \alpha_y^d P_y^d + \alpha_y^i P_y^i \quad (30)$$

$$P_{u,d} = \alpha_u^d P_u^d + \alpha_u^i P_u^i \quad (31)$$

ここで、 $P_{y,d}$ と $P_{u,d}$ は、各々降伏耐力と終局耐力の予測値であり、 α_y^d と α_y^i は降伏耐力式での補正係数である。一方、 α_u^d と α_u^i は終局耐力式での各項の補正係数である。 P_y^d と P_y^i は、式27、28式で与えられるダイアフラム、鋼管の降伏耐力成分である。 P_u^d と P_u^i はダイアフラムと鋼管の終局耐力成分であり、式27、28に鋼材の降伏強度 σ_y に代えて引張強度 σ_u を適用して求める。強軸方向のCFT試験体は一体だけであるため、弱軸と同様な重回帰分析により式30、31の補正係数を定めることはできない。そこで本論文では、 $\alpha_y^d = \alpha_y^i$ 、 $\alpha_u^d = \alpha_u^i$ を仮定すると共に、実験結果と式30、31を照らし合わせて、

$$\alpha_y^d = \alpha_y^i = 0.85, \quad \alpha_u^d = \alpha_u^i = 0.95 \quad (32)$$

と補正係数を定めた。表5、6の試験体SD500に対して、式30、31の耐力式の精度を示す。一体の試験結果から逆算で求めているため、当然高い精度を示す結果となっている。当然であるが、式32、33の補正係数については、今後のデータ蓄積に基づく更なる検討が必要である。

5. まとめ

二組のT字形ダイアフラム（スプリットダイアフラム形式）で内部補強されたCFT角形鋼管柱・梁接合部の仕口強度について、単純引張試験に基づいて調査を行った。実験観察に基づいて降伏・破壊モードと抵抗モデルを明らかにすると共に、極限解析の技法により耐力評価式を導いた。得られた知見をまとめると以下ようになる。

- (1) 鋼管柱内部へのコンクリート充填（CFT化）は、特に弱軸方向接合部の剛性と耐力を顕著に増大する効果をもたらし、結果として強軸と弱軸の力学特性の差を小さくする。弱軸と強軸の挙動差が著しい非CFTの接合部（純Sの接合部）と比較すると、コンクリート充填は接合部の挙動を等方性化する効果を持つ。
 - (2) 弱軸方向におけるコンクリート充填の効果は、主としてT字形ダイアフラムのコンクリートへのアンカー効果に起因する。鋼管の板厚、ダイアフラムのリブの寸法、コンクリート強度も接合部の強度と剛性に影響をおよぼす。実験観察より、弱軸方向では三つの抵抗要素の存在が確認された。それらは、1) 鋼管スキンプレーットの面外抵抗、2) T字形ダイアフラムのコンクリートへのアンカー抵抗、そして3) ダイアフラムそのもののせん断抵抗である。
 - (3) 強軸方向特性については、充填コンクリートは剛性と耐力を若干向上する効果を持つが、強軸と比較するとその程度は小さい。強軸方向では二つの抵抗要素の存在が認められた。一つは鋼管スキンプレーットの面外抵抗であり、他方はダイアフラムの面内の引張・せん断抵抗である。
 - (4) 観察された実験結果に基づいて、弱軸・強軸両方向に対する耐力モデルを提案した。加えて、極限解析技法により耐力評価式（降伏耐力、終局耐力）を導いた。実験結果との比較を通じて、提案式は高い精度を持つことが示された。強軸耐力式については、基本とした実験データが少ないため、更なるデータ蓄積が必要である。
- なお、逆対称荷重や非対称荷重を受ける際の接合部の応力状態の調

査、梁フランジ端部の処理が梁端部の破断現象に与える影響、柱軸力が接合部局所の力学挙動に与える影響など、本研究の範囲で検討できない事項は、今後の課題である。

参考文献

- 1) 福元敏之：コンクリート充填鋼管構造柱はり接合部の研究開発，コンクリート工学，Vol.38，No.10，pp.3-9，2000年10月
- 2) 独立法人建築研究所監修：突き合わせ継手の食い違い仕口のずれの検査・補強マニュアル，鉄骨製作管理技術者登録機構，p.312，2003年
- 3) 横山 泉，笹治 峻，橋田 浩，香田伸次：角形CFT柱の実大施工実験 その1～3，日本建築学会大会学術講演梗概集A-1分冊，pp.499-504，1999年
- 4) 柳 尚孝，鈴木孝彦，山口種美，鈴木健二，高田信宏：スプリットダイアフラムを有するCFT柱梁接合部の耐力，日本建築学会大会学術講演梗概集構造III，pp.979-980，1996年
- 5) 佐々木聡，寺岡 勝，森田耕治：簡易内部補強形式コンクリート充填鋼管柱・鉄骨梁接合部の力学挙動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.1527-1528，1994年
- 6) 坂田弘安，笠井和彦，伊茂治 聡介：CFT柱に埋め込まれたアンカーボルトの引き抜き挙動に関する実験的研究 その1～2，日本建築学会大会学術講演梗概集C-1分冊，pp.1213-1216，2000年
- 7) Chen, W.F. and Han, D.J.: Plasticity for structural engineers, Springer-Verlag, p.606, 1988
- 8) Nielsen, M.P.: Limit analysis and concrete plasticity, Second edition, CRC Press, p.908, 1998
- 9) 清水信孝，藤岡 宏，島崎尚武，菅野良一，鈴木孝彦，志村保美：スプリットダイアフラム補強された角形鋼管柱はり接合部の局部耐力に関する研究 その2 局部耐力式の提案，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1分冊，pp.723-724，2002年
- 10) 森田耕次，横山幸夫，川又康博，松村弘道：コンクリート充てん角形鋼管柱-鉄骨はり接合部の内ダイアフラム補強に関する研究，日本建築学会構造系論文報告集，第422号，pp.65-96，1991年4月

(2004年12月27日原稿受理，2005年7月5日採用決定)