上下階で異幅となる角形鋼管柱を用いた柱梁接合部の開発

西村 真*1·石渡 康弘*2

概 要

鉄骨造の建物において、角形鋼管を用いた柱で上下階の柱幅が異なる場合、上方に向かい 柱径を絞るテーパー管形式を接合部パネルに用いる方法がある。しかし、テーパー管形式は 製作難易度が高く製作に時間を要するため、コストアップや現場への納期に留意する必要が ある。そこで、鉄骨造のホテル・オフィスビルの中間階や倉庫の最上階などを対象に、製作 が容易で製作時間を短縮できる異幅接合部工法を開発した。本工法は、上階柱に接続する通 しダイアフラムを厚くすることで、テーパー加工を施さない接合部パネルとすることができ る。本工法を採用し、接合部製作を省力化したところ、従来のテーパー管形式と比較してコ ストダウンが図れることを確認した。

キーワード:鉄骨造,柱梁接合部,ダイアフラム,径差,角形鋼管

DEVELOPMENT OF A METHOD OF JOINING COLUMN BEAM JOINTS USING SQUARE STEEL TUBULAR COLUMNS THAT ARE DIFFERENT IN WIDTH BETWEEN THE UPPER FLOOR AND LOWER FLOOR

Makoto NISHIMURA *1, Yasuhiro ISHIWATA*2

Abstract

In steel-framed buildings, there are cases where columns made of square steel tubes have different column widths between the upper and lower floors. The current solution uses a tapered tube form at the joint panel, in which the column diameter is narrowed upwards. However, the tapered tube type is more difficult to manufacture and takes longer to fabricate, so it is necessary to take into account cost increases and delivery times to the site. Therefore, we have developed a joining method for different widths for intermediate floors of steel-framed hotels, office buildings and top floors of warehouses, which is easy to fabricate and reduces time needed to manufacture. In this process, the penetration diaphragm connecting to the upper floor column is built larger in thickness to constitute a non-tapered joint panel. When used at an actual site to save labor, this approach proved to reduce the cost in joint fabrication compared to the conventional tapered-tube method.

Keywords: steel construction, column-beam joints, diaphragm, diameter difference, square steel tube

^{*1} Architectural Technology Dept

^{*2} Manager, Environment Group, Construction Technology Center, Engineering Division

上下階で異幅となる角形鋼管柱を用いた柱梁接合部の開発

西村 真*1・石渡 康弘*2

1. はじめに

複数階を有する建築物は、上階になるほど重 量が軽くなるため、床を支える柱も細くできる ことが一般的である。そのため、鉄骨構造にお いて,上下階の角形鋼管の柱幅が異なる場合は, 図-1に示すように、①プレス加工または溶接 組立によって製作したテーパー管を用いる「テ ーパー管形式」とする方法と、②上下階の曲げ モーメントを通しダイアフラムの面外曲げ抵抗 を介して伝達する「異幅接合形式」とする方法 が採用される。①に示す工法は、テーパー管を 製作する難易度が高く、コストや納期に与える 影響が大きい。また、②に示す工法は、上下階 の角形鋼管の柱幅が異なる場合において、柱梁 接合部上部の板厚を厚くした通しダイアフラム に上階柱と接合部パネルを溶接接合し、この通 しダイアフラムを介して応力伝達を行う。異幅 接合形式について、これまでに数多くの研究 1 ~5)が実施されており、鋼構造接合部設計指針 6) において通しダイアフラムの必要板厚が示され ているが,上階柱と接合部パネル幅の差(以下, 径差とする)は50mmまでに限定されている。

こうした現状を踏まえて,②に示す「異幅接 合形式」と同様の接合部形式ではあるものの, 建築物をより合理的に設計できるように,径差 が比較的大きい場合に対しても適用できる工法 を開発することとした。

近年,我が国の鉄骨造建築物における建設市 場は,Eコマース利用率の拡大に伴い,大型物 流施設などの設計や施工案件の拡大傾向が続い ている。今後もこの傾向は続くものと予想され ることから,このような建物に適用できる構造 形式の合理化工法が望まれるが,鉄骨造におい て,特に高軸力下に対応できる柱梁接合部の研 究は少ない現状にある。また,構造物が大型化 していく状況下においては,構造物の実挙動を 把握するためにも実大実験によるデータの蓄積 が必要であると考えられる。

そこで,筆者らは構造形式の合理化を目的と して,鉄骨造建物の物流倉庫やオフィスビル等 の柱梁接合部に着目し,上下階において使用す る角形鋼管柱の柱幅が異なる場合に対応できる 異幅接合形式を開発することとした。具体的に は,高軸力下や実大サイズの試験体をパラメー タに加えた実験的検証や解析的検証を通して, 3章で後述する降伏線理論から導いた通しダイ アフラムの塑性曲げ耐力の計算値について,妥 当性を確認した。





*1 建築技術部

*2 建設技術総合センター 研究開発センター 環境グループ グループリーダー

2. 工法の概要

本工法の概要図を図-2に示す。具体的な径 差の範囲としては,鉄骨造建築物の最上階で径 差150mm程度,中間階で径差50~100mm程 度を想定している。また,接合形式は,図-3 に示すように,(a)中柱形式(接合部パネルに 対して上階柱心が一致する形式),(b)外柱形 式(通しダイアフラムの曲げ耐力の検討方向に 対して偏心が生じる形式),(c)側柱形式(検討 方向と直交する方向に偏心が生じる形式)およ び,(d)隅柱形式(2方向に偏心する形式)を想 定している。

本工法の接合部は、上階柱を絞らない場合と 同様に、通しダイアフラムとテーパー加工を必 要としない接合部パネルにより構成されるため、 テーパー管のように品質低下を招くような複雑 な製作加工や管理項目がなく、製作コストの低 減が期待できる。さらに、対応できる径差の







UCd - x

x '_{UC}d-x (a) 機構N-1 $L_{C}D$

UC d

(b)機構N-2

UCN

上限は 150mm, 接合部パネルの幅は 300mm 以上 800mm 以下であるため,上階柱を積極的 に絞る設計が可能となり,鉄骨材料の削減が期 待できる。

3. 通しダイアフラムの塑性曲げ耐力

本工法の接合形式は,先述したように,中柱, 側柱,外柱および隅柱形式の4つの形式がある。 ここでは中柱形式における通しダイアフラムの 塑性曲げ耐力の評価について詳述する。

中柱形式では、図-4に示す4つの崩壊機構 を仮定する。上階柱の軸力 ucNが小さい場合は、 曲げによる影響が大きく機構 N-1で崩壊し、軸 力が増加するにつれて機構 N-2、N-3に移行し、 軸力のみが作用する場合には機構 N-4で崩壊す る。図中の赤線はダイアフラムの降伏線、青線 はダイアフラムと接合部パネルとの境界部に生 じる降伏線を表し、灰色の領域は上階柱の軸降



図-4 中柱形式の崩壊機構

(d) 機構N-4

_CD

UCd

(c)機構N-3

UCN

ś

伏領域を表す。

図-4における機構 N-1の塑性曲げ耐力 *i*M_p の導出方法の概要を示す 3), 4)。図中の x を上階 柱の回転中心から引張外縁までの距離とすると, 外力仕事 Eeおよび内力仕事 Eiはそれぞれ式(1) および式(2)で表される。

$$E_e = {}_j M_p \cdot \theta + {}_{uc} N \cdot ({}_{uc} d/2 - x) \cdot \theta$$
 (1)
 $E_i = {}_p E_i + {}_c E_i$ (2)
ここで、 pE_i は降伏線のヒンジ回転による内力
仕事、 cE_i は上階柱の軸降伏による内力仕事を
表し、 $E_e = E_i$ として、通しダイアフラムの塑性
曲げ耐力 ${}_j M_p$ を導出する。なお、未知数 x およ
び y (図-4参照) は、上界定理に基づき、
 $\partial_{j} M_p / \partial x = 0$ および $\partial_{j} M_p / \partial y = 0$ により決定
される。

接合部パネルの要素実験 4.

4.1 実験概要

д

ここでは、異幅接合形式とした角形鋼管柱梁 接合部の上階柱と接合部パネルを取り出した要 素実験の実験概要について述べる。

載荷装置を図-5に、試験体詳細図を図-6 に示す。試験体のうち、縮小試験体は1/2スケ ールで、上階柱を $\Box - 250 \times 9$ と、接合部パネル を□-350×9とした。また、実大試験体は、上 階柱を□-400×19 と, 接合パネルを□-550 ×19 とした。鋼材は、柱に UBCR365 を、通 しダイアフラムに SM520C を用いた。主な実験 因子は,先行破壊形式,軸力比,接合形式であ る。試験体一覧を表-1に、鋼材の材料試験結 果を表-2に示す。

加力は図-5に示す載荷装置で、軸力を載荷 する試験体は鉛直アクチュエータで一定軸力を 載荷しつつ,水平アクチュエータで片持ち柱の 先端に水平力を載荷した。加力履歴は上階柱の 全塑性モーメント cMpおよび剛接合と仮定した 全塑性モーメント時の回転角 cRpを基準に、± $0.25 cM_p \times 1, \pm 0.5 cM_p \times 1, \pm 0.75 cM_p \times 1, \pm$ $1cR_p \times 2$, $\pm 2cR_p \times 2$, $\pm 4cR_p \times 2$ とし, 最後は 正方向に可能な限り載荷する計画とした。



破壞 1/2縮小試験体 実大試験体 軸力比 中柱 外柱 隅柱 中柱 外柱 隅柱 形式 0 25mm 25 mm25mm 40mm 通しダイ アフラム 6 $\overline{0}$ 0.164 25mm 25mm 25mn 0.328 _ 25mm 10 13 9 8 0 32mm 32mn 40mr 70mi 上階柱 11 0.164 32mm

*軸力比は上階柱の圧縮耐力に対する比。1/2縮小試験体および実大 試験体の上段丸数字は試験体番号を、下段は上部通しダイアフラム の板厚を示す。

表-2 鋼材の材料試験結果

サイズ	++ 96	降伏強度	引張強度	破断伸び	検用加力		
	竹悝	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(%)	使用即位		
\Box -250 \times 9		491	549	36.7	上階柱		
\Box -350 \times 9	UBCR365	463	520	36.7	接合部パネル		
\Box -400 \times 19	O DERSOS	511	556	41.3	上階柱 接合部パネル		
□-550×19		501	547	43.3			
PL-25		422	557	37.3			
PL-32	SM520C	401	543	31.7	通しガノマコニル		
PL-40	3WI520C	383	531	32.2	通しタイナノナム		
PL-70		416	565	36			

4.2 実験結果

通しダイアフラムの曲げを先行破壊形式で計 画した縮小試験体のうち,中柱形式とした No.1,4,5 は、 $\pm 4 c R_p$ 加力時に柱脚部の局部座屈 を確認した。外柱形式の No.2 および隅柱形式 の No.3,7 は、 $-2c R_p$ 加力後に柱脚の引張側溶 接部で亀裂を確認し、その後、圧縮側で局部座 屈が生じた。また、外柱形式の No.6 は、 $+1 c R_p$ 後にダイアフラムの沈み込み、 $-2 c R_p$ 後に接合 部パネルの局部座屈、 $+4 c R_p$ 後に柱脚部引張側 の溶接部に亀裂を確認した。実大試験体の No.12 は、 $+2 c R_p$ 加力後に柱脚溶接部に亀裂を 確認し、その後、亀裂が進展した。上階柱の曲 げを先行破壊形式で計画した縮小試験体 No.8 ~11 は、すべて $\pm 2 c R_p$ または $\pm 4 c R_p$ 加力時に、 柱脚部の局部座屈を確認した。実大試験体の No.13は、+4*cR*p加力後に柱脚溶接部に亀裂が 生じ、最終は柱脚部にも亀裂が生じた。

実験結果より算定した通しダイアフラムおよ び上階柱の曲げ性能を**表**-3に示す。通しダイ アフラムの曲げ性能は、 $_{CB}M$ と通しダイアフラ ムの回転角 θ_{DF} より、上階柱の曲げ性能は $_{CB}M$ と柱の部材角 θ_{Cb} より算定した。耐力評価は Slope Factor 法を用いて、接線剛性が初期剛性 の 1/3 に低下した時点を降伏曲げ耐力、1/6 に 低下した時点を塑性曲げ耐力とした。図-7に 各部の変形角・回転角の定義を示す。図-8に No.1 の $_{CB}M$ θ_{C} 関係図を、写真-1に No.1 の 最終状況を示す。

表-3 通しダイアフラムと上階柱の曲げ性能一覧

				全体 通しダ			通しダイ	イアフラムの面外曲げ性能			上階柱の曲げ性能																								
試験体 接合 No. 形式		** + 나			DETER	正加力	負加力	正加力					正加力			負加力																			
	軸刀CC η	縮尺	先行 破壊 形式	DF似序	最大耐力	最大耐力	初期剛性	降伏耐力	塑性耐力	初期剛性	降伏耐力	塑性耐力	初期剛性	降伏耐力	塑性耐力	初期剛性	降伏耐力	塑性耐力																	
				t	$M_{u(exp)}$	$M_{u(exp)}$	$_{j}K_{e(exp)}$	$_{j}M_{y(exp)}$	$_{j}M_{p(exp)}$	$_{j}K_{e(exp)}$	$_{j}M_{y(exp)}$	$_{j}M_{p(exp)}$	$_{c}K_{e(exp)}$	cMy(exp)	$_{c}M_{p(exp)}$	$_{c}K_{e(exp)}$	$_{c}M_{y(exp)}$	$_{c}M_{p(exp)}$																	
				(mm)	(kNm)	(kNm)	(kNm/rad)	(kNm)	(kNm)	(kNm/rad)	(kNm)	(kNm)	(kNm/rad)	(kNm)	(kNm)	(kNm/rad)	(kNm)	(kNm)																	
1	中柱	0	縮小		25	406	-376	57188	276	313	56512	-229	-254	22335	353	357	21034	-319	-340																
2	外柱	0			25	379	-333	41434	264	297	38106	-205	-273	22260	347	352	22852	-310	-312																
3	隅柱	0							D	D	D				25	349	-291	36490	252	280	28702	-224	-257	23029	304	316	22634	-259	-285						
4	中柱	0.164					D	D				25	353	-326	56090	254	269	63479	-218	-275	19993	307	336	20831	-297	-320									
5	中柱	0.328														25	280	-266	50201	217	223	63065	-168	-229	19118	241	253	20550	-226	-241					
6	外柱	0.164					小			25	317	-311	30975	213	250	46265	-220	-276	21729	286	291	21839	-301	-											
7	隅柱	0.164			25	334	-268	34728	217	246	37193	-202	-238	23414	265	299	20562	-238	-265																
8	中柱	0			32	409	-373	80651	344	390	77467	-296	-361	21658	382	408	23231	-325	-357																
9	外柱	0	~			-	-				~	~						С	С	С	32	398	-380	57764	337	359	50543	-307	-368	22044	359	372	24215	-344	-378
10	隅柱	0																	40	395	-345	81959	339	369	79570	-283	-326	23210	348	375	22608	-304	-341		
11	中柱	0.164																1		32	372	-368	75013	328	369	72181	-326	-367	20146	343	369	22165	-337	-353	
12	中柱	0	実大	D	40	1754	-1689	279014	1155	1237	295585	-949	-1116	92069	1718	—	96952	-1631	-1679																
13	隅柱	0		C	70	2295	-2191	484990	2013	2122	440623	-1795	-2024	100971	1974	2137	105917	-1702	-2009																

※先行破壊形式の記号は、D:通しダイアフラムの曲げ先行破壊、C:上階柱の曲げ先行破壊



図-7 各部の変形角・回転角の定義

5. FEM解析

5.1 解析概要

ここでは、実験で確認できなかった通しダイ アフラムを中心とした接合部の応力状態等につ いて、FEM 解析で検証した結果を示す。解析 には汎用プログラム「DIANA10.5」を用いた。 また、本報告では No.1 試験体における検証結 果を示す。

鋼材の材料特性は,降伏応力度σ_y到達までは ヤング率 *E*=205,000(N/mm²),ポアソン比*ν*=0.3 とし,降伏応力度以降は材料試験結果の応力– ひずみ関係を,真応力–対数ひずみ関係に変換 して入力した。降伏条件は Von-Mises の降伏条 件に従うものとした。

図-10 に解析モデルと境界条件を示す。解析 モデルはソリッド要素にて作成し、対称性より 1/2 モデルとした。境界条件は、解析モデル底 部を固定とし、上階柱の頂部に軸力を分布荷重 として入力した後、水平方向に加力した。加力 は一方向単調加力とし、強制変位として上階柱 の塑性曲げ時変形量*δp*の 1/16 を 100Step で頂 部に加えた。

5.2 解析結果

図-11にNo.1 試験体の水平荷重 Qと上階柱 の部材角 Rの関係を, 図-12にNo.1 試験体の 通しダイアフラムの曲げモーメント Mと回転 角 $\theta D r$ の関係をそれぞれ示す。Q-R関係は、実 験の履歴曲線と対応がよく,変形状況を精度よ く再現できている。 $M \cdot \theta D r$ 関係についても,最 大耐力時回転角(0.02~0.05rad.)に至るまで 実験の履歴曲線と良く対応しており,通しダイ アフラムの変形状況を精度良く再現できている。

図-13 に No.1 試験体の接合部付近の変形性 状およびミーゼス相当応力分布を示す。なお, 図-13 は降伏曲げ耐力時を示す。No.1 試験体 の破壊形式は通しダイアフラムの曲げであり, 上階柱に比べて通しダイアフラムの変形が大き く,通しダイアフラムは上階柱の角から接合部 パネルの角を結ぶ範囲で降伏している。



図-10 解析モデルと境界条件



図-11 水平荷重 Q-上階柱の部材角 R 関係



ミーゼス相当応力分布

極限解析による塑性曲げ耐力と実験結 果の比較

通しダイアフラム破壊を想定した中柱形式の 試験体において,通しダイアフラムの塑性曲げ 耐力の実験値 $_{j}M_{p(exp)}$ を図-14 に示す。図-14 には、3 章で詳述した降伏線理論から導いた塑 性曲げ耐力の計算値 $_{j}M_{p}$ (赤実線)も併せて示し た。

縮小試験体の結果を示した図-14(a)による と、正曲げ方向では極限解析による計算値と実 験値 $_{j}M_{p(exp)}$ が概ね一致している。実大試験体の 結果を示した図-14(b)の正曲げ方向において も、実験値 $_{j}M_{p(exp)}$ が計算値をわずかに下回るも のの、概ね妥当に評価できている。一方、負曲 げ方向において、極限解析が明らかに危険側の 評価となる点が散見される。これは、負加力時 では、バウシンガー効果により剛性が早期に低 下するが、正加力時と同様に Slope Factor 法で





_ 1

塑性曲げ耐力 $_{j}M_{p(exp)}$ を定めたことから,耐力が低く評価されたためと考えられる。

通しダイアフラム破壊を想定した全ての試験 体において,通しダイアフラムの塑性曲げ耐力 の実験値と計算値の比較を**表**-4に示す。縮小 試験体 No.4 と実大試験体 No.12 において, $jM_{p}(exp)/jM_{p}$ がわずかに 1 を下回るが, $jM_{p}(exp)/jM_{p}$ の平均値は 1.07 となり,軸力比の高い試験 体や実大試験体も含めて,計算値は実験結果と 良い対応を示した。

7. まとめ

上下階において使用する角形鋼管柱の柱幅が 異なる場合に対応できる工法について,高軸力 下や実大サイズの試験体をパラメータに加えた 実験的検証を行った。その結果,通しダイアフ ラム破壊を想定した試験体の結果から算出した 通しダイアフラムの塑性曲げ耐力は,バウシン



図-14 中柱形式における塑性曲げ耐力 M,の評価

実験値と極限解析による証価(計管値)の比較

み 4 天歌値と極限所所による計画(計算値)の比較												
試験体 No.				ガイマ	径差	通しダイアフラ	ムの曲げ耐力	$_{j}M_{p(exp)}$	$_{j}M_{u(exp)}$			
	接合	軸力	縮小	754		実懸	検値	極限解析	$/_{j}M_{p}$	$/_{j}M_{p}$		
	形式	比	実大	厚		$_{j}M_{p(exp)}$	$_{j}M_{u(exp)}$	$_{j}M_{p}$	平均值	平均值		
				[mm]	[mm]	[kN • m]	[kN•m]	[kN • m]	1.07	1.39		
1	中柱					313	406	293	1.07	1.38		
2	外柱	0				297	379	296	1.00	1.28		
3	隅柱					280	349	253	1.11	1.38		
4	<u>н</u> н-	0.164	縮小	25	100	269	353	271	0.99	1.30		
5	中性	0.328				223	280	202	1.10	1.39		
6	外柱	0.164				250	317	215	1.16	1.48		
7	隅柱	0.164				246	334	210	1.17	1.59		
12	中柱	0	実大	40	150	1237	1754	1287	0.96	1.36		

ガー効果の影響を受ける負加力の一部を除き, 降伏線理論より導出した塑性曲げ耐力と良い対 応を示すことを確認した。

謝辞

本報告は,矢作建設工業,青木あすなろ建設, 淺沼組,安藤ハザマ,北野建設,鴻池組,五洋 建設,鉄建建設,長谷工コーポレーションの9 社で構成される異幅柱接合部工法研究会におけ る共同研究成果の一部を引用させて頂いた。こ こに,深く感謝の意を表す。

参考文献

- 田中剛,田渕基嗣,冨田洋平:上下階で柱幅 が異なる角形鋼管柱梁接合部に関する研究 (その1,その2),日本建築学会大会学術講 演梗概集,C-1 構造Ⅲ,pp.949-952,2003.9
- 2) 寺嶋正雄,田渕基嗣,田中剛:上下階で柱幅

の異なる角形鋼管柱梁接合部における通しダ イアフラムの耐力評価,日本建築学会大会学 術講演梗概集,C-1 構造Ⅲ,pp.1021-1022, 2008.9

- 3)田中剛,寺嶋正雄,田渕基嗣:異幅角形鋼管 柱梁接合部における通しダイアフラムの耐力 評価,日本鋼構造協会鋼構造年次論文報告集, 第16巻, pp.95-102, 2008.11
- 4) 寺嶋正雄,田中剛,田渕基嗣,三好誠二:異 幅角形鋼管柱梁接合部における通しダイアフ ラムの面外曲げ耐力(その1,その2),日本 建築学会大会学術講演梗概集,C-1 構造Ⅲ, pp.1085-1088,2011.8
- 5)上田学、田中剛、三好誠二:径差の大きい異 幅接合形式角形鋼管柱梁接合部の弾塑性挙動 (その1,その2)、日本建築学会大会学術講 演梗概集、構造Ⅲ,pp.1233-1236,2012.9
- 6) 日本建築学会:鋼構造接合部設計指針, 2021