

1. 角形鋼管柱を用いた鉄骨造建築物の異幅柱接合部に関する研究

Study on SHS Column-to-Beam Connections with Unequal Width Columns

山内 豊英*¹ 老藤 慎也*¹

要 旨

鉄骨造において上・下階の柱幅が異なる場合に用いられる異幅接合形式を対象として、柱に高軸力が作用する場合や実大試験体も含めた13体の試験体による構造実験を実施した。構造実験により異幅接合形式の曲げ耐力や破壊性状等を明らかにするとともに、FEM解析による検証により解析が実験結果を精度よく表現できることを確認した。また、通しダイアフラムの面外曲げ破壊となった試験体を対象として、降伏線理論に基づく極限解析によって通しダイアフラムの塑性曲げ耐力を評価し、極限解析が実験結果を精度よく評価することを確認した。

キーワード：角形鋼管／異幅接合形式／ダイアフラム／構造実験／FEM解析／極限解析

1. はじめに

鉄骨造建築物において角形鋼管柱を使用する場合、上階ほど柱の負担重量が軽減することから、上・下階で柱幅を変化させて調整することがしばしば行われる。この場合、図-1(a)のように柱梁接合部にテーパ管を用いる「テーパ管形式」や、図-1(b)のように柱梁接合部の上部通しダイアフラムにより応力伝達を行う「異幅接合形式」を採用することが多い。テーパ管形式は、上階柱からの応力を下階柱に滑らかに伝達できるが、製作に高度な技術が必要となるため、製作コストと納期が課題となる。一方、異幅接合形式は、通しダイアフラムの面外曲げ抵抗を介する複雑な応力伝達機構となるものの、製作が容易で施工性・経済性に優れているという特長がある。

異幅接合形式を対象とした研究はこれまでに数多く行われており^{2)~6)}、通しダイアフラムの塑性曲げ耐力と降伏線理論に基づく極限解析との整合性等も確認されている。しかし、柱に高軸力が作用する場合や実大試験体の実験による研究が少なく、異幅接合形式の適用を広く展開するためには、これらの因子が構造特性に及ぼす影響を明らかにすることが必要と考えられる。

本研究では、異幅接合形式を対象として柱に作用する軸力や試験体の大きさ等をパラメータとした構造実験を実施し、実験結果およびFEM解析に基づいて異幅接合形式の構造特性に関する検討を行う。また、降伏線理論に基づく極限解析も実施し、実験で得られた通しダイアフラムの塑性曲げ耐力との比較も行う。

2. 構造実験

2.1 実験計画概要

構造実験は、4000kNアクチュエータを用いた荷重装置によって実施した。荷重装置および試験体の設置状況を写真-1に示す。試験体は、上階柱と下部接合部パネルが一体となった異幅接合形式の片持ち試験体とし、上階柱の上端部に設けたスタブを介して鉛直荷重および水平荷重を作用させた。

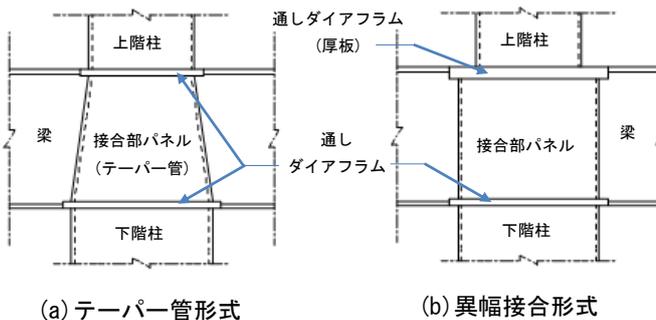


図-1 上下階で柱幅が異なる場合の接合部ディテール

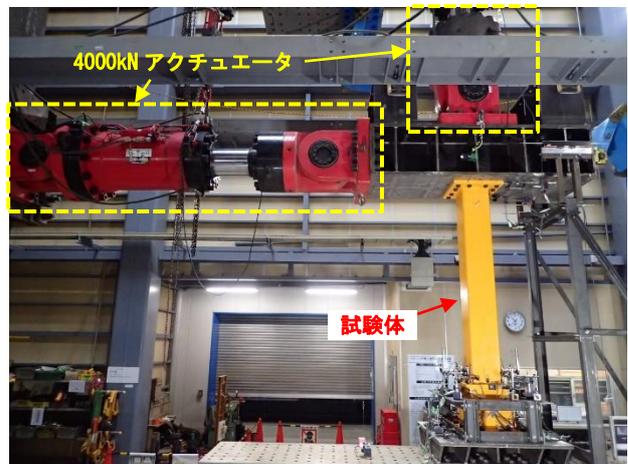


写真-1 荷重装置および試験体の設置状況

*¹技術研究所建築構造研究グループ

載荷装置を図-2、試験体詳細を図-3、試験体一覧を表-1、鋼材の材料試験結果を表-2に示す。試験体は、1/2縮小試験体が11体、実大試験体が2体の計13体とした。1/2縮小試験体は上階柱：□-250×9、接合部パネル：□-350×9、実大試験体は上階柱：□-400×19、接合部パネル：□-550×19とし、鋼材は、柱にはUBCR365、通しダイアフラムには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¹⁾(中柱形式、外柱形式および隅柱形式の3種類)である。

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、水平アクチュエータで上階柱の上端に水平

力を載荷した。加力は正負交番繰り返し載荷とし、上階柱の全塑性モーメント cM_p および剛接合と仮定した場合の全塑性モーメント時の回転角 cR_p を基準として、 $\pm 0.25cM_p \times 1$ 、 $\pm 0.5cM_p \times 1$ 、 $\pm 0.75cM_p \times 1$ 、 $\pm 1cR_p \times 2$ 、 $\pm 2cR_p \times 2$ 、 $\pm 4cR_p \times 2$ 、最後は正方向に載荷装置の可能な範囲で載荷する計画とした。

2.2 実験結果

各試験体の $cB_M-\theta_C$ 関係を図-4、試験体の最終状況の抜粋を写真-2に示す。 cB_M は柱脚部に作用する曲げモーメントで、軸力による付加曲げモーメントや水平アクチュエータの傾きに対して補正を行っている。 θ_C は柱の変

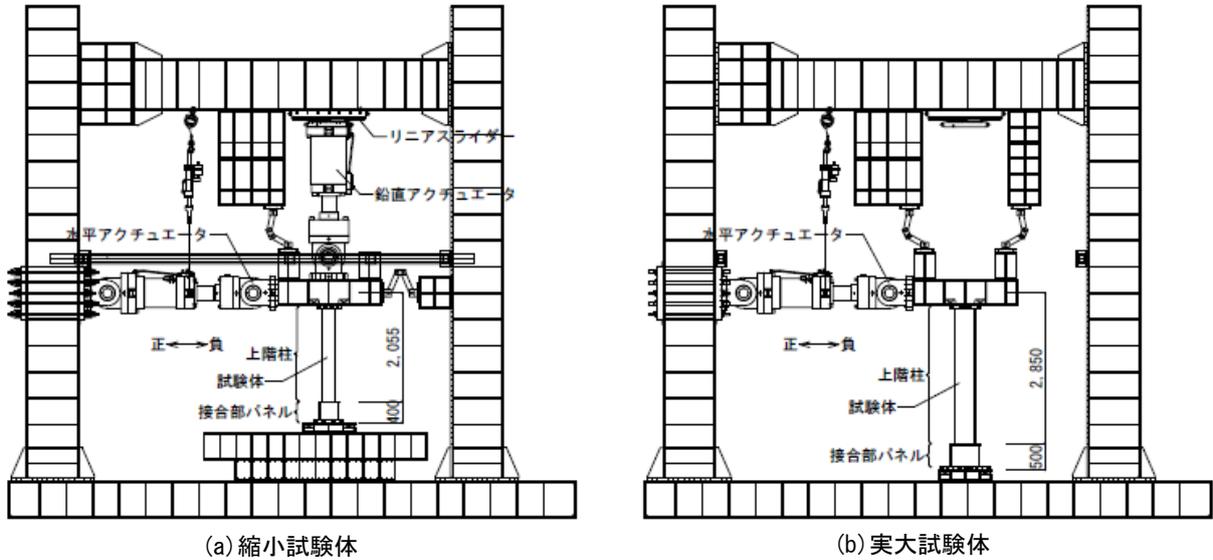


図-2 載荷装置

表-1 試験体一覧

先行破壊形式	軸力比*	径差	試験体	縮小 (1/2)			実大	
				中柱	外柱	隅柱	中柱	隅柱
通しダイアフラムの曲げ	0	縮小 100mm 実大 150mm	番号 ダイア板厚	No.1 25mm	No.2 25mm	No.3 25mm	No.12 40mm	—
	0.164		番号 ダイア板厚	No.4 25mm	No.6 25mm	No.7 25mm	—	—
	0.328		番号 ダイア板厚	No.5 25mm	—	—	—	—
上階柱の曲げ	0	縮小 100mm 実大 150mm	番号 ダイア板厚	No.8 32mm	No.9 32mm	No.10 40mm	—	No.13 70mm
	0.164		番号 ダイア板厚	No.11 32mm	—	—	—	—

*軸力比は上階柱の圧縮耐力に対する比

表-2 材料試験結果

サイズ	材種	降伏強度	引張強度	破断伸び	使用部位
		(N/mm ²)	(N/mm ²)	(%)	
□-250×9	UBCR365	491	549	36.7	上階柱
□-350×9		463	520	36.7	接合部パネル
□-400×19		511	556	41.3	上階柱
□-550×19		501	547	43.3	接合部パネル
PL-25	SM520C	422	557	37.3	通しダイアフラム
PL-32		401	543	31.7	
PL-40		383	531	32.2	
PL-70		416	565	36	

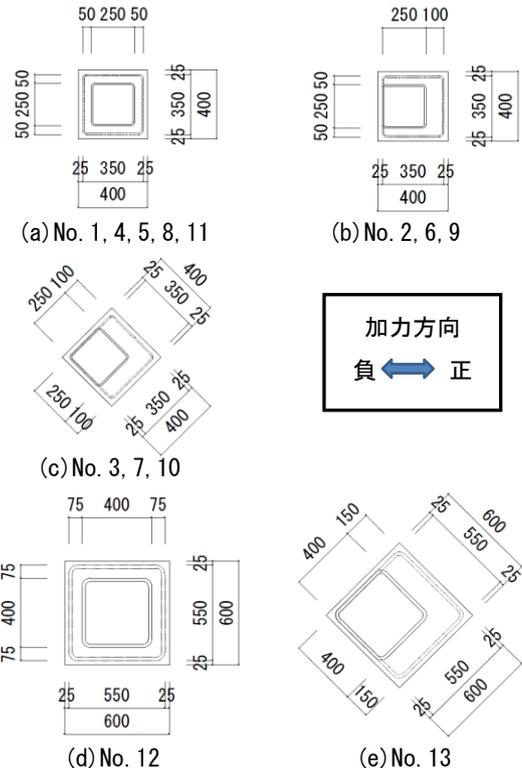


図-3 試験体詳細

形角であり、柱頭加力位置の水平変位を柱長さで除した値である。

破壊形式を通しダイアフラムの曲げ破壊として計画した縮小試験体のうち、中柱形式とした No.1, 4, 5 は、 $\pm 4cR_p$ 加力時に柱脚部の局部座屈を確認した (No.1 の負荷力時ピーク付近の荷重変動は、面外変形拘束用のパンタグラフの接触による)。外柱形式の No.2 および隅柱形式の No.3, 7 は、 $-2cR_p$ 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、 $+1cR_p$ 後にダイアフラムの沈み込み、 $-2cR_p$ 後に接合部パネルの局部座屈、 $+4cR_p$ 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、 $+2cR_p$ 加力後に柱脚溶接部に亀裂を確認し、その後、当該亀裂は進

展していった。

破壊形式を上階柱の曲げ破壊として計画した縮小試験体 No.8~11 は、すべて $\pm 2cR_p$ または $\pm 4cR_p$ 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、 $+4cR_p$ 加力後に柱脚溶接部に亀裂が生じ、最終正加力時には柱脚部にも亀裂が生じた。



(a) No. 5

(b) No. 12

写真-2 試験体の最終状況

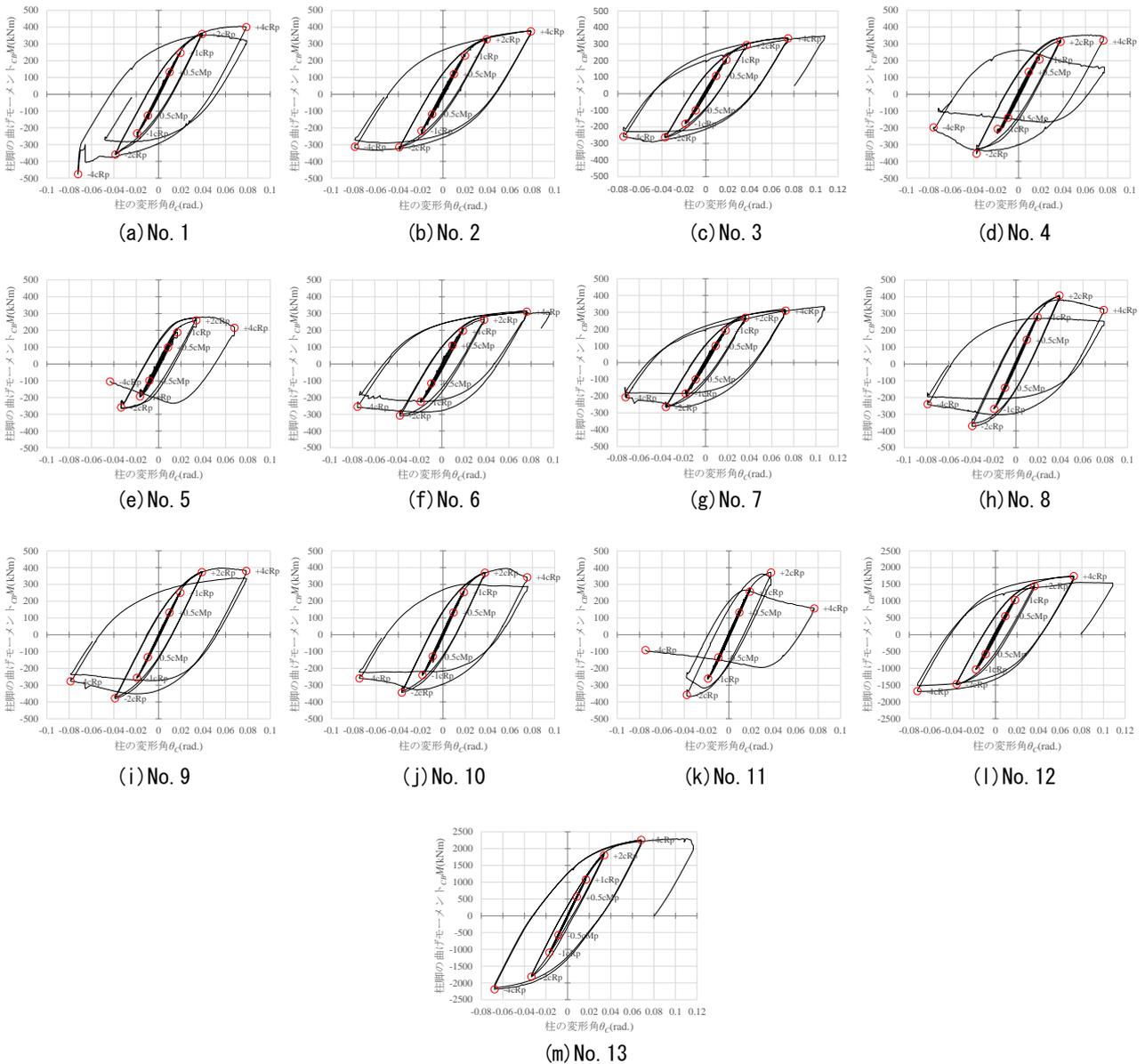


図-4 $cM - \theta_c$ 関係

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特性を表-3に示す。降伏曲げ耐力、塑性曲げ耐力は Slope Factor 法により、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。一例として、No.1 の c_{BM} - θ_{DF} 関係と曲げ特性の算定結果を図-5に示す。通しダイアフラムの曲げ特性は c_{BM} と通しダイアフラムの回転角 θ_{DF} より、上階柱の曲げ特性は c_{BM} と柱の部材角 θ_{Cb} よりそれぞれ算定した。各部の変形角および回転角の定義を図-6に示す。

3. FEM 解析

3.1 解析モデル概要

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検証するため FEM 解析を実施した。解析には汎用 FEM 解析プログラム「DIANA10.5」を使用した。

解析モデルは、図-7に示すように実験試験体と同一の

形状とした。鋼材の材料特性は、降伏応力度 σ_y 到達まではヤング率 $E=2.05 \times 10^5(N/mm^2)$ 、ポアソン比 $\nu=0.3$ とし、降伏応力度以降は材料試験結果をトレースしたものを真応力-対数ひずみ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。

解析モデルの境界条件を図-7(h)に示す。解析モデルはソリッド要素とし、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、上階柱の頂部に塑性曲げ時変形量 δ_p の 1/16 を 100Step で作用させた。

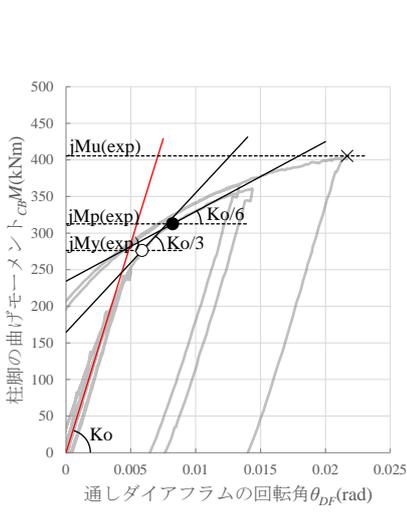


図-5 曲げ特性の算定結果 (No.1 正加力時)

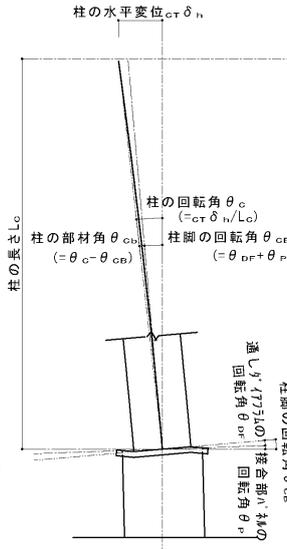


図-6 各部の変形角・回転角

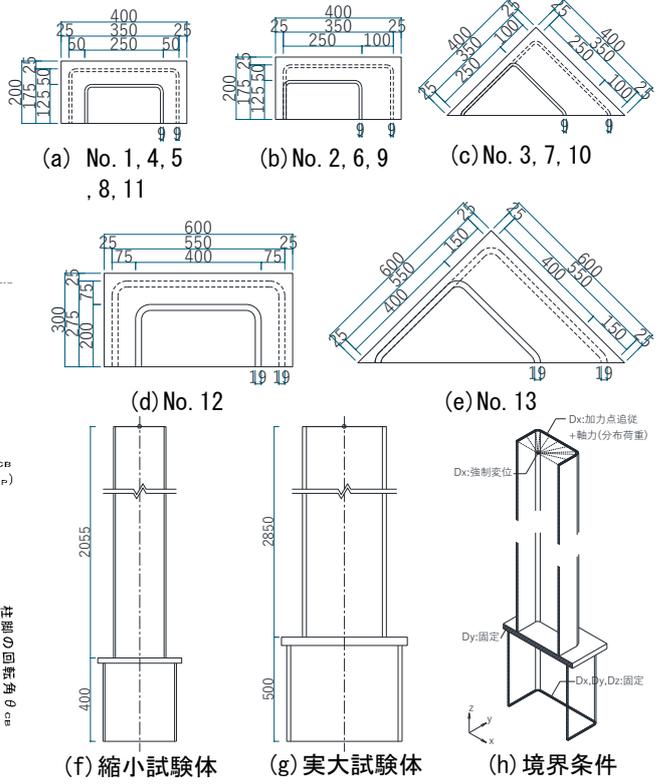


図-7 解析モデルの概要

表-3 通しダイアフラムおよび上階柱の曲げ特性一覧

試験体 No.	接合形式	軸力比 η	縮尺	先行破壊形式	DF板厚 t (mm)	全体		通しダイアフラムの面外曲げ性能						上階柱の曲げ性能							
						正加力	負加力	正加力			負加力			正加力			負加力				
						最大耐力 $M_{u(exp)}$ (kNm)	最大耐力 $M_{l(exp)}$ (kNm)	初期剛性 $jK_{e(exp)}$ (kNm/rad)	降伏耐力 $jM_{y(exp)}$ (kNm)	塑性耐力 $jM_{p(exp)}$ (kNm)	初期剛性 $jK_{e(exp)}$ (kNm/rad)	降伏耐力 $jM_{y(exp)}$ (kNm)	塑性耐力 $jM_{p(exp)}$ (kNm)	初期剛性 $cK_{e(exp)}$ (kNm/rad)	降伏耐力 $cM_{y(exp)}$ (kNm)	塑性耐力 $cM_{p(exp)}$ (kNm)	初期剛性 $cK_{e(exp)}$ (kNm/rad)	降伏耐力 $cM_{y(exp)}$ (kNm)	塑性耐力 $cM_{p(exp)}$ (kNm)		
1	中柱	0	縮尺	D	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			25	349	-291	36490	252	280	28702	-224	-257	23029	304	316	22634	-259	-285		
4	中柱	0.164			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			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			実大	D	32	409	-373	80651	344	390	77467	-296	-361	21658	382	408	23231	-325	-357
9	外柱	0					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					32	372	-368	75013	328	369	72181	-326	-367	20146	343	369	22165	-337	-353
12	中柱	0			実大	C	40	1754	-1689	279014	1155	1237	295585	-949	-1116	92069	1718	-	96952	-1631	-1679
13	隅柱	0					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

3.2 解析結果

水平荷重 CBQ と上階柱の部材角 θ_{Cb} の関係を図-8、通しダイアフラムの曲げモーメント CBM と回転角 θ_{DF} の関係を図-9に抜粋して示す。 CBQ - θ_{Cb} 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表現できている。 CBM - θ_{DF} 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表現できている。

3.3 耐力の比較

通しダイアフラムの CBM - θ_{DF} 関係について、実験と解析での初期剛性および各耐力の比較結果を表-4に示す。解析結果における降伏曲げ耐力 jM_y および塑性曲げ耐力 jM_p については、実験と同様に、接線剛性が初期剛性の1/3および1/6に低下した時点での曲げモーメントとした。最大曲げ耐力 jM_u は、実験時に最大曲げモーメントに達した回転角 $j\theta_{u(exp)}$ 時の曲げモー

メント、または、解析時に $j\theta_{u(exp)}$ まで達しなかった場合は解析での最大曲げモーメントとした。解析値に対する実験値の比率は、初期剛性は0.75~1.03、降伏曲げ耐力は0.86~1.21、塑性曲げ耐力は0.92~1.10、最大曲げ耐力は0.97~1.19となり、実験値と解析値は概ね一致した。

3.4 解析モデルの変形・応力状態

接合部付近の変形状状および von Mises 相当応力分布を図-10に抜粋して示す。No.1は通しダイアフラムの曲げ破壊、No.8は上階柱の曲げ破壊となった試験体を表す。各図とも破壊形式に応じた降伏曲げ耐力時の状態を示す。No.1は上階柱に比べて通しダイアフラムの変形が大きく、ダイアフラムは上階柱角から接合部パネルの角部に渡って降伏している。No.8は上階柱の変形が先行しており、端部に局部座屈が見られるものの、ダイアフラムの変形は抑えられている。

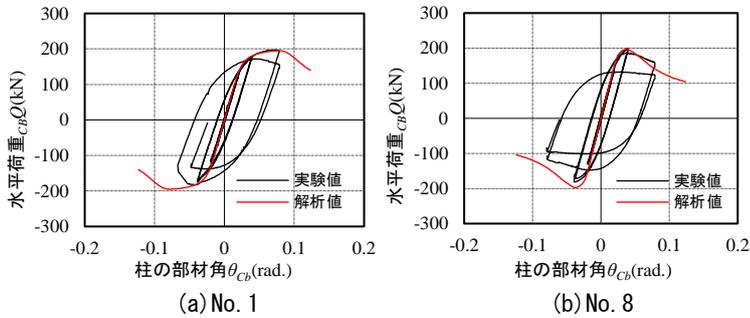


図-8 水平荷重-上階柱の部材角

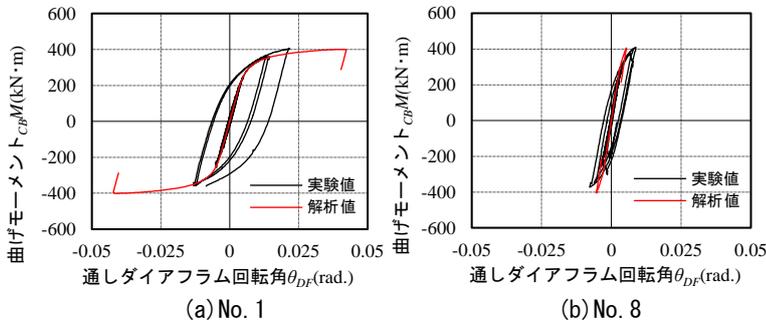


図-9 通しダイアフラム曲げモーメント-回転角

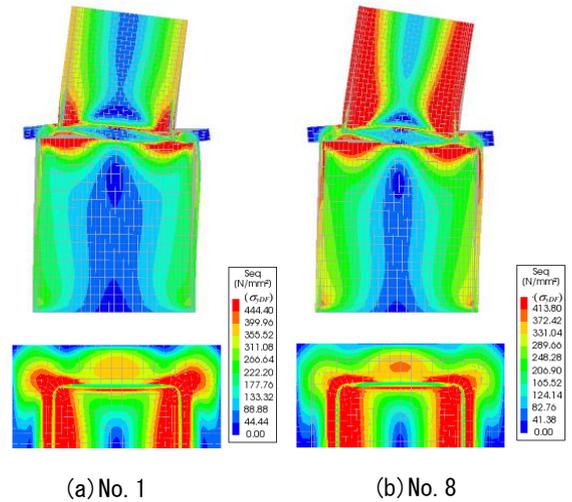


図-10 変形状状(×10)と von Mises 相当応力分布

表-4 実験と解析での初期剛性および各耐力の比較

No.	接合形式	軸力比	縮小/実大	破壊形式	初期剛性		降伏曲げ耐力			塑性曲げ耐力			最大曲げ耐力			
					実験値	解析値	実験値/解析値									
					$j k_{e(exp)}$ kN·m	$j k_{e(ana)}$ kN·m	$j k_{e(exp)} / j k_{e(ana)}$	$j M_{y(exp)}$ kN·m	$j M_{y(ana)}$ kN·m	$j M_{y(exp)} / j M_{y(ana)}$	$j M_{p(exp)}$ kN·m	$j M_{p(ana)}$ kN·m	$j M_{p(exp)} / j M_{p(ana)}$	$j M_{u(exp)}$ kN·m	$j M_{u(ana)}$ kN·m	$j M_{u(exp)} / j M_{u(ana)}$
1	中柱	0	通しダイアフラム	通しダイアフラム	57188	56143	1.02	276	282	0.98	313	329	0.95	406	380	1.07
2	外柱	0			41434	41009	1.01	264	263	1.00	297	302	0.98	379	359	1.06
3	隅柱	0			36490	38759	0.94	252	247	1.02	280	278	1.01	337*	324	1.04
4	中柱	0.164			56090	55616	1.01	254	258	0.99	269	293	0.92	353	335	1.05
5	中柱	0.328			50201	53210	0.95	217	179	1.21	223	224	1.00	280	234	1.19
6	外柱	0.164			30975	40599	0.76	213	190	1.12	250	227	1.10	313*	281	1.12
7	隅柱	0.164			34728	38512	0.90	217	218	1.00	246	246	1.00	319*	310	1.03
8	中柱	0			80651	99910	0.81	344	400	0.86	390	405	0.96	409	405**	1.01
9	隅柱	0			57764	65875	0.88	337	339	0.99	359	378	0.95	398	408	0.98
10	隅柱	0			81959	92597	0.89	339	370	0.92	369	401	0.92	395	401**	0.98
11	中柱	0.164			75013	99459	0.75	328	378	0.87	369	384	0.96	372	384**	0.97
12	中柱	0			279014	272006	1.03	1155	1170	0.99	1237	1306	0.95	1754*	1761	1.00
13	隅柱	0			実大	通しダイアフラム	484990	516370	0.94	2013	2160	0.93	2122	-	-	2263

*ダイアフラム回転角が測定できていた範囲での最大値

**解析での最大回転角が、実験最大曲げモーメント時の回転角に未達

4. 極限解析による通しダイアフラムの塑性曲げ耐力

4.1 崩壊機構および塑性曲げ耐力の導出方法

実験による通しダイアフラムの塑性曲げ耐力と降伏線理論に基づく極限解析^{4)~6)}による評価との比較を行った。本節では、各接合形式において仮定した崩壊機構、並びに、塑性曲げ耐力の導出方法について概説する。

(1) 中柱形式の崩壊機構

中柱形式では図-11に示す4つの崩壊機構を仮定する。上階柱の軸力 ucN が小さい場合は機構N-1で崩壊し、軸力が大きい場合には機構N-2、N-3となり、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(以下、同様)、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(以下、同様)を表し、灰色の領域は上階柱の軸降伏領域を表す。

(2) 外柱形式の崩壊機構

外柱形式では図-12に示す6つの崩壊機構を仮定する。接合部の非対称性により加力方向に応じて崩壊機構が異なり、機構O-1、機構O-2が正加力時、機構O-4~O-6が負加力時を表し、機構O-3は外柱形式で伝達できる限界軸力時の崩壊機構を表す。図中の灰色の領域は上階柱または接合部パネルの軸降伏領域を表す。

(3) 隅柱形式の崩壊機構

隅柱形式では図-13に示す4つの崩壊機構を仮定する。接合部の非対称性により加力方向に応じて崩壊機構が異なり、機構C-1が正加力時、機構C-3、機構C-4が負加力時を表し、機構C-2は隅柱形式で伝達できる限界軸力時の崩壊機構を表す。図中の灰色の領域は、外柱形式と同様に上階柱または接合部パネルの軸降伏領域を表す。

(4) 塑性曲げ耐力の導出方法

図-11における機構N-1の塑性曲げ耐力 jM_p の導出方法の概要を示す^{4)~6)}。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 E_e および内力仕事 E_i はそれぞれ式(1)および式(2)で表される。

$$E_e = jM_p \cdot \theta + ucN \cdot (ucd/2 - x) \cdot \theta \quad \text{式(1)}$$

$$E_i = {}_D E_i + {}_C E_i \quad \text{式(2)}$$

${}_D E_i$ は降伏線のヒンジ回転による内力仕事、 ${}_C E_i$ 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 jM_p を導出する。なお、未知数 x および y は、上界定理に基づき、 $\partial jM_p / \partial x = 0$ および $\partial jM_p / \partial y = 0$ により決定される。

4.2 極限解析による塑性曲げ耐力と実験結果との比較

構造実験において、破壊形式が通しダイアフラムの面外曲げ破壊となった試験体について検討を行う。

中柱形式の実験の塑性曲げ耐力 $jM_{p(exp)}$ と極限解析による塑性曲げ耐力 jM_p (M-N曲線)との関係を図-14に示す。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評価と実験の $jM_{p(exp)}$ 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、実験の $jM_{p(exp)}$ が評価結果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が、負加力時ではBauschinger効果により剛性が早期に低下する一方で、正加力時と同様にSlope Factor法で塑性曲げ耐力 $jM_{p(exp)}$ を定めたことから、実験の耐力が低く評価されたためと考えられる。よって、負曲げ方向側の $jM_{p(exp)}$ は参考値として扱う(以下、同様)。

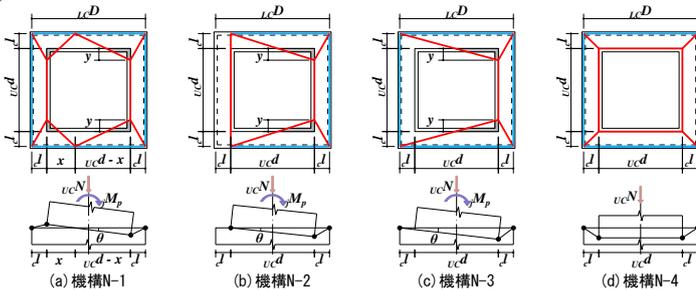


図-11 中柱形式の崩壊機構

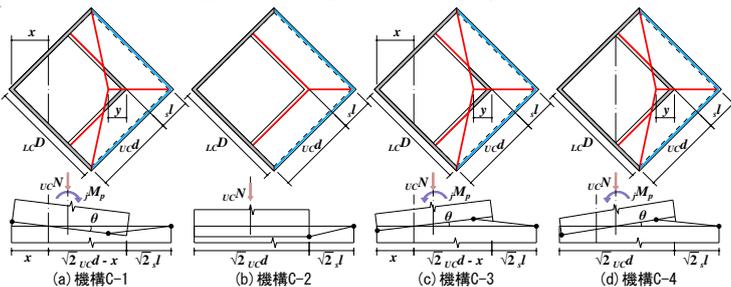


図-13 隅柱形式の崩壊機構

ucD : 接合部パネルの板厚中心間距離, ucd : 上階柱の外幅, jM_p : 通しダイアフラムの塑性曲げ耐力, ucN : 上階柱に作用する軸力

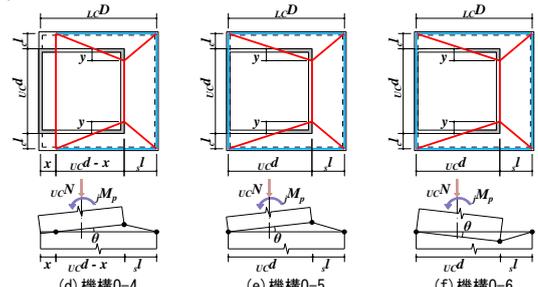
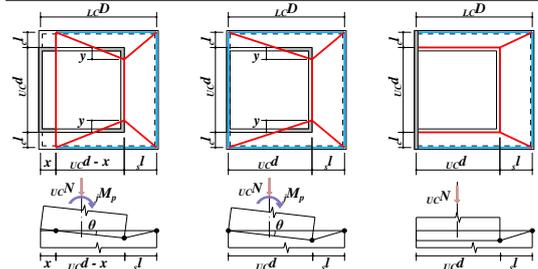


図-12 外柱形式の崩壊機構

外柱形式の実験の塑性曲げ耐力 $jM_{p(exp)}$ と極限解析による塑性曲げ耐力 jM_p との関係を図-15 に示す。極限解析による評価は実験の $jM_{p(exp)}$ と概ね一致している。

隅柱形式の実験の塑性曲げ耐力 $jM_{p(exp)}$ と極限解析による塑性曲げ耐力 jM_p との関係を図-16 に示す。極限解析による評価は実験の $jM_{p(exp)}$ と概ね一致している。

実験における塑性曲げ耐力 $jM_{p(exp)}$ および最大曲げ耐力 $jM_{u(exp)}$ と極限解析による塑性曲げ耐力 jM_p との関係を表-5 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、 $jM_{p(exp)}/jM_p$ および $jM_{u(exp)}/jM_p$ の平均値はそれぞれ 1.07 および 1.39 となり、軸力比の高い試験体や実大試験体も含めて、極限解析は実験結果を精度よく評価している。

5. まとめ

鉄骨造において上・下階の柱幅が異なる場合に用いられる異幅接合形式を対象として構造実験を実施した。実験結果および FEM 解析によって異幅接合形式の構造特性に関する検討を行い、降伏線理論に基づく極限解析との比較も行った。本研究により得られた成果を下記に示す。

- (1) 13 体の試験体による構造実験により、柱に高軸力が作用する場合や実大試験体も含めて、異幅接合形式の構造特性である曲げ耐力や破壊性状等を示した。
- (2) 構造実験を対象とした FEM 解析を行い、実験結果の荷重変形関係や種々の曲げ特性を精度よく表現することができた。
- (3) 通しダイアフラムの塑性曲げ耐力を降伏線理論に基づく極限解析により評価し、実験結果を精度よく評価することを確認した。

[謝 辞]

本研究は、矢作建設工業、青木あすなろ建設、浅沼組、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をまとめたものである。構造実験は、矢作建設工業が所有する荷重装置を用いて実施した。関係各位に深く感謝申し上げます。

また、本研究において多くのご指導をいただいた神戸大学の田中剛教授に深く感謝申し上げます。

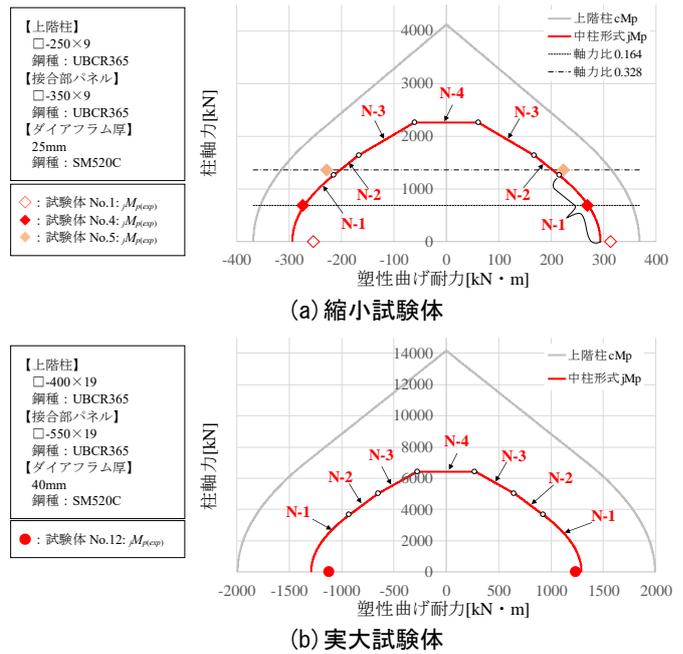


図-14 中柱形式における塑性曲げ耐力 jM_p の評価

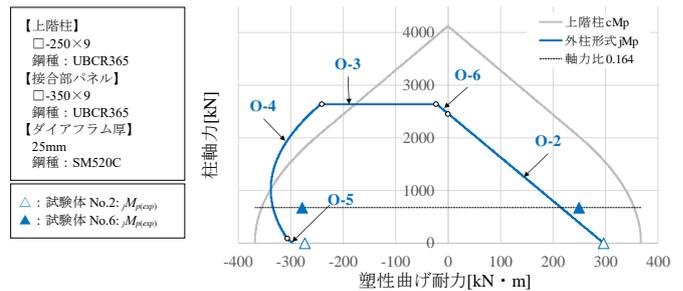


図-15 外柱形式における塑性曲げ耐力 jM_p の評価

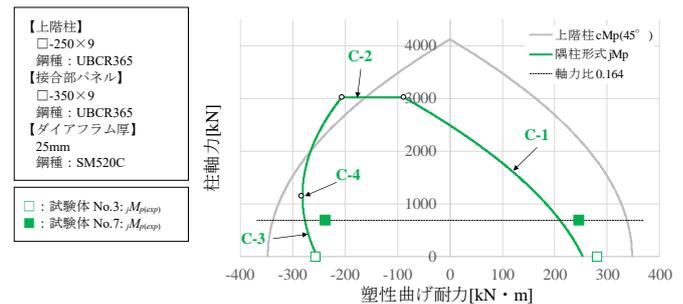


図-16 隅柱形式における塑性曲げ耐力 jM_p の評価

表-5 実験と極限解析による評価との関係

試験体 No.	接合形式	軸力比	縮小/実大	ダイアフラム厚 [mm]	径差 [mm]	通しダイアフラムの曲げ耐力(正加力時)		$jM_{p(exp)}/jM_p$	$jM_{u(exp)}/jM_p$	
						実験値				極限解析
						$jM_{p(exp)}$ [kN・m]	$jM_{u(exp)}$ [kN・m]	jM_p [kN・m]	平均値	平均値
1	中柱	0	縮小	25	100	313	406	293	1.07	1.38
2	外柱					297	379	296	1.00	1.28
3	隅柱					280	349	253	1.11	1.38
4	中柱	0.164	縮小	25	100	269	353	271	0.99	1.30
5	外柱					223	280	202	1.10	1.39
6	外柱	0.164	縮小	25	100	250	317	215	1.16	1.48
7	隅柱					246	334	210	1.17	1.59
12	中柱	0	実大	40	150	1237	1754	1287	0.96	1.36

[参考文献]

- 1) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，2021.02
- 2) 田中剛，田渕基嗣，富田洋平：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 予備数値解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp.949-950，2003.9
- 3) 富田洋平，田渕基嗣，田中剛：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2 解析結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp.951-952，2003.9
- 4) 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，鋼構造年次論文報告集，第16巻，pp.95-102，2008
- 5) 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 接合形式を因子とした片持ち柱実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp.1085-1086，2011.8
- 6) 三好誠二，田中剛，田渕基嗣，寺嶋正雄：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2 極限解析による耐力評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp.1087-1088，2011.8
- 7) 榎本将弘，諸沢柁治，山内豊英，田畑卓，依田昌典，森誠司，石渡康弘，太田雄介，田中剛：上下階で異幅となる角形鋼管柱からなる柱梁接合部に関する研究 その1 工法概要，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp.905-906，2023.9
- 8) 太田雄介，諸沢柁治，老藤慎也，田畑卓，依田昌典，笹井和也，石渡康弘，榎本将弘，田中剛：上下階で異幅となる角形鋼管柱からなる柱梁接合部に関する研究 その2 実験概要と実験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp.907-908，2023.9
- 9) 森誠司，老藤慎也，清井宗孝，菊永祐太，西村真，永良太郎，萩野谷学，田中剛：上下階で異幅となる角形鋼管柱からなる柱梁接合部に関する研究 その3 FEM解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp.909-910，2023.9
- 10) 山内豊英，清井宗孝，菊永祐太，笹井和也，西村真，永良太郎，萩野谷学，田中剛：上下階で異幅となる角形鋼管柱からなる柱梁接合部に関する研究 その4 極限解析によ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，構造Ⅲ，pp.911-912，2023.9