

溶接組立箱形断面柱・H形鋼梁接合部における柱角溶接部の必要のど厚に関する研究

坂本 真一 井手 齊
(技術研究所) (設計本部)
矢部 喜堂 大関 晴久
(技術研究所) (設計本部)

§ 1. はじめに

現在、建築鉄骨の分野における大規模構造物の柱には溶接によって組み立てられた箱形の鋼管が多く用いられている。この箱形断面柱の角溶接部は、柱梁接合部のパネル部分とその上下の一定の範囲は完全溶込み溶接、その他の部分は柱板厚の1/2程度の部分溶込み溶接とされるのが一般的である。

柱の角溶接は通常サブマージアーク溶接で行なわれ、従来のように途中で開先の形状が変化する場合には施工にかなりの手間がかかる。現状では、予め炭酸ガスアーク半自動溶接によって、完全溶込み溶接部を部分溶込み溶接部の開先深さと同じ深さになるまで溶接し、その後サブマージアーク溶接を行なう方法や、板厚が32mm程度以内である場合には、多電極タンデム方式のサブマージアーク溶接によって全線完全溶込み溶接とする方法が採られている。いずれの方法による場合でも、施工工数や溶接量の減少を同時に図ることはできない。また、大入熱を加えることは溶接部近傍の材料特性を低下させることになり、力学的な観点からも望ましいものではない。

角溶接部を部分溶込み溶接とした場合の、柱梁接合部の力学的性能を調査した研究として、文献1)~7)が挙げられる。それぞれ、角溶接部の必要のど厚の算定式を導いている。

本研究は、柱角溶接部の溶込み比(のど厚を柱の板厚で除した値)を変化させた十字形柱梁部分架構の逆対称荷重実験を行ない、溶込み比が部分架構の耐力および変形能力、ならびに破壊性状に及ぼす影響を、既往の実験結果と併せて明らかにすることを目的とする。

§ 2. 実験概要

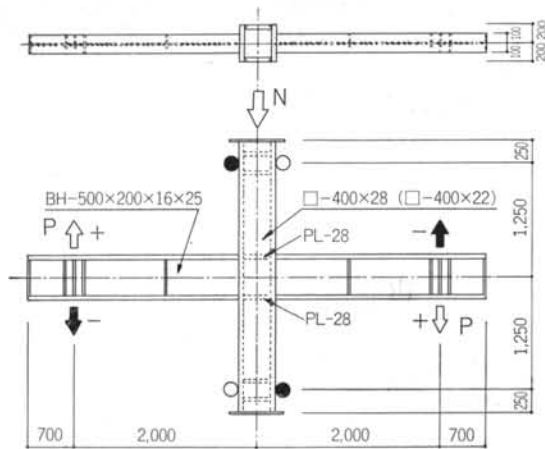
2.1 試験体の形状寸法

実験に用いた試験体は十字形の柱梁接合部であり、図一1に試験体の形状寸法を、表一1に試験体と角溶接部の溶込み比との関係を示す。柱の断面寸法はS04を除く4体は□-400×400×28(SM490A)、S04は□-400×400×22(SM490A)であり、柱の長さは1,000とした。梁の断面寸法はすべてBH-500×200×16×25(SM490A)で、梁の長さは1,800とした。また、柱梁仕口部の局部補剛は内ダイアフラム形式としており、ダイアフラムの板厚は梁フランジの板厚より1サイズ大きい28mmとした。

2.2 溶接方法および溶接条件

(1) 柱角部の溶接

柱角溶接部の開先形状を図一2に示す。溶込み比が1/2



図一1 試験体の形状寸法

試験体	溶込み比	柱断面寸法	試験体設計条件
S10	1.0	□-400×28	梁降伏先行
S07	0.7	□-400×28	梁降伏先行
S05	0.5	□-400×28	梁降伏先行、パネルと角溶接部の降伏耐力同等
S03	0.3	□-400×28	角溶接部降伏先行
S04	0.4	□-400×22	角溶接部降伏先行

表一1 試験体と角溶接部の溶込み比との関係

以上である試験体S10, S07, S05の3体は2電極ダンデム形式のサブマージアーク溶接とし, S03, S04の2体は炭酸ガスアーク半自動溶接とした。全試験体とも, 角溶接部を柱ウェブ面に設けている。柱角溶接部の開先形状および溶接する際の諸条件は, 設定した溶込み深さが得られるように, 試験体の製作に先立って予備試験を行ない, その結果を採用した。

(2)梁仕口の溶接

梁フランジと柱フランジの溶接は, 梁ウェブにスカラップを設けずに, 裏当て金をウェブの両側から挟み込む方法(ノンスカラップ工法)によって溶接した。パス間温度は管理せず, 連続溶接とした。

(3)ダイヤフラムの溶接

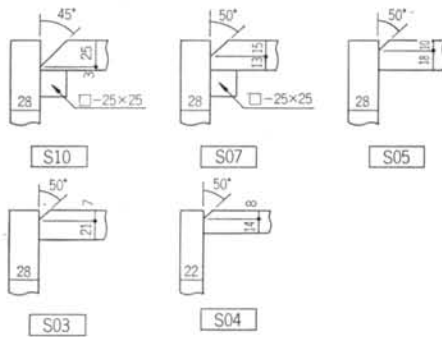


図-2 柱角溶接部の開先形状

使用鋼材 SM490A	使用部位	σ_y (t/cm ²)	σ_u (t/cm ²)	YR σ_y/σ_u	El. (%)
PL-28	柱フランジ・ウェブ・ダイヤフラム	3.31	5.12	0.65	30.1
PL-25	梁フランジ	3.40	5.24	0.65	28.3
PL-22	柱フランジ・ウェブ	3.60	5.21	0.69	29.2
PL-16	梁ウェブ	3.43	5.16	0.66	28.3

(JIS Z 2201 1A号試験片による)

表-2 使用鋼材の機械的性質

溶接部位 (該当する試験体)	σ_y (t/cm ²)	σ_u (t/cm ²)	YR σ_y/σ_u	El. (%)
GAW 梁フランジ突合せ溶接部	3.74	5.02	0.75	40.0
GAW 柱角溶接部 (S03, S04)	4.41	5.51	0.81	34.3
SAW 柱角溶接部 (S10, S07, S05)	3.92	5.31	0.74	35.0

(JIS Z 3111 A1号試験片による)

表-3 溶着金属の機械的性質

ダイヤフラムは, 4周とも非消耗式エレクトロスラグ溶接によって接合した。

使用鋼材および溶着金属の機械的性質を, それぞれ表-2および表-3に示す。

2.3 加力方法

加力は, まず柱上部のジャッキにより柱軸降伏耐力の0.4倍の荷重を導入した後に, 梁の両端部に取付けた200 ton アクチュエータにより正負交番の繰返し荷重を加えた。加力サイクルは, 図-3に示すように層間変形角約1/70で20回載荷した後に徐々に変形を増大させ, 破壊に至らしめることにした。

§ 3. 実験結果

3.1 各試験体の復元力特性および破壊性状

図-4に, 軸力によって柱に生じる2次的な曲げ変形を考慮した場合の, 層せん断力 \bar{Q} と層間変形角 R の関係を示す。 \bar{Q} は次式により求めた(図-5参照)。

$$\bar{Q} = lb/lc \cdot P - N \cdot R$$

N : 柱軸力, P : 梁のせん断力

また, 表-4には破壊に至るまでに観察された諸現象とその発生サイクルとの関係を, 写真-1には角溶接部が破壊した試験体の最終破壊状況を示す。

角溶接部の溶込み比 a/ctw を1.0とした試験体S10と a/ctw を0.7とした試験体S07の2体は, 21サイクルを越えた辺りから梁フランジ外端の溶接止端部に沿って亀裂が発生した。以後, サイクルごとに亀裂が進展し, 最終的には梁フランジの突合せ溶接部で破断した。最終破壊時においても角溶接部に亀裂は認められず, 層せん断力と層間変形角の関係は, 紡錘形の安定した復元力特性を示した。

a/ctw を0.5とした試験体S05は, +21サイクルで梁

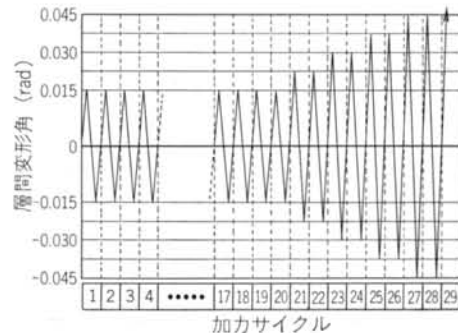
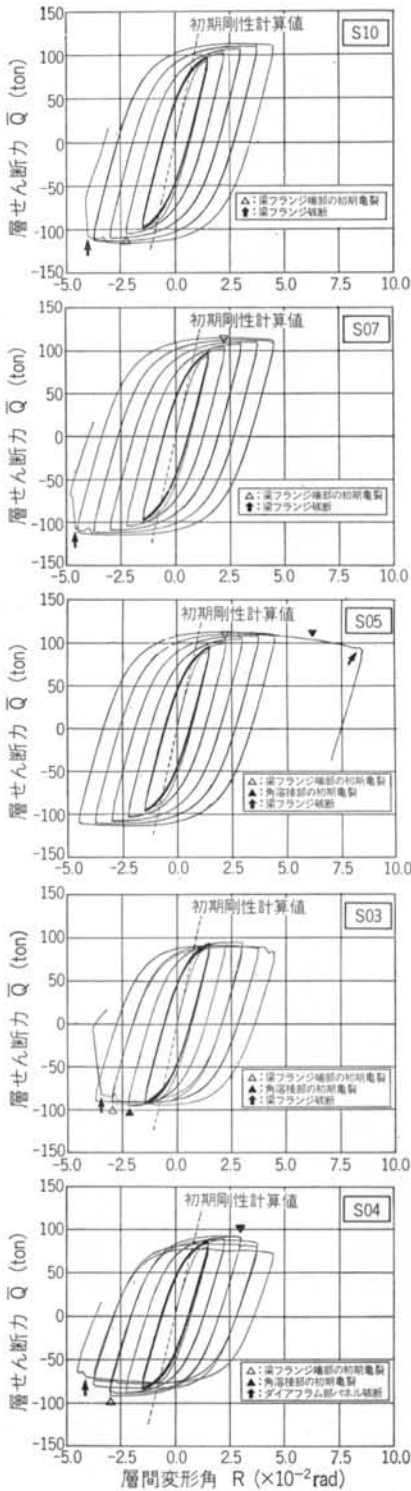


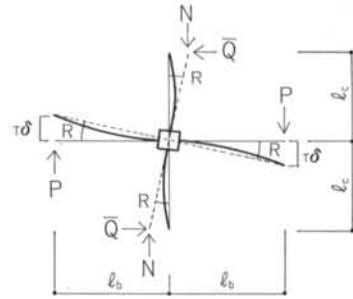
図-3 加力サイクル



図一四 層せん断力 \bar{Q} と層間変形角 R の関係

フランジ外端の溶接止端部に沿って亀裂が発生し、以後サイクルごとに進展した。最終サイクルの $R \approx 0.6$ radで接合部パネル内角溶接部の中央部近傍に亀裂が生じた。しかし、急激な荷重の低下は見られず、 $R \approx 0.8$ radを越える大変形領域で梁フランジが破断した。

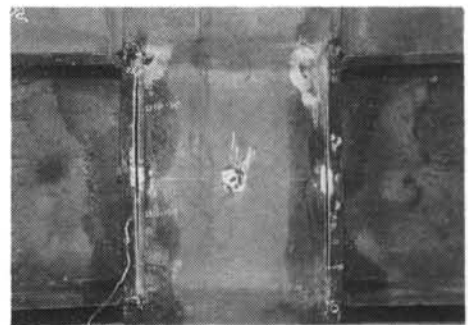
a/ctw を0.3とした試験体S03は、-21サイクルで接



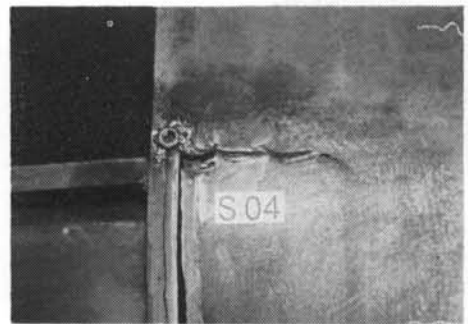
図一五 層せん断力 \bar{Q}

現象	発生部位	S10	S07	S05	S03	S04
初期亀裂	梁フランジ溶接部	-21	+21	+21	-23	-23
	角溶接部	—	—	+29	-21	+24
最終破壊	梁フランジ溶接部	-27	-28	+29	-27	—
	ダイアフラム部パネル	—	—	—	—	-27

表一四 破壊に至るまでに観察された諸現象と発生サイクル



(a) S03



(b) S04

写真一四 最終破壊状況

合部パネル内角溶接部の中央部近傍に亀裂が生じ、以後サイクルごとに進展したが、著しい荷重の低下は見られなかった。最終的には、-23サイクルで発生した梁フランジ外端溶接止端部の亀裂が進展して、梁フランジ溶接部で破断した。

a/ct_w を 0.4 とした試験体 S04 は、+24 サイクルで接合部パネル内角溶接部の中央部近傍に亀裂が生じ、以後サイクルごとに進展したが、S03 と同様に著しい荷重の低下は見られなかった。この亀裂は、最終的にダイアフラムの位置まで達し、その後ダイアフラムに沿って亀裂が進展して、荷重が低下した(写真-1(a)参照)。また、-23サイクルで発生した梁フランジ外端溶接止端部の亀裂の進展も顕著であった。

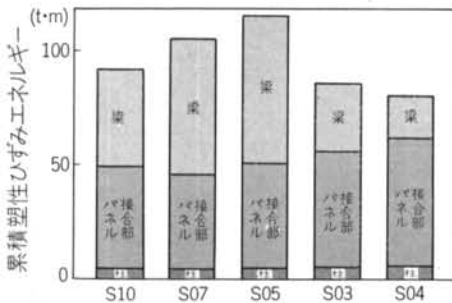


図-6 各試験体の累積塑性ひずみエネルギー

3.2 各構成部材の累積塑性ひずみエネルギー

部分架構が破壊に至るまでに吸収した累積塑性ひずみエネルギーは、架構を構成する柱、梁、角溶接部を含む接合部パネルのそれぞれが吸収したエネルギーの総和であるとし、これらの各構成部材のエネルギー負担分を求めた結果を図-6に示す。ここで破壊点とは、梁端部に作用するせん断力 P と梁端変位 δ の関係において、変形の増分に対する荷重の増分が負になった時点を指す。

各試験体とも柱はほぼ弾性領域にあり、部分架構の塑性変形の殆どが梁と角溶接部を含む接合部パネルによるものであることが分かる。梁の降伏が他の部材の降伏より先行する試験体 S10, S07, S05 の3体は、梁の変形寄与分が接合部パネルに比べて大きい。これは、最終破壊部位が梁フランジ溶接部であったことと対応している。一方、角溶接部の降伏が先行する試験体 S03 と S04 の2体は、接合部パネルの変形寄与分が梁に比べて大きい。つまり、角溶接部の溶込み比が小さくなると、角溶接部を含めた接合部パネルの変形寄与分が大きくなる。しかし、試験体 S03 は梁の変形寄与分が小さいにも関わらず梁フランジ溶接部で破断した。試験体 S04 も、梁フランジ溶接部の亀裂はかなり進展していた。これは、角溶接部に生じた亀裂が進展することにより、接合部パネル内の柱フランジの面外剛性が低下し、それにより梁ウェブ

から柱フランジに伝達されるべき曲げ応力が低下し、その分梁フランジに応力が集中したためと考えられる。

3.3 角溶接部のせん断ひずみ

図-7に、角溶接部を完全溶込み溶接とした試験体 S10 と溶込み比を 0.3 とした試験体 S03 について、+25 サイクルまでの梁のせん断力 P と角溶接部のせん断ひずみの関係を示す。図中の実線は、板パネ式の変位計 (D.G.) により得られた値を、点線はひずみゲージ (W.S.G.) により得られた値を示している。測定箇所は、接合部パネル内の角溶接部中央(部位①)と柱端部(部位③)である。

接合部パネル内の角溶接部中央のせん断ひずみは、角溶接部に亀裂が生じなかった試験体 S10 と S07 の場合は、変位計による値もひずみゲージによる値もほぼ弾性状態であるのに対して、角溶接部で破断した他の試験体は 2/100 rad 以上のせん断ひずみが生じている。また、亀裂

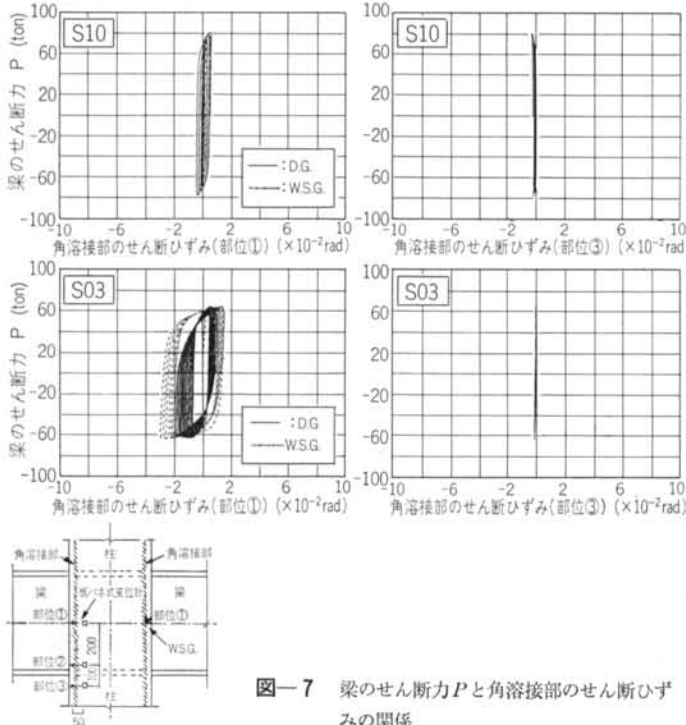


図-7 梁のせん断力 P と角溶接部のせん断ひずみの関係

の発生時期とせん断ひずみが急激に増加する時期は等しい。一方、柱端部の角溶接部のせん断ひずみは、全試験体とも弾性域内にある。

§ 4. 考 察

4.1 角溶接部の最大せん断耐力の評価

表一5に、既往の文献で報告されている実験結果の一

覧を、付録に示す式(1)～式(9)により算定した耐力計算値と併せて示す。また、図一8には角溶接部において破断が確認できている試験体を対象として、実験による最大耐力 eP_u を、式(3)により求めた角溶接部の最大耐力計算値 c_wP_u で除した値 eP_u/c_wP_u と溶込み比 a/c との関係を示す。ただし、角溶接部が破断する場合には、既往の実験結果および本実験結果から判断して、亀裂の発生以後も荷重の低下は見られない場合が多い。既往の文献で

試験体	溶込比 a	計 算 値								実験値 最大耐力 eP_u	参考 文献 番号
		降 伏 耐 力				最 大 耐 力					
		c_bP_p	c_cP_p	c_pP_y	c_wP_y	c_bP_u	c_cP_u	c_pP_u	c_wP_u		
F32 I	1.0	33.65	59.97	33.96	52.93	50.61	76.89	46.95	74.71	50.04	
F19 I	1.0	33.49	59.97	33.96	52.93	50.54	76.89	46.95	72.83	54.18	
A32 I	0.91	33.55	59.97	33.96	48.57	50.59	76.89	46.95	70.08	52.65	
A32 I'	0.94	44.53	59.97	33.96	50.16	68.21	76.89	46.95	71.76	61.82	
A32 II	0.76	33.52	59.97	33.96	41.04	50.57	76.89	46.95	62.08	51.78	
A32 IV	0.77	33.50	59.97	33.96	53.72	50.55	76.89	46.95	67.36	51.78	
A25 I	0.78	33.49	59.97	33.96	42.03	50.54	76.89	46.95	62.34	52.22	
A19 I ①	0.78	33.45	59.97	33.96	41.83	50.50	76.89	46.95	61.04	50.04	
A19 I ②	0.77	33.45	59.97	33.96	41.64	50.50	76.89	46.95	60.83	50.11	Ref. 1)
A19 III	0.73	33.41	59.97	33.96	50.91	50.46	76.89	46.95	63.33	46.04	
B32 I	0.76	33.52	59.97	33.96	40.84	50.57	76.89	46.95	61.87	51.64	
B32 III	0.52	33.45	59.97	33.96	37.36	50.50	76.89	46.95	54.90	51.93	
C19 I	0.41	34.63	60.90	34.49	26.51	51.34	79.65	48.88	42.75	47.78	
D32 I'	0.24	46.16	60.90	34.49	17.01	96.37	79.65	48.88	35.96	46.25	
D19 I	0.21	34.62	60.90	34.49	15.69	51.33	79.65	48.88	32.19	42.76	
D19 III	0.22	34.55	60.90	34.49	20.82	51.26	79.65	48.88	39.65	48.22	
D9 I	0.26	34.56	60.90	34.49	18.34	51.27	79.65	48.88	33.94	40.73	
D9 I'	0.27	46.04	60.90	34.49	18.56	69.25	79.65	48.88	34.16	38.04	
A-1	1.0	27.98	85.69	35.79	82.48	39.49	114.43	53.08	99.38	42.88	
A-2	0.64	27.92	85.69	35.79	55.80	39.44	114.43	53.08	75.47	41.18	
B-1	0.64	21.53	91.77	30.74	46.28	30.71	131.47	49.48	67.56	34.18	Ref. 2)
B-2	0.38	21.53	91.77	30.74	29.01	30.71	131.47	49.48	48.23	35.35	
C-1	0.64	54.74	98.40	40.73	61.85	83.86	140.98	65.54	88.34	75.65	
C-2	0.38	54.69	98.40	40.73	38.85	83.81	140.98	65.54	66.48	73.65	
A-1	0.22	31.67	57.66	27.15	12.11	46.78	80.99	41.75	27.08	38.22	
A-2	0.19	39.91	44.18	17.08	12.42	59.05	54.89	26.26	32.07	44.11	
A-3	0.39	22.73	57.66	27.70	20.17	31.67	80.99	42.59	35.71	36.11	
A-4	0.37	35.75	56.38	20.93	14.63	49.56	79.19	32.18	28.57	43.30	Ref. 3)
B-1	0.21	31.68	68.76	32.38	13.91	46.79	96.57	49.78	32.06	50.11	
B-2	0.21	58.91	52.68	19.80	15.44	80.46	65.45	30.45	39.01	60.22	
B-3	0.39	29.00	68.76	32.38	23.63	42.60	96.57	49.78	42.42	47.30	
B-4	0.37	36.86	67.23	24.55	17.18	55.35	94.43	37.75	34.04	51.68	
X-1	0.67	177.34	418.56	232.96	338.18	250.04	589.69	368.36	445.91	232.23	Ref. 6)
X-2	0.26	188.27	418.56	232.96	154.62	260.97	589.69	368.36	280.18	248.54	
X-3	0.18	174.67	260.58	142.08	83.59	247.37	365.54	225.24	167.06	152.92	

c_bP_p : 梁の全塑性耐力計算値 (式(4))
 c_cP_p : 柱の全塑性耐力計算値 (式(8))
 c_pP_y : 接合部パネルの降伏耐力計算値 (式(6))
 c_wP_y : 角溶接部の降伏耐力計算値 (式(1))
 c_wP_p : 角溶接部の全塑性耐力計算値 (式(2))

c_bP_u : 梁の最大耐力計算値 (式(5))
 c_cP_u : 柱の最大耐力 (式(9))
 c_pP_u : 接合部パネルの最大耐力計算値 (式(7))
 c_wP_u : 角溶接部の最大耐力計算値 (式(3))
 eP_u : 最大耐力実験値

表一5 既往の実験結果のまとめ

は、角溶接部に亀裂が発生したときの荷重は報告されていない場合が多いので、破壊に至るまでに経験した最大荷重を角溶接部の最大耐力実験値とした。また、図中の●印は式(3)中の $p\tau_u$ の代わりに溶着金属の引張試験結果を用いて求めた値である。なお、 ct は角溶接部がある方の柱の板厚を示しており、仮に角溶接部が柱フランジ側にある場合は $ct=ct_f$ となる。

式(3)による算定値は、既往の実験結果を部分的には良く評価できているが、全体的に安全側の評価となっている。しかし、本実験結果は若干危険側の評価となっている。この理由として、式(3)中の $p\tau_u$ は部分溶込み溶接継目を有するモデル試験体を用いた、せん断実験結果を統計的に整理して得られた実験式であるので、その誤差によるものと思われる。ちなみに、式(3)中の $p\tau_u$ の代わりに溶着金属の引張試験結果を用いて求めた値は、実験結果と良く一致している。

4.2 角溶接部の必要のど厚

図-9に、梁の全塑性耐力計算値(式(4))に対する角溶接部の降伏耐力計算値(式(1))の比 $c_w P_y / c_b P_p$ と溶込

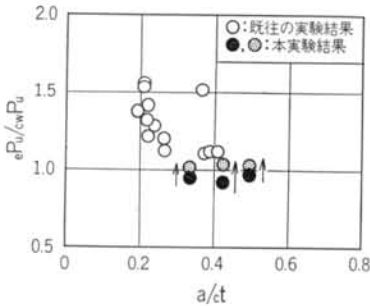


図-8 $aP_u/c_w P_u - a/ct$ 関係

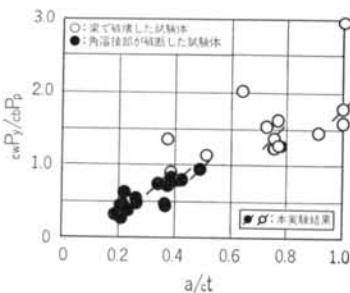


図-9 $c_w P_y / c_b P_p - a/ct$ 関係

み比 a/ct の関係を示す。図中の値は、表-5でまとめた既往の実験結果と本実験結果についてのものであり、○印は梁で破壊した試験体を、●印は角溶接部に破断が生じた試験体を示している。

図から、梁の降伏レベルの耐力に対する角溶接部の耐力比が1.0以上、すなわち $c_w P_y / c_b P_p \geq 1.0$ であれば最終的に梁で崩壊していることが分かる。一方、 $c_w P_y / c_b P_p < 1.0$ の場合は角溶接部に亀裂が生じている。また、梁崩壊形と角溶接部崩壊形の溶込み比 a/ct の境界は $a/ct \approx 0.5$ である。つまり、溶込み比が0.5より大きい場合は梁端部の降伏が先行し、かつ梁端部で破壊するといえる。

§5. 結論

溶接組立箱形断面柱の角溶接部を部分溶込み溶接とした十字形柱梁部分架構の力学的性状を調査する目的で、角溶接部の溶込み比に着目した逆対称荷重実験を行った。その結果を既往の実験結果と併せて、森田らが提案している角溶接部のせん断耐力評価手法により検討した結果、以下のことが明らかになった。

(1)本実験結果から、溶接組立箱形断面柱の溶込み比を0.5以下とした試験体は、接合部パネル内の角溶接部に亀裂が生じたが、亀裂の発生以後も急激な荷重の低下は見られなかった。一方、溶込み比を0.5よりも大きくした試験体は、梁フランジ溶接部で破断することにより最大耐力に達した。

(2)角溶接部のせん断耐力は、文献1)で提案されている算定式を基本として軸力の影響を考慮した算定式でおおむね評価できる。

(3)本実験結果および既往の実験結果から、角溶接部の溶込み比(のど厚を柱の板厚で除した値)が0.5より大きい場合は角溶接部に亀裂は発生せず、十分な耐力および変形能力を示した後に他部位で破壊に至る。

なお、二軸曲げを受ける場合の性状については、地震時の外力の方向および大きさ等も含めて、今後の検討を要する問題であると思われる。

謝辞 試験体の製作に当たり、住友金属工業㈱建設エンジニアリング事業本部建築鉄鋼部の熊本長太氏、片山鉄骨橋梁㈱の松藤正氏に、多大なるご協力を頂きました。ここに、深く感謝いたします。

<参考文献>

- 1) 森田耕次, 江波戸和正, 舟橋明之, 小南忠義, 里見孝之: "箱形断面柱のかど溶接を部分溶込み溶接とした柱はり接合部の力学的挙動に関する研究" 日本建築学会構造系論文報告集 第397号(1989年3月) pp. 48~60

- 2) 沖本弘, 梅国章: “部分溶込み溶接組立角形鋼管柱の弾塑性性状に関する研究” 竹中技術研究報告 第39号 (1988年5月) pp. 35~52
- 3) 井上末富, 山本登, 森田耕次: “部分溶込み溶接で組み立てられたボックス柱の耐荷力の研究 (その1), (その2)” 日本建築学会大会学術講演梗概集 (1989年10月) pp. 1253~1256
- 4) 森田耕次, 江波戸和正, 季在純, 渡辺仁, 植野良二, 安田博和: “箱形断面柱・はり接合部の内ダイアフラム補強に関する研究 (その1), (その2)” 日本建築学会大会学術講演梗概集 (昭和62年10月) pp. 889~892
- 5) 森田耕次, 江波戸和正, 渡辺仁: “箱形断面柱・はり接合部の内ダイアフラム補強に関する研究 (その3), (その4)” 日本建築学会大会学術講演梗概集 (昭和63年10月) pp. 975~978
- 6) 佐伯俊夫, 照沼弘, 山下達雄, 他: “かど溶接を部分溶込み溶接とした箱形断面柱に関する実験 (その1)~(その5)” 日本建築学会大会学術講演梗概集 (1989年10月) pp. 1243~1244
- 7) 佐伯俊夫, 泉満, 梅野岳, 浮沢隆, 他: “かど溶接を部分溶込み溶接とした箱形断面柱に関する実験 (その6)~(その9)” 日本建築学会大会学術講演梗概集 (1992年8月) pp. 1505~1512
- 8) 立山英二, 井上一郎, 杉本正三, 松村弘道: “通しダイアフラム形式で角形鋼管柱に接合されるH形断面はりの耐力と変形性能に関する研究” 日本建築学会構造系論文報告集 第389号 (1988年7月) pp. 109~121
- 9) 田淵基嗣, 坂本真一, 金谷弘, 藤原勝義, 上場輝康: “角形鋼管柱に接合されるH形断面はり端部の曲げ耐力の評価” 日本建築学会構造系論文報告集 第389号 (1988年7月) pp. 122~131
- 10) 田淵基嗣, 金谷弘: “水平荷重時における角形鋼管柱・H形はり接合部の耐力評価” 日本建築学会構造系論文報告集 第358号 (昭和60年12月) pp. 52~62
- 11) 名取暢, 浮沢誠, 寺田博昌, 明石重雄: “残留応力低減処理による角継手の疲労強度改善の研究” 横河橋梁技報 No. 15 (1986年1月) pp. 26~33
- 12) 神尾善二, 大久保剛: “部分溶込み溶接継手の縦方向疲労強度” 三井造船技報 第119号 (昭和58年7月) pp. 65~74

付録：接合部の耐力算定方法

以下に、角溶接部のせん断耐力、梁の曲げ耐力、接合部パネルのせん断耐力の算定方法を示す。なお、各耐力計算値は、梁端のせん断力に換算している。

(1) 角溶接部のせん断耐力

文献1)において、柱角溶接部のせん断耐力評価式が提案されている。以下に、その概要を示す。付図-1に、式中の試験体の各部の寸法を表わす記号を示す。なお、文献1)で提案されている耐力評価式には軸力の影響が考慮されていないので、本研究では式中の $p\tau_y$, $p\tau_u$, $c\sigma_y$ に $\sqrt{1-(N/N_y)^2}$ を乗じて、材料強度を低減させることによって軸力の影響を考慮している。

① 降伏耐力

- 取合い I, II の場合：

$$wP_y = 2a \cdot h_b \cdot p\tau_y / \{ \ell_b \cdot \ell_c' \cdot H_c \cdot B_c \cdot ct_f / (\ell_c \cdot I_c) - 1 \} \quad \dots\dots(1)$$

$$p\tau_y = (0.191/a + 1.117)(c\sigma_y + a\sigma_y) \cdot \sqrt{1-(N/N_y)^2} / (2\sqrt{3})$$

$c\sigma_y$: 柱フランジ材の降伏点

$a\sigma_y$: 溶接金属の降伏点

- 取合い III, IV の場合は、式(1)中の B_c を b_c' とする。

② 全塑性耐力

角溶接部が全塑性状態になったとき、接合部パネル内の柱ウェブは面内曲げ降伏し、またダイアフラムも面外曲げ降伏しているものと仮定することにより、以下の式が求められている。

$$wP_p = \ell_c (2a \cdot h_b \cdot h_c \cdot p\tau_y + 4wM_{ps} + 4aM_p) / (2\ell_b \cdot \ell_c' - h_c \cdot \ell_c) \quad \dots\dots(2)$$

wM_{ps} : 接合部パネル内の柱ウェブの全塑性モーメント

- $2h_c'/h_b \leq \pi/\sqrt{3}$ の場合：

$$wM_{ps} = h_b^2 \cdot ct_w \{ 1 - \cos(\sqrt{3} h_c'/h_b) \} \cdot c\sigma_y \sqrt{1-(N/N_y)^2} / 6 \quad (\text{取合い I, II})$$

$$wM_{ps} = h_b^2 \cdot ct_w \{ 1 - \cos(\sqrt{3} H_c/h_b) \} \cdot c\sigma_y \sqrt{1-(N/N_y)^2} / 6 \quad (\text{取合い III, IV})$$

- $2h_c'/h_b > \pi/\sqrt{3}$ の場合：

$$wM_{ps} = h_b \cdot h_c' \cdot ct_w \{ 1 - h_b(\pi/2 - 1) / (\sqrt{3} h_c') \} \cdot c\sigma_y \sqrt{1-(N/N_y)^2} / (2\sqrt{3}) / 6 \quad (\text{取合い I, II})$$

$$wM_{ps} = h_b \cdot H_c \cdot ct_w \{ 1 - h_b(\pi/2 - 1) / (\sqrt{3} H_c) \} \cdot c\sigma_y \sqrt{1-(N/N_y)^2} / (2\sqrt{3}) / 6 \quad (\text{取合い III, IV})$$

aM_p : ダイアフラムの面外曲げ抵抗で伝達できる曲

げモーメント

$$aM_p = b c' \cdot a t^2 \cdot a \sigma_y / 4$$

$a \sigma_y$: ダイアフラム材の降伏点

③最大耐力

$$wP_u = \ell c (2a \cdot h_b \cdot h_c \cdot p \tau_u + 4w M_{ps} + 4a M_p) / (2\ell b \cdot \ell c' - h_c \cdot \ell c) \quad \dots\dots(3)$$

$$p \tau_u = (0.158/a + 1.017)(c \sigma_u + a \sigma_u) \cdot \sqrt{1 - (N/N_y)^2} / (2\sqrt{3})$$

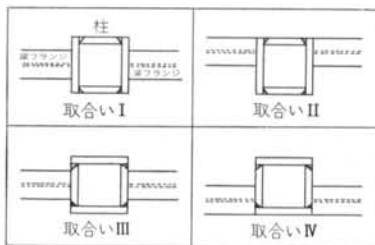
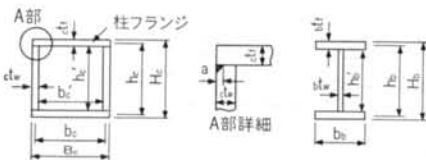
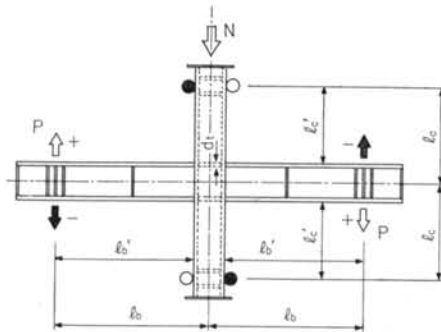
$c \sigma_u$: 柱フランジ材の引張強さ

$a \sigma_u$: 溶接金属の引張強さ

(2)梁端部の曲げ耐力

文献1), 8), 9)において, それぞれ梁端部の曲げ耐力評価式が提案されている. 本報では, 文献1)による評価式により, 本実験結果および既往の実験結果を検討した.

文献1)で提案されている耐力評価式は, 梁ウェブが取り付く接合部パネル内柱フランジに降伏線を仮定し, その仕事量が最小となるときの梁ウェブの曲げ抵抗領域を求め, この領域より求まる梁ウェブの全塑性耐力と, 梁フランジの全塑性耐力および引張耐力を足し合わせることで, それぞれ梁の全塑性耐力および最大耐力が求められている.



付図一 1 試験体各部の記号

①全塑性耐力

$$bP_p = \{b b' \cdot b t_f \cdot h_b \cdot b_f \sigma_y + t_w (x - S_r) \cdot (h_b' - x - S_r) b_w \sigma_y\} / l_b' \quad \dots\dots(4)$$

$b_f \sigma_y$: 梁フランジ材の降伏点

$b_w \sigma_y$: 梁ウェブ材の降伏点

$$x = \{-c_2 - \sqrt{c_2^2 - 4c_1 \cdot c_3}\} / (2c_1)$$

ただし, $t_s < x < d/2$

$$c_1 = -\{8(M_a + M_0) + t_w \cdot t_w \cdot b_w \sigma_y\} d$$

$$c_2 = 2\{2d(At_s + d)(M_a + M_0) - 2t_w^2 \cdot M_0 + d \cdot t_w \cdot b t_w \cdot b_w \sigma_y \cdot S_r\}$$

$$c_3 = -4d \cdot t_s (2t_s + d)(M_a + M_0) + 4t_w^2 (t_s + d) M_0 - d \cdot t_w \cdot b t_w \cdot b_w \sigma_y \cdot S_r^2$$

$$d = h_a, \quad t_s = (at + b t_f) / 2$$

ただし, $b t_f \geq at$ のとき,

$$d = h_a - (b t_f - at) / 2, \quad t_s = 0$$

$$M_a = \text{MIN}\{c t_f^2 \cdot c \sigma_y / 4, a^2 \cdot w \sigma_y / 4\}$$

ここで, $w \sigma_y = (c \sigma_y + a \sigma_y) / 2$

$$M_0 = c t_f^2 \cdot c \sigma_y / 4$$

②最大耐力

$$bP_u = \{b b' \cdot b t_f \cdot h_b \cdot b_f \sigma_u + t_w (x - S_r) \cdot (h_b' - x - S_r) b_w \sigma_y\} / l_b' \quad \dots\dots(5)$$

$b_f \sigma_u$: 梁フランジ材の引張強さ

(3)接合部パネルのせん断耐力

文献10)で示されている接合部パネルのせん断耐力評価式を以下に示す. この式は, 角溶接部が降伏する前に接合部パネルが降伏することが前提となっている.

①降伏耐力

$$pP_y = 8(1 - \lambda) \cdot h_b \cdot h_c \cdot c t_w \cdot c \sigma_y \cdot \sqrt{1 - (N/N_y)^2} / \{9\sqrt{3}(1 - \lambda - \mu)\} l_b' \quad \dots\dots(6)$$

$$\lambda = H_c / 2\ell_b, \quad \mu = h_b / 2\ell_c$$

②最大耐力

$$pP_u = (1 - \lambda) \cdot h_b \cdot h_c \cdot c t_w \cdot c \sigma_u \cdot \sqrt{1 - (N/N_y)^2} / \{\sqrt{3}(1 - \lambda - \mu)\} / l_b' \quad \dots\dots(7)$$

(4)柱の曲げ耐力

文献1)~3), 6)および本実験で対象とされている試験体は, 柱の曲げ耐力が梁および接合部パネルに比べて大きく, 終局時においてもほぼ弾性領域に留まっている. したがって, 厳密な耐力の算定式は必要ないものと考えられる. 本報では, 目安値として梁理論に基づいて算定している.

①全塑性耐力

$$cP_p = Z_{cp} \cdot c \sigma_y \cdot \sqrt{1 - (N/N_y)^2} \cdot \{\ell_c / (\ell_b \cdot \ell c')\} \quad \dots\dots(8)$$

②最大耐力

$$cP_u = Z_{cp} \cdot c \sigma_u \cdot \sqrt{1 - (N/N_y)^2} \cdot \{\ell_c / (\ell_b \cdot \ell c')\} \quad \dots\dots(9)$$

Z_{cp} : 柱の塑性断面係数