

技術ノート

段差を有する柱・梁仕口部の耐力実験

Experiment on Strength of Column to Beam Connection
with Different Depth Beams梅澤 宣雄*
Nobuo UMEZAWA高橋 泰文**
Yasufumi TAKAHASHI万木 宏**
Hiroshi MANKI

The experimental studies on the column-beam panel zones of steel structure frames have been carried out numerously so far, and the results have been utilized for the actual design. However, on the column-beam panel zones with different depth beams, the example of the experiment is few, and it is the present state that the method of design has not yet been established.

In this paper, the results of the examination are to be reported, in which the test specimens were made by changing the panel form of the column-beam joints with different depth beams, and the experiment and the elastoplastic analysis by the finite element method was carried out.

Keywords : column-beam joints, yield load, strength test, elastoplastic analysis

1. まえがき

段差を有する柱梁仕口部に関して、梁貫通形式の場合図-1に示す方法が一般的に採用されている。この方法は構造的には最も信頼性が高いが、部材数や溶接量が多く製作コストも高くなる。そこで、段差仕口部に図-2に示す形式が採用できれば、部材数、溶接量とも減少することができ、製作コストも低減できる。

これまでの柱梁パネルゾーンの研究は、左右同じ梁を

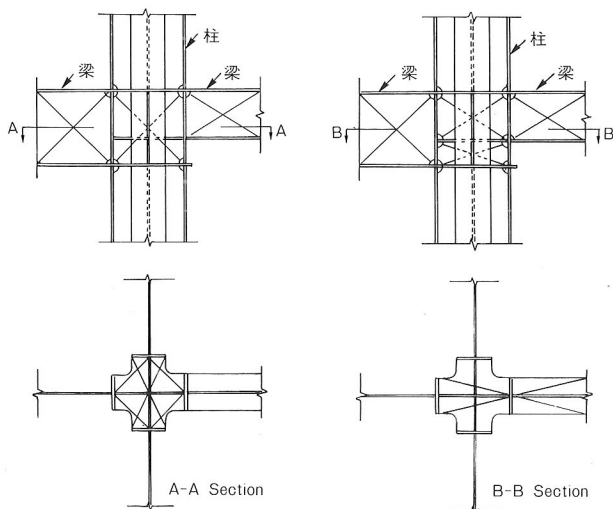


図-1 一般のダイアフラム

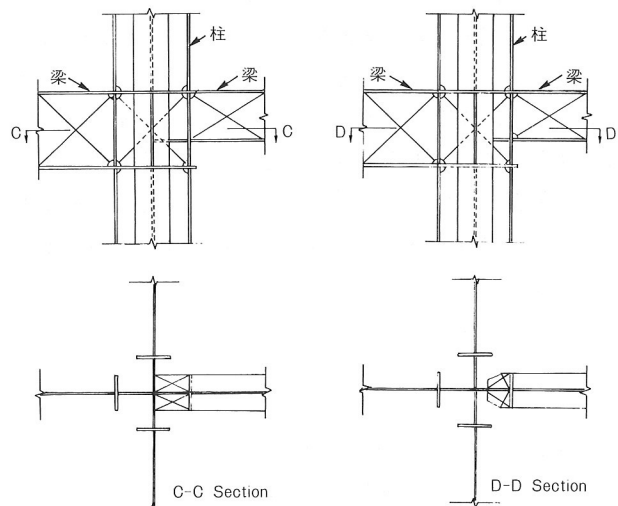


図-2 改良ダイアフラム(案)

用いた十字型あるいはT字型の2次元モデルを対象としたものが多く、現実の構造に多い左右の梁に段差を設けるものについては少ない。そこで、本研究では左右の梁成の異なる柱梁パネルゾーンの力学的挙動を把握するために、水平スチフナの形状および溶接方法、パネル板厚、梁または柱貫通形式等の条件を変えた試験体を製作し、繰り返し載荷実験を実施するとともに、有限要素法による弾塑性解析を行った。以下、その結果について報告する。

2. 試験体

試験体を図-3に示す。実大の約1/2の大きさを想定し、柱BH-350×150×9×12、梁1 BH-350×150×9×12、梁2 BH-250×150×9×12、パネル板厚($t=12, 19, 22$ mm)とパネル内のスチフナ形状を変えた表-2の9種類の試験体とした。各試験体のパネルの形状を図-4に示す。図中でパネル板厚 $t=12$ は、梁より先にパネルが降伏するタイプ(弱パネル型)、 $t=19, 22$ は、梁が先に降伏するタイプ(強パネル型)である。各試験体の使用鋼材はSS41、スカラップは $r=30$ とした。鋼材の機械的性質を表-1に示す。

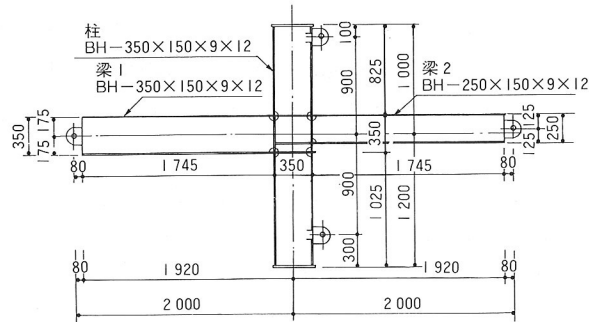


図-3 試験体

表-1 鋼材の機械的性質

	σ_y (t/cm^2)	σ_{max} (t/cm^2)	伸び (%)	E (t/cm^2)	ν
RL-9*	2.78	4.19	30.8	1963.8	0.288
RL-12*	3.09	4.23	26.9	1936.7	0.286
RL-9	3.28	4.60	27.0	2150.9	0.298
RL-12	3.03	4.40	29.7	2159.1	0.286
RL-19	2.83	4.36	30.0	2156.7	0.283
RL-22	2.47	4.10	30.8	2137.2	0.280

*印はTYPE-1~5を示す。

3. 荷重方法と測定方法

荷重方法は、図-5に示すように、水平方向に対してピン支持とした柱に200t圧縮試験機にて軸力を一定に保ち、試験体の梁両端には、上下ピンを介した油圧ジャッキを用いて逆対称荷重を加えた。柱軸力は柱断面から算出し $N=0.2N_y$ (N_y :柱の降伏軸力)とした。また梁の荷重は、梁1に梁2の全塑性モーメントの比から荷重比が1:0.634になるように荷重した。測定は、柱軸力を圧

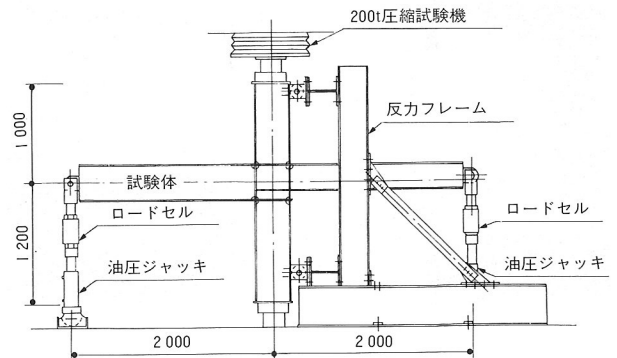


図-5 荷重装置

表-2 試験体分類

	パネル板厚(mm)	補強方法	スチフナと柱フランジの溶接	柱梁接合
TYPE-1	RL-12(弱パネル)	1 スチフナ	完全溶け込み	梁貫通形式
TYPE-2	RL-12(弱パネル)	無補強	—	梁貫通形式
TYPE-3	RL-12(弱パネル)	1/2 スチフナ	完全溶け込み	梁貫通形式
TYPE-4	RL-12(弱パネル)	1/2 スチフナ	部分溶け込み	梁貫通形式
TYPE-5	RL-12(弱パネル)	1/2 スチフナ	部分溶け込み	梁貫通形式
TYPE-A1	RL-22(強パネル)	無補強	—	梁貫通形式
TYPE-A2	RL-19(強パネル)	1/2 スチフナ	部分溶け込み	梁貫通形式
TYPE-A3	RL-12(弱パネル)	1/2 スチフナと直交ハネル	部分溶け込み	梁貫通形式
TYPE-B1	RL-12(弱パネル)	1/2 スチフナ	部分溶け込み	柱貫通形式

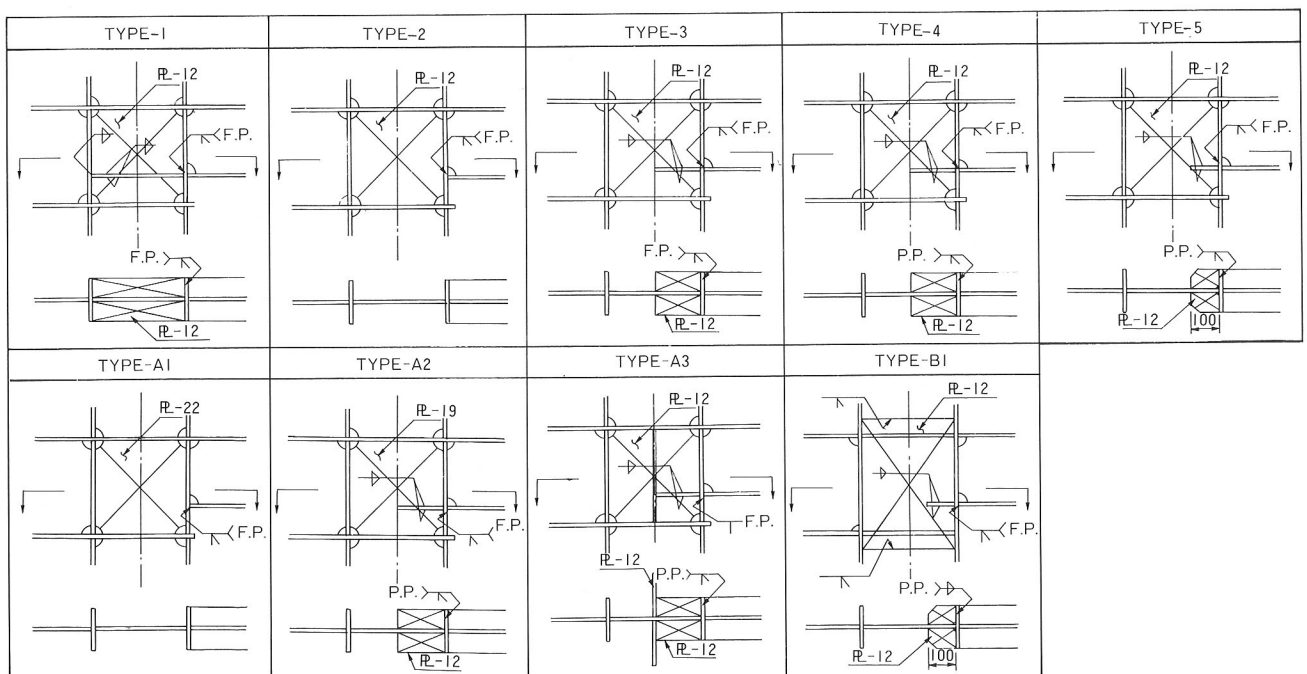


図-4 試験体パネル形状

縮試験機の検力器、梁の荷重をロードセル、変形をダイヤルゲージ、ひずみをひずみゲージにて行った。

4. 実験結果

載荷後のパネルゾーンの変形状況を写真-1に示す。図-6に示すせん断変形角の計算式より求めた、荷重-せん断変形角曲線($P-\gamma$)を図-7に示す。

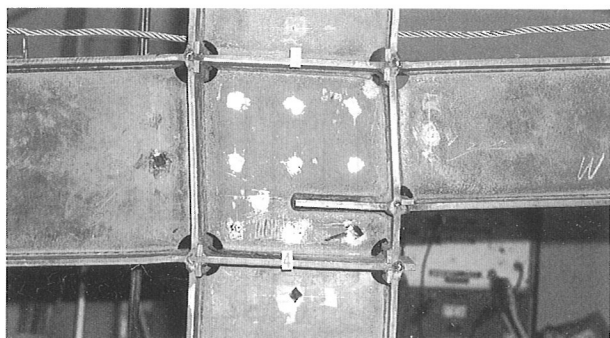


写真-1 変形状況(TYPE-4)

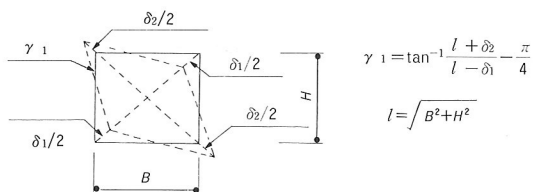


図-6 せん断変形角

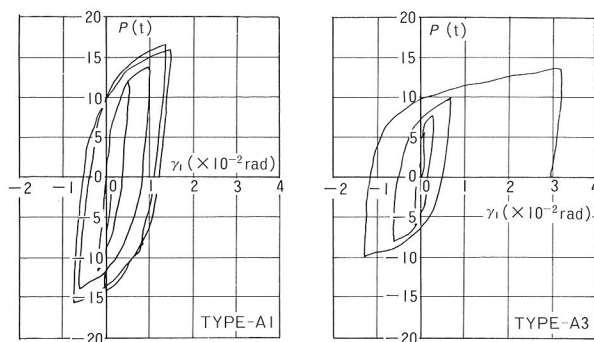


図-7 $P-\gamma$ 曲線(TYPE-A1, A3)

5. 考察

梁の変形について、梁を片持ち梁とみなすことにより、変位測定点でのたわみは次式で表される。

$$\delta = -\frac{P}{6EI} (l_1^3 - 3l_1^2 l_2 + 2l_1^3)$$

上式より、 P_{mp} (梁全塑性モーメント時荷重) 時の両梁の載荷点位置でのたわみを計算すると、梁1で $\delta_{B1} = 0.603$ (cm)、梁2で $\delta_{B2} = 0.826$ (cm)となる。この値と実験による梁の挙動を照らし合わせると、弱パネル型については、梁1側で8.5t (梁2については $\times 0.634$) 付近まで弾

性域であり、計画どおりパネルゾーンの降伏が先行し、強パネル型においてもほぼ設計どおり梁が先に降伏する挙動を示していることがわかった。

パネルゾーンの初期剛性(弾性域)と初期降伏荷重を表-3に示す。表中、添え字1は梁1側、添え字2は梁2側のパネルのせん断変形角より求めた初期剛性と初期降伏荷重である。TYPE-1~5では、 K_1 は全体的に大差はないが、 K_2 はTYPE-1が最も大きく、以下 $3 > 4 > 5 > 2$ の順となっている。これはスチフナの枠組み効果の現れと思われる。次に、TYPE-A1~B1では、 K_1 は弱パネル型より強パネル型の方がかなり大きく、 K_2 も同様に K_1 ほどではないが強パネル型の方が大きくなっている。また、 K_2 については、同じ弱パネル型でもパネルに直交するスチフナを設けたTYPE-A3がスチフナの枠組み効果のためTYPE-B1よりも大きくなっている。初期降伏荷重については、TYPE-1~5では全体的に P_{y1} 、 P_{y2} の差がなく、TYPE-A1~B1では強パネル型は P_{y2} が P_{y1} より大きく、弱パネル型はその差がないことがわかった。つまり弾性域においてはスチフナは枠組み効果によりパネルの剛性を高める効果はあるが、その剛性の増分は P_y に影響するほどは大きくないと言える。

表-3 パネルゾーンの初期剛性と初期降伏荷重

	初期剛性		初期降伏荷重	
	K_1 ($\times 10^3$ t/rad)	K_2 ($\times 10^3$ t/rad)	P_{y1} (t)	P_{y2} (t)
TYPE-1	6.69	5.98	6.3	6.3
TYPE-2	5.98	4.73	6.1	6.1
TYPE-3	6.57	5.20	6.3	6.3
TYPE-4	6.70	5.11	5.9	6.1
TYPE-5	6.47	5.09	5.9	5.9
TYPE-A1	7.04	5.30	7.1	8.1
TYPE-A2	6.95	5.35	7.9	8.4
TYPE-A3	6.11	5.00	6.4	6.5
TYPE-B1	6.06	4.74	5.6	5.6

実験値のスケルトンカーブから読み取った降伏荷重よりパネル中央の曲げモーメント M_{pa} を算出し、これをパネル体積 V_{pa} で除した値を τ_{pa} とし、 $\tau_y (= \sigma_y / \sqrt{3})$ で無次元化した値とパネル板厚 t_p の関係を図-8に示す。これより、パネルを含めた全体形が降伏した時にパネルが負担する応力の割合は $\mathbb{R}-22$ では1.0程度であるが $\mathbb{R}-19$ 、 $\mathbb{R}-12$ ではそれ以上となっており、特にTYPE-A3では1.4となり枠組み効果があることがわかる。

図-9に $\gamma K_1 / K_1 - t_p$ 関係を示す。ここで γK_1 は $P-\gamma$ 曲線の降伏荷重時の剛性を示す。グラフは、梁またはパネルの降伏時におけるパネルの $P-\gamma$ 曲線の勾配の低下率とパネル板厚の関係を示しており、板厚の小さいもののほどその勾配は低下することがわかる。

以上の考察をまとめると下記のようなになる。

- ① 弱パネル型(TYPE-1～5)でスチフナの枠組み効果は弾性域よりむしろパネル降伏後の2次勾配への影響が大きいと考えられる。
- ② 強パネル型(TYPE-A1, A2)でも弱パネル型と同様に、スチフナの枠組み効果は、弾性域については影響が小さいことがわかった。
- ③ 直交方向にもパネルゾーンがある場合(TYPE-A3)には、弾性域において枠組み効果が現れることがわかった。

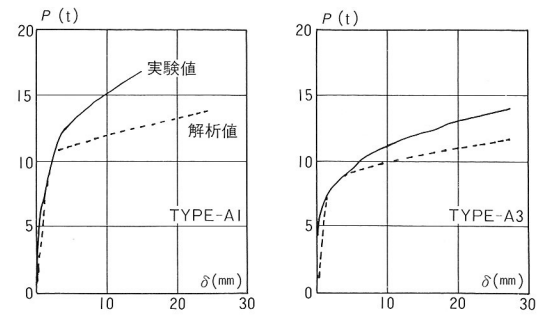
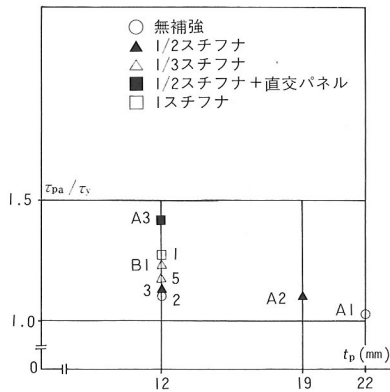
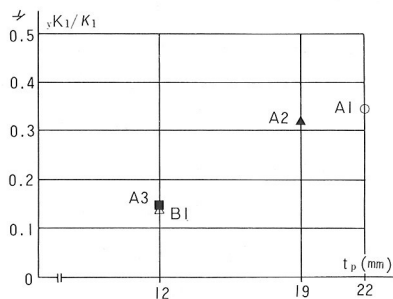


図-11 P-δ曲線

図-8 $\tau_{pa}/\tau_y - t_p$ の関係図-9 $yK_1/K_1 - t_p$ の関係

6. 解析と解析結果

解析には、棒要素を組み入れた有限要素法による弾塑性解析プログラム²⁾を用いた。解析モデルへの荷重条件を図-10に示す。また、試験体は図-12に示すように三角形・棒要素にて分割した。

パネルゾーンの対角の変位を δ とし、梁1側の荷重 P との関係を P - δ 曲線として図-11に示す。また、解析結果から得られた試験体の降伏要素の広がりを図-12に示す。

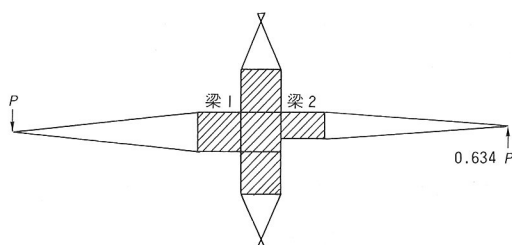


図-10 荷重条件

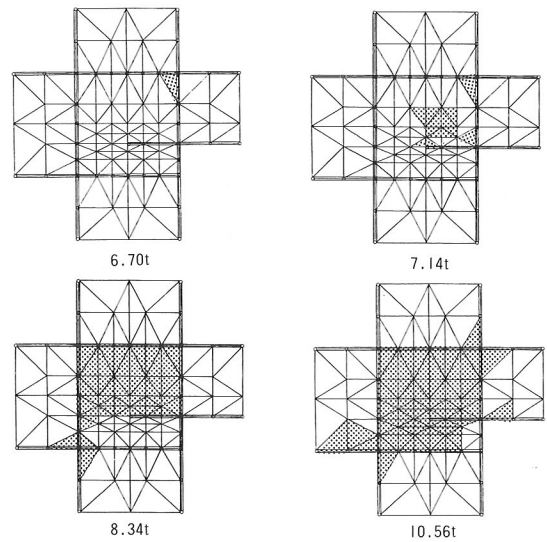


図-12 降伏要素(TYPE-3)

7. 実験値と解析値の比較

解析による降伏要素の広がりを実験によるパネル部分の応力状態を比較してみると、両者ともパネル中央から梁2側にかけて降伏が始まった。TYPE-3と5については、スチフナの先端付近が早期に降伏したが、これは梁2からスチフナに伝わった軸力がその部分に集中するためと考えられる。

解析結果の P - δ 曲線と実験値のスケルトンカーブから読み取ったパネルゾーンの降伏荷重を表-4に示すが解析値と実験値はよく一致していた。TYPE-A1とA2の解析結果を比較すると、降伏までの剛性はA1の方が大きいですが、降伏耐力はA2の方が大きくなることがわかった。

図-13に示す段差を有するパネルゾーンの計算式として次式が示されている³⁾。

表-4 降伏荷重

	解析値(t)	実験値(t)
TYPE-1	9.3	9.4
TYPE-2	8.7	8.2
TYPE-3	8.9	8.5
TYPE-5	8.9	8.8
TYPE-A1	11.3	11.2
TYPE-A2	11.9	11.9
TYPE-A3	9.2	10.3
TYPE-B1	9.0	9.0

$$Q_a = \frac{{}_B M_1}{h_{b1}} + \frac{{}_B M_2}{h_{b2}}, \quad \tau_{w1} = \frac{Q_a}{h_c \cdot t_w}$$

$$Q_b = \frac{{}_B M_2}{h_{b2}}, \quad \tau_{w2} = \frac{Q_b}{h_c \cdot t_w}$$

ここで, t_w : パネル板厚

上式を変形して許容曲げモーメント M_{y1} , M_{y2} を算出すると次式になる。

$$M_{y1} = \frac{h_{b1} + h_{b2}}{0.634 \cdot h_{b1} + h_{b2}} \cdot f_s \cdot h_c \cdot t_w$$

$$M_{y2} = f_s \cdot h_c \cdot t_w \cdot h_{b2}$$

$$f_s: \text{許容せん断応力} = \frac{F}{1.5 \sqrt{3}}$$

ここで, ${}_B M_2 = 0.634 {}_B M_1$ とし, 許容曲げモーメント M_{y1} , M_{y2} を算出し, これを梁のせん断力に直した結果を表-5 に示す。この値は, 実験の降伏荷重よりやや低い値となっており, これはスチフナの枠組み効果をまったく無視しているためと考えられる。

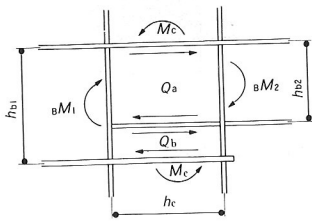


図-13 段差を有するパネルゾーン

表-5 せん断力

	R_{y1} (t)	R_{y2} (t)
TYPE-1~5	7.05	9.44
TYPE-A1	9.22	12.22
TYPE-A2	9.13	12.11
TYPE-A3	6.08	8.13
TYPE-B1	6.08	8.13

次に, 枠組み効果を考慮して接合部の許容応力を計算する。ここで考えるモデルを図-14 に示す。実験と解析の結果より TYPE-1 は図-15 に示す崩壊機構(1), TYPE-2~5, A1, A2, B1 は(2), TYPE-A3 は(3)に示す通りの崩壊機構を形成することがわかっている。

このときのスチフナの全塑性モーメント ${}_s M_p$ のする仕事にパネルの降伏せん断力を加えると次式が得られる。

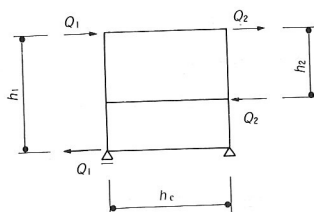


図-14 枠組みモデル

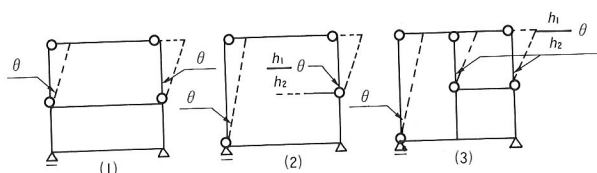


図-15 崩壊機構

$$\text{崩壊機構(1)} \quad Q_1 + Q_2 = \frac{4 \cdot {}_s M_{p1}}{h_2} + h_c \cdot t_w \cdot \tau_w$$

$$\text{崩壊機構(2)} \quad Q_1 + Q_2 = \frac{2 \cdot {}_s M_{p1} (h_1 + h_2)}{h_1 + h_2} + h_c \cdot t_w \cdot \tau_w$$

$$\text{崩壊機構(3)} \quad Q_1 + Q_2 = \frac{2 \cdot ({}_s M_{p1} \cdot (h_1 + h_2) + h_1 \cdot {}_s M_{p2})}{h_1 + h_2} + h_c \cdot t_w \cdot \tau_y$$

上式によって本試験体の許容応力度を用いて計算した梁 1 側のせん断力 P_1 を表-6 に示す。この結果から弱パネル, 強パネルともに枠組みの効果はあまり期待できないことがわかった。

表-6 せん断力

	P_1 (t)
TYPE-1	7.32
TYPE-2~5	7.29
TYPE-A1	10.57
TYPE-A2	10.49
TYPE-A3	7.50
TYPE-B1	7.19

8. あとがき

段差を有する柱梁仕口部の耐力について載荷実験を実施し, パネルゾーンの力学的挙動を調べるとともに有限要素法による弾塑性解析との比較を行った。その結果, パネルゾーンの降伏荷重は, スチフナ形状(横方向)や溶接方法による大差はなく, 直交方向にもパネルゾーンがある場合は, 弾性域における枠組み効果が現れることがわかった。つまり, 十字柱の段差を有する柱梁仕口部の補強方法として, 図-2 に示したような三角リブまたは柱中央部までのスチフナを用いることで, 十分な効果があると考えられる。

今回の実験に当たり, ご指導, ご協力いただいた岐阜高専・土井康生助教授, および実験の実施・データ整理においてご協力いただいた服部覚志氏はじめ土井研究室の方々に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 梅澤宣雄・万木 宏・土井康生・福知保長: 段差を有する柱梁仕口部の耐力実験(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。
- 2) 青木正美: 棒要素を組み入れた有限要素法による補強付き有孔梁への弾塑性解析, 1985年。
- 3) 構造家懇談会: 梁成の異なる場合のパネルゾーン, Structure, No.24, 1987年。
- 4) 梅澤宣雄・高橋泰文・万木 宏・土井康生: 段差を有する柱梁仕口部の耐力実験(その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1990年10月。
- 5) 日本建築学会: 鋼構造設計規準, 技報堂, 1973年。