

(昭和46年11月 日本造船学会秋季講演会において講演)

目違いのある隅肉溶接構造物の強度 (その1)

正員 藤 田 讓* 正員 萩 原 孝 一**
 正員 藤 野 宏*** 正員 橋 本 博 之****

The Strength of Fillet Welded Structures with mis-aligned Members

by Yuzuru Fujita, *Member* Koichi Hagiwara, *Member*
 Hiroshi Fujino, *Member* Hiroyuki Hashimoto, *Member*

Summary

It is well known that there could be many, more or less, mis-aligned members in ship structures. In order to evaluate ship strength, it is necessary to know the behavior and its strength of such mis-aligned structures.

In this report, as the first step of such investigation, mis-aligned I section joints are subjected to tensile load and their static tensile strength as well as fatigue strength are studied, concluding that these mis-aligned joints may be adequately strengthened by increasing the leg length of fillet weld.

However, more systematic and detailed experiments are needed to refine to design and the construction of ships by taking into account of the effect of mis-aligned members.

本研究は、鋼船工作法研究委員会第一分科会関東地区小委員会の自発研究の一部として実施されたものであり、当時の委員は下記のとおりであった。

高野 健 (三井千葉) 西川 和夫 (鋼管清水) 築 毅 (IHI 東二) 三浦富士雄 (鋼管鶴見)
 南崎 邦夫 (IHI 横浜) 栗田 剛利 (三菱横浜) 瀬戸 武治 (住重浦賀) 相馬 宏二 (函館)

また、試験片は、三井千葉造船所および日本鋼管鶴見造船所で製作された。

1 ま え が き

船体構造では、棚板構造等に見られる様に板を介して骨部材が突合わせに付けられることがある。隔壁防撓材が水平げた板を介して付けられる時等がこの例である。この様な継手においては組立工作時に両者が完全に一致せず目違いを生じ易い。その為に、継手部分に面外曲げが加わり隅肉溶接部に過大な応力が生じ強度が低下するおそれがある。本実験では、この様な隅肉溶接部に目違いのある場合の静的引張強度および疲労強度を求め、目違いによる隅肉溶接継手の強度への影響を調査した。船体構造に関しては、すでに多くの研究がなされているが、この継手部の目違いに関する研究はまだほとんどなされていない様である。本研究の目的は、目違いのある構造物の破断強度を明確に捕え、且つ目違いのある構造物の補強法について検討することにある。なお、簡単な梁理論による解析と有限要素法による平面計算を行ない実験値と比較検討した。

2.1 静的強度に関する実験

2.1 静的実験の内容

2.1.1 試験片の形状

目違いを有する構造物の最も基本的なものとして図1に示す様なI型溶接構造を採用

* 東京大学
 ** 三菱重工
 *** 石川島播磨重工
 **** 東京大学大学院

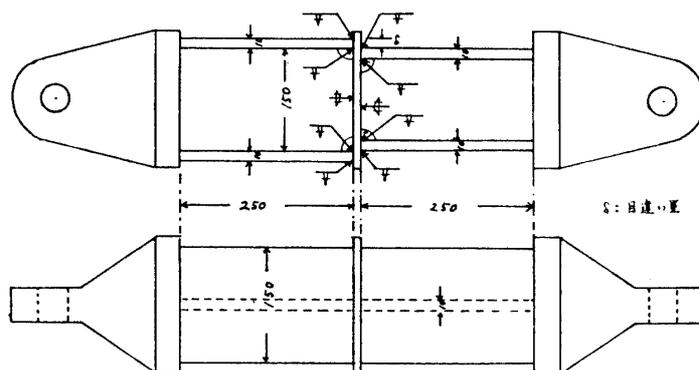


図1 両ウェーブ付試験片の形状

表 1 試験片番号及び形状

種類	試験片番号	目違い量 (MM)	隔壁板の厚 (MM)	脚長 (MM)
両ウェブ付	S 1	0	6	4
	S 2	5	6	4
	S 3	10	6	4
	S 4	15	6	4
	S 5	5	15	4
	S 6	10	15	4
	S 7	15	15	4
片ウェブ付	S 8	0	6	4
	S 9	5	6	4
	S10	10	6	4
	S11	15	6	4
両ウェブなし	S12	0	6	6
	S13	0	6	4
	S14	5	6	6
	S15	5	6	4
	S16	10	6	6
	S17	10	6	4
	S18	15	6	6
	S19	15	6	4
	S20	5	15	4
	S21	10	15	4
S22	15	15	4	
ウェブ目違い	S23	0	6	4
	S24	3	6	4
	S25	6	6	4
	S26	9	6	4

用した。試験片番号および形状を表1に示す。

2.1.2 実験方法

目違い量をフランジの板厚の 0, 1, 1.5 倍に変え、同時に隔壁板の板厚と隅肉溶接部の脚長も変え隔壁板を介してフランジに目違いを持たせたもの3種（ウェブなし、片ウェブ付、両ウェブ付）と、ウェブに目違いを持たせたもの1種の4種、計26個の試験片について、アムスラー型引張試験機を用いて引張荷重をかけ破断した。その時、試験片の伸びおよび歪を測定した。歪の測定位置は隅肉溶接部、フランジの上面および側面、ウェブの隔壁板上との接合部付近等である。

2.2 実験結果

2.2.1 破断荷重と強度低下率

各種試験片における破断荷重および強度低下率を表

2～表5に示す。各種試験片の強度低下率の1例を図2にグラフとして示す。

2.2.2 破断の状況

4種類の試験片の各々の破断箇所を図3に示す。この破断箇所については後で有限要素法による計算と比較し

表 2 両ウェブ付試験片の荷重及び強度低下率

試験片番号	隔壁板の板厚	目違い量	脚長	破断荷重 (ton)	強度低下率
S 1	6	0	4	124.0	1.0
S 2	6	5	4	112.3	0.906
S 3	6	10	4	94.8	0.765
S 4	6	15	4	84.6	0.682
S 5	15	5	4	120.0	
S 6	15	10	4	114.5	
S 7	15	15	4	109.8	

表 3 片ウェブ付試験片の破断荷重及び強度低下率

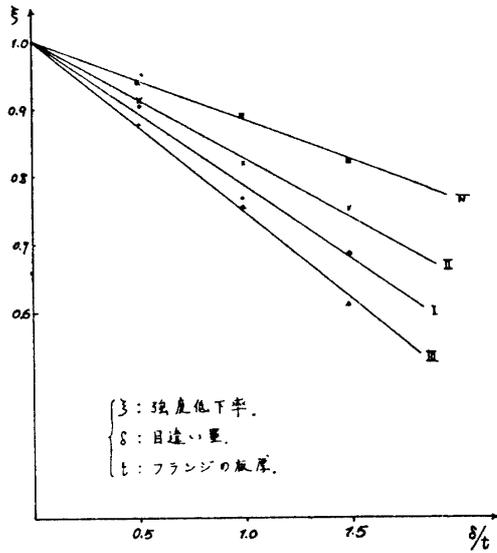
試験片番号	隔壁板の板厚	目違い量	脚長	破断荷重 (ton)	強度低下率
S 8	6	0	4	92.0	1.0
S 9	6	5	4	84.0	0.913
S10	6	10	4	75.0	0.815
S11	6	15	4	69.5	0.755

表 4 両ウェブなし試験片の破断荷重及び強度低下率

試験片番号	隔壁板の板厚	目違い量	脚長	破断荷重 (ton)	強度低下率
S12	6	0	6	114.0	1.0
S14	6	5	6	104.0	0.913
S16	6	10	6	90.5	0.794
S18	6	15	6	82.0	0.720
S13	6	0	4	88.5	1.0
S15	6	5	4	77.5	0.876
S17	6	10	4	67.1	0.759
S19	6	15	4	54.0	0.610
S20	15	5	4	93.5	
S21	15	10	4	86.0	
S22	15	15	4	66.8	

表 5 ウェブ目違い試験片の破断荷重及び強度低下率

試験片番号	隔壁板の板厚	目違い量	脚長	破断荷重 (ton)	強度低下率
S 23	6	0	4	152.0	1.0
S 24	6	3	4	142.8	0.940
S 25	6	6	4	135.4	0.888
S 26	6	9	4	125.0	0.822



I: 両ウェブ付 II: 片ウェブ付
 III: 両ウェブなし IV: ウェブ目違い
 (但し, 隔壁板の板厚 t_{web} , 脚長 t_{flange})
 図 2 各種試験片の強度低下率

ている。

2.3 理論解析

I型梁を解析するにあたり計算を簡単にする為に、この梁を単位幅を有する平面構造物に置換して梁理論により解析し、併せて有限要素法により破断部近傍の隅肉溶接附近の応力分布を平面応力問題として解析し、実験値と比較検討した。

2.3.1 梁理論による解析

以下においては試験片の破断について次の様な仮定を設けて計算する。すなわち実験より破断点を決め、その点において目違いの為に生じる曲げモーメントによる応力と、引張りによる応力の和が材料の破断応力(今の場合は 45 kg/mm^2) に達した時破断するものと仮定する。すなわち

$$\sigma_B = \frac{P_B}{S} + \frac{M}{I} \eta$$

ここで

- σ_B : 材料の破断応力
- P_B : 破断荷重
- S : 破断するとした隅肉溶接部の喉厚断面積
- I : フランジの断面二次モーメント
- η : フランジの中立軸よりの距離

以下、各々の試験について述べる。

(i) 両ウェブなし

まず最も簡単な両ウェブなしについて述べる。この計算モデルは図4の如きラーメン構造と考える。実験および計算より破断点はB点もしくはC点となるので、対称性より今はB点として破断荷重を求めてみる。図4において

- P : 引張荷重の 1/2
- δ : 目違い量
- l_0 : フランジの長さ
- l_1 : 隔壁板の長さ
- I_0 : フランジの断面二次モーメント
- I_1 : 隔壁板の断面二次モーメント である。

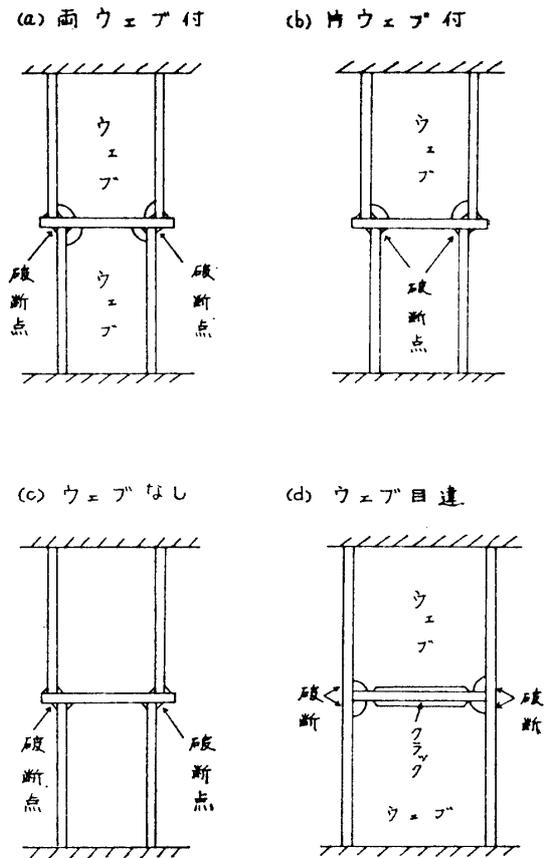


図 3 試験片の破断箇所

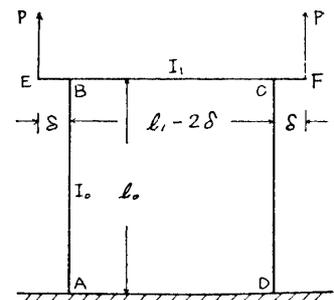


図 4 両ウェブなしの計算モデル

B点について撓角法を用いるとB点まわりのモーメントは

$$M_{BA} = 2E \frac{I_0}{l_0} \cdot 2\theta_B \quad (1)$$

$$M_{BC} = 2E \frac{I_1}{l_1 - 2\delta} \cdot \theta_B \quad (2)$$

ゆえに B点の節点方程式は

$$M_{BA} + M_{BC} = P\delta \quad (3)$$

(1), (2)を(3)に代入して θ_B を求めると

$$\theta_B = \frac{P\delta}{2E \left(\frac{2I_0}{l_0} + \frac{I_1}{l_1 - 2\delta} \right)}$$

これを(1)に代入して

$$M_{BA} = \frac{2I_0(l_1 - 2\delta)P\delta}{2I_0(l_1 - 2\delta) + I_1l_0}$$

ゆえに 曲げモーメントによる点Bの応力 σ_B は

$$\sigma_B = \frac{M_{BA}}{I_0} \eta = \frac{2(l_1 - 2\delta)\delta\eta}{2I_0(l_1 - 2\delta) + I_1l_0} \cdot P = \mu P$$

ただし

$$\mu = \frac{2(l_1 - 2\delta)\delta\eta}{2I_0(l_1 - 2\delta) + I_1l_0}$$

ゆえに

$$\frac{P_B}{S} + \mu P_B = 45$$

が破断の条件となる。

$$\therefore P_B = \frac{45}{\frac{1}{S} + \mu}$$

この P_B が求める破断荷重となる。次に、脚長 4 mm の場合を例にとり計算結果を示すと、隔壁板の板厚が 6 mm の時は表 6 となり、15 mm の時は表 7 となる。また、隔壁板の板厚が 6 mm の時を例にとり、脚長 h を 4 mm から 5 mm まで変えた時の破断荷重の計算値を表 8 に示す。これをグラフにしたものが図 5 である。

(ii) 両ウェブ付

計算モデルとして図 6 の様に、フランジとウェブをバネでおきかえたものを考える。フランジ、ウェブのバネ

表 6 隔壁板の板厚が 6 mm, 脚長 4 mm の場合の破断荷重と強度低下率

$\frac{\delta}{a}$	破断荷重	強度低下率
0	87.5	1.0
0.5	70.0	0.80
1.0	58.5	0.67
1.5	50.5	0.58

表 7 隔壁板の板厚が 15 mm, 脚長 4 mm の場合の破断荷重と強度低下率

$\frac{\delta}{a}$	破断荷重	強度低下率
0	87.5	1.0
0.5	81.3	0.93
1.0	76.6	0.88
1.5	73.0	0.83

a : フランジの板厚

表 8 隔壁板の板厚が 6 mm の時の破断荷重の脚長による変化

破断荷重 (ton)	試験片	脚長					
		4.0 (mm)	4.2	4.4	4.6	4.8	5.0
	S13	87.5	91.0	95.3	99.5	104.0	108.2
	S15	70.0	73.1	76.0	78.9	81.8	84.8
	S17	58.5	60.7	62.7	64.6	66.6	68.6
	S19	50.5	51.5	53.1	54.4	55.8	57.1

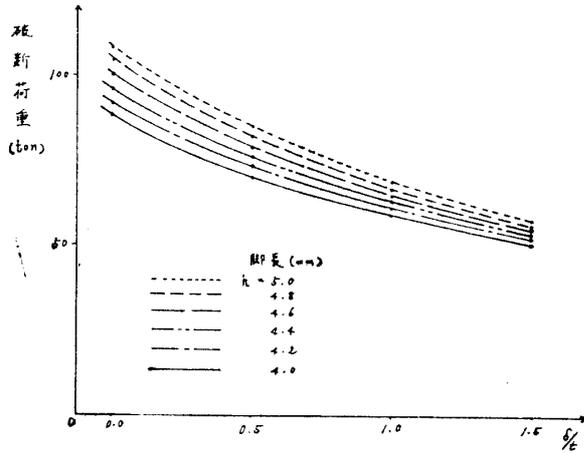


図5 脚長に対する δ/t と破断荷重との関係 (両ウェブなし, 隔壁板の板厚 6 mm)

に変形し上のウェブについては中央部に, 又, 下のウェブについては逆に端部に応力集中が表われる。しかし, 隔壁板の剛性が0に近づくときウェブの応力分布は再び平坦に近づく。今, A, B点における応力を σ_a , C点における応力を σ_b とし隔壁板の板厚が 6 mm の時は剛性が小さいので応力は等分布と仮定し, 15 mm の時には剛性の効きを考慮して, $\sigma_a/\sigma_b=k$ ($0 < k < 1$) と考え, 放物線状の応力分布と仮定する。

(a) 隔壁板の板厚が 6 mm の時

図7の様な計算モデルを考える。ここで, γ はウェブの荷重分担率である。又, 実験結果および有限要素法による計算結果より破断点は B となるので, 撓角法によつて節点 B における節点方程式をたて M_{BA} を求める。ウェブの応力分布としては, 下のウェブでは実験結果から $\sigma_y=28 \text{ kg/mm}^2$ に達していると考え, 上のウェブでは前記の理由より等分布と考え, ウェブの受け持つ荷重を Pr とすれば, 以下の式から各点のモーメントは容易に計算される。

$$\begin{cases} M_{BA} = 4E \frac{l_1}{I_1} \theta_B \\ M_{BC} = 2E \frac{l}{I} \cdot \theta_B + C_{BC} \\ M_{BE} = -\frac{1-\gamma}{2} P\delta - \frac{1}{2} \frac{Pr\delta^2}{l+2\delta} \\ M_{BA} + M_{BC} + M_{BE} = 0 \end{cases}$$

荷重分担率 γ は, 破断点 B の軸力と曲げによる応力が材料の破断応力に 45 kg/mm^2 になる条件より決定される。表9に δ と γ の関係を示す。これより γ と δ/t (t : フランジの板厚) との関係を図8に示す。この関係を

δ	γ
0	0.338
5	0.486
10	0.622
15	0.756

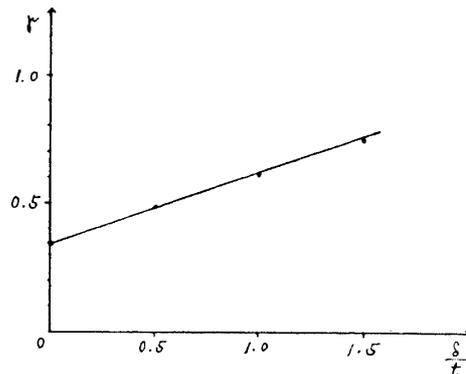


図8 両ウェブ付隔壁板 6 mm

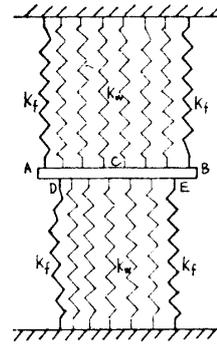


図6 両ウェブ付の計算モデル

定数 K_f, K_w は, 断面積比の大きさを持たせる。隔壁板が剛体の時は, 上下のウェブには一様な引張応力が発生する。ところが隔壁板は弾性板である為, 下に凸

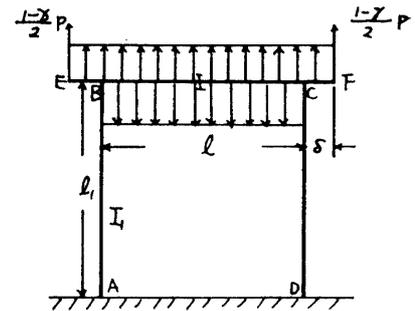


図7 両ウェブ付計算モデル ($t=6$)

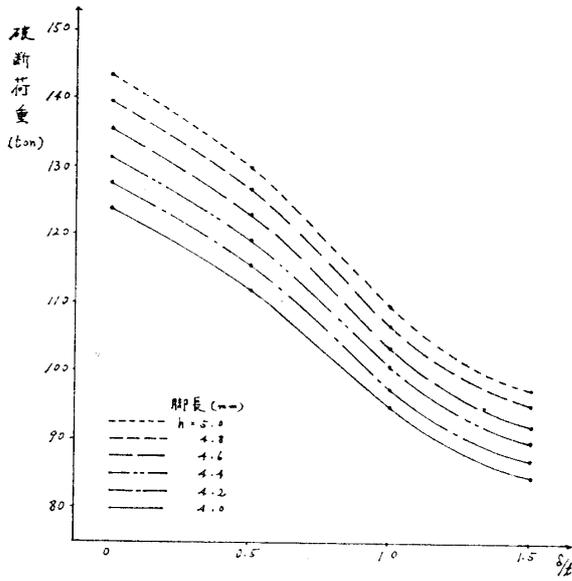


図9 脚長に対する δ/t と破断荷重との関係 (両ウェブ付, 隔壁板の板厚 6 mm)

6 kg/mm² で, 両端は降伏している為, $\sigma_y = 28 \text{ kg/mm}^2$ とした。上のウェブについては, 中央は σ_y とし, $\sigma_a/\sigma_0 = k$ は実験データより $k = 0.8$ と仮定した。また, 実験結果からウェブにかかる荷重を $y = Ax^2 + B$ なる放物状の分布荷重とし, 破断点 B について撓角法を用いると

$$\begin{cases} M_{BA} = 4E \frac{I_1}{l_1} \theta_B \\ M_{BC} = 2E \frac{I}{l-2\delta} \theta_B + C_{BC} \\ M_{BE} = -\frac{1-r}{2} P\delta - \int_{l-\delta}^l 10(Ax^2+B)\{x-(l-\delta)\} dx \\ M_{BA} + M_{BC} + M_{BE} = 0 \end{cases}$$

以下, (a) と同様に, 先ず破断点 B の軸力と曲げによる応力が材料の破断応力 45 kg/mm² になる条件より k と δ の関係を導き, 次に $k = 0.8$ より δ/t と r の関係を求め, 最後に脚長を変化させた時の δ/t と破断荷重との関係を求める。これを図 11 に示す。

(iii) 片ウェブ付

図 12 の様な計算モデルを使い, 4.1.2 の (b) と同様に計算する。結果を図示すると図 13 となる。

(iv) ウェブ目違い

図 14 の様な計算モデルを考える。破断はまずウェブと隔壁との間の溶接部にクラックが入り, その後フラン

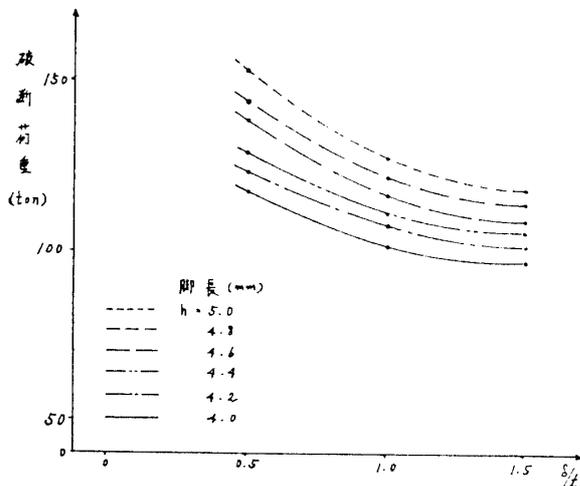


図11 脚長に対する δ/t と破断荷重との関係 (両ウェブ付, 隔壁板の板厚 15 mm)

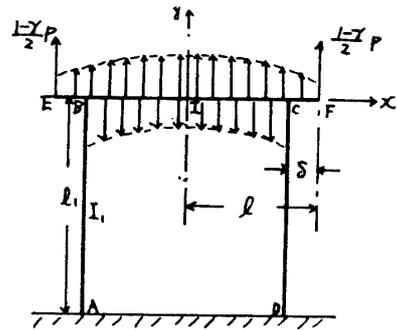


図10 両ウェブ付計算モデル ($t=15$)

用いて脚長 h を変化させた時の P と δ/t との関係を求めて図示したものが図 9 である。

(b) 隔壁板の板厚が 15 mm の時

図 10 のような計算モデルを考える。各々の記号は (a) にならう。上のウェブの荷重分担率を r とする。実験データより, 下のウェブの中央における応力は

6 kg/mm² で, 両端は降伏している為, $\sigma_y = 28 \text{ kg/mm}^2$ とした。上のウェブについては, 中央は σ_y とし, $\sigma_a/\sigma_0 = k$ は実験データより $k = 0.8$ と仮定した。また, 実験結果からウェブにかかる荷重を $y = Ax^2 + B$ なる放物状の分布荷重とし, 破断点 B について撓角法を用いると

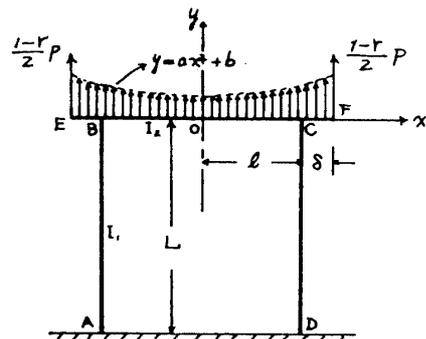


図12 片ウェブ付計算モデル

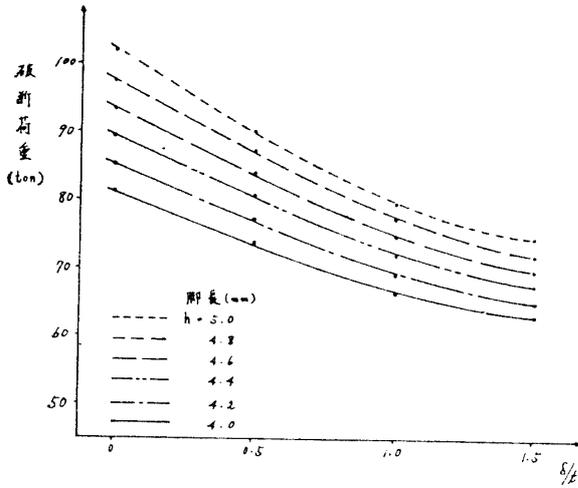


図 13 脚長に対する δ/t と破断荷重との関係 (片ウェブ付, 隔壁板の板厚 6 mm)

$$\begin{cases} M_{AB} + M_{AD} + M_{AC} = 0 \\ M_{AB} = 4E \frac{I_1}{l_1} \theta_A \\ M_{AC} = 3E \frac{I_3}{l + \delta} \theta_A + H_{AC} \\ M_{AD} = 3E \frac{I_2}{l} \theta_A \end{cases}$$

以下, 4.1.1 と同様の計算を行つた結果を図 15 に示す。

(v) 梁理論による強度低下率

以上, 4.1.1~4.1.4 の計算結果より, 脚長が 4 mm の場合を例にとり, 各種試験片の強度低下率を表 10 にまとめて示す。

2.3.2 有限要素法による平面計算

この計算の目的はフランジの目違いにおいて, 目違い量, 補強盛りの脚長, ウェブの有無が隅肉溶接部における応力集中に及ぼす影響を調査する事である。計算は両ウェブ付, 両ウェブなしの 2 種類について平面問題として行なつた。メッシュの数は脚長 4 mm, 8 mm, 12 mm の隅肉に対し各々 8 ケ, 32 ケ, 72 ケである。図 16 に両ウェブなしの図を示す。補強盛りの脚長 a , 目

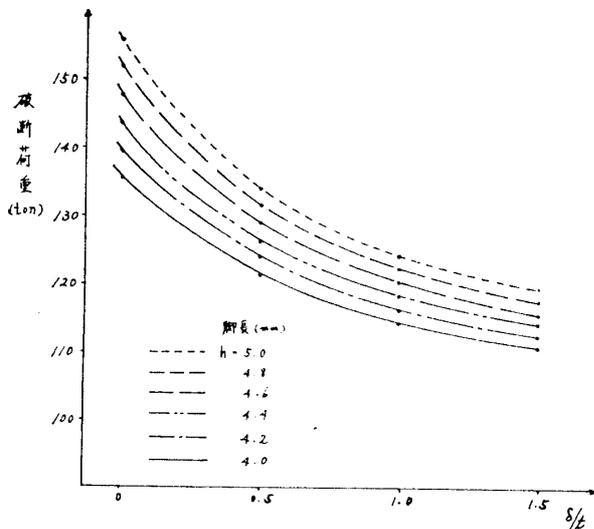


図 15 脚長に対する δ/t と破断荷重との関係 (ウェブ目違い, 隔壁板の板厚 6 mm)

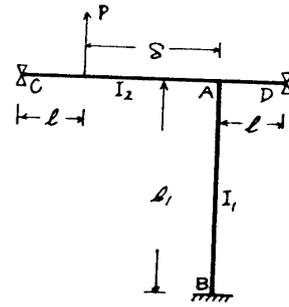


図 14 ウェブ目違いの計算モデル

ジが破断した時の荷重を破断荷重としているので, 図 14 の計算モデルの破断荷重とフランジ自身の破断荷重の和がこの試験片の破断荷重と定めることができる。図 14 の計算においては, 破断点 A 点に着目して破断荷重を定める。

表 10 各種試験片の強度低下率 (梁理論)

δ/t	種類	強度低下率			
		両ウェブ付 (6 mm)	片ウェブ付 (6 mm)	両ウェブなし (6 mm)	ウェブ目違い (6 mm)
0.0		1.0	1.0	1.0	1.0
0.5		0.91	0.91	0.80	0.93
1.0		0.77	0.82	0.67	0.88
1.5		0.69	0.77	0.58	0.83

() 内は隔壁板の板厚

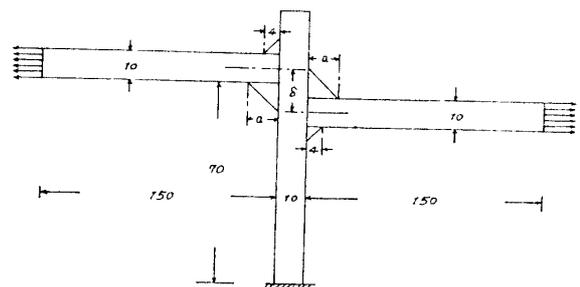


図 16 有限要素法の計算モデル

表 11 有限要素法による計算例

番号	a	δ
	mm	mm
1-0	4	0
1-1	4	5
1-2	4	10
1-3	4	15
2-0	8	0
2-1	8	5
2-2	8	10
2-3	8	15
3-0	12	0
3-1	12	5
3-2	12	10
3-3	12	15

a : 補強盛りの脚長
 δ : 目違い量

表 12 最大応力を示す個所とその値 (kg/mm²)

番号	個所	応力	番号	個所	応力値
		$\times 10^2$			$\times 10^2$
A-1-0	A	1.87	B-1-0	A	2.31
A-1-1	A	2.35	B-1-1	A	2.79
A-1-2	A	2.65	B-1-2	A	3.04
A-1-3	A	2.69	B-1-3	A	3.09
A-2-0	B	1.96	B-2-0	B	2.39
A-2-1	A	2.10	B-2-1	A	2.40
A-2-2	A	2.41	B-2-2	A	2.72
A-2-3	A	2.55	B-2-3	A	2.86
A-3-0	B	2.00	B-3-0	B	2.49
A-3-1	A	2.06	B-3-1	A	2.21
A-3-2	A	2.50	B-3-2	A	2.55
A-3-3	A	2.71	B-3-3	A	2.75

違い量 δ を変え各々表 11 に示す 12 の場合を計算した。4 個所の隅肉溶接部で最大の応力 (σ_x) を示すメッシュから破断が起るものとするれば、実験の破断個所と比較できる。先ず、最大の応力を示すメッシュとその値を表 12, 図 17 に示す。ここでは一様変位 1 mm を与えた時の値である。以後、両ウェブ付の番号には B, 両ウェブなしには A をつけて示す。今、応力値が材料の破断応力に達した時の荷重が破断荷重であると仮定して、目違い量による強度低下率を計算してみると表 13 の様になる。ここでは補強盛りの効果を見る為に A-1-0, B-1-0 を各々の基準にとつた。これを図示すると図 18 となる。次に、喉厚部分の平均応力より、役度低下率を計算してみると、表 14 の様になる。(但し、脚長が 4 mm のものについてのみ行なつた。) その他ウェブの応力分布についてもチェックしてみた

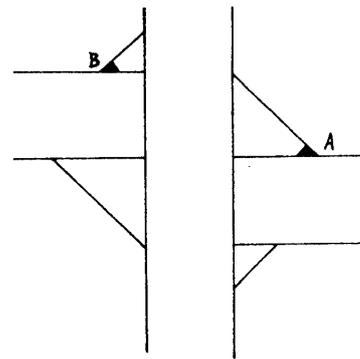


図 17 破断個所

表 13 強度低下率 ξ

種類	ξ	種類	ξ
A-1-0	1.0	B-1-0	1.0
A-1-1	0.775	B-1-1	0.805
A-1-2	0.640	B-1-2	0.709
A-1-3	0.568	B-1-3	0.673
A-2-0	1.170	B-2-0	1.188
A-2-1	0.862	B-2-1	0.937
A-2-2	0.708	B-2-2	0.799
A-2-3	0.625	B-2-3	0.733
A-3-0	1.232	B-3-0	1.312
A-3-1	0.918	B-3-1	1.033
A-3-2	0.721	B-3-2	0.865
A-3-3	0.636	B-3-3	0.775

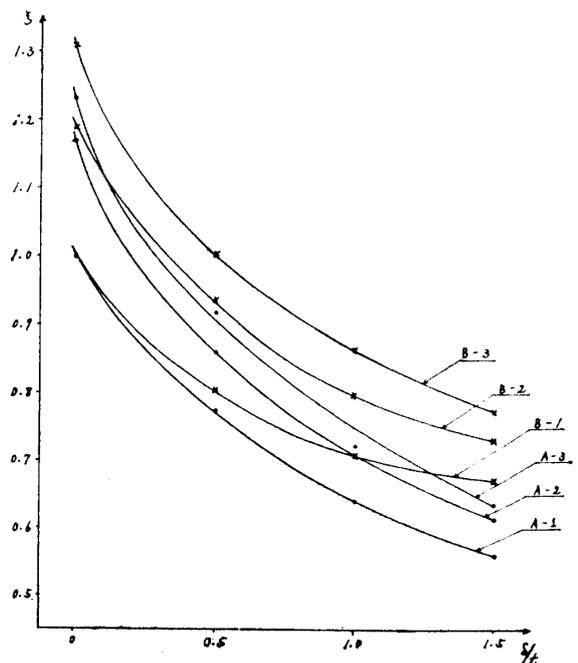


図 18 目違い量による強度低下率と補強盛りの効果

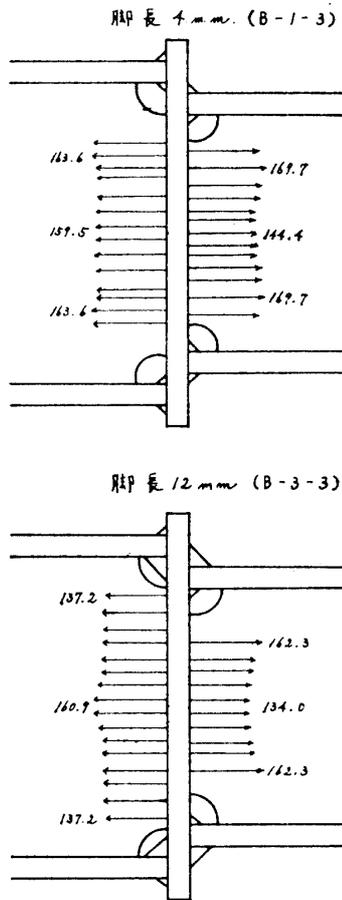


図 19 ウェブの応力分布

表 14 平均応力による強度低下率

種類	ξ	種類	ξ
A-1-0	1.0	B-1-0	1.0
A-1-1	0.805	B-1-1	0.811
A-1-2	0.683	B-1-2	0.715
A-1-3	0.615	B-1-3	0.689

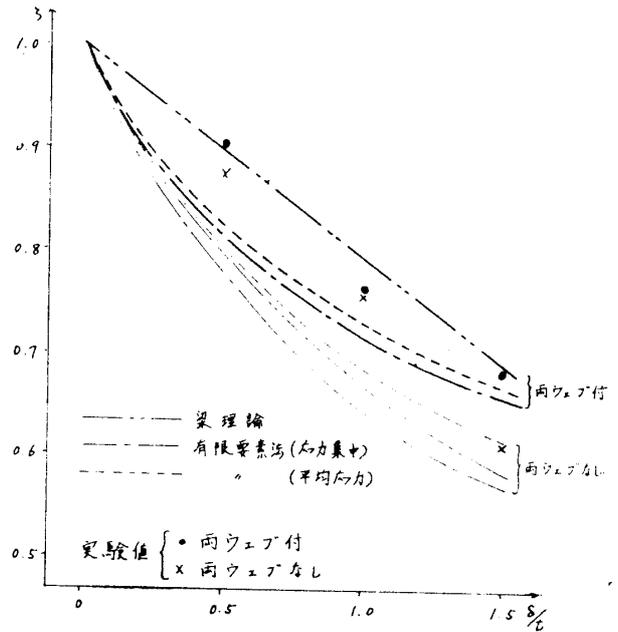


図 20 実験値と理論値の比較

が、脚長が 4 mm の場合は、ほとんど等分布となっており、脚長が 12 mm の場合は $k=0.853$ 位の放物線状を示している。これを図に示す。最後に、強度低下率について、実験値と理論値を比較して図 20 に示す。

2.4 考察

有限要素法における計算は、隔壁板の板厚が 10 mm であるにもかかわらず、梁理論の隔壁板の板厚が 6 mm のものとはほぼ一致しているのは、有限要素法においては応力集中が考慮されているためと思われる。しかし、定性的には比較的両者の計算結果はよく一致を示している。梁理論の計算値と実験値とは当然の事ながらよく一致している。破断個所については、実験による図 3 と、有限要素法による図 17、表 12 を比較すればよく一致している事がわかる。ウェブの応力分布については、図 19 より、ほぼ放物線状になっている事が確かめられる。図 2 からわかる通り、目違い量に対する強度低下率はウェブ目違い、片ウェブ付、両ウェブ付、両ウェブなしの順にはなはだしくなる。例えば隔壁板の板厚 6 mm、脚長 4 mm の場合に、目違い量がフランジ板厚の 1.5 倍の時は以上 4 種類の試験片では各々 17%、25%、32%、36% 強度が落ちている。補強盛りにより強度の低下を防ぐには有限要素法の計算(片側だけの補強盛り)によると、ウェブなしの場合、目違いがフランジ板厚の約 20% あれば脚長を倍にしなければならない。しかし、両方とも隅肉の増脚長を行なっている梁理論の場合には、更に

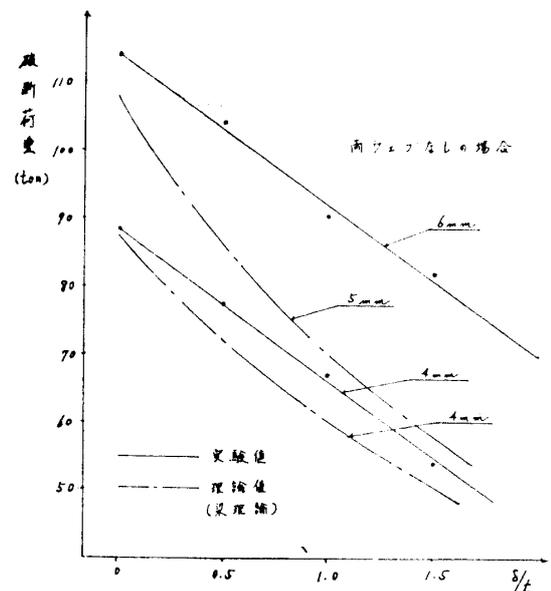


図 21 脚長の影響

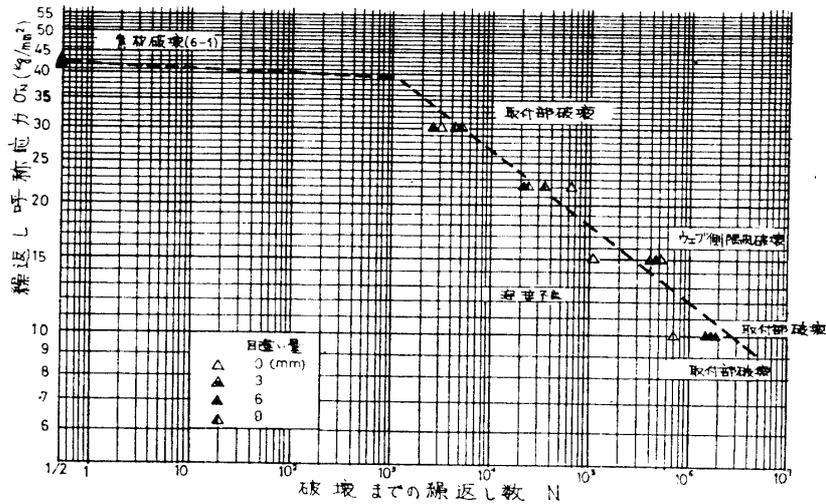
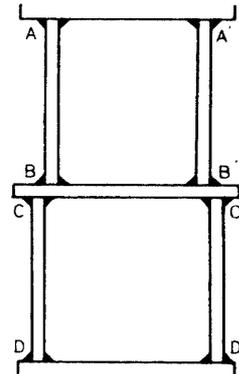


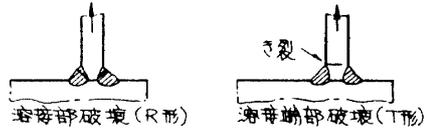
図 24 ウェブつき SN 線図

表 15 ウェブなし破断状況

試験片	破断能力 または 繰返し能力 kg/mm ²	繰返し速度 cpm	破壊までの繰返し数 N	破壊箇所					備考									
				A	A'	B	B'	C		C'	D	D'	E					
0-1	$\sigma_B = 39.9$					*	*											
0-2	$\sigma_y (29.9)$	20~30	3.01×10^3			*	*											
0-3	$\frac{1}{2}\sigma_y (22.4)$		15.31×10^3			*	*											
0-4	$\frac{1}{2}\sigma_y (14.9)$		11.3×10^4			*	*				*							取付部破壊
0-5	$\frac{1}{2}\sigma_y (10.0)$	2500	106.4×10^4			*	*				*							
3-1	$\sigma_B = 38.3$					*	*											
3-2	σ_y	20~30	1.28×10^3			*	*											
3-3	$\frac{1}{2}\sigma_y$		5.73×10^3			*	*											
3-4	$\frac{1}{2}\sigma_y$		8.24×10^4			*	*				*							
3-5	$\frac{1}{2}\sigma_y$	2500	269.6×10^4			*	*				*							
6-1	$\sigma_B = 34.6$					*	*											
6-2	σ_y	20~30	447			*	*											
6-3	$\frac{1}{2}\sigma_y$		2.35×10^3			*	*											
6-4	$\frac{1}{2}\sigma_y$		2.49×10^4			*	*				*							
6-5	$\frac{1}{2}\sigma_y$	2500	19×10^4			*	*				*							
9-1	$\sigma_B = 29.7$					*	*											
9-2	σ_y	20~30	6			*	*											
9-3	$\frac{1}{2}\sigma_y$		1.36×10^3			*	*											
9-4	$\frac{1}{2}\sigma_y$		1.24×10^4			*	*				*							
9-5	$\frac{1}{2}\sigma_y$	2500	8.5×10^4			*	*				*							



(註) * --- R形
⊗ --- T形



- (1) ウェブなしの試験片では目違いの影響が大きい。
- (2) 片ウェブ付の試験片では目違いの影響が少なく、実験点のパラッキの範囲内である。
- (3) 亀裂はほとんどルート部より発生し、溶着金属内を通っている。トウクラックが出たのは、ウェブなし、低荷重の場合に3例見られたのみである。

3.3 有限要素法による解析

目違いの存在による応力集中の程度を知るため図 25 に示すようなモデル化を行なつて、有限要素法による計算を行なつた。計算は肌すき大を $t/40$ と $t/10$ の2通り、目違い4種について行つた。

3.4 考 察

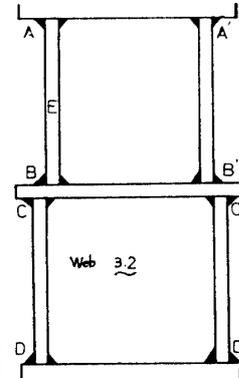
3.4.1 実験値と有限要素法の計算値の比較

隅肉ルートの応力集中部の応力が目違いの存在によつてどのように変化するかを有限要素法の計算結果から調べると表 17 のようになる。

また実験結果の S-N 線図より一定繰返し数における時間強度の比

表 16 ウェブ付き破断状況

試験#	破断応力 または繰返し応力	繰返し速度 CPm	破断時の繰返し数 N	破壊箇所					備考				
	Kg/mm ²			A	A'	B	B'	C		C'	D	D'	E
0-1	$\sigma_b = 41.1$					*	*						
0-2	$\sigma_y = 29.9$	20-30	3.27×10^3			*	*						
0-3	$\frac{3}{4}\sigma_y = 22.4$		65.97×10^3			*	*						
0-4	$\frac{1}{2}\sigma_y = 14.9$	2500	11.9×10^4										溶接不良
0-5	$\frac{1}{8}\sigma_y = 10.0$		75.9×10^4	*	*								取付け部破壊
3-1	$\sigma_b = 41.8$					*	*						
3-2	σ_y	20-30	5.26×10^3			*	*						
3-3	$\frac{3}{4}\sigma_y$		3648×10^3			*	*						
3-4	$\frac{1}{2}\sigma_y$	2500	41.9×10^4										
3-5	$\frac{1}{8}\sigma_y$		167.3×10^4	*	*								取付け部破壊
6-1	$\sigma_b = 41.7$					*	*			*			素材破壊
6-2	σ_y	20-30	2.78×10^3			*	*						
6-3	$\frac{3}{4}\sigma_y$		25.33×10^3			*	*						
6-4	$\frac{1}{2}\sigma_y$	2500	50.9×10^4										
6-5	$\frac{1}{8}\sigma_y$		166.5×10^4			*	*						
9-1	$\sigma_b = 43.1$					*	*						
9-2	σ_y	20-30	44×10^3	*	*	*	*						取付け部破壊
9-3	$\frac{3}{4}\sigma_y$		23×10^3			*	*						
9-4	$\frac{1}{2}\sigma_y$		53×10^3			*	*	*					ウェブ割れ肉破壊
9-5	$\frac{1}{8}\sigma_y$	2500	144.4×10^4			*	*						



(註)

X --- R形
 ⊗ --- T形
 {ウェブ付きについては
 T形なし

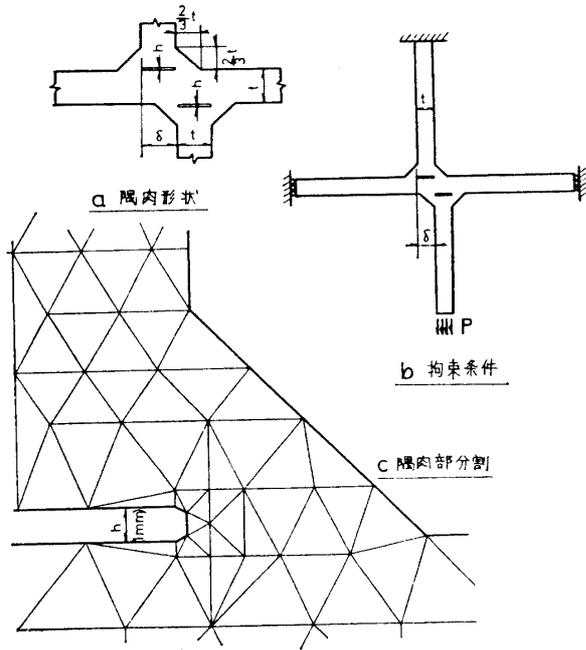


図 25 モデル化

表 17 隅肉ルートの応力集中

		$\delta = 0$	$\frac{1}{2}t$	t	$\frac{3}{2}t$
A点	最大主応力	45.1	50.5	57.6	57.1
	$\delta = 0$ に対する比率	1.00	1.12	1.28	1.29
B点	最大主応力	51.9	62.8	72.3	70.3
	$\delta = 0$ に対する比率	1.00	1.21	1.39	1.35

注) 下図

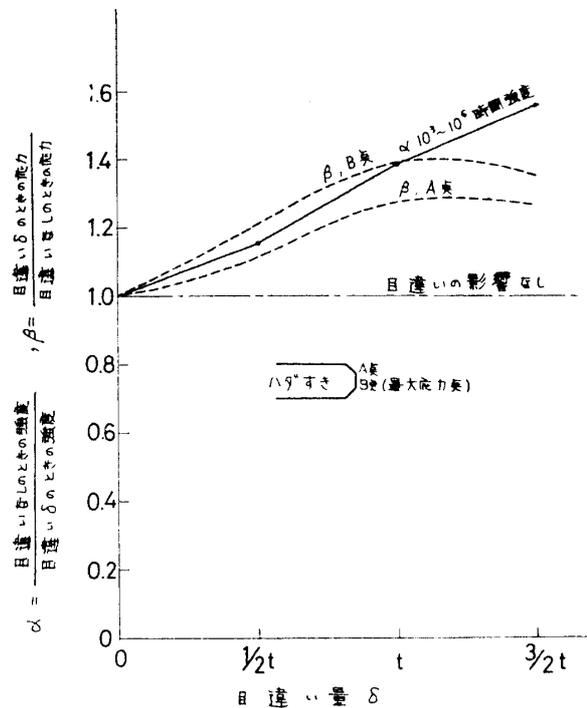
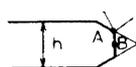


図 26 疲労強度と応力集中率の比較

$$\alpha = \frac{\text{目達なしの時間強度}}{\text{目達ありの時間強度}}$$

を求め表17の値と比較したのが図26である。

これによると、板厚程度までの $10^3 \sim 10^6$ 時間強度の傾向は、亀裂発起点近傍の応力集中の傾向とよく一致している。目達量 1.5t の場合が合わないのは、有限要素法の計算における

荷重状件が実際のもものと異なることに起因するのではないかと考えられ、荷重条件を正しく与えれば、このような計算で疲労強度の低下をかなりよく説明できると思われる。

3.4.2 目違いの影響

ウェブなしの場合、繰返し数 $10^8 \sim 10^6$ 時間強度で考えて板厚程度の目違いにより 72% 程度に強度が低下しており、前述の大型静的強度試験の結果とほぼ一致している。

しかし、片ウェブ付の場合には、ウェブの存在により目違いの影響が減殺されて、今回の疲労試験の結果では明らかな差を認めることができなかつた。従つて、ウェブが存在する場合、目違いの影響がかなり緩和されることは事実であるが、図 2 から明らかなように静的強度には例えば片ウェブ付板厚程度の目違いの場合 15%、両ウェブ付きでも 10% 程度の強度低下のある事実を認識する必要がある。この意味から更に系統的な疲労試験の行なわれることが望まれる。

4 結 論

以上を総括すると以下の如くである。

(I) 静的強度について

- 1) 梁理論による近似解析法は有効である。又、有限要素法による結果と定性的によく一致する。
- 2) 但し、隅肉部の応力集中を考慮している有限要素法の計算値の方が Severe 側である。
- 3) 梁理論の解析結果と実験結果とのよい相関を総合してみると、隔壁板の板厚がフランジの板厚とあまり大差がない様な場合には目違い量がフランジの板厚の 0.7 倍程度なら脚長を 25% 程度増す事により目違いによる強度低下を防ぐ事ができると推定される。従つて、目違いによる静的強度の低下は隅肉の増脚長によつて補うことが示された。

(II) 疲労強度について

- 1) 目違いによつて生ずる溶接部の回転を拘束する部材がないとき、目違いの影響はかなり大きい。
- 2) しかし、ウェブなど、この回転の拘束をする部材があるときは目違いの影響はかなり減殺される。
- 3) 目違い部に加えられる荷重条件を正しく与えれば、疲労強度の低下は有限要素法等によりかなりよく説明できる。
- 4) 疲労強度の低下率と静的強度の低下率とは、ウェブなしの場合にはほぼ一致し、ウェブのある場合は静的強度の方が Severe である。

構造計算の精密化、安全率すなわち設計思想の明確化に伴つて、構造物のもつ imperfection と強度との関連をますます正確に捕えることが必要となろう。本実験的研究はその第一歩であり、今後のこの方面の研究の成果が期待される。

最後に、この研究全般にわたりご指導を頂いた第一分科会主査木原 博教授、この研究に関与された委員その他の方々に深く感謝の意を表するとともに実験の実施にあたりご協力頂いた今村光利氏、谷口友一氏に深く感謝致します。

参 考 文 献

- 1) 大谷 碧：T型隅肉接手の剛性，溶接学会誌
- 2) 郷 肥三：突合わせ溶接部の目違いが疲れ強さに及ぼす影響，昭44年，造船学会論文集