

第4章 構造物の材料強度と初期不整

4.1 概 説

鋼構造物には鋼材の製造、部材の製作・組み立て、現場架設、および供用の各段階において種々の不完全因子が生じることが知られている。これらの因子のうち、注意しても避けることのできないものが少なくないが、これらを総称して初期不整 (Initial Imperfections) と呼んでいる。初期不整には大別して幾何学的初期不整 (Geometric Imperfections) と材料的初期不整 (Material Imperfections) があり、前者には初期たわみ、偏心、目違い、後者には残留応力等が対応する。

構造物の形状、種類、そして荷重の載荷形式にもよるが、これらの初期不整は部材の強度に極めて著しい悪影響を及ぼすことが多い^{4.1)~4.4)}。一般に初期不整の大きさと分布は不規則であり、不確定量として取り扱う必要があると考えられる^{4.5)~4.11)}。また、同様に材料強度も一般に不規則性を有しており、やはり不確定量として取り扱う必要性が生じることも多い^{4.12)~4.16)}。

したがって、初期不整と材料強度に関する統計データの収集・整理を行い、次にこの影響を勘案して構造物の耐荷力を的確に評価することは極めて重要と考えられる。本章では初期不整・材料強度の実態について述べ、また、各国の設計基準における初期不整の許容値について比較を行うことにする。

4.2 材 料 強 度

4.2.1 鋼材の機械的性質の変動の要因

引張試験によって得られる鋼材の機械的性質を変動させる要因のおもなものとして、㊶鋼種、㊷板厚、㊸切り出し位置 (板材か形鋼材か) が上げられる。ここではこの3種の変動要因が各機械的性質に与える影響を考察する^{4.12), 4.13)}。ただし、上、下降伏点応力 (σ_{yu} , σ_{yl})、引張強さ (σ_u) および伸び (Δl) は公称値 (マニュアル値) によって無次元化し、ヤング率 (E) とポアソン比 (ν) は通常用いられる $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ (205 GPa) と 0.3 によって無次元化している。また、降伏ひずみ (ϵ_y) は公称値の降伏点応力をヤング率で割った値で無次元化している。

(1) 鋼種による変動

ここで扱われている鋼種を大別すると一般構造用圧延鋼材である SS 材 (SS 34-SS 50, JIS G 3101) と溶接構造用圧延鋼材である SM 材 (SM 41-SM 58, JIS G 3106) および高張力鋼材である HT 材 (HT 60-HT 80) になる。SS 材と SM 材については JIS 規格に化学成分と機械的性質 (降伏点応力、引張強さ、伸び) が規定されているが、HT 材については規定値がないため各製鋼メーカーのマニュアル値を使って無次元化を行った。

各機械的性質について鋼種の3つのグループに分けた実測ヒストグラムの一例を図 4.1(a) σ_{yi}/F_y , (b) E/E_n に示した。ヒストグラムの白字の部分が SS 材、片側斜線の部分が SM 材であり、両側斜線の部分が HT 材のものである。破線と曲線はそれぞれ全体の平均と正規分布を適合させたものである。各グループのそれぞれの標本数 N 、平均値 M 、標準偏差 S および変動係数 ω を表 4.1 に示した。

図 4.1(a) と各グループ間の平均値および分散の差を t 分布と F 分布を用いて検定した結果によると下降伏

表 4.1 鋼種別の鋼材の機械的性質の統計量

	SS(SS 34-SS 50)				SM (SM 41-SM 58)				HT (HT 60-HT 80)			
	N	M	S	ω	N	M	S	ω	N	M	S	ω
σ_{yu}/F_Y	169	1.410	0.156	0.111	5	1.174	0.175	0.149	0	—	—	—
σ_{yl}/F_Y	1 337	1.179	0.132	0.112	508	1.162	0.135	0.116	209	1.112	0.082	0.074
σ_w/F_u	1 112	1.096	0.069	0.063	328	1.099	0.066	0.060	179	1.054	0.059	0.056
ϵ_y/ϵ_{y1}	239	1.322	0.171	0.129	9	1.253	0.211	0.168	5	1.173	1.099	0.084
E/E_n	775	0.998	0.044	0.044	161	1.006	0.045	0.045	88	0.999	0.054	0.054
E_{st}	242	0.039	0.011	0.283	19	0.033	0.010	0.295	4	0.032	0.013	0.403
ϵ_{st}	261	20 170	4 304	0.213	19	18 290	6 327	0.346	1	—	—	—
ν/ν_n	412	0.936	0.075	0.086	117	0.952	0.114	0.120	59	0.912	0.076	0.083
$\Delta l/\Delta l_n$	526	1.586	0.285	0.180	100	1.393	0.265	0.190	41	1.207	0.290	0.240

F_Y =保証降伏点 F_u =保証引張強さ ϵ_{yn} =保証降伏のひずみ $E_n=2.1 \times 10^6$ kg/cm² $\nu_n=0.3$
 E_{st} =初期ひずみ硬化係数 ($\times 10^6$)kg/cm², ϵ_{st} =硬化開始ひずみ ($\times 10^{-6}$) Δl_n =保証伸び
 N =データ数 M =平均値 S =標準偏差 ω =変動係数

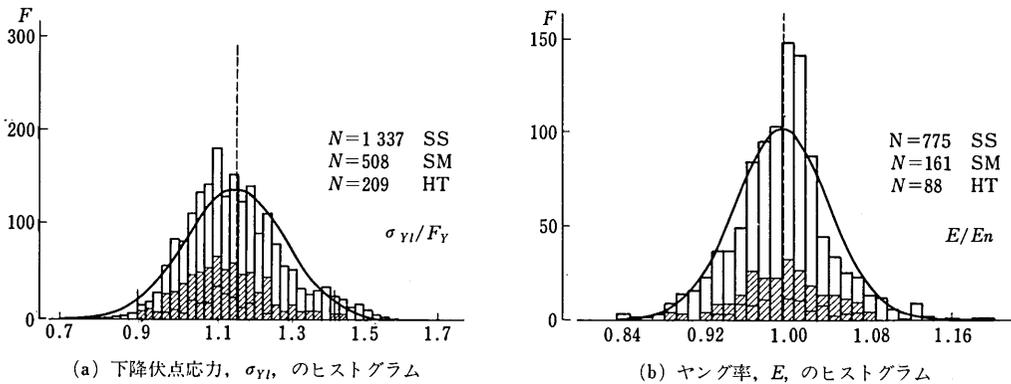


図 4.1 鋼材の機械的性質の鋼種による変動

点応力は、SS 材と SM 材とでは平均値で 1.5 % の差であるが、HT 材は明らかな差が生じている。同様なことは引張強さ、ポアソン比についてもいえる。ヤング率については鋼種によって平均値に差はなく、その値は通常用いられる値 2.1×10^6 kg/cm² とよい一致をみせている。伸びの平均値は、SS 材、SM 材、HT 材の順で小さくなっているが分散には差が生じていない。上降伏点応力、降伏ひずみ、初期ひずみ硬化係数および硬化開始ひずみについては標本数 N が少ないため確認しがたい。

(2) 板厚による変動

板厚を 10 mm を境にして 2 つのグループに分け、各グループの標本数、平均値、標準偏差および変動係数の値を表 4.2 に示した。

降伏点応力 σ_{yl} 、ヤング率 E およびポアソン比 ν は平均値でそれぞれ 6.1 %、0.9 %、3.4 % の差が生じており、平均値、分散とも有意な差が生じている。一般に、降伏点応力は板厚の薄いものほど高い値をもつといわれており公称値は板厚について $t \leq 16$ mm, $16 \text{ mm} < t \leq 40$ mm, $t > 40$ mm に 3 区分しその影響を考慮している。SS 41 材のみの機械的性質と板厚との相関係数を調べた結果、上降伏点応力と初期ひずみ硬化係数を除いては明確な相関性は見出せなかった。

(3) 切り出し位置による変動

引張試験片が切り出された場所が板材 (溶接断面, Plates) が圧延形鋼材 (Shapes) かによって分類したヒ

表 4.2 板厚 ≤ 10 mm, $t > 10$ mm 別の統計量

	$t \leq 10$				$t > 10$			
	N	M	S	ω	N	M	S	ω
σ_{yu}/F_Y	173	1.396	0.161	0.115	0	—	—	—
σ_{yl}/F_Y	1474	1.187	0.132	0.111	580	1.119	0.110	0.098
σ_u/F_u	1192	1.091	0.070	0.064	427	1.094	0.065	0.060
$\varepsilon_y/\varepsilon_{yn}$	240	1.328	0.168	0.127	13	1.104	0.127	0.115
E/E_n	885	1.000	0.044	0.044	139	0.991	0.053	0.053
E_{st}	243	0.038	0.011	0.284	22	0.043	0.013	0.305
ε_{st}	258	20 496	4 198	0.205	23	14 560	4 243	0.291
ν/ν_n	521	0.940	0.068	0.092	67	0.909	0.068	0.075
$\Delta l/\Delta l_n$	509	1.545	0.287	0.186	158	1.496	0.344	0.230

ストグラムを作成し、また両者の 5% 有意水準による差の検定の結果、切り出し位置に関する両者の統計量にはほとんど差がないことが判明した。

4.2.2 鋼材の機械的性質のばらつきと適合分布

図 4.2 に F_y のヒストグラムとそれに対応する累積度数曲線を示す。図の中に示した滑らかな曲線は、正規分布および KS 検定 (Kolmogorov-Smirnov Test) によってよい適合性を示した分布をあてはめたものである。ヒストグラムの中に示した矢印は $M-2S$ 値の範囲を示している。累積度数曲線中の矢印は、名分布と標本累積度数関数との差の最大値 D_n の位置を示している。なお、検定の対象とした分布形は次の 5 つである。①正規分布、②対数正規分布、③ベータ分布、④ガンベル分布、⑤ワイブル分布。

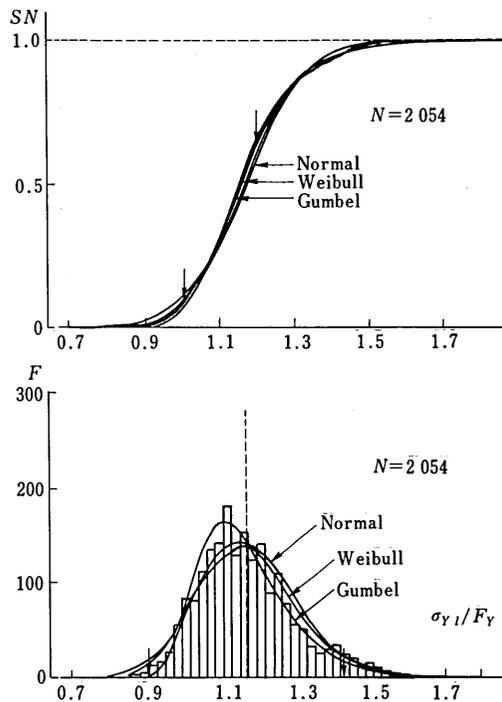


図 4.2 下降伏点応力、 σ_{y1} のヒストグラムと累積度数ならびに適合分布

表 4.3 鋼材の機械的性質の統計量

	N	M	S	ω	Good-fit Distributions		
					(1)	(2)	(3)
σ_{yu}/F_Y	174	1.394	0.161	0.115	Gumb	Log	Log Weib
σ_{yl}/F_Y	2 054	1.168	0.130	0.111	Gumb	Weib	
σ_u/F_u	1 619	1.092	0.068	0.063	Nor	Beta	
$\varepsilon_y/\varepsilon_{yt}$	253	1.317	0.173	0.131	Log	Gumb	Log Weib
E/E_n	1 024	0.999	0.045	0.045	Log	Nor	
E_{st}	265	0.038	0.011	0.289	Nor	Weib	Log Weib
ε_{st}	281	20 010	4 500	0.225	Weib	Nor	
ν/ν_n	588	0.937	0.085	0.091	Gumb	Log	Log Beta
$\Delta l/\Delta l_n$	667	1.534	0.302	0.197	Nor	Beta	

Nor=正規分布 Log=対数正規分布
Beta=ベータ分布 Gumb=対数正規分布
Weib=ワイブル分布 $E_{st}(\times 10^6)\text{kg/cm}^2$, $\varepsilon_{st}(\times 10^{-6})$

表 4.3 には各機械的性質のデータ数、平均値、標準偏差、変動係数および KS 検定によって適合がよいとされた分布を示した。

(1) 下降伏点応力

下降伏点応力は、静的降伏応力 (Static yield point) に近いものであるため公称値を下回るものが 7.0 % である。降伏点応力に対する適合分布は、一般に対数正規分布、ガンベル分布、ベータ分布などが適用されるが、図 4.2 と検定結果によるガンベル分布、ワイブル分布、対数正規分布の順で、正のひずみのある非対称な分布がよく適合している。これは降伏点応力が公称値によって最低値が保証されていることから生じるものである。また、分布形の適合は、ガンベル分布がデータのピーク部分をよく表わしているのに対してワイブル分布は両端部をよく表わしている。下降伏点応力の平均値は公称値の 1.168 倍であり、変動係数は 11.1 % である。これは文献 4.14) によって示されているアメリカにおける鋼材の特性値とよい一致を示している。また、文献 4.15) で示されているスウェーデンにおける 57 000 体の静的降伏点応力の分布形状ともよい一致をみせている。ECCS^{4,16)} (欧州鋼構造協会連合会) で行われた I 形もしくは H 形断面鋼柱についての短柱試験による降伏荷重を実測断面積で割って求めた実測降伏点応力と公称値の降伏点応力の比のヒストグラムを図 4.3(a) に示す。実測降伏点応力は平均値で公称値の 21 % 増であり、また、実測降伏点応力の変動係数は 8.7 % である。一方、図 4.3(b) に示した実測断面積と公称面積の比のヒストグラムによると平均値は 1.01 であり、変動係数も 3.1 %

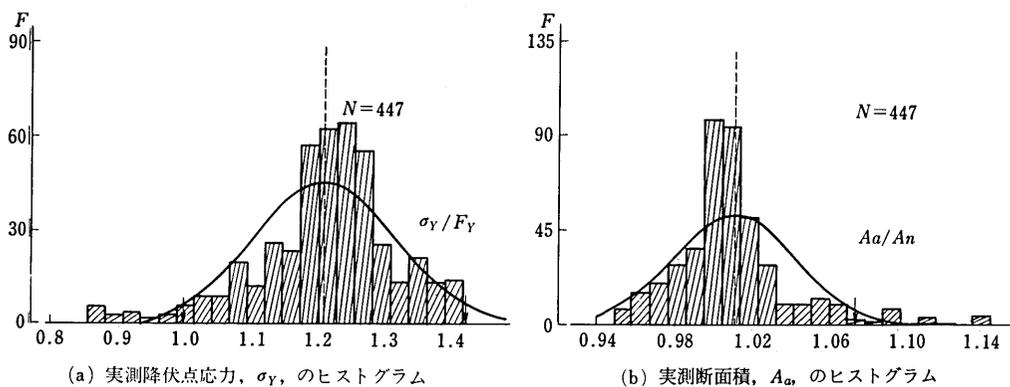


図 4.3 ECCS 短柱試験の結果

と小さいため降伏荷重 P_y に与える断面積の変動の影響はかなり小さいものと考えられる。これらの図には適合する正規分布形の参考のために書き入れてある。

(2) 引張強さ

引張強さの度数分布は、2~3体の異常値を除いて平均値のまわりに密にばらついており変動係数は6.27%であり、この値は下降伏点応力の変動係数の56%にあたる。適合分布は正規分布とベータ分布である。

(3) 伸び

伸びの平均値は公称値（最低保証値）の1.53倍と他の機械的性質と違って公称値と実測平均値との間に大きな差が生じている。また、変動係数は19.7%である。適合分布は正規分布とベータ分布の順で適合している。

4.3 初期たわみ

4.3.1 構造部材の初期たわみと偏心

(1) 柱^{4.6), 4.12), 4.17)}

図4.4は単純支持された柱を示している。図のように偏心を e 、柱中央での初期たわみを v_0 とする。欧州の圧延I形断面 IPE 160 (160×82×7.4×5 mm) についての実測によれば、 e の大きさの統計分布は、例えば図4.5に示したとおりであり、0から2 mmの間に分布している^{4.17)}。一方、初期たわみについて考えると、その分布波形としては一般に正弦波のような形状を示す。ECCSでは種々の断面の柱について初期たわみ分布を一次の正弦波と考え、中央の初期たわみの大きさを v_0 として柱の耐荷力を求めている^{4.17)}。ここで、 L を柱の長さとして種々の柱について、 L/v_0 の統計値を調べると表4.4のとおりとなる。また、上記 IPE 160 の断面について v_0/L の統計値をプロットすると図4.6が得られる。それによると、 v_0 の平均値は v_{0m} は $0.85 \times 10^{-3} L$ 、標準偏差は $0.2 \times 10^{-3} L$ となっている。これらの測定値はこの IPE 160 の弱軸まわりの初期たわみ量であり、H型断面や箱型断面の部材に比べやや大きな値を示していると考えられる。一方、福本・伊藤らは同上の柱208個の v_0 の値について平均値 $0.79 \times 10^{-3} L$ 、標準偏差 $0.33 \times 10^{-3} L$ との統計解析結果を示しているし、さらに彼らの構築したデータベース、NDSS (Numerical Data-Base for Steel Structures) に納まった合計437個のI型断面柱に関しても、 v_0 の平均値が $0.5 \times 10^{-3} L$ 、標準偏差 $0.43 \times 10^{-3} L$ という結果が得られているが $L/1000$ の値を越える v_0 は全体の11%を占めている。さらに、福本・青木らは約150本の溶接H型断面柱 (100×100×8×6 mm) について同様な調査を行ったが、その結果は表4.5に示されているとおりである。

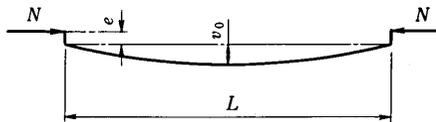


図4.4 単純支持の柱^{4.17)}

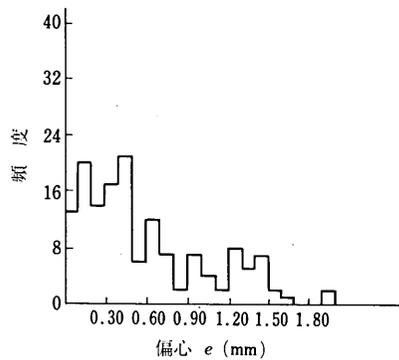


図4.5 偏心量の e の頻度分布^{4.17)}

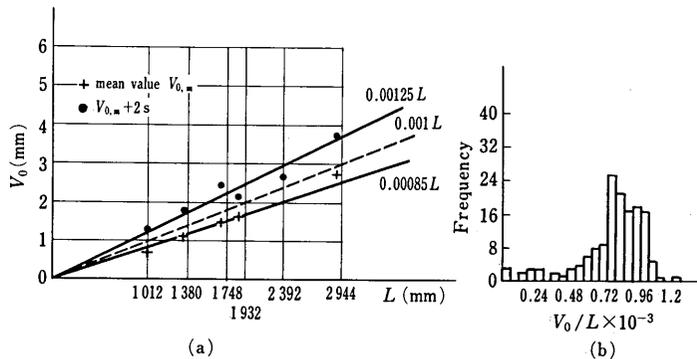
表 4.4 L/v_0 の統計値^{4,17)}

断 面	L/v_0		
	最 小 値	平 均 値	最 大 値
IPE 160	2 700	4 400	7 200
IPE 200	1 390	3 800	10 000
DIE 20 HE 200 A	1 690	3 700	7 600
DIR 20 HE 200 M	2 260	5 800	9 500
Hollow $d/t=18$	3 050	7 000	33 000
Hollow $d/t=11$	550	2 000	3 700

表 4.5 溶接H型断面柱の初期たわみ量 v_0/L の統計値^{4,6)}

l/r	強 軸 ま わ り					弱 軸 ま わ り				
	60	80	100	120	全供試体	60	80	100	120	全供試体
$M (\times 10^{-4})$	2.388	3.215	2.417	2.308	2.645	2.815	3.155	2.980	2.721	3.003
$S' (\times 10^{-4})$	1.361	1.671	1.180	1.365	1.446	1.103	1.705	1.689	1.554	1.554
$\omega' (\%)$	57.0	52.0	48.8	59.2	54.7	39.2	54.1	56.6	57.1	51.7
Number	34	35	53	27	149	33	35	53	27	148

M = 平均値, S' = 標準偏差, ω' = 変動係数 (S'/M')

図 4.6 v_0/L の統計値^{4,17)}

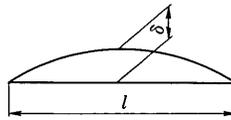
る^{4,6)}。弱軸・強軸によって、また、各細長比によって若干異なった値が見られるが平均値 v_{0m} はおおむね $0.3 \times 10^{-3}L$ 、標準偏差は $0.15 \times 10^{-3}L$ と見ることができる。また、ECCS の測定結果が表 4.4 に与えられていたが H 型断面柱 DIE 20 についても平均値が $0.27 \times 10^{-3}L$ という結果が与えられており、わが国での測定結果とほぼ同様な値が示されていることが分る。したがって、ECCS では最も不利な初期たわみ量を有する圧延 I 型柱の弱軸まわりの測定値の上限値を参考にするることにより、初期たわみの基準値として $L/1000$ を定めているものと考えられる。

現在わが国で建設中の本州四国連絡橋岩黒島橋の補剛トラス弦材についての初期たわみ測定結果を表 4.6 に示すが、それによれば部材区分による差はなく、最も初期たわみが大きいと思われる上弦材においても v_0/L の平均値は 0.8×10^{-4} 程度であり、わが国で製作される溶接箱型断面部材の初期たわみ量は規準値 $L/1000$ に比較して極めて小さいものであることがわかる。

(2) 桁^{4,7),4,12)}

桁については横倒れに対する考察が重要である。日本鋼構造協会では I 桁の横倒れの初期たわみの測定を実橋

表 4.6 岩黒島橋 主構（上弦材，下弦材，斜材，鉛直材）初期曲り調査結果



δ/l	上弦材		下弦材		斜材		鉛直材	
	部材数：120		部材数：116		部材数：116		部材数：118	
	面内	面外	面内	面外	面内	面外	面内	面外
0以上5未満	62	65	54	58	28	42	19	34
5 10	18	20	14	31	35	34	42	19
10 15	16	6	14	4	32	19	13	16
15 20	5	21	8	13	8	5	33	24
20 25	8	5	18	8	12	11	6	16
25 30	1	2	3	1	1	2	4	1
30 35	7	1	4	0		2	0	4
35 40	1	0	0	1		0	1	4
40 45	1		1			0		
45 50	0					0		
50 55	1					1		
55 60								
60 65								
65 70								
70 75								
75 80								
80 85								
85 90								
90 95								
95 100								
/100 000 以下								

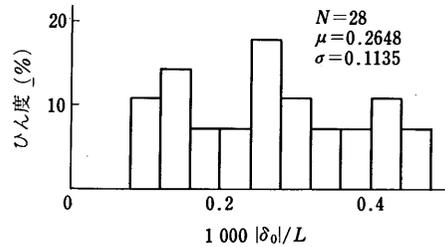
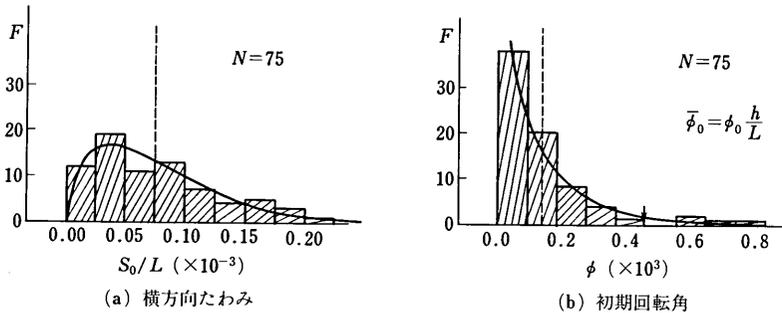
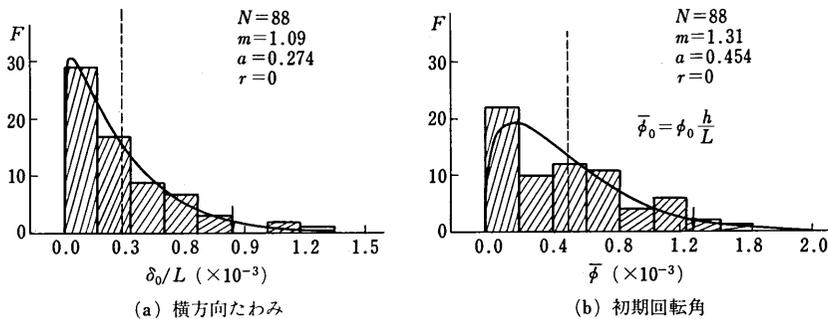
面内：鉛直面内，面外：水平面内

を対象に行っている。これは圧縮フランジと腹板の接合線における横たわみを測定したものである。サンプル数は $N=28$ ，スパン長 L は $14\sim 63$ m，腹板高 H は $0.8\sim 2.3$ m であった。横倒れ初期たわみをスパン長 L で無次元化したものを図 4.7 に示しているが，測定値としては絶対最大値である δ_0 を用いている。その結果は平均値 $\delta_{0m}=0.26\times 10^{-3}L$ ，標準偏差 $\sigma_{\delta_0}=0.11\times 10^{-3}L$ となっていて，横倒れ初期たわみの大きさは高々 $L/2000$ のオーダーであると考えられ，柱に比べて小さな値であることが分る。

一方，福本・伊藤らは圧延ばり実験供試体 75 体について初期不整を測定している^{4,12)}。測定された初期不整は前述の δ_0 の他に初期回転角 ϕ_0 をも含まれているが供試体は横方向に単純支持されている。その測定結果は図 4.8 に示されているが δ_0/L の平均値は $M=0.08\times 10^{-3}$ ，平均値+2×標準偏差の $M+2S=0.186\times 10^{-3}$ となっている。これらの値は柱に対する基準値である $1/1000$ の $1/5$ 以下であることが分る。一方， $\bar{\phi}_0$ (rad)* については平均値 $M=0.132\times 10^{-3}$ rad，標準偏差 $S=0.135\times 10^{-3}$ rad， $M+2S=0.402\times 10^{-3}$ rad が得られている。

さらに，福本・伊藤らは溶接ばりの実験供試体 68 体についても同様な測定を行った^{4,12)}。その結果 δ_0/L の平均値 $M=0.296\times 10^{-3}$ ，標準偏差 $S=0.273\times 10^{-3}$ ，変動係数 $\omega=0.922$ を得ているし，また， $\bar{\phi}_0^*$ についても平均値 $M=0.504\times 10^{-3}$ rad，標準偏差 $S=0.390\times 10^{-3}$ rad，変動係数 0.774 が得られている。これらの散布状況

* $\bar{\phi}_0 = \phi_0 \cdot \left(\frac{h}{L}\right)$: ここに， h ははりの高さである。

図 4.7 桁の横倒れ初期たわみの頻度分布^{4,7)}図 4.8 圧延ばり実験供試体の初期不整^{4,12)}図 4.9 溶接ばり実験供試体の初期不整^{4,12)}

は図 4.9 に示されている。

(3) 圧縮板^{4,7), 4,8)}

次に、I 桁の自由突出圧縮フランジの初期ねじり変位について考えてみよう。わが国の道路橋で用いられている I 桁の自由突出圧縮フランジは降伏するまでは局部的ねじり座屈を起さないように突出幅厚比に制限が設けられている。図 4.10 には一般的な自由突出フランジの概略図が与えられているが、圧縮フランジの半幅を \bar{b} 、垂直補剛材間隔を L で表わしている。日本鋼構造協会ではこのような自由突出フランジについて初期不整を実測している。その調査の対象となった実橋の突出フランジの幅厚比パラメータ* $R = (\bar{b}/t)\sqrt{\sigma_y/E \cdot 12(1-\nu^2)/(\pi^2 k)}$ ($k=0.425$) の分布は 0.35~0.8 の間にあり、アスペクト比 $\alpha = L/\bar{b}$ は 4~12 の間に分布していた。そして有効データ数は $N=367$ であった。初期たわみとしては図 4.10 のような 4 種のモードを考えたが、最大初期たわみ \bar{w}_0 と各種の断面寸法の相関を取ってみたところほとんど相関が認められない。図 4.10 の自由辺 AC、BD およ

* 第 8 章式 (8.14) 参照。

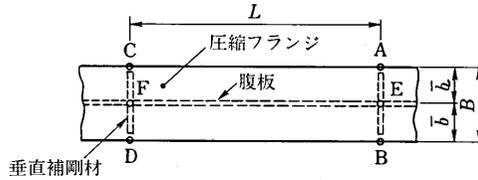


図 4.10 自由突出フランジ

び腹板上の線 \overline{EF} の初期たわみ波形をそれぞれ以下のように5項の三角級数に展開する：

$$w_0(x) = ax + b + \sum_{m=1}^5 \bar{w}_{0m} \sin \frac{m\pi x}{L} \quad (4.1)$$

この各級数の係数について統計処理を行い、以下のような結果を得ている。

- (i) 自由辺および腹板上とも $|\bar{w}_{01}|$ が卓越していて、 $|\bar{w}_{01}/\bar{b}|$ の平均値 M 、および標準偏差 S はともに $1/270$ 程度である。
- (ii) $|\bar{w}_{0m}/\bar{b}|$ ($m=2\sim 5$) の M および S はほぼ $1/670$ 以下である。
- (iii) 両自由辺上の絶対最大初期たわみの大きい方を統計処理したものが図 4.11 に示されているが、ワイブル分布およびガンマ分布によく適合してあることがわかる。

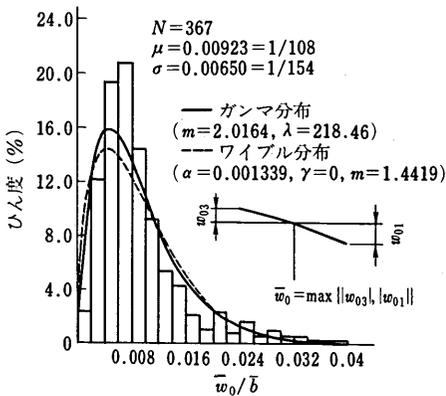


図 4.11 最大初期たわみの頻度分布^{4.7)}

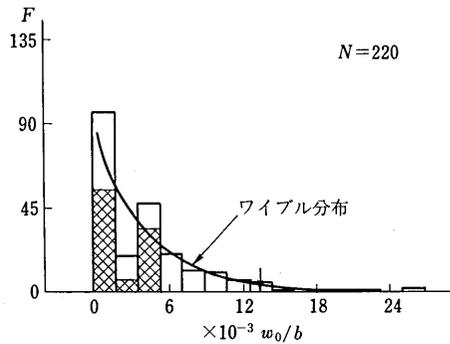


図 4.12 圧縮板の中央点のたわみもしくは最大たわみ w_0 の分布^{4.12)}

- (iv) 自由辺上の最大初期たわみ \bar{w}_0 の統計処理結果は表 4.7 に示されている。同表では \bar{w}_0/\bar{b} が $1/100, 1/45, 1/40, \mu+2\sigma, \mu+3\sigma$ などである場合の超過確率が表示されている。

表 4.7 初期たわみ頻度分布から求めた超過確率^{4.7)}

\bar{w}_0/\bar{b}	平均値 μ	標準偏差 σ	$\mu + 0.12\sigma$	$\mu + 2\sigma$	$\mu + 2.426\sigma$	$\mu + 3\sigma$
		1/108	1/154	1/100	1/45.0	1/40
超過確率 ($1-p$) (%)	ワイブル分布 ($\alpha=0.001339$ $m=1.44186, \gamma=0$)		36.7%	4.6%	2.6%	1.1%
	ガンマ分布 ($m=2.0164$ $\lambda=218.462$)		36.2%	4.8%	2.9%	1.5%

表 4.8 測定対象とした圧縮補剛板の諸元^{4,7)}

無次元量	範囲
縦横比 a/b	3.32 ~ 9.25
幅厚比 b/t	14.2 ~ 50.0
幅厚比パラメータ R	0.309 ~ 1.027
縦リブ剛比 r_r	37.1 ~ 476.9
縦リブ断面積比 δ_r	0.123 ~ 0.453
縦リブ本数 n_r	3 ~ 9
横リブ剛比 r_a	0 ~ 3640
横リブ断面積比 δ_a	0.000 ~ 0.548
横リブ本数 n_a	0 ~ 3

一方福本・伊藤らによっても実験圧縮板の初期たわみ測定データがまとめられている^{4,12)}。図 4.12 には 220 体の圧縮板の最大もしくは中央点でのたわみ、 w_0 を板幅、 b により無次元化した値、 w_0/b の頻度分布を示す。腹板に対してよく用いられる基準値 $b/250$ を越す初期不整は 220 体のうち 91 体であった。図で斜線を施したものは冷間プレスにより生じた初期不整に対応することを付記する。

(4) 圧縮補剛板^{4,7),4,9)}

鋼構造協会では圧縮補剛板の初期たわみについて調査研究が行われた。この対象となった補剛板の諸元は表 4.8 にあげているとおりである。この表では 9 個のパラメータの値の範囲が示されているが、これらと初期たわみの相関性は明確には認められないようである。

さて、板パネルの初期たわみを図 4.13 のように各種のモードに分類しよう。ここでは i) の筒状曲げモード (1) から vii) の板曲げモード (2) の合計 7 種に一応分類がなされている。以下便宜上、このモードを示すため下添字 1~7 あるいは i)~vii) までの数字を用いることにする。

板パネルにおける各初期たわみモードの絶対最大値の平均値 M と標準偏差 S を示したのが表 4.9 である。ここに、 b は板パネルの幅を示す。さらに、図 4.14 には筒状曲げモード (1)、 $|\delta_1|$ 、と板曲げモード (1)、 $|\delta_6|$ の頻度分布が与えられていて、同時にワイブル分布による近似分布曲線が示されている。表 4.9 および図 4.14 において λ と m はワイブル分布のパラメータを表わしている。

さて、初期たわみを測定する際ゲージ長、 G をどれくらいの大きさにとるとどのような波長まで精度良く測れるかを考えることは重要なことである。図 4.15 には例としてゲージ長 G を b にとったときの筒状曲げ初期たわみモード (1) と板曲げ初期たわみモード (1) の頻度分布を示している。

次に縦方向補剛材の初期たわみについて述べよう。これは圧縮補剛板の耐荷力に大きな影響を及ぼすと考えられる。最大初期たわみを δ_0 、正弦半波長の初期たわみ波形の振幅を δ_{01} 、IDWR^{4,18)} の測定法に基づいた初期た

表 4.9 板パネルの初期たわみモードの絶対最大値と確率分布^{4,7)}

初期たわみ	平均値 μ	標準偏差 σ	λ	m
150 δ_1 / b	0.4565	0.4585	0.4573	0.9957
150 δ_2 / b	0.2156	0.1939	0.1893	1.114
150 δ_3 / b	0.1959	0.1609	0.1474	1.224
150 δ_4 / b	0.1389	0.1280	0.1212	1.087
150 δ_5 / b	0.3107	0.4202	0.3651	0.7503
150 δ_6 / b	0.8951	0.4439	1.023	2.120

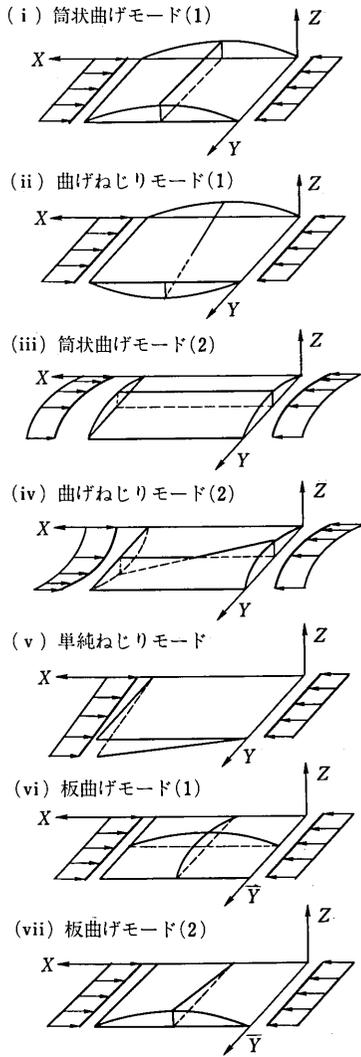
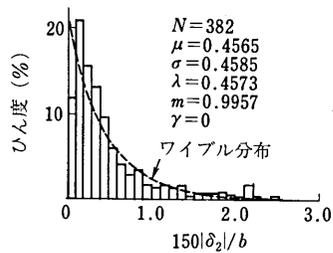
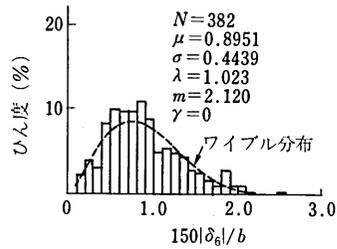


図 4.13 初期たわみモードの概略図^{4.7)}



(a) 筒状曲げモード(1)



(b) 板曲げモード(1)

図 4.14 板パネルの初期たわみモードの絶対最大値の頻度分布^{4.7)}

表 4.10 各国示方書との比較^{4.7)}

各国示方書	許容値	超過確率(%)		
		δ_0	δ_{01}	Δ_{st}
IDWR (1973)	正側 $a/900$	10.8	7.1	7.1
	負側 $a/1200$	0.4	0.1	0.2
AASHTO (1973)	正側 $a/480$	2.3	1.6	1.5
	負側 $a/480$	0.0	0.0	0.0
ONORM B 4602 (1975)	正側 $a/500$	2.6	1.8	1.7
	負側 $a/500$	0.0	0.0	0.0
DASt-Ri 012 (1978)	正側 $a/400$	1.2	0.9	0.8
	負側 $a/400$	0.0	0.0	0.0
道路橋示方書 (1980)	正側 $a/1000$	13.0	8.5	8.6
	負側 $a/1000$	0.1	0.02	0.05



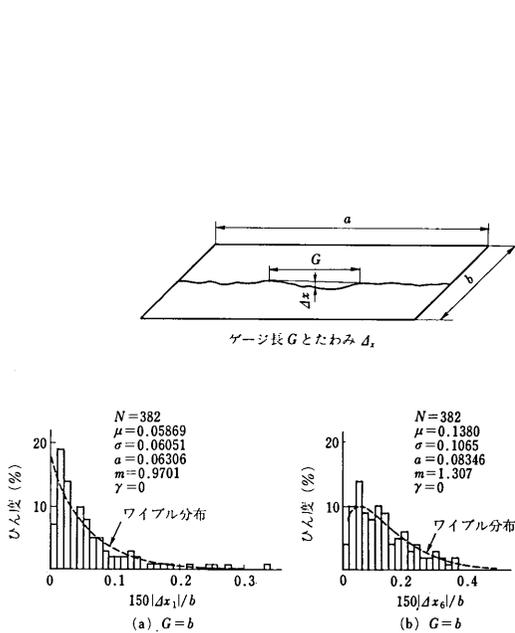


図 4.15 板パネルの初期たわみの頻度分布

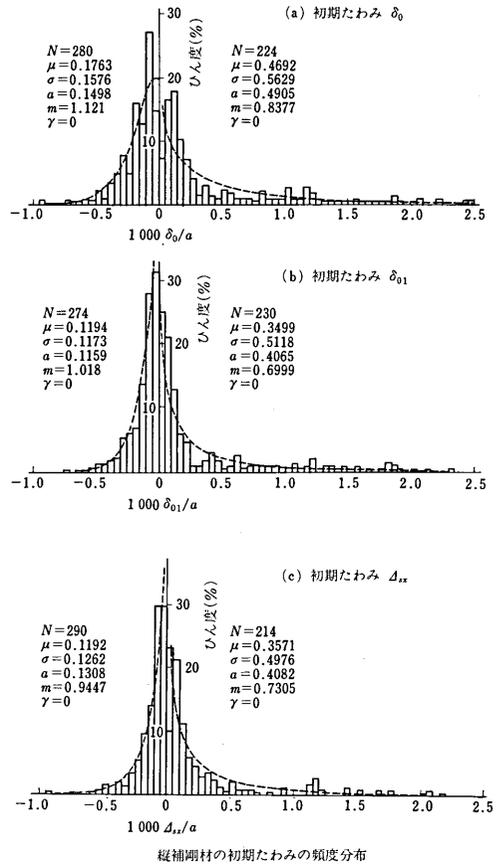


図 4.16 縦補剛材の初期たわみの頻度分布

わみ Δ_{sx} をそれぞれ図 4.16 の頻度分布によって示す。補剛材側（正側）の初期たわみの最大値は、パネルの長さ a として $a/1000$ の 2.5 倍程度に達するが板パネル側（負側）では高々 $a/1000$ 程度であることがわかる。表 4.10 には測定値が各国の示方書の規定値をどの程度超過しているかを確率によって示した。これによれば、正側については対応する測定値 δ_0 の超過確率が道示で最も高く 13.0% である。負側では IDWR の規定値が最も厳しく、 Δ_{sx} の超過確率は 0.2% である。

(5) 腹板^{4.7), 4.10)}

鋼構造協会では図 4.17 に示されているような腹板系の初期不整について調査研究を行っている。対象とした腹板の形状・力学パラメータとしては以下のようなものが考慮された。

形状パラメータ

- $\alpha_w = a/H_0$: 腹板の縦横比
- $\alpha_{vs} = H_0/b_{vs}$: 垂直補剛材の縦横比
- $\alpha_{hs} = a/b_{hs}$: 水平補剛材の縦横比
- $\beta_w = H_0/t_w$: 腹板の幅厚比
- $\beta_{vs} = b_{vs}/t_{vs}$: 垂直補剛材の幅厚比
- $\beta_{hs} = b_{hs}/t_{hs}$: 水平補剛材の幅厚比

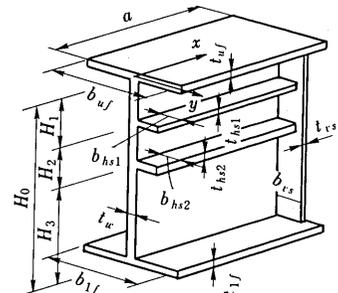


図 4.17 腹板系

$\gamma_{hi} = H_i/H_0$: 水平補剛材の相対鉛直位置

N : 水平補剛材数

(4.2)

力学パラメータ

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_v &= \sigma_v/E : \text{降伏ひずみ} \\ \delta_s &= A_s/(H_0 t_w) : \text{補剛材面積比} \\ \gamma_s &= EI_s/(H_0 D) : \text{補剛材の曲げ剛比} \\ \chi_s &= GJ_s/(EI_s) : \text{補剛材のねじり剛比} \end{aligned} \right\} \quad (4.3)$$

ただし、下添字 s, w はそれぞれ補剛材と腹板を、また、 h, v はそれぞれ水平と垂直補剛材を表わす。

表 4.11 にはこのうち主要なパラメータの統計分析結果を示している。

表 4.11 腹板の形状・力学パラメータ

パラメータ (1)		総数 N (2)	平均値 μ (3)	標準偏差 σ (4)
降伏ひずみ	腹板 ε_{vw}	341	1.610×10^{-6}	254×10^{-6}
	水平補剛材 ε_{vhs}	341	1.256×10^{-6}	167×10^{-6}
	垂直補剛材 ε_{vrs}	341	1.200×10^{-6}	0×
	フランジ ε_{vf}	682	1.525×10^{-6}	271×10^{-6}
縦横比	腹板 α_w	341	0.653	0.185
	水平補剛材 α_{hs}	332	11.44	2.43
	垂直補剛材 α_{rs}	341	14.60	2.45
幅厚比	腹板 β_w	341	207.8	34.5
	水平補剛材 β_{hs}	332	11.76	0.72
	垂直補剛材 β_{rs}	341	15.14	4.73
補剛材面積比	水平補剛材 δ_{hs}	332	0.0569	0.0429
	垂直補剛材 δ_{rs}	341	0.0699	0.0197
補剛材剛比	水平補剛材 γ_{hs}	332	30.98	19.33
	垂直補剛材 γ_{rs}	341	66.9	75.4

初期不整の分布を表す確率密度関数としては二自由度であるワイブル分布関数が一般的に良好な適合をする。ここに、ワイブル確率密度関数 $f(t)$ は以下のとおり定義される。

$$\left. \begin{aligned} f(t) &= 0 && (t \leq 0) \\ &= \lambda m t^{m-1} \exp(-\lambda t^m) && (t \geq 0) \end{aligned} \right\} \quad (4.4)$$

この分布の期待値 $E(t)$ と分散 $V(t)$ はそれぞれ次式によって与えられる。

$$\left. \begin{aligned} E(t) &= \lambda^{-\frac{1}{m}} \Gamma\left(\frac{m+1}{m}\right) \\ V(t) &= \lambda^{-\frac{2}{m}} \left[\Gamma\left(\frac{m+2}{m}\right) - \Gamma\left(\frac{m+1}{m}\right)^2 \right] \end{aligned} \right\} \quad (4.5)$$

ここに

$$\Gamma(t) = \int_0^\infty u^{t-1} e^{-u} du : \text{ガンマ関数}$$

ワイブル分布を決定することは上式において m と λ とを決定することにはかならない。このためには母集団の期待値と不偏分散を式 (4.5) へ代入し、レギュラー・ファルシ法を適用すれば簡単に m, λ が求められる。

また、仮定したワイブル分布が適切であるかどうかはワイブル確率紙にプロットして直線性の検討を行ったりあるいは χ^2 検定で容易に判定できるわけであるが、確かに確率紙での直線性が認められたし、また、5%の有意水準による χ^2 検定によっても適切なことが立証された。

次に初期不整の超過確率 α を考えてみよう。いま、確率 α に対応する変数値を t_α と書くことにすればワイブル分布を仮定すれば簡単に

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \int_{t_\alpha}^{\infty} f(t) dt = \exp(-\lambda t_\alpha^m) \\ t_\alpha &= (\ln \alpha^{-1/\lambda})^{1/m} \end{aligned} \right\} \quad (4.6)$$

なる関係が得られることが分る。

ところでワイブル分布と同様に二自由度の確率分布モデルとして、次のガンマ分布も良好な適合を示すことが分かった。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} f(t) &= 0 & (t < 0) \\ &= \lambda^m \cdot t^{m-1} \exp(-\lambda t) / \Gamma(m) & (t \geq 0) \end{aligned} \right\} \quad (4.7)$$

ただし、 $\Gamma(m)$ はガンマ関数であり、期待値 $E(t)$ と分散 $V(t)$ はそれぞれ次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} E(t) &= m/\lambda \\ V(t) &= m/\lambda^2 \end{aligned} \right\} \quad (4.8)$$

鋼橋腹板部の諸々の初期不整は、(4) のところで説明された手法によりモード解析が行われた。以下にこのようにして作成された初期不整のヒストグラム例を示そう。

図 4.18 は腹板の板曲げモード (1) の v_0/H_0 および $|v_0|/H_0$ の頻度分布を示す (図 4.13 参照)。ここに、 v は水平方向の初期たわみであり、ここに示された図は縦横方向にそれぞれ一半波長の波形のものである。

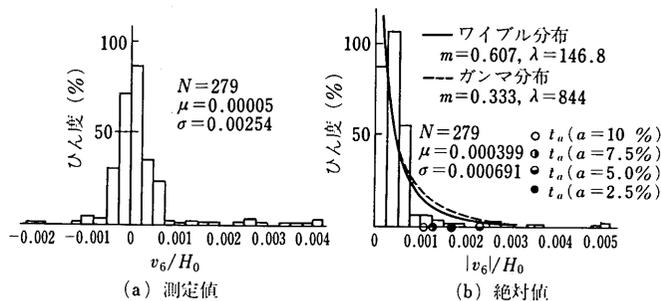


図 4.18 腹板パネルの板曲げモード (1) の頻度分布

図 4.19 は水平補剛材の水平初期不整一次モードの大きさ、 v_1/a および $|v_1|/a$ の頻度分布を与える。他にも同様のことがいえるが、絶対値をとったときの頻度分布についてはワイブル分布およびガンマ分布の fitting を行い、それぞれ式 (4.4) および (4.7) で定義された定数の m と λ を母集団の統計量から決定し、それぞれの図中に示すことにした。

図 4.20 は垂直補剛材の水平初期不整一次モードの大きさ、 v_1/H_0 および $|v_1|/H_0$ の頻度分布を示す。

最後に、図 4.21 は水平補剛材の鉛直方向の横倒れ初期不整の一次モード $|u_1|/H_0$ を与えている。

表 4.12 には以上に述べたような無次元化初期不整の主要なものに関する統計データを与えている。すなわち、同表には各初期不整の母集団の平均値、 μ 、標準偏差、 σ および $\mu + \sigma$ 、 $\mu + 2\sigma$ 、 $\mu + 3\sigma$ に対応する変数値およ

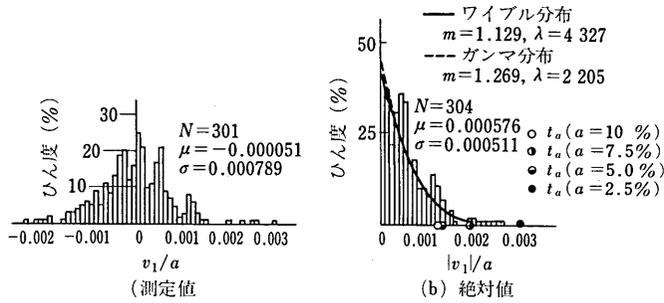


図 4.19 水平補剛材の水平初期不整の頻度分布

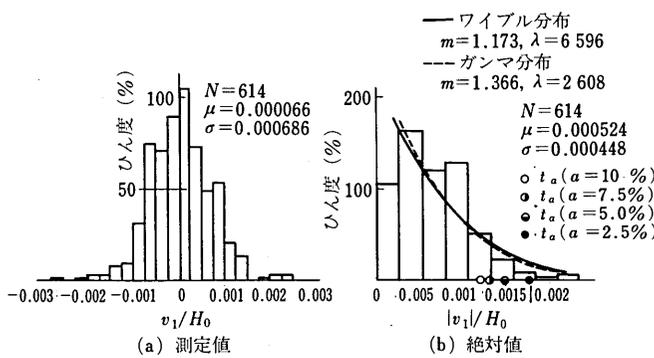
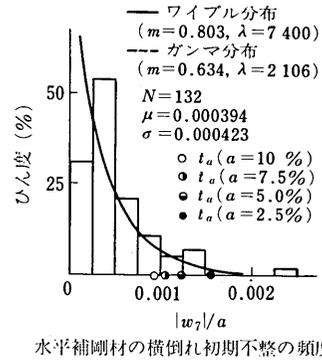


図 4.20 垂直補剛材の水平初期不整の頻度分布



水平補剛材の横倒れ初期不整の頻度分布

図 4.21 水平補剛材の横倒れ初期不整の頻度分布

表 4.12 種々の初期不整の統計値 (IDM データ)

初期不整の種類 (1)	平均値 θ_i (2)	標準 偏差 σ_i (3)	その他の統計値						特定値に対する超過確率 (in Terms of H_0 or a)				
			$\mu_i + \sigma_i$ (4)	$\mu_i + 2\sigma_i$ (5)	$\mu_i + 3\sigma_i$ (6)	超過確率			1/250 (10)	1/1 200 (11)	1/1 000 (12)	1/900 (13)	1/480 (14)
						2.5% (7)	5.0% (8)	10.0% (9)					
Twist of panel $ v_5 /H_0$	1/1 724	1/1 754	1/870	1/581	1/435	1/476	1/588	1/769	0.08	—	—	—	—
Horz. displ. horz. stiffnr. 1st mode: $ v_1 /a$	1/1 724	1/1 961	1/917	1/625	1/476	1/526	1/625	1/769	—	23.58	16.95	13.55	1.72
Horz. displ. vertical stiffnr. 1st mode: $ v_1 /H_0$	1/1 923	1/2 222	1/1 031	1/704	1/535	1/588	1/714	1/909	—	19.87	13.51	10.38	0.88
Horz. displ. web panel mode $1 \times 1: v_6 /H_0$	1/2 500	1/1 449	1/917	1/562	1/405	1/435	1/625	1/909	0.58	—	—	—	—
Horz. displ. $1 \times 2: v_6 /H_0$ web panel mode	1/7 692	1/3 571	1/2 439	1/1 449	1/1 031	1/1 111	1/1 667	1/2 500	0.02	—	—	—	—
Horz. displ. tension flange $ v_1 /a$	1/1 754	1/1 563	1/826	1/541	1/400	1/435	1/556	1/714	—	22.99	17.68	14.88	3.49
Horz. displ. compr. flange $ v_1 /a$	1/1 053	1/361	1/269	1/154	1/108	1/137	1/227	1/417	—	22.51	20.00	18.61	11.23
Vertical displ. horz. stiffnr. 1st mode: $ w_7 /a$	1/2 564	1/2 381	1/1 235	1/813	1/606	1/667	1/833	1/1 111	—	8.22	5.54	4.29	0.54

び超過確率 2.5 % , 5 % , 10 % に対応する変数値 , 更には初期不整の特定値に対応する % 超過確率を与えている。例えば , 最右欄の 1/250 などの数値は道示^{4.19)} , AASHTO^{4.20)} , IDWR^{4.18)} , ÖNORM , DAST^{4.21)} によって規定あるいは準用規定されている。

この表より分ることは , まず腹板の初期不整の制限値は $H_0/250$ であるが実橋の統計をみるとこれは非常に小さな超過確率に対応して 1 % 未満であるが , 一方垂直補剛材や水平補剛材 , あるいはフランジの水平初期不整に対する一般的な制限値 $a/1\,000$ or $H_0/1\,000$ は相当高い超過確率 , $\alpha=14\sim 20\%$ に対応していることが分かる。

(6) ダイヤフラム^{4.7), 4.9)}

鋼構造協会ではダイヤフラムに関して初期たわみの測定を含む調査研究を行っている。

初期たわみの測定されたダイヤフラムの諸元を表 4.13 に示す。一般にダイヤフラムの形状は複雑であり , しかもマンホールや , 支点上ダイヤフラムの場合の支点上補剛材の存在により , なお一層複雑な形状を示したが , この表 4.13 に示すパラメータの範囲について調べた。

支点上補剛材および板パネルの初期たわみの頻度分布を図 4.22 および図 4.23 に示す。測定データ数が少ないが , 圧縮補剛板の場合と比較して次のような事柄が認められる。

①支点上鉛直補剛材の初期たわみは , 圧縮補剛板の縦補剛材の初期たわみに比較し , 平均値で約 1/30 である。

このように小さい理由としては , 支点上補剛材の断面が大きく , しかも板パネルの両側に対称に取り付けら

表 4.13 測定対象としたダイヤフラムの諸元

諸 元	範 囲
縦 リ プ 本 数 n_r	0 ~ 2
横 リ プ 本 数 n_q	0 ~ 2
支点上補剛材本数 n_s	0 ~ 2
板 パネル 板 厚 t	10 ~ 25 mm
板 パネル 長 さ a	200 ~ 2 200 mm
板 パネル 幅 b	385 ~ 1 700 mm

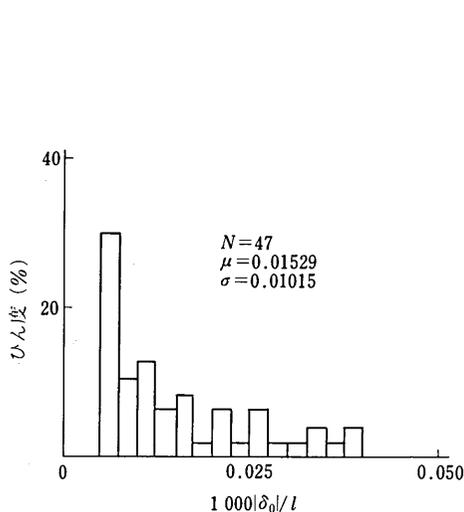


図 4.22 支点上補剛材の初期たわみの頻度分布

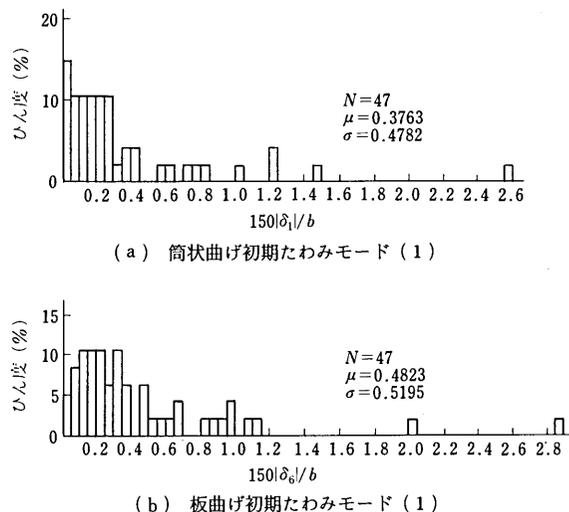


図 4.23 板パネルの初期たわみモードの絶対最大値の頻度分布

れているためと考えられる。

②板パネルの初期たわみについては、圧縮板パネルの初期たわみと同じ程度の大きさである。圧縮板パネルの初期たわみが縦補剛材の剛比に左右されないことから妥当な結果と思われる。

(7) 目違い・角折れ^{4.7),4.11)}

板継ぎ溶接部には、図4.24に示されるような目違い量 e および角変形量 δ などの初期不整が必ず存在する。わが国の実橋で、①これらの初期不整がどの程度の大きさで存在し、②製作時におけるそれらの許容値をどの程度にすればよいかという点について考察を加える。また、板継ぎ溶接部で板厚が変化する変厚板要素についても取り扱われている。

目違い量および角変形量と極限強度の関係については、Dorman-Dwight^{4.22)} が箱形断面柱を用いて実験的に取り扱っている。しかし、実験的研究では、板継ぎ溶接部の初期不整と板パネル自身の初期たわみおよび残留応力などが混在しているため、板継ぎ溶接部が存在することによる影響のみを正確に取り出すことが難しい。したがって、彼らの数少ない実験結果のみから得られた結論をそのまま、うのみにすることは危険であると思われる。

図2.24に示すような実測した目違い量 e および角変形量 δ のそれぞれの最大量 e_{max} および δ_{max} の統計処理結果を図4.25を参考にして以下に示す。なお、これらの初期不整の分布モードについて調べたところ、図4.24(a)に示すような平行モードが特に卓越していることが分かった。

実橋では、 e と δ は混在しているため、それぞれを図4.26に示すように定義した。

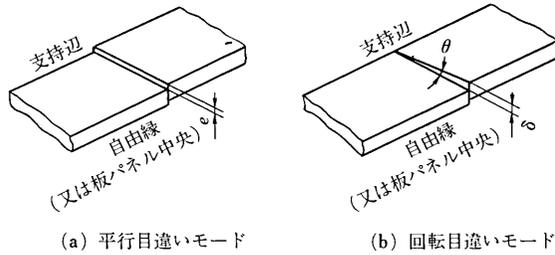


図4.24 目違いモード

●; 実測値, $\Delta = e_{max}$ (or δ_{max}), G : ゲージ長

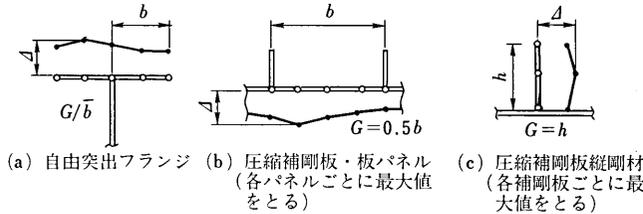


図4.25 統計処理した最大目違い量 e_{max} および角変形量 δ_{max}

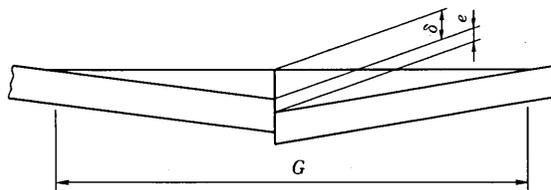


図4.26 e, δ の定義

自由突出フランジにおける目違い量 e_{\max}/t_{\min} および角変形量 δ_{\max}/G の頻度分布をそれぞれ図 4.27 および図 4.28 に示す。同図では、実測データの頻度分布をワイブル分布およびガンマ分布にあてはめている。両分布とも頻度分布によく適合していることが分かる。板パネルおよび補剛材をも含めたすべての統計処理結果を表 4.14 および表 4.15 に示す。同表には、ワイブル分布およびガンマ分布にあてはめた場合の超過確率をも示した。両者の値はほとんど一致していることが分かる。道示では、薄い方の板厚の 1/10 までの目違い量を許容している。変厚中心継手の場合には目違い量は全く問題とならないので除外すると、 e_{\max}/t_{\min} が 1/10 を超える確率は 3~12% 程度であることが表 4.14 から分かる。IDWR^{4.18)} では、 $t_{\min}/8$ までの目違い量を許しているが、それを超える確率は 1~5% 程度である。ただし、IDWR では、変厚偏心継手の場合、薄い方の板が厚い方の板の中へ入るような目違いに対しては、 $e/t_{\min} < 1/6$ と規準値を緩和している。

また、角変形量に対しては、道示では、特に規準はないが、南港連絡橋上部工製作基準^{4.23)}では、 $\delta/G \leq 1/100$ ($G=100$ cm) としている。表 4.15 より、実橋では、この基準量を超える確率は 0.1~15% 程度であり、補剛材の変厚偏心継手では偏心の影響で大きな角変形量が生じていることがわかる。ちなみに、I. D. W. R. では、板パネルに対して $\delta < t/6 + 2.0$ mm ($G=2b$) なる基準を設けている。

次に、板継ぎ部での板厚比 t_{\max}/t_{\min} については、自由突出フランジの場合の結果を図 4.29 に示す。板パネルおよび縦補剛材も含めて、すべての場合で t_{\max}/t_{\min} は 1.0~1.8 の範囲に分布していた。

(8) 溶融めっき桁

鋼材の最大の欠点は腐食するという点であろう。この点溶融亜鉛めっき処理の効果は大きいものがある。しかし、めっきの過程で高温にさらされるため、初期不整が通常の橋桁以上に出るのではないかと、また、耐荷力の低下も大きいのではないかと懸念も表明されている。

ここでは溶融めっき桁について行われた数例の初期たわみ測定データを分析し、日本鋼構造協会関西地区委員

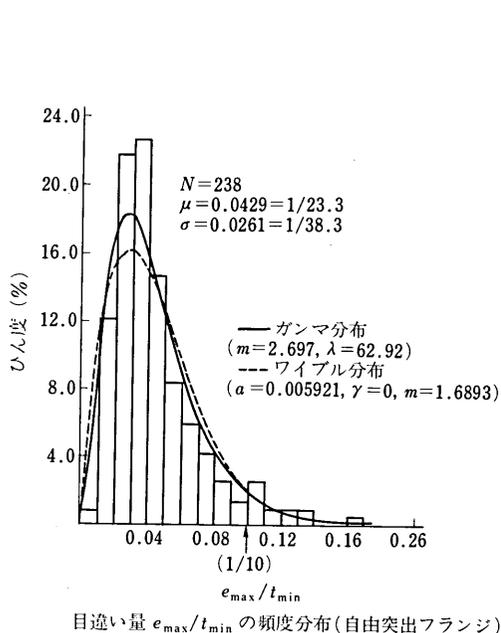


図 4.27 目違い量 e_{\max} の頻度分布 (自由突出フランジ)

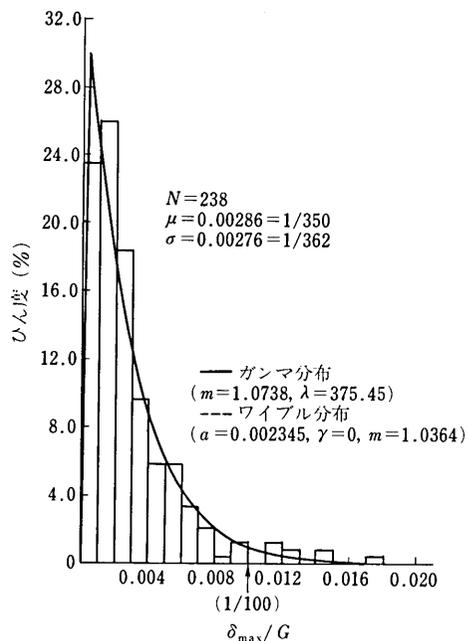


図 4.28 角変形量 δ_{\max} の頻度分布

表 4.14 目違い量 e_{max}/t_{min} の統計処理結果

構造部分		自由突出フランジ (等厚継手, 変厚 偏心継手)	補剛材間の板 ^{パネ} (等厚継手, 変厚 偏心継手)	補 剛 材		
				等 厚 継 手	変厚偏心継手	変厚中心継手
データ数	N	238	504	203	42	15
平均値	μ	1/23.3	1/16.7	1/22.0	1/21.2	1/15.0
標準偏差	σ	1/38.3	1/29.8	1/30.3	1/36.7	1/26.6
ワイブル分布 ($\alpha, m, \gamma=0$)	α	0.005921	0.006784	0.01516	0.005225	0.008670
	m	1.6893	1.8529	1.3979	1.7884	1.8311
ガンマ分布 (λ, m)	λ	62.917	53.146	41.814	63.468	46.957
	m	2.6966	3.1889	1.9038	2.9906	3.1213
$\mu + 2\sigma$		1/10.5 (4.2%) ^{注)} 〔4.5%〕	1/7.86 (4.0%) 〔4.4%〕	1/8.97 (4.6%) 〔4.7%〕	1/9.84 (4.1%) 〔4.4%〕	1/7.06 (4.0%) 〔4.4%〕
$\mu + 3\sigma$		1/8.25 (0.8%) 〔1.2%〕	1/6.22 (0.7%) 〔1.1%〕	1/6.92 (1.2%) 〔1.4%〕	1/7.76 (0.7%) 〔1.2%〕	1/5.58 (0.7%) 〔1.2%〕
1/10 (道示の許容値)		1/10 (3.2%) 〔3.5%〕	1/10 (12.6%) 〔12.0%〕	1/10 (7.1%) 〔7.0%〕	1/10 (4.4%) 〔4.8%〕	1/10 (18.2%) 〔16.9%〕
1/8 [*] (IDWR ³⁾ の許容値)		1/8 (0.7%) 〔1.0%〕	1/8 (4.4%) 〔4.8%〕	1/8 (2.7%) 〔2.9%〕	1/8 (1.0%) 〔1.4%〕	1/8 (7.7%) 〔7.7%〕

注) () 内及び [] 内の値は, それぞれ, ワイブル分布及びガンマ分布にあてはめた場合の超過確率 (%)

*) ただし, 変厚偏心継手の場合, 薄い方の板が厚い方の板の中に入る方向の目違いの場合には, $e/t < 1/6$

表 4.15 角変形量 δ_{max}/G の統計処理結果

構造部分		自由突出フランジ (等厚継手, 変厚 偏心継手)	補剛材間の板 ^{パネ} (等厚継手, 変厚 偏心継手)	補 剛 材		
				等 厚 継 手	変厚偏心継手	変厚中心継手
データ数	N	238	504	203	42	15
平均値	μ	1/350	1/417	1/374	1/167	1/217
標準偏差	σ	1/362	1/596	1/359	1/271	1/357
ワイブル分布 ($\alpha, m, \gamma=0$)	α	0.002345	0.0001806	0.003320	0.0002402	0.0001359
	m	1.0364	1.4522	0.9608	1.6640	1.6905
ガンマ分布 (λ, m)	λ	375.446	852.42	344.66	439.37	586.23
	m	1.0738	2.0433	0.9227	2.6235	2.7002
$\mu + 2\sigma$		1/119 (5.0%) ^{注)} 〔6.7%〕	1/174 (4.5%) 〔10.9%〕	1/121 (5.0%) 〔6.5%〕	1/74.9 (4.2%) 〔5.7%〕	1/97.9 (4.2%) 〔6.9%〕
$\mu + 3\sigma$		1/89.8 (1.8%) 〔2.4%〕	1/135 (1.1%) 〔3.4%〕	1/90.6 (1.9%) 〔2.5%〕	1/58.7 (0.9%) 〔1.6%〕	1/76.8 (0.8%) 〔2.0%〕
1/100 (南港連絡橋) (上部工製作基準)		1/100 (2.7%) 〔3.7%〕	1/100 (0.1%) 〔0.5%〕	1/100 (2.7%) 〔3.6%〕	1/100 (14.1%) 〔15.9%〕	1/100 (4.7%) 〔7.5%〕

注) () 内及び [] 内の値は, それぞれ, ワイブル分布及びガンマ分布にあてはめた場合の超過確率 (%)

会の IDM 委員会の統計データに照らし合せて、初期たわみの大きさの分布を位置付けるとともに簡単な力学モデルにより耐力に関する数値計算を行い、安全率を求めてみた。

送付されてきたデータは大阪の一高架構のものであり、いずれも主桁腹板素の水平方向の変位（初期たわみ）である。測定対象である、G18、G19、G310 および G311 の 4 つの腹板パネルの初期不整は図 4.30 に示された各格子点に関して行われた。

写真 4.1～4.3 は亜鉛めっきされた鋼桁を示しているが写真 4.1 と 4.2 のものは単独に置かれただけで、

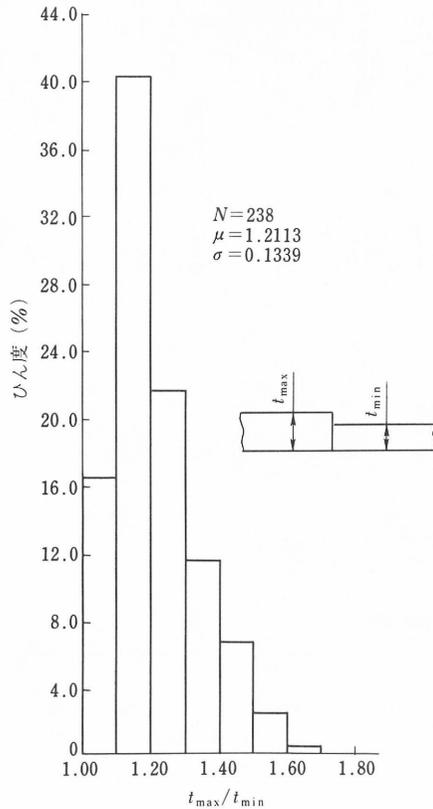


図 4.29 板厚の頻度分布（自由突出フランジ）

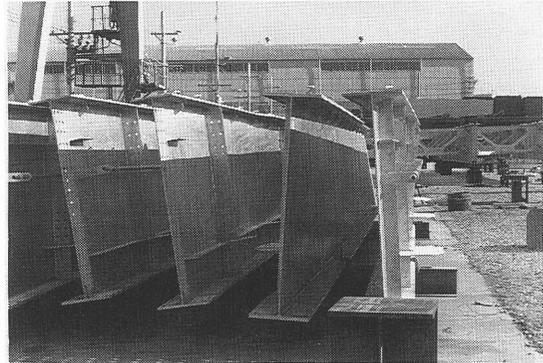


写真 4.1 初期ねじり変形を有する単独に置かれた亜鉛めっき鋼桁

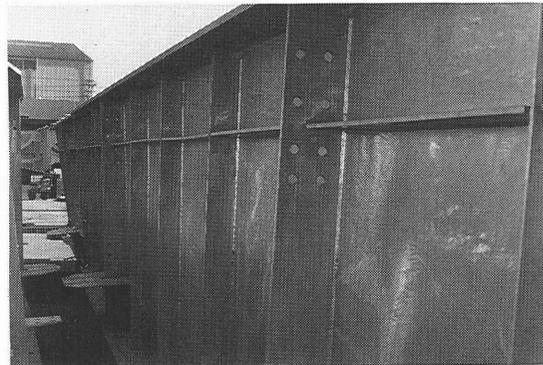


写真 4.2 初期ねじり変形を有する単独に置かれた亜鉛めっき鋼桁

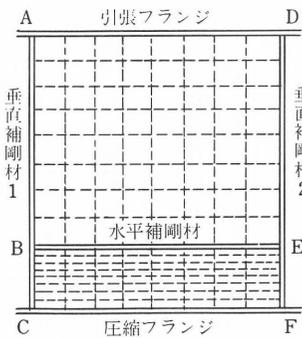


図 4.30

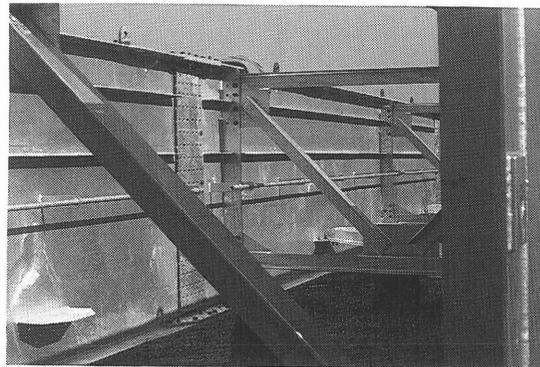


写真 4.3 横構・対傾構で組み立てられつつある亜鉛めっき鋼桁

顕著なねじり初期たわみが生じている。しかし、対傾構や横構によって組み立てられれば、このねじり初期たわみも簡単に矯正され、写真 4.3 のようになる。初期たわみのデータはいずれもこの最後の状態で計測されたものである。

初期不整にも種々のものがあるがまず、一次元的分布と二次元的分布の二種類に分けて考えると便利である。ここではフーリエ級数によるモード解析を行うことにする。一次元的分布のものは剛体変位成分を除去すれば一般に式 (4.1) のようなモード成分に分解できる。ところが腹板系のような二次元の構造系では、変位は図 4.13 のようなモード成分を考える必要がある。

腹板厚で初期たわみを無次元化すれば表 4.16 のような結果を得る。ここで [] 内の数値は IDM データが超過する確率である。この結果をみると、垂直補剛材やフランジの初期たわみやパネルの単純ねじりモードの初期たわみの大きさに関しては、おおむね通常の桁のそれらの値と比較して特に大きいとはいえないようである。しかし、水平補剛材の初期たわみはかなり大きく、10~16% なる超過確率しか示していない。また、板曲げの 1×1 モードも同様に大きく、超過確率も 10% 弱といえるが 5% の超過確率を割るような変形はないことがいえる。

4.3.2 各国の初期たわみ規定^{4.7), 4.19)}

わが国の道示では仮組立の精度に関して表 4.17 のように規定している。主要なものを拾ってみると以下のとおりである。

- (i) 圧縮材の曲り δ (mm) については部材長を l としたとき $l/1000$ 以下。
- (ii) フランジの直角度 δ (mm) については $b/200$ 以下、ここに b はフランジ幅である (図 4.10 の \bar{b} を用いると $\bar{b}/100$ 以下)。

表 4.16 腹板厚で無次元化された各種モードの初期たわみの大きさ [] 内の数は IDM データの超過確率

初期不整の種類	Web G 18		Web G 19		Web G 310		Web G 311	
	Panel 1	Panel 2						
Twist of Panel	0.004 [0.428]	-0.980 [0.071]	-0.003 [0.449]	0.051 [0.238]	0.314 [0.124]	0.176 [0.157]	0.141 [0.170]	0.094 [0.196]
Vertical Stiffener 1*	-0.056 [0.478]	0.070 [0.423]	0.075 [0.406]	-0.043 [0.540]	-0.062 [0.453]	0.077 [0.399]	0.083 [0.380]	-0.047 [0.520]
Vertical Stiffener 2*	-0.069 [0.321]	-0.027 [0.496]	0.011 [0.643]	0.035 [0.449]	-0.076 [0.303]	-0.012 [0.630]	0.012 [0.630]	0.038 [0.433]
Tension Flange *	0.049 [0.266]	—	0.060 [0.237]	—	0.004 [0.617]	—	0.082 [0.196]	—
Horizontal Stiffener *	-0.194 [0.094]	—	0.103 [0.158]	—	0.189 [0.096]	—	-0.181 [0.100]	—
Compression Flange *	—	-0.036 [0.405]	—	0.014 [0.442]	—	-0.015 [0.542]	—	0.008 [0.629]
Plate Bending Mode 1×1	0.303 [0.103]	0.028 [0.241]	-0.362 [0.095]	0.050 [0.203]	-0.560 [0.077]	-0.018 [0.271]	0.574 [0.076]	-0.001 [0.477]

* いずれも一次モードの値 (一半波長の波形の大きさ)

表 4.17 部材および仮組立の精度

行	精度対象の集	項目	許容誤差 (mm)	備考	測定方法
1	部材	フランジ幅 b (m) (a)	$\pm 2 \dots \dots \dots b \leq 0.5$ $\pm 3 \dots \dots \dots 0.5 < b \leq 1.0$ $\pm 4 \dots \dots \dots 1.0 < b \leq 2.0$ $\pm (3 + b/2) \dots \dots 2.0 < b$	左欄の b は b 、 h および b' を代表したものである	
2		腹板間隔 b' (m)			
3	材	板の平面度 δ (mm) (b)	$h/250$ $w/150$	h : 腹板高 (mm) w : 腹板またはリブの間隔 (mm)	
4		フランジの直角度 δ (mm) (c)	$b/200$	b : フランジ幅 (mm)	
5	精度	部材長 l (m) (d)	プレートガーダー $\pm 3 \dots \dots \dots l \leq 10$ $\pm 4 \dots \dots \dots l > 10$ トラス、アーチなど $\pm 2 \dots \dots \dots l \leq 10$ $\pm 3 \dots \dots \dots l > 10$ 伸縮継手 $-5 \sim +10 \dots \dots \dots w \leq 10$ $-5 \sim +(5 + w/2) \dots \dots w > 10$	W : 車道幅員 (m)	
6		圧縮材の曲り δ (mm) (e)	$l/1,000$	l : 部材長 (mm)	
7		全長・支間長 L (m)	$\pm (10 + L/10)$		
8	仮組立	主げた・主構の中心間距離 B (m)	$\pm 4 \dots \dots \dots B \leq 2$ $\pm (3 + B/2) \dots \dots B > 2$		
9		主構の組立高さ H (m)	$\pm 5 \dots \dots \dots H \leq 5$ $\pm (2.5 + H/2) \dots \dots H > 5$		
10	組立	主げた・主構の通り δ (mm) (f)	$5 + L/5 \dots \dots \dots H \leq 5$ $25 \dots \dots \dots H > 5$	L : 測線長 (m)	
11		主げた・主構のそり δ (mm) (g)	$-5 \sim +5 \dots \dots \dots L \leq 20$ $-5 \sim +10 \dots \dots \dots 20 < L \leq 40$ $-5 \sim +15 \dots \dots \dots 40 < L \leq 80$ $-5 \sim +25 \dots \dots \dots 80 < L \leq 200$	L : 主げた・主構の長さ (m)	
12		主げた・主構の橋端における出入り差 δ (mm) (h)	10		
13	精度	主げた・主構の鉛直度 δ (mm) (i)	$3 + H/1,000$	H : 主げた・主構の高さ (mm)	
14		現場継手部のすき間 δ (mm)	3		
15	度	組わせる伸縮装置との高さの差 δ_1 (mm) (j)	設計値 ± 4		
16		フィンガーの食い違い δ_2 (mm)	± 2		

(iii) 板の平面度 δ (mm) については、腹板では腹板高を h (mm) としたとき $h/250$ 以下、フランジやデッキプレートでは腹板またはリブの間隔を w としたとき $w/150$ 以下としている。

ただし、仮組立ての方法は、各部材が無応力状態になるように行うのが原則であり、このようにすれば実際の架設現場で現場継手部を仮組立時と同様に再現すれば、所定の形状が得られるというのが基本的考え方になっている。

部材精度については設計についての諸規定に対応する許容値を示すとともに測定位置や測定箇所を明記することになっている。板の平面度は溶接によるひずみの許容値を示したもので、圧縮部材の曲り精度とともに圧縮部材の許容応力度が初期たわみの影響を考慮して決めてあることに対応している。また、この板の平面度はデッキプレートの舗装に対する許容値の、また、腹板などでは補剛材の溶接によるやせ馬の限度となっている。

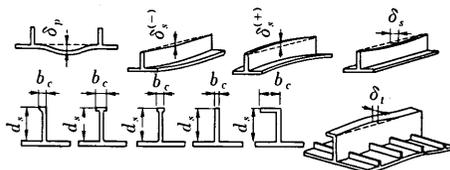
補剛板に関して問題視される代表的初期たわみとこれらの初期たわみに対して各国の設計基準でどのような許容値を与えているかを表 4.18 に掲げる。この中で IDWR および DAST-Ri 012 の規定は、上述のように実橋についての実測データ並びに補剛板の極限強度に関する調査研究に基づいて決められたものである。また、板の幅厚比制限がない DAST-Ri 012 においては板パネルの初期たわみに対して道路橋示方書の対応値よりも厳しい。しかしいずれにしても十分な調査研究に基礎を置くものではなく、各国の許容値の間にかかなりの差異が存在している現状であって、許容初期たわみの合理的決定は、全く将来の問題として残されているものと思われる。

表 4.18 各国の設計基準における許容初期不整の規定

設計基準 (1)	腹板パネル: δ_p (2)	縦リブ: $\delta_s^{(-)}, \delta_s^{(+)}$ (3)	縦リブ: δ_s (4)	横リブ: δ_t (5)
IDWR (1973)	$G(1+b/5000)/(30t)$ for $t < 25$ mm $G(1+b/5000)/750$ for $t \geq 25$ mm but no less than 1 mm in unrestrained web panels in compression and less than 3 mm in other web panels. G: gage length = $2b \cdots a > 3b$ = $a \cdots a < 3b$	$a/1200$ or 2 mm for $\delta^{(-)}$ whichever is the greater a: length of stiffener between cross members $a/900$ or 2 mm for $\delta^{(+)}$ whichever is the greater	$c(G/1000)^2/b_c$ but no less than 1 mm. G: a or 2b whichever is the lesser c = 60 for flats and tees. c = 50 for bulb flats and angles.	same as for long. ribs.
AASHTO (1977)	$0.159D/(144/\sqrt{T})$ m or 4.8 mm which- ever is the greater. D: the least dimen- sion (in m) T: the minimum thickness (in m)	$a/480$ for $\delta^{(-)}$ and $\delta^{(+)}$ same as the left	same as for δ_p	$b/240$
ÖNORM (1975)	$b/250$ or 4 mm whichever is the lesser.	$a/500$ or 8 mm whichever is the lesser.		same as for $\delta^{(-)}$
DAST-Ri 012 (1978)	$a/250$ or $b/250$ whichever is the lesser.	$a/400$ for 1st long. rib.		$b/400$
JSHB (1980)	$b/150$ for flanges, box-girders and steel deck plates. $b/250$ for web panels.	$a/1000$	$d_s/100$	same as for $\delta^{(-)}$
ECCS (1978)	$a/500$ or $b/500$	$a/500$ or $b/500$		$b/500$
BS 5400 (1979)	$2b/165\sqrt{\sigma_Y/355}$ for $a > 2b$ $a/165\sqrt{\sigma_Y/355}$ for $a < 2b$	$a/750$ but not less than 2 mm. ^b	$G/375\sqrt{\sigma_Y/355}$ G = 2b or a but not less than 2 mm	$A_c = G/500$ or 3 mm whichever is the greater Levels between cross girder under con- sideration and the two adjacent cross girders in either direction

^aApplicable when $b/t > 25\sqrt{355/\sigma_Y}$ (t: thickness).

^bFor box girders and orthotropic decks.



4.4 残留応力

4.4.1 概 説

残留応力とは外力が作用しないときでも物体内に残存している応力のことであり、固有応力 (Eigen Spannung), 初期応力 (Initial Stress), 元応力 (Residual Stress) ともいわれる。その発生原因としては、(1) 一部分の容積変化から生じる場合、(2) 一部の塑性変形または不均一な塑性変形から生じる場合、(3) 幾何学的な適合条件が満足されていない無理な組立てから生じる場合、などが上げられる^{4,24)}。

残留応力は溶接、圧延をはじめ冷却、フレームカット、冷間圧延あるいは引き抜き等の製作過程によっても生じる。

4.4.2 残留応力の大きさと分布

(1) 圧延材の残留応力

圧延材の残留応力は冷却過程における不均一な温度分布により生じるものである。

残留応力の大きさは初期温度 T_0 °C と最終温度 T °C における応力一ひずみ関係や冷却過程における不均一な変形に依存する。このような不均一さは熱伝導率 k が小さいほど、また、材料の比熱 c 、そして熱膨張率 α と比重 γ が大きいほど大きい。したがってパラメータ $k/\gamma c$ を用いると不均一な変形を表わすのに好都合である。このパラメータはいかなる鋼材に関しても一定値を有するので、熱残留応力は結局、主として断面形状に依存すると考えられる。

I形断面を例にとれば、次のような幾何学的な比により残留応力が支配されるということが経験上わかっている。

$$h/b, t_f/h, t_f/b, t_w/h, t_w/b$$

ここに、 h は断面の高さ、 b はフランジ幅、 t_w は腹板厚、 t_f はフランジ厚である。図 4.31 は様々な I 形断面の典型的な残留応力分布を示している。 h/b が 1.2 以下のずんぐりした断面ではフランジの中央では引張り、端部では圧縮の残留応力が顕著であるが、一方腹板部の中央では個々の部分の寸法によって引張りになったり圧縮になったりする。これに対して h/b が 1.5 より大きなスレンダーな断面ではフランジでは引張り残留応力が卓越し、腹板では圧縮残留応力が卓越するといえる。

残留応力のモデルについては多くの国々で多くの人々により研究されてきた。例えば米国の Beedle が考えたような、フランジでは三角形状、腹板では一様な引張りの残留応力モデル、英国のようにフランジ・腹板双方においても放物線と近似したモデル、そしてオーストラリアのように、すべて一様であるが厚さ方向には三角形状に変化するモデルがある。図 4.32 はこれらのモデルの概略図である。図 4.33 は ECCS によって採用された英国モデルに類似したモデルであり^{4,17)}、フランジ・腹板の双方について、中央部が放物線、端部が直線状の残留応力分布を示す。この分布は以下の値により定まることになる。

$\sigma_{rc,1}$ = フランジ端部の圧縮残留応力度

$\sigma_{rc,2}$ = 腹板中央部の圧縮残留応力度

$\sigma_{rt,1}$ = フランジと腹板の接合部での引張残留応力度

ところで、圧延 I 型鋼の残留応力試験結果を整理し、分類するにあたってはパラメータ $\eta = bt_w/ht_f$ を用いると便利である。ここに、 b と h はそれぞれ断面の幅と高さ、 t_w と t_f はそれぞれ腹板とフランジの厚さを表わして

h/b	断面形状	残留応力分布		t_w/h	t_w/b	t_f/h	t_f/b	
		a	Web	Flanges	0.032 to 0.040	0.032 to 0.040	0.045 to 0.061	0.045 to 0.080
<1.2		b		0.075 to 0.100	0.078 to 0.112	0.091 to 0.162	0.093 to 0.182	
>1.2		c			0.062 to 0.068	0.068 to 0.073	0.104 to 0.114	0.113 to 0.121
					0.031 to 0.032	0.042 to 0.048	0.048 to 0.051	0.062 to 0.080
<1.7		b		0.030	0.046	0.051	0.077	
>1.7		e		0.018 to 0.028	0.039 to 0.056	0.025 to 0.043	0.063 to 0.085	

図 4.31 各種 I 型断面の典型的残留応力分布

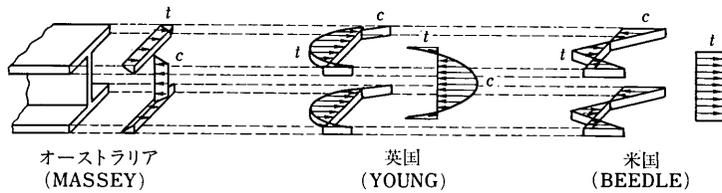


図 4.32 各種の圧延 I 型鋼の残留応力分布モデル^{4.24)}

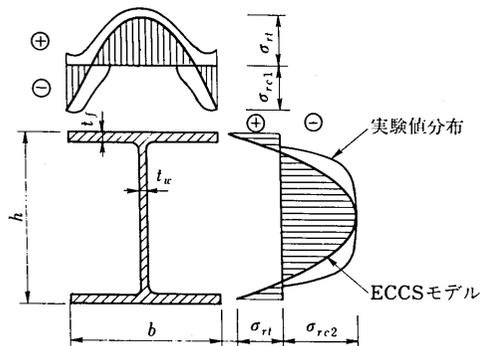


図 4.33 ECCS の圧延 I 型鋼の残留応力モデル^{4.24)}

いる。このようなパラメータ η の値ははり断面についてはおおむね $\eta < 0.5$ 、柱断面では $\eta > 0.5$ である。

最近の実験的研究の成果として、ジャンボサイズの圧延断面の残留応力がフランジの厚さ方向に著しく散布していることが分かってきている。

Alpsten^{4,26)} によれば $\sigma_{rc,l}$ の値は経験的に以下の式で表わせる (単位 N/mm^2)。

$$\left. \begin{array}{ll} \text{軽量型鋼} & \sigma_{rc,l} = 180 \eta - 53 \\ \text{中ぐらゐの型鋼} & \sigma_{rc,l} = 290 \eta - 58 \\ \text{厚い型鋼} & \sigma_{rc,l} = 450 \eta - 23 \end{array} \right\} \quad (4.9)$$

ここに、 $\eta \equiv \frac{bt_w}{ht_f}$

一方、圧延板の残留応力分布も同様に放物線状と仮定でき、一般に端部で圧縮そして中央部で引張りと考えて良い。この残留応力分布を図 4.34 に示す。この図によれば、中央部での引残留応力度 σ_{rt} と端部での圧縮残留応力度 σ_{rc} を比較したとき $|\sigma_{rc}| = 2 |\sigma_{rt}|$ となる。このような応力度を支配するパラメータとしては以下のようなパラメータが考えられる：

$$\left. \begin{array}{l} \text{幅厚比} \quad \beta \equiv \frac{b}{t} \\ \text{周辺長に対する断面積比} \quad r_{\text{eff}} = \frac{2A}{u} = \frac{2bt}{2(b+t)} \end{array} \right\} \quad (4.10)$$

後者は冷却過程における温度の変動を支配するものと考えられる。

Alpsten によれば σ_{rc} は以下の経験式により与えられるとしている ($r_{\text{eff}} \geq 26.5 \text{ mm}$ に有効)。

$$\sigma_{rc} = 0.18 \left(\frac{r_{\text{eff}}}{2} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{b}{t} \right) \quad (N/mm^2) \quad (4.11)$$

他方、これよりやや厳密性に欠けるものの、安全側にとった公式があり ($b < 28t$ に対し有効)

$$\sigma_{rc} = 220 \left(1 - \frac{b}{37t} \right) \quad (N/mm^2) \quad (4.12)$$

により与えられる^{4,17)}。

以上、圧延材の残留応力について一般的に見てきたが、次にわが国で行われた H 形、I 形、大型 I 形についての残留応力測定結果を見てみよう。

図 4.35^{4,25)} は幅×高さ=100×100 mm ($t_f=8$, $t_w=6$) の小形の H 形断面材の測定例であり、分布形に乱れが生じている。これはわが国で生産される断面寸法 400 mm 以下の圧延材はすべて部材の弱軸まわりにローラーによるひずみ矯正が行われた後に出荷されるため、圧延されたまま (As-Rolled) の対称形の分布が冷間塑性加工によって変化するためである。特に小型部材ではこのような乱れは大きく、図 4.33 のような理想形状が決定できないことに注意する必要がある。Alpsten^{4,26)} は圧延材のローラーひずみ矯正による残留応力の変化について系統的な研究を行っている。図 4.36 はその測定結果の一例であり、HE 200 A 部材の圧延されたままの状態 (a)、およびローラーをかけられた後の分布 (b) を示している。

図 4.37 は 200×100×8×5.5 mm の圧延 I 形部材 25 本の残留応力分布^{4,27)} を示しており、フランジ上では主に引張り残留応力が三角形分布をウェブでは放物線形の圧縮応力が分布している。この部材は圧延のままでひずみ矯正はなされていない。さらに図 4.38 は上フランジの中央部、同自由辺、および腹板中央の残留応力度の頻度分布を示すものである^{4,27)}。

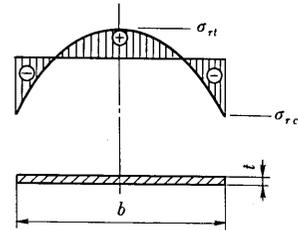


図 4.34 圧延板の残留応力分布

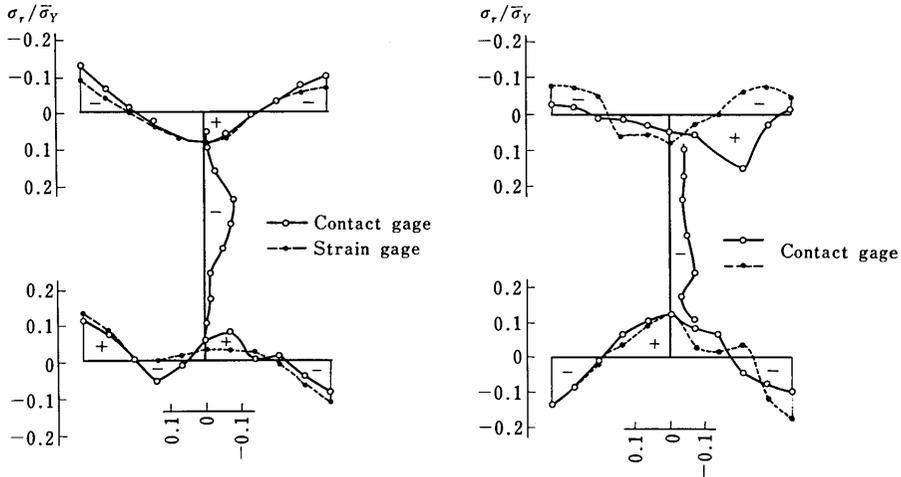


図 4.35 小型H型断面材の残留応力測定例

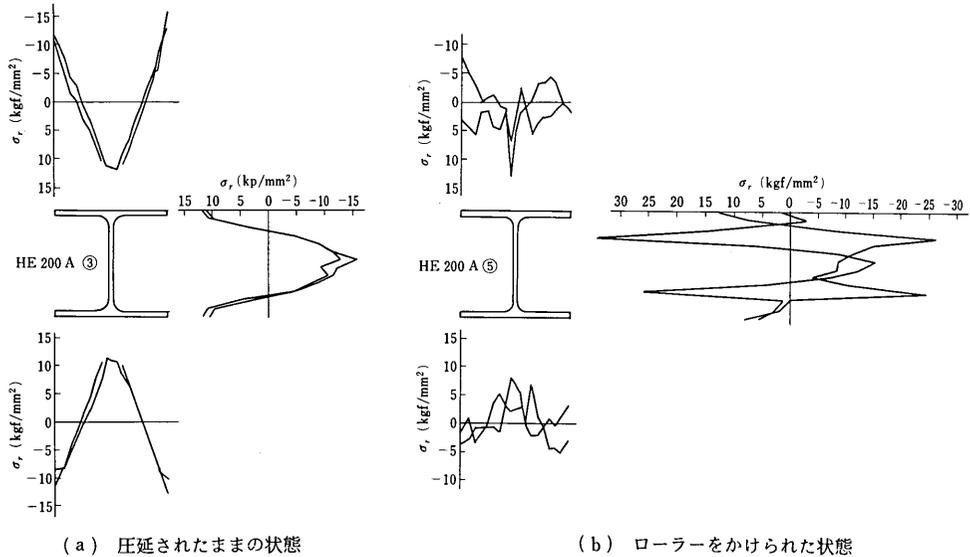


図 4.36 圧延H型钢の残留応力分布, HE 200 A

文献 4.28), 4.29) では $900 \times 300 \text{ mm}$ の大型圧延 I 形ばりの残留応力測定が行われている。このような大型はりは最近橋桁に用いられるようになったが、普通、上りとなるようキャンパー加工される。図 4.39(a), (b) はキャンパー加工される前の、また (c), (d), (e) はキャンパー加工後の残留応力分布^{4.28)}を示す。ロールベンディングの場合下フランジおよびウェブに残留応力の変化が見られる。圧延H形鋼桁の各種キャンパー加工法と残留応力の変化は文献 4.30) でも調べられている。

山形鋼、溝形鋼、T形鋼などの圧延材は橋梁などの対傾構、横構などの補剛材として用いられることが多い。これらの部材の残留応力測定例は極めて少ないが、残留応力量そのものはローラーひずみ矯正によってかなり小さくされており、また圧延部材として用いられるときには偏心圧縮材となるため残留応力の影響も中心軸圧縮材より少なくなる。溝形構 ($72 \times 150 \text{ mm}$) の残留ひずみ測定例を図 4.40 に示す。板の表と裏で異なった値が現わ

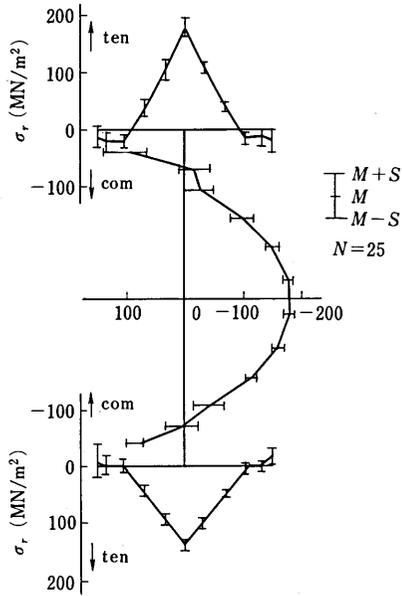


図 4.37 圧延 I 形部材の残留応力分布

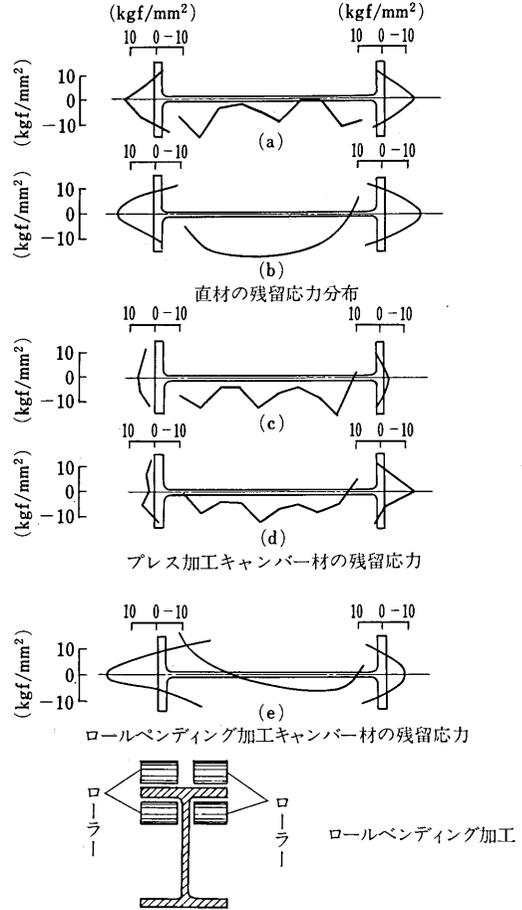


図 4.39 キャンバー加工の残留応力に及ぼす影響

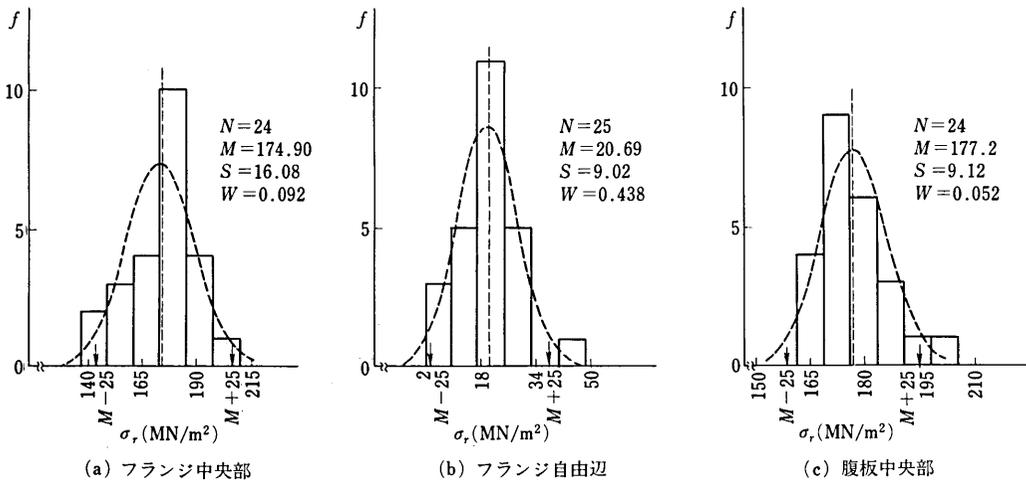


図 4.38 圧延 I 形部材の残留応力力の頻度分布

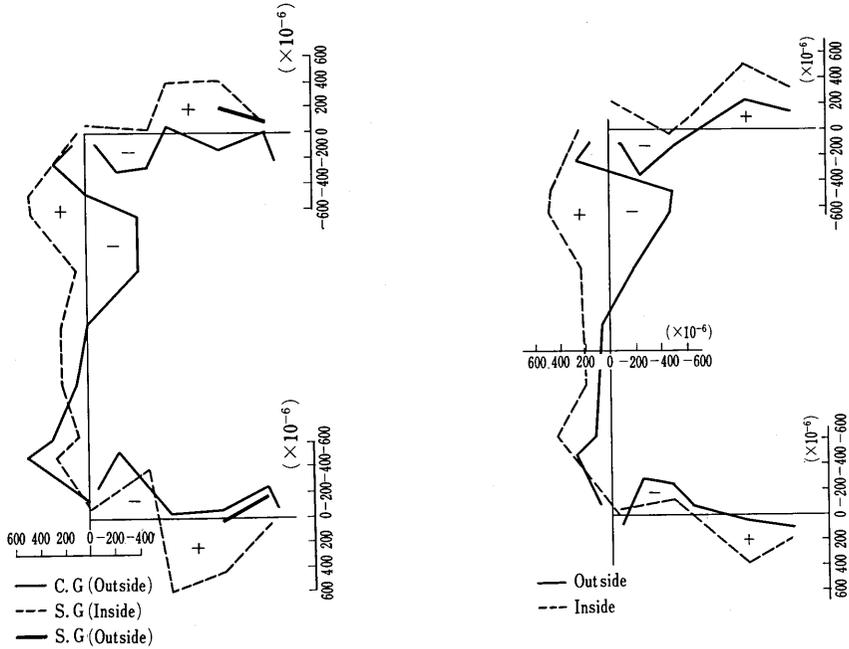


図 4.40 溝形鋼の残留ひずみ測定例

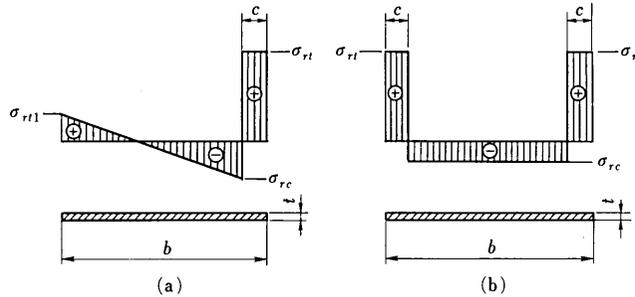


図 4.41 ガス切断による残留応力分布^{4.24)}

れていることがわかる。

(2) ガス切断による残留応力^{4.24)}

ガス切断を行えば局所的な熱効果により、以前の残留応力分布が形状および分布量ともに変化する。事実、加熱部の近傍では引張残留応力が生じ、その最大応力度は材質の降伏応力度 σ_Y に達する。したがって、その他の部分では圧縮応力が生じ、平衡状態を保つことになる。図 4.41 (a) は一端だけを、(b) は両端ともガス切断したときの板の残留応力分布を示す。(a) においては、 σ_{rt1} 、 σ_{rc} は

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{rt1} &= \sigma_{rt} \frac{c(2b+c)}{(b-c)^2} \\ \sigma_{rc} &= \sigma_{rt} \frac{c(4b-c)}{(b-c)^2} \end{aligned} \right\} \sigma_{rt} \approx \sigma_Y \quad (4.13)$$

となり、また (b) においては σ_{rc} は

$$\sigma_{rc} = \sigma_{rt} \frac{2c}{b-2c}, \quad \sigma_{rt} \approx \sigma_Y \tag{4.14}$$

となる。Young や Dwight^{(4.23)~(4.35)} によれば c は次のような経験式により与えられる ($\sigma_Y: N/mm^2$)。

$$c = \frac{235}{\sigma_Y} \cdot 4.6\sqrt{t} \tag{4.15}$$

(3) 溶接による残留応力

溶接による残留応力分布を次に考えよう。溶接部の近傍では局部的な入熱により伸びようとするが溶接部から離れた母材により拘束され、残留応力が発生する^{4.24)}。この残留応力は溶融部およびそのごく近傍では通常の構造用炭素鋼では降伏応力度にも達する。しかし、降伏応力度の高い高強度鋼においては、残留応力は降伏応力度以下である^{4.31)}。そして塑性縮みを起こす。次に冷却が始まるとこの収縮によって溶融部およびそのごく近傍部は引張り応力を受けるようになり、ここではほぼ降伏応力度に達する。したがって平衡を保つために母材で溶接部より離れたところには圧縮の残留応力を生じることになる。溶接継手に生じる残留応力の分布とその大きさは多くの因子により左右されるが、最も重要なものは溶接方法、溶接回数、および溶接部の厚さと形状であろう。

圧延によって生じる残留応力と溶接によって生じるそれは本質的に異なる。圧延では冷却の始まる直前までは一律な温度分布であるが、溶接の場合には熱の入力が極めて局部的である。したがって、圧延部材については一般に成立する断面形状と残留応力との因果律も溶接の場合には明確ではない。

溶接過程の影響は、まず、要求される入熱量*と、とけ込み深さ、ビード断面積に依存し、これらが大きければ大きいほど圧縮残留応力度も大きくなる。例えば Young, Dwight, Moxham らは、各種溶接法の入熱量とビード断面積, A_w , の関係、残留圧縮力, F_c , とビード断面積の関係を調べ^{4.32)~(4.35)}、次式を導いている。すなわち、 C を実験定数として、

$$F_c = CA_w \tag{4.16}$$

そして、条件 (i) この F_c は板内に存在する残留引張り応力の合計と等しい、(ii) 残留応力は自己平衡である、より残留応力分布を推定している。ただ補剛材については補剛材内の分布形状および大きさなどは一定でなく推定は困難といわれている^{4.36)}。

溶接 I 形断面の典型的残留応力分布を図 4.42 に示す。米国の CRC, ヨーロッパの ECCS によって行われた

表 4.19 溶接 I 形断面の残留応力の測定結果例

	溶接部	σ_r/σ_Y			h (mm)	b (mm)
		フランジ		腹板		
		フランジ 中央部	フランジ 自由辺	腹板 中央部		
CRC		+1.03	-0.62	-0.38	250	250
		+1.0	-0.73	-0.44	250	230
		+1.03	-0.59	-0.43	250	230
		+1.03	-0.59	-0.59	175	165
CECM	+0.86	+0.33	-0.4	-0.33	190	200
	+1.37	+0.71	-0.42	-0.29	550	600
				$t_w=30$	$t_f=60$	

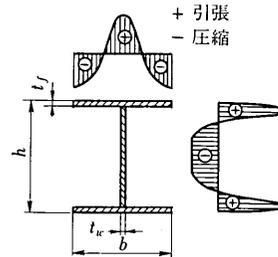


図 4.42 溶接 I 形断面の典型的残留応力分布

* 入熱量の公式

$$\text{入熱量 (joule/cm)} = \frac{\text{電流 (Amp)} \times \text{電圧 (Volt)} \times 60}{\text{溶接速度 (cm/min)}}$$

70 000 joule/cm が一般的な施工の上限値である。ただし 1 joule=0.239 cal.

数多くの実験結果を表にすれば、表 4.19 のとおりである。

溶接組立て材の代表的断面形にはH形、I形および箱形がある。H形断面材の残留応力分布は図 4.43(a) または (b) のようである。溶接組立てする前の構成板は一般には厚板をガス切断して製作するためその端部ではやや大きな引張り残留応力が導入され、フランジ上の残留応力分布は図 4.43(b)^{4.37)} のようになるものがほとんどである。

溶接I形柱は圧延材と同様、フランジ部での引張り残留応力が大きく、ウェブで圧縮応力が大きい。図 4.44(a), (b)^{4.27), 4.38)} は同サイズの溶接材と圧延材の残留応力分布形を比較したものである。溶接材では圧延材に比べ残留応力が大きく、またウェブ上の分布形は台形である。

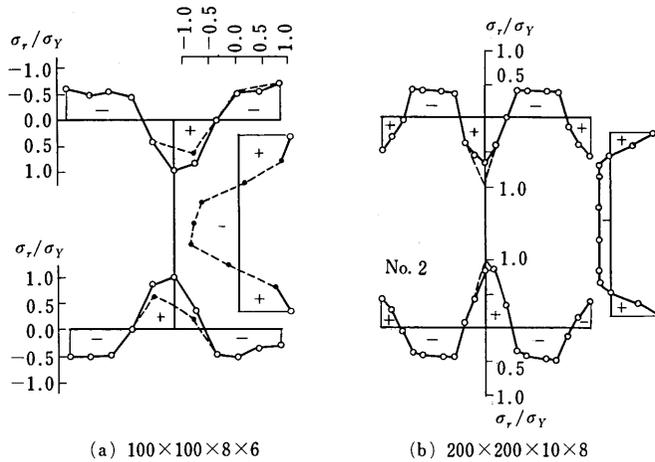


図 4.43 溶接H形断面部材の残留応力

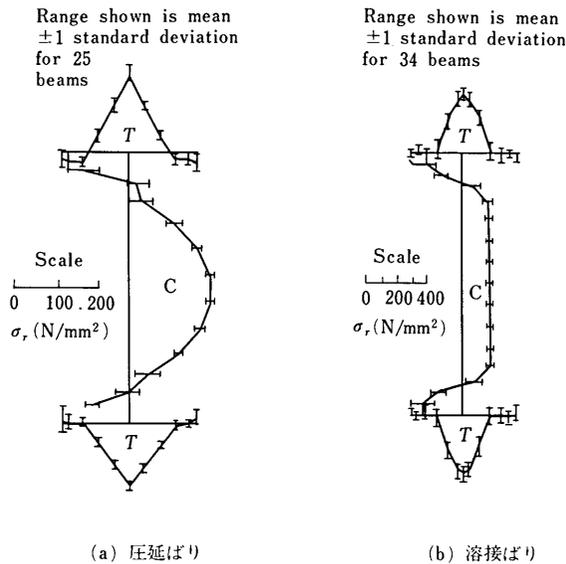


図 4.44 溶接I形断面部材の残留応力分布

図 4.45 は図 4.44 に示された I 形断面実験供試体の圧縮フランジの圧縮残留応力度 $\bar{\sigma}_{rc}$:

$$\bar{\sigma}_{rc} = \int_{A_c} \sigma_{rc} dA_c / (A_c \cdot \sigma_y) \quad (4.16)$$

の頻度分布を示す。ここに、 σ_{rc} は圧縮フランジの圧縮残留応力度、 A_c は同圧縮部の面積である。

$\bar{\sigma}_{rc}$ の平均値 $M=0.120$ 、標準偏差 $S=0.466$ は圧延材のそれぞれ $M=0.066$ 、 $S=0.241$ と比較してかなり大きいことがわかる^{4.26)}。

文献 4.39) には溶接 I 形断面部材の断面寸法パラメータおよび溶接入熱量をかえたときの残留応力分布形の

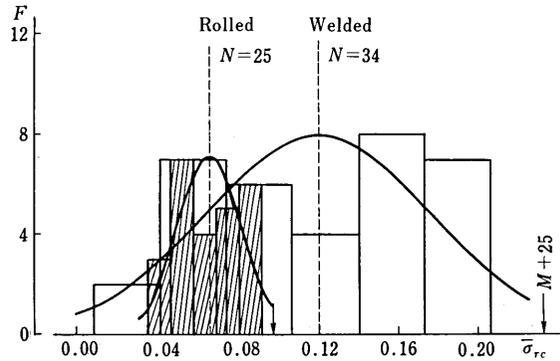


図 4.45 溶接 I 形断面部材の圧縮フランジの圧縮残留応力度の頻度分布^{4.2)}

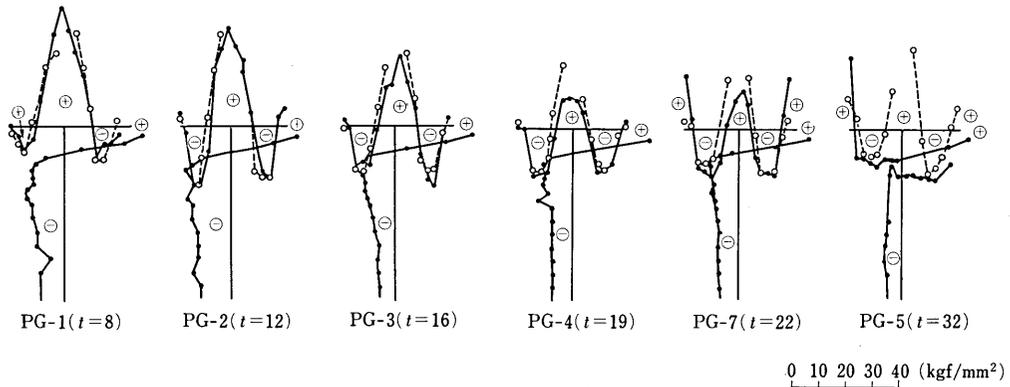


図 4.46 フランジ板厚の変化による残留応力分布の変動 (入熱量 4 300 cal/cm, フランジ幅 160 mm)

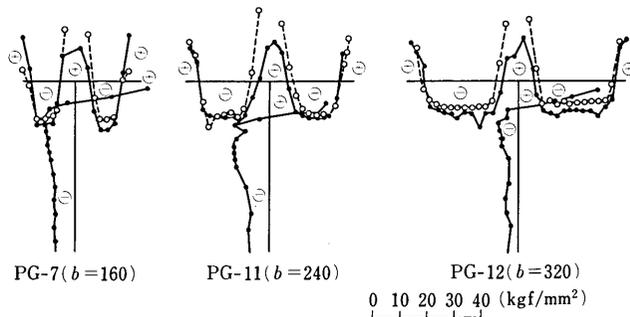


図 4.47 フランジ幅の変化による残留応力分布の変動 (入熱量 4 300 cal/cm, 板厚 22 mm)

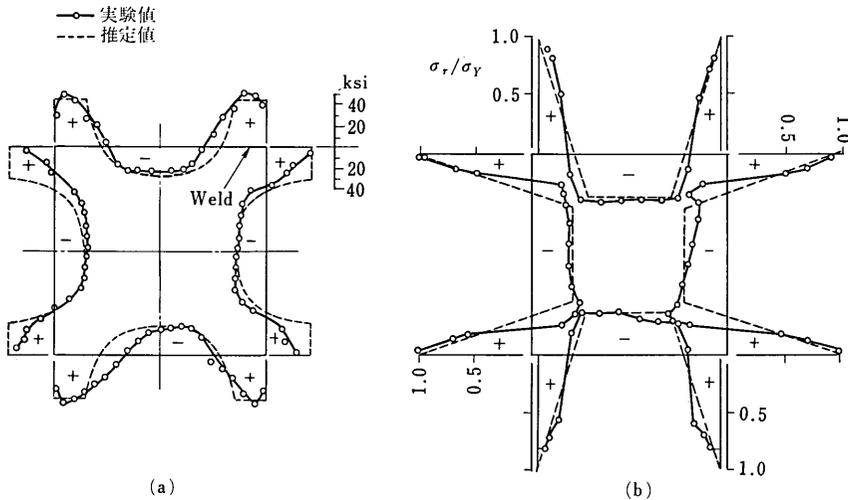


図 4.51 箱形断面部材の残留応力分布

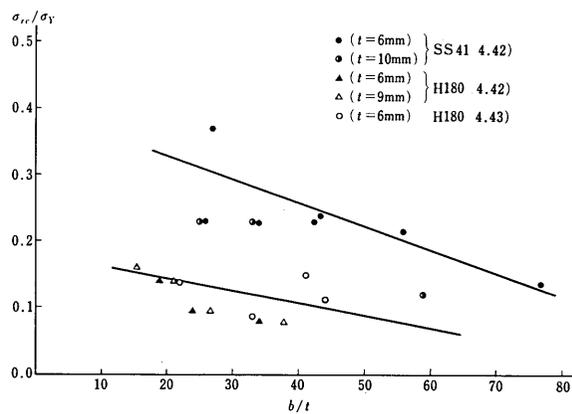


図 4.52 箱形断面部材の圧縮残留応力の大きさ

圧縮残留応力の大きさは図 4.52 のように幅厚比によって変化し、大略 $0.1\sigma_Y \sim 0.4\sigma_Y$ 程度の大きさとなる。

高張力鋼 HT 80 を用いた箱形部材の残留応力は引張りで $0.6\sigma_Y$ 程度、圧縮で $0.16\sigma_Y$ 程度と極めて小さい値^{4.42), 4.43)}である。

(4) パイプ部材の残留応力

パイプ部材はその製作方法によって残留応力分布形状が著しく異なる。構造用鋼管として最も一般的に用いられている電縫鋼管の残留応力測定結果の一例^{4.44)}を図 4.53 に示す。電縫鋼管は板を管状に曲げて電気抵抗により圧着加熱して溶接する。熱残留応力は極めて少ない代りに溶接成形後の形状補正のためのローラーによる塑性加工 (Sizing) を行うため管内には肉厚方向にも引張りから圧縮へと変化する残留応力が生じ、これが円周方向にも部材軸方向にも存在している。このため軸方向の作用応力に対し、部材は 2 軸応力状態で降伏する。文献 4.44) ではこれを取扱い易くするために力学的に等価な一軸方向残留応力に置換える方法を示している。

電縫鋼管の残留応力の測定に関する報告はほとんどすべてわが国の研究者によりなされており、これらの測定結果にはほぼ同様の傾向がみられる。

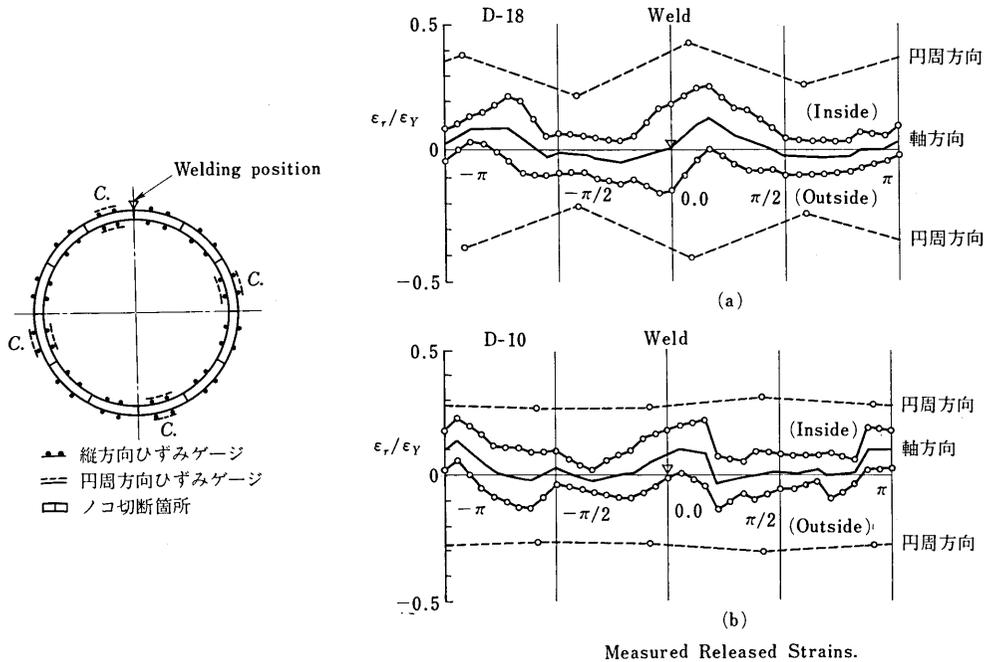


図 4.53 測定解放ひずみ

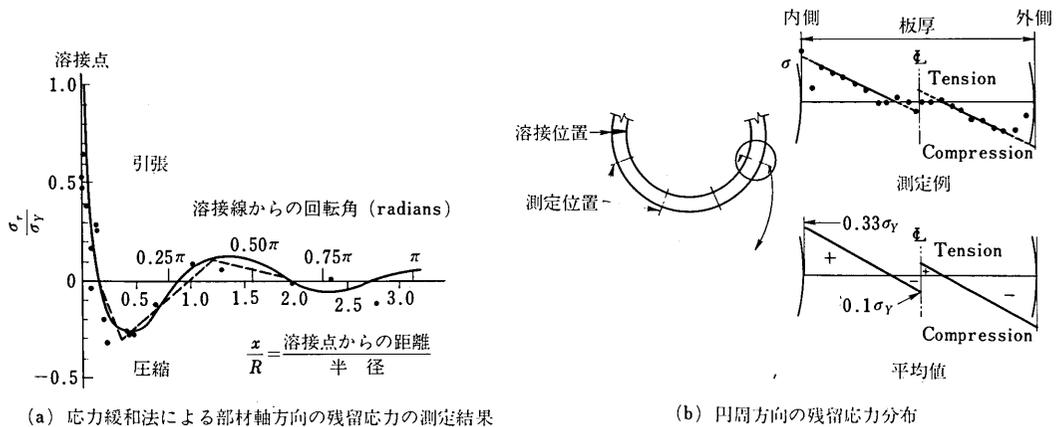


図 4.54 溶接鋼管の残留応力

電縫管よりやや大きな口径の部材に用いられる溶接管は板を冷間で曲げて管状にした後、通常の溶接によって縫合されるため、溶着部に大きな引張り残留応力が生ずる (図 4.54(a))^{4,45)}。また板の曲げ加工により残留応力は板の厚さ方向にも変化する (図 4.54(b))。

(5) 補剛材付板の残留応力

補剛材 (リブ) 付板は鋼桁橋の他吊橋、斜張橋の主塔、アーチ弦材等、鋼構造物の主要部材の構成要素であり、初期たわみと同様、残留応力はその負荷力を決定づける要因の1つとなっている。

小松・牛尾・北田^{4,46)}は図 4.55 に示す 5 タイプの供試体について材質をかえ、系統的に残留応力の実測を行った。その結果以下のようないくつかの一般性のある結論を得ている。

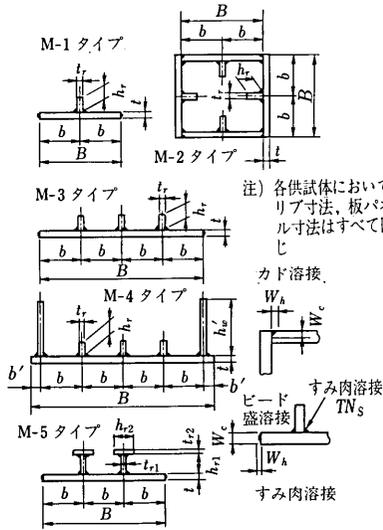


図 4.55 供試体の断面形状

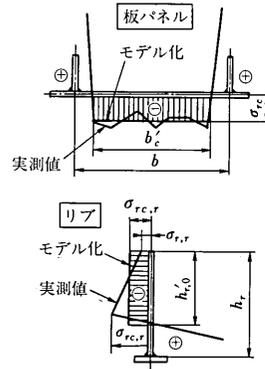


図 4.56 残留応力の形状および大きさのモデル化

i) 板パネル部分の残留応力分布形状と大きさ

リップ間の板パネル部分の圧縮残留応力測定値を図 4.56 のように台形に近似し、残留応力の圧縮領域の幅 b_c をパネル幅 b との比 b_c/b で表わし、板の幅厚比 b/t との関係を図 4.57 のようになる。同図より b_c/b は高張力鋼では 0.8~0.9、普通鋼では 0.7~0.8 の間にあることがわかる。また平均圧縮残留応力 $\bar{\sigma}_{rc}$ を材の降伏応力 σ_y で無次元化した値 $\bar{\sigma}_{rc}/\sigma_y$ と b/t との関係は図 4.58 に示したようになる。 $\bar{\sigma}_{rc}/\sigma_y$ は b/t にあまり影響されずにはほぼ一定であるが、鋼種により値が異なり、HT 80 で約 0.1、HT 60、SH 58 での 0.15、SS 41 で 0.2 前後となっている。

ii) リップ内の残留応力

リップ内の残留応力はリップを機械切断して製作した場合とガス切断した場合とで分布形状が異なり、それぞれ図 4.59 に示す近似モデル化ができる。残留応力量はパネル部に比べはつきが非常に大きい最大圧縮応力量 $\bar{\sigma}_{rc,r}$ はリップ内の方がかなり小さく、 $\bar{\sigma}_{rc,r}/\sigma_y$ の値は SS 41 で約 0.3、HT 80 で 0.12 程度である。

ところで、二枚の板をつき合せ溶接したとき残留応力を定量的に求める試みもなされている。図 4.60 にはその場合の残留応力分布のモデルが示されている。ここに c は引張り残留応力を受ける部分の半幅であり、

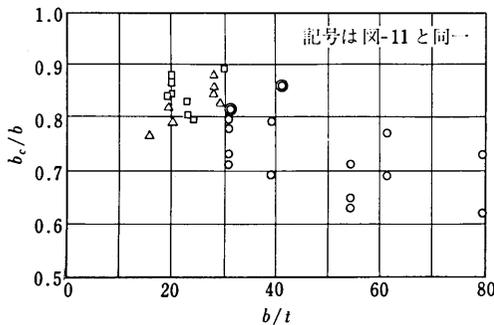


図 4.57 b_c/b と b/t の関係

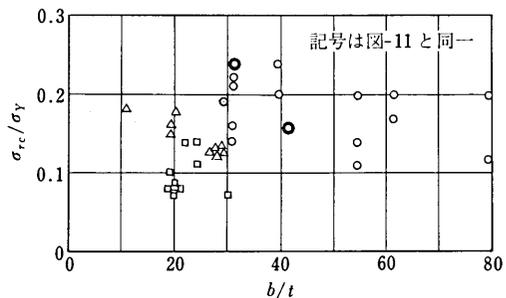
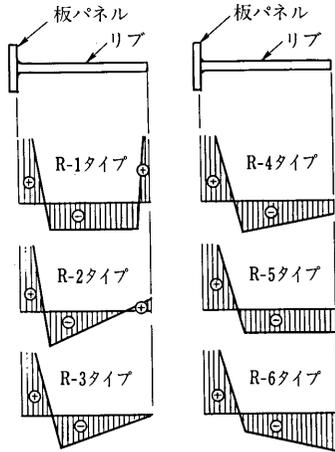


図 4.58 $\bar{\sigma}_{rc}/\sigma_y$ と b/t の関係



R-1: ガス切断した場合 R-2~R-6: 機械切断した場合

図 4.59 リブ内の残留応力分布形状

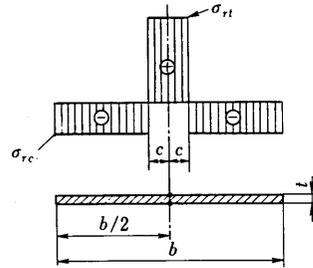


図 4.60 つき合せ溶接による残留応力度の推定

表 4.20 つき合せ溶接過程の効率係数 α

溶 接 法	α	
サブマージーク溶接 (Submerged Arc)	0.90	
炭酸ガスアーク溶接 (Cored Wire CO ₂)	0.85	
手 溶 接 (Manual)	0.80	
溶融アーク (Fusiarc)	0.75	
ミグ溶接 (MIG)	スプレー (Spray)	0.62
	ディップ (Dip)	0.42

Young によれば 1 回の連続溶接の場合次式で与えられるとしている^{4.24)}。

$$\left. \begin{aligned} c &= 50 \alpha \frac{A}{\sum t} \frac{235}{\sigma_r} \\ \sigma_{rc} &= \sigma_{rt} \frac{2c}{b-2c} \end{aligned} \right\} \quad (4.17)$$

ここに、 α は溶接過程の効率係数、 A は付加金属の断面積、 $\sum t$ は継手での板厚の総和である。この α の値は表 4.20 に与えられるとおりである。

連続溶接の場合については Kamtakar が c のかわりに次式の c' を用いると良いとしている。

$$c' = cL / (L + a) \quad (4.18)$$

ここに、 L は溶接長さであり、 a は相隣る溶接の間隔長である。

4.4.3 残留応力の計測法^{4.24)}

最後に溶接による残留応力の測定法について整理すれば、次の 4 つの手法に大別できるものと思われる。

- A. 応力緩和法
- B. X-線回折法
- C. 応力に敏感な材料の使用による方法

D. 亀裂法

このうち A. は供試体を細く切断したときの弾性ひずみの解放を調べるものであり、原則的には電気あるいは機械的ひずみゲージを用いる。B. は非破壊試験であり材料の原子格子パラメータを測定により明らかにするものである。X-線フィルム技術や X-線回折メータの技術を用いる。ボールベアリング、歯車の歯、あるいは研磨後の材料表面を計測するのに利用されている。しかし、一方向に 15~30 分必要であり 2 方向の計測を行うと相当の時間を要し、また正確とはいえないとされる。C. はさらに C1. 超音波法と C2. 硬さの応力による変化を把える方法に分類でき C1. は (a) 偏超音波法と (b) 超音波探査法に細分される。(a) は光弾性と似た原理を利用しているが (b) は超音波の吸収率が応力によって変化する原理を利用するものである。なお、C2. の手法は未だ研究開発の段階にあるといわれている。

4.5 今後の展望

本章では鋼構造物の強度を支配する初期不整に焦点を定めて記述がなされてきた。この初期不整は幾何学的初期不整と材料的初期不整に大別されるが、いずれも本質的に不規則性を有するものであり、これらの諸量が構造物の強度に与える影響については確率・統計的な考慮が不可欠である。

このため、各種構造物の材料強度や初期不整に関する統計データの収集・整理をはじめとするデータベースの構築と整備は更に重要であり、極限強度評価を含む構造物の合理的設計法の確率のためには確率・統計学的手法を駆使し、かつ構造物の強度への影響度を要因別に定量的に記述する簡潔な関係式の樹立などが不可欠となろう。もちろん、その際には構造物の強度のみならず荷重についても同様な確率・統計学的手法で取り扱い、また部材のみならず構造物全体としてのシステムリリアビリティを研究することが重要となろう。

最後に、今後は土木とか建築や造船といった個々の分野のみでなく、近い将来、例えば海上都市など極めて学際色豊かな構造物が建設されることを考え合せると、今後統一的視野に立った鋼構造物の設計理念が創り出されることを望みたい。

参 考 文 献

4. 1) Watanabe, E. : A Study on the Catastrophe and Static Load-carrying Capacity of Structures, Doctoral Dissertation, Kyoto University, 1985.
4. 2) Trahair, N.S. : The Behavior and Design of Steel Structures, Chapman and Hall, 1977.
4. 3) SSRC, ECCS, CRCJ and CMEA : Stability of Metal Structures. A World View, AISC, 1982.
4. 4) ECCS-Technical Committee 8-Structural Stability ; European Recommendations for Steel Construction : Buckling of Shells, 2nd, ed., 1983.
4. 5) Niwa, Y., E. Watanabe and T. Miyajima : Strength Estimation of Steel Structures by means of Monte Carlo Simulation and Catastrophe Theory, Proc. of 4th International conference on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR '85), Kobe, Japan, Vol. I, 1985, pp.67~76.
4. 6) 青木徹彦・福本秀士 : 溶接 H 形鋼柱の座屈強度分布について, 土木学会論文報告集, 第 222 号, 1974, pp.37~48.
4. 7) 小松定夫他 : 鋼橋部材の形状初期不整と耐力の統計学的研究, 日本鋼構造協会誌, Vol.16, No.179, 1980.
4. 8) Komatsu, S. and T. Kitada : Statistical Study on Compression Flange Plates, J. Structural Engineering, ASCE, Vol.109, No.2, Feb., 1983, pp.404~417.
4. 9) Komatsu, S. and S. Nara : Statistical Study on Steel Plate Members, J. Structural Engineering, ASCE, Vol.109, No.4, April, 1983, pp.977~992.
- 4.10) Komatsu, S., Y. Niwa, and E. Watanabe : Statistical Study on Imperfections of Steel Webs, J. Structural Engineering, ASCE, Vol.109, No.2, February, 1983, pp.419~438.
- 4.11) Komatsu, S., and T. Kitada : Statistical Study on Compression Butt-Welded Plate, J. Structural Engineering, ASCE, Vol.109, No.2, February, 1983, pp.386~403.
- 4.12) Itoh, Y. : Ultimate Strength Variations of Structural Steel Members, Doctoral Dissertation, Nagoya University, 1984.

- 4.13) 福本啓士・伊藤義人：鋼構造部材の耐荷力評価システムのための数値データバンクの作成と利用，土木学会論文報告集，No.312，1981.8，pp.59~72.
- 4.14) Galambos, T. V. and M. K. Ravindra : "Properties of Steel for Use in LRFD", Proc. of ASCE, Vol.104, No. ST1, Sept., 1969, pp.1459~1468.
- 4.15) Alpsten, G. A. : "Variation in Mechanical and Cross-sectional Properties of Steel", Planning and Design of Tall Building, ASCE Volume Ib, 1972, pp.755~805.
- 4.16) Sfintesco, D. : "Fondement expérimental des courbes européennes de flambement", Construction Métallique No. 3, Sept., 1970, pp.5~12.
- 4.17) Ballio, G. and F.M. Mazzolani : Theory and Design of Steel Structures, Chapman and Hall, 1983.
- 4.18) Inquiry into the Basis of Design and Method of Erection of Steel Box Girder Bridges, Interim Design and Workmanship Rules, Part I ~IV, Report of the Committee-Appendix, Department of the Environment, London, 1977.
- 4.19) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1980.
- 4.20) Standard Specifications for Highway Bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials, 1977.
- 4.21) Deutscher Ausschuss für Stahlbau, Beulsicherheitsnachweise für Platten, DAST-Richtlinie 012, 1978.
- 4.22) Dorman, A.P. and Dwight, J. B. : Tests on Stiffened Compression Plates and Plate Panels, International Conference on Steel Box Girder Bridges, ICE, London, 1973.
- 4.23) 阪神高速道路公団：港大橋工事誌，土木学会，昭和50年，pp.701~713.
- 4.23) 南港連絡橋上部工製作基準
- 4.24) Masubuchi, M. : Analysis of Welded Structures, Pergamon Press, 1980.
- 4.25) 青木徹彦・福本啓士：鋼柱の座屈強度のばらつきにおよぼす残留応力分布の影響について，土木学会論文報告集，第201号，1972，pp.31~41.
- 4.26) Alpsten, G. A. : Residual Stresses, Yield Stress, and Column Strength of Hot-Rolled and Roller-Straightened Steel Shapes, Proc. International Colloquium on Column Strength, Paris, 1972, pp.39~59.
- 4.27) Fukumoto, Y., Itoh, Y., Kubo, M. : Strength Variation of Laterally Unsupported Beams, ASCE ST 1, No.15142, Jan. 1980.
- 4.28) 大久保忠良：大型圧延H形鋼を用いた橋梁の問題点，橋梁と基礎，No.5-3, Mar. 1971, pp.1~6.
- 4.29) 西野文雄・伊藤 学・星埜正明：ハイブリッドばりおよび大型圧延H形鋼ばりの曲げ挙動，JSSC, Vol.7, No.71, 1971.11月.
- 4.30) 山田健太郎・神谷周浩・菊池洋一：キャンパー加工された圧延H形鋼桁の疲労強度，土木学会論文報告集，第200号，1970.4月.
- 4.31) 小松定夫・吉川 紀・牛尾正之：80キロ鋼の補剛板の極限強度に関する実験，土木学会論文報告集，第218号，1973.
- 4.32) Dwight, J. B. and K. E. Moxham : Welded Steel Plates in Compression, The Structural Engineers, Vol.47, No.2, 1969, pp.49~66.
- 4.33) Dwight, J. B. : Collapse of Steel Compression Panels, Conference on Developments in Bridge Design and Construction, Cardiff, 1971.
- 4.34) Elliott, P., Young, B.W. and J. Bowers : Residual Stresses and Measurement of Tolerance, International Conference on Steel Box Girder Bridges, The Inst. of Civil Engineers, London, 1973.
- 4.35) Kamtekar, A. G., J. D. White and J. B. Dwight : Shrinkage Stresses in a Thin Plate with a Central Weld, J. of Strain Analysis, Vol.12, No.2, 1977, pp.140~147.
- 4.36) Dowling, P. J. : Strength of Steel Box-Girder Bridges, Journal of the Structural Division, Proc. of the ASCE, Vol.101, No.ST9, 1957, pp.1929~1946.
- 4.37) 青木徹彦・福本啓士：200×200mm 溶接H形鋼性の中心軸座屈強度に関する統計的実験，第37回土木学会年次講演会，1982~10，pp.397~398.
- 4.38) Fukumoto, Y., Y. Itoh : Statistical Study of Experiments on Welded Beams, ASCE, ST1, No.15965, Jan.1981, pp.89~103.
- 4.39) 近藤明雅・日浦隆文・菊池洋一：溶接I形断面部材の残留応力の推定に関する研究，土木学会論文報告集，第288号，1979年8月，pp.1~11.
- 4.40) Estuar, F. R., Tall, L. : Experimental Investigation of Welded Built-Up Columns, Welding Research Supplement, April, 1963, pp.164~176.
- 4.41) 青木徹彦：鋼柱座屈強度の変動性に関する基礎的研究，名古屋大学学位論文，1974.1月，pp.39.
- 4.42) 宇佐美勉・青木徹彦・福本啓士：溶接箱形断面柱の局部座屈と全体座屈の連成強度に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第308号，1981.4，pp.47~58.
- 4.43) 奥村敏恵・西野文雄・長谷川彰夫：箱形断面柱の局部座屈強度，土木学会論文報告集，第205号，1972年9月，pp.19

～30.

- 4.44) 青木徹彦・福本啓士：小口径電縫鋼管の統計的材料強度特性と残留応力分布の評価，土木学会論文報告集，第314号，1981年10月，pp.39～51.
- 4.45) Chen, W. I., Ross, D. A. : Tests of Fabricated Tubular Columns, ASCE, ST 3, No.12809, March, 1973, pp.619～633.
- 4.46) 小松定夫・牛尾正之・北田俊行：補剛板の溶接残留応力および初期たわみに関する実験的研究，土木学会論文報告集，第265号，1977，pp.25～35.