

閉断面補剛材を有する鋼板の初期不整に関する研究

北田俊行*・中井 博**・古田富保***

本論文は、閉断面補剛材を有する鋼板に含まれる残留応力および初期たわみの分布形と大きさについて取り扱ったものである。まず、実物大の模型を製作し、補剛材間の板パネルならびに閉断面補剛材における残留応力を測定し、その分布形や大きさの性状を明らかにするとともに、残留応力分布の推定式を提案した。つぎに、実橋の鋼床版における板パネルや補剛材の初期たわみを測定し、それらの頻度分布を、ワイブル分布にあてはめ、種々の超過確率に対応する初期たわみの大きさを示した。

Keywords: residual stress, initial deflection, stiffened plate, trough rib, steel deck

1. ま え が き

補剛板の残留応力に関する研究としては、小松・牛尾・北田による研究¹⁾等があり、すでに、閉断面補剛材を有する補剛板の縦方向残留応力の横断面内における分布形状と大きさの推定式を提案している。しかしながら、本研究で対象とする閉断面補剛材を有する補剛板の場合には、板パネルの残留応力の分布形状と大きさ、および閉断面補剛材に含まれる残留応力の性状についてのデータが少ない²⁾。特に、幅の広い鋼床版などにおいて問題となる横方向圧縮強度³⁾に影響を与える横方向残留応力の縦断面内における分布形状や大きさについては、今まで、ほとんど明らかにされていない。

一方、初期たわみも、薄肉鋼構造部材の終局強度に重大な影響を与える要因の一つである。そこで、小松らを中心とする日本鋼構造協会 IDM 委員会（初期変形実測委員会）により、昭和 52 年および 53 年度にわたる調査研究が行われ、実橋構造部材に対する多数の実測データを収集し、それらを統計学的に処理し、実橋構造部材に含まれる初期たわみの性状について明らかにしている³⁾。しかしながら、IDM 委員会の調査研究においては、鋼床版の初期たわみの測定は行われず、閉断面補剛材を有する補剛板の初期たわみに関しても十分なデータがなく、その性状についての確固たる取り扱い方法がない。

以上のような現状に基づいて、本研究では、閉断面補剛材を有する鋼板に含まれる初期不整の性状を明らかにするために、まず実橋鋼床版を想定した実物大模型の残留応力の測定を行った。次に、実橋および実物大模型の鋼床版における初期たわみの測定も行った。

2. 残留応力

(1) 実物大模型の形状、材質および製作

図-1 に示す残留応力測定用の供試体は、実橋の鋼床版を想定し、3本の閉断面補剛材 ($U-320 \times 260 \times 6-40$) を等間隔に配置し、両端部に横補剛材を有する補剛鋼板（幅 180 cm、長さ 180 cm）とした（以下、実物大模型と呼ぶ）。製作数は 3 体とし、実橋においてよく採用される 2 種類の鋼材（SS 41 および SM 50 Y）を、板パネルや補剛材に組合せて使用し、鋼種が残留応力分布に及ぼす効果を調べた。板パネルの板厚も 2 種類（14 mm、12 mm）とした。その内訳を、図-2 に示す。

実物大模型は、実橋とほぼ同様の工作法および溶接法で製作した。閉断面補剛材の取付け方法には手溶接、CO₂ 溶接、自動溶接などがあるが、本研究では、一般的な手溶接とした。横補剛材には縦補剛材を貫通させる孔をあけ、スカーラップを除き両面すみ肉で 1 層盛の手溶接を行った。各々の部材接合溶接における溶接時の電流、電圧、運棒速度などの溶接条件を表-1 に示す。なお、予熱は行わず、自然冷却とした。

また、溶接によって生じた残留応力の分布形や大きさは、アスファルト舗装時の熱により影響を受け変化することも考えられるので、実物大模型 RFT-3 には、アスファルト舗装要綱⁴⁾に準じて厚さ 80 mm のグースアスファルト舗装を施した後、これを再び撤去し、残留応力を測定した。そして、アスファルトを打設しない実物大模型 RFT-2 と比較して、入熱により残留応力の大きさや分布形がどのように変化するかを調べた。

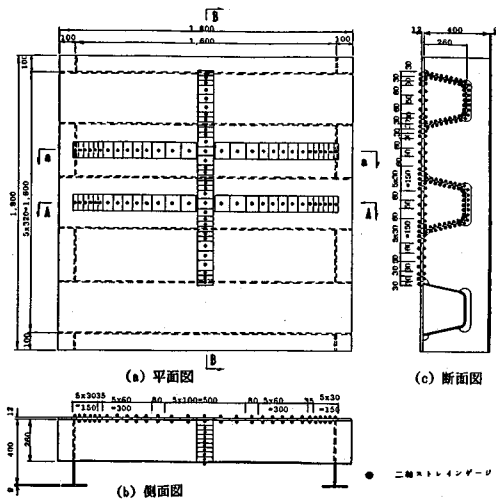
(2) 実物大模型の機械的性質

表-2 には、供試体各部分から切り出した試験片（各 3 本）に対する引張試験結果の平均値をまとめる。この表から、①閉断面補剛材のコーナー部では、ひずみ硬化のため、平坦部に比して、実測の降伏点が 6~16% 高

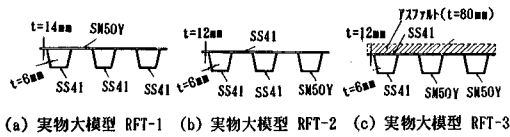
* 正会員 工博 大阪市立大学助教授 土木工学科 (〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

** 正会員 工博 大阪市立大学助教授 土木工学科

*** 正会員 大阪市立大学大学院工学研究科 研究生 (横河工事 (株) 長大橋梁部)



図一 残留応力測定用の実物大模型と測定位置 (mm)



図二 残留応力測定用の実物大模型の内訳と記号

くなっている、②板パネルおよび補剛材の材質がともに SS 41 の場合、実測の降伏点は、板厚の薄い補剛材の方が板パネルより 23% 程度も高くなっている、また③板パネルおよび補剛材の材質が、それぞれ SS 41 および SM 50 Y の場合でも、補剛材と板パネルとの実測降伏点の比は 1.3 となり、ともに SS 41 の場合とあまり差異がない、ことがわかる。

(3) 残留応力の測定方法および算出方法

残留応力の測定は、ひずみゲージ (ゲージ長 3 mm) を使い、機械切断法により行った。切断幅は、30~100 mm とした。また、ひずみゲージは、表裏に貼付し、すべて 2 軸ひずみゲージを用いた。閉断面補剛材の内面では、ひずみゲージを板パネルに溶接接合する前に貼付した。この場合、溶接時の熱によるゲージの損傷が考えられる部位には、耐熱温度 250°C の高温ゲージを使用した。

なお、補剛材の付いている側を、板パネルの裏側、その反対側を表側とよぶことにする。

2 軸ひずみゲージから求まる直交する 2 方向 (x 軸および y 軸方向) の切断前後のひずみの変化量、すなわち残留ひずみを用いて、弾性平面応力問題として、x, y 軸方向の残留応力度 σ_{xx} , σ_{yy} を求めた。

(4) 残留応力の測定結果

板パネル部分の測定結果は、図-3 で定義する x 軸 (補剛材) 方向および y 軸 (補剛材直角) 方向の残留応力度

表一 残留応力測定用供試体の溶接条件

溶接位置	溶接軸径 (mm)	溶接方法	溶接棒名・棒径 (mm)	電流 I (A)	電圧 V (V)	運轉速度 v (m/min)	周盛り数
L	6	手溶接	LT-52.6φ	300	30	30	12~18
T	7	手溶接	LT-52.6φ	300	30	30	12~18
F	5	手溶接	LB-52V.5φ	180	25	30	12~15

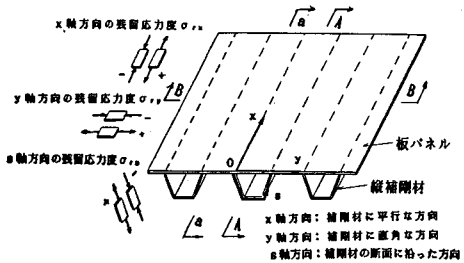
注1) 溶接位置の記号は、
L: 板パネルと縦補剛材、T: 板パネルと横補剛材、および
F: 横補剛材のワングとクワとの間の溶接を意味する。
注2) 周盛り数 (S) は片面する肉溶接、(D) は両面する肉溶接

表二 引張試験結果

記号	板厚 t (mm)	ヤング係数 E (kgf/cm ²)	ポアソン比 μ	せん断弾性係数 G (kgf/cm ²)	降伏点 σ_y (kgf/mm ²)	引張強度 σ_u (kgf/mm ²)	伸び $\Delta L/L$ (%)
a	13.90	2.26x10 ⁶	0.275	8.87x10 ⁵	44.8	57.3	15.2
b	11.60	2.19x10 ⁶	0.277	8.58x10 ⁵	29.8	43.5	30.2
c	11.68	2.17x10 ⁶	0.286	8.48x10 ⁵	29.5	42.9	30.0
d	5.93	2.18x10 ⁶	0.286	8.46x10 ⁵	36.6	48.8	33.5
e	5.93	2.19x10 ⁶	0.281	8.54x10 ⁵	42.6	49.4	21.4
f	5.70	2.25x10 ⁶	0.280	8.79x10 ⁵	36.2	51.5	30.7
g	5.70	2.20x10 ⁶	0.280	8.58x10 ⁵	38.3	53.1	15.2
h	5.80	2.18x10 ⁶	0.285	8.62x10 ⁵	38.5	57.5	30.3
i	5.80	2.17x10 ⁶	0.271	8.54x10 ⁵	42.0	59.0	17.6

ここに、a: RFT-1 板パネル (SM50Y) f: RFT-2,3 補剛材平坦部 (SS41)
b: RFT-2 板パネル (SS41) g: RFT-2,3 補剛材コーナー部 (SS41)
c: RFT-3 板パネル (SS41) h: RFT-2,3 補剛材平坦部 (SM50Y)
d: RFT-1 補剛材平坦部 (SS41) i: RFT-2,3 補剛材コーナー部 (SM50Y)
e: RFT-1 補剛材コーナー部 (SS41)

鋼板 a~c に対しては JIS 1 号試験片、その他は JIS 6 号試験片を使用



図三 残留応力と座標の定義

σ_{xx} および σ_{yy} を、x 軸方向および y 軸方向への分布形としてまとめた。また、補剛材の残留応力度 σ_{xx} および σ_{yy} の分布形を作成するために、断面に沿う曲線座標 s を用いた。また、残留応力は、板パネルの降伏点 σ_y 、あるいは補剛材の降伏点 σ_{ys} を用いて無次元化した。

a) 測定例 (実物大模型 RFT-2)

図-4 に示すように、板パネルにおける x 軸方向の残留応力度 σ_{xx} の y 軸方向分布をみると、補剛材位置の板パネル表側において 0.5~0.6 σ_y の引張の最大値が生じている。一方、補剛材間の板パネル中央部分では、 σ_{xx} が -0.2~-0.3 σ_y の圧縮でほぼ一定値である。また、補剛材の鋼材が SS 41 および SM 50 Y と異なる場合においても、板パネル部分の σ_{xx} の分布形には、ほとんど差異がみられない。したがって、補剛材の材質が変化しても、それが板パネルの残留応力に与える影響は、ほとんどないことがわかった。

図-5 に示すように、閉断面補剛材外側の板パネルに

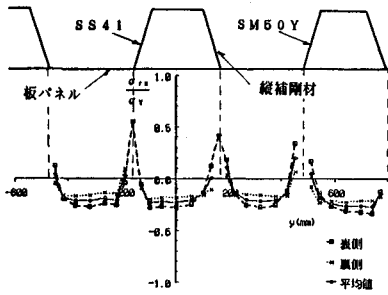


図-4 板パネル σ_{xx} の y 軸方向分布 (RFT-2)

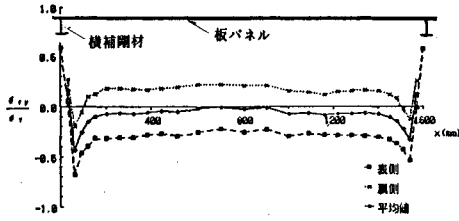


図-5 板パネル σ_{yy} の x 軸方向分布 (RFT-2の断面 a-a)

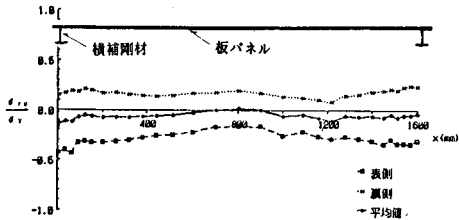


図-6 板パネル σ_{yy} の x 軸方向分布 (RFT-2の断面 A-A)

おける断面 a-a (図-1 および 3 参照) の y 軸方向の残留応力度 σ_{yy} の x 軸方向分布をみると、両端部における横補剛材溶接線に最も近い測点に引張残留応力度 σ_{yy} が、 $0.6 \sigma_Y$ 程度存在する。この影響を受け、両端部から少し中に入った領域で、大きな圧縮残留応力度 σ_{xx} が生じ、その最大値の表裏の平均値は、 $-0.4 \sigma_Y$ 程度である。この圧縮残留応力は、板パネルの中央部に向かって、徐々に小さくなり、中央付近ではほぼ 0 となる。また、初期たわみ (やせ馬) に起因する $0.25 \sigma_Y$ 程度の曲げの残留応力も存在している。

図-6 には、閉断面補剛材内部の板パネルにおける断面 A-A (図-1 および 3 参照) の y 軸方向の残留応力度 σ_{yy} の x 軸方向分布を示す。板パネルの中央部において、平均値が $-0.05 \sigma_Y$ 程度とほとんど 0 に近く、補剛材外側の板パネルの場合とほぼ同様な値となっている。さらに、閉断面補剛材外側の板パネルと同様、大きな曲げの残留応力も存在していることがわかる。しかし、端部では横補剛材との溶接が行われていないため、端部に近づいても残留応力の急激な変化がなく、圧縮の残留応力度も小さい点が、補剛材外側の板パネルの場合とは異

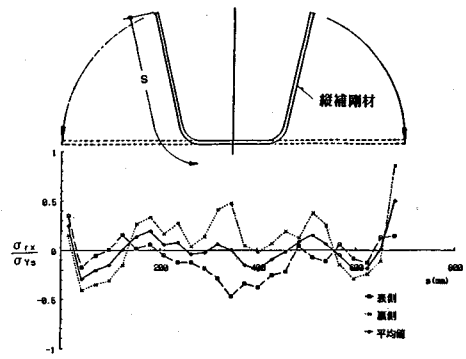


図-7 補剛材 (SS41) σ_{xx} の s 軸方向分布 (RFT-2)

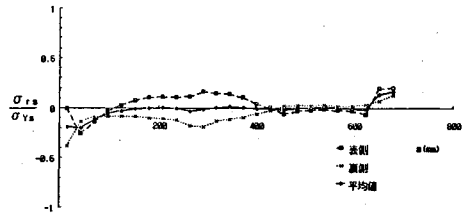


図-8 補剛材 (SS41) σ_{yy} の s 軸方向分布 (RFT-2)



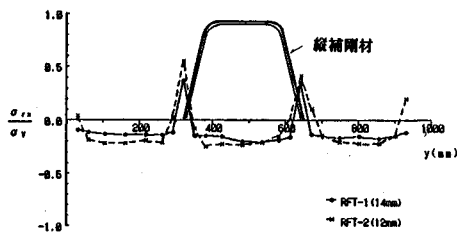
図-9 閉断面補剛材 (SS41) 単体での σ_{xx} の s 軸方向分布

なる。

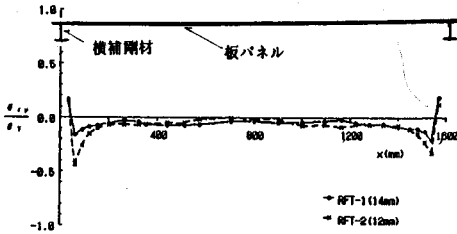
図-7 に示すように、SS41 材の閉断面補剛材周上の x 軸方向残留応力度 σ_{xx} は、板パネルとの接合線に最も近い測点において最大の引張値 $0.3 \sim 0.5 \sigma_{Ys}$ を示す。一方、最大の圧縮残留応力度 σ_{xx} は、補剛材腹板において発生し、表裏の平均値は、 $-0.3 \sigma_{Ys}$ 程度である。フランジ部では、 $0.4 \sigma_{Ys}$ 程度の大きな曲げによる残留応力が局部的に発生しているが、表裏の残留応力度の平均値はほぼ 0 である。また、SS41 材の閉断面補剛材周上の S 軸方向の残留応力度 σ_{yy} は、図-8 に示すように、ほぼ 0 である。

SM50Y 材の補剛材の場合、SS41 材の補剛材と分布形状は、ほぼ同様であるが、若干、 σ_{Ys} で無次元化された残留応力度の絶対値が小さくなっていった。

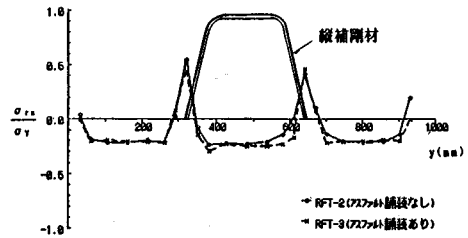
補剛材における残留応力には、閉断面補剛材がロール加工により製品化されるときに板曲げによる残留応力が残存する。これを、溶接接合しない単体の閉断面補剛材を用いて測定した。図-9 には、閉断面補剛材単体にお



図—10 板パネル σ_{rx} の表裏平均値の板厚による差異



図—11 板パネル σ_{ry} の表裏平均値の板厚による差異



図—12 板パネル σ_{rx} の表裏平均値におよぼすアスファルト舗装の影響

表—3 入熱量とビード断面積および残留圧縮力との関係

溶接位置	溶接体	入熱量 Q (x10 ³ J/mm ²)	ビード断面積 Aw (mm ²)	比例定数 k (x10 ⁻³ mm ³ /J)	残留圧縮力 Fc (kgf)	溶接定数 C (kgf/mm ²)
L	RFT-1	2.5~4.8	18.58	3.5~8.6	29,767	1,798.4
	RFT-2	2.5~4.8	18.50	2.8~6.4	18,772	1,390.4
	RFT-3	2.5~4.8	18.23	3.4~8.6	21,148	1,303.0
T	RFT-2	5.0~9.6	18.03	3.8~7.2	-	-
	RFT-3	5.0~9.6	19.59	4.1~7.8	-	-

溶接時の入熱量 $Q(=V \cdot I/v)$ にほぼ正比例し、次式の関係があるといわれている⁵⁾。

$$A_w = kQ \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 k ：比例定数 (単位：mm³/J)

この比例定数 k については、Dwight-Moxham⁵⁾ が一般構造用鋼に対して 1 層盛の手溶接などの各種溶接法を包含して実験的に、 $k=16 \times 10^{-3}$ mm³/J なる数値を得ている。本実験の測定結果を、表—3 に示す。その結果、 k 値は、縦補剛材における 1 層すみ肉手溶接で $2.8 \sim 6.5 \times 10^{-3}$ mm³/J となり、横補剛材における両面すみ肉溶接の場合でも $3.8 \sim 7.8 \times 10^{-3}$ mm³/J と小さな値となった。また、材質による k 値の差異は少なかった。

b) 残留応力とビード断面積の関係

溶接によって生ずる残留圧縮力 F_c は、ビード断面積 A_w に比例し、次式の関係があるとされている⁵⁾。

$$F_c = CA_w \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 C ：溶接方法によって定まる定数 (kgf/mm²)

上式を用いて、 x 軸方向の 1 本の溶接線で接合されたすべての板要素の残留圧縮力 (ただし、板パネルでは 1/2) の合計 F_c から C 値を求め、表—3 に示す。

Dwight ら⁵⁾ は、実験値として $C=612$ kgf/mm²、理論値として $C=1327$ kgf/mm² という値を得ている。また I. D. W. R. の規準⁶⁾ では $C=1020$ kgf/mm² としている。表から、本測定結果は $C=1303 \sim 1796$ kgf/mm² であり、Dwight らの理論値にほぼ一致していることがわかる。

(6) 残留応力分布の推定方法

a) 残留応力分布の仮定

閉断面補剛材を有する補剛板においても、板パネルの x 軸方向残留応力度 σ_{rx} の横断面内における分布形状は、文献 1) の台形分布に類似していた。しかしながら、

ける残留応力分布の実測値を示す。図—7 に示した補剛材先端部 (フランジを含む部分) の残留応力分布は、図—9 に示す補剛材先端部の残留応力分布と類似しており、溶接接合した補剛材の先端部の残留応力は、ロール加工によって生じたものであることがわかる。

b) 板パネルの板厚による影響

板パネルの板厚が異なる実物大模型 RFT-1 (14 mm) と RFT-2 (12 mm) との板パネルの σ_{rx} の y 軸方向分布を、図—10 に比較する。この両者に対する溶接による入熱量はほぼ同じであるため、RFT-1 の板パネルにおける残留応力度は、RFT-2 の値に比べて小さな値を示していることがこの図よりわかる。最大圧縮残留応力度は、前者で $-0.2 \sigma_y$ であるのに対し、後者で $-0.3 \sigma_y$ と前者は後者の約 1/2~3/4 程度である。板厚の差異が残留応力に与える影響は、図—11 に示すように、 y 軸方向残留応力度 σ_{ry} においても見られる。

c) アスファルト舗装の熱による影響

アスファルト舗装の温度は 220°C、接触型温度計によって測定した実物大模型 RFT-3 の板パネル裏面の温度は最大 135°C であり、また補剛材は最大 85°C という高温であった。

この RFT-3 とアスファルト舗装を行っていない供試体 RFT-2 とにおける板パネルの σ_{rx} の y 軸方向の分布形を、図—12 に比較した。この図より、今回実施したアスファルト舗装の打設による熱は、鋼床版の残留応力にはほとんど影響していないことがわかった。

(5) 残留応力とビード断面積との関係

a) 入熱量とビード断面積との関係

ビード断面積 A_w は、残留応力測定時に切断した実物大模型の断面を用いて測定した。このビード断面積は、

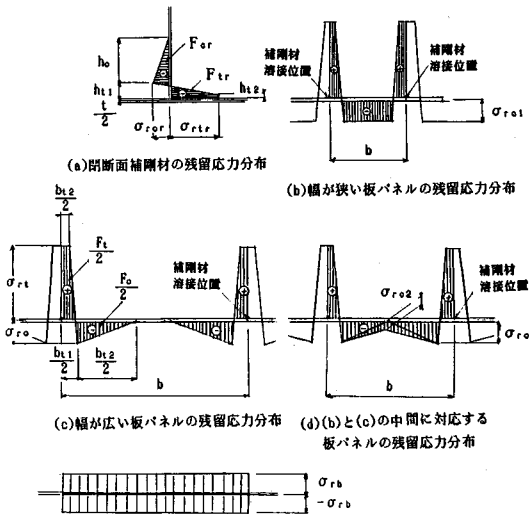


図-13 閉断面補剛材を有する補剛板の残留応力分布形状

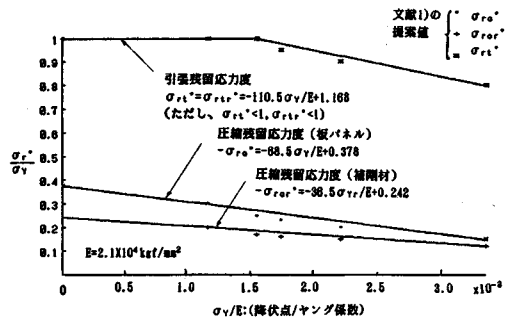


図-14 最大の引張・圧縮残留応力度と降伏点の関係

$$h_{11} = \frac{2 Q_T A_w}{\sum t \sigma_{rr} \left[2 \gamma_s + \frac{(1 - \gamma_s) \sigma_{rr}^*}{2(\sigma_{rr}^* - \sigma_{rcr}^*)} \right]} \quad (4)$$

ここに、

$$\gamma_t = b_{12} / b_{11}, \quad \gamma_s = h_{12} / h_{11} \quad (5-a, b)$$

(なお、 γ_t および γ_s は、実測結果に適合するように決める必要がある。)

Q_T : 実測データから決定する Q 値 (kgf/mm²)

$\sum t$: 溶接線に集まる板厚の合計 (mm)

$\sigma_{rr}, \sigma_{tr}, \sigma_{rc}, \sigma_{rcr}$: 文献 1) で定められる各鋼種別の最大残留応力度の提案値をもとに、図-14 に示す直線で補間し降伏点の関数とした値 (図-13 参照)。なお、添字「*」をつけたものは、各応力度を降伏点で無次元化していることを示す。

c) 閉断面補剛材の残留応力分布の決定法

補剛材における残留応力分布は、図-13 (a) に示したように仮定する。引張および圧縮の残留応力の大きさは、図-14 に示す補間直線により求めるものとする。すると、板パネル中央面における残留応力による曲げモーメント M のつり合い条件式 ($\sum M = 0$) から、圧縮残留応力の分布幅 h_c が決まる。すなわち、

$$h_c = \{-K_2 - \sqrt{(K_2^2 - 4 K_1 K_3)}\} / 2 K_1 \quad (6)$$

ここに、

$$K_1 = \frac{\sigma_{rcr}^*}{6}, \quad K_2 = \frac{\sigma_{rcr}^*}{2} \left(h_{11} + \frac{t}{2} \right) \quad (7-a, b)$$

$$K_3 = \sigma_{tr}^* h_{12} \left(\frac{h_{12}}{2} + \frac{t}{2} \right) + \frac{\sigma_{tr}^{*2} (h_{11} - h_{12})}{2(\sigma_{tr}^* - \sigma_{rcr}^*)} \\ \times \left\{ \frac{\sigma_{tr}^* (h_{11} - h_{12})}{3(\sigma_{tr}^* - \sigma_{rcr}^*)} + h_{12} + \frac{t}{2} \right\} + \frac{-\sigma_{rcr}^{*2} (h_{11} - h_{12})}{2(\sigma_{tr}^* - \sigma_{rcr}^*)} \\ \times \left\{ \frac{-\sigma_{tr}^* (h_{11} - h_{12})}{3(\sigma_{tr}^* - \sigma_{rcr}^*)} + h_{11} + \frac{t}{2} \right\} \quad (7-c)$$

d) 板パネルの残留応力分布の決定法

幅の広い板パネルにおける残留応力分布は、図-13 (c) に示した分布形を仮定する。この場合の引張・圧縮残留応力度の大きさも、図-14 に示した直線式を用い降伏点の関数として求める。そして、1本の補剛材 (閉

文献 1) の方法では、以下の点に対応できないことがわかった。①閉断面補剛材の x 軸方向残留応力度 σ_{rx} の横断面内における分布形は、文献 1) の閉断面補剛材の残留応力分布とかなり異なる。②板パネルの y 軸方向残留応力度 σ_{ry} の縦断面内における分布形は、圧縮残留応力の領域で三角形分布となり、文献 1) の台形分布で対処できない。③初期たわみによって生じている曲げ残留応力が考慮できない。これらに対応できるように、本研究では、実測結果を踏まえて、図-13 に示すような残留応力分布を仮定した。板パネルについては、幅の広さに応じて、3種類の残留応力の分布形を用いた。

なお、ここで提案する残留応力分布の推定法の適用範囲は、以下のとおりとする。

- 1) 冷間加工された閉断面補剛材、バルブプレート、不等辺山形鋼など圧縮残留応力の分布幅 ($h_c + h_{11}$) が腹板内に入る高さの補剛材を有する補剛板。
- 2) 板内に突合せ溶接が存在しない場合。
- 3) すみ肉溶接は、1層の手溶接もしくは自動溶接。
- 4) 補剛材接合のすみ肉溶接脚長は、6 mm を標準。
- 5) 板パネルの幅厚比 (b/t) および補剛材腹板の幅厚比 (h_r/t_r) が、13 以上であるもの。

b) 引張領域の残留応力分布の決定法

ところで、Dwight-Moxham⁵⁾の考え方に従うと、残留引張力は、ピード断面積 A_w に比例する。この仮定に従い、図-13の分布形と文献 1) の引張残留応力の提案値とを用いると、板パネルおよび補剛材の引張残留応力の分布幅 $b_{11}/2$ 、および h_{11} は、次式で与えられる。

$$\frac{b_{11}}{2} = \frac{2 Q_T A_w}{\sum t \sigma_{rr} \left[2 \gamma_t + \frac{(1 - \gamma_t) \sigma_{rr}^*}{2(\sigma_{rr}^* - \sigma_{rc}^*)} \right]} \quad (3)$$

断面補剛材の場合には1/2)と1つの板パネル内の残留応力が自己平衡の条件を満足するとする。すると、残留応力による軸方向力 N のつり合い条件式 ($\sum N=0$) より、板パネルの圧縮残留応力の分布幅 b_c が、以下のよう

$$b_c = \frac{-(b_{11}-b_{12})\sigma_{r1}^*}{2(\sigma_{r1}^*-\sigma_{rc}^*)} - \frac{2}{\sigma_{rc}^*} \left(F_t + \frac{t_r}{t} N_s \right) \dots\dots\dots (8)$$

ここに、

t, t_r : 板パネルおよび補剛材の板厚

$$F_t = \sigma_{r1}^* \left\{ b_{12} + \frac{\sigma_{r1}^*(b_{11}-b_{12})}{2(\sigma_{r1}^*-\sigma_{rc}^*)} \right\} \dots\dots\dots (9-a)$$

N_s : 補剛材内部の残留応力の合力 ($N_s = F_{lr} + F_{cr}$) であり、図-13 (a) に示す応力分布を仮定した場合、

$$F_{lr} = \sigma_{r1r}^* \left\{ h_{12} + \frac{\sigma_{r1r}^*(h_{11}-h_{12})}{2(\sigma_{r1r}^*-\sigma_{rcr}^*)} \right\} \dots\dots\dots (9-b)$$

$$F_{cr} = \sigma_{rcr}^* \left\{ \frac{h_c}{2} + \frac{\sigma_{rcr}^*(h_{11}-h_{12})}{2(\sigma_{r1r}^*-\sigma_{rcr}^*)} \right\} \dots\dots\dots (9-c)$$

板パネルの幅が狭くなり、引張残留応力の分布幅 b_{11} と圧縮残留応力の分布幅 b_c との和が板幅 b を超える場合は、図-13 (d) に示す残留応力分布を仮定する。この場合は、 $b_c = b - b_{11}$ とおき、 $N=0$ の条件から求めた次式により、板パネル中央点の圧縮残留応力度 σ_{rc2} を計算すると残留応力の分布形が決定できる。

$$\sigma_{rc2}^* = -\frac{2}{b_c} \left(F_t + F_c + \frac{t_r}{t} N_s \right) \dots\dots\dots (10)$$

ここに、

$$F_c = \sigma_{rc}^* \left\{ \frac{b_c}{2} + \frac{-\sigma_{rc}^*(b_{11}-b_{12})}{2(\sigma_{r1}^*-\sigma_{rc}^*)} \right\} \dots\dots\dots (11)$$

さらに、板パネルの幅が狭くなり、上式で求めた σ_{rc2} が σ_{rc} より大きくなる場合には、図-13 (b) に示す分布形を仮定する。この場合も、 $N=0$ の条件から求めた次式により、圧縮残留応力度 σ_{rc1} を求めると、残留応力分布形が決定できる。

$$\sigma_{rc1}^* = \left\{ -A_2 + \sqrt{(A_2^2 - 4 A_1 A_3)} \right\} / 2 A_1 \dots\dots\dots (12)$$

ここに、

$$A_1 = 2 b_c + (b_{11} - b_{12}) \dots\dots\dots (13-a)$$

$$A_2 = 2 b_c \sigma_{r1}^* - 2 \left(b_{12} \sigma_{r1}^* + \frac{t_r}{t} N_s \right) \dots\dots\dots (13-b)$$

$$A_3 = \sigma_{r1}^{*2} (b_{11} - b_{12}) + 2 \sigma_{r1}^* \left(\sigma_{r1}^* b_{12} + \frac{t_r}{t} N_s \right) \dots\dots\dots (13-c)$$

e) 曲げ残留応力の決定法

初期たわみによる曲げの残留応力の算定法を、以下に示す。図-6の断面 A-A における残留応力分布に代表される初期たわみによる曲げの残留応力度 σ_{rb} は、両端に等曲げを受けるはりモデルを用いて、板パネルの初期たわみ δ_i の関数として導いた次式によって推定する。

$$\sigma_{rb} = \frac{4 \delta_i E t}{b^2} \dots\dots\dots (14)$$

表-4 補剛材間の板パネルの x 軸方向残留応力の実測値と計算値との比較

供試体	実測値; 計算値		実測値; 計算値		実測値; 計算値		実測値; 計算値	
	$\frac{h_{11}}{2b}$	$\frac{h_{12}}{2b}$	$\frac{\sigma_{r1}}{\sigma_y}$	$\frac{\sigma_{r2}}{\sigma_y}$	$\frac{b_c}{b}$	$\frac{b_c}{b}$	$\frac{\sigma_{rc}}{\sigma_y}$	$\frac{\sigma_{rc}}{\sigma_y}$
RFT-1	0.094	0.089	0.958	0.932	0.812	0.821	-0.171	-0.232
RFT-2	0.141	0.120	0.484	1.000	0.718	0.760	-0.237	-0.281
RFT-3	0.141	0.145	0.451	1.000	0.718	0.711	-0.250	-0.323

$\gamma_1=1/2, \gamma_s=1/4, b=320\text{mm}$

表-5 補剛材の x 軸方向残留応力の実測値と計算値との比較 (閉断面補剛材単体の残留応力を引いた溶接のみによる値)

供試体	実測値; 計算値		実測値; 計算値		実測値; 計算値		実測値; 計算値	
	$\frac{h_{11}}{h}$	$\frac{h_{12}}{h}$	$\frac{\sigma_{r1r}}{\sigma_y}$	$\frac{\sigma_{r1c}}{\sigma_y}$	$\frac{b_c}{h}$	$\frac{b_c}{h}$	$\frac{\sigma_{rcr}}{\sigma_y}$	$\frac{\sigma_{rcr}}{\sigma_y}$
RFT-1(SS41)	0.170	0.166	1.187	0.976	0.375	0.275	-0.086	-0.178
RFT-2(SS41)	0.137	0.159	0.375	0.977	0.378	0.258	-0.239	-0.179
RFT-2(SW50Y)	0.125	0.151	0.328	0.965	0.328	0.248	-0.174	-0.175
RFT-3(SS41)	0.132	0.190	0.530	0.977	0.331	0.297	-0.203	-0.179
RFT-3(SW50Y)	0.140	0.180	0.536	0.965	0.371	0.287	-0.168	-0.175

$\gamma_1=1/2, \gamma_s=1/4, h=249.3\text{mm}$

表-6 補剛材間の板パネルの y 軸方向残留応力の実測値と計算値との比較 (断面 a-a の残留応力から断面 A-A の残留応力を引いた値)

供試体	実測値; 計算値		実測値; 計算値		実測値; 計算値		実測値; 計算値	
	$\frac{a_{11}}{2a}$	$\frac{a_{12}}{2a}$	$\frac{\sigma_{r1}}{\sigma_y}$	$\frac{\sigma_{r2}}{\sigma_y}$	$\frac{a_c}{2a}$	$\frac{a_c}{2a}$	$\frac{\sigma_{rc}}{\sigma_y}$	$\frac{\sigma_{rc}}{\sigma_y}$
RFT-1*	0.038	0.021	0.124	0.932	0.117	0.086	-0.213	-0.232
RFT-2	0.038	0.036	0.220	1.000	0.115	0.120	-0.296	-0.281
RFT-3	0.038	0.039	0.113	1.000	0.083	0.131	-0.318	-0.282

*: 設計ヒード断面積を用いた値

$\gamma_1=0, \gamma_s=1/4, a=1,600\text{mm}$

ここに、 σ_{rb} : 板パネルの曲げ残留応力度

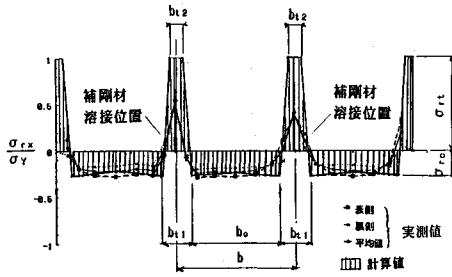
t : 板パネル板厚、 b : 板パネル幅、 E : ヤング係数

f) 残留応力分布の実測値と計算値の比較

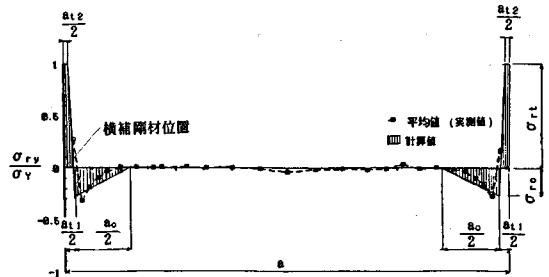
式(3)~(4)における定数 Q_T の値は、本実測データからは1200~3800 kgf/mm²となった。縦補剛材と板パネルの片面すみ肉溶接に $Q_T=1700$ kgf/mm²、横補剛材と板パネルの両面すみ肉溶接に $Q_T=1200$ kgf/mm² を用いた場合における引張残留応力の分布幅の計算値を実測値と比較して、表-4~6に示す。これらの表より、計算値は、実測値によく一致していることがわかる。ただし、引張残留応力については、測定法の関係で、実測値は溶接線上の表側での幅30mmの平均値であるため、計算値と実測値が一致していない。

板パネルにおける x 軸方向残留応力度 σ_{rx} の分布形の実測値と計算値 ($\gamma_1=1/2, \gamma_s=1/4$) とを比較して、表-4にまとめた。表から、圧縮残留応力の分布幅 b_c は、両者でほぼ一致し、 σ_{rc} は、計算値の方が若干安全側の値を示していることがわかる。供試体 RFT-2 の場合の残留応力分布を、実測結果と計算結果で比較して、図-15に示す。圧縮領域における残留応力分布は、板パネルの中央部分で両者とも良好に一致していることがわかる。

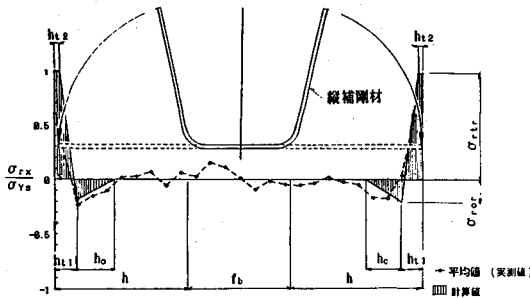
補剛材における x 軸方向残留応力度 σ_{rx} の分布形の実測値と計算値 ($\gamma_s=1/4$) とを比較したものを、表-5にまとめる。表中の実測値は、全残留応力から、ロール



図一15 板パネル x 軸方向の残留応力分布 σ_{xx} の実測結果と計算結果との比較 (RFT-2)



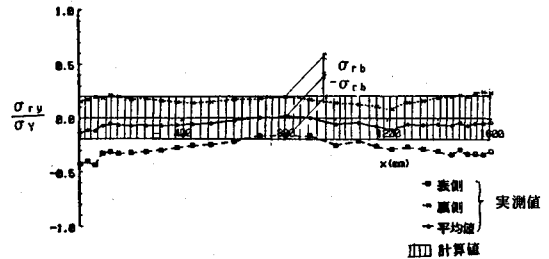
図一17 板パネル y 軸方向の残留応力分布 σ_{yy} の実測結果と計算結果との比較 (RFT-2)



図一16 補剛材の残留応力分布 σ_{xx} の実測結果と計算結果との比較 (RFT-2, SS41)

表一7 補剛材間の板パネルの初期たわみによる曲げ残留応力の実測値と計算値との比較

供試体	実測値 : 計算値	
	$\frac{\sigma_{xx}}{\sigma_y}$	$\frac{\sigma_{yy}}{\sigma_y}$
RFT-1	0.163 : 0.137	
RFT-2	0.234 : 0.200	
RFT-3	0.202 : 0.134	



図一18 補剛材間の板パネルの初期たわみによる曲げ残留応力の実測結果と計算結果との比較 (RFT-2)

加工によって生じる残留応力を取り除いた、溶接接合に起因するものである。圧縮残留応力度 σ_{rer} の分布幅 h_c の計算値は、実測値と比較して、若干小さくなっている。また、 σ_{rer} の実測値は、計算値を中心にばらついているが、両者はほぼ一致していることがわかる。図一16には、供試体 RFT-2 の場合の残留応力分布の実測結果と計算結果とを比較して示す。両者の分布形は、よく類似していることがわかる。

表一6には、板パネルの y 軸方向残留応力度 σ_{yy} の分布形の実測値と計算値 ($\gamma_s=0$) とを比較して示す。なお、板パネルの残留応力度の計算において、横補剛材には、腹板のみに図一13(a) に示す分布形 ($\gamma_s=1/4$) の残留応力が存在するものと仮定した。実測値は、横補剛材取付線での溶接に起因する残留応力であり、断面 a-a (図一1および図一3参照) における残留応力から断面 A-A (図一1および図一3参照) のそれを減じ、溶接以外の影響を除いている。図一17には、供試体 RFT-2 の場合の実測結果と計算結果とを比較している。これらの図表より、計算により求めた残留応力分布は、実測による残留応力分布によく一致していることがわかる。

初期たわみによる曲げ残留応力を、表一10の板パネルの平均の初期たわみ δ_i を用いて式(3)により計算した結果、表一7が得られる。計算による曲げ残留応力は、実測値に比して若干小さな値となっているが、実測値とほぼ一致していることがわかる。図一18には、供

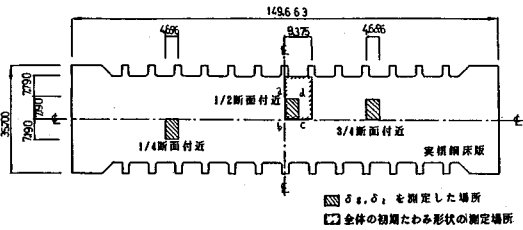
試体 RFT-2 の場合の曲げ残留応力の実測値と計算値とを比較して示す。両者の分布形は、よく一致していることがわかる。

3. 初期たわみ

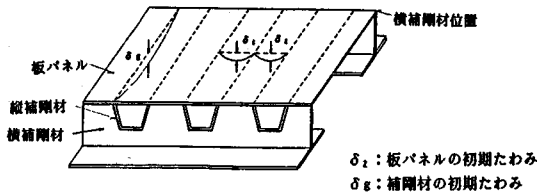
(1) 測定対象と測定方法

測定対象は、仮組時の実橋(ニールセン・ローゼ橋)鋼床版(板パネルの板厚 14 mm, 開断面補剛材: U-320 \times 260 \times 6-40), および 3 体の残留応力測定用の実物大模型とした。実橋鋼床版における測定場所を、図一19に示す。測定項目は、図一20に示す補剛材間の板パネルの初期たわみ、および、補剛材の初期たわみの 2 種類とした。表一8には、測定位置と箇所数とをまとめる。なお、表中では、板パネルの初期たわみ δ_i の最大値 δ_{imax} は、1 板パネル内での最大値を意味する。また、補剛材の初期たわみ δ_g の最大値 δ_{gmax} には、補剛材中央点の初期たわみを用いた。

実物大模型 RFT-3 では、アスファルト舗装時の熱影響による初期たわみの変化状況を調べるため、アスファルト打設前後での初期たわみを測定した。



図—19 実橋鋼床版の初期たわみを測定した場所 (単位: mm)

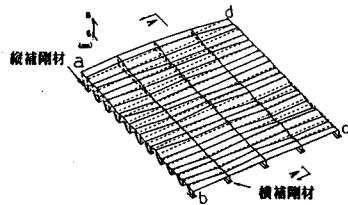


図—20 補剛鋼板の初期たわみ

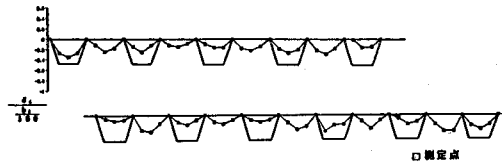
表—8 初期たわみの測定位置と箇所数

実橋鋼床版測定位置 および実物大模型名	測定箇所数(ヶ所)		備 考
	δ_i	δ_g	
実橋 1/4断面付近	90 (36)	46	
実橋 1/2断面付近	90 (36)	46	○
実橋 3/4断面付近	90 (36)	46	
実物大模型 RFT-1	25 (5)	6	○
実物大模型 RFT-2	25 (5)	6	○
実物大模型 RFT-3	25 (5)	6	○ Y277打打設前
実物大模型 RFT-3'	25 (5)	6	○ Y277打打設後
合 計	370(128)	182	

注1) () 内 枚数 注2) ○:トランジットによる全体的初期たわみ波形の測定



図—21 実橋鋼床版1/2断面付近の初期たわみ (トランジットによる測定)



図—22 板パネルの初期たわみ波形 (断面 A-A)

表—9 実橋鋼床版および実物大模型の初期たわみの最大値

たわみ量 実橋測定位置 および模型番号	板パネル	補剛材	板パネル	補剛材
	δ_i max (mm)	δ_g max (mm)	δ_i max / 150	δ_g max / 1,000
実橋 1/4断面付近	1.20	1.80	0.562	0.768
実橋 1/2断面付近	1.25	1.80	0.588	0.883
実橋 3/4断面付近	1.35	2.18	0.833	0.928
実物大模型 RFT-1	1.00	1.55	0.455	0.969
実物大模型 RFT-2	0.95	0.20	0.445	0.125
実物大模型 RFT-3	0.95	0.60	0.445	0.313
実物大模型 RFT-3'	0.95	0.60	0.445	0.375
最大値	1.35	2.18	0.833	0.768

$a = 2,343.8\text{mm}$ (実橋) , $1,600\text{mm}$ (実物大模型 RFT)
 $b_y = 320(330)\text{mm}$, Y277打打設後

さらに、補剛板全体の初期たわみ形状も、実橋鋼床版の一部で測定した。

初期たわみの測定には、ピアノ線、直棒、およびトランジットを用いた。

(2) 測定結果

a) 実橋鋼床版の初期たわみ形状

図—21～22には、実橋鋼床版全体の初期たわみ形状の測定結果を例示する。

実橋の1/2断面付近における点abcdで囲まれた補剛板パネルの初期たわみ形状は、図—21に示すように、かなり複雑で、規則性を見出すことは困難である。しかし、図—22に示すように、断面A-A上の板パネルの初期たわみ(補剛材位置で、0になるように補正したもの)は、すべて下方方向にたわんでおり、いわゆるやせ馬の形状になるという結果を得た。これは、他の板パネルでも同様であった。

b) 初期たわみの最大値

実橋鋼床版と実物大模型との板パネルと補剛材の初期たわみ(図—20に示した δ_i および δ_g)の全測定データ中の最大値を、表—9にまとめた。また、同表には、板パネルおよび補剛材の初期たわみの最大値を、道路橋示

方書の基準値 $\delta_i/150$ および準用基準値 $a/1000$ (柱部材に対する基準値)で無次元化した値も示している。

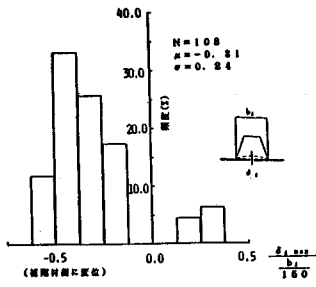
実橋鋼床版の初期たわみに比較して、実物大模型の初期たわみは、板パネルおよび補剛材のいずれでも小さかった。これは、実物大模型のほうが、横補剛材間隔や縦桁間隔が短くて製作が容易であり、精度が向上したためと考えられる。

c) 統計処理の結果

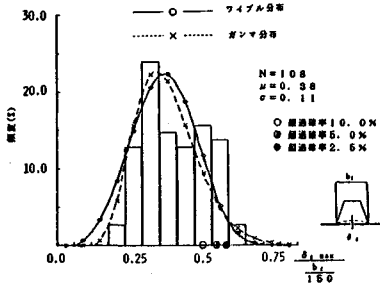
図—23および図—24には、それぞれ実橋鋼床版の板パネルおよび補剛材の初期たわみの頻度分布を示す。図—23(b)および図—24(b)には、IDM委員会の研究成果³⁾に従い初期たわみの母集団がワイブル分布およびガンマ分布に従うと仮定した場合の確率密度関数、ならびに初期たわみがワイブル分布に従うと仮定した場合の10%、5%、および2.5%の超過確率に対応する値をも示している。なお、実物大模型の初期たわみでは、サンプル数が少な過ぎるため、統計処理を行わなかった。これらの頻度分布図より、実橋における補剛材の初期たわみの最大値は、道路橋示方書の柱部材に対する初期たわみの基準値を超えているものが一点ある。しかし、その1点以外、板パネルおよび補剛材の初期たわみは、す

表一〇 初期たわみの統計処理結果

統計処理項目	実績鋼床版		
	$\delta_{i \max}$ ($b/150$)	$\delta_{i \max}$ ($a/1000$)	
平均 μ	0.38	0.280	
標準偏差 σ	0.11	0.210	
対応する無次元初期たわみ	$\mu + \sigma$	0.49	0.490
	$\mu + 2\sigma$	0.60	0.700
	$\mu + 3\sigma$	0.71	0.910
	超過確率 2.5%	0.596	0.831
	超過確率 5.0%	0.563	0.735
各に初対照値を不超過する設置率 (%)	$b/150$	0.0	—
	$a/1000$	—	0.63

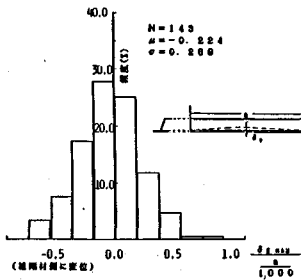


(a) 初期たわみの頻度分布

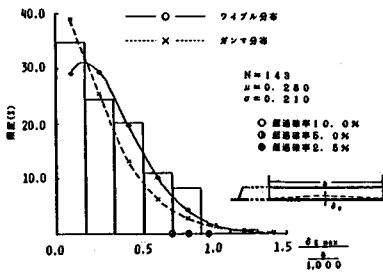


(b) 初期たわみの絶対値の頻度分布

図一23 実橋鋼床版パネルの初期たわみの頻度分布



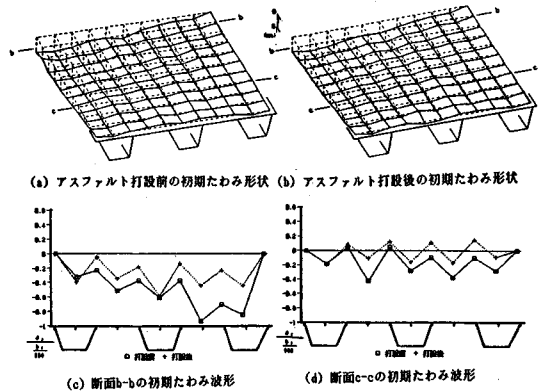
(a) 初期たわみの頻度分布



(b) 初期たわみの絶対値の頻度分布

図一24 実橋鋼床版補剛材の初期たわみの頻度分布

べて基準値あるいは準用値内に収まっていることがわかる。さらに、表一〇には、無次元化初期たわみの標本平均値 μ 、標本標準偏差 σ 、さらに $\mu + \sigma$ 、 $\mu + 2\sigma$ 、および $\mu + 3\sigma$ に対応する無次元化初期たわみ量、超過確率 2.5%、5%、および 10% に対応する無次元化初期たわみ量、ならびに初期たわみに関する道路橋示方書の基準値（補剛材に対しては準用値）に対応する超過確率を



図一25 アスファルト打設前後の初期たわみの変化 (RFT-3)

示している。この表より、初期たわみに関する道路橋示方書の基準値 ($\delta_2/150$)、あるいは準用値 ($a/1000$) に対する超過確率は、非常に小さく、1% 未満であることがわかる。また、実橋鋼床版の超過確率 5% に対応する初期たわみは、板パネルで 0.563 ($b_i/150$)、補剛材で 0.735 ($a/1000$) であった。

d) アスファルト舗装打設による熱が初期たわみに与える影響

図一25には、実物大模型 RFT-3のアスファルト打設前後の初期たわみの測定結果を示す。図中には、全体的なたわみ形状とともに、代表的な断面における初期たわみ分布も図示する。この図より、アスファルトの打設前後において初期たわみ波形は、それほど変化しないが、アスファルト打設により、補剛材や板パネルの初期たわみ δ_i が小さくなる傾向が見られた。これは、アスファルト舗装による熱が、板パネルと補剛材とのすみ肉溶接部における拘束を緩和したためと思われる。したがって、

補剛板の圧縮強度という面から、アスファルト打設は、安全側に働くことがわかった。すなわち、圧縮耐力を評価する際に、アスファルト打設前の測定データは、安全側のデータとして用いることができる。

4. ま と め

本研究で得られた結果を、以下にまとめる。

(1) 閉断面補剛材を有する補剛鋼板の板パネルの補剛材方向の残留応力度 σ_{rx} の横断面内における分布形は、文献1)の閉断面補剛材を有する板パネルの場合と類似していた。

(2) 閉断面補剛材を有する板パネルの補剛材直角方向の残留応力度 σ_{ry} の縦断面内での分布形は、横補剛材を取り付けるための溶接の有無により、かなり変化する。すなわち、溶接のない場合には、初期たわみによる曲げ残留応力のみが残存する。溶接がある場合には、曲げ残留応力以外に、横補剛材の付近に大きな引張の残留応力とそれにつり合う三角形分布の圧縮残留応力とが生じる。

(3) 閉断面補剛材には、ロール加工により製品化される時に生じる板曲げによる残留応力が含まれる。これに、溶接接合による残留応力を加えたものが、最終的に閉断面補剛材に残存することがわかった。この補剛材方向の残留応力度 σ_{rx} の横断面内での分布形は、文献1)の閉断面補剛材のものとかかなり異なっていた。

(4) 板パネルの縦方向および横方向、ならびに閉断面補剛材の縦方向の残留応力分布を統一的にパターン化し、文献1)で提案されている引張および圧縮の残留応力度を用いれば、実橋の補剛板の残留応力分布が推定できる方法を提案した。

(5) 補剛材を溶接接合するための入熱量はほぼ一定であるため、板パネルの板厚が厚くなると、導入される圧縮残留応力度は小さくなる。

(6) アスファルト舗装による熱は、鋼床版の残留応力にほとんど影響しない。

(7) 閉断面補剛材を有する実橋鋼床版の板パネルおよび補剛材の初期たわみは、それぞれ道路橋示方書で定められている製作基準値 ($b_t/150$)、および準用値 ($a/1000$) を、ほぼ満たしていた。

(8) 実橋鋼床版において超過確率5%に対応する板パネル、および補剛材の初期たわみは、製作基準値 ($b_t/150$) ならびに準用値 ($a/1000$) を1.0としたとき、それぞれ0.563および0.735となった。

(9) アスファルト舗装打設によって初期たわみは、若干小さくなる。

謝 辞：本研究を遂行するに当たり、阪神高速道路公団 宮坂佳洋氏、同 鈴木 巖氏、同 中本 覚氏、ならびに駒井鉄工(株)堀 和英氏には、種々ご配慮頂いた。ここに、深謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 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，pp.25～35，1977年9月。
- 2) 北田俊行・中井 博・古田富保・秦野啓司：十分に鋼でない縦補剛材を有する補剛板の横方向圧縮強度に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.37A，土木学会，pp.211～218，1991年3月。
- 3) 小松定夫編：鋼橋部材の形状初期不整と耐力の統計学的研究，JSSC，VOL.16，No.170，pp.10～43，1980年4月。
- 4) 日本道路協会：アスファルト舗装要綱，昭和63年
- 5) Dwight, J.B. and Moxham, K.E. : Welded Steel Plates in Compression, The Structural Engineers, Vol.47, No.2, pp.49～66, 1969.2
- 6) Merrisson Committee : Inquiry into the Basis of Design and Method of Erection of Steel Box Girder Bridges, Report of the Committee, Her Majesty's Stationary Office, London, England, 1973.
- 7) 近藤明雅・山田健太郎・青木尚夫・菊地洋一：鋼床版閉断面縦リブ現場溶接継手の疲労強度，土木学会論文報告集，第340号，pp.49～57，1983年12月。

(1990.6.20・受付)

A STUDY ON INITIAL DEFLECTIONS AND RESIDUAL STRESSES IN STEEL PLATES WITH CLOSED CROSS-SECTIONAL STIFFENERS

Toshiyuki KITADA, Hiroshi NAKAI and Tomiyasu FURUTA

This paper deals with the residual stress and initial deflection of steel plates with closed cross-sectional stiffeners. Through the measurement of residual stress for three full scale stiffened plate models, the distribution of residual stresses of the plate panel in the transverse and longitudinal directions, as well as the distribution of longitudinal residual stress in the stiffener are investigated, and then a formula is proposed for predicting these residual stress distributions. A lot of initial deflections of plate panels and stiffeners were also measured for the steel deck plate of an actual Nielsen-Lohse bridge. These initial deflections are statistically investigated. The measured initial deflections are compared with the tolerance in the Japanese Specifications for Highway Bridges.