

## (12) 長期測定温度分布にもとづく鋼床版連続箱桁橋の温度応力

九州大学 工学部

吉村虎蔵・〇彦坂 熙

福岡北九州高速道路公社

渡田邦彦・江湖雅樹・村山隆之

### 1. はじめに

鋼床版を上フランジとする I 形断面および箱形断面のプレートガーダー橋では、日光の直射により鋼床版と腹板・下フランジとの間に大きな温度差を生じ、わが国の道路橋示方書では温度差 $15^{\circ}\text{C}$ を設計に用いる標準値と規定している（「道示」共通編 1.8.7）。このとき橋梁部材に生じる温度応力の大きさは、温度差の値と温度分布形状に支配されるが、わが国におけるその実測データは極めて少なく、とくに実橋の温度分布と温度応力を同時測定してデータを解析したものは、著者らの知る限り見受けられない。

最近、英国の橋梁示方書（British Standards）では、実橋の温度分布に関する系統的な調査にもとづいて、構造型式別に橋梁の最高温度、最大温度差および温度勾配を規定しており<sup>1)</sup>、荷重としての「温度」の的確な評価に大きな進展が見られるが、日本と著しく気象条件の異なる英国（英国は北緯 $50$ 度以北に位置し、夏季の平均気温は北海道よりはるかに低い）の規定をそのままわが国の橋梁設計に取入れることはできないように思われる。

橋梁の温度挙動は、仮組時あるいは架設時の橋梁形状にも変形誤差およびこれに起因する残留応力を生ぜしめる。1969年11月に発生したウィーン・ドナウ橋（3径間連続鋼床版2箱桁橋）の架設時の座屈崩壊については、上下フランジに $15^{\circ}\text{C}$ の温度差が存在した状態で桁の閉合作業を行ったことが事故の主原因に挙げられている<sup>2)</sup>。橋梁の大型化にともなって温度の影響は益々増大すると考えられ、わが国においてもその実態調査と正確な予測についての研究の蓄積が望まれる。

本報告では、各種型式の橋梁のうちでも温度の影響が最も大きいと思われる未舗装の鋼床版箱桁橋について、まず断面内温度分布の変動を1年以上にわたって継続測定したデータの一部を紹介し、橋梁の温度分布の日変動、年変動、最高温度、最大温度差、温度分布形状などについて考察する。次いで、この実測温度分布にもとづく温度応力の解析結果を、温度分布と同時計測した応力分布と比較し、鋼床版箱桁橋の温度応力算定法、応力分布特性、変断面連続桁における不静定力の影響などについて、得られたいくつかの知見を述べる。

### 2. 鋼床版箱桁橋の温度測定

#### 2.1 測定対象橋梁

福岡市の博多湾沿いをほぼ南北方向に走る福岡都市高速道路1号線が箱崎埠頭の海上を横断する位置に架設された宮崎宮前橋を対象として、温度分布および温度応力の測定を行った。本橋の概要を図-1および表-1に示す。

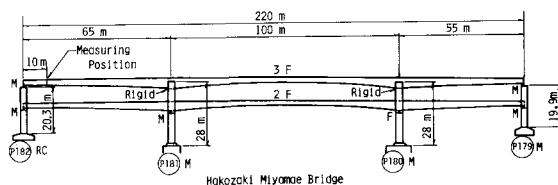


図-1 宮崎宮前橋側面図

表-1 宮崎宮前橋の概要

|       |                                                                                                                      |
|-------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 所在地   | 福岡市東区箱崎埠頭1丁目（北緯33° 35′ 東経130° 23′ ）                                                                                  |
| 型式    | 上部構造（ダブルデッキ）<br>2 F：3径間連続鋼床版2箱桁橋<br>3 F：3径間連続鋼床版2箱桁立体ラーメン<br>下部構造<br>P179～P181：2層式鋼製ラーメン橋脚<br>P182：2層式鉄筋コンクリートラーメン橋脚 |
| 橋長    | 65m+100m+55m=220m                                                                                                    |
| 使用鋼材  | SMA41, SMA50                                                                                                         |
| 支承    | ベアリングプレート沓（1ボックス1沓）                                                                                                  |
| 橋軸方位角 | S 18° 38' W                                                                                                          |

2 Fは通常の3径間連続桁であるが、3 Fは中間支点上での建築限界の関係から、鋼橋脚ラーメンと主桁が剛結されて立体ラーメンになっている。昼間2 Fは3 Fによって日射をさえぎられるので、測定は3 Fの側径間端支点（P182上）から10mの位置で行った。桁高は中間支点上で4.5m、端支点上および中央径間中央部で2.2m、その中間は2次放物線で結ばれている。測定位置の断面は図-2に示す通りであり、1.5%の横断直線片勾配が付いているので、箱桁断面は完全な長方形になっていない。2箱桁を結ぶ小横桁（桁高85cm）が約3m間隔に、また図-2に示す荷重分配用大横桁（桁高1.6m）が約9m間隔に配置され、これら全横桁の位置で箱桁にはV形トラスおよびX形トラスの対傾構方式ダイアフラムが設けられている。各ダイアフラム間隔（約3m）の中間には垂直補剛材が配置されているので、測定対象断面はダイアフラムと垂直補剛材の影響を避けるため両者の中間に選んだ。

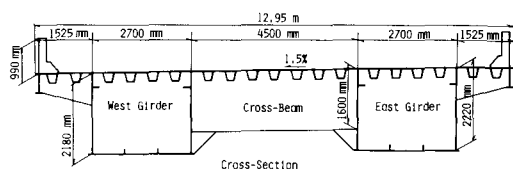


図-2 測定位置断面図

橋軸方位角の関係から、本橋は東側箱桁の東側腹板と西側箱桁の西側腹板下部がそれぞれ朝日、夕日の直射を受け、しかも太陽高度の低い朝夕に鋼床版デッキは高さ約1mの鉄筋コンクリート壁高欄に日射をさえぎられるため、昼間とは逆に上低下高の温度分布を生じる特徴がある。

なお、本橋の架設作業は1976年8月に完了し、鋼床版デッキには将来8cm厚のグースアスファルト舗装が行われるが、今回の測定期間中は未舗装状態であった。

## 2.2 測定概要

温度およびひずみは、測定中の雨、風、直射日光の影響を避けるため箱桁内部に図-3に示す測点を設け、一切の作業を箱桁内部で行った。まず1977年9月から1978年12月までの1年3ヶ月にわたり、12打点自記抵抗温度記録計2台を用いて、東

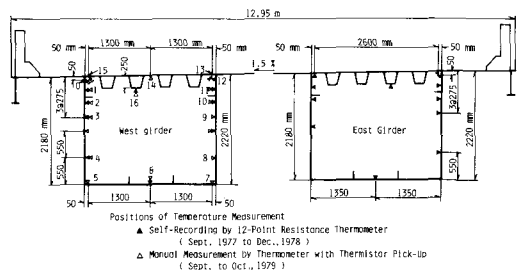


図-3 断面内温度測定点

西両箱桁の断面内温度分布を長期継続測定した。この測定における測点数は計器の性能から1断面12点に限られたので、さらに測点を増して1979年9月から10月にかけ晴天の数日を選び、携帯用サーミスタ温度計による西側箱桁の温度分布測定を実施するとともに、ひずみゲージによる温度応力の測定、ダイヤルゲージによる可動支承の水平移動測定、測量用レベルによる主桁鉛直変位測定などを同時に行った。自記抵抗温度記録計と携帯用サーミスタ温度計による同時測定も行い、両者の温度指示値は極めて良く一致することが確認された。本橋の箱桁は変断面桁であるが、測定断面を変えて携帯用サーミスタ温度計で測定した結果、温度差が最大となる昼間の鋼床版および腹板上部の温度は、桁高によらず橋軸方向に一樣な分布を示すことが確かめられた。

なお、1979年の測定に際しては箱桁内外の気温を同時に測定したが、長期測定中の気温は現場から約5 km離れた福岡管区気象台の測定値を準用する。福岡市の月別平均気温および日最高気温の月平均値は表-2の通りである。

表-2 福岡市の気温 (°C)

| 月              |            | 1月  | 2月   | 3月   | 4月   | 5月   | 6月   | 7月   | 8月   | 9月   | 10月  | 11月  | 12月  | 通年   |
|----------------|------------|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 月平均気温          | 1941~1970年 | 5.3 | 6.0  | 9.0  | 13.9 | 18.1 | 21.7 | 26.5 | 27.2 | 23.3 | 17.3 | 12.5 | 7.8  | 15.7 |
|                | 1978年      | 7.0 | 6.0  | 9.4  | 14.5 | 19.3 | 23.8 | 28.7 | 28.3 | 24.5 | 18.0 | 13.2 | 9.4  | 16.8 |
| 日最高気温<br>の月平均値 | 1941~1970年 | 9.3 | 10.2 | 13.8 | 18.9 | 22.9 | 25.9 | 30.5 | 31.7 | 27.8 | 22.6 | 17.8 | 12.1 | 20.3 |
|                | 1978年      | 9.8 | 10.0 | 14.0 | 18.9 | 23.8 | 28.2 | 32.9 | 32.4 | 28.5 | 22.4 | 17.9 | 13.9 | 21.1 |

過去の最高気温記録 36.8°C (1975年8月1日), 1978年の最高気温 35.8°C (7月27日)

### 2.3 測定結果および考察

#### A. 断面内温度分布の日変動

鋼はコンクリートに比べて熱伝導率が約60倍、比熱が約1/2である。このため、鋼床版箱桁はRC床版をもつ合成桁と異なり、日射の影響を極めて受けやすい反面、日没後は全断面内の温度が急速に大気温に近づき、翌朝日の出まで温度勾配のない一様温度分布状態を保つ。したがって、鋼床版箱桁の温度差応力に関する限り、晴天日の最も日射の強い時間、すなわち正午頃から午後2時頃までの温度分布に注目すれば十分といえる。

図-4は、箱桁断面内温度の日変動の自記記録から、それぞれ春、夏、冬の代表例を選んでプロットしたもので、(a)は今回の測定中最大の温度差32°Cを記録した1978年4月26日のもの (b)は1978

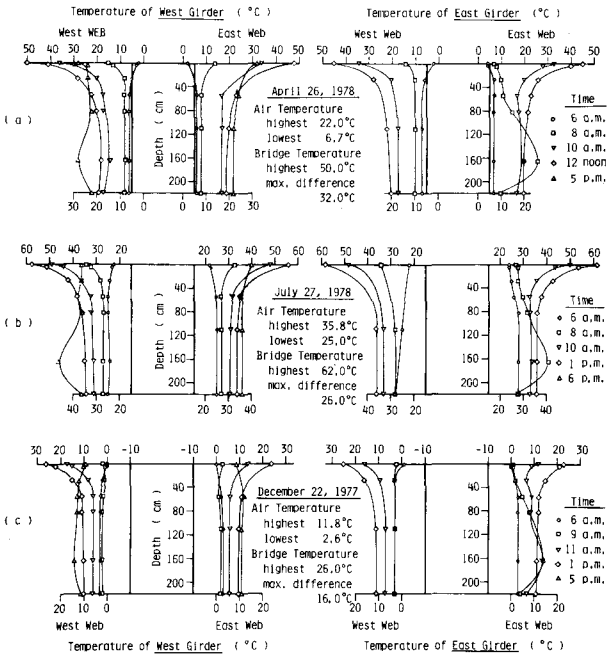


図-4 箱桁温度分布の日変動 (a) 4月26日、(b) 7月27日 (c) 12月22日

年の最高気温 35.8°C を記録した 7 月 27 日のもの、(c) は冬季としては大きな温度差 16°C を記録した 1977 年 12 月 22 日のものである。上下フランジ間の温度差が最も大きくなる正午～1 時の温度は、年間を通じて腹板上縁から約 80 cm の深さまで曲線状に分布し、それ以下の腹板・下フランジではほぼ一定となる。これは、腹板上縁から 30 cm の深さまで直線分布とする British Standards の規定とかなり異なるものである。

なお、図-4 (a)～(c) において、東側桁の東側腹板と西側桁の西側腹板に、それぞれ朝日および夕日の影響が顕著に見られる。

B. 箱桁最高温度、最大温度差と日最高気温の関係

図-5 は、1979 年 9 月に測定した西側箱桁の鋼床版デッキ(測点 14) および下フランジ(測点 6) の温度と箱桁内・外の気温の日変動の一例をプロットしたものである。この図は、厳冬期を除き年間を通じて晴天日に見られる温度変化の典型例と考えてよい。すなわち、直射日光を受ける鋼床版デッキの温度は、気温が日最高に達す

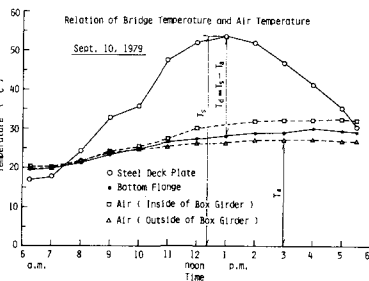


図-5 箱桁温度と気温の関係

る時刻より少し早く、午後 1 時前後に最高となり、断面内の温度差もほぼ同時刻に 1 日の最大値を記録する。このとき、箱桁下フランジの最低温度は箱桁内・外気温の中間にあり、近似的には日最高気温に等しいと見なすことができる。したがって、鋼箱桁最高温度  $T_s$ 、最大温度差  $T_d$  および日最高気温  $T_a$  の間には次の関係が成立する。

$$T_d = T_s - T_a \quad (1)$$

4 月～9 月の 6 ケ月間に箱桁の温度差が 20°C 以上を記録した日だけを選び、鋼床版最高温度、下フランジ温度および最大温度差と日最高気温との関係をそれぞれ月別にプロットすれば、図-6 および図-7 が得られる。図-6 において、下フランジの温度は概ね 4.5 度の直

線上に乗っており、式(1)の妥当性が確認される。 $T_s$  および  $T_d$  に最も大きな影響を及ぼす要因は気温よりもむしろ日射の強さであり、日最高気温が 20°C 前後の 4 月においても晴天日の  $T_s$  は 50°C を超えるため、最大温度差  $T_d$  が 30°C 以上を記録する日がいく日かあることに注目すべきである。北半球で太陽の日射が最も強い夏至の頃を過ぎると、 $T_a$  の上昇に比べて  $T_s$  の増大は緩やかになり、7～8 月の箱桁温度差  $T_d$  は、4～5 月よりむしろ小さくなっている。

C. 朝日および夕日の影響

本橋のように橋軸方位がほぼ南北を向く場合には、太陽高度の低い朝夕の直射日光により、腹板下部が図-4 に見られるように局部的に熱せられ、断面には昼間と逆の温度勾配および温度応力が生じ

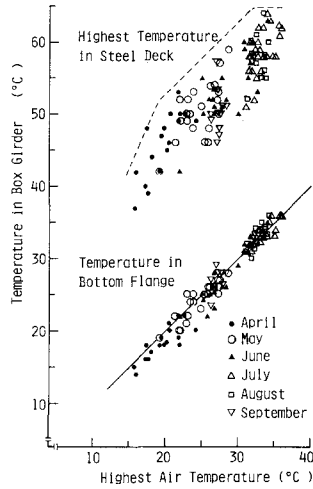


図-6 箱桁温度と日最高気温の関係

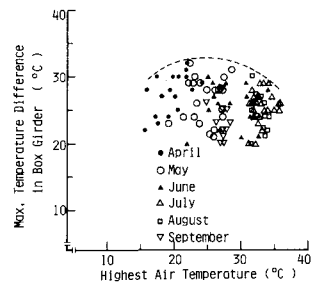


図-7 箱桁最大温度差と日最高気温の関係

る。RC床版をもつ合成桁においては、このときの温度差が昼間のものよりはるかに大きくなることもあるが<sup>3)</sup>、鋼床版箱桁の場合、年間を通じてこの温度差が20℃を超えることはなく、鋼床版デッキの直射日光照射により生じる昼間の温度差のほうがはるかに大きい。朝日、夕日の影響は局部的かつ一時的なものであり、鋼箱桁全体の温度挙動に及ぼす効果は小さいと思われる。

#### D. 鋼床版デッキと縦リブの温度差

従来提案されている鋼床版プレートガーターの温度応力算定式<sup>4)</sup>では、鋼床版縦リブの断面積をすべてデッキプレート断面積に加算し、これらは等温度と仮定されている。しかし、直射日光を受ける鋼床版デッキからの熱伝導により上昇する縦リブの温度がデッキの温度に比べてかなり低いのは当然である。図-8は、1979年秋の測定記録より、鋼床版デッキ(測点14)と台形縦リブ先端(測点16)の温度の日変動をプロットしたものであり、縦リブ温度のピークがデッキプレート温度のピークよりも1時間ほど遅れて生じている。

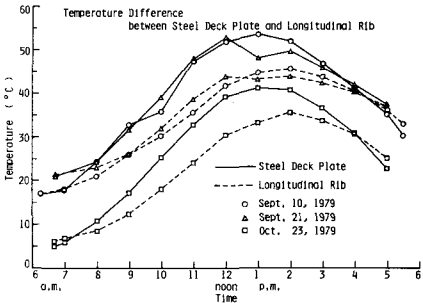


図-8 鋼床版デッキと縦リブの温度

箱桁断面内の最大温度差が20℃程度のこの時期において、鋼床版デッキと縦リブの間には10℃前後の温度差が生じており、温度の低い縦リブが熱によるデッキプレートの伸びを拘束するため、鋼床版デッキにはかなり大きな圧縮応力の発生が予想される。本橋のように、箱桁全断面積に占める縦リブ断面積の割合が大きい(約20%)場合には、この効果を温度応力算定に際して無視できないと思われる。

### 3. 鋼床版連続箱桁の温度応力測定

#### 3.1 測定概要

1979年9月から10月にかけて、図-9に示す西側箱桁内部の測点0～15に同一ロット番号の防水型箔フェスセルひずみゲージ(自己温度補償型、ゲージ長5mm、ゲージ抵抗120Ω、熱出力特性 $\pm 1.8 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ )を貼付し、自動デジタルひずみ測定器を用いて、1ゲージ3線式結線により、橋軸方向ひずみの日変動測定を、温度測定と同時に行った。

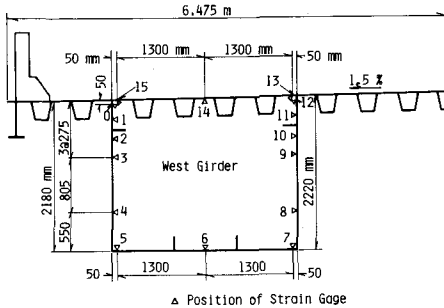


図-9 ひずみゲージ貼付位置

測定は、全断面内の温度が一樣で温度差による応力が生じていないと考えられる早期のひずみを零に設定し、以後1時間毎に計測したひずみをプリントアウトさせる方法で行った。この間、鋼箱桁の温度が30℃以上も変化するため、計器の指示ひずみには零点移動による見かけひずみが含まれる。そこで、予め測定に用いたものと同一ロット番号のひずみゲージを無応力状態の鋼板供試体に貼付して温度変化に伴う見かけひずみを測定しておき、これを箱桁の指示ひずみから差し引いたものを、温度応力による弾性ひずみとした。本測定に用いたひずみゲージの見かけひずみは、たとえば初期温度が20℃の場合、温度30℃までは無視できるが、それ以上の温度上昇に対しては1℃につき $-2 \times$

$10^{-6}$  の割合で直線的に増加し、温度  $50^{\circ}\text{C}$  で  $-40 \times 10^{-6}$  に達した。

### 3.2 温度分布と応力の同時測定結果

鋼箱桁の温度応力は、腹板の非線形温度分布、温度の低いダイヤフラムによる断面拘束効果および鋼床版デッキと縦リブの温度差などのため、厳密には 2 次元応力状態として扱うべきであろうが、ここでは測定された橋軸方向ひずみに  $\sigma = E \epsilon$  の単軸応力-ひずみ関係を用いて、橋軸方向の温度応力を算定した。

図-10 は、1979 年 10 月 23 日（最低気温  $5.0^{\circ}\text{C}$ 、最高気温  $18.2^{\circ}\text{C}$ ）の測定結果から、時間の経過による断面内温度分布と応力分布の変化の模様を示したものである。温度分布がほぼ左右対称であるのに応力分布が対称でないのは、断面自体が左右対称でないことのほか、ひずみ測定断面が荷重分配用大横桁（図-2 参照）から  $80\text{ cm}$  しか離れていないため、その影響が横桁取付側（右側）腹板に現われたことも考えられる。鋼床版の圧縮応力はデッキプレート中央部で大きく、腹板との接合部で小さくなっており、shear lag と逆の現象が見られる。図-10 における箱桁の最高温度は  $41.3^{\circ}\text{C}$  であるが、鋼床版デッキの最高温度が  $50^{\circ}\text{C}$  を越えた日の最大温度差に対する応力分布 2 例を図-11 に示す。

## 4. 鋼床版連続箱桁橋のはり理論による温度応力解析

### 4.1 鋼床版箱桁のモデル温度分布曲線

鋼床版箱桁の温度測定結果から、断面内の温度差が最大となる時刻の温度分布は British Standards の規定とかなり異なり、腹板上縁から約  $80\text{ cm}$  の深さまで曲線分布、それ以下ではほぼ一定になることが明らかになった。このことは、図-10 および 11 において、腹板の引張応力のピークが上縁から約  $80\text{ cm}$  の位置に生じていることから確認される。

温度分布曲線は、最小 2 乗法により実測結果と良く合致するものを求めることもできるが、実用的見地からは、2 次放物線とすれば十分と考えられる。ここでは、鋼床版デッキが一様に  $T_d^{\circ}\text{C}$ 、腹板高  $h$  の上縁より  $\beta h = 80\text{ cm}$  の範囲は

$$T(x) = T_d \left( \frac{x}{\beta h} \right)^2 \tag{2}$$

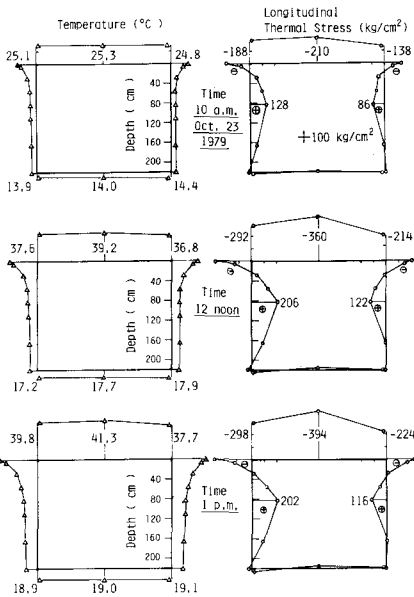


図-10 温度分布と応力分布  
(1979 年 10 月 23 日)

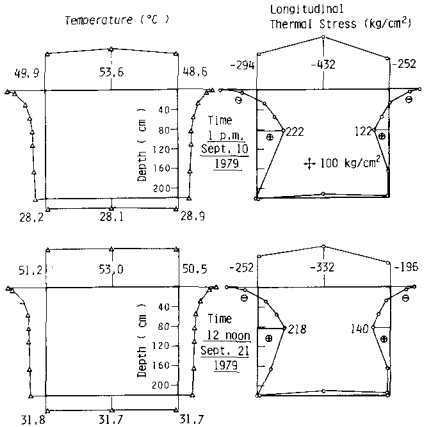


図-11 最大温度差に対する応力分布  
(1979 年 9 月 10 日, 9 月 21 日)

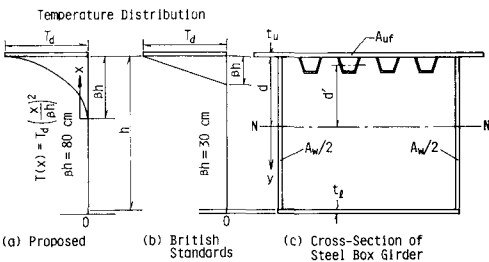


図-12 モデル温度分布曲線と鋼箱桁諸元

の2次放物線、それ以下の腹板・下フランジは零となる温度分布モデルを採用する。なお、鋼床版デッキと縦リブの温度差を無視できないと思われるので、縦リブの温度を  $r T_d$  ( $0 < r < 1$ ) とする。実測結果によれば、 $r$  を  $2/3$  程度にとるのが適当のようである。

#### 4.2 鋼床版箱桁の温度応力算定式

箱桁が朝日、夕日の局部的照射を受ける場合には、曲げ、軸方向伸縮およびねじれ変形が同時に起る。しかし、設計に考慮すべき最大温度差発生時にはほぼ左右対称の温度分布となっているので、ここでは桁の曲げと軸方向伸縮のみを考慮し、図-12(a)の温度分布および平面保持を仮定する初等はり理論にもとづいて、図-12(c)の断面諸元をもつ鋼床版箱桁に対する温度応力算定式を導いた。文献4)にならって結果を整理すれば次の通りである。

鋼床版デッキの温度応力：

$$\sigma = E \alpha T_d (a - b y - 1), \quad -(d + t_u) \leq y \leq -d \quad (3) a$$

腹板および下フランジの温度応力：

$$\sigma = \begin{cases} E \alpha T_d (a - b y - (1 - \frac{d+y}{\beta h})^2), & -d \leq y \leq \beta h - d \\ E \alpha T_d (a - b y), & \beta h - d \leq y \leq h + t_l - d \end{cases} \quad (3) b$$

$$(3) c$$

$$\text{ここに、} \quad a = \frac{1}{A} (A_{uf} + r A_{ur} + \frac{\beta A_w}{3}), \quad b = \frac{1}{I} (A_{uf} (d + \frac{t_u}{2}) + r A_{ur} d' + \frac{\beta A_w}{3} (d - \frac{\beta h}{4}))$$

$E$ ：ヤング係数， $\alpha$ ：線膨張係数， $A_{uf}$ ：鋼床版デッキプレート断面面積，

$A_{ur}$ ：鋼床版縦リブの全断面面積， $A_w$ ：腹板の全断面面積， $A$ ：箱桁の全断面面積，

$I$ ：箱桁の中立軸  $N-N$  に関する断面二次モーメント， $t_u$ ：鋼床版デッキプレートの板厚，

$t_l$ ：下フランジ板厚， $d$ ：中立軸から腹板上縁までの距離，

$d'$ ：中立軸から鋼床版縦リブ重心までの距離， $y$ ：中立軸からの鉛直座標（下向き正）

鋼床版デッキと縦リブの温度差補正係数  $r$  が温度応力分布に及ぼす影響を調べるため、図-9の断面をもつ単純箱桁を対象にして、種々の  $r$  値に対する応力を式(3)より算定し、結果を図-13に示す。用いた諸元は次の通りである。

$$T_d = 15^\circ \text{C}, \quad h = 220 \text{cm}, \quad \beta h = 80 \text{cm},$$

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2, \quad \alpha = 12 \times 10^{-6} / ^\circ \text{C}, \quad A_{uf} = 765 \text{cm}^2,$$

$$A_{ur} = 511.2 \text{cm}^2, \quad A_w = 484 \text{cm}^2, \quad A = 2452.6 \text{cm}^2,$$

$$I = 2.293 \times 10^7 \text{ cm}^4, \quad t_u = 1.2 \text{cm}, \quad t_l = 2.2 \text{cm},$$

$$d = 87 \text{cm}, \quad d' = 71.2 \text{cm}$$

$r = 1$  は鋼床版デッキと縦リブを等温度と仮定することになる。

$r$  の影響が鋼床版デッキプレートの圧縮応力に顕著に現われることに注目すべきである。なお図中に破線で示した応力分布は、図-12(b)の British Standards の温度分布にもとづくものである。

#### 4.3 変断面3径間連続鋼床版箱桁橋の温度応力

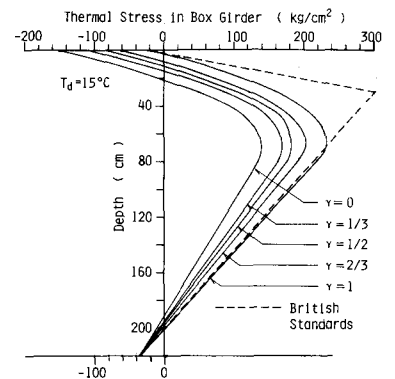


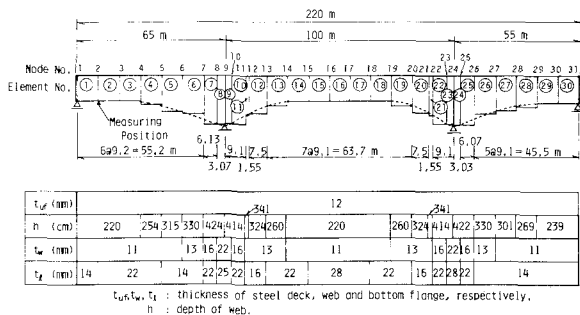
図-13 温度応力に及ぼす鋼床版デッキ縦リブ温度差の影響

連続桁では温度差による桁の変形が拘束されるので、式（３）の応力に加えて不静定力による応力が発生する。今回測定対象に選んだ宮崎宮前橋は、変断面の２箱主桁が２層ラーメン橋脚と剛結された特殊な立体ラーメン構造であり、解析モデルおよび温度挙動がとくに複雑になる。ここでは、通常の鋼床版連続箱桁橋に関する設計参考資料を得ることを目的として、宮崎宮前橋の変断面主桁のみを取り出し、これを１個の固定支承と３ケの可動支承で支持した３径間連続桁橋の温度応力について考察する。解析は、主桁を図－１４の３１節点階段状変断面ばりにモデル化し、１節点３自由度のはり要素を用いて有限要素法により行った。節点１２および２１は、箱桁を大ブロック工法によりフローティングクレーンで一括架設した際の現場継手位置である。実橋の可動支承に用いられた１ボックス１沓のベアリングプレート沓は、ダイヤルゲージによる水平移動測定により、温度変化にスムーズに追従して動いていることが確認されたので、支承の拘束による軸力の発生は考えない。図－１２（ａ）の温度分布曲線における最大温度差を  $T_d = 15^{\circ}\text{C}$ 、また鋼床版縦リブの温度補正係数を  $\gamma = 2/3$ （デッキプレートと縦リブの温度差  $5^{\circ}\text{C}$  に相当）とし、得られた各要素中央断面の温度応力分布を図－１５に示す。同図中の破線は式（３）から求められる静定箱桁の応力分布であり、実線との差が不静定力による成分を表わす。

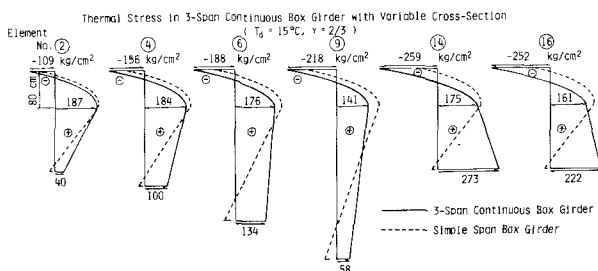
単純鋼箱桁の温度応力は上下フランジとも圧縮応力となるが、連続桁では不静定力による正の曲げモーメントが働くので、桁全長にわたり上フランジには圧縮応力がさらに増加し、下フランジには引張応力が生じる。したがって、側径間および中央径間の各中央部では、温度応力が死荷重、活荷重による応力に加算されて危険側に働くことになる。本解析モデル橋の場合は、断面の小さい中央径間中央部の温度応力が特に大きくなっている。

宮崎宮前橋は立体ラーメンであるため、不静定力の大きさが本解析モデルと異なるが、今回の実測断面は不静定モーメントの影響をあまり受けない桁端近くに設けたので、ここに用いた理論温度分布曲線と温度応力の解析結果を参考までにいくつかの実測値と比較すれば、図－１６の通りである。ただし、図中の実測値は荷重分配横桁の影響を受けていない外側腹板のものを採用した。

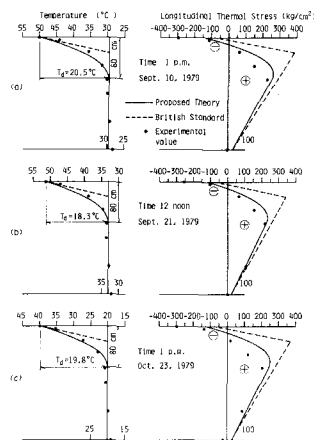
宮崎宮前橋は立体ラーメンであるため、不静定力の大きさが本解析モデルと異なるが、今回の実測断面は不静定モーメントの影響をあまり受けない桁端近くに設けたので、ここに用いた理論温度分布曲線と温度応力の解析結果を参考までにいくつかの実測値と比較すれば、図－１６の通りである。ただし、図中の実測値は荷重分配横桁の影響を受けていない外側腹板のものを採用した。



図－１４ 変断面３径間連続桁橋の解析モデル



図－１５ 各要素中央断面の温度応力分布



図－１６ 温度分布および応力分布の理論値と実測値

2次放物線温度分布にもとづく応力分布の理論値は、鋼箱桁の非線形温度応力分布と定性的には良く合っているが、鋼床版デッキプレートの圧縮応力をかなり過小評価している。図-10および11の鋼床版の実測応力分布から見ても、平面保持の仮定にもとづく初等はり理論の適用には限界があり、デッキプレートに関しては、平面応力問題としての解析も必要と思われる。

## 5. むすび

本研究により、鋼床版箱桁橋の温度分布および温度応力に関してこれまで得られた成果・知見を要約すれば、以下の通りである。

(1) 鋼床版箱桁においては、冬季を除き晴天の日には常に現行道路橋示方書に規定された $15^{\circ}\text{C}$ を上回る温度差が生じている。今回の測定で記録された最高温度は $64^{\circ}\text{C}$ 、最大温度差は $32^{\circ}\text{C}$ であった。

(2) 箱桁の温度差と日最高気温の間には直線の相関性がなく、気温は比較的低い日射の強い4、5月頃に、夏季を上回る $30^{\circ}\text{C}$ 以上の温度差がしばしば生じる。

(3) 橋軸方位角によつては、朝日・夕日の照射により腹板下部の温度が鋼床版デッキよりも高い負の温度勾配が生じるが、この影響は日射の最も強い正午～1時の最大温度差に比べてはるかに小さい。

(4) 最大温度差を生じる時刻の箱桁温度分布は、British Standardsの規定とかなり異なり、腹板上縁から約80cmの深さまで曲線分布、それ以下ではほぼ一様となる。このことは、実測応力分布の形状からも確認される。

(5) 箱桁のデッキと縦リブの間には、しばしば $10^{\circ}\text{C}$ を超える温度差が存在し、これが温度応力に及ぼす影響を無視できない。

(6) 温度差によるデッキプレートの実測応力は従来考えられていたものよりかなり大きく、またその分布はshear lag現象と逆にデッキプレート中央で最大になる。

(7) 2次放物線温度分布と平面保持を仮定したはり理論による鋼床版箱桁橋の温度応力算定結果は、実測された非線形応力分布を定性的には良く説明するが、鋼床版デッキプレートの圧縮応力を過小評価している。デッキプレートの温度応力については、平面応力問題としての解析が必要と思われる。

以上の結果は、未舗装状態にある特定の橋梁に関する長期測定および解析より導かれたものであり、鋼床版箱桁橋の温度挙動の一般的特性を明らかにするためには、今後アスファルト舗装後の温度挙動の違いや気象条件の異なる他の地域の測定例について調査研究を必要とする。

終りに、本測定に際し建設省土木研究所橋梁研究室より12打点抵抗温度記録計を借用させていただいたことを記して、謝意を表する。

## 参考文献

- 1) 国広哲男・藤原稔：英国橋梁設計示方書の設計荷重(案)，橋梁と基礎，Vol. 8，No. 7，1974年7月，PP. 1～7.

- 2) C. Massonnet : Design of Stiffened Box Girders, Lecture Note in Kyushu University, April 1974.
- 3) 名古屋高速道路公社・名古屋大学工学部土木工学科 : 箱桁橋の温度挙動に関する報告書, 1977年3月.
- 4) 日本道路協会 : 鋼道路橋設計便覧, 1979年2月, PP. 54~58
- 5) 石倉善弘・浅岡敏明・有水正紀 : 箱桁の温度分布・温度差による変形・応力について, 横河橋梁技報, №5, 1975年11月, PP. 131~137.
- 6) 福岡管区气象台 : 福岡県気象月報 昭和52年9月~昭和53年12月.

Thermal Stresses in Continuous Steel Box Girder Bridges  
Based on Field Observation of Temperature

Torazo YOSHIMURA\*, Hiroshi HIKOSAKA\*,  
Kunihiko TODA\*\*, Masaki EKO\*\*  
and Takayuki MURAYAMA\*\*

Thermal stresses induced in steel box girders by non-linear temperature distribution are studied in this paper. To obtain the data on actual field conditions of both temperature and thermal stress in a bridge, a twin box girder bridge with orthotropic steel deck plate in Fukuoka Elevated Expressway was instrumented. 12-point automatic resistance thermometers were used to record temperature at various points throughout the depth and width of the bridge. Strain readings were taken by foil strain gages and automatic digital strain meters.

During the 1-year period of observation, the highest temperature of  $64^{\circ}\text{C}$  in the steel deck plate without surface pavement and the maximum temperature difference of  $32^{\circ}\text{C}$  between the top and bottom of the cross-section were recorded. Remarkable non-linear thermal gradients in the web plates within the upper depth of about 80 cm were characteristic. Due to the slower transfer of heat from the top plate to longitudinal trough ribs in the steel deck, temperature differences of more than  $10^{\circ}\text{C}$  were observed between them. The general trends and distributions of temperature were about the same for a warm sunny day at any season of the year, while the temperature differences in sunny spring days were greater than those observed in summer.

A continuous steel box girder on four supports with orthotropic steel deck plate and with variable cross-section, which spans  $65 + 100 + 55$  m, was selected as an analytical model. Theoretical thermal stresses were computed by the finite element method based on both parabolic temperature distribution for the web plates and elastic beam theory. The elementary beam theory could well explain the non-linear distribution of thermal stresses in the continuous steel box girder, but the measured compressive stresses in the steel deck plate were much greater than calculated ones. The results indicate that an attempt to completely explain the thermal stresses in steel box girder bridge would require the two-dimensional analysis of the orthotropic steel deck plate.

\* Department of Civil Engineering, Kyushu University, Fukuoka

\*\* Fukuoka-Kitakyushu Expressway Public Corporation, Fukuoka