

日野川PC橋梁施工概要と桁架設応力試験

興 水 久*

1. ま え が き

日野川橋梁は、山陰本線 伯耆大山～米子間にあり、同線複線化にともない、新橋梁を在来橋梁の北側に新設した。本橋梁の全体図および断面寸法等を 図-1 に示す。

新橋梁はPC橋で、在来橋の2倍の径間であり、PC鉄道橋としては長大橋梁であり、特に支間 58.3m は単純PC鉄道橋としては最大スパンのものである(写真-1)。

架設方法としては支間 35.4m、支間 44.4m の7連を移動架設で行ない、支間 58.3m はステージングによる場所打ちである。工期は41年1月から8月まで、工費は約1億2000万円である。

本報告では、支間 58.3m の桁の施工と、支間 44.4m の桁架設にともなう応力測定試験について述べる。

2. 支間 58.3m の桁の施工

写真-1 日野川橋梁(一番手前が支間 58.3m の箱桁)

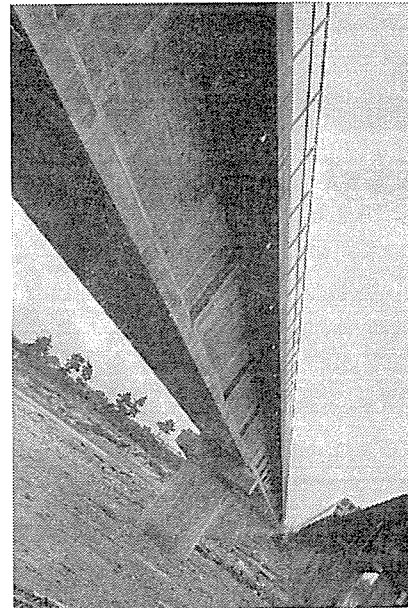
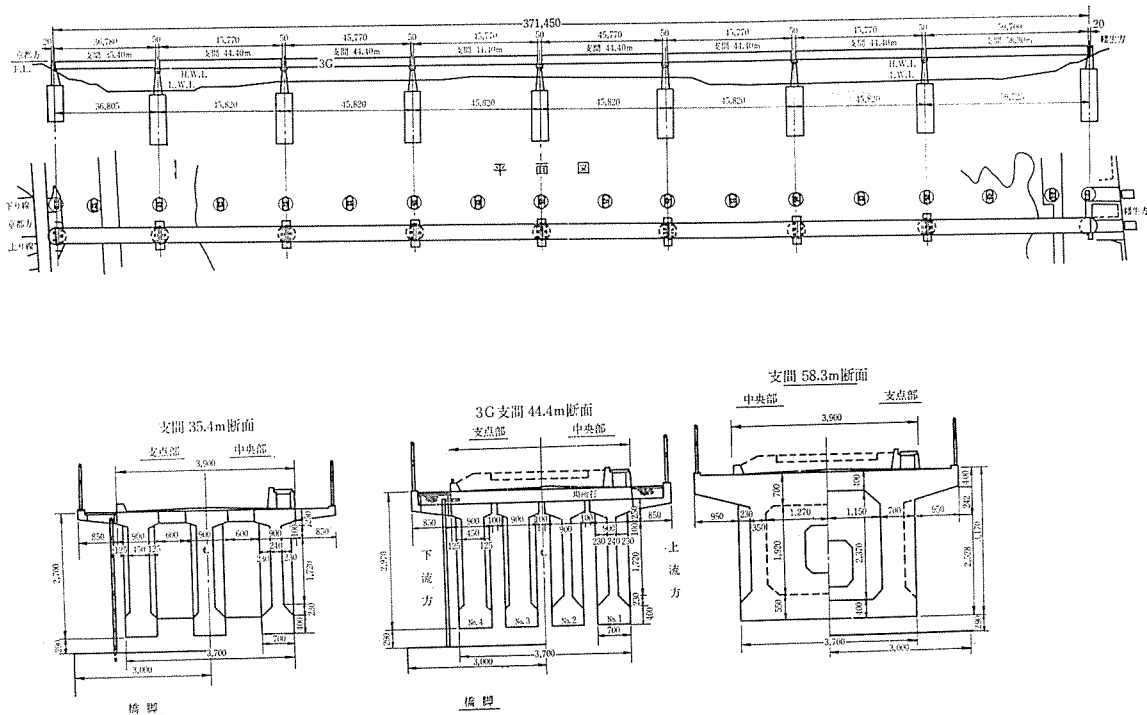


図-1 日野川橋梁 PC 桁位置図



* 国鉄建設局(元米子保線区)

支間 58.3 m の箱桁は、まきがきにあるように場所打ちである。この桁を施工する際に問題となった点は、

- 1) 支保工の沈下
- 2) コンクリートの硬化温度および乾燥収縮とこれに対する養生方法

であった。

(1) 支保工の沈下

この桁は流水面上にあるため、ベタに支保工を組んでコンクリート荷重をうけるわけにはいかない。写真-2 に示す鋼製ベントを用い 5 径間とし、I ビームで荷重を受けることにした。打設コンクリート量は約 430 m³ で約 1000 t、型わく、I ビーム重量を加えて、ベント一基当り 220 t 程度の荷重がかかる。このため支点には必ず沈下が起こるので、支点沈下量をあらかじめ知る必要があった。

そこでベント基礎がどの程度沈下するか載荷試験を行った(写真-3)。

この結果、最大荷重 156 t に対し最終沈下量 1.8 mm

写真-2 鋼製ベント

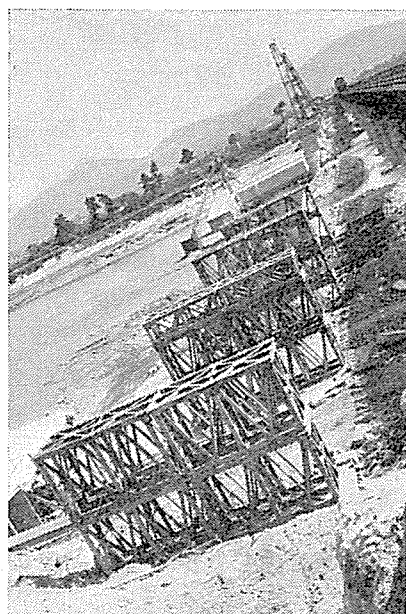
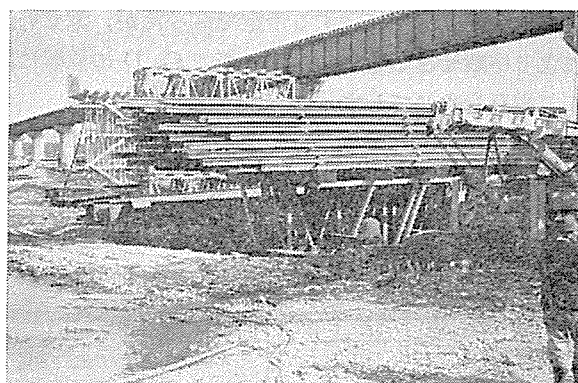


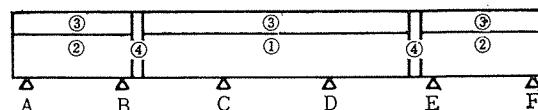
写真-3 載荷試験



で、支持地盤はこの程度の荷重に対しては比例限度内にあると考えられ、総荷重 220 t に対してもせいぜい 3~4 mm 程度と推察した。

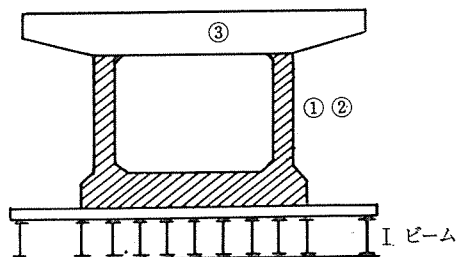
箱桁のコンクリート量は 430 m³ で、1 回打設は無理であるので図-2 のように 4 回に分けて、まず下床板とウェブを打設し、ついで上床板、最後に施工目地の順で行なった。

図-2 コンクリート打設順序



このような順序でコンクリート打設するとき、問題となるのはコンクリート③を打設するときである。すなわち、コンクリート③打設時には、コンクリート①、②はほとんど硬化が終了しており、③のコンクリート重量に対しては I ビームとともに抵抗断面として働くことになる(図-3)。そのため、コンクリート③の重量により支保工に沈下が生ずると大きなモーメントが既硬化コンクリート①、②に生ずることになる。

図-3



コンクリート③の荷重により生じたモーメントに対しては I ビームと断面①、②でその剛比に応じて抵抗することになるから(図-3 参照)、その剛比を計算すると、

$$E_s I_s : E_c I_c = 1 : 26$$

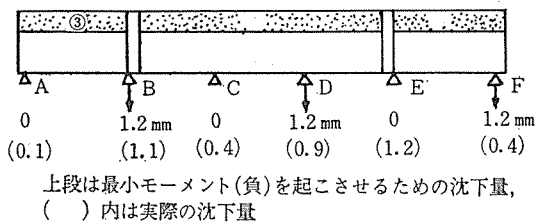
ただし、コンクリート①の弾性係数は 1 週間の材令として $E_c = 2.4 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

となり、③のコンクリート荷重に対し、①、②コンクリート断面が 26/27 を受持つことになる(このため以下 I-beam を無視して計算する)。①、②コンクリート断面は □型で中立軸は下から 55 cm、ウェブ上縁から 1.63 m のところにあり、下に片寄っている。正のモーメントに対し、下縁に働らく引張力はあまり問題にならないが、負のモーメントによりウェブ上縁に働らく引張力はかなり大きくなる恐れがある。図-2 からわかるように、①は、3 径間連続ばり、②は単純ばりである。ウェブ上縁に引張力を生じない②に対しては問題は少ないので、①についてウェブ上縁にどの程度の応力が生ずるかを計算する。

a) 支点沈下がないとき ③コンクリート荷重は、約 9 t/m の等分布荷重であり、11.5 m の3径間連続ばりに対しては、支点 C, D に $-117.5 \text{ t}\cdot\text{m}$ のモーメントが働き、ウェブ上縁に $\sigma = -12.5 \text{ kg}/\text{cm}^2$ の引張応力が生ずる。

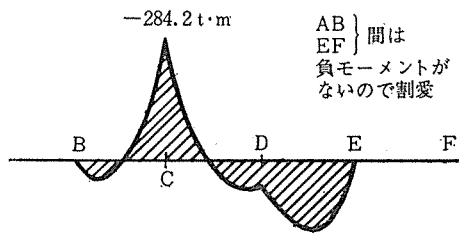
b) コンクリート荷重③に対して支点沈下を生ずる場合 ベント基礎地盤の載荷試験より明らかなように、当然支点沈下が生ずる。荷重 156 t に対し、基礎地盤は 1.8 mm の沈下を記録した。③打設時の荷重（ベント一基当り）100 t に対しては、 $100/156 \times 1.8 = 1.15 \text{ mm}$ 、約 1.2 mm の沈下が予想される。

図-4



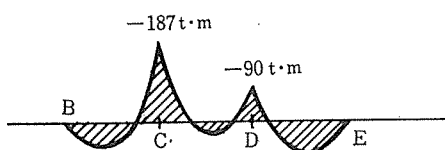
部材に最大、最小のモーメントを生じさせる沈下の状態は 図-4 に示すように支点が交互に沈下した場合である。

図-5 支点沈下を起す場合のモーメント図



このときのモーメント図は 図-5 のようになり、 $M_c = -284.2 \text{ t}\cdot\text{m}$ で C 点ウェブ上縁に $\sigma = -30.2 \text{ kg}/\text{cm}^2$ の引張応力を生じさせる。この値は (1) の支点沈下のない時に比べて大きく、コンクリートの引張破壊応力度程度あり、無視できない値である。このため、支点 C, D 上のウェブについては $-284.2 \text{ t}\cdot\text{m}$ に対するだけ補強鉄筋を配置した。実際にコンクリート③打設により生じた沈下は 図-4 () 内に示した値で、これを計算すると、図-6 のようなモーメント図となり、 $M_c = -187 \text{ t}\cdot\text{m}$ のモーメントとなり、C 点ウェブ上縁に $\sigma = -20$

図-6 実際に生じたモーメント図



実際に () 内の沈下量により生じたモーメント

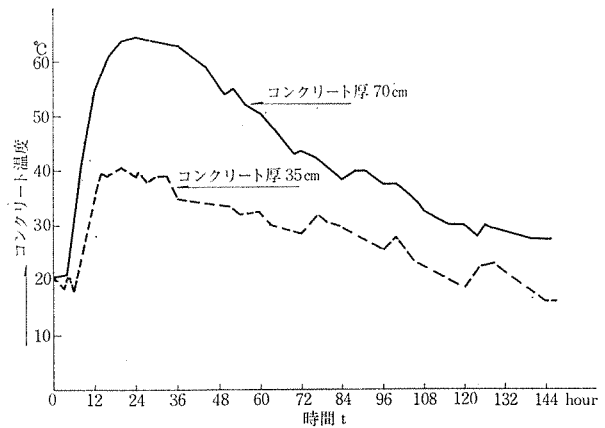
kg/cm^2 の引張応力が生じたと思われる。この値は予想値の約 66% で、補強鉄筋としては十分であったと思われる。

(2) コンクリートの硬化温度

最大部材厚は 70 cm あり、コンクリートの硬化温度はかなりになるであろうと予想され、養生方法がいろいろ討議されたが結論をえず、結局コンクリート打設時期を気温的に最もよい 4 月下旬とすることにとどまった。

今後のコンクリート工事の資料として参考とするためコンクリートの硬化温度の測定を行なった。その代表的なものを 図-7 に示す。

図-7 コンクリート硬化温度



最高温度に達するのはコンクリート打設後約 24 時間前後で、これは部材厚に関係ないが、部材厚によって最高温度はかなり異なり、部材厚 70 cm では 60°C を越えている。

PC設計施工指針では、養生温度は 60°C 以下となっており好ましい結果ではなく、今後 70 cm 程度またはそれ以上の部材の施工をするときには、なんらかの cooling の養生をする必要があると思われる。

3. 箱桁上床板に生じたクラックとその対策

(1) クラックの発生状況

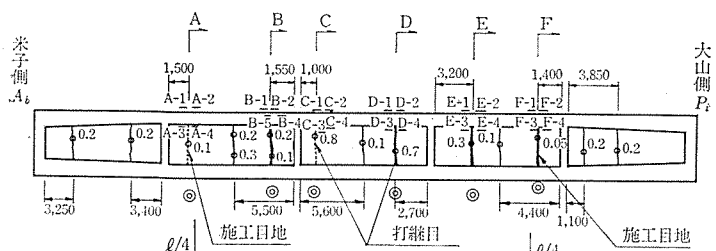
箱桁のコンクリート打設は 図-8 のように行なった。上床板は一日で全部打設する予定であったが、激しい降雨により中断せざるを得なかったので C, D の位置に二つの打継目を生じてしまった。

クラック発生は 5 月 9 日で、施工目地打設後 3 日目である。当日は朝から型わくをはずし始め、当初は異常がなかったが、昼過ぎに上床板内側にクラックを認めた。

図-8 コンクリート打設順序

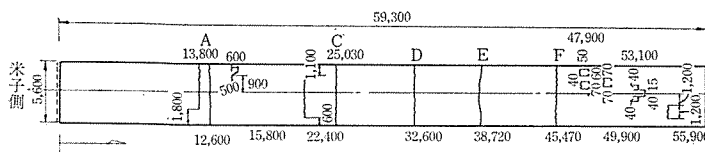
| | | | | | | |
|------|-----|-----|------|-----|------|-----------|
| | A | C | D | F | | |
| 5/4 | 5/4 | 5/3 | 5/4 | 5/4 | 5/4 | 上床版 |
| 4/26 | | | 4/24 | | 4/26 | ウェブおよび下床版 |

図-9 上床板(下縁)クラック状態図



※ ゲージ貼付はすべて下流側, 側面. 0.2, 0.3, 0.7, 0.8等はマイクロスコープで測定したクラックの幅である(単位: mm)
 (注) ① 上側, 下側ひびわれが重なっているもの
 プレストレスによる第1回測定
 — プレストレスによる第2回測定(第1回の測点も合わせ実施した)

図-10 上床板上縁のクラック



上床板外側, ウェブ, 下床板もクラックがあるか, 否かを探した結果, ウェブ, 下床板にはクラックは生じていなかった。その後上床板上側にもクラックを認めた。図-9がそれである。図-9, 10をつき合わせると, クラック, A, B, C, D, E, Fの位置が一致し, クラックが上床板を貫ぬいているように思われる。

(2) 応急処置

以上に述べたクラックは, コンクリートの乾燥収縮により次第に大きくなると考え, とりあえず全ケーブル62本のうち10ケーブルだけ緊張して, クラックの進行を妨げることにした。同時にクラックからの雨水の侵入を防ぐ意味と, クラックを埋めて有効断面の減少を防ぐ意味で合成樹脂(エポキシ系)のグラウトを行なった。この合成樹脂の性質は以下のとおりである。

1) 圧縮強度と温度の関係

0°Cで800 kg/cm², 30°Cで600 kg/cm², 40°Cで300 kg/cm²であり, ほぼコンクリート強度と同じ程度の強度を持つ。

2) ヤング率と温度の関係

常温におけるヤング率は3×10⁴ kg/cm²程度で, 温度が上昇すると, ヤング率は低下する。

3) クリープ

クリープはコンクリートのその2倍程度である。

4) 耐久性

昭和36年よりの施工实例の調査およびばらつき試験等より考えてコンクリートと同程度と考えられる。特にコンクリート中に注入し外気としゃ断した場合には十分耐久性がある。

5) ひびわれに注入した場合のヤング率は相等大き

くなると思われる。

このような性質から圧縮強度には問題がないが, ヤング率がコンクリートの1/10程度で, 変形が大きく問題が残り, 合成樹脂グラウトだけで十分であるという保証はできない。

(3) 空引きによるひびわれ付近のひずみ測定

上床板にクラックが生じており, 上床板断面が有効でなければ, 当然クラックの下にあるウェブ下床板には応力の集中が起きるはずである。この確認を行ない, どの程度の応力集中があるかを, ストレインゲージをひびわれ付近に貼布して測定することにした。応力は2ケーブルを同時に空引きして約220tの圧縮力を与えた。

クラックを考慮に入れず全断面有効とした

とき, 220tの応力時に期待される圧縮ひずみは

$$\epsilon = 9.2 \times 10^{-6} \quad (E_c = 35 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2 \text{ と仮定})$$

である。

a) 第1回目の測定 図-11に示すように, 上床

図-11 ペーパーゲージ貼布位置(単位: mm)

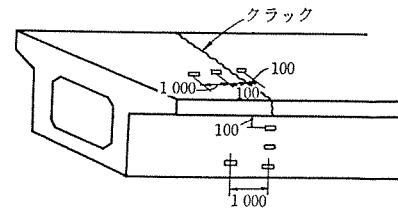
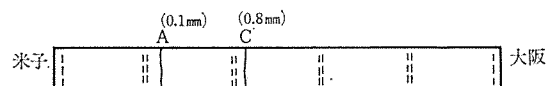
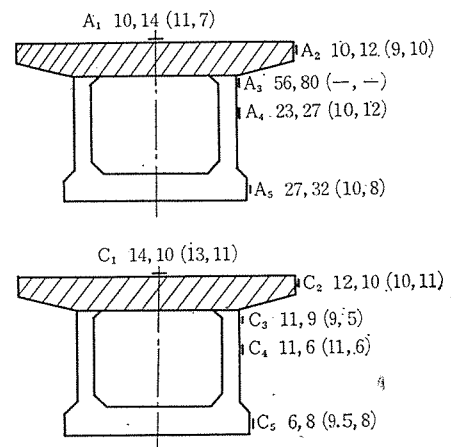


図-12 第1回目測定ひずみ(単位: ×10⁻⁶)



空引き2回()はcrackより1.0m離れた点の測定



板はクラックから 10 cm 離れて貼り、ウェブ、下床板は、上床板クラックの延長線上に貼布し、一応健全とみなされる点をおおの 1 m 離れた所にとって測ったのが 図-12 である。これによると、クラック幅 0.1 mm の A において測点 A₃, A₄, A₅ は、測点 A₁, A₂ の上床板部分より 2~5 倍のひずみを示しており、ウェブ、下床板に応力の集中が行なわれているように思われる。ところがクラック幅 0.8 mm の C においては、上床板とウェブ、下床板のひずみに大きな差はなく、クラックがあたかもないような値を示している。クラック幅の大きい断面の方が正常に近い値を示しているのは、断面 A の所が施工目地であり、施工目地をまたいでゲージを貼ったのも一因であると考え、再検討のため 2 回目の測定を行なった。

b) 第 2 回目の測定 第 2 回目の測定は A~F の全クラック部分について行ない、上床板、ウェブ、下床板

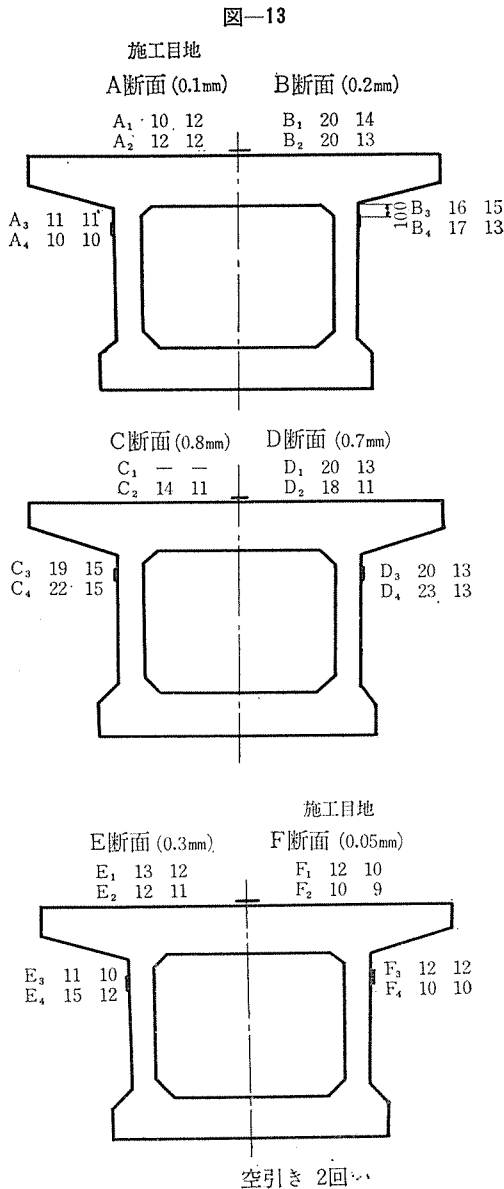


図-14 中央と 1/4 点との応力度図

() 内は 1/4 点 (単位: kg/cm²)

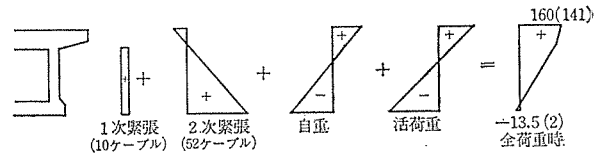
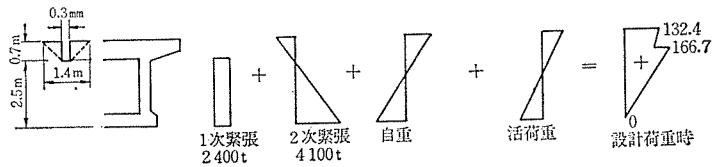


図-15 スパン中央の応力



とも、クラックの線またはその延長線から 10 cm 離してペーパーゲージを貼布した。これが 図-13 である。

| | | | | |
|---|------------|------------|------------|------------------------------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 |
| A | { 10 12 | { 12 12 | { 11 11 | { 10..... 1回目 10..... 2回目 |
| B | { 20 14 | { 20 13 | { 16 15 | { 17 13 |
| C | { | { 14 11 | { 9 15 | { 22 15 |
| D | { 20 13 | { 18 11 | { 20 13 | { 23 13 |
| E | { 13 12 | { 12 11 | { 11 10 | { 15 12 |
| F | { 12 10 | { 10 9 | { 12 12 | { 10 10 |

横方向に見た場合 (すなわち A~F 断面おのおのについては) 応力は上から下までほぼ均等に分布しており、クラックは無視してもよいといえる。しかし、これを A, B, C, D, E, F とならべてみると、B, C, D は予想計算値の約 2 倍の値である。

この結果より、クラック幅の大きい、C, D のクラックははづり、コンクリートを再打設することに決定した。

(4) 応力計算

a) C, D 部分の計算 上床板をはづってしまうので、すでに緊張されている 10 ケーブルの応力はすべてウェブと下床板にかかり、はづった後にコンクリート打設後の全断面に残りの緊張力と自重、設計荷重が作用する。すなわち 図-14 のようになる。はづる予定の C, D 部分は 中央と中央から 1/4 の間にあり、計算の結果 上縁の応力度, $141 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ct} < 159.6 \text{ kg/cm}^2$ (1/4 点) (中央)

下床板下縁応力度 $-13.5 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ct} < 2 \text{ kg/cm}^2$ (中央)

となった。

b) A, B, E, F 下部分 (はづらない部分) の計算 0.3 mm 以下のクラックは一応はづらないことにし、

この 0.3 mm のクラックを閉じさせる応力を計算する(図-15 参照, これを1次緊張とする)。

応力の流れを 45° と仮定すると 1.4 m の長さが 0.25 mm (実際には 0.3 mm であるが, 合成樹脂を注入してあるので少なくとも 0.05 mm 程度は期待できるとした) 縮めばクラックが閉じて全断面が有効になると考えられる。

この応力度は約 70 kg/cm² であり, 1次緊張力は約 2400 t, 残り 6500-2400=4100 t が 2次緊張力になる。最も応力度の大きい(小さい)中央において応力度は

下縁 0 kg/cm²
 ウェブ上縁 166.7 kg/cm²
 上床板上縁 132.4 kg/cm²

となった。A, B, E, F 断面ともに中央より大きく離れているので, このような大きな(小さな)値とはならない。

a), b) いずれの計算においても, 最大圧縮応力度 160 kg/cm², 最大引張応力度 13.5 kg/cm² の範囲にあることがわかった。

この値は設計許容応力度を越してはいるが, テストピースによる強度, $\sigma_{28}=483 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{28}/3=161 \text{ kg/cm}^2$ であり, 一応安全と考えた。

(5) クラックその後の追跡

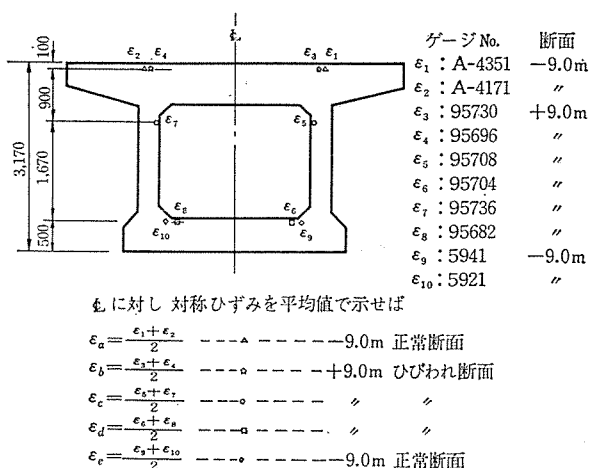
以上の計算から 0.4 mm 以上のクラックは図-16 のようにはづつて新しいコンクリートを打設し緊張を行なった。なおはづらなかつたクラックのうち最大クラック幅 0.3 mm の E 断面に中央から E 断面に対称な健全断面とに図-17 のようにカールソンひずみ計を埋め込み, 残り 52 ケーブルの緊張と, その後の荷重によるひずみを測定し, いかなる変化が表われ, 果して処置が正しかったか否かを検討することにした。

a) プレストレス完了まで 図-18 に示すケーブルの緊張を行ないながらカールソンひずみ計によりひずみを測定した結果が, 図-19, 20 である。

これらの図からは明らかにクラック断面のひずみは大きく, プレストレス終了時で約 600×10^{-6} 程度のひずみ差が生じており, 明らかに異常である。しかし,

a) 全プレストレスの 80% 程度までは, ひびわれ

図-17 カールソンひずみ計位置
(スパン中央から ±9.0 m 断面)



ε_i に対し 対称ひずみを平均値で示せば

$\epsilon_a = \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{2}$ -----△-----9.0m 正常断面
 $\epsilon_b = \frac{\epsilon_3 + \epsilon_4}{2}$ -----○-----+9.0m ひびわれ断面
 $\epsilon_c = \frac{\epsilon_5 + \epsilon_7}{2}$ -----◇-----" " " " " "
 $\epsilon_d = \frac{\epsilon_6 + \epsilon_8}{2}$ -----□-----" " " " " "
 $\epsilon_e = \frac{\epsilon_9 + \epsilon_{10}}{2}$ -----●-----9.0m 正常断面

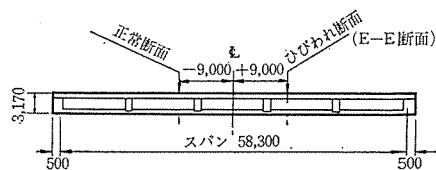
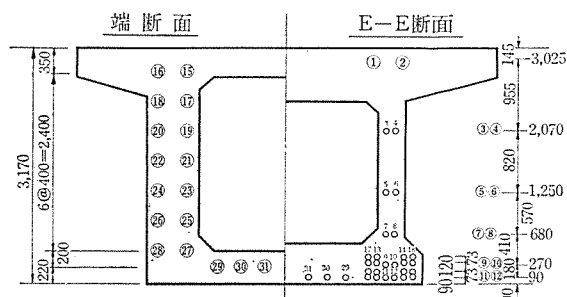


図-18



| 測定段階 (ケーブル数) | 緊張順序 | ケーブル番号 |
|-----------------|----------|--------|
| ① (0) | 1 2 | ⑳ ㉑ |
| | 3 4 | ㉒ ㉓ |
| ② (4) | 5 6 | ㉔ ㉕ |
| | 7 8 | ㉖ ㉗ |
| ③ (8) | 9 10 | ㉘ ㉙ |
| | 11 12 | ㉚ ㉛ |
| ④ (16) | 13 14 | ㉜ ㉝ |
| | 15 16 17 | ㉞ ㉟ ㊱ |
| ⑤ (24) | 18 19 | ㊲ ㊳ |
| | 20 21 | ㊴ ㊵ |
| ⑥ (32) | 22 23 | ㊶ ㊷ |
| | 24 25 | ㊸ ㊹ |
| ⑦ (40) | 26 27 | ㊺ ㊻ |
| | 28 29 | ㊼ ㊽ |
| ⑧ (48) | 30 31 | ㊾ ㊿ |
| | | ㊿ ㊿ |

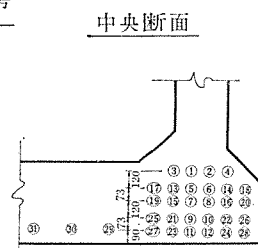
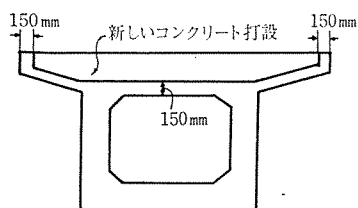


図-16



断面の上縁のひずみ量 (ϵ_b) の伸びは正常断面のそれ (ϵ_a) より大きい, それ以後はひずみの増加量は ϵ_a , ϵ_b とほぼ同じである。

b) プレストレス完了までの ϵ_a , ϵ_c , ϵ_d はあたかも同一断面のひずみのようになっており, もし E のクラックにより全断面有効でないと考えるとき, E のクラック下にある ϵ_c , ϵ_d のひずみ量はずっと大きくな

っていないはず、 ϵ_a とは歩調を一にしないはずである。特に 図-19 (f) において、 $\epsilon_a, \epsilon_c, \epsilon_d$ は同一線上にあり、平面保持の仮定が成立している。このことは ϵ_b のひずみ量は大きいても、全断面有効であることを示していると考えられる。

b) プレストレス終了から橋梁使用後まで 図-21 がプレストレスから1年におよぶひずみの測定グラフである。この結果より

図-19 (a) 各段階における測定ひずみ (単位: $\times 10^{-6}$)

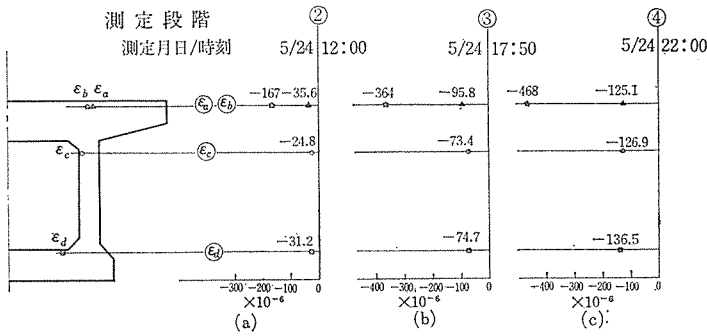
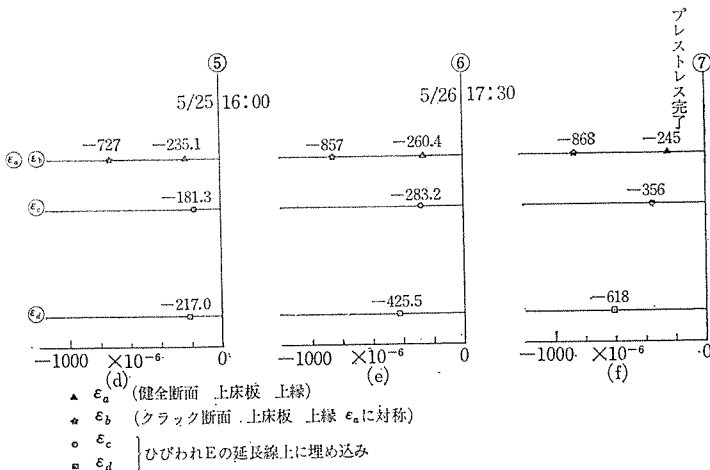
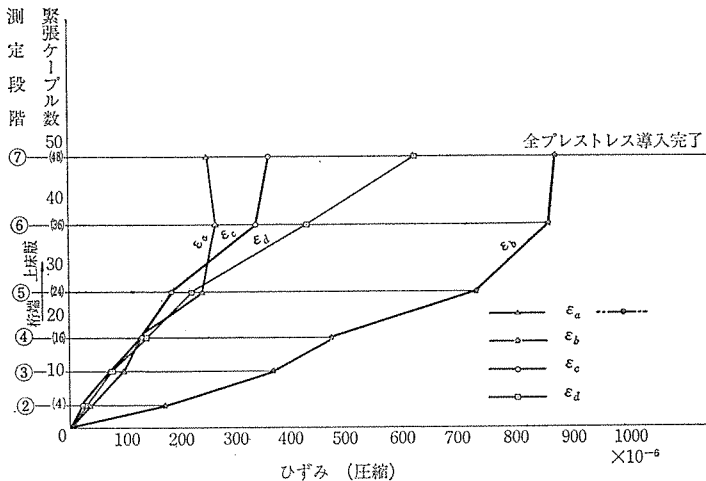


図-19 (b) 各段階における測定ひずみ (単位: $\times 10^{-6}$)



- ▲ ϵ_a (健全断面 上床板 上縁)
- ϵ_b (クラック断面 上床板 上縁 ϵ_a に対称)
- ϵ_c } ひびわれEの延長線上に埋め込み
- ϵ_d }

図-20 プレストレス導入時測定ひずみ



a) ϵ_a (健全断面) と ϵ_b (ひびわれ断面) との差は約 650×10^{-6} 程度で変化していない。

b) クリープ、乾燥収縮等による塑性変形は、一般のPC構造物とよく似ており、ひびわれ断面と健全断面の変化量はほとんど同じで、クリープは応力度に比例するという仮定を認めるならば、クラック面にも健全面と同じだけの応力が働いていると考えられる。

c) 道床バラスト载荷による弾性ひずみは ϵ_a と ϵ_b, ϵ_d と ϵ_e でほぼ同じである。

d) 9月21日 D51 機関車重連载荷試験によるひずみ量は、

| | 正常断面 | ひびわれ断面 |
|----|-------------------------------------|-------------------------------------|
| 上縁 | $\epsilon_a = 107.7 \times 10^{-6}$ | $\epsilon_b = 111.4 \times 10^{-6}$ |
| 下縁 | $\epsilon_e = -84.0 \times 10^{-6}$ | $\epsilon_d = 88.8 \times 10^{-6}$ |

でよく一致している。

e) 桁たわみ試験 D51 重連载荷試験時に桁のたわみを中央と $l/4$ 点で測定した。

中央 測定値 17 mm, 計算値 34.7 mm
 $l/4$ 点 " 12 mm

中央と $l/4$ 点の曲げモーメントの比より

$$\delta_{l/4} = 17 \times \frac{M_{l/4}}{M_{l/2}} = 12.9 \text{ mm}$$

で 12 mm の測定値とよく一致する。

すなわち、中央のたわみは計算値の約半分であり、かつモーメントはきれいに分布していると考えられる。

f) さらに41年10月1日から使用されている同橋梁を約8ヵ月後の42年6月8日に測定した結果も前の傾向と変わった点はない。以上、a), b) の測定観察より箱桁に生じたクラックは荷重に対して安全であると結論してよいと断定する。

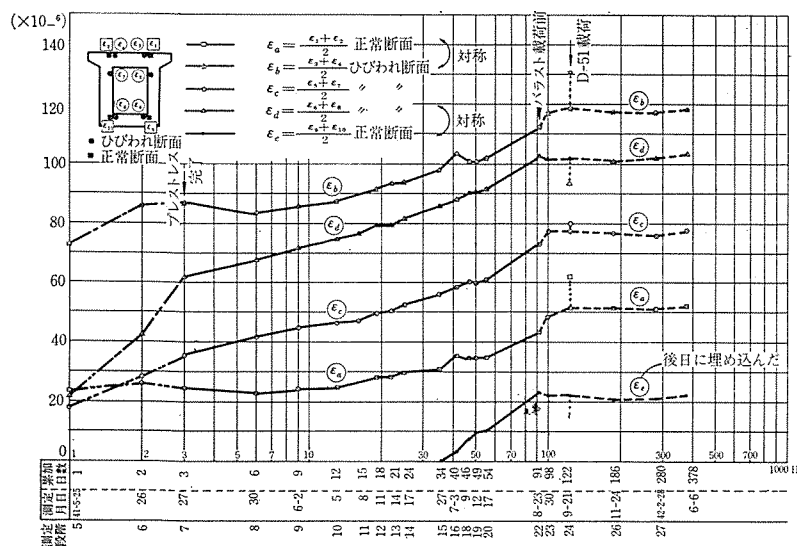
(6) クラックを生じた原因と考えられること

本工事の場合、支保工沈下によりクラックが生じたとは考えられないので(その理由としては、沈下が生じたら上フランジではなく腹部または下フランジにクラックが生ずるはずである)。

1) 下床板、ウェブ部分が打設から脱型までに2週間以上あり徐々に冷えていったのに対し、上床板は仕事を急ぐあまり5日で脱型してしまったこと。

2) ウェブ、下床板の混和剤はポゾリス No. 8であったが、上床板は他の桁との関係上ポゾリス No. 5 を用いたこと (No. 5 の方がコン

図-21 ひずみ測定値 (カールソンひずみ計器による)



c) 一部緊張を与えてから脱型作業に入るのが望ましいこと。

d) 施工目地, 打継目は極力さけるように施工計画をたてること。

が考えられる。

4. 架設応力測定試験

桁長 45.77 m, 桁高 2.7 m, 重量 135 t の桁の移動架設は重さと長さの点で慎重に行なう必要があった。すなわち, このような大きな桁の移動架設は鉄道 PC 橋としては初めてのものであり, 移動中にどのような応力が桁に生じ, それが原因となって桁が破壊する恐れもあるからである。

クリート硬化が早い)。

3) 施工目地, コンクリート打継目はクラックが生じやすいようである。

このような原因対策として,

- a) コンクリート厚の大きな部材に対しては, パイプクーリング等養生を研究し適切な処置をすること。
- b) コンクリート打設後 3 日以内に一部緊張を与えて乾燥収縮に備えること。

このため架設応力測定試験を行ない, 移動架設中にどの程度の応力が桁に生じるかを測定することにした。

製作ヤードは日野川中州につくり, 桁製作台は 6 基で中央に桁引き出しレールが走っている (図-22)。

製作台で緊張後グラウトされ完成した桁は, ジャッキアップ→横取り→縦取り→回転 (方向転換)→縦取り→つり上げの 5 工程を経るが, これらの作業中にどの程度の応力が桁に生ずるかを測定する。

図-22 作業場と引出しレール敷設図

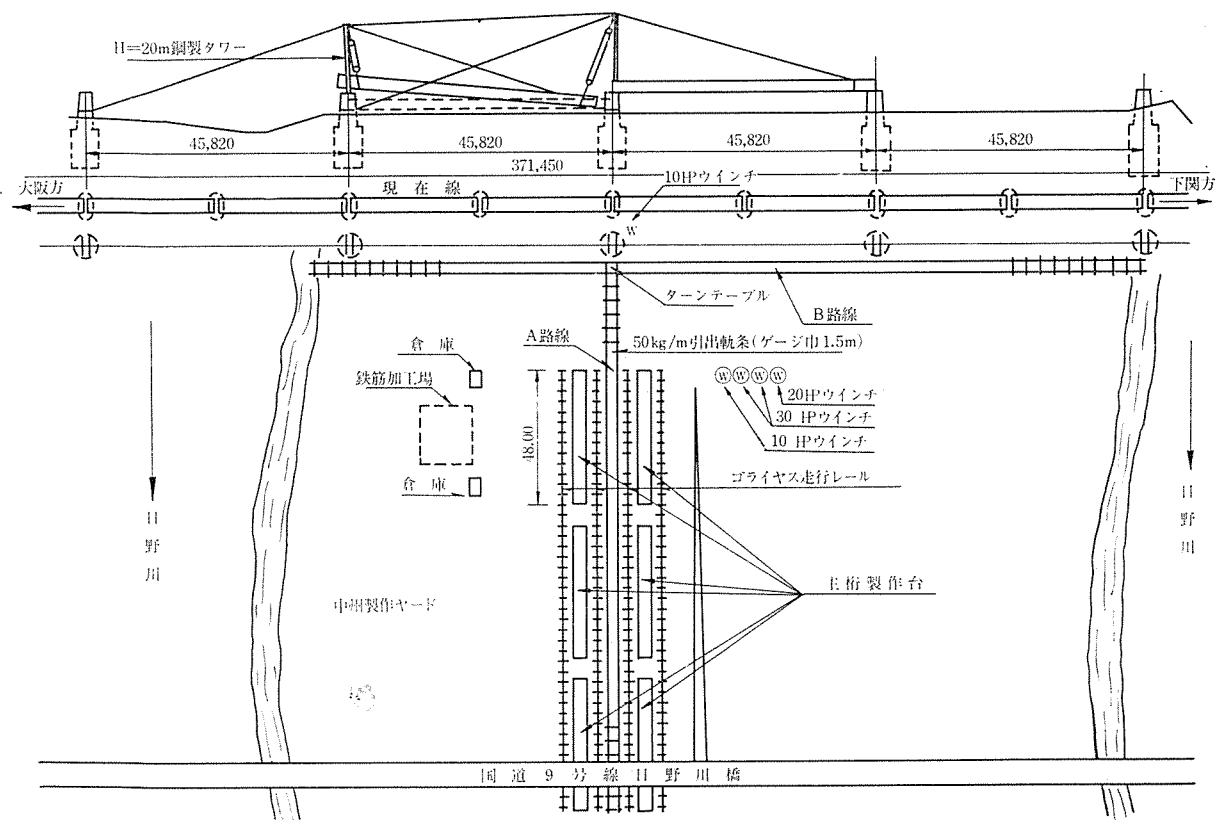
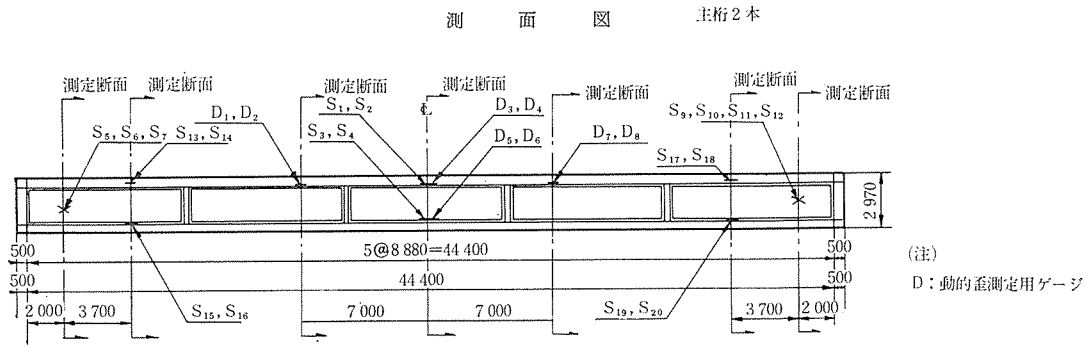
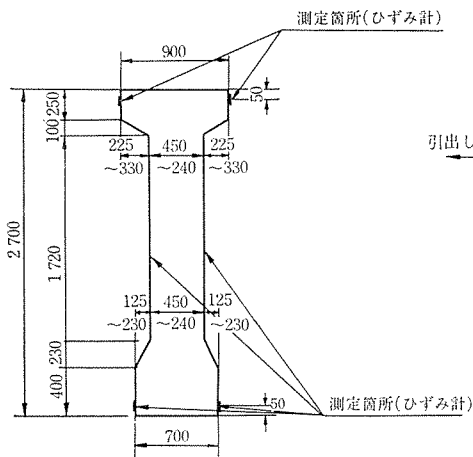


図-23 ひずみ計取付箇所図



断面図



平面図

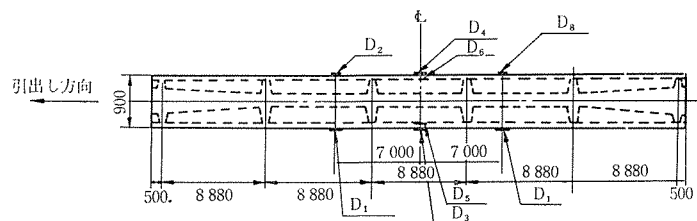


図-23, 写真-4 に示すように, ストレインゲージを桁中央上下縁と中央から 7m 離れた上縁に貼布し, 架設工程中に桁に生ずるひずみをオシログラフに書かせた (写真-5)。写真-5 からわかるようにひずみには桁の傾きによるものと, 桁の振動によるものとがある。

以下に各工程に生じたひずみを示す。

a) ジャッキアップ時 写真-6 に示すジャッキアップ作業中に生じた最大コンクリートひずみ量は,
 $\epsilon = 147 \times 10^{-6}$

で, 応力は

$$\sigma = \epsilon \cdot E_c = 147 \times 10^{-6} \times 2.4 \times 10^5 = 35 \text{ kg/cm}^2$$

($E_c = 2.4 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ はテストピースによるもの)

このときの

傾きによるひずみ 147×10^{-6}

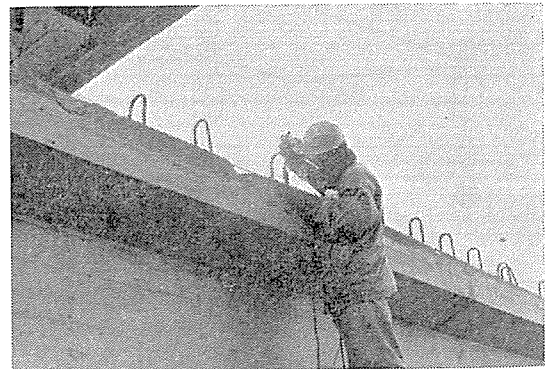
振動によるひずみ 0

また, 振動による最大ひずみは 13×10^{-6} で応力にして 3 kg/cm^2 程度で非常に小さかった。

b) 横取り時 (写真-7) 横取り作業はレバーブロック 2 台で桁両端をゆっくり引いて行なった。最大ひずみ量 $\epsilon = 105 \times 10^{-6}$, 応力にして $\sigma = 25 \text{ kg/cm}^2$ である。

傾きによる最大ひずみ量 94×10^{-6} (23 kg/cm^2)

写真-4 ゲージの貼布作業



振動による最大ひずみ量 33×10^{-6} (8 kg/cm^2)
 横取り時には両端を引くので桁が弓状に振動する。このためジャッキアップ時にくらべて振動によるひずみが大きい。

c) 縦取り時 (写真-8) 縦取り作業は, 1.5m のゲージつりの 50 kg/cm^2 軌道を用いて行なわれる。地盤は砂質土で, 支持力は十分期待できる。

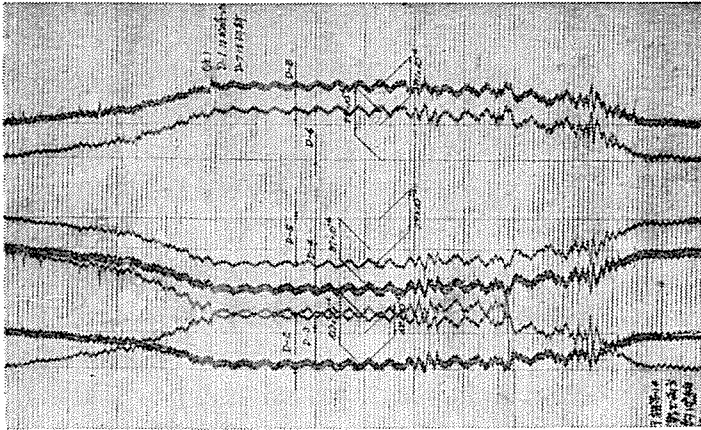
最大ひずみ量 112×10^{-6} (応力 27 kg/cm^2)

傾きによる最大ひずみ量 91×10^{-6} (22 kg/cm^2)

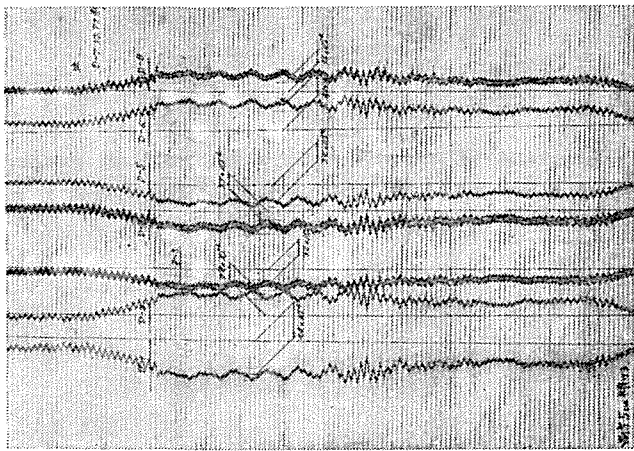
振動による最大ひずみ量 40×10^{-6} (10 kg/cm^2)

写真-5 オッシログラフの例

(a) 両端相つり状態で桁を約 10 cm 傾けた場合



(b) 両端相つり状態で桁を約 5 cm 傾けた場合



(c) 横取りどきの桁振動 (引出し用軌道に勾配を生じた場合)

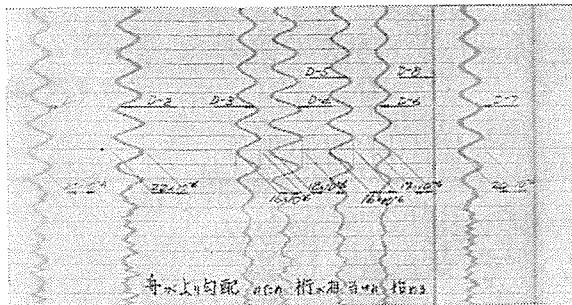


写真-6 ジャッキアップ



d) 方向転換 (写真-9) 図-22 より明らかなように、桁製作台は日野川橋梁と直角であるため、桁の方向転換を必要とした。この作業では片方の桁端を桁方向と直角に引くので、桁に振動がかなり生ずる。

最大ひずみ量 130×10^{-6} (応力 $\cdot 31 \text{ kg/cm}^2$)

傾きによる最大ひずみ量

97×10^{-6} (23 kg/cm^2)

振動による最大ひずみ量

88×10^{-6} (21 kg/cm^2)

e) つり上げ架設時 (写真-10) タワーエレクションにより架設したが、

写真-7 横取り

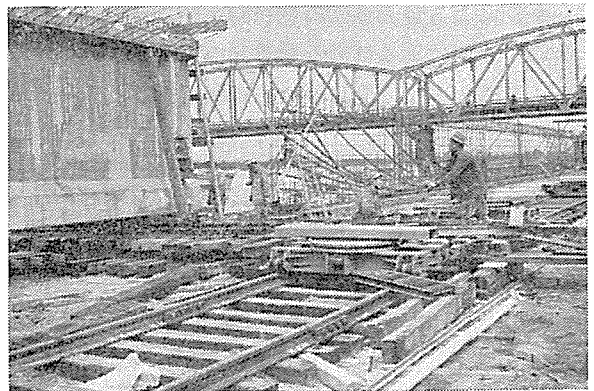


写真-8 縦取り

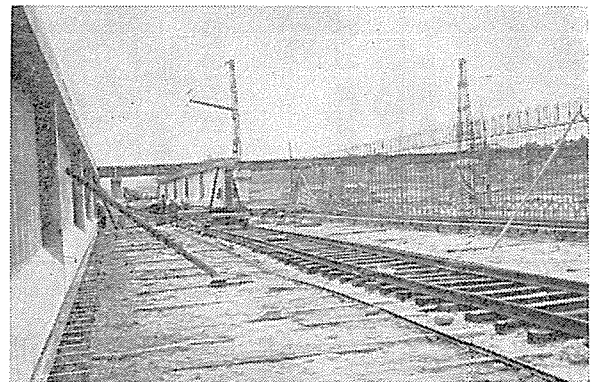


写真-9 桁方向転換

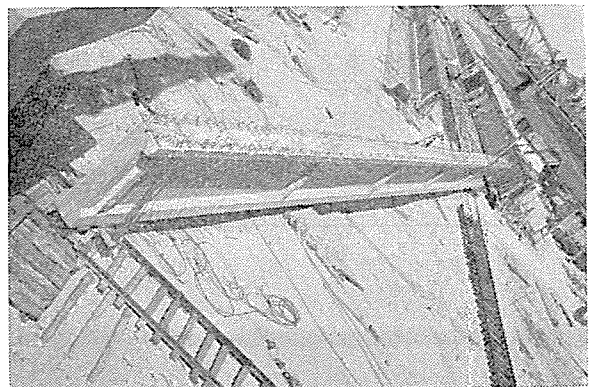
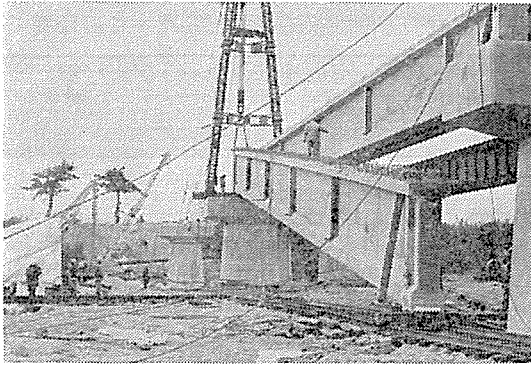


写真-10 片端(大阪)つり上げ
(白い幌には測定器具が積んである)



最大ひずみ量 29×10^{-6} (応力 19 kg/cm^2)
 傾きによる最大ひずみ量 66×10^{-6} (16 kg/cm^2)
 振動による最大ひずみ量 33×10^{-6} (8 kg/cm^2)

なお、傾きによりひずみ量がどの程度生ずるかを、桁をつり上げたまま、少し傾けて測定してみた。傾斜角は

$$\tan \alpha = \frac{0.1 \text{ m}}{2.7 \text{ m}} \alpha \approx 0.037 \text{ rad} (=4^\circ 15')$$

$$\alpha \approx \tan \alpha \approx \frac{0.05}{2.7} = 0.018 \text{ rad} = 2'8''$$

である。

傾斜角 $4^\circ 15'$ のときの傾きによるひずみ量は $100 \times$

表-1

| | 最大応力 | 傾斜による最大応力 | 振動による最大応力 |
|----------|------|-----------|-----------|
| ジャッキアップ時 | 35 | 35 | 3 |
| 横 取 り | 25 | 23 | 8 |
| 縦 取 り | 27 | 22 | 10 |
| 方 向 転 換 | 31 | 23 | 21 |
| つ り 上 げ | 19 | 16 | 8 |

10^{-6} (応力 24 kg/cm^2) であった(目による観察では桁がかなりたわんでみえた。また架設作業中にこれほど傾むいた時はなかった)。

以上の a)~e) を整理すると、表-1 のようになる。

ジャッキアップ時の 35 kg/cm^2 の応力は、ジャッキアップ作業中でも一つだけとび出した点で、他の時はせいぜい 15 kg/cm^2 程度であったので、この応力は疑問が残る。

この表を見て注意すべきは、長大桁は傾きにより常に $10 \sim 20 \text{ kg/cm}^2$ の応力が生じていることであり、これに振動による応力が加わって、 30 kg/cm^2 程度の応力は、架設時に桁に生ずることである。このため、設計者は、架設作業中に生ずる応力をも考えて設計すべきである。

本桁の桁中央上縁にはプレストレスにより圧縮応力が 16 kg/cm^2 導入されている。架設作業中に生じた最大応力を危険側の引張りと考えると、

$$16 - 35 = -19 \text{ kg/cm}^2$$

の応力となる。

本工事に用いたコンクリートの供試体引張強さ係数は $\sigma_t \approx 30 \text{ kg/cm}^2$ 程度であり、一時的に加わる 20 kg/cm^2 程度の引張応力には耐えうるものである。

5. あとがき

本工事は、下部構造を株式会社熊谷組が施工し、上部構造をオリエンタルコンクリート株式会社が施工した。

なを、本工事の施工および各種の測定試験は、国鉄構造物設計事務所および技術研究所の御指導を得て行なわれたものであり、ここに、関係の皆様に対して、感謝の意を表します。

1967.8.20・受付

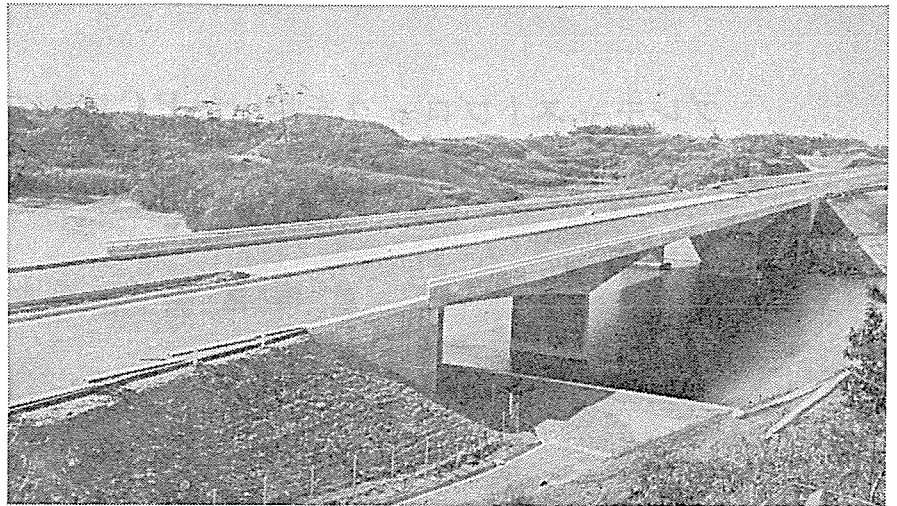
会員増加についてお願い

会員の数はその協会活動に反映するもので、増加すればそれだけ多くの便益が保証されています。現在の会員数は創立当時に比較すると約4倍の1400名ですが、まだまだ開拓すべき分野が残されております。お知合いの方を一人でも余計ご紹介下さい。事務局へお申し出で下されば 入会申込書 はすぐお送りいたします。

K

鋼弦コンクリート

設計
施工
製造



名神高速道路 釈迦池橋

九州鋼弦コンクリート株式会社

代表者 取締役社長 真 貝 貫 一

| | | |
|--------|---------------------|-----------------------------------|
| 本社 | 福岡市天神2丁目12番1号(天神ビル) | TEL 大代表(75)6031・(74)7963・(75)1343 |
| 大阪事務所 | 大阪市北区芝田町97(新梅田ビル) | TEL (372) 0384・0382 |
| 東京出張所 | 東京都港区新橋4丁目24番8号 | TEL (431) 6447 |
| 大分出張所 | 大分市府内町2の3(吉良ビル) | TEL (2) 9850 |
| 宮崎営業所 | 宮崎市二葉町1 | TEL 5220 |
| 福岡山家工場 | 福岡県筑紫郡筑紫野町山家 | TEL (二日市) 2733~5 |
| 福岡夜須工場 | 福岡県朝倉郡夜須町篠隈 | TEL (夜須) 31 |
| 大阪大東工場 | 大阪府大東市新田 | TEL 大東(72) 1010 |

橋梁、土木建築、輸送用

鋼製型枠及鉄構造物の製造

株式会社 八千代製作所

取締役社長 南出他十郎

本社 東京都千代田区丸ノ内1丁目1番地(国際観光会館7階746号)
電話 丸ノ内(231) 2065・7812・5081

工場 千葉県千葉郡八千代町大和田新田590番地
電話 八千代 0474(8) 3125(代表)