

常磐線那珂川橋梁PC桁施工について

森 田 勇*

1. 概 要

那珂川橋梁は、常磐線水戸～勝田間日暮里起点 118.495 km、現在線橋梁の下流約 15 m に、建設省との河川改修関連工事として施工した箱型 (2 Box) 単純桁鉄道橋である。下部構造は、国鉄東京第二工務局で設計施工し、上部構造は (東二工で設計入札済のものを) 水戸鉄道管理局が引継いで施工した。新橋梁は、線路勾配レベル、直線で斜角 80° に設計され、9 径間、橋台 2 基、橋脚 8 基からなり、桁長 44.05 m 複線箱型 (2 Box) 断面道床式単純 PC 桁 9 連となっている (図-1~3、写真-1 参照)。これに要したコンクリートは、下部構造約 6 240 m³、上部構造約 4 460 m³、合計 10 700 m³ である。橋脚はリバースぐい、井筒、ケーソンに分れており、躯体は小判型鉄筋コンクリート造である。PC 桁 9 連は支保工に

図-1 那珂川橋梁一般図

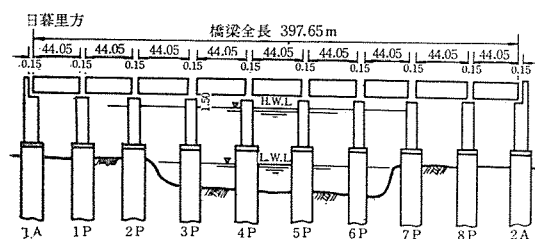


写真-1 全 景

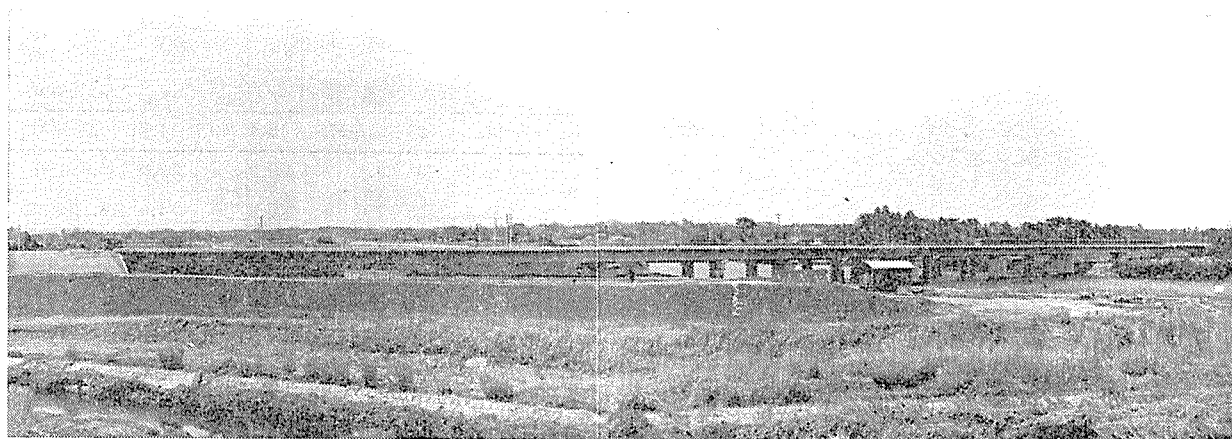
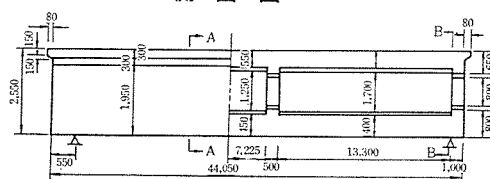


図-2

側 面 図



平 面 図

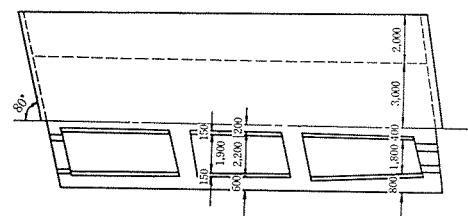
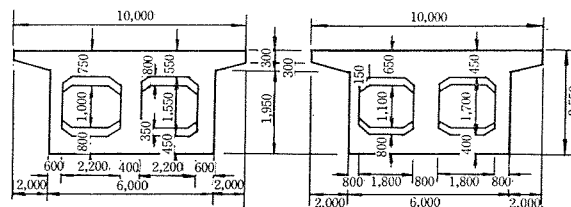


図-3

A ~ A

B ~ B



* 国鉄水戸鉄道管理局水戸工務区助役

よる現場打ちコンクリートで、工期の都合により（さけ、まず漁獲期9月20日～11月20日水中作業中止）、水戸方、勝田方の始終点より施工した。

以下長大スパンのP C桁を施工した記録を述べ、この方面に関心のある方々にいくらかなりと御参考となれば幸いです。

2. 設計上の特徴

このP C桁はフレシネ方式によるポストテンション箱型（2 Box）断面道床式単純桁である。

複線2室断面で桁高の制限がある。参考のため設計上の諸条件などを列記すると、下記のとおりである。

橋 種：箱型（2 Box）断面道床式単純桁鉄道橋

工 法：フレシネ工法 ポストテンション方式

活荷重：KS-18

σ_{28} ：400 kg/cm²

プレストレス導入時：350 kg/cm²

P C鋼材：P C鋼より線7本より $\phi 12.4$ mm～

12 本ケーブル

鉄 筋：SR-24, 30, SD-24, 30

桁の変形：

1) たわみ；プレストレスによる-91 mm(上る)

(計算値) 死荷重による 65 mm

自重以外の死荷重による 11 mm

活荷重による 30 mm

小 計 15 mm

2) 支保工のキャンバーは中央で 40 mm

3) 桁長短縮；プレストレス導入直後 13 mm

(計算値) 自重以外の死荷重による - 3 mm

クリープによる 24 mm

プレストレス導入後の乾

燥収縮による 6 mm

温度変化 ± 6 mm

40—46 mm

3. 支保工について

陸上部は松木ぐい $\phi 350$ mm, $l=9.00$ m をポータブルパイルハンマーを使用し、水上部はR Cぐい $\phi 350$ mm, $l=18.00$ m をくい打船で打込み、くい頭切りそろえののち、陸上部は角材（300 mm $\times$ 300 mm）をわたし、I ビーム（450 $\times$ 175 $\times$ 13～11）を用い、水上部に関してはR Cぐい上にコンクリート打設し鋼製ベンドを建て、I ビーム（450 $\times$ 175 $\times$ 13～11）を床組みとした。

(1) 支保工の沈下量推定

支保工の構造は図-4 のようにした。

各部材接合部の変位量を図-4 に示すように仮定し、

基礎の沈下量は載

荷試験の結果 3

mm 以下と推定さ

れたので、これら

数値の合計 20 mm

の 30% 増を、支保

工の予想沈下量と

した。木材と木材

の継目には支保工

組立の際にモルタ

ルを充てんした。

(2) 支保工の

荷重および施工（図-5, 6, 写真-2, 3）

図-4 支保工の構造

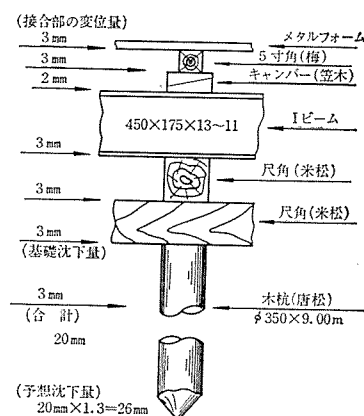
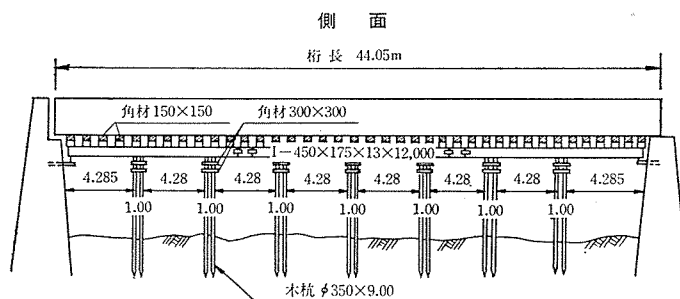


図-5 陸上部支保工図



基礎杭配置図

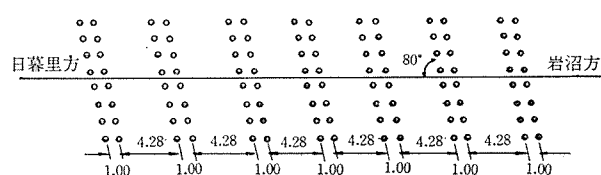


図-6 水上部支保工側面図

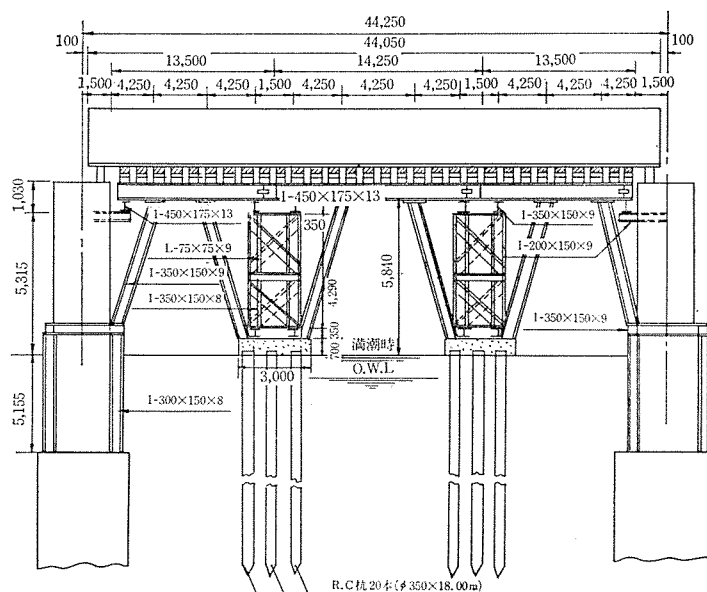


写真-2 陸上部支保工

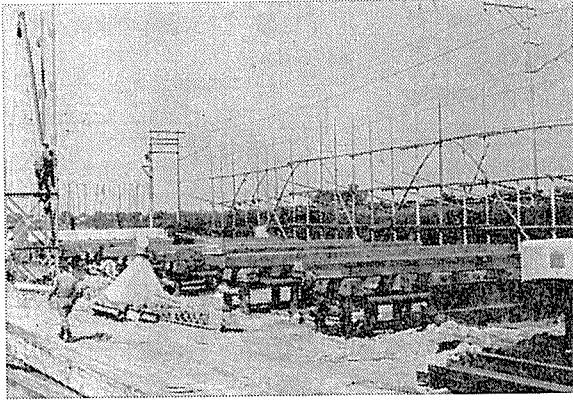
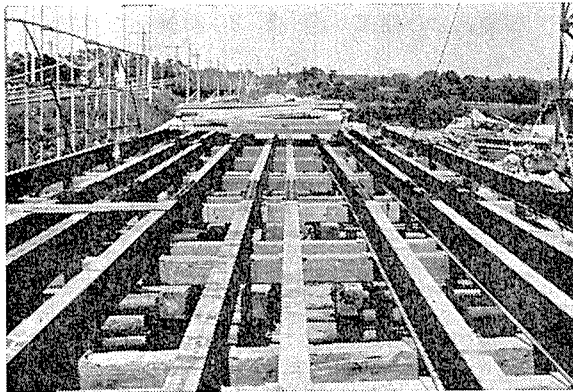


写真-3 陸上部支保工 I ビーム組立て



陸上部は基礎杭とし、Iビームを3径間連続桁として10本敷設して支保工床組とした。

a) 木ぐいの設計は摩擦ぐいに考え支持力の計算をした。

荷重 $R = S_B + S_C$ S_C : 張出し部荷重

$$\therefore R = 67.41 + 3.15 \times 1 = 166.3 \text{ t}$$

木ぐいを18本使用するものとすれば

$$R_1 = \frac{166.3}{18} = 9.2 \text{ t/本}$$

許容支持力の計算は、Terzaghiの公式より求めればつぎのごとくなる。

$$R_u = q_d \cdot A_p + u \cdot l \cdot t_s \quad \text{「道路橋下部構造設計指針」}$$

円形断面の場合

$$q_d = 1.3 C N_c + 0.6 r r_1 N_r + r_2 D f N_e$$

ここで内部摩擦角 $\phi = 20^\circ$ とすれば(計算略)

$$q_d \div 92.5 \text{ t} \quad R_u \div 14.80 \text{ t}$$

安全率 $n = 1.8$ とすれば、許容支持力 R_u' は

$$R_u' = \frac{R_u}{n} = \frac{14.8}{1.8} = 8.22 \text{ t} < 9.24 \text{ t}$$

木ぐい、前記計算のとおり $\phi = 210 \times 8.00$ (実長9.00 m) もので、許容支持力は8~10 t である。

b) 主ばり用Iビームの検討

荷 重

$$\text{コンクリート } 477.6 \text{ m}^3 \times 1/44.05 \times 2.5 \text{ t/m}^3 = 27.1 \text{ t/m}$$

$$\text{型 わ く } 1500 \text{ m}^2 \times 1/44.05 \times 0.04 \text{ t/m}^2 = 1.36 \text{ t/m}$$

$$\text{作業荷重 } 6 \text{ m} \times 0.3 \text{ t/m}^2 = 1.80 \text{ t/m}$$

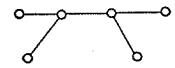
$$\text{小 計 } w_1 = 30.27 \text{ t/m}$$

$$\text{Iビーム自重 } 10 \text{ 本} \times 0.115 \text{ t/m} = 1.15 \text{ t/m}$$

$$w_2 = 1.15 \text{ t/m}$$

$$\text{合 計 (橋軸方向1mあたり)} \quad \Sigma w = 31.42 \text{ t/m} \\ \div 31.5 \text{ t/m}$$

c) 曲げモーメント 右図のよ



うな方杖形ラーメン構造と仮定し、

主ばり用Iビームは、3径間(等径間)連続ばりとして計算し、曲げ応力度は 1.183 kg/cm^2 、たわみは 0.12 kg/cm^2 で $1/360$ 以下とした。

水上部は基礎ぐいとしてRCぐい $\phi 350 \times 18.00 \text{ m}$ を1ヵ所20本をぐい上にベタ基礎コンクリートを打設して、その上に鋼ベント支柱を組立て支保工とした。コンクリートぐいの設計は支持力を計算し、継ぐいとした。

荷 重

$$w_1 = 3.15 \text{ t/m} \times 14.25 \div 448.9$$

$$w_2 = 69.4 \text{ t (水上部ベント, ぐい頭コンクリート)}$$

$$\text{計 } \Sigma W = 518.3 \text{ t}$$

RCぐい使用本数 $\phi 350 \text{ mm}$ を20本使用し、ぐい1本あたりの荷重(R)はつぎのようになる。

$$R = \frac{\Sigma W}{N} = \frac{518.3}{20} = 25.9 \text{ t}$$

ぐいの支持力は Terzaghi の公式より求める。

$$Q = Q_P + Q_f = \pi r^2 q + 2 \pi r l \cdot f$$

先端支持力(q)

$$q = 1.3 C N_c + r' \cdot l \cdot N_q + 0.6 r \cdot r' \cdot N_r$$

ここで $N' = 20$ に取れば、「道路橋下部構造設計指針」

図3-7より N 値の補正值は $N = 18$ となる、ゆえに図3-2より内部摩擦角(ϕ) = 30° また図3-3より各支持力係数は、

$$N_c = 16, N_q = 12, N_r = 7$$

図3-4より 粘着力 $C = 1.5 \text{ t/m}^2$

したがって

$$q = 1.3 \times 1.5 \times 1.6 + 0.6 \times 14 \times 12 + 0.6 \times 0.175 \times 0.6 \times 7 = 132.4 \text{ t}$$

$$\therefore Q_P = \pi r^2 q = 3.14 \times 0.175^2 \times 132.4 \div 12.7 \text{ t}$$

周辺摩擦抵抗(Q_f)

$$Q_f = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot l \cdot f \div 46.2 \text{ t}$$

ゆえに極限支持力

$$Q = Q_P + Q_f = 12.7 \text{ t} + 46.2 \text{ t} = 58.9 \text{ t}$$

ここで安全率を $n = 2$ とすれば

$$Q' = \frac{Q}{2} = \frac{58.9}{2} \div 29.5 \text{ t} > R = 25.9 \text{ t}$$

支保工の概略は図-7, 8, 写真-4, 5のとおりである。

図-7 陸上部支保工断面

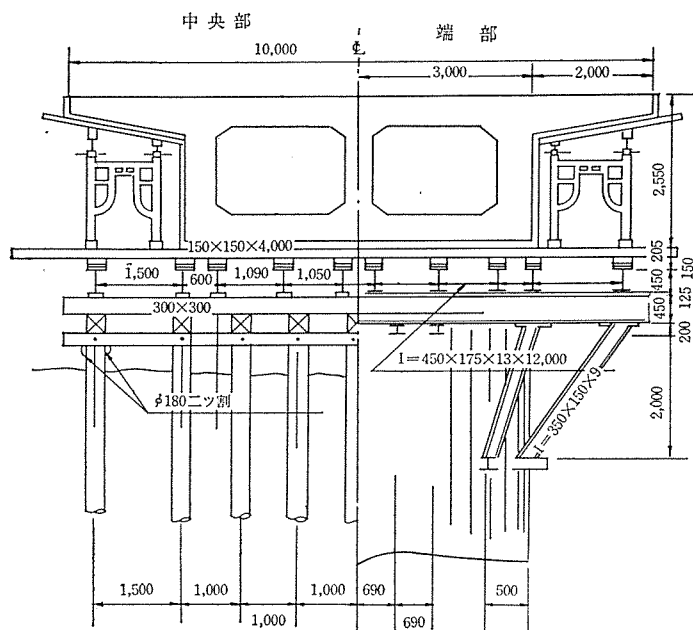


図-8 水上部支保工断面

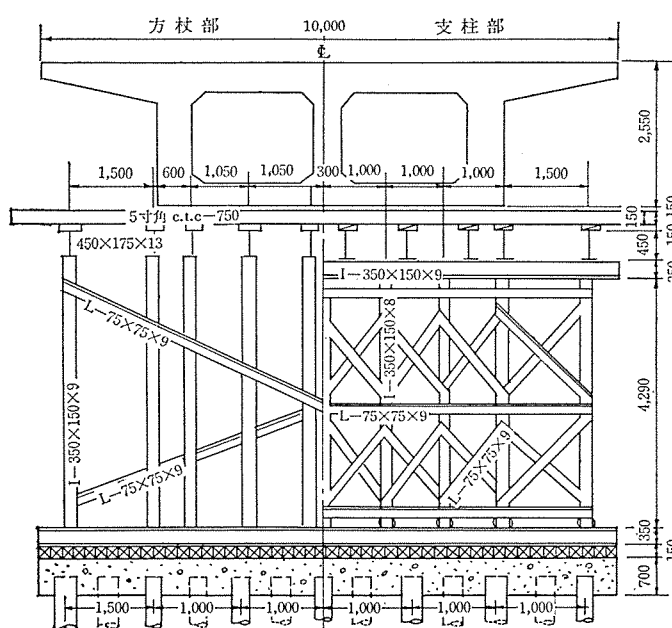
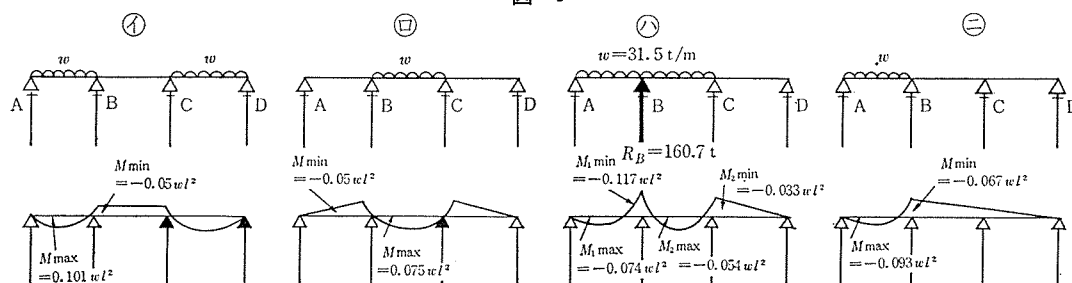


図-9



d) 主ばりの検討 支保工に I 型鋼を水平方向のはりとして使用し、I 型鋼のはりとしての弾性たわみ、I 型鋼がコンクリート打設の際どの部分に荷重がかかるかをつぎのような検討をして施工した。

コンクリート打設順序により 図-9 のような载荷状態が考えられるので、そのうち最悪の条件で検討してみた。図-9 のごとく、㊦の場合の B 点に最大曲げモーメントが生ずることになる。

写真-4 水上部支保工

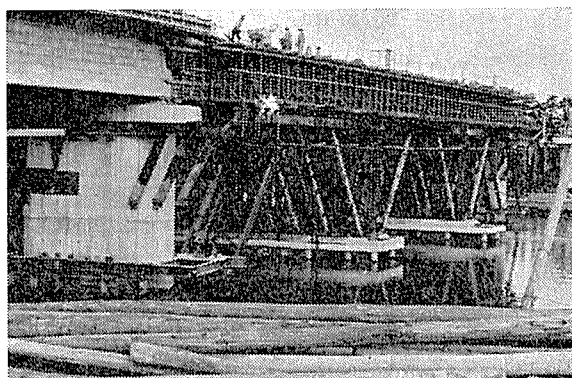


写真-5 水上部支保工

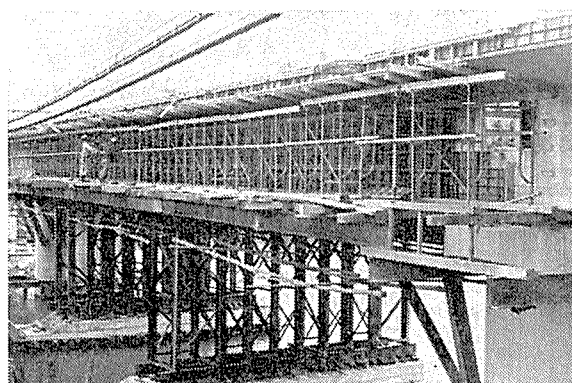
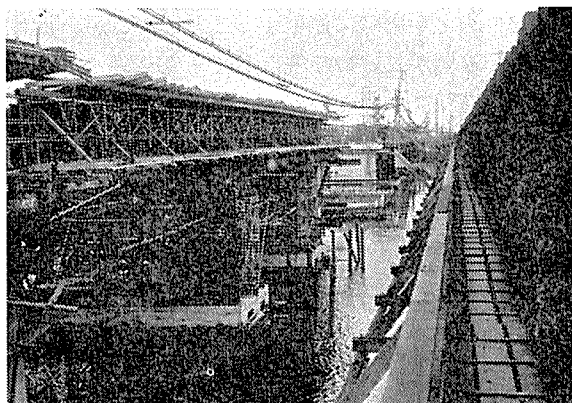


写真-6 水上部支保工



$$M_{1 \min} = -0.117 w l^2 = -0.117 \times 31.5 \times 4.25^2 \\ = -66.57 \text{ tm} \rightarrow (\text{最大})$$

I ビームは 10 本使用するが、下床版部分の 8 本に負荷するものとする。

曲げ応力度：

$$\sigma_b = \frac{M}{n \cdot W} = \frac{6\,657\,000}{8 \times 2\,170} = 3.84 \text{ kg/cm}^2$$

フランジ固定間隔 $l' = 4.25 \text{ m}$ とすれば

$$\frac{l'}{B} = \frac{425}{17.5} \div 24.3 < 30$$

許容曲げ応力度：

$$\sigma_{ba} = 1.300 - 0.6 \left(\frac{l'}{B} \right)^2 = 1.300 - 0.6 \times 24.3^2 = 946$$

$$\text{kg/cm}^2 \times 1.25 \div 1183 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_b = 384 \text{ kg/cm}^2$$

抵抗モーメント (I ビーム 8 本あたり)

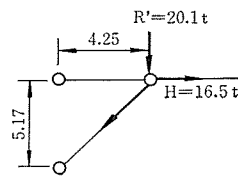
$$M_r = n \cdot \sigma_{ba} \cdot W = 8 \times 1\,183 \times 2\,170 \div 205.37 \text{ tm}$$

$$\therefore \frac{M_r}{M} = \frac{205.37}{66.57} \div 3.09$$

引張 (圧縮) 力：

方杖ラーメン構造であるため、B 点においては斜方向に対する軸圧縮力と、水平方向の主ばりに対する引張 (圧縮) 力が作用することになる。主ばりには曲げ、応力と引張

図-10



(圧縮) 力が同時に作用することになるが、断面に比べて、はり間が長いので柱として考えた。

①の載荷状態の B 点の反力が最大となる。

$$R_B = 1.20 w l = 1.20 \times 31.5 \times 4.25 \text{ m} \div 160.7 \text{ t/本}$$

I ビーム 1 本あたりの垂直反力：

$$R' = \frac{R_B}{n} = \frac{160.7}{8} = 20.1 \text{ t/本}$$

$$\text{水平反力：} H = 20.1 \text{ t} \times \frac{4.25}{5.17} \div 16.5 \text{ t/本}$$

座屈係数： $w = 2.09$

$$\text{圧縮応力度：} \sigma_c = \frac{w H}{A} = \frac{2.09 \times 16.500}{146.1} = 236 \text{ kg/cm}^2$$

全応力度 (曲げ + 圧縮)：

$$\sigma = \sigma_b + \sigma_c = 384 + 236 = 620 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ba} = 1\,183 \text{ kg/cm}^2$$

I ビーム 1 本あたりのせん断力

$$S = \frac{S_B}{n} = \frac{82.6}{8} \div 10.3 \text{ t/本}$$

たわみ

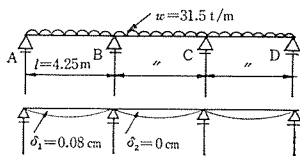
$$\delta_1 = \frac{5 w l^4}{384 E I} - \frac{M_B l^2}{16 E I}$$

$$= 0.16 - 0.08 = 0.08$$

cm

$$\delta_2 = \frac{5 w l^4}{384 E I} - \frac{M l^2}{8 E I}$$

図-11



$$= 0.16 - 0.16 = 0 \text{ cm}$$

①の載荷状態の場合に、たわみが計算上最大となる。

$$\delta_1 = \frac{5 w l^4}{384 E I} - \frac{M_B l^2}{16 E I} = 0.16 - 0.04$$

$$= 0.12 \text{ cm} - (\text{最大})$$

$$M_B = -0.05 w l^2$$

$$= -28.45 \text{ t}$$

e) 主ばり用 I ビームの継手

継手は ① の載荷状態の最大曲げモーメントで計算する。しかし施工にあたっては、曲げモーメントの最小となる箇所に継手を設けた。蓋板は 図-14 の支保工施工図のごとく使用して $W \frac{7}{8}$ ボルト ($d = 1.862 \text{ cm}$) を $n = 10$ 本を使用施工した。また床組した I ビームの横移動の防止として、各支点上の桁受材に犬釘でとめ、I ビーム間を L-75×75×9 を斜材として溶接して施工した。本橋梁では仮設支保工として水上部に打設した。RC ぐいを現河床または計画河床以下で、てっ去することに設計協議が結ばれていたもので、RC ぐいてっ去にあたっては苦勞したが、この点については仮設する時点において考慮しておくべきであると思う。

f 主ばり用 I ビームのブラケット

主ばり用 I ビームは 3 径間 (等径間) 連続ばりとした。

橋台、橋脚のラチスばりは前もって取り付けておいた I ビームによって支持した。ここにその桁受けの I ビームの計算方法を示す。

1) 反力

$$\text{荷重：} P_1 = w l = 31.5 \text{ t/m} \times 4.25 \text{ m} \div 133.9 \text{ t}$$

まくらばり (I-350×150×9) の自重：

$$P_2 = w_0 l = 58.5 \text{ kg/m} \times 10 \text{ m} = 0.585 \text{ t} \div 0.6 \text{ t}$$

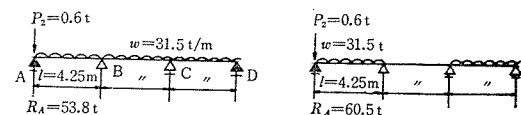
$$\therefore P' = P_1 + P_2 = 133.9 + 0.6 = 134.5 \text{ t}$$

$$\text{反力：} R_A = 0.40 P = 0.40 \times 134.5 = 53.8 \text{ t}$$

①の載荷状態の場合に、A 点の反力が最大となる。

$$R_A = 0.45 P = 0.45 \times 134.5 \div 60.5 \text{ t} \rightarrow (\text{最大})$$

図-12



ブラケット (I ビーム) 1 本あたりの荷重：

$$P = \frac{R_A}{n} = \frac{60.5}{5} \div 12.1 \text{ t/本}$$

2) 曲げモーメント

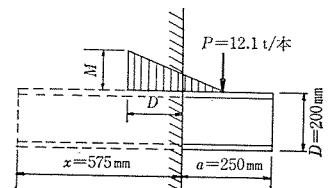
$$M = P(a + D) = 12.1$$

$$\times (0.25 + 0.20)$$

$$= 5.45 \text{ t/m}$$

曲げ応力度

図-13



$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{545\,000}{449} = 1\,215 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ba} = 1.400 \text{ kg}$$

$$\times 1.25 = 1\,750 \text{ kg/cm}^2$$

3) せん断力

$$S = P = 12.1 \text{ t}$$

せん断応力度

$$T = \frac{S}{bd} = \frac{12\,100}{0.9 \times 16.8} \div 800 \text{ kg/cm}^2 < T_a = 800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{cm}^2 = 1.25 = 1\,000 \text{ kg/cm}^2$$

4) 埋込長：橋脚用コンクリートの設計基準強度 σ_{28}
 $= 240 \text{ kg/cm}^2$ とする。

コンクリートの許容支圧応力

$$\sigma_c = \frac{\sigma_{28}}{3.5} = \frac{240}{3.5} = 68.5 \text{ kg/cm}^2 \times 1.25 = 85.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\div 80 \text{ kg/cm}^2$$

埋込み長

$$x = \frac{D \pm \sqrt{P^2 + 24 MB \sigma_c}}{2 B \sigma_c}$$

$$= \frac{12\,100 \pm \sqrt{12\,100^2 + 24 \times 545 \times 10^3 \times 15 \times 80}}{2 \times 15 \times 80}$$

$$\div 57.5 \text{ cm}$$

(3) 支保工の上げ越し量

上げ越し量はプレストレス、自重および支保工の変位量を考慮して、最終的な桁の反りをスパン中央で 40 mm の放物線になるように計画した。各点における上げ越し量は 図-15 のように決定し施工した。

(4) 沈下量の測定

支保工部分の沈下測定は、底版型わく（メタルフォーム）から真すぐな針金に測定用折尺を取りつけ、地上に水平に張った針金を基準として測定し、沈下量の測定は支保工の柱の中間で測定した。第1連から第9連までの測点の総合沈下量をヒストグラフにしたのが 図-16 で

図-14 支保工施工図（ステージング用 I ビーム加工図）

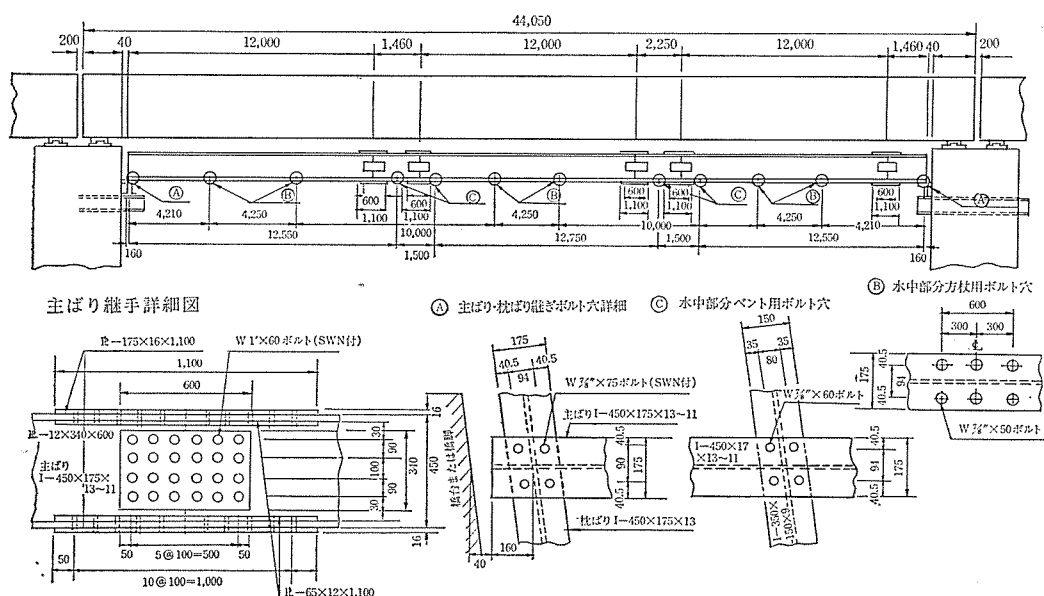


図-15

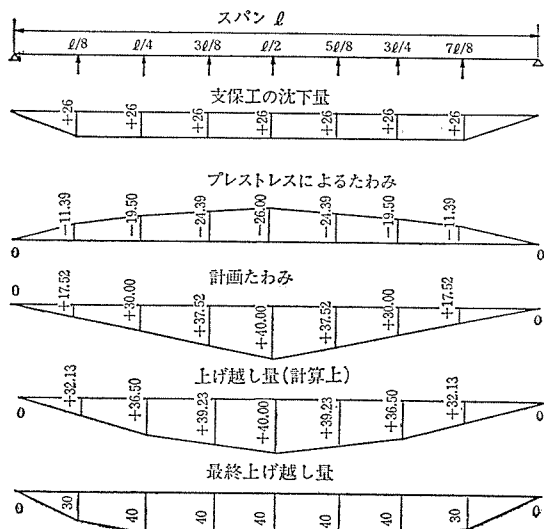
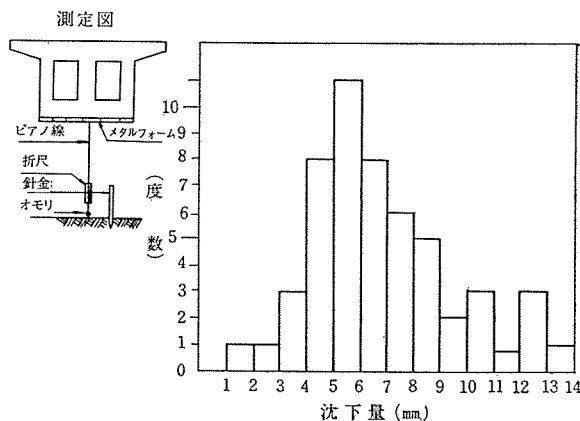


図-16

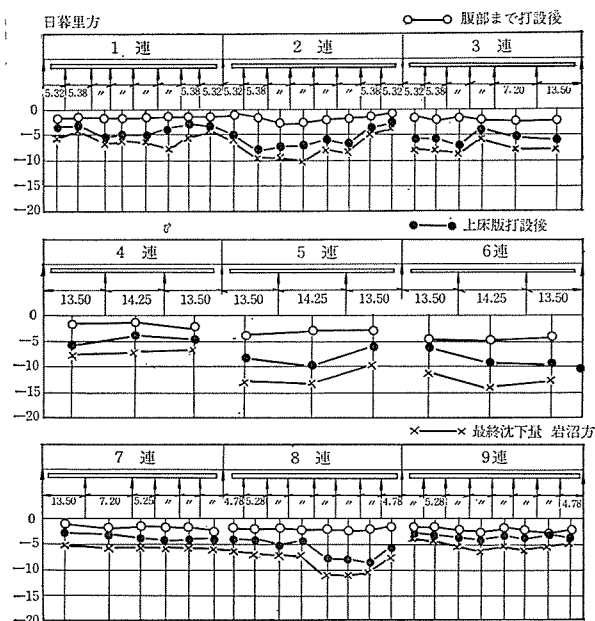


ある。

(5) 支保工の沈下量

支保工の沈下量を測定した結果は 表-1 に示すとお

表-1 各支点における沈下量



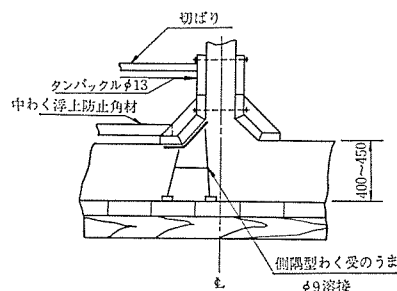
りである。これによれば陸上部の木ぐいスージングの場合は当初計画した 26 mm に対して最大沈下量は 11 mm であり、水中部の支保工は柱を最少限にとどめるビーム式の支保工構造で施工した結果、最大沈下量は 14 mm であった。支保工の沈下原因は大部分木材と木材の継目のしにによって生じたものであると推定することができた。当那珂川橋梁の場合は 図-5, 6 でわかるように相当数のキャンパーを使用して施工したが、別段施工上には問題はなかったが、今後同様な支保工を施工する際は一考することが必要であると思われる。

4. 型 わ く

(1) 型わく組立には、底板、側板はメタルフォームを使用し、ハンチ端板には木製の型わくを使用した。コンクリート打設を2回に分けて施工したので、型わく組立でも2回となった。1回目の型わく組立ての際にスラブはね出し部分まで組立てておき、ウェブまでのコンクリート打設後すみやかにスラブコンクリートを打設できるように配慮した。腹部外側の端部でホームタイの使用が困難な所に最大 5 mm 程度のはらみを生じたところがあった。また支承部周辺の底型わくには発泡スチロールを使用して底版を組立てた。隅型わくのささえ(うま)についてはシー스가3段に配置されているので 図-17 のようなささえ(うま)を準備して施工したが、数量が多いので今後の施工時には研究の余地があると思う。しかし、こ

図-17

型 わ く さ さ え (うま)



のささえ(うま)の使用により隅型わくの組立が簡単化することができた。

(2) 型わくに木製を使用した端部の箇所は多少はらむ傾向にあった(腹部と上床版下側がよく注意して見ると少し波を打ったような所があった)ので、端部型わくは入念に施工し、フォームタイB型の取付位置なども改良すべきではないかと思われる。また上床版張出し部の型わくはコンクリート打設中にはらみだし、通りが悪くならぬよう注意して組立てる必要がある。鉄柱基礎は上床張出し部と同時に打設しないで、鉄筋のみを出しておき、上床版側板を脱型後にはね出し、型わくを組立てコンクリートを打設した。

5. コンクリート工

(1) コンクリート

コンクリートは日立セメント(株)の生コンを使用し、コンクリートタワー(21切)を1連に1基ずつ付け、ホッパーよりねこ車を使用して打設した。

(2) 配 合

- ① コンクリートの現場配合は、生コン工場より現場までの運搬時間(約40分)、およびシー스가下床版に3段に分れて非常に入りこんでいるので、現場着のスランプは 7~8 cm を目標値にして配合を決定した(表-2)。
- ② 使用材料は下記のとおりである。

セメント：日立普通ポルトランド

細骨材：久慈川産 粗粒率 3.30 比重 2.58

細骨材：那珂川産 粗粒率 2.05 比重 2.58

粗骨材：那珂川産 粗粒率 6.98 比重 2.61

(3) コンクリート打込み順序

打込み順序は 図-18 のように施工した。1連に対する打込み数量は下記とおりである。

- | | | | |
|-----|----------------------------|-----------|------------------------------|
| (1) | 117.5 m ³ | 第1回(腹部まで) | } 合計
475.6 m ³ |
| (2) | 117.5 " | 第2回(") | |
| (3) | 106.8 " | 第3回(上床版) | |
| (4) | 106.8 " | 第4回(") | |
| (5) | 13.5 " | 第5回(端部) | |
| (6) | 13.5 " | 第6回(") | |

表-2 コンクリート配合表

名 称		粗骨材の 最大寸法 (mm)	スラン プの範囲 (cm)	空 気 の 含 量 率 (%)	単 水 位 量 W (kg)	単 位 セ メ ン ト 量 C (kg)	水 セ ト メ 比 W/C (%)	絶 骨 対 材 細 率 S/A (%)	単 骨 位 材 細 量 S (kg)	単 骨 位 材 粗 量 G (kg)	単 位 剤 A 量 (cc ま た g)	σ_{28} (kg/cm ²)
主桁コンクリート(歩道および鉄柱基礎コンクリートを含む)	設 計	25	3~7				40				No. 5	以上 400
	現 場	25	7~8	3.5	150	440	34.1	34.8	242 364	1149	2.2	450
砂利止およびケーブルダクトコンクリート	設 計	25	10~15				53				No. 5	240
	現 場	25	10	3.5	140	306	45.8	35.4	268 402	1227	1.53	320
排水勾配モルタル	設 計			1:3								300
	現 場			1:3								320

点は十分注意をはらって施工した。

(4) 支承のすえ付け

箱型PC桁は、プレストレスおよびクリープにより約 40 mm 程度コンクリートに短縮を生ずるので、この短縮を支承が拘束しないように支承の上下钣の間げき調整のため発泡スチールライトを使用して下床版型わく組立の際に施

工しておいたため、脱型後の作業が大へんやりやすかった。

(5) コンクリートの養生

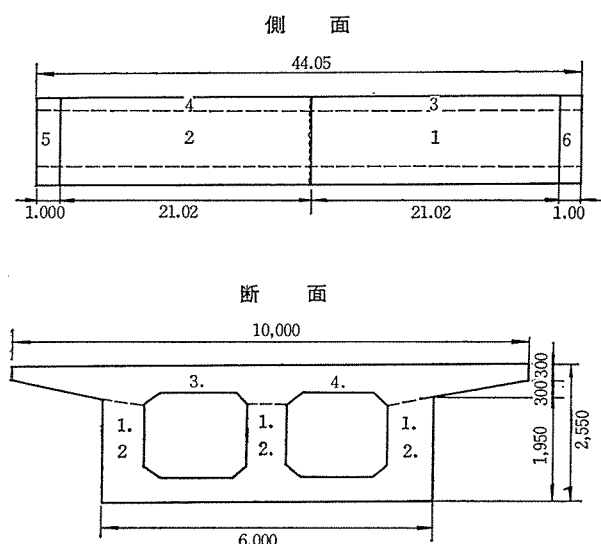
コンクリートは6月~2月にわたって打設したので養生には特に注意をはらった。腹部までの養生は主桁を腹部まで打設したらすぐに濡れた麻袋、むしろを掛けBox内の下床版の中には常時散水して養生した。スラブの養生は打設後1時間位でコンクリート表面の水分がなくなりかけたころ散水し、スラブ一面に水を満たして、その上にシートで全面をおおって常に湿潤状態に保つように各連とも3日間散水養生をした。

第5連については冬期(1月~2月)に打設したので重油ボイラを使用し、24 mm 鋼管を Box 内下床版のコンクリート面より 10 cm 程度離して配管し2 昼夜蒸気養生した。養生温度、外気温度、コンクリートの桁温度の測定結果は 表-3、4 に示すような結果となった。測定箇所は 図-19 に示す箇所に各連とも上床版、下床版に各3本ずつ埋込んで測定した。

(6) コンクリート打設時の異状

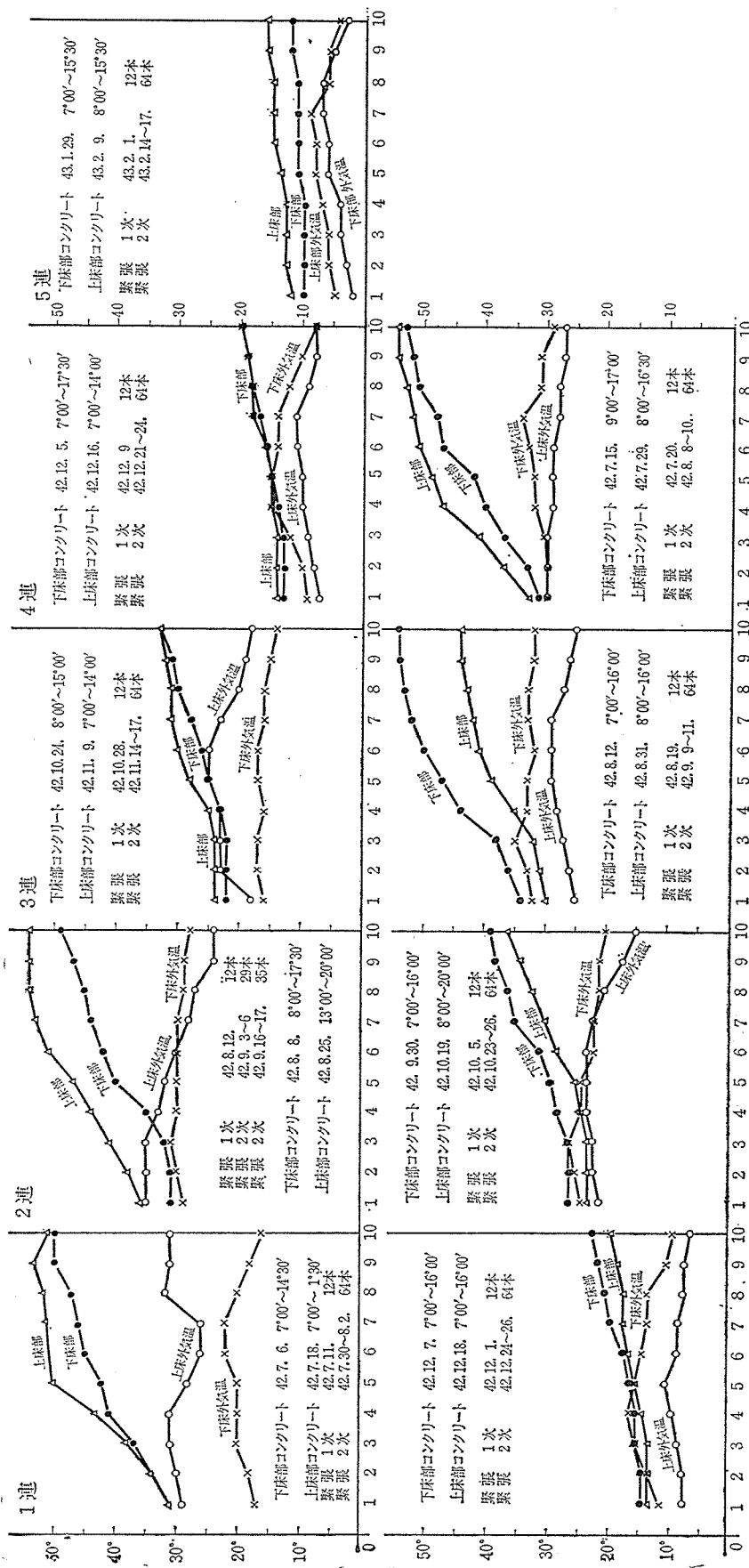
第2連の上床版は8月25、26日の2回にわたって打設したのであるが、外気温平均 30 度、コンクリート打設中のコンクリート温度が最高 54 度であったため、ひびわれを防止するため散水養生を十分したのであるが、打設後2日目に上床版に 図-20 に示すように橋軸方向にクラックが入っているのを発見した。このクラック発生箇所は打継付近に多く最大 2 mm その他はヘヤークラック程度であったので、まず一次緊張で 12 本のケーブルに対してプレストレス導入を行なってあったものの上にさらに29本のケーブルにプレストレス導入を行なった

図-18 コンクリート打込み順序図



腹部までのコンクリート打設は底部、腹部の型わく建込み、配筋、ケーブルの配置完了後に打設し、第1ブロックと第2ブロックのコンクリート打継目用材料には金網を使用した。金網の目などからのコンクリート流出は全体的に少なく、初期の目的を達することができた。腹部までのコンクリート打設に要した時間は約 7~8 時間位であった。コンクリート打込みにはフレキシブル棒状パイプレーター 4 台を使用し打込み時の平均スランプは 7~8 cm であった。打込みに際しては腹部下方にシースがさくそうして配置されているので、打設中にシースに穴などあけぬよう、またスラブ面積が広いのでスラブコンクリートを四方に拡大しながら打設すると十分な締固めができないまま作業を進行させてしまうので、この

表—3



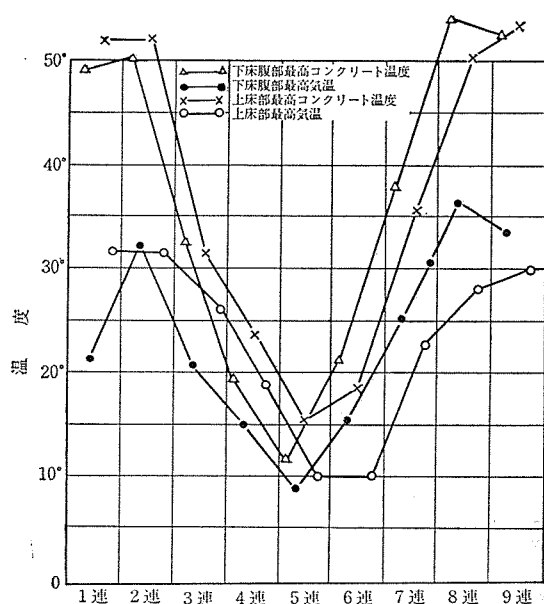
結果、クラックはほとんど消えたが、最大 2mm のクラックについては構造物設計事務所の御指導により当初エポキシ樹脂 A 液を注入したが、クラックがきわめて小であるため注入が思うようにいかなかったため、図—20 のように幅 20 cm、深 30 cm 程度上床版コンクリートを取りこわし、同質のコンクリートを打設した。

そこでクラックの原因として考えられるのは、コンクリート打設がちょうど盛夏であったためコンクリート打込み時の温度が 35°C で打設 10 時間後には 54°C になった。このことに関しコンクリートの内部温度が高くなると断面内において大きな温度差による温度応力が発生し冷却の際は収縮が大きくなる。本橋梁のように部材断面が従来の構造物より大きなため、外気よりかなり高い温度となりこのためコンクリートの内部と外部の不均等温度差による内部ひずみを生じ、また、コンクリートが冷却するときの収縮によるひずみはかなり大きくなったためと推定され、このことは他の桁に対して同じことが予想されたのであるが、前にも述べたように第 2 連は盛夏時という条件であったために顕著に現われたものと思われる。しかしこれが直接の原因がどうかを明らかにすることはできなかった。

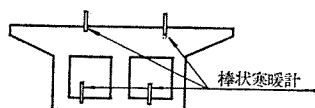
(7) コンクリート管理

供試体はコンクリート打設ごとに材令 3 日、7 日、28 日と緊張時用に、おのおの 3 本以上主桁 1 連製作ごとに約 60 本採取した。コンクリートの圧縮強度 σ_{28} は平均 437 kg/cm² であった。設計強度 400 kg/m² に対し割増し係数 1.10 を乗じた

表—4 コンクリートおよび気温の最高温度表

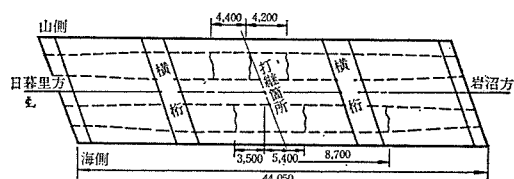


図—19

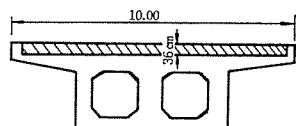


図—20

クラック発生箇所図



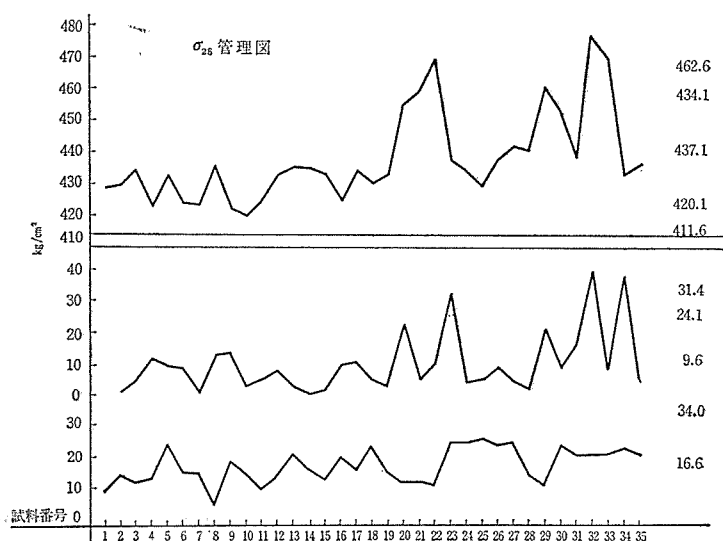
クラック補修図



$\sigma_{28} = 458 \text{ kg/cm}^2$ より多少下まわっていたが、これは供試体型わく上面が平滑でないものが多く、キャッピング不良なものがあったため（日生コン試験室もこのことを指摘していた）と思われる。実際には試験結果より上まわった強度がでているものと推察する。なお、標準偏差は13.8%，変動係数3.2%で施工管理の状態は良好であったと思う（表—5）。

つぎにコンクリート打込み前の点検はつぎのような点に主眼をおいて施工した。

- 鉄筋およびシースの配置の検査をする。
- シースに穴があいていないか確かめる。
- 型わくの底に木切れ、鉄筋の切れはし、ぼろ布等が落ちていないかを調べる。

表—5 σ_{28} 管理図

- コンクリート打込みのさいにコンクリートがシースの端部、あるいは定着部のところからシース内にコンクリートが流れ込まないようにふたをする。
 - 型わくの継目からモルタルがもらないかどうかを点検する。
 - 鉄筋およびシースの配置がとくに入りみだれていてコンクリートの締固めが困難な所を熟知して施工させる。
 - 養生はやり過ぎるほど入念に施工させる。
- 以上のような点には十分留意して施工させることが必要であると思う。

6. プレストレッシング

(1) 緊張方法

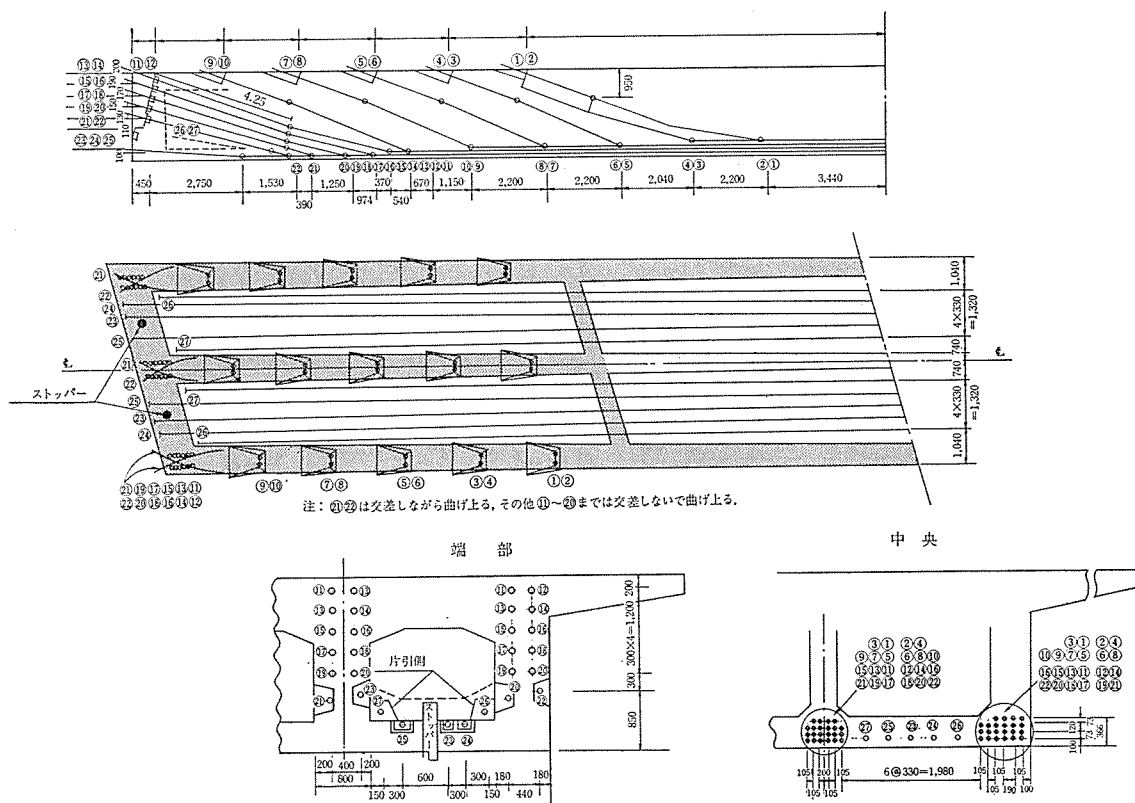
フレシネー工法により作業方法は μ の値を仮定して、緊張グラフを作成しておいて現場の緊張作業時の伸びと引張力から作成しておいたグラフを利用して最終緊張力の決定などの緊張作業を行なった。

(2) 緊張順序の決定

緊張作業順序は緊張時にコンクリート部材に有害な応力が生じないようにするためと、断面の中立軸に近いケーブルを緊張するためと、作業がしやすいためなどの点からまず端部定着のケーブルを上から下へ曲げ上げ、ケーブルは外方から内方へと作業を実施した。

ケーブル数は76ケーブルあり、コンクリートの強度が 350 kg/cm^2 以上になったとき緊張を始めるが、本橋梁のような部材の大きなコンクリートには温度変化乾燥収縮によるひびわれが発生しやすいので、これを防止するために材令の若いうちに最終プレストレッシング（全体のケーブル数）の引張力の16% すなわち12ケーブル{⑮⑯⑰⑱}×3に一次緊張を行なった。その後上スラブ

図-21 PCケーブル配置図 (ケーブル76本)



のコンクリート打設後に残りのケーブルに対して2次緊張を行なった(図-21)。

(3) 各ケーブルの桁端緊張力とPC鋼材伸び量の計算表

表-6

緊張作業順序	ケーブル番号	σ_m		Δl	
		$\mu=0.2$	$\mu=0.4$	$\mu=0.2$	$\mu=0.4$
1	15 16	417	460	221	230
2	17 18	409	454	220	229
3	11 12	424	470	225	236
4	13 14	421	467	223	233
5	19 20	409	447	219	227
6	21 22	436	503	223	234
7	23～27	401	436	206	209
8	9 10	416	466	198	208
9	7 8	413	461	175	184
10	5 6	409	456	154	162
11	3 4	407	450	134	141
12	1 2	401	445	113	119

(4) 緊張作業上の注意点

a) プレストレッシング以前の注意

- ① PCケーブル配置の際いかに設計図に示されたとおりに配置するかに苦心した。これには色別のテープにより鉄筋に目印を施し、鉄筋との交さくで困難な箇所は鉄筋を移動させて、ケーブルを所定位置に配置した。

- ② 過大な摩擦とすべり：摩擦が大きいと緊張力を大きくしなければならなくなり、また定着時のすべり量が大きいと作業をやり直さなければならない恐れがあるため、PC鋼材シースコーンなどのさびの防止に努めた。現場では、材料搬入してからはただちにシートでおおった。また緊張前には特に定着部付近のコンクリートなどの異物およびさびなどの除去にあたった。

- ③ コンクリート打設の際シースの損傷防止、施工中の移動防止などを作業員に徹底させ、コンクリートの投入バイブレーターの使用には十分注意した。

- ④ 圧力計のキャリブレーション：現場に標準圧力計を備付けておき緊張前に検定を行ない工場から送付された成績証明書とチェックし、また圧力計に衝撃を与えたと思われたときもキャリブレーションを行ない異状は認められなかった。

- b) プレストレッシング中の注意 プレストレッシング中はジャッキに高圧がかかっているためジャッキ後方には立入を禁止して傷害事故には万全を期した。プレストレッシング中に圧力計が上がらなかったり、また上がっても除々に低下したりした。これはバルブからの油もれが多く、バルブを交換することにより正常にプレストレッシングを行なった。

(5) 緊張時の強度

緊張時の強度は 350 kg/cm^2 と決められているが、 350 kg/cm^2 の強度が打設後何日で得られるかが問題であった。養生温度がコンクリート強度に一番関係してくるので、 σ_4 , σ_5 , σ_7 の強度を調査したが 350 kg/cm^2 以上になるには7日を要した。しかし、本橋梁のような巨大な桁を無筋の状態で1週間も放置することによる桁のひびわれの発生を防止するために一次緊張では、コンクリート

の圧縮強度の5~6割程度以下のプレストレスに相当する緊張力を一次緊張の最大としているために強度は 210 kg/cm^2 位で、プレストレス導入を行なってよいことになるが、実際では 273 kg/cm^2 (平均) で一次緊張を行った。二次緊張は 350 kg/cm^2 になってからプレストレスレッシングを実施した。

(6) 緊張管理図

図-22

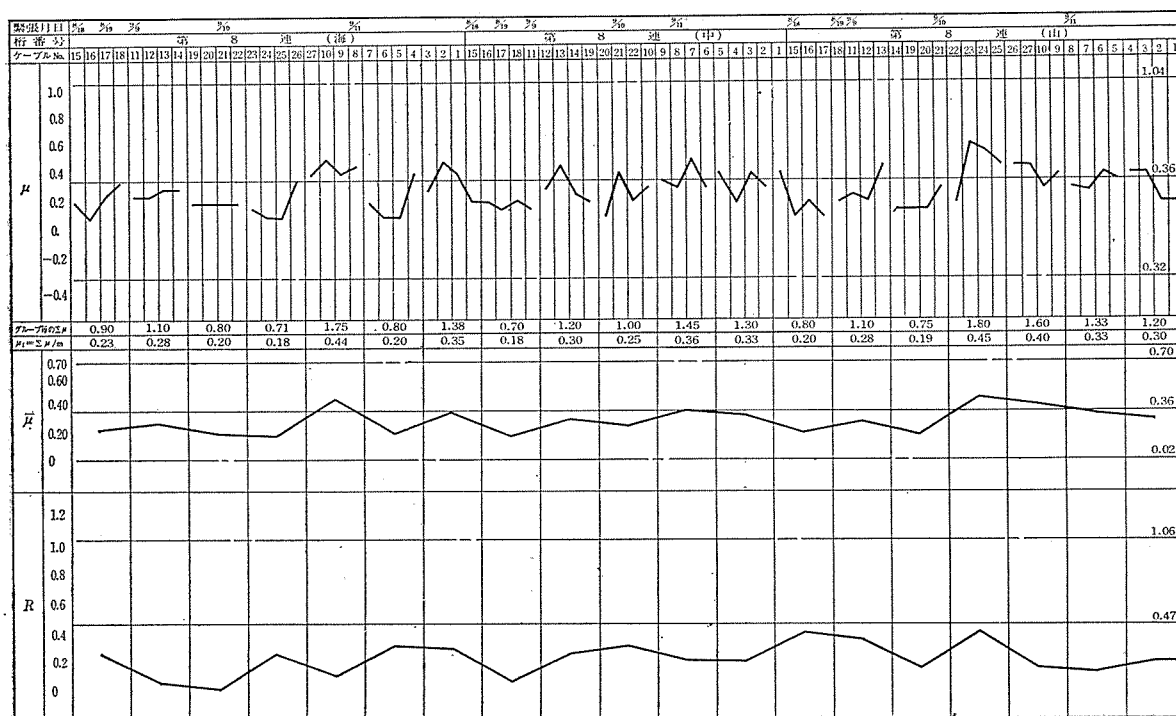


図-23

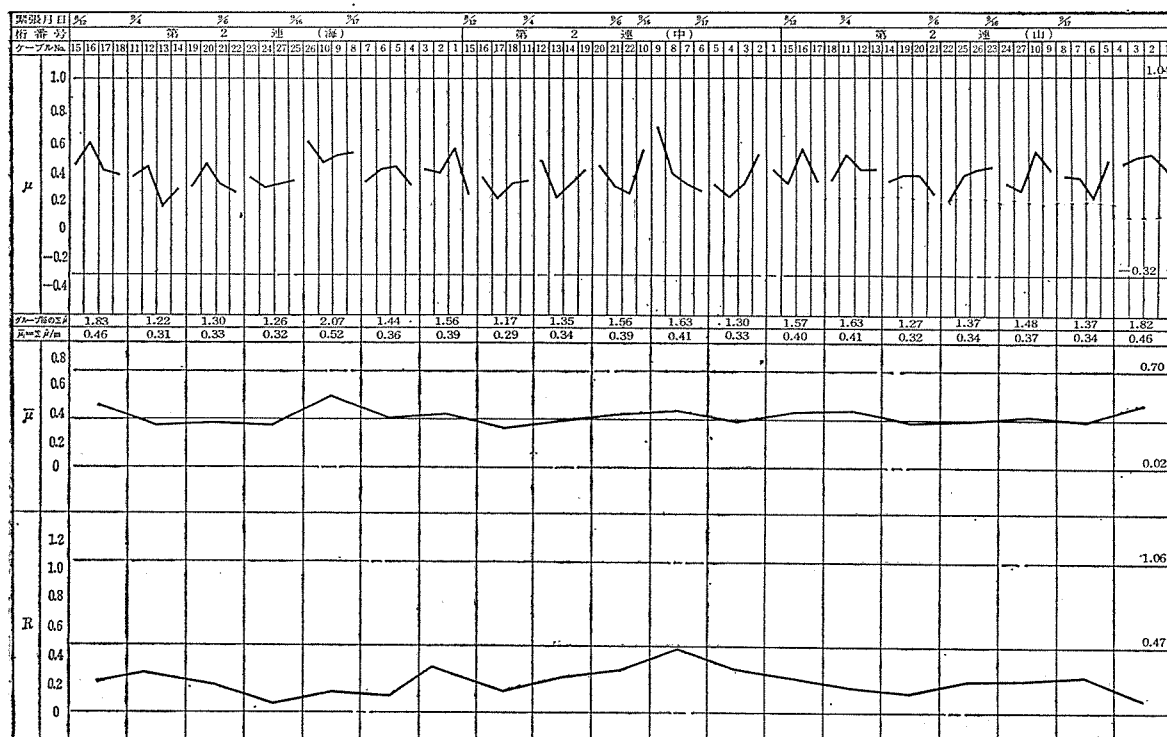


表-7 グラウト配合表

材 料 W/C (%)	C (kg)	W (kg)	ボゾリス No. 5 (g)	アルミ粉 (g)	フライア ッシュ (g)	試 験 結 果					備 考	
						フロー値	ブリージング		膨 張	σ_7		σ_{28}
							2 時 間	24 時 間				
42	50	21	125	3.5		8.6		1.61%	1.60	154	平 均 229	夏 秋 冬
40	50	20	125	3.5		9.1		1.53	1.13	142		
38	50	19	125	3.5		8.4		1.25	1.24	144		

緊張にさいしては、前もってP C鋼材のマノメーターの読み、P C鋼材の伸び、許容すべり量を記入した管理図を作成しておいて、摩擦係数およびヤング係数の測定試験より得た μ , E_p を用いて緊張管理を行なった。

緊張管理方法については（橋田敏之、斎藤 昇：P C橋のプレストレッシングと設計施工）参考書にしたがって管理図その他を作成した（図-22、23）。

（7）そ の 他

a) プレストレッシング施行中に定着部の異常なすべり

第4連海側ケーブル 27 のセット量が 30 mm を記録したため作業を一時中止した。処置としてまず原因のつきとめにあたり測定者の測定方法に誤りがあったかどうか確認したところ誤りがないので、材質関係を調べたところ、おすコーンにきれつが入っているのを発見したため別のおすコーンと取り替えることにより所定の作業を完了することができた。

このことに関連して現場でいえることは、おす、めすコーンなどの抜取検査あるいは、製造会社の検査証明書の提出などをしてプレストレッシングに支障をきたさないように心掛けることが大切であると思う。

7. グラウト

（1）グラウティングの目的

グラウティングの目的は、シース内を完全に充てんして、P C鋼材と桁コンクリートを付着させて一体とすること。P C鋼材のさびを防ぐことなので、したがって、注入が最も容易にでき（フロー値）、完全に充てんでき（膨張率とブリージング率）、しかも所要強度 $\{\sigma_7 \geq 150 \text{ kg/cm}^2, \sigma_{28} \geq 200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (型わく法)}\}$ を満足させることが必要のため、まずグラウトの配合を決定するのに、W/C+F フライアッシュ、アルミニウム粉末の使用量を変化させ試験を行なって配合を決定した（表-7）。

グラウトミキサー形式および能力

無投変速（FKK 式）2 000 rpm 1.5 HP を使用した。

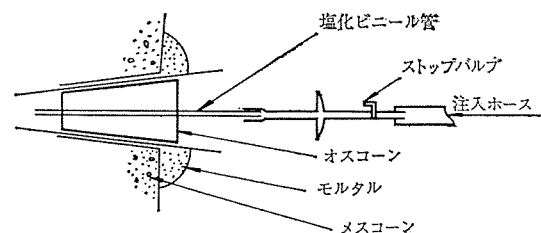
グラウトポンプ形式および能力

アジポンプ（三和機材（株））ローダー回転 600～800 rpm 3 HP を使用して注入作業を施工した。

（2）グラウト注入作業方法

シース 1 m あたりグラウト量は 20 l、1 連あたり約 3 000 m³～6 m³、緊張後コーンから 10 cm 位のところで切断したのち、おすコーンの中に $\phi 12 \text{ mm}$ の塩化ビニール管を入れてコーンのまわりにモルタルでおおい、グラウトがもれないようにしてから注入を行なった。グラウト液出口は木栓を使用し、注入グラウトと同質のグラウト液が流出口から流出したのち注入を行ない、圧力が 3～5 kg/cm² まで上げたらストップバルブを閉じたのちにホースを取り塩化ビニール管に木栓をしてグラウト液の逆流を防止した（図-24）。

図-24 グラウト注入作業図

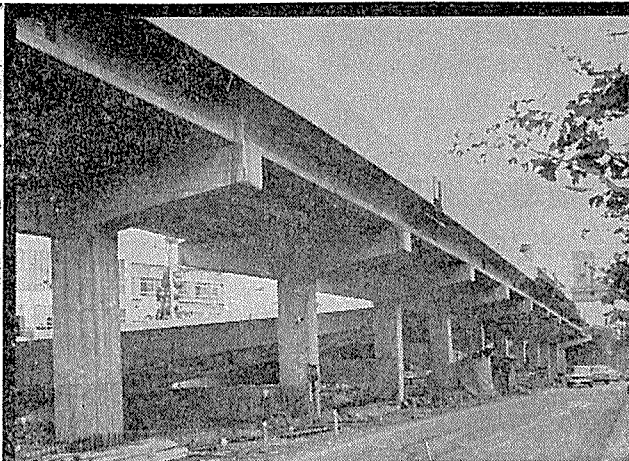


材料の投入順序はグラウト試験の場合と同様であるがつぎのようにした。初めに水を入れ、つぎにミキサーを回転したままボゾリス、セメントの順に投入して 2 分間練り混ぜる、さらにアルミ粉末を投入し 2 分間練り混ぜた。練り混ぜ完了後のペーストをいったん 600 rpm の電動かくはん器に受け、それより 5 kg/cm² の圧力を持つ電動グラウトポンプで注入した。本橋梁のケーブルは断面が大きかったせいか施工中につまってグラウト注入に困難をきたしたものはなかった。

8. 施工後の状況と成果の発生

本工事は、支保工上の各 1 連ごとに場所打ち緊張してゆく作業であり、水上部の作業は工期的にもきつい制限をうけ、そのうえ地元漁業組合等の補償問題などがおこり、また工事監督員も少数でかけ持ち監督であったため試験、測定なども十分でなかった。したがって、満足すべきものでない点もあったが、構造物設計事務所の小池技師、橋田主席のほか、関係各位のご援助を載き種々の資料や経験を得たことを、心から厚く御礼申し上げます。

1968.10.15・受付



首都高速度道路高架橋

プレストレスト
コンクリート
建設工事 フレシネー工法
MDC工法

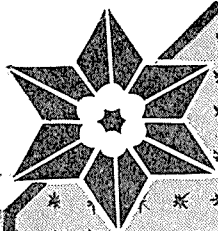
設計・施工
部 材
製造・販売

豊田コンクリート株式会社

取締役社長 西田 赫

本社 愛知県豊田市トヨタ町6 電話 0565 (2) 1818(代)
名古屋営業所 名古屋市中村区笹島町1-221-2 電話 052 (581)7501(代)
東京営業所 東京都大田区矢口3-9-10 電話 03 (738)7161(代)
工場 豊田工場・海老名工場

東京製網製品



PPC

JIS G 3536

鋼線・鋼より線
BBR工法鋼線
多層鋼より線 (19~127本より)

製造元 東京製網
発売元

東京都中央区日本橋室町2丁目8番地 古河ビル四階
電話 (211) 2851 (大代表)