

上姫川橋（PRC工法）の設計および施工について

横 道 英 雄*
外 崎 忍**

1. ま え が き

上姫川橋は、一般国道5号線整備事業の一環として施行されている森町付近の路線改良計画のうち、姫川に架設される橋梁で本改良計画の目的とするところは線型、こう配の改良とともに国鉄との平面交差を2カ所廃止し将来の森町バイパスに結びつけるものである。

施工主体は北海道開発局函館開発建設部で、昭和39年度下部工事の一部を施工し、40年度完成を目ざして

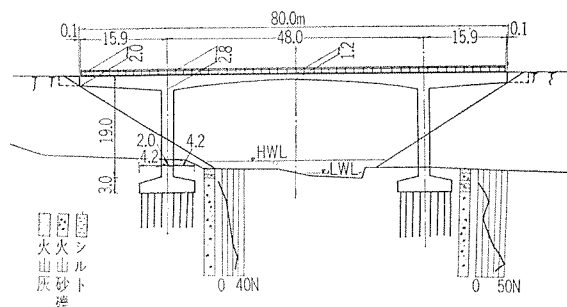
図-1 工事箇所図



現在工事を進行中である（図-1、写真-1）。

つぎに本橋の規格および構造の概要を示すと、規格は橋格一等橋、幅員 7.0 m であり、構造は 15.90 m の突桁を有する支間 48.0 m の RC ラーメン箱桁で、半径 400 m の曲線区間にあり、わが国最初の PRC 工法を利用するものである（図-2）。

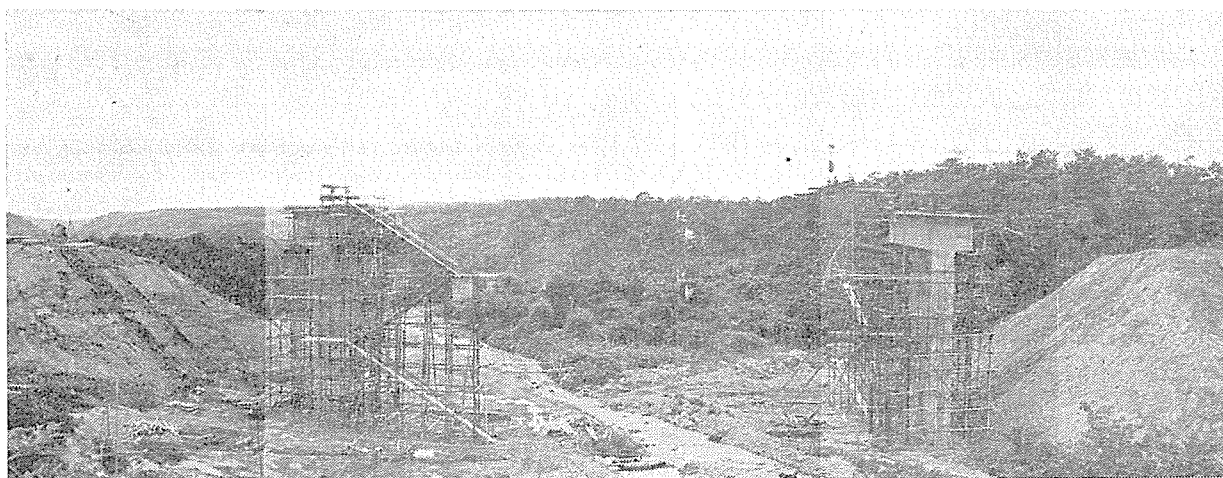
図-2 一般側面図



2. 形式選定の理由

架設地点の地質は、駒ヶ岳の火山灰、火山砂礫の推積層で、柱状図に見られるように -17 m 付近では、 N 値が 30 位で、これより浅くなるにしたがって漸次ゆるく

写真-1 工事 中 の 上 姫 川 橋



* 北海道大学教授，工学部土木工学科
** 北海道開発局土木試験所構造研究室

なり地表付近では N 値が 5 程度、基礎築造上良好な地盤とはいいがたく、さらに取付道路の盛土高が 15 m 位

となるのでこれによる圧密沈下も予想され、下部工の形式が橋梁の経済性におよぼす影響が非常に大きい。

結局土留式の橋台とせず、上部を突桁式とし、盛土上に小橋台を設け、踏掛け板により連結することとした。

3. 橋種別の経済比較

橋種別の経済比較は表-1に示すが、形式はいずれも突桁式とし、PRC, RC, PCはどれも架設作業車を利用する工法をとるものとする。この結果PRCとRCが最も経済的となっている。

表-1

種別	形式	上部工費	下部工費	付帯工費	全体工費
RC	突桁式ラーメン	1000円 26200	1000円 24370	1000円 3850	1000円 54420
RC	"	35700	19200	2700	57600
Metal	上部 突桁式箱桁 下部 半重力式	41200	14500	2700	58400
PRC	突桁式ラーメン	25800	24200	3850	53850

4. PRC工法の特徴

PRC工法は、本体をRC構造とし、そのひびわれ安全度を増すための最小限度のプレストレス導入を行なうものである。したがって、つぎのような特徴があげられる。

1) プレストレスによる圧縮応力度は小さいので、一般にはこれに対する検算の必要はない。不静定構造においてもプレストレスによる不静定反力の影響を考慮する必要がなく計算が簡単である。

2) PCに比し部材が厚くPC鋼も少ないので、PC鋼の配置が容易である。

3) ひびわれ安全度を増すことによりRC構造のもつ

大きな耐荷力が利用でき、したがってRC構造の長大スパンや、桁高の低い構造への適応性をいちじるしく増すことができる。

4) 鉄筋の腐食の危険性ある場合や水槽などひびわれを防止したい構造に補足的に最少のプレストレスが必要な場合など有利である。

5) PRC工法をプレハブまたは場所打コンクリート方式の無支保工突出し架設工法に利用するときは、本体はRC構造であるからそれ自身支持能力を有しており、プレストレスを与えないで桁を延ばして行くことができ、工期が短縮できる。

6) 継手のひびわれ安全度を確保することができるので、横割り方式のRC構造のプレハブ工法が可能になる(図-3)。

5. 設計の内容

(1) 設計条件

1) 荷重

活荷重 TL-20, 雪荷重 100 kg/m², 地震荷重 水平 0.15 垂直 0.10

2) 温度変化

$\Delta t = \pm 10^{\circ}\text{C}$ (最少寸法 100 cm 以上)

3) クリープ係数および収縮率

① コンクリート打設初期より考慮した場合

クリープ係数 $\varphi = 2.5$

収縮率 $w = 13 \times 10^{-5}$ (最少寸法 100 cm 以上)

② ラーメンの閉合後

(主桁コンクリート施工を4カ月とみて、全体の平均値はコンクリート打設後2カ月とし、前項の値の約3/4をとる)

クリープ係数 $\varphi = 1.9$

収縮率 $w = 10 \times 10^{-5}$

4) コンクリートの許容応力度

① 上部橋体および橋柱

$\sigma_{28} = 360 \text{ kg/cm}^2$

曲げ: $\sigma_{ca} = 360/3 = 120 \text{ kg/cm}^2$

支圧: $\sigma_{ca} = 360/3.5 = 103 \text{ "}$

斜引張応力度

せん断: $\sigma_{Ia}(\tau_a) = 8.0 \text{ kg/cm}^2$,

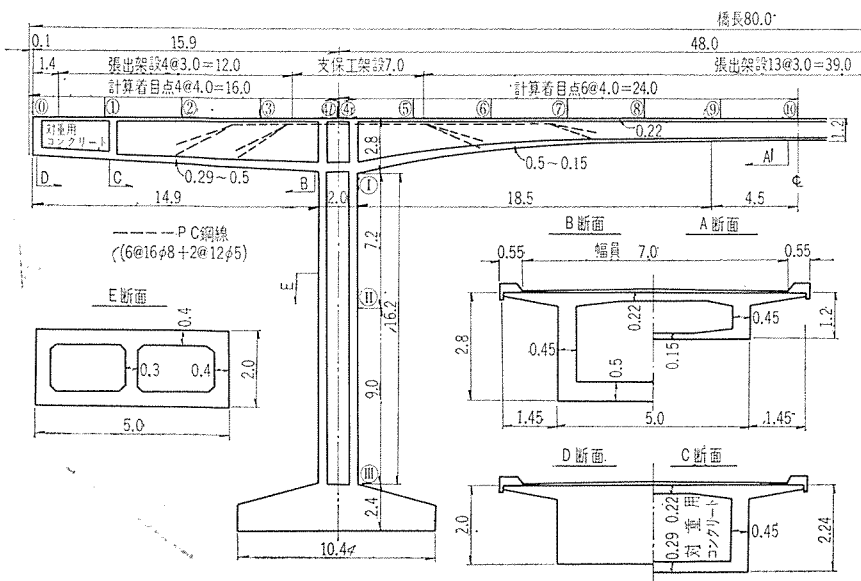
$\sigma_{Ia, \max}(\tau_{amax}) = 20 \text{ kg/cm}^2$

ねじり: $\sigma_{Ia}(\tau_a) = 8.0 \text{ kg/cm}^2$,

$\sigma_{Ia, \max}(\tau_{amax}) = 16 \text{ kg/cm}^2$

せん断+ねじり: $\sigma_{Ia}(\tau_a) = 13.0$

図-3 構造一般図



$$\text{kg/cm}^2, \sigma_{Ia, \max}(\tau_{a \max}) = 26 \text{ kg/cm}^2$$

付着応力度

SDC に対し 上筋 $\tau_{0a} = 0.07 \times 360 = 25.2 \text{ kg/cm}^2$

下筋 $\tau_{0a} = 0.10 \times 360 = 36.0 \text{ kg/cm}^2$

ただし重ね合わせ継手に対し

$$\tau_{0a} = 0.055 \times 360 = 19.8 \text{ kg/cm}^2$$

② 橋柱基礎および橋台

$$\sigma_{28} = 210 \text{ kg/cm}^2$$

曲 げ : $\sigma_{ca} = 210/3 = 70 \text{ kg/cm}^2$

支 圧 : $\sigma_{ca} = 210/3.5 = 60 \text{ kg/cm}^2$

斜引張応力度 : $\tau_a = 7 \text{ kg/cm}^2$ $\tau_{a \max} = 18 \text{ kg/cm}^2$

付着応力度 :

SDC に対し 上筋 $\tau_{0a} = 0.07 \times 210 = 14.7 \text{ kg/cm}^2$

下筋 $\tau_{0a} = 0.10 \times 210 = 21.0 \text{ kg/cm}^2$

ただし重ね合わせ継手に対し

$$\tau_{0a} = 0.055 \times 210 = 11.5 \text{ kg/cm}^2$$

5) 鉄筋の許容応力度

SDC 50

$$L=0, [(D+L_{\min})/(D+L_{\max})=1],$$

$$\sigma_{sa} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$L \leq D, [(D+L_{\min})/(D+L_{\max}) \geq 0.5],$$

$$\sigma_{sa} = 2200 \text{ kg/cm}^2$$

$$L > D, [(D+L_{\min})/(D+L_{\max}) < 0.5],$$

$$\sigma_{sa} = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

ここに L : (活荷重+衝撃) D : 死荷重

6) PC鋼の許容応力度

σ_{py}/σ_{pB}	設計荷重	PS導入直後
$\phi 5$	145/165	99 kg/mm ²
$\phi 8$	135/155	93 kg/mm ²

7) コンクリートの弾性, 塑性諸元

圧縮ヤング率 : $E_c = 324 \text{ t/cm}^2$

破壊曲げ圧縮ひずみ : $\epsilon_B = 276 \times 10^{-5}$

曲げ引張強度 : $\sigma_{ct} = 32 \text{ kg/cm}^2$

曲げ引張極限ひずみ : $\epsilon_{ct} = 25.7 \times 10^{-5}$

8) 許容応力度割増し係数 α

荷重状態に応じてつぎの係数を乗ずる。

荷 重	α
D^* (架設死荷重)	1.25
$D^* + E^*$ (架設時地震)	1.65
$D^* + W^*$ (架設時風)	1.25
D (死荷重) + s (雪) + e_0 (土圧) + L (活荷重, 衝撃) + S (収縮) + ϕ (クリープ)	1.00
$D + s + e_0 + T$	
$D + s + e_0 + L + S + \phi + T$	1.15
$D + s + e_0 + S + \phi + E$	1.50

$$D + s + e_0 + S + \phi + E + T \quad 1.65$$

$$D + W \quad 1.20$$

$$D + E \quad 1.50$$

9) ひびわれ安全度および破壊安全度

ひびわれ安全度 架設時およびラーメンが閉合後の死荷重に対し 1.1 以上

同上死荷重をのぞく全荷重に対し

$M_{0.2}$ を基準に 1.4×1/α 以上

破壊安全度 架設時およびラーメンが閉合後の全荷重に対し 2.0×1/α 以上

(2) 主桁に対する曲線の影響

本橋は, 半径 400 m の曲線区間にあるのでこの影響を考慮する。

a) 閉合前死荷重に対して 閉合前死荷重に対して

曲線の影響を考えるとつぎの

ような平衡条件式が成立する

(図-4)。

$$\left. \begin{aligned} dS/ds &= g \\ dM/ds - T/R &= S \\ dT/ds + M/R &= m_t \end{aligned} \right\}$$

g : 単位長当りの死荷重

m_t : 偏心荷重によるねじり成分

これより任意核点では

$$\left. \begin{aligned} S_r &= S_{r-1} + G_r(\Delta S_r) \\ T_r &= T_{r-1} - M_{r-1} d\theta + m_t ds \\ M_r &= M_{r-1} + S_{r-1} ds + T_{r-1} d\theta \end{aligned} \right\} \begin{aligned} G_r &: \text{格点に働く格} \\ &\text{点荷重} \end{aligned}$$

b) 活荷重に対して

1) 曲線の影響による曲げモーメントの増加: この場合, 単純桁として計算するとつぎのようになる (図-5)。

$$\Delta M/M = 8 \times 4 \theta_0^2 / \pi^5 \approx 0.0015$$

ここに ΔM : 曲線による増加曲げモーメント

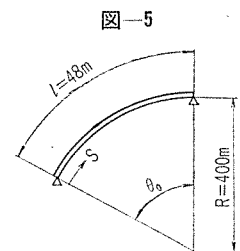
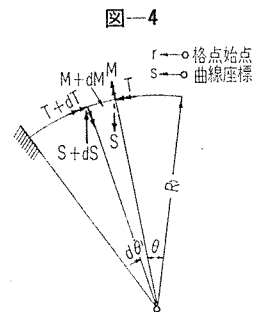
M : 等分布荷重満載のときの曲げモーメント

曲げモーメントの増加量は 0.15% 程度であり, 本橋の場合も大差はないものと思われるので, 曲線の影響は考慮しないものとする。

2) 曲線の影響による主桁荷重分担率の増減: この場合は中央点に単位荷重が働くとき, その点の荷重分担率を計算する。これにはそのトルクの分布に等しいねじりモーメント m_t がかかる直線桁の拘束ねじり応力を考える。

m_t はつぎのようにして求められる。

$$dM/ds - T/R = Q, \quad dT/ds + M/R = 0$$



これより $d^2T/ds^2 + T/R^2 = -Q/R$
 中央点に集中荷重 $P=1$ があると $Q=1/2$
 境界条件は $s=0 \quad M=M_0 \quad s=l/2 \quad T=0$

$$\therefore T = -M_0 \sin \theta + \frac{M_0 \sin \theta_0/2 + QR}{\cos \theta_0/2} \cos \theta - QR$$

$$m_t = -\frac{M_0}{R} \cos s/R + \frac{M_0 \sin \theta_0/2 + QR}{R \cos \theta_0/2} \sin s/R$$

m_t を格点荷重に換算して (5) の $E d^3\theta/dx^2$ 影響線により載荷点の拘束ねじり応力を求める。

計算結果は $\sigma_t/\sigma_p = 0.013$ となる。

ここに σ_t : 拘束ねじり応力, σ_p : 単純曲げ応力

結局主桁の荷重分担率も 1.3% 増しの程度であるから活荷重に対しては直線桁として計算を行なう。

(3) 各荷重による曲げモーメント図

各荷重による曲げモーメントは 図-6~9 に示す。

死荷重による曲げモーメントに対しては、架設時のカウンター荷重を利用して応力調整を行なう。

(4) 曲げモーメントに対する断面の計算

PRC 構造では、まず RC 構造として各断面のひびわれ安全度を死荷重および全荷重に対して検討し、プレストレスングの必要な範囲を決める。つぎに所要プレ

ストレス量を計算し、PRC 断面として再び、ひびわれ安全度を検討する。破壊荷重に対してはそれぞれ RC, PRC 断面として安全度を検討する。

図-6 死荷重, 応力調整による曲げモーメント

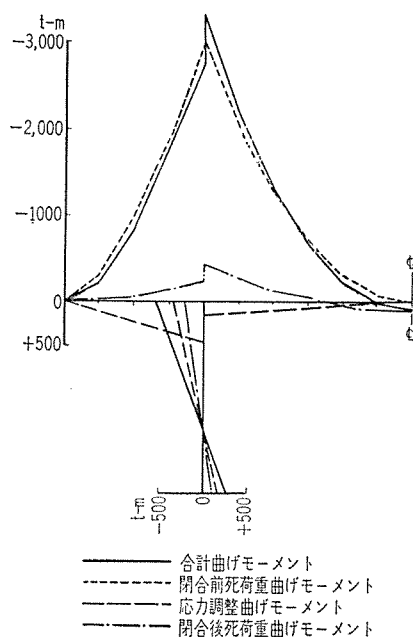


図-7 活荷重, 雪荷重による曲げモーメント

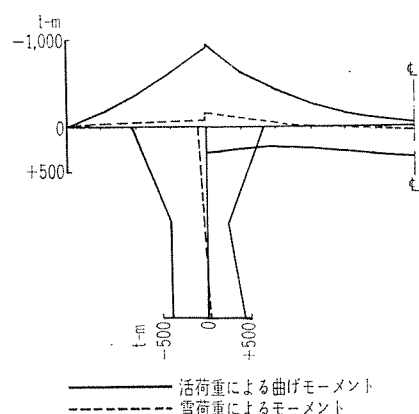


図-8 収縮クリープ, 温度変化, 土圧による曲げモーメント

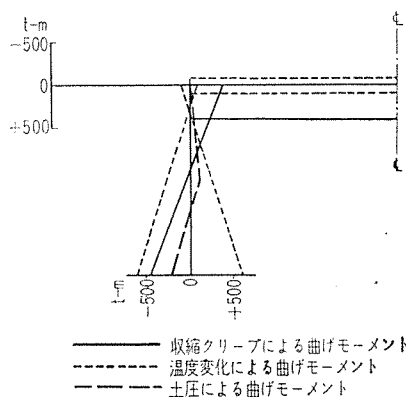


図-9 地震, 土圧による曲げモーメント ($K_h=0.15, K_v=0.10$)

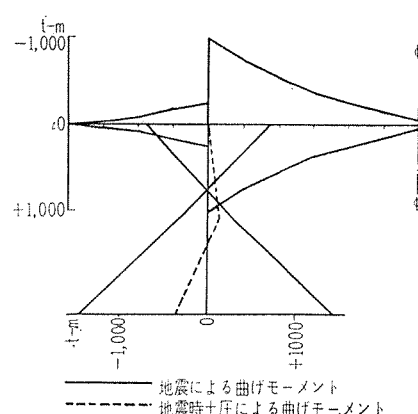


表-2 主桁 RC 断面のひびわれ安全度

Pt	M_{Cr} t-m	M_D^* t-m	M_D t-m		M_T t-m		f_t^*	f_t	$f_s = \frac{M_{0.2} - M_D}{M_T - M_D}$	
	①	②	荷重状態	③	荷重状態	④	①/②	①/③	$\frac{2 \times ① - ③}{④ - ③}$	α
2	-1 912	- 963	$D+s$	- 828	$D+s+L$	-1 205	1.98 > 1.1	2.31 > 1.1	7.94 > 1.4	1.00
3	-2 353	-1 862	"	-1 697	"	-2 328	1.26 > 1.1	1.39 > 1.1	4.77 > 1.4	1.00
4l	-2 835	-2 995	"	-2 842	"	-3 768	0.95 > 1.1	1.00 > 1.1	3.06 > 1.4	1.00
4r	-2 872	-3 126	$D+s+e_0$	-3 453	$D+s+e_0+L+S+\varphi$	-4 084	0.92 > 1.1	0.83 > 1.1	2.63 > 1.4	1.00
5	-2 069	-2 111	"	-2 279	"	-2 578	0.98 > 1.1	0.91 > 1.1	3.27 > 1.4	1.00
6	-1 388	-1 318	"	-1 364	"	-1 435	1.05 > 1.1	1.02 > 1.1	3.92 > 1.4	1.00
7	- 969	- 719	"	- 691	$D+s+e_0+T$	- 778	1.35 > 1.1	1.40 > 1.1	13.28 > 1.22	1.15
8	575	—	$D+s+S+\varphi$	164	$D+s+L+S+\varphi+T$	544	—	3.51 > 1.1	2.60 > 1.22	1.15
	- 786	- 316	$D+e_0$	- 244	$D+e_0+T$	- 331	2.49 > 1.1	3.23 > 1.1	15.22 > 1.22	1.15
9	542	- 77	$D+s+S+\varphi$	435	$D+s+L+S+\varphi$	764	—	1.24 > 1.1	1.97 > 1.4	1.00
10	557	—	"	502	"	847	—	1.11 > 1.1	1.77 > 1.4	1.00

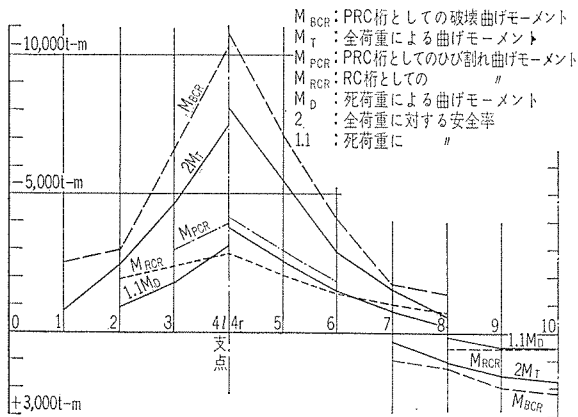
注: $M_{0.2} = 2 M_{Cr}$ (文献 1, 63 ページより安全を見込んだ値)

表-3 脚柱のひびわれ安全度 (RC断面)

Pt	M_{cr} t-m	M_D^* t-m	$M_T^*(t-m)$		M_D t-m		M_T t-m		f_1^*	$f_2^* = \frac{M_{0.2} - M_D^*}{M_T^* - M_D^*}$		f_1	$f_2 = \frac{M_{0.2} - M_D}{M_T - M_D}$	
	①	②	荷重状態	③	荷重状態	④	荷重状態	⑤	①/②	$\frac{2(1-2)}{3-2}$	α	①/④	$\frac{2(1-4)}{5-4}$	α
I	1287	454	$D_E^* + E^*$	499			$D+L+S+\varphi$ $+T$	606	2.84 > 1.1	$\frac{46.7}{46.7} > 0.85$	1.65		$\frac{3.61}{3.61} > 1.22$	1.15
	-1336	-770	"	-847	$D+s+e_0$	-611	$D+s+e_0+L$ $+S+\varphi$	-1055	1.73 > 1.1	$\frac{24.7}{24.7} > 0.85$	1.65	2.19 > 1.1	$\frac{2.94}{2.94} > 1.10$	1.00
II	1323	454	$D_E^* + E^*$	1373			$D+e_0+L+S$ $+\varphi+T$	468	2.92 > 1.1	$\frac{2.39}{2.39} > 0.85$	1.65		$\frac{5.19}{5.19} > 1.22$	1.15
	-1348	-770	"	-1544	$D+s+S+\varphi$	-184	$D+s+L+S$ $+\varphi+T$	-838	1.75 > 1.1	$\frac{2.38}{2.38} > 0.85$	1.65	2.35 > 1.1	$\frac{3.84}{3.84} > 1.22$	1.15
III	1410	454	$D_E^* + E^*$	2420	$D+s$	304	$D+s+S+\varphi$ $+T+E$	1930	3.11 > 1.1	$\frac{1.20}{1.20} > 0.85$	1.65	4.63 > 1.1	$\frac{1.43}{1.43} > 0.85$	1.65
	-1495	-770	"	-2478	$D+e_0+S+\varphi$	-378	$D+s+S+\varphi$ $+T+e_1+E$	-2561	1.94 > 1.1	$\frac{1.29}{1.29} > 0.85$	1.65	3.96 > 1.1	$\frac{1.19}{1.19} > 0.85$	1.65

a) RC構造のひびわれ安全度 RC構造のひびわれ安全度の計算は、文献1)に示される鉄筋コンクリート桁の塑性理論による。
計算結果は表-2, 3, 図-10に示す。

図-10 曲げモーメント比較図



b) PRC断面の所要プレストレス量の計算 表-2より点4l~6間が死荷重に対する安全度1.1より少なくプレストレスを必要とする。所要プレストレス量の計算はつぎのように行なわれる。

$$P = (1.1 M_D - M_{cr}) / (k' + e_p)$$

ここに P: 所要プレストレス量

M_D : 死荷重による曲げモーメント

M_{cr} : RC断面のひびわれモーメント

k' : 断面重心から圧縮側核点までの距離

e_p : 断面重心からPCケーブル重心までの距離

4r点の所要プレストレス量はつぎのようになる。

$$A = 6.6466 \text{ m}^2, i = 0.082 \text{ m}, y = 1.354 \text{ m}, I = 7.8196 \text{ m}^4, W = 5.775 \text{ m}^3, k' = W/A = 0.869 \text{ m}, e_p = 1.354 - 0.22 = 1.134 \text{ m}$$

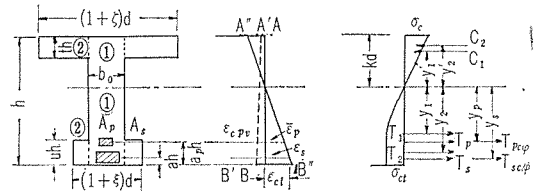
$$P = (1.1 \times 3453 - 2827) / (0.869 + 1.134) = 462.4 \text{ t}$$

使用ケーブル (6×16φ8+2×12φ5)

$$\text{最大緊張力} = 52.92(\text{cm}^2) \times 9.300(\text{kg/cm}^2) = 492.6 \text{ t}$$

c) PRC断面のひびわれモーメントの計算 PRC断面のひびわれモーメントの計算法は、文献2), 3)による。この計算結果を示すと表-4のようになる。表内の記号は図-11に示される。

図-11 PRC断面ひびわれ発生時ひずみ応力図



図の中、
 AB: プレストレス導入前のひずみ
 A'B': プレストレス導入後のひずみ
 A''B'': ひびわれ発生時のひずみ
 ϵ_{ct} : コンクリートの極限引張ひずみ
 ϵ_{cpv} : プレストレスによるPC鋼位置のコンクリートのひずみ
 ϵ_{pv} : プレストレスによるPC鋼のひずみ
 σ_{ct} : コンクリートの引張強度
 $T_{p\varphi}$: クリープ、収縮によってPC鋼に生ずる力
 $T_{s\varphi}$: クリープ、収縮によって鉄筋に生ずる力

d) PRC断面のひびわれ安全度 c)の結果より死荷重および架設死荷重に対する安全度を検討すると表-5, 図-10のようになる。

e) 破壊安全度の計算 破壊モーメントの計算は、RC断面では文献1) PRC断面では文献2)に示される。この計算結果を示すと表-6, 7のようになる。表内の記号は図-12に示される。

図の中、A''B'': 破壊時のひずみ

ϵ_{cB} : コンクリートの圧縮極限ひずみ

(5) 箱桁のねじれの計算

ねじれの計算は、拘束ねじりの微分方程式を差分方程式に変換し、変断面箱桁として行なう。

表-6 破壊曲げモーメントおよび破壊安全度

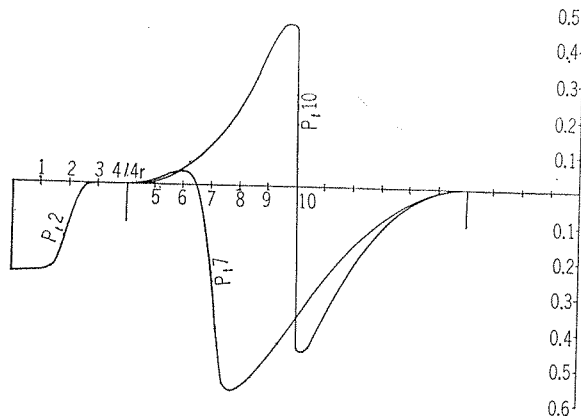
Pt	断面	A_s cm ² σ_s kg/mm ²	A_p cm ² σ_p kg/mm ²	k	ϵ_s^* %	C^t	T_s^t	T_p^t	j m	$(j-a')/d$	t-m M_B	t-m M_T	荷重状態	安全率	α
1	RC	238.3 50.0		0.045	5.84	1 191	1 191		2 103		2 505	- 383	$D+s+L$	$6.53 > 2.0$	1.0
2	RC	254.1 50.0		0.044	6.03	1 273	1 273		2 315		2 942	-1 205	"	$2.44 > 2.0$	1.0
3	PRC	460.6 47.8	33.0 157.7	0.087	2.90	2 720	2 200	520	2 445	2 377	6 620	-2 328	"	$2.84 > 2.0$	1.0
4l	PRC	714.8 46.3	49.5 152.8	0.122	1.98	4 062	3 307	756	2 561	2 444	1 0323	-3 768	"	$2.74 > 2.0$	1.0
4r	PRC	746.6 46.7	49.5 154.1	0.109	2.25	4 250	3 486	764	2 576	2 458	1 0854	-4 084	$D+s+e_0+L+S+\varphi$	$2.66 > 2.0$	1.0
5	PRC	571.8 46.8	49.5 154.4	0.108	2.28	3 441	2 676	764	2 119	2 003	7 199	-2 578	"	$2.79 > 2.0$	1.0
6	PRC	428.9 47.0	33.0 155.1	0.103	2.41	2 528	2 016	512	1 639	1 576	4 110	-1 436	"	$2.86 > 2.0$	1.0
7	RC	143.0 50.0		0.023	11.94	716	716		1 380		987	157	$D+s+S+\varphi+T+E$	$6.29 > 1.21$	1.65
7	RC	270.0 49.1		0.066	3.90	1 326	1 326		1 355		1 797	- 778	$D+s+e_0+T$	$2.31 > 1.74$	1.15
8	RC	222.4 50.0		0.043	6.22	1 112	1 112		1 131		1 258	543	$D+s+L+S+\varphi+T$	$2.31 > 1.74$	1.15
8	RC	254.1 48.6		0.072	3.54	1 235	1 235		1 152		1 422	- 331	$D+e_0+T$	$4.30 > 1.74$	1.15
9	RC	381.2 48.6		0.073	3.48	1 853	1 853		1 076		1 993	764	$D+s+L+S+\varphi$	$2.61 > 2.0$	1.0
10	RC	413.0 48.2		0.079	3.23	1 991	1 991		1 075		2 140	847	"	$2.53 > 2.0$	1.0

表-7 脚柱の破壊安全度

Pt	M_B (t-m)	M_{max} (t-m)		f_B		α
	①	荷重状態	②	①/②		
I	1 902	$D+L+S+\varphi+T$	606	$3.14 > 1.74$	1.15	
	-2 641	$D+s+e_0+L+S+\varphi$	-1 055	$2.50 > 2.00$	1.00	
II	2 051	$D_E^*+E^*$	1 373	$1.49 > 1.21$	1.65	
	-2 240	"	-1 544	$1.45 > 1.21$	1.65	
	2 504	$D+e_0+L+S+\varphi+T$	468	$5.35 > 1.74$	1.15	
	-2 793	$D+S+L+S+\varphi+T$	- 838	$3.33 > 1.74$	1.15	
III	3 121	$D_E^*+E^*$	2 420	$1.29 > 1.21$	1.65	
	-3 925	"	-2 478	$1.58 > 1.21$	1.65	
	3 238	$D+s+S+\varphi+T+E$	1 930	$1.68 > 1.21$	1.65	
	-3 899	$D+s+S+\varphi+T+e_1+E$	-2 561	$1.52 > 1.21$	1.65	

側径間、中央径間とも 2 m 区分に分割して各格点に上式を立て連立方程式を解くことになるが、中央径間ではまづ図-14 に示すおのおの場合について解いておく。

図-15 $E d\theta/dx$ 影響線



つぎにねじりモーメント $M_t=1$ に対する分担率 w , w' は θ の境界条件が 0 であることから④に対する θ' と他の場合についての θ' の面積が等しくなる係数を定めてやると、それが w , w' に対応するものとなる。結局④と他の場合について w , w' の重みをつけて組合せると、それぞれの m_t 図、 m_t 影響線を求めることができる。代表的な断面の $E d\theta/dx$, $E d^2\theta/dx^2$, $E d^3\theta/dx^3$ の影響線を図-15, 16, 17 に示す。

図-16 $E d^2\theta/dx^2$ 影響線

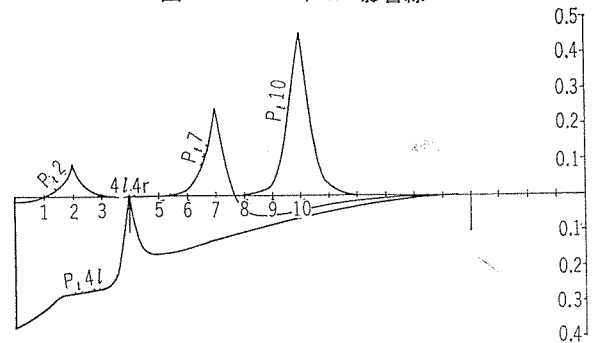
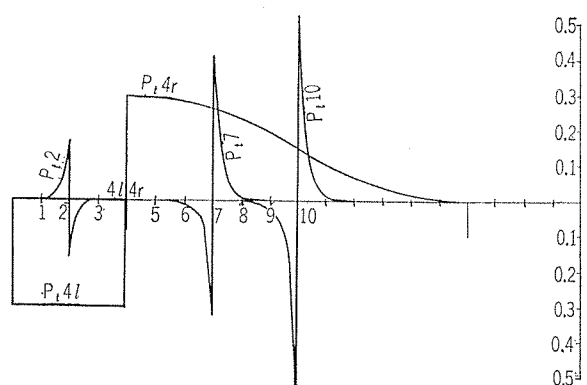
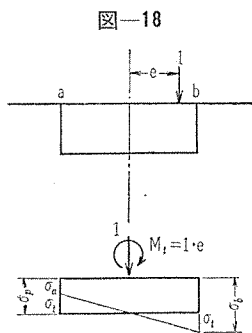


図-17 $E d^3\theta/dx^3$ 影響線



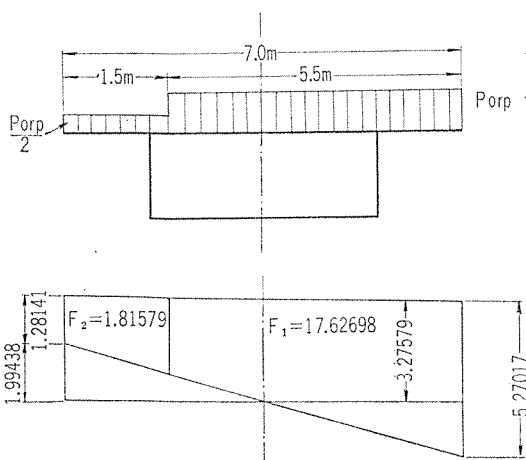
b) 主桁載荷の影響線 主桁載荷の影響線は $P_t 10$ についての計算結果を示す。計算式の詳細は文献 1) に示されている。

$$\begin{aligned} \sigma_{ab} &= \sigma_p \pm \sigma_t \\ \sigma_p &= M/W \\ \sigma_t &= E(d^2\theta/dx^2) X_u(b/2) \\ M_t \quad I &= 0.658 \text{ m}^4, \\ W &= 1.39 \text{ m}^3, \\ X_u &= 0.496 \text{ m} \\ \therefore \sigma_p &= 4.544/1.39 \\ &= 3.276 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_t &= 0.459 \times 0.496 \times (5/2) \times e = 0.57 e \end{aligned}$$



これより主桁載荷の影響線は 図-19 のようになる。

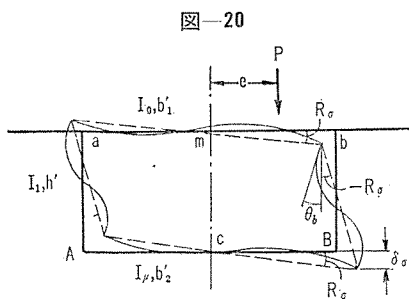
図-19 主桁載荷影響線



(6) 床版および箱桁底版の計算

床版および箱桁底版の橋軸直角方向の応力計算は、箱桁のねじれにともなう断面変形の応力と、上載荷重が働いた箱形ラーメンとしての応力とを加えたものになる。

a) 箱桁のねじれによる橋軸直角方向の断面力 箱桁のねじれにともなう、橋軸直角方向に 図-20 のような変形を起こす。断面力の計算方法は文献 1) に示されるが、つぎのようにして行なう。



$$\text{箱桁のねじれ回転角 } R_\sigma = 2 \left(\frac{\delta x}{b} \right)$$

ここで 図-21 のようなモーメントの分布のときの任意点のたわみはつぎのようになる。

図-21

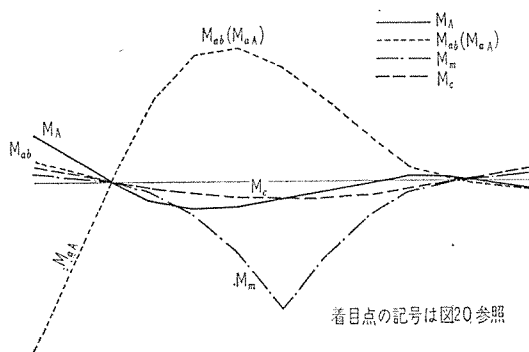
$$\begin{aligned} E\delta_x &= \frac{x}{l} \int_0^l \frac{M(\xi)}{I(\xi)} (l-\xi) d\xi - \int_0^x \frac{M(\xi)}{I(\xi)} (x-\xi) d\xi \\ \therefore E\delta_x &= \frac{x}{l} \int_0^l \frac{\sigma}{\eta} (l-\xi) d\xi - \int_0^x \frac{\sigma}{\xi} (x-\xi) d\xi \end{aligned}$$

また $\sigma = E(d^2\theta/dx^2) X_u(b/2)$ でありこれより R_σ を求められる。これより箱形ラーメンを解くと材端モーメントは次式のようにになる。

$$\begin{aligned} M_a &= -\frac{3h' + b_2'}{(2h' + b_2')(2h' + b_1') - h'^2} \cdot 12 EI_0 R_\sigma \\ M_A &= \frac{3h' + b_1'}{(2h' + b_2')(2h' + b_1') - h'^2} \cdot 12 EI_0 R_\sigma \end{aligned}$$

b) 箱桁各部の曲げモーメント影響線 ねじれによるものと上載荷重によるものに加えた曲げモーメント影響線を $P_t 4$ について 図-22 に示す。

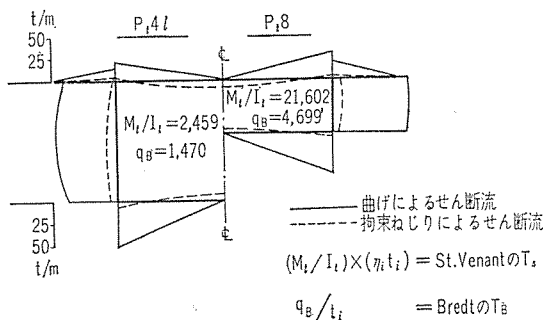
図-22 箱桁断面内曲げモーメント影響線



(7) せん断応力

せん断応力は曲げによるものとねじれによるものがあるが、ねじれによるものは、拘束ねじれによる τ , St. Venant の τ_s および Bredt の τ_B の合計となる。図-23 にこれらのせん断流を示す。

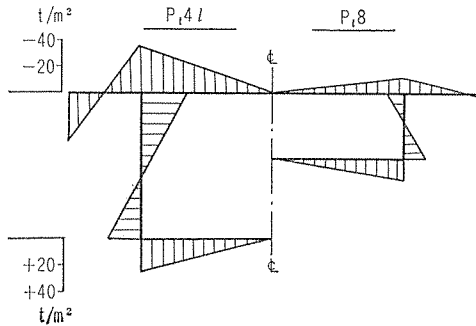
図-23 せん断応力図



(8) 拘束ねじりによる軸方向縁応力

偏心活荷重が満載したときの、拘束ねじりによる軸方向縁応力の分布を $P_f 4l, P_f 8$ について 図-24 に示す。

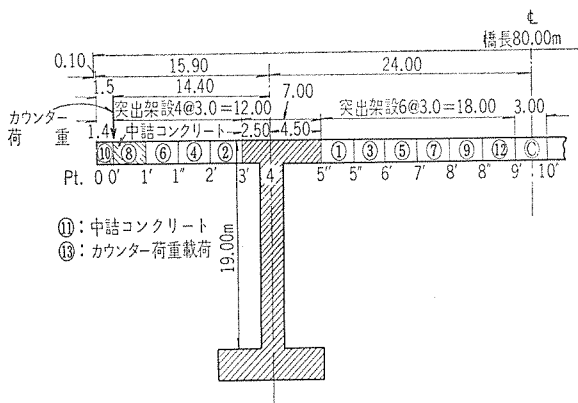
図-24 拘束ねじりによる軸方向縁応力図



6. 架設の内容

(1) 架設一般

図-25 架設計画図



橋脚および桁支点部 7.0 m 区間は、支保工を用いて場所打ちコンクリートを行なう。①～⑫間は突出し架設部分で数字は施工の順序を表わす。突出し架設にはブロックの型わく、支保工、打設コンクリートを支えるワーゲンを使用する。ワーゲンは支点の左右に 1 台ずつ配置

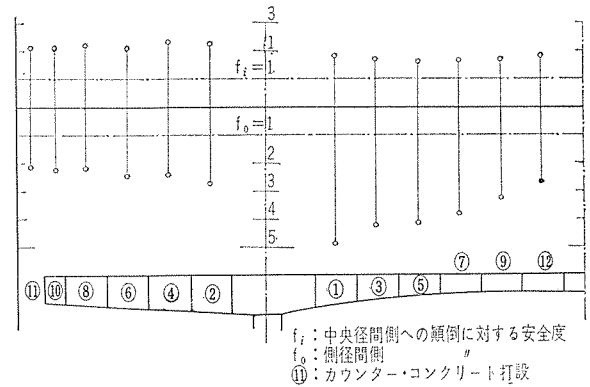
表-8 FY カプラー継手に関する実験結果 (実験 2, 供試体 2 本の平均値)

母材および継手の種類	鉄筋またはネジの公称径 (mm)	直径 (mm)		断面積 A (mm ²)		コンクリート強度 σ_T (kg/cm ²)	最大荷重 P (母材) P ₁ (カプラー) P _B (FY カプラー) (t)	母材に対する比		
		谷径	有効径	谷断面 A _{Net}	有効断面 A _{ef}			A _{Net} /A	A _{ef} /A	$\nu = P_1/P$ or P_B/P
母材, SDC 40, ツイストバー FY 111	32	32.28		818.2		—	49.20	1	1	1
カプラー継手, メートル細目ネジ 2 mm ピッチ	32	29.18	30.54	669.0	732.6	—	43.75	0.82	0.90	0.89
	31	28.48	29.66	637.2	690.7	—	41.73	0.78	0.84	0.85
FY カプラー継手	32	29.34	30.64	676.1	737.6	305	49.35	0.83	0.90	1.00
	31	28.52	26.74	638.8	694.7	307	49.05	0.78	0.85	1.00

注: 1) FY カプラー継手は、32 mm ネジではいずれも母材で破断、31 mm ネジでは 2 本のうち 1 本はネジ部で破断するも P_B に差なし
 2) FY カプラーの添材長 $L=480$ mm, 有効付着長 $L_1=170$ mm 突起内側
 3) コンクリートの寸法は 150×150×550 mm

し、まず①および②のコンクリート打設、養生を行なう。つぎにこの間に配置された PC 鋼線を、2' 点から引きプレストレスを導入する。続いて③～⑤間のコンクリートを施工した後この間のプレストレスングを行なう。このときの引張端は 1' 点である。引き続き⑥～⑩間の施工を行ない、⑪の対重用中詰コンクリートを打設、この後に⑫を施工する。⑬の閉合部は 9'～10' 間に支保工を渡して施工を行なうが、この前に応用調整用のカウンター荷重⑬を突桁部先端に載荷する。これは⑬のコンクリートが所定の強度に達したときに取り去る。以上の施工順序ならびに方法は、架設時および最終時にラーメンに作用する力 (地震を含む) に対し設計上有利になるように定めたもので、各ブロック施工後の架設の安全度 (転倒に対して) は 図-26 に示されている。

図-26 架設中の安全率図



(2) 主鉄筋の継手

本橋の各ブロック間の主鉄筋の継手には FY カプラーを用いている。これは北大工学部横道研究室において

図-27 FY カプラー図

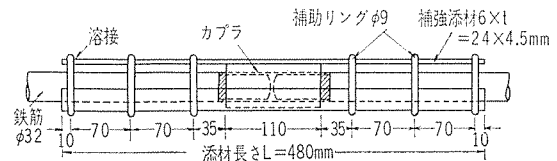


表-9 応力測定計画表

実験種別	計器取付ブロック	計器取付数, 方向			
		上フランジ	下フランジ	ウェブ	方 向
クリープ, 収縮ひずみ	脚 柱	3	3	6	軸
	②	6	6		〃
収 縮 ひ ず み クリープ, 収縮ひずみによるラーメンの応力変化 集中荷重による上下版の橋軸方向応力 同上橋軸直角方向応力	⑥			6	〃
	③	8	4		〃
	上を併用する ⑦	6	6	12	軸直角
橋 体 の 温 度 変 化	4~5'中央	5		3	軸
	⑤	5		3	〃

開発された100%の継手効率をもつ特殊なカプラーである。このカプラーの構造は、図-27に示すようにカプラーの母体の外に鉄筋のネジ加工による断面損失を補なうための添材を有するもので、この添材はコンクリートの付着応力により力を伝達するもので、付着をよくする波形の鋼板を使用している。横道研究室で実験された結果

を 表-8 に示すが、カプラー母体の継手効率は85~89%であるが、コンクリートに埋め込んだ場合は100%になっている。FYカプラーの実験結果は文献4)にくわしく紹介されている。

7. 応力測定計画

本橋の施工に際しては、PRC工法およびRCラーメン橋としての応力特性を調べる目的で、カールソンゲージを埋設して応力測定を行なう。実験の種類、ゲージ配置およびゲージ個数を表-9に示す。

参 考 文 献

- 1) 横道英雄：コンクリート橋（技報堂）
- 2) 横道英雄・林 正道：PRC工法について，第19回年次学術講演会
- 3) 横道英雄・角田与史雄：PRC桁におけるクリープおよび収縮の影響について，第20回年次学術講演会
- 4) 横道英雄・藤田嘉夫：異形鉄筋のFYカプラー継手に関する実験，北海道土木技術会，研究資料第21号

1965.8.17・受付

豊田コンクリート株式会社

(旧)エフカスコン株式会社

PC矢板 施行状況



本社・工場
 豊田市トヨタ町6
 TEL 798

東京営業所・工場
 東京都大田区古市町18
 TEL (731) 4047

名古屋営業所
 名古屋市中村区笹島町 豊田ビル517号
 TEL (54) 9369・8842