

# プレストレスト コンクリート逆 T 型桁を用いた 合成床版橋の設計について

正員 洞 庭 謙\*

## REGARDING THE DESIGN OF COMPOSITE SLAB BRIDGE WITH PRESTRESSED CONCRETE INVERTED TEE BEAMS.

(JSCE Sept. 1952)

Ken Doniwa C.E. Member.

**Synopsis** Regarding the design of composite slab bridge with prestressed concrete inverted Tee beams, I want to explain by actual example i.e. "Chōsei bridge" at Nanao City. It was proved by failure test that these composite members are sufficiently strong and reliable. Also I found that this method of erection is very simple and speedy and I recommend to apply this method to other constructions.

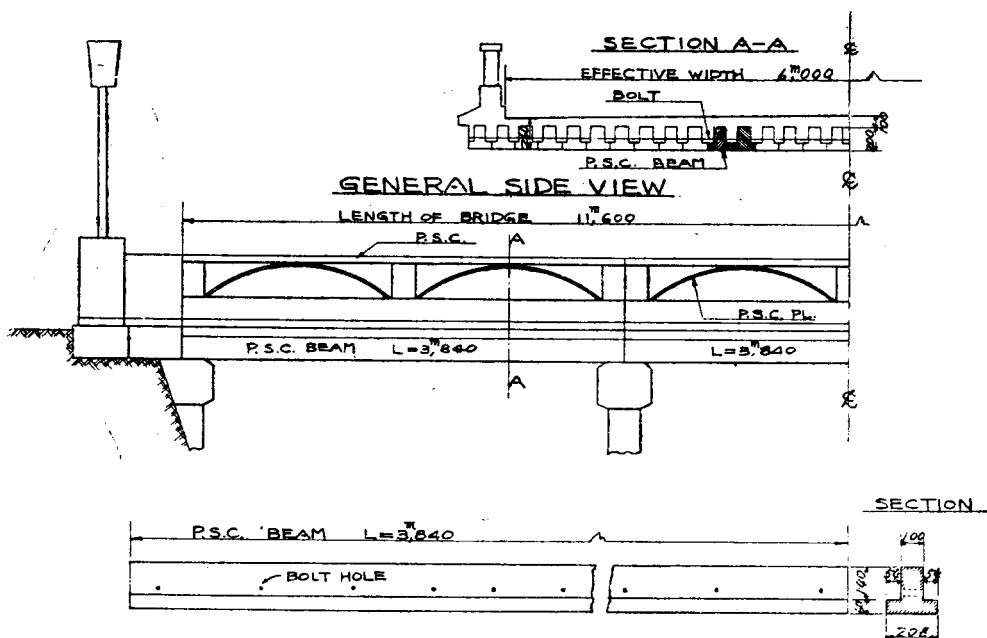
**要旨** プレストレスト コンクリート逆 T 型桁を用いた合成床版橋の設計について石川県七尾市内長生橋の実例を以て述べ、かつ破壊試験を行つた結果、このような合成工法が充分信頼し得るものであること、並びに架橋が簡易迅速であるから各種構造物の設計に応用してよいことを述べたものである。

本橋は七尾市内を流れる御祓川に架けられた日本最初の Prestressed Concrete (P.S.C.) の市街橋である。この設計には次のような方針を採用した。

- (1) 逆 T 型 P.S.C. 桁 (Pretensioning による工場製品) を用いた舗装一体の合成床版橋とする。
- (2) 3 径間自由支承とし桁は同一のものを使用する。

### 1. 緒言

図—1 Composite Slab Bridge with P.S.C. Inverted Tee Type Beam



\* ビーエスコンクリート株式会社技師

(3) 既製 P.S.C. 桁を縦方向に並べ、横方向は桁にあってある孔を通してボルト締めとし、支保工、型枠を使用しないで場所打ちコンクリートを、施し合成床版を型成する。

(4) 高欄笠桁は P.S.C. の薄い桁とし装飾部分は P.S.C. 合板をアンチ型に曲げて使用し地覆とボストは場所打ちコンクリートとする。

2. 橋梁概要

橋名：長生橋， 等級：第1種，  
橋長：11.6 m, 径間数：3, 有効巾員：6 m

3. 荷重

(1) 活荷重 第1種荷重 13 t 自動車 2 台並んだ

状態において  $M_{max}$  を生ずる。

荷重の分布巾  $e=1.5$  m (一車輪当り)

衝撃係数 = 0.373

橋巾 1 m 当り活荷重 (衝撃を加味) 後輪 4.77 t

” ” 前輪 1.19 t

” 群集荷重 0.5 t/m<sup>2</sup>

(2) 死荷重 図-1の如く逆T型桁を並べ上部に場所打ちコンクリートを施して合成床版とし舗装表面はパラボラ曲面とし中央厚 10 cm 両側厚 6 cm とすると

桁1本の自重 0.064 t/m (桁巾 20.8 cm)

場所打ちコンクリートの重量

0.086 t/m ( ” )

4. 曲げモーメント

(1) 死荷重による曲げモーメント

a. 桁自重による曲げモーメント

$$M_{ab} = 0.104 \text{ tm}$$

b. 場所打ちコンクリートによる曲げモーメント

$$M_{aa} = 0.14 \text{ tm}$$

死荷重による曲げモーメント

$$M_d = M_{ab} + M_{aa} = 0.244 \text{ tm}$$

(2) 活荷重による曲げモーメント

桁1本当り (桁巾 20.8 cm)  $M_l = 0.89 \text{ tm}$

5. P.S.C. 桁の設計 (図-2 参照)

コンクリート圧縮強度 500 kg/cm<sup>2</sup>

” 許容圧縮応力 150 kg/cm<sup>2</sup>

” ” 引張応力 15 kg/cm<sup>2</sup>

ピアノ線破断強度 195 kg/mm<sup>2</sup>

” 許容引張応力 120 kg/mm<sup>2</sup>

W/C 33 %

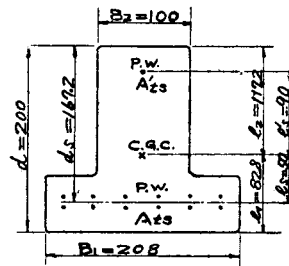
配合 重量比 1 : 1.2 : 2.3

破壊に対する安全率 2~3

図-2 の如き断面を採用すれば

コンクリート断面積	$A = 264.8 \text{ cm}^2$
断面2次モーメント	$I = 9259 \text{ cm}^4$
	$I/A = r^2 = 35 \text{ cm}^2$
断面係数 (下部)	$Z_1 = 1118 \text{ cm}^3$
” (上部)	$Z_2 = 790 \text{ cm}^3$
下縁より C.G.C. まで	$e_1 = 8.28 \text{ cm}$
C.G.C. より上縁まで	$e_2 = 11.72 \text{ cm}$
下部鋼線位置より C.G.C. まで	$e_s = 5 \text{ cm}$

図-2 Beam Section



上部鋼線位置より C.G.C. まで  $e_s' = 9 \text{ cm}$

下部鋼線断面積 2.9 mmφ 12本  $A_{ts} = 0.792 \text{ cm}^2$

上部 ” ” 1本  $A_{ts}' = 0.066 \text{ cm}^2$

下部鋼線初期緊張応力1本当り 850 kg

$$p_t = 12879 \text{ kg/cm}^2$$

上部 ” ”  $p_t' = \text{ ” }$

鋼線を切断した時の残留応力

$$\text{下部 } p_t = \frac{p_t}{1 + \frac{m A_{ts}}{A} \left(1 + \frac{e_s'^2}{r^2}\right)} = 12249 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{上部 } p_t' = \frac{p_t'}{1 + \frac{m A_{ts}'}{A} \left(1 + \frac{e_s'^2}{r^2}\right)} = 12773 \text{ kg/cm}^2$$

註：  $m=10$  とする。

残留緊張力 下部  $P_t = p_t A_{ts} = 9700 \text{ kg}$

” 上部  $P_t' = p_t' A_{ts}' = 843 \text{ kg}$

鋼線緊張による初期応力

註： 符号 1 は下部, 2 は上部, ' は上部のものを示す。

$$\text{下縁応力 } f_{1t} = \frac{P_t k_1 + P_t' k_1'}{A} = 83.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{但し } k_1 = 1 + \frac{e_1 e_s}{r^2} = 2.183$$

$$k_1' = 1 - \frac{e_1 e_s'}{r^2} = -1.13$$

$$\text{上縁応力 } f_{2t} = \frac{P_t k_2 + P_t' k_2'}{A} = -10.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{但し } k_2 = 1 - \frac{e_2 e_s}{r^2} = -0.6743$$

$$k_2' = 1 + \frac{e_2 e_s'}{r^2} = 4.014$$

コンクリートの乾燥収縮クリープによるプレストレスの減少を 15% と仮定すれば

下縁有効応力  $f_{1te} = +71 \text{ kg/cm}^2$

上縁有効応力  $f_{2te} = -9 \text{ kg/cm}^2$

死荷重による応力

註：場所打ち終了まで荷重は桁のみで負担する。

$$f_{1d} = \frac{M_d}{Z_1} = -22 \text{ kg/cm}^2, Z_1 = 1118 \text{ cm}^3$$

$$f_{2d} = \frac{M_d}{Z_2} = +31 \text{ kg/cm}^2, Z_2 = 790 \text{ cm}^3$$

活荷重による応力

註：活荷重は桁が合成せられて後負荷せられるから断面係数は高 20 cm の一体断面として計算する。従つて  $Z_{1t} = Z_{2t} = 1386 \text{ cm}^3$

$$f_{1t} = \frac{M_t}{Z_{1t}} = -64 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{2t} = \frac{M_t}{Z_{2t}} = +64 \text{ kg/cm}^2$$

以上の計算より得た応力を合成すると次のようになる。

	下縁応力	上縁応力
鋼線緊張による有効応力	+71 kg/cm <sup>2</sup>	-9 kg/cm <sup>2</sup>
死荷重による応力	-22 "	+31 "
活荷重による応力	-64 "	+64 "
合計	$f_{1to} = -15 \text{ kg/cm}^2$	$f_{2to} = +86 \text{ kg/cm}^2$

すなわち  $f_{1to} \leq 15$   $f_{2to} \leq 150$  で安全である。

参考 (1) 合成が信頼し得ず桁のみで荷重を負担するものと仮定すれば

$$f_{1to} = -30.5 \text{ kg/cm}^2, f_{2to} = +155 \text{ kg/cm}^2$$

すなわち下縁引張力が大となり不安である。

参考 (2) 合成が完全で鋪装部も有効に働いた場合は

$$f_{1to} = +11 \text{ kg/cm}^2, f_{2to} = +60 \text{ kg/cm}^2$$

すなわちこれは強度過大である。

以上の計算結果を総合すれば桁の合成が完全か不完全かにより強度は過大または過少となる。

### 6. 破壊の場合の応力及び抵抗モーメント並びに安全率

$t_{ult}$  : 鋼線破断強度 = 195 kg/mm<sup>2</sup>

$C_p$  : コンクリートの圧縮強度 = 500 kg/cm<sup>2</sup>

$A_s$  : 下部鋼線位置より上縁迄の距離 = 16.72 cm

$B_2$  : 桁の上巾 = 20.8 cm

$np$  : 圧縮側においてコンクリートが圧縮力を受持つ所要高 (矩形と仮定する)

$$= \frac{A_t t_{ult}}{C_p B_2} = 1.48$$

破壊モーメント  $M_{ult} = A_t t_{ult} \left( d_s - \frac{np}{2} \right) = C_p B_2 np^2$   
 $= 248\,000 \text{ kg-cm} \quad (258\,000)$

破壊に対する安全率  $F.S. = \frac{M_{ult}}{M_{to}} = 2.2 (2.275) > 2$

註：( ) 内の数字は仁杉博士の算式によるものである。

参考 (1) の場合

$$M_{ult} = 236\,000 (258\,000) \quad F.S. = 2.08 (2.275)$$

参考 (2) の場合

$$M_{ult} = 341\,000 (350\,900) \quad F.S. = 3 (3.1)$$

### 7. 主引張応力

$f_{tp} = -2 \text{ kg/cm}^2$  (合成を考えない場合)

すなわち桁だけについて考えても 2 kg/cm<sup>2</sup> に過ぎないから充分安全である。

### 8. 撓度

鋼線緊張有効応力による撓度  $\delta_{te} = -0.2 \text{ cm}$

桁の自重による (場所打ちを含む) 撓度

$$\delta_d = 0.12 \text{ cm}$$

活荷重による撓度

$$\delta_l = 0.23 \text{ cm}$$

合計

$$\delta = 0.15 \text{ cm}$$

$$\delta_l = \frac{1}{1.56} < \frac{1}{890}$$

### 9. 床版横方向に対する応力

横方向の応力は活荷重だけについて考えればよい。それは桁を並べ、場所打ちコンクリートが施工されて合成が完了するまで死荷重はすべて P.S.C. 桁で負担し横方向には応力を生じないからである。活荷重による撓度は縦横同一と考え縦方向の撓度 0.23 cm から横方向に対する単位当荷重を求め横方向両端を自由支持と仮定して  $M$  を求めると  $M = 129\,000 \text{ kg-cm}$  (巾 1 m 当り) となる ( $l = 6.3 \text{ m}$  とする)。

これより所要の厚さ  $d$  及び鉄筋量  $A_s$  を求めると

$$d = e_1 \sqrt{\frac{M}{b}} = 10.6 \text{ cm} < \text{(鉄筋位置は下部より 9 cm 以上)}$$

すなわち  $d = 11 \text{ cm}$  となる)

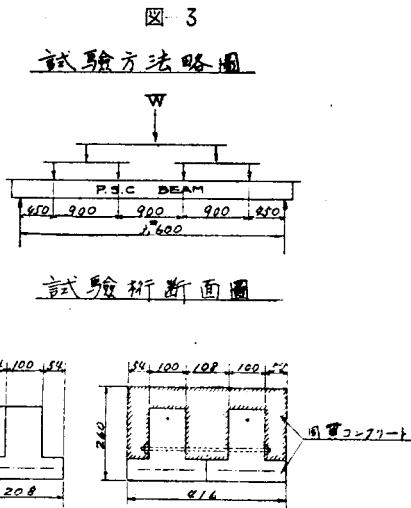
$$A_s = e_2 \sqrt{M/b} = 11.6 \text{ cm}^2 \text{ すなわち } 22 \text{ mm} \phi \text{ 丸鉄筋 } 3 \text{ 本}$$

但し  $\sigma_{ca} = 60 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_{sa} = 1\,200 \text{ kg/cm}^2$  とした値 この鉄筋は P.S.C. 桁の締付材として併用するためナット締とする。桁には前以てボルト孔を明けて置きボルトで締付けた後場所打ちコンクリートを施しその際ボルト孔はモルタルで填充されボルトは完全にコンクリート中に礎着されるから鉄筋コンクリートとして計算することが可能となる。

### 10. 破壊試験

破壊試験は 図-3 の如く 4 点荷重とし (1) 逆T型

桁1本の場合と(2)逆T型桁2本を合成したものとの2種類について行つた。試験成績は表-1.2の通りである。



備考 W=1tonの場合 曲げモーメントは 0.45ton-m と 9.3.

表-1

	(1)	(2)
設計		
$M_{1/4}$	0.104 tm	0.208 tm
$M_{3/4}$	0.14 "	0.28 "
$M_t$	0.89 "	0.178 "
$M_m$	1.134 "	2.268 "
$Z_1$	1118 cm <sup>4</sup>	4686 cm <sup>4</sup>
$Z_2$	790 "	4686 "

表-2

	(1)		(2)	
	計算値	試験結果	計算値	試験結果
初期龜裂曲げモーメント	1.52tm	1.616	6.374	6.432
破壊曲げモーメント	2.58 "	2.516	7.018	9.131
初期龜裂に対する安全率	1.34	1.425	2.81	2.84
破壊に対する安全率	2.3	2.22	3.1	4.02

備考:-

- 1) 計画初期龜裂曲げモーメントはコンクリートの曲げ引張強度を 65 kg/cm<sup>2</sup> として計算した値 [(2) はすべて完全な一体断面と仮定して計算した]
- 2) 設計破壊曲げモーメントは仁村博士の算式により計算した値
- 3) 試験結果の初期龜裂は計器の読みが (1) 3 t (2) 13 t の時に生じ破壊は (1) 5 t (2) 19 t の時に起

つた。これはいずれもピアノ線の切断によつて起り合成部分には何等の異状も認められなかつた。

- 4) この荷重に試験装置の重量及び桁の換算重量を加算すると初期龜裂は (1) 3.591 t (2) は 14.292 t となり破壊荷重は (1) は 5.591 t (2) は 20.292 t となる。
- 5) 上記荷重より求めたモーメントが試験結果の欄に記載した数字である。
- 6) 計器はオイル ジャッキ, ループ, ダイアルゲージ ストレインメーター, レベル等を用いた。
- 7) デフレクション, ストレス, ストレインの関係は記載を省略する。

### 11. 結論

設計の當初桁の合成はどの程度に信頼し得るかと言ふ点で大いに疑問があつた。

破壊試験の結果桁1本の場合にはほとんど計算と一致した値がでた。合成桁は合成の弱点があるから計算数値よりも低い値がでるものと予想していた。しかるにひびわれ荷重はほとんど計算と一致したが破壊荷重ははるかに大きな数値がでた。これは合成試験桁の場所打ちコンクリートの強度が大であつたからだと考えるが、いずれにしても合成部分には何等の異状を認めず完全な一体断面として計算し得ることの実証を得た事は大きな収穫であつた。

完全な一体断面として考えれば場所打ちコンクリートの強度を低下させることもできる。要するに現場の施工が所定の強度を得られるように責任ある施工ができるか否かによつて決せられるのである。

横方向の鉄筋はピアノ線を用いてストレスを与えるのが好ましいが現場施工を簡易にするため丸巻鋼のボルト締めとした。

実施の結果、架橋作業は実に簡易迅速であり、かつ高欄の一部を除き型枠支保工を要せず経済的にも鉄筋コンクリートに比して遜色のないことが実証されたのである。

欧米における P.S.C. の研究は驚くべき進歩を遂げ従来の鉄筋コンクリートでは困難な構造物が続々設計施工されている際、ひるがえつて我国の現状を見る時余りにも技術水準の低いのに驚かざるを得ないのである。この小さな一橋が P.S.C. 発展のための捨石の一片ともなれば望外の幸いである。

終りに本橋の架設にあたり七尾市長神野亮二氏の技術に対する理解ある御支援と土木課長道井豊氏の熱意ある御指導により日本最初の P.S.C. 橋の実現を見るに至つたことに対し深甚の謝意を表したい。

(昭.27.3.5.)