

けば δ_1 の値だけ求まる。すなわち第1回では

$$4\delta_1 = -\frac{100}{176.4} \quad \therefore \delta_1 = 0.142$$

のほかは全部零である。

第2回では δ_1 を含む点2に関する式、すなわち表一1の第2番目及び第10番目の式から

$$\delta_2 = 0.0355, \quad \theta_{y2} = 1 \times 10^{-3}$$

を得る。他は零である。

次に3回目はこの δ_2, θ_{y2} の値を使って、表一1の第1, 5, 4, 8番目の式からそれぞれ

$$\delta_3 = 0.1845, \quad \theta_{x1} = 0.484 \times 10^{-3}, \quad \delta_4 = 0.0178, \\ \theta_{x4} = -0.281 \times 10^{-3}$$

を得る。次に4回目これら値を使って同じような計算を繰返すと、すべての変形量は次第に収斂し

て表一2の結果となる。実用的に収斂するまでの繰返し回数、この場合10回数(實質上はその半分の回数である)要した。

かくてすべての変形量がわかれば表一3の計算の結果、各部材断面力が求まる(表一3は本文表一2の右につづくものである)。

b) 振りの影響を無視した場合の結果は表一3においてそれぞれ括弧内に示した。

(2) 誘導法の1つの順序を記したままであります、他意はありません。

(3) 工学上御説のとおりであります。しかし実際運算した結果から申しますと大して不便を感じませんでした。

表一3

m_i	$\theta_x = \beta\theta_x + \alpha\theta_y$	$\theta_y = \alpha\theta_x - \beta\theta_y$	$V_o = -\frac{6B}{L^2}(2\delta + L\theta_y)$	$M_o = \frac{2B}{L^2}(3\delta + 2L\theta_y)$	$T_o = \frac{C\theta_x}{L}$	$M_L = -\frac{2B}{L^2}(3\delta + L\theta_y)$
1	2 1.29×10^{-3} (—)	1.29×10^{-3} (1.44×10^{-3})	-55.2 (-58.0)	2955 (3113)	50.0 (—)	—
	3 -1.29×10^{-3} (—)	1.29×10^{-3} (1.44×10^{-3})	-55.2 (-58.0)	2955 (3113)	-50.0 (—)	—
	I -1.29×10^{-3} (—)	-1.29×10^{-3} (-1.44×10^{-3})	-32.5 (-32.6)	1438 (1420)	-50.0 (—)	-1817 (-1843)
	II 1.29×10^{-3} (—)	-1.29×10^{-3} (1.44×10^{-3})	-32.5 (-32.6)	1438 (1420)	50.0 (—)	-1817 (-1843)
2	IV 0.81×10^{-3} (—)	-2.09×10^{-3} (-2.28×10^{-3})	-1.0 (-0.3)	-259 (-318)	31.4 (—)	-356 (-353)
	4 2.09×10^{-3} (—)	0.81×10^{-3} (0.87×10^{-3})	-26.5 (-28.1)	1446 (1535)	81.1 (—)	—
	I -0.81×10^{-3} (—)	2.09×10^{-3} (2.28×10^{-3})	-37.8 (-40.6)	2199 (2364)	-31.4 (—)	—
	III -2.09×10^{-3} (—)	-0.81×10^{-3} (-0.87×10^{-3})	-12.3 (-12.8)	494 (512)	-81.1 (—)	-732 (-767)
3	4 -2.09×10^{-3} (—)	0.81×10^{-3} (0.87×10^{-3})	-26.5 (-28.1)	1446 (1535)	-81.1 (—)	—
	IV -0.81×10^{-3} (—)	-2.09×10^{-3} (-2.28×10^{-3})	-1.0 (-0.3)	-259 (-318)	31.4 (—)	-356 (-353)
	V 2.09×10^{-3} (—)	-0.81×10^{-3} (-0.87×10^{-3})	-12.3 (-12.8)	494 (512)	81.1 (—)	-732 (-767)
	I 0.81×10^{-3} (—)	2.09×10^{-3} (2.28×10^{-3})	-37.8 (-40.6)	2199 (2364)	-31.4 (—)	—
4	IV -1.03×10^{-3} (—)	-1.03×10^{-3} (-1.08×10^{-3})	-4.3 (-3.5)	65 (62)	-40.0 (—)	-368 (-379)
	VII 1.03×10^{-3} (—)	1.03×10^{-3} (1.08×10^{-3})	-4.3 (-3.5)	65 (62)	40.0 (—)	-368 (-379)
	3 1.03×10^{-3} (—)	1.03×10^{-3} (1.08×10^{-3})	-22.5 (-23.5)	1276 (1332)	40.0 (—)	—
	2 -1.03×10^{-3} (—)	1.03×10^{-3} (1.08×10^{-3})	-22.5 (-23.5)	1276 (1332)	-40.0 (—)	—

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

(土木学会誌第37巻第9号所載)

正 員 岡 田 清

予想される種々な困難を克服して、小規模ではありますがP.S.C.によるわが国最初の市街橋を設計架設されたことに深く敬意を表し、二、三の感想を述べます。

1. 11.60mの橋長に対してこれを3径間に分け、各径間3.84mという小さい逆T型P.S.C.桁を使用されたことは、桁製作あるいは架設についての現有施設上の制約およびそれにとり兼ねる経済的側面からの制限

をうけて、方針を決定されたものと思われませんが、その点簡単な御説明があれば、今後他の設計についてもはなはだ有益であると思います。

2. 桁の設計に際し、破断強度 195 kg/mm^2 の鋼線を用い、その許容引張応力を 120 kg/mm^2 (破断強度の61.6%)と定めておかれながら、実設計には鋼線切断直後の応力 $p_i = 122.49 \text{ kg/mm}^2$, $p_i' = 127.73 \text{ kg/mm}^2$ となるようにされています。始め定められた許

容応力という意味は緊張力導入時応力についてのものか、最終鋼線応力についてのものか、設計書としては明確でないようですが……。

3. 本桁のように断面の上下部に鋼線を挿入する場合、鋼線切断後の鋼線残留応力を厳密に求めるには、上部鋼線には下部鋼線、下部鋼線には上部鋼線による作用を考慮して

$$P_t = \frac{1}{ac-b^2} \left\{ P_t \frac{c}{np} - P_t' \frac{b}{np'} \right\} \quad \therefore p_t = \frac{P_t}{A_{ts}}$$

$$P_t' = \frac{1}{ac-b^2} \left\{ P_t' \frac{a}{np'} - P_t \frac{b}{np} \right\} \quad \therefore p_t' = \frac{P_t'}{A_{ts}'}$$

ここに

P_t, P_t' : 下部および上部鋼線の残留緊張力

P_t, P_t' : " の初期緊張力

$n = E_s/E_c$: 弾性比

p, p' : 下, 上部鋼線の鉄筋比

$$\left(p = \frac{A_{ts}}{A}, p' = \frac{A_{ts}'}{A} \right)$$

$$a = 1 + \frac{e_s^2}{r^2} + \frac{1}{np}$$

$$b = 1 - \frac{e_s e_s'}{r^2}$$

$$c = 1 + \frac{e_s'^2}{r^2} + \frac{1}{np'}$$

より求められるわけですが、 a, c に比べ b は非常に小さい値でありますから $b=0$ として大差がありません。本論文では $b=0$ とした場合であります。上式で計算すると p_t は 11 kg/cm^2 , p_t' は 68 kg/cm^2 増加した値をえます。なお弾性比 n (本論文では m) の値を 10 ととつて計算されておりますが、本桁使用のコンクリート強度から判定して $n=5\sim 8$ くらいにとるべきではないでしょうか。あらかじめ設計コンクリートについての実験があれば、その値から適当に決めるべきだと思います。

4. コンクリートの収縮およびクリープによる緊張力の減少 (本論文では 15% と仮定) は場所打ちコンクリートが硬化して、合成桁として作用しうる以前および以後引続いて起るものですから、より厳密には合成以前には、たとえば減少の 1/3 (5%) だけ、以後には残りの 2/3 (10%) が起るとして計算すべきですが、

一般には合成以前に減少が全部起るとして計算した方が、より安全側の結果をえるようです。したがって設計としては本論文のとおりで充分であると思います。

5. 場所打ちコンクリートによる合成が完成されてから、活荷重が作用した場合、場所打ちコンクリートの Prestress 材との接触面における引張応力は、一応検討する必要があるわけですが、本設計の場合 25.6 kg/cm^2 となりますから、Prestress 材と同品質のコンクリートを用いてある限り充分安全であると思われます。

6. 床版横方向に対しては本桁のように橋巾のせまいものでは、普通鉄筋を用いて充分でありましょう。そしてその計算の場合、本論文と同結果をえるのでありますが、本論文では許容応力 150 kg/cm^2 という高級コンクリートを使用しているながら、 $\sigma_{sa} = 60 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{sa} = 1200 \text{ kg/cm}^2$ として有効深さ d , 鉄筋量 A_s を求めるという、いかにも矛盾した、意味のない計算を行つているように考えられがちです。

したがつてむしろ最初より d を鉄筋挿入による桁連結を兼ねるに適当な位置にとり、 $d = e_1 \sqrt{\frac{M}{b}}$ より e_1 を逆算し、 $\sigma_{sa} = 1200 \text{ kg/cm}^2$ に採つたとき、この e_1 を満足する σ_c, p を求める方がより合理的な考え方でわかりやすいと思います。本桁のとき $d = 11 \text{ cm}$ にとれば $e_1 = 0.307 \cdot \sigma_{sa} = 1200 \text{ kg/cm}^2$ のときには $e_1 = 0.307$ に相当して $\sigma_c = 58.5 \text{ kg/cm}^2$ $p = 1.03\%$ ($A_s = 11.3 \text{ cm}^2$) となります。

7. 合成桁の破壊試験を行われ、合成度は予期以上に良好であつたとされていますが、この供試合成桁製作の場合、場所打ちコンクリートは桁製作後何日くらいで打たれ、試験は材令何日くらいでやられたのですか? また使用鋼線、コンクリートの強度は実際どのくらいあつたのですか? また桁と場所打ちコンクリートの接触面には目地継目のときのような作業を行われたのかどうか? ただ設計計算と荷重試験結果の比較のみで実際供試体の品質がわからないのでは合成が充分であるとか予期以上の成績であるとかの適確な参考資料とならないので簡単な御説明を願えれば幸甚に存じます。なお合成度については今後施設が許せば疲労試験による御検討を願えれば有難く存じます。

著 者 洞 庭 謙

私の拙文に対する御討議に対し深く敬意を表し以下簡単に御回答致します。

1. 橋長僅か 11.6 m の橋梁に対し 3 径間とした理由は

(a) 架橋附近は一帯の低地で水位は高く、かつ両側取付道路の盛土を高くすることは許されず、極度に橋体厚を薄くすることを要求された。

(b) 2 径間とすることも考えたが美観を損ずるのと