

大阪市大工学部 正員 橘 善 雄

同 正員 中 井 博

同 正員 増 田 吉 弘

本橋の設計施工についてはすでに報告されているが、今回は架設時の応力測定ならびにその完成に伴う実験の結果を報告する。

1) 架設応力の測定

本橋の概略図を図-1に示す。応力測定は期間が長期にわたるため振動線歪み計を用いた。測定結果は表-1に示しているが、コンクリート打設の際の仮支点の沈下やブトレス導入時に施工上やむをえず相当な時間を要したことなどの理由により、測点によつては計算値と少し離れているものもあるが、大体において所要のプレストレスが導入されたものと考えてよい。また6ヶ月間の応力変化測定によつて本橋の収縮、クリープ応力の計算は大体妥当であることがわかった。

設計には、クリープ係数は $\phi_1=2$ 、 $\phi_2=4$ と仮定しているがこれに対してクリープ試験を行った。8×8×40cmのコンクリート供試体11本のうち3本は材令3日目、3本を28日目にスプリング装置により載荷し、残りは Control beam として使用した。Hugenberg defomator による6ヶ月間の測定の結果 $\phi_1=2.3$ 、 $\phi_2=3.8$ を得たので、計算に用いたクリープ係数はほぼ妥当であることがわかった。

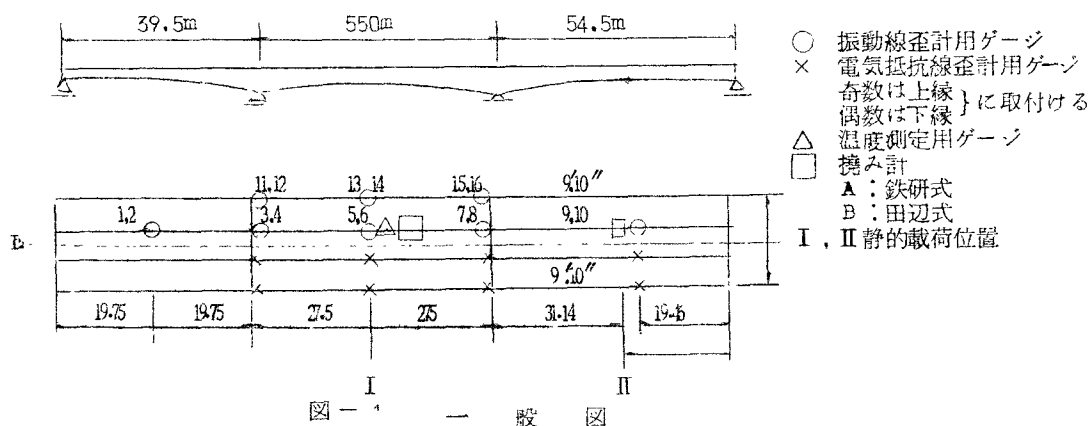


表 1 . 架設応力測定表

(Kg/cm²)

測定	支点持上げ		ユクリ打設および 仮支点除去		支点沈下		鋼棒による プレストレス		支点沈下後6ヵ月	
	実測値	計算値	実	計	実	計	実	計	実	計
1	329	468	340	-438	-100	-101	108	9	-314	-388
2	-284	-331	150	305	587	521	-75	-46	328	304
3	451	339	436	646	-238	-153	-180	-163	330	382
4	-439	-315	-586	-600	642	527	-5	-5	-622	-683
5	—	—	-306	-165	-405	-269	11	21	1070	724
6	-886	-977	155	317	1464	1468	-89	-113	100	238
7	579	581	615	826	-336	-252	-178	-202	467	698
8	-571	-539	-680	-820	762	871	-15	-10	-840	-952
9	721	674	-461	-271	—	—	10	9	—	-492
10	-536	-378	612	723	622	551	-41	-38	724	891
11	312	339	424	646	-168	-153	-154	-163	122	382
12	-485	-315	-560	-600	515	527	-10	-5	-807	-683
13	1860	1676	-327	-165	-378	-269	5	21	806	724
14	-1017	-977	212	317	1369	1468	-93	-113	88	238
15	424	581	521	826	-210	-252	-180	-202	428	698
16	-525	-539	-624	-820	738	871	-5	-10	—	-952

2) 載荷試験

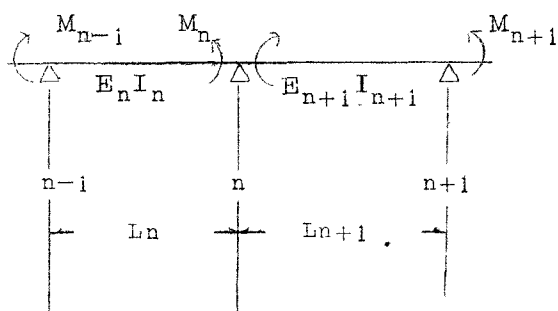
a) 静的載荷試験

測定器としては架設応力測定には振動線ひずみ計と抵抗線ひずみ計、また撓み測定には田辺式と鉄研式撓み計を用いた。測定器取付位置及び載荷位置は図-1に示した。荷重は4台のトラックに砂利を満載し各約15tとして使用した。測定結果の計算値に対する比は、応力72～98%、撓み76～88%でありほぼ良好な結果が得られた。

b) 動的載荷試験

a) に用いたトラックを1台または2台を夫々速度10, 20, 30Km/hrで走行せしめ撓み計により記録した。上記の荷重による衝撃値として12～27%を得た。

固有振動週期の実測値は0.565Secであつたが、計算値は次の方法²⁾により求めた。



$$\left. \begin{aligned} L_n &= a_n L_0 \\ m_n &= b_n m_0 \\ E_n I_n &= c_n E_0 I_0 \\ h_n^4 &= b_n / c_n \\ K_n &= a_n h_n \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

m ; 桁単位長さ当りの質量

とすると動力学的3連モーメントの式により

$$\frac{M_{n-1} a_n \psi_n}{6} + \frac{M_n}{3} \left\{ \frac{a_n \theta_n}{c_n} + \frac{a_{n+1} \theta_{n+1}}{c_{n+1}} \right\} + \frac{M_{n+1} a_{n+1} \psi_{n+1}}{6} = 0 \quad (2)$$

ここで θ_n, ψ_n は

$$\left. \begin{aligned} \theta_n &= \frac{3}{2K_n \lambda_0 L_0} (\cot h K_n \lambda_0 L_0 - \cot K_n \lambda_0 L_0) \\ \psi_n &= \frac{3}{K_n \lambda_0 L_0} (\operatorname{cosec} K_n \lambda_0 L_0 - \operatorname{cosec} h K_n \lambda_0 L_0) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

固有振動週期は

$$T = \frac{2\pi}{\lambda_n^2} \sqrt{\frac{M_n}{E_n I_n}} = \frac{2\pi}{\lambda_0^2} \sqrt{\frac{E_0 I_0}{m_0}} = \frac{2\pi}{\lambda_0^2 h_n^2} \sqrt{\frac{E_n I_n}{m_n}} \quad (4)$$

よりきまる。本橋の計算値は0.623sec で実験値との比は91%であり連続合成桁として十分働いていることを示す。

3) 温度測定

温度測定は図-1に示した位置で振動線ひずみ計温度用ゲージにより5月21日より22日まで24時間にわたって測定を行つた。この測定の場合には示方書に示すような床板及び鋼桁の温度が一様でその間に何度かの差があるとか、またコンクリート上縁まで直線勾配であるといった状態は実際に遠いものと思われた。21日午前5時の温度を一応基準とし22日午後5時の温度差をとると図-3の温度差分布が得られ、これより温度応力分布を計算すると同図点線が得られた。この様な場合にも床板下縁にかなりの引張応力が現われることは注目すべきことであると思う。設計に際して温度応力の計算を合理的に行うことは今度残された問題であると考えらる。

本実験に関して大阪市役所橋梁課の方々の多大の御協力を得たことを感謝します。

1) 橋, 近藤, 佐伯; 連続合成桁毛馬橋の施工並びに応力測定について。

第15回土木学会年次学術講演会 昭和35年5月

2) G. L. Rogers, Dynamics of Framed Structure

1959, p 244

3) 吉村 他; 合成桁の温度分布と変形ならびにこれらの結果から算定した温度分布について

土木学会誌 44巻 12号

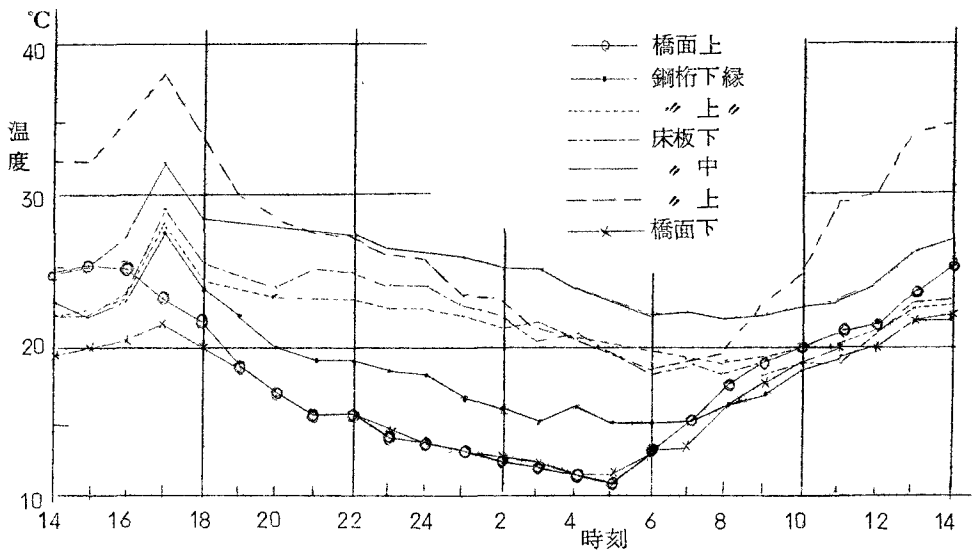


図-2 一昼夜温度変化図 (1960 - 5月11-22日)

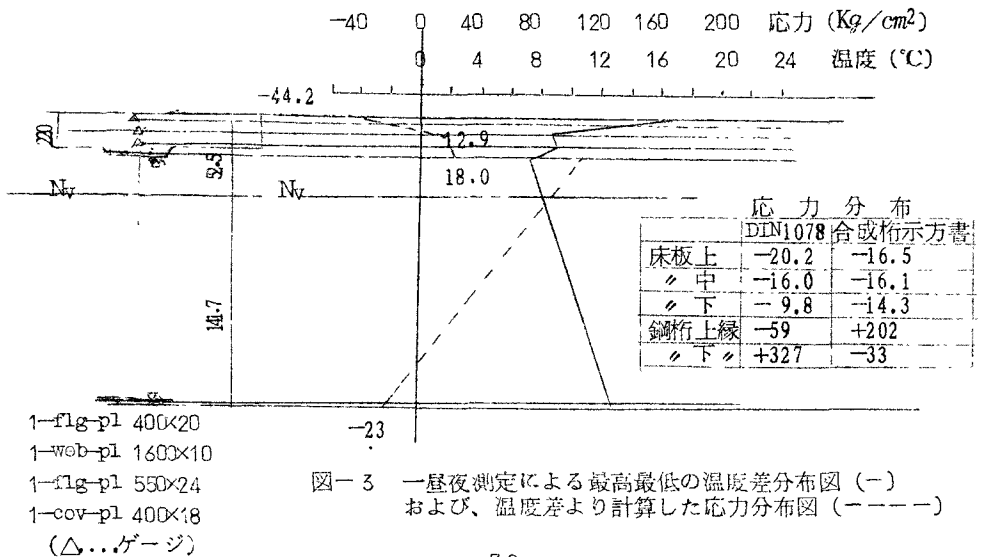


図-3 一昼夜測定による最高最低の温度差分布図 (—) および、温度差より計算した応力分布図 (-----)