

マンモス跨線橋の引出し架設 — 蒲田陸橋架設工事中の安全試験について —



伊藤 文人*
針ヶ谷 侑**
北原 一成**

1. まえがき

蒲田陸橋は都市計画街路環状8号線の一部であり、蒲田駅構内南端に位置し、東海道本線を始め、横須賀線、京浜東北線、貨物線など、十数条のレールを横断している。本橋は一等橋であり、跨線橋部分は橋長 60.2m、巾員 26.5m、総鋼重 547.8t のランガー桁である。架設は海側取付道路および側径間合桁の上に軌道を敷き、その上で歩道関係部材を除いて組立てを完了し、支間の山側約半分に工事桁を架設しておいて、橋桁をトローラーとローラーにより引き出す縦取り工法で行なった。図-1 および 図-2 に一般図、架設設備概要図を示す。架設工事については、「土木施工」¹⁾を参照されたい。

図-1 一般図

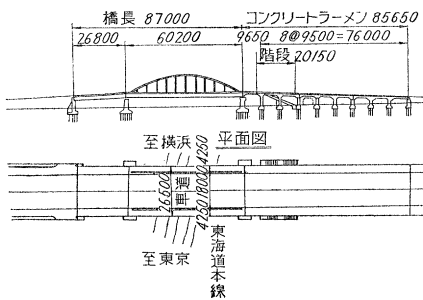
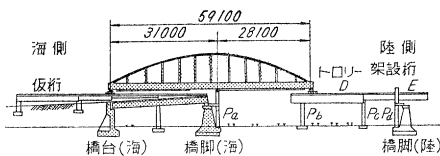


図-2 架設設備概要図



架設工事において万一事故のあった場合には、鉄道輸送に重大な影響をおよぼすことになるので、本引出し工法の全般について、計算上仮定の多いものや、算出方法に疑点のあるものについては、すべて試験によりその安全

* 正員 国鉄技術研究所
** 正員 東京都道路建設本部建設部

性を確認することにした。試験は2回にわたり深夜電車閉そく時に施工し、測定は主として鉄道技術研究所が行なった。測定結果については、大半が鉄道技術研究所速報²⁾に載っているが、それに接する会員も少ないのではないかと考え、ここにその集約と対策などを報告する。

2. 試験項目

種々検討の結果、次の4項目について試験により安全を確認することにした。

(1) ランガー補剛桁の腹板強度

ランガー桁の架設時、総重量は対重 50t をふくめて 551t であり、ローラーの最大予定荷重は片側について 236t である。補剛桁は2枚の腹板を有するから、腹板1枚につき最大 118t の集中荷重が作用することになる。ローラーの片当たりなどによる偏荷重の可能性もあるので、架設時の腹板強度を検討することにした。

(2) ローラー軸承部の耐用性

前述のように、ローラーの最大予定荷重は 236t という大きな値であるため、軸承部メタルの降伏や焼付けが起る可能性が考えられたので、試験によりその耐用性を検討する。

(3) 引き出し抵抗力

引き出し作業中、(2)項とも関連して、異常な抵抗力の発生も考えられたので試験により抵抗力を測定する。

(4) P_A ベントの沈下

ローラーを支える P_A ベントは、橋脚のフーチング上に載せてあるので、橋脚の沈下、傾斜およびフーチング根元のひびわれ発生の有無を試験する。

3. ランガー補剛桁の腹板強度

(1) 試験方法

図-3 に示すように L₁~L₅ 格間において、補剛桁の外側腹板に荷重を加えて荷重点直上の腹板のひずみを測定する。荷重は2台の 150t 油圧ジャッキにより最大 180t まで加えた。載荷箇所は腹板の添接に吊材や補剛

図-3 試験荷重載荷位置

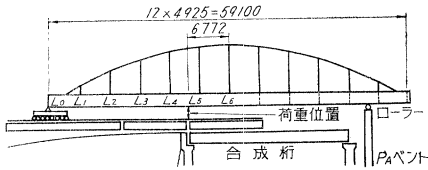
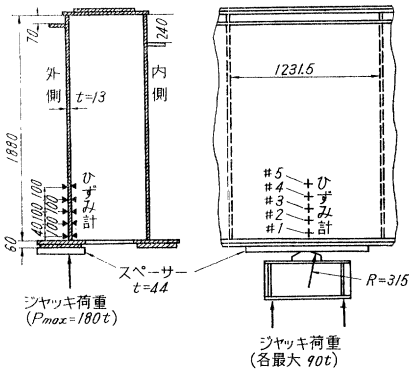


図-4 ひずみ計はりつけ位置



材などの影響の最も少ない箇所、すなわち最も弱いと考えられる断面とした。

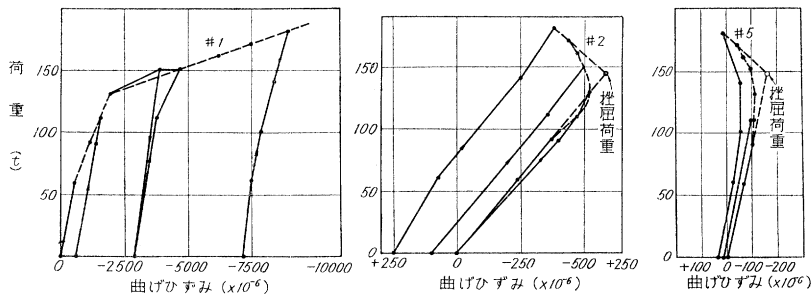
荷重条件は架設時とできるかぎり等しくなるように考え、架設時に用いるものと同じ厚さ(44mm)を有するスペーサーを介し、ローラーと同じ半径(315mm)を有する載荷台をはさんだ。ひずみは荷重点直上に100mm間隔に2方向抵抗線ひずみ計(ポリエステルゲージ商品名:KPR-4)を貼り、腹板表裏のひずみを測定した(図-4参照)。

(2) 試験結果とその考察

試験は、温度の影響を極小にするため、昭和35年10月6日の夜に実施した。

最も荷重点に近い測点No.1は、180tの試験荷重により 17000×10^{-6} のひずみを生じており、完全な降伏状態に入り大きな塑性変形を生じた。そのため荷重を除去したのちにも、その点ばかりでなく応力値が降伏点に達しないような点、たとえばNo.5などにも残留ひずみが表われた。しかし危険を感じさせるような外観上

図-5 腹板の曲げひずみの変化



の変化はまったく認められなかった、腹板の座屈変形の進行状態を知るために、鉛直方向ひずみの表裏の差を図-5に示す。これは腹板をふくむ平面に直交する方向への変位による曲率の増減を示すものである。

測点No.1においては、荷重60t程度で早くも直線性を失い、腹板の曲がり急増している。荷重が130tに達すると、きわめて急激に変形が増大する。この増大した変形ほとんどすべてが荷重除去後に残留し、しかも再負荷時にはほぼ直線的にひずみが増加するので、これらの変形は主として降伏によるものと考えられる。約60tで表われる曲線の折れ曲がり、測点No.1よりもさらに荷重点に近い部分の降伏による応力がNo.1におよんできたものか、あるいは荷重装置の当たりによるものと考えられ、130tで表われる降伏は測点No.1自身が降伏を始めたものと解される。

測点No.2よりNo.5までにおいては、約90t以上で折れ曲がる。すなわち、この荷重値から腹板の曲げ変形の荷重に対する増加率は徐々に変化しはじめ、その前後において腹板の変形状態は明らかに変化する。

最大荷重180tに達したのち、一度荷重を除去し再負荷すると、その変形の状態は始めの負荷の時とは異なったものとなる。これは塑性変形を生じているので当然であるが、No.2においてはNo.1と同様に再負荷時のひずみは、ほぼ荷重に比例しているが、No.5(No.3, No.4も同じ)では再負荷時にも非直線性を示した。これは一度最大荷重を加えて塑性変形を起こさせたのちの変形は、ほぼ弾性変形として扱えるとの仮定が許されるならばNo.5(No.3, No.4)の記録は弾性範囲内であっても腹板の曲げひずみが、荷重に対して非直線性を持つもの、と解さなければならない。このことからNo.5(No.3, No.4)の記録は、腹板が弾性的にも座屈状態に入っていることを示すものと考えられる。

以上図-5から、最大荷重時には着点付近における局所的な降伏と、測定点のすべてをふくむ全体的な腹板の座屈が、ともに存在するといつてよいと考えられる。すなわち、腹板の一部に降伏領域の表われた徴候の認め

られるのは約60t、明らかに測点の中に降伏を示した荷重は130t、座屈限界荷重は約150tと考える。

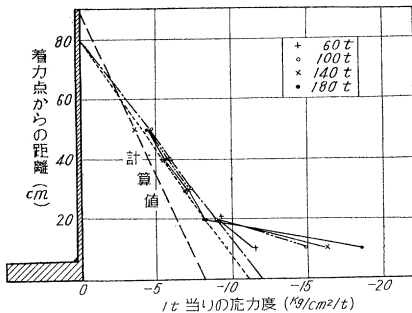
図-6,7に荷重1t当たりの各測点の応力を示す。測定値は、始めに最大荷重に達するまでのひずみについては考えないで、最大荷重にあげることによって塑性ひずみを十

分に起こさせたのちに行なった、再負荷時の値により応力に換算した。またこれらの値は腹板の表裏の平均値を示したもので、座屈変形による曲げ応力はふくまれていない。弾性係数は降伏点以下のものと同じ値をとり、最大荷重までフックの法則が成り立つものと仮定している。

測点 No. 1 では荷重が大きくなると急激に応力も増大するような結果になっているが、この測点に生じた塑性ひずみは非常に大きなものであり、前述の換算方法にも疑わしい点があるばかりでなく、抵抗線ひずみ計の追従性にも多少疑問が持たれるほどであるため、一応次の考察からははずすことにする。

図-6 の水平方向応力は No. 2 から No. 5 まで、荷重に比例していることが確かめられ、フランジ下面から上方に測って約 80 cm の点が 0 で、フランジ下面において荷重 10 t 当たり 108~118 kg/cm² に相当する直線分布をしている。この分布は通常の桁理論により計算

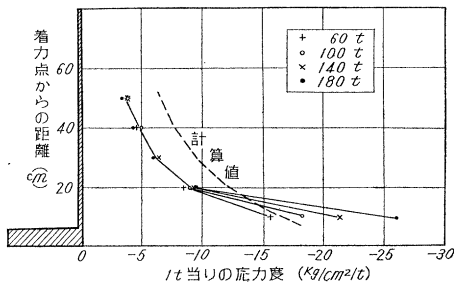
図-6 水平方向応力の分布



して求めた値にくらべて、4割以上過大なフランジ応力を与えている。これは計算値には格間における補剛桁の局所的な曲げ応力を考えていないことと、応力分布に対する集中応力の影響とが原因しているものと思われる。

図-7 は鉛直方向応力の分布を示すもので、No. 1 の測点を除けば計算値より小さな値を示している。この計算値は鉄道技術研究所、中間報告 6-126「プレートガダーを補剛材のない点で支えた場合に腹板に生ずる応力」により計算したもので、富士川橋梁にくらべて鉛直方向応力の分布が、局部的であるような傾向を示している。その原因は、フランジの剛性が予期以上に大きく作

図-7 鉛直方向応力の分布



用しているか、吊材の影響などがあるのではないかと想像される。

(3) 補剛桁の補強

試験の結果明らかになった事項を要約すると次のようになる。

- ① 着力点に最も近い測点は、ローラー荷重 130 t において降伏状態に入ったものと認められる。
- ② ローラー荷重約 150 t において腹板は座屈状態になる。
- ③ 荷重が 180 t になっても補剛桁は耐荷力を示し、荷重を除いた後は外観上認められる残留変形はない。

以上の結論を検討した結果、腹板 1 枚当たりローラー荷重が 130 t を越える位置については、腹板下端付近に永久変形を防止するために補強を行なうことにした。図-8 に補強方法を、図-9 に補強区間とローラー反力を示す。図-9 の試験用補強区間とは、次の試験のためローラー反力が大きくなるので補強したものである。またローラー反力は腹板 2 枚当たりの値であり、ローラーの片当たりや衝撃などを考えて 1.3 倍した値を考えることにした。

図-8 腹板の補強方法

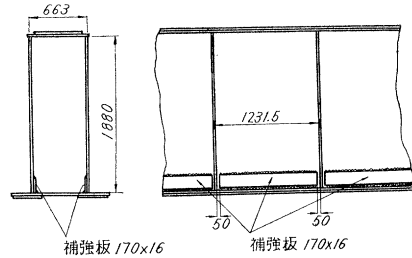
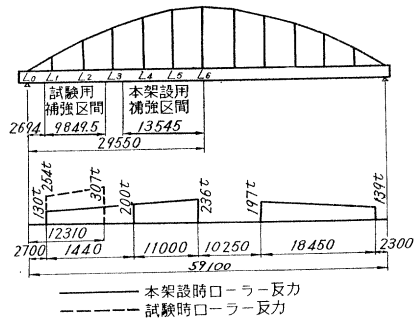


図-9 補強区間とローラーの反力図

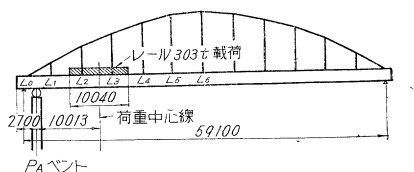


4. ローラー軸承部の耐用性

(1) 試験方法

山側桁端より 12.7 m の位置に 303 t のレールを載せて (図-10 参照)、この桁を約 10 m 往復移動させてローラーの耐用性を見ることにした。この载荷によりローラーの反力は最大 307 t となり、予定最大荷重 236 t の 3割増しの状態の試験を行なった。

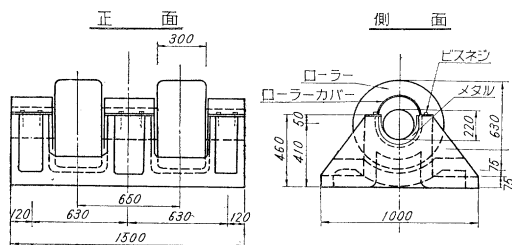
図-10



(2) 試験結果とその考察

ローラーの形状寸法を 図-11 に示す。ローラーの材料は 鋳鋼、ローラー軸は S 50 C (機械構造用炭素鋼) であり、軸承メタルは BC 5 A (青銅鋳物) で作られている。まずローラー部や、メタル部に生ずる支圧応力や温度上昇の概算を記す。

図-11 ローラーの形状寸法図



a) 軸承部の支圧応力 軸承部の軸とメタルの半径を R_1, R_2 、ポアソン比を ν_1, ν_2 、ヤング率を E_1, E_2 とし、接触巾を $2b$ とすれば (図-12 参照)、Hertz の式により次のようになる。

$$2b = 2\sqrt{\frac{4P(K_1 + K_2)R_1R_2}{\pi(R_2 - R_1)}}$$

ただし

$$K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{E_1} \quad K_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{E_2}$$

P : 軸の単位長さ当たりの荷重

ここで $\nu_1 = \nu_2 = 0.3$ $E_1 = 21\,000 \text{ kg/mm}^2$ $E_2 = 10\,000 \text{ kg/mm}^2$

P : $307 \times 10^3 \times 1/760 \text{ kg/mm}$ (760 mm は軸の接触長さ)

R_1 : 110mm R_2 : 115mm

として $2b$ を求めると、 $2b = 26.4 \text{ mm}$ となる。メタルが降伏しないものとして、支圧応力 q_0 は次式で求まる。

$$q_0 = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{P}{b} = 19.5 \text{ kg/mm}^2$$

この値は S 50 C の降伏応力より低いが、BC 5 A の降伏応力より高いので、メタル部分は幾分降伏して接触巾は計算値より幾分大きくなると思われる。局所的な接触が起きている場合でも、接触部最高応力はその材料の降伏点の 2 倍から 3 倍の値までとれるので、計算値 19.5 kg/mm^2 は、特に心配するほどの高い値ではない。BC 5 A の降伏点は 15 kg/mm^2 と考えられるので、最高

圧力は $50 \sim 60 \text{ kg/mm}^2$ 程度である。

b) メタル部分の最大せん断

応力とその位置 前記のように軸承全体としての降伏は特に考える必要はないが、メタルがあまり“うすい”と内部のせん断応力最大の位置がこのメタル全域にわたるおそれがあるので、最大せん断応力値と、その位置を確かめてみる必要がある。この値をそれぞれ τ_0, δ とすれば大体次の値となる。

$$\tau_0 = 0.3 q_0 \approx 6 \text{ kg/mm}^2$$

$$\delta = 0.78b \approx 10 \text{ mm}$$

最大せん断応力が 6 kg/mm^2 であり、BC 5 A のせん断降伏応力より小さい値と考えられる。 $\delta = 10 \text{ mm}$ は、メタルの厚さが 30 mm あるので大体安全な値であると考えられる。

c) 軸承部に発生する熱量と温度上昇 軸承部で毎分消費されるエネルギーを W とすれば次のように示される。

$$W \leq P \mu V \text{ (kg} \cdot \text{m)}$$

ただし P : 最大荷重 $= 307 \times 10^3 \text{ kg}$

μ : 摩擦係数 ≈ 0.1

V : 軸周速さ $= 0.33 \text{ m/min}$

として、10 分間に発生する熱量を求めてみる。

$$W \approx 10^6 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

これをカロリーに直す

$$Q = 4.3 \times 10^4 \text{ cal}$$

となる。軸承部の温度の上昇を正確に計算で求めることは大変なので、この熱量を軸およびメタル部分の表面から 5 cm の間で平均的に受け持つとした場合の温度上昇を推定してみる。この温度上昇を T とすれば

$$T = \frac{Q}{C}$$

ここで C は金属の熱容量で、概算 $3.1 \times 10^3 \text{ cal/deg}$ となる。したがって

$$T \approx 15^\circ\text{C}$$

これは非常に概略の値であるが、10 分間の軸承部の温度上昇がそれほど高いものでないと推定できる。

d) 試験結果とその考察 試験は昭和 35 年 11 月 12 日実施され、その結果は次のとおりである。

① 軸と軸承の状況: 橋桁移動にともなって荷重は次第に増加してゆくが、軸面に十分グリースを付着しておくとして焼付現象は認められず、一部の軸を除いては大体良好な軸承状態を示した。

② 軸承メタル面の観察: ローラーを取りはずして軸承メタル面を観察したが、その大部分は非常に滑らかで、軸の当たる部分は金属光沢をしているため、はつき

りと判別できた。接触巾の実測値は約 30 mm で、前記の計算値 26.4 mm に大体近いことがわかった。軸の一部に条痕がついていたが、メタル面には球状の固い鉄粒子が散在していた。これは付近で行なったガス切断作業のため飛び込んだものと考えられる。

③ 温度上昇：10 分間連続運転したときの軸温の温度上昇は 10°C 前後であった。この値は、約 10 分間の運転休止で再び初期の温度程度に低下することが明らかになった。

以上の結果、試験によって傷ついた軸および軸承をけずりなおして使用することとし、使用中はたえず十分給油すれば、試験と同一条件においては十分その耐用性があることがわかった。

5. 引き出し抵抗力

(1) 試験方法

試験は前項のローラーの耐用性の試験と同時に進んだ。引き出し抵抗力は桁の下面にそりがあるため、引き出し時よりも引きもどし時の方が大きくなるので、張力計は引きもどしの力を測定することにした。張力計は図-13 に示すように、引きもどしワイヤをかける滑車とアンカーの間にそう入した。試験時に用いるワイヤ、アンカーなどの設備は 60 t の荷重に耐えるように準備した。張力計は容量 50 t のものである。

引き出しに使用したウィンチは 20 HP エンドレス ウィンチで、図-14 にワイヤまわしを示す。このワイヤまわしは試験にのみ用い、本架設は一部修正して用いた。図-15 に張力計の形状を示す。その測定部はニッケルクロムモリブデン鋼 (JIS G 4103 の SNCM9) でできている。この表面には抵抗線ひずみ計を、曲げの影響を受けないように配置接着した。なお試験に先立って、張力計は日本鋼管において検定を行なった。

図-13 張力計の取り付け位置

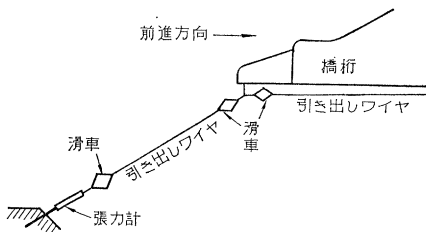


図-14 エンドレス ウィンチを用いたワイヤ仕込み方法

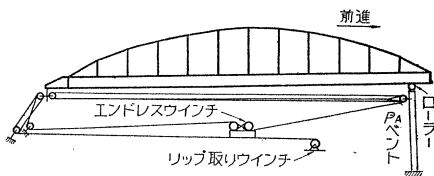
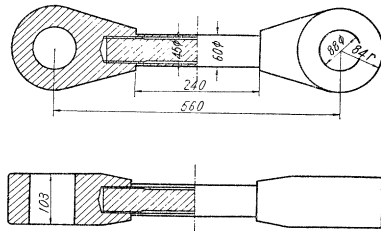


図-15 50 t 引張荷重計

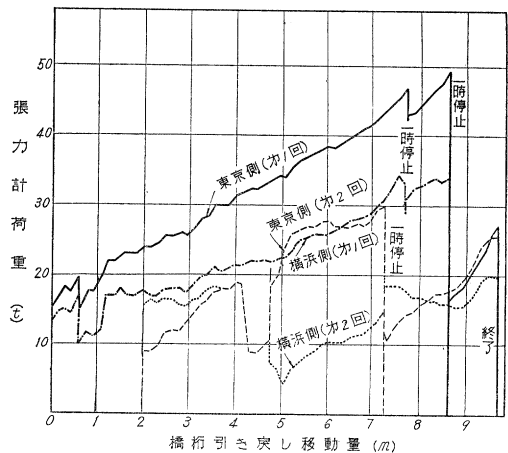


(2) 試験結果とその考察

図-16 に張力測定結果を示す。

始め橋桁支承部がローラーから 12 m はね出すまで張力計には比較的小さな荷重しか加えられなかった。この荷重は桁の前進につれて減少する傾向を示し、「リップ取りウィンチ」の操作によってワイヤの固有張力が増加した場合だけ、増加した。桁の前進によりワイヤの固有張力が減少し、借しみの 8 車ブロックが下降して接地してしまうので、エンドレス ウィンチの作動に必要な最小ワイヤ張力を確認することができなかった。

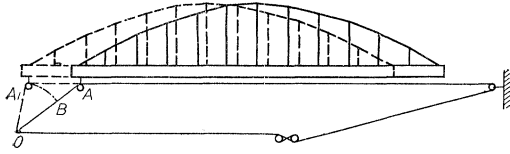
図-16 引きもどし時張力測定結果



引きもどし開始後、張力計荷重は橋桁の移動開始まで急激に増大し、さらにその後増加の傾向を示した。張力の増加は引きもどし量が大きくなるほど急激となり、引きもどし量 7.7 m において東京側の張力が 45 t を越えたのでいったん停止し、「リップ取りウィンチ」の操作によってワイヤ張力をゆるめた。しかしゆるみみが少なく再度引きもどしたときに同じく東京側が 49 t に達したので、再び停止しワイヤ張力を完全に解放した。その結果、張力は減少し、再び 20 t 以下の張力で引きもどしを開始することができた。

この張力増加は、図-17 により模型的に説明すると、桁の引きもどしにより A 点が A₁ 点に移動する場合に、 $AA_1 + A_1O - OA = AA_1 - AB$ だけワイヤが長くなる必要があるため、ワイヤの固有張力が増大するものである。

図-17 ワイヤ仕込み模型図



そこで第2回目には「リップ取りウィンチ」を操作して、ワイヤの固有張力を極力ゆるめながら引きもどしを行なった。しかし左右2台のウィンチの操作がうまく平衡して行なわれなかったため、その結果は思わしくなかった。図-16の第2回目の4~5m引きもどし量の位置における急激な張力変動は、急激な「リップ取りウィンチ」の操作により生じたものである。

試験の途中4回のワイヤをゆるめた停止状態からの引きもどし開始時の荷重は、固有張力がきわめて小さいので、すべて橋桁の走行抵抗によるものと考えてよい。その時の値から摩擦係数を求めたのが表-1である。表中のローラー抵抗とは、ワイヤの傾斜や橋桁のそりなどによる影響を除いたものであり、後方台車や滑車その他の影響は無視した。ローラー部摩擦係数は単にローラー抵抗をローラー荷重で割ったものであって、軸摩擦係数はローラー部摩擦係数をすべて軸の滑り摩擦抵抗によるものとして換算したものである。単純化するために、多くの抵抗要素を無視しているため、真の摩擦係数はこれらの値より小さいはずである。表から求められた軸摩擦係数の平均値は0.076であるが、バラツキが大きく標準偏差は0.018となるので、軸摩擦係数は0.1以下と考えるのがよい。

表-1 引きもどし抵抗測定結果

移動距離 (m)	起動時張力 (t)				ローラー抵抗 (t)	荷重 (t)	ローラー部摩擦係数	軸摩擦係数	備考
	東京側	横浜側	平均						
12.0	15.0	13.0	14.00	7.88	305	0.026	0.077	第1回	
10.0	9.0	15.5	12.25	5.72	292	0.020	0.056	第2回	
4.7	12.0	18.5	15.25	7.17	263	0.027	0.078	第2回	
3.4	16.5	17.0	16.75	8.34	258	0.032	0.093	第1回	

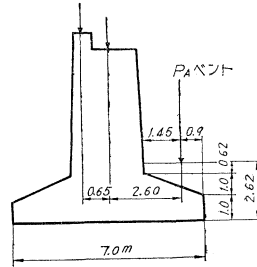
この結果からローラー抵抗そのものは、予想した値よりかはるかに小さいことがわかり、ローラーの抵抗に関するかぎり架設時に危険を生ずる恐れは見出されない。しかし橋桁の移動にともなうワイヤ固有張力の変動は、図-14のワイヤまわしを行なう場合には、きわめて大きな値となりうるから十分注意を要する。

6. P_A ベントの沈下

(1) 試験方法

試験はローラーの耐用性および引き出し抵抗力の試験と同時に進められた。図-18に橋脚と P_A ベントの関係を示す。橋脚基礎杭の支持力が不足し、沈下すれば、橋脚の沈下、傾斜あるいはフーチング根元のひびわれ発生

図-18

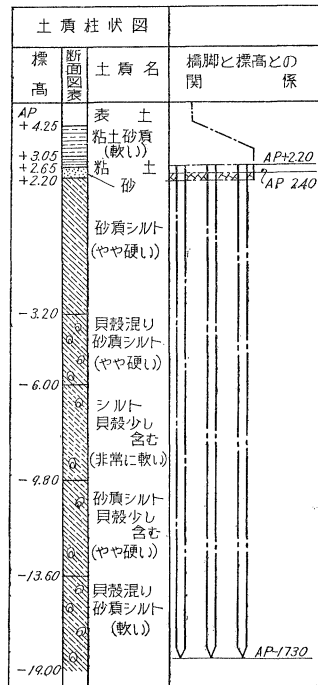


- ③ 橋脚天端に気泡管式傾斜計を設置して傾斜を測定する。
- ④ 橋脚フーチングと躯体との間のクラック発生をダイヤルゲージで測定する。

(2) 試験結果とその考察

基礎杭は鉄筋コンクリート造り φ35 cm、長 20 m で、

図-19



などが考えられるので、次の方法でその測定を行なった。

- ① ダイヤルゲージにより P_A ベント位置の沈下を測定する。
- ② 水管式傾斜計により同上の測定を行なう。

架設時の最大所要支持力は 36 t/本である。図-19に付近の土質柱状図を示す。この基礎杭は動力学的支持力公式、静力学的支持力公式および付近のほかの杭の載荷試験結果などから、支持力 50 t/本は十分期待できるものと推定される。ダイヤルゲージによる沈下測定結果は表-2のとおりである。

水管式傾斜計による沈下測定結果によると、第1回

引き出し直後において東京側 0.13 mm、横浜側 0.07 mm の沈下を示しており表-2の値とくらべてよく一致している。

表-2 ダイヤルゲージによる沈下測定結果

	跳出距離 (m)	P _A 反力 (t)	沈下 (mm)	
			東京側	横浜側
第1回 引き出し直前	2.357	254	0.00	0.00
第1回 引き出し直後	12.000	305	0.11	0.07
第1回 引出後20分放置後	12.000	305	0.11	0.06
第1回 引きもどし直後	2.357	254	-0.04	-0.05
第2回 引きもどし直後	2.357	254	0.00	0.00

気泡管式傾斜計による傾斜測定結果は、その値は最大15秒程度であるが、傾斜計が体温や懐中電灯の熱にも敏感に反応してしまうので、試験時の条件下では観測値に信頼がおけなく、ダイヤルゲージによる沈下測定結果との関係がつかないので省略する。

橋脚フーチングのクラック発生の測定結果は表-3のとおりで、横浜側の値が測定誤差か微少のクラック発生を示すものか不明である。

表-3 橋脚フーチングのきれつ発生の観測

	フーチングと壁との開き (m)	
	東京側	横浜側
第1回引き出し直後	0	0.01
第1回引き出し直後	0	0.02
第1回引き出し後20分放置後	0	0.01
第1回引き出し直後	0	0.01
第2回引き出し直後	0	0.01

以上の結果、 P_A ベントの沈下は架設に対して十分安全であることが確認された。

7. あとがき

当時の状況を示す写真を載せる。写真-1は組立てられたランガー桁の、写真-2は303tのレールを桁に載荷した状況である。写真-3はローラーが桁を支えているもので、カット写真は303tのレールを載せて雨中に引き出し試験を行なっている状況で、桁は約12mはね出している。

試験および架設工事は東京都の施工であるが、これが

写真-1

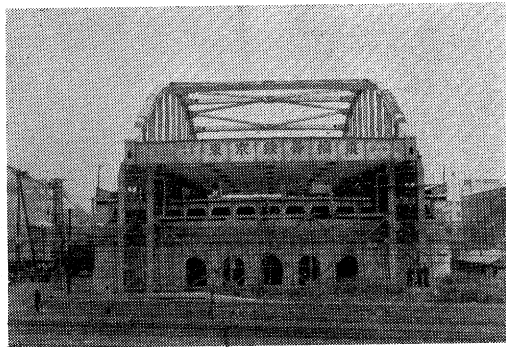


写真-2

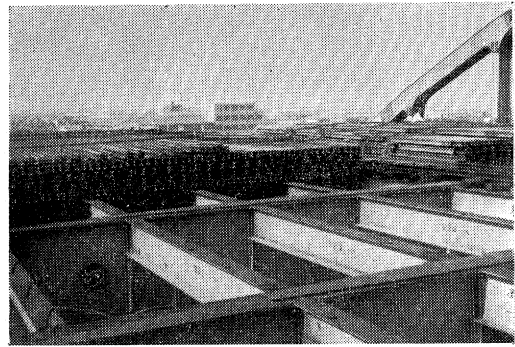
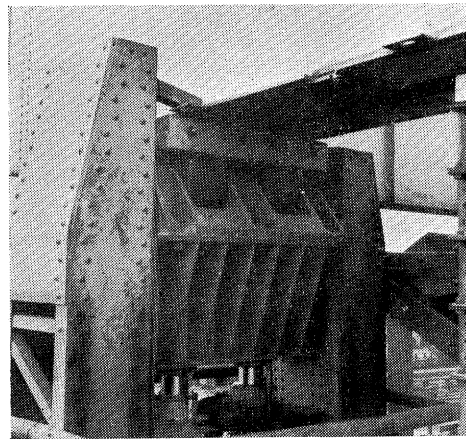


写真-3



無事完了したことについては、日本国有鉄道施設局、構造物設計事務所、鉄道技術研究所、東京鉄道管理局、東京都道路建設本部および東京都第二建設事務所の方々の非常なる御尽力があったことを述べさせていただく。また請負業者として、KK東京鉄骨橋梁製作所の御努力ならびに御協力に対して、厚く敬意を表させていただきます。

参考文献

- 1) 川島吉男・神谷政治：蒲田駅構内志茂田跨線道路橋新設工事概要，土木施工，2月号 1962
- 2) 伊藤文人・中村林二郎・宮入宮人：蒲田駅構内志茂田跨線道路橋架設工事にもなう現場試験，鉄道技術研究所速報，No. 60-322

(原稿受付：1962.5.31)

CIVIL ENGINEERING IN JAPAN, 1961 の頒布について

日本の土木工学の現状を広く海外へ紹介する目的で、土木学会海外連絡委員会が総力をあげて編集にあたった本書は、海外渡航者、外人来客への贈呈として非常に価値のあるものと信じます。残部が多少ありますので希望者は至急お申し込み下さい。

内 容：本誌 47 巻 5 号 74~75 ページ参照

体 裁：A4判 口絵16ページ(アート)，本文80ページ(真珠アルトン)，広告 26ページ(アート)，豪華デザイン，上製本

頒 価：700 円(送料とも) 10 部以上のまとまったご注文は特別など相談に応じます。