

プレストレス合成桁（新尾形橋） の研究と設計

日 本 道 路 公 団 田 原 保 二
建設省東北地方建設局 佐々木 茂 雄
建設省土木研究所 中 村 正 平

1. ま え が き

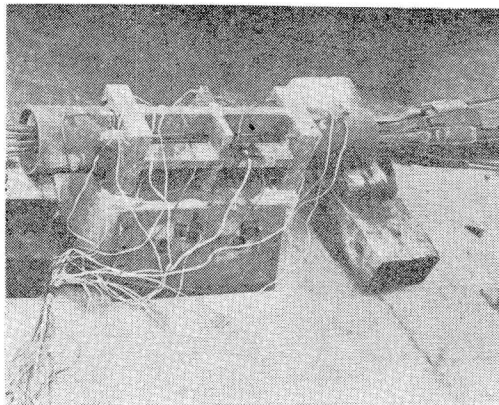
宮城縣柴田郡大河原町附近で、改良された一級国道四号線が阿武隈川左支川白石川を渡る地点に架けられた新尾形橋の新設に当つて、鋼桁にプレストレスを導入した活荷重合成桁を設計した。プレストレスト活荷重合成桁が本地点に採用された経緯は次の通りである。架橋地点の河幅は約180 mあり河底から計画路面までの高さは約11.3 mある。基礎地盤は計画線上4ヶ所の試錐の結果によると砂質粘土ロームになつており、その下も礫混り砂質ローム層が相当の深さまで続いており土木研究所砂防研究室の調査によると強固な基礎を築造することが困難で井筒基礎ではなくコンクリート杭基礎として水面下30 m程度まで下げ、上部構も出来るだけ軽量であることが望まれた。その他、計画高水位、前後の既設橋梁の橋脚配置の状況等から判断して、支間34.4 mの等径間全長176 mの単純橋梁とすることになつた。この程度の支間では、活荷重合成桁か或いはPSコンクリート桁にするのが普通である。そこで従来の溶接プレートガーダー、活荷重合成桁、およびPS桁について一径間当りの工費を計算してみると夫々1,850万円、1,790万円、1,160万円と推定され、同じく死荷重は夫々318 t、311 t、429 tと推定された。当時（昭和32年初）土木研究所に於て研究中の鋼桁にプレストレスを導入した活荷重合成桁では、同じく工費1,580万円、死荷重は288 tと推定され、工費の最も安いと推定されたPSコンクリート桁に対して工費で36%高くなるが、死荷重で33%減、活荷重合成桁に対しても8%減ることが推定出来た。即ちプレストレスト活荷重合成桁を採用することにより、従来の活荷重合成桁に比して工費が安くなるのみでなく上部構の重量を軽減して下部構造の工費を節約し将来の地盤圧密沈下を減じ長期に亘つて橋梁の安定を保つことが出来ると推定された。当時、土木研究所に於て研究中のプレストレスト合成桁は、プレストレスを与えるために高張力鋼棒を使用するものと高張力鋼線いわゆるピアノ線を使用するものとがあつた。高張力鋼棒を使用する場合と高張力鋼線を使用する場合とを比較して見ると、材料費について、新尾形橋程度の支間34.4 m 5主桁の単純支間に必要なプレストレス力は1桁当り140 tと推定されるので、直径24 mm鋼棒および直径7 mm鋼線の引張強

度が夫々 1 m^3 当り 9.5 kg および 15.5 kg であり、使用応力度は、その 60% が標準と考えられるから、所要断面積は夫々約 2.460 m^2 、 1.510 m^2 となり施工を考えると、直径 24 mm 鋼棒では 8 本、直径 7 mm 鋼線では 12 束 4 組が必要となる。材料価格は、夫々、 7 mm 鋼線は重量 1 kg 当り 190 円、 24 mm 鋼棒は 130 円、この外鋼線を使用するときは、フレンネーコーンが、又鋼棒の場合はカップラー、ネジ切手間、ワッシャー、アンカープレート、等に略々同じ費用を要するので、鋼線を使用する場合の方が鋼棒を使用するより 34% 程安くなる計算である。また、当時、鋼棒は主として、PSコンクリート桁の横締に使用されて居た状態で、定尺 10 m 以上の長尺物は入手し難く、支間 30 m 程度に使用するためにはカップラーで機械的に接合するが、当時案が出来た日本材料試験協会の指針によるとしても、その場合の信頼度はこの程度の支間の施工実例がないので不安であつた。その外、緊張定着の施工については、鋼棒では国産のシンプレックス型ジャッキを用いるので、如何なる業者でも施工出来るし、一度緊張定着した後に緊張力の再調整が可能だが、ジャッキの大きさの関係で鋼棒の専有する空間は鋼線のそれより若干大きくなる。鋼線ではフレンネーコーン、フレンネージャッキを用いるので特定の業者でなければ施工出来ないこと、一度緊張定着の後には緊張力の再調整は困難であること、緊張作業が多少危険である事等の不利な点もあるが、従来のPSコンクリート業者が施工すれば合成桁のプレストレスはコンクリート桁のそれと施工が殆んど同じであるか、むしろより簡単であるためうまく施工出来るだろうと推定された。そこで新尾形橋には、当時既に福島県の上松川橋等で支間 40 m までの使用実績のあつた高張力鋼線を使用してはどうかということになつた。

2. 定着部の実験

まえがきに述べたように高張力鋼線を使用することになつたが、鋼線の緊張、定着についてもフレンネーの特許をまねかれるため色々検討したが、当時我国で使用されていたフレンネー方式以外に適当なものがなく、又これから研究したのでは工期に間に合わないで、フレンネー方式を応用することにした。フレンネーコーンによつて鋼線を定着する場合、コーンの部分をむき出しにしておくで腐食するおそれがあり、又コーンが直接鋼桁に当ることは良くないと思われたので、コーンをその周囲より稍々大きい鋼管およびその底から成る円筒形容器の中に収め高強度の豆砂利コンクリートで周囲を固定し、鋼線緊張の後コーンと裏蓋の間にモルタルを注入して完全に水密とする構造を三種類考へて設計し、その実物を製作して実際に使用する場合と同じ状態で比較試験した(第1図)。その結果、外径 177.8 mm 、肉厚 10 mm の鋼管内に、直径 7 mm 鋼線 12 本用のフレンネーコーン 1 ケを封入して、コーンと底との間には高張

力鋼線を用いてクモの巣状補強筋を入れ、豆砂利コンクリートの配合は 1 m^3 当り早強セメント 470 kg 、水 170 kg 、砂 660 kg 、砂利（最大粒径 10 mm ） $1,121\text{ kg}$ $G/S=1.7$ として2週間以上養生したものが良いことが判つた。コンクリートの強度は7日目で 425 kg/cm^2 である。

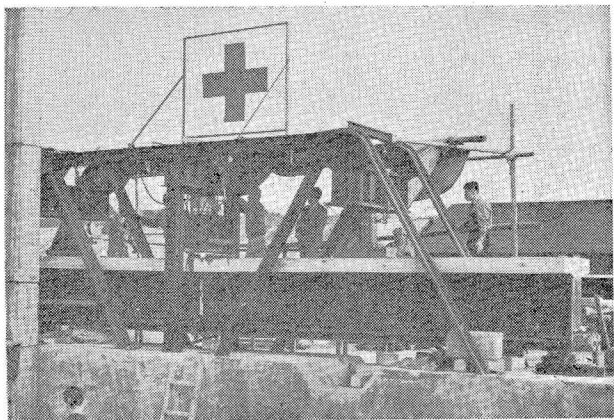


オ1図 定着部耐荷力試験
(A-1)

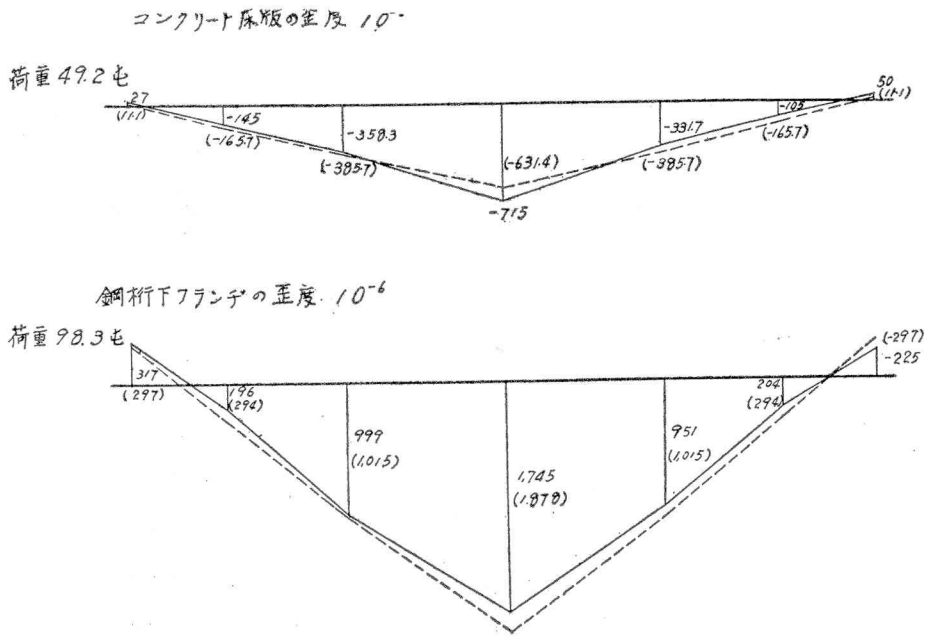
3. 模型桁による試験

次に定着部を用いて実橋の $\frac{1}{10}$ 程度の模型桁を製作し載荷試験を実施して見ることにした。概要寸法は、支間 10 m 、腹板高 80 cm 、板厚は中間部 8 mm 、支点附近 14 mm 、床版は幅 1 m 厚 1.8 cm で、SS 41材を用いた全溶接である。不静定構造としての合成桁の計算法はこの場合簡単であるし、既にドイツのザトラー氏の著書を始め我国の文献にも数多く紹介されているので省略する。プレストレス導入量については、鋼材使用量を最少にする最適量を実橋について試算によつて求めなければならないが、試験桁では各部の強度試験をする立前から、理論上許され得る最大値を導入して見ることにし、桁の両側面に定着部1個を用い、直径 7 mm の高張力鋼線12本1組宛を配置して鋼線の許容応力度まで緊張し合計 86.8 t を与えた。鋼線のプレストレス導入に当つて問題となる鋼線とジャッキ或はコーンとの摩擦、定着時の鋼線の滑り、および鋼線のリラクゼーション等はすべて、P.S.コンクリートの場合と同様と考えられるので、ジャッキとコーンでの摩擦損失 5% 、定着時の滑り 1% 、リラクゼーション 5% と仮定した。その外、プレストレスに対する桁の坐屈安全度を、偏心荷重を受ける柱として検討した。鋼線を外気中にさらしておく、錆びて腐食切断する危険があるので、之を桁の全長に亘り外径 48.6 mm 、肉厚 3.5 mm の鋼管中に収め定着部と同様に、プレストレスの導入後にモルタルを注入することにした。モルタルの最適配合は、 1 m^3 当り早強セメント 900 kg 、フライアッシュ 450 kg 、水 500 kg 、アルミ粉 180 kg 、で7日強度は 91 kg/cm^2 程度である。モルタル

は毎分回転数 2,000 回の高速ミキサーで流動状態とし、ハンドポンプで注入することにした。
 試験桁の載荷試験（第 2 図）は 100 トンジャッキ 3 台によつて、荷重を加え、その大きさを次第に増加すると桁は降伏し始め遂に荷重を増加させることが出来なくなつた。このときの試験桁各部応力度は第 3 図に示す通りである。



第 2 図 模型桁載荷試験 (A-1)

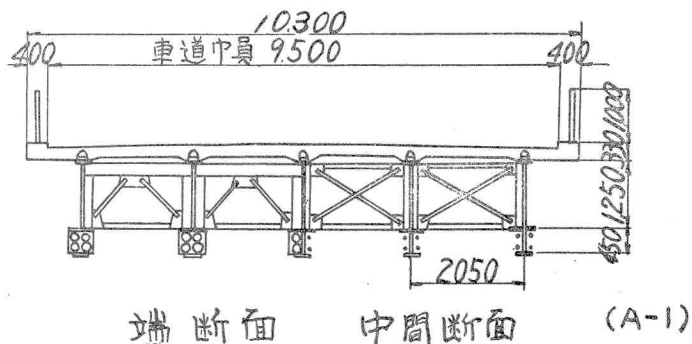


第 3 図 模型桁各部応力度 (B-1)

ここでコンクリート床版の強度 400 kg/cm^2 、鋼桁の降伏強度 $2,400 \text{ kg/cm}^2$ 、鋼線の降伏強度は 135 kg/mm^2 、床版コンクリート及び床版鉄筋の引張強度を無視すると全塑性モーメントは 266 t-m となるが、実測による値は 358 t-m と推定された。試験桁の設計荷重は 147 t-m であるので桁の安全率は理論値 1.81 、実測値 2.43 と推定出来る。

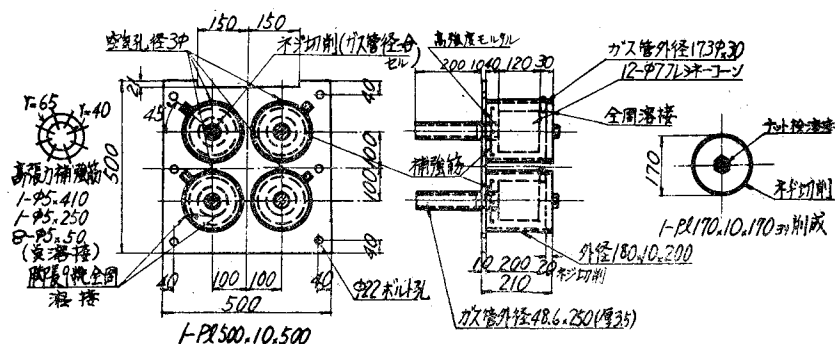
4. 新尾形橋の設計

以上の研究結果を用いて新尾形橋の設計を行つた。その概要（第四図）を簡単に述べる。



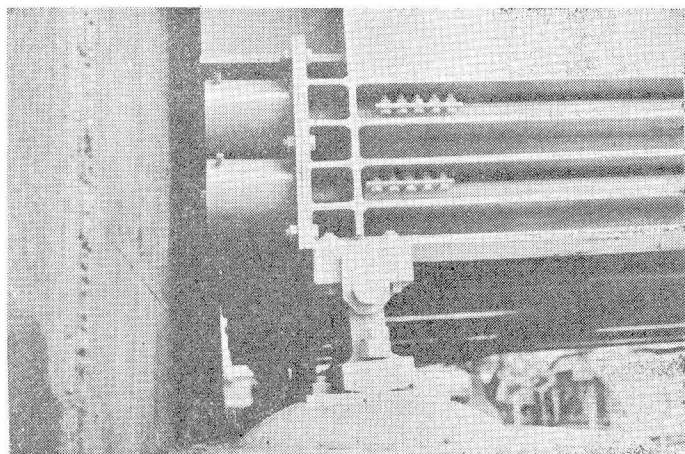
第4図 新尾形橋側面図、横断面 (B-1)

支間は24.4 mの単純5径間、橋長176 m、車道巾9.5 mの一等橋である。主桁間隔2.05 m、床版厚18 cmでその上に厚さ5 cmのアスファルトコンクリート舗装をする。活荷重に対してはギョー・マソネーの数表を用いて分配を考え、耳桁から中桁え夫々1.025, 0.905, 0.715, の分配係数を得た。主桁断面はSS41鋼材を用いた溶接集成断面とし、腹板高1.7 m、腹板厚は普通9 mm、両端14 mmとし、縦補剛材および最高二本の水平補強材を主として腹版片側に配置している。坐屈安定についてはDIN4114の規定を準用して、プレストレス導入時1.2、最終状態1.5の安全率を確認した。プレストレスの導入量は桁1本当たり140 tとし、桁中央で下フランジに1050 kg/cm²の圧縮力を生ずる。このプレストレス力に対する坐屈長は模型桁と同様な考え方によると105 mとなり支間34.4 mに対して3倍の安全率を有するので桁1本を独立してプレストレスしても坐屈の恐れはない。定着部(第5図)は板厚



第5図 新尾形橋定着部 (B-1)

10 mmの4ヶの鋼管を中心間隔20 mmに溶接したもので、夫々内部には模型桁の場合と同様に7 mm鋼線12本用のフレンネー・コーンが収められ、主桁えの取付は腹板下縁および下フランジの縁端を切断して補強して作ったスペースの中にボルトで行うもので、桁端には全く突出部がなく桁の取扱い上不便がない(第6図)。定着部直後の腹板には、略々主桁腹板高さに相当する長さに亘り強力な水平補剛材を配置して腹板の局部坐屈を防いでいる。高張力鋼線は保護用の外径48.6 mm肉厚3.5 mmの鋼管の中を通り、主桁の側面の垂直補剛材の下部に明けたダ円形孔の中を通して配置されている。ダ円孔は、プレストレスが導入されるまでは、保護管をその



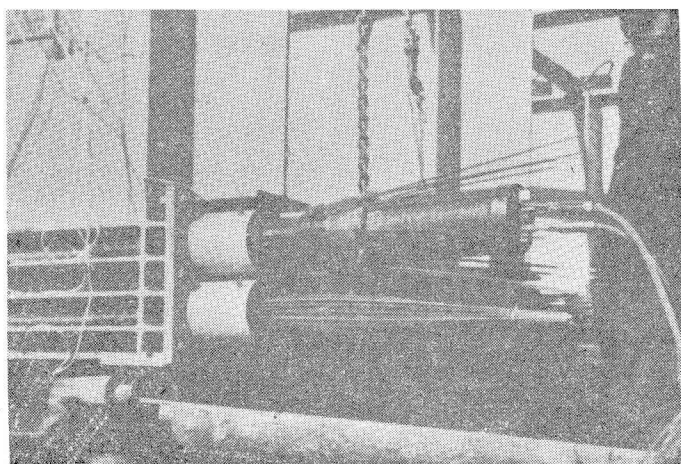
第6図 新尾形橋定着部 (A-1)

下端で適当な間隔で支持して直線状に保ち鋼線の引入を便にし、プレストレス導入後には、荷重変動等によつて桁が撓むときに鋼線が補剛材に当たらないよう十分な大きさになつている。保護管と定着部の接合は、特別な気密伸縮接手によつて行い、プレストレスによる桁の短縮に應ずることが出来る。ジュペルは直径14mmの輪型筋つき馬形である。床版は標準示方書に従つて橋軸方向に無限版として設計しているので橋端部では薄形鋼を用いて補強してあり、その計算は重ね梁として行つた。沓は鋳鋼製のロッカーシューを用いてあり、桁の伸縮に対する抵抗が少く横方向の異常荷重に対して抵抗の大きい構造になつている。なおプレストレスによる桁の短縮量は中桁下ランジで7.9mm、剛度は $\frac{1}{854}$ である。1径間当りの鋼重はSS41材63.474t、高張力鋼線2.544kgで有効橋面積1m²当り202kgであり、土木研究所に於て作成した溶接鋼桁の標準設計を参考にして比較すると、標準設計からの推定鋼重が有効橋面積当り280kgに対して72%に当る。

5. 新尾形橋プレストレスの導入

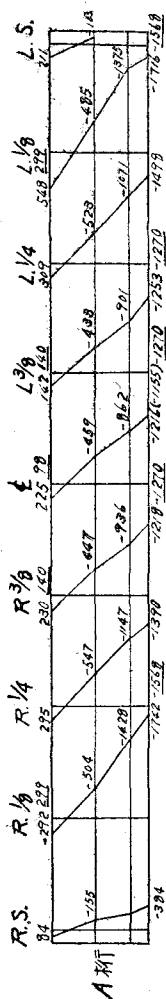
施工について略述すると、先づ鋼桁を架設現場に運搬し定着部、鋼線保護管を取りつけ、予め支間の中間に設けた移動式支柱の上で現場接手を 銲する。次に各径間5本の主桁を2本と3本の2組に分けて橋脚の上に架け渡し、対傾構、横構を組立ボルト及びドリフトピンで取付

け、相隣る支間の桁が互い違いになるように配置して、フレンネージャツキの取付が出来るようにする。次に高張力鋼線を保護管内に通してジャツキを取付け鋼線の緊張を行う。フレンネージャツキは2台1組として桁の両端に1台宛配置し、桁の両側の鋼線を1束づゝ対称に緊張



第7図 新尾形橋プレストレスの導入 (A-1)

する(第7図)。各桁の4束の鋼線は2束づゝ緊張するので、予め計算により所要の緊張力を算出しておき、最終の定着によつて所定のプレストレスが与えられるようにした。定着が終了したならば直に定着部からモルタルを注入し、養生の後桁を移動して沓の上に据付け、横構対傾構を本鉸し床版コンクリートを打設して仕上げた。プレストレスの導入時に主桁各部の応力度の分布状態の測定を行つた。測定には電気抵抗線歪計を用い156点の計測を実施した。その測定結果の一例は第8図に示す通りである。それによると、プレストレスの導入量は支間中央部において、下フランジは略々所定の値が得られていることが判る。しかし上フランジの応力は計算値より大きい。これはジュベルがあるため応力が乱れているためと思われる。端部において下フランジのプレストレス応力の大きさが計算値より大きいのは、プレストレスの桁端における分布が一樣になるためには、いわゆるサンブナンの原理に云われる値より長い距離を有するためと思われる。対傾構、横構の影響について見ると、これらによつて結合された2主桁はプレストレス導入時に相当の影響を互に及し合つていることが判る。特に対傾構による影響が大きいと推定される。この理由は主桁間隔が少さく支間が長いいためプレストレスを受けた



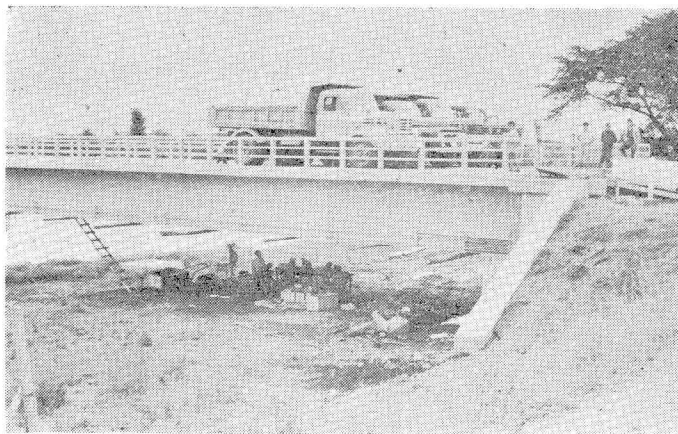
第8図 プレストレス導入終了時の各桁の応力図 (B-1)

一: 計算値 ◎ () : 機械的歪計 単位 k_g/cm^2

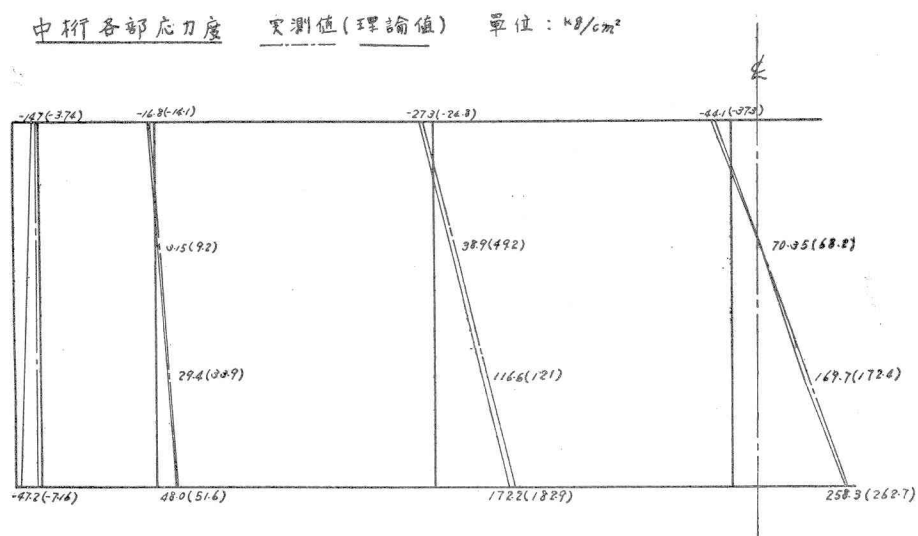
桁と受けない桁との撓み差によるものと考えられる。この点から見てプレストレス導入時には対傾構はストラットのみにしておいた方がよいと云える。プレストレスによる桁の逆撓みは中桁で3.4mm、耳桁で4.5mmであつた。詳細は講演会で述べる。

6. 載荷試験

プレストレス導入の後、床版コンクリートを打設し舗装を行つてから載荷試験を実施した。(第9図)載荷試験の荷重としては6t積ダンブトラックを最高4台使用し最大46.1tの載荷を行つた。計測は電気抵抗線歪計および田辺式撓度計2台を用いて行つた。計測点の数は129点で撓みの計測点は中央断面である。詳細な結果は目下解析中で講演会に於て発表する予定であるが、応力度の測定結果の1例は第10図に示す通りであり一般に理論値と良く一致している。振動についても定性的には同支間のゲルバー桁と比較して非常に少いようである。特にプレストレス鋼線が活荷重によつて受ける力が少いので想像されるような所謂バネ作用は全く考慮の要はないようである。



第9図 新尾形橋の載荷試験 (A-1)



第10図 載荷試験の結果 (B-1)