

わしのす川橋梁設計上の問題点

小 寺 重 郎*
百 島 祐 信**
浅 沼 久 志***

横黒線鶯の巣川橋梁の概要についてはすでに本誌で報告済み¹⁾なので、ここではおもに、そのうち3径間連続ばりの設計上問題になった点について5章にわけて報告することにする。

1章は桁と下部構造との連結について、2章はカンティレバー架設して連続ばりとして完成される構造形式の変化とクリープとの関係について、3章は3径間連続ばりと、中央にヒンジを設けたカンティレバー形式（嵐山橋のタイプ）との比較について、4章は本橋の疲労安全度の検討について、5章は本橋の設計に関連して国鉄技研で行なった小型桁試験について報告してある。

本橋は図-1に示すように3個の単純ばりと、1個の3径間連続ばりとよりなり、連続ばりの中央径間はカンティレバー架設、その他の径間は支保工上で場所打ちされた。橋脚の基礎は岩盤上になっている。3Pの基礎は、はじめ図に示すよりも浅い所に予定していたが、この部分の岩の目が斜面にほぼ平行しており、3P基礎掘りの施工中に2回も崩壊を生じたので、図に示すように深く基礎をおろし、さらに崩壊を生じないように擁壁で橋脚背後を防護した。

1. 桁と下部構造および桁相互の連結

3径間連続ばりに作用する橋軸方向水平力を背の高い橋脚でうけるようにすると、橋脚の工費が大きくなるので、図-1,2に示すように桁端に水平力伝達鋼棒を配置して、3径間連続ばりと横手方単純ばりに作用する水平力は横手方橋台でうけるように設計した。

【付図B】II.にみるように、つなぎ部は鋼棒と水平方向シューとよりなり、鋼棒には主桁と同じく径27mmのものを使い1本あたり30tで緊張した。水平方向シューは常時これによる支圧をうけており、つなぎに引張りを生じるときにはこの支圧が減じ、圧縮を生じるときには支圧

写真-1

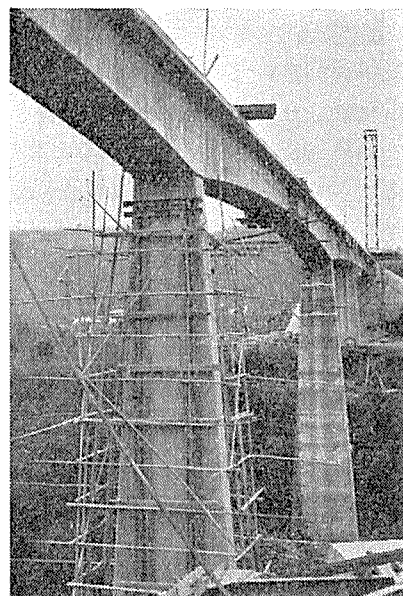


写真-2

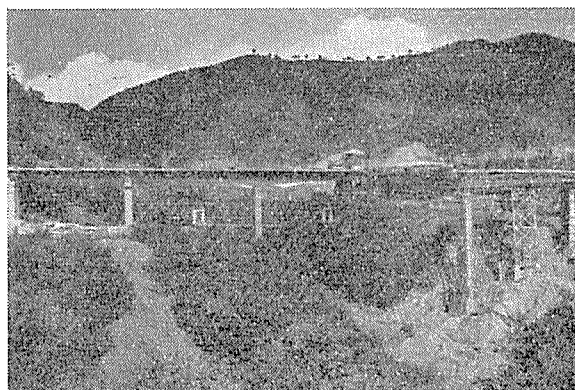
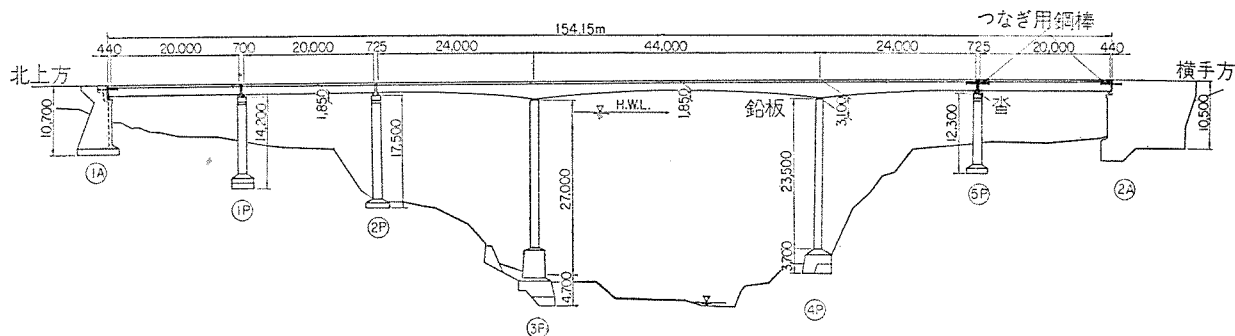


図-1 わしのす川橋梁一般図



* 国鉄新幹線総局工事局設計課 ** 鹿島建設 KK 技術開発部 *** 国鉄技術研究所構造物研究室

がます。したがって緊張力以上の引張りを生じなければ、つなぎ用鋼棒の応力はほとんど変動しない。緊張力より大きな水平力は地震時（震度 0.2）にだけ作用する。伝達水平力の最も大きくなる横手方橋台のつなぎ部には、震度 0.2 とすると約 310 t の水平力が作用し、鋼棒応力は 7.5 t/cm^2 となる。鋼棒の有効引張応力を 5.2 t/cm^2 とすると差の 2.3 t/cm^2 分だけ鋼棒はのびることになり、鋼棒長さ 3.7 m で、のび量は 4.1 mm となる。5P 上のつなぎにも同量ののびを生じると、連続ばりの水平変位量は 8.2 mm となるが、3P、4P の剛性が低いのでこの程度の変位は問題にならない。橋脚天端が 8.2 mm 変位したときの橋脚上端の水平反力は 3.8 t で、下端断面縁応力は $\pm 7 \text{ kg/cm}^2$ である。桁端の回転により鋼棒に曲げを生じないために、つなぎ部のシーすには付図のように桁端に向かってテーパをつけ、アンカーも回転を許せる構造とした。

水平力はこのようにして、つなぎで橋台に伝えられるので、単純ばり、連続ばりの両端支承は鋳鋼のロッカーとした。連続ばり中間支承は巾 30 cm、厚さ 3 cm の鉛板を用い、橋軸方向水平力は鉛板を通して、たすき状に桁と橋脚天端とを結んだ鉄筋でうけるように設計した。鉛板の最大支圧応力は活荷重作用時に 115 kg/cm^2 となる。中間橋脚は上端ヒンジ、下端固定の垂直なはりとして、地震力、地震による動水圧に対して設計した。上端ヒンジに作用する反力は、つなぎにより橋台まで伝えられる。

橋脚の厚さは 1.2 m で、巾は上端で 2.4 m、下端（上端より 23.5 m 下）で 5.5 mm である。このように橋脚の橋軸方向の曲げ剛性は小さいので、上端をヒンジで桁と連結しても、桁の伸縮は自由に生じると考えられる。たとえば $\pm 15^\circ\text{C}$ の温度変動による桁の伸縮により 3P 上端に生じる水平方向抵抗力は $\pm 6.2 \text{ t}$ である。

しかしながら橋脚下部は水面下に没する（冬期渇水期には水面上にでる）ので、ここに大きな引張応力を生じることが好ましくない。それで鉄筋コンクリートではあるが、コンクリートも引張りに抵抗するとして、桁のちみにより橋脚下端断面に生じる曲げ引張応力の大きさを 3P について次のように検討してみた。

橋脚コンクリートの強度を 300 kg/cm^2 、 $E=3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 、桁コンクリートの $E=3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 、桁の温度降下を -15°C 、連続ばり完成（このときを $t=t_1$ と呼ぶことにする）以後に生じる桁の乾燥収縮を 9×10^{-5} 、 $t=t_1$ 時の最終クリープ係数を桁、橋脚ともに 1.50 とし、温度降下、乾燥収縮、 t_1 以前のプレストレス、 t_1 以後のプレストレスにより橋脚下端断面に生じる縁曲げ応力を求めると、それぞれ 11.0, 3.4, 5.5, 4.0 kg/cm^2 となる。これらを合計すると縁引張応力は 23.9 kg/cm^2

となり、死荷重による軸方向圧縮応力 11.0 kg/cm^2 をさしひけば 12.9 kg/cm^2 の引張応力が残る。これは橋脚コンクリートの推定引張り強度 30 kg/cm^2 よりかなり近いので、ひびわれを生じる心配はないと思われる。これらの応力はその概要を知るのが目的であったので、簡単に次のように仮定して求めたものである。

a) 温度変化により生じる応力はクリープを考えないで求めた。

b) 乾燥収縮による応力 σ は $\sigma = \frac{1-e^{-\varphi}}{\varphi} \sigma_0$ により求めた。ここに σ_0 は橋脚のクリープを考えないときに生じる応力である。

c) t_1 以前に加えたプレストレスにより生じる応力は、 t_1 以後にこのプレストレスにより生じるクリープひずみを求め、これを b) の乾燥収縮と同様に取扱った（これは 2 章 (1) 式の考えかたと一致するものである）。

d) t_1 以後に加えるプレストレスにより生じる応力はプレストレス時に橋脚に生じる応力が、そのまま残るとした。

2. 桁のクリープの影響

本橋の連続ばりの部分は静定な 2 個のカンティレバーとして製作されるが、 $t=t_1$ 時にスパン中央を連結することにより二次の不静定系である連続ばりになる。このような場合には、永続荷重（死荷重とプレストレス）による圧力はコンクリートのクリープによって、ときとともに次式のように変化することが知られている。

$$X = X_B + (X_L - X_B)(1 - e^{-\varphi}) \dots\dots\dots (1)$$

ここに X は任意の時刻（クリープ係数 φ のとき）の反力、 X_B は $t=t_1$ 時にカンティレバーとして作用している反力、 X_L はこれらの永続荷重が最初から連続ばりに作用する場合の反力である。断面に作用する曲げモーメントについても同様である。

クリープはかなり長期間作用するので、その間に活荷重が作用することは十分ありうること、設計には活荷重による断面力の変化のほか、クリープによる断面力の変動も考えねばならぬことになり、これは設計上不利である。さらにクリープの値には、かなりのばらつきがあり、正確にその値を仮定しにくいので、最終クリープの値そのものに幅を考慮して設計しなければならなくなる。

このようなクリープの影響をなくすためには、中央部を連結して 3 径間連続ばりとなつてから、端支点を調整（たとえばジャッキアップ）して、 $t=t_1$ 時の反力を X_L にしておけば、一般にクリープによる反力の変化は考えなくてよいとされている。本橋の場合に、このようなクリープによる反力変化を生じる荷重は、桁の自重 g_1 と、中央部連結前に加えたプレストレス ν_1 である。端支点

反力につき g_1 と ν_1 による $X_L - X_B$ を求めると、それぞれ $+19.5t - 22.4t$ (t は上向き反力) となる。このように両者は打ち消し合うので、全体からみればクリープによる反力の変動量は小さくなる。中央部連結時に ν_1 の一部はすでに失なわれているので、両者の差はさらに小さくなる。このように本橋ではクリープによる反力変動は設計上問題にならない程度に小さかったので、施工を簡単にするためにもあって、中央部連結後の支点の調整は行わないことにした。

このほか連続ばりの設計に考えたクリープの影響をまとめると次のようになる。

a) g_1 と ν_1 については (1) 式により反力のクリープによる変動を考えた。この場合、中央部連結時の最終クリープ係数 $\varphi_\infty = 1.1$ とした。 $1 - e^{-\varphi} = 0.7$ となる ($\varphi_\infty = 1.8$ とすると $1 - e^{-\varphi} = 0.84$)。

b) 静定プレストレス モーメント M_{p0} (その断面の鋼材に作用しているプレストレス力に、ケーブル重心と断面重心軸との距離を乗じたもの) のクリープ、乾燥収縮による減少量 $M_{\varphi 0}$ は、 M_{p0} にその断面のプレストレス損失率 ν を乗じたものとする。 $M_{\varphi 0} = \nu \cdot M_{p0}$ ($\nu < 0$)

c) 損失率 ν は PC 指針の (5) 式により求める。すなわち、

$$|\nu| = \frac{\sigma_{p\varphi}}{\sigma_{pt}} = \frac{E_p \varepsilon_s + n \varphi_\infty \sigma_{cp}}{\sigma_{pt} + n \sigma_{cpt} \left(1 + \frac{\varphi_c}{2}\right)} \dots\dots\dots (2)$$

この場合 $\varphi_\infty = 1.8$, $\varepsilon_s = 5.4 \times 10^{-5}$ とした。

ただし、本橋の場合にはプレストレスの損失以外の原因 (a) のケース) によりコンクリート応力が変動するので、(2) 式の σ_{cp} , σ_{cpt} は (1) 式の $X = X_B$ のとき ($t = t_1$ 時) の応力と $X = X(\varphi = \varphi_\infty) = X_B + (X_L - X_B)(1 - e^{-\varphi_\infty})$ のときの応力の平均値をとった。 $t = t_1$ 時には ν_2 (中央連結後作用するプレストレス) と ν_1 が損失なしに全量作用しているものとした。

d) b) の $M_{\varphi 0}$ により生じる不静定曲げモーメントも考えた。中間支点上で $-72 \text{ t}\cdot\text{m}$ である。

e) しかしながら $M_{\varphi 0}$ のうち、 t_1 までに生じた損失量 (ν_1 による) によっては不静定曲げモーメントを生じないので、次のように修正した。すなわち ν_1 による $M_{\varphi 0}$ によって生じる不静定曲げモーメントの $1/2$ をさし引いた。しかしこの影響は僅少である。

以上本橋の設計でクリープをいかに考えたかについて忠実に報告したが、これを今からふりかえてみると、 φ_∞ , ε_s の値のとりかたが互いに矛盾していたり、計算がかなり複雑

なことに気づく。構造系、施工過程が複雑な場合に、クリープをどの程度までにくわしく考えるべきかは、クリープの値のばらつきとあいまって、今後検討さるべき問題である。本橋は国鉄では未経験な例であったので計算をかなりくわしく行なった。今後これをどのように省略できるか、また他にどのような要素を考えるべきか、設計に考えた φ_∞ , ε_s の値は適当かどうか、などの諸点を研究するために、本橋では桁のコンクリート長期ひずみ測定を実施中であるので、今後の測定結果をみて別の機会に報告する予定でいる。

なおクリープ応力のばらつきが桁の疲労強度に与える影響については 4 章を参照されたい。

3. 中央ヒンジ形式との比較

本橋梁は、3 スパン連続桁形式を採用したが Dywidag 工法によって、カンティレバー架設をする場合に比較的不利であるとされている。中央スパンの中央に、せん断力を伝えるヒンジ (Quergelenk) を設ける形式と比較検討して見る。ここでは、同一のスパン割で同一の断面の桁について比較を行なったのであるが、設計、施工上の特長を生かすため、中央ヒンジ形式の場合にとるべき経済的なスパン割、断面は、連続桁を採用する場合と異なることに注意する必要がある。

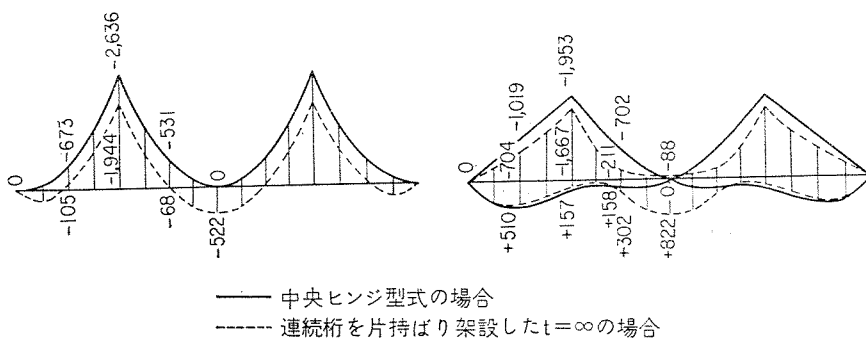
(1) 曲げモーメントについて

おのおのの型式の曲げモーメントは、図-2 のようになる。

この橋梁を、中央ヒンジ形式とした場合には、支点上の負の曲げモーメントは、約 $1000 \text{ t}\cdot\text{m}$ (死荷重により $700 \text{ t}\cdot\text{m}$, 活荷重により $300 \text{ t}\cdot\text{m}$) 増加する。しかし中央スパンの正の曲げモーメントは約 $800 \text{ t}\cdot\text{m}$ から 0 となる。また側スパンでは、負の曲げモーメントが増加し、桁全体にわたって死荷重のみの状態はもちろん「死荷重 + 活荷重」の荷重状態では正の曲げモーメントが生ずることはほとんどない。カンティレバー架設する場合は、張出しが延長するにしたがい、側スパンには負の曲げモ

図-2

(a) 死荷重による曲げモーメント (b) 活荷重による最大最小曲げモーメント



ーメントが大きくなる。また中央スパンは最初から負の曲げモーメントであるから、施工中の曲げモーメントの付号と、橋梁が完成し設計荷重が作用した場合の曲げモーメントの付号は等しい。したがって連続桁の場合にくらべて、曲げモーメントの絶対値は大きくなるが、PC鋼棒の配置は単純かつ経済的となり、全体として、約5%程度のPC鋼材を節約することができる。

(2) 支点反力

桁端の反力を表-1に示す。

表-1

荷 重	死荷重	プレストレス	活 荷 重	計
連続桁形式（箱桁端の中空部を6mコンクリート填充）	+105	+19	最大 +103 最小 - 59	+227 + 65
中央ヒンジ形式	+ 25	0	最大 +105 最小 - 93	+130 - 68

本橋梁では、桁端の支点到架設中に生ずる負の反力の1.5倍の正の反力を生ずるように、箱桁の中空部の桁端部に約12m³のおもりコンクリート填充した、このため最小反力の場合でも65tの正の反力を生ずる。しかしながら中央ヒンジ形式とした場合には、死荷重による正の反力は、いちじるしく小さくなり、さらに活荷重による負の反力は約2倍となるので、箱桁中空部にコンクリートを填充する程度のカウンターウェイトでは、もはやこの負の反力を減ずることはできない。したがって橋脚をPC鋼棒により桁端と連結する等の方法によってカウンターウェイトとするような処置が必要である。

桁中間支点の反力は、いずれの形式でもほとんど変わらない。

(3) たわみ角 および たわみ量

スパン中央に設けたせん断ヒンジは、曲げモーメントを伝えないので、ここに折れ角を生ずる。この橋梁を連続桁と同じ断面としたとき、活荷重により生ずる最大折れ角は $\alpha=2.5 \times 10^3$ である。この値は新幹線用PC桁設計要領（案）に示されている許容折れ角 $2.25/1000 \times 2$ より、はるかに小さい。本橋梁のごとき道床を設ける場合には、なんら支障のない値である。

しかしながら、活荷重による最大たわみ量は46cmとなり約 $l/1000$ （ l ：支間）である。これは前記設計要領（案）に示されている $l/1800$ よりも大きい。したがっ

て、中央ヒンジ形式を採用する場合、桁の剛性を増すために、中央支点上の桁高を約40m以上とする必要がある。

(4) 施工上の得失

本橋梁のごとく連続桁をカンティレバー架設する場合には、施工時の曲げモーメントと、設計荷重作用時の曲げモーメントに、いちじるしい差があるので、PC鋼棒の配置は複雑となり、支保工上で施工する場合に比して鋼材量は増加するばかりでなく、スパン中央で、両側から配置された鋼棒を連結しなければならないので、施工誤差を極度に小数ならしめる必要がある。

これに反し中央ヒンジ形式の場合には、カンティレバー架設の終了と、橋梁構造の完成が同時となるし、PC鋼棒の配置は図-3に示すように、きわめて単純であるから施工はきわめて容易である。しかしながら、側スパンの桁のPC鋼棒の位置の関係から、側スパンの支保工は、カンティレバーの張出しが10m以上にならないと撤去できないので、中央ヒンジ形式を採用する場合には支保工の転用を急ぐような場合には、側スパンをいくぶん短かくするのが有利である。

(5) 総括

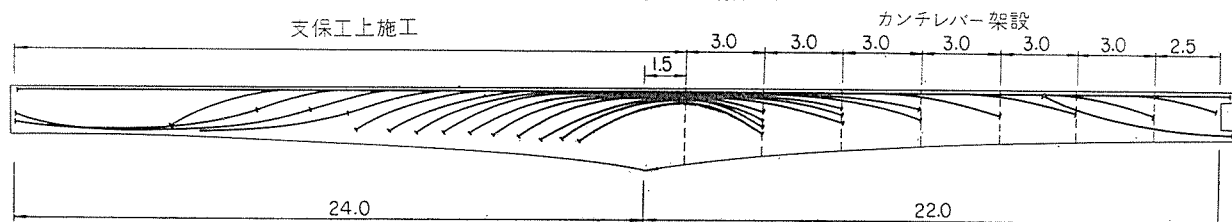
中央ヒンジ形式をとった場合は、死荷重、プレストレスについては静定となり、活荷重についてのみ一次不静定となるのであるから、プレストレスおよびクリープによる不静定反力は生じないので、設計計算は連続桁に比して、非常に容易となる。

しかし、中間支点上の曲げモーメントは大きくなり、たわみも増大するので、連続桁に比して支点上の桁高を大きくとる方が、PC鋼材の節減という観点からしても望ましい。したがって桁高に制限を受ける場合には連続桁の方が有利である。なお桁端支点の負の反力に対する措置も十分に考慮する必要がある。

4. くり返し荷重に対する安全性

一般に鉄道橋に比して設計に考えている活荷重応力が作用する頻度が多いので、くり返し荷重に対する材料の疲労強度が問題となる²⁾。とくに本橋では次のような理由により疲労安全性を検討することが、ぜひとも必要であった。

図-3 中央ヒンジ形式 PC 鋼棒配置図



a) 本橋は【付図 B】I. にみるように、途中断面に多数のアンカー、カップラーが配置されているが、後述するように、これらのネジ部の疲労強度は鋼棒母材に比してかなり低下する。

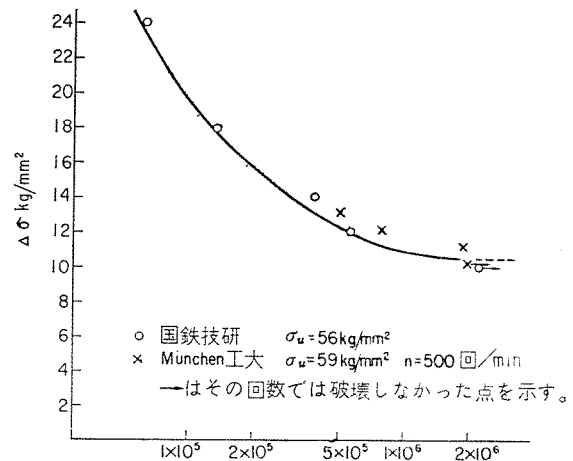
b) 中央径間のカンティレバー 架設部には 3m おきに垂直施工目地がある。目地のコンクリート引張り強さは同時打設部に比しておとるので、ひびわれを生じやすい。しかも、この施工目地にアンカー、カップラーがある。

c) 2 章にのべたように本橋の場合クリープ応力の計算がかなり複雑で応力のばらつきが考えられる。

本橋で生じる鋼材の応力変動量についてふれる前に、まず鋼材の疲労強度について述べよう。本橋に使用した住友電工製 径 27 第 2 種鋼棒の両端を Dywidag 式カラーナットでアンカーした場合のくり返し試験の結果を図—4 に示す。図の縦軸はくりかえし試験の上限応力と下限応力との差 $\Delta\sigma$ 、横軸はくりかえし回数 n を対数目盛で示す。図には国鉄技研³⁾、München 工大(住友電工提供)で行なった試験結果を併記してあるが、いずれも試験機にはロウゼンハウゼン式疲労試験機を用いたものであり、下限応力は両者でいくぶん異なるが、図にみるように $\Delta\sigma-n$ 曲線はほとんど一致している。これから $n=200$ 万回で $\Delta\sigma$ は 10 kg/mm² 以上あることがわかる。なお応力は 1 本あたりの力を $\phi 27$ の有効断面 5.19 cm² で割ったものである。破断はいずれも内側第一番目のネジ断面で生じている。同じく München 工大で行なった住友電工製 $\phi 18$ 第 2 種鋼棒母材の疲労試験(住友電工提供)では、下限応力 58 kg/mm²、 $\Delta\sigma=25.5$ kg/mm² で 2.2×10^6 回くりかえしても破損しなかった。なおこの応力は母材断面でわったものである。

このようにネジ部の疲労強度が母材に比していちじるしく低下するのは、ネジ部の切欠きによる材料の疲労強度の低下と、ネジによる力の伝達に起因するものと考えられ、前者はネジの形状により、後者に伝達の状態によってかなり影響をうける。最近ドイツでは非対称ネジなるものが用いられ、ネジの疲労強度がかなり向上してい

図—4 $\phi 27$ 国産鋼棒 DW 式アンカー
 $\Delta\sigma$ —くりかえし数曲線



るようである。また力の伝達の点では普通の六角ナットでは、伝達がアンカー プレート側の縁ネジに集中されるが、カラー ナットでは、それがいくつかのネジにより分散されて有利となる。またカップラーではナットに比して力の伝達がスムーズなので、力もより多くのネジに分散される。ドイツの $\phi 27$ 第 1 種鋼棒で行なった疲労試験結果によると、下限応力 45 kg/mm² で 200 万回疲労限変動応力は六角ナットで 6 kg/mm²、カラーナットで 7 kg/mm²、カップラーで 8 kg/mm² と報告⁴⁾されている。

本橋の各断面の最上段または最下段鋼棒の活荷重による変動応力を表—2 に示す。同表には同じ断面の上下縁の活荷重による最大、最小コンクリート応力、およびその活荷重が作用したときの $t=\infty$ 時の上下縁の合成応力をも列記してある。鋼棒の変動応力は最大、最小活荷重応力の差であり、 $n=6$ として求めた。緊張時の 鋼棒応力はほぼ 58 kg/mm²、 $t=\infty$ 時の有効応力は平均 50 kg/mm² 程度なので、くりかえし荷重の下限応力は図—4 の試験よりもいくぶん低目であり、 $n=200$ 万で $\Delta\sigma$ は 10 kg/mm² 以上あることが推定される。これに対して表—1 の活荷重による鋼棒の最大変動応力は 4.5 kg/mm² なのでこれだけから単純に考えれば、本橋は疲労に対して安全であるといえることができる。しかしながら疲労安全性に

表—2 活 荷 重 に よ る 応 力

断 面		1		2		3		4		5		6		7		8	
位 置		上	下	上	下	上	下	上	下	上	下	上	下	上	下	上	下
コンクリートの活荷重応力	max M_I	-34.6	+41.7	-30.1	+35.2	-13.5	+15.4	- 5.0	+ 5.2	- 4.0	+ 4.6	-17.8	+20.6	-48.9	+54.9	-59.8	+65.7
	min M_I	+25.3	-30.5	+41.6	-48.6	+45.3	-51.6	+47.8	-53.4	+26.2	-30.2	+12.5	-14.4	+10.5	-11.8	+ 6.4	- 7.0
	(max M_I) -(min M_I)	-59.9	+72.2	-71.7	+83.8	-58.8	+67.0	-52.8	+58.7	-30.2	+34.8	-30.3	+35.0	-59.4	+66.7	-66.2	+72.7
コンクリートの合成応力 $t=\infty$	max M_I	-83.4	-10.4	-70.5	- 17.8	-66.5	-10.6	-73.2	- 9.2	-72.7	- 0.7	-60.6	-32.6	-94.7	-15.8	-84.7	- 27.5
	min M_I	-23.5	-82.6	+ 1.2	-101.2	- 7.7	-77.6	-20.8	-67.7	-42.5	-35.5	-30.3	-67.6	-35.3	-82.5	-18.5	-100.2
鋼 棒 変 動 応 力		330	400	400	450	330	120	300	—	170	40	170	200	330	370	—	400

注：単位は kg/cm² + は引張、- は圧縮応力 max M_I , min M_I はそれぞれ最大、最小活荷重でモーメント作用時
断面の位置は図—5 参照

については、安全率をいかにとるべきかなどについて種々議論があり、とくに PC 橋ではコンクリート引張部にひびわれが発生すると、鋼材の応力変動が急に増加するおそれもあるので、もうすこし本橋の疲労安全度について次のようないろいろな観点から検討してみよう。

a) 疲労破壊は荷重がくりかえさえることによって生じるものであるから、疲労安全度の計算には必ずしも生じる最大変動荷重でなく、くり返される荷重の平均値的なものを考えればよいのではないか。逆に一般の設計に考えている最大活荷重で計算すれば、それ自体にすでに安全率がふくまれているといえることができる。本橋の場合は KS 16 で設計しているが、現在の使用機関車は D 60, C 58 でいずれも重連として KS 13.5 相当程度であり、設計荷重の 85% である。さらに本橋では重連で運転される列車は、全体の 4 割にみたないので、一列車平均の KS 相当値はさらに減じる。また設計に考えている衝撃係数 0.34 は、生じる衝撃値の最大をとったものといえるので、平均値に比して大きめであろう。

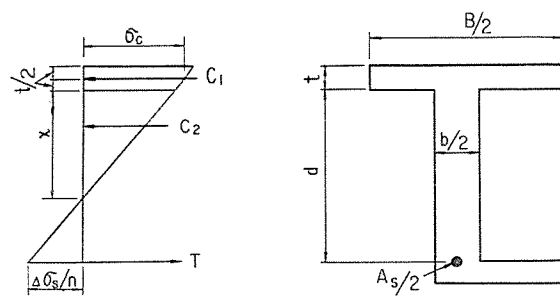
b) 本橋のような長スパンのものでは車両単位のくりかえしはほとんど問題にならず、列車単位のくりかえしが問題になる。横黒線の列車回数は上下合わせて 1 日ほぼ 25 回であり、50 年で 46 万回のくりかえしを生じることになる。毎分 500 回程度のくりかえしを加える試験の結果から、このように長年月にわたって、ゆっくりくり返しをうける場合を推定できるかどうか。

c) 材料の疲労強度のばらつきを考えねばならないということ。図-4 からみると二つの問題の値のばらつきは予想以上に小さい。しかしながら現場のとり扱いの影響、長年月たったのちの材料の性質など、不確実な要素を考えれば、やはりある程度の強度のばらつきを考えなければならないだろう。たとえば鋼棒ネジ部に引張りのほかに曲げが作用すると、その疲労強度は減じると思われる。鋼棒配置はネジ部は直線区間にあるように、かつ曲線間からある程度はなれた所におくように設計してあるので、設計上はネジ部に曲げが作用しないことになる。実際にも鋼棒外径 26 mm に対してシース内径 30 mm としてその間げきが小さいので、鋼棒の位置はシースの配置によって、かなり所定どおりにおさまられると思う。

d) コンクリートのプレストレスによる応力、クリープによる応力などが計算値と異なり、活荷重が作用しても残っているはずの圧縮圧力（表-2 参照）が引張りに転じ、部材引張部にひびわれを生じるとすると、そのために鋼棒の変動応力が大きくなることが心配される。表-2 をみると二、三の箇所を除き、各断面には活荷重応力に比して、かなりの割合の圧縮応力が残っている。

このように PC 桁の曲げ疲労安全度を論ずるには、

図-5 ひびわれ発生後の応力



どうしてもひびわれ発生後の PC 桁の応力状態を解明し、その状態での曲げモーメントと応力との関係をもとにしなければならない。次に断面 2, 4, 8 について、プレストレス、クリープなどのばらつきを考えて、ひびわれ発生前後のモーメントと応力との関係を求めてみよう。計算は図-5 のように考えて行なった。すなわち鉄筋コンクリートと同じく、ひびわれ発生後も平面保持の条件はなりたち、コンクリートは引張りには抵抗しないものとする。また計算の対象とする状態は、ひびわれ発生後ある程度の荷重増加範囲内なので、コンクリートの弾性係数は一定とし、ひびわれ発生前の計算に用いたものと同じ値とした。計算を簡単にするため、断面は図-5 のようにハンチを無視し、PC 鋼棒はその重心に全断面が集中しているものと考えた。C₁ は圧縮側スラブに作用する圧縮応力の合力、C₂ は腹部に作用する圧縮応力の合力、T は PC 鋼棒に作用する全引張力である。C₁ は簡単のためにスラブの中心に作用するものとした。スラブ中心の圧縮応力 σ_c をとすれば、図-5 より C₁, C₂, T は次式によりあらわされる。

$$\left. \begin{aligned} C_1 &= B t \sigma_c \\ C_2 &= \frac{b x^2}{2 x + t} \sigma_c \\ T &= A_s (\sigma_{s,0} + \Delta \sigma_s) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

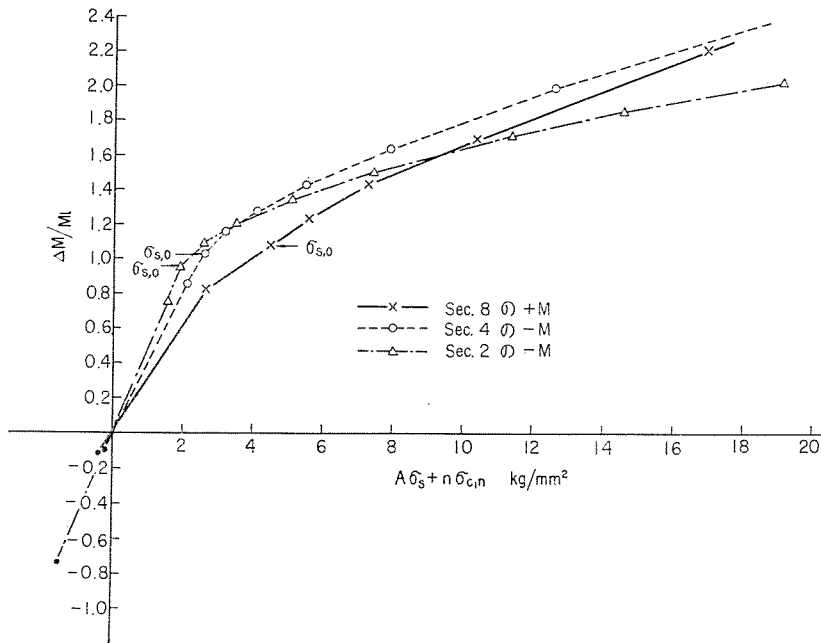
ここに $\sigma_{s,0}$ は PC 鋼棒重心位置のコンクリート応力が 0 になったときの鋼材引張応力で、 $\sigma_{s,0} = \sigma_{s,p} + n \sigma_{c,p}$ であらわされる。 $\sigma_{s,p}$ は死荷重作用時鋼材応力、 $\sigma_{c,p}$ はそのときの鋼棒重心位置のコンクリート圧縮応力である。力の釣合い、平面保持より次式がえられる。

$$\left. \begin{aligned} T &= C_1 + C_2 \\ M &= C_1 (d + t/2) + C_2 (d - x/3) \\ \Delta \sigma_s &= n \sigma_c \frac{d - x}{x + t/2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

圧縮側にも PC 鋼棒がある場合（断面 2）には、このほかにその鋼棒重心に作用する引張力 T' も考えて力の釣合いを求めた。このようにして求めた応力は 5 章でものべるように実験値ともかなりよく合うようである。

応力のばらつきは死荷重 $\sigma_d \rightarrow$ プレストレス $\sigma_p \rightarrow$ クリープと乾燥収縮 σ_ϕ の順に大きくなると考えられる。

図-6 $\Delta M/M_l$ と鋼棒応力の増加



一般に σ_d と σ_p は大きいほど、 σ_p は小さいほど引張域の引張応力が大きくなる。よって疲労安全度の検討にあたっては、「原則として σ_d は 5% まし、 σ_p は 10% 減、 σ_p は 20% ましとし、これと増減が逆の方が危険な場合には増減を考えない」ことにした。こうして $\sigma_{s,0}$ を求めると断面 2, 4, 8 でそれぞれ 4 390, 4 250, 4 040 kg/cm² となる。

モーメントの大きさも応力と同じようにばらつきを考える。プレストレスによる二次モーメントは、ここで対象としているひびわれ進行の程度では残ると考えられるので、モーメントに加算する。このようにして各断面の活荷重以外のモーメントの和を求め、それを ΣM とする。 $\sigma_{s,0}$ を与えれば (3), (4) 式から $\Delta\sigma_s$ と M との関係式が求まる。 $M - \Sigma M = \Delta M$ とおき、 ΔM と活荷重モーメント M_l との比を縦軸に、活荷重による鋼棒応力の増加 $n \cdot \sigma_{c,p} + \Delta\sigma_s$ を横軸にとって、計算して求めた数点を直線で結ぶと 図-6 のようになる。

図-6 から逆方向活荷重による応力変動 (図の左下) も加えて、変動応力が 10 kg/mm² になる $\Delta M/M_l$ を求めると、断面 2, 4, 8 でそれぞれ 1.54, 1.76, 1.62 となる。同じく 8 kg/mm² について求めると、1.43, 1.62, 1.45 ととなる。逆に $\Delta M = M_l$ のときの変動応力を逆方向の応力変動も加えて求めると断面 2, 4, 8 でそれぞれ 360, 270, 440 kg/cm² となる。表-2 に比して断面 2, 4 で変動応力がかえって減じているのは、表-2 では最上段鋼棒の変動応力、ここでは重心の変動応力

を求めたからである。

疲労安全度の検討に考える活荷重は a) でのべたように、むしろ設計荷重よりも小さい値をとってもよいと思われるので、本橋は以上によりくりかえし荷重に対して十分安全であるといえよう。

安全率をどうとるのかについて、本橋のような条件の鉄道橋の場合には次のように提案する。『死荷重 5% まし、プレストレス 10% 減、クリープ、収縮 20% まし、鋼材の 200 万回疲労強度 20% 減として、コンクリートの引張抵抗を無視して、活荷重設計荷重 (衝撃をふくむ) に関して 1 以上の安全度があればよい』

なお本橋の場合に、ひびわれ発生後

の PC 鋼材応力増加がそれほど急激でないのは、緊張応力の低い鋼材を使用したため、鋼材断面が比較的大きかったためと思われる。

5. 小型桁試験

ひびわれ発生後の PC 桁の応力状態、およびくり返し荷重の影響をしらべるために、図-7 のようなスパン 1.5m の小型桁で実験を行なった。桁の PC 鋼棒は、わしのす川橋と同じく $\phi 27$ 第 2 種で、アンカーは Dywidag 式とし、スパン中央にカップラーを設け、くりかえし載荷によりカップラー部で疲労破断することを期待したが、桁が試験機に比して強すぎたので目的を達しなかった。鋼棒重心の桁下縁からの距離は、A 桁で 8cm, B 桁では 10.5cm である。ここに報告する試験結果は A, B おおの 2 本づつに関するもので、A 5, B 3。

図-7 試験用小型桁

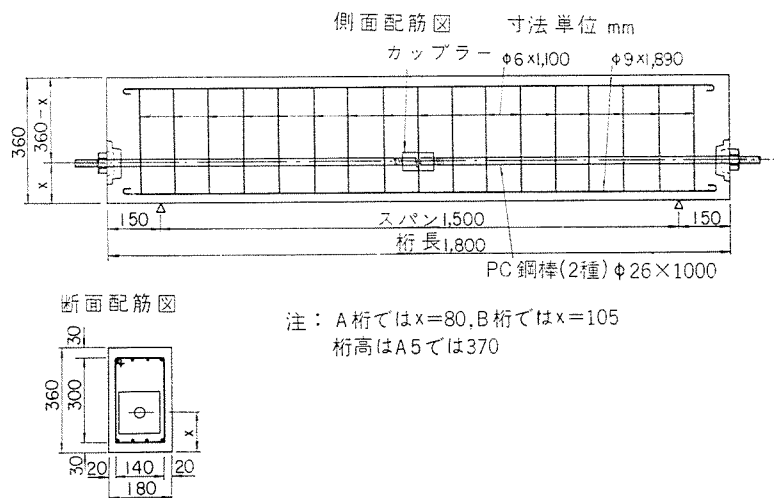


表-3 桁の材令(日)

桁	A 4	A 5	B 3	B 4
プレストレス時	9	8	9	9
載荷時	16	17~27	30~40	15

表-4 コンクリート配合 (単位 kg/m³)

セメント	水	w/c	砂	砂	利	スランブ
350	155	40 %	645	1 298		6 cm

注: セメントは早強セメント

表-5 コンクリート強度と弾性係数

材 令 (日)	2	3	7	14	28
強度 kg/cm ²	224.00	271.00	342.00	421.00	430.00
$E \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$	2.11	2.33	2.43	2.59	2.75

注: 打込み気温 7~8°C

桁は疲労試験, A 4, B 4 桁は静試験を行なった。各桁のプレストレス時, 載荷時の材令を表-3 に示す。

使用したコンクリートの配合を表-4 に, 強度と弾性係数を表-5 に示す。強度, 弾性係数 E は桁と同様に養生した供試体 3 個の平均値であり, E は $\sigma=0$ と 150 kg/cm² の間で求めた。

荷重はスパン中央に集中荷重 P を加え, 静試験は桁を正しくすえて行なったが, 疲労試験は試験機の都合で

図-8 (a) A 4 桁荷重-ひずみ変化曲線

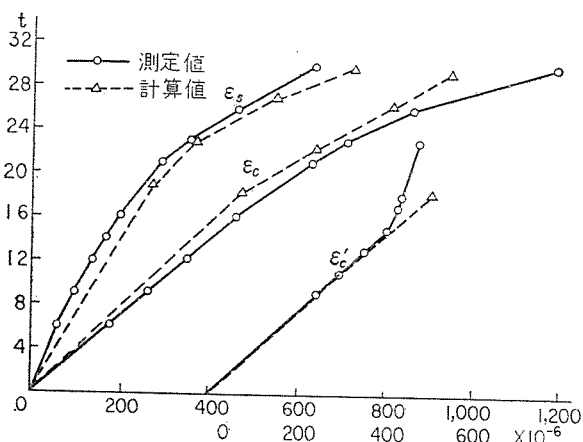
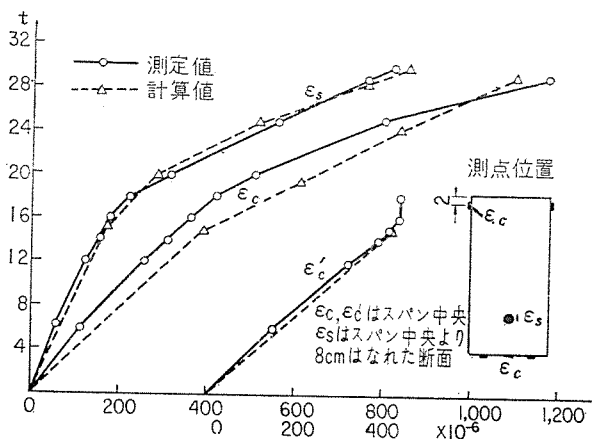


図-8 (b) B 4 桁荷重-ひずみ変化曲線



注: ϵ_c は圧縮, ϵ_s, ϵ'_c は引張ひずみである。

表-6 (a) A 4 桁計算応力 (スパン中央) $\nu=34.0 \text{ t}$

$P(t)$	σ_0	σ_u	σ_s	σ'_s	$y(\text{cm})$
0	+ 28	-127	+6 420	—	—
18.5	-107	0	+7 000	—	0
22.5	-155	—	+7 190	+ 186	8.0
26.5	-204	—	+7 560	+ 670	13.0
29.2	-243	—	+7 940	+1 070	15.5

注: 計算は図-10 の計算値と同じ仮定で行なったものである。

σ_0, σ_u はそれぞれ上, 下縁コンクリート応力, σ_s, σ'_s は鋼棒, 鉄筋応力である。

y は応力 0 点の下縁からの距離である。

応力の単位は kg/cm² で引張りを正, 圧縮を負とした。

応力は P のほかにプレストレス ν , 死荷重 ($\sigma_0=-1, \sigma_u=+1$) によるものも含んでいる。

表-6 (b) B 3, B 4 桁計算応力 (スパン中央) $\nu=33.2 \text{ t}$

P	σ_0	σ_u	σ_s	σ'_s	$y(\text{cm})$
0	+ 9	-106	+6 280	—	—
15.0	-103	0	+6 640	—	0
19.5	-164	—	+6 890	+ 350	10.5
24.3	-230	—	+7 360	+1 080	15.5
29.3	-308	—	+8 070	+2 150	15.5

表-6 (c) A 5 桁計算応力 (スパン中央) $\nu=30.2 \text{ t}$

P	σ_0	σ_u	σ_s
0	+27	-113	+5 700
17.2	-93	0	+6 230

上下を逆にして行なった。疲労試験機はアムスラー型疲労試験機を用い, 毎分 300 回の荷重くりかえしを加えた。図-8 は A 4, B 4 桁に $P=30 \text{ t}$ 加えた場合のひずみ変動の測定値を計算値と比較したものである。 $\epsilon_s, \epsilon_c, \epsilon'_c$ の位置は, いずれも図に示すとおりである。ひずみの計算値は次のように仮定して求めた。

a) 緊張時の応力(表-6 参照)は載荷時にもそのまま残っているものとする。

b) 載荷時のコンクリート弾性係数は $2.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ とする。 $n=8.4$ となる。

c) $P=0$ の場合は桁上縁にかなりの引張応力を生じるが, この場合の応力状態はコンクリートにひびわれが生じないものとして, コンクリートの引張りを考えて求める。

d) $P > P_0$ (P_0 は下

縁の応力が 0 になる荷

重)はコンクリート引

張応力を考えないで,

図-9 のように鉄筋コ

ンクリートと同様に考

えて求める。図の C は

コンクリート圧縮応力

の合力, T, T' はそれ

ぞれ鋼棒, 鉄筋の引張

力である。 $T=(\sigma_{s0}+d\sigma_s)A_s$, T'

$=\sigma'_s A'_s$ で求められる。

A_s, A'_s はそれぞれ鋼

棒, 鉄筋の断面積, σ_{s0}

は PC ケーブル重心

位置のコンクリート

応力が 0 になるときの

PC ケーブルの応力

である。なお計算を

簡単にするため C, T, T'

図-9 ひびわれ発生後の応力

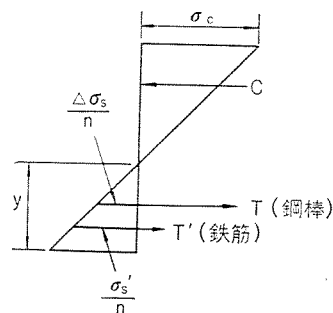
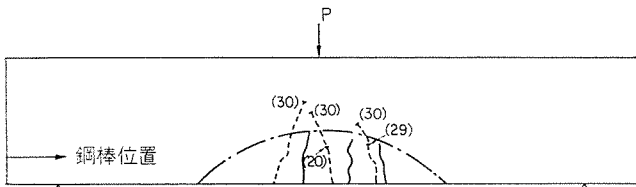
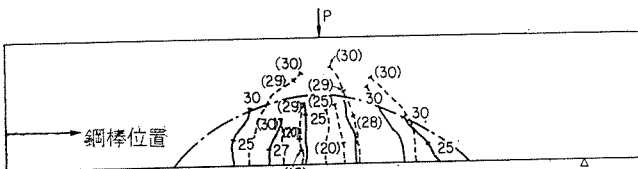


図-10 (a) A 4 桁ひびわれ図 ($P=30\text{ t}$)



実線は表側、点線は裏側のひびわれを示す。
 ———は計算上応力が0になる位置を示す (計算はコンクリート引張応力無視)。数字はひびわれがその点に達した荷重(t)を示し、括弧内のは裏側に関するものである。

図-10 (b) B 4 桁ひびわれ図 ($P=30\text{ t}$)



いは、こうして求めた T' の作用点が T の位置にあるとした。一般に T' は T に比して僅少であるから、これによる誤差は少ない。

e) 集中荷重は斜 45° 方向に桁中央軸まで分布するとし、スパン中央部の曲げモーメントは集中荷重としてではなく、載荷板の巾も考え 40 cm の等分布荷重として求めた。

図-8 をみるとこうして求めたひずみの計算値と測定値とはかなり近い値を示している。 ϵ_c では ϵ_s, ϵ_c' に比して両者の値の差が大きいのは、載荷板直下にあるため局部応力の影響をうけるからであろうか。図からも下縁の応力が0になってから (B4 で $P_0=15\text{ t}$, A4 で $P_0=18.5\text{ t}$) ϵ_s, ϵ_c ともに曲線がねてくるのがわかる。

図-11 (b) B 3 桁くりかえし回数と荷重一ひずみ曲線

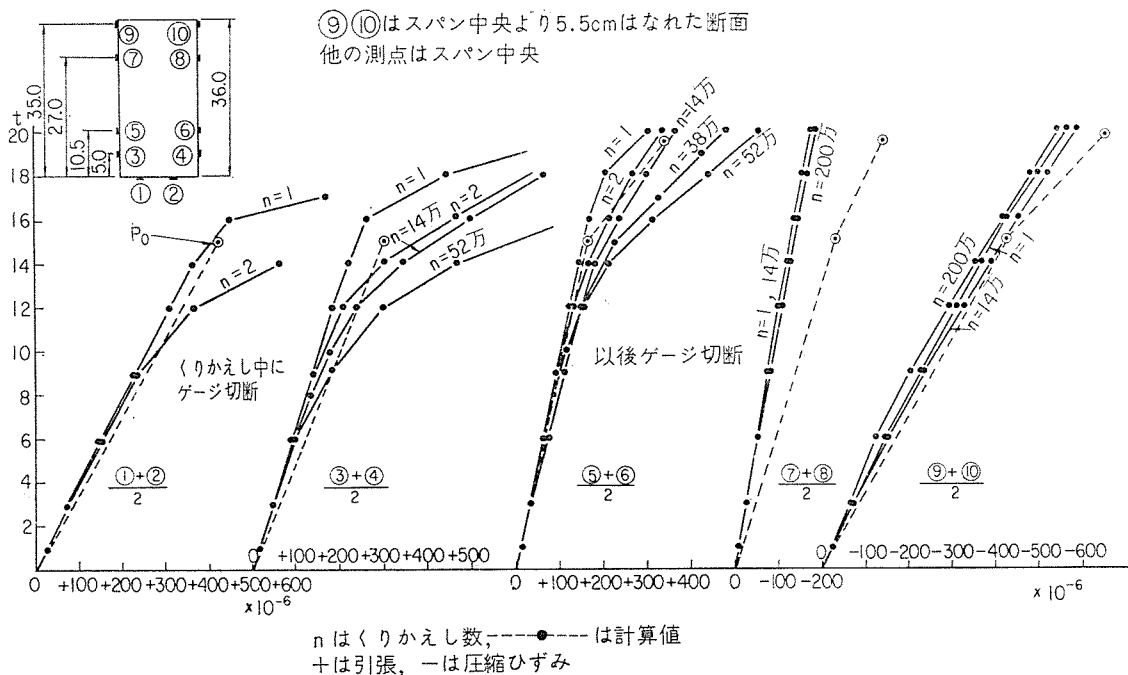
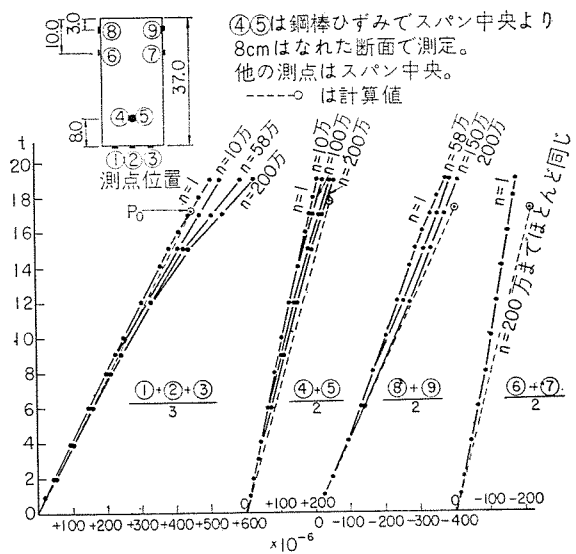


表-5 に各試験桁のスパン中央の上下縁応力、鋼棒、鉄筋応力の計算値を示すが、 $P > P_0$ で鉄筋応力 σ_s' がかなりふえ、これが鋼棒応力 σ_s の増加を減ずるのに役立っていることがわかる。

図-10 は A4, B4 桁で $P=30\text{ t}$ までに生じた側面のひびわれ図であり、鎖線は計算上 $P=30\text{ t}$ で応力が0になる所を示す。この線は下縁応力が0になる点、スパン中央から 8 cm はなれた断面の応力が0になる点を探め、その間を適当な曲線で結んだものである。図をみると片側ではひびわれは、大体この曲線内に分布しているが、別の面では曲線をこした部分にも生じている。この原因としては、載荷点近くの局部応力 (荷重と直角方向

図-11 (a) A 5 桁くりかえし回数と荷重一ひずみ曲線



に引張りを生じる)の影響、桁の表面は内部に比して、ひびわれの進行が早いのではないかということ、プレストレスが載荷時に一部失なわれていることを計算で考えていないこと、などが考えられる。

図-11 は、くりかえし載荷の回数によって荷重一ひずみ曲線がいかに変動するかを示すもので、測定は一定くりかえし後にくりかえし試験を中止して静的に載荷して行なったものである。曲線は図に示すいくつかの測定値の平均を示す。A5 は $P=3\sim 19\text{ t}$ を、B3 は $P=3\sim 20\text{ t}$ を 200 万回くりかえした。図に点線で計算ひずみを示してある。計算は付図の場合と同じ仮定で行なったものであり、図-11 (a) では下縁応力が 0 になる点、図-11 (b) は同じく下縁応力が 0 になる点と $P=19.5\text{ t}$ のひずみ計算値を示した(表-6 参照)。測定ひずみはくりかえし回数の多いものほど大きくなる傾向があるが、その変化はコンクリートの引張りひずみ測定値以外は、それほどいちじるしくはない。コンクリートの引張りひずみがこのように大きくなるのは、測定点にひびわれを生じるためと考えられる。B3 では図-12 (b) にも示すようにスパン中央のゲージ付着箇所にひびわれを生じており、くりかえし数の多いほどひびわれが進行し、測定ひずみが増加するものと考えられる。測定ゲージの長さは 45 mm である。B3 の測点 1~4 で 2 回目以後の載荷で P_0 以下の荷重で、すでにひずみ曲線がねてくるのは、 P_0 以前にひびわれの一部が残留する影響と考えられる⁵⁾。

図-12 は疲労試験桁の試験中に発見したひびわれ図である。参考のために図の上下に、くりかえし荷重の上下限荷重作用時の桁上、下縁の計算応力分布を示した。この応力は簡単のためにスパン中央の集中荷重とし、コンクリートの引張応力も考え、全断面有効として求めたものである。この応力分布から断面の応力が 0 になる点を求め、それを 1 点鎖線で示す。当然ながら桁下部の鎖線は上限荷重に関するものである。A5 上側の 2 点鎖線はコンクリートの引張りを無視した場合のプレストレス導入時の計算応力 0 点の位置を示す。A5 ではひびわれが 1 点鎖線をかなりこえているが、その原因としては上側ひびわれはプレストレス導入時にすでに生じており、それが残っていたこと、疲労試験中は、毛状な表面ひびわれも発見しやすいこと(ひびわれ箇所は疲労試験中に桁面に水をぬると表面に空泡を生じるので発見しやすい)が考えられる。B3 桁でも、ひびわれは桁のほとんど全高にわたって発見され

図-12 (a) A5 桁のひびわれ側面図とくりかえし応力上下限

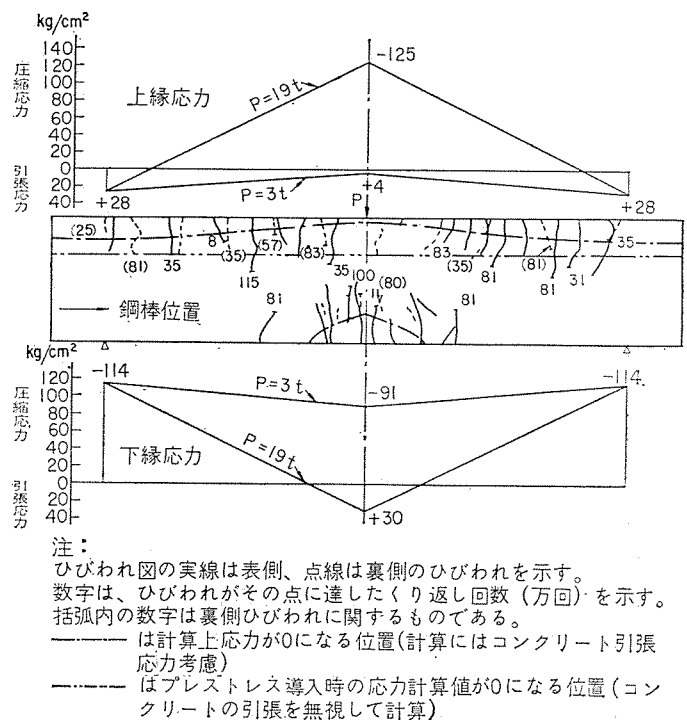
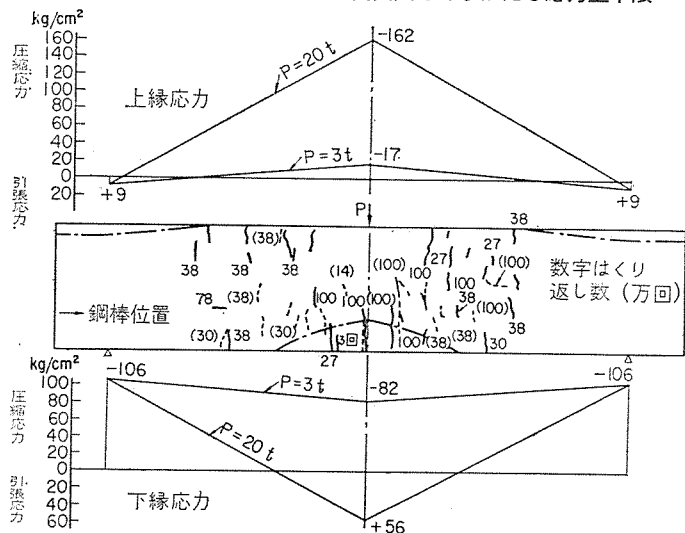


図-12 (b) B3 桁のひびわれ側面図とくりかえし応力上下限



ているが、このうち、かなりのものは応力に直接関係のない表面だけの毛状ひびわれではないかと推定される。

以上の試験結果から次のことがいえよう。

a) ひびわれ発生後の測定ひずみは計算値にかなり近い値を示している。

b) ひずみはくりかえし回数 n が多くなるとともに、いくぶん増加するが、 $n=200$ 万回でもコンクリート圧縮ひずみ、鋼棒ひずみは計算値をこしていない。したがって、これらのひずみは n が多くなるにつれて計算値に近づくといえることができる。これは一つにはくりかえし載荷によりひびわれが進行し、コンクリート引張域全般におよぶようになるためと思われる。

c) この試験でくりかえし程度の変動応力、すなわち A5 では $58.0 \sim 63.0 \text{ kg/mm}^2$, B3 では $63.0 \sim 68.8 \text{ kg/mm}^2$ では $n=200$ 万回でカップラー部の疲労破断は生じない。これは、図-4 からみて当然いえることである。異形鉄筋コンクリート桁の疲労試験結果⁵⁾ からみると、桁内に配置した鉄筋の疲労強度は、鉄筋自体の引張疲労試験結果から推定したものと、ほとんど変りないようである。

参 考 文 献

- 1) 杉田 秀夫：湯田ダム建設にともなう各種 PC 橋（その

- 2, 鉄道橋), PC 技術協会誌 Vol. 3, No. 6, 1961.
- 2) 友永 和夫：鉄道橋におけるプレストレスト コンクリートの応用, 最近におけるプレストレスト コンクリート, 土木学会編, 1961-8.
- 3) 各種 PC 用鋼の試験, PC 技術協会誌, Vol. 3, No. 3, 1961.
- 4) Zugschwellversuche an einigen Endverankerungen mit SIGMA-Spannstählen. Technische Mitteil. Lungen Heft 2, Hüttenwerk Rheinhausen.
- 5) 河野・小松原・小寺：異形鉄筋 コンクリート 桁の疲労試験, 異形鉄筋シンポジウム, 土木学会 1962-5.

1962. 5.10 受付

名 神 高 速 道 路 日 野 川 橋 着 工

名神高速道路日野川橋がこのほど着工 される ことになった。この橋梁は斜角 $57^\circ \sim 63^\circ$, $r=600 \text{ m}$ 円曲線およびクロソイド曲線からなっているので、架設方法は支保工による 現所打ち方式とし、3 径間連続桁を 3 個の 施工区間に分割し、カップリングによつて順次つぎたしてゆくようになっている。図-1, 2 は日野川橋の全体図および断面図を示す。

なお、第 1 連目の施工時に計器を設置し桁の応力、過度および変形の測定を行ない、その結果を解析して第 2 連目以後の施工の資料とするための試験を行なうことになっている。

路 線 名：高速自動車国道中央自動車道

工事場所：滋賀県蒲生郡蒲生町大字葛巻、横山

型 式：BBRV 工法による 3 径間連続 PC 桁橋 上下線
各 2 連

橋 長：240.10 m 2 (0.55+39.5+40.0+39.5+0.55)

巾 員：24.50 m

荷 重：TL-20

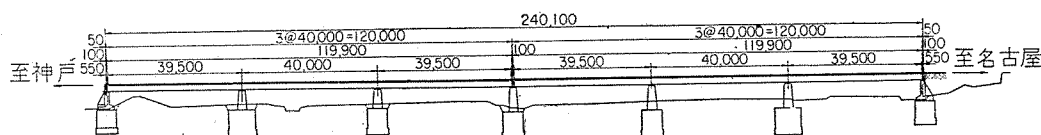
工 期：37 年 6 月～38 年 10 月

施 工 主：日本道路公団

施 工 者：北海道ピーエス・コンクリート KK

図-1

側 面 図



平 面 図

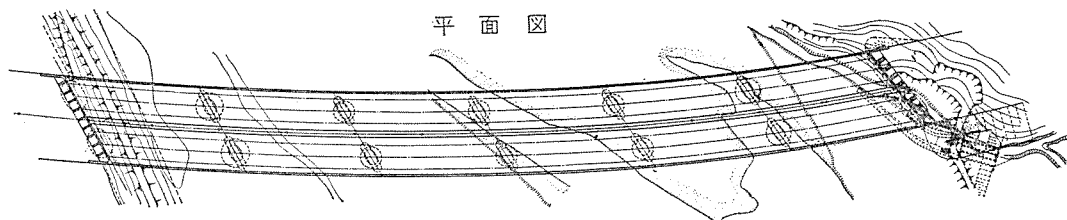
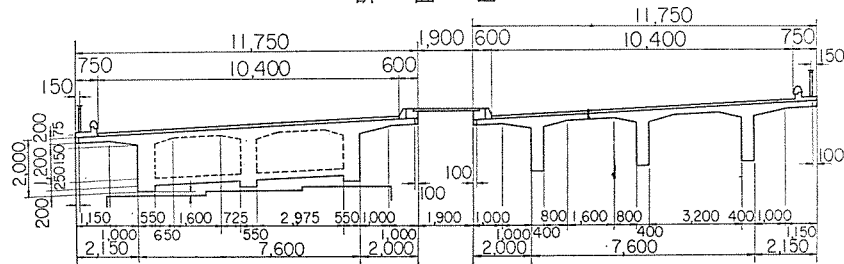


図-2

断 面 図





すぐれた引抜技術

最新の冷間圧延!

当社は冷間引抜PC鋼線・PC鋼より線のメーカーとして最高品質を誇っております。異形PC鋼線はわが国で唯一の最新設備、ワイヤ・コールドローリング・ミルによって造られ、次のようなすぐれた特徴をもち御好評を得ております。

- ①付着長が極めて短くなりますからブリテンショニング工法においても太径のPC鋼線が使用できます。
- ②さび付けしなくとも十分な付着が得られます。
- ③載荷重におけるひびわれの間隔を少なくすることが出来ます。

スズキ、PC鋼線
スズキ、PC鋼より線

異形PC鋼線

鈴木金属工業株式会社

本社 東京都北区袋町2-1430

電話 (901) 4176 (代)

名古屋支店 名古屋市中村区新名古屋ビル南館
電話 (55) 1798

BBRV 工法による道路橋

営業案内

並びにタンク

- 一、ポストテンショニング(P・S)橋梁及び建築
- 一、プレテンショニング(P・S)桁並びに版その他
- 一、コンクリート・ポール、コンクリート・パイプ
- 一、藤式V型ブロック、その他セメント二次製品



橋長 58m, 型式ラーメン

建設業者登録 建設大臣(ホ)第5257号



北海道ピー・エス・コンクリート株式会社

本社・東京営業所
札幌営業所
札幌別工場
掛川工場

東京都豊島区巣鴨6の1344(大塚ビル4階) TEL (983) 4176~9
札幌市北三条4丁目(第一生命ビル) TEL (4) 5121 (代表)
北海道札幌別郡札幌別町字千歳 TEL 札幌 66・220
静岡県掛川市富部(34年9月1日操業開始) TEL 掛川 1420・1421