

プレテンション方式PC桁のベンドアップに関する試験

宮 本 征 夫*
池 田 尚**
涌 井 一***
八 巻 一 幸****

1. ま え が き

鉄道におけるプレテンション方式プレストレストコンクリートは、PCまくらぎをはじめとし、土木、建築の分野を問わず多方面に亘って、大量に使用されているにもかかわらず、鉄道橋として大規模に使用されたのは、山陽新幹線小中島高架橋¹⁾(尼崎市)等数例程度で意外に少ない。これは、鉄道橋におけるプレテンション方式PC桁の一般的な適用スパンが10m前後であり、特殊な制約条件がなければ、経済的にみて鉄筋コンクリート桁の方が有利であるからであろう。

しかし、最近、施工の省力化および急速施工が強く要望され、かつ種々の制約を受ける場合も多くなったことから、工場製作ならびに機械化施工が可能な、プレテンション方式PC桁が注目されてきた。従来、この形式の桁が比較的短スパンにのみ用いられていた理由として、緊張鋼材を直線配置していたため、支点付近上側に発生する引張力防止のため緊張鋼材が増加すること、桁端部のプレストレスによる曲げモーメントおよびこれに伴って発生するせん断力に問題があること、太径緊張鋼材の付着疲労に問題が残っていること、製作アバットの容量に制約があること、などが上げられる。プレテンション方式PC鉄道橋として、スパン20mもしくは運搬可能な範囲でそれ以上長大な桁が要求され始めている現状を考え、さらにスパンを長くして適用範囲を拡大するためには、上記障害に対しスパン中央と支点付近のプレストレス量を変え、全体の緊張鋼材量を減ずる^{2),3)}ための対策として

- ① 一部の緊張鋼材を一定区間に亘ってコンクリートとの付着をなくす。
- ② 一部の緊張鋼材をポストテンション方式としてベ

ンドアップする。

- ③ 一部の緊張鋼材をプレテンション方式のままベンドアップする。

- ④ 緊張鋼材の偏心量を減ずるため、プレストレス導入後支点付近上側のコンクリートを打設する²⁾。などを考慮する必要がある。

そこで、本試験では、これらの対策のうち道路橋ではすでにJIS規格³⁾化されており、かなりの施工実績もある。一部の緊張鋼材をプレテンション方式のままベンドアップする方法に着目し検討を進めることにした。

プレテンション方式ベンドアップ桁を鉄道橋として実用化する場合、特に検討を必要とするのは、コンクリート中の曲げた状態でのストランドの疲労の問題、曲げ上げ位置における周辺コンクリートの応力集中の問題、プレストレスに伴って桁端部に発生するせん断力の問題などと考えられる。したがって本試験ではこれらの問題点の解明と、構造物としての桁の力学的性状^{4),5)}を知るため、曲げ直径を2段階変化させた合計6本のストランドの疲労試験^{6),7)}ならびに曲げ上げ角度を3段階変化させた合計6本の模型桁の静的破壊試験^{8),9)}および疲労試験^{10),11)}を実施した。

2. 模型桁の設計および製作

(1) 設 計

模型桁はストランド直線配置の桁(Aタイプ)、曲げ上げ角度5°の桁(Bタイプ)および10°の桁(Cタイプ)の3種類設計した。設計は、土木学会の「プレストレストコンクリート設計施工指針」および国鉄施設局・建設局・新幹線建設局編「建造物設計標準(プレストレストコンクリート鉄道橋)」に従って行い、設計条件は以下のようにした。

形状寸法：I形断面、全長=6.0m、スパン=5.0m、
桁高=60cm

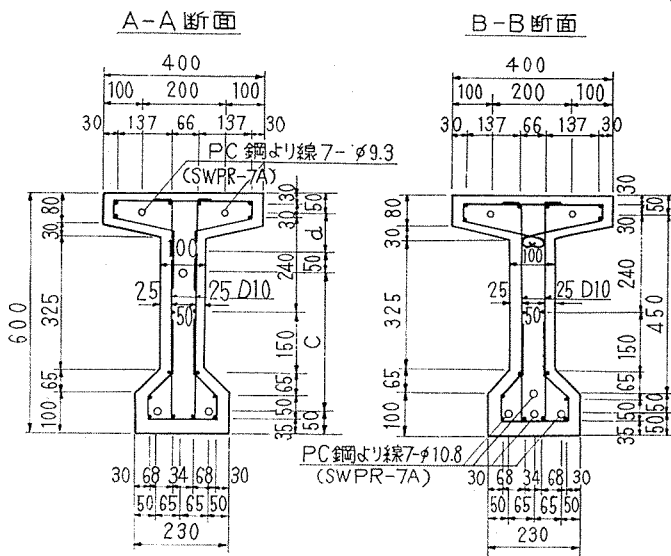
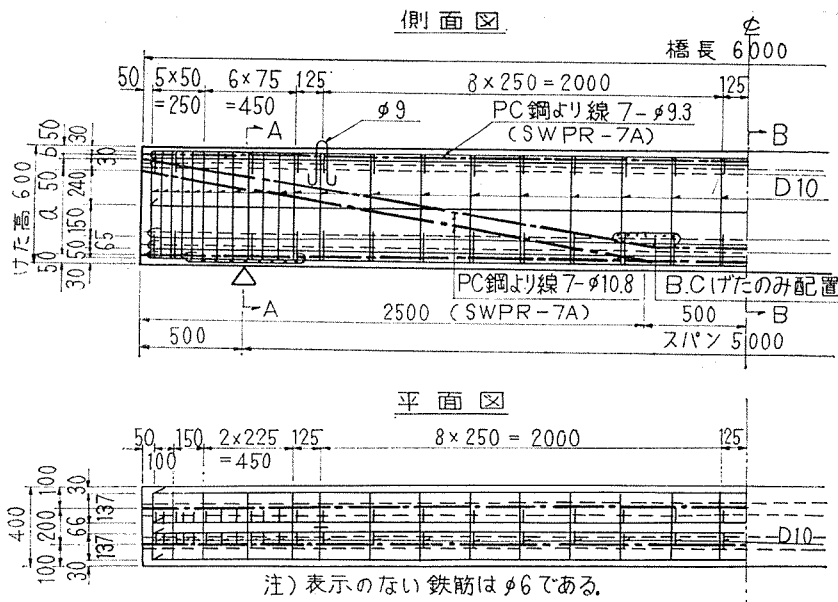
荷重条件：スパン中央で集中荷重を2点振り分け載荷、載荷スパン=1.5m

* 国鉄 技術開発室 主任部員

** 国鉄 下関工事局 停車場第一課補佐

*** 国鉄 鉄道技術研究所 構造物研究室

**** 国鉄 構造物設計事務所 コンクリート構造



寸法表

桁種別	a	b	C	d
A タイプ	0	450	0	450
B タイプ	219	231	175	275
C タイプ	441	9	353	97

図-1 模型桁設計図

表-1 スパン中央の断面諸元

	総断面	ストランド換算断面
断面積 $A(\text{cm}^2)$	1.057	1.072
偏心距離 $I_p(\text{cm})$	—	13.38
図心位置(上縁より) $y'(\text{cm})$	27.0	27.2
断面二次モーメント $I(\text{cm}^4)$	450 000	460 000

表-2 各荷重段階におけるスパン中央の設計応力度一覧表

	コンクリートの応力度 (kg/cm^2)		最下段ストランドの応力度 (kg/mm^2)
	上縁	下縁	
プレストレス導入時	5.8	77.8	107.8
死荷重作用時	10.7	71.9	108.1
載荷試験直前	10.6	70.6	106.3
載荷試験時(設計荷重)	69.1	0	109.2

注：導入プレストレス $P_i=43.93 \text{ t}$ ($\sigma_{pi}=115 \text{ kg}/\text{mm}^2$)

コンクリートの設計基準強度：

$$\sigma_{ck}=500 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

ストランドの種類：SWPR-7A ϕ

10.8 および $\phi 9.3$

鉄筋の種類：直径 10 mm 以上、

SD 35, その他 SR 24

曲げ上げ支持具の材質：SR 24,

SS 41, SM 51 A

図-1 が模型桁の設計図で、B・C タイプの下フランジ 2 本のストランドがベンドアップされていること、曲げ上げ点に曲げ上げ支持具ならびに格子鉄筋が配置されていることを除けば、全タイプとも形状寸法および配筋は同一である。表-1 がスパン中央の断面諸元で、表-2 が各荷重段階における、スパン中央のコンクリートとストランドの設計応力度一覧表である。なお、設計荷重はスパン中央下縁コンクリートの応力度が 0 となる荷重 $P=11.3 \text{ t}$ である。

ストランドの曲げ上げ部に使用する治具については、道路橋および国外において種々の方法が考案されているが、桁に及ぼす影響、経済性ならびに施工性からみてもっとも有利な方法を見出すまでに至っていないようである。したがって、今回は図-2 および写真-1 に示す鋼製ローラ式(材質 SS 41)の曲げ上げ支持具を使用し、桁コンクリートに埋設することにした。また、ベンドローラ径は模型桁の数が少なく、変化させることができなかったので一定値とし、道路橋で採用している治具径 300 mm より厳しい、ローラ径で 31 mm としている。

(2) 製作
a) 使用材料 模型桁に使用したコンクリートの配

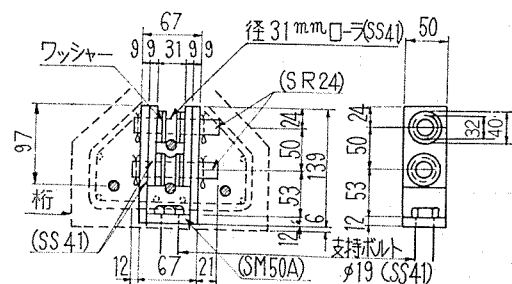


図-2 曲げ上げ支持具寸法図

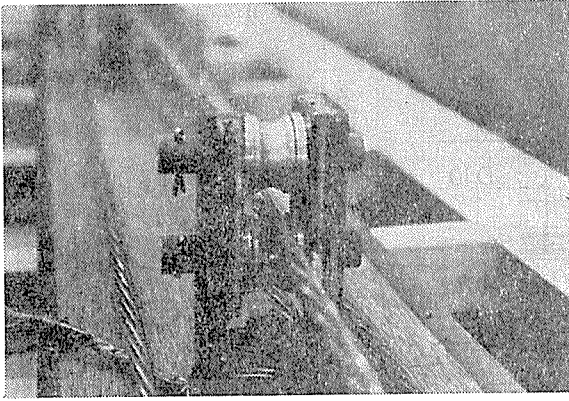


写真-1 曲げ上げ支持具

合を表-3に、また各材令におけるコンクリートの圧縮強度、曲げ強度および弾性係数を表-4に示す。表-4で現場養生となっている供試体は、模型桁と同様、コンクリート打設4~5時間後最高温度60°Cで約10時間蒸気養生したあと、大気養生したものである。また、圧縮供試体としてはφ10cm×20cmの円柱供試体、曲げ強度供試体としては15cm×15cm×55cmの直方供試体を用いている。さらに、弾性係数は圧縮供試体にストレインゲージ2枚を貼付してひずみを測定し、その結果から、 $1/3 \sigma_{ck}$ のセカント係数として求めたものである。表-5は模型桁に使用したストランドの機械的性質である。

表-3 コンクリートの配合

組骨材の最大寸法 (mm)	スランブの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/A (%)	単位重量 (kg/m ³)				
					水 W	セメント C	細骨材 S	組骨材 G	混和剤
25	4±1.5	3±1	37.0	40.5	170	460	696	1072	1.84

注) セメントはアサノ早強セメント; 細骨材は酒匂川産, 比重 2.63, 粗粒率 2.78; 組骨材は酒匂川産, 比重 2.76, 粗粒率 6.82; 混和剤はプラスチックを使用

表-4 コンクリートの力学的性質 (供試体3個の平均値)

材 令	3日 (プレストレス導入)	7日	28日	載 荷 試 験 時						
				45日 (A-1)	47日 (B-1)	52日 (C-2)	65日 (A-2)	72日 (B-2)	95日 (C-1)	
圧縮強度 (kg/cm ²)	現場養生	594	564	693	696	—	—	—	—	—
	標準養生	—	511	627	—	619	575	608	629	704
曲げ強度 (kg/cm ²)	現場養生	49	45	46	56	—	—	—	—	—
	標準養生	58	60	70	—	—	52	52	52	54
弾性係数 ×10 ⁵ kg/cm ²	現場養生	3.02	3.24	3.26	2.97	—	—	—	—	—
	標準養生	—	2.71	3.16	—	—	2.92	2.98	3.03	2.93

表-5 ストランドの機械的性質

	線 径 (mm)	引張荷重 (kg)	降伏荷重 (kg)	伸 び (%)	レラクセーション (10時間) (%)	弾性係数 (kg/mm ²)
φ10.8	10.81	13 480	12 400	3.5以上	1.60	19 700
φ9.3	9.27	9 800	9 000	3.5以上	1.61	19 800

b) 緊 張 模型桁はAタイプ2連とB・Cタイプ各2連の2組に分け別々のアバットで製作し、緊張管理は一般的に行われているマンメーターの読みとストランドの伸びにより行った。

桁にはφ9.3とφ10.8の2種類のストランドが用いられており、表-6に示したように、わずかではあるが弾性係数が異なっていたため、あらかじめ予備緊張を行ってこの差を調整した。さらに、B・Cタイプの桁には曲げ上げストランドが含まれているため、直線ストランドとの間に長さの差Δlを生ずる。したがって、このタイプの桁の緊張は以下の手順により実施した。

- ① 直線ストランドだけアバットに定着し、Δlの伸びが生ずるまで緊張
- ② 曲げ上げストランドもアバットに定着後、直線ストランドの所定の伸びまで緊張
- ③ 図-3に示すストランド扛上装置を用いて、桁端外方で所定の高さまで扛上することにより、曲げ上げストランドにΔlの伸びを生じさせ最終緊張力とする。

この緊張方法で行った、マンメーターが最終緊張力に達したときのストランドの伸び量と、計算値の比はAタイプで0.97、B・Cタイプで1.05であった。

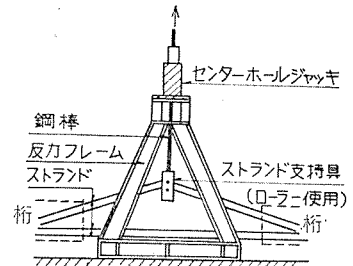


図-3 ストランド扛上装置略図

このように、実測値と計算値に差がでたのは、模型桁の全緊張力が43.93tと比較的小さく、マンメーターの読取誤差が大きくなったためと考えられる。このため、緊張作業終了後、所要の緊張力が得られているかロードセルで確認した。その結果、B・Cタイプの桁には4~8%の過大な緊張力が与えられていることが明らかになったので、定着を

しなおして緊張力を計算値と一致させた。このほか、曲げ上げ支持具の支持ボルトの鉛直方向にストレインゲージを貼付し、ひずみ測定の結果に基づいて反力を算定し、反力を緊張力の鉛直成分として緊張力を推定してみた。今回使用した支持ボルトは緊張管理用に製作したものではなかったため、測定値と計算値の比は0.76~1.05とばらつきが大きかったが、もし必要ならば、支持ボルトに改良を加えれば曲げ

上げストランドの緊張管理の一方法として使用可能であろう。

c) プレストレス導入 材令3日で、コンクリートが所定の強度に達していることを確認したのち、プレ

トレスを導入した。導入量はスパン中央の上下ストラ
ンド重心位置に埋込んだひずみ計により測定した(図-5
参照)。測定値と、コンクリートの弾性係数を供試体か
ら得られた値 $E_c=3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 、レラクセーション
を7%とした計算値との比は、上側で1.19~1.49、下
側で1.11~1.30となっている。このように値に差があ
るのはコンクリートの弾性係数のばらつき、レラクセー
ションの進行度などに起因しているのではないかと推察
される。

3. 試験の内容

(1) ストランドの疲労試験

模型桁に使用した SWPR-7 Aφ10.8 と同種のストラ
ンド6本について、次の条件で疲労試験を実施した。

- ① 曲げ直径：ベンドローラ径で 10 mm (3本), 31 mm (3本)
- ② 応力振幅：105~115 kg/mm² (曲げ直径別に各2本)
105~120 kg/mm² (曲げ直径別に各1本)
- ③ 曲げ上げ角度：10°

曲げ直径を比較的小さくしたのは、曲げ上げ支持具の簡素化を考慮したため、曲げ上げ角度を10°としたのは、実用上これ以上の角度は必要ないからである。

なお、試験機は 40 t 電気油圧式疲労試験機(鷲宮製作所製)を用い、繰返し速度を 900 回/分とし、疲労破壊しない場合の最大繰返し回数は 200 万回を目安とした。

図-4 が試験に使用したストランドを曲げたまま載荷できる装置で、模型桁のストランドの状態とできるだけ同一条件となるよう、中央曲げ上げ部に相当する部分には材質 SS 41 の鋼製ローラを使用している。

(2) 模型桁の載荷試験

表-6 に示すように6本の模型桁について、静的載荷試験およ

び疲労試験を行った。試験機は、国鉄鉄道技術研究所のローゼンハウゼン大型疲労試験機(静的試験最高荷重 150 t、疲労試験最高荷重 100 t)を使用し、荷重はスパン中央で集中荷重を2点振分け(載荷スパン=1.5 m)載荷とした。写真-2 は試験装置の全景を示すものである。実施した測定項目および観察項目は表-7 のとおりで、各測定位置は図-5 のようである。なお、疲労試験における動的ひずみは電磁オシロを使用し、動的たわみ

表-6 模型桁の載荷試験種別

種 別	曲げ上げ角度		
	直 線	5°	10°
静的破壊試験	A-1	B-1	—
疲労試験	A-2	B-2	C-1 C-2

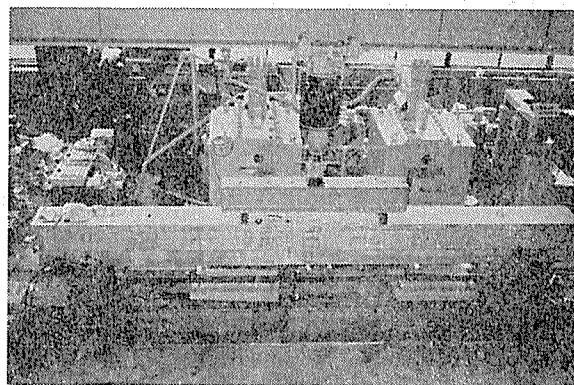


写真-2 試験装置全景

表-7 測定および観察項目一覧表

項 目 桁 記 号	測 定 項 目					観 察 項 目		載 荷 種 別		
	ひ ず み 測 定					桁 の た わ み	代 表 ひ び われ 幅		ひ び われ 状 況	ス ト ラ ン ド 破 断 面 察
	コ ン ク リ ー ト 面	ダ ミ ー 鉄 筋	埋 込 み	曲 支 げ 持 上 げ 具	支 持 具					
A-1	○	—	○	—	○	—	○	—	静 的	
A-2	○	○	○	—	○	—	○	—	疲 勞	
B-1	○	—	○	○	○	—	○	○	静 的	
B-2	○	○	○	○	○	—	○	○	疲 勞	
C-1	○	○	○	○	○	—	○	○	疲 勞	
C-2	○	○	○	○	○	—	○	—	疲 勞 後 静 的	

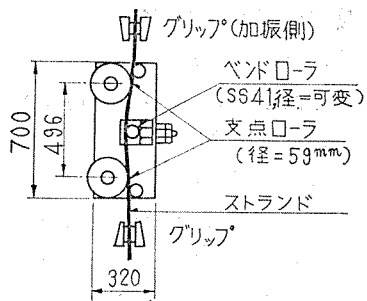


図-4 ストランド疲労試験用治具寸法図

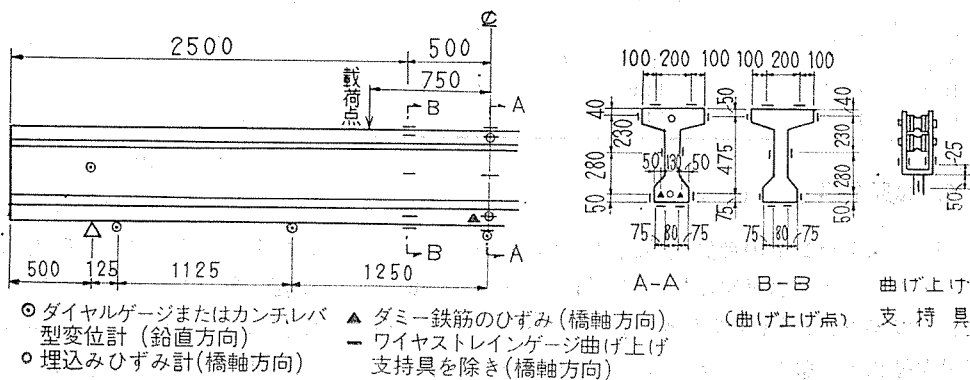


図-5 測定位置図

はカンチレバー型変位計を使用して測定している。

載荷順序は、まず、A-1 桁の静的破壊試験を行い、ひびわれ荷重、ひびわれ再開荷重、破壊荷重を確認し、次に B-1 桁の静的破壊試験に移った。B-1 桁の試験結果からみて、特にベンドアップによる影響が認められなかったことから、C-2 桁で設計荷重を上限荷重とする疲労試験を行った。C-2 桁は 300 万回の繰返し荷重によっても何等の変状もなかったため、A-2、B-2、C-1 桁の順序で、上限荷重をひびわれ荷重以上として疲労試験を行うことにした。

a) 静的載荷試験 静的載荷試験は全模型桁について実施した。このうち疲労試験に用いた桁は、疲労試験の直前および疲労試験中に数回、上限荷重までの静的載荷試験を行っている。とくに、C-2 桁は疲労破壊しなかったため、疲労試験終了後静的破壊した。また、静的破壊試験に用いた 3 本の桁においては 1 模型桁について 3 段階の載荷を行った。第 1 段階の載荷では、荷重を設計荷重 ($P=11.3\text{ t}$) まで加えて 0 にもどし、第 2 段階の載荷では、ひびわれ荷重前後の荷重 ($P=18\text{ t}\sim 22\text{ t}$) を 2~3 回繰返し載荷した。そして、最後の第 3 段階の載荷で、桁が破壊するまで荷重を増加した。

b) 疲労試験 4 本の模型桁について応力振幅を変えて疲労試験を実施した。各桁の破壊位置最下段ストランドの計算応力度および応力振幅は表-8 のとおりで、C-2 桁は全断面有効とし、その他の桁は上限応力度についてはコンクリートの引張部を無視した計算により求め下限応力度については全断面有効として算定してある。また、上限荷重は、C-2 桁が設計荷重の $P=11.3\text{ t}$ 、A-2 桁が A-1 桁の破壊荷重の 60% に相当する $P=24\text{ t}$ 、B-2、C-1 桁が一般に設計で考えられている破壊荷重に相当する、設計荷重の 1.75 倍の $P=19\text{ t}$ としている。なお、C-2 桁をのぞく桁は設定した上限荷重まで静的載荷し、ひびわれを発生させてから疲労試験を開始した。

表-8 疲労試験桁ストランドの計算応力振幅

桁記号	上限応力度 (kg/mm ²)	下限応力度 (kg/mm ²)	応力振幅 (kg/mm ²)	上 限 荷 重
C-2	109.2	106.6	2.6	11.3 t (設計荷重)
A-2	136.3	106.8	29.5	24.0 t (破壊荷重×0.6)
B-2	119.7	106.8	12.9	19.0 t (設計荷重×1.75)
C-1	120.4	106.8	13.6	〃

4. 試験結果および考察

(1) ストランドの疲労試験結果および考察

ストランドの疲労試験結果を表-9 に示す。図-6 ではこの結果と、SWPR-7 B φ 12.7 直線ストランドの疲労試験結果を比較している。なお、直線ストランドの疲労試験は下限荷重を 105 kg/mm² とし、油圧式アムスラ

表-9 ストランドの疲労試験結果

曲げ直径 (mm)	応力振幅 (kg/mm ²)	繰返し回数 (×10 ⁶ 回)	破 断 状 況
10	10	2.2<	破断せず
		2.2<	〃
	15	0.114	支点ローラ部で素線破断
31	10	2.2<	破断せず
		1.8<	〃
	15	1.4	ベンドローラ部で素線破断

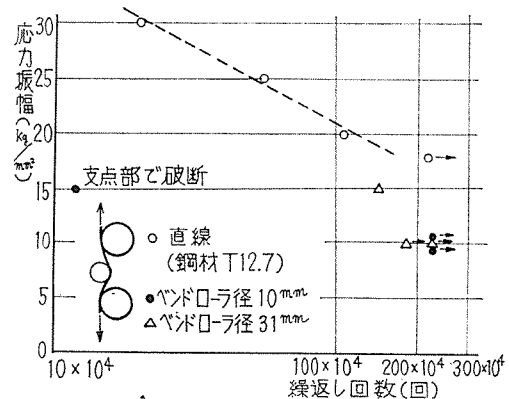


図-6 ストランドの疲労試験結果

タイプ試験機に、300 回/分の加振源装置を取付けて試験したものである。これによると、規格は異なっているものの、直線ストランドの 200 万回疲労強度が 16~17 kg/mm² であるのに対し、曲げることにより疲労強度が低下するのは否めない。しかし、今回の試験条件に限れば、ベンドローラ径 10 mm というかなり小さい曲げ直径であっても 10 kg/mm² 程度の応力振幅であれば、疲労破壊はしないものと考えられる。鉄道橋として一般的に用いられているプレテンション方式 PC 桁の応力振幅が 5 kg/mm² 以下であることと合わせると、この結果は、今後、ベンドアップ PC 桁および曲げ上げ支持具の設計のための貴重な資料となる。

(2) 模型桁の載荷試験結果および考察

模型桁の主な試験結果と計算値を一括して表-10 に示す。以下に注目される測定結果および考察を述べるが、計算値として示す場合のコンクリートの弾性係数はすべて $E_c=3.5 \times 10^5\text{ kg/cm}^2$ を使用している。

a) 静的耐力 全模型桁のひびわれ荷重以下の荷重による、スパン中央上下縁のコンクリートのひずみは図-7 のとおりで、静的破壊した桁のひびわれ荷重を越える荷重による、スパン中央圧縮縁コンクリートのひずみは図-8 のようである。同時に、ひびわれ発生前は全断面有効とし、ひびわれ発生以降はコンクリートの引張りを無視し、鉄筋は降伏点に達した以降、応力ひずみ曲線は直線と仮定した計算値も示している¹²⁾。これによると、

表-10 模型桁の主な測定結果と計算値一覧表

() 内は計算値を示す。

桁記号	静 的 破 壊 試 験					疲 勞 試 験					
	ひびわれ荷重 (t)	ひびわれ再開荷重 (t)	破壊荷重 (t)	破断位置 [cm]	ひびわれ分布幅 (m) 代表的本数	上限荷重 (t)	下限荷重 (t)	破断載荷回数 ($\times 10^6$ 回)	破断位置 (cm)	破断面の状況	ひびわれ分布幅 (m) 代表的本数
A-1	18.0 (19.5)	13.3 (11.3)	40.3 (39.0)	13	-1.3~1.3 17本	—	—	—	—	—	—
A-2	19.0 (19.5)	11.3 (11.3)	—	—	—	24.0	2.0	0.386	63~86	—	-1.0~1.2 10本
B-1	18.0 (19.5)	11.0 (11.0)	40.5 (39.0)	60	-1.5~1.5 21本	—	—	—	—	—	—
B-2	18.0 (19.5)	13.1 (11.0)	—	—	—	19.0	2.0	1.536	67	素線28本中 13本疲労破断	-1.1~0.8 11本
C-1	19.0 (19.5)	11.7 (10.7)	—	—	—	19.0	2.0	1.415	66	素線28本中 6本疲労破断	-1.2~1.1 14本
C-2	14.0 (19.5)	12.2 (10.7)	38.9 (39.0)	59	-1.4~1.5 20本	11.3	1.0	3.056<	—	—	ひびわれ発生せず静的破壊

- 注) 1) () 内はコンクリートの引張強度を 50 kg/cm² として計算した値。
 2) () 内はひびわれ発生断面・下縁コンクリートの応力度が0となる荷重計算値。
 3) () 内はコンクリート設計基準強度に供試体圧縮強度をストランドおよび鉄筋の降伏強度にミルシート値を用い、PC 指針式により求めた値
 4) スパン中央を基準にし、負号が固定端側、正号が可動端側

20 t 前後の比較的小さい荷重の範囲内では、測定値に大きなばらつきはみられず、マクロ的に捕えれば、計算値に近い挙動を示している。また、20 t を越える荷重に対しては A タイプと B タイプの違いは明らかではない。

図-9 に全模型桁のスパン中央のたわみを示した。たわみの場合もひびわれ発現前では、全断面有効とした計算値とよく合致しており、ひびわれの発生の著しい 20 t 以上では、極端に剛性を失っているものの全タイプの桁とも傾向および値の差はない。さらに、図-10 に模型

桁のひびわれ図の例として C-2 桁のものを示すが、ひびわれの発生状況および伸展はいずれの桁も同様であった。表-10 から明らかなように、破壊は全タイプともベンドアップの影響の少ない位置で、ストランドの破断により生じたこともあり、破壊荷重に明確な差はなく、桁としての性状も同様であったことから、A タイプと B・C タイプの顕著な差は認められなかった。

b) 疲労耐力 模型ひびわれ荷重を越えた上限荷重で疲労試験を実施した。桁のひずみ、たわみ等の測定結果およびひびわれの性状などを検討してみると各模型桁ともほぼ同様な挙動を示していた。したがって、以下では、代表的な例として C-1 桁の試験結果を示す。図-11 に C タイプ模型桁の繰り返し回数とスパン中央のコンクリートの静的ひずみを、図-12 に繰り返し回数とスパン中央の静的および動的たわみを示す。

1) 上限荷重が設計荷重範囲内の場合：設計荷重範囲内の荷重で 300 万回の疲労試験を行った C-2 桁は、図-11, 12 から明らかなように、繰り返し回数の増加によるコンクリートのひずみ、桁のたわみはふえておら

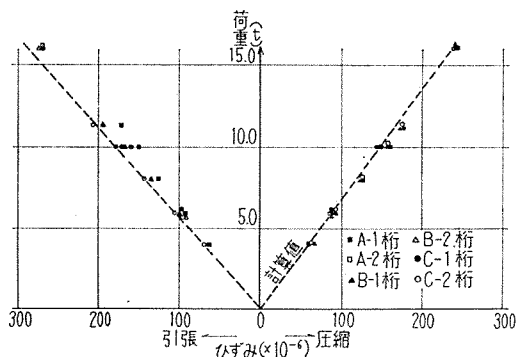


図-7 スパン中央コンクリートの上下縁ひずみ

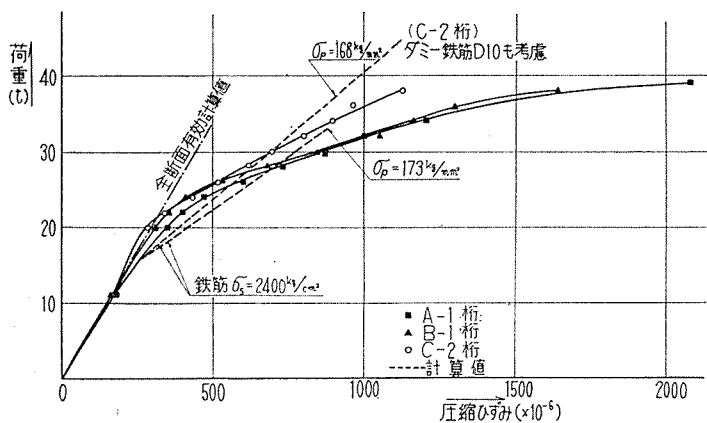


図-8 スパン中央コンクリート圧縮縁ひずみ

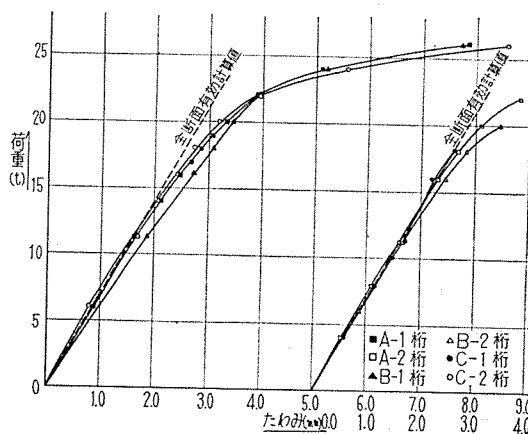


図-9 スパン中央の桁のたわみ

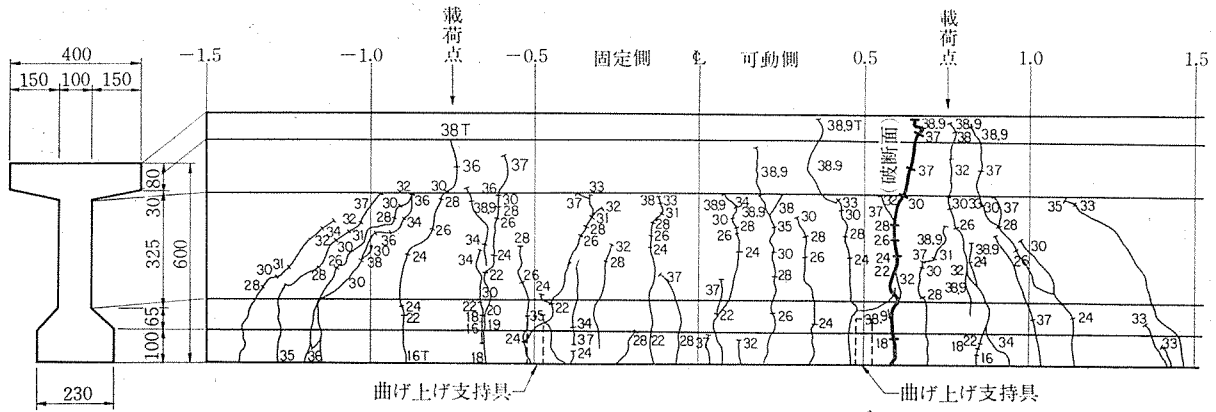


図-10 C-2 桁のひびわれ図

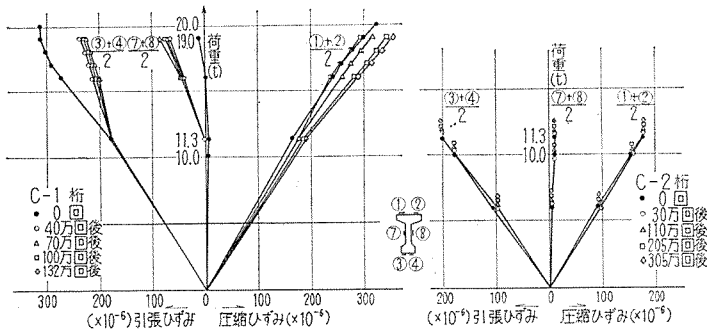


図-11 繰り返し回数とスパン中央コンクリートの静的ひずみ

を破断強度の 62.5% とし、応力振幅を 12.9 および 13.6 kg/mm² とした B-2, C-1 桁は、C-1 桁と異なり 図-11, 12 に示したように繰り返し回数がふえることによる影響が見受けられ、とくに桁のたわみの増加傾向は著るしい。これは、疲労試験直前に行った上限荷重までの静的荷重によって、ひびわれを発生させたため、繰り返し荷重およびストランドの断面減少などにより、そのひびわれが急速に伸展したことが原因の一つと考えられる。同時に、このことは破壊時のひびわれ本数の少ないことにも影響を及ぼしているものと思われる

ず、ひびわれもまったく発生しなかった。また、曲げ上げ支持具付近およびストランド定着位置付近のコンクリートの変状も見受けられず、すでに a) で述べたように疲労試験後実施した静的破壊試験においても、疲労による耐力の低下は認められなかった。

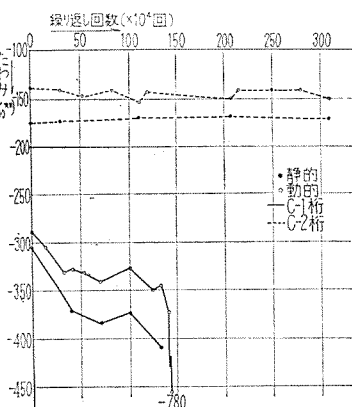


図-12 繰り返し回数とスパン中央の静的および動的たわみ

(表-10 参照)。しかしこの場合にも破断位置は曲げ上げ点の約 15 cm 外側で、曲げ上げ支持具付近およびストランド定着部付近のコンクリートには異状は見当らなかった。

表-11 がストランドの破断面の観察結果である。静的破壊した桁のストランド破断面には絞りが認められたのに対し、疲労破壊した桁のストランドは断面の一部が絞りの見られない疲労破断をし、残りが静的破断していた。

表-11 ストランドの破断状況

桁	鋼線記号	破断状況
B-1	P ₁ ~P ₄	静的に破断。破断面には絞りがみられる。
	P ₁	破断せず
B-2	P ₂	素線中 5 本疲労, 1 本静的, 1 本不明
	P ₃	4 本疲労, 3 本静的
	P ₄	4 本疲労, 2 本静的, 1 本不明
	P ₁	静的破断
C-1	P ₂	"
	P ₃	破断 (疲労か静的か不明)
	P ₄	6 本疲労, 1 本静的

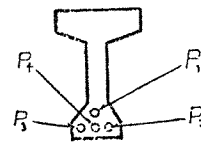


図-13 は破断面の一例をスケッチしたもので、黒点が疲労の始まった点を示している。疲労の始まった点はすべて素線相互の接触点に位置しており、一般にフレッチングきれつと称されるものである。

これらの試験結果と、C-2 桁が曲げ上げ角度 10°, ベンドローラ径 31 mm (道路橋では径 300 mm) という条件下であったことを合わせて考えれば、現在鉄道橋で一般に行われているように、フルプレストレスで設計され、設計荷重程度の応力振幅であれば疲労破壊はしなものと考えられる。

2) 上限荷重がひびわれ荷重を越える場合: A-2 桁の破断面の最下段ストランドの計算応力度は、ミルシート破断強度の 78% に相当する高応力度域で、応力振幅も 29.5 kg/mm² と直線ストランドの疲労限である 16~17 kg/cm² を大幅に超過していたことから、低い繰り返し回数で破壊したのと考えられる。同様に、計算応力度

このような疲労破壊を防止し、過大荷重に対する桁の耐力を向上させるためには、適量の軸方向鉄筋を配置して、ひびわれ幅を制御することも有効と思われる。

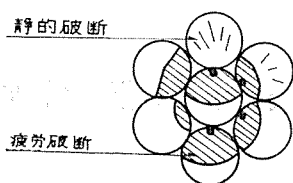


図-13 スtrand破断面の一例

なお、今回の試験では模型桁の本数が少なく、疲労限を把握するまでに至らなかった。

c) 曲げ上げ支持具

疲労試験終了後、曲げ上げ部のストランドを取り出して観察したところ、ベンドアップによる塑性変形を生じ、ローラとの接触部にはへこみ傷が見られたが、前述のようにこの部分から破断することはなかった。一方、ローラにも長さ約 8 mm 深さ 0.3 mm 前後のへこみ傷が見受けられ、ストランドの損傷には接触する治具の材質も大きな影響を及ぼすことがうかがえた。写真-3 は、破壊後の桁の曲げ上げ部付近をはつり出したものである。

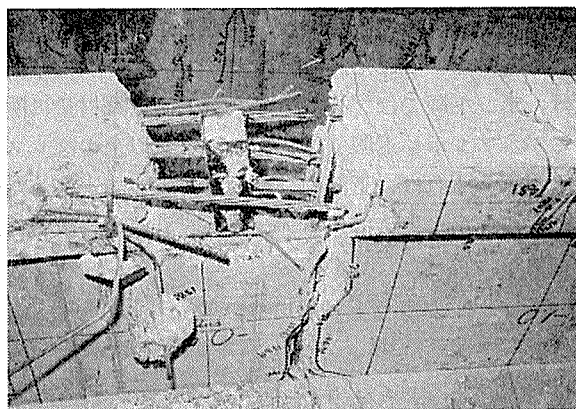


写真-3 スtrandの破断状態

以上の観察と(1)のストランドの疲労試験結果とを考えると、今回用いた曲げ上げ支持具も充分実用でき、さらに曲げ半径も小さく簡素化できる可能性も残されているといえよう。

5. む す び

以上の試験結果を要約すると以下のとおりである。

(1) 材質 SS 41 の鋼製ローラを用いて曲げたままの状態での疲労試験したストランドは、曲げ上げ角度 10° 、曲げ直径がローラ径で 10 mm という条件でも、応力振幅が $105 \sim 115 \text{ kg/mm}^2$ の場合には疲労破断しなかった。

(2) 静的載荷した模型桁の耐力および桁としての性状には、ストランドをベンドアップすることによる影響が明確に認められず、測定値は土木学会のプレストレストコンクリート設計施工指針等に示されている計算法に従って求めた値とよく合致している。

3) 設計荷重を上限荷重として 300 万回繰り返し載荷

を行った桁は、曲げ上げ角度 10° 、曲げ直径がベンドローラ径で 32 mm という条件下であっても疲労破壊せず、疲労による桁性状の変化および耐力の低下は見受けられなかった。これに対し、上限荷重がひびわれ荷重を越える場合には、繰返し回数の増加により桁耐力の低下が認められ、いずれのタイプの桁もストランドの疲労破断により破壊した。しかし、両者とも曲げ上げ支持具付近および定着部のコンクリートには異状はなかった。

(4) 曲げ上げ支持具のローラ (SS 41) およびこれに接触した部分のストランドには損傷が見られたが、すべての桁のストランドはこの部分から破断していない。

これらを総合し、プレテンション方式ベンドアップ桁はフルプレストレストで設計され、設計荷重程度の応力振幅であれば鉄道橋としても実用可能と考えられる。今回の試験では曲げ上げ部の変状はまったく生じなかったが、曲げ上げ部に前もってひびわれを入れておき破壊させる実験などにより、さらに詳細な曲げ上げ部の挙動をとらえることが今後の課題の一つであろう。

最後に、本試験を行うにあたり東京工大長滝助教授、国鉄建設局線増課野口課長の御指導ならびに国鉄東京第一工事局の関係各位の御協力を得た。ここに記して謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 西村治作, 山本 勲: プレテンション PC けたを用いた高架橋の急速施工, 鉄道土木, Vol. 14, No. 7, 1972.
- 2) 宮田尚彦, 小池 晋: 鉄道橋としてのプレテンション桁の適用, 構造物設計資料, No. 28, 1971.
- 3) JIS A 5316: けた橋用プレストレストコンクリート橋げた, 1971.
- 4) 猪股俊司: プレストレストコンクリート桁に関する研究, 土木学会論文集, 第 17 号, 1953.
- 5) 百島祐信: カンチレバー架設したプレストレストコンクリート橋における断面力および挙動の研究, 土木学会論文集, No. 240, 1975 年 8 月.
- 6) 河野通之, ほか: 異形鉄筋の疲れ強度に関する研究: コンクリートライブラリー, 第 2 号, 1961.
- 7) 坂村 泉: PC 鋼材の製造とその取扱いについて (第 3 回), プレストレストコンクリート, Vol. 13, No. 4, 1971.
- 8) 樋口芳郎, 宮本征夫, 鳥居興彦: アンボンド PC 桁の静的曲げ試験, プレストレストコンクリート, Vol. 14, No. 4, 1972.
- 9) 橋本成一郎, 伊藤 敬, 小林峰夫: 近畿自動車道におけるベンドアップ桁の設計と施工について, プレストレストコンクリート, Vol. 12, No. 2, 1970.
- 10) 野口 功, ほか: RC 桁, フルおよびバーシャル PC 桁の疲労強度について, プレストレストコンクリート, Vol. 6, No. 1, 1964.
- 11) 渡辺 明, ほか: PC はりのボンド疲労に関する実験報告, プレストレストコンクリート, Vol. 10, No. 4, 1968.
- 12) 小寺重郎, 岩城 良, 太田陽一: PRC について, コンクリートジャーナル, Vol. 3, No. 5, 1965.