

# 東北新幹線 間の坂架道橋の設計と桁応力測定

(押し出し工法による3径間連続 PC 下路桁)

小 山 幸 則\*  
 根 正 喜\*\*  
 宮 田 宗 彦\*\*\*  
 広 実 正 人\*\*\*

## 1. ま え が き

東北新幹線は昭和 57 年 6 月、大宮・盛岡間が暫定的に開業され、現在上野開業に向けて大宮以南の工事が着々と進められている。上野付近のルートは、上野地下駅から上野トンネル・日暮里トンネルを抜け国鉄日暮里駅付近で地上に出たあと、電車線（山手線・京浜東北線）と列車線（東北本線）に挟まれた狭隘な空間をほぼ平行

に北上している。

間の坂架道橋は、国鉄西日暮里駅構内コンコースを跨ぎ、幅員 25 m の都道 457 号線とほぼ直角に立体交差する地点に計画された橋梁である（図-1）。道路面下には地下鉄 9 号線（営団千代田線）が営業中であり、更に終点方には東京都の下水道施設が埋設されている。

これらの架橋地点および線路縦断線形上の制約から本橋梁の構造形式は「3径間連続 PC 下路桁」とし、架設

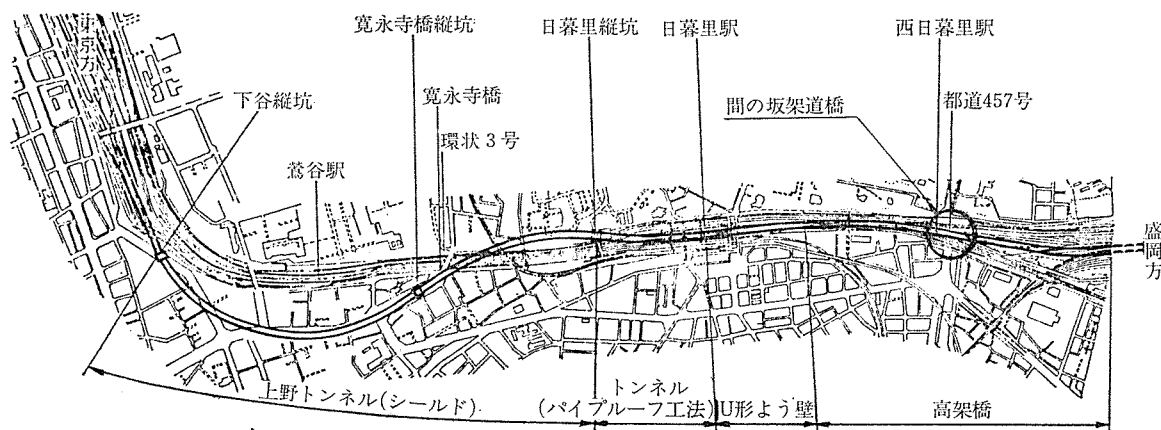


図-1 位置図

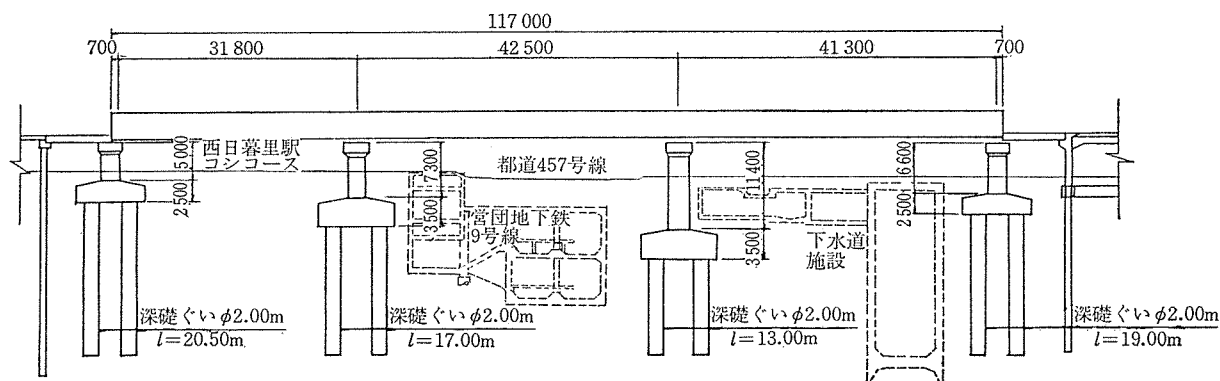


図-2 橋梁全体縦断図

\* 国鉄構造物設計事務所（地下構造）主任技師（前東京第一工務局地下鉄線課課長）  
 \*\* 国鉄東京第一工務局日暮里工事区助役  
 \*\*\* パシフィックコンサルタンツ（株）鉄道部

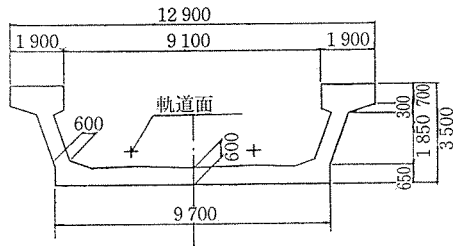


図-3 主桁断面図

方法は、桁下空間を阻害しないという条件から「押し出し工法」を採用することとした(図-2)。一方、断面は、平行する在来線との離れから下床版幅が制限を受けたため、図-3に示すような斜めウェブをもった下路桁断面となった。

押し出し工法によるPC桁の架設は、近年、各地で多くの施工実績を数え、もはや特殊工法というイメージは薄らぎつつある。しかしながら、そのほとんどは箱形断面の橋梁であり、開断面である下路桁への押し出し工法の適用は事例が少ない。特に、本橋梁は複線を支持する鉄道橋であるため、下床版幅が広くかつ斜めウェブをもった断面の下路桁を押し出し工法により架設するという点で、かつて例のない橋梁であり、設計・施工上の問題点も少なくない。

本橋梁の設計・施工については、既にいくつかの報告<sup>1-3)</sup>がなされているため、本稿では以下に設計概要を述べたあと、地震時動的解析および桁架設時に行った桁応力測定の結果<sup>4)</sup>を主として報告する。

## 2. 設計概要

### 2.1 設計条件

主な設計条件<sup>5)</sup>と主要材料を以下に示す。

構造形式：ポストテンション下路3径間連続桁

橋種：スラブ軌道式複線支持鉄道橋

橋長：117.0 m

支間：31.8 m + 42.5 m + 41.3 m

桁高：3.5 m

幅員：主桁内側幅員 9.1 m

線形：直線

列車荷重：N-18, P-19

衝撃係数：0.261

設計震度：水平震度  $K_H=0.2$

主要材料：

コンクリート； $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$  1 436 m<sup>3</sup>

PC鋼材

PC鋼より線；SWPR 7 A 12T 15.2 24 t

12V 12.4 16 t

PC鋼棒；SBPR 95/110  $\phi 32$  縦締め 54 t

鉄筋；SD 35

66 t

### 2.2 主桁の設計

主桁の設計は、押し出し架設時の交番する断面力および完成系での設計荷重による断面力の両者について照査する。PC鋼材は、押し出し中の断面力に対してはPC鋼棒を用い、完成系はこのPC鋼棒の不足分に対してPC鋼より線を配置する。

しかしながら、本橋梁は直角方向の主桁間隔が広く、突縁の有効幅を考慮した場合、主桁全断面を有効断面とすることができないため、コンクリートの引張応力度が大きくなり、その結果、PC鋼材量が増加することとなる。一方、押し出し中に断面が最大または最小の断面力が発生する状態は、主桁先端付近の負の曲げモーメントが生じる片持ち状態を除いて一時的な構造系に限られる。

そこで、突縁の有効幅を考慮した場合の押し出し中の引張応力に対しては、PC鋼材を引張鋼材の一部とみなし経済性をはかることとした。引張応力に対する鋼材の増加応力度は1 000 kg/cm<sup>2</sup>以内、PC鋼材の応力度は0.7  $\sigma_{pu}$ を上限値とした。PC鋼材を引張鋼材の一部としたため、PC鋼棒には施工段階を追ってグラウトを施すこととした。

更に、押し出し中に発生するプレストレスによる2次モーメントに対しては、施工時の反力調整によって対処することとし、PC鋼材量の軽減をはかった<sup>6)</sup>。

また、押し出し中の主桁に発生する断面力を低減するため、主桁先端には鋼製手延べ桁が取り付けられる(L=30 m)。手延べ桁と主桁を結合する取付けPC鋼棒は、ブロック端では押し出し時に必要なPC鋼棒が集中して定着されるため、主桁コンクリート内に埋込み定着具を用いて定着することとした。この埋込み定着具背面<sup>注)</sup>には大きな引張応力が発生すると予想されたため、定着の分散配置をはかり、かつアンカープレート近傍には補強鉄筋を配置した。

一方、押し出し終了後緊張される主ケーブル(PC鋼より線)のシースは押し出し中は空洞であるにもかかわらず、押し出し中は支点通過時にいずれの断面も主桁下縁が反力として支圧応力を経験する。したがって、完成系においてスパン中央となる断面に関しては、欠損断面として支圧応力の照査を行い、主ケーブルの断面下縁からのかぶりを十分に確保することとした。主ケーブル配置の概略図を図-4に示す。

### 2.3 床版の設計

一般に、下路桁の床版の設計はヤコブセンの理論あるいは平面格子解析によって行われる。本橋梁においては注)ここではアンカープレートのナット取付け側を背面とよぶ。

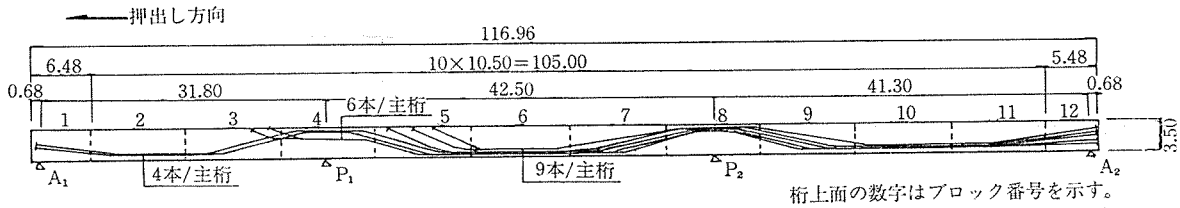


図-4 主ケーブル配置図

主桁が外側に傾斜している点などを考慮し後者の方法によった。

下床版は、直角方向のスパン中央断面および主桁との付け根断面で決定するため、横締め PC 鋼材は定着時のすべり量が小さい PC 鋼より線 12V 12.4 を使用した。横締め PC 鋼材は床版内に 75 cm ピッチで配置したが、平面的にプレストレスが一樣に広がらない範囲の下床版上面には、補強鉄筋を配置した。

また、横締め PC 鋼材は縦締め PC 鋼棒とともに各ブロックのコンクリート打設後、緊張される。したがって、主桁ブロック間の境界付近ではプレストレスの分布が一樣とならないことが懸念されたため、緊張を 2 段階に分け、次のブロックに近い一部の緊張を残し、次のブロック打設後に残りを緊張することとした。

### 3. 地震時動的解析

上部工の地震時水平力を下部工に伝達する機構として各橋脚にダンパー式ストッパーを設け、水平力を各橋脚に分担させる。

地震時の各橋脚が分担する水平力は、図-2 にも示したように各橋脚の高さが異なるため、下部工の剛性を考慮したモデルに震度法による水平力を入力することによって求めた。更に、安全率として 1.3 を乗じた値を設計分担率に設定した。しかしながら、実際の地震の影響においては、下部工のひびわれ発生による剛性低下、各ダンパー位置での上下部工の相対速度、支承の摩擦抵抗、地震動と構造特性の相乗作用などの要因によって、下部

工への水平力の分担が決定すると考えられる。

そこで、これらの要素を考慮した地震時動的解析を行い、設定した分担率の妥当性を検証した。解析モデルを図-5 に示す。

構造物の地震時動的解析において、入力地震波の選択は以下の観点から行った。

- ① 想定する地震の性質（震源からの距離、震源における規模）から推定される周波数特性を有すること。
- ② 構造物の位置する表層地盤の周波数特性（表層の固有値）による影響を考慮した周波数特性を有すること。

上記①の条件に対しては、近距離地震に相当する短周期成分を含む代表的な波形である「El-Centro」（サンフェルナンド地震，アメリカ， $M=6.7$ ，1940）および遠距離地震に相当する長周期成分を含む代表的な波形である「八戸」（十勝沖地震，日本， $M=7.9$ ，1968）を入力地震波として選んだ。

条件②に対しては、本橋梁の位置する地盤をモデル化し、その基盤に人工地震波を入力したときの地表の応答を地盤応答解析によって求め、入力波として用いた。人工地震波は検討対象地点と地震動観測点との地盤条件の差異、その地震の発生状況などの問題を含まない波形として、国鉄で作成されたモデル地震波である。

以上の 3 波を入力地震波として用いた。

ダンパーストッパーの粘性抵抗は、実験によって求められた次の反力特性式を用いた。

$$F = 0.052(0.048l + 3.6)(40 + t)^{-1.4} \times (S_0/S)^{-1.4} \times S \times v^{0.5}$$

ここに、 $F$ ：抵抗力 (t)

$l$ ：通路長さ (cm)

$t$ ：温度 (°C)

$S_0$ ：通路部断面積 (cm<sup>2</sup>)

$S$ ：支圧部面積 (cm<sup>2</sup>)  $S = B_i \times H_i$

$B_i$ ：前面幅 (cm)

$H_i$ ：根入れ長さ (cm)

$v$ ：相対速度 (cm/sec)

解析の目的は、当初設定した各橋脚の水平力分担率を再現するダンパーストッパーの最適な寸法諸元（ストッ

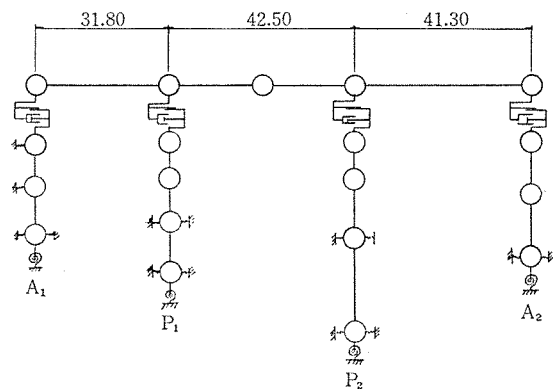
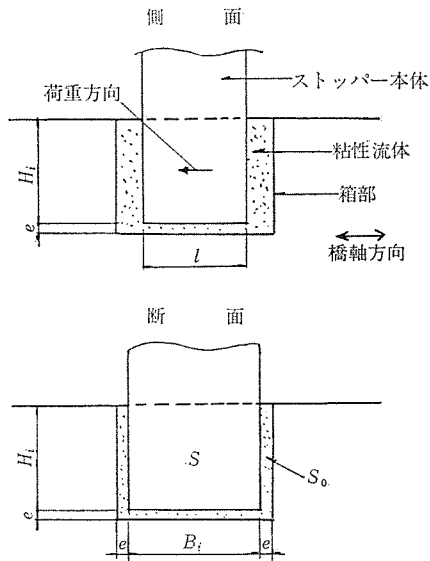


図-5 動的解析モデル図



(mm)

橋 脚		A1	P1	P2	A2
設置基数		3基	2基	2基	2基
TYPE A	$B_i$	744	454	454	644
	$e$	10	10	10	10
TYPE B	$B_i$	744	654	454	644
	$e$	10	10	10	20
TYPE C	$B_i$	744	454	454	644
	$e$	10	10	20	10

図-6 ダンパーストッパーの寸法諸元

パーの前面幅  $B_i$ 、流体通過間隙  $e$ ）を定めることである。したがって、これら  $B_i$ 、 $e$  の寸法を変化させた3種類のダンパー特性の組合せについて、それぞれ3波を入力して解析を行った（図-6）。

解析の結果を 表-1、表-2 に示す。水平力は、ダンパーストッパーの粘性抵抗力とシューの摩擦抵抗力の和である。分担率は、当初の設計分担率と比較するため1.3倍している。解析の結果、図-6 に示す TYPE C の橋脚反力が3つの入力波いずれも設計分担率に近い値

表-1 橋脚水平反力一覧表 (t)

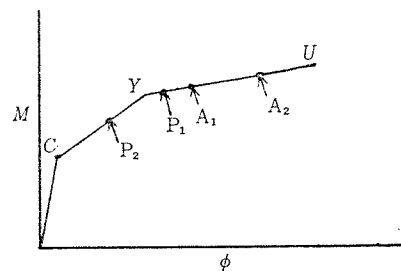
橋 脚		A1	P1	P2	A2	合計
設計水平力		468	281	187	281	1217
TYPE A	El-Centro	721	468	400	505	2095
	八 戸	717	368	347	459	1890
	人工地震波	657	422	412	425	1915
TYPE B	El-Centro	724	527	396	430	2077
	八 戸	725	396	342	383	1846
	人工地震波	660	471	412	329	1872
TYPE C	El-Centro	719	474	279	506	1978
	八 戸	713	366	249	450	1778
	人工地震波	657	420	277	424	1779

表-2 橋脚分担率一覧表 (%)

橋 脚		A1	P1	P2	A2	合計
設計分担率		50	30	20	30	130
TYPE A	El-Centro	45	29	25	31	130
	八 戸	49	25	24	32	130
	人工地震波	45	29	28	29	130
TYPE B	El-Centro	45	33	25	27	130
	八 戸	51	28	24	27	130
	人工地震波	46	33	29	33	130
TYPE C	El-Centro	47	31	18	33	130
	八 戸	52	27	18	33	130
	人工地震波	48	31	20	31	130

となったため、当初設定していたダンパーストッパーの寸法諸元を TYPE C に変更した。橋脚水平力の合計についても、TYPE C は TYPE A に比べて10%近く少なくなっている。

また、一般に地震時では支承部の脱落、ダンパー遊間での衝突等が懸念されるが、動的解析によると上下部工の相対変位は El-Centro 波による P2 橋脚における 2.6 cm が最大であり、この点でも安全性が検証された。一方、下部工の剛性について非線形性、履歴性を共に考慮しており、応答応力および応答曲率のレベルは、橋脚下端において、A1、P1、A2 については鉄筋降伏点と鉄筋破断点の間、P2 についてはこれより低く、コンクリートのひびわれ発生点と鉄筋降伏点の間にとどまっている（図-7）。



C: コンクリートのひびわれ発生点  
Y: 鉄筋の降伏点  
U: 鉄筋の破断点

図-7 M-φ 曲線模式図

#### 4. 桁応力測定

##### 4.1 測定項目

押出し工法による PC 下路連続桁の施工は数少なく、設計・施工上、問題となる点について応力測定を実施した。本橋梁において問題となる点を模式化すると、図-8 のようになる。

これらの項目について測定項目を整理し、測定計器の

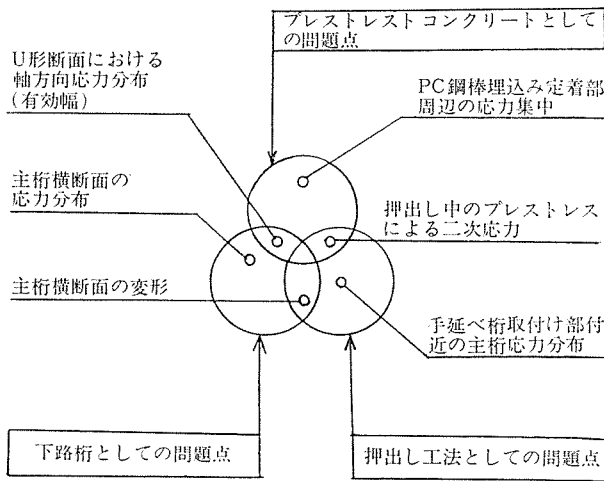


図-8 問題点の模式図

表-3 測定項目

測定項目	目的
手延べ桁取付け部付近の応力測定	手延べ桁取付け配線の埋込み定着部付近および主桁先端部の応力分布を測定し、手延べ桁の取付けに関して検討する。
主桁橋軸方向の応力測定	押し出し中の断面内応力分布を測定し、突縁の有効幅について検討する。
床版の曲げ応力に関する測定	床版の曲げ応力を測定し、下路桁の床版設計法について検討する。
主桁横方向変位の測定	押し出し時、緊張時の主桁横断面方向の変形量を測定し、開断面横断面方向の挙動について検討する。
コンクリートの弾性係数の測定	上記の解析に用いるコンクリートの弾性係数を測定する。

配置を計画した。測定項目を表-3に示す。

#### 4.2 コンクリートの弾性係数

コンクリートの弾性係数は主桁第1ブロックのコンクリート円柱供試体で圧縮試験を行い測定した。供試体は現場養生し、材令7日、28日、60日、90日の計4回、測定を実施した。弾性係数は、荷重-ひずみ曲線から1/3割線により算定した。表-4に主桁コンクリートの配合を、表-5に圧縮強度と弾性係数の測定結果を示す。セメントは早強ポルトランドセメントを使用している。圧縮強度は材令とともに増加しているが、弾性係数は材令に関係なく、 $3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  とほぼ一定である。したがって、測定されたひずみを応力度に換算する際のコン

表-4 コンクリート配合表

$\sigma_{ck}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	組骨材の最大寸法 (mm)	スラブ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	S/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				
						W	C	S	G	混和剤 (ポゾリス)
400	25	8±1.5	3±1	36	36	160	445	619	1131	1.113

表-5 弾性係数の測定結果

材令	圧縮強度	弾性係数
7日	465 kg/cm <sup>2</sup>	$2.99 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$
28	492	$2.97 \times 10^5$
60	490	$2.90 \times 10^5$
90	509	$2.93 \times 10^5$

クリートの弾性係数は一律に上記の値を用いることとした。

#### 4.3 手延べ桁取付け部付近の応力測定

手延べ桁取付け部付近の応力測定に関しては、取付け鋼棒埋込み定着部周辺の応力分布測定および主桁先端部下床版の応力分布測定の2項目について行った。

##### (1) 手延べ桁取付け鋼棒埋込み定着部周辺の応力分布測定

一般に、手延べ桁はPC鋼棒により主桁と結合される。この手延べ桁取付け鋼棒は配置上の制約から、主桁コンクリート内に埋め込まれて定着されることが多い。埋込み定着部周辺には緊張力により大きな応力集中が生じ、施工中の構造上の弱点となる可能性がある。そこで、埋込み定着部周辺の緊張時の応力分布を測定し、その補強方法について検討した。

ひずみゲージの配置を図-9に示す。測定対象とするPC鋼棒は3本とし、定着部周辺に配置される補強鉄筋のアンカープレート背面側に、1鋼棒あたり4点のひずみゲージを取り付けた。測定は、取付け鋼棒緊張時および押し出し時に行った。

鋼棒緊張時の測定結果を図-10に示す。鋼棒1本あたりの緊張力は、61.0tである。定着部周辺の応力集中により、測定値には多少のバラツキが見られるが、4測定の応力度を平均すると、A、B鋼棒とも約23 kg/cm<sup>2</sup>のコンクリート引張応力度となる。最大値は45 kg/cm<sup>2</sup>であり、鉄筋応力度に換算した場合の最大引張応力度は315 kg/cm<sup>2</sup>である。C鋼棒は4測定とも圧縮応力度となったが、これは、C鋼棒が他の鋼棒より短いため、背後に定着されている鋼棒の圧縮力の影響を受けたことによる。第2ブロック緊張時の測定から、A・B鋼棒定着部周辺の引張応力が圧縮応力に転じた結果が得られた。また、押し出し時の測定値の変化は主桁の曲げモーメントの

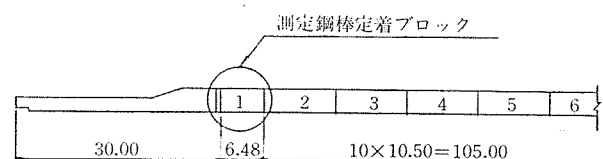
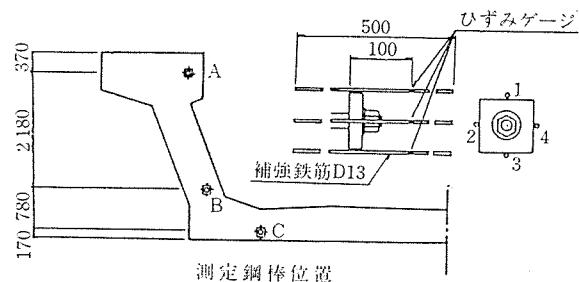


図-9 手延べ桁取付け鋼棒周辺応力測定ゲージ配置図

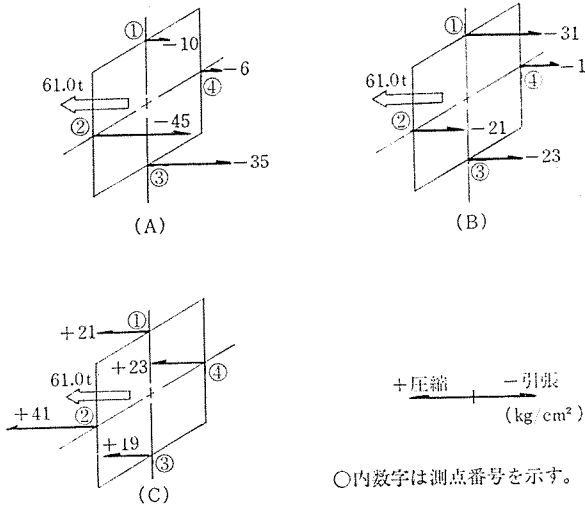


図-10 定着背面の緊張時測定結果

変化とよく一致しており、弾性的な挙動を示している。しかしながら、測定位置はアンカープレート背面から10 cm 離れた位置であり、アンカープレート近傍ではコンクリートの引張強度を超えた引張応力が生じている可能性もある。特に、アンカープレートとコンクリートとの付着はほとんど期待できないことから、緊張によるアンカープレート背面のひびわれは避けられないものと思われる。また、定着部背後からの圧縮力によりひびわれが閉じた場合においても、押し出し時の自重による断面力の増加によって、再びひびわれが発生する恐れもある。定着部近傍に発生したひびわれが主桁表面まで貫通した場合は耐久性の点からも問題があり、定着部周辺に補強鉄筋を配置することが必要である。

一方、本橋梁の事例のように桁架設後に撤去する場合と異なり、一般的な埋殺し定着具として使用する場合は、クリープの進行等により更にひびわれ幅が拡大することが予想され、別途、配慮が必要である。

(2) 主桁先端部下床版の応力分布測定

手延べ桁は、断面両側の主桁部分に取り付けられているため、主桁間隔が広い本橋梁の場合、主桁先端部付近の下床版は断面として有効に働かないことが予想された。そこで、第1ブロック下床版内にひずみゲージを配置し、手延べ桁取付け鋼棒緊張時の応力分布の測定を行った。

ひずみゲージは 図-11 に示すように、主桁先端からの距離により3断面を選び、各断面について下床版の上下面に橋軸方向および橋軸直角方向に16点、計48点を配置した。

第1ブロック PC 鋼棒緊張時の橋軸方向の応力度分布を 図-12 に示す。手延べ桁取付け PC 鋼棒が両側の主桁内に集中して配置されているため、下床版内も主桁側に大きな圧縮応力が生じており、下床版中央部分の圧縮

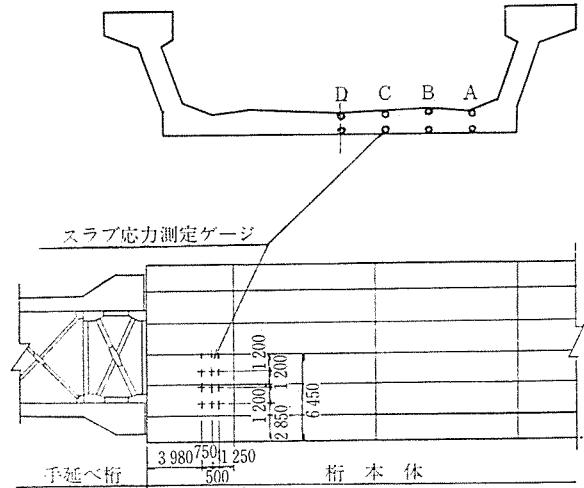


図-11 主桁先端部下床版応力分布測定ゲージ配置図

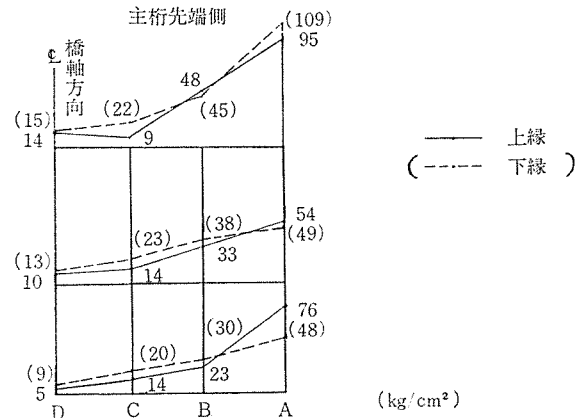


図-12 主桁先端部下床版緊張時応力分布測定

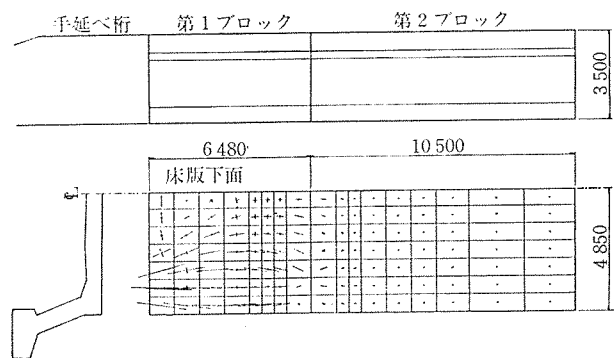


図-13 FEM 下床版主応力線図 (第1ブロック、プレストレス導入時)

応力は小さい。

また、主桁先端部付近の応力の流れを把握するため、3次元 FEM 解析を行った。下床版の主応力分布を 図-13 に示す。これによれば、下床版応力度が一様分布となるのは、下床版幅と等しく、桁端から約 10 m 離れた断面からである。

この結果からも、主桁先端下床版は断面として有効に

働いているとはいえ、設計上全断面を有効とすることは危険側となる場合がある。

4.4 架設時の桁応力測定

架設時の桁応力測定に関しては主桁橋軸方向の応力測定、床版の橋軸直角方向応力測定、押出し中の主桁横方向変形測定、および支承部支圧力分布測定の4項目について行った。

(1) 主桁橋軸方向の応力測定

本橋梁は複線下路の断面であるため主桁間隔が広く、一般の橋梁断面に比べて突縁幅が大きいという特徴を持っている。そこで、押出し中の断面内における橋軸方向の応力分布を測定し、主桁自重に対する有効断面について検討した。

ひずみゲージは図-14に示すように、第2ブロックの断面内に埋込み型ひずみ計を8点配置した。この断面は押出し中に最小曲げモーメントが発生する位置である。測定は全押し回数10回の内、6回について行った。

手延べ桁先端が中央径間を横断する第7ブロック押し時（押し長 31.5 m）の測定結果を図-15に示す。また、図-16は測定断面がそれぞれスパン中央・中間支点上を通過する際の橋軸方向の応力度分布の測定結果を示したものである。下床版内にはほぼ一様な応力度分布が生じている。設計値は梁理論によって求めた曲げモーメントを全断面有効として算出した応力度分布である。更に、押出し中の主桁上下縁の測定値から求めた断面の中立軸の位置は、全断面を有効とした中立軸にほぼ一致している。

これらの傾向は最大曲げモーメント発生時の測定値も同様の結果を示しており、主桁自重に関しては全断面有効であるといえる。突縁の有効幅に関して、突縁部分の長さは、理論解を本橋梁に適用した場合、スパンの約1/6が得られ、全断面有効となる。通常の設計においてはスパンの1/8が用いられており、測定結果からも実用上、妥当であるといえる。押し中のスパンの変化に対する有効幅の変化については、測定結果から確認することができなかった。しかし、仮支柱などを設けて短いスパンで押し施工する場合には、検討が必要となると思われる。

(2) 下床版の橋軸直角方向応力測定および主桁横方向変形測定

本橋梁は開断面であるため、押し中の支点条件の変化による直角方向の下床版の応力度変化および支点条件の変化に加えて、下床版上下面の温度差による主桁の直角方向の変形が予想された。そこで、これらの測定を実施した。

測定断面は図-14に示すように、第2ブロック・第6ブロックの2断面とした。下床版直角方向の応力測定に関しては各断面内の下床版上下面に埋込み型ひずみゲージを8点配置した。また、第6ブロックには床版付け根部のウェブ内外面に2点、上記のゲージを配置し、鉛直方向の応力変化を測定した。主桁直角方向の変形測定に関しては、両主桁上縁間をインバール線で結び、ストレインゲージタイプの変位形により両主桁間の相対変位を測定した(図-14)。また、熱電対温度計を第2ブロック測定断面のコンクリート内に10点、横方向変位測定用のインバール線を覆うパイプ内に2点配置し、温度測定を行った。測定は橋軸方向の応力測定同様、6回の押し時に行った。

橋軸直角方向の下床版の応力は押し中ほとんど変化を示さないが、断面が支点上を通過する時には急激にひずみが増大する方向に変化している。これは下床版が両端において、径間中の主桁による弾性支持の状態から剛体の支点をもつ構造系に変化することから、下床版中央

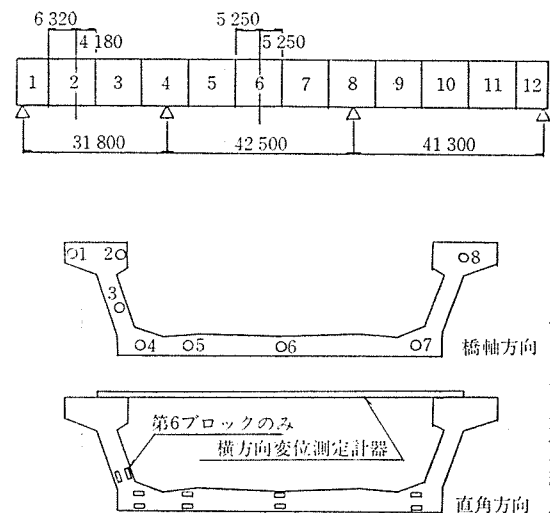


図-14 主桁橋軸（直角）方向応力測定ゲージ配置図

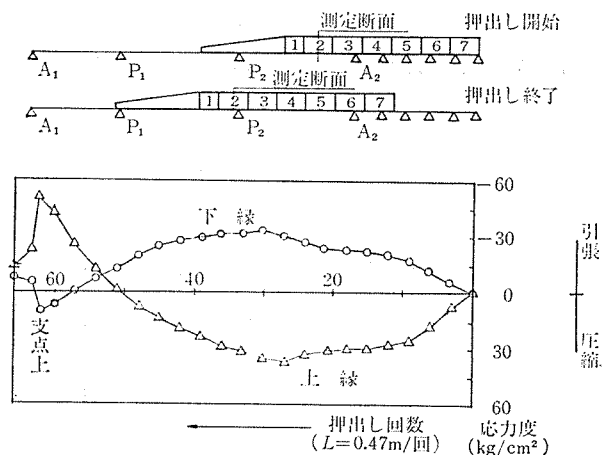
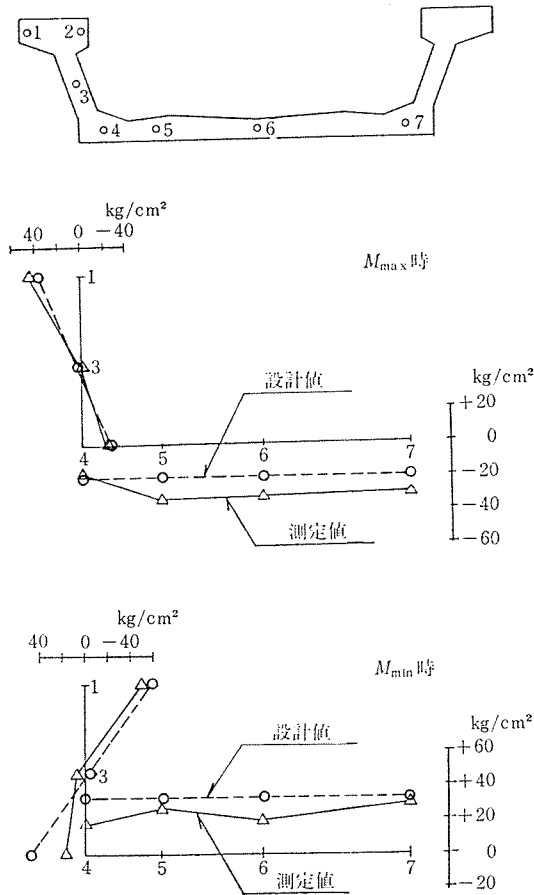
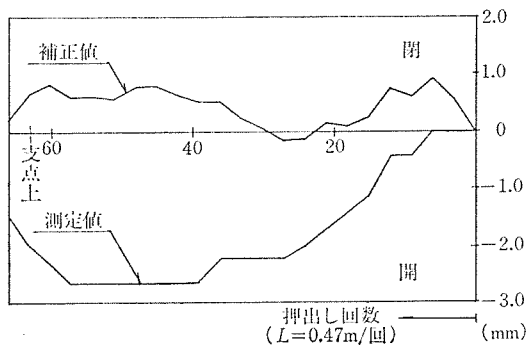


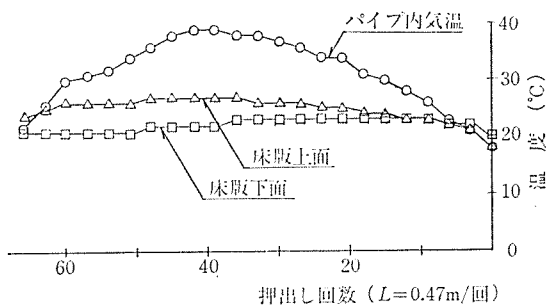
図-15 橋軸方向第7ブロック押し時の応力度変化



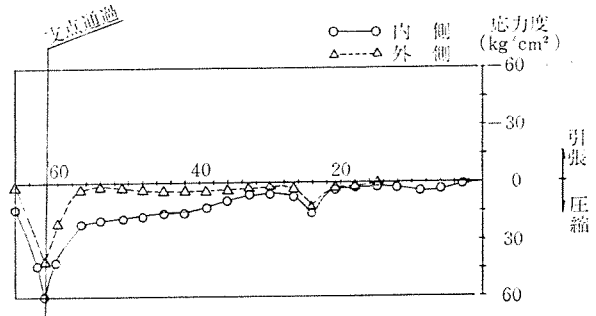
図一16 橋軸方向断面内応力分布



図一17 横方向変位測定結果 (第7ブロック押し時)



図一18 温度変化測定結果 (第7ブロック押し時)



図一19 鉛直方向応力変化 (第7ブロック押し時)

の正の曲げモーメントが増加することによる。

第7ブロック押し時の第2ブロック測定断面の主桁上縁間の開閉量を 図一17 に示す。測定結果は、押し開始から終了にむかい外側に開く方向に変化している。他の押し測定時においても、測定結果は同様の傾向を示した。第7ブロック押し時の第2ブロック下床版上下面のコンクリート温度と横方向変位測定用インバル線近傍のパイプ内気温の変化を 図一18 に示す。下床版コンクリートの温度は、気温の上昇とともに上昇し、上下面の温度差は大きくなる。最大の温度差は7°Cとなった。この下床版上下面の温度差による下床版のそりによって生じる主桁の 倒れ込み量を補正した結果を 図一17 に示す。

この補正した結果によると、径間部（正の曲げモーメント）では主桁上縁は外側に開く傾向を示し、支点部（負の曲げモーメント）では内側に閉じる傾向を示した。この結果は、支点部における下床版の正の曲げモーメントの増加と整合している。

次に、第6ブロックウェブの内の鉛直方向応力の第7ブロック押し時の変化の測定結果を 図一19 に示す。測定断面が支点を通過する際には、支点反力による支圧応力の影響を受けて急激に圧縮応力が増加している。また、ウェブ内側の圧縮応力が外側に比べて大きいという測定結果は、支点の支圧応力分布が一様でないことである。このことは、主ケーブル用の中空シースが下縁付近に配置されている断面の支点通過時の支圧応力に対する検討において、実際には計算値より大きな支圧応力になることを示している。

#### 4.5 完成時の桁応力測定

完成時の桁応力測定に関しては、主ケーブル緊張時の応力測定および荷重試験を実施した。

##### (1) 主ケーブル緊張時の桁応力測定

主ケーブルは断面両側の主桁内に配置され、押し終了後、緊張される。そこで、主ケーブルが定着される桁端部付近のプレストレスの分布および緊張による主桁の



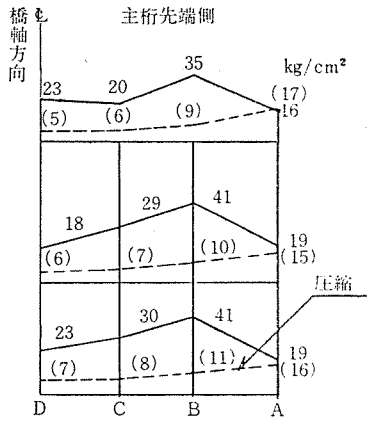


図-20 主ケーブル緊張時第1ブロック床版応力度分布

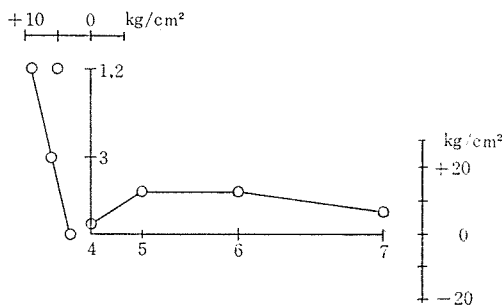


図-21 主ケーブル緊張時第2ブロック断面内応力度分布

変形を測定した。

主ケーブル緊張時の第1ブロック下床版橋軸方向の応力度分布を 図-20 に示す。また、第2ブロックの橋軸方向の応力度分布を 図-21 に示す。断面が急変する主桁付け根部付近を除いて、下床版内にはほぼ一様に圧縮応力が分布している。下床版幅が広いため、プレストレスの有効断面までの定着端からの距離は大きくなることが予想されたが、測定結果からは比較的短い距離でプレストレスが広がっているようである。

第2ブロック主桁上縁の直角方向の変形量は、主ケーブル緊張後外側に 3.0mm 開く結果が測定された。下床版の直角方向応力度も直角方向のスパン中央で上側に引張応力が生じる測定結果が得られた。これらの結果は、主桁が外側に倒れていることにより主ケーブルの平面配置形状も曲線であるため、主桁には緊張力により外側へ開く方向に荷重が作用したことによるものと考えられる。主ケーブルの緊張に対して、主桁の傾きは直角方向の挙動に影響するため、今後、同様な事例への適用にあたっては配慮する必要がある。

## (2) 載荷試験

載荷試験は、載荷荷重による下床版の橋軸直角方向の応力分布を測定し、下路桁における下床版の設計方法について考察しようとするものである。

試験は 写真-1 に示すように、押し出し時に用いた手延べ桁のピース内に注水し主桁上に敷設したレール上を移動することにより行い、9回の静止状態について測定した。載荷荷重は 35.5 t である。

第2ブロックの下床版橋軸直角方向の測定結果より換算した床版スパン中央断面の正の曲げモーメントは 2.8 t・m~3.5 t・m であり、この値は平面格子解析結果とほぼ一致し格子解析の妥当性が確認できた。

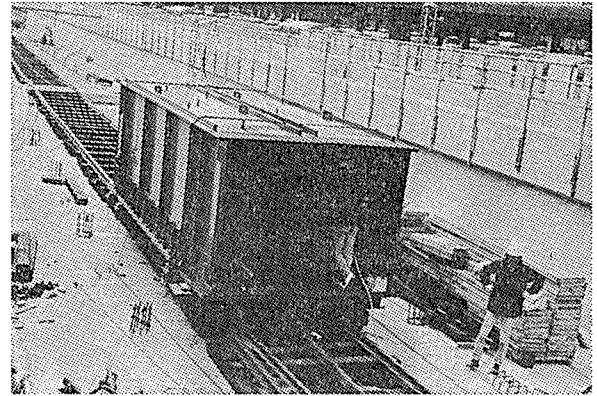


写真-1 載荷試験

## 5. あとがき

今回、押し出し工法による3径間連続PC下路鉄道橋の施工にあたり架設時の桁応力測定を行った結果、実橋における種々の挙動を知ることができた。特に、埋込み定着部付近の補強、突縁の大きな断面における有効幅、開断面の直角方向の挙動など、今後の設計にあたって配慮すべき問題点を明確にすることができた。

本報告が、今後のPC下路桁あるいは押し出し工法によるPC桁の設計にあたって、多少とも参考になれば幸いである。

最後に、本橋梁の設計および桁応力測定にあたり指導いただいた国鉄構造物設計事務所の各位に深く感謝いたします。

## 参 考 文 献

- 1) 小須田ほか：東北新幹線間の坂架道橋の設計と施工 (1)(2)(3), 土木技術, Vol. 38, No. 3, No. 7, No. 9, 1983
- 2) 小山：東北新幹線間の坂架道橋の設計・施工, 橋梁, 1983, 8
- 3) 樋口, 佐藤：押し出し工法によるPC下路連続桁の架設, 鉄道土木, Vol. 26, No. 1, 1984
- 4) 宮田, 広実ほか：押し出し工法によるPC下路連続桁の応力測定 (1)(2)(3), 第38回土木学会年次学術講演会講演概要集, V-216・217・218, 昭和58年9月
- 5) 土木学会：国鉄構造物設計標準 (RCならびにPC鉄道構造物), 昭和49年
- 6) 根ほか：押し出し工法におけるPC下路連続桁の反力調整, 第38回土木学会年次学術講演会講演概要集, V-215, 昭和58年9月

【昭和59年3月8日受付】