

東北新幹線 第2 孫屋敷架道橋の設計・施工

——受梁一体連続 PC 箱形桁——

橋 田 敏 之*
小 須 田 紀 元*
寺 本 紀 彬**

東北新幹線 第2 孫屋敷架道橋は、北上駅より終点方に 1.4 km (東京起点 447 km 付近) に位置し、北上市都市計画道路と 17~24 度の斜角で交差している。

都市計画道は、新幹線と隣接して並行し、交差点においては、半径 250 m, 幅員 24 m の中央に分離帯を有する構造となっている。

新幹線は、橋梁個所において 10% の上り勾配の直線区間であり、北上駅部との取付けの関係から施工基面高が決定され、結果的に架道橋に許される桁高は約 3.0 m 以下と制約される条件が生じ、そのため道路との交差延長 112 m を 1 径間 28 m の 4 径間連続桁構造とし、中間支点は、道路中央分離帯および道路外に設けた支柱式橋脚上に支持された受梁により支持し、かつ受梁を主桁内に取り込んだ、いわゆる“受梁一体構造 4 径間連続 PC 橋” とすることとなった (図-1、写真-1)。

受梁は各橋梁において面支承で支持し、水平力に対しては、“ダンパー式ストッパー” を設けている。

橋脚は、道路の見通しの制約より極力スレンダーにし

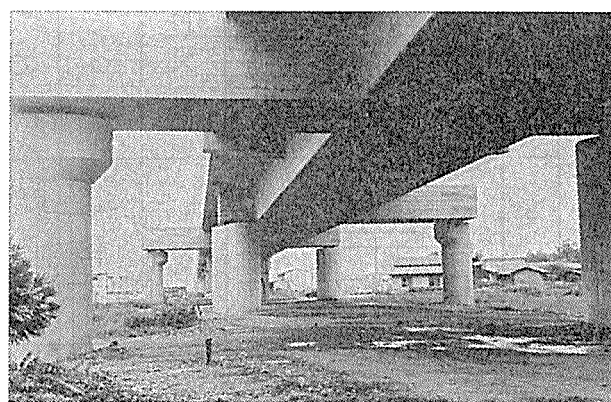


写真-1

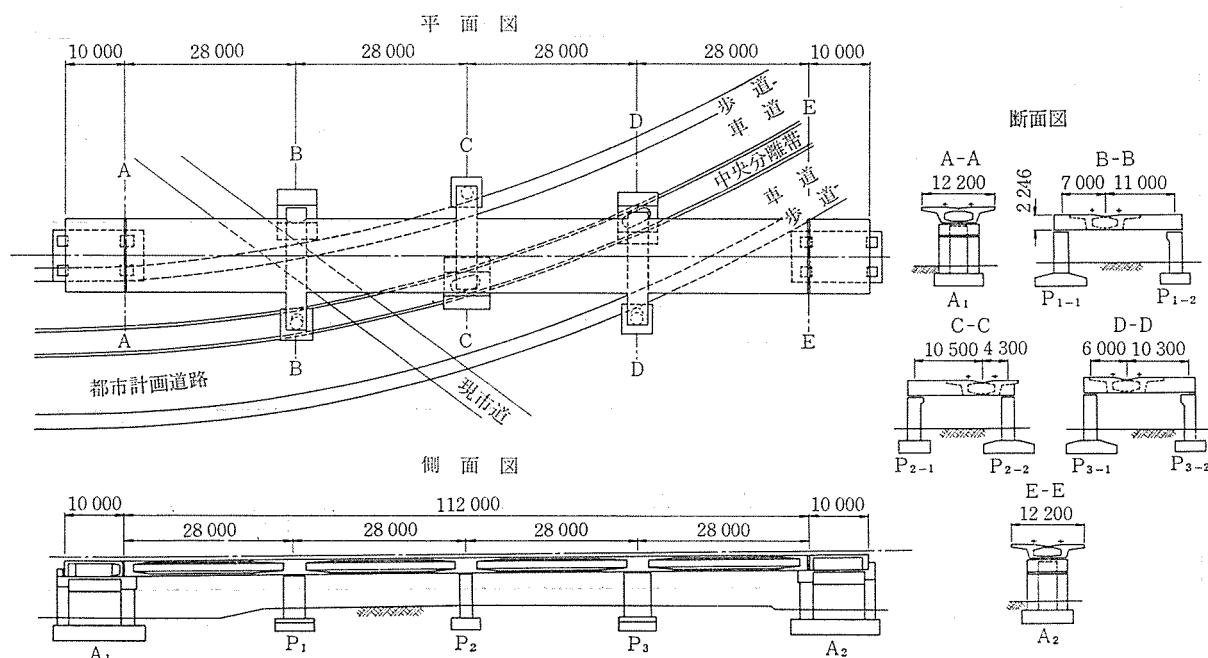


図-1 第2 孫屋敷架道橋全体図

*日本国有鉄道構造物設計事務所

**日本国有鉄道盛岡工事局

報 告

たため、躯体頭部はシュー、ストッパーを納めるため拡幅を行っている。

基礎地盤は、良好な砂礫層であるため直接基礎としている。

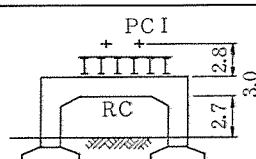
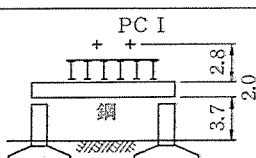
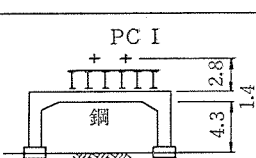
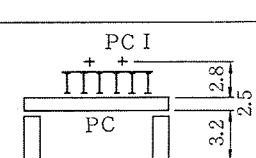
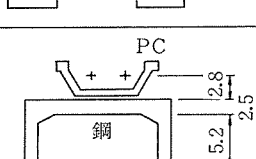
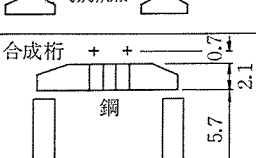
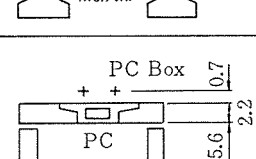
本報告は、以上述べた現地条件を満足するため、新たに採用されることとなった受梁一体構造 PC 連続桁の設計・施工ならびに施工に伴って行った現場試験の概要を述べることとする。

1. 設計概要

1.1 計 画

本橋は現地協議の結果、都市計画道路が近接して小さな角度で交差することを余儀なくされ、かつ桁高に厳しい制約が付けられたため、従来一般に新幹線が道路と交差する場合の橋梁形式である受桁上に桁を載せる方式が採用できず、そのため計画の当初において表-1 に示す

表-1 検 討 構 造 案

案	項 目 構 造	設 計				施 工 性			社 会 性			
		桁 下 空 頭	設 計 計 画	安 定 性	設 計 計 算	施 工 工 期	交 通 障 害	保 守 維 持	騒 音	美 観		
1 案		×	○	○	○	○	△	道 路 仮 付 替 要	○	○	×	断 面 大
2 案		×	△	△	○	プレキ ャスト ○	○	〃	△ 塗 装	△	△	△
3 案		×	○	○	○	プレキ ャスト ○	○	〃	△ 塗 装	△	△	△
4 案		×	△	△	○	○	△	〃	○	○	△	△
5 案		○	×	△	△	△	△	〃	○	△	△	△
6 案		○	△	△	△	△	△	〃	△ 塗 装	△	○	○
7 案		○	△	△	△	△	△	〃	○	○	○	○

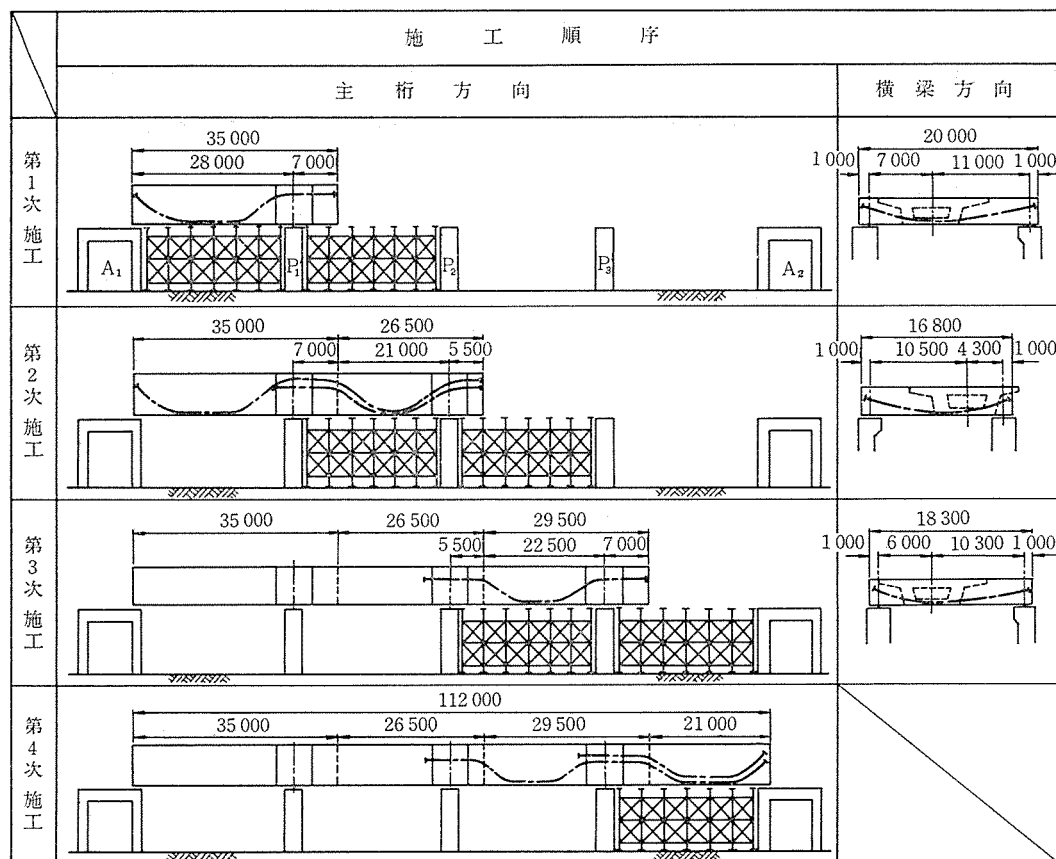


図-2 分割施工順序

7種類の構造案について特徴を比較検討の結果、桁下空頭の基本条件を満足し、かつ経済性、社会的な制約などを十分に満足し得るものとして第7案が選定された。

第7案によれば、1径間長 28 m の4径間の PC 箱形連続桁の支承部横桁より直角方向に 1.3~8.0 m の PC 構造受桁を突出するもので、受桁は橋脚により単純支持されている。なお受桁の高さは、受桁の受ける断面力、受桁に配置する PC 鋼材配置などの検討より主桁高さと同一としている。

第7案の採用にあたっては、構造が複雑であるため構造解析が未経験で PC 鋼材および鉄筋配置などが輻湊することから、構造解析結果の実橋による確認、問題点の解明などのため実橋のひずみ測定を行うこととなった。

1.2 構造解析

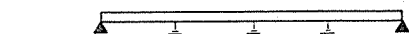
本橋は荷重に対して多次の不静定格子構造であるばかりでなく、コンクリートの打込みおよびプレストレッシングが4分割施工を想定している(図-2)ためプレストレッシングおよびクリープに対しても不静定力が生ずる。そのため構造解析の簡略化をはかるため構造解析モデルを、(a)弾性支承上の連続桁、(b)2主桁格子構造、

(c) 1主桁格子構造、の3種類として解析対象ごとに解析モデルを使い分けることとした。

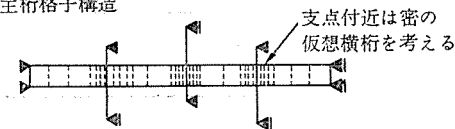
解析モデル図および解析対象とモデルの関係を 図-3 に示す。

支点沈下に対しては、支持層が良好な砂礫層であるため 2 cm の不等沈下を想定することとし、うち 1 cm は

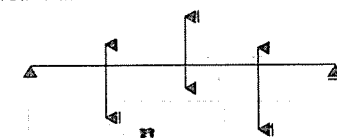
(a) 弾性支承上の連続桁(基本系)



(b) 2主桁格子構造



(c) 単桁格子構造



構造系	種別	曲げ応力 せん断応力	ねじり	クリープ 二次応力	たわみ 支点反力
(a)		○		○	
(b)		△(照査)	△(照査)		○
(c)			○		

図-3 構造解析手法

クリープ変形により沈下の影響を緩和することとして必要な補強を行うこととした。

1.3 設計条件

上部工の設計条件、使用材料を表-2 に示す。

表-2 上部工設計諸元

1) コンクリート	
設計基準強度	$\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$
ヤング係数	$E_c=3.5 \times 10.5 \text{ kg/cm}^2$
許容曲げ圧縮応力度	
{ 設計荷重作用時 (圧縮部)	$\sigma_{ca}=130 \text{ kg/cm}^2$
{ プレストレス導入時 (引張部)	$\sigma_{cat}=170 \text{ kg/cm}^2$
許容曲げ引張応力度	
{ 設計荷重作用時 (引張部)	$\sigma_{ca}=0 \text{ kg/cm}^2$
{ プレストレス導入時 (圧縮部)	$\sigma_{cat}=-15 \text{ kg/cm}^2$
2) PC 鋼材	
主桁	縦締め鋼材——PCストランドケーブル 12T 15.2mm
	横締め "——モノストランドケーブル 1 T 21.8mm
	鉛直 "——PC鋼棒 (SBPR 95/100) $\phi 32 \text{ mm}$
横桁	縦締め鋼材——PCストランドケーブル 12V 12.4mm
	鉛直 "——PC鋼棒 (SBPR 95/100) $\phi 32 \text{ mm}$
ヤング係数	
PC ストランドケーブル	$E_p=2.0 \times 10.6 \text{ kg/cm}^2$
モノストランドケーブル	$E_p=1.95 \times 10.6 \text{ kg/cm}^2$
PC 鋼棒	$E_p=2.05 \times 10.6 \text{ kg/cm}^2$
レラクセーション	
ストランドケーブル	5 %
PC 鋼棒	3 %

主桁は、スパン 28 m に対し十分な桁高を取り得るため、コンクリートの設計基準強度は 400 kg/cm^2 で十分である。PC 鋼材は、受梁の PC 鋼材との錯綜を緩和するため、できるだけ緊張材本数の減少をはかる目的で、主桁主ケーブルとして 12 T 15 を、受桁主ケーブルに

わが国の鉄道橋として使用実績が極めて少ない 12 V 12 (いずれもフレシネーケーブル) を使用している。このような配慮にもかかわらず受梁 PC ケーブルは図-4 に示すように密に PC ケーブルが配置される結果となり、コンクリート打込み、締固めなどの作業が憂慮された。

1.4 PC 鋼材配置

支保工上の場所打ちによることが経済性の点から最も好ましいため、図-2 に示した施工順序を当初決定して PC 鋼材配置を行った。なお片押し部分施工による施工法は、連続桁の施工法としては東北本線鬼怒川橋梁、山陽新幹線百間川橋梁などの例があるが、全面に支保工を必要とするため実施数は限られている。主桁の PC ケーブルは側径間中央で 22 本、中央径間中央で 16 本、支点上で 34 本を要している。受梁の主ケーブルは、 P_1 支柱上で 42 本、 P_2 上で 28 本、 P_3 上で 36 本を要しており、主桁主ケーブル総数量 37.5 t に対し受梁主ケーブルが 18.3 t で、主桁主ケーブルの 50% に達している。代表的な断面 PC 鋼材配置を図-5 に示す。

1.5 主要点曲げ、斜め引張応力度

<施工中の曲げ応力度> 各施工段階において、主桁の最小圧縮応力度 (自重と合成) は上縁で 3 kg/cm^2 の引張応力度、下縁には 62 kg/cm^2 の圧縮応力度が加えられている。全体のプレストレスングが終了したときの主桁コンクリート応力度は、側径間で上縁 3 kg/cm^2 、下縁 128 kg/cm^2 、支点上は上縁 69, 80, 83 kg/cm^2 、下縁 24, 5, 9 kg/cm^2 の圧縮応力度となっている。

受梁には上縁 23 kg/cm^2 、下縁 44 kg/cm^2 の圧縮応力

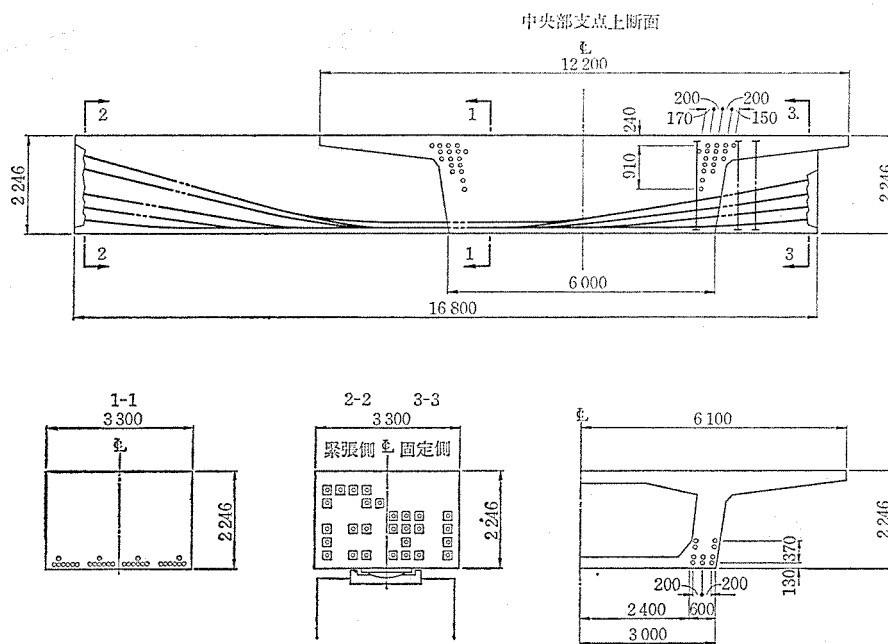


図-4 PC 鋼材配置

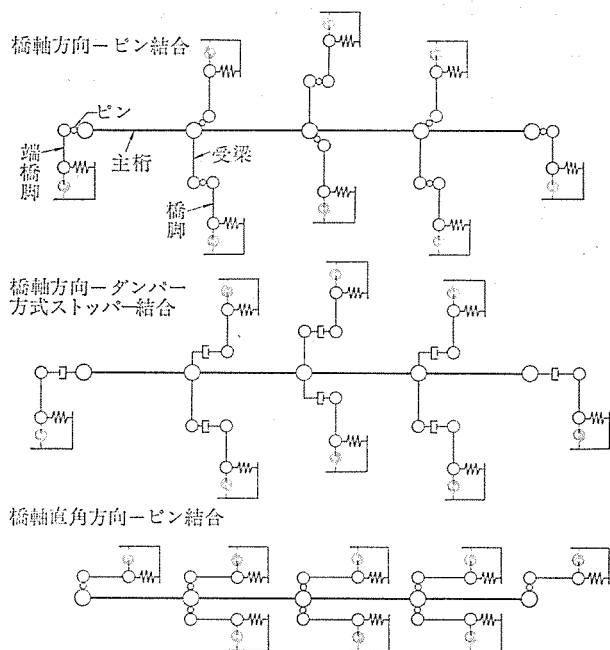


図-5 動的解析構造モデル

度が加えられている。

＜設計荷重載荷時の曲げ応力度＞ 支点沈下 1 cm が生じたときの主桁コンクリート応力度は、側径間上縁で 62 kg/cm^2 、下縁 2 kg/cm^2 、中間径間上縁で $38, 41 \text{ kg/cm}^2$ 、下縁で $3, 8 \text{ kg/cm}^2$ 、となっている。また各支点では上縁 $1, 7, 4 \text{ kg/cm}^2$ 、下縁で $106, 107, 103 \text{ kg/cm}^2$ となっている。受梁コンクリート応力度は上縁で 76 kg/cm^2 、下縁で最小 4 kg/cm^2 であった。

＜斜め引張応力度＞ 主桁の斜め引張応力度は、設計荷重時（支点沈下 1 cm を考慮）でねじりモーメントを考慮して 10 kg/cm^2 が最大値であり、破壊検討荷重において 24 kg/cm^2 である。

受梁には鉛直および地震時水平力が作用したときにおいて最大斜め引張応力度を 20 kg/cm^2 以上としている。

1.6 耐震設計

本橋は、主桁から水平方向直角に長さの異なる受梁が突出し、かつ剛性の異なる橋脚に作用する鉛直荷重の大きさもまちまちであるため、地震時に受梁に作用する水平力の大きさを求めるためストッパーの抵抗力を考慮に入れた動的応答解析によることとした。

解析モデルには、橋軸方向に 2 種、橋軸直角方向に 1 種のモデル（図-5）を定め、表-3 に示す各ケースの解析を行った。基礎入力値の最大値は 200 gal とした。

計算結果の一部を表-4 に示す。橋軸方向の橋脚の設計水平力は、表-4 の Case 2 による分担率により震度法による全水平力を分担させることとした。水平力の分散に使用したダンパー式ストッパーは国鉄で従来使用されてきている最も一般的な構造のものを使用している。

表-4 動的応答解析結果（橋軸方向）

橋脚	Case 2 開北橋 $V_0 = 8 \text{ cm/sec}$		震 度 法		備 考
	水平力	分担率	水平力	分担率	
1 A	472.3 t	28.7%	407.6 t	25.1%	震度法は 橋台 50% 橋脚 30% 割増済み V_0 : ストッパー の設定作用速度
1 P (左)	217.2	13.2	166.4	10.6	
1 P (右)	43.3	2.6	47.2	3.0	
2 P (左)	40.6	2.5	18.9	1.2	
2 P (右)	245.7	14.9	302.6	19.3	
3 P (左)	175.5	10.6	181.6	11.6	
3 P (右)	38.1	2.3	36.8	2.4	
2 A	415.2	25.2	404.1	25.8	
全水平力	1 647.0 t		1 565.2 t		

3. 施 工

3.1 施工上の問題点

本橋は、4 径間連続桁の支点部横梁を、主桁側面外方に延長し、この横梁端部を橋脚で支持するもので、高次の不静定構造である。

また、横梁は、連続桁の支点反力を橋脚に伝達するため、マッシュな断面を要しており、主桁との接合部での断面変化が著しい。

表-3 動的解析による解析ケース

解析ケース	方向	ダンパーの有無	入 力 波	解 法	解析ケース数
Case 1 比較モデル	橋軸 方向	ダンパー無し (ピン状態)	1. 平均応答スペクトル 2. エルセントロ (実波形) 3. 開北橋 (実波形)	モーダル法	3
Case 2 本モデル	橋軸 方向	ダンパー有り	1. エルセントロ (実波形) 2. 開北橋 (実波形) 3. “ ” (ダンパー実数変更)	直接積分法	3
Case 3 本モデル	橋軸 直角方向	ダンパー無し (ピン状態)	1. 平均応答スペクトル 2. エルセントロ (実波形) 3. 開北橋 (実波形) 4. 平均応答スペクトル (ひび割れ考慮)	モーダル法	4
比較モデル	橋軸	ダンパー有り	1. 開北橋 (実波形)	直接積分法	1

以上の特徴から本橋梁の施工上の問題として、特に下記の2点に注目した。

(1) 設計と施工の一致

PC 不静定構造物におけるプレストレスの分布およびコンクリートのクリープ乾燥収縮に起因する二次応力は、構造物の応力検討上の主要な要素である。

プレストレス、コンクリートのクリープひずみ、乾燥収縮ひずみは、PC ケーブルの緊張順序、緊張力の分布、コンクリートの品質、プレストレス導入時のコンクリートの材令、および施工順序等、施工中の要因によって変動するものであり、設計上の二次応力と実際の二次応力との誤差を最小限に止めるためには、これらの要因の管理が厳正、適切に行われることが必要である。

このため、施工時には、PC ケーブルの緊張管理、コンクリートの品質管理等、通常の施工管理を厳格に行うほか、コンクリートのひずみ測定、たわみ測定および主桁の縮み測定等を行い、構造物の応力状態などの確認を行った。

(2) ひびわれ防止策

中間支点では、マッシブな横梁と主桁の床板、主桁の腹部等の薄い部材が交差して接合されており、コンクリート硬化熱の初期の放散が、主桁部では大きく、横梁と主桁との交差部で、温度勾配が大きくなり、温度応力によるひびわれ発生の危険性が高い。

同様に、部材厚の相違による乾燥収縮ひずみの差によるひびわれの可能性も高いところから、ひびわれ防止については、特別な配慮が必要である。

ひびわれ防止策として、

- 1) 横梁と主桁交差部の主桁側に、ひびわれ幅を制御する鉄筋を配置する。
- 2) 硬化熱の小さい中庸熱セメントを横梁のコンクリートに使用する。
- 3) 普通セメントを使用し、かつ、単位セメント量を極力小さくする。
- 4) コンクリート打込み後、横梁中の PC ケーブル用

シースに冷水を通しクーリングする。

などの対策が考えられるが、材料の入手上の問題、および従来の施工経験などより、1)、3) によれば過大なひびわれを避け得るものと想定した。

ひびわれ制御には、交差部主桁の橋軸方向 1.5 m の間の上・下床板に D 13 筋を 10 cm 目の網状に配置した。

また施工区分間の主桁打継目にも、同様な意味で、ひびわれ幅制御用の鉄筋を配置した。

3.2 コンクリート

コンクリートは、横梁、主桁とも同一配合のコンクリートを使用することにし、圧縮強度を満足できる範囲で、セメント量が最少となる配合を試験練りによって定めた。

試験練りの目標強度は、生コン工場の最近の実績から、変動係数 4%、割増係数 1.09 とし、436 kg/cm² とした。

試験練りは、単位セメント量を、380 kg/m³~400 kg/m³ の範囲とし、普通セメント、早強セメント、および高性能減水剤を用いたものについて行った。

試験練りの結果を表—5 に示す。

実施配合は、施工工程、施工管理の難易、硬化熱による影響等を総合的に判断して表—5 No. 3 を用いることにした。

3.2.1 コンクリート打込み、養生

コンクリートの打込み順序を図—6 に示す。

各施工段階毎に一体打ちするものとし、打継目は設けず、2 台のポンプ車を使用し、1 台は横梁部付近、1 台は主桁のコンクリート打込みに用い、横梁部と主桁部の打上り速度を一樣にするよう配慮した。

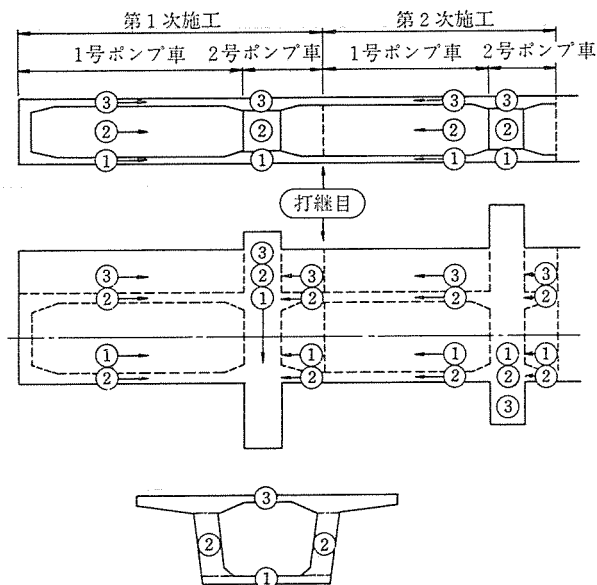
断面内の打込み順序は、下床板、腹部、上床板の順序で、打ち込んでいる。

養生は、散水養生を定位とし、冬期施工では、サラマNDERによる暖気養生を行った。

なお、施工終了後、主桁、横梁交差部、打継目等、ひ

表—5 試験練り結果

セメント種別	No.	スランパ (cm)	セメント量 C (kg)	単位水量 W (kg)	W/C (%)	S/a (%)	細骨材 S (kg)	粗骨材 G (kg)	混和剤 (kg)	実 測 値		圧縮強度 (kg/cm ²)	
										スランパ	空気量 (%)	σ_7	σ_{28}
普通セメント	No. 1	8	380	162	42.6	39.3	696	1183	0.950	8.6	3.3	307	411
	No. 2	10	380	167	43.9	39.4	693	1172	0.950	11.6	3.9	280	378
	No. 3	8	390	162	41.5	39.0	688	1217	0.975	7.3	2.9	331	474
	No. 4	8	400	162	40.5	38.6	678	1217	1.000	6.4	2.7	353	499
	No. 5	9	400	165	41.3	38.7	676	1211	1.000	10.1	4.3	321	451
	No. 6	8	400	170	42.5	38.2	663	1211	1.000	8.1	3.5	345	489
早強セメント	No. 7	8	390	166	42.6	38.5	673	1217	0.975	6.1	2.5	385	511
	No. 8	8	400	166	41.5	38.2	665	1217	1.000	7.2	2.3	394	547



図—6 コンクリート打設順序図

びわれの発生し易い箇所を中心に、橋梁全長にわたってひびわれ調査を行ったが、ひびわれは発見できなかった。

3.3 プレストレッシング

緊張作業はコンクリート打込み1週間後に行い、鉛直締め、床板横締めを行った後、主桁と横梁の主ケーブルを同時に緊張した。

各施工段階における緊張は、主桁ケーブル(12T15.2)については全数、横梁については約半数緊張し、残りの半数は、全径間が一体となった後に緊張した。

主桁ケーブルは、一径間で定着するものと、2径間にまたがるケーブルに分けられる(図—7)。

管理限界の設定は、第1次施工時5本の試験引きデータで行い、第2次以降は、第1次施工時の試験引きデータを追加して管理限界を定めた。

横梁ケーブル(12V13)は全数片引きとし、第1次施工時の試験引きの結果より管理限界を定め、全ケーブルに適用した。

4. 測 定

施工時の応力状態および桁の挙動を把握する目的で、表—6 に示す測定を行った。

(1) コンクリートの弾性係数

圧縮強度と弾性係数の測定は、原則として各施工時のプレストレス導入直後に行った。

弾性係数は標準供試体の荷重-ひずみ曲線より1/3割線法により算定した(表—7)。

弾性係数の測定値は表—7 に示すように、材令7日～8日では、 $2.37 \sim 2.74 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ であり、設計計算で考慮した値より若干低目の値となっているが、材令40日および50日では、コンクリート強度 490 kg/cm^2 で

施工区分	定着部名称	鋼材本数	A ₁	P ₁	P ₂	P ₃	A ₂
第1次	端部～端部	6	第1次施工区間				
	上スラブ～端部	6					
	端部～ウェブ	2					
	端部～横桁端部	2					
第2次	上スラブ～端部	2	第2次施工区間				
	端部～端部	4					
	ウェブ～端部	4					
	ウェブ～ウェブ	2					
	ウェブ～端部	2					
	ウェブ～ウェブ	2					
第3次	下スラブハンチ～下スラブハンチ	2	第3次施工区間				
	横桁端部～横桁端部	2					
	ウェブ～端部	4					
	横桁端部～端部	2					
第4次	ウェブ～端部	2	第4次施工区間				
	ウェブ～端部	6					
	横桁端部～端部	4					
	ウェブ～端部	2					
	ウェブ～上スラブ	2					
	下スラブハンチ～下スラブハンチ	2					
	ウェブ～端部	2					
	ウェブ～上スラブ	4					
	ウェブ～上スラブ	2					

図—7 主桁 PC ケーブル配置略図

表—6 測定項目、測定方法など

項目 種別	コンクリートの 弾 性 係 数	応 力 測 定	桁 の 変 位		桁 の 縮 み 測 定	コンクリートの 硬 化 温 度
			た わ み 量	脚 柱 の 沈 下		
測定方法	打設時に採取したテストピースにワイヤーストレンゲージを貼付し行う。	埋込みゲージにより行う。	地盤を不動点にダイヤルゲージにより行う。	盛工式沈下測定器とダイヤルゲージにより行う。	桁内部に鋼棒を設置し、ダイヤルゲージを用いて行う。	熱電対を埋め込み、これにより行う。
使用器具	・テストピース ・貼付ゲージ (PL-60) ・リード線 ・ひずみ計 ・スイッチボックス	・埋込みゲージ (KM-100) ・リード線 ・測定器 ・スイッチボックス	・ダイヤルゲージ ・インバー線 ・基礎杭	・盛工式測定器 ・ダイヤルゲージ ・インバー線 ・基礎杭	・ダイヤルゲージ ・ガス管 ・鋼 棒	・C.C 熱電対 ・打点記録計
測定時期	各施工時プレストレス導入時	各施工時プレストレス導入前後	同 左	同 左	各施工後継続して	コンクリート打設後養生中
測 点	全 供 試 体 数 30 本	主 桁 32 点 横 梁 10 点	主 桁 8 点 横 梁 6 点	各 下 部 工	主 桁 4 点 横 梁 2 点	1次施工部 12 点 2次施工部 5 点 外 気 1 点

表—7 コンクリートの弾性係数測定結果

		1次施工時	2次施工時	3次施工時	4次施工時
1次施工分	材 令 (日)	7	44	76	94
	圧縮強度 (kg/cm ²)	319	467	486	490
	弾性係数 (kg/cm ²)	2.68×10^5	3.05×10^5	3.78×10^5	3.63×10^5
2次施工分	材 令 (日)		8	40	56
	圧縮強度 (kg/cm ²)		341	435	470
	弾性係数 (kg/cm ²)		2.65×10^5	3.27×10^5	3.26×10^5
3次施工分	材 令 (日)			7	21
	圧縮強度 (kg/cm ²)			356	437
	弾性係数 (kg/cm ²)			2.74×10^5	3.23×10^5
4次施工分	材 令 (日)				7
	圧縮強度 (kg/cm ²)				329
	弾性係数 (kg/cm ²)				2.37×10^5

弾性係数は約 $3.7 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ となっており、設計に用いられた値 $3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ に近い値となった。

(2) 応力測定

桁の応力測定は、導入プレストレスを確認する目的で行ったもので、緊張作業開始直前のひずみ測定値と緊張作業終了時の測定値との差を導入プレストレスと考え、緊張毎の測定結果を累積することによって、総プレストレス量を求めている。

このため、前の施工段階の緊張作業終了直後から次施工の緊張直前までのひずみ変化は、測定されていないので、この間の支持条件の変化等による応力の変化は測定できていない。

このような条件での測定値より、各施工段階における主桁各部のプレストレス分布を算定した結果を図—8に示す。

図—8に示すように、③断面以外の断面では、測定値

は、ほぼ計算値と一致するか、若干大きめの値となっており、プレストレッシングの際にケーブル緊張力は若干大き目に管理することを考え合わせれば、妥当な測定結果が得られたといえよう。

しかし③断面だけは例外で、測定値が計算値を下まわっており、この原因として、

- ③断面は、1次施工では主桁ケーブルの緊張端に近い位置にあるので、ケーブル定着時のプルインの影響が大きい。
- 支保工の支持条件が、設計で考えた状態と異なった。

などが考えられ、これらについて検討したが、1)については、緊張時のプルインの実測値は、設計上のプルイン量 11 mm より小さく、また、上・下縁間の応力分布が、測定値と計算値で異なるので、この原因が 1) のみによるとは考え難い。

また、2)については、支保工の沈下および拘束を想定し、検討計算を行ったが、十分に説明できる結果は得られなかった。

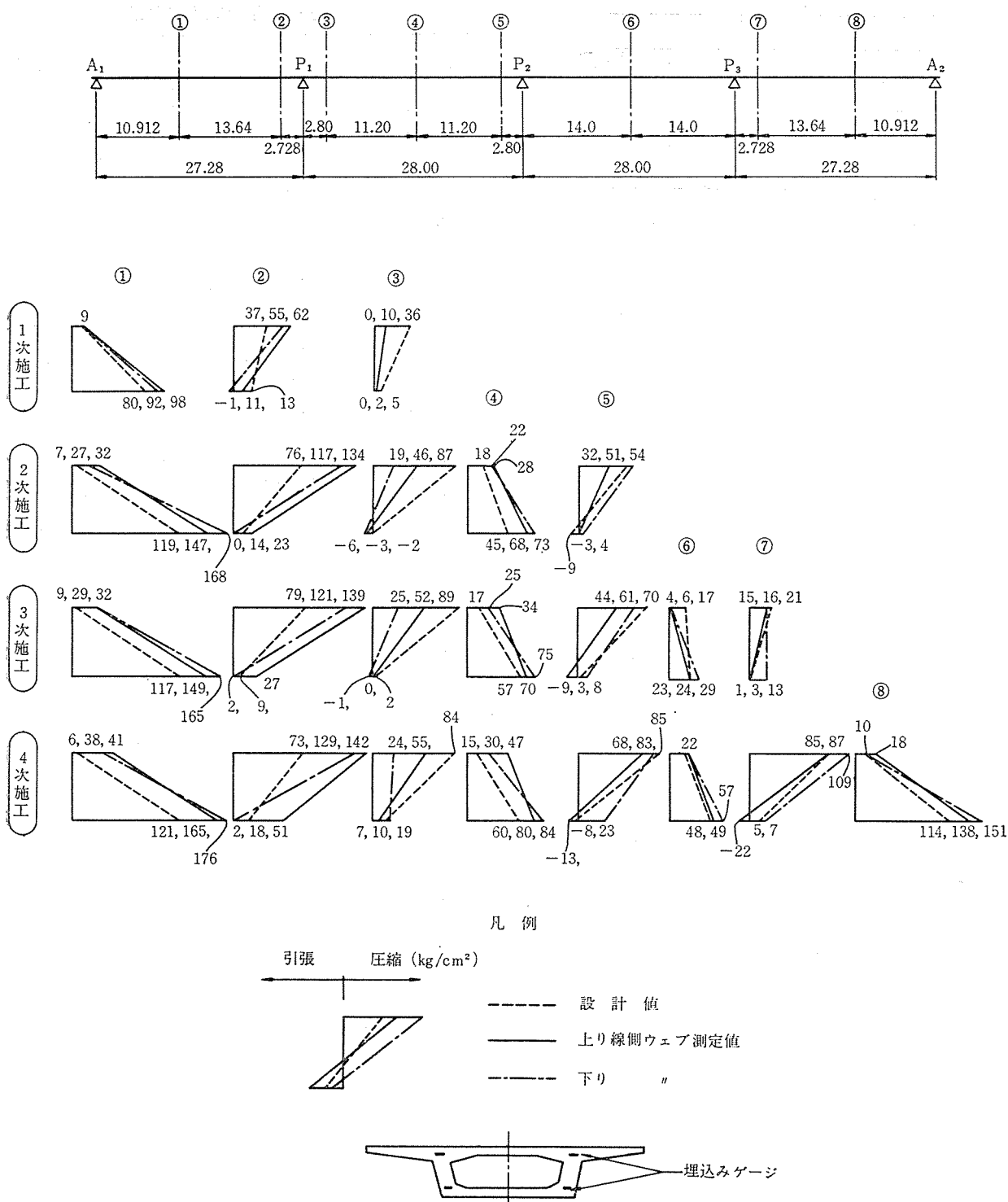
このため、③断面のプレストレス量の確認は別途に行う必要があるが、1次施工時の誤差が、最後まで、ほぼ同値で残っていることから、この誤差は、一次施工時に生じたものと判断できるので、1次施工時の緊張管理結果から、プレストレス量を確認することが可能である。

幸い1次施工時の主桁は静定構造と考えられるので、ケーブル緊張力が所定のものであれば、プレストレス量も大きな差はないと考えられるので、緊張結果によって、所定のプレストレスが与えられたことを確認した。

横梁の測定結果を図—9に示す。

横梁の測定応力は、4次施工終了時点で、十分なプレストレスが与えられている。

応力の測定において、支保工の撤去などによるひずみ



図—8 主桁断面応力分布図

変化の測定値がないので、応力分布の絶対値が確認できなかったのは残念であるが、プレストレス量に関しては、十分な施工が行われたことが確認できた。

(3) たわみ

各施工段階におけるプレストレス導入後のたわみ測定結果を図—10 に示す。

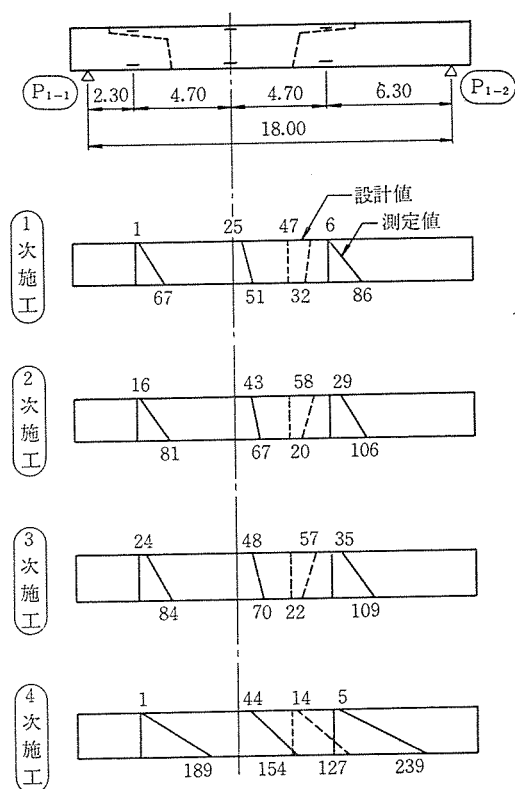
この測定値は、支保工の沈下量を補正した値であり、

桁自重によるたわみと、プレストレスによるそりが合成されたものである。

(4) 桁の縮み測定

桁の縮み測定方法は、各施工区間毎に桁のほぼ全長にわたって、φ16 PC 鋼棒を通したガスを埋め込み、鋼棒の一方の端部を桁コンクリート内に固定し、他方の端

部は、ガスの端部に取り付けた鋼製のゲージボックス



注：すべて圧縮応力 (kg/cm²)

図—9 横梁断面応力分布図 (P₁ 横梁)

の中に出し、桁本体とを縁切りした状態にして、ゲージボックス内に取り付けたダイヤルゲージにより相対変位を測定する方法である (図—11)。温度変化の影響は、各測定図毎に、端部と中間部の温度を測定し、これを補正した。

各施工段階毎の縮み測定値と設計値の比較を表—8 に

表—8 桁の縮み測定結果

	実 測 値	設 計 値	実測/設計
1 次施工区間	3.66 mm	4.48 mm	0.82
2 次施工区間	1.54	3.27	0.47
3 次施工区間	3.56	3.68	0.97
4 次施工区間	2.23	2.63	0.85
横 梁	4.51	4.10	1.10

示す。

2 次施工区間で、比が 0.47 と著しく小さな値を示しているが、主ケーブル緊張データ、応力測定結果からは、緊張力は、適切に与えられていると判断できることから、この値は測定ミスではないかと考えられる。

(5) コンクリートの硬化温度

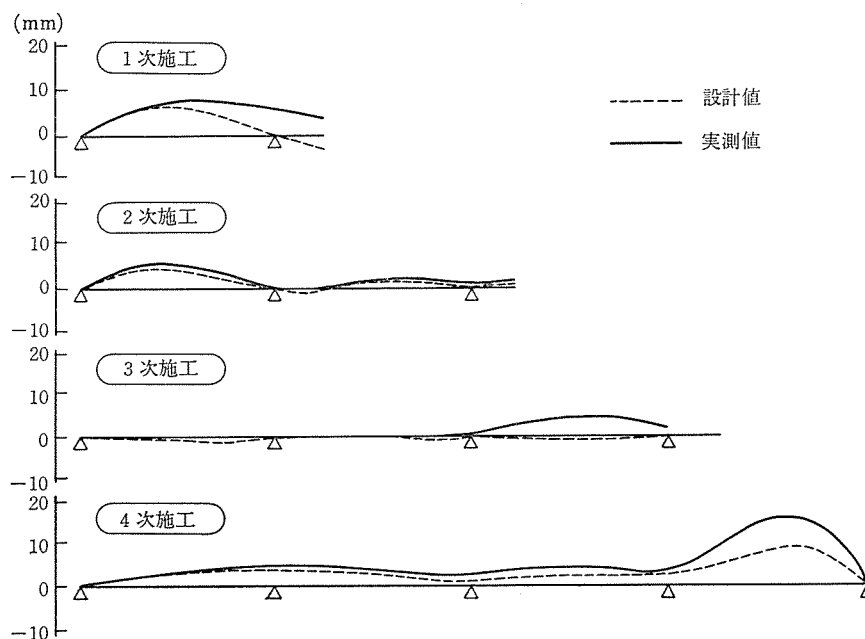
1 次施工時に断面寸法の変化が大きい、主桁と横梁の交差部を中心に測定した (図—12)。

横梁中央部 (T 5) で最高温度を示し、打設 2 日後で 76°C であった。横梁中心 (T 5) と端部 (T 3) とは 150 cm の離れがあるが、最大 20°C の温度差がみられた。また、主桁と横梁付根付近 (T2~T3) では測点間隔 20 cm で 2°C 程度であった。

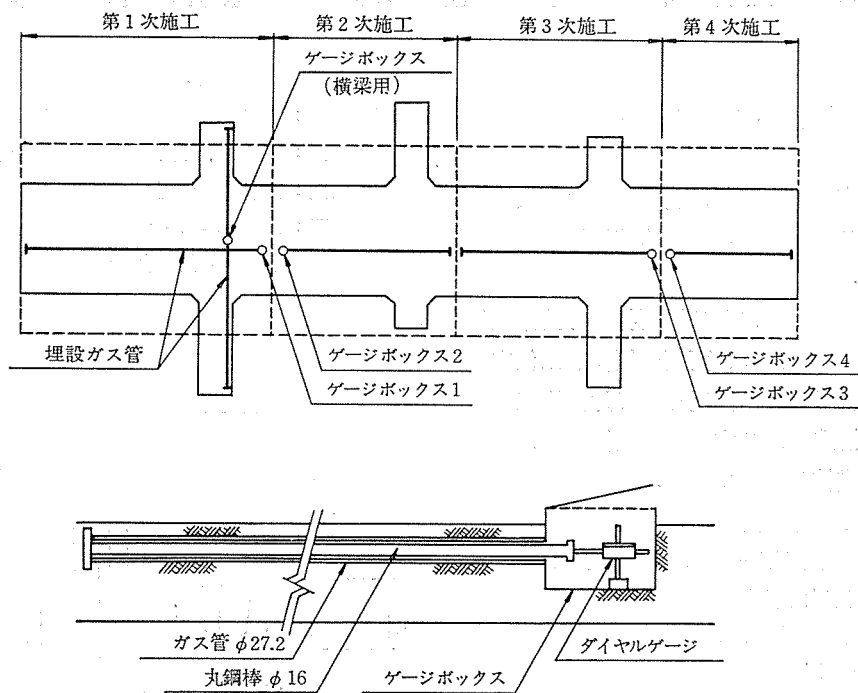
一方、主桁スパン中央 (T 1) と (T 2) とでは、10°C 程度の温度差を生じており、温度降下速度も異なっている。第 2 次施工時では、打継目部での新旧コンクリートの温度差を測定した結果、温度差は 17°C~18°C であった (図—13)。

5. あとがき

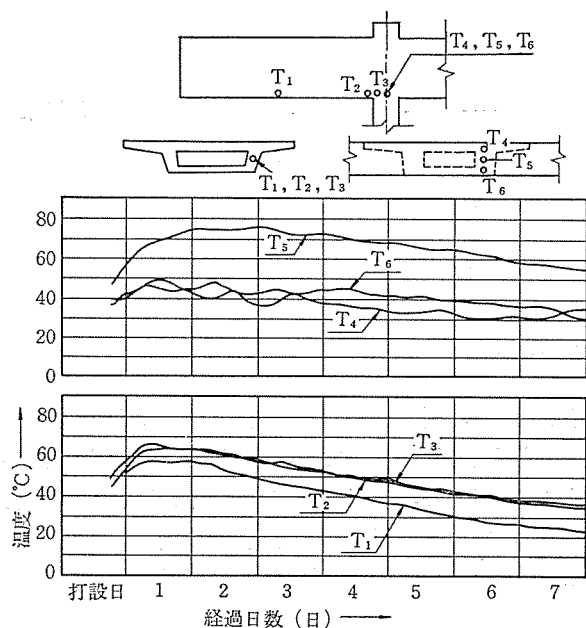
本橋は、計画道路との立体交差の制約、市街地における騒音、美観などの環境問題、近接する構造物 (北上駅



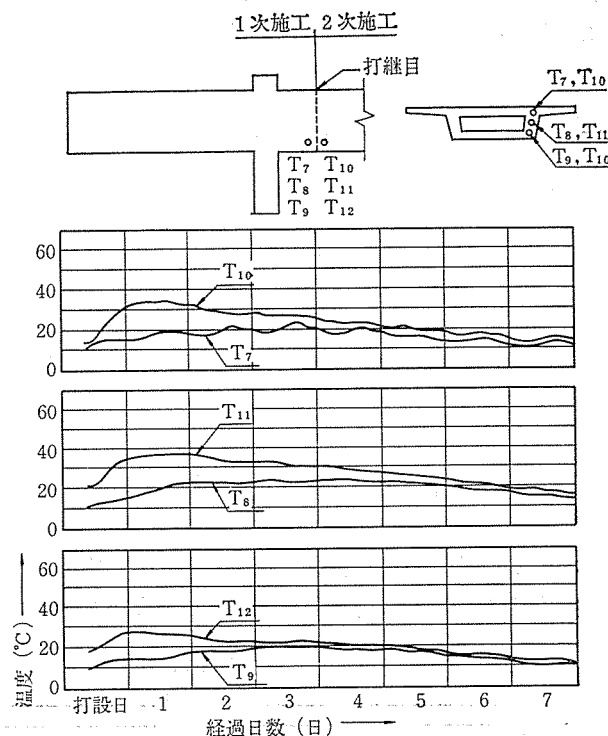
図—10 主桁たわみ分布図 (各施工時)



図—11 縮み測定方法



図—12 コンクリート硬化温度 (交差部)



図—13 コンクリート硬化温度 (打継目)

を含む)の高さ低下による経済効果などの諸点から前例のない構造形式の採用を決定したが、当初における構造計画、解析の複雑さ、複雑な施工手順、コンクリート施工上の問題点を解決して昭和54年12月に所要の応力状態を有する構造物を完成することができた。

本橋の工事費は複線1m当り上部工が154万円、下部工が70万円で、一般の橋梁に比較し同程度のものであり、前後の構造物高を低下できることを考えれば、その経済的効果は、極めて大きいものである。

本橋の建設にあたっては、盛岡工事局において施工研

究会を結成し、東北大学尾坂芳夫教授を迎えて諸問題の検討を行った。

また、施工ならびに、同時に行った試験においては、住友建設株式会社の熱心な御協力が得られた。

記して謝意を表する。

なお、本橋においては、新構造の開発ならびに今後の設計法に資するところ大なるものと認められて、土木学会田中賞・作品賞が授与されている。