

バイプレ方式による川端橋側道橋の 設計および施工について

田 島 武*
小 深 田 信 昭**
小 嶺 啓 蔵***

まえがき

プレストレストコンクリート（以下 PC という）構造は、コンクリートの引張部に配置した PC 鋼材の引張力によりコンクリートに圧縮応力を導入し、荷重による引張応力に対処するものであり、鉄筋コンクリート構造に比べ、より有効にコンクリート断面を利用をすることができる。

橋梁の分野では、プレテンション方式およびポストテンション方式の桁を用いた橋梁が数多く採用されている。

近年、河川管理上および橋梁周辺的环境条件等により橋梁上部工の工費が少々割高になっても桁高を低くすることで全体工事費が安価になり、種々の問題も解決できるような橋梁が多くなっている。

桁高を低くする方法の一つとして、コンクリートの圧縮部に配置した PC 鋼棒に圧縮力を与えて定着し、コンクリートに引張応力を発生させ、圧縮部の圧縮応力度を軽減させることができるポストコンプレッション方式がある。これまでの PC 構造に、このポストコンプレッション方式を併用するバイプレストレスリング（以下バイプレという）方式は外国では既に実績があり、第 8 回

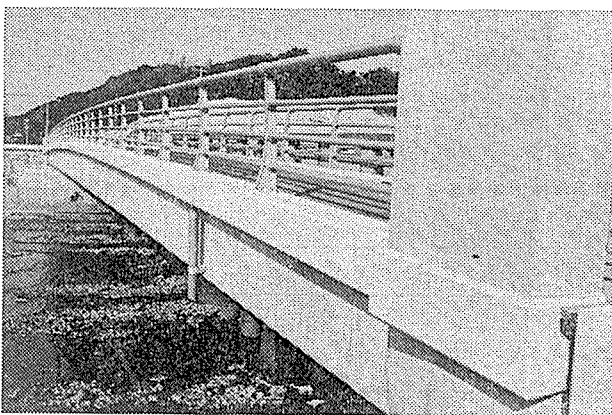


写真-1 完成した川端橋側道橋

* オリエンタルコンクリート（株）東京支店工務部
** オリエンタルコンクリート（株）福岡支店工務部
*** オリエンタルコンクリート（株）福岡支店工務部

FIP 大会においてオーストラリアの H. Reiffenstuhl によって紹介されている¹⁾。また我が国でも、実用化試験および試設計^{2),3)}が行われ、実際の構造物に応用できる段階になっている。

本橋は、福岡県宗像郡内を流れる二級河川釣川を跨ぐ橋長 58.600 m の歩道橋であり、我が国では初めてのバイプレ方式を採用した PC 橋梁である（写真-1）。

1. 工事概要

路線名：一般県道玄海田島福岡線
工事名：交通安全施設等整備事業
工事場所：福岡県宗像郡玄海町大字牟田尻

河川名：二級河川 釣川

橋 長：58.600 m

桁 長：58.480 m

支 間：57.580 m

幅 員：2.500 m

橋 種：歩道橋（群集荷重 350 kg/m²）

構造形式：

上部工 バイプレ方式 PC 単純箱桁

下部工 躯体 重力式

基礎 PC 杭 φ600×21.000 m

工 期：昭和 59 年 12 月～昭和 60 年 5 月

2. 上部工の構造形式の選定

本側道橋の上部工構造形式の選定にあたり、隣接する車道橋の構造形式を考慮する必要がある。車道橋は図-1 に示すように、斜パイラメント橋脚の 3 径間 RC ゲルバー橋であるため、側道橋として考えられる径間は、河川管理上から車道橋と同様な 3 径間もしくは 1 径間に限られた（図-2）。

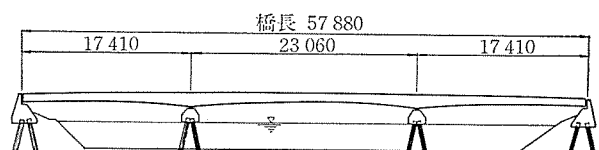


図-1 本橋に隣接する車道橋

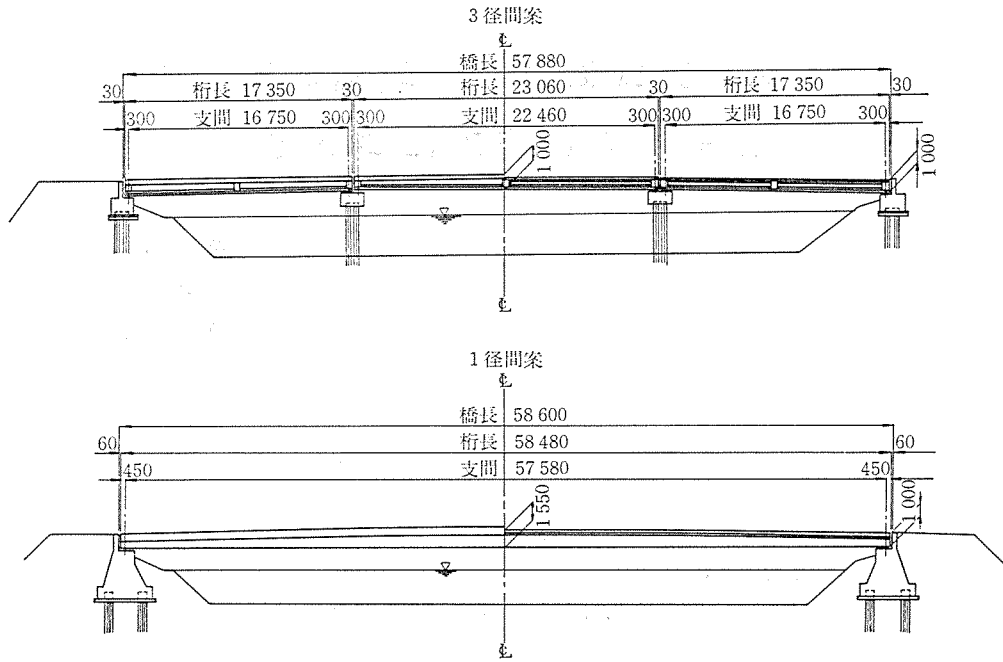


図-2 比較案

現行の河川構造令より新設の橋梁では、パイルベント形式の橋脚は原則として認められないが、3径間にした場合、車道部の橋梁が斜パイルベント形式であるため、歩道橋もパイルベント形式とし、洪水時の異常洗掘を防止するため橋脚を防護する必要があり、流れの阻害率も大きくなるため、河川管理上からは1径間案が選択された。全体工事費を比較してみると、両案とも大差がなかったため、1径間案が採用された。

1径間にした場合、取付け道路、計画高水位、車道橋との取合い等の条件により、取付け部で桁高1m、支間中央部ではできるだけ桁高を低くする必要があったため、変断面の箱桁構造として、バイプレ方式を用いて中央の桁高を1.550mとした。

3. 設計概要

3.1 設計条件

本橋の設計条件を表-1に、また使用材料の強度および許容応力度を表-2に示す。

3.2 主桁の設計

主桁の一般構造を図-3に示す。

表-1 設計条件

構造形式	バイプレッシング方式単純箱桁橋
橋長	58.600 m
桁長	58.480 m
支間	57.580 m
幅員	2.500 m
荷重	$w = 350 \text{ kg/m}^2$ (群集荷重)
斜角	90度
横断勾配	2% 2%
縦断勾配	2.4% 放物線勾配

表-2 材料強度および許容応力度

コンクリート		
設計基準	強度	400 kg/cm ²
許容曲げ圧縮応力度	導入直後	180 "
	設計荷重時	140 "
許容曲げ引張応力度	導入直後	-15 "
	設計荷重時	0 "
許容せん断応力度	設計荷重時	5.5 "
	終局荷重時	53 "
許容斜引張応力度	設計荷重時	-10 "
プレストレスを与える時の圧縮応力度		340 "
PC鋼材		
引張鋼材		12 T 15.2 mm
降伏点応力度		140 kg/mm ²
許容引張応力度	初引張時	126 "
	導入直後	116 "
	設計荷重時	99 "
圧縮鋼材		φ32 mm (SBPR 95/110)
圧縮降伏点応力度		95 kg/mm ²
許容圧縮応力度	圧縮時	86 "
	圧縮直後	77 "
	設計荷重時	66 "
鉄筋 (SD 30)		
斜引張鉄筋を計算する場合		3 000 kg/cm ²
引張鉄筋を計算する場合		1 800 "
床版鉄筋を計算する場合		1 400 "

主桁の設計の手順として、まず、荷重による主桁引張部の応力度を算出し、引張鋼材の本数を仮定する。次に主桁圧縮部の許容応力度を超える分の応力度を打ち消せるだけの圧縮鋼棒本数を仮定する。以上のようにして仮

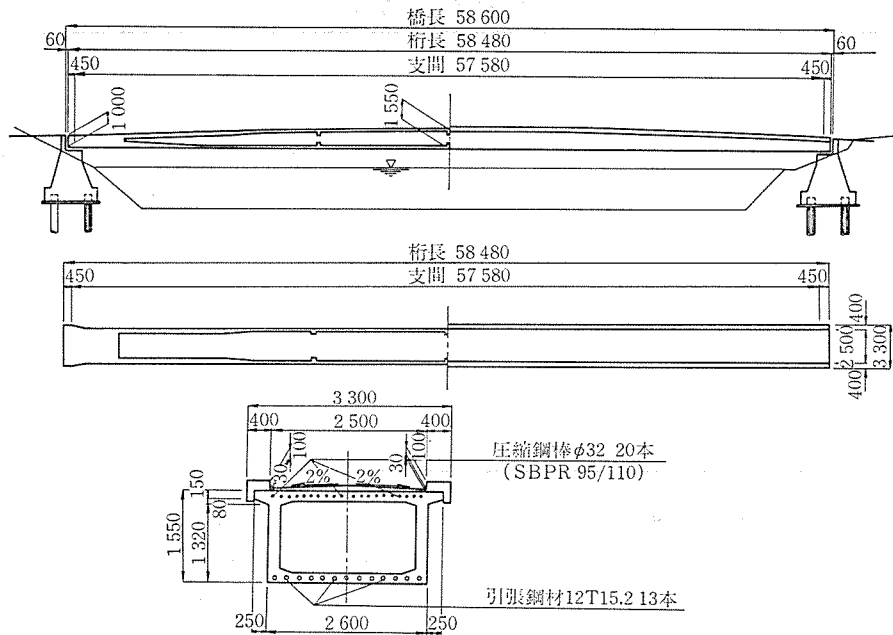


図-3 一般構造図

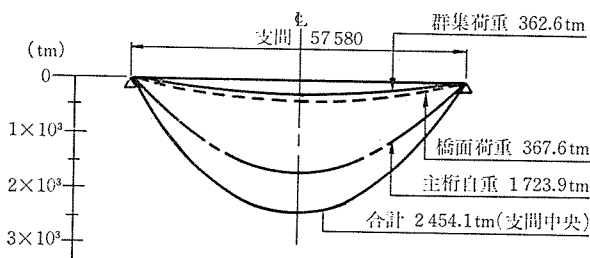


図-4 曲げモーメント図

定した鋼材配置で応力度の精算を行い、主桁引張応力度、圧縮応力度ともに許容値内に収まるように、PC鋼材本数の調整を行う。

荷重による曲げモーメント図を図-4に、支間中央の応力度を表-3に示す。

引張鋼材による応力度を表-4に示す。ただし、引張鋼材としてPC鋼より線12T15.2mmを13本使用し、初引張応力度 $\sigma_{pi}=121\text{ kg/mm}^2$ とした。

引張鋼材のみ配置した場合の合成応力度を表-5に示す。

表-5に示すように、桁上縁の圧縮応力が許容値よりかなり超えた状態であり、桁下縁の引張応力も許容値を超えている。その圧縮応力を軽減し、かつ引張応力も同時に打ち消すように桁上縁に圧縮鋼棒を配置した。圧縮鋼棒としては、圧縮ひずみが引張ひずみとほぼ同様であることが試験により確認されているB種1号(SBPR 95/110)を使用した。PC鋼棒は直径 $\phi 32\text{ mm}$ を20本使用し、導入圧縮応力度 $\sigma_{pi}=52.0\text{ kg/mm}^2$ とした。圧縮鋼棒の場合、コンクリートのクリープ、乾燥収縮の影響

表-3 荷重による曲げ応力度 (kg/cm²)

	上 縁	下 縁
主桁自重	246.0	-286.2
橋面荷重	44.6	-49.3
群集荷重	44.0	-48.7
合計	336.6	-384.2

表-4 引張鋼材による応力度 (kg/cm²)

	上 縁	下 縁
導入直後	-79.1	419.6
設計荷重時	-64.9	344.6

表-5 引張鋼材のみ配置した場合の合成応力度

	上 縁	下 縁	許 容 値
プレストレス導入時 (主桁自重+直後プレストレス)	166.9	133.4	-15< σ <180
設計荷重時 (全荷重+有効プレストレス)	268.7	-39.7	-15< σ <140

表-6 圧縮鋼棒による応力度 (kg/cm²)

	上 縁	下 縁
圧縮直後	-92.4	20.0
設計荷重時	-131.1	28.4

響によりPC鋼棒の有効応力度が、導入時より大きくなるため、全断面にわたりPC鋼棒の有効応力度が設計時の許容値を超えないように試算して、導入圧縮応力度を決定した。また、圧縮鋼棒とシーす間の摩擦係数は、 $\mu=0.6$ 、 $\lambda=0.015$ を使用した。摩擦係数値は、実用化試験²⁾の段階で測定した試験値より決定した。

圧縮鋼棒による応力度を表-6に示す。

表-7 合成応力度

(kg/cm²)

		プレストレス導入直後		静荷重時		設計荷重時	
		上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁
圧縮鋼材	直後プレストレス	-92.4	20.0	-	-	-	-
	有効プレストレス	-	-	-131.1	28.4	-131.1	-28.4
引張鋼材	直後プレストレス	-79.1	419.6	-	-	-	-
	有効プレストレス	-	-	-64.9	344.5	-64.9	344.5
主桁自重		245.0	-286.2	245.0	-286.2	245.0	-286.2
橋面荷重		-	-	44.6	-49.6	44.6	-49.3
群集荷重		-	-	-	-	44.0	-48.7
合計		73.5	153.4	93.6	37.4	137.6	-11.3
許容値		>-15	<180	<140	>0	<140	>-15

設計荷重時合成応力度を表-7, 図-5 に示す。

図-6 は, PC 鋼材配置図を示す。圧縮鋼棒は上床版

に一段で配置し, 定着は支点から 6.64~11.64 m の間で3段階に分散し, 上床版に定着している。このため上床版のこの部分は, 40 cm 厚としている。

本橋は歩道橋であるため, 振動に対する配慮が必要であった。一般に, 歩行者の歩調はほぼ 2 Hz (ヘルツ) である。したがって, 歩道橋の主桁のたわみ振動の固有振動数が 2 Hz に近い場合には, 歩行時に共振し歩行者に対し不快感を与えるおそれがあり, 構造物に対しても好ましくない影響を及ぼす。立体横断施設基準の解説では 1.5~2.3 Hz 間の固有振動数を避けるようにしている。

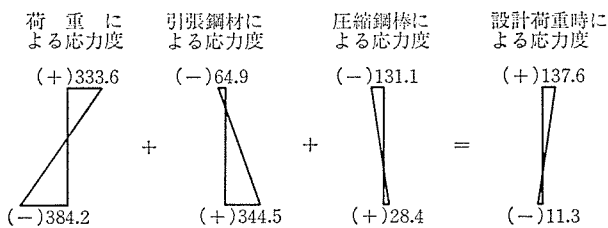


図-5 設計荷重時応力度図

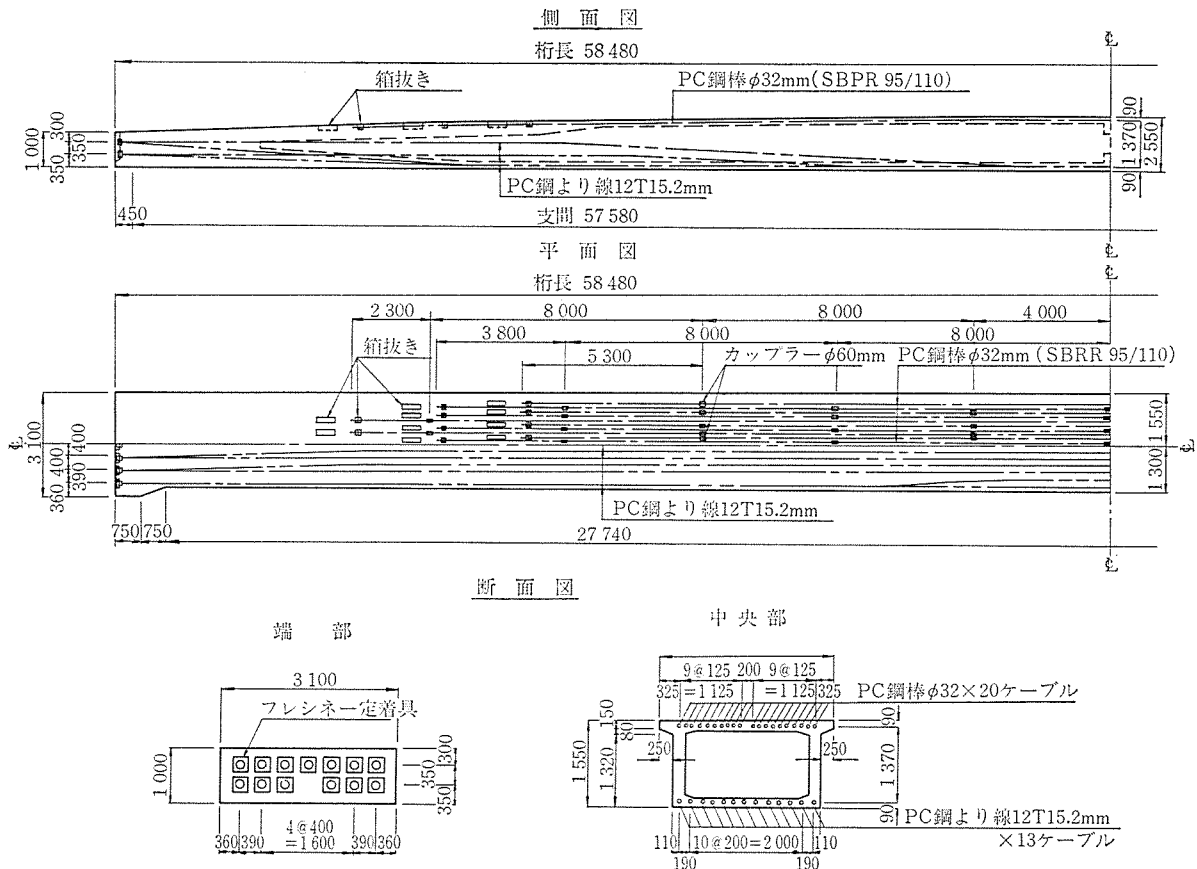


図-6 PC 鋼材配置図

本橋の固有振動数を計算し、上記範囲内にないことを確認した。

固有振動数 f は、次式による計算をした。

$$f = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{n\pi}{l} \right)^2 \sqrt{\frac{EI}{m}}$$

f : 固有振動数 (Hz)

l : 支間長 (m)

n : 振動モードの次数

EI : 桁の剛度 ($t \cdot m^2$)

m : 桁の単位長さあたりの質量 ($t \cdot sec^2/m^2$)

$n=1 \quad f=1.16 \text{ Hz} < 1.5 \text{ Hz}$

$n=2 \quad f=4.62 \text{ Hz} > 2.3 \text{ Hz}$

本橋完成後、振動試験を行った結果、1次の固有振動数 $f=1.25 \text{ Hz}$ となり、計算値とほぼ同じ値であり、共振の可能性のないことが確認された。

4. 予備試験

本橋の施工に先立ち、予備試験を行い、施工の安全性の確認を行った。

4.1 圧縮鋼棒定着部の補強方法

定着部切欠きの前後には、図-7 に示すような基本補強をするものとしたが、定着部付近の応力状態が計算上明確でないため、本橋の定着位置における主桁の応力状態とほぼ同等の応力度となるような試験体を製作し、補強方法を数種類変えて、ひびわれの有無を確認した。補強方法は、図-8 に示すようにジャッキセット部、アンカープレートは、各々4種類とした。試験の結果、Eの

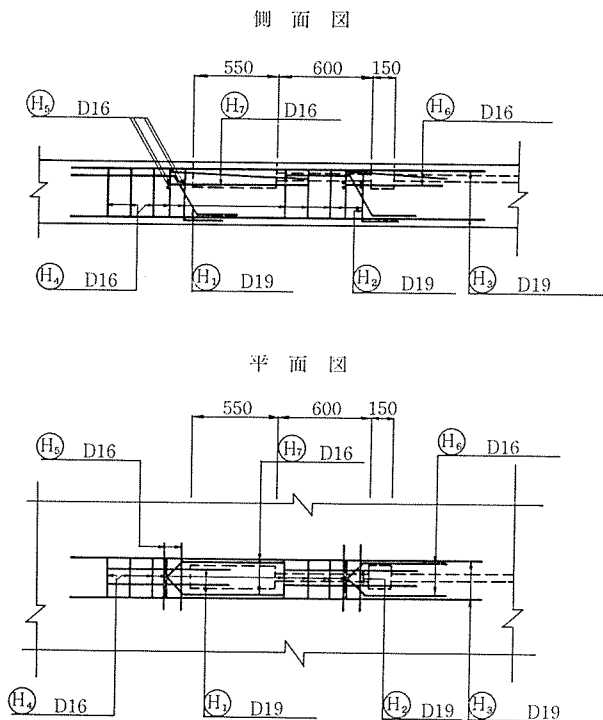


図-7 定着部基本補強

ジャッキセット部分

補強方法	(A) 基本補強のみ	(B) 基本補強+上面に補強筋	(C) 基本補強+上面に補強筋+2.0cmのハンチ	(D) 基本補強+2.0cmのハンチ
クラックの有無	無	無	無	無

アンカープレート部

補強方法	(E) 基本補強のみ	(F) 基本補強+補強筋(ひび筋)	(G) 基本補強+補強筋(ひび筋)+上面に補強筋	(H) 基本補強+上面に補強筋
クラックの有無	有	無	無	無

図-8

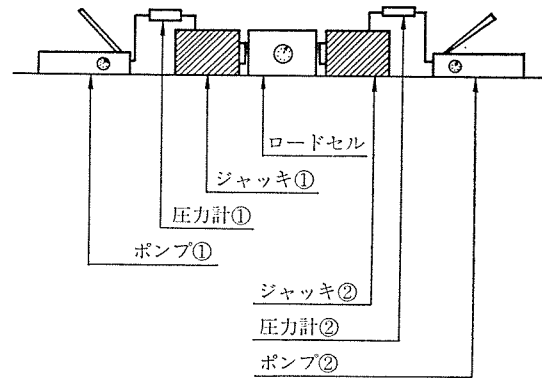


図-9 ジャッキの摩擦試験

みに経時後ひびわれを生じ、他の補強方法はすべて良好であった。したがって、施工性を考慮して、図-8 のAとHを採用した。

4.2 定着部の摩擦損失の測定

4.2.1 ジャッキの摩擦損失の測定

図-9 に示すような装置により測定を行った。図-9 の①②のポンプのマノメータを、それぞれ 50 kg/cm^2 に上げる。その後①のみ $100, 200, \sim 600 \text{ kg/cm}^2$ に上げ、圧力計、ロードセル、ポンプ②のマノメータの示度を読む。その後②に対しても同様な操作を行い、得られた押し込み側の圧力計とロードセルの圧縮力の比によりジャッキの摩擦損失を求めた。その結果、ジャッキの摩擦損失は1%となった。

4.2.2 定着部付近の摩擦損失の測定

図-10 に示すような試験体を製作し、測定を行った。ポンプのマノメータの読みが 50 kg/cm^2 になるように両方から押し、次に片側だけを $100, 150, \sim 550 \text{ kg/cm}^2$ と上げる。各荷重毎に、ひずみゲージ、圧力計、縮み量、マノメータの読み(被押方側)の測定を行った後、方向

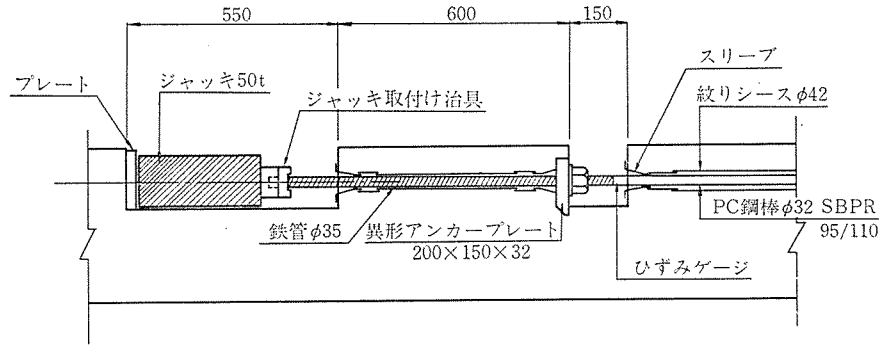


図-10 定着部付近の摩擦損失の測定

を変えて再度くり返し、測定を行った。その結果、定着部付近の摩擦損失は 4% となった。

4.3 定着部および絞りシースのグラウトの充填性

実際の圧縮鋼棒の配置と同様な試験体を製作し、グラウトを行った後、試験体を研り、グラウトの充填性を確認した。充填状態は良好であった。

5. 施工概要

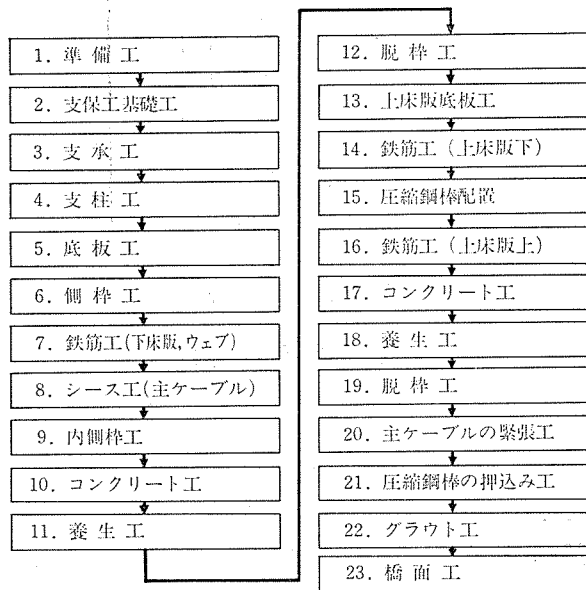


図-11 施工順序

	1(月)	2	3	4
支保工	■			
型枠工		■		
鉄筋シース工		■	■	
コンクリート工		■	■	
養生工		■	■	
圧縮鋼棒組立て工			■	
主ケーブル緊張工			■	
圧縮鋼棒の押込み工			■	
橋面工				■

図-12 工程表

本橋は、支保工による場所打ち工法で施工されたパイプレ方式 PC 単純箱桁橋である。

施工順序および工程は、図-11、図-12 に示す。

図-11 の施工順序のうち、パイプレ方式の特徴である圧縮鋼棒の配置、圧縮鋼棒の押し込み工について報告する。圧縮鋼棒の定着位置は桁上縁に圧縮力が残存する箇所とし、その定着機構は 図-10 に示すように、ジャッキセット用の切欠き部を設けている。PC 鋼材の緊張および押し込みは、最初にポストテンション方式により部材引張縁に圧縮力を導入し、次にポストコンプレッション方式により部材圧縮縁に引張力を導入した。圧縮鋼棒の押し込みは、部材に均等に引張力が入るように、また摩擦による影響を少なくするように両押しで行った。

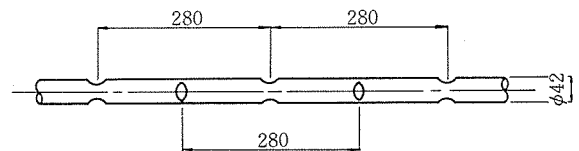


図-13 絞りシース

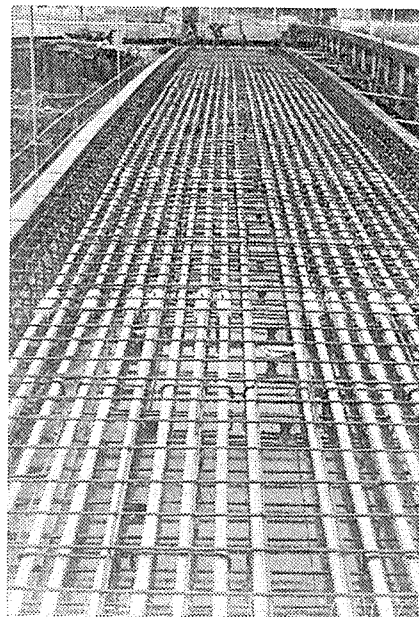


写真-2 圧縮鋼棒の配置

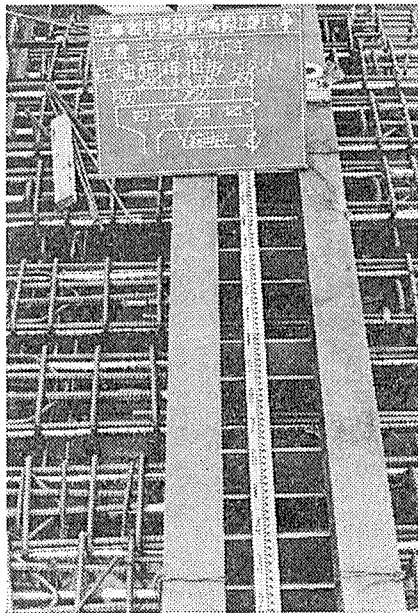


写真-3 定着部切欠き

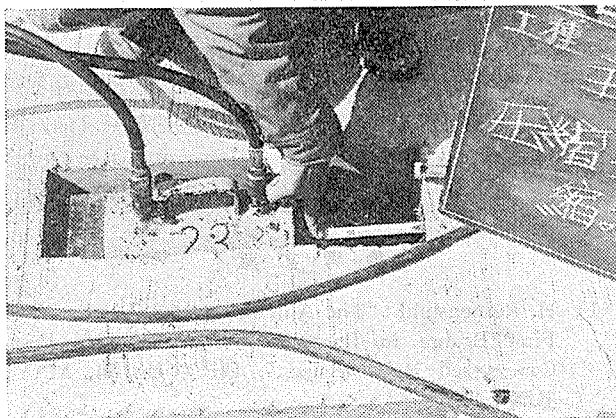


写真-4 圧縮鋼棒の押込み

その他の施工については、通常のポストテンション方式場所打ち箱桁橋の施工と同様である。

5.1 圧縮鋼棒の配置

圧縮鋼棒用のシースは、押込みの際に座屈しないように、計算で求めた間隔で絞り、鋼棒とのすきまを少なく

ジャッキ受圧面積 $A=70.7\text{cm}^2$
 PC 鋼棒断面積 $A=8.042\text{cm}^2$
 ($\phi 32$ SBPR 95/110)

鋼棒No.1

圧力計 kg/cm ²	縮み量 (mm)		
	左岸	右岸	計
100	5	2	7
200	14	11	25
300	19	17	36
400	25	24	49
500	32	31	63
593	38	37	75
補正後			81

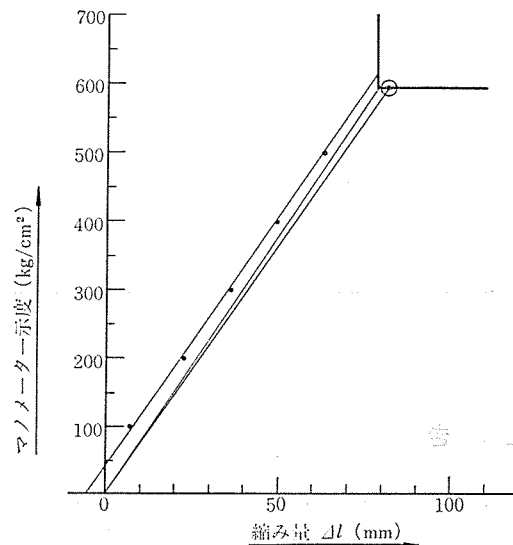


図-14 導入力管理図

した(図-13)。したがって、シースを配置した後に鋼棒を通すことが難しいため、シースに鋼棒を通した状態で、支間中央より順次カップラーで接続しながら配置した(写真-2)。

定着部は、圧縮鋼棒の軸線とジャッキの軸線を一致させねばならないため、切欠き用の型枠および定着具の位置がコンクリートの打設等により動かないように、堅固に固定する必要があった。型枠上にH鋼を橋軸直角方向に配置し、そのH鋼を利用して、切欠き用の型枠および定着具を固定した(写真-3)。

5.2 圧縮鋼棒の押込み

設計書に示されたPC鋼棒の圧縮力を確実に導入するためには、絞りシースとPC鋼棒間の摩擦係数およびみかけのヤング係数を求める必要がある。圧縮鋼棒全本数について押込み試験を実施し(写真-4)、シースとPC鋼棒間の摩擦係数 λ およびみかけのヤング係数 E_p を求めた。PC鋼棒は長さの違いで3つのグループに分け、各グループ毎に摩擦係数、みかけのヤング係数を計算し、管理を行った。導入力管理図の例を図-14に、導入力管理結果を表-8に示す。

押込み完了後、主桁のたわみ、埋込みゲージによる応

表-8 圧縮鋼棒導入力管理結果

グループ	ケーブル No.	測定縮み量 (mm)	計算縮み量 (mm)	縮み差 A (%)	測定圧力 (kg/cm ²)	計算圧力 (kg/cm ²)	圧力差 B (%)	C=A-B (%)	平均 C (%)
I	1	81	78	3.8	593	593	0	3.8	3.4
	2	82	"	5.1	593	"	0	5.1	
	3	81	"	3.8	593	"	0	3.8	
	4	82	"	5.1	593	"	0	5.1	
	5	78	"	0	593	"	0	0	
	6	81	"	3.8	593	"	0	3.8	
	7	80	"	2.6	593	"	0	2.6	
	8	80	"	2.6	593	"	0	2.0	
II	9	88	84	4.8	572	572	0	4.8	2.0
	10	86	"	2.4	572	"	0	2.4	
	11	88	"	4.8	572	"	0	4.8	
	12	85	"	1.2	572	"	0	1.2	
	13	84	"	0	584	"	2.1	-2.1	
	14	84	"	0	582	"	0.2	-0.2	
	15	87	"	3.6	572	"	0	3.6	
	16	85	"	1.2	572	"	0	1.2	
III	17	91	91	0	586	586	0	0	2.8
	18	94	"	3.3	586	"	0	3.3	
	19	95	"	4.4	586	"	0	4.4	
	20	94	"	3.3	586	"	0	3.3	

力測定を行った結果、ほぼ所定の応力度が導入されたことが確認された。

あ と が き

本橋の施工を通じ、パイプレ方式は設計的にも、施工的にも十分実用的なものであることが確認できた。

本橋は歩道橋であるため、桁高支間比を 1/37 まで絞ることが可能であった。車道橋の場合でも、1/33~1/34 ぐらいまで可能であるため、今後、桁高制限のある橋梁に対しては有効な方式といえる。また、ポストテンション方式のみでなく、プレテンション方式の桁にポストコンプレッション方式を用いることで、短径間の橋梁で桁高制限のある場合にも十分適用できるものである。

川端橋側道橋は、本方式を用いることにより特殊な架設機材を要することもなく、また、技術的な困難を生ず

ることもなく無事竣工式を迎えることができた。

最後に本工事の設計・施工にあたり多大な御指導と御尽力をいただいた建設省土木研究所の佐伯彰一（前）橋梁研究室長および箕作光一研究員、福岡県土木部、福岡県宗像土木事務所の方々に、厚く謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) H. Reiffenstuhel: "The Alm Bridge in Austria—The First Bridge in Prestressed Concrete with Post-Compressed Reinforcement", FIP Notes 74, MAY, JUNE 1978
- 2) 田島, 近藤, 横田: 「パイプレストレス方式 PC 桁の実用化試験と試設計」橋梁と基礎, 1984, Vol. 18, No. 2
- 3) 北原, 渡部, 海津: 「パイプレ方式による PC 桁の設計について」プレストレストコンクリート, 1984, Vol. 26, No. 3

【昭和 60 年 7 月 3 日受付】

◀刊行物案内▶

PC くい基礎の最近の進歩

—PC くいの正しい使い方—

体 裁: A4判 246 ページ

定 価: 2000 円 (会員特価 1800 円) 送 料: 800 円

内 容: 1) PC くい, 2) PC くい基礎の設計, 3) PC くいの施工, 4) 超高強度コンクリートくい, 超大径くい

お申込みは代金を添え、(社)プレストレストコンクリート技術協会へ