

須川橋梁(PC押出し工法)の設計と施工

Design and Construction Report of Sukawa Bridge (PC Extrusion Method)

得能達雄 *
Tatsuo TOKUNO
松井邦夫 **
Kunio MATSUI
小西市郎 ***
Ichirou KONISHI

1. まえがき

かつては『みちのく』と呼ばれ、私達の胸の奥に潜むふるさとへの郷愁をみたしてくれる東北、その中ほどに位置する福島市は周辺が山々に囲まれた盆地であり、市内から望まれる磐梯山、吾妻山は四季を通じて雄大で美しい。

そこに東北新幹線（東京—盛岡間）の開通をめざして須川橋梁が施工された。架橋位置は現在の東北本線が須川を渡る位置より上流にあり、全長 234 m の PC 単純箱桁橋（4 連）となっている。

施工方法としては TL 押出し工法（集中方式）が採用された。押出し時には伸縮目地部に桁継ぎ構造を用いて連続桁として施工し、押出し完了後はこの桁継ぎ構造を解放して単純桁としたという特徴ある施工がなされた。

単純桁とした理由は、支持層が地表面より 70 m と深く、支持層に達する基礎構造とすることが困難であり、圧密沈下を考慮したケーソン基礎としたため、基礎の沈下に対応できるようにしたためである。

本工事は昭和 54 年 4 月に着工され、工事の進捗につれて記録映画の撮影も行われ、昭和 55 年 3 月末には全押出し作業が完了した。

現場作業には製作ヤードが高所であった事、主ケーブ

ルが大きくデットアンカーを使用した事等、幾多の困難があったが、それを乗り越えて完成をみることができた。

以下、本工事の主たる経過について報告する。

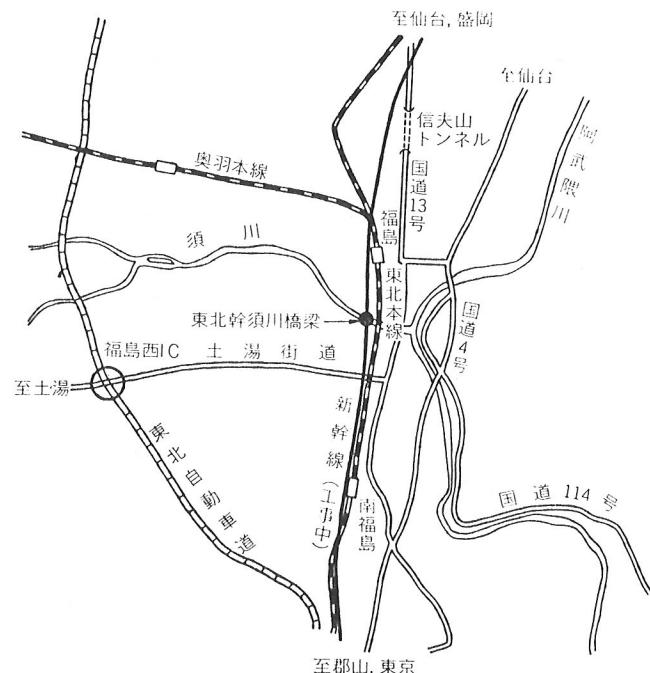


図-1 須川橋梁位置図

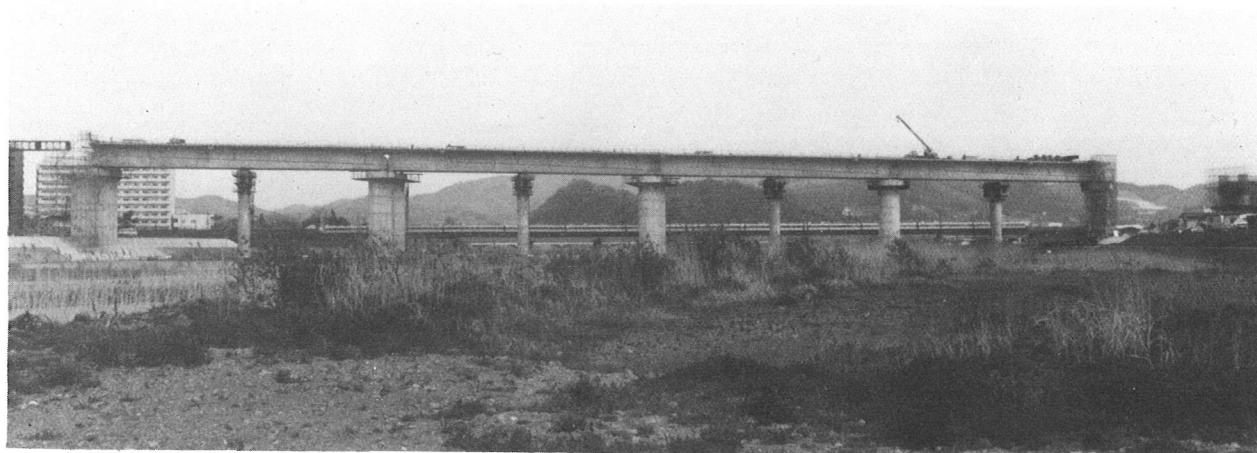


写真-1 須川橋梁全景図

* 川田建設工事本部工務二部工務二課課長 ** 川田建設㈱東京支店工事部工事二課課長 *** 川田建設㈱東京支店工事部工事二課係長

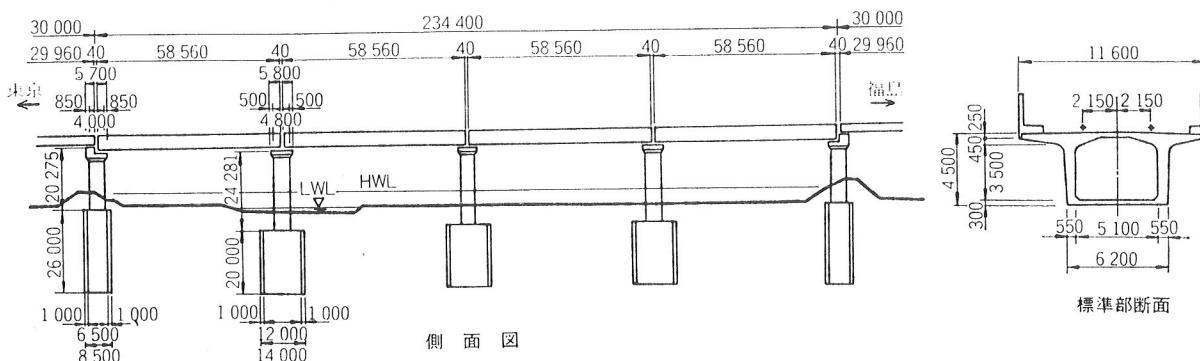


図-2 須川橋梁一般図

2. 工事概要

- 1) 工事名称 東北新幹須川B上部工他
- 2) 発注者名 日本国有鉄道仙台新幹線工事局
福島工事事務所
- 3) 工事場所 福島県福島市方木田字葉ノ木立29番地先
～矢剣町342番地先
- 4) 工事区間 東京起点 252 k 414 m 30～252 k 648 m 70
- 5) 工期 着手 和年54年4月2日
竣工 昭和55年10月1日
- 6) 工事内容

施工法 単純桁4連桁継ぎによる押出し工法

型式 ポストテンション複線一室箱桁

橋種 バラスト軌道式複線支持鉄道橋

橋長 234 m 400

桁長 58 m 560 × 4連

支間 56 m 960

桁高 4m 600 (構造中心)

幅員 11 m 600

活荷重 N-18, P-19

斜角 LR

平面線形 直線

縦断勾配 7 / 1000

押出し方式 TL方式 (引張棒を用いる方式)

仮支柱 一柱式PCウェル構造 (直接基礎)

架設支承 兼用沓 (本橋脚上)

滑り支承 (仮支柱上)

手延べ桁 變断面鋼製鋼板構造 ($\ell = 20.5\text{ m}$)

製作ヤード 鋼製 (H鋼) 支柱式支保工

7) 主要材料

名 称	単位	数 量	摘 要
コンクリート	m ³	3385	$\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$
鉄筋	ton	394.1	SD-35
縦締 PC鋼線	"	169.3	VSLE5-31
横締 "	"	9.1	1T-φ 2 1.8
P C 鋼棒	架設用	25.4	SBPR 95/110
桁継ぎ用	"	3.9	SBPR 110/125
手延べ取付用	"	1.0	"

3. 設計概要

押出し工法による橋梁型式は、多径間連続桁に用いるのが従来までの一般的な考え方であったが、本橋においては支持地盤が深く、基礎下面がN=15程度の所で支持されている関係上、架橋後の基礎工の圧密沈下が考えられる事から、完成後は単純桁とするが押出し施工中は、桁継ぎPC鋼棒により、連続型式として施工出来るよう設計した。

また押出し施工時の断面力の低減をはかるため、各橋脚間には仮支柱を設け、橋体先端には全長20.5mの手延べ桁を用いる事とした。

押出し施工中の架設用PC鋼材には、PC鋼棒を使用し、完成後に上床版に配置された架設用PC鋼棒のプレストレスは解放し、グラウトを施し埋殺した。

主ケーブルは長支間橋梁であり、所要プレストレス量が大きい事からVSL工法を採用した。ケーブル配置については、架設後に単純桁となる事、緊張作業スペース

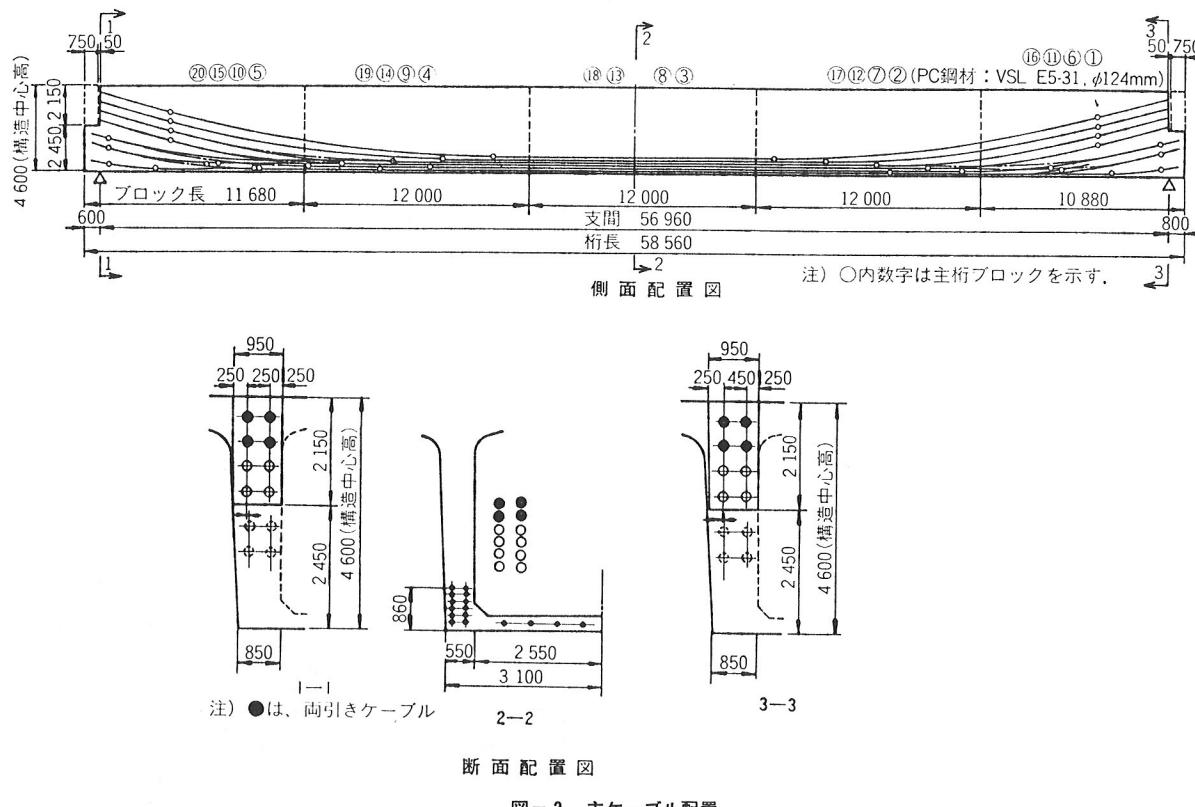


図-3 主ケーブル配置

及び桁継ぎ構造を考えて、両引きケーブルと、デッドアンカー（T S アンカー）による片引きケーブルの両方を併用する事とした。

支承構造については橋脚上は兼用沓を、仮支柱上は滑り支承（コンクリート製）を採用した。

ストッパーにはオイルダンパー式ストッパーを採用し施工性を考慮して2重箱ストッパーとした。

なお、兼用沓について各所で検討されていたが、結果的には本橋で初めて採用された。採用に当たってはあらゆる検討と試験が行われ、計画通り良好な結果が得られた。

3-1 設計変更

本橋の施工に際しては、設計当時と比べて押出し工法の施工に関連しての技術が進歩した事や、架橋地点の河川管理上の問題及び建設時騒音公害等を考慮し、設計・施工に関する変更を行った。以下に主な変更点について記載する。

3-1-1 仮支柱の構造

上部工の構造型式は直橋であるのに対して、河川の流心方向は斜角を有している事から、阻害率と流水に対する

る点を考慮し、2柱式RC構造から1柱式PCウェル構造に変更した。

PCウェルを使用した主なる理由は、鉛直荷重に対する変位量を小さくすると共に、完成後の撤去を容易にするためであり、枕梁には鋼製箱桁を使用した。

3-1-2 手延べ桁

手延べ桁は取付部の桁高が4.50 mと高く、部材運搬が可能な型式に変更すると共に、当初設計で検討されていなかった押出し中の地震、風荷重による横荷重の影響を考慮し設計した。その結果手延べ重量が40.0 tから60.0 tに増加した。

3-1-3 主ケーブル配置

主ケーブル配置については当初設計において、1ウェブ当たり3列で設計されていたが、押出し施工中箱桁腹部下面（主桁受圧面）の支柱応力度の増加を考えて2列配置とし、残りのケーブルを下床版に配置する事により、支圧応力度の低減を計る事とした。（図-9）

また主ケーブルの桁端部定着においても10ケーブルから8ケーブルに変更し、桁継ぎ部の安全性を高めるよう

配慮すると共に、下床版定着についても導入プレストレス力の大きいケーブル（260ton/ケーブル）、VSL工

法E 5-31を使用する関係上、定着部突起については十分検討を行い図-4のような補強とした。

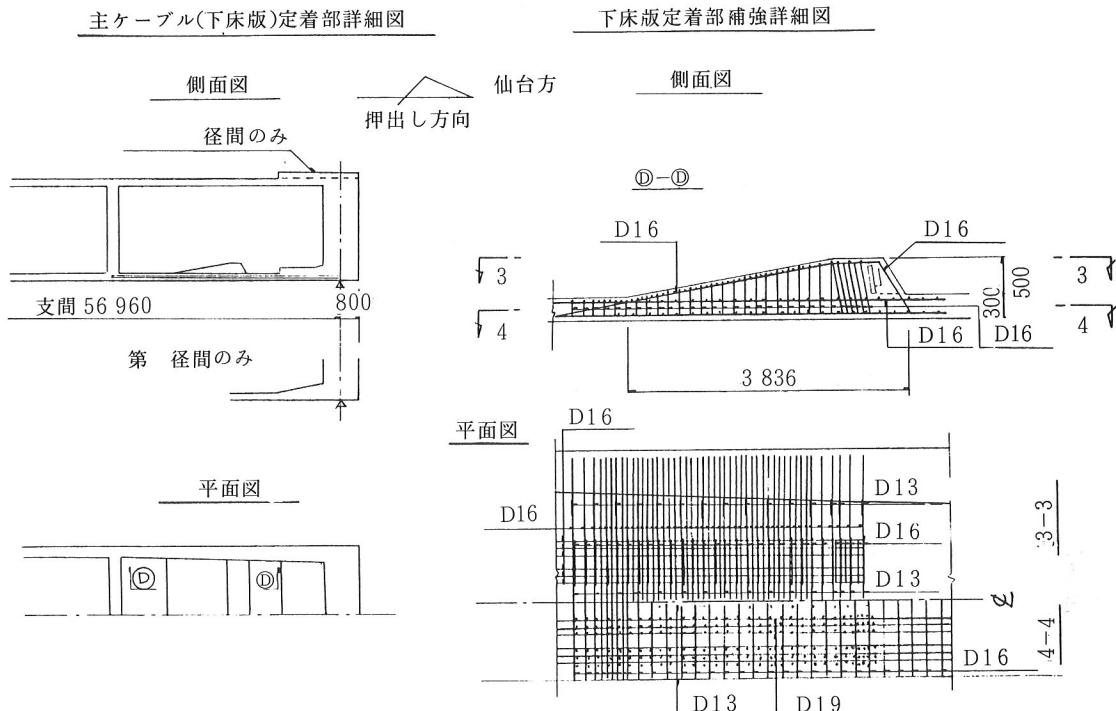


図-4 下床版定着部詳細

3-2 設計条件

1) 衝撃係数 R C 標準13による

$$\ell = 56.96 \text{ m} \quad i = 0.290$$

複線載荷による減少率 α を考慮

$$\ell < 80.0 \text{ m} \quad \alpha = 1 - \ell / 200$$

$$i_2 = (1 - 56.96 / 200) i_1 = 0.207$$

2) クリープ係数 $\varphi = 2.60$

3) 乾燥収縮 $\varepsilon_s = 15 \times 10^{-5}$

4) レラクセーション P C 鋼棒 3.0 %

P C 鋼線 5.0 %

5) 破壊に対する安全度

$$1.3 \text{ (死荷重)} + 2.5 \text{ (活荷重)}$$

$$1.75 \text{ (死荷重+活荷重)}$$

6) たわみ度 全国新幹線網建造物設計標準

$$\text{スパン } 50.0 \text{ m} < \ell < 80.0 \text{ m}$$

$$\ell / 2500 \text{ 以下} = 22.8 \text{ mm}$$

3-3 材料強度及び許容応力度

1) コンクリート

$$\text{設計基準強度 } \sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$$

プレストレス導入時の圧縮強度

$$\text{架設鋼棒 } \sigma_{ci} = 230 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{主ケーブル } \sigma_{ci} = 350 \text{ "}$$

許容応力度 (単位 kg/cm²)

		曲げ圧縮 - 応力度	曲げ引張 - 応力度	軸方向圧縮 - 応力度	斜引張 - 応力度	支圧 - 応力度
曲げ圧縮 - 応力度	押出し施工時					130
	部材圧縮部					130
	部材引張部					180
曲げ引張 - 応力度	押出し施工時					-15
	部材	全死荷重作用前				-15
	圧縮部	" 作用後				0
軸方向圧縮 - 応力度	部材圧縮部					115
	部材引張部					145
斜引張 - 応力度	設計荷重	せん断による応力度				9
	作用時	せん断とねじりによる応力度				12
	最大値	せん断による応力度				40
		せん断とねじり				50
		せん断による				20
	許容量	せん断とねじり				25
		全面載荷の場合				$\sigma_{ca}' \leq 0.3 \sigma_{ck}$
						$\sigma_{ca}'' \leq (0.25 + 0.05A/A')\sigma_{ck}$ ただし $\sigma_{ca}'' \leq 0.5 \sigma_{ck}$ $A = \text{コンクリート面の全面積}$ $A' = \text{支圧を受ける面積}$

2) 鉄筋

材質 SD-35

許容引張応力度

設計荷重作用時 $\sigma_{sa} = 1800 \text{ kg/cm}^2$ 破壊荷重 " $\sigma_{sa}' = 3500 \text{ "}$

押出し架設中の支点沈下時

 $\sigma_{sa}'' = 2340 \text{ "}$

3) PC鋼材

	PC鋼より線		PC鋼棒		(単位kg/mm²)
	主ケーブル	横縦ケーブル	架設鋼棒	桁継ぎ鋼棒	
材質	SWPR 7A		SBPR 95/110	SBPR 110/125	
鋼線径 (mm)	φ12.4	φ21.8	φ32	φ32	
引張強度	175	185	110	125	
降伏点応力度	150	160	95	110	
ヤング係数	2.0×10^6		2.0×10^6		
許容応力度	プレストレスト中 導入直後	135 123	145 131	86 77	99 88
設計荷重時	105	112	65	75	

3-4 押出し施工時の検討

押出し工法においては、施工中に順次構造系が変化し完成時とは異なる応力状態が起り得る。

特に本橋においては、押出し施工時は連続構造として施工し、押出し終了後、桁を切り離す事によって、完成時は単純構造としており、設計に当たっては各支点の押出し時及び、完成時の両方の断面力に対して検討する必要があると同時に、桁切り離し時における検討が必要となる。

3-4-1 断面力の算出

押出し施工時の断面力の計算に際しては、各ブロックの押出し段階毎の構造系を基準に算出する必要がある。実際の押出し時の断面力については、連続的に変化するものであり、設計時には計算量と実用上差し支えのない程度のステップ（本橋の場合一径間16等分）を考えて、各施工段階の断面力を求める事とした。また押出し施工時の主応力度は、押出し支間、自重の大きさ等によって異なる事はもちろん、手延べ桁の長さと重量及び剛度、仮支柱の鉛直バネ剛度によっても変化する。その結果本橋では、断面力が増加し、鋼棒は35%程度増加した。

次に押出し時の断面力を求めるためのフローチャートと計算状態を示すと次のようになる。

本橋においては桁の切り離し施工が行われるために、

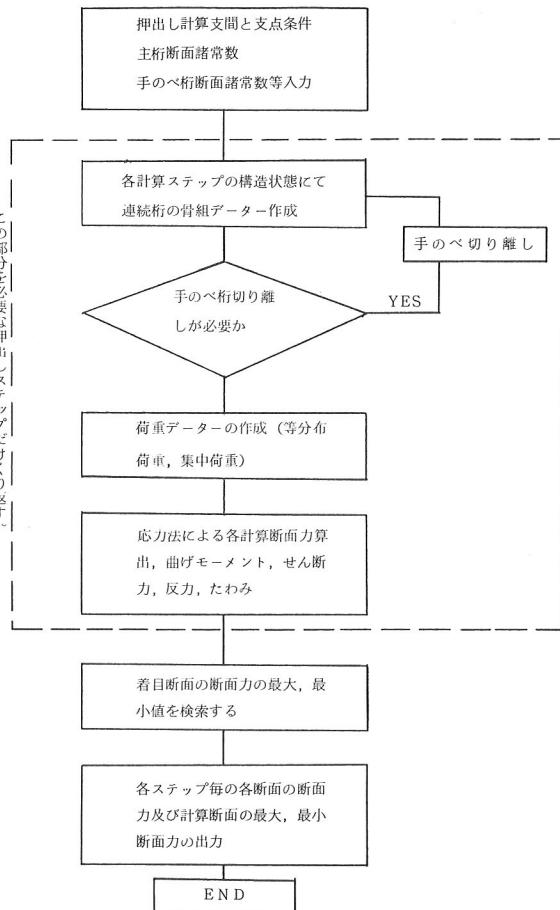


図-5 押出し断面力フローチャート

通常の検討に加え次のような検討を行い安全性を確認した。

- 1) 桁継ぎ部の曲げ応力度の検討（フルプレストレス）
- 2) 桁継ぎ部のせん断応力度（滑動）の検討
- 3) 支点沈下時の曲げ応力度の検討

3-4-2 支点付近の断面力の算出

押出し時の支点上の曲げモーメントに対しては、「国鉄構造物設計標準」プレストレスコンクリート、95中間支点の曲げモーメントにより求める事とした。

$$|M_1| \geq 0.85 |M|$$

本橋においては押出し施工時に順次支点が移動する事や主応受面の施工精度等を考慮し、0.9Mの値を用いて架設応力を決定した。

しかし今後支点付近の断面力については、施工時の滑り架台の製作精度及び製作ヤード、仮支柱等の沈下という事を考えれば、0.9Mを考えず桁に多少の余裕を残しておくのが望ましいと思われる。

製作ブロックNo.

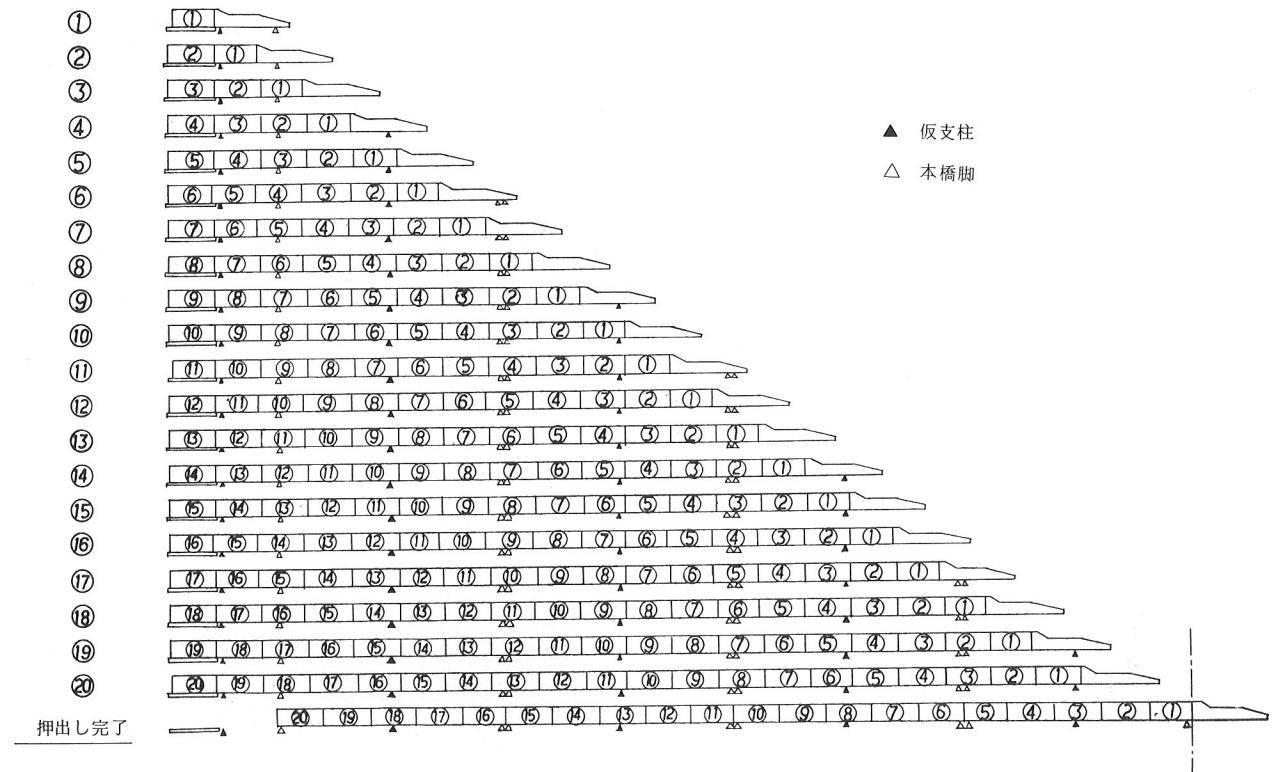


図-6 押出し計算状態

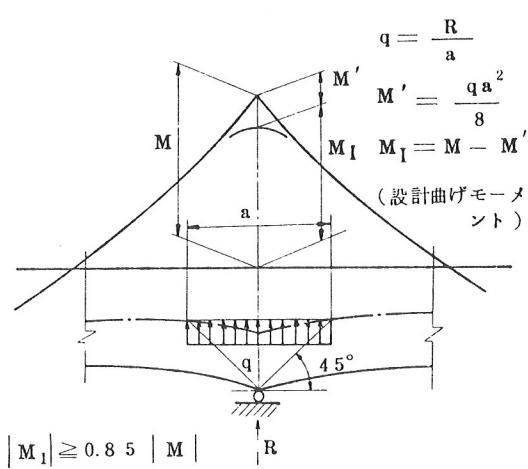


図-7 中間支点の曲げモーメント

3-4-3 押出し施工時の支点バネ常数

押出し工法に用いる仮支柱は、一般に剛性の高いコンクリート製のものが用いられているが、本橋の仮支柱については本橋脚に比して剛度が小さく、押出し時の検討については、仮支柱部に支点バネを考慮して設計する事とした。

支点のバネを考える場合には、脚自身の弾性バネの他に支持地盤のバネも考慮すべきであるが（特に本橋基礎下面の支持地盤が $N = 15$ 程度でケーソン基礎を用いている），押出し施工中の支持地盤の圧密沈下（弾性変形ばかりとは考えがたい）に対しては、高さ調整板を用いる事によって対処する事とした。そして設計時には、不等沈下 5.0 mm による断面力の増加を考慮する事とした。これは、施工時の管理可能な沈下量が 5 mm 程度と考えられるからである。

3-4-4 手延べ桁取付部の設計

手延べ杭取付部に関しては、施工中に生ずる最大断面力により設計した。

曲げ引張応力度については、フルプレストレスとなる
ように設計し、せん断力については次式により算出した。

$$S_R = \frac{P_e \times \mu}{F}$$

S_r : 許容抵抗せん断力

P_e : 連結部に配置したPC鋼材の有効プレストレス力

μ : 摩擦係数 = 0.50

F : 安全率 = 1.50

本橋の設計においては、安全率 $F = 1.5$ として設計したが、接合面にすべりが生ずると連結部のコンクリートが急激に破壊する（実験結果）ので、これをさけるために突起を設ける事とした。

手延べ桁取付部は、他の桁継ぎ部同様に主ケーブル定着部の切り欠きを有しているために、鋼製の端版型枠とし手延べ桁と一緒にとした。

なお手延べ桁取付鋼材（P C 鋼棒）の定着長は、プレストレス力の広がり角度 $\tan\beta = 2/3$ として、接合面における手延べ桁からの反力が、主桁の上下フランジに均等に分布するに必要な距離以上離すものとした。

$$L = 3/4 \times B = 3/4 \times 6.20 = 4.65 \text{ m}$$

L = 必要定着長

B = フランジ幅

3-4-5 押出し施工時の主桁受圧面の検討

本橋は橋体自身が非常にマッシブな構造であり、それに伴なって大きな支点反力が生ずる。この事は押出し施工を考えると、完成時の支点部のみでなく、全ての断面に対して考えなければならないものであり、特に支間中

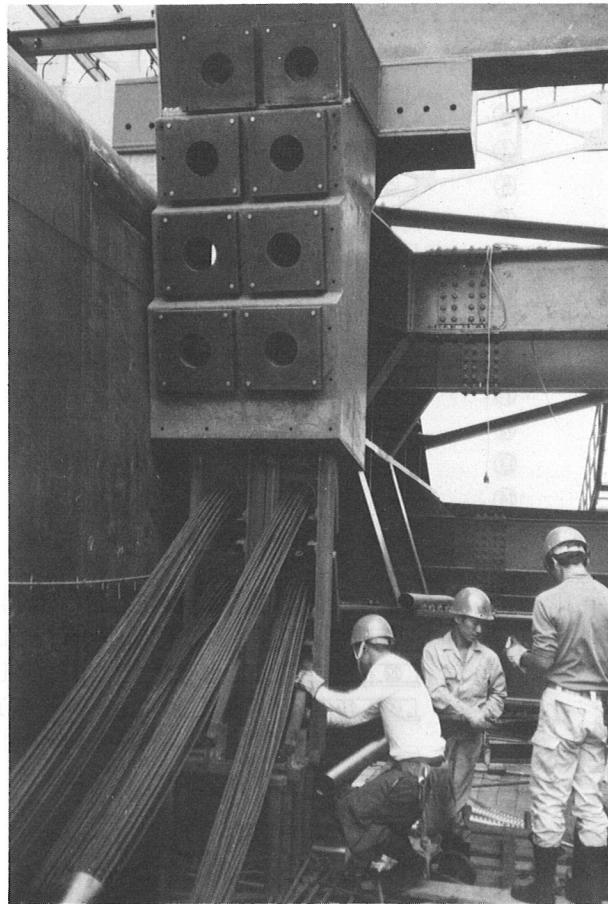


写真-2 手延べ桁取付部

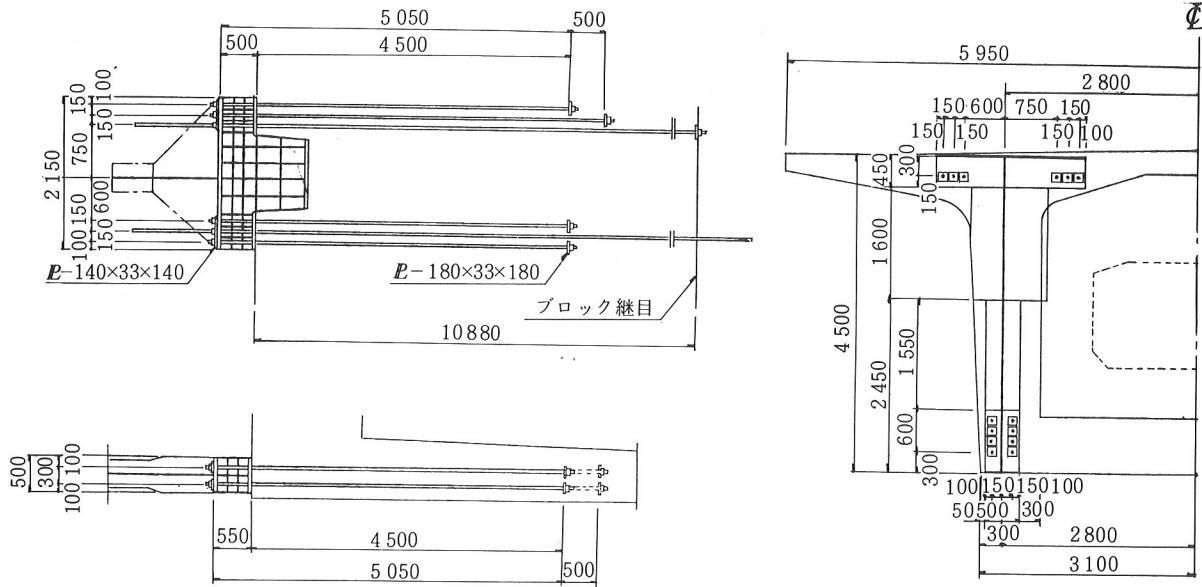


図-8 手延べ桁取付図

央付近には後で緊張される主ケーブルのシース孔 ($\phi 10.5\text{cm}$) が空隙となっている事から、主桁受圧面に過大な支圧応力が生じ、シース孔が圧壊したり、主桁受圧面の陥没という事態も予想されるため、有限要素法により設計変更前及び変更後(図-9)について圧縮応力度の解析を行った。

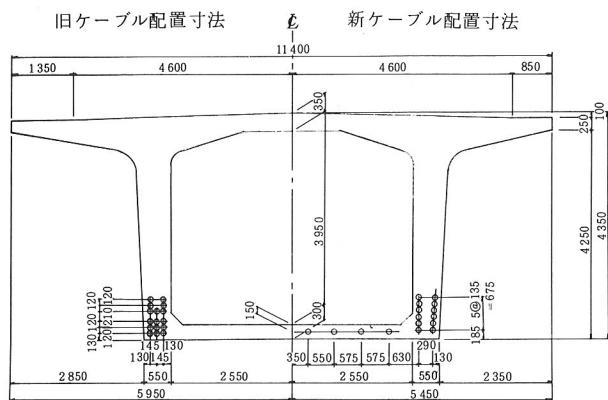


図-9 検討断面形状

解析の結果変更前の主ケーブル3列配置では、 $100\text{kg}/\text{cm}^2$ を越える引張応力度と $400\text{kg}/\text{cm}^2$ を越える圧縮応力度がシースに沿って生じており、主ケーブルの配置が好ましくないと判断し、主ケーブルを2列配置に変更した。

その結果シース孔近傍での圧縮応力度は $250\text{kg}/\text{cm}^2$ 、シース孔中間では $180\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度となり、引張応力度は $46\text{kg}/\text{cm}^2$ と変更前に比べ約 $1/2$ に応力度が減少した。

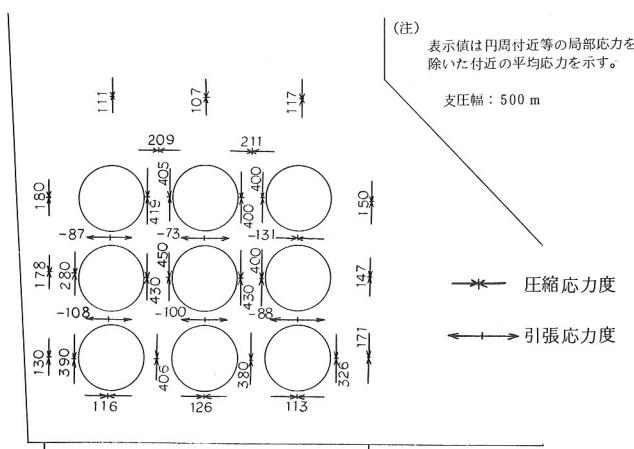


図-10-1 有限要素法による応力度（旧ケーブル配置）

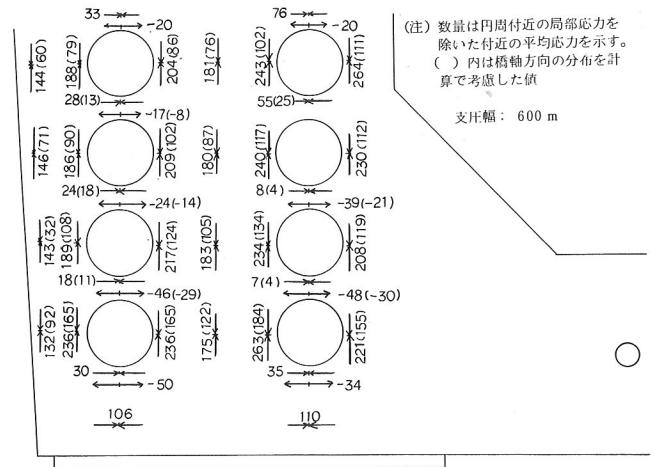


図-10-2 有限要素法による応力度（新ケーブル配置）

なお今回の解析には厚み（橋軸方向の応力の広がり）は考えていないが、本来は立体として扱うほうが望ましい事はいうまでもないが、要素数が膨大になる事、反力による応力分布（充実断面での反力による応力分布は45度の範囲に広がる）等は、他の文献で明確にされているので、今回のような考察で十分な精度を有すると考えられる。また解析の結果からも明らかなように、シース孔近傍での局部応力度以外は、次式で求めた値とほぼ一致した。

$$\sigma_c = \frac{\alpha \cdot R_{max}}{(b - n\phi) \cdot \ell}$$

ここに、 σ_c ：桁受圧面が最大反力を受ける時のコンクリートの圧縮応力度

α ：施工誤差による反力の偏載荷重を考慮する係数

R_{max} ：桁受圧面が受ける最大反力

b ：桁の腹部幅

n ：同一平面にあるシースの個数

ϕ ：シースの径

ℓ ：桁受圧面の橋軸方向の長さ

かぶりについては押出し時の反力、シース径及び配筋等を考慮して決定した。一般にはシース径の1.5倍程度か 100mm のうちどちらか大きい値以上とすれば良い。

3-4-6 仮支柱の設計

仮支柱にはその目的によって次の3種類がある。

- 1) 押出しヤード内に設置して弱材令で押出すコンクリ

- 一ト桁に対して、断面力の低減をはかる（仮支柱A）
 2) 第一径間部に設置する仮支柱で、押出し施工初期の
 　転倒防止の役割を果す（仮支柱B）
 3) 押出し支間長が長い場合に各橋脚間に設置するもの
 　で、主桁に生じる断面力の低減をはかる（仮支柱C）

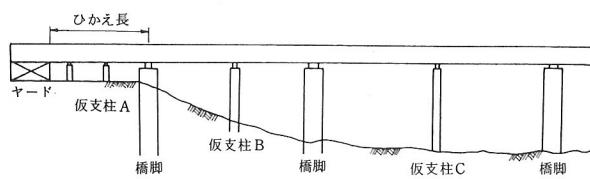


図-11 仮支柱の配置

本橋では押出し支間が 58.600 m と長いため各橋脚間に仮支柱を一基設けた。仮支柱の設計に用いた鉛直力は、本橋脚を剛とし、仮支柱をバネ支承として求められた最大反力に、桁受压面の施工精度や滑り支承の据付け誤差等を考慮して 50% 増加した値とした。

また水平力については、押出し時に作用する橋軸方向水平力及び、地震時に作用する橋軸直角方向水平力の各々について設計した。

1) 橋軸方向水平力

押出し施工中の仮支柱には、滑り板と滑り支承との摩擦係数及び縦断勾配に最大反力を乗じた水平力が作用する。この水平力の低減をはかるため、本橋脚と仮支柱を PC 鋼材で連結して水平力の低減を行った結果、仮支柱に作用する水平力は 40.2% となった。

仮支柱に作用する水平力は式(1), (2)により求まる。

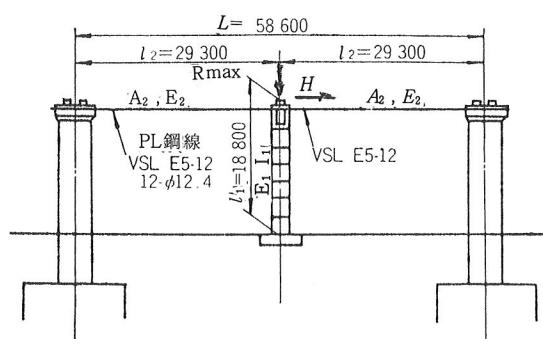


図-12 分担率検討

$$H = R_{max} \times (\mu + i)$$

μ : 滑り板と滑り支承との摩擦係数 = 0.05

i : 縦断勾配の影響 = 0.007

荷重分担率

$$H = H_1 + 2H_2$$

$$\delta = \frac{H_1 \ell_1^3}{3E_1 I_1} = - \frac{H_2 \ell_2}{A_2 E_2}$$

H : 上部工反力による支点作用水平力

H_1 : 仮支柱で支持する水平力

H_2 : 本橋脚で支持する水平力

$$\frac{H_1}{H_2} = \frac{3E_1 I_1}{\ell_1^3} \times \frac{\ell^2}{A_2 E_2} \quad \dots \dots \dots (1)$$

よって仮支柱の水平力の分担率 α_1 は次式より求まる。

$$\alpha_1 = \frac{H_1}{H} = \frac{H_1}{H_1 + 2H_2} = \frac{1}{1 + 2H_2/H_1} \quad \dots \dots \dots (2)$$

2) 橋軸直角方向水平力

地震時に作用する橋軸直角方向水平力は、水平震度 $K_H = 0.10$ として設計した。本橋脚と仮支柱の剛度差により受けもつ水平力は異なりその分担率は、橋脚と仮支柱の頂部に単位水平力が作用した時の、水平たわみから各々の水平バネ常数を求め、弾性支承によって支持された連続梁を解く事により求めた。

仮支柱のバネ常数は、支柱自身の弾性変形量とフーチング部の変位を加えたもので、橋脚については国鉄ケーション基礎のプログラムを用いた変位計算より算出した。

枕梁は鋼製箱桁構造とし、設計については PC ウエルとの取り付け部のせん断応力度、座屈及び滑り支承下の座屈等の検討を行った。

PC ウエルの設計は、押出し施工時及び地震時については、フルプレストレスとして設計した。

滑り支承に作用する鉛直反力の偏載荷重を 50% として設計し、応力度は終局限界状態法により検討した。

3-5 完成時の断面力

完成時に対する検討については、構造型式が単純桁となっているため、設計上特筆すべき問題はないが、架設鋼棒のうち、完成系に対して有効に働く下床版に配置されたPC鋼棒は残し、上床版のPC鋼棒はプレストレスを解放する事とした。

また各ブロック毎のクリープ、乾燥収縮によるプレストレスの減少量に対する問題、設計変更に伴う下床版定着突起の検討及び、桁切り離し時に対する検討等について、設計的な問題を以下に記載する。

3-5-1 上床版架設鋼棒のプレストレス解放

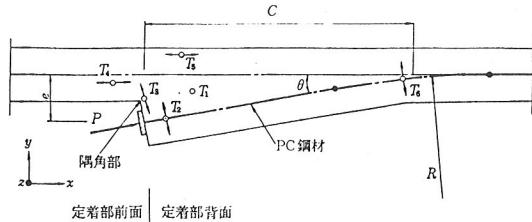
押出し施工時において桁の各断面は、交番応力を受けるために、上下床版にこれに抵抗するPC鋼材が配置されているが、完成後を考えると桁は一方向曲げ（単純桁型式なので下縁が引張となる）だけを受ける。従って完成後には、下床版側のPC鋼材は有効に働く事となりそのままとするが、上床版側は応力的な事を考慮すると不利な作用をする事となり、PC鋼材のプレストレスを解放する事とした。

3-5-2 下床版定着部の検討

前述の通り桁受圧面の支圧応力に関する問題から、ケーブルをウェブ定着と下床版定着とに分けて、ウェブに24本、下床版に8本配置するように変更した。

下床版の定着突起に対する補強に関しては、文献等に標準的な配筋方法が記載されているが、本橋のような大張力（260ton/ケーブル）に対する経験がほとんどないこと及び、当初設計では下床版定着を用いておらず、そのために版厚が薄いことなどを考え、定着付近のみではなく、横桁で区切られた区間全域に対して、プレストレスによる偏心曲げモーメントに対して十分安全なよう補強することとした。

当該検討に際して、定着突起隅角部のひびわれに対する応力と分布、せん断に対する影響、偏心曲げ応力と分布等、複雑な問題が多く、今後このような局部応力に対する合理的な補強方法と、計算方法を確立すると共に、下床版定着突起を使用する場合には緊張力の大きさを考慮して下床版厚を決定する必要がある。



ここに、
 P : プレストレス力 (kg)
 e : プレストレス力の偏心量 (cm)
 C : 突起定着部の長さ (cm)
 R : PC鋼材の曲げ半径 (cm)
 θ : PC鋼材の曲げ角度
 T_1 : 定着部背面 z -方向 (紙面に直角方向) に生じる引張力 (kg)
 T_2 : 定着部背面 y -方向に生じる引張力 (kg)
 T_3 : 隅角部に生じる引張力 (kg)
 T_4 : 定着部前面に生じる引張力 (kg)
 T_5 : プレストレスによる曲げモーメント ($M_0 = p \cdot e$) によって生じる引張力 (kg)
 T_6 : PC鋼材屈曲部に生じる引張力 (kg)

$$T_6 = p \cdot \sin \theta = p \cdot \theta = p \cdot \frac{e}{C}$$

図-13 下床版定着突起図

3-5-3 クリープ及び乾燥収縮による

プレストレスの減少量の計算

押出し施工の場合、1ブロックに配置された架設鋼材を2~3回に分けて緊張する事が多く、1回目は材令3~4日、2日目は10~14日程度で行われている。従ってクリープ、乾燥収縮による架設鋼材プレストレスの減少量の計算における（プレストレス）導入材令は、2回に分けて行われた緊張時の平均材令を用いることとし、完成時の検討についてのクリープ進行度は、架設開始より完了までの平均日数より求められた値を採用した。

このような仮定を用いたのは、押出し施工時においては順次構造系が変化し、そのうえブロック毎に材令が異なり、これらの事を正確に考慮しても、計算が非常に複雑になるだけで得られる結果に大きな差を生じないからである。

また主ケーブルについては、緊張時の材令として各ブロックの平均材令を考え、乾燥収縮については、クリープと同様に考えた。

$$\begin{aligned} \text{クリープ係数 } & \varphi = 2.60 \\ \text{乾燥収縮度 } & \epsilon_s = 15 \times 10^{-5} \end{aligned}$$

コンクリートのクリープ及び乾燥収縮は、主ケーブル緊張時までにその $\frac{1}{3}$ が進行し、残りの $\frac{2}{3}$ がそれ以後に生ずるものと仮定した。（図-14）

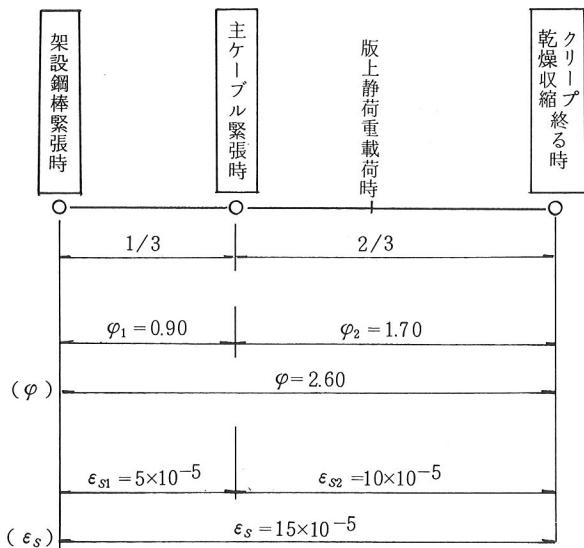


図-14 クリープ乾燥収縮進行度

3-5-4 桁切り離し時の検討

本橋は完成系が単純箱桁橋となっており、連結されて押し出し施工された桁を、押出し完了後切り離す事とな

るが、この時に連続桁から単純桁へと、構造系が変化し応力分布にも大きな変化が生ずる。

またこの時点での主ケーブルの緊張、桁継ぎ鋼棒解放、上床版鋼棒解放と応力状態が複雑に変化するので、本体構造その他に悪影響を与えないように桁を切り離さなければならない。以上の事を考慮して図-21に示す作業手順によって施工することとした。

図-15の各施工段階における応力状態を考えると次のようになる。

1) 手延べ切離し時

上床版架設鋼棒が4本兼用となっているため、プレストレスの減少量を考慮する。(8径間連続)

2) 主ケーブル(ウェブ)16本緊張

8径間連続桁としてのプレストレスによる、不静定モーメントが生じ、これによって支点上の負の曲げモーメントが相殺される。

また主ケーブルを16本緊張することによって、完成系としての単純桁の自重による曲げモーメントに抵抗できるプレストレスを導入し、不測の事態に対処出来るようにした。

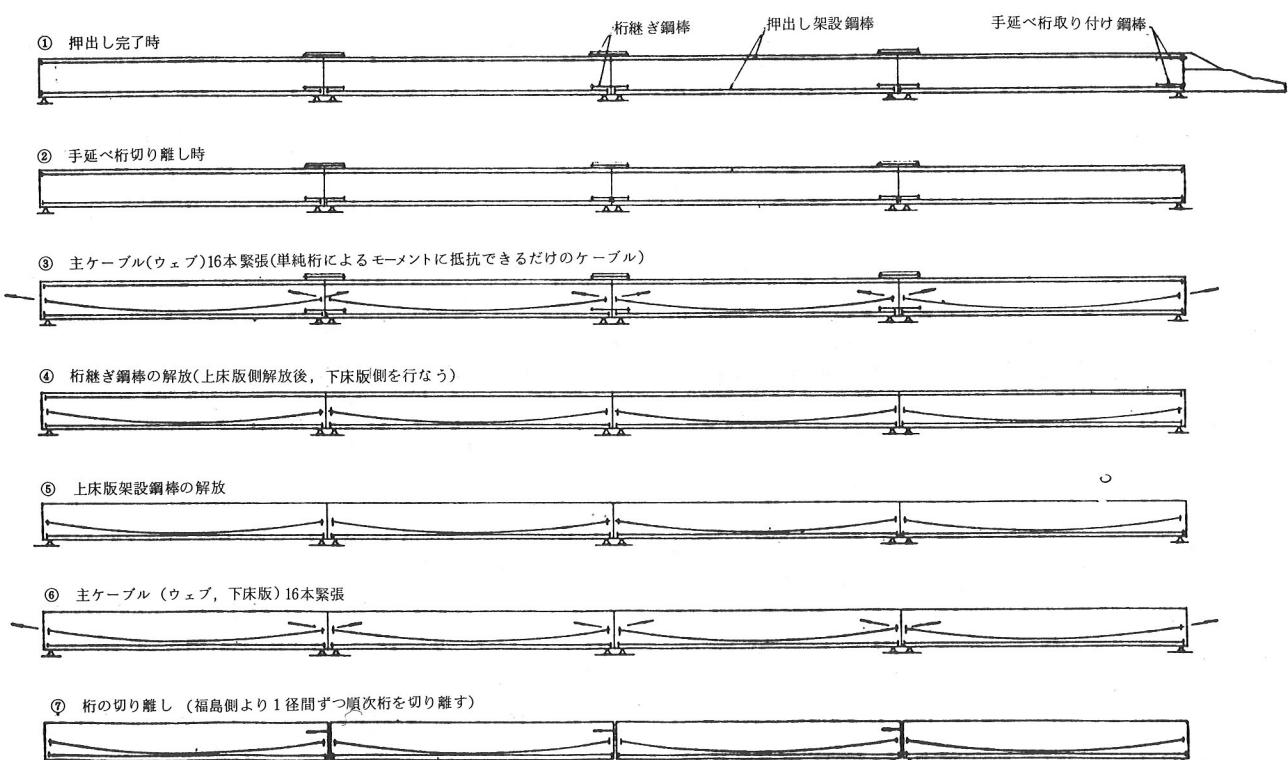


図-15 桁切り離しの要領



写真-3 押出し時全景

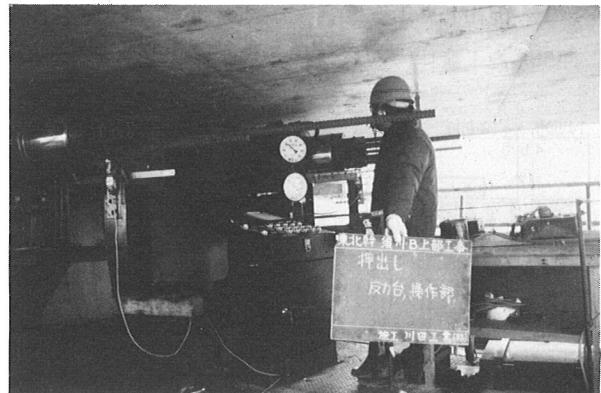


写真-4 押出し装置

4. 施工概要

本工事に採用した架設工法は、TL押出し工法（集中方式）であり、押出し装置はP₁橋脚側面に固定し、押し出しジャッキには400 t センターホールジャッキ2台を使用し、桁本体の引張りアンカ一部には、アンカーバー方式を採用した。（写真-4.5, 図-16）

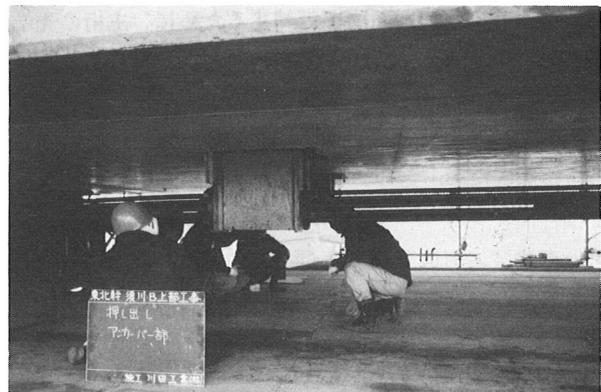
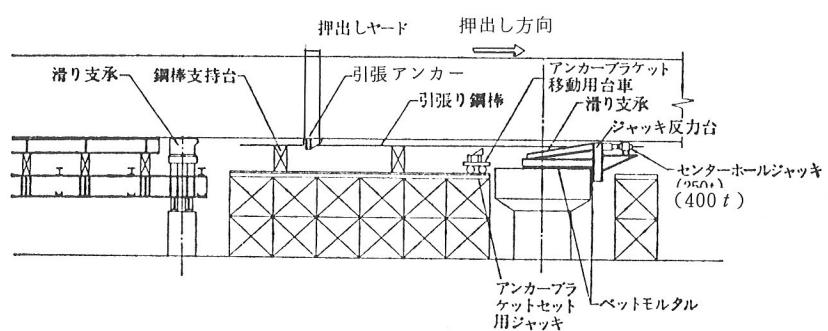
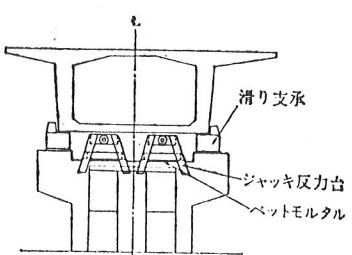


写真-5 押出しアンカーバー

側面図



正面図



平面図

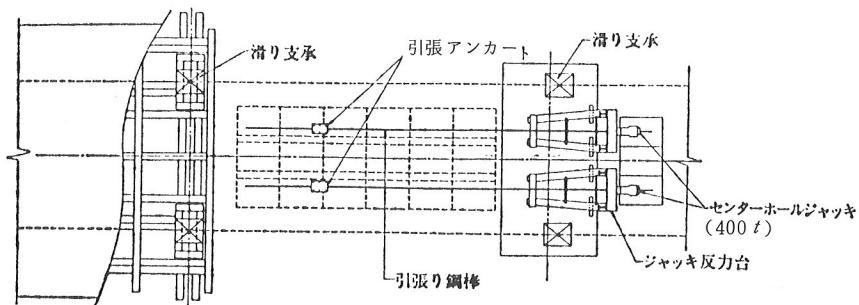


図-16 押出し装置配置図（集中方式）

4-1 押出し施工全体図

押出し施工全体図と各部の寸法を図-17に示す。

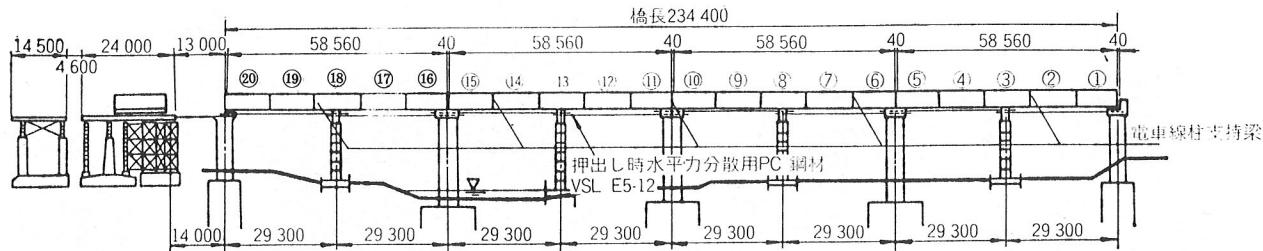


図-17 押出し全体図

4-2 手延べ桁及び仮支柱

押出し時の主桁断面力を低減するために、主桁の先端に手延べ桁（長さ 20.5 m）を取り付け、脚間中央に仮支柱（1 柱式 PC ウエル）を設けた。

手延べ桁と主桁の継手部は、確実に一体の構造とする必要があるため、継手の PC 鋼棒のプレストレッシングと接合面コンクリート施工には、特に注意を払った。

仮支柱は、河川管理の面から、PC ウエル（径 2.5 m、高さ 2.5 m）を積み重ねた上に鋼製枕梁を乗せた 1 柱式の構造とし、基礎は直接基礎とした。



写真-6 仮支柱施工中

押出し時において仮支柱には、施工中の主桁最大反力に滑り板と滑り支承の摩擦係数 $\mu = 0.05$ を乗じた水平力が作用するため、転倒に対して安全なように、橋脚間にトラウイナー（VSL E5-12）を張り、20tの緊張力を与えた。

4-3 兼用沓、滑り支承

一般に押出し工法では、施工時の仮支承として本橋脚上においても、滑り支承（コンクリート又は鋼製）が用いられてきたが、このように本沓と仮支承が別々の場合、各々の沓のセット位置は、橋軸又は橋軸直角方向にずら

さなければならず、橋脚方向幅に余裕を持たせるか、支承を主桁ウェブ直下以外の部分に据えることになる。

このような橋脚幅や、応力上の問題（完成時の大きな反力を端横桁を介して受けること）から、押出時と完成

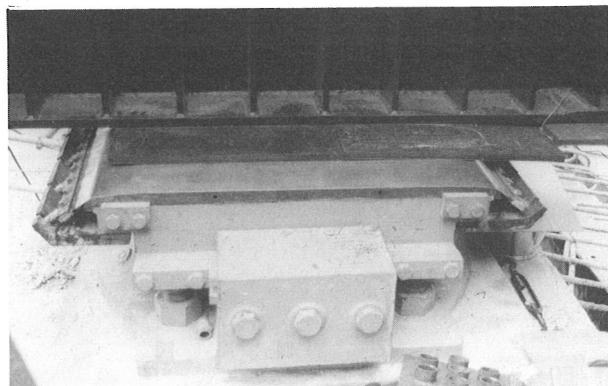
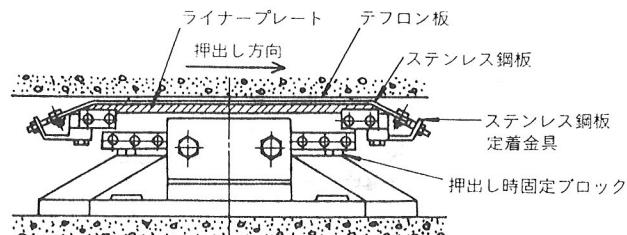
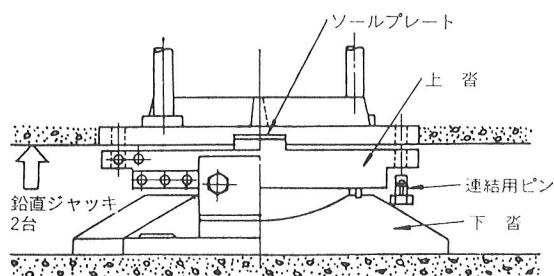


写真-7 兼用沓



押出し施工時



押出し完了時

図-18 兼用沓

時の両方に使用できる沓として兼用沓が採用された。

兼用沓は、ソールプレート、上沓、下沓の3つの部分より成っており、ソールプレートは桁製作時に主桁に埋め込み、橋脚上に下沓、上沓をセットし、押し出し時には上沓上にライナープレートとステンレス板を取り付け、滑り支柱として使用できる構造となっている。(図-18)

なお仮支柱の枕梁上は、コンクリート製の滑り支承とした。

4-4 ストップバー

ストップバーは、地震時の主桁水平力を各橋脚へ伝えるためのもので、オイルダンパー式ストップバーを採用しており、内側上箱部分と外側上箱及び下箱部分とし分離可能な構造となっている。

外側上箱及び下箱部分は、あらかじめ橋脚を箱抜きし、仮置しておき、内側上箱部分は主桁コンクリート打設後Box内に仮置しておく。

押出しが終了し主桁切り離しの後、橋脚部に仮置きされた上箱内に接着剤を流し込み、Box内に置かれた上箱

を挿入し、上箱外側リブを横桁下面に密着させ(この時下箱はジャッキで固定)、端横桁のコンクリートを打設する。その後、主桁のジャッキダウンを行い、橋脚箱抜き部分に無収縮モルタルを充てんした。(図-19)

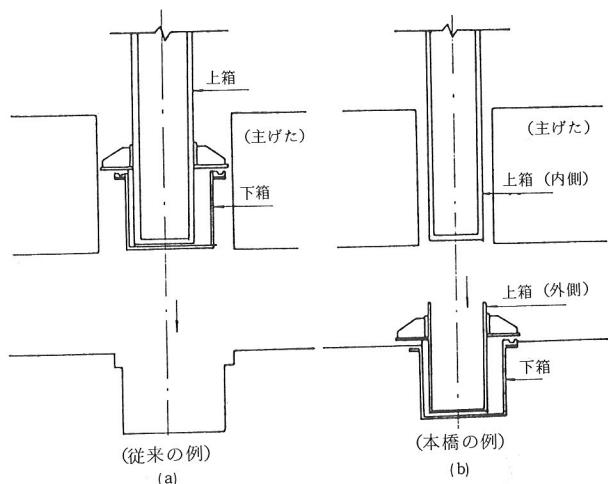
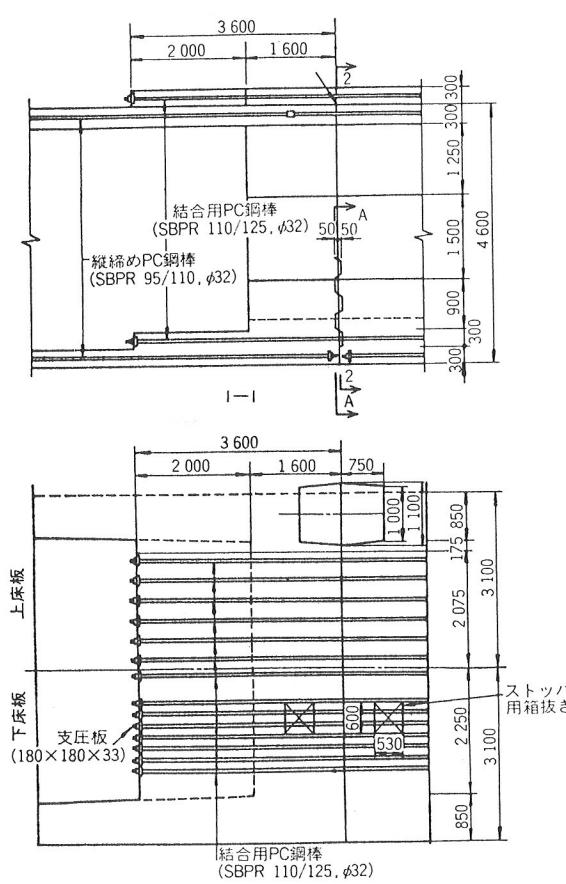


図-19 ストップバーの据付け例



組合用PC鋼棒平面配置図

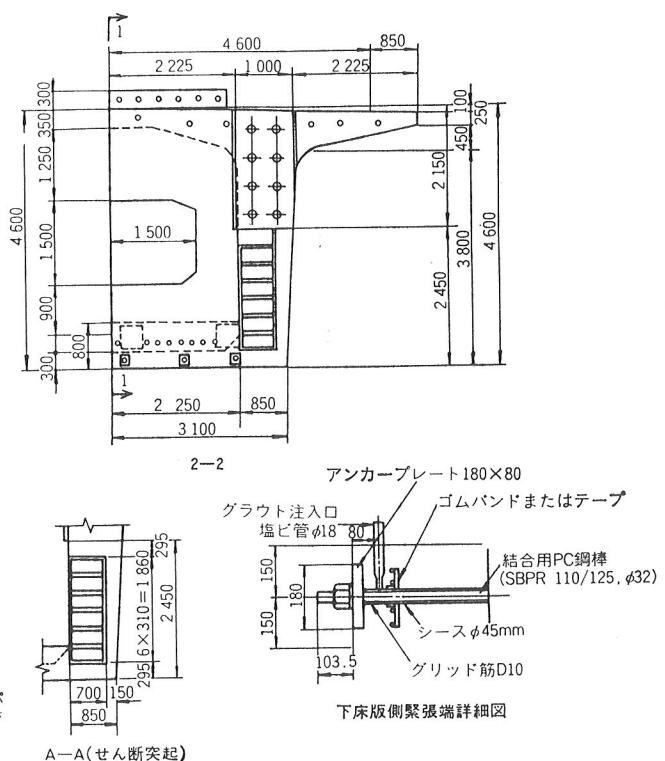


図-20 桁継構造

4-5 桁継ぎ構造

桁継部は、押出し施工中に生じる最大、最小モーメントおよびせん断力に抵抗できるように、箱桁の上下床版上面にコンクリートの突起を設け、PC鋼棒（φ32）38本で緊結している。（上床版突起12本、上床版内10本、下床版突起16本が配置されている。）なお、1本当りの緊張力は、桁継ぎ、突起部配置鋼棒で59.2t（SBPR 110/125）、床版内配置鋼棒で52.1t（SBPR 95/110）とした。（図-20）

また、せん断力に対しては、導入プレストレスの50%

が有効に働くと考えて検討したが、より一層の安全性を持つようにウェブ部分にせん断キーを設けることとした。

4-6 作業工程

全体作業工程及び1サイクル作業工程のフローチャートを図-21、22に示す。桁端ブロックについては、標準ブロックにはないデッドアンカーのセット及び下床版定着等の作業があるため、結果的には倍程度の日数を要した。

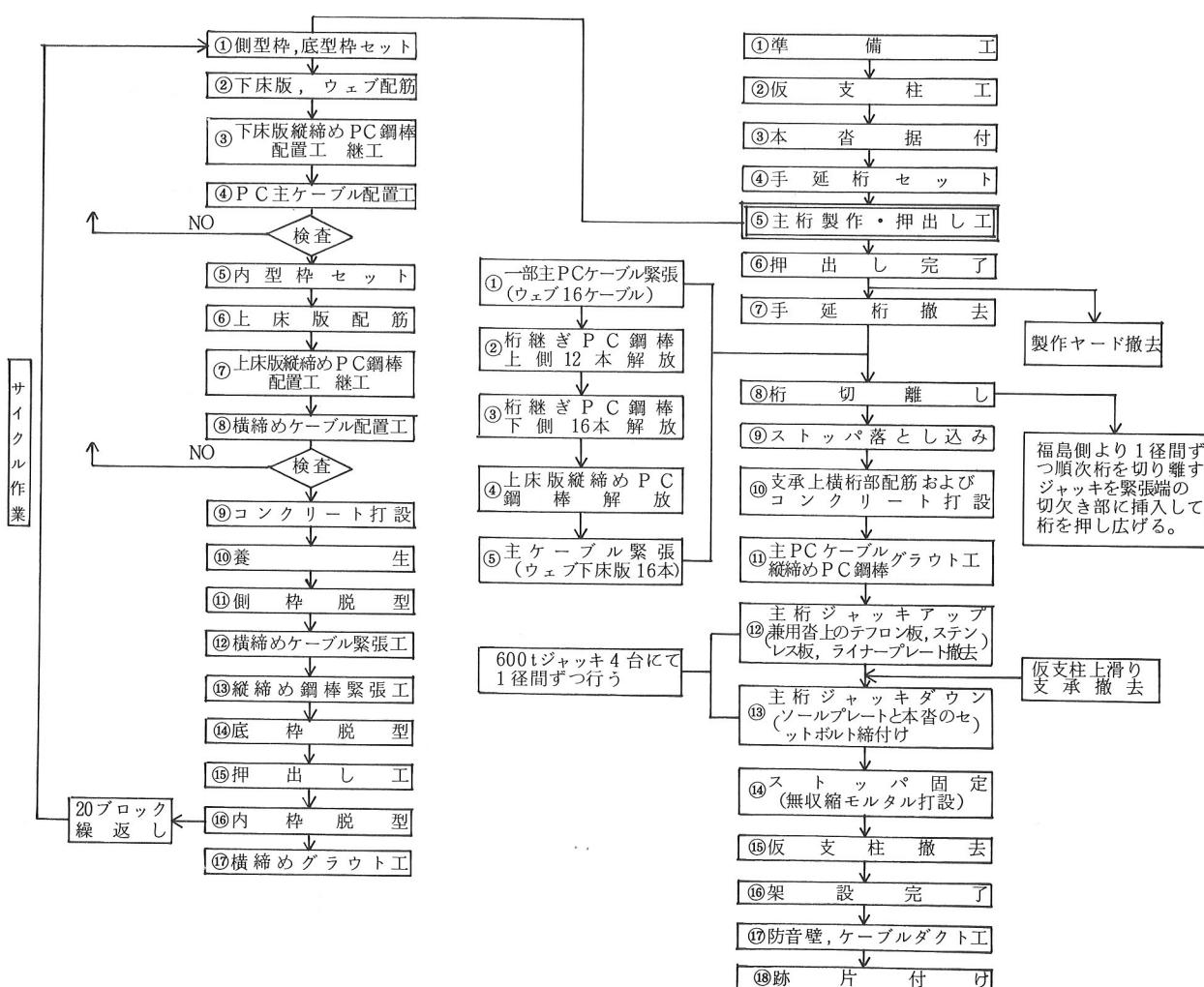


図-21 全体工事の作業手順

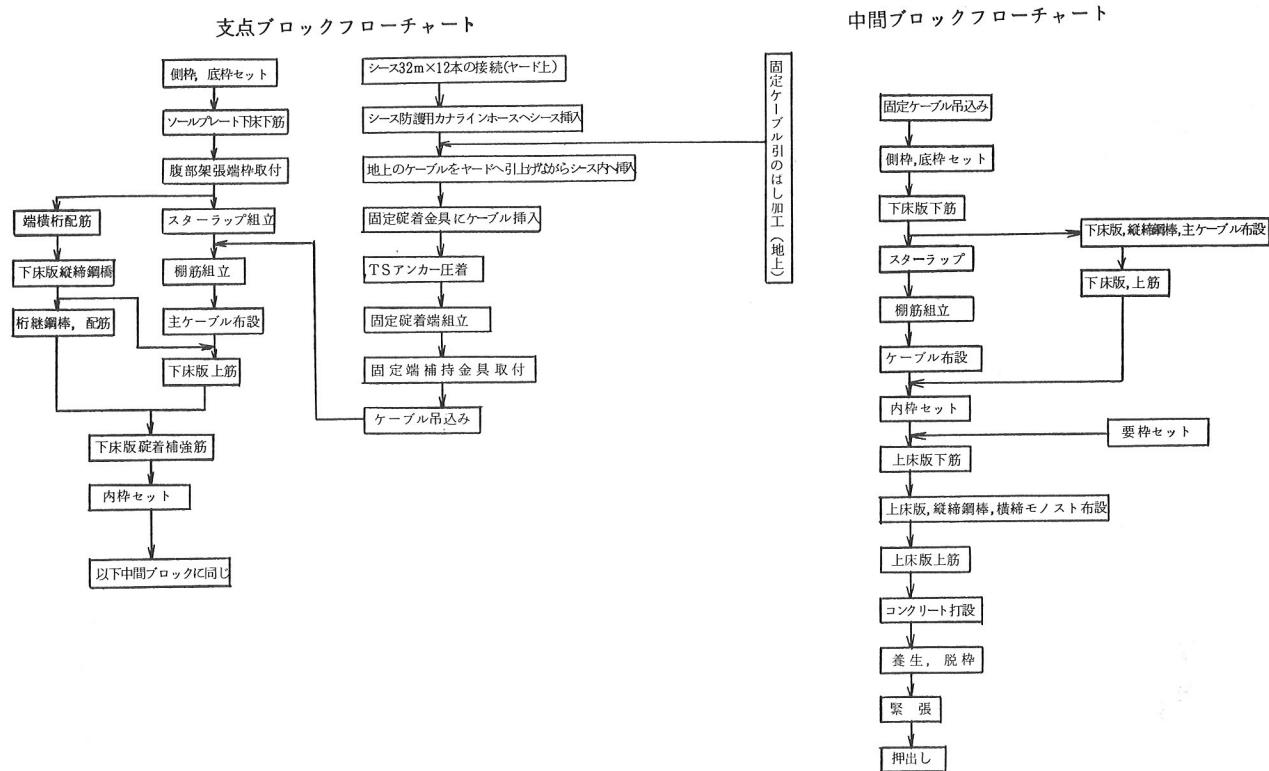


図-22 1ブロック製作フローチャート



写真-8 端ブロック配筋状態

4-7 型枠（鋼製）

4-7-1 側型枠

側型枠は滑り架台とピン結合になっており、両サイドのジャーナルジャッキを上下する事により組立、脱枠を迅速に行える構造にした。

4-7-2 滑り架台

ウエブ直下には滑り架台を設置し、側型枠の組立てを容易にすると共に押出し工法に必要な桁受圧面の精度を確保できる構造とした。桁押出し時の桁滑り部分の型枠

の支保工構造には、図-23の通り3種類の方式が考えられるが、本橋の施工に当たっては種々の検討の結果、滑動方式を採用した。滑り架台下には、両側で14台の油圧ジャッキを設置して、地盤沈下等の不測の事態に対して高さの調整が行えるようになっている。

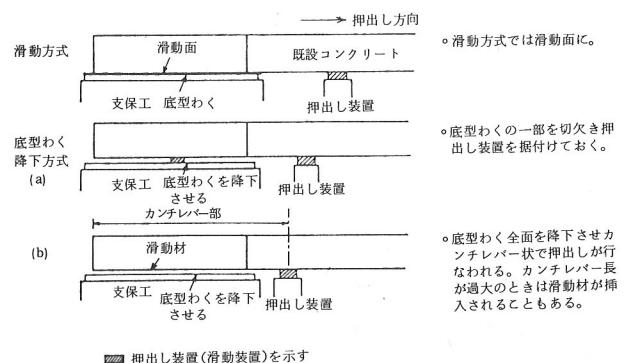


図-23 支保工構造

4-7-3 底版

下床版の底版型枠は、押出し時に油圧ジャッキを下げて脱枠する構造となっている。

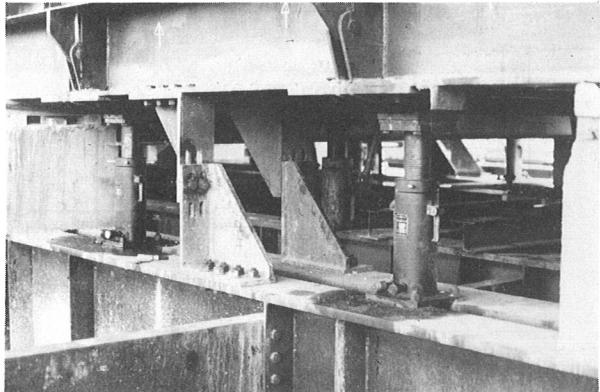


写真-9 滑り架台

4-7-4 内型枠

内型枠は鋼製の堅固なトラスを骨組として、このトラスに取り付けられたターンバックル式サポートジャッキ、油圧シリンダージャッキを伸縮させることにより、組立脱枠を容易に行える構造とした。

型枠脱型後の移動、セットについては、製作ヤードにおける作業スペースや施工の点から、橋桁ブロックと同

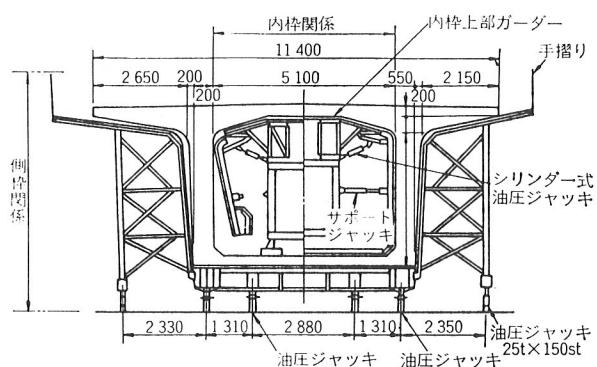


図-24 型枠図

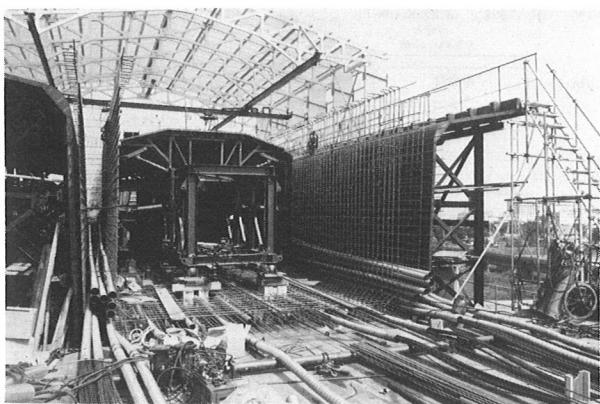


写真-10 型枠

時に押し出し（Box内におかれたまま）、次のブロックの下床版、ウエブ鉄筋及びケーブル、鋼棒の組立て完了した後に、押し出されたブロック内から、ガイドローラー上を引き出しセットする方法で行った。

4-8 PC鋼材

4-8-1 架設用縦締め鋼棒

架設用縦締め鋼棒（ $\phi 32\text{mm}$ SBPR 95/110）は、各ブロックを一体化し、押し出し完了後、PC鋼材のプレストレスを解放する事よりプレストレス解放時の鋼材の縮みを考えたカップラシースが必要となり（本橋の場合最大1.25m）またプレストレスを解放する作業工程の増加及び、PC鋼棒切断作業時を考慮すれば、解放するPC鋼棒はアウトサイド方式とするのが望ましい。

上床版鋼棒 10本（1部12本） 緊張力 $P = 52.1\text{t}$
下床版鋼棒 8本（1部6本） 緊張力 “

4-8-2 主ケーブル

主ケーブルには、VSL工法を使用し（E5-31, PCストランド $\phi 12.4\text{mm}$ 31本）一径間当たり32ケーブル用了。その内訳は、

両ウエブ 24ケーブル（両引き8本、片引き16本）

下床版 8ケーブル（片引き8本）

一次緊張 ウエブ（両引き8本、片引き8本）

二次緊張 ウエブ（片引き8本） 下床版（片引き8本）

である。

本橋に用いたVSLケーブルは、単位当り22kgと大変に重く、デットアンカーを持ったケーブルの組立ては上からレバーブロックで吊込み1本ずつセットするため、作業性が悪く大変苦労した。主ケーブルのPC鋼線は、

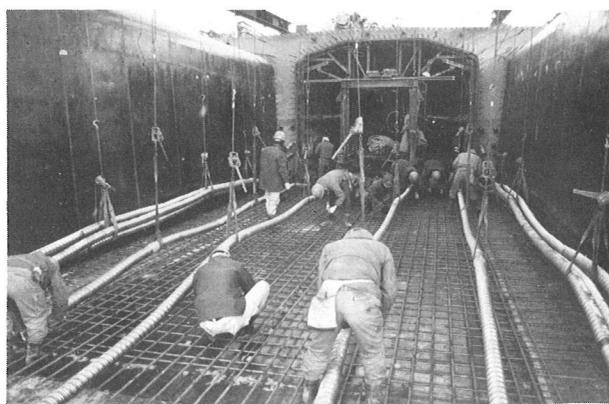


写真-11 主ケーブル配置

デッドアンカーを用いたケーブルでは、先にシース内に挿入しておく方法とし、両引きケーブルについては1径間打設終了後挿入する方法をとった。

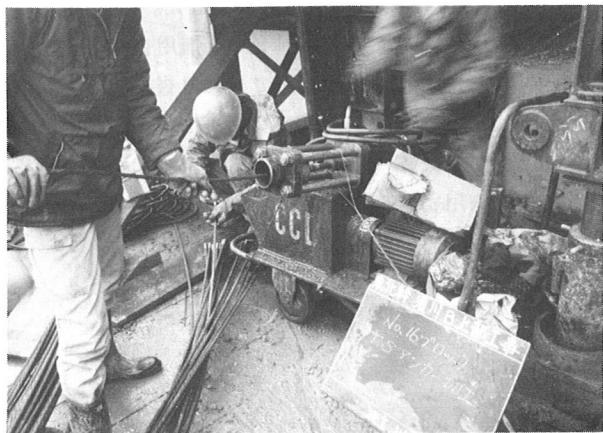


写真-12 T・Sアンカー加工

片引きケーブルの固定側はデッドアンカーであり、P C鋼線定着端のT Sアンカーは、現場加工とした。また、支圧板は1枚約80kgと重く（これに定着金具重量を加えると120 kg程度になる）デッドアンカーの固定は、アングルで支持金具を作る事によって処理した。



写真-13 主ケーブル定着部

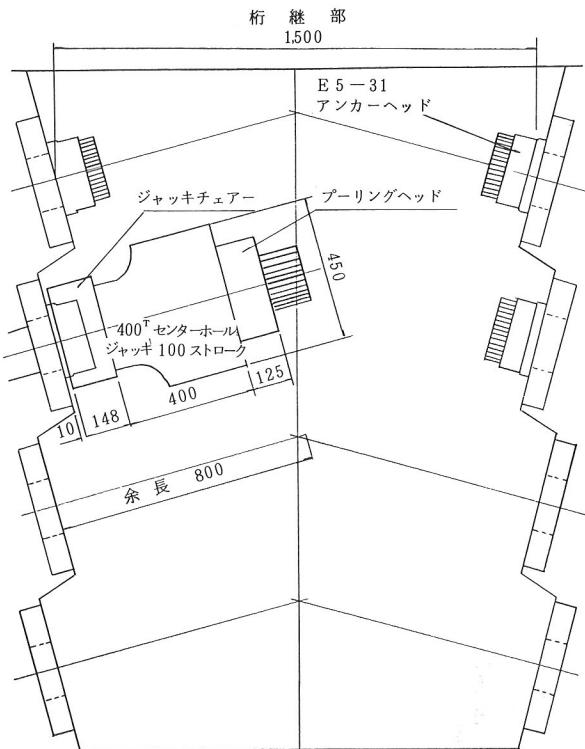


図-25 主ケーブル緊張端



写真-14 主ケーブル緊張作業

主ケーブルの緊張は、VSL用センターホールジャッキ（400t, 10cmストローク）を使用し、押出し終了後に行なった。主ケーブルの導入張力は260t/ケーブルと大きく、狭い空間で何度も盛り替えを行なながらの作業であった。

各桁の緊張端の切欠きは、押出し時の応力上の問題からあまり大きくできず、しかも隣りの桁と背中合せとなっているため、作業空間が十分に取れず、桁上端側のケーブルから順に緊張し、そのたび毎に余長を切断し、作業空間を作っていくという方法を取らざるを得ず、困難な作業であった。

なお、緊張作業手順は図-26に示す通りとし、試験緊張は1番上側のケーブルで行った。

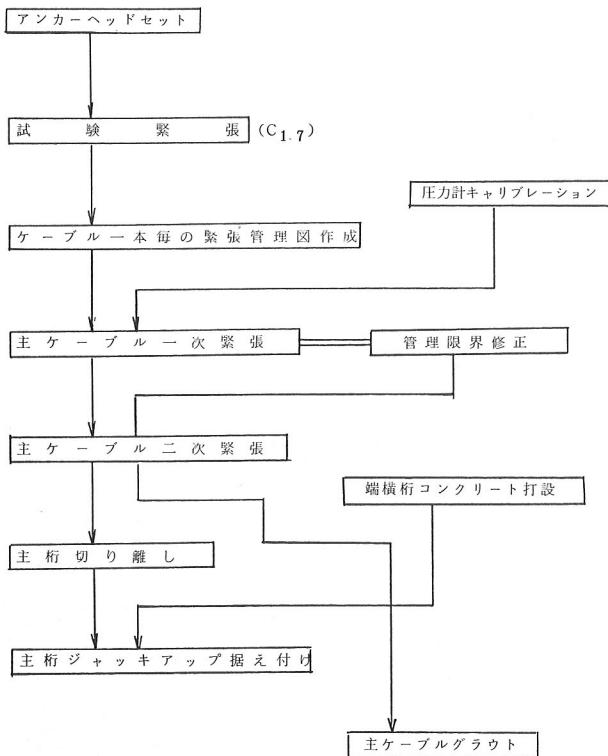


図-26 緊張作業手順

4-9 押出し装置および押出し移動

押出し装置はP-1橋脚に設置され、図-16に示すように反力台、押出ジャッキ（400t, 30cmストローク）ポンプ、コントロールユニット、引張鋼棒（押出し用PC鋼棒Φ32, 14本）、引張アンカー（アンカーバー2本）からなっている。押出し用のジャッキは、1サイクル（引

出し30cm, もどし30cm, 引張鋼棒の盛り替え）に約5分程しか必要としないが、実際には押出し中の高さや方向等の管理、確認作業等を含めると1ブロック（約12m）を押出すのに6.5時間程度を必要とした。

押出し中の滑り支承には「3-3兼用滑り支承」において述べたように、本脚上ではBP脅を改造した兼用脅を、また仮支柱上ではコンクリート製の滑り支承を使用した。滑り板については、兼用脅上で20mm、滑り支承上で15mmを用い、その構造は図-27に示すようなもので

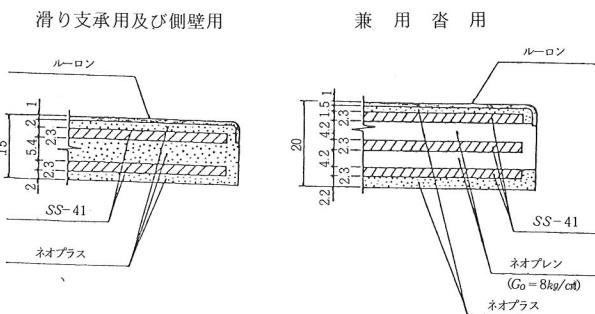


図-27 滑り板構成図

ある。なお、各仮支柱、橋脚上には数種類の厚さの高さ調整板を準備し、押出し中の支点沈下に対処するものとした。また、標高の管理は、各支点を見渡せる位置にレベルをセットして行った。

押出し中の推力は、全橋重量が約8000tであり、テフロン板の摩擦係数を5%，縦断線形0.7%を考慮すると約470tと推定されたので、400tのジャッキ2台を用いることになった。図-28には、押出し作業中に測定された桁重量と押出しジャッキ推力の関係を示したが、これによると、橋体重量の比較的軽い押出し初期を除けば、すべり摩擦係数は約5%程度となった。

押出し工法において桁の滑り面同様、施工中の発生断面力に影響を与えるのが滑り支承の据え付け精度であるので、本橋においては最大誤差1mm程度を目標に据え付け高の管理を行なった。

4-10 主桁据付け時の作業手順および高さ管理

主桁の据付けについては、図-29に示すような手順で、桁下に600Tジャッキを2台セットして行った。また、主桁据付け時の高さ管理は、桁下にダイヤルゲージをセットして下記の手順で行った。

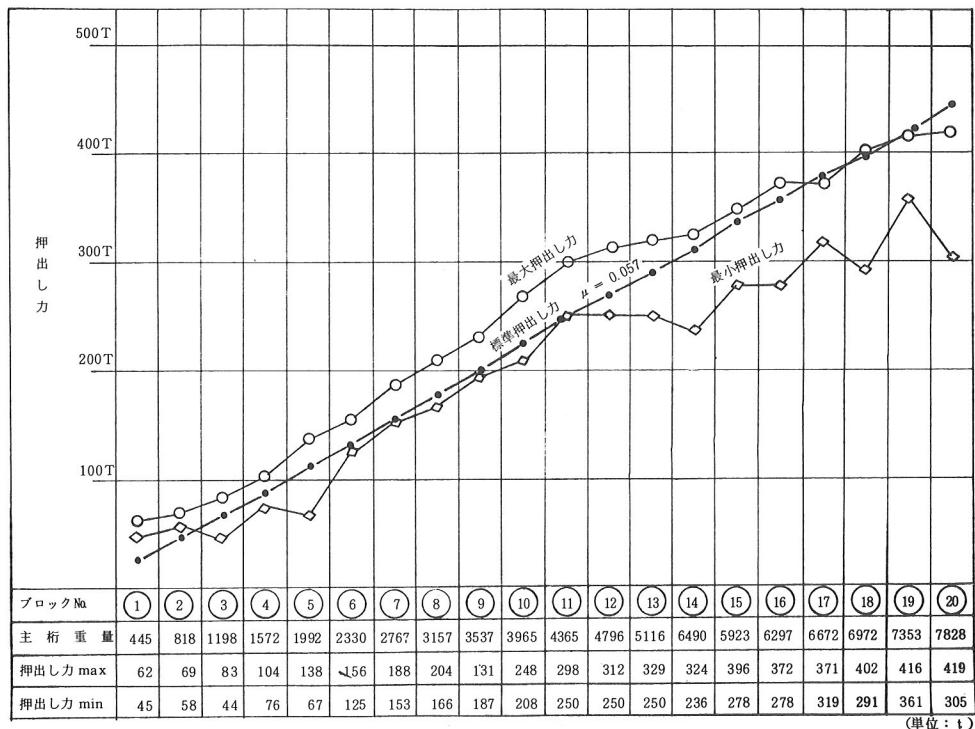


図-28 主柱押出し力管理表

1. A 柱, B 柱を同時に徐々にジャッキダウンし, 上沓を支承板上約 1 cm 上で止める。
 2. 下図の位置にダイヤルゲージをセットし, 目盛を読む。
 3. A 柱, B 柱を徐々にジャッキダウンし, ダイヤルゲージの針が完全に止まってから左右の違いを読み, その差をもって高さ管理とする。
- (注: A 柱, B 柱は図-30 を参照のこと)

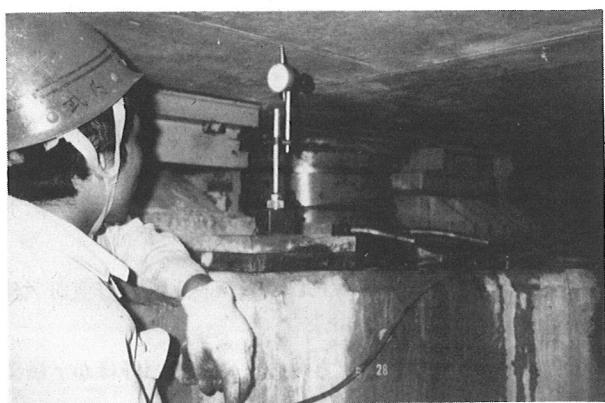


写真-15 主柱据付状況

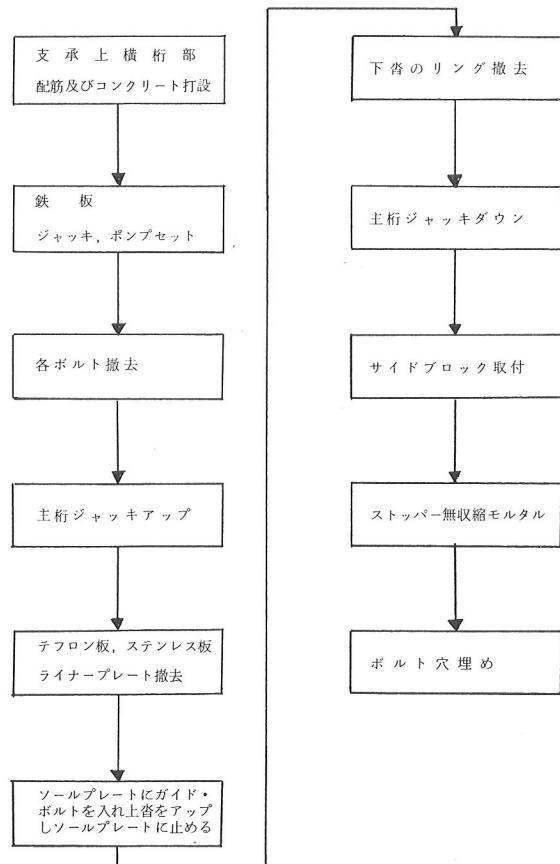


図-29 主柱据付手順

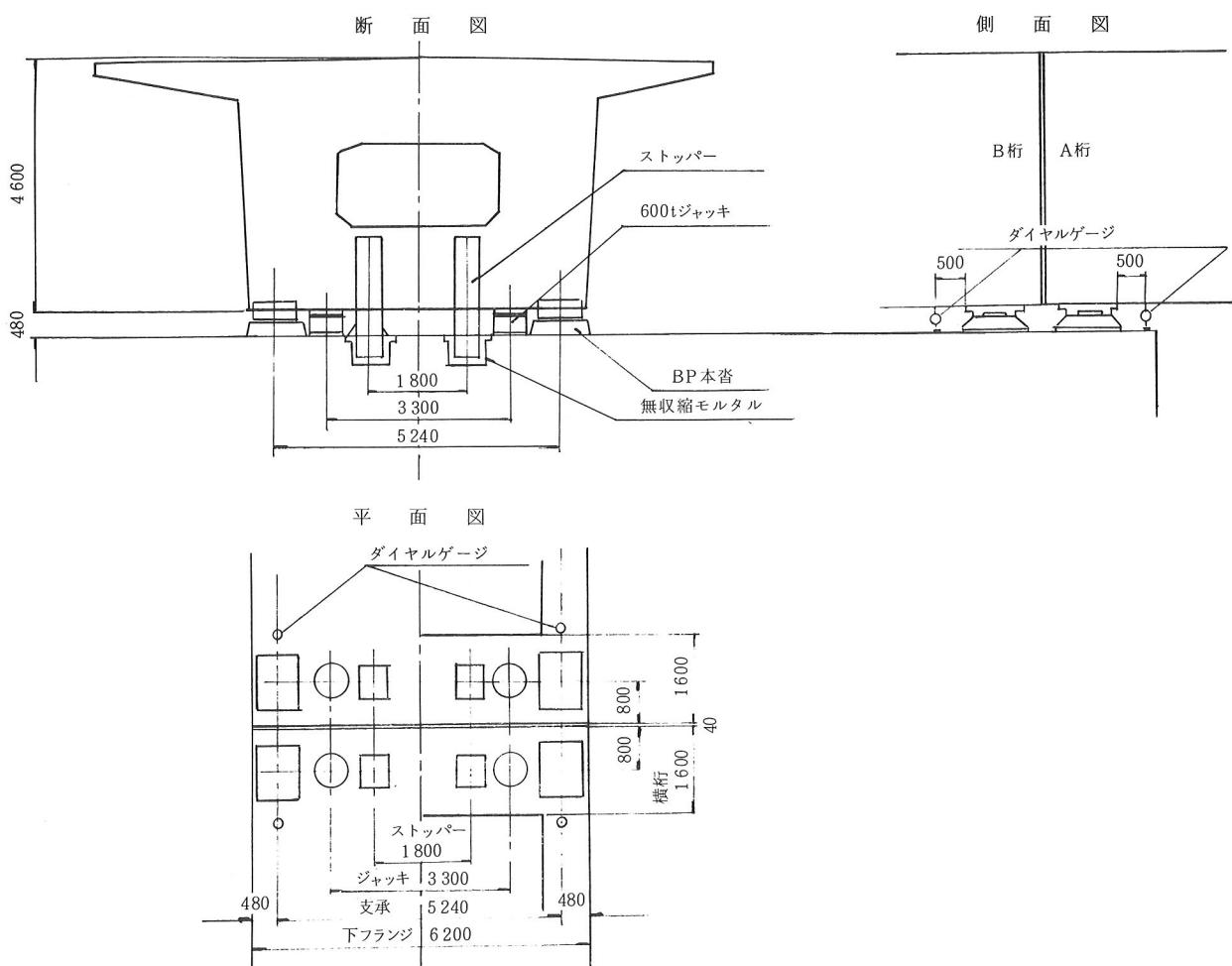


図-30 主桁据付図

5. あとがき

須川橋梁は、押出し工法としては当社で2番目に施工されたものであるが、初めて兼用沓が採用され、また単純桁を連結して押し出すなど、いくつかの新しい試みがなされた橋梁である。

本報告にあたっては、押出し工法一般について述べるとともに、本橋における諸問題について言及しておいたが、もちろんすべてを網羅できたわけではないので、その点については御了解願いたい。

現在、工事は無事完了し、1日も早い新幹線の開通を関係者一同望んでいる次第である。

最後に、本橋の設計と施工に当たって数々の助言をいただいた、国鉄構造物設計事務所ならびに、仙台新幹線建設局福島工事日々務所及び南福島工事区の方々、その他

関係各位に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 「東北新幹線須川橋梁の架設」 / 磯浦克敏, 山下勝弘 / 橋梁と基礎 80-6
- 2) 「押出し工法によるPC鉄道橋の設計施工」 / 社団法人プレストレストコンクリート技術協会
- 3) 「国鉄建造物設計標準」 / 土木学会
- 4) 「プレストレストコンクリート標準示方書」 / 土木学会
- 5) 「押出し工法によるPC橋の架設」 / 只野直典 / 建設機械, 10巻第2号
- 6) 「押出し工法の研究と開発」 / 鈴木昭好ほか / 橋梁 1976, 1, 2