

高久橋の設計と施工

玉 応 孝 郎*
 加 藤 肇**
 奥 平 偉 三***

1. はじめに

滑津川は、福島県いわき市平上荒川付近に源を發し、途中右岸に吉野谷川、山口川の支川があり、太平洋に注ぐ二級河川である。

昭和52年9月19～20日にかけての台風11号により、小名浜測候所始まって以来の、時間雨量40mm、日雨量210mmの集中豪雨により甚大なる被害をうけた。

被害原因は、河積断面の狭少流路の屈曲および、河岸の脆弱等河状不良によるところが明らかで、このため災害復旧では、十分な効果が期待できないため、災害復旧助成事業として施工延長 $L=3350\text{ m}$ の工事を着手することになった。

その下流端が、高久橋である。

本橋の計画にあたっては、

- 1) 仮橋施工による新橋架換のため、工期の短縮をはかる。
- 2) 道路計画高とH.W.Lの関係から桁高が制限された。
- 3) 架設地点の地盤が非常に良好なので、1径間での架橋が可能である。
- 4) 橋梁形式については、PCホロースラブ、PCポ

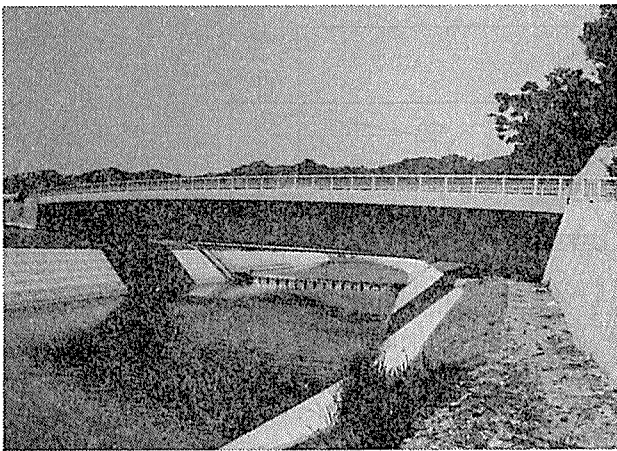


写真-1 完成写真

* 福島県いわき建設事務所業務次長

** 技師

*** 北海道ビー・エス・コンクリート(株)東京支店工事部

ステン桁、鋼合成箱桁、鋼非合成箱桁、PC箱桁等、5橋の経済的比較設計の結果、PCホロースラブに決定した。

また、この規模の道路橋としては箱桁断面とすることがほとんどであり、50mをこえる中空床版桁が、国内で施工された例が少ないことから、あえて報告するものである。

2. 工事概要

工事名：河川災害復旧助成工事交通安全施設第1種工事

路線名：県道 下高久-谷川瀬線 滑津川筋

工事場所：いわき市下高久字榎町～中山字宮下地内

種別：プレストレストコンクリート道路橋

形式：ポストテンション方式中空床版単純桁

橋長：56.200m

桁長：56.000m

支間：54.400m

幅員：8.000m+2.000m

活荷重：TL-20

衝撃係数： $i=10/25+l$

斜角：右60°

3. 設計概要

3.1 設計条件

材料強度および許容応力度は次のとおりである。

・コンクリート (kg/cm²)

圧縮強度

設計基準強度 $\sigma_{ck}=400$

プレストレス導入時 $\sigma_{ci}=320$

許容曲げ圧縮応力度

プレストレス導入直後 $\sigma_{cac}=180$

設計荷重作用時 $\sigma_{cac}'=140$

許容曲げ引張応力度

プレストレス導入直後 $\sigma_{cat}=-15$

設計荷重作用時 $\sigma_{cat}'=-15$

許容せん断応力度

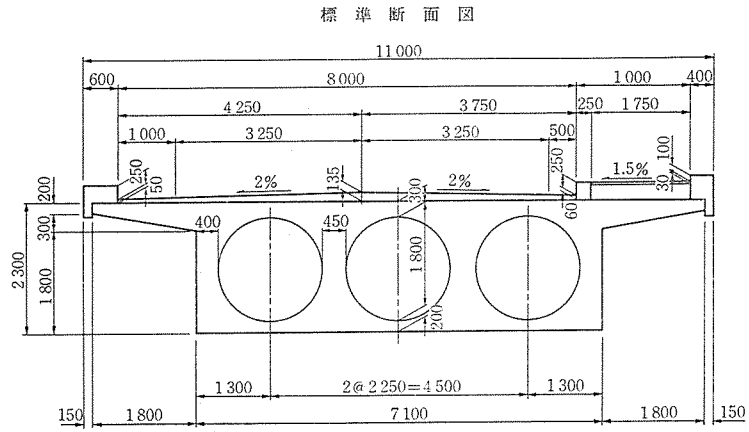
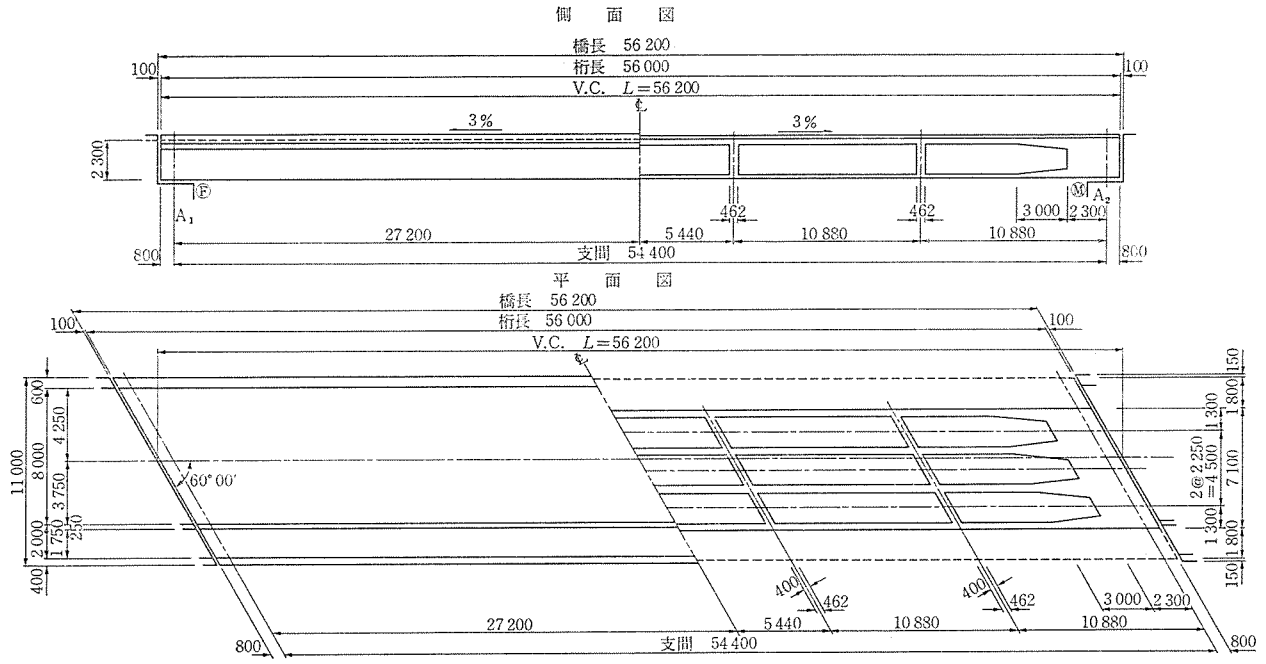


図-1 一 般 図

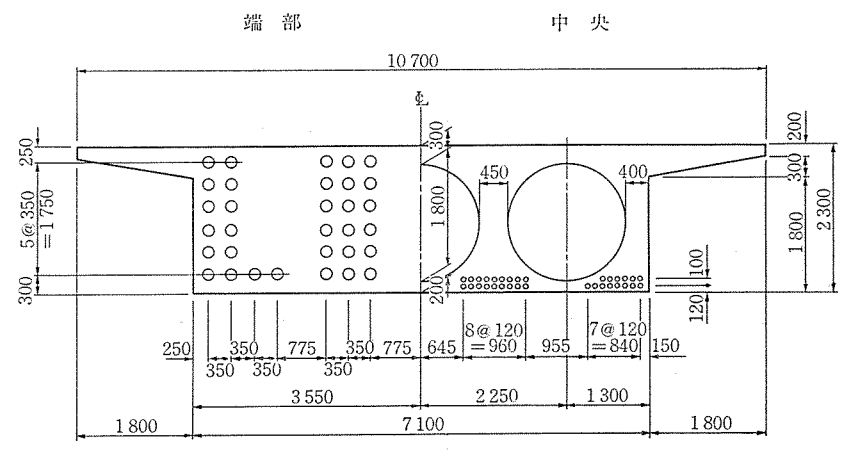
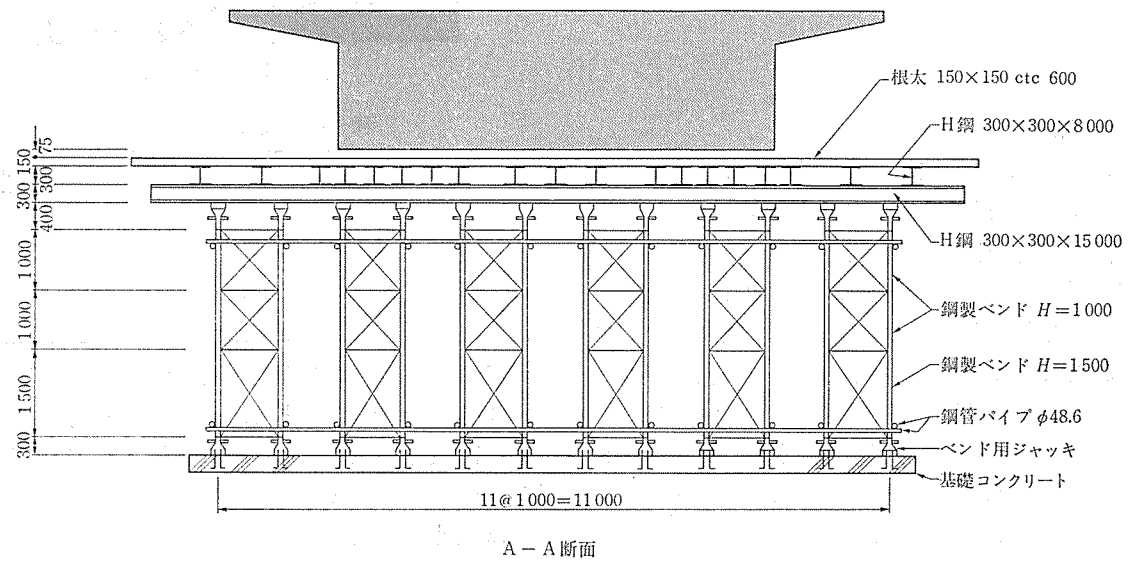
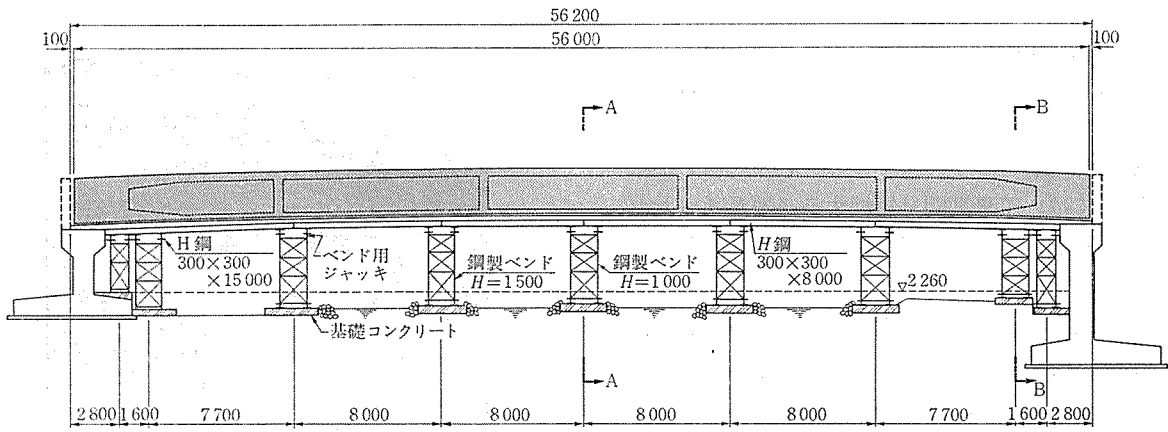
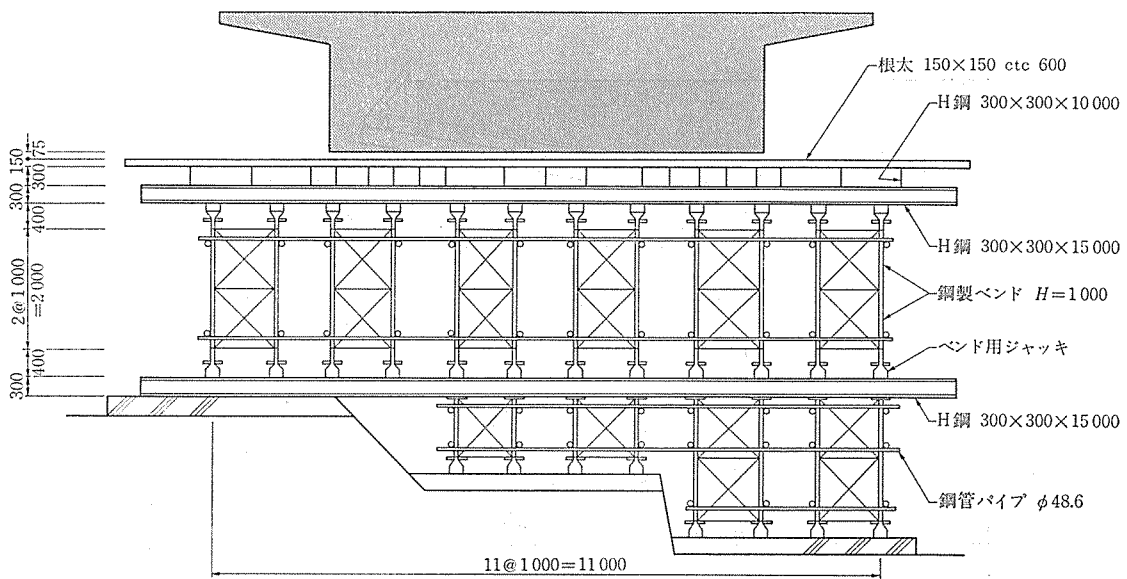


図-2 PC 鋼材配置図

設計荷重作用時	$\tau_a = 5.5$	設計荷重作用時	$\sigma_{Ia} = 10$
終局荷重作用時	$\tau_a = 53$	・ PC 鋼より線; SWPR 7 A, 12 T 15.2 (kg/cm ²)	
許容斜め引張応力度		引張強度	$\sigma_{pu} = 165$



A - A 断面



B - B 断面

図-3 支保工詳細図

報 告

降伏点応力度	$\sigma_{py}=140$
許容引張応力度	
設計荷重作用時	$\sigma_{pa}=100$
プレストレス導入直後	$\sigma_{pat}=117$
初期	$\sigma_{pai}=128$

3.2 主桁断面

設計に際しては、工事期間を短縮する必要があったため、コンクリート打設が一度ですむ中空床版断面とした。

桁高は一般に支間の 1/18 程度とすることが多いが、本橋は 2.3 m で支間の 1/23.7 と極力おさえた。このため、PC 鋼材 (12 T 15.2) は 64 ケーブル必要となり、図-2 のように配置した。

その他設計に関しては、通常の中空床版橋と異なるところがないので省略する。

4. 施工概要

4.1 支保工

支保工の基礎は、架設地点の地盤が非常に良好であることから (N 値で約 50)、岩盤上に基礎コンクリートを打設した直接基礎で十分な支持力が得られた。

支保工の形式は 図-3、写真-2 に示すように鋼製パイプバンド (許容支持力 30 t) を用いた 7 径間の梁支柱式とした。支保工に作用する水平力のうち橋軸方向については、主梁の H 形鋼と橋台との隙間をなくすことにより橋台に直接伝達させ、橋軸直角方向水平力は鋼製パイプバンドの筋違いと、基礎に埋め込んだアンカーボルトにより基礎に伝達させる構造とした。

支保工組立ての際の上げ越し量については、桁のたわ

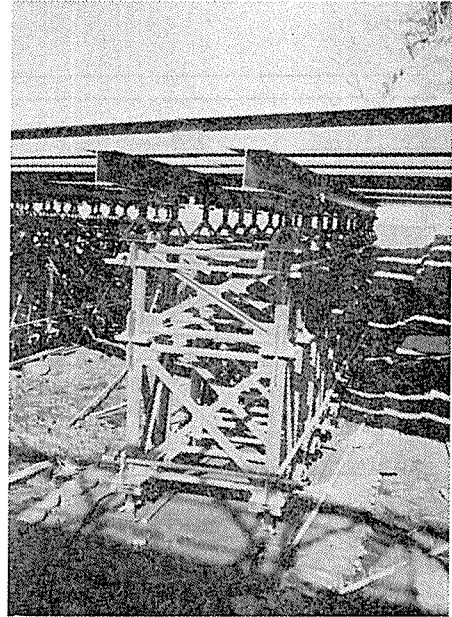


写真-2 支保工

表-1 支保工材のなじみ量

支 保 工 材	なじみ量 (mm)
木 材 + 木 材	1.5
木 材 + 鋼 材	1.0
木 材 + コンクリート	0
鋼 材 + 鋼 材	0.5
鋼 材 + コンクリート	0.5

み量と支保工材のなじみ量 (表-1) から計算し、18 mm の下げ越しを行った。また、コンクリート打設時支保工に不当な沈下が生じていないか観察し、コンクリートの打設中および打設後に支保工各部の沈下量を測定した。

4.2 型 枠

側型枠、底版の組立ては 図-4 に示すように木製型枠

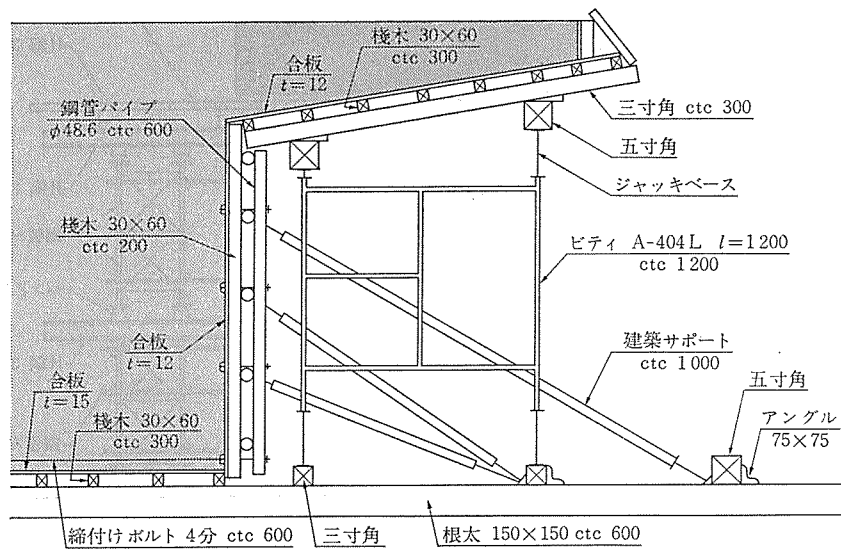


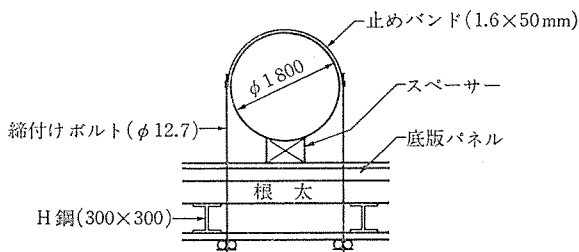
図-4 型枠組立て図



写真—3 円筒型 枠

を使用した。また、桁内に設けた中空部については写真—3 に示すような直径が 1.8 m の鋼製円筒を埋殺し型枠として使用した。

円筒型枠の取付け方法は、スペーサーと円筒型枠を固定するための止めバンド、ボルトを 60 cm 間隔に配置する構造とした (図—5)。



図—5 円筒型枠取付け図

このほかにも、コンクリート打設に伴い、円筒型枠にはこれを押し除けようとする力が作用するため、コンクリート打設中に円筒型枠が前後左右にずれてしまう危険があるので、円筒型枠同士を鉄筋 (D 16) で接続する方法により対処した。

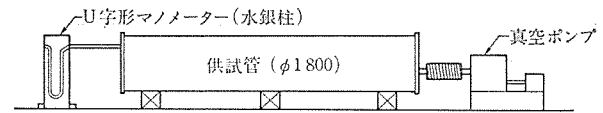
この円筒型枠の使用に当たっては、過去にこの大きさの円筒型枠の使用実績がないため、円筒部の外圧試験 (負圧試験) および止めバンド、締付けボルトとその接合部を引張強度試験により強度の確認を行った。

外圧試験 (負圧試験) の概要は次のとおりである。

試験方法は 図—6 に示すように、真空ポンプを用いて供試管内に外圧 (コンクリート打設に伴う側圧、計算値で 2930 mmAg) に相当する負圧を作用させて行い、負圧の読みは水銀柱をマンネーターとして用いた。

試験の結果は、2992 mmAg (220 mmHg) まで負圧を作用させたが、全く異状は見られなかった。

止めバンドの試験は締付けボルト受けとの接合部につ



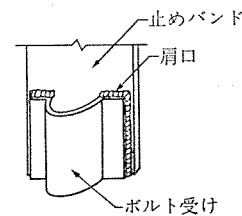
図—6 負圧試験装置

いて行った。従来、この部分は溶接により接合されていたが、今回はボルトおよびリベットを用いたものについても行い、強度の比較を行った。

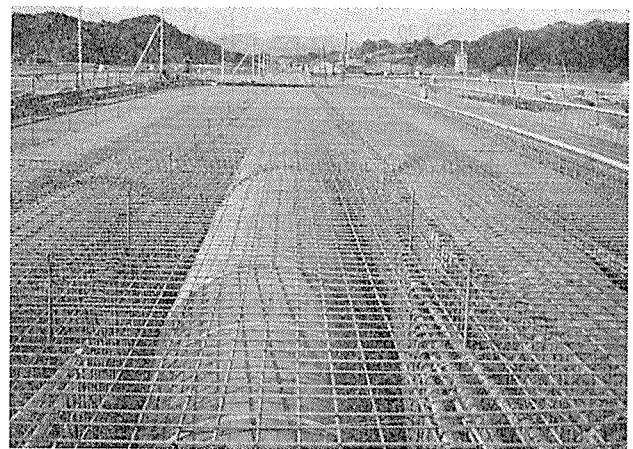
表—2 接合試験結果

供試体	接 合 方 法	切断荷重
1	一部溶接でリベット止め	1750 kg
2	“ “	1850 “
3	“ ボルト止め	1550 “
4	全 溶 接	1930 “
5	“	2160 “

結果は 表—2 に示すとおりであり、全溶接としたものが優れていることが明らかとなった。これは、リベットおよびボルト止めの場合に孔をあける必要があり、欠損断面となることから、この部分から切断してしまうからである。これにより、接合は全溶接とし、特に肩口の部分を確実に溶接することとした (図—7)。



図—7 ボルト受け



写真—4 鉄筋、PC 鋼材、円筒型枠配置状態

4.3 コンクリート工

生コンクリートの配合は、設計条件より試験練りを行

表-3

設計基準強度 (kg/cm ²)	セメント (kg)	水 (kg)	細骨材 (kg)	粗骨材 (kg)	混和剤 (kg)	W/C (%)	S/a (%)	スランプ (cm)	最大寸法 (mm)	空気量 (%)	摘 要
400	544	174	547	1084	1.36	32	34.7	8±2.5	25	4.5±1	ポゾリス No. 5L C×0.0025

い表-3のとおり決定した。なお、セメントは早強セメントを使用した。

コンクリートの打設に当たっては、短期間に大量のコンクリート(632 m³)を打設する関係上、ポンプ車による打設方法が一般的に使われており、最適であると判断した。ポンプ車(吐出能力 70 m³/h)は2台使用し、その他、故障した場合のスペアとして1台を待機させた。コンクリート打設は、A₂橋台側から片押し打設を行い図-8に示す順序により行った。特に今回注意を要したのは、大型の円筒型枠を使用したため、コンクリート打設中、円筒部に縦および横方向のずれが生じないように、円筒部が半分程度埋まるまでは何層にも分けて打設を行う必要があり、十分な打設計画をたてて行った。

コンクリートは富配合の硬練りであり、部材断面の寸法も薄く、さらに鉄筋、シースが密に配置されているので円筒型枠の下部、シース付近および支点部には特にコンクリートが行きわたるように十分な締固めが必要となる。このことから、振動機としては高周波振動機(φ50)をポンプ車1台につき3台、計6台使用した。

5. 主要材料

主要材料は表-4に示したとおりである。

表-4 主要材料表

種 別	仕 様	単 位	数 量
コンクリート	$\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$	m ³	632
型 枠		m ²	1089
鉄 筋	SD 30	kg	43518
P C 鋼 材	SWPR 7 A 12 T 15.2	kg	48420
支 承	BP-A 沓 (400t)	kg	8724

6. あとがき

本橋梁の工事期間は、昭和55年10月から昭和56年2月までで、実質4か月程度で施工され、箱桁で施工した場合に比べて1か月程度の短縮が可能となり、今回のように桁高、工事期間等の制約のある工事においては、このような形式は大変効果のある方法と考えられる。しかし、PC鋼材量の増加と、それに伴いPC鋼材の配置が密になり、コンクリート打設の際に施工しづらい面があるので、より大型のケーブルの使用を検討すべきであると考えられる。その他大きな問題としては、コンクリート打設時の円筒型枠の横移動がある。本工事では鉄筋(D

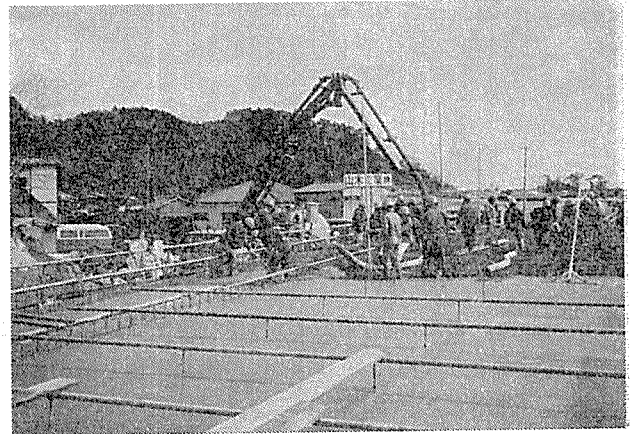
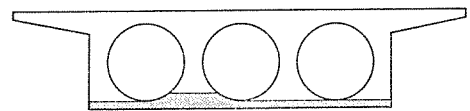
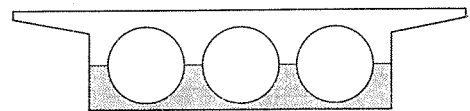


写真-5 コンクリート打設

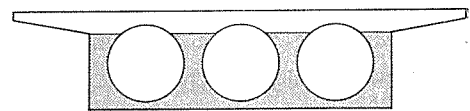
① 下床版部打設



② 円筒型枠の半分程度まで打設(この間何層にも分ける)



③ 腹部上端まで打設



④ 打設完了

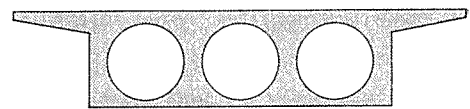


図-8 コンクリート打設順序図

16)で接続し補強したが、この問題は、コンクリートの打設方法にも大きく影響され、不測の力が作用することも考えられるので、今後このような形式が採用される場合は、綿密な計画とより一層の工夫が必要であろう。

なお本橋の施工に当たり国の御指導と、北海道ピー・エス・コンクリート(株)の多大なる協力に対し、厚く感謝の意を表するものである。