

仁淀川河口大橋の設計と施工

高 知 県 企 業 局

1. ま え が き

仁淀川河口大橋は、高知県が地域開発および、高知周辺の1日周遊観光コースとして整備中の「黒潮幹線観光道路」の中で、浦戸大橋と横浪有料道路を結ぶ最短海岸道路の1部として、1級河川仁淀川が土佐湾にそそぐ河口部に架橋された、橋長1007mのプレストレストコンクリート道路橋であり、昭和49年9月に着工、52年3月に竣工、2年7ヶ月で完成した。

なお、本橋についての、型式選定および下部工の施工概要についてはすでに他誌に報告されているが、できるだけ重複をさけて、橋梁工事の計画から施工までを報告書としてここにとりまとめた。

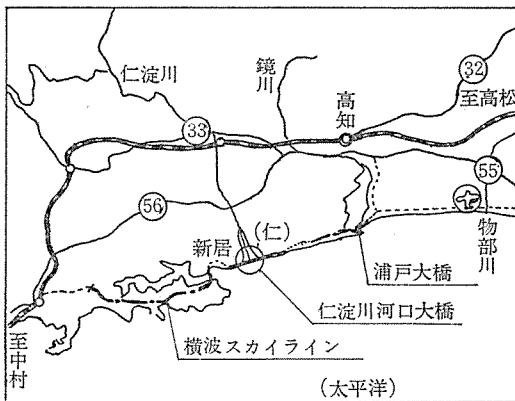


図-1 仁淀川河口大橋位置図

2. 工 事 概 要

工 事 名 仁淀川河口大橋建設工事（橋梁第1工区、

第2工区）

工事場所 高知県土佐市新居～吾川郡春野仁

発注者 高知県企業局

施工内容 第1工区（住友、轟共同企業体）

第2工区（鹿島、大旺共同企業体）

・上部工 ディビダーク工法PC橋体工
 （第1工区） （第2工区）

延長 584 m 延長 423 m

橋面工

延長 1007 m

・下部工 壁式RC橋台1基 壁式RC橋台1基
 壁式RC橋脚7基 壁式RC橋脚5基
 圧気ケーソン基礎 圧気ケーソン基礎
 8基 6基

工 期 昭和49年9月～昭和52年3月

請負金額 約11億5千万円 約10億円

工事数量

・上部工	コンクリート	3 879 m ³	2 800 m ³
	型 枠	13 885 m ²	9 860 m ²
	鉄 筋	287 t	210 t
・下部工	コンクリート	6 450 m ³	12 520 m ³
	鉄 筋	662 t	1 220 t
	ケーソン掘削	10 560 m ³	20 360 m ³
	鋼 棒	309 t	223 t

3. 計 画 概 要

本橋の設計計画にあたっての基本条件は次のとおりである。

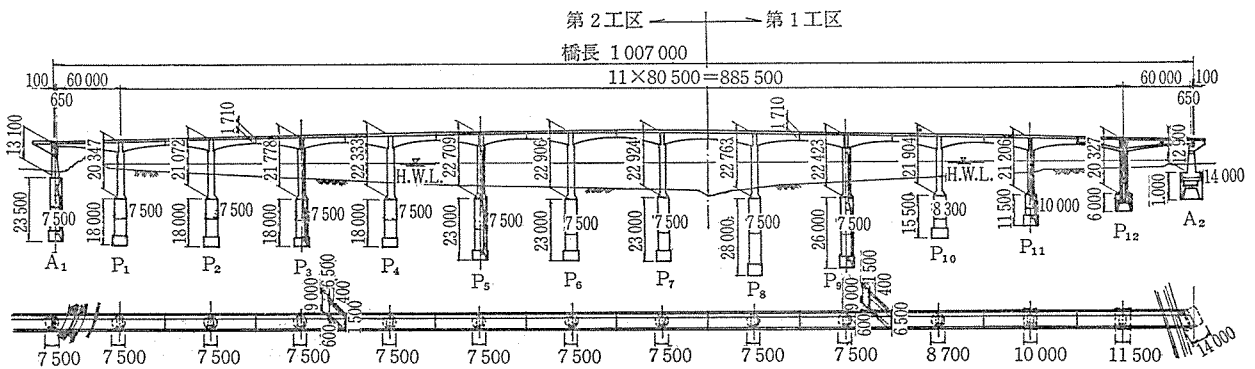


図-2 仁淀川河口大橋一般図

道路規格 第3種第3級
 設計速度 60 km/hr
 橋 格 1等橋 TL-20
 橋 長 約 1000 m
 最小径間 60 m 以上
 幅員構成 9.0 m
 桁 下 高 橋脚上 TP+9.0 m 以上
 計画高水位 TP+5.0 m
 基礎天端高 最深河床 -2.0 m
 震 度 道路橋耐震設計指針による

上部工の型式は上記の基本条件のほかに、施工性、周辺の景観との融和、橋梁完成後の維持管理、架設地点が四季を通じて風が強く、また台風の影響をうけるための耐風安定性、あるいは耐候性、取付道路の関連から桁高に制限があること、等を考慮し、鋼橋は、連続非合成箱桁橋と連続鋼床板箱桁橋を、PC橋は、連続有鉸ラーメン橋を選定の候補にあげ、経済的な径間長の検討を行った。

下部工の型式は、架橋位置が河口付近であり、河床の地質は基盤岩を構成する砂岩の上に直接のった河成堆積源の砂層よりなるため流水や潮流によって河床や砂洲は変化しやすいこと、河川内の構造物となるため、阻害率洗掘、背水に対処しなければならないこと、近くに養鰻場がある関係から水質汚濁に対して注意を払わなければならないこと、上部工からの荷重が大きくなるため不等沈下が少なく、剛度の高い基礎工でなければならないこと、等を考慮して、ニューマチックケーソンが最適であると判断した。

橋脚射体としては、流水抵抗の低い小判型とした。

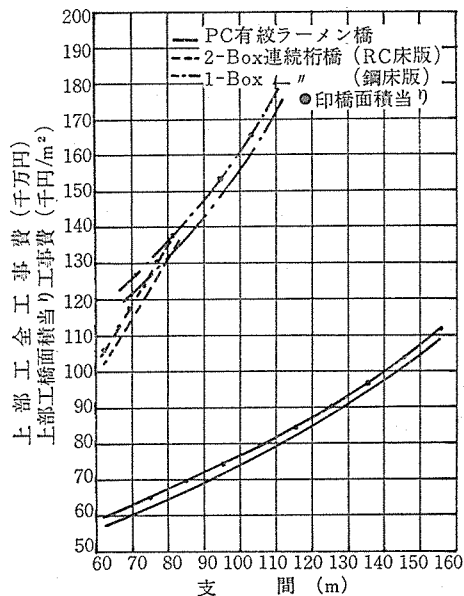


図-3 上部工型式および支間別上部工工事費 (昭和48年度単価)

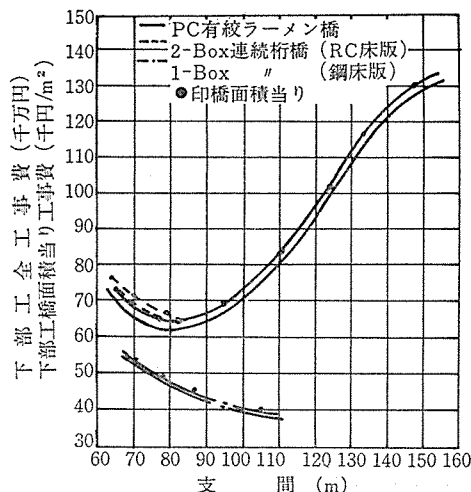


図-4 上部工型式および支間別下部工工事費 (基礎はニューマチックケーソン、両端橋台は含まない。昭和48年度単価)

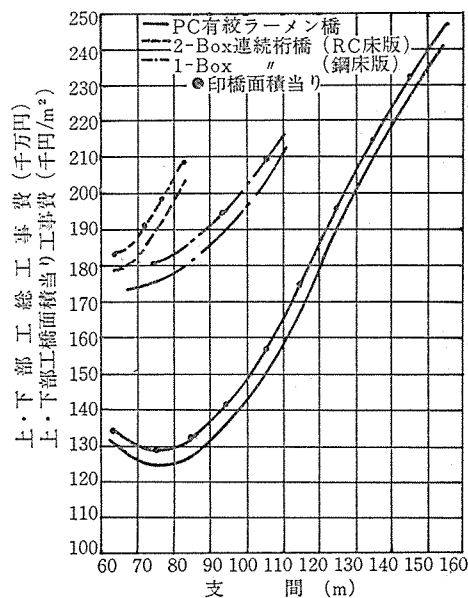


図-5 上部工型式および支間別上・下部工工事費 (両橋台は含まない。昭和48年度単価)

経済的径間長については、スパン 62.5 m の 16 径間からスパン 142.8 m の 7 径間までを、PC 有鉸ラーメン橋10案、連続非合成箱桁橋 5 案、連続鋼床板箱桁橋 7 案について予備検討を行った。

工費と支間の関係を 図-3, 4, 5 に示す。

比較設計対象案として次の 3 案を選定し検討した。

- 第1案 鋼3径間連続RC床板箱桁橋 (3径間×5)
- 第2案 " 鋼床板 " (3径間×5)
- 第3案 PC13径間連続有鉸ラーメン橋

その結果として、初期建設費は、第3案のPC13径間連続有鉸ラーメン橋案が最も低廉であった。橋種の決定に際しては、初期建設費だけが決め手ではないが、比

報 告

較要素の中では最も重要な要素であり、このほかに、施工性、構造的性、工期、走行性、美観、維持管理、実績などを考慮しなければならない。3案とも施工実績、構造的性などには問題はないが工期については、鋼橋の方が有利であり、維持管理の点では、PC橋はほとんど問題ないのに比べ鋼橋の場合は、塗装費がかなりの経費を要する。

本橋の場合、経済性において有利であり、構造的にも施工性においても問題が少なく、かつ維持管理も容易で耐候性に富み、美観的にも優れている第3案のPC 13径間連続有鉸ラーメン橋を採用することとした。

4. 設計条件

橋種	プレストレストコンクリート橋		
上部工形式	ディビダーク方式13径間有鉸連続箱桁橋		
下部工形式	ニューマチックケーソン基礎		
橋長	1007 m = 60.75 + 11 @ 80.50 + 60.75		
幅員	8000 m (歩道 1.50 m 車道 6.50 m)		
縦断勾配	0.9%	1.2%	
横断勾配	2.0% (歩道)	2.0%	2.0% (車道)
設計荷重	TL-20		
震度	$K_H=0.22$	$K_V=0.0$	
使用材料			
コンクリート			
主桁コンクリート	設計基準強度	$\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$	
橋脚	"	"	$\sigma_{ck}=300 \text{ kg/cm}^2$
橋台	"	"	$\sigma_{ck}=240 \text{ kg/cm}^2$
ケーソン基礎	"	"	$\sigma_{ck}=240 \text{ kg/cm}^2$
歩道、地覆高欄	"	"	$\sigma_{ck}=240 \text{ kg/cm}^2$
軽量コンクリート	"	"	$\sigma_{ck}=240 \text{ kg/cm}^2$
鉄筋			
SD-30	許容引張応力度	1800 kg/cm ²	
		水中 1600 "	
		床版 1400 "	
PC鋼棒			
縦締、斜締、柱頭部鉛直締	$\phi 32$ SBPR	95/120	
床版横締、横桁横締、柱頭部横締	$\phi 26$ "	80/105	

その他下記の示方書類を参考とした。

- ・道路橋示方書
- ・プレストレストコンクリート道路橋示方書
- ・ディビダーク工法設計施工指針

- ・コンクリート標準示方書；同解説
- ・道路橋下部構造設計指針 調査及び設計一般篇
- ・道路橋下部構造設計指針 ケーソン基礎の設計篇
- ・道路橋耐震設計指針・同解説

5. 設計概要

5.1 上部工の設計

上部工は、スパン中央部にセン断力のみを伝達するヒンジをもつ、13径間連続有鉸ラーメン橋である。主桁の構造は、一室箱桁型式で、桁高は、橋脚上で4.5m 中央ヒンジの断面で1.6m、側径間橋脚上では1.8mの変断面になっており、この間を、正弦曲線に変化させている。

構造の解析にあたっては、本来13次の不静定構造であるが橋脚高さの差が比較的少ないので、図-6のごとく中間橋脚 $P_2, P_4, P_5, P_6, P_9, P_{11}$ を除き、 $P_1, P_3, P_7, P_8, P_{10}, P_{12}$ を接続させた1次不静定構造として、以下各主桁の検討を行った。

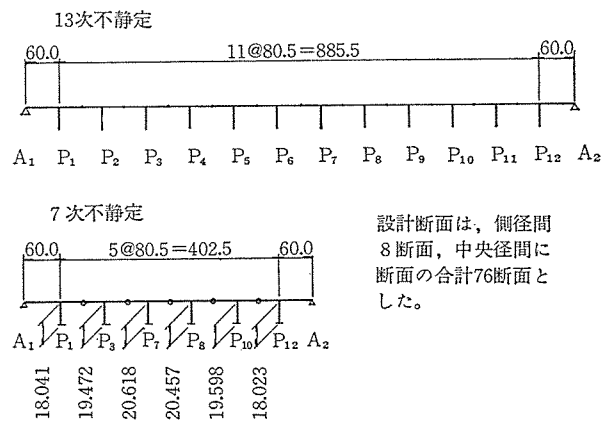


図-6 構造系および設計断面

施工をディビダーク方式のカンチレバー工法で行うので、カンチレバーの状態では静定系であり、側径間をつないだ時に1次不静定、中央ヒンジ部をつないだ時にはじめて7次の不静定となる。したがって、各段階で構造系が変化するため、荷重は、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮によって施工完了時の断面力が時間とともに変化する。この影響は、コンクリートの全部材のクリープ係数を一定と考えて、次式より計算する。

$$X_{\phi} = (X_L - X_B)(1 - e^{-\phi})$$

X_L ; 全径間を支保工上で施工した場合の断面力

X_B ; 上部工施工順序を考慮した時の完成時の断面力

ϕ ; クリープ係数

今回は、施工終了時でのクリープ進行度を20%として全径間を施工した後のクリープが80%進行するものとした。

不静定力の解法は弾性方程式を用い、不静定力のとり方は図-7のとおりとした。

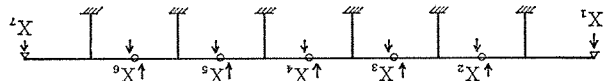


図-7 不静定力

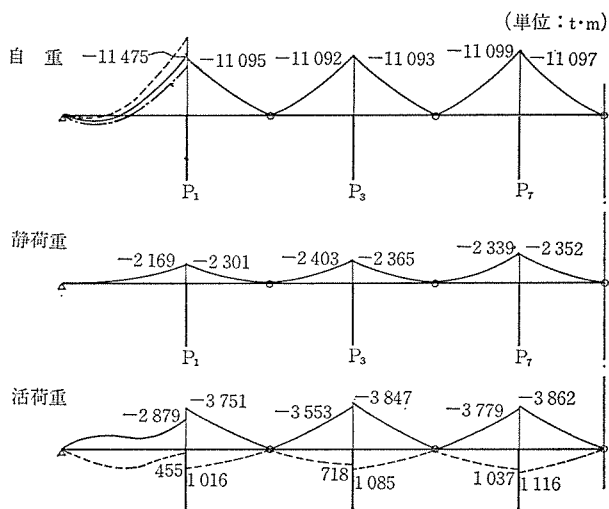


図-8 曲げモーメント図

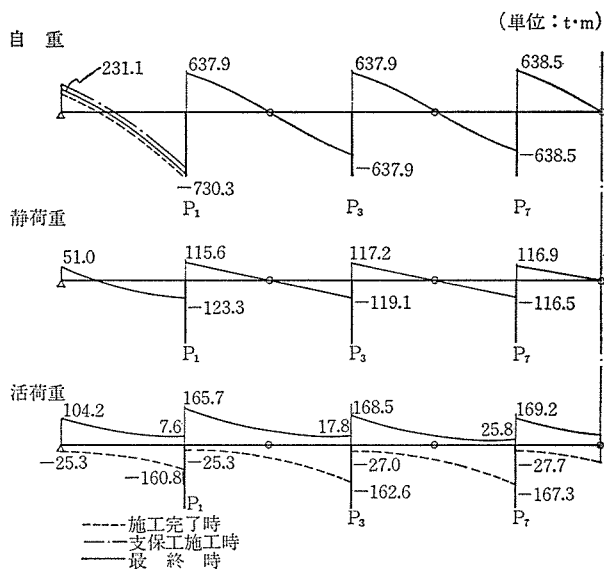


図-9 セン断力図

主鋼棒は、SBPR 95/120 ϕ 32 を使用、導入緊張力 $P_t = 56$ t/本とし、柱頭部で 110 本、側径間中央部で 52 本を配置した。

表-1 に曲げ応力度を示す。

また斜引張力に対して配置する斜鋼棒としては、SB-PR 95/120 ϕ 32 を使用し、導入緊張力 $P_t = 50$ tとし、

設計断面 2

設計断面 8 (柱頭部)

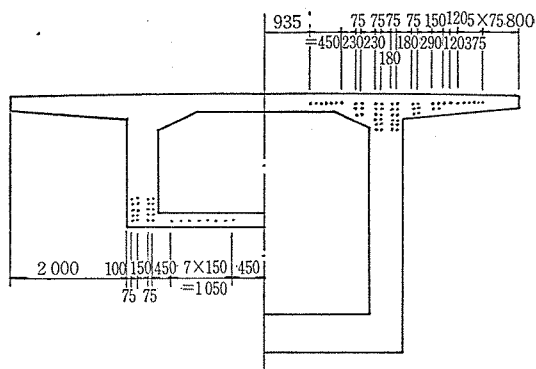


図-10 鋼材配置断面図

表-1 曲げ応力度 (単位: t/m²)

	自重	静荷重	クリープその他	活荷重	プレストレス	合計
側径間 σ_u	607	125	64	297	-322	771
2 Sect σ_u	-974	-185	-317	-440	1985	61
柱頭部 σ_u	-905	-164	-202	-275	1673	127
44 Sect σ_u	924	181	45	302	-423	1029

柱頭部付近で 75 cm ピッチで 1 ウェブ当り 1 列配置とした。

橋桁と、橋脚の接合部分に対しては、応力伝達をスムーズに行わせるために、柱頭部に鉛直締鋼棒として SB-PR 95/120 片側 8 本ずつの、計 16 本を配置した。

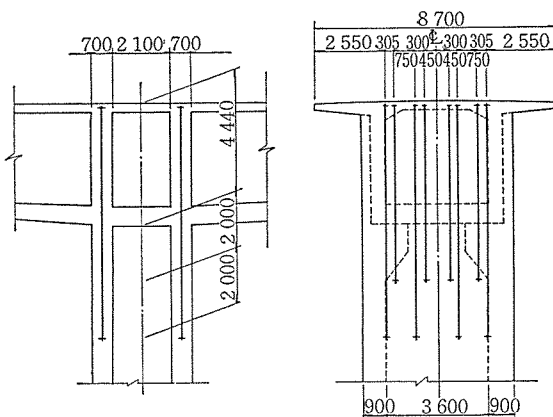


図-11 柱頭部鉛直締鋼棒配置図

主桁横方向の設計は、上スラブ、下スラブ、両ウェブとによって構成されたボックスラーメン構造として計算を行った。

主要点の曲げモーメントを 図-12 に示す。

床版横締鋼材としては SBPR 80/105 ϕ 26 を使用し、導入緊張力 $P_t = 34.2$ t とし、50 cm ピッチで配置した。

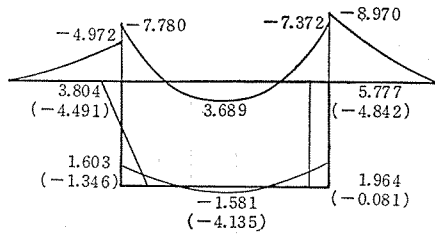


図-12 主桁横方向の曲げモーメント図

5.2 下部工の設計

(1) 橋脚

条件としては、前述の条件の外に、水による影響として、水位を、常時+5.0m 地震時+1.0m とし、浮力および躯体水位による、地震時水平力を考慮した。風荷重については、道路橋示方書などの規定によった。

断面力の計算は、 P_1, P_2, P_7, P_{12} について行った結果、 P_1 と P_{12}, P_2 と P_7 の間にはいちじるしい差がないので、それをまとめて側径間橋脚 (P_1, P_{12}) と中央径間橋脚 ($P_2 \sim P_{11}$) を代表し、 P_1 と P_7 を抽出し、各ケースの断面力を算出した。

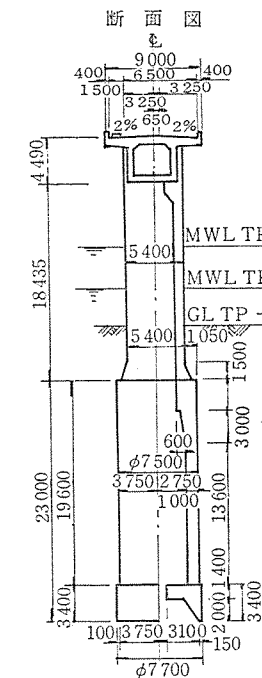


図-13 P_7 橋脚

最大断面力の生じるケースとしては
 橋軸方向……上部工施工時の地震時
 橋軸直角方向……完成時の地震時 となる。

検討断面および鉄筋量を 図-14 に示す。

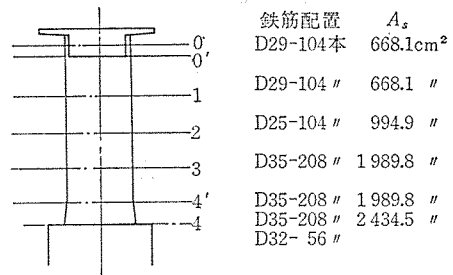


図-14 検討断面および鉄筋量

応力検討に使用する断面としては、計算の複雑さをさけるために断面2次モーメントが等しい中空長方形断面に変換して計算を行った。その場合、橋脚幅は 3.5m、壁厚は 0.7m、と一定とした。

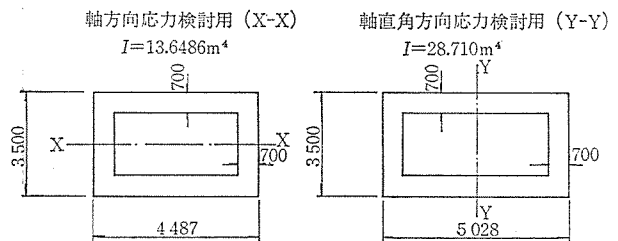


図-15 応力検討用橋脚断面

表-2 に P_7 橋脚の応力度を示す (P_7 橋脚)。

表-2 P_7 橋脚応力度 (単位: kg/cm²)

Sect	軸 方 向		軸 直 角 方 向	
	σ_c	σ_s	σ_c	σ_s
0'	37	308	21	0
1	75	2006	32	0
2	98	2745	52	418
3	102	2382	65	937
4'	118	2846	81	1458
4	86	2467	59	1250
許容応力度 σ_a	150	2970	150	2700

* 鉄筋の応力度については、一番外側の位置での応力度を表わしている。

(2) ケーソン

設計条件

・単位体積重量

鉄筋コンクリート	$r_c = 2.5 \text{ t/m}^3$ (水中 1.50)
無筋 "	$r_c = 2.35$ (" 1.35)
土砂 (自然地盤)	$r_t = 1.80$ (" 0.90)
" (盛土)	$r_A = 1.90$ (" 1.00)
水 (海水)	$r_W = 1.03$

・土の内部摩擦角

$$\phi = 15 + \sqrt{15N} \leq 45^\circ$$

$N =$ 補正 N 値

・土圧係数

- クローンによる
- ケーソン上部土砂の地震時慣性力については、2 m までは作用し、それ以下の土砂は作用しない。

外力 $N=2045\text{ t}$
 $H=499\text{ t}$
 $M=8347\text{ t}\cdot\text{m}$

- 許容鉛直支持力度

細砂, 微細砂 70 t/m^2
 粗砂, 砂礫 80 t/m^2
 砂岩, 頁岩 100 t/m^2
 支持力の割増し
 一時荷重 25%
 地震荷重 50%

- 水位

常時 TP+5000 (H.W.L.)
 地震時 TP+1000 (M.W.L.)

- 流速

$V=3.5\text{ m/sec}$

- 波圧

波高 5.0 m

- 施工誤差

10 cm

安定計算

ケーソンの安定計算は、日本道路協会の9次案に基づいて行った。許容支持力度は以下の式である。

- 許容水平支持力度

下記受働土圧強度を安全率で除した値

常時

$$P_P = \gamma K_P x + 2 C \sqrt{K_P} + K_P q$$

安全率 1.5

地震時

$$P_P = (1 + k_v) \gamma \cdot x \cdot K_{EP} + 2 C \sqrt{K_{EP}}$$

安全率 1.1

- 許容せん断抵抗力

ケーソン底面と地盤との間に働くせん断抵抗力を安全率で除した値

$$H_u = C_B A' + P \tan \phi_B \quad \text{安全率} \cdot \text{常時} \quad 1.5$$

安全率 \cdot 地震時 1.2

地盤反力係数およびせん断バネ係数

- 水平方向の地盤反力係数

$$K_H = K_{H_0} \left(\frac{B_H}{30} \right)^{-3/4} = 12.8 K_{H_0} B_H^{-3/4}$$

- 鉛直方向の地盤反力係数

$$K_V - K_{V_0} \left(\frac{B_V}{30} \right)^{-3/4} = 12.8 K_{V_0} B_V^{-3/4}$$

- 水平方向のせん断バネ係数

$$K_S = \lambda \cdot K_V$$

$P_5 \sim P_7$ ケーソン (完成時の地震時) 安定計算結果を 図-16 に示す。

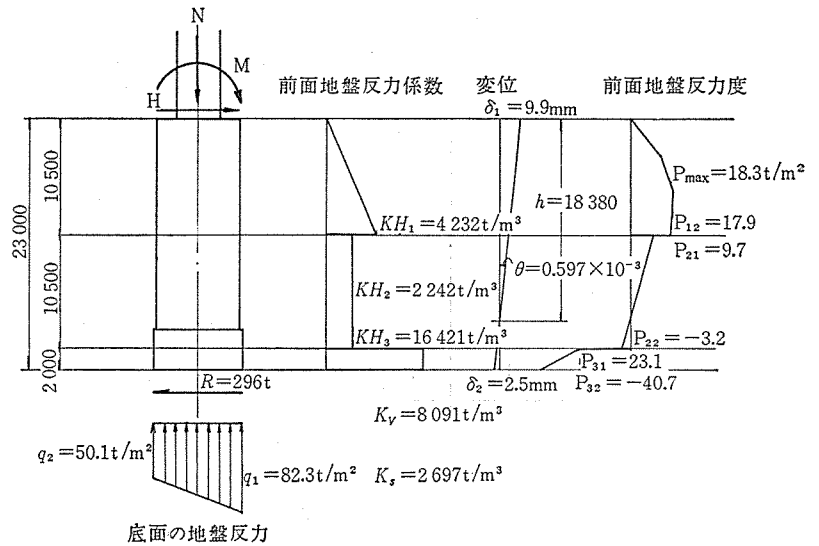


図-16 $P_5 \sim P_7$ ケーソン (完成時の地震時) 安定計算値

次に、ケーソン躯体の応力検討であるが、縦方向鉄筋としては、断面力の変化にあわせて、3段に変化させた。

まず下方から D19-204 本, D22-204 本, D22-102 本とした。それぞれの位置での最大応力は、表-3 に示すとおりである。

表-3 ケーソン躯体縦方向応力度

	M (t·m)	N (t)	A_s (cm ²)	σ_c	σ_s
①	10 460	2 575	911.6	72	2 142
②	9 474	2 928	789.6	54	871
③	6 764	3 258	584.0	-	-

ケーソンの沈下抵抗としては、ケーソンおよび橋脚の周面マサツと理論気圧を考え、沈下荷重としては、ケーソン自重の他に水荷重およびシャフト重量を考えた。周面マサツは、玉石混り砂レキで $f=2.0$, 砂質シルトで $f=1.3$ とした。

理論気圧としては 100% を考えた。

以下に、 P_7 ケーソンの沈下曲線を 図-17 に示す。

6. 施工概要

6.1 下部工の施工

本橋の橋脚は、基本設計においては、止水壁で施工する計画であったが、止水壁が長く、RC構造にすると完全な撤去が困難であるため、止水壁工の不要により工事費の節減、工期の短縮、施工時の安全確保、河川の汚濁防止などに利点のあるピヤール付ケーソンに変更した。

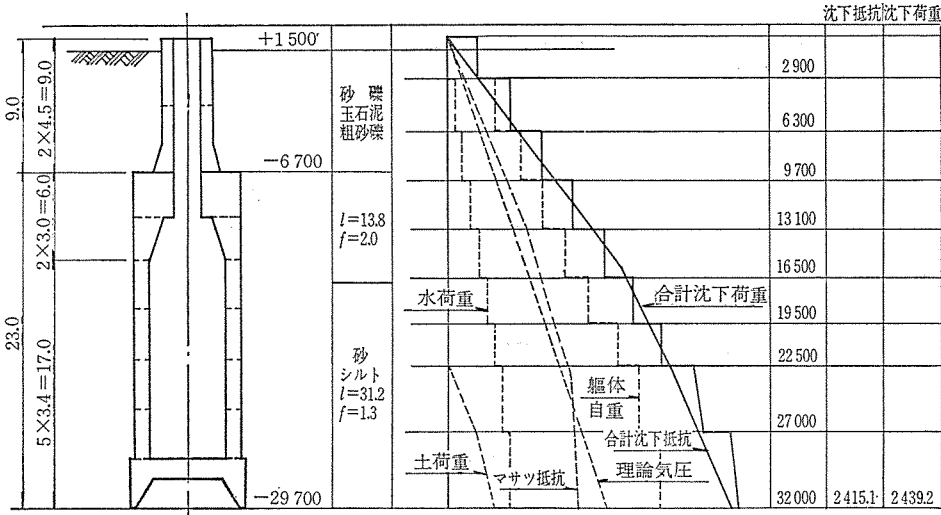


図-17 P_r ケーソン沈下曲線

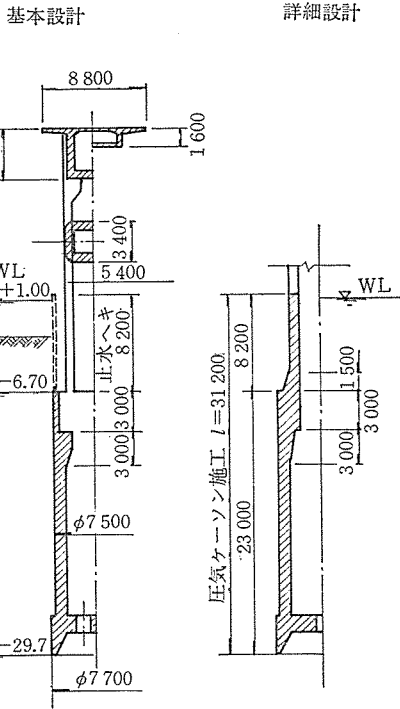


図-18 橋脚形状変更図

(1) 仮設工事

(i) 送気設備

送気用コンプレッサーとして 200 HP 低圧用 2 台, 100 HP 高圧, 低圧兼用を 1 台設置し, 送気管は, 低圧用として φ8" または φ6", 高圧用として φ4" ガス管を各ケーソン位置まで配管した。

配管が約 650 m と長くなり, またケーソン沈下作業箇所が分散するので, 送気圧のバランスを保つためレシーバタンクを設置した。

(ii) 電力設備

電力は, 四国電力より高圧 6600 V を, コンプレッ

サー室付近に受電所を設け, 併設された 1 次変電所で 3300 V に変更し, コンプレッサー室に送電すると共に河川内に設置した 2 箇所 of 2 次変電所に送電, 220V と 110 V に変電して使用した。

(iii) 掘削設備

掘削設備としては, 三脚デリック (4.9 t 吊) を使用し, 一部工程の都合により 15 t 吊油圧クレーンを使用した。

(iv) 仮栈橋

流水部分は, 図-19 のような幅員 4 m, スパン 7.5 m 各橋脚位置では幅員を 8 m に拡幅した仮橋を架設した。

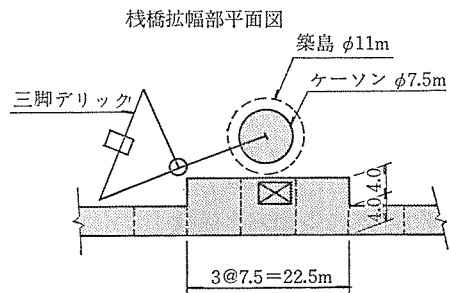
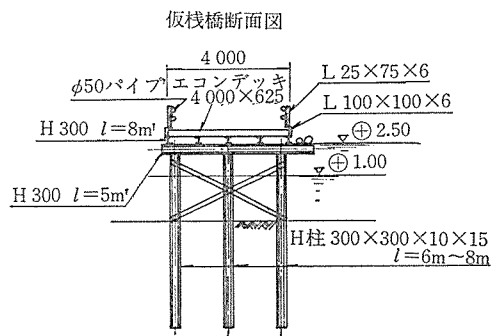


図-19 仮栈橋図

(v) 築島

前図のように鋼矢板で築島を行い、内部には、河川内の土砂を充填し、ブルドーザーで転圧の後、水締を行い、作業室を構築した。

(vi) 保安設備

保安設備としては再圧治療室（ホスピタルロック）と非常用ポータブルコンプレッサーを設置した。また酸素濃度測定器、有害ガス測定器を備え、酸素欠乏の防止に当たった。

(2) 直接工事

(i) 型枠工

ケーソン型枠、橋脚型枠共、主として鋼製を使用し、複雑な部分などには木製を用いた。鋼製型枠は1枚20m²前後にし、三脚デリックを使用して、能率を図った。

(ii) コンクリート

コンクリートは生コンを使用し、デリックまたはクレーンを用いてバケット打とした。中埋コンクリートは、所定の支持力が得られたならば、作業室を、コンクリートで充填する。打設方法としては、ブローパイプを利用して、ポンプ打とした。

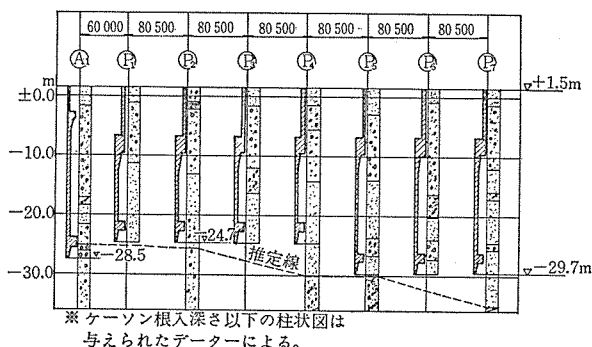
(iii) 掘削沈下工

ケーソンの掘削、沈下作業は、すべて人力により昼夜作業で行った。本工事ではピヤー付ケーソンであったため、沈下途中における偏位、傾斜がおこらぬよう施工精度を高めねばならない。本工事においては、橋脚躯体の鉄筋の配置の問題等を考慮して、最大偏位を10cmとした。

現場では常に測量を行い、少しでも傾斜移動の傾向が認められたら、ただちに修正するとともに、掘削沈下の作業にも細心の注意を払った結果、ケーソン躯体部での最大偏位量62mm、橋脚躯体部では最大15mmとなり、全ケーソン共満足できるものであった。

(iv) 地耐力試験

ケーソンが所定の深度まで沈下したならば、支持力の確認を行うため地耐力試験を行った。試験の方法は



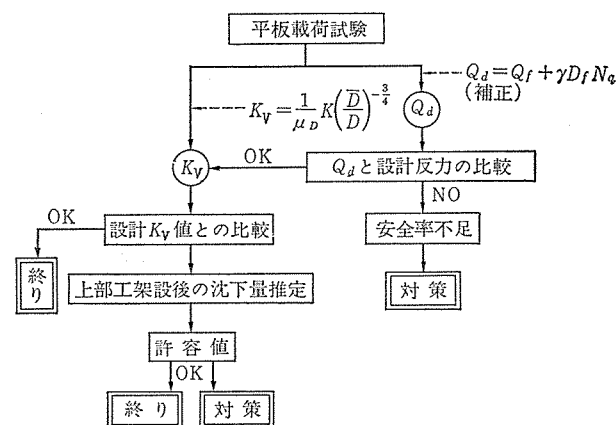
図—20 土質柱状図

平板載荷試験方法とした。本橋における設計反力は下記のとおりである。

表—4 P₇ ケーソン反力表

荷重条件	設計最大反力	割増率	常時換算反力
Case 2	65.7 t/m ²	1.00	65.7 t/m ²
Case 6	74.6 "	1.25	59.7 "
Case 7	80.1 "	1.25	64.1 "
Case 8	82.3 "	1.50	54.9 "
Case 10	78.8 "	1.50	52.5 "

試験結果の判定手順は次の如く行う。



荷重組合せ

- Case 2; 死荷重+活荷重+施工誤差（橋軸方向）
- Case 6; 死荷重+活荷重+流水圧+波圧+施工誤差（直角方向）
- Case 7; 死荷重+活荷重+流水圧+波圧+風圧+施工誤差（直角方向）
- Case 8; 死荷重+流水圧+動水圧+地震荷重+施工誤差（直角方向）
- Case 10; 施工時のアンバランス モーメント+地震荷重（橋軸方向）

すなわち、常時換算反力で Case 2 が最も大きくなり、必要最小極限支持力は安全率を3として

$$Q_d = 65.7 \times 3 = 197 \text{ t/m}^2$$

6.2 上部工の施工

(1) 仮設備

上部工の荷役運搬設備としては、50年6月末までに仮棧橋等、河川内仮設物の撤去を行う関係上、別途ケーブルクレーンを P₁~A₂ 間に張りわたした。本橋の場合、橋長が長いこと、2工区に分割発注した関係から、P₇~。径間の中央部に、中間鉄塔を建て、右岸側、左岸側と2分し、運転系統も2分した。また、各作業場までの、作業員通路として、吊橋を橋脚間に張りわたした。

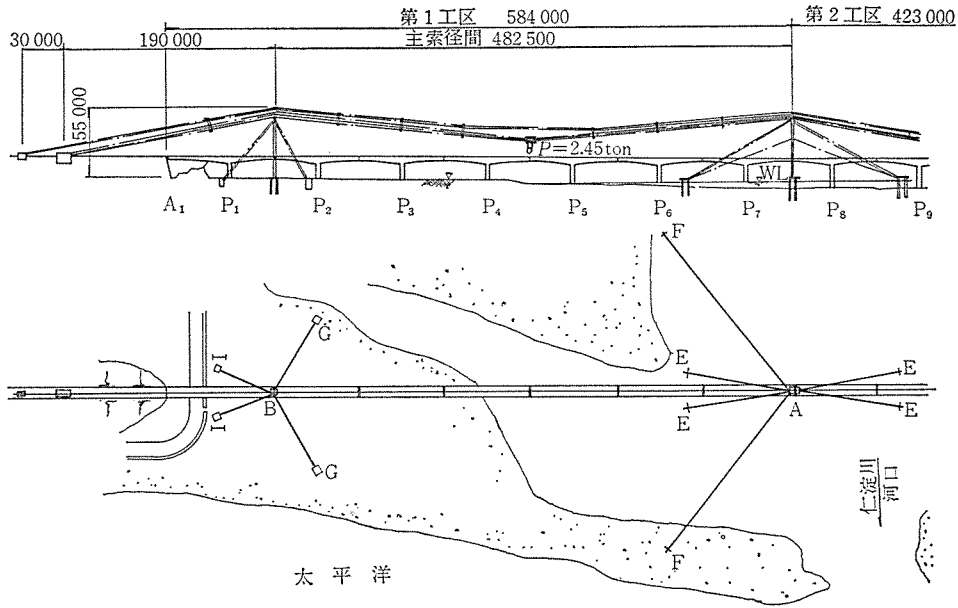


図-21 ケーブルクレーン配置図

中間鉄塔の基礎および控アンカーは、流水部分となるため、H鋼杭による基礎とし、作業船により施工した。

(2) 直接工事

各橋脚頭部に埋めこんだφ38 アンカーボルトによって、H鋼製ブラケットを取り付け、支保工とし、柱頭部区間 9.0m を施行した。

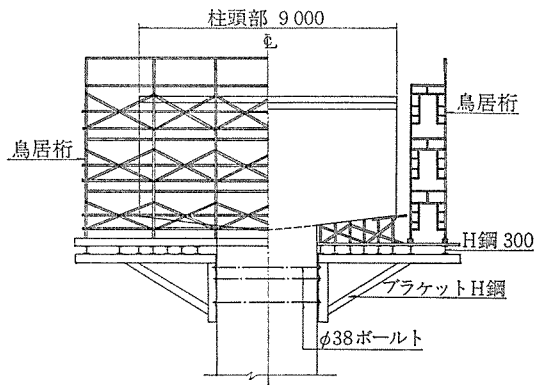


図-22 柱頭部支保工図

柱頭部完成後、これによってできた平場の上にもう一台のワーゲンを組立て、1ブロック打設してワーゲンを前進させた後でもう一台のワーゲンを組立てる。ワーゲンレール、ワーゲンフレーム、および足場材等の各部材は、P₅~A₂ 区間はケーブルクレーンを、また P₁~P₄ の陸上部についてはクローラクレーンの併用にて運搬する。

フォルバワーゲンの組立が完了すると、これを利用して、左右のバランスを保ちながら、各ブロックを打設前進する。

各ブロックの平均工程は表-5の通りである。

作業	日 1		日 2		日 3		日 4		日 5		日 6		日 7		
	6	12	18	6	12	18	6	12	18	6	12	18	6	12	18
ワーゲン移動、据付	■														
型枠、鉄筋、鋼棒	■	■	■	■	■	■									
コンクリート鉄筋							■								
養生							■	■	■	■	■	■	■	■	■
プレストレスング															■
ワーゲン移動、準備															■

表-5 フォルバワーゲン1サイクル標準工程表

1ブロック長さは、3.5~4.0m である。
側径間 60.0m のうちワーゲン施工以外の部分 23.0m は支保工によって施工する。支保工としては、ペコサポートとH鋼によって組立て、下スラブ、ウェブと上スラブの2回に分けて、ポンプ車によって打設した。

すべてのワーゲン施工および側径間支保工施工が完了すると、中央径間の中央部に吊支保工を組立て、中央鉸部の施工を行った。

図-23 に上部工施工順序、表-5 に実施工程を示す。

7. あとがき

以上簡単に、仁淀川河口大橋の設計と施工について報告した。この13径間連続PC有鉸ラーメン橋は、わが国では最長に近いものと思われる。厳しい経済社会情勢のさ中、数々の困難に遭遇しつつもここに軽快な構造物の完成をみて、やれやれと胸をなでおろす思いである。

最後に、本工事の設計施工にあたり、数々の御指導と御援助を下された方々に紙上より厚く感謝の意を表したい。

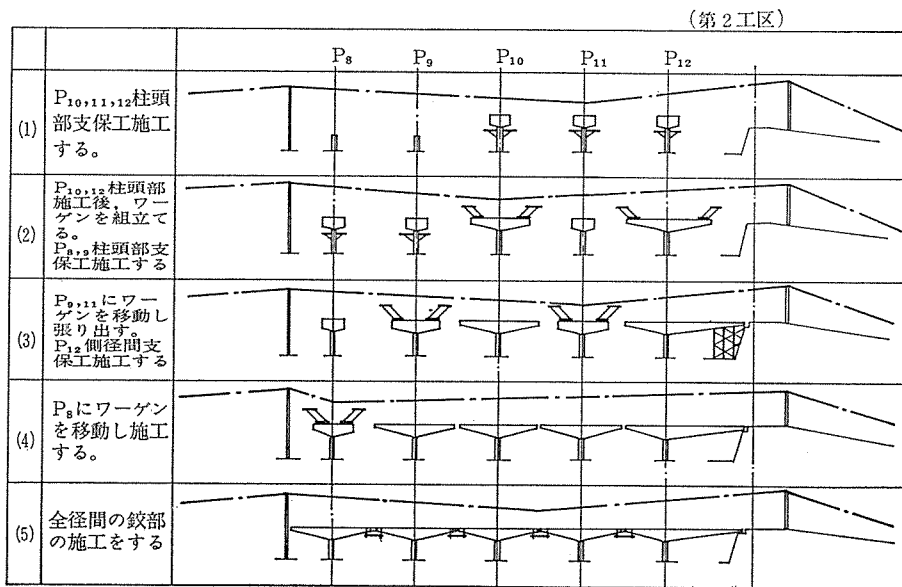
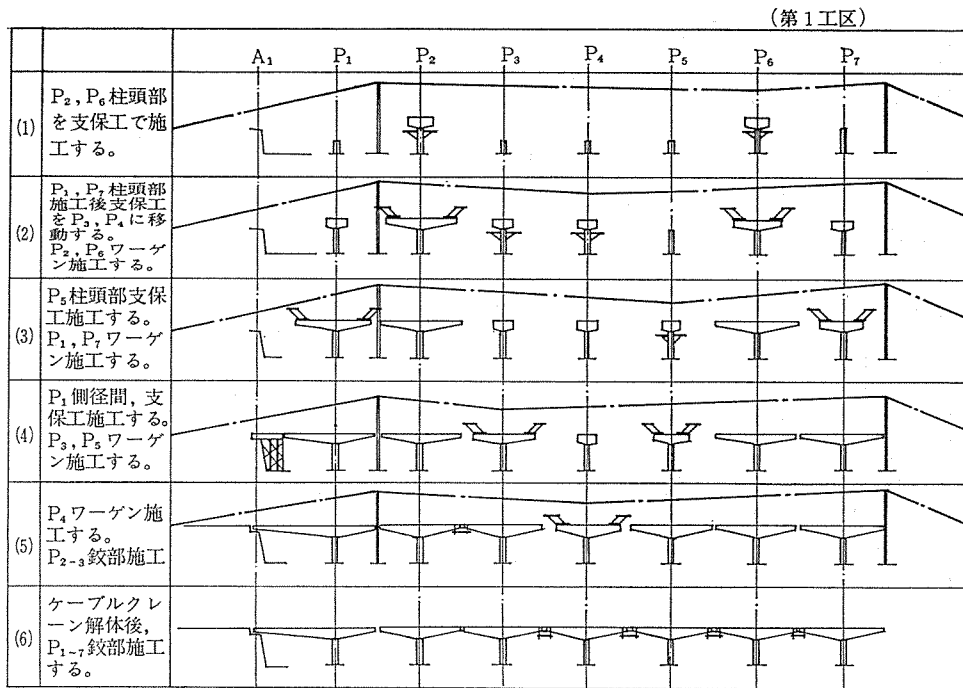
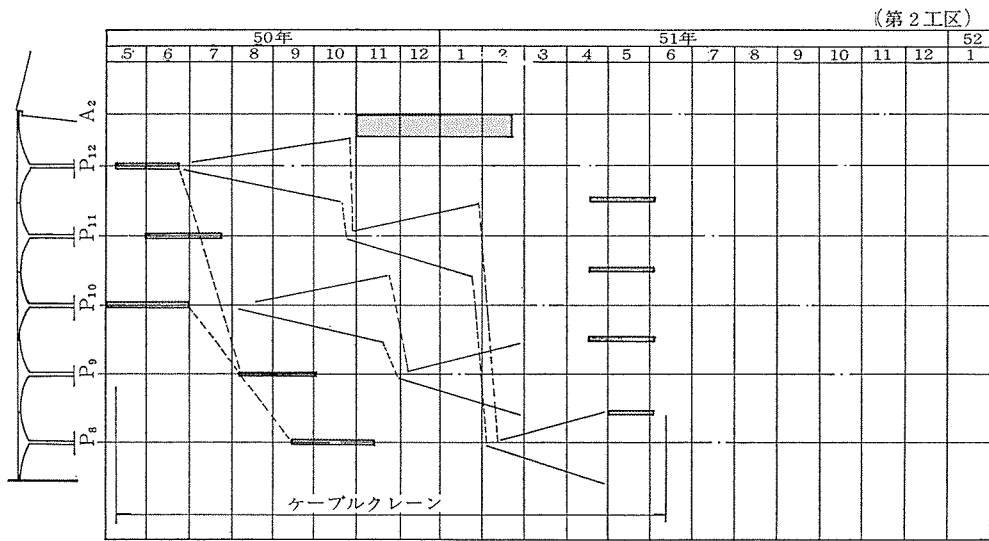
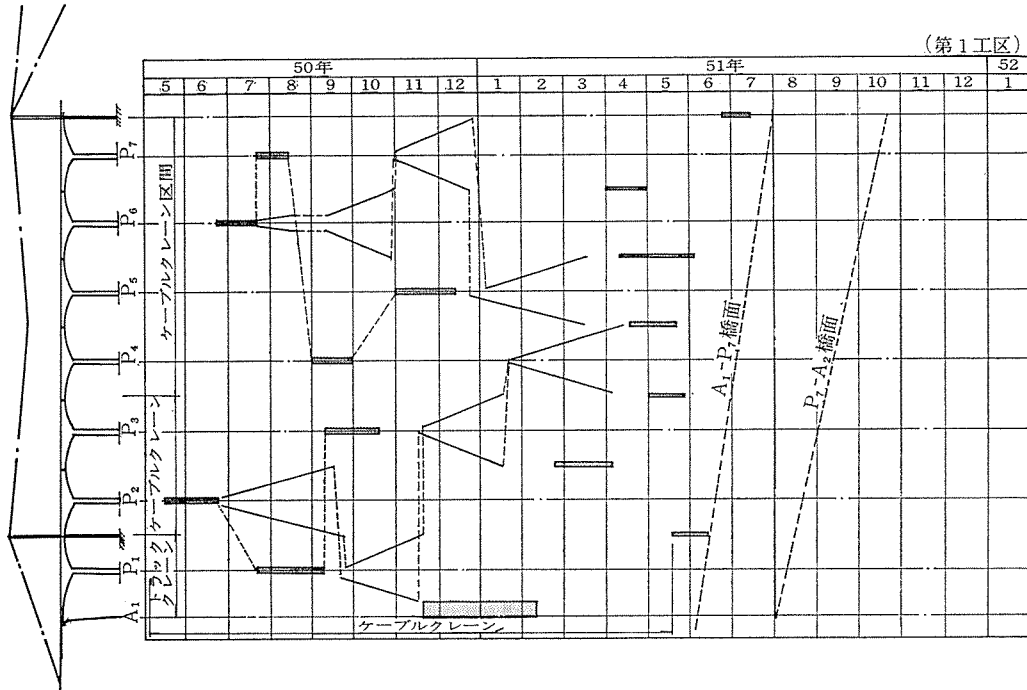


図-23 上部工施工順序 (第1工区・第2工区)

表-6 実施工程表



参 考 文 献

- 1) 北山, 白川, 中原, 中尾: 仁淀川河口大橋の型式選定について, 橋梁, 1975.9.

1977. 8. 19・受付