

## 彦島大橋の設計・施工

繁 永 修\*  
 赤 間 充\*\*  
 山 本 順 三\*\*\*  
 菊 川 弘 文†

### 1. ま え が き

彦島大橋は下関市の彦島と本土側を結び、交通緩和と地域開発の促進を図るために計画された彦島有料道路4460mのうち、小瀬戸海峡を跨ぐ中央スパン236mを有するPC橋である。中央スパンは現在施工中の浜名大橋の240mにつぐ世界第2位のコンクリート箱桁橋である。

本橋はディビダーク工法による3径間連続有鉸ラーメン橋の500mと、フレンシー工法による7径間単純桁橋の210mからなる橋長710mであるが、ここでは主にディビダーク部について要旨を報告する。

### 2. 工 事 概 要

有料道路名：彦島有料道路

橋 名：彦島大橋

工事場所：山口県下関市彦島老の山～下関市伊崎町

構造形式：下部工

直接基礎 橋台1基 橋脚4基

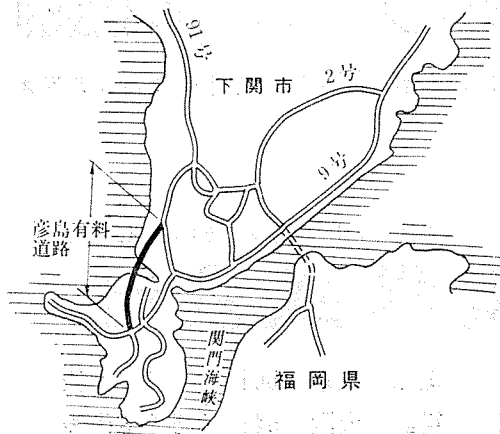


図-1 位置図

\* 山口県道路公社彦島有料道路建設事務所所長  
 \*\* " 工務課長  
 \*\*\* " 工務係長  
 † 住友建設株式会社工務課長

深礎基礎 橋脚4基  
 井筒基礎 橋台1基 橋脚1基  
 上部工

3径間連続箱桁有鉸ラーメン橋  
 T型単純桁橋

橋 種：プレストレスト コンクリート道路橋  
 工 法：ディビダーク工法, フレンシー工法  
 設計荷重：一等橋 (TL-20)

橋 長：710m=132m+236m+132m+7×30m

有効幅員：8.5m=0.75m+7.0m+0.75m

縦断勾配：3.5% 直線および2次放物線

横断勾配：1.5% 直線

工 期：昭和48年3月～昭和50年8月

発注者：山口県道路公社

施工者：住友建設(株)・オリエンタルコンクリート(株)共同企業体

### 3. 計 画

彦島大橋の計画にあたり、海峡部スパン160m案と236m案上部工についてはコンクリート橋と鋼橋の案が考えられた。スパンについては160m案では通過船舶の安全性、工事中の占有面積および汚水処理等に支障が予想されたため236mとし、上部工については架設方法、塩分を含んだ冬期風波による将来の維持管理などを検討してコンクリート橋とした。その結果直接基礎を有するディビダーク工法によるPC橋が計画されたのである。

### 4. 設計条件

舗 装：50mm アスファルト舗装

震 度：鉛直震度  $K_v=0$ , 水平震度  $K_h=0.18$

風 荷 重：活荷重無載荷時  $0.45(H+h)t/m^2$   
 活荷重載荷時  $0.225(H+h)t/m^2$

破壊安全度： $<1.3D+2.5L$

$$< 1.7(D+L)$$

- クリープ係数:  $\varphi=2.0$
- 乾燥収縮度:  $\varepsilon_s=15 \times 10^{-5}$
- レラクセーション: 3%
- 温度変化:  $-5^\circ\text{C} \sim 30^\circ\text{C}$
- 温度差:  $5^\circ\text{C}$
- 許容応力度: コンクリート

- 上部工  $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$
- 下部工  $\sigma_{ck}=240 \text{ kg/cm}^2$
- 脚柱  $\sigma_{ck}=300 \text{ kg/cm}^2$
- 鉄筋 SD-30
  - $\sigma_{sa}=1800 \text{ kg/cm}^2$
  - $\sigma_{sa}=1600 \text{ kg/cm}^2$  (水中)
  - $\sigma_{sa}=1400 \text{ kg/cm}^2$  (床版)
- P C 鋼棒
  - SBPR B種 2号
  - 95/120  $\text{kg/mm}^2$
- 地盤反力
  - 常時  $100 \text{ t/m}^2$
  - 地震時  $150 \text{ t/m}^2$

### 5. 設計概要

彦島大橋は P C 長大橋として設計を行ったが、他の P C 橋と比較して構造形式等に特に変わった点はない。しかし施工性等を考慮し、特に検討をした点を中心に設計の概要を述べる。

#### (1) 主桁断面の決定

本橋のようにコンクリート長大橋になると、全荷重に占める死荷重が特に大きくなる。そこで施工性等を検討しながら極力部材寸法は小さくした。

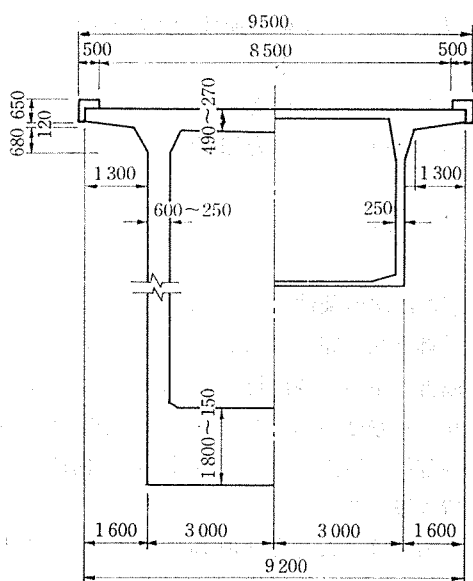


図-2 主桁断面図

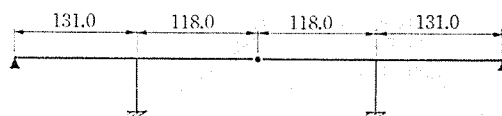


図-3

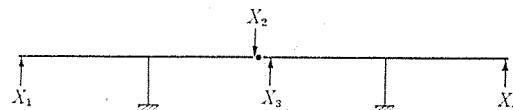


図-4

桁高は主橋脚上で 14.0 m とし、中央径間中央で 4.0 m、桁端部で 5.0 m とし、それぞれの間を 1.5 次曲線で結んだ。

桁幅は 9.2 m とし、下スラブ幅は横荷重を考慮して 6.0 m とした。上スラブ厚は P C 鋼棒定着配置を考慮して 0.49 m ~ 0.27 m で変化させた。下スラブ厚は 1.8 m から 0.15 m に変化させ、ウェブ厚は 0.6 m から 0.25 m に変化させた (図-2)。

なお側径間の部材は主橋脚上のアンバランスモーメントを小さくするために、カウンターウェートを兼ねて少し大きくなっている。

#### (2) 構造解析

本橋の構造系は 図-3 に示すように、対称荷重に対しては 1 次不静定であるが、非対称荷重に対しては 3 次不静定構造物となっている。静定基本系を 図-4 のように不静定力  $X_1, X_2, X_3$  を考え弾性方程式を適用すると、

$$\delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \delta_{13}X_3 = -\delta_{10}$$

$$\delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \delta_{23}X_3 = -\delta_{20}$$

$$\delta_{31}X_1 + \delta_{32}X_2 + \delta_{33}X_3 = -\delta_{30}$$

ここで

$\delta_{ij}$ :  $i$  点に単位荷重が作用したときの  $j$  点の変形量

$\delta_{i0}$ : 荷重による  $i$  点の変形量

上記の方程式を解いて不静定力の影響線を求め、それから各断面の曲げモーメント、せん断力、反力を計算する。設計断面は側径間 10 等分、中央径間 20 等分の計 40 断面をとった。

以上の計算で得られた曲げモーメント、せん断力は 図-5、6 に示す。

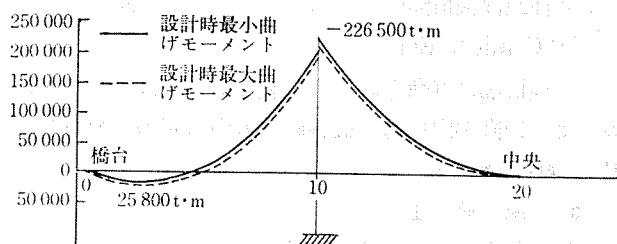


図-5 設計時曲げモーメント

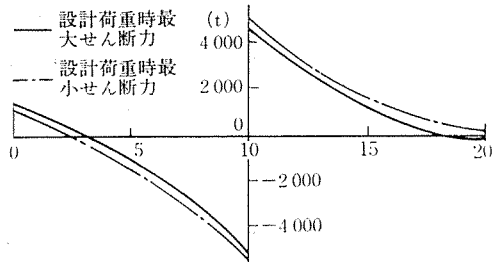


図-6 設計荷重時せん断力図

なお上記の断面力は全径間支保工施工したときのものであり、フォルパワーゲンを用いて施工した直後での断面力との間には若干差を生ずる。これは支点調整で一致させた。

(3) 応力度の検討

応力度の計算は各示方書および指針に従い計算した。すなわち、自重、プレストレスの応力度はコンクリート断面、その他の荷重等による応力度はPC鋼棒換算断面で計算した。これらの各荷重による応力度を合成して、その荷重合成時の許容応力度内に入るようにプレストレス等を決定した。

なお破壊荷重時については規定によると、破壊時割増係数が  $(1.3D+2.5L)$  または  $1.8(D+L)$  であるが、本橋については桁自重が全荷重の 87% を占めているので、今回の設計では 1.8 を 1.7 で考えた。

橋軸直角方向の応力度についてはコンクリート断面で考え、橋軸方向の応力度に合成させた。また床版の計算は単位幅のボックスラーメンに仮定して、床版上の荷重を  $G \cdot$  カーニのモーメント分配法で各断面に分配した。

(4) 柱頭部の計算

柱頭部は、主桁の断面力を主橋脚に伝える部分であり応力的には交番荷重を受ける。それ故、PC構造として常時圧縮状態にすることにより、応力伝達を有効に行えるようにした。

柱頭部は図-7の構造と考え、柱頭部両側の応力度に有効断面積を乗ずることにより上下スラブ位置に換算集中荷重を考えた。この荷重に対してラーメン構造を解くことにより柱頭部横桁隔壁の軸力を計算し、その断面力に対してPC鋼棒で補強した。

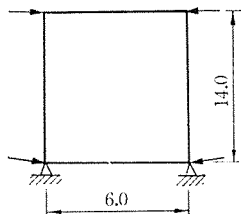


図-7 柱頭部の構造形

また横桁部の直角方向への割裂に対してはギョンの理論により鉛直方向反力を橋軸直角方向引張力に換算し、PC鋼棒で補強した。

(5) 風荷重

本橋は長大スパンを持ち、橋脚も高く、また日本海に面しているため、冬期の北西の季節風、夏期の台風と風

の影響は無視できない。

道路橋示方書に従って設計風速 60 m のときで活荷重無載荷重を考えると  $\omega=450 \text{ kg/m}^2$  となる。なお本州四国連絡橋報告書の耐風設計指針案によると  $\omega=430 \text{ kg/m}^2$  となるので、本橋の設計には  $\omega=450 \text{ kg/m}^2$  を用いた。

風荷重による計算で求められた断面力に対しては、PC鋼棒と鉄筋で補強した。

(6) 地震時解析

本橋はPC長大橋であり、中央ヒンジを有し、橋脚高も 31 m であるため、地震時荷重の計算には従来の静的解析とともに動的解析も行った。

静的解析における水平震度は道路橋耐震設計指針により算定した。

すなわち

$$K_{hm} = \beta \cdot K_h, \quad K_h = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot K_0$$

ここで

$K_0=0.2$  : 標準設計水平震度

$\nu_1=0.7$  : 地域別補正係数 (地域区分 C)

$\nu_2=1.0$  : 地盤別補正係数 (地盤種別 2 種)

$\nu_3=1.0$  : 重要度補正係数 (主要地方の橋)

$\beta=1.25$  : 建造物の固有周期による補正係数

以上により

$$K_h = 0.14, \quad K_{hm} = 0.18$$

となる。

固有周期は直接基礎であるから次式によった。

$$T = 2\pi \sqrt{(0.3 W_p + W_u) \cdot h^3 / 3 \cdot E \cdot I \cdot g}$$

ここに

$W_p=3410 \text{ t}$  : 対象となる橋脚躯体重量

$W_u=11520 \text{ t}$  : 上部工重量

$E=3 \times 10^6 \text{ t/m}^2$  : 橋脚躯体の弾性係数

$I=235.1 \text{ m}^4$  : 橋脚躯体の平均断面 2 次モーメント

$h=38.0 \text{ m}$  : 橋脚躯体の高さ

$g=9.8 \text{ m/sec}^2$  : 重力加速度

よって

$$T = 1.14 \text{ 秒}$$

である。

動的解析は次の条件で行った。

- 1) 橋脚下端は完全に固定されている。
- 2) 橋脚と主桁を各部材として、おのおの曲げ剛度、せん断剛度のみを考え、ねじり剛度は無視する。
- 3) 各部材を質点と考えて多質点系の構造モデルを考え置き換える。
- 4) 入力波は最大速度 140 gal とし、次の 2 波を用いる。

EL-CENTRO NS 方向波 (1940 年 5 月 18 日)

表一 応答解析の最大値と静的計算値

	着目点	動的応答値	静的計算値	動的/静的
加速度 (g)	側径間中点	0.239		1.33
	主橋脚頂点	※0.122	0.18	0.68
	中央ヒンジ	0.364		2.02
変位 (mm)	側径間中点	85.7	12.3	6.96
	主橋脚頂点	24.9	42.0	0.59
	中央ヒンジ	239.6	486.6	0.49
曲げモーメント (t・m)	側径間中点	16.34	3.4	5.01
	主桁の橋脚位置	20.84	33.82	0.62
	主橋脚下端	44.38	82.85	0.54
せん断力 (t)	端支点(橋台)	359.3	204.8	1.75
	主桁の橋脚側径間側	706.9	1027.7	0.69
	主桁の橋脚中央径間側	※395.7	929.1	0.43
	中央ヒンジ	56.4	0.2	282.0
	主橋脚頂点	1128.4	1956.8	0.58

\*は TAFT 波によるもので、他は EL-CENTRO 波によるものである。

TAFT EW 方向波 (1952 年 7 月 21 日)

- 5) 解析はモード重量法により行う。
- 6) 減衰定数は 2%, 5% の 2 種を用いる。
- 7) 部材弾性係数は次の値を用いる。  
主桁  $3.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2$   
橋脚  $3.0 \times 10^6 \text{ t/m}^2$
- 8) 橋軸直角方向は応力解析まで行うが、橋軸方向は固有値の計算までにする。

以上の条件で橋軸直角方向の解析結果を動的計算と静的計算について比較したものが表一である。

表からも明確であるが、大部分の値が静的計算に比べて動的解析値は小さくなっている。主要な部材については静的計算で十分安全であると思われる。

動解析値の方が大きい部分については詳細に応力解析を行い鉄筋等で補強を行った。

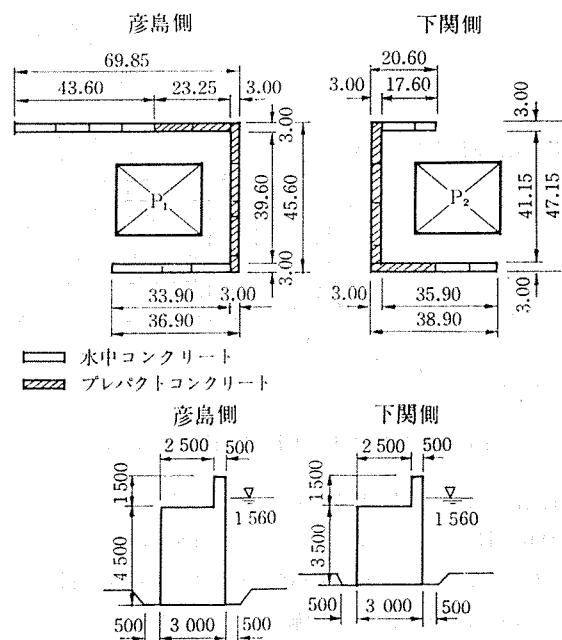
## 6. 施工概要

本橋の施工方法について上下部工に分けてその概要を簡単に述べる。

### (1) 下部工(主橋脚)

a) 仮締切り  $P_1, P_2$  ともに海岸線近くではあるが、大部分海中に入っているため、仮締切りを行い、橋脚部掘削を行った。

仮締切堤の施工いかんによっては、当初計画していた水中掘削後プレパクトコンクリートによる岩置換えをせずにオープン掘削の可能性も大きいだけに、この施工については十分注意して行った。すなわち、堤の下は完全に岩盤露出を行い、干潮時作業可能な範囲は水中コンクリートで施工し、プレパクトコンクリート部分はセメントミルク注入等に細心の注意を払った。その結果



図一 仮締切り

$P_1, P_2$  ともに 3 インチポンプ 1 台ないし 2 台用いただけで十分オープン掘削が可能であり、基礎の岩検査も十分行えた。仮締切り堤の詳細については図一に示す。

b) 掘削  $P_1$  橋脚の掘削は  $9700 \text{ m}^3$  であったが、陸路がないため、 $0.4 \text{ m}^3$  バックホウと BS 80 をクレーン船で海上より搬入しこれら重機 2 台で掘削、押しを行い 200 t ガット船 2 台で海上輸送し、陸上棧橋でダンプトラックに積み込み処理した。この作業については水深が十分ではなかったことと冬期波浪のため、作業能率が悪く困難をきわめた。

$P_2$  橋脚の掘削は  $5400 \text{ m}^3$  であったが、仮締切堤施工のために一時海上埋立てをしたため  $5000 \text{ m}^3$  を加えて  $10000 \text{ m}^3$  の残土処理となったが、 $P_2$  は陸上輸送が可能であったので搬出は比較的容易であった。しかし、造船所や民家が隣接していたため発破作業については制限を受けた。結局  $P_1$  は  $-6.5 \text{ m}$ ,  $P_2$  は  $-4.5 \text{ m}$  で掘削を終了した。当初予想された風化岩の深度が割合に浅く、硬質安山岩の露出がはやかったためである。また基礎底面は  $P_2$  は平坦に掘削したが  $P_1$  は部分的な風化岩を除去したため不陸を生じたが、均しコンクリートで置換えることで掘削を終了した。

c) コンクリート打設 基礎コンクリートおよびフーチングコンクリートの打設にあたっては、コンクリート運搬を海上輸送に頼らざるを得ず、一回の打設量に制限があった。その方法としては 200 t ガット船に生コンクリートを積み込み 800 m 海上輸送し、ポンプ車、グラウンドホッパーをあらかじめ積込んだ 400 t 台船を締切堤に接岸させ、ポンプ車で所定の打設場所に打ち込んだ(図一)。

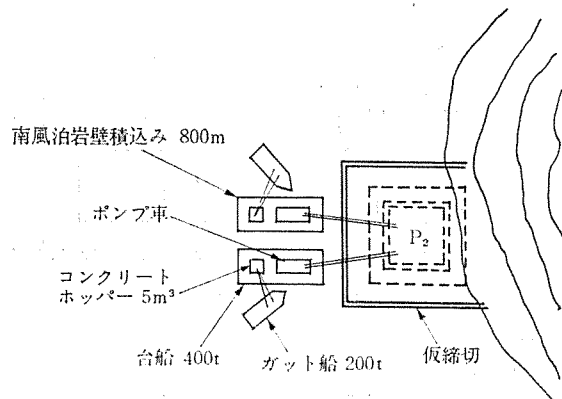


図-9 コンクリート打設に伴う船回配置

打設にあたっては実際に演習を行い、安全を見て 2 400 m<sup>3</sup>/日として計画した。この計画量は基礎部で 0.8 m、フーチング部で 1 m の立上りに相当する。打設の方法については種々検討した結果、施工性を考えて、コンクリート硬化熱が最高温度に達する約 2 日までに次のコンクリートを打設する連続打設法を採用し層打ちにした。層打ちのため各層打設前のレイタンス除去には十分配慮をつくした。

P<sub>1</sub> 橋脚コンクリート打設は陸上よりの搬入が可能になったので、下り勾配によるポンプ車打設を行った。下り勾配打設は配管の先端近くに水平長を十分とることにより可能であり、今回の場合は立上りごとにビティ枠を継ぎ足して配管したため水平長が十分とれた。また曲り管を利用して水平換算長を上げた。

P<sub>2</sub> 橋脚は生コン車の搬入可能地点から打設位置までは 220 m の距離があったので途中中継のポンプ車を入れて計 2 台の使用によるポンプ車打設を行った。なお配管は同一のものを 2 列配管し万々に備えた。

(2) 上部工

a) 柱頭部 支保工はフーチングよりの支保工組立法、橋脚へのブラケット取付け法、橋脚に I ビームを埋込む方法等種々検討した結果、600×300 I ビーム 4 本を埋込む方法を採用した。桁高 14 m の内外支保工はすべてビティ枠の組合せにした。

柱頭部 11 m に配列される P C 鋼棒は軸方向に 21 段に分かれ、合計で約 50 t であった。

柱頭部コンクリートは 440 m<sup>3</sup> であるが、作業能力から下スラブ 1 回、ウェブ 2 回、上スラブ 1 回の計 4 回打設とした。1 回のブロック打設は平均 120 m<sup>3</sup> であり、ケーブルクレーン (5 t 吊) で打設計画していたが 8 m<sup>3</sup>/h の能力では長時間を要するので普通セメントを使用し、ポンプ車打設を併用した (配合は表-2 参照)。

柱頭部コンクリート打設は 4 月中旬から 5 月にかけて行った。当時の外気温は平均 20°C 前後であったが、厚さ 1.8 m の下スラブコンクリート打設による硬化熱の上昇を避けるため普通セメント使用に変更し、サララテックス被覆の上に麻布を覆い散水養生を行い、型枠はできるだけ長時間放置し外気との温度しゃ断を図った。その結果ひびわれは皆無であった。

b) ワーゲン部 柱頭部完了後直ちにフォルバウ・ワーゲン (架設作業車) を組立て、中央径間側に 2.0 m × 2 ブロック進行したところで側径間側にワーゲンを組立て、後は左右にブロックを伸ばして行った (ブロック割は図-10 参照)。

各ブロック平均コンクリート打設量は 60 m<sup>3</sup> である。コンクリートは 0.75 m<sup>3</sup> 強制攪拌自動バッチャープラントによる現場練りとした (配合は表-3)。

また養生については柱頭部と同じであるが、下スラブについては種々の実験の結果、クーリングを行うこととした。方法は下スラブにビニールパイプを配置し、海水

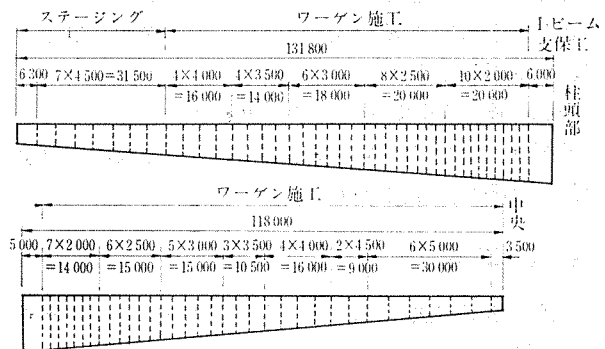


図-10

表-2 柱頭部コンクリート示方配合 (ポンプ打設)

スラブ (cm)	最大骨材寸法 (mm)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位水量 (kg/m <sup>3</sup> )	単位セメント量 (kg/m <sup>3</sup> )	細骨材量 (kg/m <sup>3</sup> )	粗骨材量 (kg/m <sup>3</sup> )	ポゾリス No.5L (kg/m <sup>3</sup> )	設計強度 (kg/m <sup>3</sup> )
8	25	39.8	39.5	169	(普通) 425	684	1 118	1 063	400

表-3 ワーゲン部コンクリート示方配合

スラブ (cm)	最大骨材寸法 (mm)	水セメント比 (%)	単位水量 (kg/m <sup>3</sup> )	単位セメント量 (kg/m <sup>3</sup> )	粗骨材量 (kg/m <sup>3</sup> )	細骨材量 (kg/m <sup>3</sup> )	ポゾリス No.5L (kg/m <sup>3</sup> )	設計強度 (kg/m <sup>3</sup> )
7±2	25	39.4	167	(早強) 400	693	1 137	1 000	400

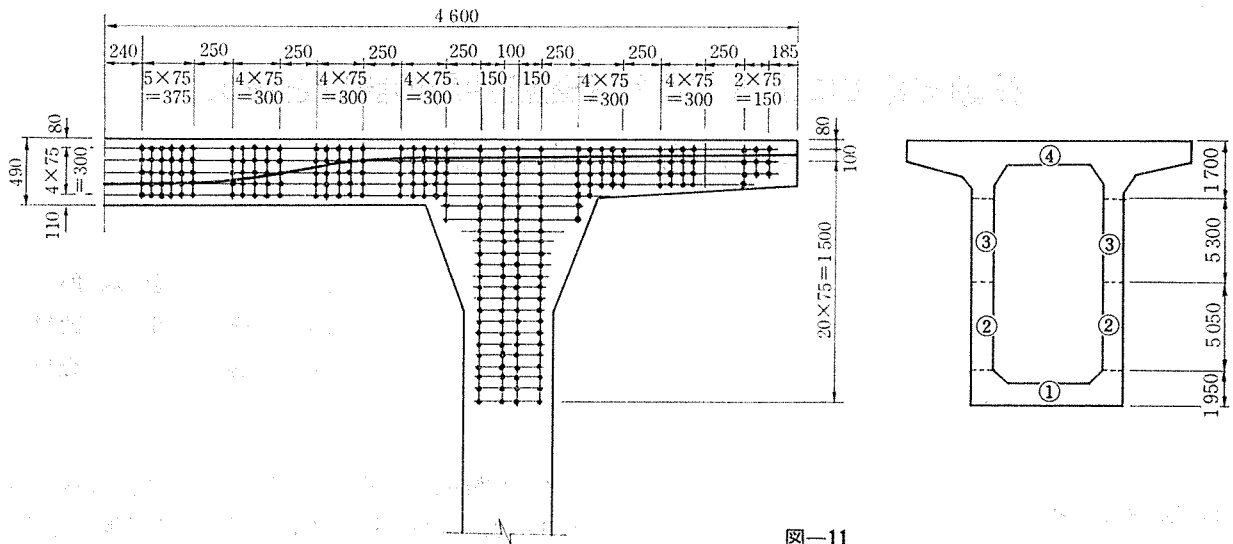


図-11

をポンプアップして行った。

c) 側径間支保工部 側径間支保工は本土側は 25 m のベコサポートによるもの。彦島側は同じくベコサポートを用いたが、基礎には急斜面中であるので 300 H 鋼杭を打込んだ。またコンクリートは隣接工区の関係上バッチャープラントおよびケーブルクレーンが使用不可能であったので、柱頭部と同じく、普通セメント使用の生コンクリートをポンプ車で行った。

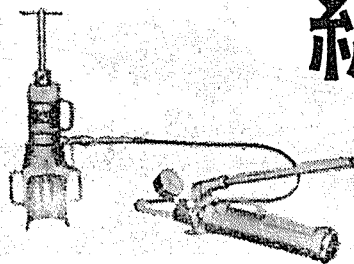
### 7. あとがき

以上簡単に彦島大橋の設計および施工を述べてきたが、本橋の施工にあたり種々実験もあり、後日発表の機会に思っている。

最後になりましたが、本橋の計画にあたって御指導下さった浅間達雄氏、国広哲男氏、御子柴光春氏、設計施工に携わった関係各位に対し深甚なる感謝の意を表する次第である。

1975.12.10・受付

# PC 用油圧機器の 総合メーカー



センターホールジャッキ・モリプラー  
PAT.No. 467154

住友 DWジャッキ  
PAT.No. 226429

## 製造元

**K.K 平林製作所**

京都市宇治市槇島町目川 8  
TEL 宇治(0774) 22-3770番

## 発売元

**草野産業株式会社**

本社  
大阪市東区備後町 1 丁目 11 番地  
TEL 大阪(261)~8710・8720  
東京事務所  
東京都千代田区神田錦町 3 丁目 21 番地  
柴田錦橋ビル TEL (201)~3546