

報技四本

修監公団橋絡連四国州本

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第38号 目次

トップランナーの務め	理事	吉田 巖	1
津名・一宮 I.C・洲本 I.C 間における地盤改良工	第一建設局建設部 (前)第一建設局洲本工事事務所 第一建設局洲本工事事務所	阿部和智 高嶋 勉	2
西淡一大毛地区の修景緑化	第一建設局建設部 第一建設局洲本工事事務所 第一建設局鳴門工事事務所	伊吹浩太 岩垣 富春 鎌田 義人	9
淡路島南パーキングエリアの土壌式無放流汚水設備	第一建設局機械電機課 同上 第一建設局洲本工事事務所	谷口 肇 中田 昌利 谷 進	14
櫃石島橋塔底板下面グラウト施工報告	第二建設局児島工事事務所 同上	金沢 克義 伊藤 豊秋	20
岩黒島橋上部工の製作	第一建設局建設部 (前)第二建設局児島工事事務所 第二建設局児島工事事務所 企画開発部道路課 (前)第二建設局児島工事事務所	保田 雅彦 毛利 徳成 大 廣 始	27
南北備讃瀬戸大橋の耐風性(その2)	第二建設局坂出工事事務所	成 井 信	38
宮窪トンネルの計測管理	第三建設局維持管理課 (前)第三建設局今治工事事務所 第三建設局今治工事事務所 同上	有 田 稔 中村富二夫 平塚 義久	44
技術ニュース			50

本四技報 第39号 (61.7) 掲載予定

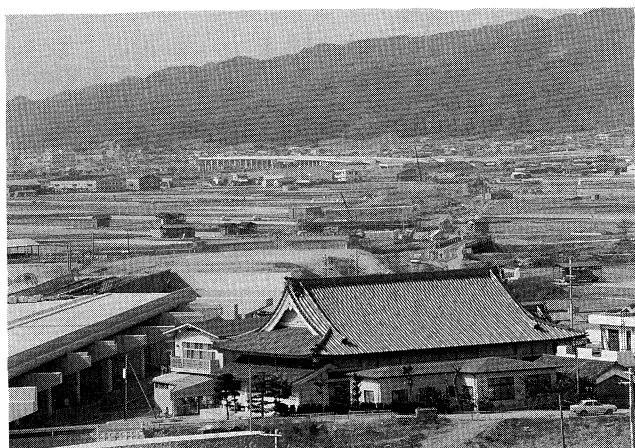
- ・淡路島内における埋蔵文化財調査
- ・早島 I.C 軟弱地盤対策
- ・岩黒島橋ケーブルの設計と製作
- ・南北備讃瀬戸大橋パイロットメンバー及び溶接施工試験
- ・南備讃瀬戸大橋塔製作架設
- ・北浦港橋梁の設計
- ・櫃石高架橋トラス用点検補修用作業車製作

神戸～鳴門ルート



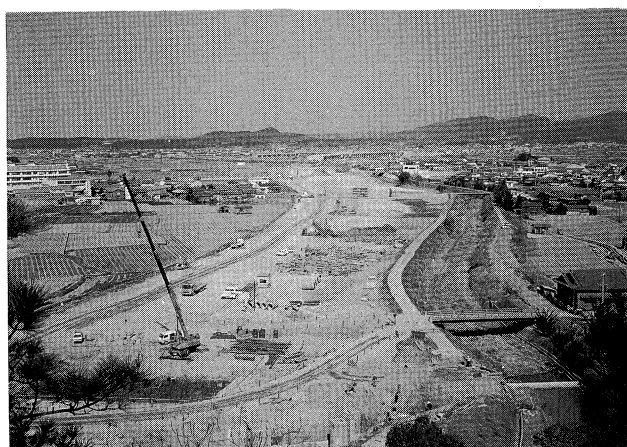
西淡三原 I.C 工事

(61年 3 月)



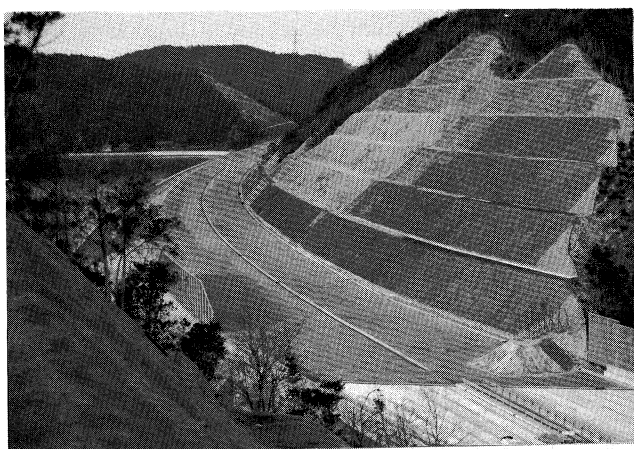
松田工事

(61年 3 月)



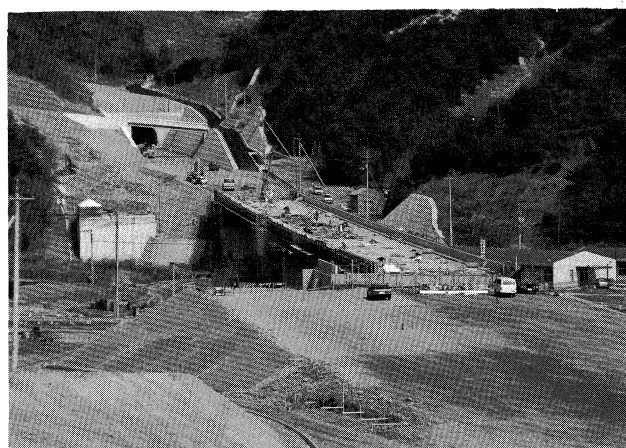
志知工事

(61年 3 月)



内の海工事

(61年 3 月)



撫養トンネル工事と木津高架橋工事

(61年 3 月)

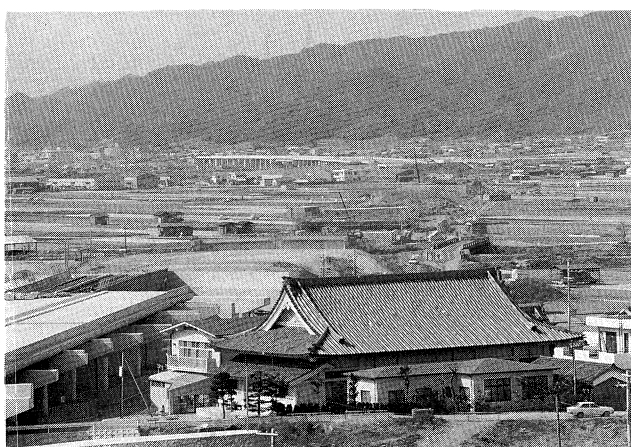
神戸～鳴門ルート



西淡三原 I.C 工事

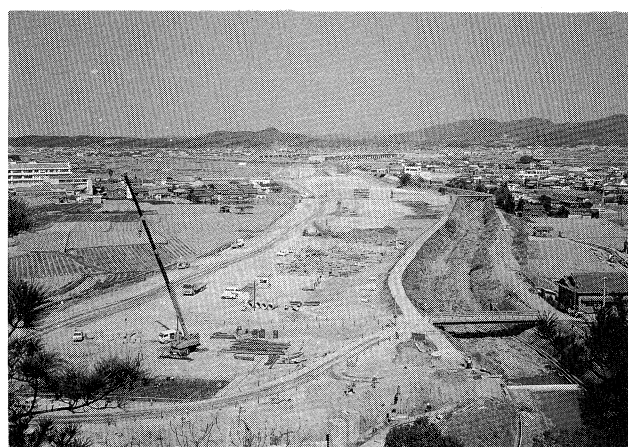
(61年 3 月)

児島～坂出ルート



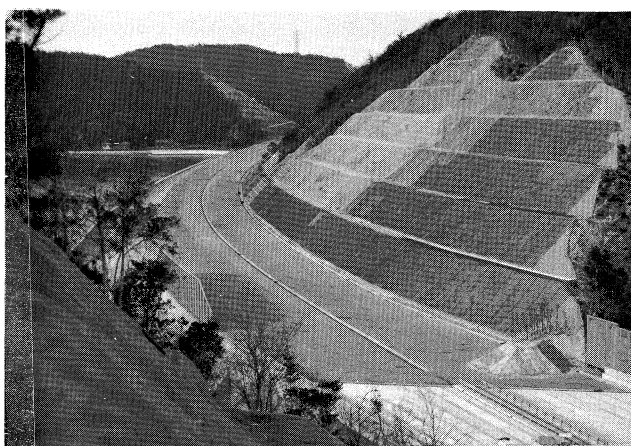
松田工事

(61年 3 月)



志知工事

(61年 3 月)



内の海工事

(61年 3 月)



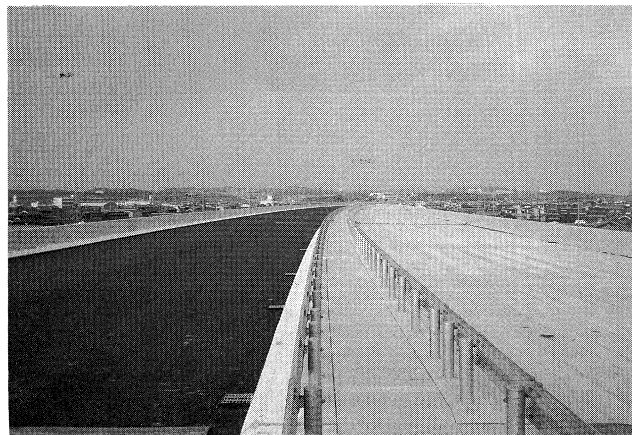
撫養トンネル工事と木津高架橋工事

(61年 3 月)

児島～坂出ルート



一般国道30号山陽自動車早島西田高架橋工事
(61年3月)



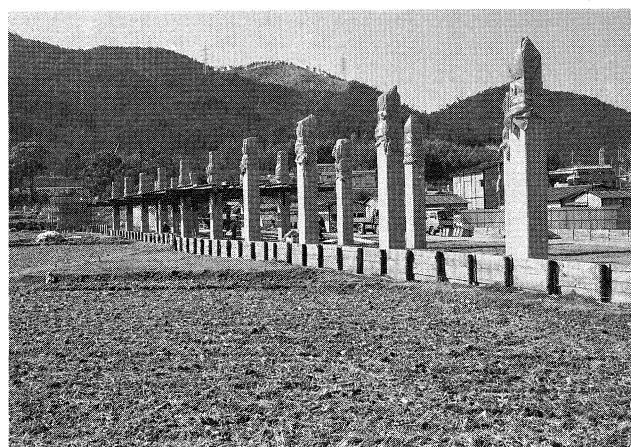
一般国道30号亀山高架橋PC上部工(その2)工事
(61年3月)



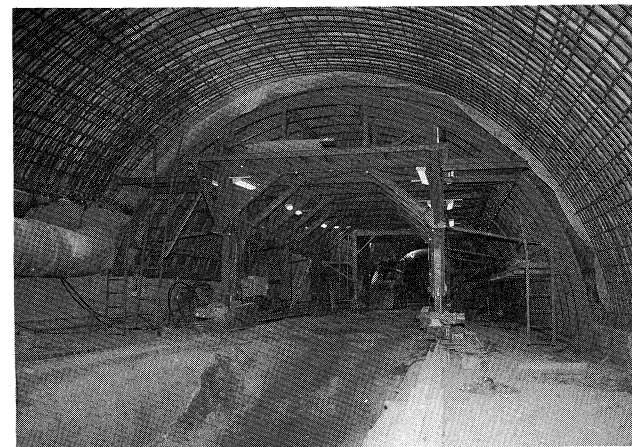
一般国道30号御前道高架橋工事
(61年3月)



一般国道30号柳田工事
(61年3月)

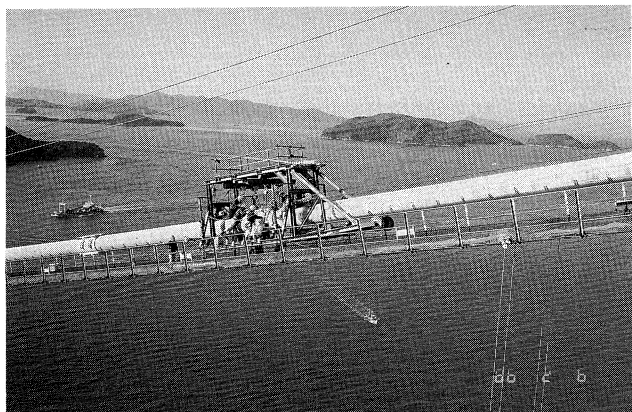


本四備讃線木見高架橋(その1)工事
(61年3月)



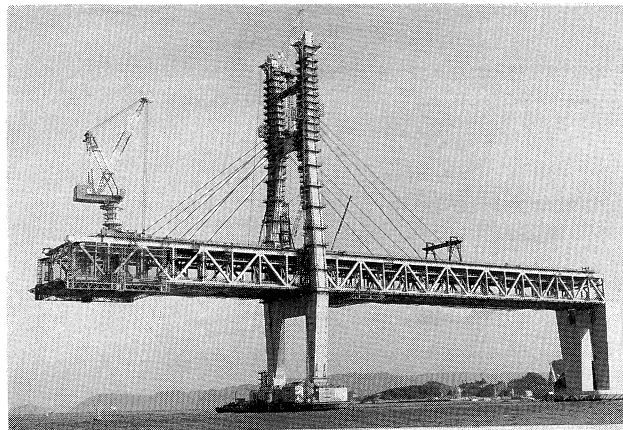
鷺羽山地区(その4)工事
(61年3月)

児島～坂出ルート



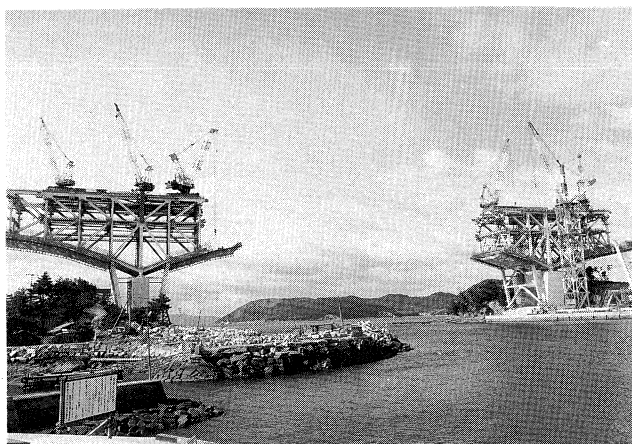
下津井瀬戸大橋ケーブル工事

(61年2月)



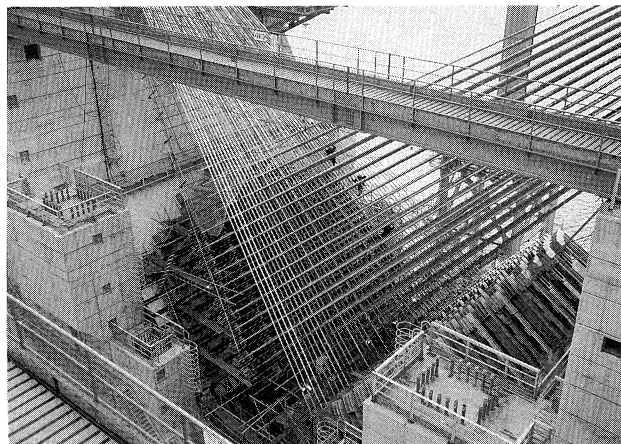
岩黒島橋上部工架設(その1)工事

(61年2月)



与島橋上部工架設工事

(61年3月)



南備讃瀬戸大橋ケーブル架設工事

(61年2月)



南備讃瀬戸大橋ケーブル架設工事

(61年2月)



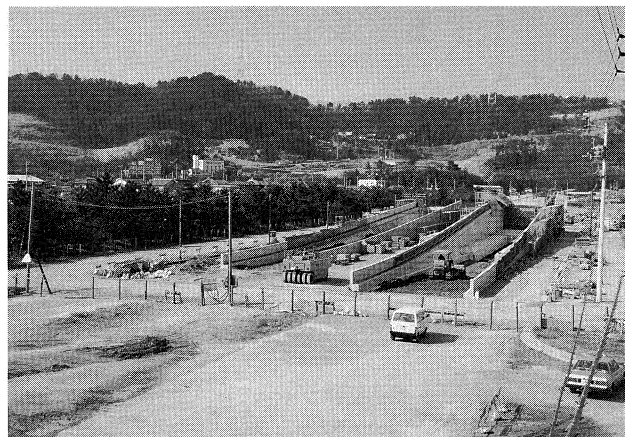
番の州高架橋鋼上部工架設(その1)工事

(61年2月)

児島～坂出ルート

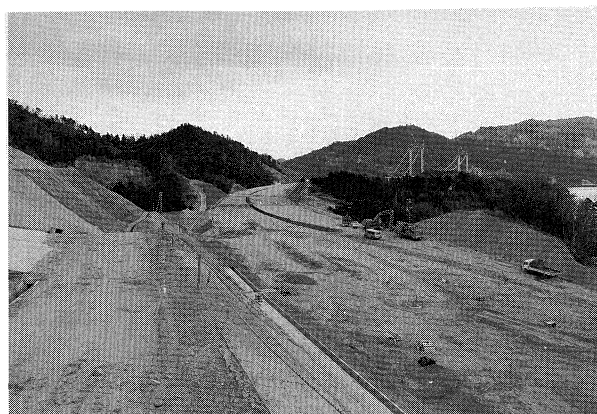


一般国道30号番の州高架鋼上部工架設工事
(61年3月)



一般国道30号坂出北インターチェンジ高架橋下部工
(その3) 工事
(61年3月)

尾道～今治ルート



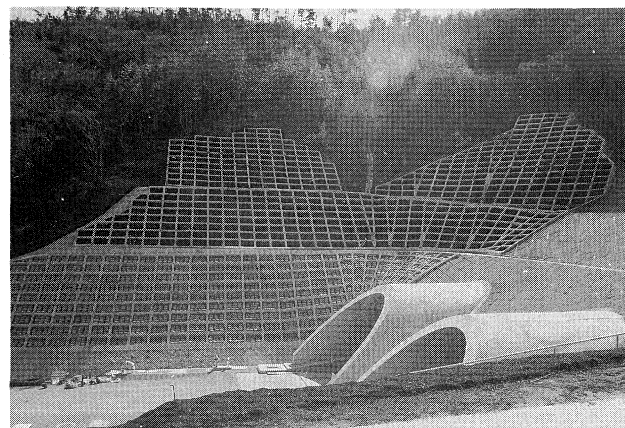
一般国道317号伯方島工事
(61年2月)



伯方橋工事
(61年2月)



大島大橋ケーブル架設工事
(61年2月)



一般国道317号宮窪トンネル工事
(61年2月)

トップランナーの努め

Roles of the Top Runner

理事 吉田 巖
Iwao Yoshida

1 ルート4 橋の建設に、新しく2 橋が加わり、公団あげて、明石、生口の2 橋の工事に着手できることとなった。

とくに明石海峡大橋は調査が本格化してからでも20数年を経過しており、当事者にとって、本当に感無量である。この時を迎えて、少しばかり感想を述べてみたい。

話は一寸飛びはなれて恐縮であるが、この頃のマラソン熱はすごい。ジョギングでは飽きたらない人々が、よりハードなマラソンに燃える。それに応えるかのように日本国内でも各地で、国際大会がもたれている。

東京、福岡、別府、大分、青梅、びわ湖とつぎつぎと例示できるほどだが、その大会の中から次々と優勝者が現われ、ヒーローが出る。世界から、有名な選手が参加するけれども、仲々、予想通りの結果にはならない。

スタート地点を団子のようになって飛び出すが、しばらくすると、いくつかの集団ができる。

いわゆるトップグループとそれに遅れて、第2、第3の集団ができ、その集団の間の距離が少しずつ開いていって、第一集団から、誰かが、あるときに飛び出して、優勝することが多い。

時によっては、第一集団から2人ほどが飛び出して、抜きつ抜かれつの激しい争いを続け、競技場にもどってから、けりがつくこともある。

42.195kmを2時間15分前後で走る、人間の極限の争いに、我しらずテレビに見入ってしまう。

そこでは、手練も手管もなく、鍛えぬかれた肉体がそして精神力が、勝利を呼ぶ。

100メートルの短距離では、かつてのオーエンスや吉岡、最近でのカール・ルイスのように実力者の常勝がありうる。

ところが、マラソンでは、それが仲々難しい。極限での戦いだけに、体調作り、コンディションが問題になる。

また、相手の状態をみてのスパートも必要であり、勝機をつかんでの爆発的な疾走、それによって相手側をあきらめさせることも大事になる。

どこの坂で、スパートをかけるか、どこの街角をよぎるときにスパートをかけるかは、トップとなるランナーの判断だけであり、コーチの助言は許されない。

トップランナーには常に最高の体調を維持するための摂生と、努力が要求されると同時に、競技中の判断も要求される。

マラソンこそ、孤独な戦いと言える。

さて話を身近なことに戻そう。

日本の吊橋の技術は戦後になって育ってきたと言ってよい。昭和37年の若戸大橋は日本にとって初めての本格的な吊橋であるが、たかだか20数年前のことである。

関門、因島、大鳴門そして現在の備讃の吊橋となって、塔と塔の間の距離、中央支間長が1,000メートルを超えるものを、自力でこなせるようになった。

今年の秋に国際構造工学会のシンポジウムが東京でもたれるが、今や日本の吊橋の技術は、海中橋脚の施工とともに世界一流と言ってよい。

若戸のときはおそらく第二集団はおろか、第3集団の中で、前の人の背中をみて、ただひたすらに競技場のマラソングートを望んで、走っていた状態にあったと言える。

関門、因島大橋で、第二集団に入り、備讃の経験で、第一集団の仲間入りができた。

明石海峡大橋こそは、トップランナーとして、2時間10分を切る走りを義務づけられた試合と言える。

トップランナーの地位を確保するためには独自の努力を要求される。

自己の中から何かを見つけ出し、自己ベストの秘めた力によって、テープを切らなければならない。

そこには創意が必要であるし、それをものにするための精神力が必要である。

新しいことにトライすることはこわい。しかし、それなくしては、競争相手を倒す、秘めた力は生み出せない。

日本の土壌の中で、官と民とが一体となって、1つでも新しいものを身につけてこそ、世界記録は達成できる。

集団の中であって、前を走る人の背中を見て走ってはトップでテープは切れない。第一集団を抜け出すための努力が求められている。

そんなことを考えながら、マラソンの実況放送に入っている今日この頃である。

津名・一宮I.C.・洲本I.C間における地盤改良工

Foundation improvement of Honshū-Shikoku High Way
between Tuna-Ichinomiya I.C. and Sumoto I.C.

第一建設局 建設部専門役
(前) 洲本工事事務所 第四工事長
洲本工事事務所 技術課長

阿部 和智
Kazutomo Abe
高嶋 勉
Tutomu Takashima

1. まえがき

本州四国連絡道路のうち今回供用された神戸・鳴門ルート津名一宮・洲本間約12kmは、丘陵地帯から山麓地帯に位置し、谷を横断する場所では高さ20～25mの高盛土となっている箇所が多く存在している。

丘陵や山地は、大阪層群の砂・シルト・粘土から成り、谷部は堆積した沖積層が厚さ3～8m程度分布しており、局地的な軟弱層を構成している。また淡路島にはため池が散在しこの区間でも大小129か所のため池が関係した。ため池の上に盛土する場合には、ため池の土砂、ヘドロ等の強度不足が問題となる。

以上のように軟弱堆積土層上の高盛土の安定性、ため池等基礎地盤の安定処理が問題となった。

各軟弱層においてすべり安定、基礎地盤の安定処理について現場条件を踏まえ、各対策工を実施したので紹介する。

2. 調査と工法検討

2.1 調査

津名一宮・洲本間は、土工工事で7工区に分けられており、各工区において当初発注時に軟弱地盤及び軟弱層への対策工を考慮している場所もあったが、工事発注後現地入りしてから軟弱層が確認され対策を施した場所が多い。各軟弱層でボーリングデータ不足の場合は、追加ボーリング等を行い安定解析を行った。

代表的断面として、津名丘陵地断面を図-1に洲本山麓地断面を図-2に示す。

また軟弱層の土質定数値を表-1に示す。

2.2 安定計算と基礎地盤の安定処理

すべりに対する安定計算は分割法のBishop式を用いた。

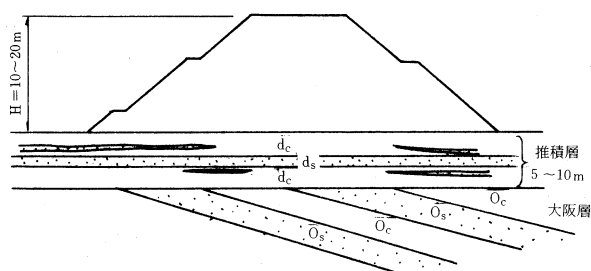


図-1 津名丘陵地模式図

表-1 軟弱層の土質定数値

	自然含水比 Wn %	N 値	一軸圧縮強度 q_u kg/cm ²
津名丘陵地	25～36	3～18	0.5～1.3
洲本山麓地	20～40	0～15	0.3～1.5

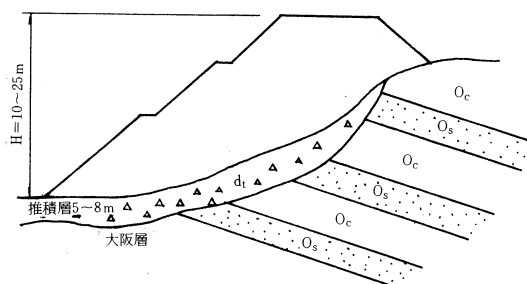


図-2 洲本山麓地模式図

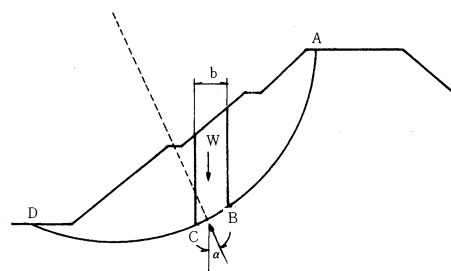


図-3 分割法模式図

$$F_s = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \cdot \sum \left[\left\{ c' b + W(1 - \bar{B}) \times \tan \phi' \right\} \times \frac{\sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \cdot \tan \phi') / F_s} \right] \quad (1)$$

F_s ; 安全率 W ; 土塊の重量

α ; BCと水平線のなす角

b ; 細片の幅 $\bar{B} = u \cdot b / W$

u ; 間隙水圧 C' : 粘着力 ϕ' : 内部摩擦角

図-3に分割法模式図を示す。

後述する固結工法のオーガー型攪拌工法を一例にとれば、改良範囲(b)を式(1)より算出することになるが、 C' 、 ϕ' の値を決めて b の値を出す訳であるから C' 、 ϕ' の値を満足する地盤に改良しなければならない。ここでは ϕ' は原地盤の値を使用し C' を10t/m²確保することにした。 C' を10t/m²にするためには、式(3)より一軸圧縮強度 $q_u = 6.6$ kg/cm²が必要とされ、攪拌工法に用いられ

る改良剤(ここではセメントミルク使用)の配合量を試験練りにより決定した。また、すべりの安定計算では問題のない場所でも、盛土高が土質による限界盛土高より高く、基礎地盤として強度的に不足する土(構造物掘削軟弱土、池の堆積ヘドロ等)については、捨土して良質材で置換えるのが一般の工法であるが、捨土場所がない場合又は客土工区の場合は、曝気するか、良質な客土と混合するか、セメント系石灰系等の改良剤で土を改良して本線に流用せざるを得ない。

本線に流用する場合は、本線路体としての強度を確保するための基準として、盛土高による必要一軸圧縮強度 q_u (式(2))か、路体としての必要強度の室内一軸圧縮強度(セメント系石灰系での改良の場合は7日強度) $q_u \geq 2 \text{ kg/cm}^2$ の大きい方を採用した。

$$q_u = \frac{2 \times \gamma_E \times H}{5.1} \quad (2)$$

q_u : 一軸圧縮強度 (t/m^2)
 γ_E : 盛土材の単位体積重量 (t/m^3)
 H : 盛土高 (m)

路体必要強度 $q_u \geq 2 \text{ kg/cm}^2$ については、道公設計要領、日本道路協会軟弱地盤対策指針から現場一軸圧縮強度 $q_u = 0.5 \sim 1.5 \text{ kg/cm}^2$ が算定され、文献①からも $q_u \geq 1 \text{ kg/cm}^2$ とあり、現場強度 q_{uf} と室内強度 q_{ul} との関係は一般に $q_{ul}/q_{uf} = 2.0$ であることから、室内一軸圧縮強度を 2 kg/cm^2 とした。

2.3 対策工法検討

軟弱地盤の対策工としては、多くの種類があり、各地点において地盤の性状、施工条件、周辺への影響、安全性、信頼性、経済性等を考慮して対策工を行った。

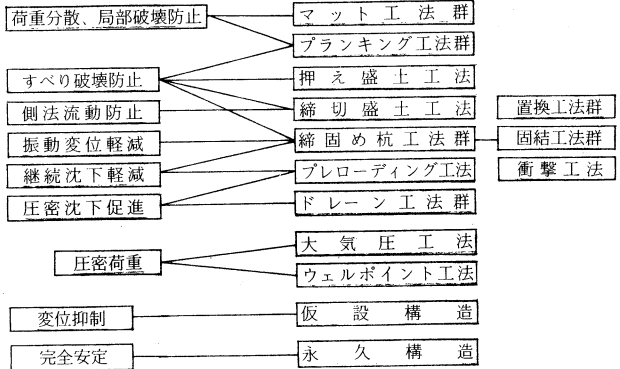
表-2に対策工の機能的分類を、図-4に目的による対策工を、表-3に日本道路協会による対策工の種類と効果に注釈を加えた表を示す。

3. 対策工法

表-4に津名一宮～洲本間に施工された軟弱地盤対策

表-2 軟弱地盤対策工法の機能的分類

大区分	中区分	小区分(工法群)	個々の工法の例
A. 改造利用	I. 表面被覆	ブランピング工法群 マット工法	敷き砂工法 シート工法
	II. 表面載荷	対重載荷工法 全面載荷工法	押さえ盛土工法 プレローディング工法
	III. 内部改造	ドレーン工法 排水工法	サンドドレーン工法 サウエルポイント工法
		水結入工法 コンパクションパイル工法 固結工法 衝撃工法	サンドコンパクションパイル工法 動圧密工法
B. 除去置換	I. 表面置換	掘削置換工法 破壊置換工法	掘削出し置換工法 Toe Shooting工法 Underfill Blasting工法
	II. 深層置換	発破置換工法 破壊置換工法	
C. 骨格化	I. 仮設構造	枠組工法 杭工法	締切り盛土工法 パイルネット工法
	II. 永久構造	杭基礎工法	支持杭工法



(注) ドレーン工法が機能を発揮するためには何らかの載荷重(盛土圧、大気圧等)が必要であり、これが圧密圧力となって沈下が促進される。

図-4 軟弱地盤対策工法の目的と対応する工法群

工法一覧を示す。
各工法について概略説明をする。

3.1 置換工法

軟弱土を良質な材料で置換えることにより、基礎地盤として適したものに改良する工法であり、ここでは掘削置換工法を採用し、軟弱層が薄く(4 m以下)、軟弱土が捨土できるケ所か、本線ヤードで曝気又は改良して本線路体に流用できる箇所で行っている。

良質材としては、碎石、現地発生材(マサ土)を使用している。碎石置換3か所、マサ土置換2か所である。

施工例として洲本市大森谷の碎石置換工法をあげる。平面図を図-5に、断面図を図-6に示し施工写真を写真-1に示す。ここは軟弱掘削土900 m^3 (50 $\text{m} \times 12\text{m} \times 1.5\text{m}$)を碎石で置換えており、その掘削土は石灰系で改良し本線路体に流用した。これは後述の固結工法巻出し混合攪拌工法である。

3.2 サンドドレーン工法

サンドドレーン工法は、軟弱土中に砂杭(サンドパイル)の排水路を人工的に設け、排水距離を短くし圧密時

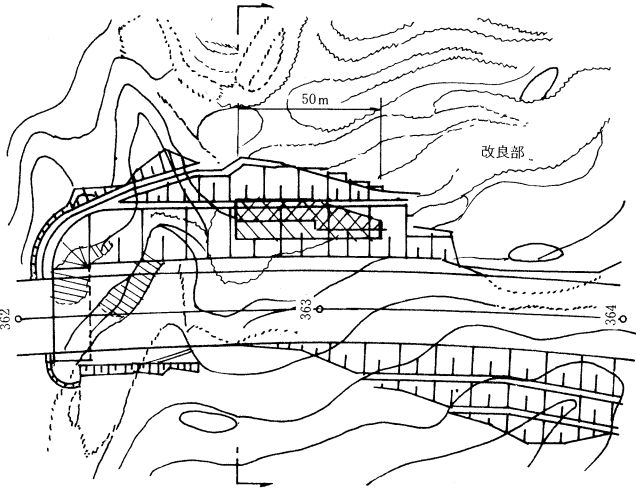


図-5 置換工平面図(洲本市大森谷)

表一 3 軟弱地盤対策工の種類と効果 (土工指針に注釈を加えた)

[illegible]

◎主效果 ○副效果

表-4 津名一宮～洲本間軟弱地盤対策工一覧

対 策 工		実 施 位 置	対 策 地 盤	目 的	規 模	使 用 材 料	施 工 方 法
置 換 工 法	掘削置換工法	① 洲本市安平町中田	本線盛土の基礎地盤	本線盛土のすべり安定確保	L D H 40m×9.5m×4 m	砕石(最大100mm)	軟弱土を掘削し巻出30cm以下で置換え
		② 中川原町市原	〃	〃	44m×30m×2.4 m	盛土材(マサ土)	〃
		③ 中川原町安坂	〃	〃	48m×24m×2.5 m	〃	〃
		④ 下内膳	〃	〃	500㎡×2.0 m	砕石(最大40mm)	(固結工法と併用)
		⑤ 大森谷	〃	〃	50m×12m×1.5 m	砕石(最大40mm)	(〃)
圧 密 排 水	サンドドレーン工法 (サンドマット併用)	⑥ 一宮町竹谷 ～津名町中田	〃	本線盛土のすべり安定確保 及び間隙水圧上昇防止	490m 63本 (7.8m/本) (サンドマット 8650㎡×0.5 m)	砂 (砂)	サンドパイル打設機で地中にφ400mmの砂 杭を形成 (サンドマットは厚さ50cmの砂層を形成)
締 固 め	砕石杭工法 (グラベルコンパ クションパイル) (ノンフローコンパ クションパイル)	⑦ 一宮町竹谷 ～津名町中田	〃	〃	9946m 1382本 (7.2m/本)	砕石	サンドパイル打設機で地中にφ700mmの砕 石杭を形成
		⑧ 洲本市納	洲本ICAランプの 盛土基礎地盤	本線盛土のすべり安定確保	1363m 374本 (3.6m/本) (サンドマット 1600㎡×0.5 m)	〃 (砂)	φ1200mの 〃 (サンドマット併用で厚さ50mmの砂層を形成)
固 結 工 法	表層混合攪拌工法	⑨ 津名町中田	擁壁の基礎地盤	擁壁基礎の強度確保	85.5m×3.5m×2.5m	セメント系地盤改良材	掘削土を仮置きし、バックホウと混合、埋戻し
		⑩ 木曽上	本線盛土の基礎地盤	本線盛土のすべり安定確保	20m×14m×4 m	〃	〃
		④ 洲本下内膳	〃	〃	600㎡×2.5m	石灰系地盤改良材	現位置でバックホウと混合、又置換工と併 用で置換掘削土を混合し路体流用している
		⑤ 大森谷	〃	〃	250㎡×3.5m	〃	置換工併用で置換掘削土を混合し路体流用
		⑪ 大森谷	〃	本線盛土の強度確保	2000㎡×3.0m	〃	現位置でバックホウと混合
		⑫ 里	テールアルメ基礎地盤	テールアルメ基礎の強度確保	800㎡×2.0m	〃	〃
		⑬ 納	Aランプ基礎地盤	ランプ盛土の強度確保	2600㎡×0.7m	セメント系地盤改良材	掘削土を仮置きしバックホウと混合埋戻し
	オーガー型攪拌	⑭ 洲本市安平町古宮	本線盛土の基礎地盤	本線盛土のすべり安定確保	23m×6.8m×5 m	セメント	油圧オーガーで地中にセメントミルクを注 入攪拌し、φ600の杭を形成
		⑮	〃	〃	50m×6.4m×3.0m	〃	〃
		⑯ 中川原町三ツ石	〃	〃	60m×11.6m×5.0m	〃	〃

間を短縮する工法で、圧密排水の必要な過剰間隙水圧の上昇を防ぐため津名・一宮 I.C 部においてサンドマットと併用して行った。

施工にあたっては、施工前に十分な表面排水を行った後にサンドマットを敷均し、サンドドレーンを打設した。

サンドドレーンの間隔は20m、サンドパイルの直径は40cm、長さは3～11.2mであり、サンドマットの厚さは50cmで面積は8,650㎡である。

なお、ここでは急速盛土を行うとすべりの安全率を確保することが困難なため、圧密促進及び強度増加を図るため緩速盛土(20cm/日)を行った。

津名・一宮 I.C 部の平面図、断面図は図-7、図-8のとおりであり、施工写真はその打設状況を写真-2に示す。

3.3 砕石杭工法

締固め工法の一つで振動荷重又は衝撃荷重によって砕石を軟弱層内へ打込み、密度の高い、強い砕石杭を軟弱地盤内に作ると同時に軟弱層を締固める工法であり、津名・一宮 I.C 部及び洲本 I.C 部において実施した。

各砕石杭の仕様は表-5のとおりである。

津名・一宮 I.C 部と洲本 I.C 部の違いは、砕石の締固め方法で、前者は振動式でケーシングを振動させながら

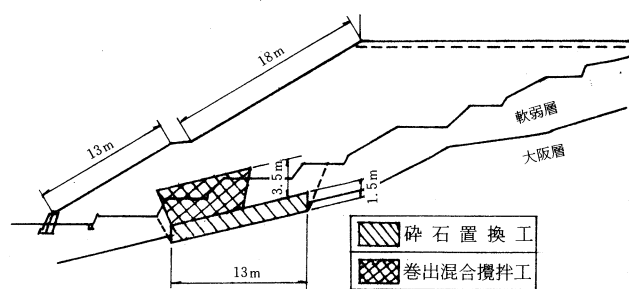


図-6 置換工断面図(洲本市大森谷)(巻出混合攪拌工法と併用)

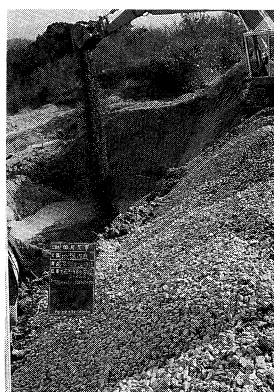


写真-1 置換工砕石投入
(洲本市大森谷)

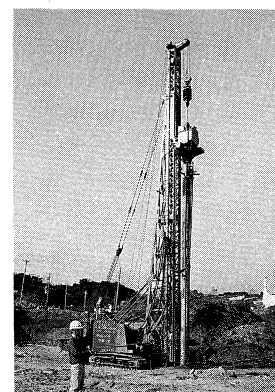


写真-2 サンドドレーン工法
マンドレル打込(津名町中田)

上下させ碎石を締固めており、後者はケーシングを引抜きながらモンケンにて打撃を加え碎石を締固めている。

洲本 I.C 部における施工例を図-9、10に平面図、断面図を示す。施工写真を写真-3に示す。

3.4 表層混合攪拌工法

固結工法の一つで、置換工法と異なり客土工区又は軟弱土が捨てられない箇所、軟弱層が薄い場所に適用した。これは軟弱土と石灰系又はセメント系の地盤改良材とをバックホウで攪拌混合し、軟弱土と改良材とを化学的に反応させて地盤の強度を高める工法である。

混合量については、2.2に述べているように、盛土高による必要強度か、路体としての必要強度（室内一軸圧縮強度 $q_u = 2 \text{ kg/cm}^2$ ）の大きい方を採用し室内試験により決定した。

軟弱掘削土を仮置き、混合攪拌してから埋戻すか又は別場所の路体に流用する巻出し混合攪拌工法と、現位置で混合攪拌する現位置混合攪拌工法があり、各々現場条件により対応した。

洲本市下内膳地区での施工例を示すが、ここは巻出し混合攪拌工法、現位置混合攪拌工法と置換工法の3種類併用している。図-11、12に平面図、断面図を示し施工写真を写真-4、5に示す。

表-5 碎石杭の仕様

(碎石径 $\phi 40$ 以下)

	杭径(mm)	ピッチ(m)	杭長(m)	杭本数(本)	杭延長(m)
津名・一宮 I.C 部 (グラベルコンパクションパイル)	$\phi 700$	1.3	1~12 (平均 7.2)	1382	9945.6
洲本 I.C 部 (ノンフローコンパクションパイル)	$\phi 1200$	2.0	1.5~7 (平均 3.6)	374	1362.5

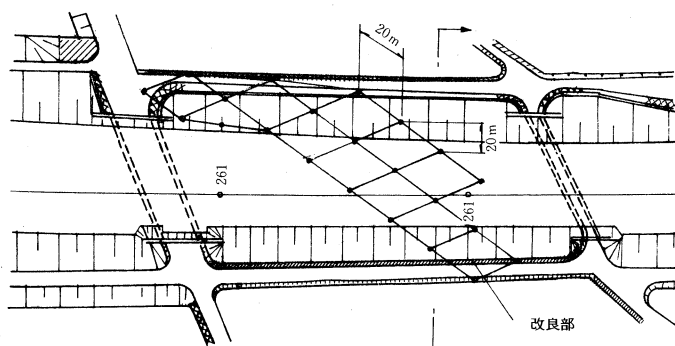


図-7 サンドドレーン工法(津名町中田) 工面図

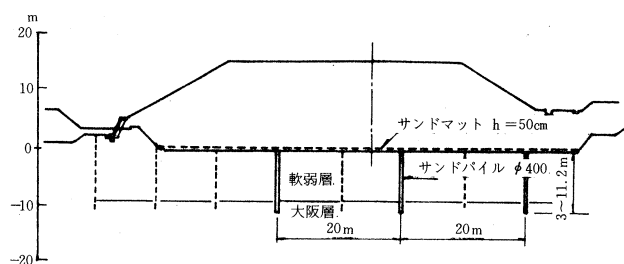


図-8 サンドドレーン工法(津名町中田) 断面図

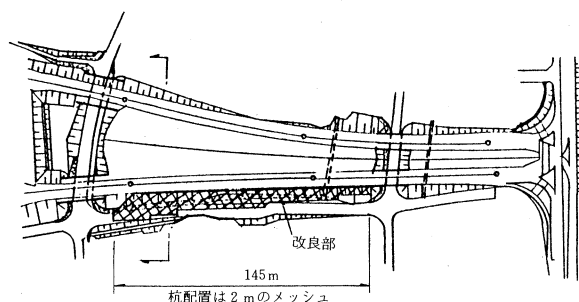


図-9 碎石杭工法(洲本 I.C 部) 平面図

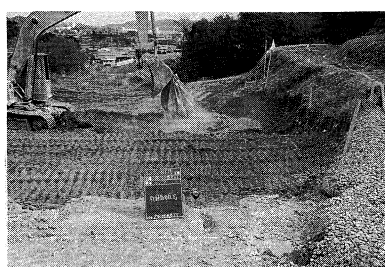


写真-4 混合攪拌工法 改良材散布
(洲本市下内膳)

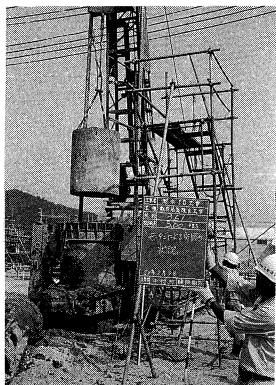


写真-3 碎石杭工法 モンケルにて締固め(洲本 I.C 部)

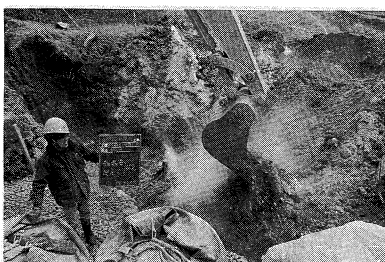


写真-5 混合攪拌工法 改良材
混合攪拌(洲本市下内膳)

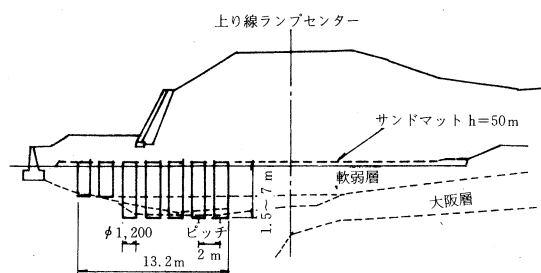


図-10 碎石杭工法(洲本 I.C 部) 断面図

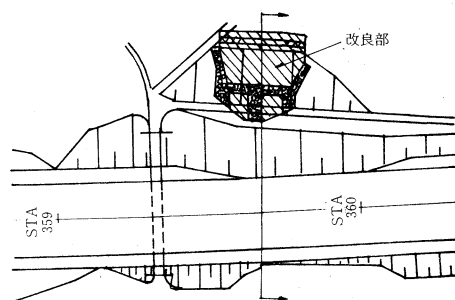
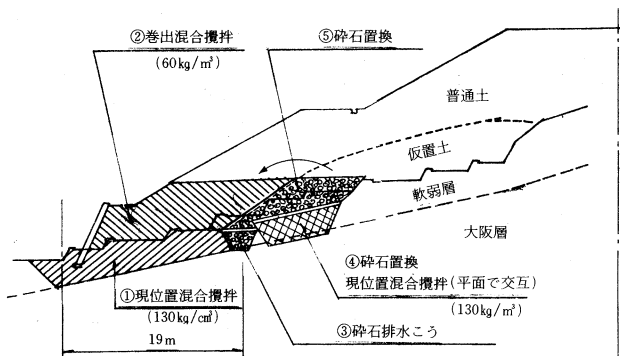


図-11 表層混合攪拌工法(洲本市下内膳) 平面図



地盤改良施工順序（洲本市下内膳）

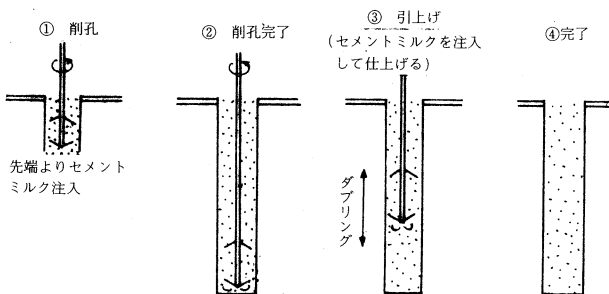
- ①石灰系改良材130kg/m³をバックホウにより混合攪拌
- ②盛土材として不適な背面仮置土を改良（60kg/m³）し、ブロック積面に盛土
- ③地下排水こう施工（軟弱層の地下水を吸収し、改良層を保護する）
- ④改良材混合及び砕石置換施工（砕石50%、改良50%（130kg/m³））
- ⑤砕石により②で盛土した一部を掘削し置換え施工

図-12 表層混合攪拌工法（洲本市下内膳）断面図

3.5 オーガー型攪拌工法

固結工法の一つであり、軟弱土の厚い箇所では採用した。掘進装置とグラウト注入装置を備えたオーガー機種を用いて軟弱地盤をパイル状に改良する工法であり、改良材を軟弱土中に注入攪拌混合し、土と改良材を化学的に反応させて土質性状を安定なものとし、土の強度を高めるものである。施工順序を図-13に示す。

サンドコンパクションパイル工法とか砕石杭工法では



- ①掘削装置とグラウト注入装置を備えた施工機により削孔しながらセメントミルクを先端より注入攪拌
- ②①の工程で所定の深さまで削孔
- ③引上げ前にセメントミルクの注入を続け1～2回上下繰返しを行い完全な混合と空隙への充填を図る
- ④ソイルコンクリート杭の完成

図-13 オーガー型攪拌工法の施工順序

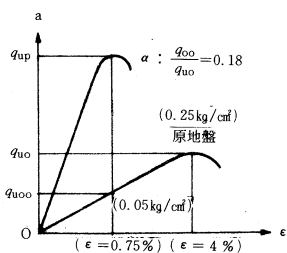


図-14 改良杭と原地盤のσ～ε関係

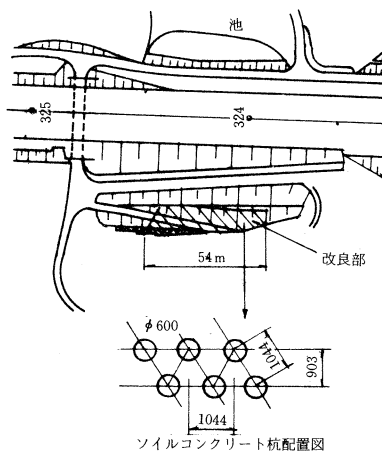


図-15 オーガー型攪拌工法（洲本市中川原町二ツ石）平面図



写真-6 オーガー型攪拌工法 機械設備（洲本市中川原町二ツ石）

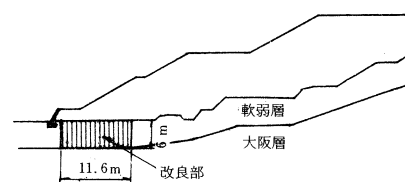


図-16 オーガー型攪拌工法（洲本市中川原町二ツ石）断面図

施工機械が大き過ぎ、搬入路及び施工場所が狭小である箇所の小型機種で施工せざるを得ない箇所で採用した。

改良材としてはセメントミルクを使用した。

改良材の混合量の算定は次式(3)を利用し計算している。

$$c' = c_p \cdot a_p + \alpha \cdot c_o (1 - a_p) \quad (3)$$

式(3); D J M技術マニュアルより

c' : 改良地盤の改良後の平均粘着力 (10t/m²)

c_p : 改良杭の粘着力

a_p : 改良後地盤の置換率 (30% = 0.3)

α : 改良杭の一軸圧縮強度のひずみに対する原地盤の強度低減率 (0.18) …図-14参照

c_o : 原地盤の粘着力 (1.4t/m²)

式(3)より $c_p = \frac{q_u}{2}$ を算出すると

$$c_p = \frac{1}{a_p} \times \{c' - \alpha \cdot c_o (1 - a_p)\} = 33 \text{ t/m}^2 = \frac{q_u}{2}$$

$q_u = 6.6 \text{ kg/cm}^2$ となり、混合材の配合をこの値以上になるように試験練りにより決定した。

洲本市中川原町二ツ石における施工例を示す。杭ピッチは約1.1mの三角形とし、杭径はφ600mm、杭長6m、範囲は54m×11.6mである。

図-15、16に平面図、断面図を示す。施工写真は写真-6に示す。

4. 動態観測

動態観測は各軟弱地盤処理地点において全てではないが実施されており、軟弱地盤処理を行っていない高盛土部(すべり安定上は確保されている)についても実施しており、盛土の安定確保を行っている。

ここでは軟弱地盤処理を行った津名・一宮IC部のサンドドレーン及び洲本IC部の砕石杭の動態観測について述べる。

4.1 津名・一宮 I.C 部サンドドレーン

図-17に観測計器の位置を示す。盛土中央部に沈下計、サンドマットと軟弱層の中央部に間隙水圧計、のり尻部に水平変位杭、孔内傾斜計を設置した。

盛土は最大15mで、サンドドレーン打設後、当初2.5mに盛り上げた時点で1か月間放置し、その後20cm/日の速度で11mまで盛土した。その後は1か月毎に2mの盛土を2回行い、15mの盛土とした。

図-18に盛土高と沈下量、間隙水圧、のり尻水平変位の関係を示す。

沈下量について、計算値と実測値が経過日数の100日付近では約半分位の差があるが、1年後にはほぼ一致し約70cmの沈下量となっている。このことは沈下量の推定は正しいが沈下時間の推定に違いがあったことを示している。

間隙水圧は、20cm/日で盛土した時点では高値を示し、盛土終了時から水圧は下がっている。また間隙水圧の上昇と同時にのり尻水平変位も生じていることがわかる。以上よりサンドドレーンの効果は十分あったと判断される。

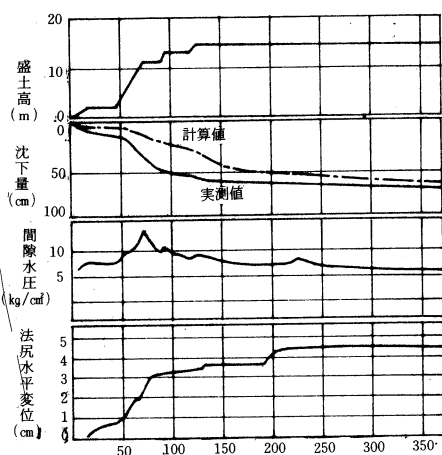


図-18 サンドドレーン動態観測結果 (津名町中田)

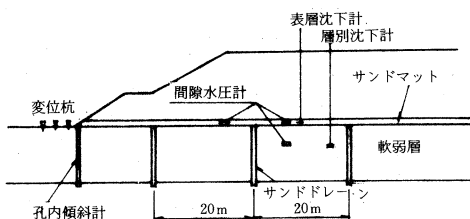


図-17 サンドドレーン動態観測結果位置 (津名町中田)

4.2 洲本 I.C 部碎石杭

図-19に観測計器の位置を示す。盛土高は10mで、碎石杭打設後7.5mまで盛り上げ、1か月半放置し、その後は8.7mまで盛り上げ、20日間放置し、次に10mまで盛土した。

図-20に盛土高と沈下量、水平変位の関係を示す。

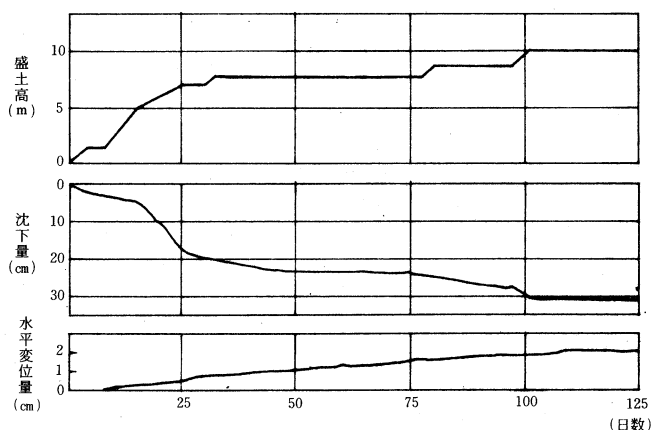


図-20 碎石杭 動態観測結果 (洲本 I.C 部)

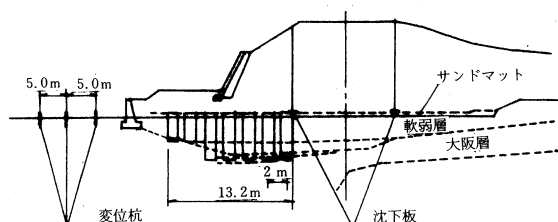


図-19 碎石杭動態観測計器位置 (洲本 I.C)

沈下量については最大30cmとなっている。水平変位については用地境界付近で最大約3cmのデータが出ている。

碎石杭は、基礎地盤の強度増加による盛土の安定を目的としており、効果は十分あったと判断している。

5. あとがき

各種地盤改良を実施しているが、各工区において各々工期の短い中で現場条件を踏まえ経済的かつ安全性をもって実施している。また、現在地盤改良後の盛土は安定しており、無事に工事は完了したと考えて良い。

各工事に携わり、津名・一宮 I.C ~ 洲本 I.C までの工事を無事完成させた公団の担当者及び企業体各社関係各位に感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 文献①; 喜田・久保; ヘドロ対策工法 土と基礎29~5 (1981)
- 2) 最新土木工事ハンドブック: 建設産業調査会 55年11月
- 3) 最新軟弱地盤ハンドブック: 建設産業調査会 57年5月
- 4) 土質工学ハンドブック: 土質工学会
- 5) 軟弱地盤対策工指針: 日本道路協会 52年1月
- 6) 粉体噴射攪拌工法 (DJM工法) 技術マニュアル: 噴射攪拌工法研究会 57年6月
- 7) 荒木・高嶋・田村: 軟弱層 (谷底堆積物) 上の高盛土の施工について: 土木学会第39回年次学術講演会 59年10月
- 8) 荒木・高嶋・田村: 軟弱層 (谷底堆積物) 上の高盛土の施工について (その2): 土木学会第40回年次学術講演会 60年9月

西淡～大毛地区の修景緑化

Landscaping of the highway from Seidan to Ohge

第一建設局 建設部 専門役 **伊吹 浩太**
Kouta Ibuki
洲本工事事務所 第三工事長付 **岩垣 富春**
Tomiharu Iwagaki
鳴門工事事務所 第一工事長付 **鎌田 義人**
Yoshihito Kamata

1. まえがき

神戸～鳴門ルートの一部である津名一宮 I.C～州本 I.C 間 (11.9km) 及び、西淡出入口～鳴門北 I.C 間 (9.9km) は、昭和60年6月8日開通し、現在多数の車輛に利用されている。(以下本四道路という)

本四連絡道路は、車輛の安全走行を保つ幾何構造の確保ばかりでなく、ドライバーに対する視覚・心理的安全機能(快適性)の確保及び、長距離運転者に対しての休憩・気分転換の場を提供する等のサービス機能をも持つものとして、設計し、施工されている。

また、沿道住民にとってみれば、周辺環境を破壊したり、騒音・排気ガス等による影響を与えるものであってはならない。

この視覚・心理的安全機能、サービス機能、沿道環境保全機能等々を大いに発揮するための重要な手段として“植栽”が用いられる。

本報告では、既に供用している前記区間の内、西淡出入口～鳴門北 I.C 間での植栽・造園工事の設計から施工に至る経過を紹介したい。

西淡出入口～鳴門北 I.C の間には図-1 の如く、P.A と I.C の機能を合せ持つ淡路島南 I.C、鳴門のうず潮を跨ぐ東洋一の吊橋・大鳴門橋等が位置しており、国立公園第一種～第三種特別地域及び普通地域にも指定されている区域である。当区間は、気象・土質条件等自然環境条件はほぼ共通しているが、伊弉高架橋以北は洲本工事事務所で、以南は鳴門工事事務所で施工・監督され工程等細部では種々事情が異なる。

2. 植栽工事における調査～設計

植栽・造園工事実施に当たっての、調査、設計、施工に

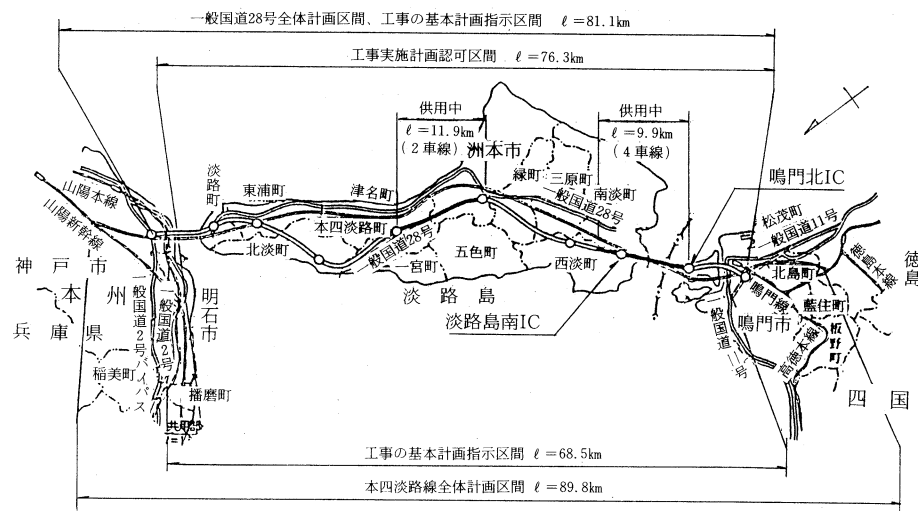


図-1 基本計画・工事実施計画図

至る諸種の検討は下記の手順で行われた。

2.1 西淡～大毛地区の自然環境概要

設計に先立つ事前調査等で判明した当地区の植栽工事に影響を与える事項、その対応策等を簡単に述べる。

(1) 気象条件

全域が瀬戸内海気候区に属し、年間降雨量は、淡路島中部及び南部で1,400mm前後、四国側で1,500mm程度と少ない(春季より秋季に多い)。年平均気温は約16℃(平均最高気温31～32℃、平均最低気温1.4～2.0℃)で、特に夏季の高温、乾燥は厳しい。

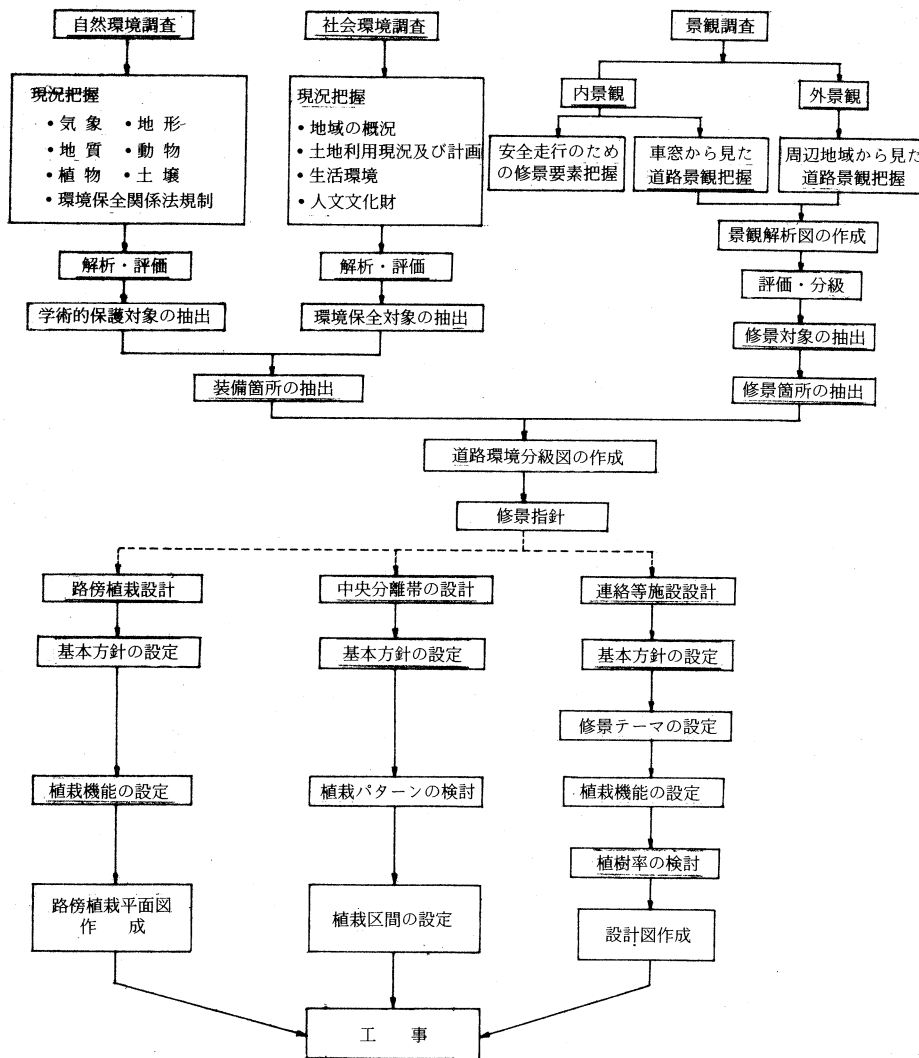
また、冬季から早春にかけての西及び北西の風は、地域によって強烈であり、植栽直後の被害及び落葉樹の展葉期に合致すると潮風害と合せて被害が大きくなることが想定されるため、耐乾・耐潮性樹種を選定し、支柱も強化する必要がある。

(2) 地形・地質条件

淡路島南部地域は、東西両端部が丘陵地となっているが、中間部は三原町を中心に沖積平野を形成している。

大毛島は、標高200m前後の山地で、やや急傾斜を形成している。当地域の地質は、中世代白亜紀の和泉層群で構成され、砂岩と頁岩層が広く分布している。したがって、本線及び淡路島南、鳴門北両 I.C 等の盛土材料

表-1 工事実施に至る検討手順



は和泉層群の切土を流用した礫質土であり、植栽基盤としては腐植質を含まない未熟土で保水性も乏しく不適當である。そこで土壤改良材、良質客土等を使用して基盤の改良を図り、マルチングによって土壤の乾燥防止を計る事とした。

また、樹種選定に当っては、根瘤バクテリアによって空中窒素の固定を行う肥料木を混植し、地力の向上に努める事とした。

(3) 植生状況

本地域は、ヤブツバキクラス域に属する植生域であるが、気象条件、土質条件の他、繰返し人為の強い影響を受けて全般的にマツ類及びウバメガシ類が優先した二次林を形成している。このウバメガシ林は、海岸の露岩地や風当りの強い乾燥地にウバメガシトベラ群集を形成し、内陸部ではウバメガシシーコシダ群集となっている。

西淡地区沿岸部、鳴門海峡に臨む岬・山腹部等では、クロマツ群落が見られる他、海岸の急崖地には、前記のウバメガシトベラ群集、西淡地区のやや内陸の丘陵部にはアカマツ群落が見られるが、これらマツ類には、マツクイムシの被害を受けた枯損木が目立つ。大毛島内の

丘陵地は、殆んどウバメガシシーコシダ群集によって占められている。

国立公園地域内に属し、道路建設によって、周辺環境の改変を余儀なくされた地域は、出来得る限り早期に腹旧させる必要があるが、この場合、周辺植生との景観的融合を図る事が大切であり、植生状況の調査は欠かせない。

2.2 西淡～大毛地区沿線の土地利用状況他

次に、沿線の土地利用状況、その他で植栽工事に影響を与える事項を採り上げ説明する。西淡出入口から、淡路島南 I.C 間は、アカマシ林（アカマツーモチツツジが群集）が続き、所々に小規模な集落・水田・畑地が存在する。淡路島南 I.C 以南、門崎半島先端部までは国立公園第一種～第三種特別地域、及び普通地域に属し、ウバメガシトベラ群集、クロマツ林等が全域に分布する。当区は土工事、橋梁架設工事に際しても、

既存林の保護、保全には最大の注意をもって施工され、施工跡地も土工事などで入念に復旧された地域である。

淡路島内で考慮すべき事項をあげると、

(1) 灌漑用溜池——淡路島内の雨量を年間を通して見ると、洲本市では東京にほぼ匹敵する降雨量（1,400mm程度）が観測されるが、地形急峻な島嶼で急激な流亡、季節的片寄りが強い（夏季は特に少ない）等の理由により恒常的な水不足状態を呈する。この水不足対策として、島内には、大小約25,000個の溜池が存在し、その内の約1%（250個）が本四道路建設工事に関連し、影響を与えた。このように、灌水用水の確保が問題となるため、造園工事に際しては適季施工の実施、耐乾性樹種の選択、マルチングの採用等を考える。

(2) 淡路島内の農業——灌漑用水・田畑の整備等によって水稻を中心とした一部地域で三毛作（玉ねぎ、キャベツ、白菜、レタス等そ菜、又は花卉栽培等集約農業）が行われ、反当り収量も大きい。

道路建設工事においては、田植え等、農繁期における人夫、水の確保、沿道隣接農地への配慮（樹種選定、

植栽密度等)が必要である。

(3) 鳴門海峡は徳島県側の大毛島の孫崎と、兵庫県側の淡路島の門崎との間、約1.3kmの狭い海峡であり、播磨灘と紀伊水道を結んでいる。付近は、国立公園第一種及び第二種特別地域、また国指定名勝「鳴門」に指定され、潮の干満に際して生じる激しい潮流、渦潮等雄大な自然景観を呈する。そこで、この渦潮景観を西淡～大毛島地区、造園工事の主要テーマとして採用した。

大毛島地区は、国立公園第二種特別地域及び普通地域に属し、鳴門公園一帯はクロマツを主体とした樹林を構成し、鳴門北I.C(国立公園普通地域)にかけては、集落が点在し、付近は農用地域となっている。

本四道路沿岸線の平坦地は、海岸砂丘の影響を受けた細砂の畑地が広がり、東部海岸線を南北に走る県道鳴門公園線沿いにはクロマツを主体とした防風、砂防林が続いている。栽培作物は、ラッキョウ、甘薯、西瓜、大根等であるが、本四道路建設のために防風・砂防林の一部を伐採し、また、鳴門北I.C本線部では40～50mの切土部が出現したため、内の海方面からの新たな常風口(写真-1参照)ができ、風の強い晴天日等には、砂の移動が激しくなったため、防風築堤を造成し、防風・砂防林の復旧造成が急務となった。

また、丘陵地では、ナシ等果樹園も見られ、ナシ赤星病菌の中間宿主となるカイズカイブキ等ジャクシン類の使用は制限される。

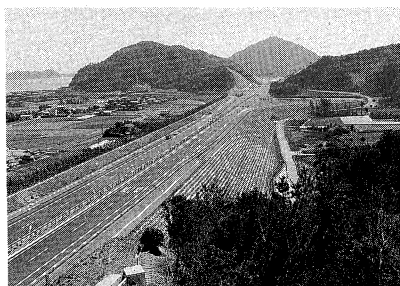


写真-1
鳴門北I.C本線部の
6～8段カット

2.3 西淡～大毛地区の造園計画(造園設計)

本区間の造園計画(造園設計)は、日本道路公団の設計要領を準用し、前述の調査結果等を、考慮しながら実施したが、具体的には、高速自動車交通の安全性と快適性を向上させるため、植栽による機能を種々駆使して土工事のみでは対処出来なかった部分を改善し、単調になりがちな高速道路の沿線に変化と潤いを与えようとするものである。

また、本道路沿線の生活環境等を保全するために、環境条件等も詳細に調査し、生活環境保全植栽、外景観調和修景植栽等をも実施し、新設道路を地域景観に調和させるよう努めたものである。

植栽による機能を、上記設計要領を参考に分類すると表-2のようになる。

インターチェンジは、高速道路と地域との連結点であり、玄関口であるため、位置の確認・特徴付けをするた

表-2 植栽機能分類

(1) 安全運転機能 (走行心理または休息等の交通工学的要求に応えるもの)	a 誘導機能	(イ) 視線誘導植栽 (ロ) 線形予告植栽
	b 事故防止機能	(イ) 明暗順応植栽 (ロ) 遮光植栽 (ハ) 立入防止植栽 (ニ) 緩衝植栽
	c 休憩助成機能	(イ) 緑陰植栽 (ロ) 休憩植栽
(2) 景観造成機能 (修景等の景観創造を目的とするもの)	a 景観調整機能	(イ) 遮蔽植栽 (ロ) 景観調和植栽
	b 景観演出機能	(イ) 強調植栽 (ロ) 眺望植栽 (ハ) 指標植栽
(3) 環境保全機能 (防音、侵食防止等の環境保全を目的とする)	a 災害防止機能	(イ) 防災植栽 (ロ) のり面保護植栽
	b 環境調和機能	(イ) 自然環境調和植栽 (ロ) 生活環境調和植栽

め指標植栽に重点をおいた。

パーキングエリアは、利用者が車を止めて高速、長距離運転の疲労を癒し、気分転換を図る施設であり、地域特有の美しい景観、その他を眺めてくつろぐ、また静かに休憩出来る雰囲気造りに重点をおいた。

中央分離帯植樹工は、対向車からの遮光、視線誘導、運転者の心理効果・疲労感の緩和、道路景観の向上等を目的として実施されるが、当区間では、自然植生として一般に当地で見られ、高速道路等での使用実績、評価が高いウバメガシを使用し、遮光効果の充実、枯損による欠落防止、強風対策、維持管理面等を考慮し、1か所2本植えの整形形式とした。(なお、兵庫県内では県の要望等も配慮し、市・町の木、花等を参考に樹種選定を行い、行政境で樹種変更する等地方色の演出に努める事になっている)(写真-2)

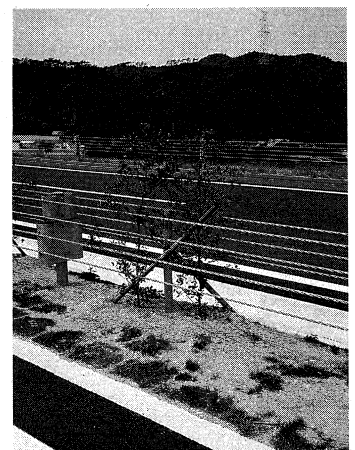


写真-2
中央分離帯植樹工

路傍植栽は、本線内・外の状態を詳細に調査し、内部景観の充実(主として本線利用者へのサービス)、外部景観の充実(主として、沿道住民への環境対策)に努める。ただし、明石海峡大橋が完成するまでは、計画容量に比して交通量も少ない事が予想されるので、重要な機能植栽、景観調和・修景植栽を除き、時間レベルを下げた将来完成型とし、環境への順応性の高い樹林の苗木を

主体として使用する計画となっている。

なお、連絡等施設の造園、路傍植栽等は、各施設、各区域毎に、それぞれの地方色を表現し、イメージ付けを行うため修景テーマを設定し、設計を進めるよう努力している。

参考資料として、西淡～大毛地区の造園工事概要を表－3に示す。

(1) 淡路島南 I.C、鳴門北 I.C の設計概要

両 I.C の間に位置する鳴門のうず潮を造園（修景）テーマとして採用し、ツツジ類、アベリアを使用してうず潮を形造った。また、それぞれ県境に接して設置された I.C であるので、県木（淡路島南 I.C では兵庫県の木のカス、鳴門北 I.C では徳島県の木のカマモモ）を主木とし、指標とした。

淡路島南 I.C では P.A を併設しているため、運転者の気分転換、疲労回復の場としての雰囲気造りに努めた。鳴門北 I.C では、道路建設によって生じた強風対策が当面の課題であるので防風対策に努めた。また、両 I.C 共、本四道路と地域との連絡点であるため、植栽密度、樹高の変化等によって指標、強調効果を高める様配慮した。（写真－4 参照）

(2) 西淡、大毛島両地区の路傍植栽設計概要

西淡地区路傍（西淡出入口～淡路島南 I.C 間）は、国立公園地域をはずれ、アカマツ林が主体で人家も疎らである。一方、大毛地区路傍（大鳴門橋～鳴門北 I.C 間）は国立公園第二種特別地域、普通地域に属し比較的人家も密集し、強風対策という大きな課題があるので両者の植栽比は 1:3 程度で大毛地区が大きい。人家付近では

生活環境調和植栽が実施されたが、路肩～人家の距離によって差をつけ、全体に苗木を使用した将来完成型となっている。

3. 施工

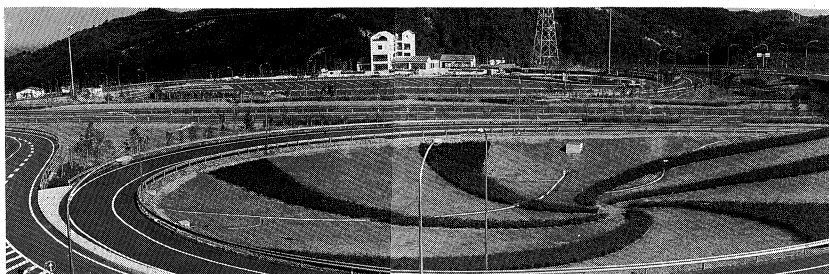
西淡～大毛島地区の造園工事の概要、問題点、反省点等を以下に記す。

3.1 工事工程

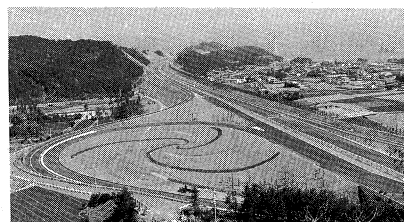
造園工事は、最後のお化粧的性格が強い。本来は、舗装工事、建築・施設関係工事等が終了してからでないとい施工出来ない部分が多い。また、植栽は、原則として高木、中木、低木の順で行われる。

大毛島地区は、大体理想的形態で工事が進められ、一部では機械作業も併用出来たが、西淡地区では、建築工事の発注が遅れ開通日（6月8日）間際まで、舗装、建築工事等との出合丁場が残った。

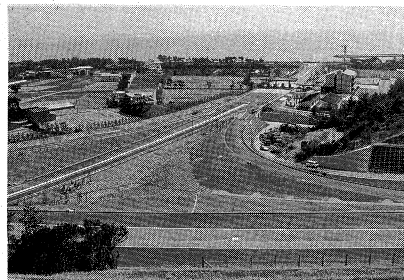
反省点として大毛島地区では、常緑広葉樹（カマモモ、ウバメガシ等）の適期（4月～5月）まで工期延長出来れば最高。西淡地区では、落葉広葉樹（ヤマザクラ、アキニレ等）、低木花木類（ツツジ類等）の適期（2月～4月）に仕事が出来なかった点、開通で最後の手直しと詰めが甘かった点が残念に思われる。



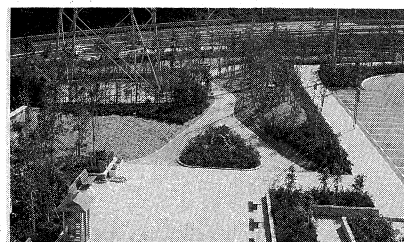
写真－3 淡路島南 I.C の“鳴門のうず潮”を修景テーマとした植栽



写真－4 鳴門北 I.C の“鳴門のうず潮”を修景テーマとした植栽



写真－5 鳴門北 I.C の植栽（管理事務所方面を望む）



写真－6 淡路島南 P.A 上り線側

表－3 西淡～大毛地区の造園工事概要

連絡等施設名 又は区間	園地面積 m ² 区間延長 (植栽延長) km	修景テーマ	使用樹種 (主 木)	使用樹木数 (本、株)			
				高 木	中 木	低 木	苗 木
淡路島南 I.C	142,000	鳴門のうず潮、徳島県との県境に接する I.C	(クス)、ウバメガシ ツツジ類	1,580	3,800	37,000	15,800
西淡出入口～ 大鳴門橋	4.7(2.8)	地域景観（国立公園に接近した山間風景）の保護	アラカシ、(ウバメガシ) (クロマツ)	50	1,700	320	7,300
大鳴門橋～ 鳴門北 I.C	2.0(1.2)	地域景観（国立公園区域）の保護	ヤマモモ、サンゴジュ (クロマツ) (ウバメガシ)	800	7,200	4,100	30,000
鳴門北 I.C	77,000	鳴門のうず潮、兵庫県との県境に接する I.C	(ヤマモモ)、クロマツ ウバメガシ、ヒラド ツツジ	1,200	2,000	12,700	13,600

3.2 植栽基盤の改良

施工場所の土壌条件及び地ごしらえ（植栽基盤の造成）は、植栽樹林の活着や工事の出来映えを左右するが、先行された大毛地区の植穴堀削土を分析したところ、礫分が67%と多く、腐植物質は全くなく保水力も乏しい事がわかった。そこで、西淡地区については、①植穴を通常より大きく掘る（大毛島地区と同様）、②土壌改良材、良質客土により入れ替え改良を図る、③速効性及び遅効性固型肥料を多量に施す。また、④切土面が露出する平坦な箇所には、厚さ1 m程度の築山風客土を行い、植栽基盤を確保する事とした。（表－4参照）

反省点としては、低木類を寄植える箇所についても広範囲に深く堀削する必要があることである。

表－4 植栽客土配合表

配合品名	粘土	マッコ土	堆肥	PH調整材
配合比	50	40	10	1
配合土壌の土性その他				
粘土	シルト	砂	腐植含有量	P.H
9.6%	21.1%	59.3%	5.1%	5.8

3.3 灌水の必要性（用水の確保）

植物という生きものを取扱う工事であるため、植栽直後及びその後の数日間は（場合によっては数週間）灌水を怠る事は出来ない。

淡路島では、59年夏から給水制限が行われ、生活水にも事欠く状態で用水の確保は困難であった。

一方、大毛島地区では、舗装工事中に鳴門北I.C内に2本の井戸が掘られ、必要量自由に給水出来、供用後も夏季の乾燥期には、スプリンクラーによって一部に灌水が出来る状態にあり、好結果を得ている。また、処理水の植栽管理への利用等、今後の処置も検討の必要があると思われる。

3.4 植物材料の供給

西淡～大毛島地区は、前述の如く気象条件、土壌条件等、特異な環境下にあるため、植栽される植物材料も現場に近い場所か、類似の環境下で育成・生産されたものが、活着その後の成育面で好結果を生むので望ましいのであるが、特に淡路島内には、樹木の生産地、適確な業者は見当たらない。

3.5 マルチングの実施

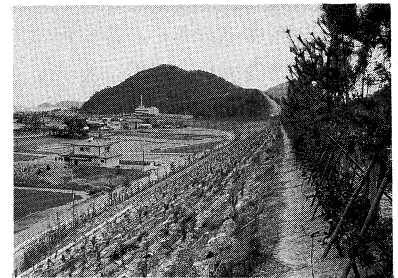
マルチングは、苗木等を植栽するとその根元周辺に雑草が集中し、植栽木に悪影響を及ぼす事が多いので、その雑草防止、土壌の乾燥防止、地温変化の抑制、最終的にはマルチング材が腐敗して有機質肥料分の供給となる事等々を目的として実施される。大毛地区では、マルチング材として稲ワラ、コモ（厚3 cm）を使用した。最近では稲ワラも必要量集めることが困難になってきたの

で、西淡地区では樹皮堆肥を主体に、麻繊維等を主原料とした布織マットを使用した。

反省点として、施工性を考慮して樹皮堆肥のみを使用した箇所では、風による飛散、降雨・灌水による流出が顕著であった。コモ等による被覆が必要であった。

3.6 強風対策としての支柱の強化

大毛島地区下り線側（鳴門北I.C トールゲート付近まで）には、遮音を兼ねた防風築堤が造成され、防風効果を高めるため、その天端平地にはクロマツ、ウバメガシの高木（富士型支柱施工）、中木のネズミモチ、（竹三本支柱施工）、低木のシャリンバイが密植され、海側のり面にも防風林造成のため、クロマツ、ヤマモモ、ウバメガシエニシダ等の苗木が1 mピッチで植栽されている。天端の高木、中木に吹きつける風は相当なもので、竣工直前に布掛、補強用添支柱として竹を追加し、現在のところ成功している。



写真－7 防風築堤

4. あとがき

徳島県の県木であり、西淡～大毛島地区でも一般的に見かける事が出来、耐潮性と言われているヤマモモであったが、植付け後の枯損が目立った。材料が当地産でなく、当地区の自然環境、特に強風、潮風や乾燥等が原因であったと思われる。

高木については、工期を長く（10か月）していたので、根廻しをすることができ、樹木の活着率を高くすることができた。

植栽工事を担当するのは初めての者にとっては戸惑う事が多かった。植物は生き物であるから、単に植付けるだけでは活着せず、愛情をもってきめこまかく施工・管理しなければならないと痛感した。したがって、土壌改良から植付け、養生、さらに工事完了後における灌水、除草、病虫害駆除、支柱の再結束等の適切な保護養生が、樹木の活着や生育に大きなポイントとなる。幸いに、鳴門北I.Cのループ内にはスプリンクラー（自動灌水装置）を設置したので、樹木の植付け後の活着に好結果を得ている。

最後に、樹木は、他の土木構造物と同様に道路を通行するドライバーの目に直接ふれるものである。一般の土木工事以上の注意を払わなければならないと痛感した。

淡路島南パーキングエリアの土壌式無放流・汚水処理設備

Awaji Island South Parking Area ～

第一建設局 建設部 機械電気課長 谷 口 肇
Hajime Taniguchi
第一建設局 建設部 機械電気課 中 田 昌 利
Masatoshi Nakata
第一建設局 洲本工事事務所工務課 谷 進
Susumu Tani

1. まえがき

第一建設局の津名一宮 I.C ～洲本 I.C 及び西淡出入口～鳴門北 I.C の西区間が、昭和60年6月8日に供用された。これらの区間で、唯一の淡路島南パーキングエリアに、土壌式の無放流・汚水処理設備を採用したので、紹介する。

淡路島南パーキングエリアは、国立公園であること、付近が漁場であること等を理由に、通常の処理設備で浄化した処理水を、河川に放流することがかなわず、処理した水を域外に出さないタイプの処理設備の採用を、余儀なくされた。この条件を満たす処理方法としては、①焼却する。②そっくり域外へ搬出する。③域内で処理する。(土壌式無放流設備)等が考えられるが、手間、コストの点で、③の土壌式無放流設備の採用に踏切った。

この設備は、都市下水のように人口稠密で、効率的な大規模処理設備の設置が困難な、人口500人程度の農村地帯に、点在して設置されている例が多い。場所としては、九州、中部、東北地方に採用例が多い。また、道路のパーキングエリアでの採用例は、日本道路公団の九州自動車道、中国自動車道、中央自動車道で散見されるが、その例はまだ少い。

2. 土壌式無放流・汚水処理設備の概要

2.1 土壌式・汚水処理設備(2次処理と称す)

汚水処理の目的は、人の手によって汚染された水を、可能な限り清水に戻してやることである。

パーキングエリアから排出される汚水は、公衆便所から出る尿尿、レストランから出る厨房汚水等が主たるものである。これらの汚水の成分は、都市下水と異なって、比較的単一で、そのほとんどが有機分のみと判断している。

土壌式・汚水処理の利点は、自然界の自浄作用を上手に利用している点である。地球上の表土(一般に地面から2～3mまでの層)は、岩石の風化と樹木等の枯死分で構成された、有機物の混入が見られ、植物の育成し易い沃土になっている。この土中には、大はみみずから小は各種、微生物にいたるまで、種々の生物が介在しており、これらが尿尿等の有機物を分解・消化して、汚水処理のプロセスを推進する。

設備面での利点を拾い上げると、処理の行程が緩慢であり、設備を駆動させる動力が、一般の下水処理設備に

較べて、小さくて済むと云われており、省エネルギーにかなっている。また、微生物によって分解・消化するので、処理物のかすの発生も比較的少い。臭気が少なく、凝集剤による二次公害の心配がないのも利点と云えよう。

欠点としては、沈澱槽、曝気槽で構成される本処理槽の処理行程がゆるやかであるため、凝集剤を使用して細粒分の沈澱を促進する通常のタイプに較べると、設備が平面的に大形となる点である。

土壌式無放流・汚水処理設備のフローシートは、図-1に示すとおりである。

図-1に示すように、この方式(2次処理まで)で、水洗便所等から出る原水(BODで315ppm)が、BODで20ppmぐらいに処理される。ちなみに、通常の処理では、この程度の処理水を河川に放水している。

2.2 土壌式無放流・汚水処理設備(3次処理と称す)

当パーキングエリアは、処理水を河川に放流することが出来ないので、パーキングエリア内に土壌式の無放流・汚水処理設備を設置している。

この設備の特徴は、前項で述べた土中の微生物の働きを活用するもので、BOD 10ppm程度の処理水を、土中で2段階(集水装置、無放流装置)の処理を行い、最終的にはBODで3ppm程度の高度処理(3次処理)を実施する。

無放流装置は、太陽熱、風等による蒸発散と地下浸透とで、処理水をパーキングエリア内で処理する。太陽・風等による蒸発量は、夏と冬とは大差があるが、年間の水分蒸発量は、淡路島付近で草地の場合で、50cm程度と推定¹⁾されており、無放流装置の表面積が約700m²であるので、年間350m³(0.96m³/日)程度の蒸発しか期待できない。一方、無放流すべき処理水は、最大80m³/日を予定しているので、そのほとんどが地下に浸透する。処理水は高度の処理を行った後、塩素剤によって殺菌しているが、念のため周辺への土壌への影響を考慮して、装置の外端から約80m離れたパーキングエリアと民地の境界に検水井を設けて、汚染の有無をチェックしている。

また、無放流装置の手前に集水装置を入れているのは、BOD 10ppmの処理水を直接、無放流装置へ送水すると装置内の目づまりを生じる懸念と地下水への悪影響が心配されるため、集水装置でBOD 5ppm程度の前処

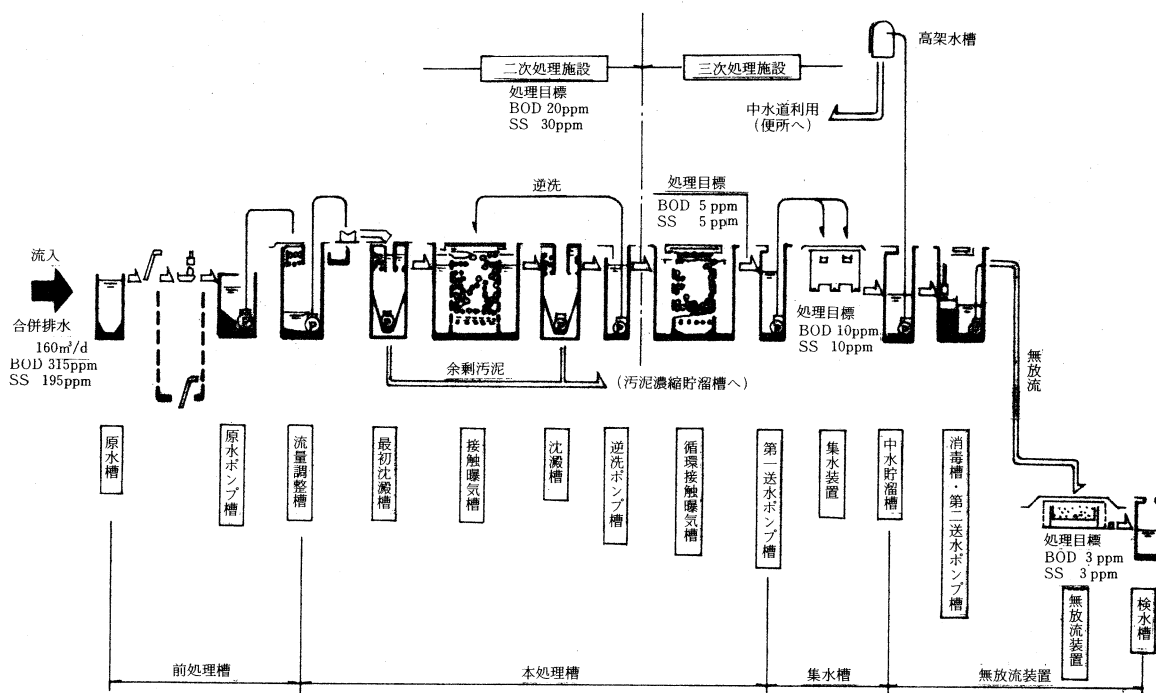


図-1 汚水処理設備のフローシート

理をしている。

無放流、集中装置とも691㎡、486㎡と大きな面積を占めている。一般に、土壌式汚過方式は、通常の砂汚過方式の70倍程度の処理面積が必要とされており²⁾、土壌式の利点が数多くあるにもかかわらず、普及の障害となっているのは、汚過のための広大な用地を必要とするためであろう。幸い、当パーキングエリアは、緑地帯を設備用地に活用したので、コスト面では表面に出ていない。

3. 処理水量と水質の決定

3.1 処理水量

1日に処理をしなければならない処理水量の算定は、日本道路公団の例を参考に決定した。

算定方法は、自動車の交通量からパーキングエリアの駐車スペースの数を定め、これをベースにして便所を利用する人数を推定し、1人が1回に10ℓの水を使用するという仮定で、汚水発生量を算出する。この数値に、レストラン、給油所、料金所等から排出される汚水量を加算して、処理水全量が決定される。

(1) 1日の便所利用人数

1日の便所を利用する人数は、表-1に示すとおりで、片側で4,000人が使用するとした。

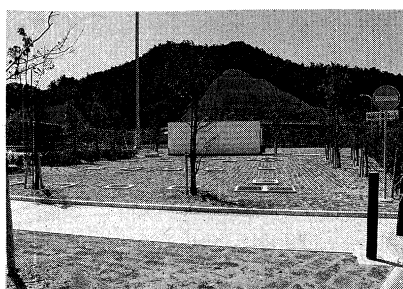


写真-1 本処理槽の外観



写真-2 集水装置の内部 (砕石と特殊土壌)
・土壌底部に集水のパイピングがしてある。

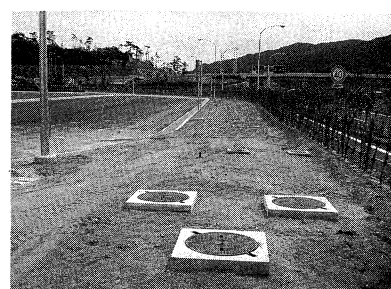


写真-4 無放流装置の外観・マンホールの箇所と芝張付部分

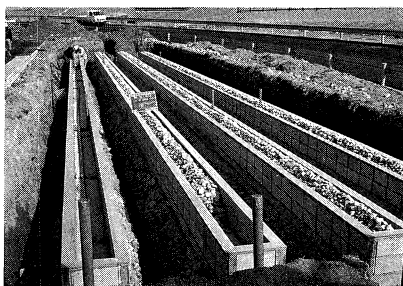


写真-3 無放流装置の内部 (砕石と放水パイピング)・空間に特殊土壌を充填する。ブロック枠からの溢流水は、大部分が周辺の地面に浸透する。

表-1 1日の便所使用人数 (パーキング片側のみ)

車種	駐車スペース数 (台)	回転率	乗車率 人/台	利用率	ラッシュ率	便所使用人数 (人)
小型	50	60/35	2.6	0.55	0.8	1,532
大型	23	60/20	1.4	0.55	0.8	664
バス	2	60/20	38.0	0.55	0.8	1,567
計	75	—	—	—	—	3,763 ≒4,000

注: 1日の便所使用人数 = $\frac{\text{駐車スペース数} \times \text{回転率} \times \text{乗車率} \times \text{利用率}}{\text{ラッシュ率}}$

駐車ますの数は、昭和75年大鳴門橋・計画交通量14,100台/日(58年値)で、上下パーキングエリアとも小型車50ます、大型車23ます、バス2ますと計画された。利用人数の算定は、このます数に基づいて実施した。

なお、便所の便器は、上下駐車場とも同じ規模のものを設置している。便器の数は、片側で男子用が小便10基・大便3基、女子用が10基、身障者用が1基(男女兼用)である。

(2) 汚水排出量

1日に排出される汚水の量は、表-2に示すとおりで、160m³/日と定めた。

3.2 排水の原水と処理水の水質

排出される原水は、水洗便所から発生した水、レストランの厨房排水が主たるものである。原水と処理水の水質目標値は、表-3に示すとおりである。

4. 設備の構成

4.1 設備の配置とその内容

パーキングエリアでの設備の配置は、図-2に示すとおりである。前述の如く、緑地帯を利用してレイアウトしたため、配置がかなり散在したことで無放流装置は、帯状に4分割で設置され、パイプ延長が長くなり、設備費が割高になった。

主要な設備は、表-4に示すとおりである。

表-4に示す設備の順に浄化が進行し、集水装置を通過した処理水を貯溜(中水貯溜槽)して、便所の水洗用に再使用する。再使用しきれない余剰水は、無放流装置に送水し、一部蒸発、一部地下浸透で処理する。この段階で、処理水の地下水への影響を考慮して、無放流装置に隣接して検水槽を設け、定期的に採水して、水質を

表-2 日当り汚水排水量(パーキング両側で)

施設名	汚水排出量 (m ³ /日)	算出根拠	摘要
便所	80	0.01m ³ /人×8,000人/日	現在、未設置
レストラン	64	0.02m ³ /人×0.4×8,000人/日	
料金所	3	0.11m ³ /人・日×26人	
給油所	8	0.2m ³ /人・日×20人×2(か所)	
計	155≒160		

表-3 流入原水(汚水)と処理水の水質目標値

(単位: ppm)

サンプリング箇所 項目	流入原水	接触曝気槽	集水装置	無放流装置
生物的酸素要求量 BOD	315	20	5	3
浮遊物質 量 SS	195	30	5	3

表-4 主要設備一覧表

項目 設備名	規格	設置場所	処理の度合 ppm	摘要
前処理槽 (1)	上下各 11.8m ³	上・下 P A	B O D 315	粗、細スクリーン、破砕機、フロア、ポンプ
〃 (2)	3.1m ³	料金所	〃 315	同上
流量調整槽	103.1m ³	上 P A	〃 315	ポンプ
最初沈澱槽	41.7m ³	〃		〃
接触曝気槽	271.0m ³	〃		ぐり石充填
沈 澱 槽	38.9m ³	〃		ポンプ
逆流ポンプ槽	14.6m ³	〃	B O D 20	〃
循環接触曝気槽	76.7m ³	〃		ぐり石充填
第1送水ポンプ槽	6.4m ³	〃		ポンプ
集水装置	土壌 535.0m ³	〃	B O D 5	表面積486. m ²
中水貯溜槽	95.1m ³	〃		ポンプ、フロア
中水高架水槽	18.0m ³	下 P A		(便所の水洗に利用)
消 毒 槽	1.0m ³	上 P A		
第2送水ポンプ槽	3.8m ³	〃		ポンプ
無放流装置	土壌 567.1m ³	〃	B O D 3	表面積、延べ691.5m ²
検 水 槽	8.0m ³	〃		
汚濁濃縮貯溜槽	27.8m ³	〃		

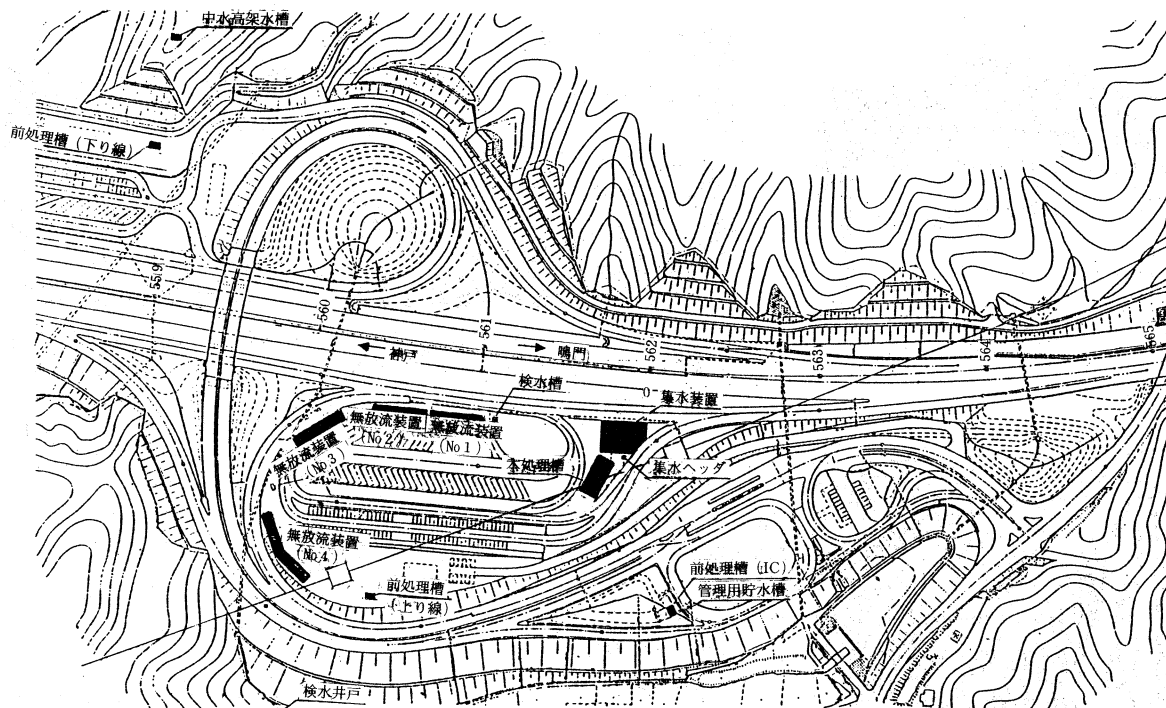


図-2 処理設備の配置図

チェックしている。

また、検水槽から更に離れたパーキングエリアと民地の境界付近に、1か所検水井を設けており、実際の地下水への影響をチェックしている。

4.2 所要動力

土壌式污水处理設備は、一般に所要動力が少量である云われているが、運転に必要な動力は、表-5に示すとおりである。

動く設備で主なものは、スクリーン、破砕機、ブロウ、ポンプ等である。これらのうち、曝気に使用するブロウ（送風機）は、終日、運転しているが、その他の機器は、槽内の水位と連動して間欠運転をする。

表-5で運転率は、機器の能力（ポンプの場合、吐出量）を参考に、1日当りの計画処理水量（160m³/日）で推定した値であるが、この値で算定すると、13.92kW/hの電力を消費する。全体の運転率は、40%程度と考えられる。

4.3 中水の再利用

集水装置を通過した浄化水は、BOD、SSで5ppm程度の高度処理水であり、試験管に採水して目視した限りでは、異物の混入はほとんど見られない。この水を便所の水洗用水に再利用している。

1日の利用可能な中水量は、表-2に示される便所からの污水排出量とほぼ同量の80m³/日と考えている。中水で利用した量だけ、無放流装置の処理負担が軽減され、この面でも好都合である。

表-5 設備の動力一覧表

項目	機器名	動力kW	運転状況	運転率	消費電力(時間当り) kW h	能力m ³ /分・台
前処理槽1)上PA	荒目スクリーン	0.2	連続	1.0	0.2	
〃	細目スクリーン	0.2	間欠	0.1	0.02	
〃	破砕機	0.2	〃	0.1	0.02	
〃	ブロウ	0.4	連続	1.0	0.4	0.17
〃	ポンプ	1.5×2台	間欠	0.1	0.15	0.3
前処理槽1)下PA	荒目スクリーン	0.2	連続	1.0	0.2	
〃	細目スクリーン	0.2	間欠	0.1	0.02	
〃	破砕機	0.2	〃	0.1	0.02	
〃	ブロウ	0.4	連続	1.0	0.4	0.17
〃	ポンプ	7.5×2台	間欠	0.1	0.75	0.3
前処理槽2)IC	荒目スクリーン	0.2	連続	1.0	0.2	
〃	細目スクリーン	0.2	間欠	0.1	0.02	
〃	破砕機	0.2	〃	0.1	0.02	
〃	ブロウ	0.4	連続	1.0	0.4	0.1
〃	ポンプ	3.7×2台	間欠	0.1	0.37	0.02
流量調整槽	ポンプ	0.75×2台	〃	0.75	0.56	0.15
最初沈殿槽	ポンプ(泥)	0.75	〃	0.05	0.04	0.3
沈殿槽	ポンプ(泥)	0.4	〃	0.05	0.02	0.15
逆洗ポンプ槽	ポンプ	0.75	〃	0.4	0.3	0.3
第1送水ポンプ槽	ポンプ	0.75×2台	〃	0.4	0.3	0.3
中水貯溜槽	ブロウ(1)	5.5×2台	連続	1.0	5.5	4.86
〃	ブロウ(2)	2.2	〃	1.0	2.2	0.96
〃	ポンプ	7.5×2台	間欠	0.2	1.5	0.3
消毒槽	ポンプ(薬)	0.1	〃	0.1	0.01	0.15 ¹⁾ /分
第2送水ポンプ槽	ポンプ	1.5×2台	〃	0.2	0.3	0.15
電磁流量計	微小	〃	〃	—	—	~40m ³ /h
計	—	35.9	—	0.39	13.92	—

注：① 表中×2台は、予備機1台を含む

② 運転率は、1日当り処理水量160m³から逆算した。

③ 消費電力（1時間当り）は、動力と運転率の積をとった。

4.4 工事工程

昭和59年5月18日の本社・理事承認を経て、発注は同年8月25日、竣工は60年4月30日、工費は2.4億円で、大丸工業㈱が施工を担当した。

工事の工程は、図-3に示すとおりである。

5. 運転状況

5.1 汚水処理量

60年6月8日に供用して、同年8月11日まで（比較的交通量の多い期間）の約2か月の交通量のデータを一建・維持課から入手しているが、大鳴門橋区間、即ち、パーキングエリアのある区間では、日曜日ごとに極端な交通量の突出現象（23,526~13,312台/日）が生じており、平日平均交通量（約7,500台/日）の3.14~1.77倍に達している。処理装置を計画したときの交通量を14,100台/日（昭和75年・大鳴門橋計画交通量 [58年値]）としたので、6月25日（日）の23,526台は、これの1.67倍に相当するので、汚水のオーバフローを懸念したが、今のところ順調に稼働している。

便所の水洗に使用する中水の送水管路に、電磁流量計が挿入しており、レストランで使用する上水にも量水計がついているので、これらの読みから使用水量（汚水処理量）を把握した。

使用水量と交通量の関係は、表-6に示すとおりである。

5.2 水質

装置には、常時、水質を測定する装備をしていない。したがって、定期的に外部へ水質検査を依頼して、装置の機能保持の検証の一部としている。当面、BOD、SS、pH、大腸菌群数の検査を月に1回程度、実施する予定である。

採水は、本処理槽の終点（第一送水ポンプ槽）、中水貯溜槽の2か所で行い、最寄りの洲本保健所で水質検査を実施した。今回のデータは、9月までに実施した3回分であるが、3回目は無放流装置通過後の検水槽での水質も実施した。水質検査の結果は、表-7に示すとおりである。

なお、検査項目は、生物化学的酸素要求量（BOD）、

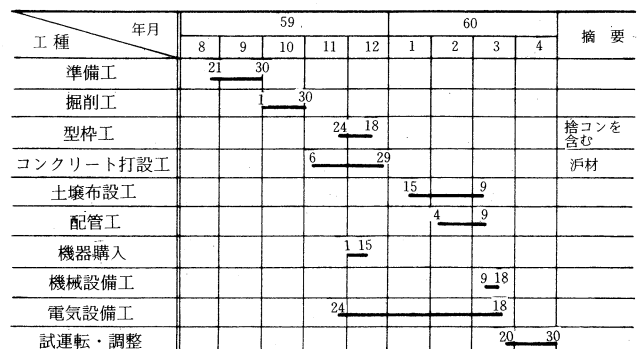


図-3 製作工程図

表一 6 使用水量と交通量の関係

(日曜日ごと)

月/日	6/9	6/16	6/23	6/30	7/7	7/14	7/21	7/28	8/4	平均値
項目										
交通量 千台/日	21.8	23.5	17.5	13.3	22.4	17.2	15.3	16.7	18.1	18.42
中水量 m ³ /日	154.1	99.9	89.3	65.8	97.8	79.9	71.7	64.4	52.9	86.20
上水量 m ³ /日	175.6	121.4	105.3	81.8	119.3	95.9	87.7	80.4	68.9	104.03
合計水量 m ³ /日	329.7	221.3	194.6	147.6	217.1	175.8	159.4	144.8	121.8	190.23

日曜日の交通量千台当りの使用水量 190.23m³/日/18.42千台/日≒10.33m³/千台

(ある一週間)

月/日(曜)	7/4(木)	7/5(金)	7/6(土)	7/7(日)	7/8(月)	7/9(火)	7/10(水)	平均値
項目								
交通量 千台/日	7.0	7.6	10.8	22.4	7.5	6.9	6.7	9.84
中水量 m ³ /日	22.3	31.7	38.8	97.8	30.6	30.1	21.2	38.93
上水量 m ³ /日	34.8	44.2	54.8	119.3	43.1	42.6	33.7	53.21
合計水量 m ³ /日	57.1	75.9	93.6	217.1	73.7	72.7	54.9	92.14

上記、一週間の交通量千台当りの使用水量 92.14m³/日/9.84千台/日≒9.36m³/千台

表一 7 水質検査結果一覧表

試験機関：洲本保健所

項目	採水月日(曜)	7.3(木)	8.22(木)	9.5(木)	目標値	摘 要
交通量	台/日	6,179	10,785	5,536	14,100	目標値は、表一 2 参照、除くガソリンスタンド
使用水量	m ³ /日	90.1	103.4	50.1	147	
BOD ppm	原 水	48.5	116.5	88.0	315	放流水<20 ppm
	第一送水ポンプ槽	3.2	4.5	1.4	10	
	中水貯留槽	0.4	2.0	0.4	5	
	検 水 槽	—	—	0.6	3	
SS、 ppm	原 水	26.8	136.0	106.0	195	放流水<20 ppm
	第一送水ポンプ槽	1.8	2.2	2.4	10	
	中水貯留槽	0.6	3.0	0.4	5	
	検 水 槽	—	—	0.6	3	
PH	原 水	8.3	6.4	7.8	—	5.8~8.6
	第一送水ポンプ槽	6.2	4.7	5.1	—	
	中水貯留槽	8.4	7.6	8.6	—	
	検 水 槽	—	—	8.5	—	
大腸菌群 数×10.3個/ml	原 水	9.0	20.0	49.8	—	放流水<3×10 ³ 個/ml
	第一送水ポンプ槽	0.003	0	0.011	—	
	中水貯留槽	0	0	0	—	
	検 水 槽	—	—	0	0	

浮遊物質(SS)、水素イオン濃度(pH)及び大腸菌群数の諸量とした。表一 7 の摘要欄の数値は、下水道法施行令第 6 条(放流水の水質の技術上の基準)の値を参考までに付記した。

5.3 装 置

主たる装置は、地下に埋設した各種水槽群からなっている。モータのついているものを拾い上げると、ポンプ 11 台、ブロワ 5 台、破砕機 3 台、スクリーン 6 台等があり、水槽の水位と連動して断続運転するものや、荒目スクリーン、ブロワ(曝気用)のように連続運転するものもある。これらの動作の詳細は、設備の動力一覧表・表一 5 を参照されたい。

装置は、水質関係の資格を持った委託職員が 1 名専任しており、メンテナンスを実施している。

6. 考 察

6.1 交通量と汚水発生量

表一 6 は、供用後約 2 か月間の交通量と便所、レストラン等で使用した汚水発生量(中水使用量+上水使用量)の測定結果を示している。この表は、交通量でピークを示す日曜日ごとと、この 2 か月間で無作為に選んだ、ある一週間のものをそれぞれ示している。計算上は、上下線 14,100 台/日で 8,000 人の人間が便所を利用し、便所から 80m³/日、レストランから便所用水の 8 割に相当する 64m³/日、料金事務所用水 3 m³/日の合計 147m³/日进行处理することになっている。交通量 1,000 台/日では、147m³/日÷14.1千台/日≒10.425m³/千台の汚水量の発生があると考えてきた。

表一 6 の実績値によれば、車の多い日曜日ごとの平均値で、10.33m³/千台を、車の少ない平日で 9.36m³/千台をそれぞれ示しており、計算値に近い数値となっている。

当初、中水で便所の水洗水を、上水でレストラン、料金事務所の用水を考えていたが、実際は中水の生産が不足気味で、便所水洗の不足分は、上水がカバーする仕組みになっており、汚水発生量は上水と中水の合計量で把握した。

6.2 処理した水質

表一 7 に示すとおり、原水が目標値(BOD で 315ppm、SS で 195ppm)を大幅に下廻っており、最終処理結果も BOD、SS とも 0.6ppm と良好な数値を示した。

pH は、浄化槽の過程で酸性を、最終段階ではアルカリ性を示すようである。pH の変動はあるが、いずれも下水道法施行令で定められた放流水の技術基準値を満足している。

原水の大腸菌群数は、月を追うごとに増加傾向を示しているが、これは気温上昇と関係があるのではと推察している。処理後は、いずれも無菌状態となっている。

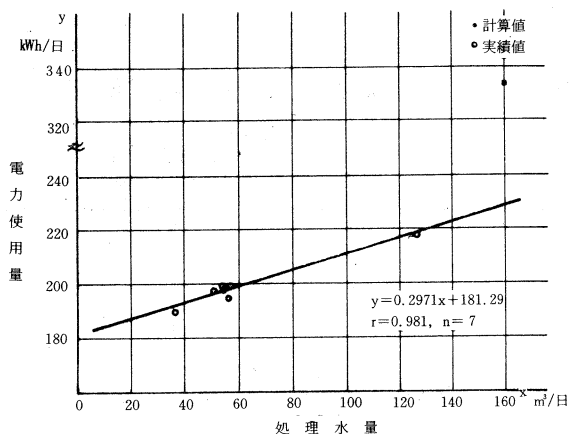
今回は、境界線上の検水井の水質もチェックしたが、この中の水が長期の溜り水になっていたためか、採水分が白濁しており、測定値は、こちらの目的にかなうものとならなかった。参考までに数値を示すと、BOD で 4.4ppm、SS で 1,530ppm、pH で 5.8、大腸菌群数で 2 個/ml であった。

6.3 消費電力

消費電力は、装置に併設された積算電力計の読みによった。この電力計には、汚水処理装置のほかに、パークینگエリア内の給水(上水)と内照式表示板の消費電力も同時に表示されるので、ある仮定のもとにこの分を差し引いて、検討の数値とした。その結果は、表一 8 および図一 4 にそれぞれ示す。

表一 8 で示すように、処理水量の変動は、9 月 5 日から 9 月 11 日までの 1 週間で、最大 126.4m³/日、最小 36.1m³/日と大幅に変化しており、最大値と最小値の比は、126.4/36.1≒3.50 を示している。これに対して、電

力使用量（消費量）は最大 218.4 kWh/日、最小 189.8 kWh/日と変動が小幅で、その比は $218.4/189.8 \approx 1.15$ を示している。



図－４ 処理水量・電力使用量の関係図

表－８ 処理水量と電力使用量の関係

項目 月・日(曜)	中水 m³/日	上水 m³/日	処理水 m³/日	電力使用 kW h/日	交通量 台/日
9. 5 (木)	18.8	31.3	50.1	197.5	5,536
9. 6 (金)	20.7	33.2	53.9	199.1	5,821
9. 7 (土)	22.3	34.8	57.1	199.4	6,958
9. 8 (日)	55.2	71.2	126.4	218.4	10,433
9. 9 (月)	20.7	33.2	53.9	198.1	5,465
9.10 (火)	21.9	34.4	56.3	195.6	5,736
9.11 (水)	11.8	24.3	36.1	189.8	5,418
平均値	24.49	37.48	61.97	199.70	6,481

時間当りの平均電力使用量：199.7 kW h/日/24時間/日＝8.32 kW h/h

図－４は、表－８の値を図示したものである。この図に、表－５で仮定した160m³/日が処理時の消費電力（13.92 kWh/h×24h/日＝334kWh/日）を・印でプロットして、実績値（○印）と重ね合してみた。実績値は、仮定値のおおよそ2/3ぐらいの値（0.685）を示している

表－５で、装置全体の運転率を0.39と仮定したが、実績から見直すと、更に運転率は低下（ $0.39 \times 0.685 \approx 0.267$ ）し、160m³/日処理時で、設備動力合計の27%程度の229kWh/日の電力を消費していることが、うかがわれた。

実績をもとに、単純に電気料金を算定すると、160m³/日処理時で1日当たり（基本料金は除く）、約4,600円になる。

$9.53 \text{ kWh/h} \times 24 \text{ h/日} \times 20 \text{ 円/kWh} = 4,574.4 \approx 4,600 \text{ 円/日}$

7. あとがき

古くから、井戸水が飲料水として用いられてきたこと

は周知のとおりである。これは、土壌が汚水を浄化する能力を有していたからである。

近年、農業の分野で、汚水浄化に土壌処理を利用する動きが目立つ。農村では、人口密度が比較的粗であるため、下水管の配管延長が単位人口当りでみると大であり、一般の集約形の下水設備の普及がはかどらない一因となっている。一方、下水処理の必要性は、衛生面だけ考えると都市と同じであるが、家畜から発生する糞尿等を考えると、量、臭気の点で都市より大きいと云えよう。農村では、都市に対して安価な用地の入手が容易であり、用地費も含めて在来方式とコスト比較した場合、十分に優位に立つケースが多く、土壌式処理方式の開発が著しい。

一般に、土壌式処理方式は、従前から経験的に有効であるとされてきたが、科学的な解明はその歴史が浅い。茨城大学・農学部の相田教授³⁾によると、土壌の浄化のメカニズムは、つぎのごとくである。

- ① 土壌粒子が、汙過（フィルタ）の働きをする。
- ② 土壌のイオン結合等で、異物を吸着する。
- ③ 土壌に存在する微生物が生化学反応を起こす。
- ④ 土壌中の微生物が大腸菌群等を捕縛してしまう。

また、広島大学・工学部第4類の寺西助教⁴⁾によると、下水処理水（BODで20ppm程度の処理水）を、更に高度の処理をする場合に、土壌処理が有効であるとしており、BOD、SSに対しては、汙過と吸着作用が、窒素、磷、重金属、病原菌に対しては、吸着作用がそれぞれあり、20ppmの微小残留分から、そのほとんどを除去してしまう。ただ、ウィルス等は、捕捉されずその飛散の問題が残るとされている。

今回、採用した土壌式無放流・汚水処理設備は、土のもつ自浄作用を利用したものと云えるが、実用化されたのが、昭和50年ごろと日も浅く、浄化の機構が経験に負う点が多く、水質管理を入念に行う必要がありそうである。

60年6月8日に運転を始めて、60年9月上旬で約3か月を経過したが、中水貯溜槽の処理水は、深さ約1.5mの底が見えるぐらい清澄で、臭気もほとんどない。

現在、パーキングエリアでの汚水処理設備で、土壌方式は特殊なものと云えそうだが、この報文が参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) 洞沢：土壌処理の設計指針 用水と廃水 Vol. 26 No. 4 (P26) 1984年
- 2) 洞沢：土壌処理の設計指針 用水と廃水 Vol. 26 No. 4 (P24) 1984年
- 3) 相田：土壌浸透における浄化機構 用水と廃水 Vol. 26 No. 4 (P3) 1984年
- 4) 寺西：下水二次処理水の土壌処理 用水と廃水 Vol. 26 No. 4 (P43) 1984年

櫃石島橋塔底板下面グラウト施工報告

Report on Grout Injection under Bottom Slab Plates
of Hitsuishijima Bridge's Tower Bases

児島工事事務所 第五工事長 金沢克義
Katsuyoshi Kanazawa
児島工事事務所 第五工事長付 伊藤豊秋
Toyoaki Ito

1. まえがき

櫃石島橋は、本州四国連絡橋・児島～坂出ルート of 櫃石島と岩黒島を結ぶ全長790m、中央径間420m、主塔高さT・P 148m（2P）、152m（3P）の鋼3径間連続斜張橋であり、暫定的には道路4車線、在来線複線載荷し、将来は更に新幹線複線載荷予定の道路鉄道併用橋である。

図-1、2、3に位置図、橋梁一般図、桁断面図をそれぞれ示す。

図-4に示す本橋の塔はハンチ付ラーメン斜塔であり、陰影の美的効果を期待した変断面構造となっている。塔の底板は、鉛直度確保のため、表-1に示す厳しい設置精度が必要である。

従来、当公団では総ての吊橋、斜張橋において、橋脚頂版コンクリートを水平切削する「研磨工法」が採用されてきたが、近年、大型の底板や沓において、コンクリート面との空隙に無収縮モルタルを注入する「グラウト工

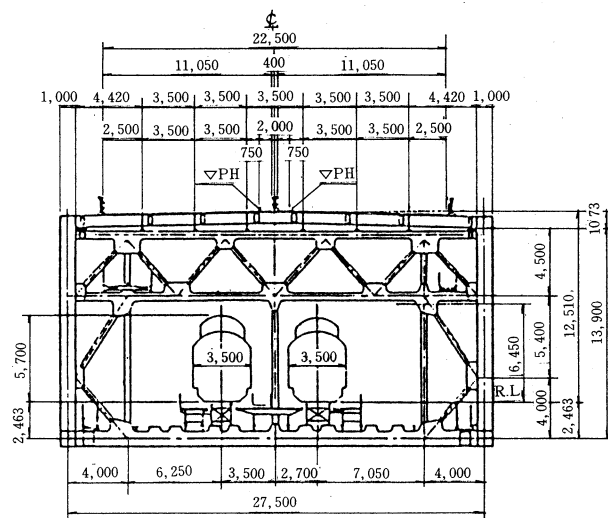


図-3 桁断面図

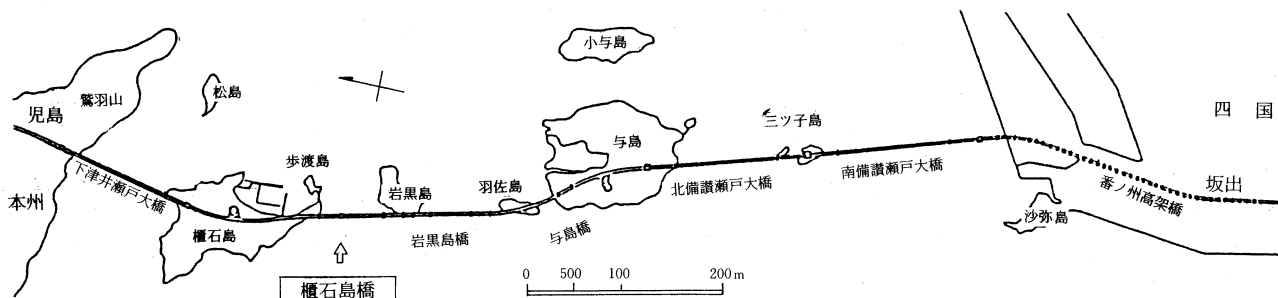


図-1 位置図

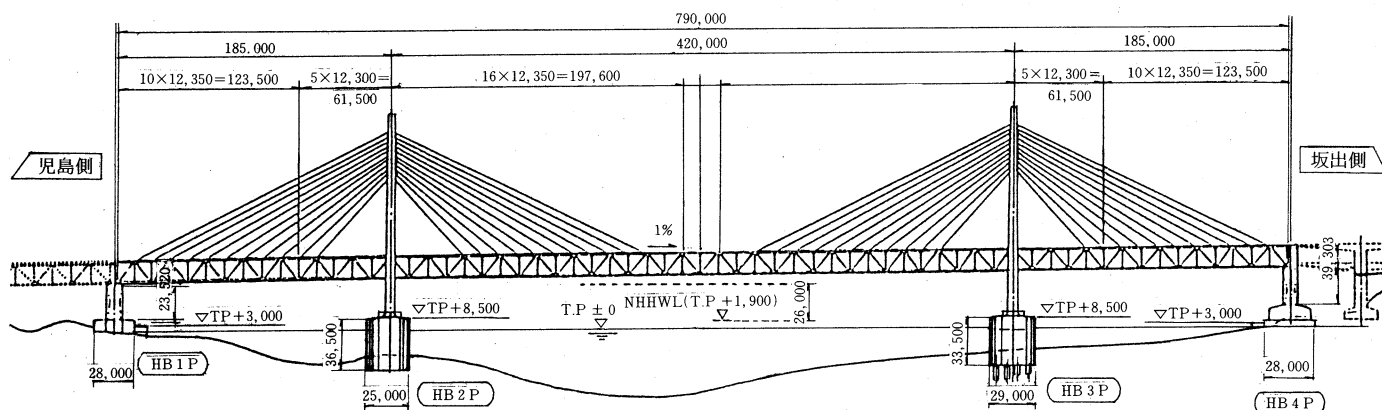


図-2 橋梁一般図

法」の実績が多くなってきている。表-2に例を示す。
両工法の特性比較は表-3に示すとおりである。

本橋は昭和63年春の児島～坂出ルート供用開始に対し、工期の余裕が無いため、工期短縮を主目的としてグラウト工法を採用した。また、本工法の採用に際しては、

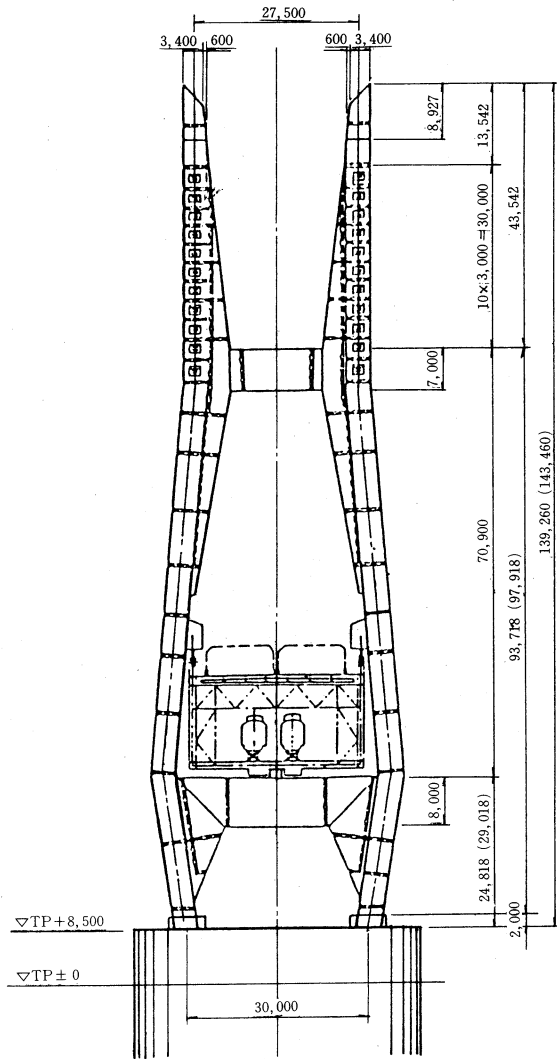


図-4 塔一般図

表-1 塔底板要求設置精度

項目	精度
平面度	1.0 mm 以下
最大すき間	0.5 mm/m
高さ	±1.0 mm 以下
傾斜	1/5000 以下

表-2 グラウト工法施工例

橋名	形式	注入寸法(m)	分割方法	レベル調整	施工時期	摘要
港大橋	ゲルパトラス	6.5×7.3	バグパイプ、12	ライナープレート	S.47年9月	阪高
マタディ橋	吊橋	4.1×5.0	バグパイプ、4	レベリングブロック + ジャッキボルト	S.55年11月	ザイル
安治川橋	斜張橋	4.5×5.7	バグパイプ、5	ライナープレート	S.59年3月	阪高
礪石島橋	斜張橋	6.6×8.2	バグパイプ、4	レベリングブロック	S.60年5月	本四
与島橋	連続トラス	4.0×4.9	バグパイプ、5	ボルト + ナット	S.60年5月	本四

※ 分割方法欄中の数字は分割ブロック数を示す

表-3 研磨工法とグラウト工法の特性比較

項目	研磨工法	グラウト工法
工期	長い	研磨工法の1/2以下
充填率(接触率)の確認	不可能	ダミープレートによる間接確認
水平精度の確認	切削、磨き出し後、直接確認	底板設置後、直接確認
水平度再調整	不可能	レベリングブロック、ジャッキボルト等で可能
その他	ブリージングに起因する浮石剥離がある	施工時期・箇所毎に配合調整の必要がある

塔製作工場内で2P底板による実機実験を行い本工法の実用性を確認し、本工事に臨んだ。

2. グラウト注入実験

2.1 実験概要

本実験の目的は、施工性、充填率、品質、工程の実用性の確認であった。グラウト材はマスターフロー-870グラウト(以下「MF870G」と略す)を使用し、自重圧で注入した。注入部は、ナイロン繊維袋のバグパイプで4分割した。

底板のレベル調整には、鋼製のレベリングブロックを使用した。

2.2 実験内容

実験のフロー図、実施工程表を図-5、表-4に示す。

(1) コンクリートベース作成

塔底板は、図-6に示す中抜き形状であり、φ140のアンカーボルト穴とφ48の吊ピース穴が各々30、6個あいている。コンクリートベースは、底板に対し片側30cmぶつ幅余裕と7cm以上の隙間を確保できる箱抜きを行った。また、コーナー部2箇所にはダミープレート用に、レベリングブロック16箇所には、更に5cm深い箱抜きを行った。箱抜き部には、グラウトとの付着を良くするため約10mmのチッピングを行った。

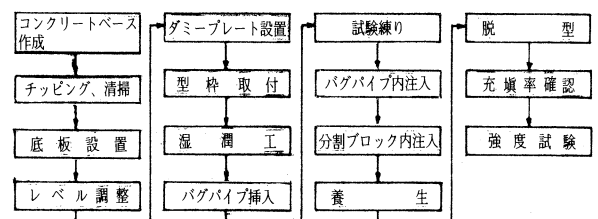


図-5 実験フロー図

表-4 グラウト実験実施工程表

項目	1/24	2/1	2/10	2/25
R C ベース製作				
チッピング・清掃				
アンカーボルト工				
底板据付				
注入準備				
ダミープレート・型枠				
注入実験				
底板剥離測定				
充填率測定				
コア採取				
後片				

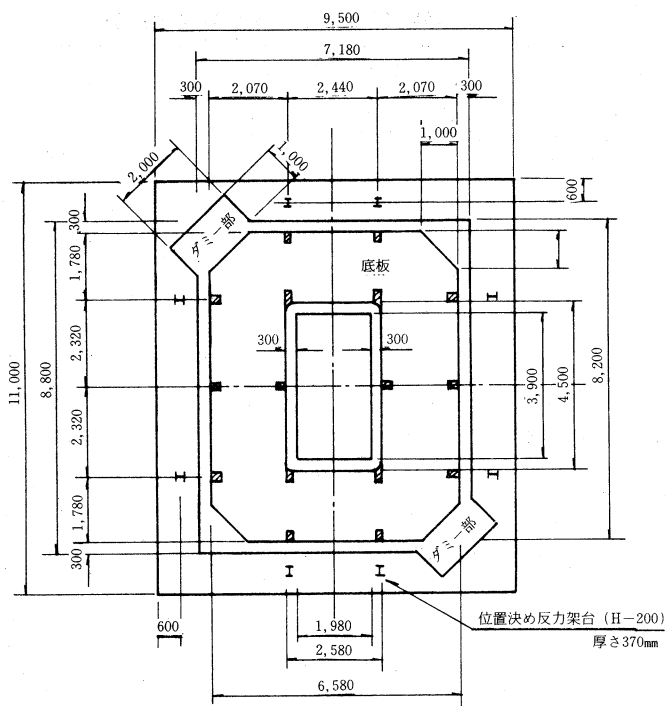


図-6 底板およびコンクリートベース

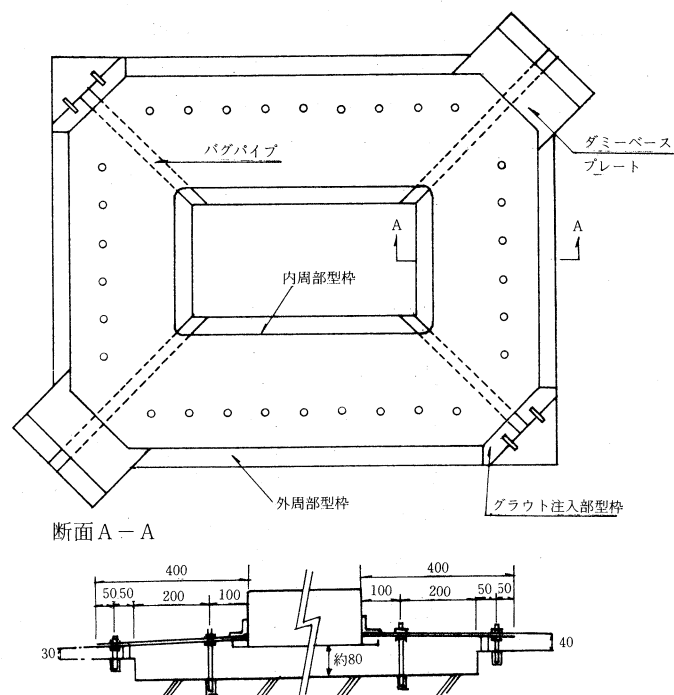


図-7 ダミープレート、型枠、バグパイプの設置

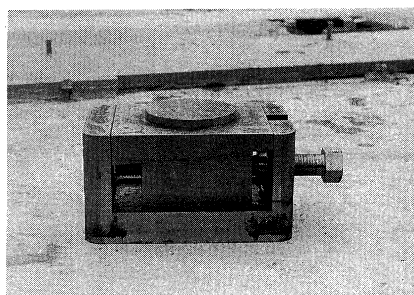


写真-1 レベリングブロック

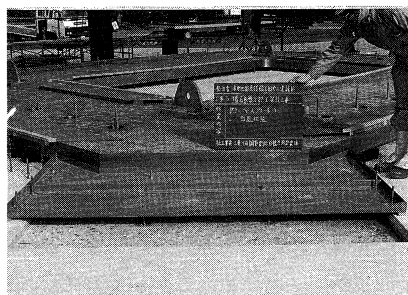


写真-2 ダミープレート



写真-3 注入部型枠とバグパイプ

(2) レベリングブロック設置

底板レベル調整用のレベリングブロックを写真-1に示す。ボルトを回転させることにより、5 mmまでの高さ調整が可能である。

(3) 底板設置

アンカーボルト穴には流入グラウトの確認用としてφ16塩ビ管を建込んだ。また、グラウト注入時の揚圧力に抵抗するため、押え金具で底板を固定した。

(4) ダミープレート、型枠、バグパイプの設置

図-7に示す如く、本工事においてグラウト充填率を確認するためのダミープレートを実験においてもコーナー部2箇所を設置し、底板下面の充填率との相関を求めた。底板内外部にはケミカルアンカーを使って鋼製の密閉型枠を取り付けた。グラウトの練混ぜ能力が1.5m³/回であるため、0.2×3 mのバグパイプをコーナーに挿入して注入部を4分割した。写真2、3にダミープレート、型枠、バグパイプの設置状況を示す。

(5) グラウト注入と注入設備

MF870Gの標準配合を表-5に示す。注入は架台を使用して3 mの自重圧で行い、バグパイプ注入の約3時

表-5 グラウト標準配合

グラウト材 (プレミックスタイプ)	フロー値 (Jロート、秒)	1袋(25kg)当り		練上り温度(℃)
		水(ℓ)	練上り量(ℓ)	
MF870G	8±2	4.2~4.8	約13	10~30

間後に、各ブロックの注入を行った。図-8に注入順序と注入設備を、写真-4に注入状況を示す。

(6) 計測及び品質管理項目

計測及び品質管理項目を表-6に示す。グラウト充填率は、材令3日で底板、ダミープレートを剥し、表面の空隙をトレースして、式(1)により算出した。

$$\text{充填率} = \frac{S-S'}{S} \times 100 \quad (\%) \quad (1)$$

表-6 計測及び品質管理項目

項 目	内 容
タイムデーター	各作業ステップの施工時間
グラウト	配合、温度、数量
テストピース (φ5×10cm)	圧縮強度 σ ₃ 、σ ₇ 、σ ₂₈
コアボーリング (φ5×7cm)	圧縮強度 σ ₇ 、σ ₂₈
グラウト充填率	底板下面、ダミープレート下面
底板水平度	温度変位、注入圧変位

ここに S : 注入面積 (cm^2)
 S' : 空隙面積 (cm^2)

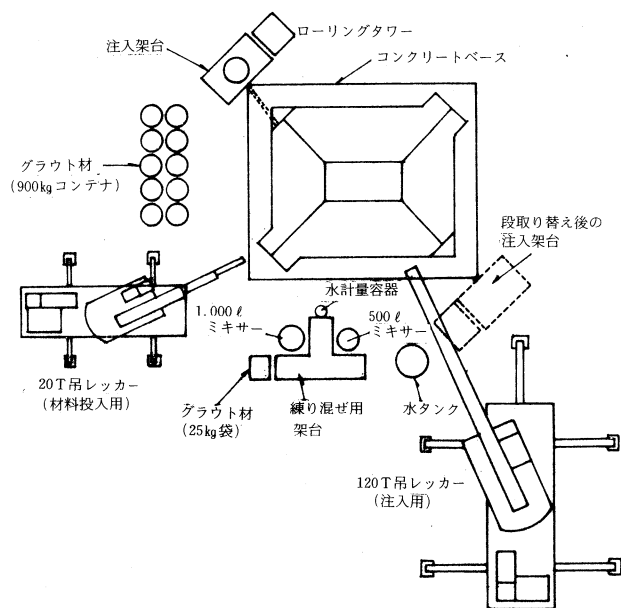


図-8 注入順序及び注入設備

2.3 実験結果

(1) タイムデータ

表-7に各作業別のタイムデーターを示す。これより工事においても底板1枚を1日で注入できる見通しが得られた。

(2) 注入施工品質試験結果

表-8、9、10、11に施工試験、充填率、グラウト強度の結果を示す。グラウトの練混ぜ時間は5～11分、1ブロック当りの施工時間は30～35分であった。

2.4 実験考察

実験の結果、下記の諸点が判明し、工事の参考となった。

(1) 充填率は底板下面で平均98.7%、ダミープレート下面で平均98.4%であり、設計上必要な90%を十分に満足した。また、ダミープレートと底板下面の充填率の差は0.4～1.3%であり、工事ではダミープレートにより充填率が精度よく推定できることがわかった。

(2) グラウトの圧縮強度は、材令28日においてテスト

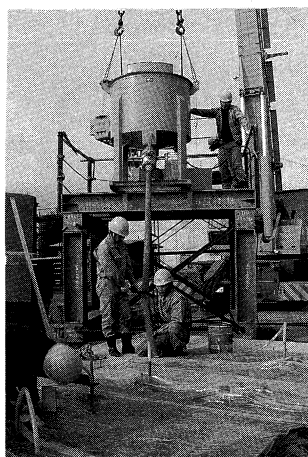


写真-4 グラウト注入状況

表-8 注入施工試験結果

施 工 順 序		バグパイプ	No. 1		No. 2		No. 3		No. 4	
注 入 箇 所										
使用ミキサー (ℓ)		500	1,000	1,000	500	1,000	1,000	500		
グラウト特性	水 (ℓ/25kg)	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0
	フロー値 (秒)	6.5	6.7	6.4	6.7	6.0	6.9	6.1		
	練上り温度 (℃)	23.0	26.0	25.0	21.0	26.0	28.0	24.5		
	材料温度 (℃)	6.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0		
	水温 (℃)	30.0	29.0	27.5	27.5	25.0	25.0	25.0		
グラウト使用量	練混ぜ量 (ℓ)	325	1,066	1,469		1,105		1,547		
	設計数量 (ℓ)	160	905	1,295		960		1,335		
	オーバーフロー量 (ℓ)	—	70	75		102		136		
	オーバーフロー率 (%)	—	7.7	5.8		10.6		10.2		
練混ぜ時間 (分)		11	17	15	7	20	20	8		
注 入 時 間		20, 11, 43, 31秒	7分10秒	7分40秒		5分15秒		10分45秒		
練混ぜ開始～注入完了 (分)		21	30	34		28		35		

表-7 グラウト実験タイムデータ

項 目	9時	10	11	12	13	14	15	16
準 備								
ダミープレート、型枠								
バグパイプ挿入								
バグパイプ注入								
バグパイプ後処理								
No. 1 練混・注入								
No. 2 練混・注入								
No. 3 練混・注入								
No. 4 練混・注入								

表-9 充填率一覧表

注入ブロック	測定位置	注入面積 S (cm^2)	空隙面積 S' (cm^2)	充 填 率 (%)
No. 1	底 板 下 部	71,821	1,392.51	98.3
	ダミーベースプレート部	8,000	106.20	98.7
No. 2	底 板 下 部	116,472	1,326.07	98.9
	ダミーベースプレート部	8,000	189.30	97.6
No. 3	底 板 下 部	79,821	669.68	99.2
	ダミーベースプレート部	8,000	35.92	99.6
No. 4	底 板 下 部	116,472	1,743.71	98.5
	ダミーベースプレート部	8,000	168.38	97.9

注：ブロック番号は表-8参照

表-10 テストピースの圧縮強度試験結果

注入箇所	平均圧縮強度 (kgf/cm ²)			材令28日の ヤング率 (kgf/cm)
	3日	7日	28日	
No.1 ブロック	528	671	766	2.92×10^5

表-11 コア供試体の圧縮強度試験結果

採取位置	平均圧縮強度 (kgf/cm ²)	
	7日	28日
バグパイプ	613	682
ブロック	578	647
バグパイプとブロックの境界	479	504

ピースで平均766 kgf/cm²、コア供試体で平均647 kgf/cm²であり、設計上必要な450 kgf/cm²を十分満足した。

- (3) レベリングブロックにより、底板設置前後における水平度調整は容易に行える。
- (4) 流出側のバグパイプコーナー部やレベリングブロック背面に空隙が生じやすいため、型枠内の空気、水を押し出すため、グラウトのオーバーフロー率は10%程度とするのが望ましい。
- (5) 底板のグラウト流動圧及び温度変化による変位は計測誤差の範囲内である。

3. グラウト工事

3.1 工事概要

工事は前述の実験を2P、3P橋脚上で現場再現したものであり、施工方法及び品質管理は同じである。工事は昭和60年5月1日～5月27日にかけて合計4枚の底板に対して行った。表-12に実施工程表を示す。

3.2 工事状況

設置には100 ton 吊全施回クレーン船を利用し、アンカーボルト頭には、ネジ山の保護キャップを取り付けた。図-9にはグラウト注入設備を示す。主たる設備は1

表-12 工事実施工程表

項目	5/3	10	15	20	25	30
準備工	□	□				
チッピング工	□					
2 底板設置		□				
ダミープレート、型枠工		□	□			
注入準備工			□			
グラウト注入			□			
P 脱型、充填率測定			□			
仕上モルタル				□	□	
後片付						□
準備工	□	□				
チッピング工		□				
3 底板設置		□				
ダミープレート、型枠工		□	□			
注入準備工			□			
グラウト注入			□			
P 脱型、充填率測定				□		
仕上モルタル					□	
後片付						□

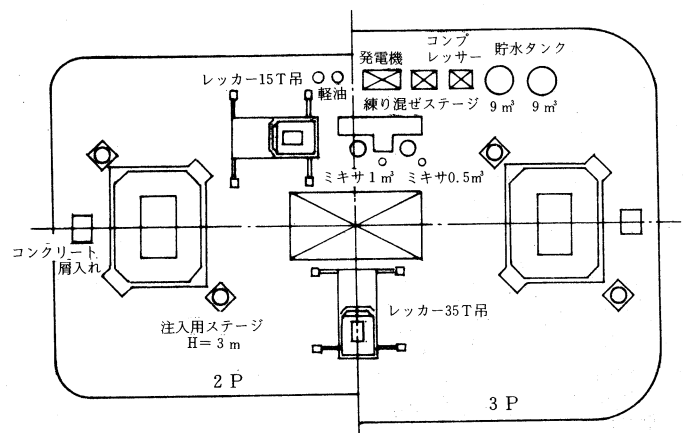


図-9 注入機材配置 (2P、3P)

セット分準備し、4回転用した。写真-6にグラウト注入状況を示す。

注入中にグラウト漏洩した箇所は急結セメントによりシールした。注入完了後は2日間湿潤養生を行い脱型し

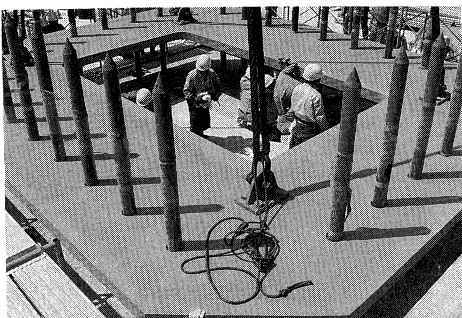


写真-5 設置中の2P底板

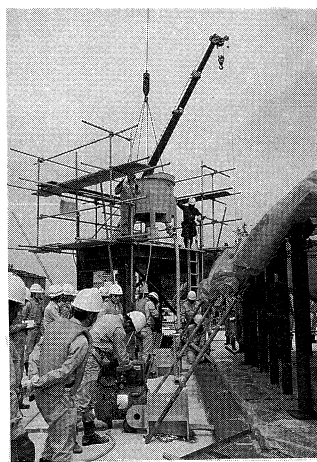


写真-6 グラウト注入状況 (3P)

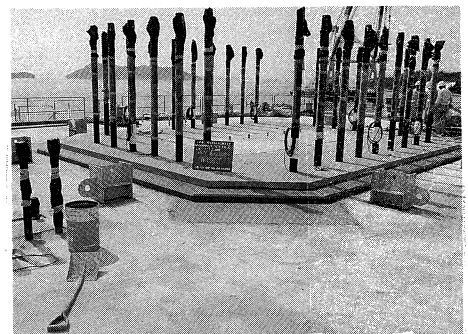


写真-7 グラウト完成状況 (3P)

た。底板内外部の露出グラウト表面はチッピングした後、
高分子接着剤を塗布し、硬練り普通モルタル (S/C = 3、
W/C = 35%) でグラウト面を約 3 cm の厚さで仕上げた。
写真-7 に完成状況を示す。

3.3 工事結果

表-13、14に 2 P、3 P へのグラウト注入施工結果を、
表-15、16に 2 P、3 P のグラウト品質管理結果を示す。

表-13 注入施工試験結果 (2 P)

塔	施工 月 日	注入箇所	練り混ぜ量 (m^3)	フロー値 練り上り温度	注入時間 (分-秒)	設計使用量 (m^3)	オーバーフロー量 (m^3)	オーバーフロー率 (%)	ダミーベース 注 入 面 積 (cm^2)	ダミーベース ボイド面積 (cm^2)	ダミーベース 充 填 率 (%)
HB-2 P 東 側	5/15 晴 気温 22~30℃	バグパイプ 4 本	0.387	7.4秒 29.0℃	1-40	0.145	—	—	—	—	—
		No.1 ブロック	0.987	7.2秒 28.0℃	4-50	0.795	0.074	9.3	8.670	89.69	99.0
		No.2 ブロック	1.293	7.0秒 28.0℃	8-30	1.184	0.063	5.3	7.680	88.80	98.8
				6.6秒 28.0℃							
		No.3 ブロック	1.013	6.6秒 28.0℃	4-40	0.795	0.116	14.6	8.440	168.29	98.0
		No.4 ブロック	1.413	6.8秒 28.0℃	5-00	1.184	0.130	11.0	7.470	221.26	97.0
				6.8秒 29.0℃							
HB-2 P 西 側	5/15 晴 気温 22~30℃	バグパイプ 4 本	0.173	6.2秒 29.0℃	1-40	0.145	—	—	—	—	—
		No.1 ブロック	0.973	6.1秒 28.0℃	6-25	0.795	0.132	16.6	8.390	13.46	99.8
		No.2 ブロック	1.293	6.1秒 27.0℃	14-00* (途中グラウト もれにより中 断あり)	1.184	0.123	10.4	7.720	76.19	99.0
				7.5秒 27.0℃							
		No.3 ブロック	1.013	6.8秒 27.0℃	4-25	0.795	0.134	16.9	8.480	9.14	99.9
		No.4 ブロック	1.333	7.1秒 27.0℃	9-45	1.184	0.142	12.0	7.870	214.07	97.3
				7.0秒 27.0℃							

*ブロック番号は表-8に同じ

表-14 注入施工試験結果 (3 P)

塔	施工 月 日	注入箇所	練り混ぜ量 (m^3)	フロー値 練り上り温度	注入時間 (分-秒)	設計使用量 (m^3)	オーバーフロー量 (m^3)	オーバーフロー率 (%)	ダミーベース 注 入 面 積 (cm^2)	ダミーベース ボイド面積 (cm^2)	ダミーベース 充 填 率 (%)
HB-3 P 東 側	5/20 雨 気温 19~20℃	バグパイプ 4 本	0.213	8.8秒 25.0℃	1-20	0.145	—	—	—	—	—
		No.1 ブロック	1.027	7.3秒 26.0℃	6-30	0.795	0.180	22.6	7.240	127.51	98.2
		No.2 ブロック	1.480	6.8秒 27.0℃	10-55	1.184	0.260	22.0	8.140	83.76	99.0
				7.3秒 26.0℃							
		No.3 ブロック	1.000	7.7秒 27.0℃	6-15	0.795	0.185	23.3	7.820	42.25	99.5
		No.4 ブロック	1.493	7.1秒 26.0℃	7-00	1.184	0.290	24.5	8.800	91.92	99.0
				7.0秒 26.0℃							
HB-3 P 西 側	5/21 晴 時々 くもり 気温 19~22℃	バグパイプ 4 本	0.280	6.6秒 28.0℃	1-02	0.145	—	—	—	—	—
		No.1 ブロック	1.040	7.8秒 28.0℃	6-30	0.795	0.195	24.5	8.260	158.97	98.1
		No.2 ブロック	1.507	7.6秒 28.0℃	10-00	1.184	0.290	24.5	8.500	359.11	95.8
				9.7秒 28.0℃							
		No.3 ブロック	1.013	7.8秒 27.0℃	6-40	0.795	0.200	25.2	7.800	89.42	98.9
		No.4 ブロック	1.493	8.0秒 28.0℃	9-50	1.184	0.290	24.5	8.040	171.84	97.9
				6.2秒 28.0℃							

表-15 グラウトの品質管理試験結果 (2P)

施工月日	注入箇所	使用水量 (ℓ/m ²)	フロー値 (秒)	練り上り 温度(℃)	平均圧縮強度 (kgf/cm ²)	
					3日	28日
5月15日	試験練り	308	7.1	26.8	—	—
	東側バグパイプ	308	7.4	28.0	—	—
	東側No.1ブロック	308	7.2	28.0	436	731
	東側 No.2ブロック	308	7.0	28.0	—	—
		308	6.6	28.0	—	—
	東側No.3ブロック	308	6.6	28.0	—	—
	東側 No.4ブロック	308	6.8	28.0	—	—
		308	6.8	29.0	—	—
	西側バグパイプ	308	6.2	29.0	—	—
	西側No.1ブロック	308	6.1	28.0	470	762
5月15日	西側 No.2ブロック	308	6.1	27.0	—	—
		308	7.5	27.0	—	—
	西側No.3ブロック	308	6.8	27.0	—	—
	西側 No.4ブロック	308	7.1	27.0	—	—
		308	7.0	27.0	—	—

表-16 グラウトの品質管理試験結果 (3P)

施工月日	注入箇所	使用水量 (ℓ/m ²)	フロー値 (秒)	練り上り 温度(℃)	平均圧縮強度 (kgf/cm ²)	
					3日	28日
5月20日	試験練り	308	6.9	22.0	—	—
	東側バグパイプ	308	8.8	25.0	—	—
	東側No.1ブロック	308	7.3	26.0	449	780
	東側 No.2ブロック	308	6.8	27.0	—	—
		308	7.3	26.0	—	—
	東側No.3ブロック	308	7.7	27.0	—	—
	東側 No.4ブロック	308	7.1	26.0	—	—
		308	7.0	26.0	—	—
	試験練り	308	7.4	28.0	—	—
	西側バグパイプ	308	6.6	28.0	—	—
5月21日	西側No.1ブロック	308	7.8	28.0	537	807
	西側 No.2ブロック	308	7.6	28.0	—	—
		308	9.7	28.0	—	—
	西側No.3ブロック	308	7.8	27.0	—	—
	西側 No.4ブロック	308	8.0	28.0	—	—
		308	6.2	28.0	—	—

3.4 工事の考察

- (1) 充填率は97.6～99.0%であり、必要値90%を十分満足した。
- (2) 材令28日におけるテストピースの圧縮強度は平均731～807 kgf/cm²であり、必要値450 kgf/cm²を十分満足した。
- (3) オーバーフロー率を10%以上にしても充填率はあまり向上しない。
- (4) 「研磨工法」による工事計画では1基礎当り77日の工期を要したが、「グラウト工法」の実績工期は27日であり、50日間の全体工程の短縮ができた。

4. あとがき

吊橋、斜張橋に限らず、大型の底板下面処理は橋梁計画上のクリティカルパスになることが多く、工事費の

軽減は勿論、工期短縮に伴う経済的メリットも併せ考えると、グラウト工法は有効な手段といえる。工法自体は古くからあるが、本文で述べた如く、新規材料・注入工法の開発が進んでおり、施工実績からも研磨工法に比べて損色は無いと考えられる。

本資料が明石海峡大橋を始めとする今後の橋梁計画の一助となれば幸いです。

最後に、本案の検討にあたり御協力頂いた三菱・川田・鋼管・宮地・日橋共同企業体及びポゾリス物産(株)の関係各位にお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 櫃石島橋上部工架設工事・塔基部グラウトの注入施工試験報告書 昭和60年5月 本四公団
- 2) 櫃石島橋上部工架設工事・塔底板下面グラウト工工事報告書 昭和60年6月 本四公団

岩黒島橋上部工の製作

Fabrication of Superstructure on Iwakurojima Bridge.

第一建設局 建設部専門役
(前) 児島工事事務所 第四工事長
第二建設局 建設二課長代理
(前) 児島工事事務所第四工事長代理
企画開発部 道路課
(前) 児島工事事務所 第五工事長付

保田 雅彦
Masahiko Yasuda
毛利 徳成
Tokunari Mōri
大廣 始
Hajime Ohiro

1. まえがき

岩黒島橋は、本四公団では初めての斜張橋で、世界的にも珍しい鉄道複々線載荷の、中央径間420mを有する併用橋であり、児島一坂出ルートで、初めての桁工事となった。

製作は詳細設計も含めて、昭和57年2月に着手して以来、現在(昭和60年9月)迄に鉄道桁及び付属品の一部を除いては完了している。また、現場架設工事も順調に進んでおり、既に塔(2P、3P)及び側径間全体と中央径間の一部の架設が完了している。

本橋の製作には、斜張橋特有の種々の橋梁付属品も含まれるが、紙面の都合上別の機会に譲るとして、塔、主桁(鋼床版を含む)及び下路床組について、従来の吊橋等と比べ、本橋の特徴的な事項及び結果に絞って報告することにする。なお、本橋の設計に関しては文献(2)に報告済みであるので参照されたい。

2. 塔の製作

2.1 製作概要

塔の一般図及び断面図を図-1に示す。また、製作重量を表-1に示す。

構造上及び製作上の特徴を次に示す。

- (1) 塔柱は骨組に2箇所のナックル点を持ち、陰影効果を期待した台形断面のパンチ材、水平材と取合い、構造が複雑である。

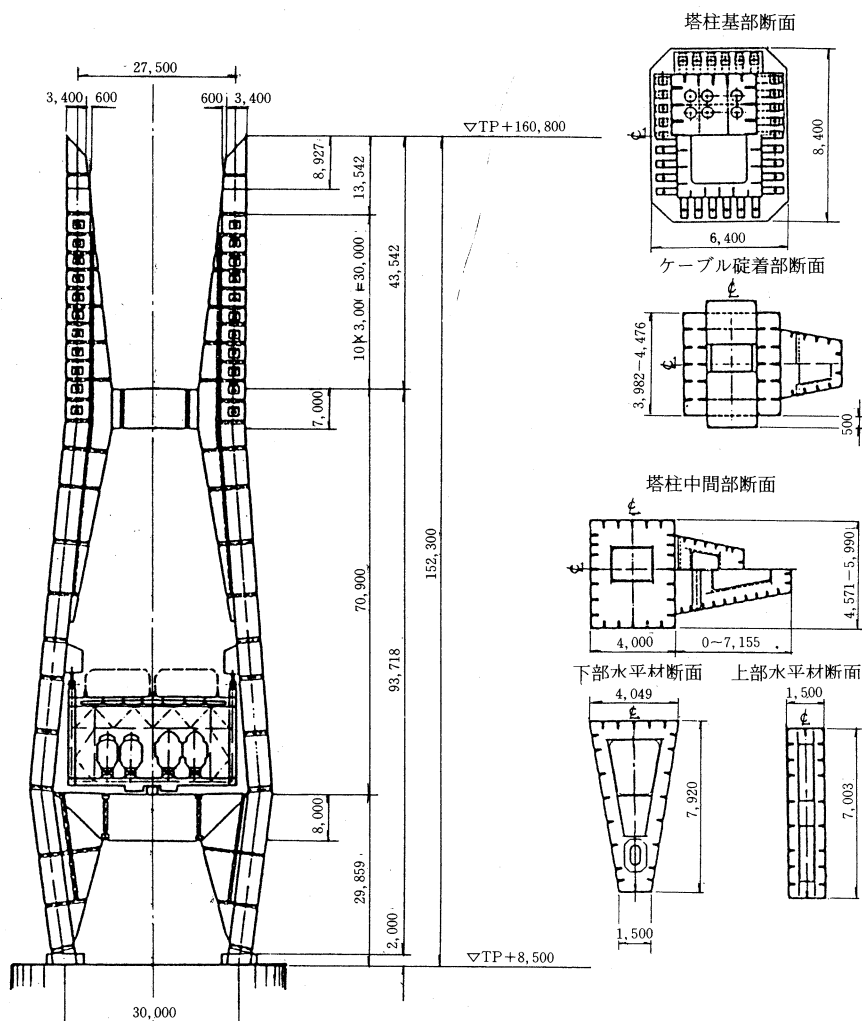


図-1 塔一般図、断面図

表-1 塔重量表 (単位: t)

		2P	3P	合計
塔 柱	SM58	1,725	1,693	3,418
	SM50, 50Y	903	925	1,828
	SS41, SM41	444	455	899
	その他	102	100	282
	小 計	3,174	3,173	6,347
塔 柱	SM58	1	1	2
	SM50, 50Y	230	223	453
	SS41, SM41	61	85	146
	その他	16	14	30
	小 計	308	323	631
水 平 材	SM50, 50Y	410	406	816
	SS41, SM41	25	25	50
	その他	21	26	47
	小 計	456	457	913
塔 本 体 合 計	SM58	1,726	1,694	3,420
	SM50, 50Y	1,543	1,554	3,097
	SS41, SM41	530	565	1,095
	その他	139	140	279
	小 計	3,938	3,953	7,891
塔	A. F.	127	127	254
塔 付 属 物		248	255	503
塔 合 計		4,313	4,335	8,648

- (2) ケーブル定着部は3セル一体構造で、中央のセルに、鋳鋼のケーブル定着ブロックを高力ボルトにより取付けている。
- (3) 塔底板は中抜き構造で、塔基部補強格子は、単に外板間の応力分配部材として設計されているため、構造が簡素化されている。
- (4) 塔柱ブロックは、架設ブロック重量のバランスと、架設サイクル数の減少を目的として、水平添接のみとし、縦方向添接のない一体ブロックとした。
- (5) 構造上避けられない、板厚方向に大きな応力の働く部分には耐ラメラテア材を使用した。
- (6) 塔下部水平材、ハンチ材を含め、塔の2～4段迄は架設工法から、大ブロック地組立を行う。
- (7) 塔柱の水平添接は、吊橋と同様に母材50%、縦リブ25%のメタルタッチ部材とし、部材精度、仮組精度についても吊橋と同じものとした。

2.2 斜塔としての原寸処理事項

塔の設計形状は、死荷重完成系(基準温度20℃)で設計されているため、完成時死荷重による変形は、塔頂で鉛直方向に2P、3P共に54mm、水平方向に2Pで56mm、3Pで42mmである。鉛直キャンバーは、各段ケーブル、タワーリンク及び下部ウィンド杓との取合点との斉合を考慮して、塔柱1、5、8及び15段に分けて図-2のように処理した。また、水平キャンバーについては、変形の大きい上部水平材より上の部材についてのみ考慮することとした。この部分の変形は放物線形状であるが、図-2のような処理をした。

2.3 耐ラメラテア材の使用について

耐ラメラテア材の使用に当たり、土木学会鋼上部構造小委員会、トラス格点構造に関する検討分科会において、塔の細部構造の検討がなされた。本橋の塔では塔柱と腹材との取合が複雑で、板厚方向に大きな引張応力が生じない構造をとると、板が切々になり溶接量が極端に多くなる等の問題があり、耐ラメラテア材を使用した方がよいとの結論を得た。

ただし、耐ラメラテア鋼は、いかなる条件でもラメラテアが生じない事を保証するものではないので、溶接施工試験を行うとともに、実際の溶接施工では耐ラメラテア材を使用した溶接ビ

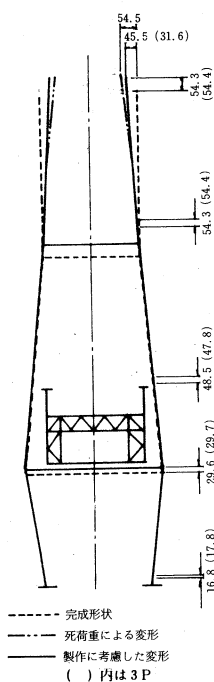


図-2 製作キャンバー

ードには、全線超音波検査を行った。

2.4 塔の製作

2.4.1 底板の製作

底板は中抜きの溶接構造で、のど厚は、架設中のハンドリング時応力で決められている。製作精度は、全面で平面度0.2mm、平行度0.5mmとし、素材厚180mmから下記の工程を経て150mmに仕上げられた。

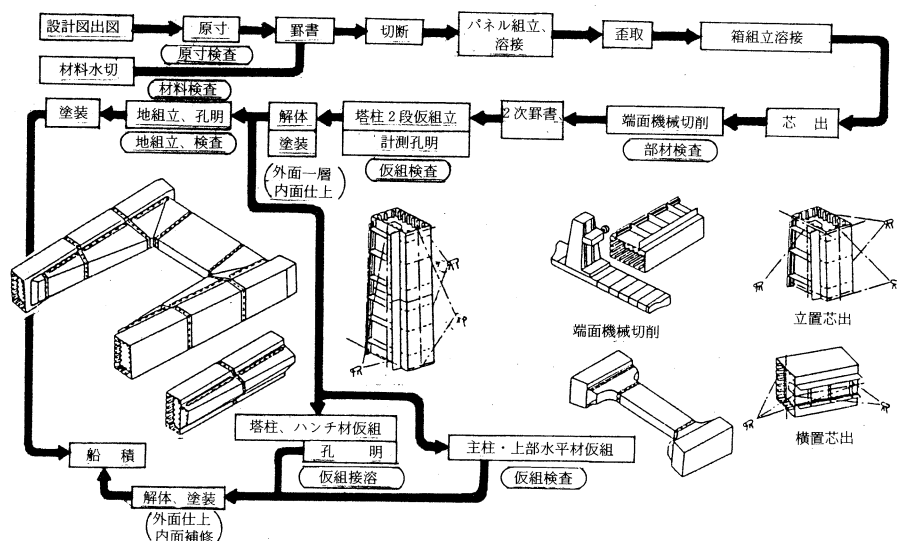
野書・切断 → 板継・溶接 → 歪取 → 芯出 → 孔明(孔径140mm) → 焼鈍 → 粗仕上 → 再芯出 → 孔明(孔径160mm) → 最終仕上切削。

2.4.2 塔部材の製作

塔柱の基本的製作流れ図を図-3に示す。

本橋のように、骨組線に折れ点を持つ斜塔の場合、部材端面を部材軸に直角にするか、水平にするか、双方考えられる所である。架設上は水平にした方がよいが、本橋では製作面、特に芯出し、鉛直精度の管理という点から部材軸に直角とした。以下本橋で塔柱製作上留意した点を列挙する。

- (1) ブロック断面寸法確保のために、ダイアフラムは2Pでは4周機械切削、3Pでは荒切断後再野書をし、再切断を行った。
- (2) 添接部のたてリブの目違い防止のために、定規を作成し、パネル組立時にリブ間隔の確認を行った。
- (3) ブロックの溶接においては、溶接変形、振れを防止するために、コーナー部の溶接方向は同一にすると共に、すべて下向き姿勢で行った。
- (4) ブロックの端面切削は芯出しされた軸芯、基準線を切削機に対し正確に据付けて行った。据付け精度の確認は、切削機の先端にゲージを取り付け切削野書線上を走らせて行うこととした。
- (5) 切削は横中ぐり盤を使用し、荒、中、上仕上げの手順で行い、最終仕上げの深さは、0.05～0.02程度で行うこととした。
- (6) 切削中のびびり防止には、治具を使用し、拘束して切削した。
- (7) 塔柱の倒れについては仮組検査結果を累積管理し、必要に応じて端面傾斜の微調整を行った。
- (8) ナックル部の塔柱ブロックは切削面が常に鉛直となるように治具を用いて加工を行った。
- (9) 3セル構造であるケーブル定着部は、まず、外セルを形成し、JISという鋳鋼品の中級の仕上げ精度で加工されたケーブル定着ブロックを中セルの幅寸法定規を兼ねて挿入した後、3セル一体構造に組み立てた。
- (10) ハンチ材は塔柱との組合せ精度を確保するため、塔柱仕口部と一体に仮組した後、仕口部を溶接し、更に架設のためのパイロットホールを設けた。
- (11) 塔柱部材の孔明は、立置2段仮組時に、当てもみ(2P)又は、片側先孔、片側後孔工法とした。



図一 3 塔基本製作流れ図

2.4.3 製作精度

要求精度は、本四製作基準の吊橋の塔に準じた。ただし、ケーブル定着ブロックの取付角度は1/1,000とした。

部材検査は横置で、メタルタッチ及び鉛直度は2段又は3段の立置で、水平材を含めた仮組は平面で夫々検査を行った。以下、製作精度の結果の概要を述べる。

塔柱単体としての塔柱高さは全て1mm以内でそれらの累計は、2Pで設計値149,056.5mmに対し東塔-3.9mm、西塔-3.0mm、また、3Pでは設計値152,910.0mmに対し、東塔+3.9mm、西塔+1.9mmであった。塔柱の鉛直度については、塔柱の理想設計中心からのブロック芯の塔頂におけるずれは表-2のような結果である。また、表-3に3Pの鉛直精度の累積管理の例を示す。なお、現場据付のための合わせ芯として、3Pは理想設計中心を使い、2Pはブロック芯を用いた。しかし、現場架設のために、ブロック芯のずれ量を管理する事は非常に煩瑣となるので、2Pも途中から2段仮組時に上下に合わせ芯を設けるようにした。

表一４に全添接面についてのメタルタッチ率を示す。ただし、メタルタッチ率は各段毎に所定のタッチ率を満足しなければならないのは当然である。

2.4.4 平面仮組立及び地組立

上下の水平材及びそれと取合うハンチ材については、その部分の塔柱も含め平面仮組立を行った。仮組単位と仮組精度結果を図－４に示す。なお、下部水平材を含むハンチ材及び塔柱２～４段は大ブロック架設されるため、第１段と第２段の水平添接は、製作時はメタルタッチを確保したが、架設時は無理と判断されたので、全て高力ボルト伝達し、ボルト孔はM24に対し、28.5mm（正規孔は26.5）の拡大孔とした。

3. 主桁及び鋼床版の製作

3.1 製作概要

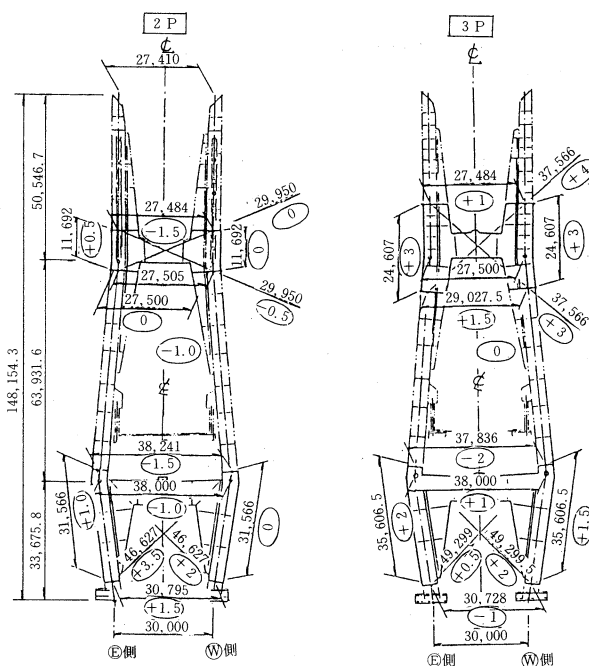
主桁の材質別重量を表-5に、主構部材の材質、板厚

表-2 塔頂におけるブロック芯のずれ量
(単位: mm)

位 置		橋軸方向	直角方向
2 P	東 塔	1.5	4.8
	西 塔	2.2	4.3
3 P	東 塔	5.0	3.5
	西 塔	10.0	6.0

表一 4 塔柱メタルタッチ率

	I B 2 P		I B 3 P	
	東 塔	西 塔	東 塔	西 塔
塔 壁	80.0%	77.2%	89.7%	87.7%
リ ブ	69.6%	67.8%	84.9%	85.6%
平 均	74.8%	72.5%	87.3%	86.7%



圖一4 平面仮組検査骨組寸法誤差

疲労応力レベル（下弦材）を図-5に示す。

3.2 主構の製作

3.2.1 要求品質、製作基準

調質鋼を使用した主構下弦材の製作に対する要求品質及びその製作基準については(1)本四技報 Vol. 9 No. 34'85. 10に報告されているとおりである。大鳴門橋の補剛桁製作との条件の違いは次のとおりである。

- (1) 大鳴門橋橋では最大板厚が42mm迄であったが、本橋では50mmを超える調質鋼を多量に使用する。
- (2) 品質検査上、部材を疲労応力レベルに応じて3種類に分類し、縦ビード及びダイアフラムリブ十字の品質に差をつけた。

30

報 技 四 本

(注) プロック芯が2P及びRの外側方向にずれると(一)その反対を(+)とする。

1) 仮定死荷重誤差について

2) 合成鋼床版の現場溶接による歪に対するキャンバーの処理について

		(単位: 円)
主 構 ト ラ ス	SM58	1,744
	SM50, 50Y	5,525
	SS41, SM41	1,303
	その他	261
	小 計	8,833
床 ト ラ ス	SM50, 50Y	3,512
	SS41, SM41	753
	その他	170
	小 計	4,435
	下 横 構	SM50, 50Y
SS41, SM41		32
その他		61
小 計		932
鋼 床 版		SM50, 50Y
	SS41, SM41	1,018
	その他	106
	小計	4,754
	カ ウ ン ター ウエイト埋込桁	SM50, 50Y
SS41, SM41		168
その他		6
小 計		214
合 計		SM58
	SM50, 50Y	13,006
	SS41, SM41	3,843
	その他	575
	総 計	19,168

Technical drawing of a mechanical part, likely a valve or plug, showing a cross-section. The drawing includes a side view on the left and a top view on the right. The top view is a circle with a diameter dimension of 1.5mm. A section line is drawn through the center of the circle, and a dimension of 0.75 is indicated for the radius or half-diameter. The side view shows a rectangular profile with a central vertical slot or hole.

主構キャンパーに大きく影響する部材軸方向の収縮として0.75mm継手考える。

3.2.3 弦材かど溶接の設計

1) 内面すみ肉溶接について

本橋では、当初、調質鋼を使用した弦材かど溶接に ついても内外面両側から溶接するよう設計されていたが、 100℃の予熱された箱内での溶接の作業性と、内面すみ 肉溶接を有する縦ビードの耐疲労性に問題がありそう で あるという事で、板厚40mmのボックス断面のパイロット メンバーを作成し、疲労試験を行った。その結果、耐熱 服を着た箱内での溶接作業性が悪いこと、また、内面す み肉部のブローホールや棒継ぎ部から疲労亀裂が発生し ていること等から、内面すみ肉溶接は避けるべきである という結論を得た⁽⁴⁾

2) 設計のど厚と溶込線

設計のど厚の考え方については、文献(2)に報告済みであるので参照されたい。なお、この考え方に基づく設計

① 1 P ~ 2 P 間張出し架設部上弦 上フランジ溶接 $\triangle \ell = 15 \times 0.75 = 11.25 \text{ mm}$	
② 支間中央閉合部 鋼床版溶接 $\triangle \ell = 1 \times 0.75 = 0.75 \text{ mm}$	
③ 3 P ~ 4 P 間大ブロック閉合部 $\triangle \ell = 1 \times 0.75 = 0.75 \text{ mm}$	
④ 合計	

図-6 現場溶接歪の主構製作キャンバーへの配慮

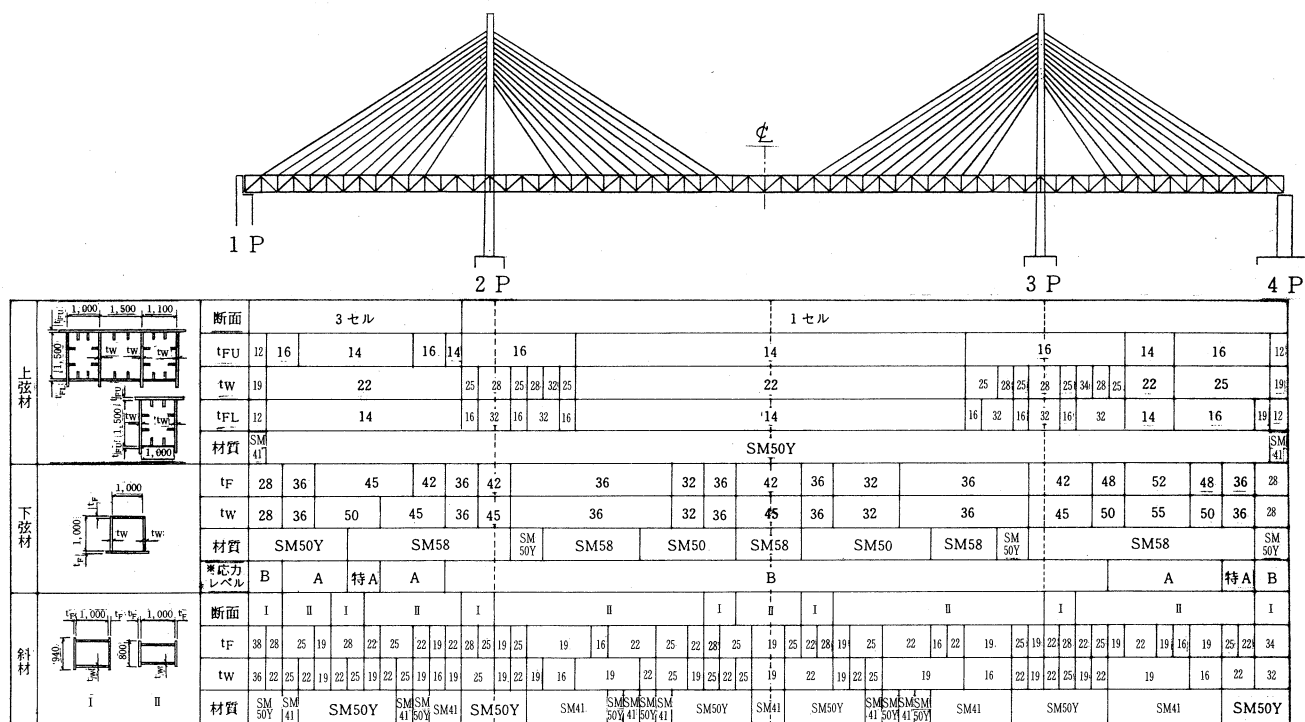


圖-5 主構断面構成一覽表

のど厚と検査上の必要溶込線について、従来のトラス格点指針との比較を表-6に示す。すなわち、この考え方によると、すみ肉溶接の溶込線は設計のど厚より更に2mm溶込みを期待していること、また、部分溶込グループ溶接では不溶着は認められないということになる。

3.2.4 パイロットメンバー試験⁽⁵⁾

大鳴門橋で確立された調質鋼を使用した下弦材の製作要領を、そのまま50mmを超える板厚に適用できるかどうかを確認する事、及び本四製作基準でいうHT80等の溶接施工試験の項に基づき溶接工の技能試験を行った。本橋請負者は石播、横河、松尾、住重、駒井の5社の共同企業体であるが、そのうち3社は大鳴門橋の経験を有するものとし、残りの2社で最大板厚55mmを使用したパイロットメンバーを一体ずつ作らせた。ただし、これらのデータは5社共通の問題として捉えるものとした。本試験の結果を要約すると以下のとおりである。

- (1) 大鳴門橋で検討された管理基準をベースにした共同企業体統一管理基準を遵守すれば、50mm以上の板厚でも十分要求品質を満足できる。
- (2) AUT(自動超音波探傷)検査(エース方式)については、探触子を大鳴門橋の場合と比べ焦点距離の長いものにし、ルートセンサーのならない等を変えたが、必ずしも破面上の欠陥との対応がよくなく、更にデータを積み上げ、精度を上げる必要がある。

応力レベル部材名	部材数	溶接長さ mm	検査長さ mm	検査率 %	検査部材
特 A	10	かど溶接 216,680	216,680	100	全 数
L-7 8 60 61 62		すみ肉 216,680	216,680	100	
L-9 12 53 56 59	28	かど溶接 609,780	609,780	100	全 数
10 13 54 57 60		すみ肉 609,780	609,780	100	
11 52 55 58					
L-13 19 31 43 49	44	かど溶接 1,071,540	224,242	20.9	L-15 23 43
16 24 34 46 52		すみ肉 1,071,540	224,242	20.9	19 31 43
そ の 他	54	かど溶接 1,261,980	0	0	
		すみ肉 1,261,980	0	0	
合 計	130	6,319,960	2,101,404	33.3	

○印はA・B側とも検査、他は片側のみ。

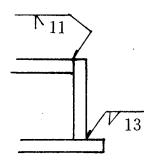
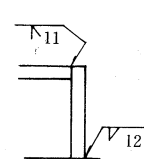
3.2.5 部材検査結果

AUT検査を行った対象部材と検査率を図-7に示す。

1) 推定溶込量

溶込不足は検出されなかった。また、各部材毎の橋軸

表-6 t=40mmの場合のかど溶接の比較

	岩 黒 島 橋	トラス格点指針案
のど厚設計	$a=0.26t_f-2$ (すみ肉)	$a=0.2t_f$
(設計図の表示)	$a=0.26t_f$ (部分溶込)	$a=0.2t_f+3$
設計図 (設計のど厚 又はサイズ) a_d s_d		
	(すみ肉) $t=40\text{mm}$, $a_d=9\text{mm}$ $s_d=13\text{mm}$ (部分溶込) $a=11\text{mm}$ (開先深さ)	(すみ肉) $t=40$, $a=8\text{mm}$ $s=12\text{mm}$ (部分溶込) $a=11\text{mm}$ (開先深さ)
必要溶込線 a_e 理論必要 のど厚又は s_e サイズ s_e 品質上 s_i AUT検査 上の必要 のど厚又は サイズ	(すみ肉) $s_i=s_e=15$ $2 \cdot s_d=13$ (部分溶込) $a_i=a_d=a_e=11$	$s_i=s_d=s_e=12$ $a_i=a_d=11$ $a_e=8$ 但し、製作 特記上「郭溶 着があつては ならない。」と なっているの で、結果的には $a_i=a_d$

- 結 論
1. すみ肉における合格基準が変わる。
 2. 部分溶込グループ溶接における3mmの余裕は検査上認められない。

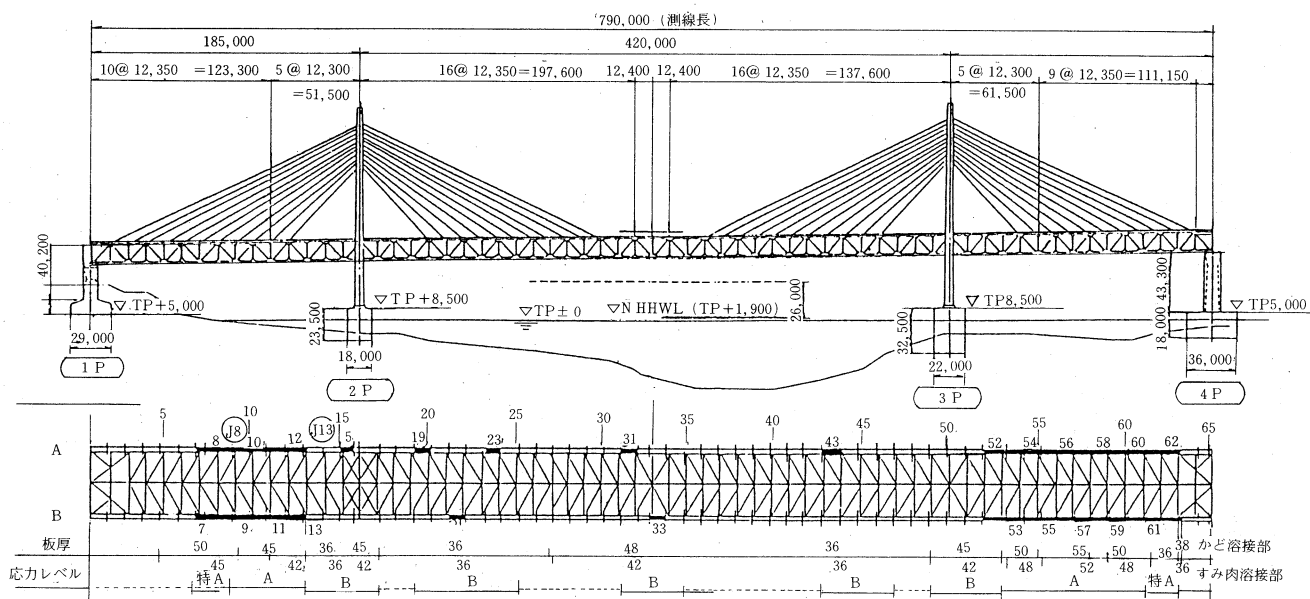


図-7 検査対象部材と検査率(着色部)

方向500mmピッチで測定した平均溶込量を図-8に示す。

2) ルートブローホール

表-7に今回検出されたルート部ブローホールと補修箇所数を示す。

3) その他の欠陥

その他の欠陥として検出された箇所を表-8に示す。この中で材料の偏析は図-9のような位置で生じたもので、浸透探傷で確認後補修した。

3.3 床トラス下弦材の製作

3.3.1 製作上の特徴

床トラス下弦材の構造図を図-10に示す。製作上の特

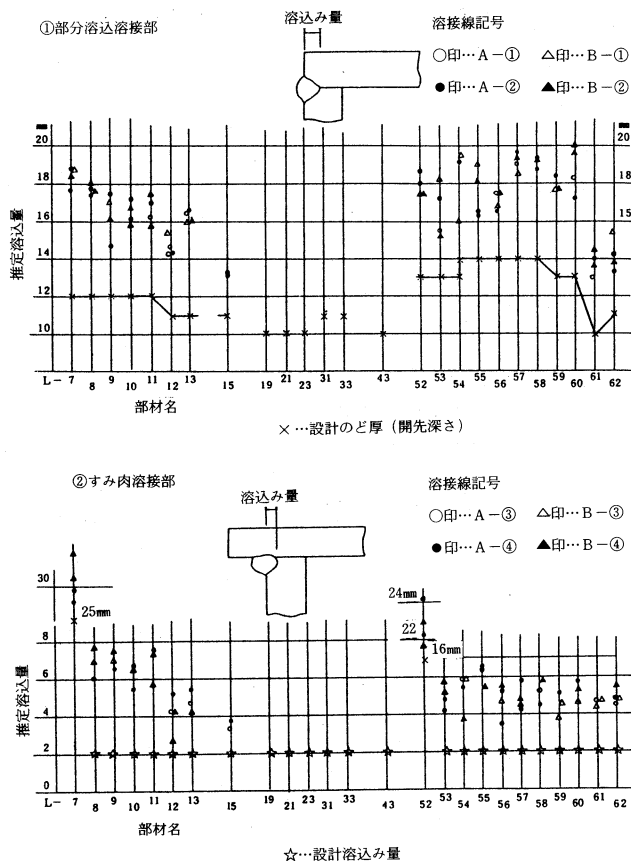


図-8 溶接線の溶込み量

表-7 ルートブローホール										
	応力 レベル	検査 部材数	欠 陥 サ イ ズ							検査長 当り 欠陥数
			W寸法 (mm)			H寸法 (mm)				
			0.5~1.5	1.6~3	3.1~	1~2	2.1~4	4.1~6	6.1~	
かど溶接部	特A	10	11 ②	2 ②	0	9 ①	1	3 ③	0	13 217=0.06
	A	28	73	13 ②	1 ①	62	19	6 ③	0	87 610=0.14
	B	3	19	0	0	7	12	0	0	19 76=0.25
すみ肉溶接部	特A	10	69 ②	5 ⑤	0	61 ③	12 ③	1 ①	0	74 217=0.34
	A	28	26	3	0	26	3	0	0	29 610=0.48
	B	3	4	3	0	4	1	2	0	7 76=0.09
合 計	82	202 ④	26 ⑨	1 ①	169 ④	48 ③	12 ⑦	0	229 1,806=0.13	

○内数は補修箇所を示す。

表-8 その他の欠陥

	応力レベル	表面キズ	底面キズ	一般部欠陥	たれ込み	材料の偏析	溶込み線変化
かど溶接部	特A	2	7	6	5	0	17
	A	7	29	12	5	10 ①	46
	B	0	4	1	4	0	2
すみ肉溶接部	特A	0	1	35	11	5	67
	A	6	1	6	8	10	78
	B	0	0	0	0	0	6
合計		15	42	60	33	25	216

○内数は補修箇所数

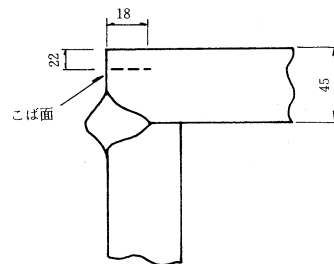


図-9 材料偏析検出箇所

徴としては次のような点が挙げられる。

- (1) ダイアフラムが密に入った24mの長尺部材で、その箱内で内面すみ肉溶接を施工する。
- (2) 将来のメンテナンスを考えて箱内を完全密閉にしたため、鉄道桁台座の取付上フランジ側が、下フランジ側と比べ、極端に溶接量が多い。
- (3) 鉄道台座部はやせ馬が出ない構造にする必要がある。

3.3.2 パイロットメンバーの製作

下記のような点を確認し、最終設計ヘフィードバックするために2種類の製作方案によるパイロットメンバーを製作した。

- (1) 上下フランジ面の溶接量の違いによる部材の変形。
- (2) 内面すみ肉溶接時の作業環境。
- (3) 破面試験によるルート部の健全性。
- (4) 台座部も含めた静的強度及び疲労強度。

パイロットメンバーは次の2つの方法で製作した。

(その1) 総組した後、内面すみ肉溶接し、その後外面溶接をする。

(その2) H形状に組んだ後、上フランジ側の内面すみ肉を施工し、製品を反転後下フランジ側の内面すみ肉をミグトレインで施工し、その後外面溶接をする。

そのうち、(その2)の試験体の半分は疲労試験供試体として転用した。製作結果の詳細は文献(4)に詳しいので参照されたいが、結果を要約すると以下のとおりである。

- (1) 部材の溶接変形は、製作キャンパーとして寸時考慮する必要がある。
- (2) 手溶接による内面溶接については、この板厚では予熱も必要でなく、十分な吸引力を持つ換気装置を

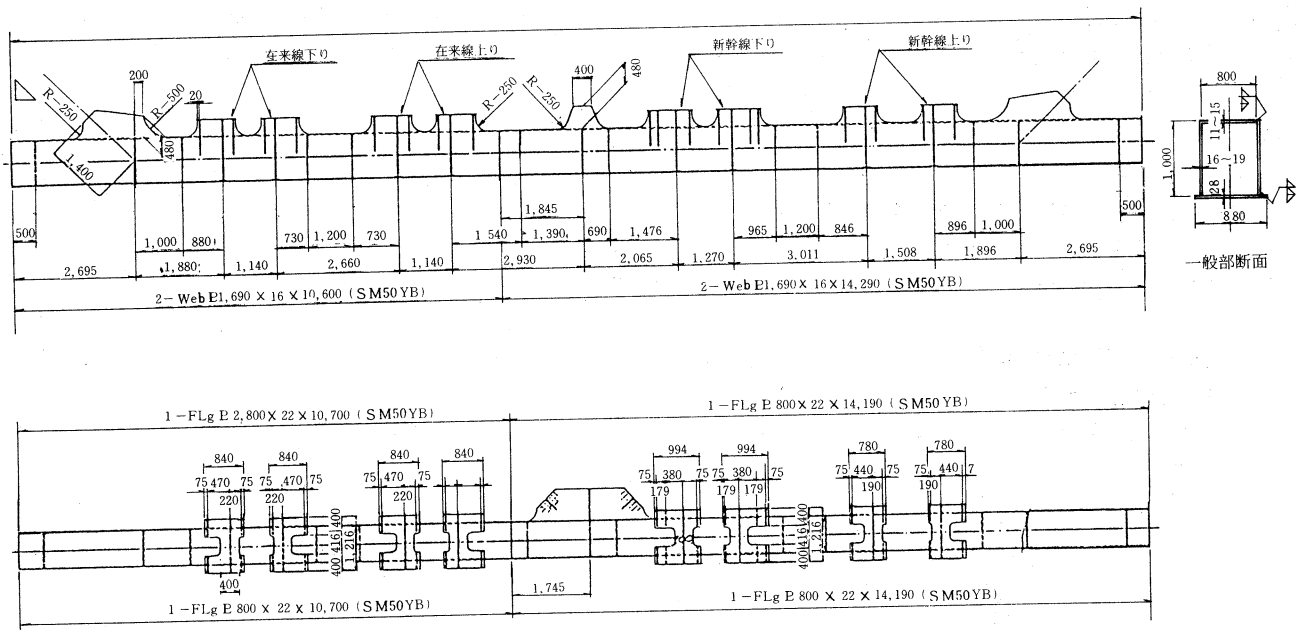


図-10 一般部床トラス（詳細設計当初）

設ければ可能である。

- (3) ミグトレインによる内面すみ肉ビードの品質は十分満足のいくものである。ただし、ミグトレインの場合、コーナー部のスカーラップが大きくなる事と端ダイアフラムのスカーラップの処理に確実な施工が要求される事のために手溶接とは詳細構造で変わってくる点である。ただし、予熱が必要な場合には有利になろう。
- (4) 鉄道台座は、溶接変形を避けるため、直接沓が載荷される部分のみレ型完全溶込みとし、他の部分は部分溶込とし、台座フランジには逆至をつける事により変形を少なくした。

3.3.3 荷重試験及び疲労試験

台座部及びSM50Y材の内面すみ肉溶接を有する縦ビードの疲労強度を確認することを目的に、建設機械化研究所の大型疲労試験機による静的荷重試験及び疲労試験を行った。試験の内容については文献⁵⁾に詳述されているので参照されたい。試験結果を要約すると以下のとおりである。

- (1) 静的荷重試験の結果、疲労許容応力をランクAで設計するために当初案では下フランジとダイアフラムを溶接せずメタルタッチとしたが、偏心載荷時にスカーラップ部のウェブに面外曲げが生じる。そのためダイアフラムと下フランジは溶接し、ランクCで設計する必要がある。
- (2) 供試体には、幅2mm、高さ4～4.5mm程度のブローホールがあるのが分っていたが、この程度の欠陥であれば設計寿命曲線を満足できる。
- (3) 鉄道管理路台座のすみ肉溶接サイズは7mmから12mmに上げる必要がある。

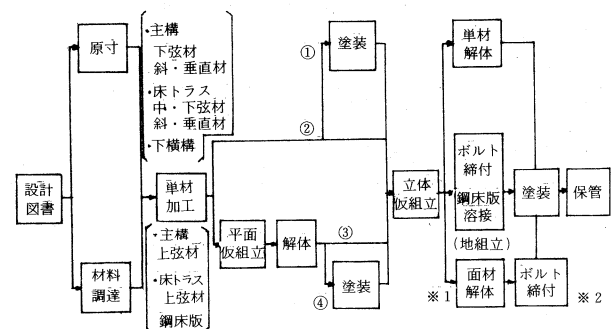
パイロットメンバー試作及び疲労試験の結果、鉄道台

座部を図-11のように変更した。

3.4 鋼床版の製作

3.4.1 製作上の特徴

本橋の鋼床版は主構と合成されていることから、主構及び床トラス上弦材との取合関係を確認し、ボルト孔や鋼床版デッキプレートの溶接ルートフェースの最終加工のために、全パネルについて立体仮組を行った。更に、工場地組立される大ブロック部分については、製作工程、特に塗装のインターバルとの関係から、平面仮組工程を設け、鋼床版の最終加工は殆んどこの段階で行った。図-12に主桁、鋼床版の製作流れ図を示す。また、トラブリブには板厚6～8mm、材質SM41A～SM50Yのロールフォーミング材を使用した。



①④：大ブロック及び面材架設部材（地組立）

②③：単材架設部材

※1、2の順序が逆になるcaseもある。

図-12 主桁鋼床版製作流れ図

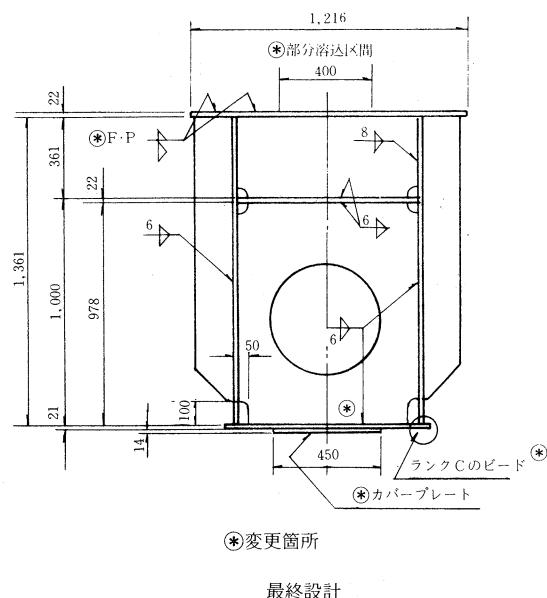
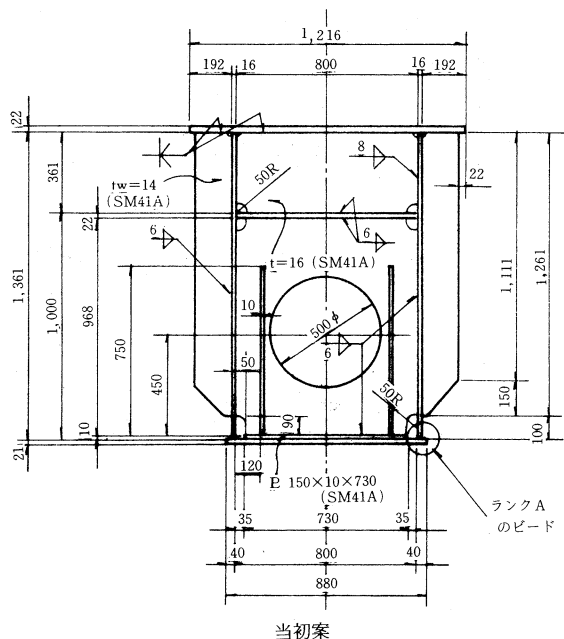


図-11 床トラス鉄道桁直下断面詳細図

3.4.2 溶接施工試験

デッキとトラフのすみ肉溶接部で、トラフのこば面がデッキプレートと平行にならないため、ルートギャップが6mmトラフで1.3mm、8mmトラフで1.7mm生じることになる。グラビティ溶接の場合には溶込みも少なく、のど厚不足になる恐れもあるので、ルートギャップが1mm以下となるようこば面の加工を行った。また、工場にて鋼床版の地組溶接を担当する社には表-9のようなケースについて溶接施工試験をさせ、その健全性を確認した。なお、地組溶接のための鋼床版の開先部形状許容差は表-10のように管理した。

表-9 鋼床版の溶接施工試験

	デッキプレートの突合せ継手	縦リブの突合せ及びすみ肉溶接継手																					
試験体形状	a) 1方向継手試験体 A₁, A₂ c) T字継手試験体 A₃	ガウジング																					
開先形状	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th><th>A₁, A₃</th><th>A₂</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td>ルートギャップ</td><td>3 mm</td><td>0 mm</td></tr> <tr> <td>目 違 い</td><td>0 mm</td><td>2 mm</td></tr> <tr> <td>開 先 角 度</td><td>50°</td><td>50mm</td></tr> </tbody> </table>		A ₁ , A ₃	A ₂	ルートギャップ	3 mm	0 mm	目 違 い	0 mm	2 mm	開 先 角 度	50°	50mm	<table border="1"> <thead> <tr> <th>試験体</th><th>継手④</th><th>継手⑤</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td>R 1</td><td>G=10mm 目違い 0mm</td><td>G=15mm 目違い 0mm</td></tr> <tr> <td>R 2</td><td>G=15mm 目違い 2mm</td><td>G= 9 mm 目違い 2mm</td></tr> </tbody> </table>	試験体	継手④	継手⑤	R 1	G=10mm 目違い 0mm	G=15mm 目違い 0mm	R 2	G=15mm 目違い 2mm	G= 9 mm 目違い 2mm
	A ₁ , A ₃	A ₂																					
ルートギャップ	3 mm	0 mm																					
目 違 い	0 mm	2 mm																					
開 先 角 度	50°	50mm																					
試験体	継手④	継手⑤																					
R 1	G=10mm 目違い 0mm	G=15mm 目違い 0mm																					
R 2	G=15mm 目違い 2mm	G= 9 mm 目違い 2mm																					
検 査	ビード外観、X線、引張試験、裏曲げ試験、マクロ試験	ビード試験、浸透探傷、裏曲げ試験、マクロ試験																					

3.5 部材精度及び立体仮組立精度結果

図-14に今回製作した部材の製作精度を示す。立体仮組の精度については現時点(昭和60年9月)では未完の部分があるので別の機会に譲る。

4. 下路床組の製作

4.1 溶接施工

鉄道桁はプレートガーダーで支間は11.55mである。上フランジとウェブの溶接は、当初、手溶接を前提としていたが、生産性の向上と品質の安定化から、請負者（東

日本鉄工及び巴組鉄工）ではサブマージアーク溶接を採用した。実部材の製作に入る前に、パイロットメンバーにより溶接施工試験を行った。この結果、この部分の開先形状を図-15のように変更した。実施工の検査は、この部分のビードについて、不溶着の無いこと及びルートブローホール程度の程度を確認するため、全部材について超音波検査を行った。

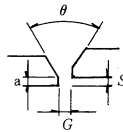
4.2 主桁地組立時の鉄道桁の据付精度

鉄道の据付精度は、最終的には主桁の架設精度に左右されるが、主桁との相対精度を確保するため、主桁への

組込み精度を表-11のとおりとした。なお、工場地組立を行わない(現地で主桁が面材又は単材架設される)部分の鉄道桁については、架設時は暫定のものを挿入しておき、中央径間閉合後、現地計測の上最終フィラーを入れるものとした。

表-10 鋼床版地組溶接開先形状寸法許容差

寸法許容差		デッキプレート		備 考
開 先 形 状	標準	許容差		
開 先 角 度 (θ)	50°	$\pm 5^\circ$		
ルートギャップ(G)	CO ₂	5 mm	-2~+5mm	
	SAW	3 mm	-3~+5mm	
ルートフェイス(a)	1 mm	± 1 mm		
目 違 い (S)	0	≤ 2 mm		



寸法許容差		トラフリブ		備 考
開 先 形 状	標準	許容差		
ルートギャップ(G)	10mm	-1~+5mm		
目 違 い (S)	0	≤ 2 mm		シーリングビードは ≤ 4 とする

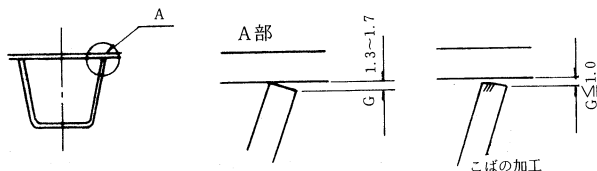
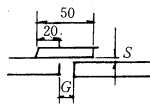


図-13 Uトラスのルートギャップ管理

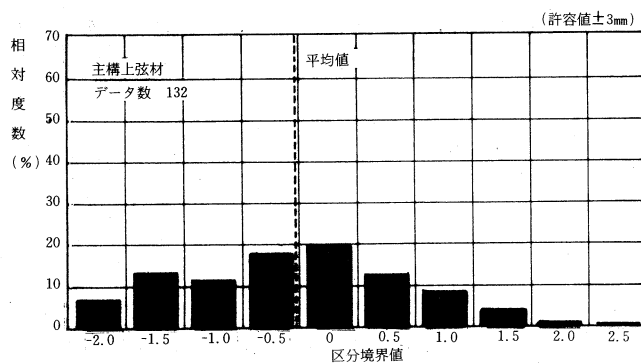
4.3 管理路類の製作

管理路類は全て溶融亜鉛めっきとし、「溶融亜鉛めっき処理構造物製作要領」を作成し、めっきの付着量、外観、品質管理要領及び部材精度についてとりきめを行い、製作を進めた。

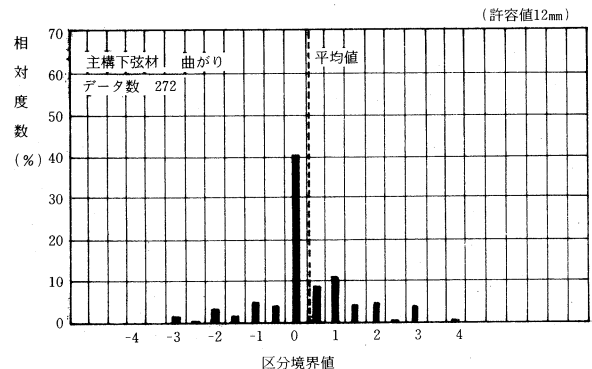
表-11 主桁地組立時の鉄道床組の据付精度

鉄道桁上フランジ面の据付高さは以下のとおりとする			
1	主桁端部の鉄道桁上フランジ面の据付高さ (h_1, h_2)	計画値に対して ± 3 以内	
2	鉄道桁上フランジ面の個々の据付高さ (h_i)	計画値 (上図の破線) に対して $-6 \sim +12$ 以内	
3	隣接格点間の鉄道桁上フランジ面の計画値に対する誤差の相対差	6以下	
4	同一格点における鉄道桁上フランジ面の計画値に対する誤差の相対差	3以下	

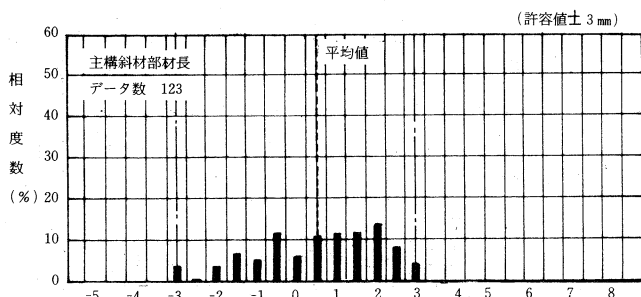
主構下弦材部材長



主構下弦材曲がり



主構斜材部材長



主構斜材曲がり

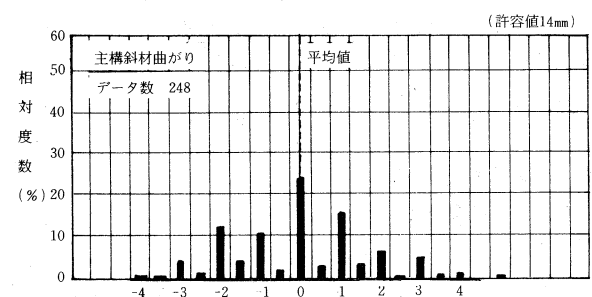


図-14 部材精度

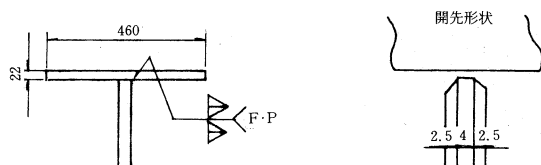


図-15 鉄道桁の上フランジとウェブの溶接

5. あとがき

斜張橋の塔、桁、下路床組に限られたページ数の中にまとめたために、データの報告等が書ききれなかったのが残念である。

本橋の製作では、いわゆる初ものが多く、色々な試行錯誤があった。しかし、何とか所要の品質精度に納めることができた。これも熱心に御指導頂いた製作検討委員会の諸先生を初め、これを担当した、監督員、現場施工管理員、共同企業体各社の並々ならぬ努力のお蔭である。ここに関係各位に深く感謝五意を表します。

参考文献

- 1) 坂本・鳥海：疲労を考慮したトラス部材の製作と検査、本四技報No. 35 昭和60年10月
- 2) 保田・日里・大広：岩黒島橋上部工詳細設計 本四技報No. 35 昭和60年10月
- 3) 本州四国連絡橋の補剛トラス製作に関する検討報告書 昭和58年3月 (財海洋架橋調査会)
- 4) 同上報告書 昭和59年3月
- 5) Sakamoto, Yasuda, Fukazawa, Miki; An Investigation on Fatigue Strength for Transverse Chord of Stiffening Truss 土木学会論文集 Vol. No. 2 Oct. 1984
- 6) 保田：長大橋(岩黒島橋)の製作—上部工—(本州四国連絡橋 J R E A 1984 Vol. 27.

南北備讃瀬戸大橋の耐風性（その2） （最終詳細設計断面の耐風性）

Wind Tunnel Test of Nanboku-Bisan-Seto Bridges with stiffening Truss

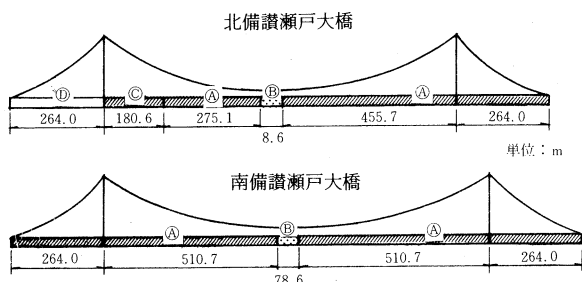
坂出工事事務所 第五工事長 成井 信
Shin Narui

1. まえがき

前報で述べたような検討経緯を経て、昭和59年に南北備讃瀬戸大橋の最終設計断面が決定し、本橋についての最終的な耐風性の検証が昭和59年～60年にかけて行われた。検証試験は、架設時、暫定完成時、最終完成時のすべてについて行われた。その結果、詳細設計において、いくつかの設計変更（部材寸法の変更、添加物の増大、騒音対策の形状変更等）があったが、いずれも、補剛トラス断面の耐風性に大きく影響を及ぼすものではなかった。しかしながら、前報でも述べたように、騒音対策のために橋軸方向の一部の桁断面（片側側径間及び中央径間の一部）で、中央及び路側部グレーチングを閉塞せざるを得なかったことが、若干補剛トラス断面の耐風性を損う結果となったので各断面の空気力を計測し、Strip Theoryを用いて橋全体の耐風性状を推定することにより、実橋の耐風性の評価を行った。

本報告では、最終完成時、暫定完成時、架設時における各種の最終詳細設計断面の検証試験結果を報告するとともに北備讃瀬戸大橋の暫定完成系を対象に行ったStrip Theoryによる橋全体の耐風性の推定結果をまとめて示すことにする。

2. 補剛トラス断面の空力特性



記号	断面番号	断面概要
①	DC-84-30-21	一般部、中央・路側部グレーチング
②	DC-84-30-211	一般部、中央・路側部グレーチング+水平トラス
③	DC-84-30-22	全幅鋼床版
④	DC-84-30-23	全幅鋼床版+騒音対策

南北備讃瀬戸大橋補剛トラス断面（表-1 参照）は、大きく分けて以下の3種の状態で断面が異なる。

- 1) 最終完成時（鉄道路床：新幹線及び在来線路床を添架）
- 2) 暫定完成時（鉄道路床：中2線在来線路床のみ添架）
- 3) 架設時

表-1 南北備讃瀬戸大橋補剛トラス断面

完成状態	断面の種類	補剛トラス断面
最終完成時	一般部 (路側、中央グレーチング)	DC-84-30-1 (水平トラス付き、DC-84-30-11)
	一般部 (路側、中央グレーチング)	DC-84-30-21 (水平トラス付き、DC-84-30-211)
暫定完成時	全幅鋼床版部 騒音対策無し	DC-84-30-22 (水平トラス付き、DC-84-30-211)
	全幅鋼床版部 騒音対策有り	DC-84-30-23 (水平トラス付き、DC-84-30-211)
架設時	一般部	DC-84-30-4 (水平トラス付き、DC-84-30-211)

図-1 南北備讃瀬戸大橋補剛トラス断面

さらに、暫定完成時を例にとれば図-1に示すように橋軸方向に断面が変化している。

すなわち、南北備讃瀬戸大橋の場合には、補剛桁の水平変位を拘束するための水平トラスが中央径間中央に取り付けられることにより橋軸方向に2種類の断面となり、また北備讃瀬戸大橋は上記の他に騒音対策のため、片側側径間及び中央径間の一部で中央及び路側部グレーチングが閉塞（全面鋼床版）されるとともに、片側側径間に鉄道路床まわりに防音壁が取り付けられることにより計4種類の断面に変化している。

今回の試験では、暫定完成時を対象に、上記に示す南北備讃瀬戸大橋のすべての断面の空力特性を調査するとともに、一般部補剛トラス断面を対象に架設時及び最終完成時の状態についてもそれぞれの断面の空力特性を調査した。

2.1 静的空力特性

(1) 試験方法

南北備讃瀬戸大橋補剛トラス断面の部分模型（縮尺1/29.11、写真-1）を風洞内に支持し、風を吹かせ迎角をパラメーターにして模型に作用する静的な抗力、揚力、空力モーメント（図-2参照）を計測した。

試験結果はそれぞれ下式に従い無次元化し、抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L 、空力モーメント係数 C_M として表示した。

$$C_D = \frac{P}{\frac{1}{2} \rho V^2 A_n}$$

$$C_L = \frac{L}{\frac{1}{2} \rho V^2 B l}$$

$$C_M = \frac{M}{\frac{1}{2} \rho V^2 B l^2}$$

上式中各記号は以下の諸量を示す。また表-2には無次元化に用いた各断面の投影面積値を示す。

ρ ：空気密度、 V ：風速、 A_n ：断面の投影面積、 B ：主構幅、 l ：模型長（=2.7m）

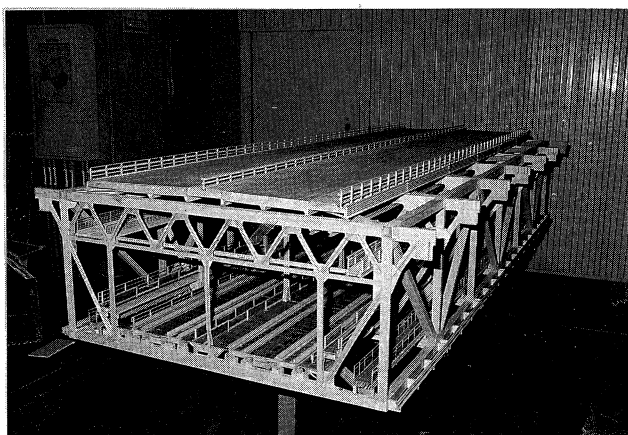


写真-1 南北備讃瀬戸大橋補剛トラス部分模型

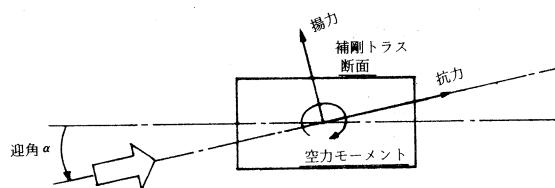


図-2 空気力の定義

(2) 結果及び考察

表-3に各断面の静的3分力試験結果をまとめて示す。また表-4には迎角0°（水平風）時の抗力係数を一覧表にまとめて示す。

表-4よりわかるように、騒音対策を取りつけた場合を除いて抗力係数は約1.90前後（±4%以内）の値となる。なお、騒音対策を取りつけた場合には抗力係数が約16%減少する。これは、騒音対策を取りつけることにより補剛トラス断面の充実率が増大したため、トラス断面内部の流れが通り抜けにくくなり、断面まわりの流れが長方形断面の場合のまわりの流れに近くなったためと考えられる。図-3に補剛トラス断面の充実率と抗力係数 C_D の関係を従来の試験結果の上に重ねて示す。図-3よりわかるように、今回の試験結果も従来の試験結果とほぼ同様の傾向にあると考えられる。

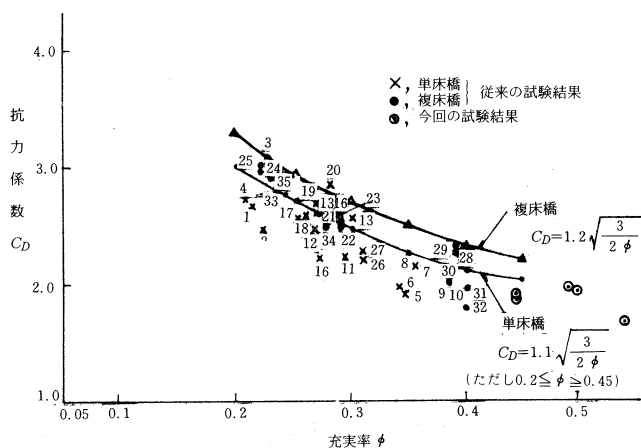


図-3 補剛トラスの抗力係数と充実率の関係

以上は抗力係数であるが、各断面の投影面積が異なるため、単位長さ当りの抗力で比較すると騒音対策を取りつけることにより抗力は約15%増大する。また、一般部補剛トラス断面と比較すると最終完成時及び架設時は暫定完成時に比べ、それぞれ約13%、約9%抗力が増大する。

次に揚力係数であるが、迎角0°における勾配はいずれも正の値を示し、橋全体の耐風特性を支配すると思われる一般部補剛トラス断面については、架設時、暫定完成時、最終完成時とも約1.0以下の小さな値となっている。これは本断面がギャロッピング振動はもちろん、鉛直方向のパフティング振動についても安定な断面であることを示している。しかしながら、全面鋼床版の断面では床版部の空力特性は薄板断面としての特性に近

表-2 投影面積 A_n

断面種類 完成状態	一般部	全幅鋼床版部	
		騒音対策無	騒音対策有
最終完成時	0.733m ²		
暫定完成時	0.662m ²	0.662m ²	0.865m ²
架設時	0.762m ²		

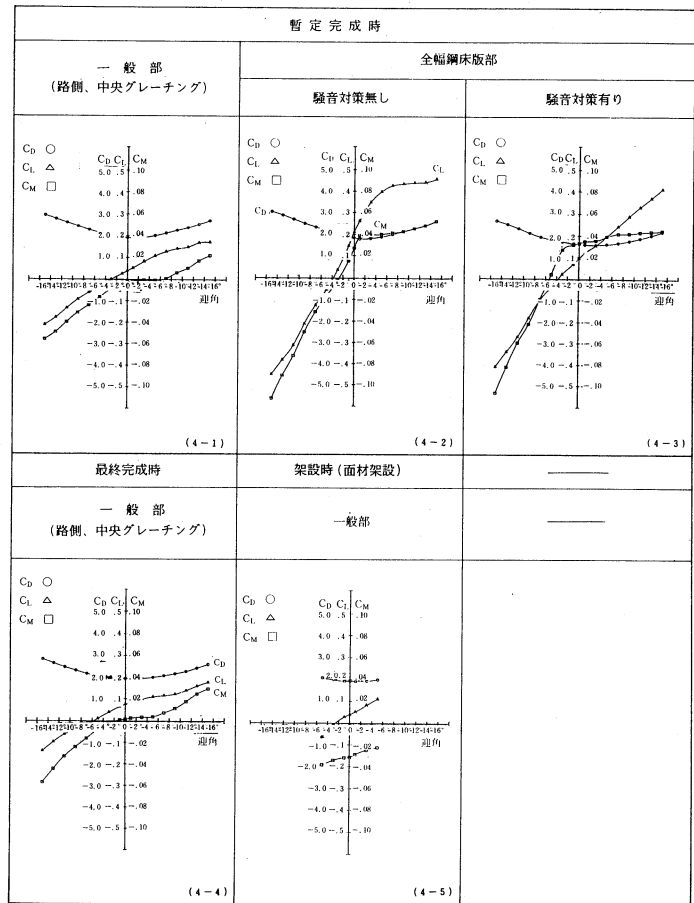
表-3 抗力係数と充実率の関係

断面種類 完成状態	一般部	全幅鋼床版部	
		騒音対策無	騒音対策有
最終完成時	1.90 0.494		
暫定完成時	1.89 0.446	1.83 0.466	1.60 0.550
架設時	1.39 0.501		

⊠: 実施せず

抗力係数	充実率
------	-----

表-4 南北備讃瀬戸大橋補剛トラス断面三分力試験



(4-1)

機 型 名	DC-84-38-21
風 速	28.1m/s
外 郭 面 積	1.484m ²
投 影 面 積	.662m ²
充 実 率	.446
機 型 幅	1.831m
(Cp) α=0	1.98
(dCl/dα) α=0	.78
(dCm/dα) α=0	.86

(1回目計測)

(4-2)

機 型 名	DC-84-38-22
風 速	28.8m/s
外 郭 面 積	1.484m ²
投 影 面 積	.662m ²
充 実 率	.446
機 型 幅	1.831m
(Cp) α=0	1.83
(dCl/dα) α=0	3.48
(dCm/dα) α=0	.74

(1回目計測)

(4-3)

機 型 名	DC-84-38-23
風 速	19.6m/s
外 郭 面 積	1.573m ²
投 影 面 積	.865m ²
充 実 率	.558
機 型 幅	1.831m
(Cp) α=0	1.60
(dCl/dα) α=0	1.54
(dCm/dα) α=0	.11

(1回目計測)

(4-4)

機 型 名	DC-84-30-1
風 速	28.1m/s
外 郭 面 積	1.485m ²
投 影 面 積	.733m ²
充 実 率	.494
機 型 幅	1.831m
(Cp) α=0	1.94
(dCl/dα) α=0	.57
(dCm/dα) α=0	.85

(1回目計測)

(4-5)

機 型 名	DC-84-30-4
風 速	10.0m/s
外 郭 面 積	1.450m ²
投 影 面 積	.726m ²
充 実 率	.501
機 型 幅	1.031m
(Cp) α=0	1.92
(dCl/dα) α=0	.65
(dCm/dα) α=0	.09

(1回目計測)

くなるため、揚力係数勾配は若干大きな値 ($dC_L/d\alpha = 3.5$) となる。なお、迎角 0° (水平風) 時における揚力係数はいずれの断面でも正であり、水平風が吹いた時、補剛トラスには持ち上げようとする力が働いている。空力モーメント係数の変化特性は後述のフラッター振動特性と密接な関係があるといわれている。表-4よりわかるように架設時を除いたその他の断面では、迎角が 0° を越えた当りで空力モーメント係数が正勾配から0近くに変化しており、本結果から正の迎角の領域でフラッター振動が発生しやすくなっていることがうかがえる。また、架設時断面についてはフラッター振動は発生しにくいものと思われる。以上に示す動的空気特性については第2.2項にて詳しく述べることにする。

2.2 動的空気特性

(1) 試験方法

南北備讃瀬戸大橋補剛トラス断面の部分模型を、風洞内に8本のスプリングでたわみ、ねじれの2自由度振動

系に支持し、風を吹かせ風速と発生する振動振幅の関係を求めた (V-A試験)。また、一部の試験では各風速、振幅における模型振動系のみかけの減衰を計測 (V-A- δ 試験) し、後述の橋全体の耐風性推定のための資料を得た。

(2) 試験結果及び考察

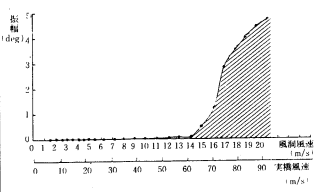
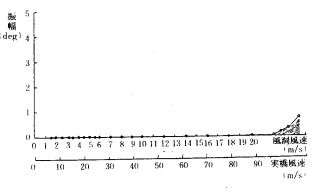
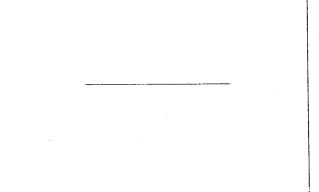
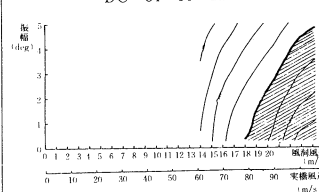
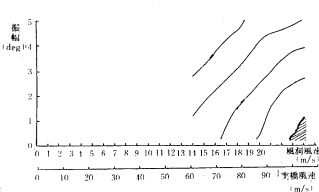
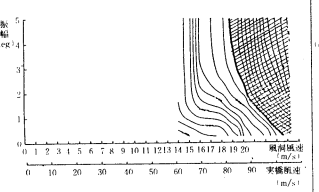
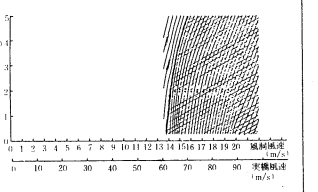
南北備讃瀬戸大橋補剛トラス断面の迎角 0° の風 (水平風) が吹いた場合の応答曲線を表-5にまとめて示す。表-5よりわかるように、本橋の補剛トラス断面はいずれも高風速領域でねじれの発散振動 (ねじれのフラッター振動) を生じる特性を示している。なお、本橋の補剛トラス断面については、充実率の大きな補剛トラス断面に発生するといわれている低風速領域における限定振動については全く発生しなかった。

また、表-6には各断面の迎角に対する応答特性 (ねじれフラッターの発振風速) をまとめて示す。

表-6よりわかるように、橋全体の耐風性をもっとも支配すると考えられる一般部補剛トラス断面 (水平トラ

表一 5 南北備讃瀬戸大橋補剛トラス断面パネ支持試験結果(迎角 $\alpha = 0^\circ$)

▨: 不安定(振動発生) □: 安定

最終完成時		架 設 時	
一般部(中央、路側部グレーチング)		一 般 部	
水平トラス付き	水平トラス無し	水平トラス付き	水平トラス無し
 DC-84-30-11	 DC-84-30-1	 DC-84-30-4	発生せず
暫 定 完 成 時			
一般部(中央、路側部グレーチング)		全幅鋼床版部	
水平トラス付き	水平トラス無し	騒音対策無し	騒音対策有り
 DC-84-30-211	 DC-84-30-21	 DC-84-30-22	 DC-84-30-23

注) 実橋風速は、北備讃瀬戸大橋を対象に換算した場合の値である。

ス無し)の耐風性は、最終完成時、暫定完成時、架設時とも非常に良好であり、公団基準のフラッター限界風速ラインに抵触していない。しかしながら、水平トラスを取り付けた場合、中央、路側部グレーチングを閉塞(全面鋼床版)した場合及び騒音対策を施した場合には補剛トラス断面の耐風性は若干悪くなり、公団基準のフラッター限界風速ラインに抵触する。

上記の補剛トラス断面の耐風性(フラッター特性)の悪化は前述の空力モーメント係数特性の変化と以下のように対応している。図-4には迎角に対するフラッター発振風速の変化特性及び空力モーメント係数の変化特性を同時に示す。図-4よりわかるように空力モーメント係数が正勾配から0勾配に変化する迎角のあたりでフラッターの発振風速が急激に低下するようである。また、空力モーメント係数の勾配の変化が急激である程フラッター振動は発生をしやすい傾向にあるようである。すなわち、全面鋼床版にすることにより床版は薄板断面としての特性がより鮮明になるとともに騒音対策を取りつけることにより、床版下部のトラス断面内を流れが通り抜けにくくなり、断面全体として長方形柱の特性が強くなったのではなかろうか。

以上に示すように、南北備讃瀬戸大橋の補剛トラス断面はその大部分において耐風安定性が十分確保されているが、一部の断面でも若干耐風性が悪くなることが予測されるので、橋全体としての耐風性を評価するため、前報に示したStrip Theoryにて全橋の耐風性の推定を行うこととなった。本検討内容及び結果については第3章で述べることにする。

▨: フラッター振動の発生しやすい領域
▨: 不安定(フラッター振動が発生する領域)

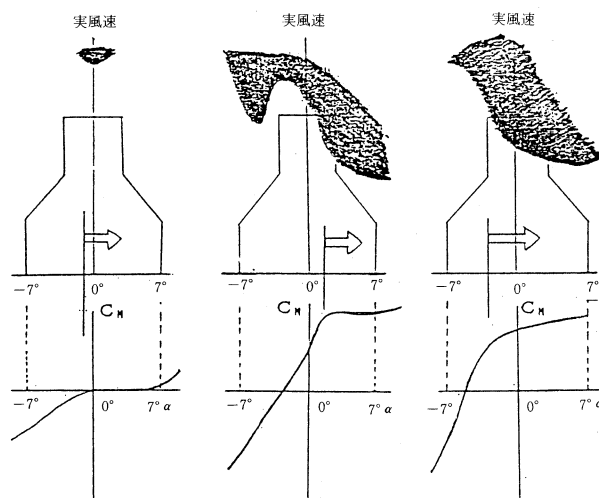


図-4 フラッター特性と空力モーメント係数特性との対応

3. 橋全体の耐風性の評価

前報に示したStrip Theoryを用いて北備讃瀬戸大橋及び南備讃瀬戸大橋の全橋の耐風性を推定した。図-5には計算に用いた各振動数、振動モード及び各断面のフラッター特性をまとめて示す。なお、計算の対象とする振動モードは耐風性の悪い断面の位置及び振動モード形状を考慮し、北備讃瀬戸大橋の場合には、ねじれ対称1次モード及びねじれ逆対称1次モードを、また南備讃瀬戸大橋の場合にはねじれ対称1次モードのみとした。また、

迎角については西風、東風それぞれについて最も耐風性が悪いと予想される迎角2種を選んだ。

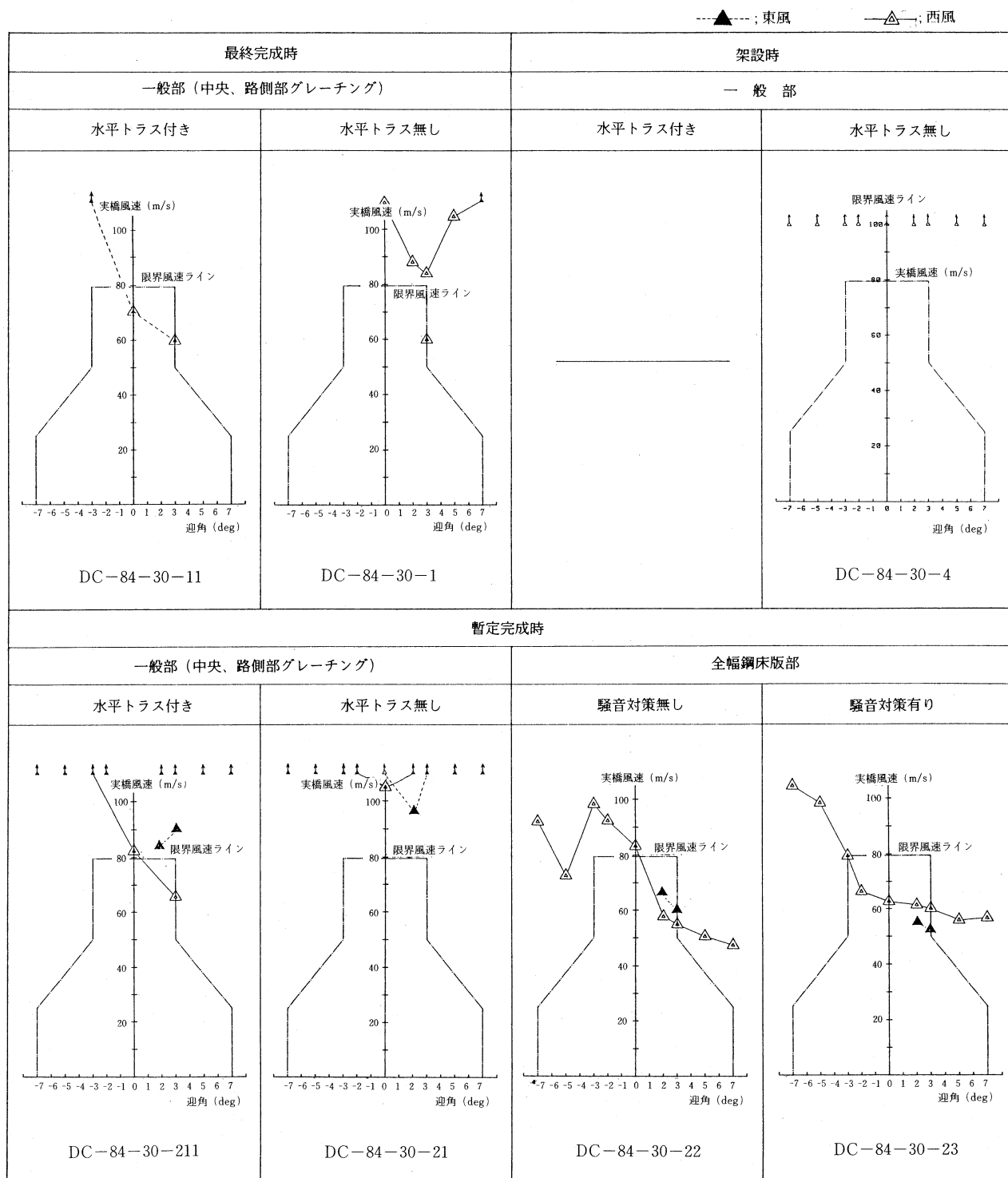
計算結果を表-7及び図-6に示す。表-7及び図-6よりわかるように南北備讃瀬戸大橋の全橋の耐風性は、振動モードによる寄与度の違いにより耐風性の良い一般部補剛トラス断面の耐風性が支配的となり、公団基準の限界風速ラインをクリアすることができ、耐風性上十分安定であることがわかった。

なお、耐風安定性が最も悪くなると予想されるのは東

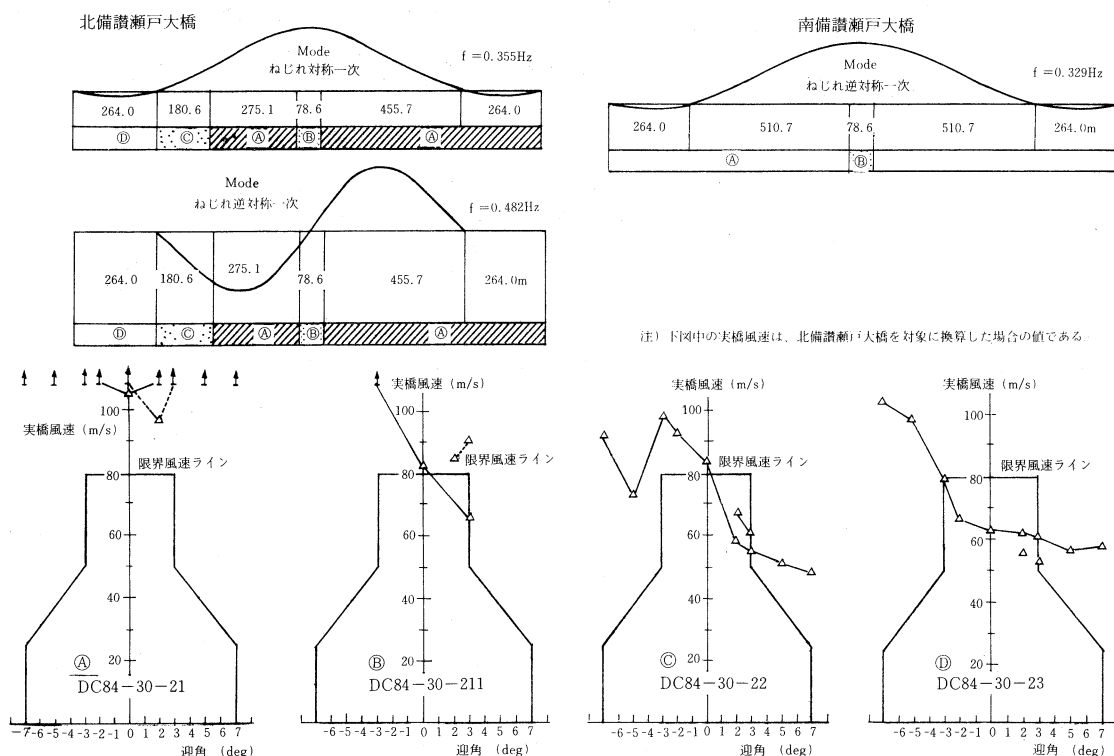
風が吹いた時の迎角2°である。

また、北備讃瀬戸大橋と南北備讃瀬戸大橋の橋全体の耐風性を比較するとほとんど差はないが南備讃瀬戸大橋の方が、西風の迎角0°の場合及び東風の迎角2°の場合に、若干悪くなっているようである。これは補剛トラス断面自体の耐風性は北備讃瀬戸大橋の方が若干悪くなっているが、固有振動数が南備讃瀬戸大橋の場合は、北備讃瀬戸大橋に比べて約6%程度小さくなっていることに起因するものと思われる。

表-6 南北備讃瀬戸大橋補剛トラス断面バネ支持試験結果



注) 実橋風速は、北備讃瀬戸大橋を対象に換算した場合の値である。



図ー５ 南北備讃瀬戸大橋の振動モード及び各断面の空力特性

表ー７ 全橋の耐風性の推定結果(フラッター発振風速推定値)

振動モード	迎角	風向	橋名		北備讃瀬戸大橋		南備讃瀬戸大橋	
					西風	東風	西風	東風
ねじれ対称1次	$\alpha = 0^\circ$				92m/s		85m/s	80m/s
	$\alpha = 2^\circ$					82m/s		
	$\alpha = 3^\circ$				90m/s	93m/s	90m/s以上	90m/s以上
ねじれ逆対称1次	$\alpha = 0^\circ$				130m/s以上			
	$\alpha = 2^\circ$					107m/s		
	$\alpha = 3^\circ$				102m/s	115m/s		

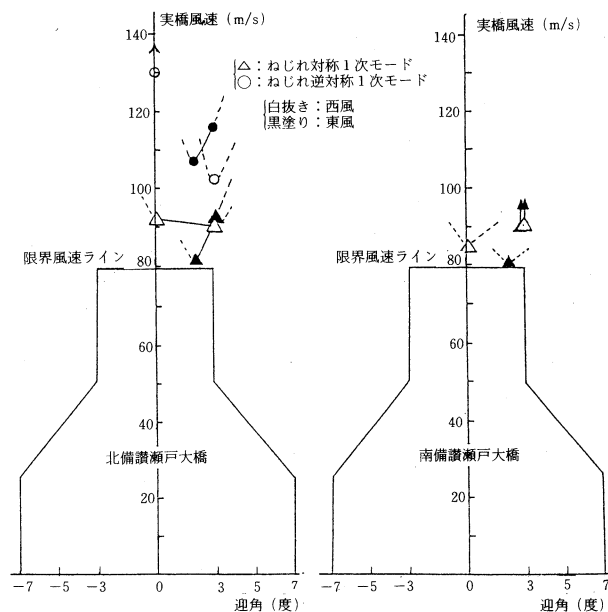
/印：実施できず

4. あとがき

以上に示すように、南北備讃瀬戸大橋については最終詳細設計断面の検証試験を行い、各断面の空力特性を明らかにするとともに、橋全体の耐風性についても Strip Theory による推定を試み、耐風性が確保できる目処が得られた。

今回実施した検討は、あくまでも一様流を対象とし、2次元性を仮定した風洞試験及び数値解析である。従って、自然風中での実橋を考えた場合、風速変動（息つき、乱れ）、3次元性の影響により今回の結果とは若干異なることも考えられる。しかしながら、前報に示した予備調査及び基礎調査によれば、上記の影響はむしろ本橋の耐風性を安定化させる方向に働くと考えられ、自然風中の実橋の耐風性状は今回推定した結果より下まわる可能性は少ないと思われる。

現在南北備讃瀬戸大橋は、架設の最盛期を迎えようと



図ー６ 全橋の耐風性の推定結果

しており、今後は実橋における振動試験、実風観測、応答観測を行い、現在までに実施してきた試験結果の確認を行うことにより、本橋の耐風安定性についての信頼性の向上をはかる予定である。

以上に示した調査研究結果が、今後架設される橋梁の設計を行う上での資料の一つとなれば幸いである。

参考文献

- 1) 北備讃瀬戸大橋補剛桁製作（その1） 本四公団第2建設局 昭和59年1月

宮窪トンネルの計測管理

The measurement of the various factors of Miyakubo Tunnel

第三建設局 維持管理課長 有田 稔
(前)今治工事事務所 第一工事長 Minoru Arita
今治工事事務所 第一工事長付 中村 富二夫
Fujio Nakamura
今治工事事務所 第一工事長付 平塚 義久
Yoshihisa Hiratsuka

1. まえがき

宮窪トンネルは、本州四国連絡道路尾道・今治ルートのうち、大島大橋に接する延長1,420mの道路トンネルである。当面は暫定2車線の段階建設とし、下り線側1本のトンネルを施工、供用するが、上り線トンネルについては、将来の施工性を考慮し、今回北坑口から約100mを施工する。

工事は昭和58年10月、トンネル南坑口から片押しで掘削を進め、約16か月を経て昭和60年2月無事貫通を迎えた。本トンネルは坑口の一部を除きNATMを採用し、安全性、経済性確保のため、種々の角度から調査・検討を加えてきたが、とくに計測管理が大きな位置を占めている。施工段階で計測によって得られたデータをできるだけ早期に分析・解析し、設計・施工へのフィードバックをする手法を採り、施工管理を行ってきた。一方、整理した資料は将来の上り線側トンネル建設時において、設計・施工面で役立てることができる。

本報告書は本トンネルで実施した計測管理の概要と結果について述べることとする。

2. 地質概要

本トンネルルートの地質は、中生代白亜紀中期～末期にかけて領家帯に貫入した花崗岩類のうち、大島型と呼ばれる花崗閃緑岩とこの中にしばしば貫入している巾5cm～20cmの花崗岩脈より形成されている。

風化の程度は土被りにほぼ比例しており、土被りが20m程度では岩盤は変質し脆く、節理面に茶褐色の粘土を挟んでいる。40m程度になるとわずかに風化・変質した岩盤で節理面にフィルム状粘土が付着しており、60m以上になると白色を呈する堅硬な岩盤となり節理面も密着している。

節理はENE-WSW方向のものとこれに直交するN-S方向のものが発達し、80°前後の急傾斜をなしている。トンネルルートがN-S方向のため、2系統の節理のうち、前者はトンネルにほぼ直交し、後者はトンネルにほぼ平行となっている。また、地表面でも見られた緩傾斜のシーティング節理地盤の応力開放により発達する低角度の節理が部分的にあり、節理間隔はどの系統も20cm～50cmである。その他風化の程度に応じて岩塊中に

15°程度の緩傾斜の微小クラック（ヘアークラック）が発達し、多いところでは3～4本/cmの密度で分布している。

破碎帯は大規模なものは存在せず、土被りの薄い区間で小断層・シームや割れ目が密に発達する破碎部がところどころに見られたが、地山の深部に入るに従い、ほとんど認められなかった。

湧水についてはまとまったものは存在せず、トンネル全線にわたり滴水・しみ程度である。

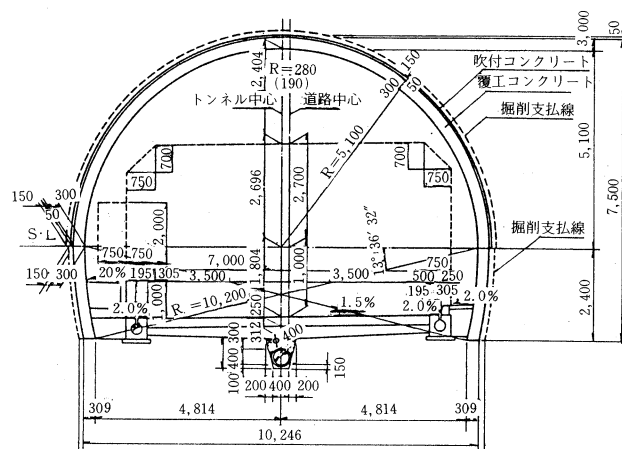


図-1 標準断面図

3. 計測工

3.1 目的と意義

今回実施した計測は、下り線側トンネルの施工管理と将来施工される上り線側トンネルの支保工を検討する際の資料の提供を目的としている。

施工管理については計測Aによって地山の挙動を絶えず監視し、適時設計・施工にフィードバックしながら安全でかつ経済的なトンネルの施工をめざし進めてきた。とくに、切羽掘進の段階で支保部材の増減を判断しなければならないというトンネル施工の特殊性を考慮して、「岩判定」という項目を組み込んだ。関係者が切羽に集まり、地山の状態を観察し、その場で岩盤等級と支保パターンを決定していく「岩判定」を中心に計測や解析によって資料を整理した。また、岩盤等級の異なる地点で計測Bを実施してトンネルの挙動を総合的に把握する資料とした。このデータは計測Aの結果を評価する際の資料

料に供するとともに逆解析等解析の有意性の検討にも役立てた。

3.2 計測計画

計測は、日常の施工管理を目的とする計測Aと、地山条件に応じてトンネル全体の複合体としての挙動を把握する計測Bに大きく2分される。実施した計測項目を表-1に示す。計測Aのうち内空変位測定に関しては地山の状態に応じ10～60mのピッチで実施した。また、計画Bに関しては条件の変化に応じて随時設けた。

3.3 計測管理

硬岩地山におけるトンネルは岩自身より、割れ目の挙動が卓越し管理が非常に難しいとされている。これは地盤の変形挙動が微少で突発的であり、抵抗する支保部材の変形も小さいためである。また、挙動の大部分は切羽付近もしくは掘削作業の影響だけで進行し、その後の挙動は極めて少なく、局部的であったりする。従って、現場計測で確認されぬまま、部分的な崩落や滑落が生じていたりすることもあった。こうした硬岩地山の特徴を勘案し、図-2のような計測管理フローに従って管理を進

めた。

まず、定期的(地質の変化が著しいときは適時)に関係者が切羽に集まって岩判定を行う。計測A(切羽観察記録・内空変位・天端沈下)、支保部材や施工のデータを逐次分析し、計測の結果に影響を与えている要因を把握

写真-1

計測機器設置(1)

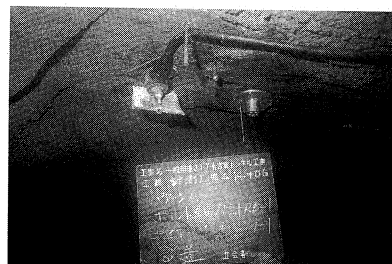


写真-2

計測機器設置(2)

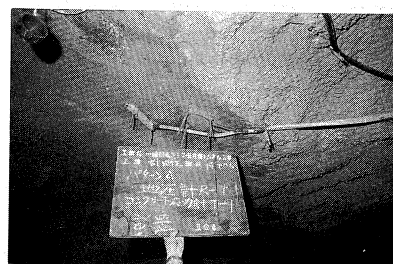


表-1 計測項目一覧表

計 測 項 目	目 的	機 器 名 称	測定範囲	測定感度	測定方法	備 考
計 測 A	坑内 地 質 観 察	—	—	—	—	切羽観察記録簿等への記入
	内 空 変 位 測 定	ユニテンションメジャー (TE-20)MS	20m	0.1m/m	機械式スチールテープ	
	天 端 沈 下 測 定	レベル ユニテンションメジャー	20m	1.0m/m	〃	
	ロックボルト軸力測定	ボルトひずみ計(RBA-40-6 RBA-25-5) 静ひずみ計(SM60-D)	±10,000μst	10μst (0.1ton)	ストレインメータ	
	ロックボルト引抜試験	ロックボルトの引抜耐力から適正なロックボルト長などを判断する。	—	—	ダイヤルゲージ	
計 測 B	地 山 試 料 試 験	地山の物性を把握する。	—	—	—	密度試験 割裂引張試験 超音波速度試験 一軸圧縮強度試験
	坑内弾性波速度試験	地山のゆるみ領域、地層のき裂変質の程度を把握する。	マックスサイス1,300システム(OYO)	—	—	
	地 中 変 位 測 定	トンネル周辺の地山挙動を把握し、支保部材の適性の判断をする。	多点・岩盤変位計(WFB-6-150) ダイヤルディプスゲージ	0～150m/m (300)	0.05m/m	ダイヤルディプスゲージ
	覆 工 応 力 測 定	一次覆工の背面上圧、吹付コンクリート内の応力を把握する。	コンクリート有効応力計(GK100) 背面地圧計(GF-10) 静ひずみ計(SM60D)	100kgf/cm ² 10kgf/cm ² -29,500～+30,000μst	±10%FS ±1.5%FS	ストレインメータ地圧計
	地 表 沈 下 測 定	トンネル掘削による地表への影響等を把握する。	レベル スタッフ	—	±1m/m	スケールによる読み取り
	支 保 工 応 力 測 定	鋼支保工の発生応力を把握し、鋼支保工の必要性を判断する。	表面ひずみ計(CF-10) 静ひずみ計(SM60D)	±1,000μst -29,500～+30,000μst	6.7μst	非接差型ひずみゲージ
	地 滑 り 測 定	トンネル施工による地表面の安定度を把握する。	地滑り記録器(SRL1型)	0～300mm	—	ゼンマイ式
	発 破 振 動 測 定	上り線トンネル施工の際の発破の影響が下り線トンネルにどの程度生じるかを把握する。	ピックアップ(R10N PV-93A) チャージ増幅ブリアンプ(VP-26A) チャージ増幅器(VM-27)	—	—	

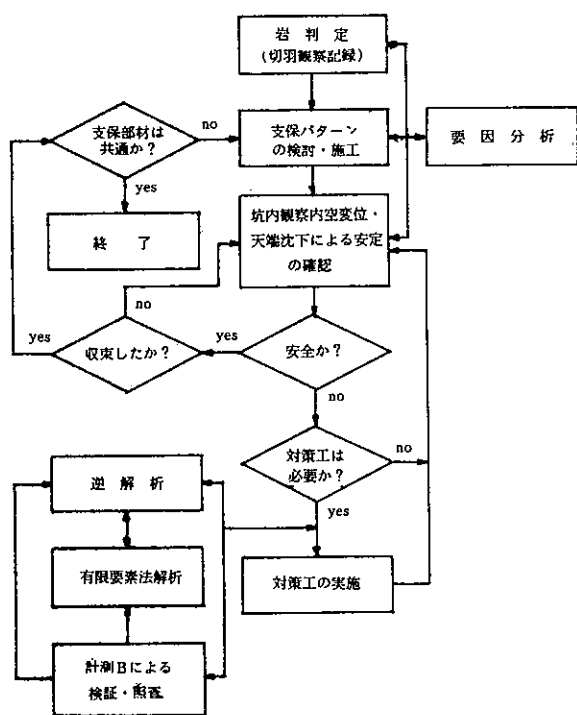


図-2 計測管理フロー

し、岩盤等級と支保パターンを決定する際の資料とする。次に、内空変位や天端沈下により変位の収束性を監視し、坑内観察により支保部材の変状状況を調べる。変状が認められたり、変位の進行が他の安定な断面と比較して著しく違った挙動が認められたりすれば、補強対策工を考える。この場合、坑内観察記録や得られているデータを総合的に評価して経済的かつ安全な対策を考え、地山の安定の確保に努める。具体的な対策は事前の予想対策パターンや経験的な対策工の適用の他に、解析的には逆解析や有限要素法の適用を考える。とくに逆解析は、内空変位や天端沈下を入力データとして解析し、計測Bの

図-3 内空変位経時変化グラフ (STA16'+20)

結果と比較検討しつつ、検討断面におけるトンネルの安全性について検討する。必要に応じて、逆解析の結果を入力値として、有限要素法によって効果的な対策工の検討をする。また、こうした解析的なアプローチは支保規模を少なくしたり、長期的な安定を検討する場合にも大いに利用した。

対策工の有無に拘わらず、トンネルの安定もしくは計測値の収束が確認されるまで、計測Aによって監視を続ける。そしてトンネルの安定が確認された段階で、その断面における支保部材が、周辺の地質及び施工状況に対し適切であったか判断し、適切であった場合、その断面の計測を終了する。

3.4 計測結果

(1) 計測 A

計測結果の 1 例を図 - 3 に示す。南坑口付近では風化が進んだ地質であったが、北坑口付近では地表面近くまで新鮮な地盤が続いた。内空変位や天端沈下の計測値は全体に小さく、最大値でもそれぞれ 8 mm と 4 mm 程度であった。変位挙動は計測断面付近の発破や掘削の影響で不連続的であり、その後の進行は殆んど認められなかった。風化の進んだ南坑口付近では、微少ながら変位の進行が窺がえたが、北坑口付近では殆んどなかった。また崩落が発生した箇所も局所的であり、付近の計測断面での計測値に異常は認められなかったため、硬岩地山特有の割れ目に沿った小崩落と思われる。

(2) 計測 B

計測結果の1例を図-4に示す。この断面の地質はトンネル軸に対して30~40°斜交した粘土をかむ小断層が幾本も存在している花崗岩であり、局部的にはマサ化して脆くなっていた。

1) 內空變位、天端沈下

計測値は、STA16'+20 (図-3)と同様な動きを示しており、計測断面付近の発破・掘削作業によって不連続的に進行するが、その後の進行は殆んどない。内空変位と天端沈下の最終値は8mmと2mm程度となっている。

2) 地中変位、ロックボルト軸力、吹付コンクリート応力分布図を図-5に示すが、計測値の動きは内空変位等と同様で発破・掘削作業時に不連続に進行するが、その後の進行はない。

① 地中変位の計測値
は極めて小さく最大で 3 mm
程度となっている。また、
本断面では割れ目などの

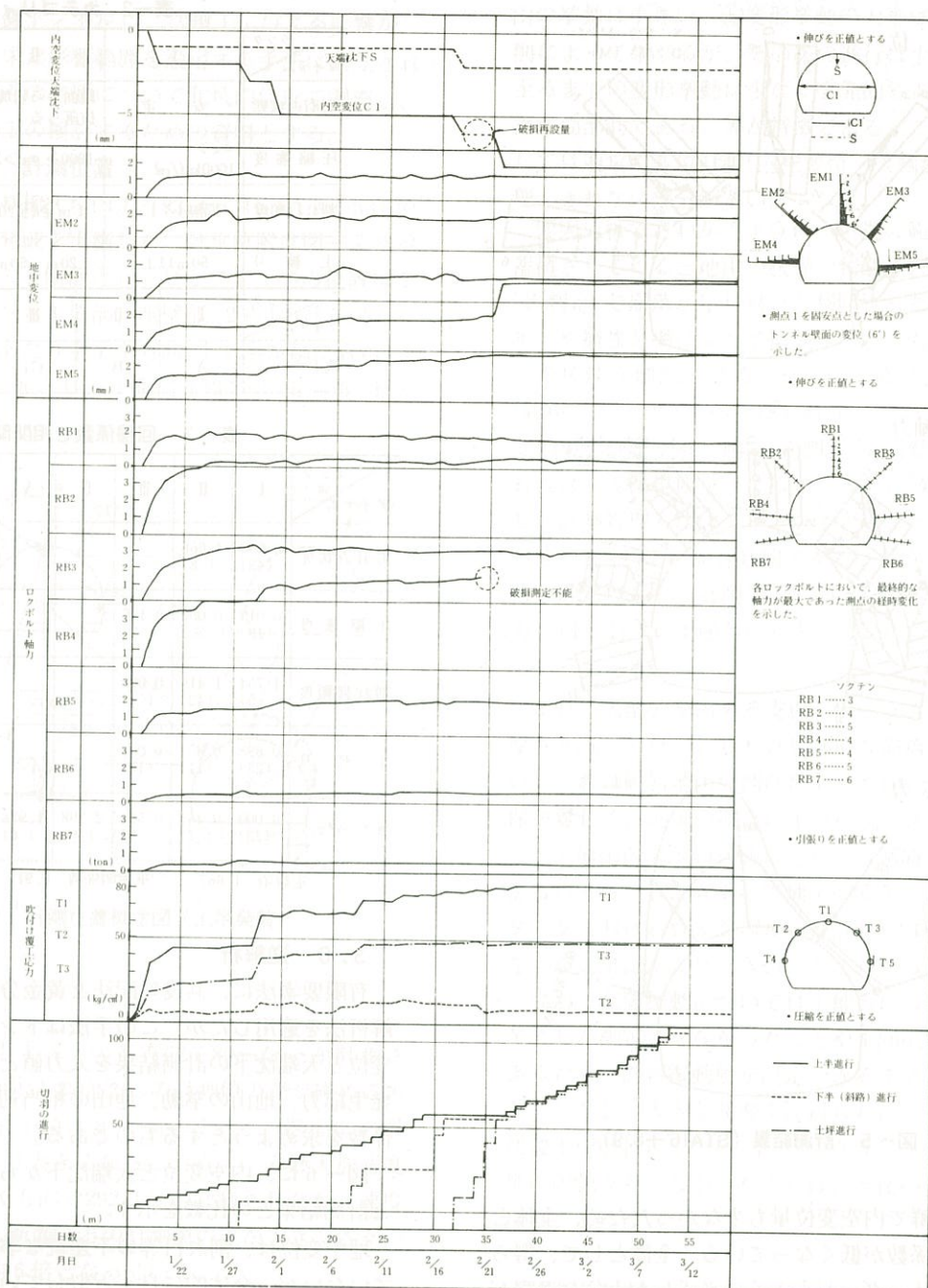


図-4 計測結果の経時変化グラフ (STA16+8.9)

不連続な変位挙動が卓越している部分とそうでない部分の両方の状態が窺える。

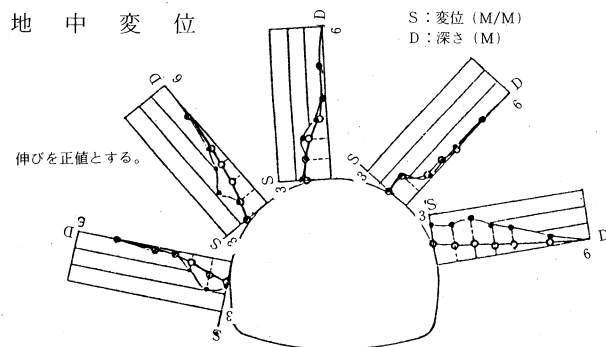
② ロックボルト軸力も地中変位と同様に小さい値で最大でも5.7ton程度である。下半掘削後に打設されたロックボルトは殆んど軸力が発生していない。

③ 吹付コンクリートの最大応力は天端に生じ、最終的に80kg/cm²程度の値を示している。応力分布は左肩部で小さくなり、偏圧に抵抗しているように見えるが、他の計測結果からは偏圧を示すようなデータが得られていないことから曲げ応力の影響によるものと思われる。

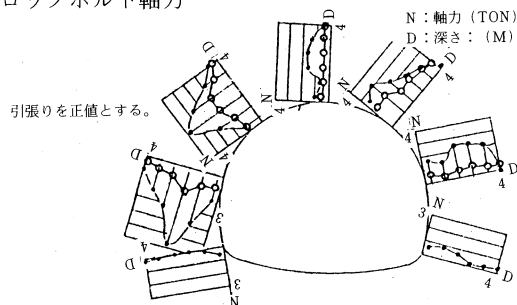
3.5 要因分析

切羽観察記録から得られた地山評価のパラメータが、

内空変位(最終値)にどのように影響を与えているかを分析する。切羽観察記録から影響が大きいと考えられるa)切羽の状態b)圧縮強度c)割れ目頻度d)土被りe)施工パターンの5つの要因(アイテム)に絞り込み、各要因に対し、2～5のレベル(カテゴリー)を表-2のように設定する。解析結果を表-3にまとめる。総サンプル数は51で、重相関係数は0.915と高い。また「切羽の状態」の偏相関係数が0.830とかなり高くなっている。この割に「圧縮強度」との偏相関係数は極端に低い値を示しており、このアイテムは重要ではあるが必ずしも地山全体の指標となっていないことがわかる。当初南坑口付近では「土被り」が浅くなるほど地山の風化が進み、内空変位量も大きくなり「土被り」との偏相関係数が高くなっていた。しかし、北坑口付近では「土被り」と関係なく地表面付近



ロックボルト軸力



吹付覆工応力

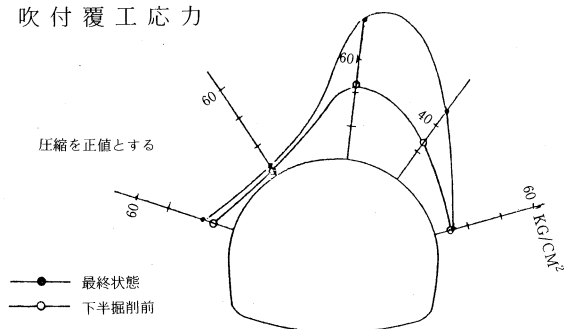


図-5 計測結果 (STA16+8.9)

まで地盤は新鮮で内空変位量も少なかったため、全体としては偏相関係数が低くなっている。全体として、得られた計測値のオーダーが小さくて必ずしも十分な考察ができるわけではないが、局所的な指標より、「切羽の状態」のような全体的な指標の方が岩盤等級を決める大きなファクターとなっていることがわかる。

表-2 カテゴリー

ランク アイテム	I	II	III		
切羽の状態	安 定	鏡面から岩塊が 抜落ちる	――		
圧 縮 強 度	$\sigma_c > 1000 \text{ kgf/cm}^2$	$1000 > \sigma_c > 200$	$200 > \sigma_c > 50$		
割れ目頻度	間隔 $d \geq 1 \text{ m}$	$1 \text{ m} \geq d \geq 20 \text{ cm}$	$20 \text{ cm} \geq d \geq 5 \text{ cm}$		
土 被 り	50 m 以上	20 m - 50 m	20 m 以下		
ランク アイテム	I	II	III	IV	V
施工パターン	A	B	C _I	D _{I-L}	D _{III}

表-3 回帰係数と相関関係

ランク	I	II	III	IV	V	単相関係数	偏相関係数
アイテム							
切羽の状態	0.000 (43)	4.668 (8)	—	—	—	0.843	0.830
圧 縮 強 度	0.013 (19)	0.000 (30)	0.145 (2)	—	—	0.089	0.028
割れ目頻度	1.754 (5)	1.419 (42)	0.000 (4)	—	—	-0.340	0.314
土 被 り	0.898 (25)	0.857 (11)	0.000 (15)	—	—	-0.627	0.196
施工パターン	0.000 (23)	0.451 (7)	0.599 (6)	2.398 (9)	1.978 (6)	0.665	0.453

定数項 1.667

重相関係数 0.915

総サンプル数 51

() 内は、各サンプル数

3.6 逆解析

有限要素法に、共役勾配法と黄金分割法を応用した逆解析法を適用したが、この手法はトンネル掘削中の内空変位と天端沈下の計測結果を入力値として、支保部材の発生応力、地山の挙動、地山の相当初期応力と相当変形係数を求めようとするものである。

図-6に、内空変位と天端沈下から逆解析された結果と計測結果との比較を示す。

地中変位は、割れ目等の不連続な挙動を正確に表わしていないが、全体的に良く近似している。ロックボルト軸力の分布形状に違いがあるが、オーダーとしては良く近似している。吹付コンクリート応力は計測値が曲げ応力や温度応力の影響を受け易いとされており、特に低い

応力レベルでは解析的シミュレートが難しいとされているが、全体としての解析結果は計測値を十分に近似しているものと考えられる。

3.7 発破振動

本トンネルは近接した双設トンネルであるため、将来上り線側トンネル施工時において、発破掘削する際に生ずる振動衝撃により、

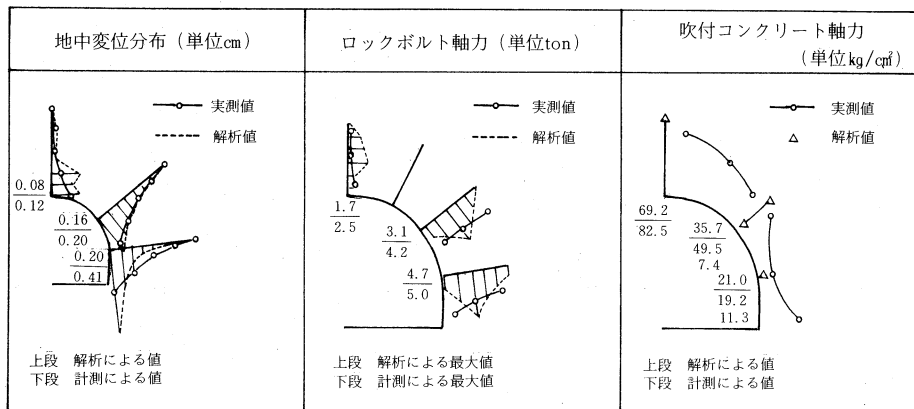


図-6 解析値と実測値の比較

入力値 天端沈下 2 m/m
内空変位 6 m/m

供用中の下り線側トンネルの二次覆工に与える影響が懸念されるが、未だ影響範囲を設定する手法は確立されていない。今回その影響について北坑口付近で調査し、将来の設計・施工の検討するための資料とする。

(1) 発破位置、計測位置

発破位置は上り線北坑口より92.4m (STA 3+53) の地点で上半掘削発破を実施した。計測位置は図-7で示すように下り線の2断面とし、ピックアップの位置は1断面あたり、トンネル頂部、側壁部(2点)の計3点とした。また、1点あたり水平1方向(トンネル軸に直角)、鉛直1方向の2chとし、1断面3点×2ch=6chの計測を行った。

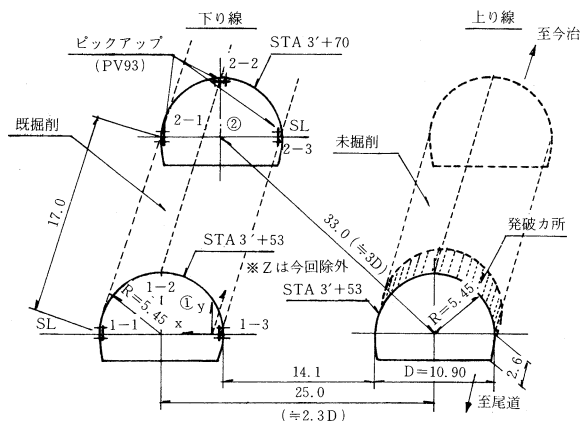


図-7 計測位置概念図(上半発破)

(2) 計測結果

最高速度は測点1-3のY方向で80cm/secが計測された。また、断面①と断面②との計測値の差が極めて大きく、断面①の最小値は8cm/secであり、断面②の最大値6.9cm/secより大きくなっている。一方最大加速度は測点1-2のX方向で292.1Gが計測されたが、速度と同様に断面①と断面②との計測値の差が大きく各々の断面の最大値は約6倍となっている。

また、発破係数は $K = V \cdot W^{-4/3} \cdot D^2$ (V:速度, W:薬量, D:距離) より求められるが、断面①と断面②とで大きく異なっているが、双方とも第一段がその他の段よりかなり大きくなっているのがほとんどである。最大速度を記録した測点で $K=1,898$ であり、他の点と大きく異ならないため、最大速度の要因は第1段目を大きくしないかぎり薬量及び距離であり、また、断面①と断面②の発破係数が異なることから考えると近接発破の場合には距離減衰の効果があると思われる。

3.8 まとめ

硬岩地山に施工されるトンネルでは、①トンネルや地

山の挙動は小さい。②変形挙動の大半は付近の発破や掘削によって生じるが、その後の進行は少ない。③崩落に至るまでの変形挙動は少なく突発的である。④崩落や滑落が局部的である。等が特徴である。こうした挙動に対しては通常の変位計測(内空変位、天端沈下)だけでは管理しきれない部分が多い。

要因分析でもわかるように、目視の範囲でもデータが蓄積されてくると地山の状態の判断が容易になされる。「岩判定」で崩落が生じ易いと判断された場合、ロックボルトや補強金網によって補強するとともに、変形に対する抵抗性を増加させる。そして、変位計測や変状観察(吹付コンクリートのひびわれなど)によって十分注意して効果を確認する。逆に「岩判定」で岩盤が良いと判断されれば、支保規模を下げる。こうした「岩判定」を中心とした計測管理方法は、本トンネルのような硬岩地山に限らず、NATMでは有効的である。しかし、管理上未解決な問題として、計測誤差や崩落に対する安全率の考え方、目に沿った小崩落の対策等は今後の改良が望まれるところである。

また、大部分を占める支保パターンA(上半のみ吹付厚さ5cm)では、とりわけ局部的な崩落や剥落が生じ易い。これは硬岩地山の凹凸に応じた均一な吹付厚さの確保が難しく、地山の崩落に十分抵抗できないためであり、ここで地山の崩落の状態に応じて、適時ロックボルトのあるパターンBに変更して地山の安定に努めた。このパターンにおけるロックボルトは計測では軸力の発生が少ないが効果はかなり大きいことがわかった。

なお、発破振動については1地点につき2方向(X・Y)しか測定できなかったことや1回の発破の計測値であるため、許容振動値を設定できるまでには至らなかった。しかし、大きな速度を記録したにもかかわらず、一次覆工(吹付コンクリート)へのクラックの発生もなく、地山の弛みも少なかったことは、今後の貴重なデータとなるであろう。

4. あとがき

本トンネルは61年3月現在、本体工事も無事完了、照明・防災設備・内装板等も設置され、あとは供用を待つばかりとなった。今回実施した計測工のうち、述べられなかった項目についても良好な値を示しており、今後得られたデータはさらに整理・解析し、将来の上り線側トンネルの施工時に役立てたい。また、計測により硬岩地山の施工におけるいくつかの課題を明確にすることもできた。

最後に本トンネルの計測の計画段階からとりまとめまで協力を頂いた飛鳥建設(株)技術研究所の担当者に誌上を借りて感謝の意を表します。

淡路島内工事の現況（昭和61年2月末現在）

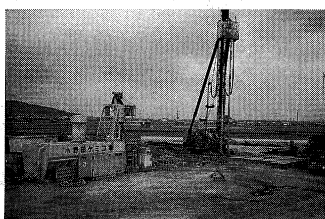
淡路島内で現在工事中の区間は、既に供用中の津名一宮 I.C. ～洲本 I.C. と西淡出入口～鳴門北 I.C. の2つの区間にはさまれている洲本 I.C. ～西淡三原 I.C. ～西淡出入口までの区間15.5kmである。この区間をできるだけ早期に完成させ、大鳴門橋関連区間（約45km）の全線供用をはかることが当面の最大の課題である。現在、土工工事、橋梁工事を中心に工事は全線にわたり最盛期を迎えている。

土工工事では、大きくわけて西淡三原 I.C. を境に洲本 I.C. 側と西淡出入口側のそれぞれの区間で切土盛土がバランスする計画であり、工程上は相互に関連する他工区の進捗が大きく関係することとなる。

また土運搬は一般の道路および工事用道路を通ることとしているが地元への影響、特に交通安全には留意している。

三原平野部の松田工事では、地盤改良区を約2,800m²にわたり施工中である。その工法は深層部の軟弱層又は、ゆるい土層を機械的に固化材と混合攪拌することにより、安定した改良地盤を造成する工法である。

橋梁工事については、RC橋（6橋完成、5橋工事中）、鋼橋（2橋完成、6橋工事中）、PC橋（2橋完成、6橋工事中）があり、未完成のものについては鋭意施工中である。



鷲羽山道路トンネルの工事現況

鷲羽山トンネルは、当初オープンカット案で計画されたが、名勝鷲羽山の自然景観保全の観点からトンネルの安定及び施工法の検討を経て、世界でも類例をみない2段双設の4つ目トンネルで施工されることとなった。

施工方法は、鉄道トンネルは上半先進 NATM 工法（両坑口より40mは側壁導坑先進）、道路トンネルは、側壁導坑先進 NATM 工法が採用されている。また、本トンネルは4本のトンネルが近接しているという特殊性から、極力地山を痛めないで施工するため、各トンネルでは制御発破による掘削を行なう他、坑口部でパイプ工、注入工及び押え盛土工の補強工を行なっており、さらに鉄道トンネル掘削後、道路トンネルとの間の中間岩盤についても補強注入工を行った。

次に現況としては、鉄道トンネルを60年3月に完成し、道路トンネルの掘削には60年5月に着手したが、道路トンネルの施工手順は、まず3本の側壁導坑（西側、中央、東側）を北から南へ向けて掘削し、側壁コンクリート打設後、西側の上半掘削、アーチコンクリート打設、下半掘削、インバートコンクリート打設を行ない、次いで東側についても同じサイクルで進めて行くというものである。側壁導坑掘削は3本とも完了し、側壁コンクリートについては、西側、中央の打設を完了、東側については打設を開始したところである。西側上半の掘削には60年12月に着手し、貫通予定は61年5月となっている。またアーチコンクリート打設には3月に着手し、その後、下半部の施工後7月より東側上半の掘削に着手し、12月には貫通、62年3月には、ほぼ道路トンネルの本体が完成

する予定となっている。

本トンネルの施工にあたっては、トンネル掘削に伴う地山、トンネルの挙動解析を行ない、設計、施工に反映させるとともに、地中変位、覆工応力側定等の各種計測を行ない、鉄道トンネルへの影響を考慮しながら慎重に施工してきたが、工事は現在まで順調に進捗している。

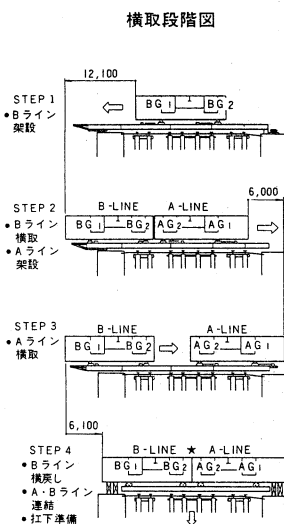
番の州高架橋（道路桁）の架設現況

番の州高架橋は、全長約3kmの二層構造橋で、上段が道路橋、下段が鉄道橋となっており、施工位置が南備讃瀬戸大橋、番の州高架トラス橋に続く坂出側の高架橋という事で橋脚高が地盤より約75m～30mと高いのが特徴となっている。

架設方法は、概成している鉄道橋（PC橋）の上に架設用バントと各橋脚に横取用バントを設けて、地上の大型クレーン（500 ton 吊）にて単材が地上で組み立てられた2ブロック桁でまず下り線用の桁を1連架設し横取（約12m）を行う。次に空いた架設用バントの上で上り線用の桁を架設し所定の位置まで横取（約6m）を行い、前もって横取しておいた下り線用の桁の横戻し（約6m）を行って上り下りの横梁で一体に連結する。上り下り一体となった桁（1連分）を約1.4m降下させ杓を橋脚天端上のベースプレートと溶接して架設を完了させる。（その後RC床版工の施工）

この方法は、大型クレーンによるバント工法及び横取り、降下作業としては、今までに例を見ない大規模な工事である。

道路橋（鋼箱桁）の架設の現況は、昨年の11月13日に8P上の横梁ブロックより架設を開始し、3月20日に37径間のうちの3Pから8Pまでの5径間について架設を完了させた。今後は、61年中の全径間架設完了を目標に架設を進めていく。



伯方・大島大橋の現況

伯方橋は、61年2月8日から桁架設を開始した。伯方橋は、 $l = 90m + 14.5m + 90m$ の連続箱桁で、伯方島側々径間を3ブロック中央を1ブロック、見近島側側径間を4ブロック、計8ブロックに分割し架設する。現在は伯方島側2ブロックと、61年3月15日には中央径間の大ブロック（約2,000 t）を架設している。

大島大橋のストランド引出しは、61年2月8日に開始した。大島大橋のストランドは、東西共に52ストランドで計104ストランドである。ストランドの引出しは、順調に行われ、61年3月22日に全ストランドの引出しが完了した。

大島大橋の工事は順調に進捗しており、この後9月中旬から補剛桁の架設を行う予定である。大島大橋の補剛桁は、リフティングビームによる、直下吊り工法を予定しており、詳しい工法の説明は今後にゆずりたい。

本四公団の基準類

本四公団で現在適用している基準類は以下のとおりです。

*印以外のものは(財)海洋架橋調査会 (Tel 03-436-3896) で販売しております。

仕様書・要領等

土木工事共通仕様書(改訂版)	昭和59年8月
測量・調査・設計等共通仕様書	昭和60年8月
電気通信施設標準仕様書	昭和58年10月
*施工管理試験要領	昭和60年2月
*測量作業規程	昭和55年度
*図面作成要領	昭和59年10月
技術関係資料取扱要領・技術関係資料 マイクロフィルム作成等事務処理要領	昭和56年4月
*海上工事安全施工技術指針	昭和52年3月
溶接構造部材における溶接欠陥と疲労 き裂の発生の一例(写真集)	昭和58年1月

設計基準類

海峡部における道路の建築限界および 幅員構成	昭和47年10月
用語と定義	昭和48年5月
上部構造設計基準・同解説(59.2一部改訂)	昭和55年6月
下部構造設計基準・同解説(56.8一部改訂)	昭和52年3月
耐震設計基準・同解説	昭和52年3月
耐風設計基準(1976)・同解説	昭和51年3月
鋼橋等製作基準・同解説(60.3一部改訂)	昭和52年3月
鍛鋼品製作基準・同解説	昭和55年3月
鋼橋等塗装基準・同解説(58.5一部改訂)	昭和55年3月
橋面舗装基準(案)	昭和58年4月
橋梁用マスコンクリート施工基準・ 同解説(案)	昭和50年3月
仮設物設計指針	昭和52年3月
吊橋リンク・支承構造設計指針(案)	昭和51年3月
トラス格点構造設計指針(案)	昭和51年3月
鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針・ 同解説	昭和52年8月
耐震設計基準・同解説	昭和52年3月
吊橋主塔設計要領(案)	昭和55年3月
吊橋主塔の塔頂補強構造解析要領(案)	昭和52年3月
ケーブルバンド設計要領(案)	昭和53年3月
ハンガー設計要領(案)	昭和53年3月
鋼床版設計要領(案)(58.10一部改訂)	昭和53年3月
鋼床版現場溶接施工要領(案)	昭和54年3月
風洞試験要領(1980)・同解説	昭和55年6月
鋼上部構造用鋼材選定要領(案)(60.3一 部改訂)	昭和48年9月
鋼橋直結軌道および緩衝桁軌道伸縮装 置設計要領・同解説	昭和59年3月
重力式直接基礎アンカレイジ設計要領 (案)・同解説	昭和55年3月
鋼設置ケーソン設計要領(案)	昭和54年2月
多室型緩衝工の設計要領(案)	昭和55年3月
複合材型緩衝工の設計要領(案)	昭和56年3月
大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要 領・同解説(案)	昭和54年11月
風化花崗岩の支持特性判定要領(案)	昭和55年3月
*陸上部道路橋設計要領(案)	昭和51年11月

*ケーブルアンカーの設計マニュアル	昭和49年2月
下路管理路設計マニュアル(案)	昭和53年9月
鉄道床組の標準図作成	昭和57年10月
材 料 規 格	昭和60年8月
高力ボルト類規格	
リンク支承関係規格	
鋼 材 規 格	昭和53年10月
鋼材規格解説	
ケーブル材料規格	昭和54年6月
塗 料 規 格	昭和55年3月

本四技報編集委員会名簿 (アイウエオ順)

編 集 委 員 長	奈良平俊彦	
編 集 委 員	岩屋勝司	上田克己
	榎沢寛	加藤茂
	木村博司	佐藤辰雄
	佐原俊樹	篠原和徳
	下村稔	田島照義
	田中秀也	辻英夫
	手島茂富	成田秀志
	福井幸人	森章
	森田行	山崎広志
	湯谷優	吉田修
	吉岡利春	
	小暮三郎	(海洋架橋調査会)

本四技報 第38号

発 行	昭和61年4月15日
監 修	本州四国連絡橋公団
発行所	財団法人海洋架橋調査会 東京都港区虎ノ門4丁目3番20号 第22森ビル 7F105 電話03(436)-3896
発行者	井上義光
印刷	中井編集デザイン事務所

定価 1,900円

