

# 門崎跨道橋の設計・施工

宮 下 カ\*  
 真 辺 仁\*\*  
 鶴 田 行†  
 岡 島 武 博††

## 1. ま え が き

門崎跨道橋は、淡路島南端の門崎半島に位置し、県道鳴門観潮線（通称うずしおライン）と本州四国連絡橋・神戸～鳴門ルート（一般国道28号、以下本線と称する）が立体交差する位置に架設された本線を跨ぐPC橋である。

本橋は、本線を斜めに跨ぐが、この間、本線部に橋脚を設けることができないため、支間 67.85 m の単純桁として計画した。また、路線計画から橋梁区間にS字状の曲線を有する曲線橋とした。

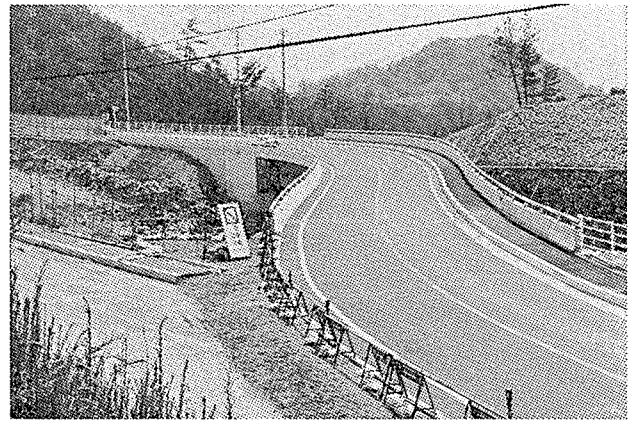
本橋は、S字状の平面線形を有する長大支間の単純桁という類例の少ない構造物であることを考慮して、本橋の設計・施工にあたっては、本州四国連絡橋公団、学識経験者、および施工者の三者による「門崎跨道橋研究会」を設置し、本橋に係る設計・施工上の諸問題について検討を加え、57年12月無事完成をみた。

以下に、本橋の設計・施工にあたって、特に留意した

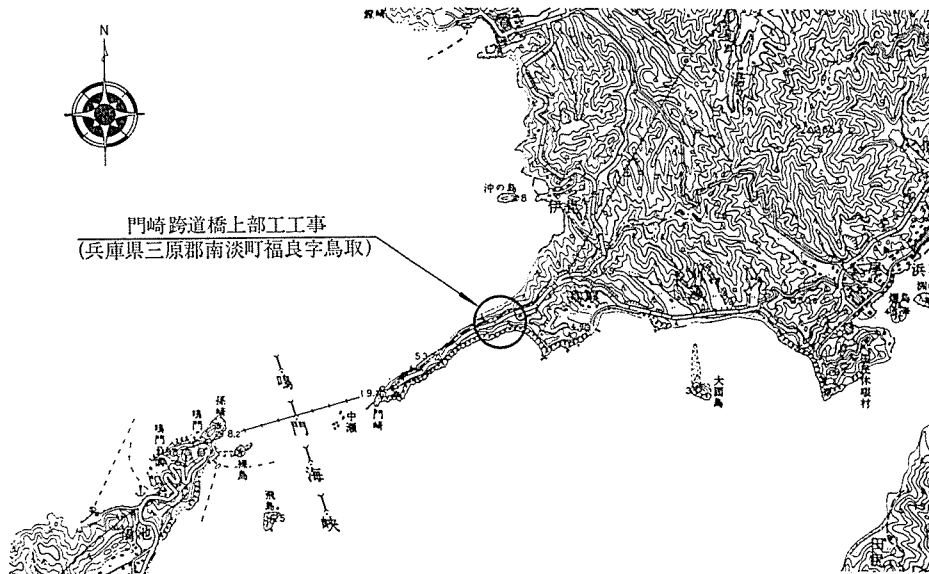
点等について報告する。

## 2. 構造概要

工 事 名：門崎跨道橋上部工工事  
 工事場所：兵庫県三原郡南淡町福良字鳥取  
 工事期間：昭和56年3月～57年12月



写真—1 門崎跨道橋全景



図—1 工事位置図

\* 本州四国連絡橋公団第一建設局鳴門工事事務所第四工事長  
 \*\* 本州四国連絡橋公団第一建設局鳴門工事事務所第四工事長付

† 北海道ピー・エス・コンクリート（株）大阪支店工事課長代理  
 †† 北海道ピー・エス・コンクリート（株）本社技術部

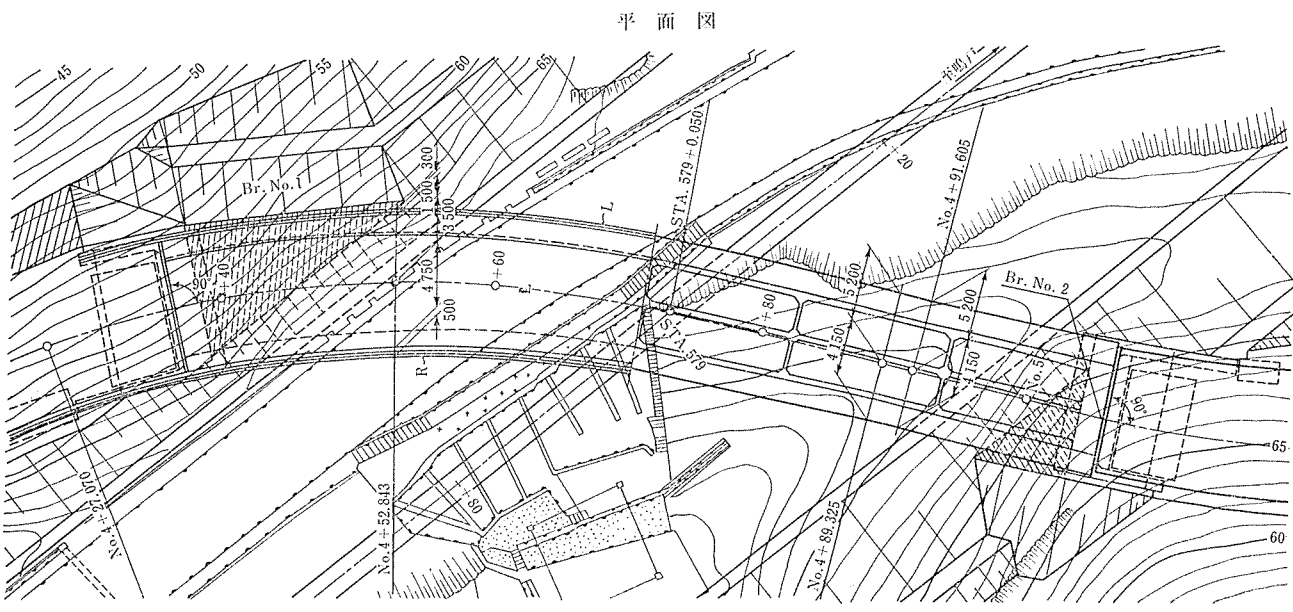
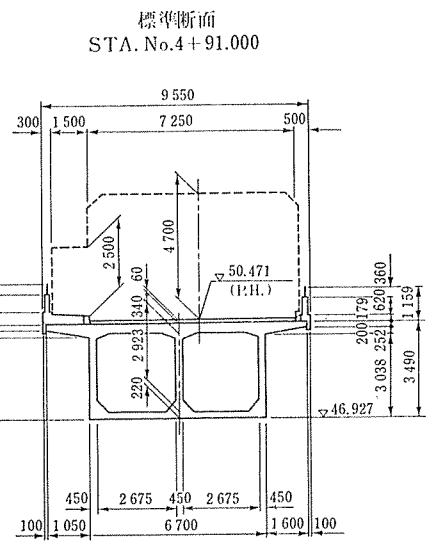
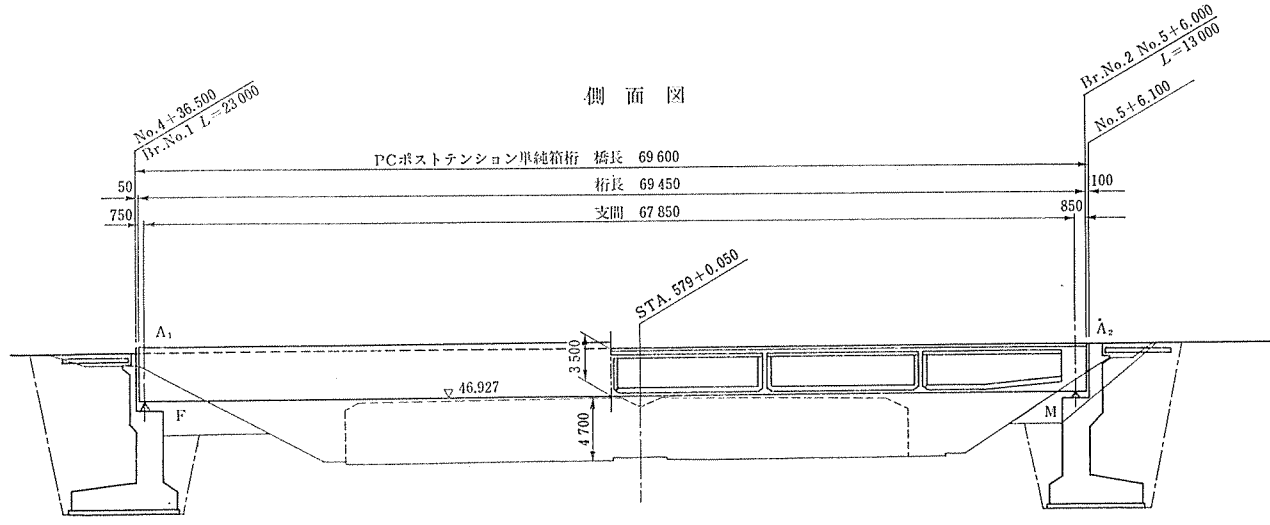


図-2 一般図

発注者：本州四国連絡橋公団第一建設局  
 施工者：北海道ピー・エス・コンクリート（株）  
 橋 長：69.600 m  
 桁 長：69.450 m  
 支 間：67.850 m  
 幅 員：8.750 m～9.750 m  
 桁 高：3.834 m～3.213 m

### 3. 設 計

設計にあたっては、本橋梁がS字形の平面線形を持つ曲線橋であり、橋長も 69.600 m と長い橋梁であること、また類似の PC 橋もあまり見受けられなかったことを考慮し、断面力算定時の解析モデルの選定、算出された断面力による主桁解析方法、支承の選定、等について検討を行った。

#### 3.1 解析モデルの決定

詳細設計を進める前に、数種の解析モデルについて計算を行い断面力を求めた。それらの算出断面力の結果を比較検討して詳細設計使用モデルを決定した。

解析モデルとしては、格子構造理論（2ケース）、棒状理論（1ケース）の2方法、3ケースによって比較検討を行った。ただし、棒状理論の場合には、活荷重は満載とした。

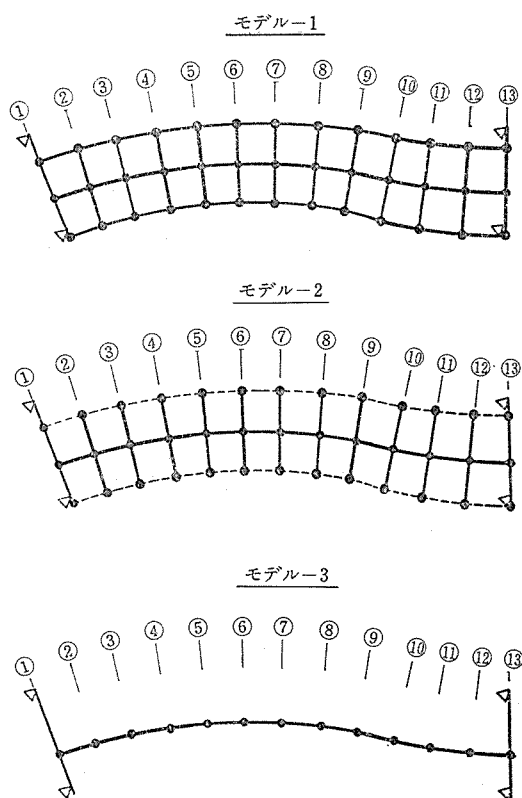


図-3 モデル図

#### (1) 各解析モデルの形状

##### ・〈モデル-1〉・3主桁格子構造

箱桁のウェブ軸線を各主桁の軸線とし、橋軸方向に等間隔で配置した横部材とで構成された平面格子構造とした。3本の主桁の剛度は、箱桁断面を3分割とした（図-3 参照）。

##### ・〈モデル-2〉・1主桁格子構造

モデル-1 と同様な構造である。ただし各主桁の剛度は、中央桁のみ箱桁全断面の剛度を与え、両外側桁は剛度を持たない仮想主桁とした（図-3 参照）。

##### ・〈モデル-3〉・1主桁平面骨組構造

箱桁を1本の曲線の棒状の構造と考え、桁端部の横梁を介して反力を下部に分配する構造とした（図-3 参照）。

#### (2) 各モデルの比較検討

前記の3ケースのモデルによって求めた各断面力について、モデル-1 を基準として他の2モデルと比較すると、表-1 のとおりである。

##### ・〈曲げモーメント〉

死荷重載荷時に着目して比較すると、3モデルの結果とも全く差が現われなかった。活荷重載荷時においては、モデル-1 とモデル-2 については全く差が現われず、モデル-3 の場合のみわずかに大きめの傾向を示した。これはモデル-3 の活荷重を満載荷としたことによるものと考えられる。

##### ・〈せん断力〉

死荷重載荷時、活荷重載荷時においても、3モデルの結果はほとんど差が現われなかった。

##### ・〈ねじりモーメント〉

死荷重載荷時に着目して比較すると、モデル-2 による場合が最も大きく、モデル-3 による場合が最も小さくなった。活荷重載荷時も同様であった。

モデル-2 は格子構造ではあるが、両外側部主桁を仮想主桁としたことによって、横方向部材が張出し構造となり、横断方向の各荷重がこの横部材を通じて中央桁に伝えられるため、各主桁とも実桁と考えているモデル-1 よりはモーメントが大きくなったと考えられる。またモデル-3 は、主桁を1本の棒と考え、活荷重を満載したため、ねじりモーメントのうち荷重の横方向偏載によるねじりモーメントが発生せず、3ケース中最も小さくなったと考えられる。

#### (3) 解析モデルの決定

曲げモーメント、せん断力を算出する場合には、どのモデルを用いても大差はなかったが、ねじりモーメント算出時には各モデル差が出てきた。今回はS字形の曲線橋であることを考え、安全側を取る意味で、ねじりモー

表一1 断面力比較(比率)表

			①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	備考
曲げモーメント	死荷重計	モデル-1	0.01	0.32	0.58	0.77	0.90	0.98	1.	0.96	0.88	0.73	0.54	0.30	0.00	基準とした時の比率 モデル1の⑦断面を
		モデル-2	0.01	0.32	0.58	0.77	0.90	0.98	1.00	0.96	0.88	0.73	0.54	0.30	0.00	
		モデル-3	0.01	0.32	0.58	0.77	0.90	0.98	1.00	0.96	0.87	0.73	0.54	0.30	0.00	
	活荷重時	モデル-1	0.01	0.32	0.58	0.77	0.90	0.98	1.	0.96	0.87	0.73	0.54	0.30	0.00	
		モデル-2	0.01	0.32	0.53	0.77	0.90	0.98	1.00	0.96	0.87	0.73	0.54	0.30	0.00	
		モデル-3	0.01	0.33	0.59	0.78	0.92	0.99	1.01	0.98	0.89	0.75	0.56	0.31	0.00	
せん断力	死荷重計	モデル-1	1.	0.97	0.78	0.59	0.42	0.23	-0.09	-0.25	-0.43	-0.59	-0.77	-0.96	-0.99	基準とした時の比率 モデル1の⑩断面を
		モデル-2	0.99	0.99	0.79	0.60	0.43	0.25	-0.10	-0.27	-0.45	-0.61	-0.79	-0.97	-0.98	
		モデル-3	1.00	0.97	0.77	0.59	0.42	0.23	-0.09	-0.25	-0.43	-0.59	-0.77	-0.96	-0.99	
	活荷重時	モデル-1	1.	0.96	0.77	0.59	0.43	0.26	-0.12	-0.28	-0.44	-0.60	-0.76	-0.94	-0.98	
		モデル-2	0.98	0.97	0.78	0.60	0.44	0.27	-0.13	-0.29	-0.45	-0.61	-0.78	-0.96	-0.96	
		モデル-3	1.01	0.96	0.77	0.58	0.42	0.24	-0.10	-0.26	-0.43	-0.60	-0.77	-0.95	-1.00	
ねじりモーメント	死荷重計	モデル-1	1.01	1.01	0.80	0.50	-0.31	-0.70	1.	-1.21	-1.32	-1.35	-1.35	-1.27	-1.24	基準とした時の比率 モデル1の⑦断面を
		モデル-2	1.09	1.09	0.89	0.54	-0.30	-0.70	-1.01	-1.22	-1.33	-1.39	-1.39	-1.36	-1.33	
		モデル-3	1.07	1.07	0.88	0.55	-0.26	-0.64	-0.93	-1.15	-1.23	-1.28	-1.28	-1.23	-1.19	
	活荷重時	モデル-1	1.02	1.02	0.81	0.51	-0.33	-0.70	1.	-1.20	-1.31	-1.35	-1.35	-1.28	-1.25	
		モデル-2	1.11	1.11	0.90	0.56	-0.33	-0.71	-1.01	-1.22	-1.33	-1.39	-1.39	-1.36	-1.34	
		モデル-3	1.08	1.08	0.89	0.56	-0.26	-0.65	-0.95	-1.16	-1.25	-1.29	-1.29	-1.25	-1.20	

メントが大きくなる モデル-2 を採用することとした。

3.2 主桁の設計

主桁の設計においては、次の点に留意して計算を行った。

- 1) 解析モデルは、1主桁格子構造によった。
- 2) 荷重としては、死荷重・活荷重・風荷重・地震荷重を載荷した。風荷重および地震荷重については面外荷重として、水平力および回転モーメント力を載荷した。
- 3) 格子構造とした各主桁に、プレストレスを与えることによって、ねじりモーメントが生じると考え、本橋ではプレストレスによる偏心モーメントを外力に置き換えて3主桁格子モデルに載荷してねじりモーメントを算出した。
- 4) PC 鋼材の平面配置にあたって、曲線桁の軸線とプレストレス力の圧力線が偏心しないように注意して決定した。
- 5) 緊張力は平面曲率による摩擦を考慮して定めた。
- 6) 曲げ・せん断・斜め引張応力度は、各断面力が最大となる活荷重載荷状態ごとに求め、検討を行った。すなわち次のようになった。
  - ① 曲げモーメント最大となる活荷重載荷状態での、曲げ・せん断・斜め引張応力度の検討。
  - ② せん断力最大となる活荷重載荷状態での、曲げ・せん断・斜め引張応力度の検討。
  - ③ ねじりモーメント最大となる活荷重載荷状態での、曲げ・せん断・斜め引張応力度の検討。

7) 端横桁の設計

端横桁は、沓に負反力を生じないようにするため

主桁より突出させることとした。このため端横桁はPC 構造とし、φ32 の PC 鋼棒を 22 本使用した。

8) その他

関西電力および電々公社のケーブルが 18 本と、ケーブル架台等が箱桁内に添加された。このためケーブルが横桁を貫通する部分には十分な補強を行った。

3.3 支承の検討

支承には、負反力が生じさせないように、また各支承反力が均等化されるように配慮し、支承の設置位置を選定した。

(1) 支承の選定

本橋は R=70m 程度を2つ含むS字形曲線橋であるため、支承部における橋の伸縮方向と回転方向が一致しない。そこで地震時水平力等に対して方向性・分担性に優れた組合せとして、固定支承にはピボット沓、可動支承には支承板支承を使用した。

(2) 支承の据付け方向

支承の据付けは図-4のごとく行った。伸縮方向としては弦の方向、回転方向としては接線方向とした。

(3) 支承の計算

桁本体設計震度は  $K_H=0.18$  にて検討を行った。支

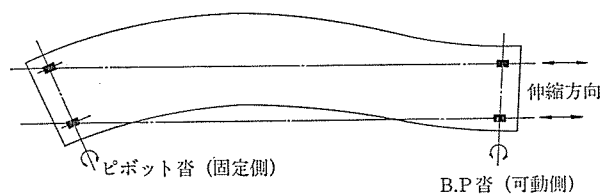


図-4 支承の据付け方向

承の計算においては、本橋が類似のない曲線橋であることを考え、水平震度も少し大きめの値を考えた。そこで「道路公団・設計要領」に準じて、 $K_H=0.24$ を採用した。また摩擦係数としては0.15を採用した。

(4) 桁の伸縮時の可動脊側面部摩擦の検討

可動支承は軸方向の移動が自由であるが、温度変化等によって桁の曲率が微少変形し、可動脊のストッパー部の側面と接触することがある。そこで、ストッパー部の接触面に、テフロン板とステンレス板製の滑り板を取付けて、摩擦の低減を図った。

4. 施 工

本橋は、単純桁としてのみならず、単純桁の曲線橋としても最大級の橋梁である。

したがって、施工するにあたっては、鉄筋、PC 鋼材の組立、コンクリート打設、養生、プレストレスングおよびグラウト等に対しては特に入念な施工を行った。

以下にその概要を述べる。

(1) 支 保 工

枠組支保工と支柱式支保工の組合せとした。

(2) 鉄筋組立工

曲線桁であること、および桁高制限の条件があることから、鉄筋およびPC 鋼材が錯綜しているため、鉄筋の加工・組立、PC 鋼材の配置には特に入念に行い、また、施工場所が海に近いことを考慮して、所定のかぶりを確保するよう厳重な施工を行った。

(3) PC ケーブル組立工

(i) シース配置

本橋は曲線桁であるので、ケーブルが桁軸線に対して、水平方向偏心を生じないように、また、ケーブル密集箇所でのケーブル配置が、コンクリートの締固めが可能なケーブル間隔を確保できるように、シースの配置は厳重に行った。

(ii) ケーブルの固定

PC 鋼材を挿入するとき、およびコンクリートを打設するとき、ケーブルがずれることを考慮して、シースφ87と同径程度のU字形の金具を、受棚筋2m間隔に溶接し、結束固定と併用にてケーブルの水平方向へのずれ止め対策とした(図-5参照)。

(iii) PC 鋼材の挿入

本橋では、主桁ケーブルとして、フレシネー工法12T 15.2ケーブルを使用した。PC 鋼より線の挿入に対しては、当初、プッシングマシンを用いたが、PC 鋼より線どうしの絡み合いが生じ、作業困難となり、この方法を中止した。

従来施工の55m程度の場所打ち桁等では、何ら問

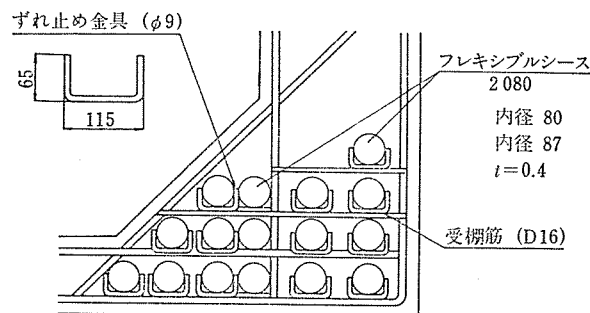


図-5 ずれ止め金具

題なく挿入作業ができていたことを考えると、本橋のケーブルが長いことと、平面的角変化が大きいが、挿入困難となった理由と考えられる。

ウインチによる挿入も、ケーブル切断スペースがなく不可能であったので、最終的には人力によって、全ケーブルの挿入を行った。

(4) コンクリート工

(i) コンクリートの配合

本橋は多数のPCケーブルが配置されているので、コンクリートは、十分締固めが可能なワーカビリティを有するものが要求された。

配合の決定にあたっては、5種類の試験練りを行い、その結果によった。強度の面では、いずれの場合も所定以上の値が得られたので、クリープ・乾燥収縮等の影響を考慮して、セメント量が一番少ない配合を採用した(表-2参照)。

表-2 配合表

粗骨材最大寸法 (mm)	スラブの厚 (cm)	空気量の割合 (%)	水セメント比 W/C (%)	単位水量 W (kg)	単位セメント量 (kg)	単位水和剤量 (cc)
20	10±2.5	4±1	34.0	190	453	1133

(ii) コンクリートの打設

打設は2回に分けて行った。第一回には下床版部およびウェブ部コンクリートを、第二回には上床版部コンクリートをそれぞれ打設した。ただし桁端部はケーブル定着部であるので、打ち継目をなくするために、第一回目に、支点部横桁部を上床版まで打設した。

(iii) コンクリートの養生

コンクリート打設後、簀目仕上げをして、材令初期のコンクリートの急激な乾燥収縮を防止するため、被膜養生剤を散布した。

コンクリートの硬化後は、麻袋を敷き散水による湿潤状態養生を行った。

この結果、ヘアークラックも生ずることなく良好であった。

(5) 緊張工

本橋については、緊張は、1次・2次・本緊張によって行った。すなわち、1次緊張としては、第一回コンクリート打設後の乾燥収縮によって生じるクラック等の防止のため、2次緊張としては、第二回コンクリート打設後の第一回と第二回のコンクリートの材令差によって生じるクラック防止のため、それぞれ、本緊張に先立ってプレストレスの一部を与えた。

(i) 1次緊張

第一回打設から、第二回打設までの期間中(約20日間)の支保工の沈下、打設したコンクリートの乾燥収縮によるクラックを考慮して、1次緊張を行った。

1次緊張としては、端部定着12ケーブルに1ケーブル当たり50tの緊張力を加え、断面に約10kg/cm<sup>2</sup>の圧縮力を与えた。

(ii) 2次緊張

第一回打設コンクリートと第二回打設コンクリート部材の材令差(20日)により、コンクリートの乾燥収縮差によって上床版にクラックが生じることがある。そこで、第二回コンクリート打設後の早い時期に、1次緊張を行った12ケーブルにさらに追加して、設計計算上必要なプレストレス力を与えた。この結果、クラックの発生を完全に防ぐことができた。

(iii) 本緊張

2次緊張終了後、コンクリートが所定の強度に達したのを確認のうえ本緊張を行い、設計プレストレスを導入した。

緊張作業にあたっては3組のジャッキを用いて行い、導入時にも断面に対して横方向の偏心が生じないように考慮して、緊張順序を選定した。

(6) グラウト工

配合は試験練りの結果により決定した。なお混和剤としては、プレミックス・タイプのグラウト用の混和剤GF-630A<sub>2</sub>(ポゾリス物産製)を使用した(表-3参照)。

表-3 グラウト配合表

水セメント比 (W/C%)	水 W...(kg)	セメント C...(kg)	混和剤 GF-630A <sub>2</sub> C×1%(g)
42	33.6	80	800

5. あとがき

(1) 断面の選定

断面の選定においては、跨道橋の計画高と本線部の計画高とによって桁高が押さえられ、今回の設計断面となった。この断面は、応力度的には許容値を満足するものであったが、上縁・下縁ともに許容値いっぱい余裕は

少ないものとなった。

(2) 鉄筋・ケーブル組立

ケーブルの配置は、断面が余裕がなくケーブル本数が多いこともあり、桁の底部付近に集中した。このため鉄筋・ケーブルの組立、コンクリートの打設は、着手前の予想どおり困難な作業となった。技術的な面のみで考えれば、大型ケーブルの使用が望ましかったと思われる。

(3) コンクリート工

施工にあたっての一番の問題点としては、桁の底部付近の集中ケーブル配置である。このため、底部付近のコンクリートの締固めが十分に行えない危険があった。そこでコンクリートは、ワーカビリティに富んだものを打設し、打設作業も万全の体制によって行った。結果は十分締固めたコンクリートが打設でき、さらに天候に恵まれた結果、コールドジョイントの発生、クラックの発生も生じることなく、良好なコンクリート打設が行えた。

(4) 緊張工

今回は乾燥収縮等によるクラックの発生を考えて、本緊張前に2度のプレストレスをコンクリートに与えた。その結果、クラックの発生は全く見られなかった。

プレストレス導入の管理方法は、従来の摩擦係数による方法で行った。ケーブル形状が水平方向と鉛直方向へ変化する立体的なものであったが、測定結果の摩擦係数は、一般的なものと大差はなかった。

(5) たわみ

長大曲線橋のたわみの状態を、桁中央部の鉛直たわみとねじりたわみについて測定した。鉛直方向たわみは、各荷重とも計画値よりも大きくなった。ねじりはRの曲率の大きな側のウェブにたわむ傾向が現われた。しかし、本線の建築限界には何ら影響はなかった。

(6) 安全管理

安全管理については、当工事関係者で行うことはもとより、労働基準監督署・本四公団鳴門工事事務所・門崎地区各企業体にて、総合労働災害防止協議会を設けて種々の安全活動を行った。特に本工事は他企業体と施工場所が重複していたため、作業通路と作業用地の区分を明示し、ダンプ・クレーン車による事故の防止および墜落防止を災害防止の重点項目にあげ、安全に対する指摘事項を地道に遵守したこともあり、実施工事期間、重大災害もなく無事完了した。

最後に、本橋の設計・施工にあたり、多くの御指示、御教授をいただいた、阪神高速道路公団・第一建設部 田井戸米好部長、ならびに、神戸大学助教授 藤井学博士の両氏に深く感謝の意を表します。

【昭和58年1月18日受付】