

別府橋(仮称)の設計と施工

伊 藤 野 彦*
一 瀬 久 光**
栄 捷 利†
和 田 信 秀††

1. ま え が き

別府橋(仮称)は、九州横断自動車道が日本有数の温泉地帯である別府市郊外を通過する地点に架設される、橋長411m、支間235mの鉄筋コンクリート(RC)固定アーチ橋であり、この支間235mは、RCアーチ橋としては東洋一で、世界的にみてもベスト10に入る大規模な橋梁である。また風光明媚な別府の自然とよく調和するRCアーチ橋形式は、温泉地帯に建設される橋梁であるため、温泉源への影響、温泉によるコンクリートの腐食、景観等の立地条件ならびに経済性を総合的に検討した結果、採用されたものである。

別府橋は、橋梁形式としては鉄筋コンクリート橋の分野であるが、アーチリングの張出し架設、補剛桁のPRC構造などプレストレストコンクリート(PC)技術を駆使しているため、本橋では、上記テーマを中心として別府橋上部構造の設計と施工について報告するものである。

2. 工 事 概 要

工 事 名：九州横断自動車道別府橋工事
工事場所：大分県別府市
工 期：昭和60年9月～平成元年6月
橋 種：鉄筋コンクリート道路橋
橋 格：1種3級A(1等橋, TL-20, TT-43)
構造形式：鉄筋コンクリート固定アーチ橋
橋 長：411m
支 間：235m
有効幅員：2@9.0m
架設工法：トラス・メラン併用工法
発 注 者：日本道路公団福岡建設局
施 工 者：鹿島建設(株)・住友建設(株)共同企業体
主要材料：

コンクリート ($\sigma_{ck}=240\text{ kg/cm}^2$) ; 45 510 m³
($\sigma_{ck}=350\text{ kg/cm}^2$) ; 5 860 m³

* 日本道路公団福岡建設局大分工事事務所所長

** 日本道路公団福岡建設局大分工事事務所工事長

† 鹿島建設(株)・住友建設(株)共同企業体所長

†† 鹿島建設(株)土木設計本部設計長

コンクリート ($\sigma_{ck}=400\text{ kg/cm}^2$) ; 6 640 m³
鉄 筋 (上部工) ; 1 800 t
(下部工) ; 2 910 t
PC 鋼 材 (SBPR 80/105, $\phi 32$) ; 489 t
(SBPR 95/120, $\phi 32$) ; 178 t
(SWPR 7 A 12T 12.4); 13 t
鉄 骨 材 (SM 58) ; 264 t
(SM 50 Y) ; 176 t
(SS 41) ; 1 408 t
(F 10 T) ; 57 t

3. 設 計

3.1 設計条件

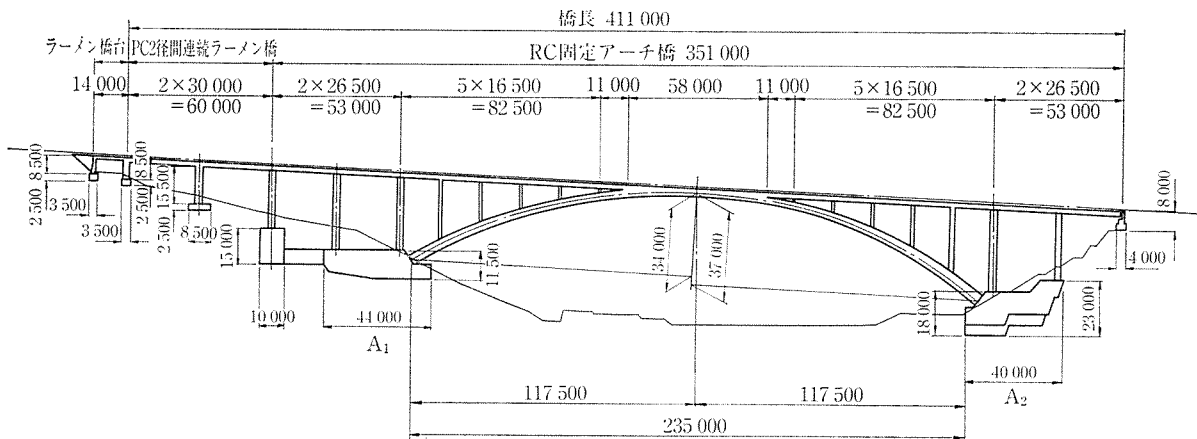
3.1.1 荷 重

- 活 荷 重：TL-20, TT-43
- 衝撃係数： $i=10/(25+L)$ 補剛桁 アーチリング
 $i=20/(50+L)$ 床版
- 地震震度：完成時 橋軸方向 $K_h=0.17$
直角方向 $K_h=0.21$
施工時 $K_h=0.10$
- 温度変化：コンクリート $\pm 10^\circ\text{C}$
鋼 $\pm 30^\circ\text{C}$
- クリープ係数： $\phi=2.0$ (基本値)
- 乾燥収縮度： $\epsilon=25 \times 10^{-5}$ (基本値)
- レラクセーション：床版 5%
その他 3%
- 支点移動(アーチアバット)：
鉛直方向 $\delta_V=37\text{ mm}$
水平方向 $\delta_H=56\text{ mm}$
- 軸線移動： $+25\text{ cm}, -5\text{ cm}$
- 施工時荷重：ワーゲン(全装重量) 250 t
アーチリング作業荷重 100 kg/m²

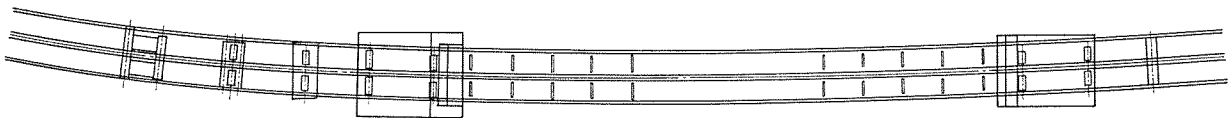
3.1.2 使用材料

- コンクリート：アーチリング $\sigma_{ck}=400\text{ kg/cm}^2$
補剛桁 $\sigma_{ck}=350\text{ kg/cm}^2$
鉛直材 $\sigma_{ck}=240\text{ kg/cm}^2$
下部構造 $\sigma_{ck}=240\text{ kg/cm}^2$

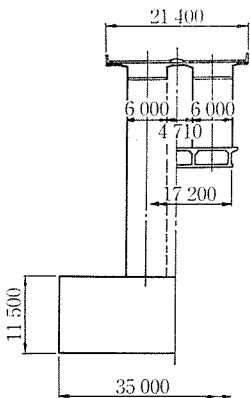
側 面 図



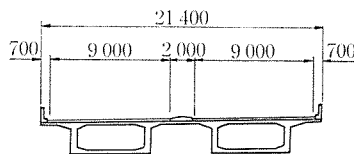
平 面 図



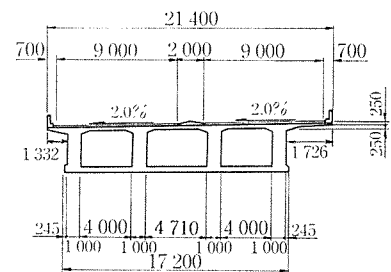
断 面 図
アーチアバット鉛直材



補剛桁標準断面



アーチクラウン部標準断面



図一 別府橋全体一般図

- 2) 鉄 筋 : SD 30 B
- 3) PC 鋼材 : アーチリング SBPR 80/105 ϕ 32
 斜吊り鋼棒 SBPR 80/105 ϕ 32
 補剛桁 SBPR 80/105 ϕ 32
 (斜吊り材より転用)
 バックステー SBPR 95/120 ϕ 32
 仮設鋼材定着用 SBPR 95/120 ϕ 32
- 4) 鋼 材 : メラン材 SS 41~SM 58
 水平材・鉛直材 SS 41~SM 50 Y

3.1.3 許容応力度

許容応力度は、道路橋示方書コンクリート橋編・鋼橋編による。ただし、コンクリートの許容引張応力度については、土木学会コンクリート標準示方書に定められ

ている使用限界状態の設計引張強度に準じた。

3.2 設計概要

本橋の設計に際しての主な設計基本方針は、以下のとおりであった。

- 1) AA₁ アバットの基礎地盤が温泉変質作用を受けて軟質化しているため、アーチアバットの反力を極力軽減できるローゼタイプのアーチ形式を採用した。
- 2) アーチが非対称であるため、アーチ軸線形状は、左右のスプリング部の断面力がバランスするように決定した。
- 3) アーチリングは面外地震に対する耐震性を高めるため、上下線一体の3室箱桁断面とした。

- 4) 架橋地点が温泉腐食環境下にあるため、10年来実施されてきた現地暴露試験の成果に基づいて温泉腐食対策を実施した。
- 5) 補剛桁は断面性能に優れた箱桁断面とした。また、腐食環境を考慮して、架設用斜吊りPC鋼棒を転用するPRC部材とした。
- 6) コンクリートのクリープは、施工中に進行する影響も考慮して解析するものとした。
- 7) AA₁アーチアバットは温泉変質作用を受けているため、各種試験で得られた土性値を用いて2次元粘弾性FEM解析を実施し、アバットの変位量を求め上部工の設計に反映した。
- 8) スプリング部、クラウン部およびバックステーPC鋼棒定着部等については、FEM解析を実施するものとした。
- 9) 長大スパンを有し、アーチリングの細長比が比較的大きく不静定次数も高いため、非線形性を考慮して構造系全体の耐荷性能を照査することとした。
- 10) 設計震度は修正震度法によるものとするが、固有値解析により固有周期を算出した。

3.3 解析モデル

本橋では、架設工法が特殊であり、施工段階の数が多く、かつ複雑で、また仮設部材の組立・撤去が逐次なされるという特徴があった。またコンクリートと鋼の複合構造で架設されるため、施工中のクリープの影響が無視できなかった。したがって、施工時・完成時とも図-2に示す平面骨組構造モデルによるものとし、構造系の任意の変化・施工中のクリープ等に対応可能な電算プログラムを使用した。

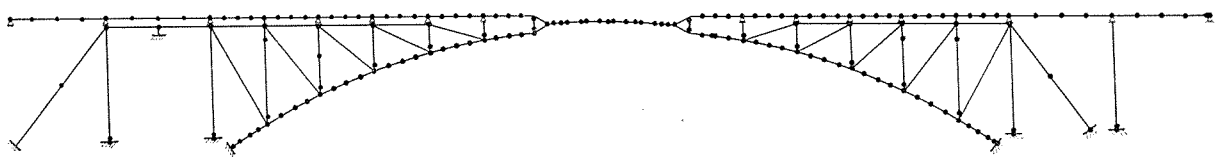


図-2 骨組構造モデル

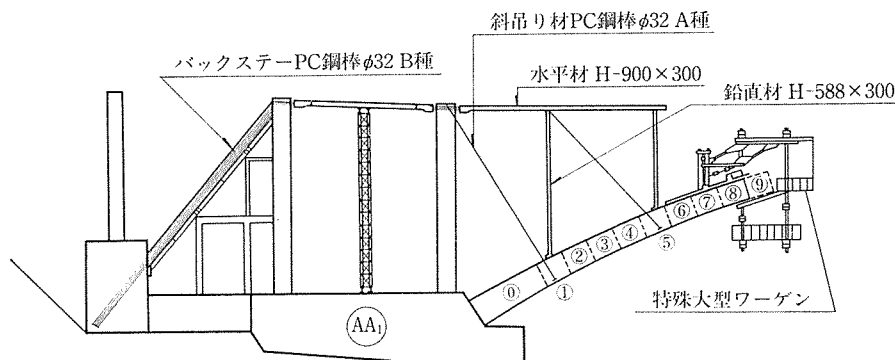


図-3 トラスカンチレバー工法

補剛桁とアーチリングが一体となるクラウン部付近については、全橋モデルによる立体FEM解析結果と比較し、断面力および応力度とも両者は良く一致しているとの結果が得られ、解析モデルの妥当性が確認できた。

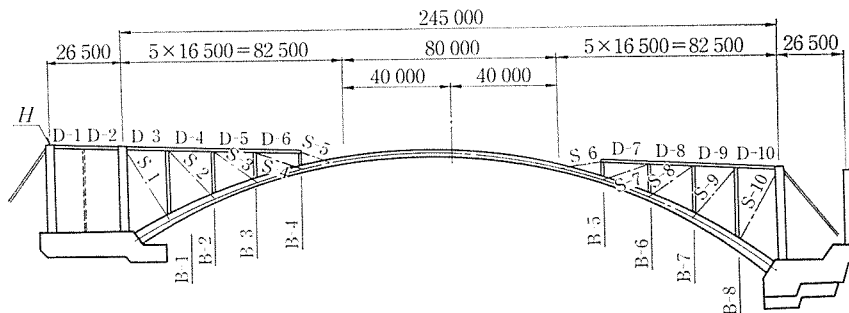
3.4 架設時の設計

3.4.1 アーチリング

本橋では、経済性・施工時の構造の安定性等の理由から、アーチリングの施工には図-3に示すトラスカンチレバー工法を採用している。本工法では、張出し架設時のアーチリング応力を低減する目的で、鉛直材・上弦材にH鋼材を用い、斜材にPC鋼棒を、下弦材としてアーチリングコンクリートを構成部材としている。また上弦材に作用する引張力は、バックステーを介して基礎へ伝達される。

アーチリングの架設時の設計は、以下に示す条件を満足するよう斜吊りPC鋼棒およびアーチリングPC鋼棒本数を決定した。

- 1) アーチリングに生じる引張応力度は基本的に斜吊り材にてとらせ、斜吊り材設置前のカンチレバー区間はアーチリングにPC鋼棒を配置しとらせることとする。なおアーチリングのPC鋼棒は、完成時に不利な影響を与えるものに限って、アーチリング閉合後、導入力を解放するものとした。
- 2) アーチリングの応力度は、アーチリングが完全に閉合するまではPC構造とし、閉合後はRC構造として設計する。
- 3) コンクリートの許容引張応力度は、ひびわれを生じさせないこととして、 $\sigma_{ta} = -27.1 \text{ kg/cm}^2 (=0.5 \sigma_{ck}^{2/3})$ とする。



(1) 水平材

	D1~D4	D5~D8	D9~D10
材質	SM50Y	SS41	SM50Y
サイズ	900H	900H	900H
本数	各18本		

(2) 鉛直材

	B1, B2, B7, B8	B4~B5	B3, B6
材質	SS41	SM50Y	SS41
サイズ	594H	488H	488H
本数	各18本		

(3) 斜吊り材 SBPR80/105 φ32

	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10
本数	56	68	76	72	96	88	68	68	64	60

図—4 架設鋼材の配置

鉛直材・上弦材・斜材の各鋼材配置は図—4に示すとおりである。

3.4.2 斜吊り材

斜吊り材は、アーチリング閉合後に撤去して補剛桁に転用することを考慮して、架設時に想定される荷重が作用した場合でも、以下の許容値を満足させることとした。

$$\sigma_{pa} \leq 0.7\sigma_{pu} (=0.91\sigma_{py})$$

ここに、 σ_{pa} ：許容引張応力度

σ_{pu} ：PC 鋼棒の引張強度

(SBPR 80/105 φ32)

σ_{py} ：PC 鋼棒の降伏点強度

(SBPR 80/105 φ32)

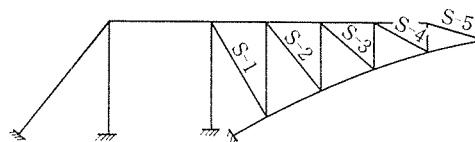
また、設計の簡略化を図る目的で、施工中に作用する従荷重（風荷重、温度変化、サグの影響、引張誤差）による応力度をあらかじめ上記許容値から差し引いて、架設時主荷重による許容引張応力度を、表—1のように設定した。

斜吊り材の緊張回数は、アーチリングの応力度との関係から、S-4~S-7については1回、その他については2回に分けて緊張することとした。また最大96本のPC鋼棒を一度に緊張するため、弾性変形の影響が大きい場合については1回の緊張をさらに2回に分けて行うこととし、上弦材・鉛直材・アーチリングに偏荷重がかからないよう緊張順序を設定した。

3.4.3 バックステー

バックステーはPC構造を採用したが、これはステーの剛性が大きく温度変化等の影響を受けにくく、変形管理、部材の応力管理が容易で安定性に優れている理由に

表—1 斜吊り材の許容引張力 (t)



荷重	S-1	S-3	S-5	備考
風荷重	7.4	7.3	7.2	・温度変化 鋼 ±30°C コンクリート ±10°C
温度変化	5.6	2.8	3.4	
サグの影響	3.5	2.2	1.9	
引張誤差	2.5	2.5	2.5	・風速 30 m
計	19.0	14.8	15.0	・引張誤差 5%
斜吊り材の最大張力	58.0	58.0	58.0	風・温度荷重作用時
斜吊り材の許容引張力	39.0	43.2	43.0	施工時常時
斜吊り材の許容引張応力度	0.47 σ_{pu}	0.52 σ_{pu}	0.52 σ_{pu}	

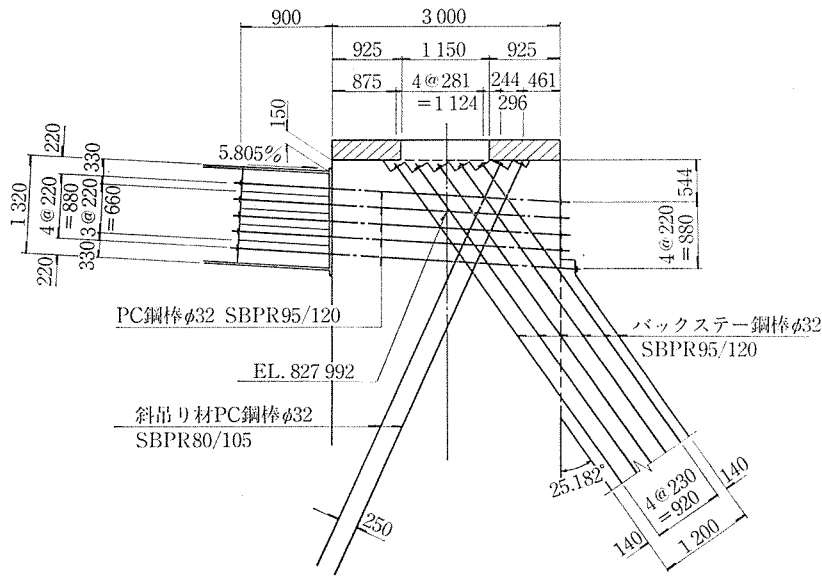
よる。

架設中最も重要度が高い部材であることから、温度変化時にフルプレストレスとし、またPC鋼棒の許容引張応力度は架設部材に使用されることから、プレストレス直後の許容値を適用した。

多本数のPC鋼棒が配置されているため、緊張の際には斜吊り材と同様の配慮をするとともに、支保工の拘束の影響を受けないよう緊張手順を定めた。

3.4.4 鋼とコンクリートの接合構造

水平材（鋼）と橋脚（コンクリート）との接合は、図—5に示すとおりPC鋼棒（SBPR 95/120 φ32）により行った。PC鋼棒の本数は、温度変化時に鋼とコンクリートの接触面に引張応力度が生じないように定めた。また鉛直材とアーチリングの接合も同じ考えで設計した。



図—5 接合構造

3.4.5 メラン材

メラン材の形式については、フルプレートタイプとトラスタイプを比較した結果、経済性およびウェブのコンクリートの締固めの容易さから、トラスタイプを採用した。

また、メラン材をアーチリング完成後の抵抗材として利用できるかを検討したが、設計が架設時の割増しを考慮した許容応力度を用いているので、本体利用した場合、完成後のメラン材の応力度は設計荷重時の許容値を超えるため、設計荷重作用時の抵抗材としては無視し、終局荷重作用時の抵抗材としてのみ考慮するものとした。

3.5 完成時の設計

3.5.1 アーチリング

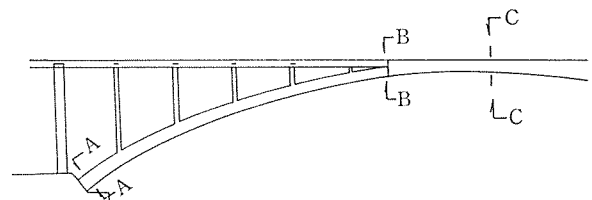
アーチリングの完成時の検討は、架設時に生じている応力度に、完成以後の荷重による応力度を加えて照査することとし、以下の条件を満足するように実施した。

- 1) アーチリングの応力度は、RC 構造として設計するものとする。
- 2) 活荷重の荷重時期を考慮して、クリープの進行度 1/2 および完了時の 2 ケースについて検討する。
- 3) セン断補強に対する基本的な考え方は、アーチリング全体系での破壊状態をスプリング部の曲げ破壊となるように、各検討断面での安全度を確保するものとする。
- 4) AA₁ アバットの支点移動量は常時扱いとする。完成時のアーチリング主要断面応力度を表—2 に示す。

表—2 主要断面の応力度

		A 点		B 点		C 点	
		σ_c	σ_s	σ_c	σ_s	σ_c	σ_s
①	死 荷 重 時	100	176	117	510	85	92
②	①+活 荷 重	114	-2	134	325	96	4
③	②+支 点 移 動	136	-441	134	325	96	4
④	③+温 度 変 化	146	-797	139	240	103	-119
⑤	④+支 点 移 動 + 地 震	176	-2496	139	-45	93	12

許容応力度 $\sigma_{ca}=140 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_{sa}=-1800 \text{ kg/cm}^2$
 許容応力度の割増し ①,②,③の状態 1.0
 ④ の状態 1.15
 ⑤ の状態 1.5



3.5.2 補剛桁の設計

補剛桁は、RC 構造で設計可能な構造であったが、環境条件と斜吊り PC 鋼棒を転用できることを考慮して、RC 部材にプレストレスを導入することにより、活荷重が作用した段階で有害なひびわれが発生しないよう、PRC 部材として設計することとした。

設計は高速道路調査会「PRC 道路橋設計要領(案)」(昭和 61 年 3 月)に従って実施した。ただし、曲げに対する検討で、プレストレス導入レベルは環境条件を考慮して、以下の条件で決定した。

- 1) 全死荷重作用時
 主桁上縁：フルプレストレス
 主桁下縁：フルプレストレス

◇工事報告◇

2) 設計荷重作用時

主桁上縁： $\sigma_{ta} = -24.8 \text{ kg/cm}^2$

主桁下縁：ひびわれ幅制御

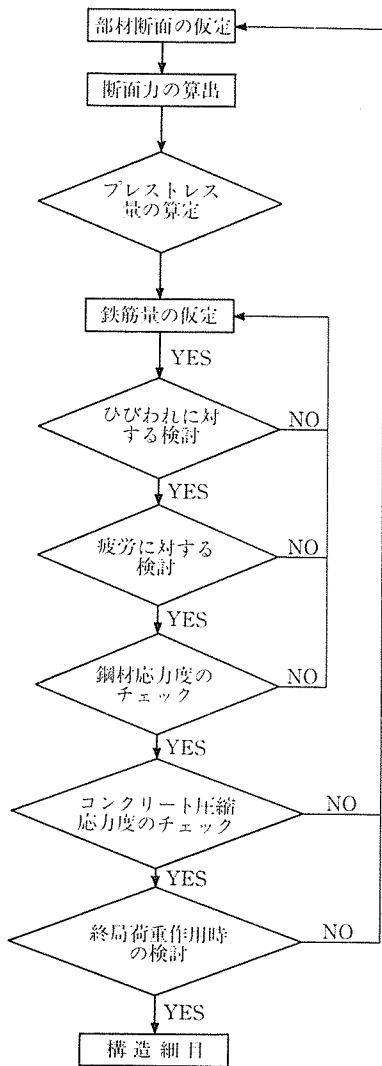


図-6 PRC 部材設計のフロー

曲げに関する設計のフローを図-6に示す。

本橋の PRC 構造の設計で特徴のある事項は、以下のとおりである。

- 1) 曲げひびわれの検討を行う際の許容ひびわれ幅 w_a は、土木学会「コンクリート標準示方書」の特に厳しい腐食環境での値、 $w_a = 0.0035c$ (c : かぶり) を用いた。また、この検討の際の活荷重載荷レベルは 60% 載荷とした。
- 2) 曲げ疲労に対する検討では、疲労荷重には TT-43 荷重を用いた。また等価繰返し回数については、東名静岡での実測結果から $N = 3200$ 万回とした。このときの鉄筋の疲労強度は 10 kg/mm^2 とし、PC 鋼棒については土木学会「コンクリート構造の限界状態設計法指針(案)」(昭和 58 年)に基づき疲労強度を 6 kg/mm^2 とした。

補剛桁の PRC 部材としての検討結果を、表-3 に示す。

3.6 局部応力解析 (FEM 解析)

3.6.1 全体系 FEM 解析

本橋は構造上多くの特徴を有し、特にスプリング部や分岐部横桁付近の局部応力が問題となる箇所は、梁理論ではその挙動を十分に把握できないため、これらの部分の応力挙動を把握し、合理的な補強を行うことを目的として、シェル要素による立体 FEM 解析を実施した。なお、解析モデルとしては、対称モデルや部分モデルにすると構造系が複雑なため適切な境界条件を与えることが困難であること、および幅員方向に非対称に活荷重を載荷できるように図-7に示す全橋モデルを採用した。

立体 FEM 解析結果をまとめると以下のとおりである。

- 1) 分岐部のウェブ・床版の応力は梁理論に近い挙動

表-3 補剛桁検討結果

設計断面	補強鋼材量		曲げ応力度 (kg/cm^2)				曲げひびわれの検討		曲げ疲労の検討	
	PC 鋼棒 (本)	鉄筋 (本) (D 32)	全死荷重作用時		設計荷重作用時		鉄筋応力度増加量 (kg/cm^2)	ひびわれ幅 (cm)	鉄筋応力度増加量 (kg/cm^2)	PC 鋼棒の応力度増加量 (kg/cm^2)
			σ_o	σ_u	σ_o	σ_u				
支間中央	下床版 32	下床版 64	17.0	0.1	26.1	-11.7	885	0.0167	301	292
支点上	上床版 40	上床版 40	0.7	31.4	-9.2	47.5	961	0.0133	210	199
許容応力度			フルプレストレス		$\sigma_{cta} = -24.8$		上床版 $W_a = 0.0151$ 下床版 $W_a = 0.0214$		1000	600

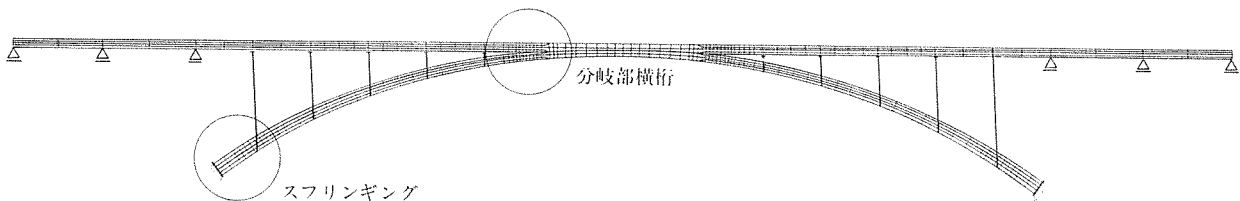


図-7 全体系 FEM 解析モデル

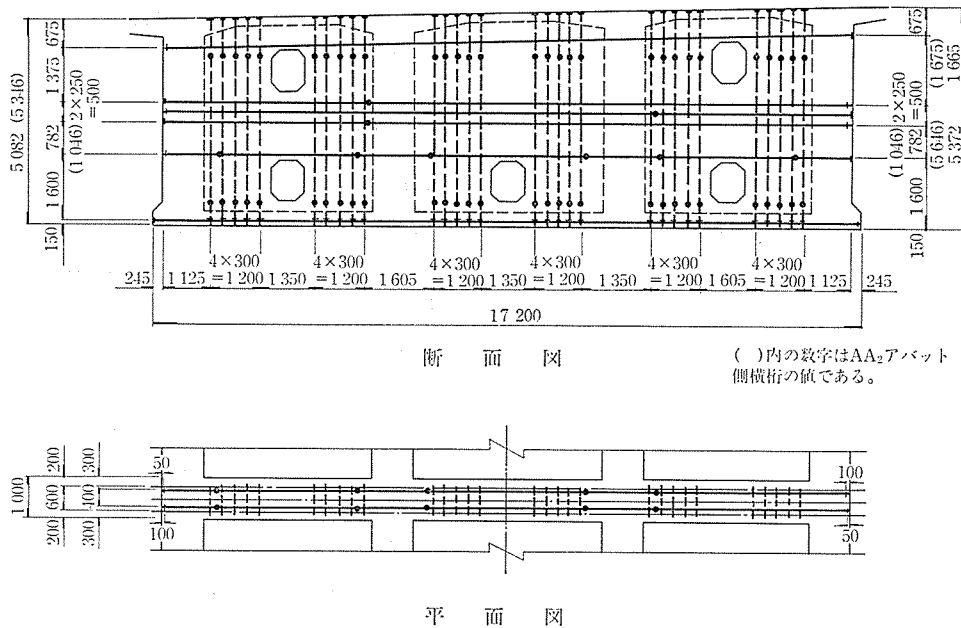


図-8 分岐部横桁 PC 鋼材配置

を示したが、横桁についてはかなりの局部応力の発生が見られた。横桁に発生する引張力は、鉄筋 (D32) と PC 鋼材 (SBPR 80/105, $\phi 32$) でとらせた。分岐部横桁の PC 鋼材の補強例を 図-8 に示す。

2) 断面およびコンクリートの設計基準強度が急変するアーチリングとアバットの接合部付近の局部の圧縮応力度は、アバット側で許容圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 80 \text{ kg/cm}^2$ におさまっており、安全性が確認できた。

3.6.2 バックステー PC 鋼棒定着部 FEM 解析

P_3 , EP_2 橋脚の頂部では、バックステー PC 鋼棒、水平材定着用 PC 鋼棒、斜吊り材 PC 鋼棒が密に定着されており、この付近の応力分布は複雑になっているため、図-9 に示すソリッド要素による立体 FEM 解析を実施し、定着部背面、定着用切欠き部に対する補強量を決定するとともに、群定着に伴う局部応力に対して補強した。また、橋脚頂部コンクリートは局部的に大きな圧縮応力が作用したため、コンクリート強度を $\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$ とした。

3.7 全体系耐荷力照査

本橋は道路橋示方書を適用して、許容応力度法による照査ならびに破壊に対する安全度の照査により部材レベルでの安全性は十分確保されており、またアーチとしての安定性については簡便な座屈照査法により安全であることが確かめられている。

しかしながら本橋は、アーチスパン 235 m を有する長大コンクリートアーチ橋であり、アーチリングの細長比が比較的大きく、不静定次数も高いため、特に構造系の終局状態では非線形性の影響が無視できないと考えら

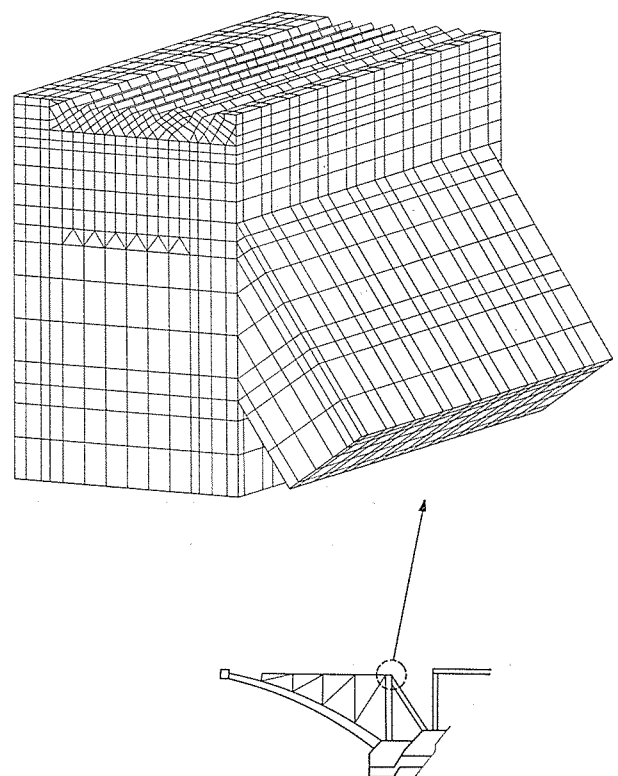
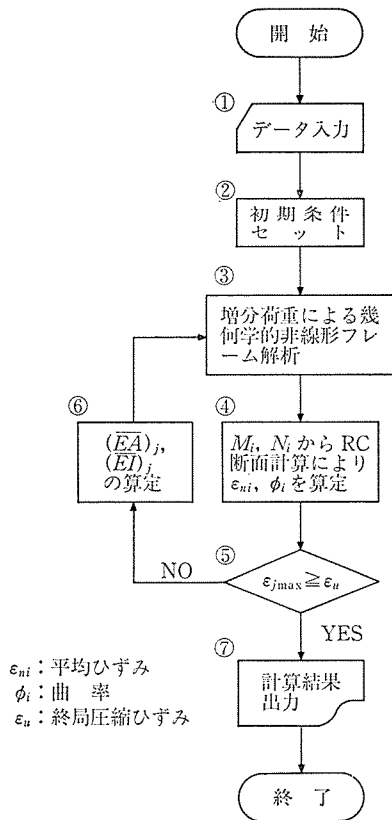


図-9 バックステー定着部 FEM 解析モデル

れるため、これを考慮して構造系全体の耐荷性能を算定し、安全性を検討することとした。

解析モデルは全橋モデルとした。また荷重条件は、張出し施工により累積されてきた完成時 ($t = \infty$) の断面力に設計上考慮されている支点移動の断面力を加えて完成構造系の初期状態 (断面力) とし、この状態から地震時



図—10 耐荷力照査検討フロー

表—4 破壊時荷重強度

	本解析	線形解析	終局荷重強度
地震震度 k_H	0.263	0.235	0.221(=0.17×1.3)
支点移動量 $d_H(\text{mm})$	413(379)	287(253)	34
活荷重倍率 α	9.7	9.6	2.5

() は、増分支点移動量

水平慣性力、アーチアパットの水平移動、偏載活荷重を載荷した。

解析は、断面力の増加に応じて逐次部材剛性が低下する材料非線形性と、構造系の変形に依存する幾何学的非線形性とを同時に考慮できる非線形構造解析プログラムを用いて行い、構造系が破壊に至る過程をシミュレートした。解析のフローを 図—10 に示す。

解析結果をまとめると以下のとおりである。

- 1) 曲げ破壊を前提とした破壊時荷重強度は表—4 に示すとおりであり、終局荷重強度（破壊安全度の照査に用いる荷重係数）を上回った。またせん断破壊が曲げ破壊に先行する可能性はなかった。このことから本橋は、構造系として十分な耐荷性能を有していると判断できた。
- 2) 最初に断面破壊が発生する位置は、非線形解析と線形解析と同じであったが、耐荷力は表—4 に示すように前者による結果の方が大きかった。これは部材の剛性低下に伴う力の再配分によるものが主であ

り、材料非線形性の影響が現れたためと考えられた。

4. 施 工

4.1 概 要

別府橋の上部工事は、図—11 の施工順序図で示すように、アーチリング、鉛直材、補剛桁の施工にわたることができるが、その中でもアーチリングの施工に大きな特徴がある。

別府橋のアーチリングの架設工法は、接地式支保工、ピロン・メラン工法、トラス工法、トラス・メラン工法を比較検討した結果、経済性・施工性・温泉源への影響からトラス・メラン工法を選定した。

また、従来のトラス工法では、トラスを構成する上弦材・鉛直材には本設の補剛桁、鉛直材を利用していたが、別府橋では工期を短縮する目的で、水平鋼材、鉛直鋼材を使用し、鋼とコンクリートの複合構造のトラス工法を採用した。

アーチリングの施工は次のとおりである。まずフォルバウワーゲン組立用スペースとして、最初の 12°、14.4 m の部分を 接地式支保工で施工した。次の約 70 m 区間は、フォルバウワーゲンによる張出し架設で施工するが、施工時の応力を低減する目的で鉛直材（H-500、H-600）、上弦材（H-900）に H 鋼材、斜材に斜吊り PC 鋼棒（SBPR 80/105 φ32）、下弦材にアーチリングコンクリートを骨組とするトラス構造を形成したトラスカンチレバー施工とした。中央部の約 75 m 区間は、同様の目的でメラン材（コンクリートに埋め込まれる鋼製のセントル材）で、コンクリートと鋼の複合構造のアーチリングを閉合したのち、メラン材にコンクリート荷重を支持させるブロック施工とした。

鉛直材の施工は、メラン材でアーチリングが閉合された時点から、アーチリング上に設置してあるビティ足場を利用して、鉛直鋼材にコンクリートを巻き立てる SRC 構造の施工を実施した。

補剛桁の施工は、鉛直材の施工が完了した時点から、水平鋼材（上弦材として使用した H 鋼材）を支保工梁として用いた支保工施工とした。

4.2 アーチリングのブロック施工

アーチリングのブロック施工での最も大きな特徴は、3 室箱桁断面の傾斜部材（本橋では最大 38 度）の施工（型枠・鉄筋・コンクリート等の作業）である。前述したようにアーチリングの施工は、トラスカンチレバー部（step-3～5）とメラン部（step-6, 7）にわたることができるが、施工面での相違点を示すと表—5 のようになる。

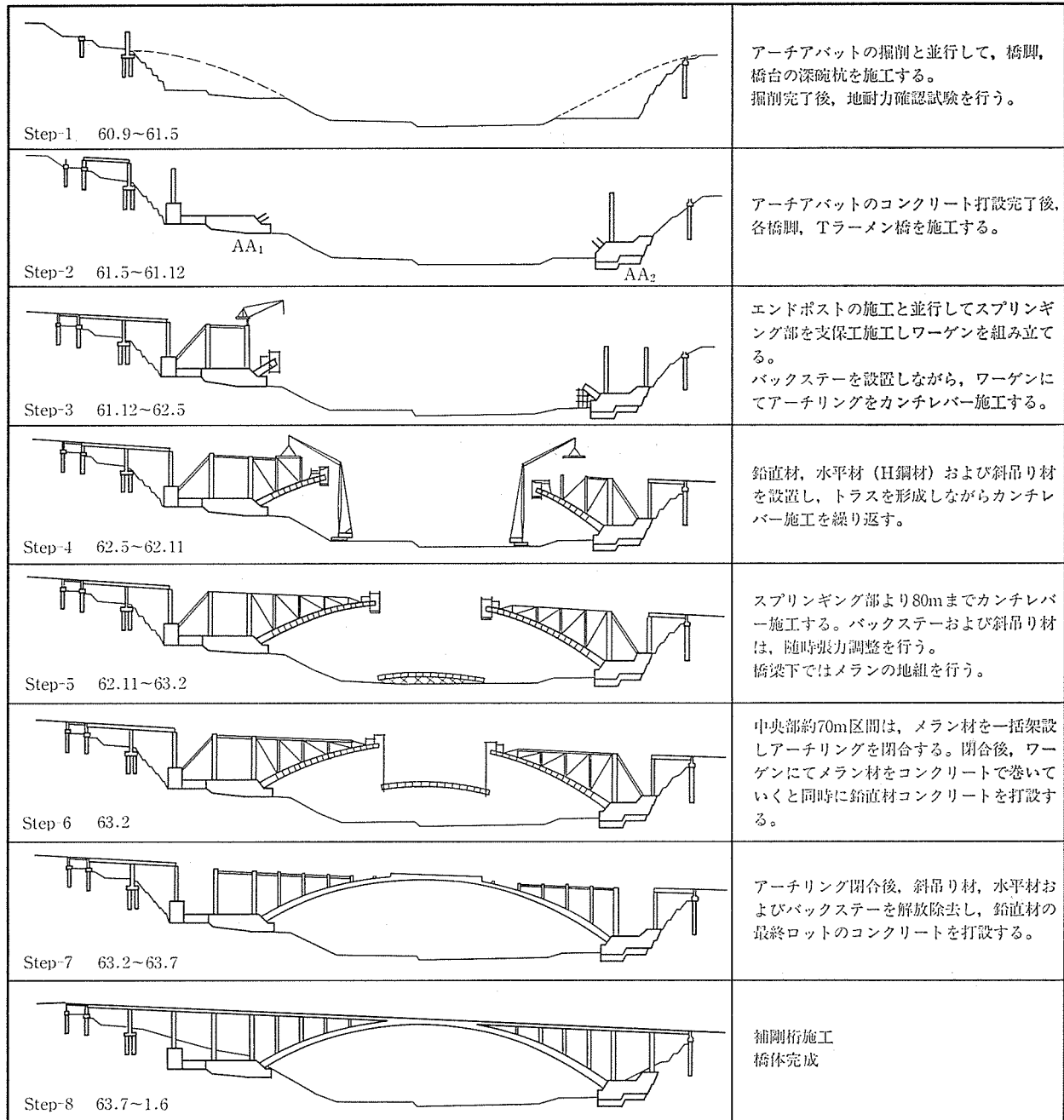


図-11 施工順序図

表-5 トラスカンチレバー部とメラン部の相違点

相違点	トラスカンチレバー部	メラン部
ブロック長	4.4 m	6.0 m
コンクリート量	80~120 m ³	120~170 m ³
コンクリート荷重	フォルパウワーゲンで支持	メラン材で支持
傾斜角	38°~6°	6°~0°
押え型枠	必要	不要
鉄筋組立	フォルパウワーゲン内	先行組立てワーゲン

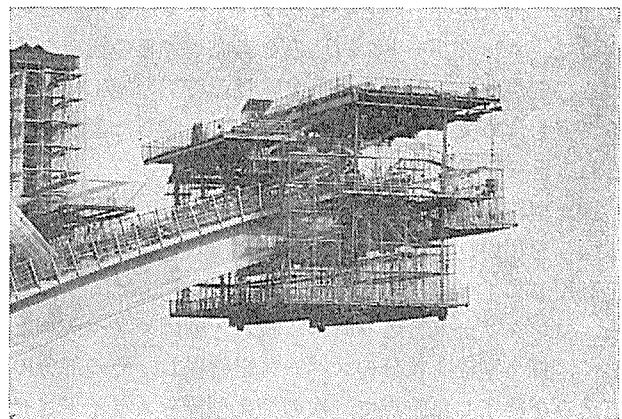


写真-1 特殊大型ワーゲン

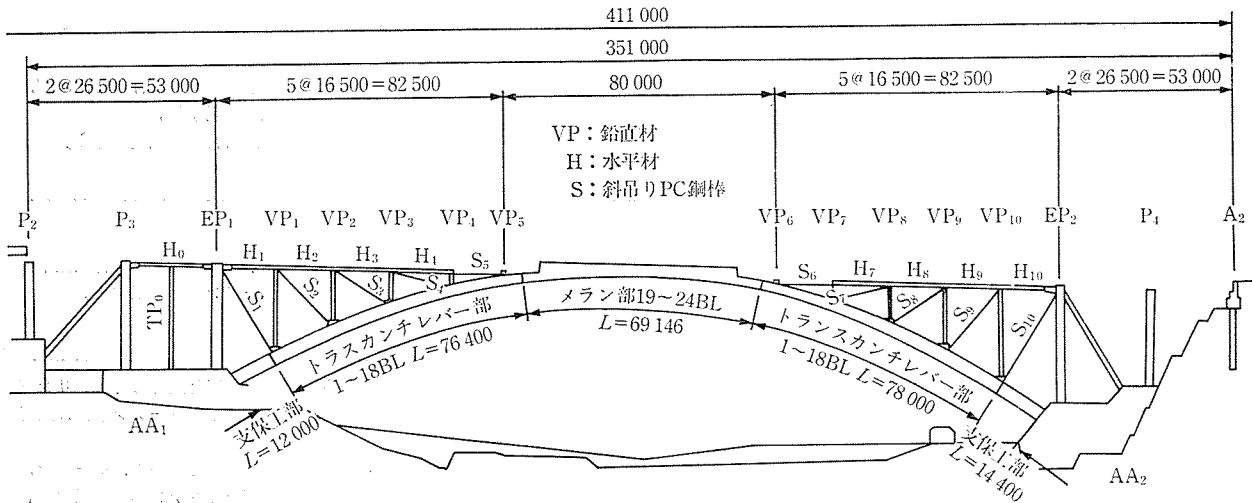


図-12 アーチリングの施工区分

表-6 型枠の要求品質と構造

型枠の部位	要求される条件	型枠構造
ウェブ外面 下スラブ下面	①片側 24 ブロックと転用回数が多いこと ②温泉腐食環境下でも錆が発生しにくいこと ③取扱い上、大型パネルとすることができること ④桁高変化に容易に対応できること	・面板にステンレス板を用いた鋼製型枠 ・ワーゲン移動とともに移動
上・下スラブ面 (押え型枠)	①コンクリートの打込みが容易なこと ②美観・耐久性の観点から、水・空気アタガが少ないこと ③コンクリートを打ち込みながらセットするため、取扱いが容易なこと	・シルクフォームを用いた移動型枠 (450×1800) ・その都度組立
ウェブ内面 上スラブ下面	①斜吊り鋼棒、隔壁の鉄筋配置が容易であること ②内空断面の変化に容易に対応できること	・通常の合板型枠 ・ワーゲンとともに移動
棲型枠 (上スラブ)	①主鉄筋 (D32)、PC 鋼棒の重量に耐え、かつ配置精度を確保すること ②転用回数が多いこと	・PC 鋼棒・鉄筋位置を考慮した鋼製の棲型枠

(1) 型 枠

アーチリングの型枠は、傾斜部材であるため、スラブ上面に“押え型枠”が必要となり、すべて閉塞状態となるので、コンクリートの打込みを考慮してその構造を決める必要があった。また、温泉腐食環境下の施工に対する考慮も含めて、各々の型枠に対して配慮した事項をまとめると表-6となる。

押え型枠は、写真-2 で示すように、450×1800の繊維型枠を用い、橋軸方向に設置した H-200 のフランジを利用して自由に移動できる構造を採用した。すなわち、コンクリート打込み時に、投入・締め固めスペースとして、押え型枠1枚分のスペースを確保し、その部分の打込みを終了した時点で、次の押え型枠をスライドさせキャンバー等で固定する方法をとった。

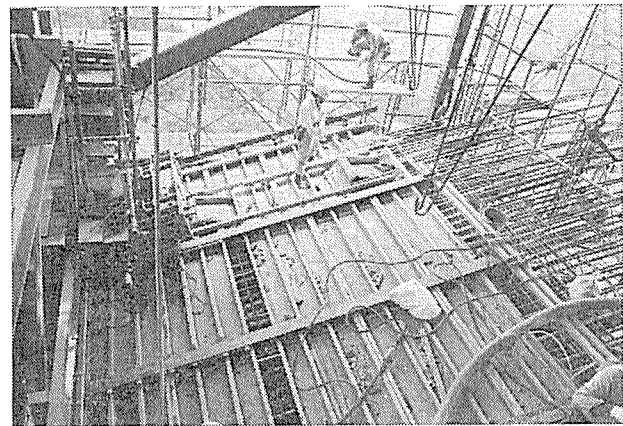


写真-2 押え型枠の施工状況

表-7 コンクリート打込み時の対策

施 工 条 件	対 策
・ $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$ 、スランプ 7 cm の早強コンクリート ・水平距離 130 m、高さ 40 m のポンプ圧送 ・太径 (D 32)、ctc 125 の密な鉄筋配置 ・3 室箱桁断面で一回の打込み量が多い ・斜面上の作業で、段取換えが多い ・生コンクリートの運搬時間が長い (45 分)	①流動化剤の使用 (NP-20) ②移動型枠の採用 ③高性能ポンプ車の使用 (110 m ³ /h, 260 HP) ④ポンプ車 2 台の配置

表-8 流動化コンクリートの配合

コンクリートの種別	単 位 重 量 (kg/m ³)				流動化剤 (cc)	使用箇所
	セメント	水	細骨材	粗骨材		
P ₂₋₂	460	182	663	990	1840	アーチリング

注) 目標スランプ 7 cm → 12 cm

(2) コンクリート

アーチリングのコンクリートは、 $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$ 、スランプ 7 cm で早強セメントを用いており、かつ斜面上の作業、太径鉄筋、押え型枠の使用などを考慮して、表-7 に示す対策を実施した。

アーチリングコンクリートの打込みの実績は、ポンプ

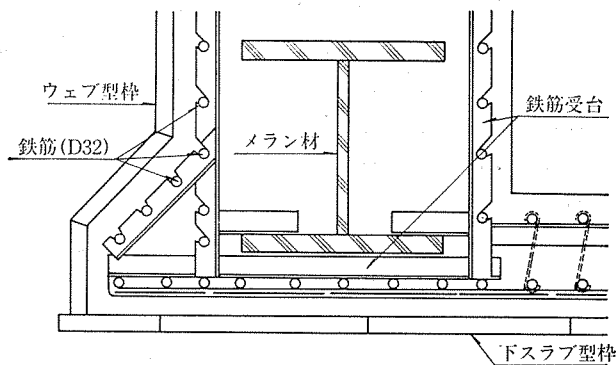


図-13 メラン部の鉄筋配置

車1台あたり 10~12^m3 程度であったことを考えると、別府橋のような3室箱桁断面の場合、今後もポンプ車2台で施工する必要があると思われる。本橋のアーチリングに使用した流動化コンクリートの配合を表-8に示す。

(3) 鉄筋

鉄筋の組立て作業は、薄い部材(35cm)にD32の太径鉄筋を斜めに組み立てるので、スターラップ等の形状保持が課題であったが、斜面上の施工性の悪さを別とすれば、作業員の熟練が最もよい解決策であった。

メラン部での鉄筋組立ては、図-13で示すように、メラン材とスラブ型枠のクリアランスが小さいため、フォールパワーゲンが移動する前に鉄筋を組み立てる必要があったので、メラン材上に走行可能な簡易ワーゲンを設置して対応した。鉄筋の先行組立てを容易にするため、L形鋼(65×65)を鉄筋の支持金具としてメラン材に溶接で取り付けた。

4.3 斜吊り材の施工

4.3.1 概要

斜吊り材は、アーチリングの施工完了後補剛桁のPC鋼材に転用することを考慮して、PC鋼棒(SBPR 80/105 φ32mm)を使用した。施工にあたって留意した事項を以下に示す。

- ① 斜吊り材期間中の防錆処理および転用したときのグラウトとの付着を考慮して、有機ジンクリッチプライマーを200g/m²塗布した。
- ② 温度変化による張力変動を防止するため、厚さ10mmの発泡ウレタンでPC鋼棒を被覆した。被覆をしていない水平鋼材と比較すると最大10°C程度の効果があった。
- ③ PC鋼棒の継手には、振動等によるゆるみを考慮して、標準カップラー($l=110$ mm)よりねじ込み量の長い特殊カップラー($l=200$ mm)を使用した。
- ④ 斜吊り材の緊張作業の効率化を図るために、緊張端のネジ部を1mと長くして、プルロッド装着・

撤去の作業を省略することにした。

4.3.2 架設

斜吊り材の架設は、橋梁下を利用して、図-14に示すように地上からのクレーンを用いて以下の手順で実施した。

- ① 地上で標準8mのPC鋼棒を持続する。
- ② クレーンで地組みしたPC鋼棒①を吊り、アーチリングに埋め込まれているPC鋼棒②に仮固定する。
- ③ すでにセットされている定着部のPC鋼棒④と角度を一致させた後、PC鋼棒①を回して接続する。
- ④ PC鋼棒①と②の角度を一致させ、カップラーの送り込みによって接続する。

斜吊り材の架設はこの手順で順調に行われるが、緊張完了後、微風により斜吊り材に振動が発生した。この現象は、複数のPC鋼材で構成されているときによくみら

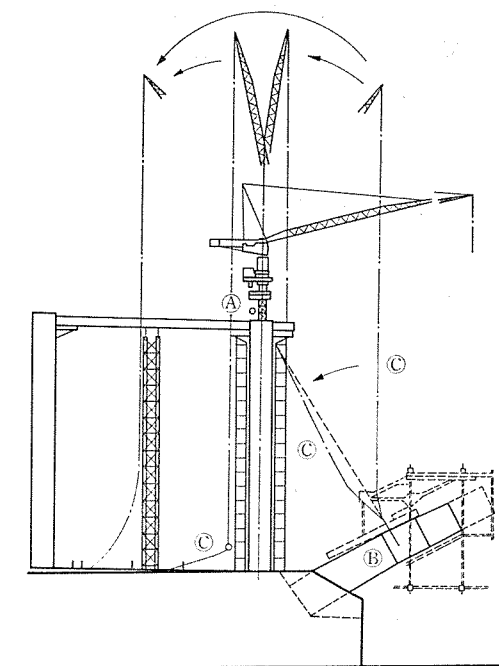


図-14 斜吊り材架設要領図

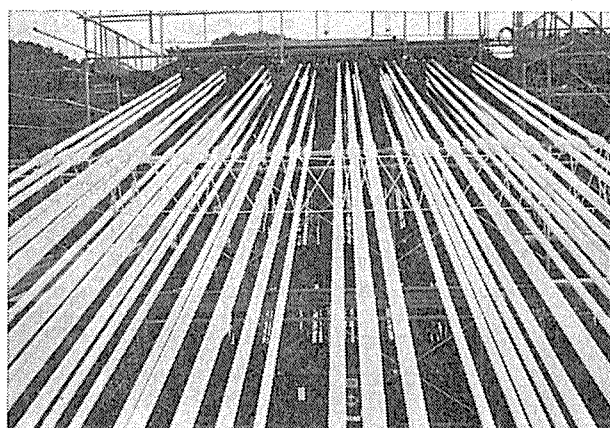


写真-3 斜吊り材の振れ止め

◇工事報告◇

れることで、本工事では PC 鋼棒相互を $\phi 9\text{mm}$ の麻ロープで緊結することによって防ぐことができた。

4.3.3 緊張

斜吊り材の緊張は、アーチリングの応力の関係から 2 回に分けて実施し、56~96 本と多数の PC 鋼棒から構成されているので、下記事項に留意して実施した。

- ① 架設時のサグ（たるみ）の関係から、緊張管理は圧力管理を主体にした。
- ② 緊張力の許容誤差 $\pm 2.5\text{t}$ （目標 $\pm 1.5\text{t}$ ）の管理をするためには、ポンプマンメーターの最小目盛が 2.9t と粗すぎるので、 0.25t まで読み取れるダイナモメーターを用いた。
- ③ アーチリングに偏荷重を与えない目的で、4 台のジャッキで均等な緊張力を導入した。

斜吊り材の緊張計画では、当初緊張・チェックの 2 回のジャッキ装着作業で計画していた。橋脚に定着した斜吊り材の緊張は、当初計画どおりで所定の導入力を与えることができたが、鉛直鋼材に定着した斜吊り材の緊張は 図-15 に示すように、許容誤差をオーバーするものもあり、1 次緊張・2 次緊張・チェックの計 3 回のジャッキ装着作業を必要とした。これは、橋脚と鉛直鋼材の剛性の差およびアーチリングの張出し長さに比例するたわみ量等によって生じたものと考えられる。

4.3.4 解放

斜吊り材の張力解放は、アーチリングがコンクリートで閉合したのち、以下に示す事項に留意して実施した。

- ① アーチリングの応力特性を考慮して、クラウン部 (S-5, S-6) からスプリング部 (S-1, S-10) に向かって、順次張力解放を実施した。
- ② アーチリングに偏荷重を与えない目的で、AA₁、AA₂ 側各々 4 台合計 8 台のジャッキを用いて、同時かつ均等に行った。
- ③ クラウン部付近の斜吊り材 (S-4~S-7) は、1 群のなかでの張力解放に伴う応力増加が大きいのので、

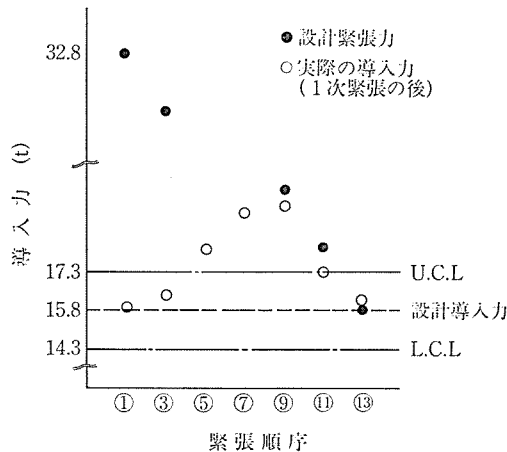


図-15 斜吊り材導入力の推移

斜吊り材張力を 2 回に分けて解放した。

- ④ アーチリングの応力度、斜吊り材の張力等を計測して、各段階毎で安全性を確認した。

4.4 バックステーの施工

4.4.1 バックステーの製作

バックステーは、アーチリング施工時の斜吊り材張力を基礎構造物に伝達する役割を果たす引張部材で、変形管理および張力管理を容易にする目的で PC 構造を採用した。バックステーに作用する最大引張力は、AA₁ 側で、 $14\,000\text{t}$ 、AA₂ 側で $15\,700\text{t}$ と大きいので、必要 PC 鋼棒 (SBPR 80/105 $\phi 32$) 本数も多く、AA₁ 側で 244 本、AA₂ 側で 270 本となった。このため、バックステーの断面寸法は、PC 鋼棒の配置スペースから決定され、AA₁ 側、AA₂ 側とも $1.2\text{m} \times 6.0\text{m} \times 2$ 組となった。

また、バックステーには、余分な応力を与えないことを目的として、自重を負担させないよう施工期間全体にわたって鋼製支保工で支持させることにした。

このバックステーの製作面での特徴は、以下のとおりである。

- ① 部材断面寸法が $1.2\text{m} \times 6.0\text{m}$ (18t/m) と大きいので、揚重設備と分割数の関係からプレキャスト案が不可能と判断し、現場打ち施工とした。
- ② 打設リフト割は、傾斜角 50° の部材の施工性を考慮し、1 日のコンクリート打設量を $50\sim 60\text{m}^3$ と設定して、1 リフト 4m とした。
- ③ 工程短縮の目的で、底型枠以外は移動型枠とした。
- ④ 支保工は、長期間にわたって設置されるので、施工中の地震にも耐えられるよう強固な構造とした。

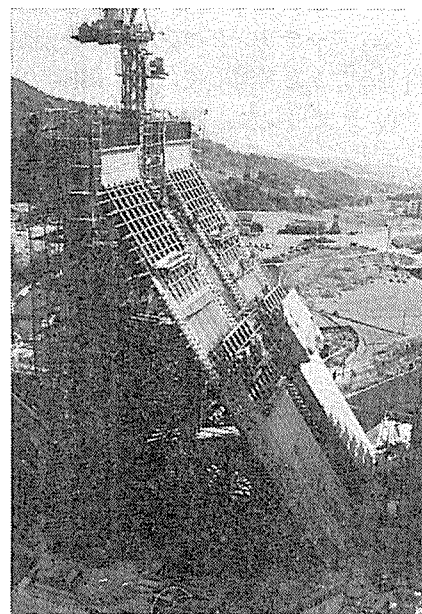


写真-4 バックステーの製作

⑤ 橋脚天端と基礎部を先行施工する必要があったので、位置決めには慎重な施工が要求された。

4.4.2 バックステーの緊張・解放

バックステーの緊張・解放は、緊張側定着部となる橋脚の応力の関係から、斜吊り材の緊張に伴って3回に分けて実施した。その管理は、通常のPC構造物と同じであるので、伸び管理を主体とした。また4台のジャッキを用いて、バックステーに曲げモーメントが生じない（支保工に余分な力を与えない）緊張順序で実施した。

4.5 上げ越し管理

4.5.1 概要

上げ越し管理の目的は、工事が完了しコンクリートのクリープ・乾燥収縮が終了した後、橋面が所定の計画高になるよう構造物の高さを管理することである。

すなわち、アーチリング・鉛直材・水平材の施工ブロックの型枠セット高は、それ以降の荷重およびクリープ・乾燥収縮によって生じるたわみ量を所定の計画高に加えて決定した。

本橋では、架設期間が長いこと、また架設時には鋼とコンクリートの複合構造物になることから、施工中のクリープ・乾燥収縮の影響を考慮して上げ越し計算を実施した。また、AA₁アバットの基礎地盤の特殊性から基礎の沈下が当初から予想されたので、この影響についても上げ越し量に考慮した。

特にアーチ構造の場合、軸線の誤差がそのまま断面方に影響を及ぼすので、設計で定められた許容誤差 ±100 mm を限界値とし、±50 mm を管理目標として施工を進めた。

4.5.2 上げ越し管理

アーチリングの標高と距離は、コンクリート打設、PC鋼棒の緊張、ワーゲン移動および斜吊り材の緊張作業ごとに随時測定することとして、以下の2点に留意して実施した。

① アーチリングは、張出し架設するPC橋の特有な

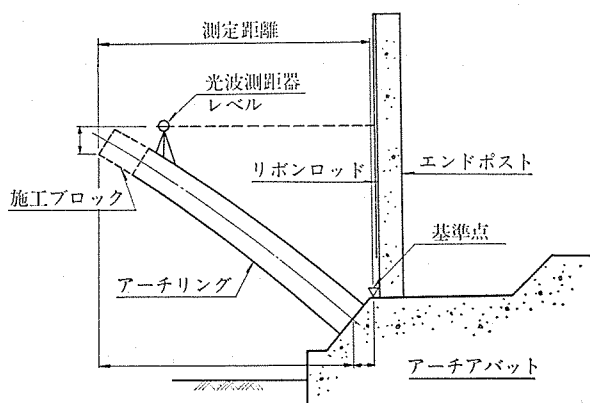


図-16 測量方法概念図

----- 型枠セット時上げ越し量
 - - - - - 完成時設計上げ越し量
 ———— 完成時実測上げ越し量

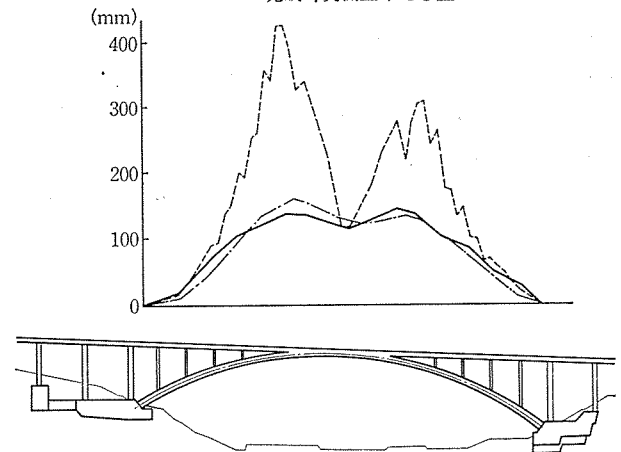


図-17 橋体完成時の上げ越し量の計画値と実測値

ことで、施工段階の進捗および温度変化に応じて上下に動くため、測定の基準点をアーチアバット上に設けた。

② アーチリングの型枠セット時の測量は、高さとは基準点からの水平距離を常に対比させる必要がある。

本橋では、測量器械の特性を考慮して、水平距離測定に光波測距器、高さの測定にはレベルの組合せで測量作業を実施した。また、アーチリングの各ブロックから常にバックサイトできるように、エンドポストにリボンロッドを貼り付け、測量作業の省力化を図るようにした。

上げ越し管理で特に留意した事項は、温度変化によるアーチリング変位の補正方法である。設計上の上げ越し計算は、各部材の温度が15°Cのときを設定して行っているが、本橋のように鋼とコンクリートの複合構造物では、この状態を再現することが困難である。したがって、代表的な施工ステップでの各部材の温度変化により生じるアーチリング変位量をあらかじめ算出し、実測値からその量を差し引いて管理値を確認した。

基礎の沈下については、アーチアバット施工時に計算値より実測値が少なめであることが判明していたので、その影響を考慮して上げ越し量を設定し、6ブロックごとに実測値を基にして上げ越し量の見直しを実施することとしていたが、10 mm程度の補正が必要であった。

また、メラン部の施工では、メラン材をコンクリートに埋め込む（図-13参照）条件が加わるため、型枠セット時は上げ越し高さとメラン材および鉄筋のかぶりの両方を考慮して決定する必要があった。

このような上げ越し管理を実施した結果、橋体が完成した時点での上げ越し高さの計画値と実測値を比較すると図-17のようになり、その誤差は最大で20 mm程度であった。

5. あとがき

以上、別府橋上部構造の設計と施工について記述してきた。現在別府橋工事は、支間 235 m の鉄筋コンクリートアーチ橋本体工事を完了し、平成元年 6 月の竣工に向けて埋め戻し、付帯工事を進めているところである。本報告が掲載される時点では、大分県で初めての高速道

路として供用されていることであろう。

長大 RC アーチ橋の新しい架設工法であるトラス・メラン併用工法による別府橋の施工実績が、今後も景観に優れた橋梁形式として建設が期待される RC アーチ橋の設計・施工に対して、何らかの参考となれば幸いである。

【1989 年 5 月 17 日受付】

◀刊行物案内▶

第 27 回 研究発表会 講演概要

体 裁：B5 判 98 頁

頒布価格：2 500 円（送料：300 円）

内 容：(1) FC 板の長支間、重荷重倉庫への適用、(2) PC 合成床版の構造性能に関する実験的研究、(3) 19 年間工場建屋に使用された PC 鋼棒について、(4) プレキャストプレストレストコンクリート梁・柱接合部の終局域特性に関する実験的研究、(5) マイクロコンピュータを利用した緊張管理について、(6) PRC 構造の Cost Study、(7) 持続荷重を受ける PRC はりの曲げひびわれ幅とたわみ、(8) PRC 曲げ部材断面の終局限界モードとじん性設計について、(9) 高強度鉄筋を緊張使用した PRC はりの力学特性、(10) ケミカルプレストレスを導入した PRC 部材の曲げ特性、(11) PC 斜張橋斜材定着部実験、(12) 人工軽量骨材を用いた PC 桁の定着部の補強実験、(13) 緊張材用 FRP ロッドについて、(14) 経年 PC マクラギの耐力調査、(15) 海岸部高架橋における塩害対策について——北陸自動車道親不知海岸高架橋——、(16) PC 合成床版工法——PC 板を埋設型枠として用いた合成床版工法——について、(17) プレキャスト化した床版及び壁高欄の施工、(18) 新門司大橋の施工、(19) 万之瀬橋（アーチローゼ）の設計と施工、(20) シンガポール高速鉄道における大型 PC 桁の架設について、(21) 有田橋の設計と施工、(22) FCC 工法における設計・施工管理システム、(23) 二色の浜連絡橋（PC 2 径間ゲルバー桁橋）の設計・施工、(24) PC 等径間連続ラーメン橋桁橋の設計と施工について——北陸自動車道親不知海岸高架橋——、(25) 人工軽量骨材を用いた PC 連続桁の設計、(26) 軽量コンクリートを使用した PC 下路桁の施工について（JR 西日本片町線内代 Bv）、(27) 新丹波大橋の施工について