

# 中谷川橋の設計と施工 (九州自動車道)

安藤進一郎\*  
 山田金喜\*\*  
 醒井透†  
 国広俊夫††

## 1. まえがき

中谷川橋は、九州縦貫自動車道の熊本県の八代インターチェンジより約7km南の坂本村に架設される逆ランガー形式のRCアーチ橋である。

架設地点は、球磨川の支流である中谷川が作り出す急

峻なV字谷であり、両側アプローチ区間は未施工のトンネルであるため、橋梁形式の選定にあたり、経済性、施工性等が比較検討された結果、近接した国道219号線およびJR肥薩線からの景観にも優れる本形式が採用された(図-1)。

中央径間の架設方法は、補剛桁、アーチリブ、鉛直材

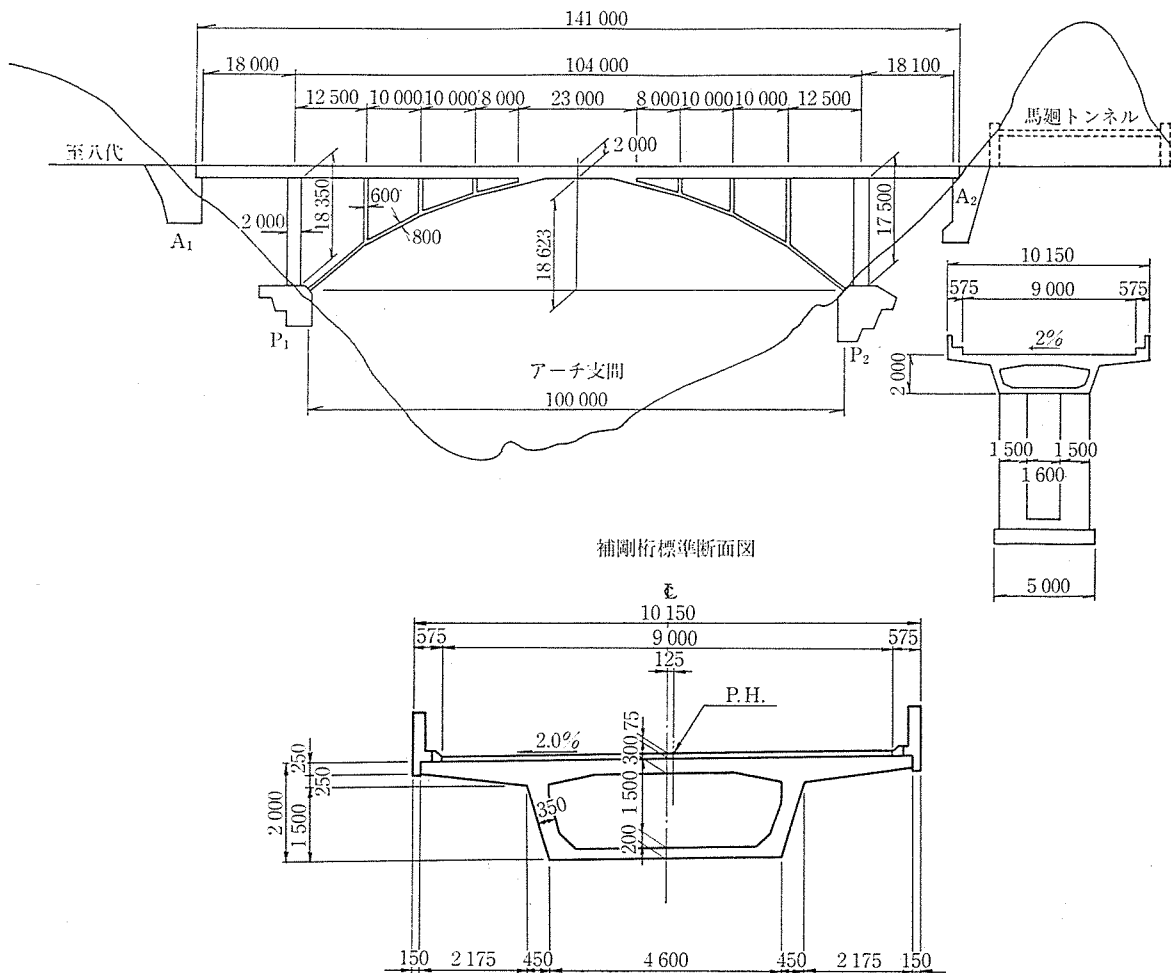


図-1 全体一般図

\* 日本道路公団福岡建設局八代工事事務所工事長  
 \*\* 日本道路公団福岡建設局八代工事事務所  
 † 住友建設(株)中谷川橋作業所現場代理人  
 †† 住友建設(株)中谷川橋作業所

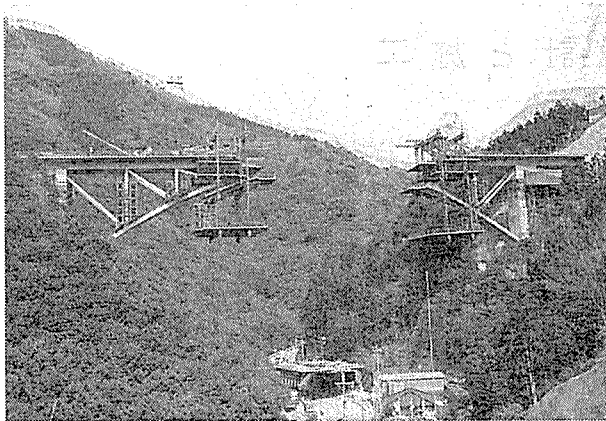


写真-1 架設状況

を特殊架設作業車により順次施工し、斜吊り PC 鋼棒を併用してトラスを構成しながら張り出していく、カンチレバー工法を採用した（写真-1）。

本稿は、中谷川橋の設計および施工の概要について述べるものである。

### 1. 工事概要

工事名：九州自動車道中谷川橋他2橋（PC 上部工）  
工事

場所：熊本県八代郡坂本村大字中谷

工期：昭和62年12月～昭和63年12月

（工事内容）

形式：PC 補剛桁を有する RC アーチ橋

道路規格：第1種3級

橋長および支間：141.0 m（18.1 m + 104.0 m + 18.1 m）

アーチ支間：100.0 m

有効幅員：9.0 m

横断勾配：↙ 2.0%

縦断勾配：↗ 2.95～↖ 1.0472%

平面線形：R=∞

主要数量を、表-1 に示す。

### 3. 設計

#### 3.1 設計条件

表-2 に示す。

#### 3.2 設計概要

設計手順としては、完成時とカンチレバー施工時の構造系が大きく異なるため、初めに架設（施工）ステップに沿った設計を行い、次いで、その構造について完成系としての照査を実施することとした（図-2）。

クリープ係数の取扱いについては、設計計算時はまず平均クリープ係数を用い断面を決定後、平均クリープ係

表-1 主要数量

種別	規格	単位	数量	摘要
コンクリート	$\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$	m <sup>3</sup>	1727.5	橋体工
	$\sigma_{ck}=240 \text{ kg/cm}^2$	m <sup>3</sup>	89.4	地覆・高欄
鉄筋	SD35	t	298.4	
P C 鋼材	SBPR 80/105 $\phi$ 32	t	75.44	主鋼棒・床版横締め鋼棒
	SBPR 95/120 $\phi$ 26	t	1.75	せん断鋼棒・横桁横締め鋼棒
	SBPR 95/120 $\phi$ 82	t	13.90	バックステイ
	SBPD 95/110 $\phi$ 32	t	10.11	斜吊り鋼棒

表-2 設計条件

項目	内容
活荷重	TL-20, TT-43
衝撃係数	補剛桁 $i=10/(25+L)$ 床版 $i=20/(50+L)$
震度	(完成系) 面内 $K_h=0.19$ 面外 $K_h=0.19$ (架設系) 面内 $K_h=0.10$ 面外 $K_h=0.10$
温度変化	$\pm 10^\circ\text{C}$
温度差	上床版 $+5^\circ\text{C}$
レラクセーション	補剛桁 3% 床版 3%
支点沈下	鉛直 5 mm 水平 2 mm
クリープ・乾燥収縮	道示による

数による2次不静定力と材令毎のクリープ係数によるそれとの差分を補正し、応力照査している。施工計算時は材令毎のクリープ係数を用いて上げ越し量の算出を行った（図-3）。

構造解析は主として、平面骨格解析で行っているが、これによるだけでは不十分と考えられる次の項目については、FEM 解析等で検討を加え対処することにした。

- ① アーチ接合部の検討
- ② 地震時の応力解析
- ③ 座屈に対する照査

#### 3.3 解析モデル

本橋の特徴の一つとして、アーチリブがクラウン部近傍で補剛桁に接合し、一体化していることが挙げられる。部材構成は、アーチリブの軸力がスムーズ、かつ均等に補剛桁に伝わるよう横桁を設け、さらに上床版および下床版（アーチリブ）とで BOX を形成することにより、剛性を高めている。

モデル化に際しては、まず図-4 に示すように3ブロックに分割することにより、各ブロック毎に軸線を配置し、さらにダミー部材を3本設けることにより、応力の伝達および剛性の評価をすることにした。

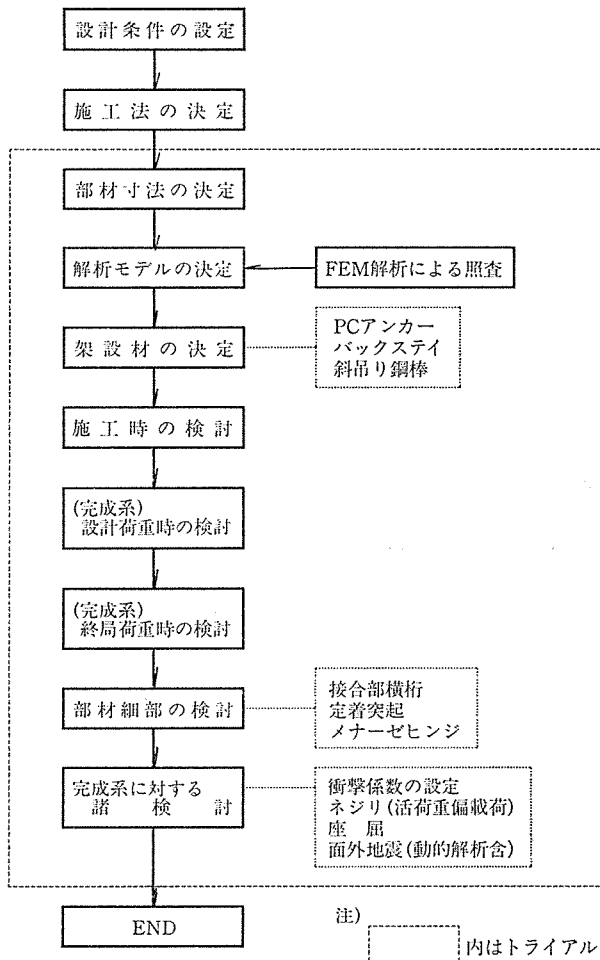


図-2 設計フロー

しかし、実際の部材構成は急激な桁高変化など複雑であることから、平面骨格解析によるモデル（図-5、以下「骨格モデル」という）とクラウン部近傍を平面要素に置き換えたモデル（図-6、以下「FEMモデル」という）とを比較し照査の結果、たわみ、断面力および応力とも両者はよく一致しており、骨格モデルの妥当性が確認された。

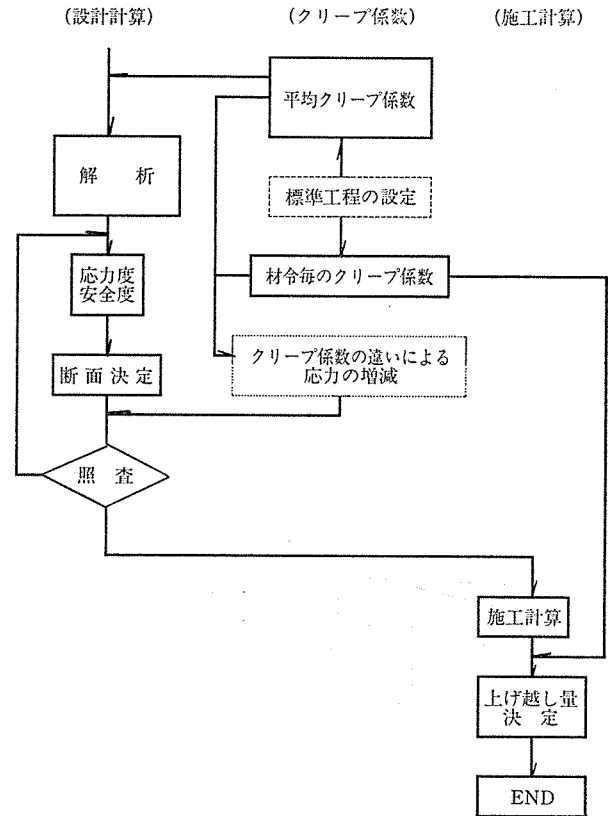


図-3 クリープ係数の取扱い

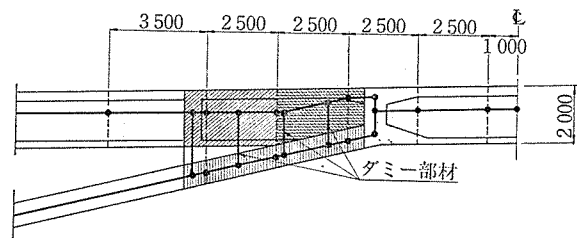


図-4 アーチ接合部

### 3.4 施工時の解析

架設段階の検討は、断面力算出時には 46 ステップ、応力度照査時には 69 ステップに分割して実施した。

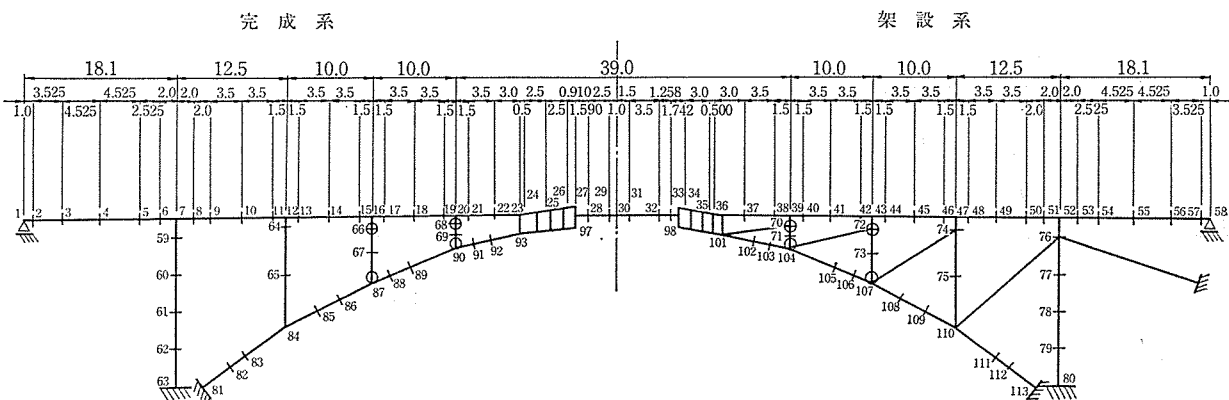


図-5 平面骨格モデル

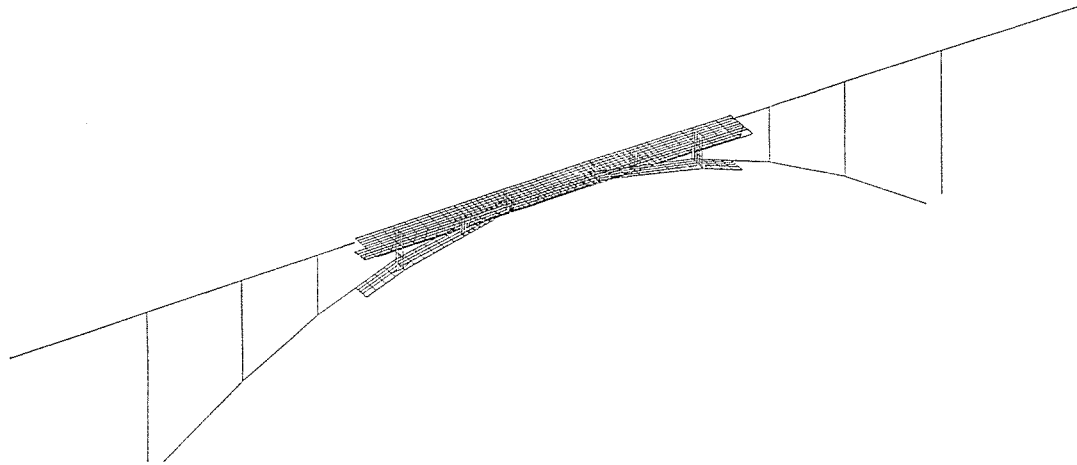


図-6 FEM モデル

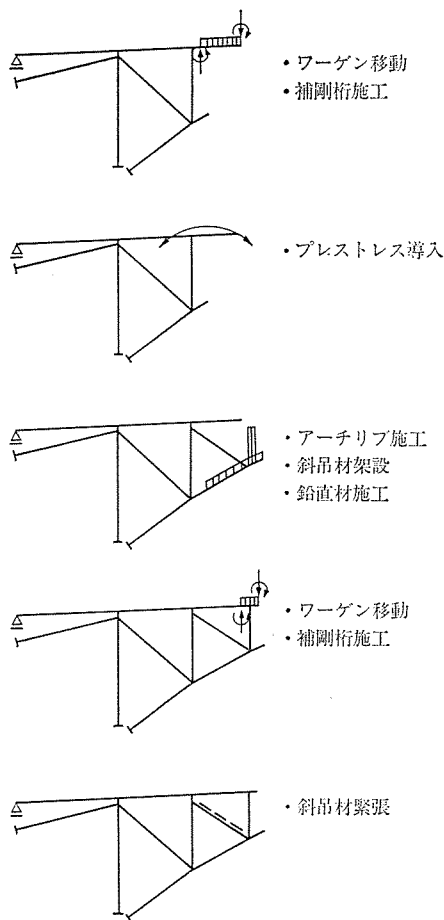


図-7 標準施工ステップ

カンチレバー工法による中央径間の1フレームの標準施工ステップを図-7に示す。

### 3.5 補剛桁の設計

補剛桁は、1室箱桁で等桁高 ( $h=2.0\text{ m}$ ) の PC 部材である (ディビダーク工法)。

断面構成は、標準部で上床版厚 300 mm, 下床版厚 200 mm, ウェブ厚は 350 mm とした (断面図参照)。

ブロック割りは、鉛直材間隔を 10 m としたことから

表-3 斜吊材最大張力および調整量

(単位: t)

	最大張力	1次調整量	2次調整量
左側第1斜材	447.6	10.0	140.0
右側 "	451.4	11.2	149.1
左側第2斜材	640.4	—	180.0
右側 "	669.3	—	195.5
左側第3斜材	664.5	—	270.0
右側 "	697.7	—	287.1
左側第4斜材	114.7	60.0	—
右側 "	120.3	66.2	—

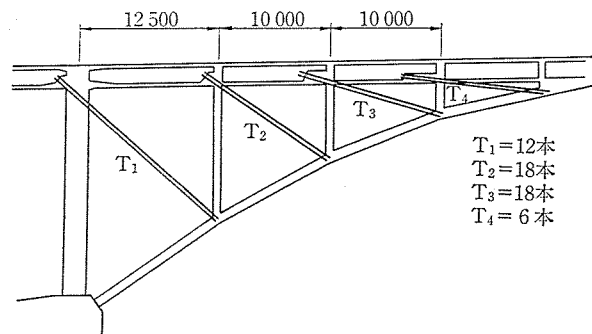


図-8 斜吊材配置

その間を、3.5 m, 3.5 m, 3.0 m の3ブロックに分割した。

PC 鋼棒は、側径間の上床版, 下床版, およびウェブ, 中央径間の上床版, 下床版, およびウェブ, さらに連結部の7グループに分け、それぞれ導入緊張力を算出した。

なお、中央径間の上床版, およびウェブ鋼棒については標準部で 10 m ごとの継ぎ足し緊張 (緊張後カップラー継ぎ) を行うことにした。

### 3.6 斜吊材の設定

斜吊材は、SBPD ゲビンデスターブ  $\phi 32$  を使用し1本当たりの許容引張力を 41 t とし、図-8 に示す配置とした。表-3 に最大張力, および調整量を示す。

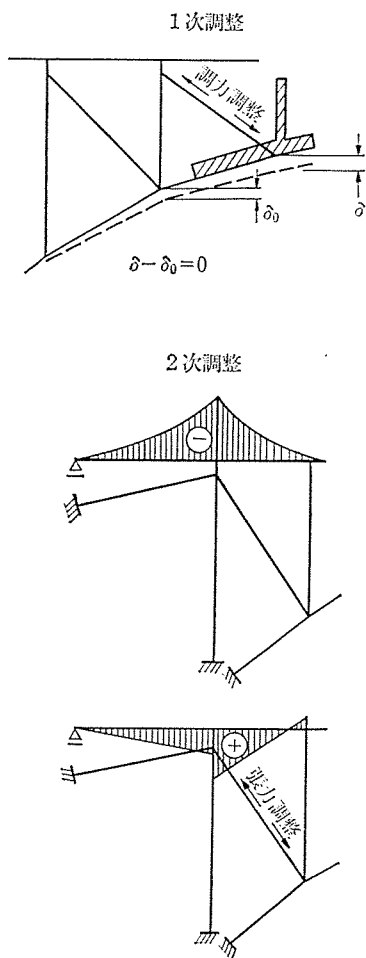


図-9 張力調整

張力調整は以下に述べる理由から、1次調整および2次調整を行うこととし、張力および本数を決定した(図-9)。

① 1次調整：コンクリート打設後のアーチリブ、お

よび鉛直材の自重によるたわみが、斜吊材位置で無載荷状態と一致するよう、張力を設定した。

② 2次調整：補剛桁、アーチリブ、および鉛直材によるフレームが完成した状態で、斜吊材に張力を導入する。調整量は張出し架設状態で補剛桁に生じる負の曲げモーメントを、緩和するように導入するが、一義的に行うとPC鋼棒の増大を伴い、また、架設がある程度進んだ段階で過大となるため、トライアルにより張力、および本数を定めた。

なお、第4斜材については、2次調整を行うことにより補剛桁に不利な曲げが働くため、張力の導入は行わない。

3.7 アップリフトに対する検討

側径間長が比較的小さいため、活荷重作用時には端支点にアップリフトが働く。これに対処するため、側径間補剛桁の内部、および桁端の張出し床版の下に、カウンターウェイトを設けた。

支承の種別は、設計反力が小さく、また、設計移動量が大きい(56mm)ため、ネオスライド沓を採用した。

3.8 耐震設計

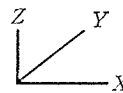
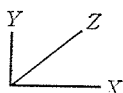
地震時の静的解析における震度の設定は、道示V耐震設計編に従い、修正震度法により求める。修正震度法による $\beta$ (橋の固有周期による修正係数)の算出に当たり、橋の固有周期は振動解析により求めた。

面内、面外方向の固有周期は、それぞれ、0.77、0.95秒と推定され、 $\beta$ は面内および面外とも1.25となり、設計震度( $K_h$ )0.19(架設系0.10)として解析を行った。

以上の静的解析によるほか、動的解析を実施し、両者の比較を行い照査した。比較検討のケースは、架設系の

表-4 振動モード(完成系のみ)

モード	完 成 系							
	面 内				面 外			
	固有周期 (SEC)	刺 激 係 数			固有周期 (SEC)	刺 激 係 数		
	X	Y	Rz		Y	Rx	Rz	
1	0.7699	-12.297	0.238	3.211	0.9800	-20.567	12.824	0.848
2	0.3249	-0.319	-7.900	-0.593	0.4873	12.820	-10.278	-0.397
3	0.2995	-0.349	17.650	-0.845	0.3984	-16.932	6.093	-2.314
4	0.2063	20.293	-1.736	-9.116	0.3517	0.000	0.000	-0.000
5	0.2021	3.865	-1.006	-8.217	0.3260	20.646	7.644	-2.150
6	0.1522	3.852	12.750	40.438	0.3006	-10.993	-18.428	-4.639
7	0.1513	-0.940	-11.486	53.575	0.2987	-0.002	-0.004	-0.001
8	0.1341	-9.467	-3.393	-12.433	0.2758	0.000	-0.000	-0.000
9	0.1212	-1.758	10.807	12.562	0.2590	13.921	5.150	-2.170
10	0.1076	3.981	-4.628	23.004	0.2102	0.276	-26.049	4.713



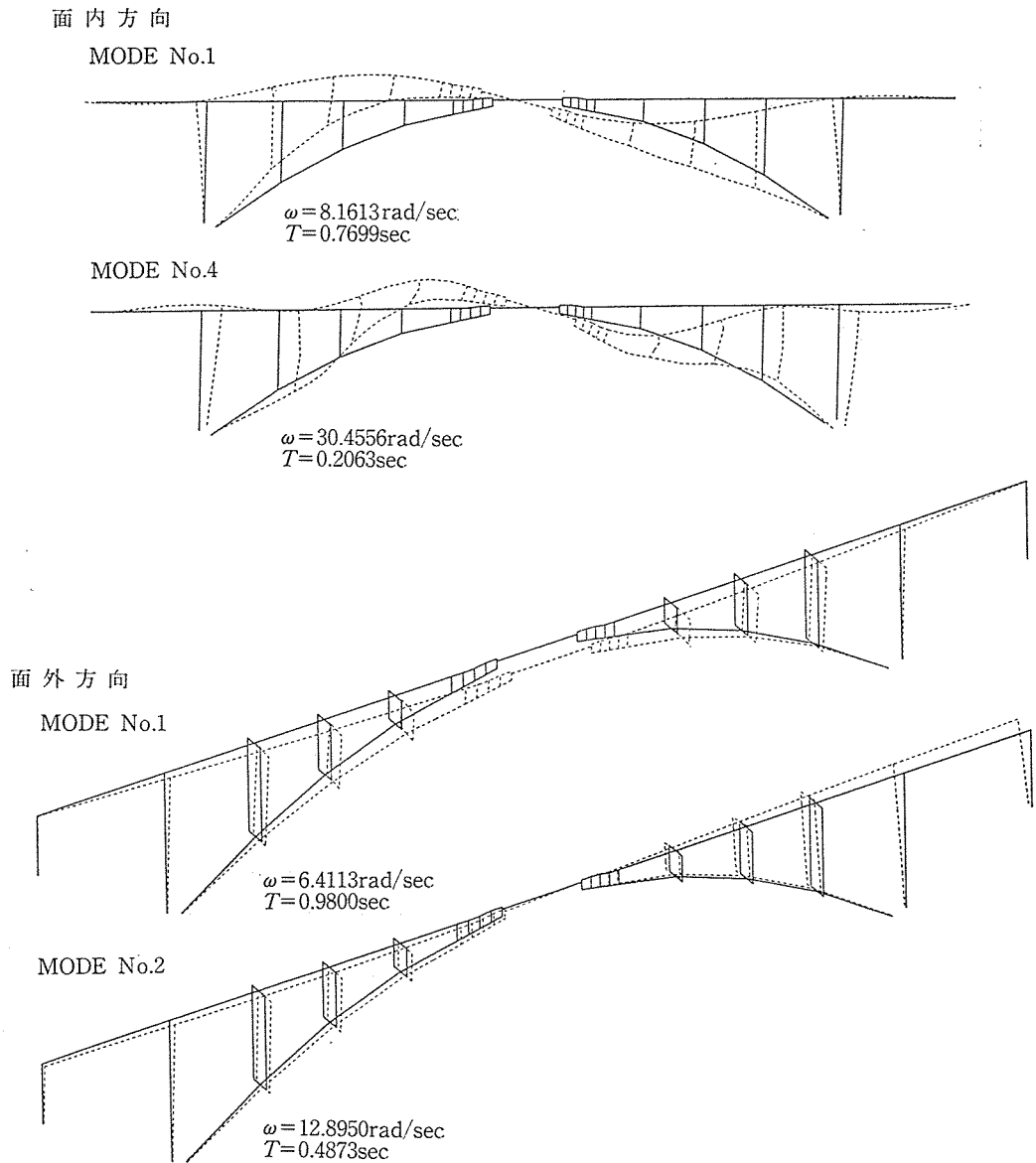


図-10 モード図

面内、面外、および完成系の面内、面外の4ケースとした。

動的解析は、モーダルアナリシス法により、道示“277成分平均応答スペクトル倍率”の第1種地盤を用いた。地震動の強度は、架設系 100 gal, 完成系 150 gal とし、減衰定数は、類似橋の実験結果等より上部工  $h = 0.04$ , 下部工  $h = 0.05$  とした。なお、下部工はバネ支持としている(表-4, 図-10, 11)。

静的解析値と動的解析値の曲げモーメントの比較を図-12に示す。完成系面内方向においては、動解値が一部鉛直材上で静解値を上回るが、引張応力度は  $18 \text{ kg/cm}^2$  程度であり許容値内に収まった。完成系面外方向では、全体的に動解値が上回るため、同断面力に対して照査を行ったが、応力度は許容値を超えることはなく、引張鉄

筋の補強も必要としなかった。

## 4. 施工

### 4.1 施工概要

施工要領図(図-13)に従って概要を述べる。

#### (1) 橋台埋設物の施工

アバットに配置される PC アンカー (SEEE F-160) の穴抜きとして、鋼管 ( $\phi 125$ ) を埋設した。アングルを用いて構台をつくり、固定した。同様にバックステイ鋼棒 (SBPR 95/120  $\phi 32$ ) の固定も行った。

#### (2) PC アンカーの施工

削孔機械の構台は、側径間支保工用の四角支柱、および H 鋼を利用した。削孔は、パーカッションドリルで行った。

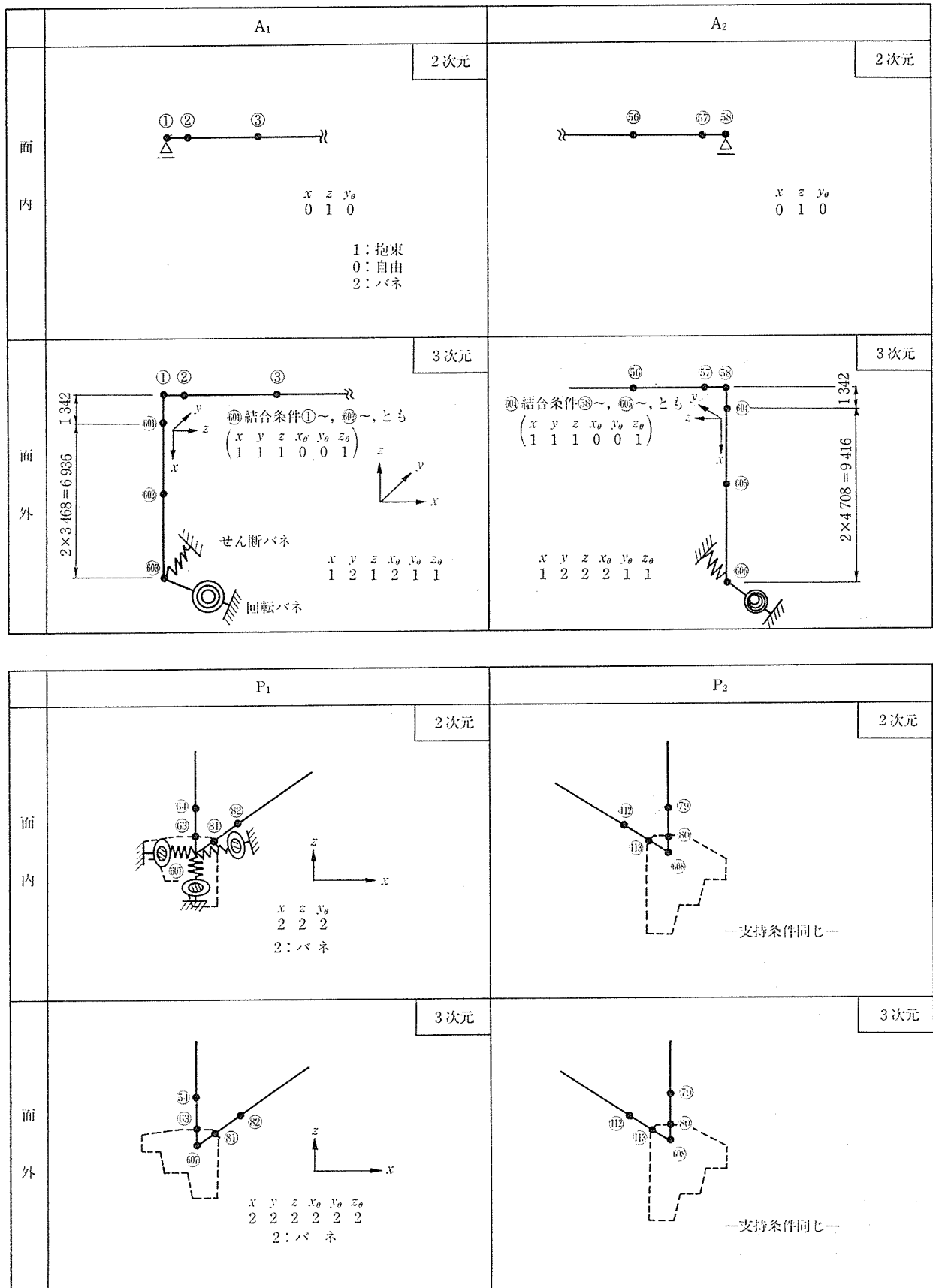


図-11 下部工モデル

◇工事報告◇

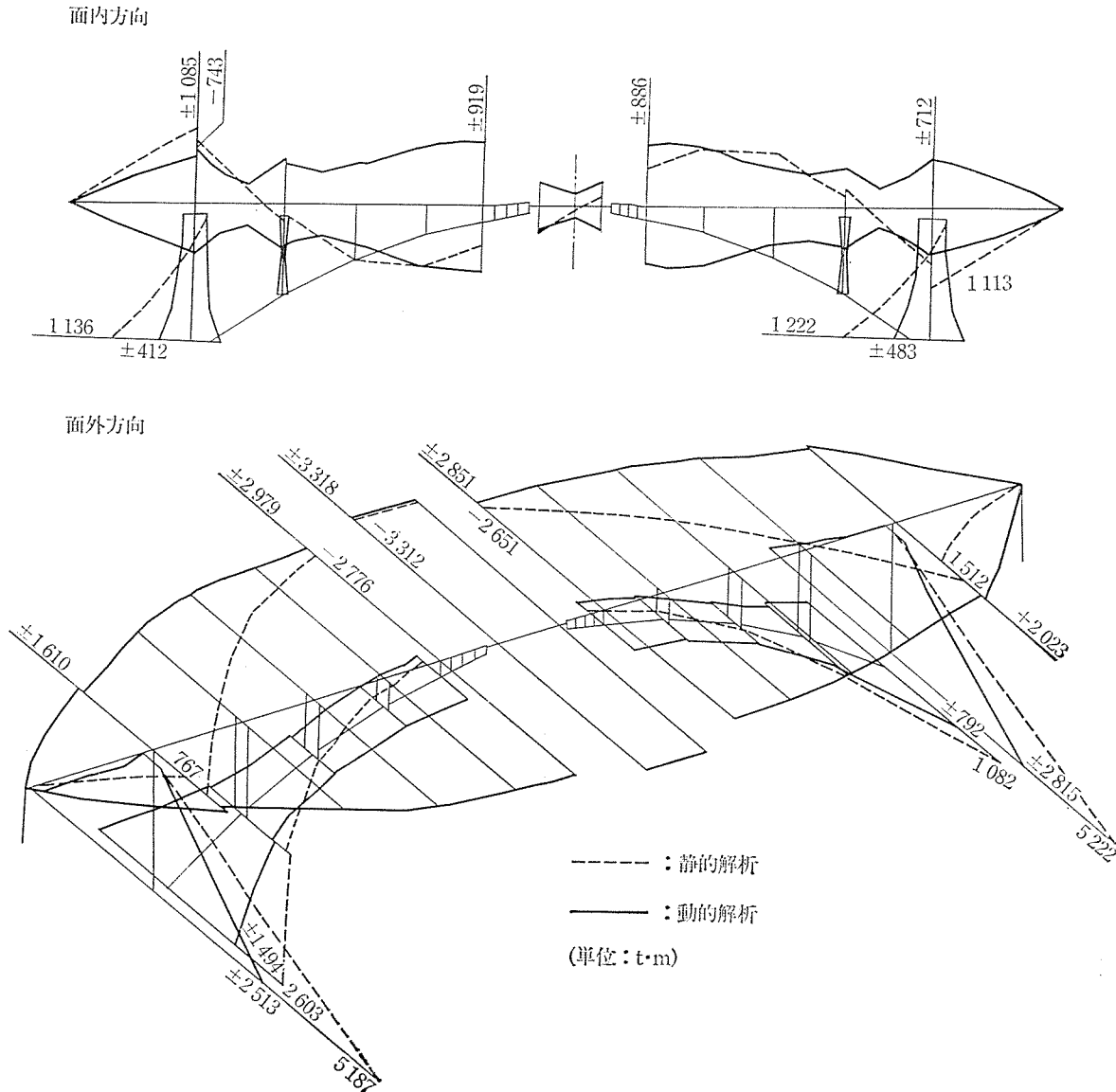


図-12 曲げモーメントの比較

(3) エンドポストの施工

1 リフトの高さを 4.5 m とし、4 分割施工で行った。水平打継目は、遅延剤を散布し、翌日ウォータージェットによりレイタンス処理を行った。

(4) 柱頭部支保工

エンドポストの足場を解体して、側径間側に四角支柱によるステーキングを行い、枠組み支保工を組み立てる。中央径間側は、ブラケット支保工とした。ボックスステイの施工後、側径間補剛桁の支保工組みを行った。

(5) 側径間、柱頭部、スプリンキングの施工

側径間補剛桁は、2 分割で施工した。打継目は、上床版とウェブの近傍とし、スターラップかぶせ筋に支障のないようにした。スプリンキングの支保工は、アーチアバットからブラケット支保工とし、打設長は 4.0 m とした。

(6) ワーゲンの組立

ワーゲンの組立は、2 回に分けて行った。ワーゲンのアーチリブ施工部分は、第 1 BL 施工時にアーチアバットと接するため、第 2 BL 施工後に残りの下方部分の組立を行った。荷揚げ設備として 4.5 t 吊ケーブルクレーンを用いた (A<sub>1</sub> 側は 45 t トラッククレーンで補助した)。

(7) アーチリブ、鉛直材の施工

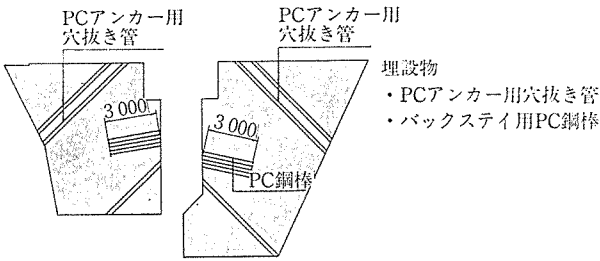
アーチリブの施工はワーゲン支保工により行い、斜吊材架設、1 次緊張後、鉛直材の施工を行う。その後、2 回目の 1 次緊張を行う。鉛直材の 1 リフトは、4.5 m とした。

(8) 中央連結

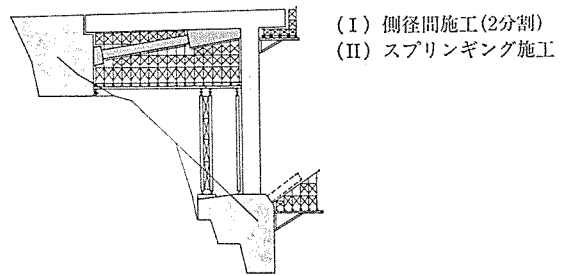
閉合は、吊支保工により行った。ワーゲンの型枠を補剛桁に固定して、施工を行った。



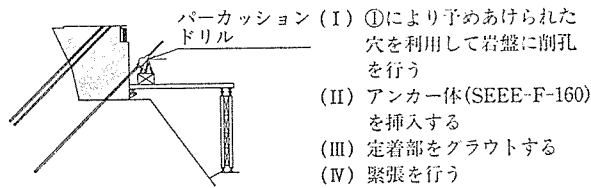
①橋台埋設物の施工



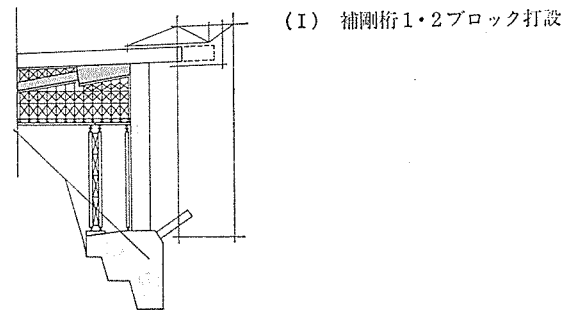
⑤側径間・柱頭部施工(スプリング)



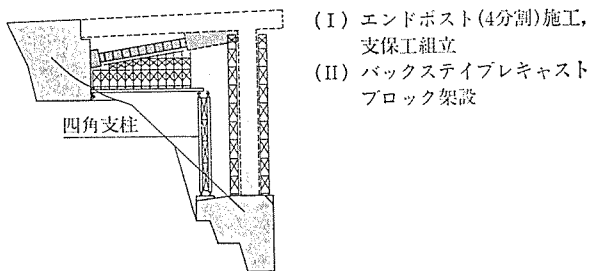
②PCアンカーの施工



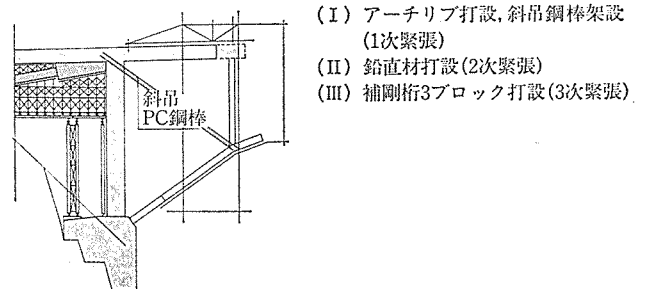
⑥ワーゲン組立・補剛桁施工



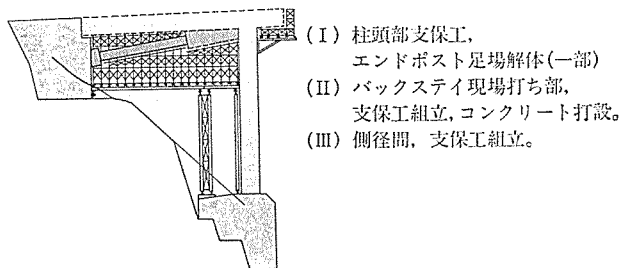
③エンドポスト・支保工の施工



⑦アーチ施工・鉛直材施工



④柱頭部支保工



⑧中央連結・橋面工施工

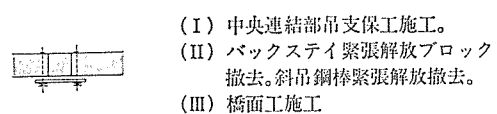


図-13 施工要領図

4.2 架設材の施工

(1) PC アンカー

カンチレバー施工中, 橋台を地盤に固定し, 転倒を防ぐ部材が PC アンカーである。再緊張の容易な SEE 工法 (F-160) を採用した。

アンカーは堅硬な岩盤に定着する必要があるため, 事前に調査ボーリングを実施し, 定着層の検討を行った。削孔の角度を PC アンカーと同じ 45 度とし, アンカーを挟む 2 箇所で行った。

両岸とも比較的浅い所から基岩が現われ, 右岸は硬質砂岩, 左岸は粘盤岩層であった (図-14)。

① 引抜き試験: 本施工に先立って, 極限引抜き力を判定するために行った。定着長は 2.0 m とし, 調査ボーリング孔を併用した。岩とアンカー定着部モルタルの付着力については,  $\tau=11 \text{ kg/cm}^2$  となり, 施工性等を考慮して, 定着長を 9.0 m に決定した (写真-2)。

② 引張試験: 実際に施工されたアンカーのなかか

◇工事報告◇

ら、3本について行い、最大試験荷重を115tとし繰り返し載荷を行った。また、張力を一定に保ち、短期クリープ試験を行いクリープに対する安全性の確認も行っている。

③ 確認試験：引張試験を行わなかった残りのすべてのアンカーについて試験を行った。

(2) バックステイ

バックステイは、カンチレバー施工中の転倒力を基礎構造物(橋台)に伝える役割をはたす部材である。架設時の変位管理が容易であるPC構造とした。

コンクリートの施工は、現場打ち部とプレキャストブロック部に分かれる。

プレキャスト部のブロック形状は1.5m四方の断面で長さを1.0mとした。架設時の横ずれを防ぐため、接合面に凹凸を設けることにした。製作は、接合面が密着するように、11個分の製作台を設け、凹凸ブロックを交互に配置、およびコンクリート打設することにした。架設は、ケーブルクレーンにより1個ずつ吊り下げ、PC鋼棒をブロックのシース内に挿入し、3個毎に四隅の鋼棒にジャッキを取り付け密着させた(写真-3)。

現場打ち部は、橋体完成後、はつり撤去となるため、あらかじめ膨張性破砕剤を充填するシースを埋設し、作業の省力化をはかっている。

なお、バックステイには自重を負担させないように施工期間中全体にわたって、支保工で支持することとし

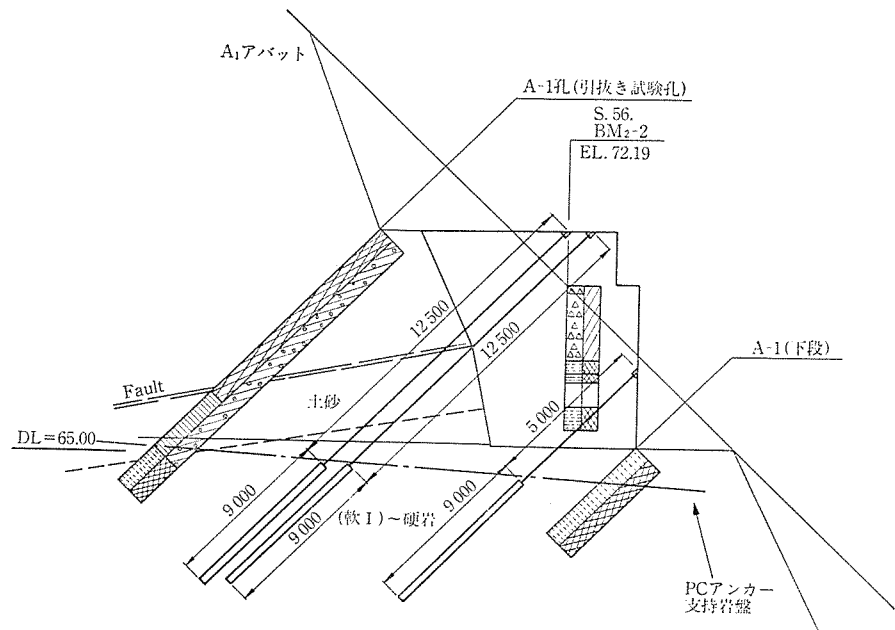


図-14 PC アンカー

た。

(3) 斜吊り PC 鋼棒

斜吊り鋼棒はカンチレバー施工時、鉛直材、補剛桁およびアーチリブとともにトラスを形成し、構造的安定を保持する部材である。それとともに、施工時の補剛桁の負の曲げに対する鋼材の不足を補う部材である。

緊張作業は、電動ポンプのマノメーターでは粗すぎるので、センターホールジャッキの後部にロードセルを取り付けて、誤差の少ないように管理した(写真-4)。

緊張順序の最初と最後では張力の差が大きくなるため、引き越しを行うとともに最低2回の繰返し緊張を行った。

架設期間中の防錆処理として、ジンクプライマーを塗布した(200 mg/m<sup>2</sup>)。また、直射日光等による急激な温度変化を防ぐため、発泡ウレタン材により被覆してい

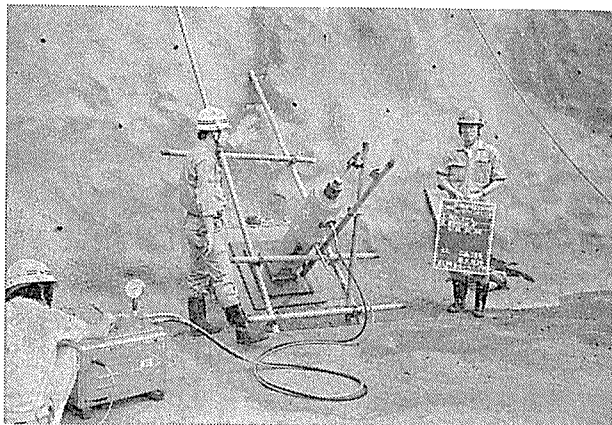
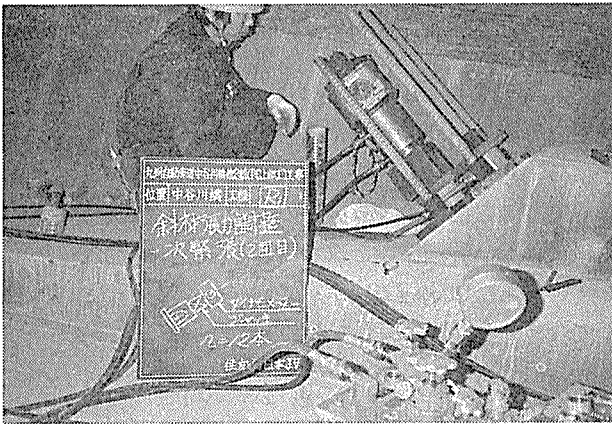


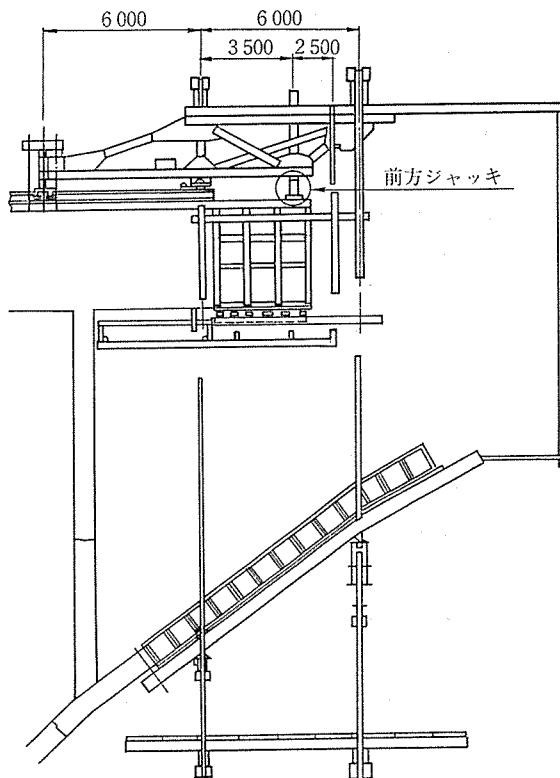
写真-2 引抜き試験状況



写真-3 プレキャストブロック架設状況



写真—4 斜吊材緊張作業状況



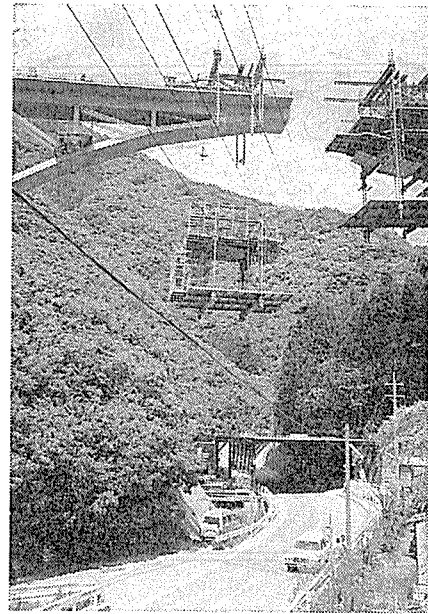
図—15 ワーゲン側面図

る。

#### 4.3 張出し部の施工

##### (1) 特殊フォルバウワーゲン (図—15)

張出し施工部は、特殊フォルバウワーゲンにより補剛桁、およびアーチリブの施工を行った。ワーゲンの型枠は、補剛桁とアーチリブの2か所に分けられるが、補剛桁部は通常のワーゲンと同様に施工される。アーチリブ部は、へ字形をした縦梁4本で型枠を受け、その縦梁を支持する横梁を油圧ジャッキで高さ調整ができる構造とした。また、張出し施工が進むにつれて、アーチリブ支保工を順次引き上げる必要がある。1回の引上げ幅は、最大6.7mにもなるため、作業は4台の100tセンターホールジャッキを用いて行った。



写真—5 ワーゲン解体状況

アーチリブのコンクリート打設時にワーゲンに作用するモーメントは、通常のワーゲンのメインジャッキ位置では、部材に過大となるため、さらに前方にジャッキを設け、アーチリブ施工時は前方ジャッキを作用させる構造とした。

アーチリブ接合部の施工時は、アーチリブ支保工材が不要になり、逆に補剛桁施工用の作業床が必要となるため、アーチリブ支保工を水平にし、作業床として利用することにした。

ワーゲンの解体は、ケーブルクレーンの走行範囲がせまいため、補剛桁より下方のアーチリブ支保工部、および作業床等を、引上げ用に設けられたセンターホールジャッキを用いて下降させ(約30m)、作業ヤード(仮栈橋上)からトラッククレーンにより行った(写真—5)。

##### (2) 型枠

補剛桁の外枠は、コーティング塗装したメタルフォームを用い、内型枠は定着突起、横桁等が多いため、組払いの容易な合板型枠とした。

アーチリブ外枠は、補剛桁と同様メタルフォームを使用した。上面は勾配を有しているため、押え型枠を用いたが、通常の型枠では表面アバタの発生が懸念されるため、合板材にRC型枠クロスを張り付けた繊維型枠を使用した。

##### (3) コンクリート打設

コンクリートの設計基準強度は、 $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$  で現場着目標スランプ7.5cmの早強コンクリートである。打設をケーブルクレーン打設とした場合、作業ヤードが狭く、また、コンクリート荷取り場上空に橋体が張り出し、吊上げが困難になるため、ポンプ打設とした。

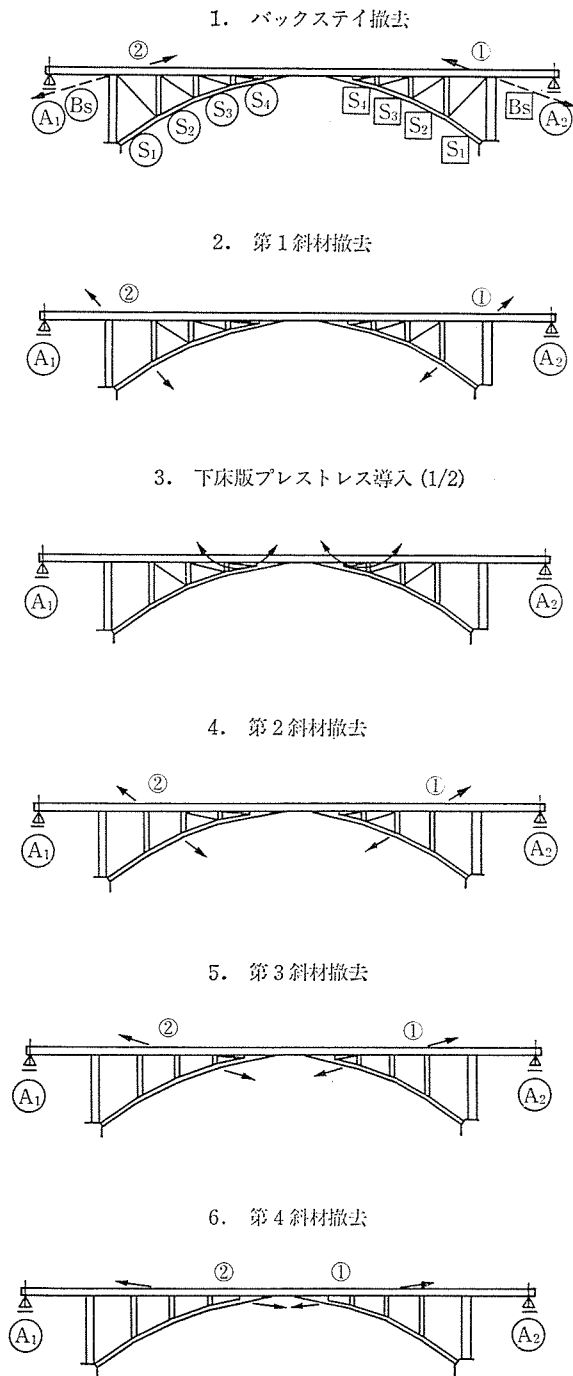


図-16 架設材撤去順序

#### 4.4 架設材の撤去

斜吊材およびバックステイの緊張力解放に従って、構造系各部の応力度が変動するため、設計段階において解放順序を変化させて、解放時の応力度が許容値内に収まるような順序を検討した結果、図-16に示す解放順序とした。ただし、下床版プレストレスをすべて導入した後に解放を始める場合、アーチクラウン部に  $20 \text{ kg/cm}^2$  の引張応力が生じてしまうため、プレストレスの1/2は解放途中に導入することとした。

なお、設定順序と逆方向、すなわち中央径間側から解

放する場合、 $42 \text{ kg/cm}^2$  の引張応力度が生じる箇所があるため、不適とした。

#### 4.5 計測管理

張出し施工中の重要な架設物である、バックステイ、斜吊材、PC アンカーの張力、橋台の変位、および橋体の応力度等を把握し、設計上の計画値と比較管理するために、各部に計測機器を取り付け（埋込み）測定を実施している。なお、計器はすべてパソコンに接続され、能率的なデータ処理を行っている。

計測項目を以下に示す。

- ① PC アンカーの張力
- ② バックステイの張力
- ③ 橋台の変位および傾斜角
- ④ 斜吊材の張力および温度
- ⑤ 橋体各部の応力度

##### (1) PC アンカーの張力

PC アンカーの張力は、確認試験によって導入力を管理したが、橋体施工中の張力の経時変化を把握し、管理するために 200 t ロードセルを取り付けた。

アンカー張力の管理値は、設計張力の 90 t を採用した。設計上は、ケーブルのレラクセーション、地山の変形、および定着部モルタルのクリープ等による張力低下を考慮しているが、管理上は基岩のクリープ破壊がもっとも懸念された。張力が導入されてから約1か月間に、多少の張力低下がみられたものの、管理値を下回ることはなく、以後は一定値を保った。

##### (2) 斜吊材の張力

斜吊材張力の測定は、100 t ロードセルで行い、設計張力との比較を行った。

施工中の張力は、補剛桁の応力にあたる影響が大きいため、張力誤差の設定は補剛桁応力度に着目して行った。斜吊材はそれぞれの値をもつことになり、その管理値は 8~14% と比較的大きなものとなったが、測定値は設計値とほぼよく一致しており、5% 近傍となった（図-17）。

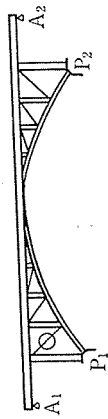
#### 5. あとがき

以上、中谷川橋の設計と施工の概要を述べた。

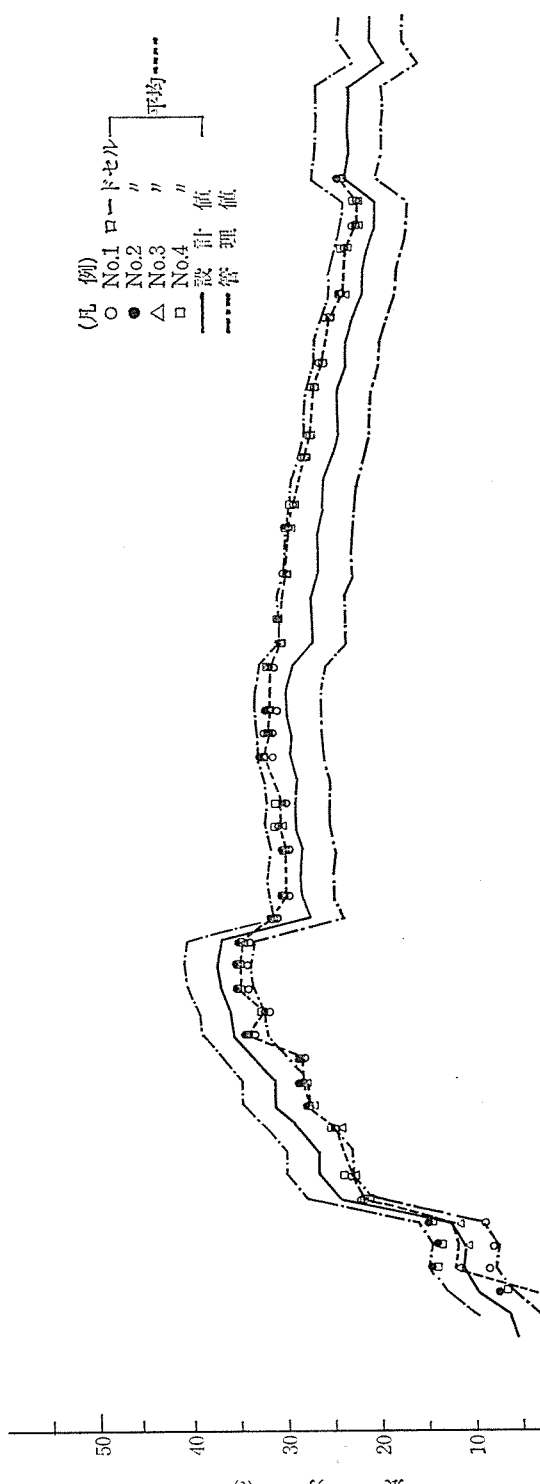
現在、橋体の連結を終え、架設材の撤去、および橋面工を残すのみとなっており、さらに、施工および安全管理に万全を期し、竣功に向け関係者一同取り組む次第である。

逆ランガー形式の RC アーチ橋の施工例は、本橋と上越新幹線赤谷川橋があるが、本橋の実績が今後、同形式の橋梁の設計・施工に対して、何らかの参考になれば幸いである。

【昭和 63 年 7 月 19 日受付】



(凡例)  
 ○ No.1 ドセル  
 ● No.2 " "  
 △ No.3 " "  
 □ No.4 " "  
 — 設計値  
 - - - 管理値  
 平均



- 橋面施工
- 作業荷重撤去
- 下床版プレストレス導入
- P<sub>1</sub>側第四斜材開放
- P<sub>2</sub>側第四斜材開放
- P<sub>1</sub>側第三斜材開放
- P<sub>2</sub>側第三斜材開放
- P<sub>1</sub>側第二斜材開放
- P<sub>2</sub>側第二斜材開放
- 下床版プレストレス導入
- P<sub>1</sub>側第一斜材開放
- P<sub>2</sub>側第一斜材開放
- P<sub>1</sub>側バックステイ開放
- P<sub>2</sub>側バックステイ開放
- 吊支保工撤去
- プレストレス導入
- 中央連結部施工
- コンクリート打設
- 吊支保工載荷
- ワーゲン撤去
- プレストレス導入
- ⑤BL施工
- コンクリート打設
- ワーゲン移動
- プレストレス導入
- ④BL施工
- コンクリート打設
- ワーゲン移動
- プレストレス導入
- ③BL施工
- コンクリート打設
- ワーゲン移動
- プレストレス導入
- ②BL施工
- コンクリート打設
- ワーゲン移動
- プレストレス導入
- ①BL施工
- コンクリート打設
- 斜材緊張
- アーチ施工
- ワーゲン移動
- プレストレス導入
- ⑩BL施工
- コンクリート打設
- 斜材緊張
- ワーセン移動
- 第三斜材緊張
- プレストレス導入
- ⑨BL施工
- コンクリート打設
- C<sub>2</sub>支柱施工
- コンクリート打設
- アーチ打設
- コンクリート打設
- ワーゲン移動
- プレストレス導入
- ⑧BL施工
- コンクリート打設
- ワーゲン移動
- プレストレス導入
- ⑦BL施工
- コンクリート打設
- 斜材緊張
- ワーゲン移動
- 第二斜材緊張
- プレストレス導入
- ⑥BL施工
- コンクリート打設
- C<sub>2</sub>支柱施工
- コンクリート打設
- アーチ打設
- コンクリート打設
- ワーゲン移動
- プレストレス導入
- ⑤BL施工
- コンクリート打設
- ワーゲン移動
- プレストレス導入
- ④BL施工
- コンクリート打設
- 斜材緊張
- ワーゲン移動
- 第一斜材二次緊張
- プレストレス導入
- ③BL施工
- コンクリート打設
- C<sub>1</sub>支柱施工
- コンクリート打設
- 第一斜材一次緊張
- 斜材緊張
- アーチ打設
- コンクリート打設
- ワーゲン移動
- プレストレス導入
- ②BL施工
- コンクリート打設

図一七 斜吊材張力 (左側第1斜材)