

# 外ケーブル構造を用いた免震橋の施工

## — 新狩野川大橋2号橋 —

高橋 和夫\*1・鈴木 正一\*2・細野 宏巳\*3・諸橋 明\*4

### 1. はじめに

新狩野川大橋2号橋は、伊豆縦貫自動車道に建設された8径間連続PC箱桁橋である(写真-1)。

本橋は計画当初より、ノージョイント化による快適な走行性・維持管理の容易さや道路提供サービスの向上などを目指して、多径間連続化を図るために免震設計を採用し、その機能を果たす免震支承を開発・採用した。

また、箱桁橋の施工性・維持管理の容易さや経済性の向上などを目指して、県単位発注では初めて外ケーブル構造を本格的に採用した。

本橋架橋地点は、交通量の多い国道136号を跨ぎ、桁下空間の制約があることから、国道上の主桁架設に押出し工法(ARC: Auto Reaction Control 工法)を採用した。

本稿では、外ケーブル、免震支承および押出し工法(ARC工法)施工について報告する。

### 2. 工事概要

本橋の工事概要を以下に、全体一般図を図-1に示す。

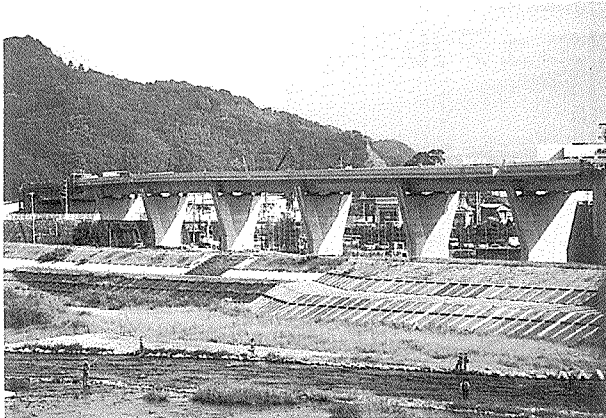


写真-1 全 景

工 事 名：平成8年度 有料道路「修善寺道路」

新狩野川2号橋上部工工事

構造形式：8径間連続PC箱桁橋(免震橋)

橋 長：330.90m

支 間 長：37.95+4@43.30+39.00+43.00+36.10m

幅 員：11.70m~21.718m

平面線形：R=520~A=200~R=∞~A=200~R=500m

活 荷 重：B活荷重

工 期：平成8年7月~平成9年12月

施工手順図を図-2に示す。

全体モデル

PA2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	A2
1BL	2BL	3BL	4BL	5BL	押出し部	6BL	7BL	

1BL施工 内ケーブル10本緊張

PA2	P3
1BL	

2BL施工 内ケーブル16本緊張

PA2	P3	P4	P7	P8
1BL	2BL		押出し部	

3BL施工 内ケーブル10本緊張  
外ケーブル4本緊張

PA2	P3	P4	P5	P7	P8
1BL	2BL	3BL		押出し部	

6BL施工 内ケーブル8本緊張

PA2	P3	P4	P5	P7	P8	P9
1BL	2BL	3BL		押出し部	6BL	

4BL施工 内ケーブル10本緊張  
外ケーブル2本緊張

PA2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
1BL	2BL	3BL	4BL		押出し部	6BL	

7BL施工 内ケーブル20本緊張

PA2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	A2
1BL	2BL	3BL	4BL		押出し部	6BL	7BL	

5BL施工 内ケーブル10本緊張  
外ケーブル22本緊張

PA2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	A2
1BL	2BL	3BL	4BL	5BL	押出し部	6BL	7BL	

図-2 施工手順図

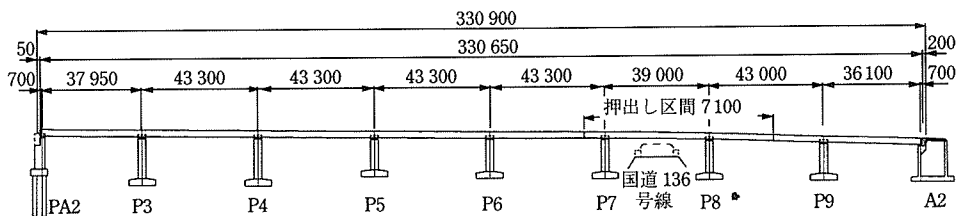


図-1 全体一般図

\*1 Kazuo TAKAHASHI: 静岡県道路公社 西部管理センター工務課長 (元 修善寺道路建設事務所 工務課長)

\*2 Syoichi SUZUKI: 静岡県道路公社 工務部維持課 技師 (元 修善寺道路建設事務所 技師)

\*3 Hiromi HOSONO: 住友建設(株) PC設計部 主任 (元 静岡支店作業所主任)

\*4 Akira MOROHASHI: 住友建設(株) 名古屋支店 土木部 主任 (元 PC設計部 主任)

施工法は国道136号を跨ぐ区間(71.0m)が押し出し施工で、その他区間は固定式支保工施工で行った。外ケーブルの施工は、施工手順に従い、順次行った。免震支承の後ひずみ調整工は、主桁施工完了後に全支承1回で行った。押し出し施工は、71.0m区間を7ブロック(5.0+7.0+4@13.0+7.0m)に分割し、手延べ桁が国道136号に張り出してからP7橋脚に到達するまでの3ブロックの押し出し(2~4ブロック)施工は夜間施工を行った。

本工事は、平成8年7月より、固定式支保工部(第1径間側より)と押し出し部の施工を同時に着手し、平成9年4月に押し出し施工を完了、支保工施工部との連結を行い、同年12月に完成した。

### 3. 外ケーブル

#### 3.1 外ケーブル方式の選定

本橋では、箱桁橋の経済性・施工性の向上を目指して、外ケーブル構造に着目した。外ケーブル方式は、内ケーブル方式と比較して、以下に示す利点があることはよく知られている。

- ① ウェブ厚の縮小による自重の低減
- ② ウェブ内配置ケーブルの減少による施工性の向上
- ③ 維持管理が容易
- ④ 将来、再緊張やケーブル交換が可能

そこで、本橋に採用できるケーブル方式として、以下の3ケースを考えた。

CASE-1：全ケーブルを内ケーブルとしたケース

CASE-2：全ケーブルを外ケーブルとしたケース

CASE-3：内・外ケーブルを併用したケース

ただし、全ケーブルを外ケーブルとすると、本橋のような固定支保工による段階施工を行う箱桁形式の場合、箱桁内の支保工撤去を行うまでは外ケーブルの設置・緊張ができないために工期が長くなり、かえって不経済となる。したがって、CASE-1とCASE-3の2ケースについて検討した。検討結果を表-1に示す。

内・外併用とした場合、ウェブ厚の縮減などにより自重が8%減少し、工費についても3%低減できる結果となった

ため、本橋では内・外ケーブル併用方式を採用した。

また、外ケーブル構造を採用するにあたって、本橋では将来の荷重増加や維持補修などを考慮して、以下に示す構造を採用した。

- ① アバットにケーブル交換用ジャッキが搬入可能な点

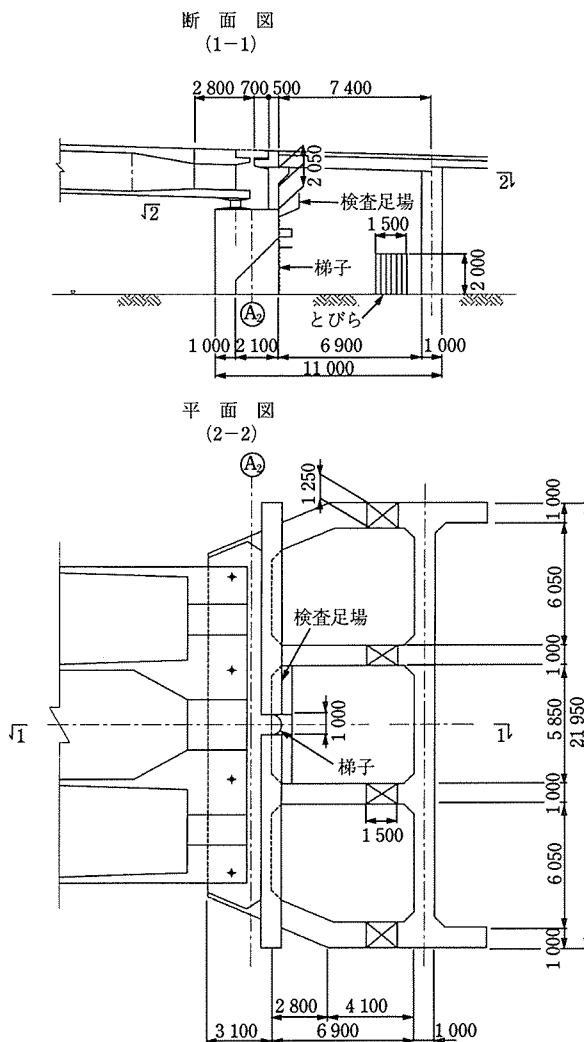


図-3 アバット構造図

	内・外ケーブル併用案	内ケーブル案
主桁構造図		
案の特徴	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ケーブルのカップリングおよび配置上の理由から決定するウェブ厚を低減できる。</li> <li>・ウェブ内の内ケーブルを1列配置できる。</li> <li>・外ケーブルのディビエータが必要となる。</li> <li>・死荷重を低減できるため、工費を低減できる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ケーブルのカップリングおよび配置上の理由からウェブ厚が決定するため、自重が大きい。</li> <li>・ウェブ内の内ケーブルが2列配置できる。</li> <li>・ディビエータは不要となる。</li> <li>・内・外ケーブル併用に比べ、工費が割高となる。</li> </ul>
標準部主桁	1支間あたり785tf(1.00)	1支間あたり846tf(1.08)
自重反力比較	1.00	1.03
工費比較	1.00	1.03

表-1 ケーブル方式比較表

## ◆ 工事報告 ◆

検孔を設置

- ② 桁端部の定着体確認および定着体交換を可能とするために桁掛かり部にテンドンギャラリーを設置  
アバット付近の構造を図-3に示す。

### 3.2 外ケーブルの仕様

本橋では、現在までの外ケーブル構造の実績を踏まえ、かつ施工の省力化・経済性および品質向上を目指して、以下に示す構造を採用した。

#### (1) 定着具

内、外が2重管構造で、定着具の取替えを可能としたディビダーク外ケーブルシステム：MC19T15.2を採用した。

#### (2) 保護管

ケーブル配置が容易で変形性能に優れたPE保護管の内面に、リップ(3.0mmリップ高@150mm)を設けた波付きPE保護管を採用した(写真-2)。



写真-2 波付きPE保護管

リップを設けることにより、ケーブルが保護管に面接触しないため、グラウト注入時の保護管仮支持部を極力少なくすることができた(写真-3)。

また、ケーブル支持区間が最長で11.5mであるため、固有振動数は12.4Hzとなり、車両の走行などによる有害な振動は発生しないと判断し、特別な防振装置は設置しなかった。

#### (3) 偏向部ダクト(ディアボロ)

当初設計では、曲げ加工鋼管によりディアボロ形状を形成する方法であったものを、FRP製型枠(抜取り転用、凸凹組合せ一体型)に変更した(写真-4)。

本橋では、設計時点より、PE/SETRAの基準を参考にし、ディアボロ部の曲げ半径を3.0mに設定していたため、横桁部、中間偏向部用に、凸凹組合せ長を1100mm、800mmの2タイプを製作した。

採用にあたって、実施工に則した桁高分の側圧が作用し、硬化および養生時間を考慮した実物大試験を行い、凸凹組合せ固定方法などを決定し、使用した。偏向部の型枠に設置した状況を写真-5に示す。

本橋では、最大7回転用を行ったが、著しい腐食、変形などは見られなかった。

#### (4) 支点横桁ダクト

当初設計では、曲げ加工鋼管によりダクトを形成する方法であったものを、ステンレス製ワインディングシースと上記のFRP製ディアボロ型枠を併用する方法に変更した。支点横桁配置状況を写真-6に示す。

この変更により、以下の点が改善できた。

- ① 重量が軽いため、型枠内への設置にクレーンなどの吊込み機械が不要となった。
- ② 変形性能に優れているため、3次元変化などへの事前



写真-3 外ケーブル配置



の加工が不要である。ダクトの固定も通常のシースを配置する場合と同様な柵筋で十分である。

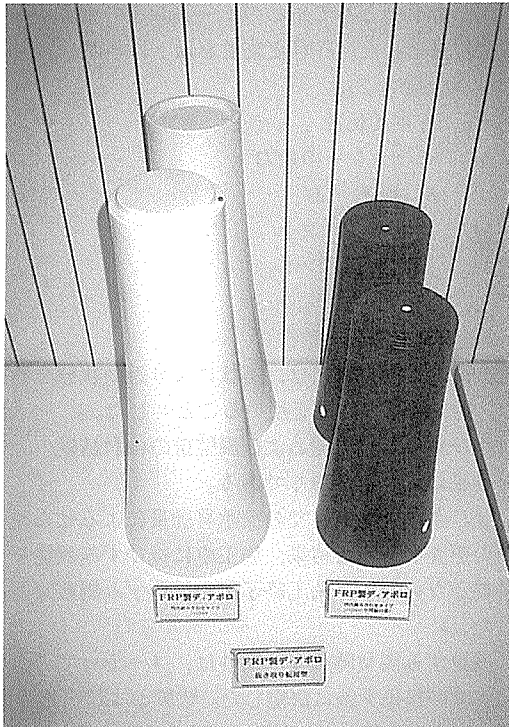


写真-4 FRP製ディアボロ型枠

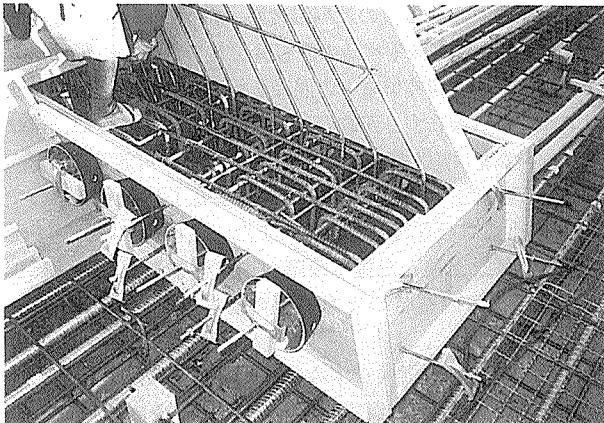


写真-5 ディアボロ型枠設置

### (5) 経済比較

以上の仕様変更により、当初設計と比較して、外ケーブル工直接工事費では約30%の縮減が可能となった。

### 3.3 外ケーブルの施工

#### (1) 緊張管理

外ケーブルの配置形状は、側面および平面の角度変化があるため、3次元の配置形状による緊張計算を行った。この際、外ケーブル緊張時に保護管との接触による摩擦力の発生が考えられる柱頭部および横桁部の偏向部内の接触部のみ長さあたりの摩擦を考慮した。

実施工での緊張管理における摩擦係数 $\mu$ の平均値は、0.28程度となり、計算時の仮定が妥当であったことを確認した。

#### (2) 施工状況

保護管は、基本長10.0mで現場へ搬入し、主桁内に配置後、桁内でバット溶着を行い、一体化した。

外ケーブル内管は定着部付近でラッパ形となっているため、直接ジョイントする保護管のみ、工場内で溶着して搬入した。柱頭部および桁端部の出口付近の保護管接続には、最終的な長さの調整を行うため、熱線ソケットを使用した。

ケーブル挿入は、プッシングマシンにて行い、2径間に跨がるケーブルも問題なく挿入できた(写真-7)。

ケーブル緊張は、大型ジャッキ(重量：750kg)を使用した

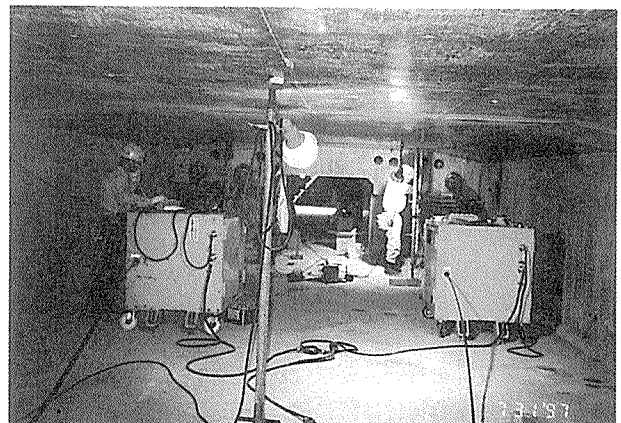


写真-7 外ケーブル挿入

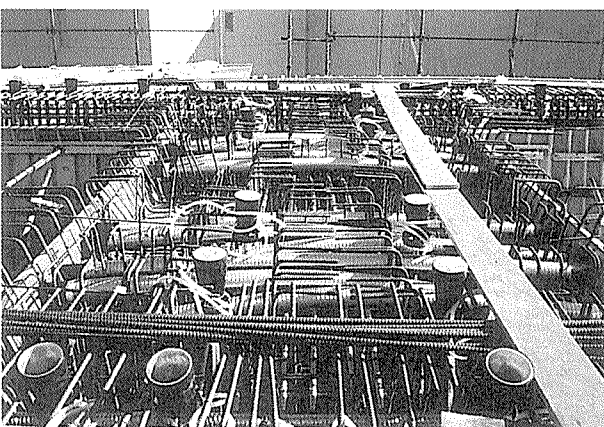


写真-6 偏向部型枠配置

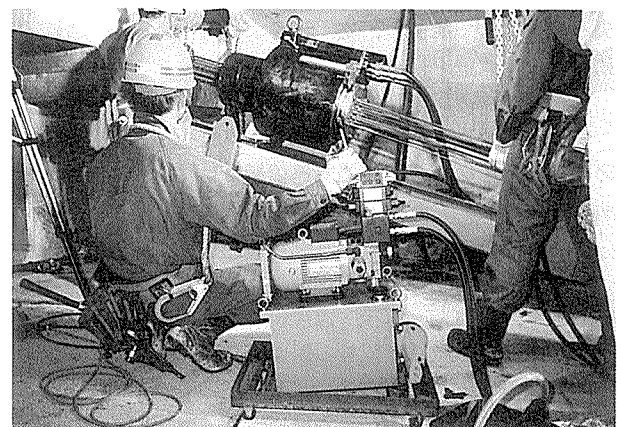


写真-8 ジャッキリフター

一括緊張で行った。ジャッキセットには、ジャッキ重量が重く、定着位置が上床版に近く直接ジャッキを吊る空間がないため、専用のジャッキリフター（油圧ジャッキ内蔵）を製作、使用した（写真-8）。

## 4. 免震支承

### 4.1 構造

本橋では、高減衰積層ゴム支承を採用した。図-4に免震支承構造図を示す。

採用した支承の構造的特徴を以下に示す。

- ① 下フランジと支承本体を一体とし、後ひずみ調整時はベースプレート上をスライドする機構としている。
- ② ベースプレート端部の直角方向リブは、後ひずみ調整時の反力台と支承固定用ストッパーを兼ね備えた機構としている。
- ③ 特に押し出し施工部の支承は、上フランジを主桁線形（縦・横断考慮）に合わせた3次元加工を施した。主桁製作時は、アンカー付きプレートを底版型枠面に直接設置し、コンクリートを打設した。所定位置へ押し出した後、上フランジとボルトにより一体化した。

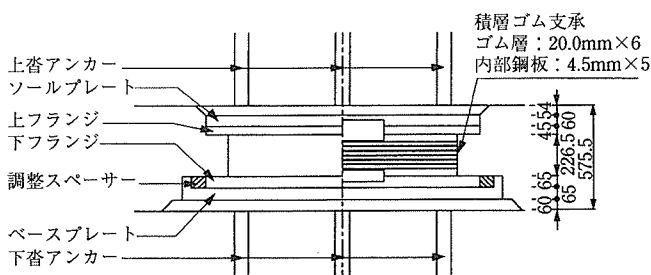


図-4 免震支承構造図

### 4.2 後ひずみ調整

#### (1) 概要

本橋では、経済性などを考慮して、クリープ・乾燥収縮完了後の標準温度において、支承が変形していないことを前提に免震設計を行い、要求性能、形状などを決定した。したがって、支承据付け時には、施工段階を追ったプレストレス導入、温度変化、クリープ・乾燥収縮による支承の移動量（初期セット量）分を、支承本体をベースプレート中央からずらして配置し、施工時および供用時の適切な時期に後ひずみ調整を行うように設計した。

#### (2) 後ひずみ調整時期および調整量の検討

後ひずみ調整を行う回数および1回の調整量を決定するために、本橋を含め大仁高架関連橋梁では、建設省土木研究所の指導を受けて、以下の項目に着目した。

- ① 支承の変形量が許容変位量以内であること  
施工段階を追って算出した支承変形量の中で、後ひずみ調整直前・直後・温度変化最大時および地震時に着目して、支承変位量の照査を行った。
- ② 橋脚の応力度が許容値以下であること  
温度変化時および地震時において、橋脚基部断面の余力から求められる変位量を許容変位量として、残留

ひずみ量との照査を行った。

許容変位量の算出には、橋脚基部の抵抗モーメントと温度変化時および地震時に作用する転倒モーメントの差分をモーメントの余力として、このモーメントの余力から求められる変位量とした。許容変位量を以下に示す。

$$U_B = M_a / (h \times \Sigma_{ks})$$

$U_B$ ：許容変位量

$M_a$ ：モーメントの余力

$$M_a = M_r - M_t$$

$M_r$ ：抵抗モーメント

$M_t$ ：転倒モーメント

$h$ ：柱高さ

$\Sigma_{ks}$ ：支承の緩速剛性

また、地震時の検討には、実状により近い状態を考慮するため、動的解析の結果を用いることとした。

#### (3) 後ひずみ調整時期および調整量の検討結果

検討結果は以下のとおりである。

- ① 後ひずみ調整前までの支承移動量によるせん断ひずみの照査を行った結果、施工中に後ひずみ調整を行う必要がないため、施工終了後を後ひずみ調整時と設定した。
- ② 後ひずみ調整時の支承剛性は、メーカーでの応力緩和実験の結果を基に決定した。橋脚および引込みPC鋼棒の応力度を照査した結果、1回で全調整量の調整が可能であった。
- ③ 後ひずみ調整後の最高温度時（常時の支承変位量最大値）と調整直後地震時の許容変位量を算出し、後ひずみ調整後の残留変位量との照査を行った結果、すべての支承での残留ひずみが許容値以下になっているため、後ひずみ調整は施工終了時に1回で行うことが可能であった。したがって、後ひずみ調整は、施工完了時に全支承の全調整量を1回で行うこととした。また、支承の初期セット量の設定には、上述した施工段階の支承移動量の累計値に加え、後ひずみ調整時の支承相互の影響も考慮して決定した。

検討結果の中で、後ひずみ調整後の残留支承変位量の検討結果を表-2に、PC鋼棒の検討結果を表-3に示す。

#### (4) 施工状況

後ひずみ調整用のPC鋼棒およびジャッキは、支承反力（剛性）の違いにより、 $\phi 32$ （設計反力：1000t）と $\phi 27$ （設計反力：295t）の2種類の鋼棒を使用した。

しかし、実際には初期移動までの支承剛性は初期剛性（1次剛性）程度に高いと判断し、1次剛性でもPC鋼棒応力度が許容できていることを確認して、調整作業を行った。以下に理由を示す。

- ① 支承検査時にひずみを与えてから、最長で1年以上経過して、支承剛性が初期状態に戻っていることが考えられること。
- ② 支承据付け時の水平度の誤差およびほこりなどによる摩擦力が発生すること。

支承1基についてジャッキを各4台セットし、全ジャッキ圧力を一定とするため、1台のポンプから分岐器を介して制

表-2 後ひずみ調整後の残留支承変位量の検討結果

橋脚	柱高さ h (m)	地震時モーメント				支承剛性 $\Sigma k_s$ (tf/m)	地震時 変位量 $U_B$ (cm)	許容変位量			
		抵抗 $M_r$ (tf·m)	転倒 $M_{t1}$ (tf·m)	転倒 $M_{t2}$ (tf·m)	余力 $M_a$ (tf·m)			変位 余裕分 $U_{B1}$ (mm)	モーメント 余力分 $U_{B2}$ (mm)	最小値 $U_{B\text{MIN}}$ (mm)	残留 ひずみ U (mm)
PA2	11.8	3 276	3 233	894	2 382	493	5.56	151	410	151	75
P3	15.0	5 425	5 405	3 055	2 370	1 791	4.97	160	88	88	47
P4	15.0	5 380	5 359	3 042	2 338	2 062	4.93	161	76	76	32
P5	11.5	4 115	4 076	2 428	1 687	2 271	5.79	152	65	65	24
P6	12.0	4 229	4 192	2 580	1 649	2 818	5.63	154	49	49	6
P7	12.0	4 281	4 249	2 653	1 628	2 576	5.57	154	53	53	13
P8	12.0	4 271	4 249	2 684	1 587	2 222	5.53	155	60	60	25
P9	11.0	4 645	4 637	2 540	2 105	1 828	5.90	151	105	105	44
A2	11.3	5 337	4 583	1 952	3 385	986	6.56	141	304	141	75

※転倒モーメント： $M_{t1}$ は震度法， $M_{t2}$ は応答スペクトル法により算出した値

表-3 後ひずみ調整によるPC鋼棒の検討結果

	PA2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	A2
支承の水平変位 $U_\theta$ (cm)	8.54	4.81	3.22	2.38	0.60	-1.24	-2.53	-4.61	-8.08
ゴムの断面積 $A_\theta$ (cm <sup>2</sup> )	5 215.9	14 952.3	14 952.3	14 952.3	14 952.3	14 952.3	14 952.3	14 952.3	5 215.9
有効断面積 $A_{\theta 0}$ (cm <sup>2</sup> )	4 592.5	14 360.8	14 555.9	14 659.8	14 878.4	14 799.7	14 641.4	14 385.6	4 626.3
せん断ひずみ $\gamma$	0.619	0.401	0.269	0.198	0.050	0.103	0.211	0.384	0.585
繰速時せん断弾性率 $G$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	6.51	7.41	8.54	9.33	11.38	10.58	9.18	7.53	6.57
低速時速度補正 (0.003Hz)									
変形速度	1.02	0.58	0.39	0.29	0.07	0.15	0.30	0.55	0.97
せん断弾性率 $G$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	14.63	19.59	23.91	26.70	33.82	31.05	26.18	20.08	15.24
ゴム層全厚 $\Sigma t_e$	13.8	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	13.8
支承数 (個)	2	2	2	2	2	2	2	2	4
低速剛性 $K_s$ (kgf/cm)	5 530.6	24 405.4	29 796.1	33 270.5	42 145.0	38 691.4	32 622.0	25 014.3	5 760.6
支承作用水平力 $F_s$ (tf)	94.5	234.7	192.1	158.2	50.6	-96.0	-164.9	-230.5	-186.1
PC鋼棒1本に作用する力 (tf)	11.8	29.3	24.0	19.8	6.3	12.0	20.6	28.8	11.6
PC鋼棒の本数	4	4	4	4	4	4	4	4	4
PC鋼棒の仕様	$\phi 27$	$\phi 32$	$\phi 32$	$\phi 32$	$\phi 32$	$\phi 32$	$\phi 32$	$\phi 32$	$\phi 27$
PC鋼棒応力度 (kgf/mm <sup>2</sup> )	22.2	36.5	29.9	24.6	7.9	14.9	25.6	35.8	21.9
PC鋼棒許容応力度 (kgf/mm <sup>2</sup> )	72.0	72.0	72.0	72.0	72.0	72.0	72.0	72.0	72.0



写真-9 後ひずみ調整

御した(写真-9)。

1回のジャッキストロークは、ジャッキ圧で10kgf/cm<sup>2</sup>(緊張力：1.435tf×4本=5.740tf)とし、ほこりなどの摩擦力除去のために、ジャッキ圧増加ごとにハンマーなどで支承に衝撃を与えた。

支承の初期移動は、各支承で多少のばらつきはあるものの1次剛性評価近くで発生し、移動中は低速時剛性評価でジャッキストロークを制御した。

## 5. 押出し (ARC : Auto Reaction Control) 工法

### 5.1 ARC工法の概要

ARC工法とは、従来の押出し工法のスライドジャッキ上に上昇・下降する鉛直ジャッキを配置して、ジャッキに作用する反力を自動制御することができる工法である。

ARC工法の施工サイクル図を図-5に、ジャッキ据付け状況を写真-10に示す。

従来工法と比較して、以下に示す特徴がある。

- ① 押出し施工時は、前後の鉛直ジャッキが相互に主桁を受けるため、主桁の上下動がない。したがって、従来、ジャッキ盛替え前後で発生した主桁のずれがない。
- ② ジャッキに作用する反力を自動制御し、集中一括管理を行うことができるため、自動化(無人化)できる(写真-11)。

このため、従来押出し施工が困難と考えられてきた多主桁や斜角のついた橋梁への適用が可能となっている。

### 5.2 施工状況

押出し施工部は、71.0mの区間を7ブロック(5.0+7.0+4@13.0+7.0m)に分割した。施工要領図を図-6に示す。

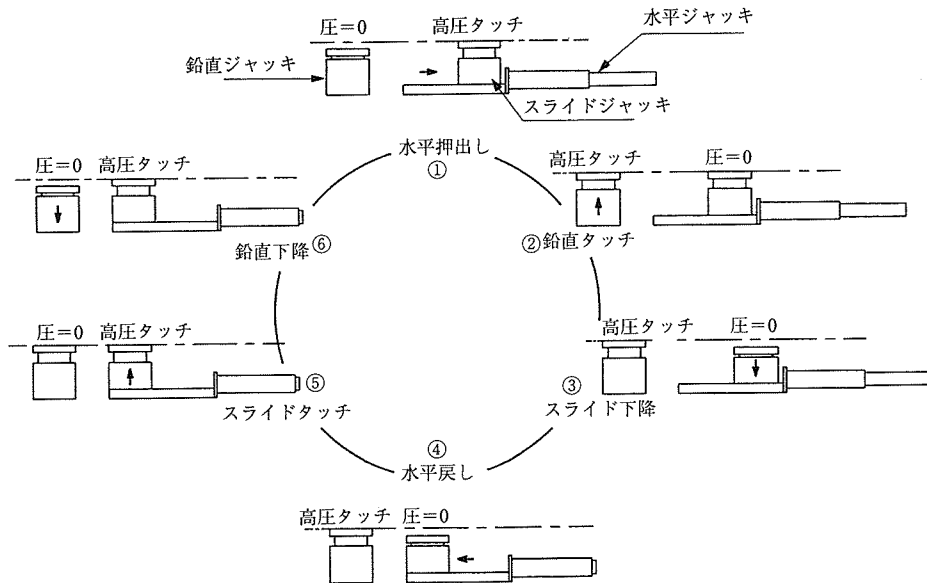


図-5 ARC工法施工サイクル図

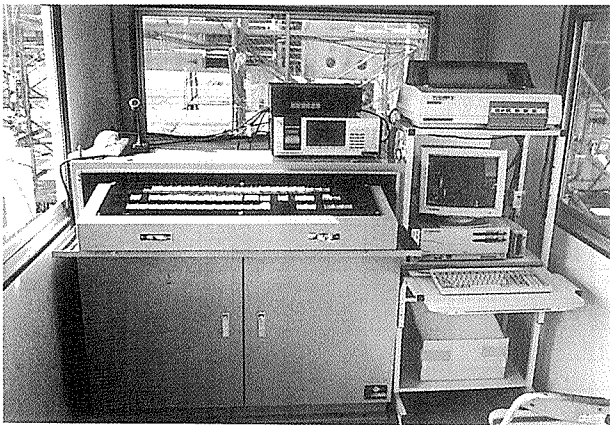


写真-10 押し出しジャッキ配置

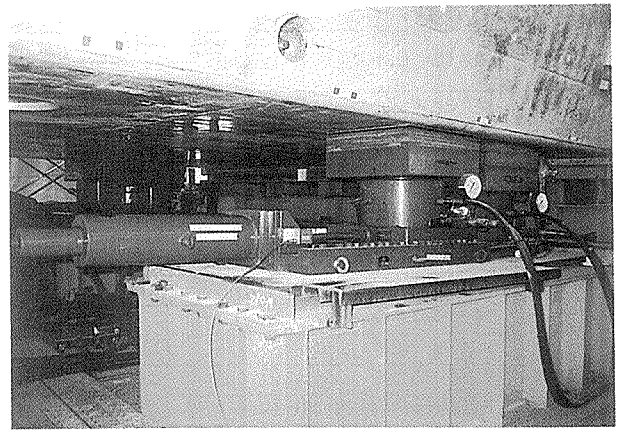


写真-11 集中管理室

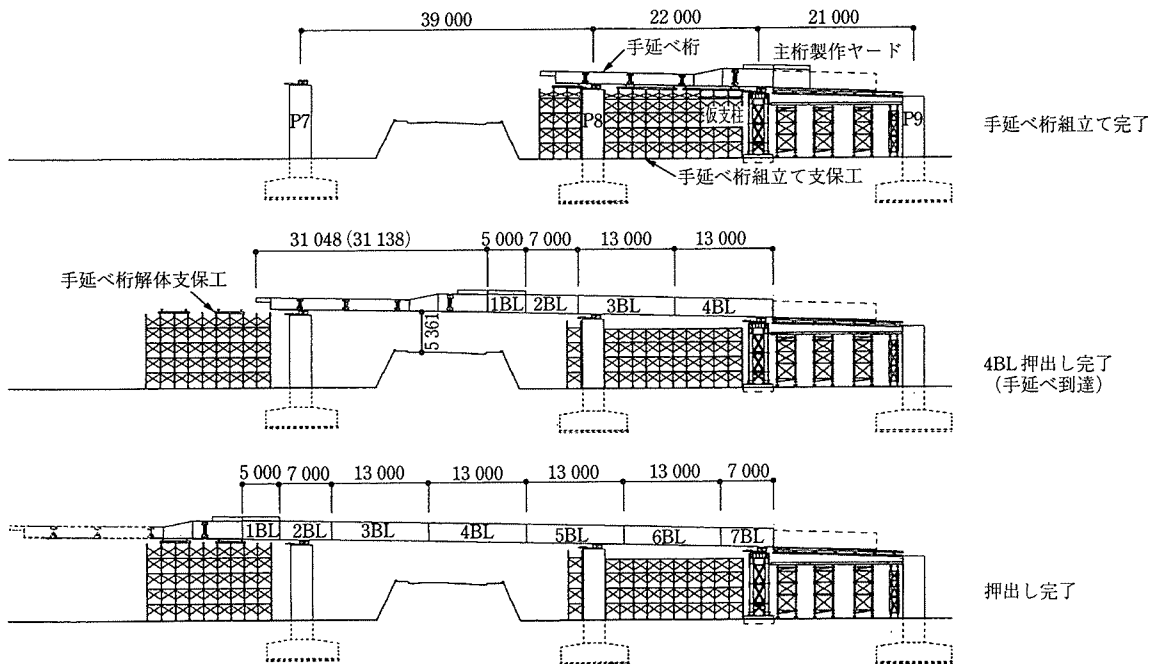


図-6 押し出し施工要領図

手延べ桁 ( $L=31\text{m}$ ) が国道136号に張り出してからP7橋脚に到達するまでの3ブロックの押し出し (2~4ブロック) 施工は、大型車の迂回路が国道以外に確保できないため、夜間施工 (午後10時以降午前5時まで、車両規制: 15分間隔、断続通行止め) を行った (写真-12)。



写真-12 夜間押し出し施工

1回のサイクルタイム平均は、夜間施工で10分/回、通常施工で8分/回であった。これには、反力、主桁位置の計測管理および安全確認などの時間と、P7橋脚乗上げ時の調整時間も含まれている。また、夜間施工でのサイクルタイムが通常施工と比べて長いのは、車両交通規制の体制作りに時間がかかるためである。

押し出し区間の平面線形が単R ( $R=630.343\text{m}$ )、縦断勾配が2%を有し、夜間施工での時間の制限などがあったが、ARC工法の採用で、反力および主桁位置管理が正確かつ容易にでき、夜間施工での制限時間も十分に守れた。

また、国道上での作業を極力減らすために、最終的に国道上になる3~5ブロックの壁高欄を、製作ヤードにて同時施工 (現主桁ブロック施工時に前主桁ブロックの壁高欄を施工) し、押し出した。

## 6. おわりに

平成10年3月には、本橋を含む有料道路「修善寺道路」が開通した。

近年、省力化施工・低コスト化・道路サービスの向上などが求められている中で、本工事においては、外ケーブル、免震支承を採用し、今までに使用実績の少ない材料の採用を行った。

本橋が、これからの外ケーブル、免震技術の発展に寄与できれば幸いである。

最後に、本稿を執筆するにあたってご協力いただいた関係者各位に感謝する次第である。

## 参考文献

- 1) (財)高速道路調査会：PC橋の新しい構造事例に関する研究報告書 (外ケーブルの有用性と適用に関する調査検討)，1993.3
- 2) (財)土木研究センター：建設省 道路橋の免震設計法マニュアル (案)，1992.10

【1998年7月24日受付】