

中西高架橋の設計・施工

芦塚 憲一郎*1・辻 吉康*2・玉置 一清*3・真継 章夫*4

1. はじめに

本橋は、東海北陸自動車道の白鳥IC～高鷲IC間に位置するPC(4+9)径間連続ラーメン箱桁橋である。

一般に中間橋脚に支承のない連続ラーメン橋は、走行性や耐久性に優れるなど利点の多い構造形式とされているが、橋長が大きくなりすぎると、コンクリートのクリープや乾燥収縮によって、端部橋脚に大きな水平力が作用し、ひび割れを生じる恐れがある。本橋では、端部橋脚の引張応力の改善方法として、2枚壁式橋脚や水平変位調整工法の採用を図り、従来の連続ラーメン橋の限界を超える橋長を実現している。

本稿は、このような中西高架橋上部工工事における設計・施工について報告するものである。

2. 工事概要

中西高架橋上部工の工事概要を以下に示す。また、主要数量を表-1に、全体一般図を図-1に示す。

工事名：中西高架橋(PC上部工)工事

路線名：東海北陸自動車道

工事場所：岐阜県郡上郡白鳥町

表-1 主要数量

区分	種別	仕様	単位	数量	摘要
A1～P4	コンクリート	$\sigma_{ck}=350 \text{ kgf/cm}^2$	m ³	973	
	鉄筋	SD345	t	120	
	PC鋼材	SWPR7B 19S15.2	kg	15 030	外ケーブル
		SWPR19 1S28.6	kg	9 153	床版横締めプレグラウト
P4～A2	コンクリート	$\sigma_{ck}=400 \text{ kgf/cm}^2$	m ³	6 704	
	鉄筋	SD345	t	836	
	PC鋼材	SWPR7B 12S12.7	kg	129 878	内ケーブル
		SWPR7B 19S15.2	kg	57 627	外ケーブル
		SWPR19 1S28.6	kg	60 488	床版横締めプレグラウト
		SWPR19 1S28.6	kg	4 176	横桁横締め
	SBPR930/1 180 ϕ 32	kg	19 377		

工期：平成8年7月26日～平成11年3月25日

橋長：748.000m

50.800m+7@75.000m+50.800m

幅員：標準部 11.400m

非常駐車帯部 14.400m (P6・P9・P12)

縦断勾配：4.0%～3.0%

平面線形：R=800～A=600～R=2200

橋脚形式：2枚壁式橋脚

基礎形式：直接基礎

地盤：I種地盤

3. ラーメン構造の長大化

ラーメン橋の多径間連続化は、高価な支承・伸縮継手を節減することにより、経済面のみならず、走行性・維持管理、騒音対策などの改善といった多くの利点があり、PC橋の歴史以来、古くから取り組まれてきた課題である。また、高次不静定構造物である多径間連続ラーメン橋は、阪神大震災以来、より耐震性能の高い構造物が求められていることから、ますますその発展が望まれている。

しかし、橋脚高さに比し、両端固定橋脚の支間長(以下、固定支間長)が大きくなりすぎると、常時荷重(クリープ・乾燥収縮、温度変化など)に対して、端部橋脚の引張応力度が厳しくなるため、これらの関係には自ずと限界線が引かれている。

本橋の場合も、直接基礎の施工実績調査¹⁾の中では、橋長が最も長く、また、固定支間長の1/2に対する橋脚高さの比は、推定限界線を大きく下回るものとなる(図-2)。このため、本橋の設計は、常時荷重に対して、両端固定橋脚のひび割れ幅をいかに制限するかが課題となった。

本橋は、これら常時荷重に対する方策として、下記、①の構造形式および②の施工方法を採用することにより、推定限界線を大きく下回る構造形式を成立させた。

また、本橋の設計では採用しなかったが、将来的には③

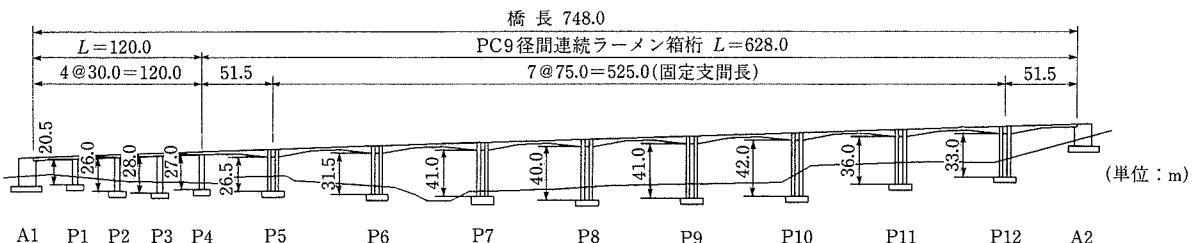


図-1 全体一般図

*1 Ken-ichiro ASHIZUKA：日本道路公団 名古屋建設局 構造技術課

*2 Yoshiyasu TSUJI：日本道路公団 名古屋建設局 白鳥工事事務所

*3 Kazukiyo TAMAKI：住友建設(株) PC設計部

*4 Akio MATSUGU：住友建設(株)・(株)日本ビーエス 共同企業体

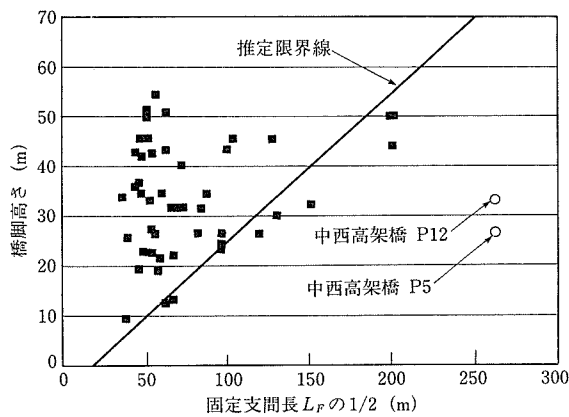


図-2 固定支間長の1/2と橋脚高の関係

の解析方法を導入することや④によって、さらに伸縮桁長の長大化が可能になるものと考えられる。

① 2枚壁式橋脚

橋脚を従来の中空箱形構造から、ウェブ部分を取り除いた2枚壁式構造とすることにより、橋軸方向の曲げ剛性を低減し、主桁伸縮によって橋脚に生じる水平力を小さくする。このため、2本の柱は橋脚上端の水平力に対して、主に軸力変動によって抵抗する構造となる。

また、橋脚剛度の低下は、主桁水平変位の増加を促し、構造物を長周期化へと移行させるために、耐震設計上も有利になる。

なお、本橋の耐震性能に関する詳細な報告は、文献²⁾で報告している。

② 水平変位調整工法

張出し架設の中央閉合前に、橋脚に対して主桁の伸縮方向と逆向きに強制変位を与えることにより、クリープ・乾燥収縮によって生じる応力を打ち消す。

③ 橋脚の剛性低下を考慮した解析手法

常時荷重に対して、橋脚にひび割れを許容する設計(鉄筋応力度により制限)を行った場合、橋脚の剛性低下により、主桁伸縮によって橋脚に生じる水平力および曲げモーメントは線形解析結果よりも小さくなる。

④ その他

主桁のプレキャスト化、PRC構造の採用により、乾燥収縮、プレストレスクリープによる主桁伸縮量を低減する。

4. 2枚壁式橋脚

乾燥収縮などの内力に対する橋脚形状の適否を考慮するために、次に示す断面形状(断面積一定)で中空橋脚と2枚壁式橋脚とで比較したものを示す(図-3)。

この結果より、断面力は中空橋脚に比べ5%程度となり、一見効果は大きいですが、断面剛性も小さいため、応力レベルでは約65%程度の改善に留まる。これは、全断面有効とした応力度に許容値が設定されている場合はとくに有効と考えられる。また、縁応力度を一定と仮定した場合、天端変位は2枚壁式橋脚の方が大きくなるため、乾燥収縮などの内力によって生じる断面力は、変位の増加により急激に減少する。これらのことから、2枚壁式橋脚は内力に対する構造

	2枚壁式橋脚	中空橋脚(一本脚)
	<p>主桁橋軸方向</p> <p>$A=12 \times 2 \text{ (m}^2\text{)}$ $I=2.25 \times 2 \text{ (m}^4\text{)}$</p>	<p>主桁橋軸方向</p> <p>$A=24 \text{ (m}^2\text{)}$ $I=2.114 \text{ (m}^4\text{)}$</p>
プレストレス2次	<p>$M = -1316 \text{ tf} \cdot \text{m}$</p> <p>$\sigma_c = -40 \text{ kgf/cm}^2$</p> <p>$M = 1184 \text{ tf} \cdot \text{m}$</p>	<p>$M = -7267 \text{ tf} \cdot \text{m}$</p> <p>$\sigma_c = -59 \text{ kgf/cm}^2$</p> <p>$M = 21812 \text{ tf} \cdot \text{m}$</p>
温度変化(-10°C) (乾燥収縮度 150μ)	<p>$M = -812 \text{ tf} \cdot \text{m}$</p> <p>$(\sigma_c = -39)$ $(\sigma_c = -26)$</p> <p>$M = 715 \text{ tf} \cdot \text{m}$</p>	<p>$M = -4191 \text{ tf} \cdot \text{m}$</p> <p>$(\sigma_c = -62)$ $(\sigma_c = -41)$</p> <p>$M = 15113 \text{ tf} \cdot \text{m}$</p>
合計	$40 + 26 + 39 = 105 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	$59 + 41 + 62 = 162 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$

図-3 応力度比較

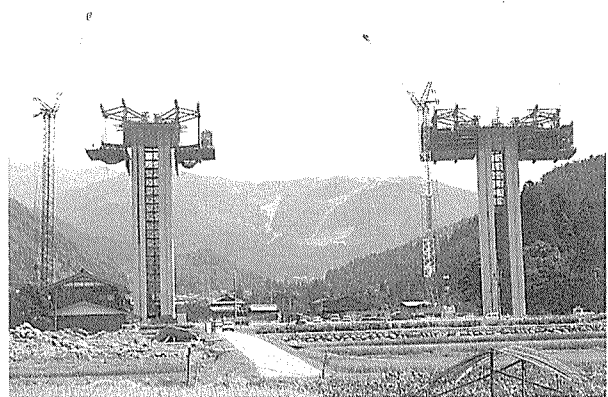


写真-1 2枚壁式橋脚

として、より優れていると考えられる。

一方で、桁収縮による水平拘束力低減のためには、端部橋脚のみを2枚壁式構造とする方法も考えられるが、地震に対する長周期化や開放感を強調した景観デザインにより、本橋では全橋脚に対して2枚壁式構造を採用することとした(写真-1)。

5. 水平変位調整工法

5.1 設計概要

先に示したように、本橋を成立させるにあたり、2枚壁式橋脚だけでは十分でなく、端部橋脚に対しては、さらに強制変位を与えることで対応を図った(水平変位調整工法)。

図-4および表-2に水平変位を与えた径間およびその変

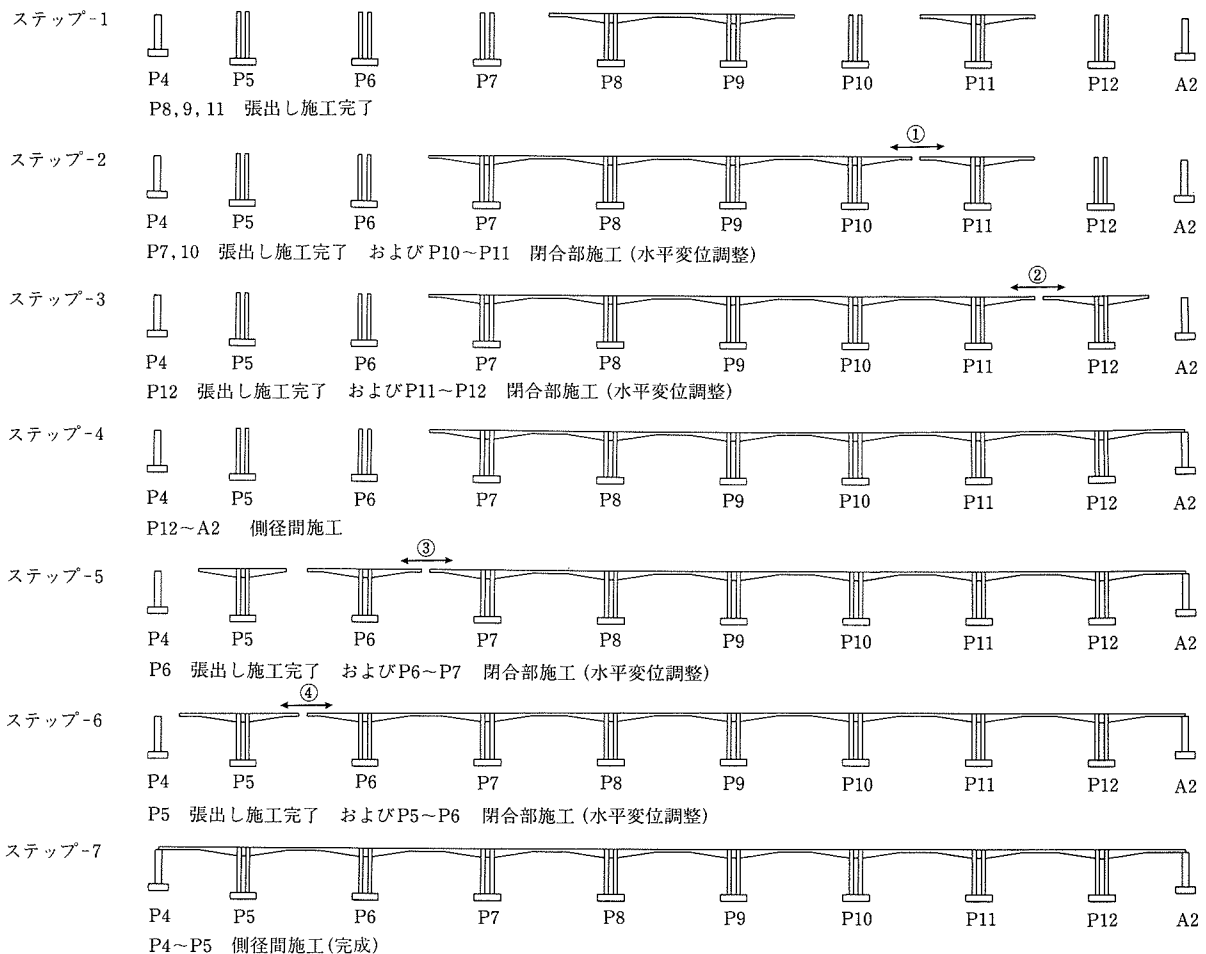


図-4 架設順序

表-2 設計導入力および変位量

	設計導入力 (tf)	水平変位量 (mm)	摘要
①	180.0	31.1	P10~P11
②	160.0	44.5	P11~P12
③	180.0	21.4	P 6~P 7
④	250.0	39.1	P 5~P 6

位置、水平力の大きさを架設順序を追って示す。

本橋では、常時荷重作用時の引張応力が厳しくなる両端橋脚側それぞれ2カ所（計4カ所）に水平力を導入した。また、表中の設計変位および導入水平力は、橋脚剛性を全断面有効とした弾性解析の結果を示している。

図-5に、P5橋脚下端での曲げモーメントの履歴を示すが、全支保工施工の場合および水平力を導入しない場合についても併せて示すものとする。

この図より、水平変位調整時に与えられた水平力により発生する付加断面力は、クリープ終了時 ($t=\infty$) においても残存し、完成系の応力状態をより中立状態に近づけていることが分かる。また、このときの水平力の大きさは、水平変位調整時と構造系完成時とで端部橋脚基部の引張応力が同程度となるよう算定している。これは2枚壁式橋脚の場合、単柱式橋脚とは異なり、いずれの状態においても構造系が不静定となるため、橋脚に発生する曲げモーメントは交番することとなる（図-3）。このため、本工法はこの特質

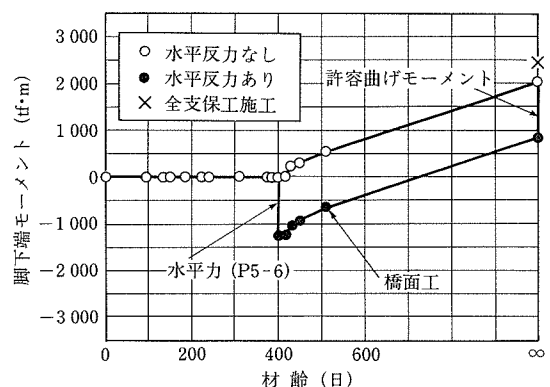


図-5 曲げモーメントの履歴 (P5橋脚)

を利用したものとも言える。

5.2 施工概要

張出し架設の中央閉合時に、すでに連結している中央側を反力台として、架設ジャッキにより主桁を介して端部橋脚に水平変位を導入した（写真-2）。

ここで、水平変位調整工法で使用したブラケットの概要を示すと、ブラケットは、1カ所あたり10本（計40本）のPC鋼棒（ $\phi 32$ ）で緊張し、固定した。水平ジャッキ能力としては、常用出力：200tf（最大出力：300tf，最大ストローク：130mm）のものを使用した。また、このジャッキは、油圧でストロークを延長した後、ジャッキネジ（山留め材のキリ

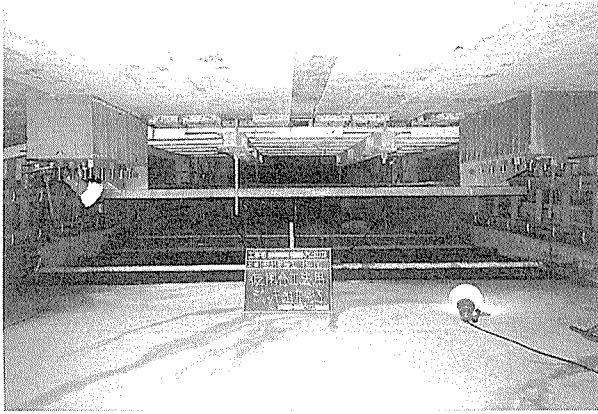


写真-2 水平変位調整工法用ジャッキ

ンジャッキの要領)により、そのストロークを確保する構造となっている(図-6)。

なお、水平変位調整時には、閉合部の鉄筋・型枠・PCの配置は拘束を行わずに完了しており、水平変位導入の翌日にはコンクリート打設を行った。また、仮設ジャッキは、中央閉合部のコンクリート硬化後に解放した。

5.3 施工方法(施工管理)

水平変位導入時には、端部橋脚にはひび割れの発生が予想され、橋脚断面の剛性低下が考えられる(橋脚形状:図-7)。また、設計水平力をそのまま導入した場合、主桁水平変位は想定より大きくなる可能性がある。このため、実施工においては、主桁水平変位と導入水平力の関係を管理する必要が生じた。

また、このとき、橋脚上・下端に鉄筋応力計を埋め込むなどの管理を考慮すべきであるが、本工事は受注時において、大部分の下部工工事が竣工していたため、これは困難であった。このため、橋脚に与えた水平力と水平変位の関係から、曲げ剛性→中立軸高さ→鉄筋応力度の順で逆解析を実施することとした。

ここで、中央閉合後に生じる橋脚上端での水平移動量およびせん断力を表-3、4に示すが、中央閉合後の主桁水平変位は、主桁軸力によるクリープ変形と主桁乾燥収縮による内的な軸ひずみであることから、橋脚の剛性にかかわらず表-3に示す変位が生じるものと考えることができる。

したがって、設計水平力を管理するのではなく、所定の設計変位を導入すればよいことになる(変位管理)。

また、設計導入変位で管理した場合、そのときの水平力の大きさは、コンクリートの引張強度によって差異が生じ、その最大値は、 $\sigma_t = \infty$ 、つまりひび割れが発生しないと仮定した場合であり、最小値は $\sigma_t = 0$ 、つまりコンクリートの引張強度を0と仮定した場合となる。同様に、水平変位調整時に発生する鉄筋応力度は、 $\sigma_t = 0$ と仮定したときが最大値となる。

さらに、本工事では、施工管理を簡略化するために、あらかじめコンクリートの引張強度を無視した非線形解析を実施し、このラインを下限値として設計導入変位で引き止める方法を採用している。この方法によると、水平変位は、コンクリートの引張強度に応じて、理論上は非線形解析結果よりも小さくなり、この下限値を上回っている限

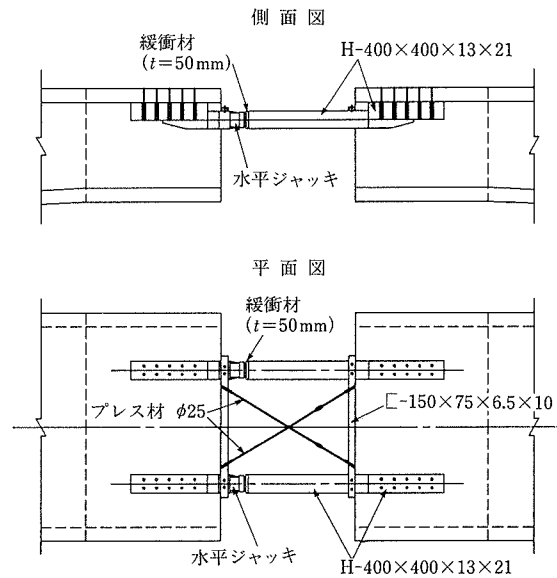


図-6 水平変位調整工法用ジャッキ

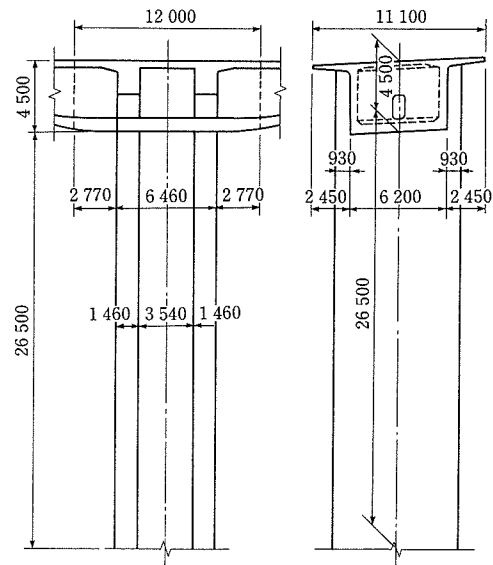


図-7 P5橋脚形状

表-3 閉合後の橋脚上端の水平移動量 (単位: mm)

	P5橋脚	P6橋脚	P11橋脚	P12橋脚
プレストレス弾性変形	11.6	8.2	10.3	13.5
クリープ	31.7	20.3	26.5	37.8
乾燥収縮	17.7	11.8	14.7	20.5
温度変化(-10℃)	21.9	14.7	18.9	26.1
死荷重合計	61.0	40.3	51.5	71.8
死+温度変化時	82.9	55.0	70.4	97.9

表-4 閉合後の橋脚上端のせん断力 (単位: tf)

	P5橋脚	P6橋脚	P11橋脚	P12橋脚
プレストレス弾性変形	71	76	66	48
クリープ	232	167	173	141
乾燥収縮	87	82	76	57
温度変化(-10℃)	142	131	115	95
死荷重合計	390	325	315	246
死+温度変化時	532	456	430	341

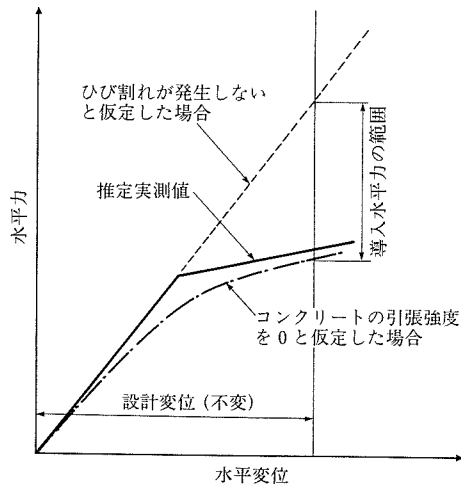


図-8 コンクリートの引張強度差による概念図

り、鉄筋応力度は非線形解析値よりも小さいことが確認できる。

なお、このときの管理限界の下限値は、施工精度をより高めるために、橋脚各ブロックの圧縮強度試験より求めた弾性係数の平均値を用いて算定している。

次に、図-9にこのときの管理結果を示すが、実施工における水平変位の測定は、両ウェブ上に配置したダイヤルゲージ (読み: 1/100) (変位量はその平均値を使用)、および各橋脚上にプリズムを設置し、橋台などの絶対不動点から光波測定器により、それぞれの相対変位量も併せて計測した。

ただし、1回目の計測 (光波測定器による) において、連続化している橋梁部の変位はほとんどなく、ダイヤルゲージによる測定値とほぼ一致する結果となった。これにより、端部橋脚側にはほぼ所定の変位量が導入されていると考え、連続化が進む次回以降は、前述のダイヤルゲージによる測定値を主として、光波測定器による計測値を従として管理することとした。

この管理結果より、実測値は、引張強度を無視した非線形解析とほぼ一致する結果となった。このときの鉄筋応力度は、設計変位導入時で $\sigma_s = 400 \text{ kgf/cm}^2 \sim 700 \text{ kgf/cm}^2$ 程度となる。また、P6橋脚、P12橋脚における若干のズレは、型枠等の拘束や橋脚剛性の設計値との差異によるものと考えられる。

6. 橋脚の剛性低下を考慮した設計

耐震設計などで用いられる非線形解析プログラムを乾燥収縮やクリープなどの常時荷重に対する解析にも用いることによって、ひび割れ発生後の橋脚の剛性低下を考慮し、橋脚の水平力分担を適切に評価することができる。ここでは、橋脚剛性にかかわらず、乾燥収縮・温度変化などにより生じる主桁伸縮量は一定であるものとして、各橋脚単体ごとに死荷重時断面力および強制変位を与えた簡略モデルを用いて評価する。

ここで、表-5に水平変位調整法を行わない場合の死荷重+温度変化時において、橋脚の全断面を有効とした線形

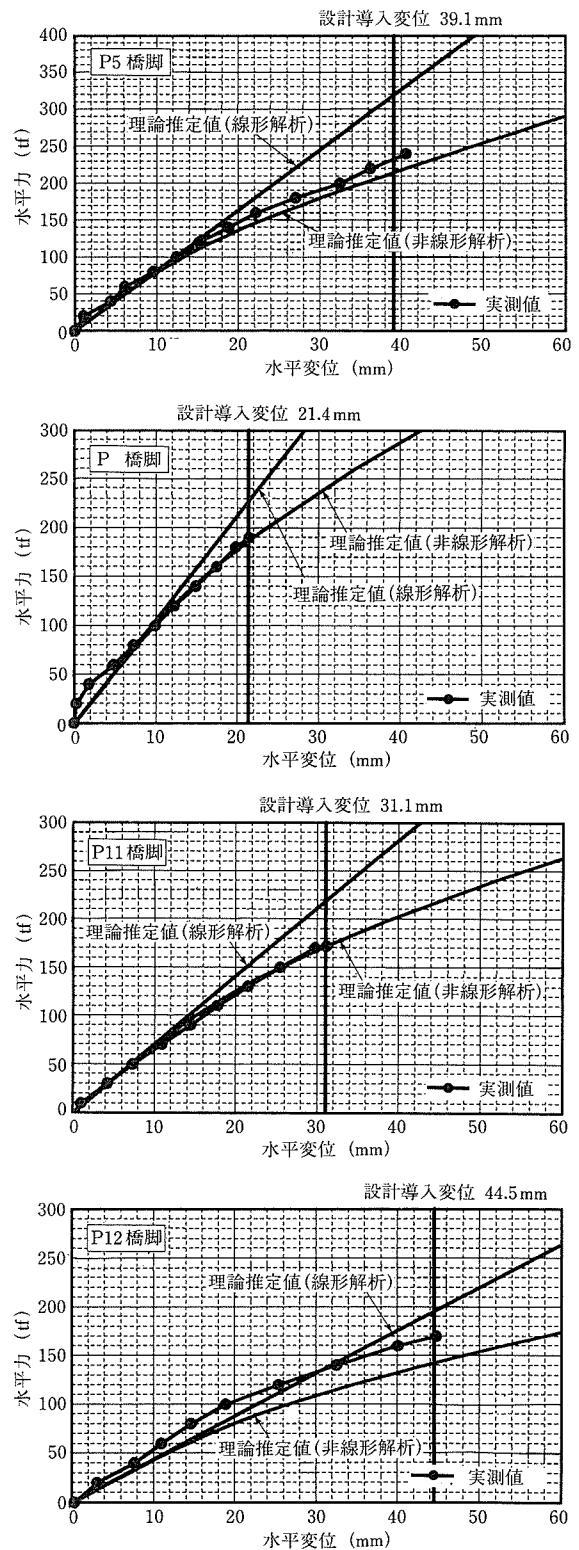


図-9 計測結果

表-5 死荷重+温度変化時に橋脚に生じるせん断力および鉄筋応力度

	P5	P6	P11	P12	
主桁移動量 (mm)	82.9	55.0	70.4	97.9	
せん断力 (tf)	線形解析	532	456	-430	-341
	非線形解析	360	350	-300	-270
鉄筋応力度 (kgf/cm ²)	線形解析	2 951	1 536	1 910	2 353
	非線形解析	1 422	810	900	1 180

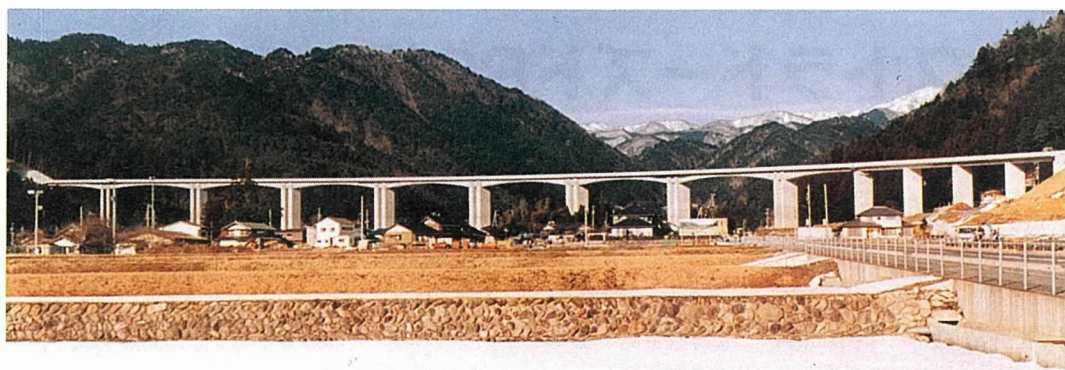


写真-3 完成写真

解析により断面力を算出しRC計算を行ったものと、非線形解析により鉄筋応力度を直接算出した結果を比較する。

本橋のケースでは、橋脚下端の鉄筋応力度は線形解析から算出したものに対し、非線形解析では50%程度しか生じず、結果的には水平変位調整工法なしでも、本橋は成立するという結果になった。しかし、常時荷重に対する非線形解析の適用は、テンションステイフィングの評価やコンクリートの弾性係数・引張強度のばらつきなど、不確定な要素も多く、本橋では線形解析においても成立するよう水平変位調整工法を実施することとした。

今後は、非線形解析を常時にも取り入れることで、連続ラーメン橋の更なる長大化が可能になると考えられる。

7. おわりに

本橋は、連続ラーメン橋の長大化という課題に対して、2

枚壁式橋脚と水平変位調整工法という今までに例のない新しい構造および工法を採用し、今までの長大連続ラーメン橋の限界を大きく超えることができたと考える。本報告が同種の橋梁の建設に際して一助となれば幸いである。

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調査研究，pp.2-9～2-17，1996.3
- 2) 水口，芦塚，春日，玉置：2枚壁式多径間連続ラーメン橋の耐震設計に関する一考察，プレストレストコンクリート，Vol.39，No.5，pp.46～53，1997.9
- 3) 芦塚，小林，春日，真継：2枚壁式多径間連続ラーメン橋（中西高架橋）の設計，第7回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.223～228，1997.10

【1999年6月10日受付】