

反力調整工法を採用した第二東名高速道路の朝比奈川橋の設計・施工

(株) 日本ピーエス・(株) 安部工業所共同企業体 正会員 ○高橋 健
 日本道路公団 静岡建設局 静岡工事事務所 五藤 正樹
 (株) 日本ピーエス・(株) 安部工業所共同企業体 中島 亨
 (株) 日本ピーエス・(株) 安部工業所共同企業体 松尾 朋春

1. はじめに

第二東名高速道路の朝比奈川橋は、ラーメン橋としては最大級の支間 150m を有する PRC 7 径間連続ラーメン箱桁橋である。図-1 に橋梁側面図を示す。固定支間長 $L=495m$ に対し、平均橋脚高 $H=32m$ である。 H/L は通常の橋梁に比べて著しく小さい多径間構造であるため、コンクリートのクリープ・乾燥収縮、プレストレス 2 次力等によって生じる桁の収縮は脚柱に拘束され、橋脚に過大な拘束力（曲げモーメント）を生じさせる。そのため地震時の許容値を満足させることが困難になった。

そこで橋脚に発生する拘束力を低減することを目的として、主桁、橋脚の収縮方向とは逆方向に水平力を導入し、図-2 に示す橋脚の断面力を調整する方法（反力調整工）を採用した。

本稿では反力調整工の方法、管理手法、施工結果について報告する。

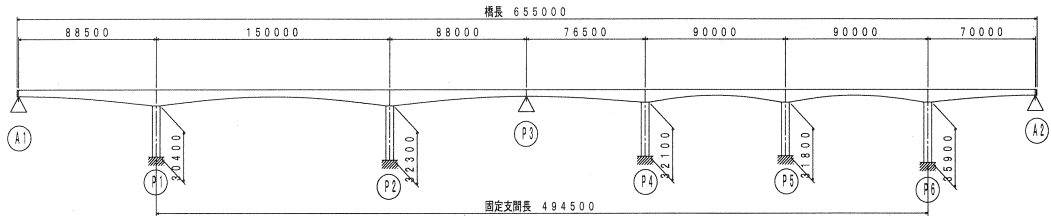


図-1 橋梁側面図

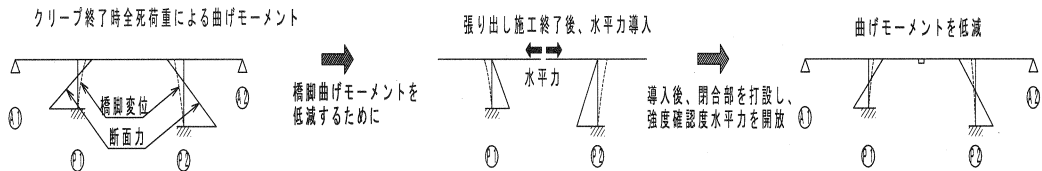


図-2 反力調整工概要図

2. 橋梁概要

橋梁諸元を表-1 に、主桁断面図を図-3 に示す。

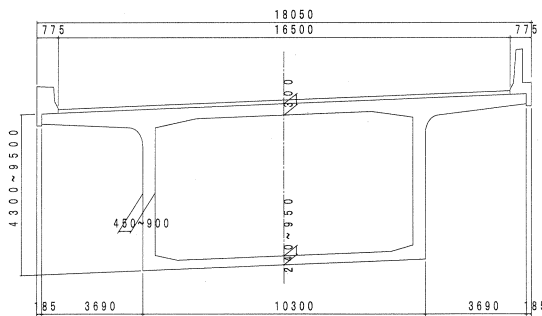


図-3 主桁断面図

表-1 橋梁概要

工 事 名	第二東名高速道路 朝比奈川橋(PC上部工)上り線工事
工 期	平成13年8月~平成16年9月
構 造 形 式	PRC7径間連続ラーメン橋
橋 長	655m
支 間	88.5+150.0+88.0+76.5+90.0+90.0+70.0m
有効幅員	16.500m
縦 断 勾 配	0.825~1.693%
平 面 曲 線	R=4000m
橋 脚 形 式	鋼管コンクリート複合構造橋脚
基 礎 形 式	杭基礎
地	盤II種地盤

3. 反力調整工の計画

3.1 反力調整工の方法について

反力調整工を行わなかった場合の計算結果を図-4に示す。地震時(レベル1)において許容値をオーバーした箇所があった。本橋のような構造では、不動点(P3橋脚付近)に向かって桁が収縮する。そこで収縮により発生する拘束力(曲げモーメント)を低減するため、それとは反対方向の断面力が得られるように張出し架設の中央閉合時に仮設ジャッキを用い、桁の収縮方向と逆向きに強制変位させること(反力調整工)で対応した。鉄筋応力の許容値をオーバーしている橋脚に、工期内で効率よく反力調整工を行うことを目標として、図-5に示す反力調整導入箇所と導入力を決定した。なお、閉合後に仮設ジャッキは撤去した。

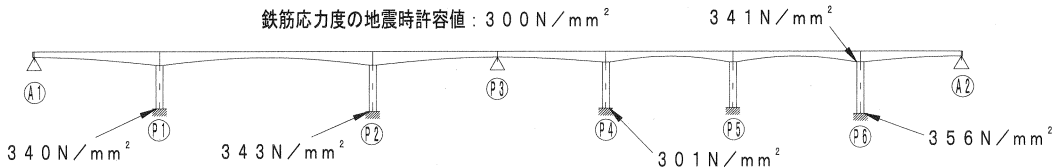
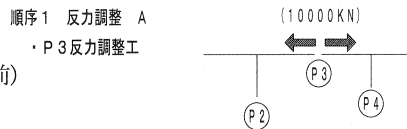
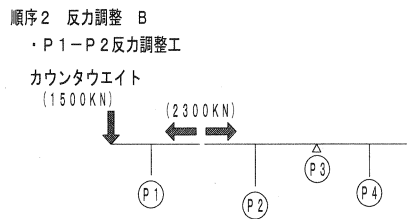


図-4 反力調整工を行わなかった場合の計算結果(数字は鉄筋応力度)

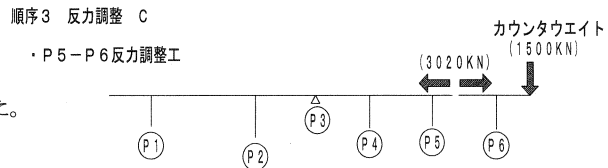
反力調整Aにおいて同工法を必要とする対象の橋脚は、P2及びP4橋脚である。各々の張出し施工完了後、P3中間支点部(閉合前)より水平力を導入した。



反力調整Bにおける対象橋脚は、P1橋脚である。ここでは、カウンタウエイトと水平力導入の併用方式により橋脚に変位を与えた。P3中間支点部の閉合及びP1張出し施工完了の後、張出しブロック先端部にカウンタウエイトを載荷し、その後P1-P2径間の中央閉合部にて水平力を導入した。



反力調整Cにおける対象橋脚は、P6橋脚下端部である。反力調整工Bと同様、カウンタウエイトと水平力導入の併用方式を採用した。カウンタウエイトを採用したのは、水平力導入のみで橋脚に変位を与えると、導入部付近のコンクリートブロックの鉛直方向へのそりあがりが大きすぎて、水平方向に安全かつ正確に導入できなくなることが懸念されたためである。



反力調整Dにおける対象橋脚は、P6橋脚上端部である。全ての閉合部施工完了後にA2側支点の桁下縁より鉛直方向に押した。

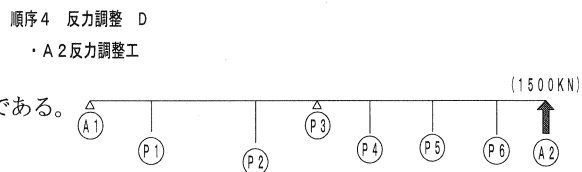


図-5 順序、導入力、箇所

いずれの反力調整工も受圧部の設計基準強度($\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$)が得られたことを確認してから行った。また、調整力導入によってコンクリートに発生する引張応力に対しては、FEM解析をあらかじめ行い、局部補強した。

3.2 施工における管理手法について

反力調整工の管理は導入力に限らず、対象橋脚に発生する水平変位もあわせて管理した。管理図の概略を図-6に示す。導入力の管理限界は、設計計算にて決められた導入力を下限値とし、上部工の曲げ応力度の

許容値に達するときの導入力を上限値と設定した。また変位の管理限界は、あらかじめシュミレーションした結果より得られた変位とし、これを施工において確保した。

シュミレーションは、まず張出し施工中の橋脚の変位を調査、統計処理し、その結果から橋脚の剛性を算出して変位を計算した (図-7)。

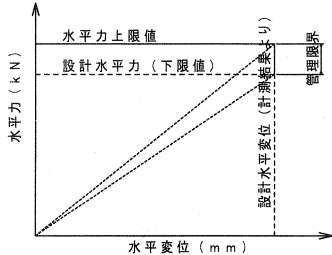


図-6 反力調整工管理図 (概略)

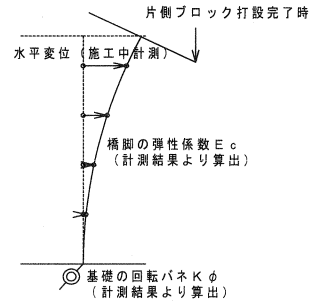


図-7 張出し施工中の変位調査方法

4. 施工状況及び結果

4.1 反力調整A

反力調整Aの設置図を図-8に示す。ウェブに4箇所 400t ジャッキをそれぞれ配置した。反力調整工を行う際、P2、P4橋脚はお互いが反力台となる。お互いの橋脚の相対剛性がシュミレーションと大きく異なる場合、その変位は想定と異なり所定の導入力及び計画高管理に大きく影響する可能性がある。そのためフェイルセーフ装置を準備し、想定と異なった場合の水平力修正用に200t ジャッキ2台をそれぞれ配置した (写真-1)。ジャッキの開放・撤去は、閉合部横桁が設計基準強度に達した時点でを行った。

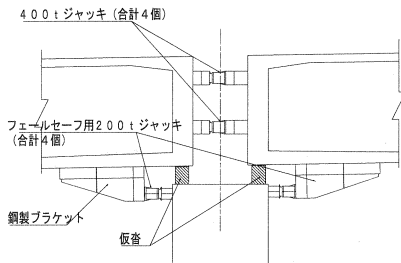


図-8 反力調整Aジャッキ設置図

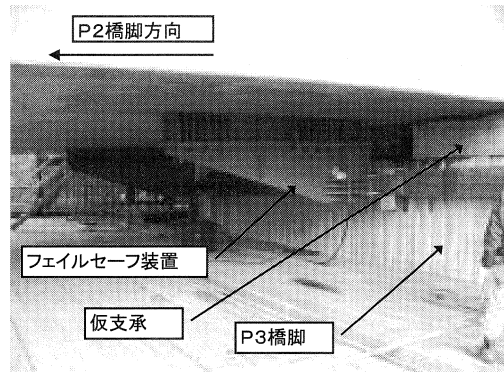


写真-1 フェイルセーフ設置図

図-9に反力調整Aの管理結果を示す。理論値はシュミレーションした結果である。実測値は、理論値より約6%橋脚剛性(傾き)が大きいが、管理限界内に収まった。なお、両橋脚ともほとんど同様な変位を示したため、結果的にフェイルセーフは使用しなかった。

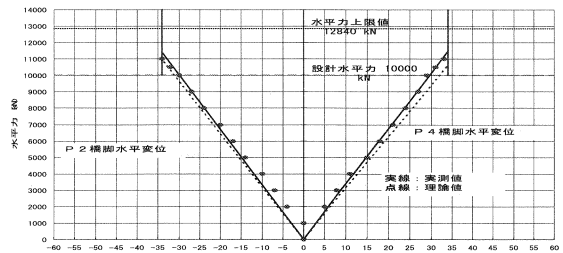


図-9 反力調整A 管理結果

4.2 反力調整B及びC

反力調整B、Cの設置図を図-10に示す。桁上面及びウェブ箱桁内に4箇所 200t ジャッキを設置した。ジャッキの導入前にカウンタウエイト載荷を行った。反力調整工を行う際、受圧部である張出し先端部においては高さ方向に大きな変位差が生じる。その変位差に対しては、鉛直変位調整用ジャッキの設置により対

応した(写真-2)。ジャッキの開放は、閉合部コンクリートの設計基準強度が得られた時点で行い、カウンタウエイトの除荷は閉合部施工完了後に行った。

図-11に反力調整Bの管理結果を示す。上げ越し管理の影響によりカウンタウエイトは1200KNまでの载荷とした。水平力導入による実測値は理論値よりも約3%橋脚剛性が小さいが管理限界内に収まった。図-12に反力調整Cの管理結果を示す。カウンタウエイトによる橋脚剛性は、実測値の方が小さい傾向を示したが、水平力導入による場合は、実測値の方が大きい傾向であった。なお、管理限界内には収まった。

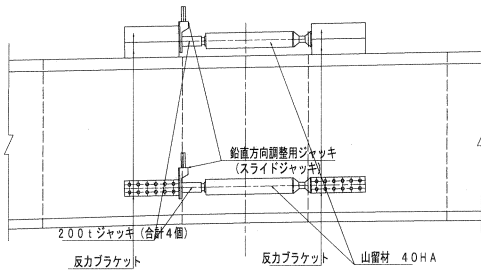


図-10 反力調整B・Cジャッキ設置

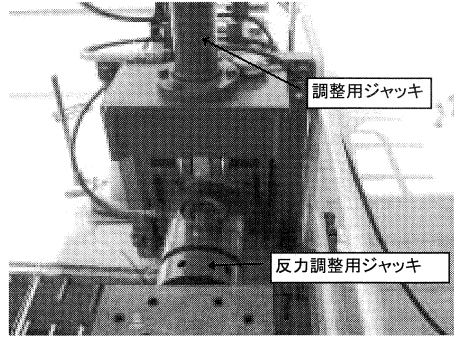


写真-2 鉛直変位調整用ジャッキ

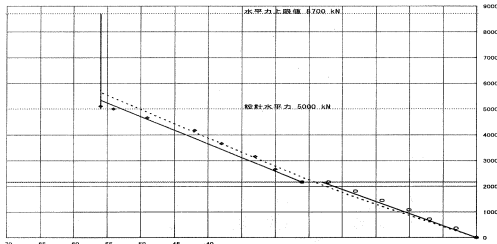


図-11 反力調整B 管理結果

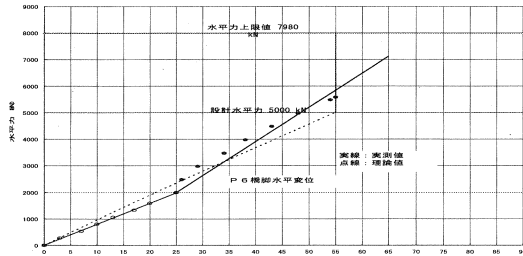


図-12 反力調整C 管理結果

4.3 反力調整D

反力調整Dの設置図を図-13に示す。支承線上桁下面に5箇所150tジャッキを配置し、鉛直方向上向きに導入した。導入中、支承は橋台に固定せず桁下面より金具にて固定した。導入後、支承を橋台に設置固定し、台座モルタルの所定強度が得られてからジャッキを開放した。

図-14に反力調整Dの管理結果を示す。鉛直方向導入力と支点上の鉛直方向変位について管理した。理論値の傾きよりもやや大きい傾向を示したが、必要鉛直変位は与えることができた。

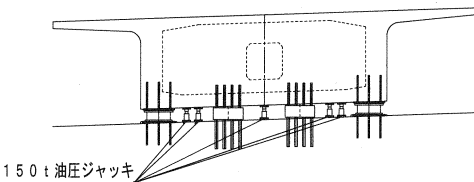


図-13 反力調整Dジャッキ設置

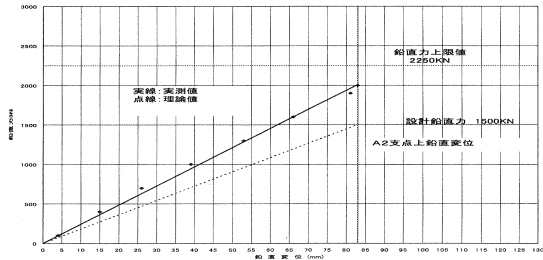


図-14 反力調整D 管理結果

5. おわりに

本橋の反力調整工では、導入力管理はもちろんのこと水平あるいは鉛直変位による管理にも十分配慮した。その結果、必要な設計導入力を与えることができ、地震時の許容値を満足させることができた。また管理結果による最終導入力で再度、全体構造系の照査を行い、安全を確認した。