

#### 4.3. 水の浸入経路に関する調査

前述した「2.3.3 平成15年度の調査」では、A2橋台下部工突起部から漏水が確認され、「2.3.4 平成17年度の調査」では、A1橋台の鉛直PC鋼棒が腐食していることが確認され、「2.3.6 定期点検の状況」でも、A2橋台下部工突起部の全面に漏水跡が確認された。

また、「4.1.1 構造に関する調査」で確認した、滞水及び堆積土砂の状況を踏まえると、下部工突起部や上部工突起部付近には、長期にわたり、水が浸入していたことがわかった。

そこで、水の浸入経路について推定したところ、**図4.33**に示す2つの経路が推定される。

浸入経路①：舗装より浸透した水が鉛直PC鋼棒定着部より浸入し、鋼棒に接触した経路

浸入経路②：伸縮装置より桁裏へ浸入した水が、桁裏に堆積していた土砂に滞水し、桁

および橋台部と上部工突起部の打継ぎ目より浸入して鉛直PC鋼棒に接触した経路

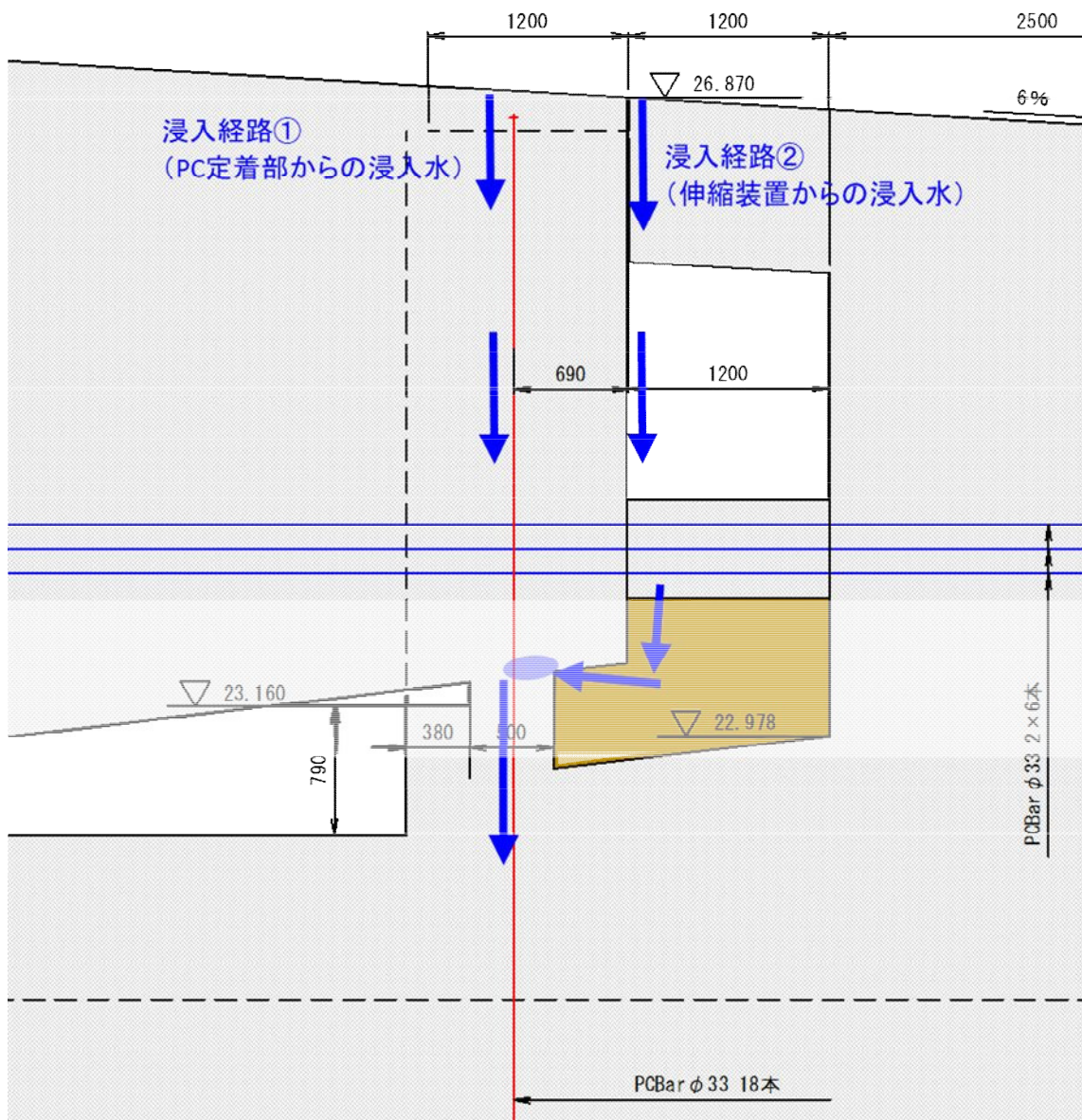


図 4.33 推定される水の浸入経路

### (1) 浸入経路①

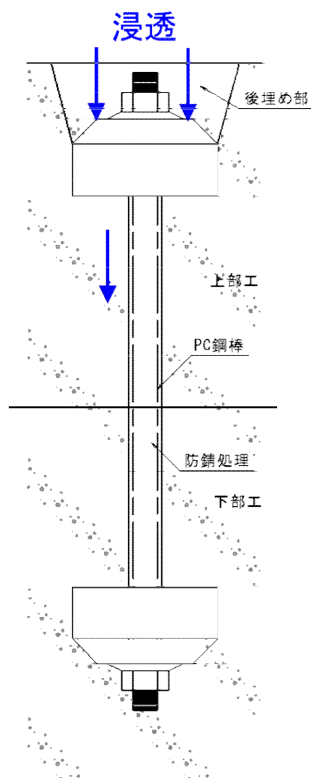
橋面の舗装より雨水等が浸透し、鉛直 PC 鋼棒定着部より水及び酸素が浸入したと推定する経路である。(図 4.34 左図参照)。

超音波探査による鉛直 PC 鋼棒の長さ測定の際には、舗装をはつり鉛直 PC 鋼棒の頭部を露出させたが、そこで鉛直 PC 鋼棒定着部と周辺の水平鉄筋に錆が確認された(図 4.34 右写真参照)。

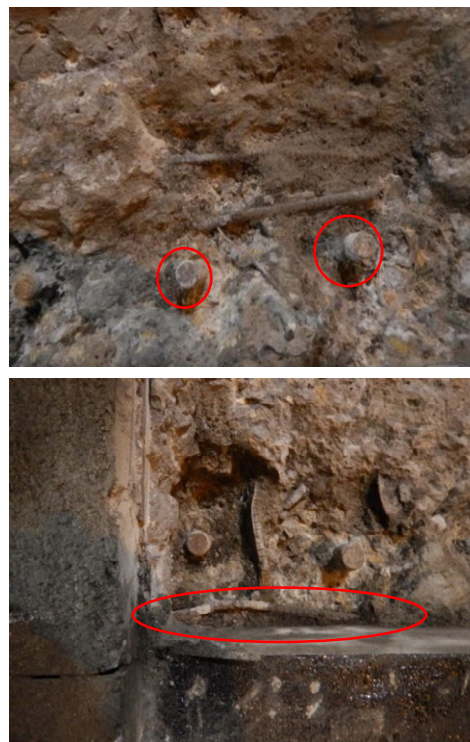
上関大橋は平成 17 年まで橋面防水工が施工されていない状態であったため、雨水等が舗装内へと浸透・滞水し、鉛直 PC 鋼棒定着部に接していたものと推定される。

また、切り出した鉛直 PC 鋼棒の表面全体に錆びが確認されており、桁埋め込み部にもシーラントやグラウトはなく、瀝青材料が巻かれていたが、これが劣化していたことから、鉛直 PC 鋼棒とコンクリートに間隙が生じ、水の通り道となっていた可能性があるかと推定される。

差し筋や鉛直 PC 鋼棒の腐食の違いについて考察すると、差し筋は、コンクリートと付着しており、水の浸入の影響が少なかったため、全体的に腐食していなかった。一方、鉛直 PC 鋼棒は、瀝青材によりアンボンド加工されており、瀝青材の劣化により隙間が存在していたことから、より浸入しやすい PC 鋼棒のみ水が伝っていき、全体的に腐食したものと推定される。



(想定する経路)



(鉛直 PC 鋼棒の状況)

図 4.34 浸入経路①の推定と鉛直 PC 鋼棒の状況

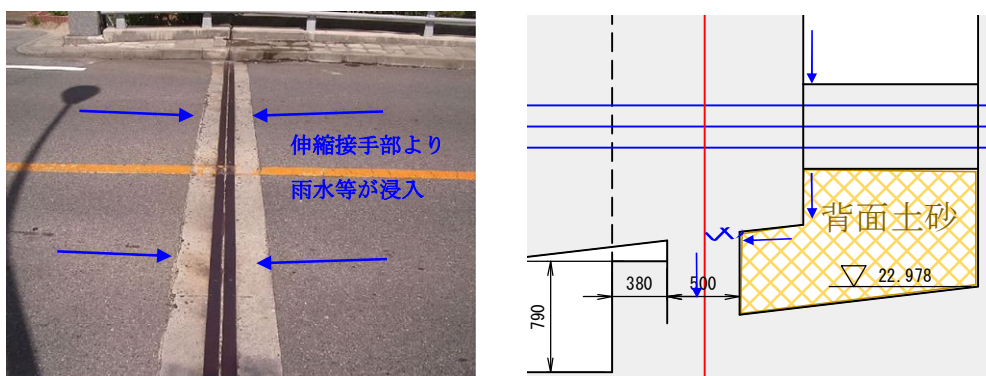
## (2) 浸入経路②

もう1つの浸入経路として、橋面の伸縮装置から桁裏へ浸入する経路が考えられる。

伸縮装置から雨水等が橋台背面の土砂に浸入・滞水し、上部工突起部へと徐々に浸透していったものと推定される。

図 4.35 と図 4.36 に示すように、A2 橋台の桁裏には土砂が堆積しており、伸縮装置から浸入した水が土砂内に滞水するとともに、桁下面と上部工突起部の打ち継ぎ目にも浸入し、鉛直 PC 鋼棒に到達したものと推定される。今回調査中の雨天時には、図 4.37 に示すように桁端部の壁面の漏水跡や桁裏から浸入した雨水が桁下面を伝って橋台へと到達していた。段差発生で伸縮装置が機能していない状況であるが、桁端部と橋台胸壁の間より雨水が浸入し、桁端部の壁面を伝い背面土砂部や打ち継ぎ目に水が浸入したものと考えられる。段差発生前の伸縮装置周辺の状況は確認できていないが、雨天時には伸縮装置から浸入した雨水が桁裏に浸入し、滞水している状態であったと推定される。

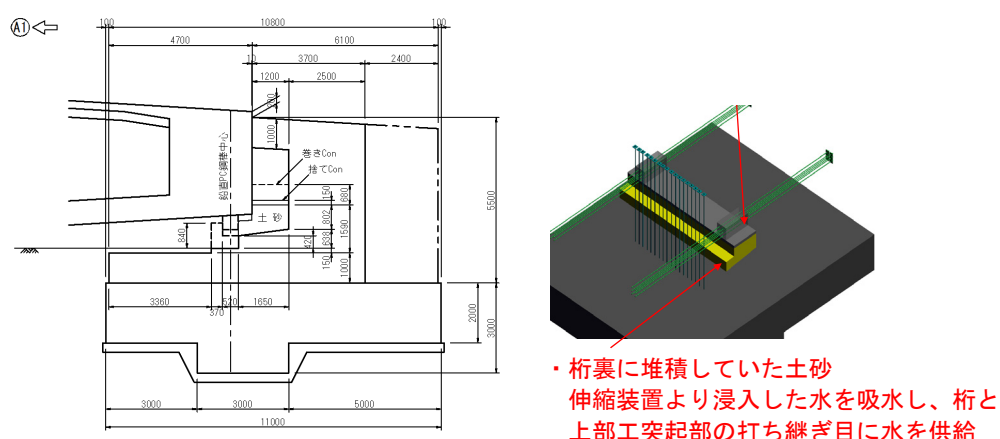
なお、桁下面と上部工突起部を繋いでいる差し筋について調査したところ、図 4.38 に示すように上部工突起部背面側と桁下面の付け根部の差し筋が腐食していることを確認した。一方で、上部工突起部前面側にある差し筋は腐食がみられなかった。このことから、打ち継ぎ目から浸入した水は、上部工突起部前方までは浸透していないと推定される。



(A2 橋台部伸縮装置)

(想定する経路)

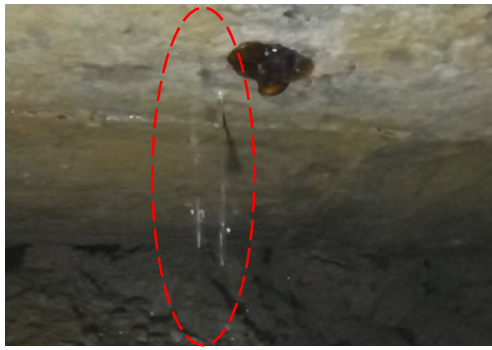
図 4.35 A2 橋台部の伸縮装置と浸入経路②の推定



・ 桁裏に堆積していた土砂  
伸縮装置より浸入した水を吸水し、桁と  
上部工突起部の打ち継ぎ目に水を供給

図 4.36 A2 橋台桁裏の土砂と均しコンクリートの状況





(雨天時の桁裏からの浸水状況)



伸縮装置からの漏水跡

(伸縮装置からの浸水状況)

図 4.37 A2 橋台部桁裏の浸水状況

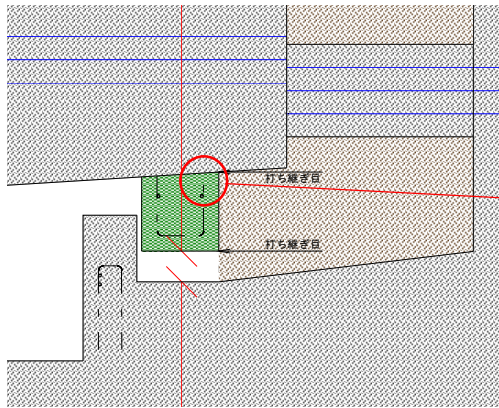


図 4.38 A2 橋台上部工突起部背面差し筋の腐食状況

#### 4.4. 鉛直 PC 鋼棒の破断形態の推定

鉛直 PC 鋼棒に対する調査の結果、A2 橋台部の全ての鉛直 PC 鋼棒が破断したことにより、橋に段差が生じたものと推定した。ここでは、調査結果から、鉛直 PC 鋼棒の破断形態を推定した。

##### 4.4.1. 破断面観察の結果

全 18 本のうち破断が確認できた 13 本の鉛直 PC 鋼棒の一部を摘出し、走査型電子顕微鏡による破断面観察を行った範囲からは、13 本すべてが脆性破断の特徴を有する模様が見られた。また、延性破断や疲労による破断の特徴を有する模様は見られなかった。なお、化学成分分析など材質に関する調査を行った結果、13 本全て材質品質は JIS 規格を満足していた。

##### 4.4.2. 腐食による脆性破断

防錆処理の状況及び水の浸入の有無等を調査した結果、防錆対策として鉛直 PC 鋼棒の周囲に巻き付けられていた瀝青材料の一部が劣化していた。また、水の滞水状況や痕跡から、**図 4.39** に示すとおり、橋面舗装内にある鉛直 PC 鋼棒頭部の定着部及び A2 橋台伸縮装置の 2 つの経路から水が浸入した可能性があるかと推定した。なお、**図 4.40** に示すとおり、鉛直 PC 鋼棒全 18 本のうち、13 本が上部工突起部付近で破断していた。

このことから、A2 橋台の伸縮装置から浸入した水が上部工突起部付近に滞水するとともに、上部工突起部と A2 橋台、あるいは上部工突起部と主桁との打ち継ぎ目から鉛直 PC 鋼棒位置まで浸透した結果、腐食が発生し、脆性破断したものと推定される。また、A2 橋台コンクリートの物性試験結果から、腐食発生限界量を上回る塩化物イオンがコンクリート内に含有していたが、付近の鉄筋が腐食していないことから、塩化物イオンの存在自体が主な要因ではないと推定される。

次に、付着した錆の量を調査した結果、鉛直 PC 鋼棒ごとにはばらつきが見られた。また、直径の減少量にもばらつきが見られた。

破断面の調査の結果、破断面に孔食が発生した痕跡は明確に確認できていないが、破断面に確認された模様から、鉛直 PC 鋼棒の外縁の一点を起点とした放射状の模様が確認されていることから、全面的に腐食している中で、一部の減肉部（孔食と推定）を起点に、脆性破断した可能性があるかと推定される。

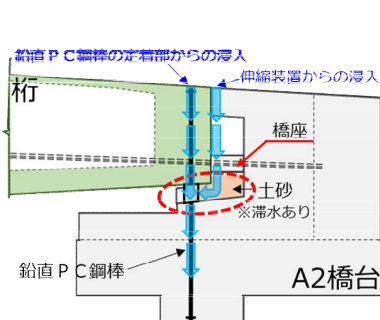


図 4.39 水の浸入経路

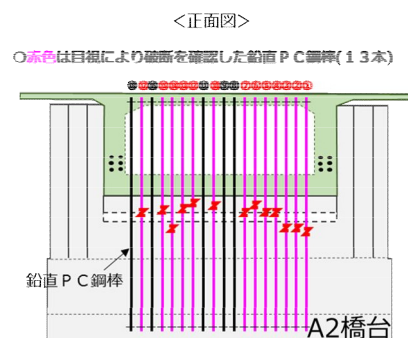


図 4.40 鉛直 PC 鋼棒の破断位置

#### 4.4.3. 水素脆化による脆性破断

水素含有量測定試験を行ったところ、検出可能限界値を下回る結果であった。

PC 鋼棒は水素脆化の感受性が高い材料であり、水素脆化しやすい傾向にある。一般的に鋼材は、高強度化するほど少ない水素量で脆化する傾向にあり、上関大橋では水が PC 鋼棒位置まで浸入していた。

水素含有量測定試験の結果からは、腐食発生による水素生成及び水素混入による水素脆化による破断の可能性は低いと推定される。

ただし、引張力が常時作用している環境下では、微量の水素混入でも脆性破断に至るケースも存在するという報告もあること、引張力や水素量に関する明確な閾値が無いことからすれば、復旧にあたっては、厳しい腐食環境が生じにくい構造とする必要がある。<sup>※1, ※2</sup>

#### 4.4.4. 繰り返し応力の影響

鉛直 PC 鋼棒破断面の観察では、腐食が激しく破断面を観察しづらい鉛直 PC 鋼棒があったが、繰り返し応力の影響で孔食、欠損が拡大し、破面を形成した、いわゆる疲労を受けた疑いのある痕跡は破面写真の範囲ではみられなかった。

しかし、鉛直 PC 鋼棒の複数に破断が生じるにつれ、残された鋼棒については、上部構造における温度変化の影響や車両の通行に伴う応力状態も厳しくなっていくことは想定され、最終的な事故の発生には繰り返し荷重の影響が寄与した可能性は残る。

※1 西村六郎：腐食環境における金属材料の水素脆性. 材料と環境, 62, 410-415 (2013)

※2 財団法人高速道路調査会：仮設 PC 鋼材設計・施工マニュアル. 平成9年7月

#### 4.5. 水平 PC 鋼棒の損傷状況調査

##### 4.5.1. 水平ロッカー支承の損傷状況の調査

水平 PC 鋼棒は、桁裏空間において、鉄筋コンクリートの水平ロッカー支承で覆われている。水平ロッカー支承は、図 4.41～図 4.43 に示すように、桁の浮き上がりにより、水平ロッカー支承にせん断力が生じ、破壊したものと推定される。

これにより、桁端部とのコンクリート定着部と、A2 橋台胸壁部とのコンクリート定着に隙間が生じていた。また、内部の水平 PC 鋼棒が一部露出しているのが確認された。また、水平 PC 鋼棒に変形が生じている形跡がみられ、塑性変形が生じていることが推測される。



図 4.41 水平ロッカー脊全景（左：西側、右：東側）

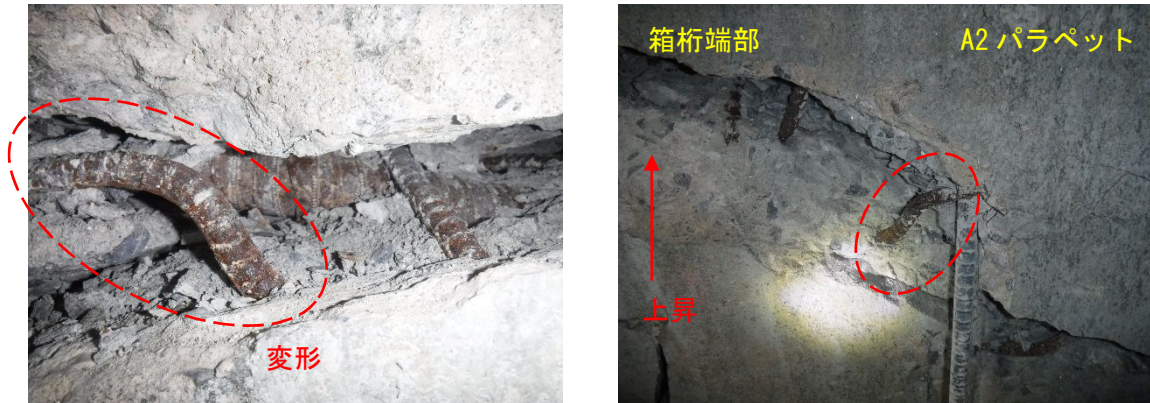


図 4.42 水平ロッカー脊の鉄筋変状（左：西側、右：東側）



図 4.43 西側添架物の破損状況



#### 4.6. 応急復旧の荷重の盛替え時や車両載荷試験における橋の応答

応急復旧に関する県の対応として、A2 橋台部において、桁下から桁端部を固定化する工事のため、図 4.44 に示すように地盤と上部桁端部を引張材で連結し、鉛直方向に固定化を図っている。

本復旧対策の検討にあたり、また応急復旧後の橋の応力状態を把握するため、次の 2 ケースで橋の応答を計測した。

- ① A2 橋台部で桁の固定化のために設置した引張材の緊張中
- ② ①のあとで、車両を載荷

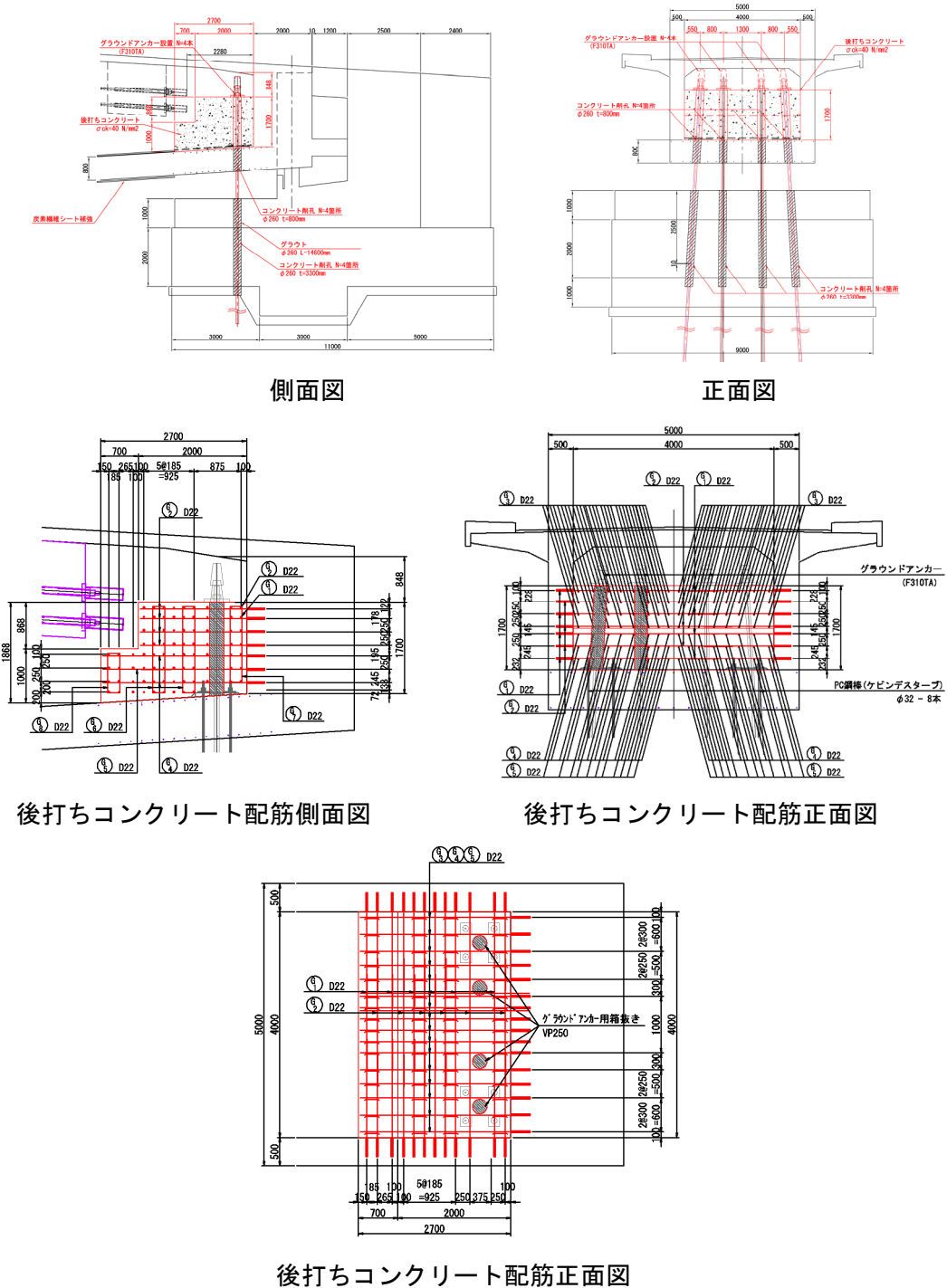


図 4.44 引張材構造図



#### 4.6.1. 応急復旧の試験緊張における橋の応答

A2 橋台桁端部に設置した引張材に、1 本あたり 50kN (5tf)、100kN (10tf)、200kN (20tf) (計 4 本で橋台あたり 200kN (20tf)、400kN (40tf)、800kN (80tf) ) と導入緊張力を増加させ、A2 橋台桁端部で上部工に鉛直下向きの荷重を載荷した。

引張材の試験緊張時の水準測量結果を表 4.23 に示す。

試験緊張の結果、A2 橋台部では、上記いずれの緊張力導入時においても桁に変位はみられなかった。中央ヒンジ部では、鉛直上向きの変位がみられ、800kN (80tf) 導入時において最大 5mm の変位であった。

なお、水準測量以外の各種計測結果 (変位計による主要点の変位、A1 橋台桁端部と P2 橋脚柱頭部のひびわれ幅、上部工の応力、橋脚の傾斜等) については、緊張力の導入による計測値の変化はみられなかった。

試験緊張では、A2 橋台部で桁に鉛直下向きの荷重を作用させることにより、P2 橋脚柱頭部を回転の中心として、A2 橋台部で桁が降下し、中央ヒンジ部で桁が上昇することを想定したが、このような結果にはならなかった。すなわち、2.5.4 の助言でも指摘したとおり、単純な力の釣り合いを想定して単に鉛直下向きの荷重を A2 橋台位置で作用させることは、必ずしも橋の応力状態を改善するとは限らない可能性が確認された。

表 4.23 水準測量結果 (試験緊張時)

導入緊張力 (橋台あたり)	200kN	400kN	800kN
測量位置	鉛直変位 (mm) (鉛直下向き : +)		
A1 西	0	-1	1
A1 東	-1	1	2
A2 西	0	0	0
A2 東	0	0	0
中央ヒンジ A1 側西	-2	0	-2
中央ヒンジ A1 側東	-1	-2	-5
中央ヒンジ A2 側西	-1	-2	-3
中央ヒンジ A2 側東	0	-1	-3

#### 4.6.2. 試験緊張後の車両載荷試験における橋の応答

##### (1) 試験目的・内容

引張材緊張後の、変動荷重による橋の応力状態を把握するため、車両載荷試験を実施した。車両総重量 200kN (20t) 相当の車両 2 台を中央ヒンジ部 (A1 橋台側) に載荷し、桁内に配置したひずみ計から応力を計測した。車両載荷位置図を図 4.45 に、ひずみ計配置要領を図 4.46 に示す。

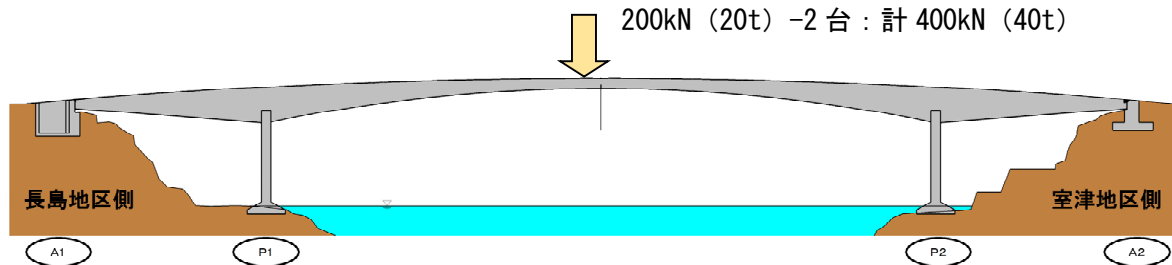
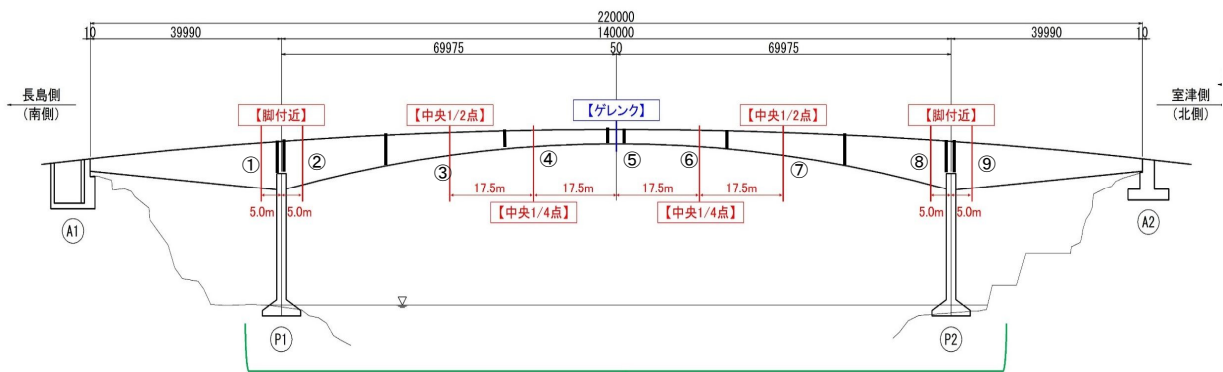
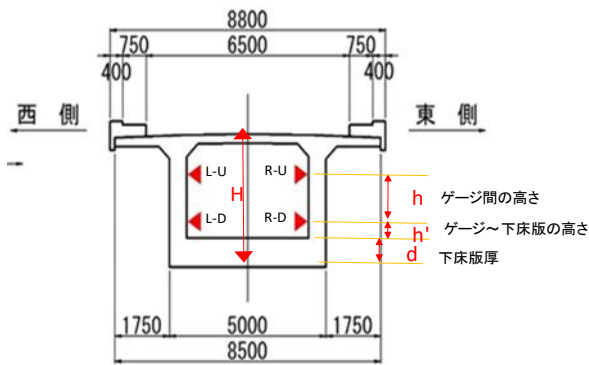


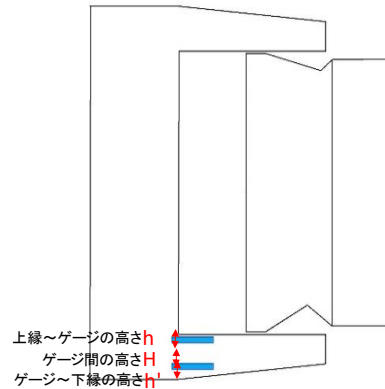
図 4.45 車両載荷位置図



断面図



ゲレンク沓 鋼ひずみゲージ貼付け位置



各種高さ	計測断面の寸法 (mm)	
	⑤ゲレンク沓	
	L側	R側
上縁～ゲージ:h	20	20
ゲージ間高:H	47	47
ゲージ～下縁側:h'	20	20

各種高さ	計測断面の寸法 (mm)															
	①		②		③		④		⑥		⑦		⑧		⑨	
	L側	R側	L側	R側	L側	R側	L側	R側	L側	R側	L側	R側	L側	R側	L側	R側
H	7689	7689	7662	7662	4273	4273	3036	3036	3036	3036	4273	4273	7662	7662	7689	7689
ゲージ間高:h	4890	4930	4600	4570	2490	2450	1360	1365	1410	1420	2450	2480	4580	4600	4780	4720
下縁側ゲージ～下床版:h'	500	500	500	500	300	300	300	300	300	300	300	300	500	500	500	500
下床版厚:d	800	800	727	727	341	341	200	200	200	200	341	341	727	727	800	800

図 4.46 ひずみ計配置要領

## (2) 試験結果

車両載荷試験によるコンクリートの応力測定結果を図 4.47～図 4.50 に示す。

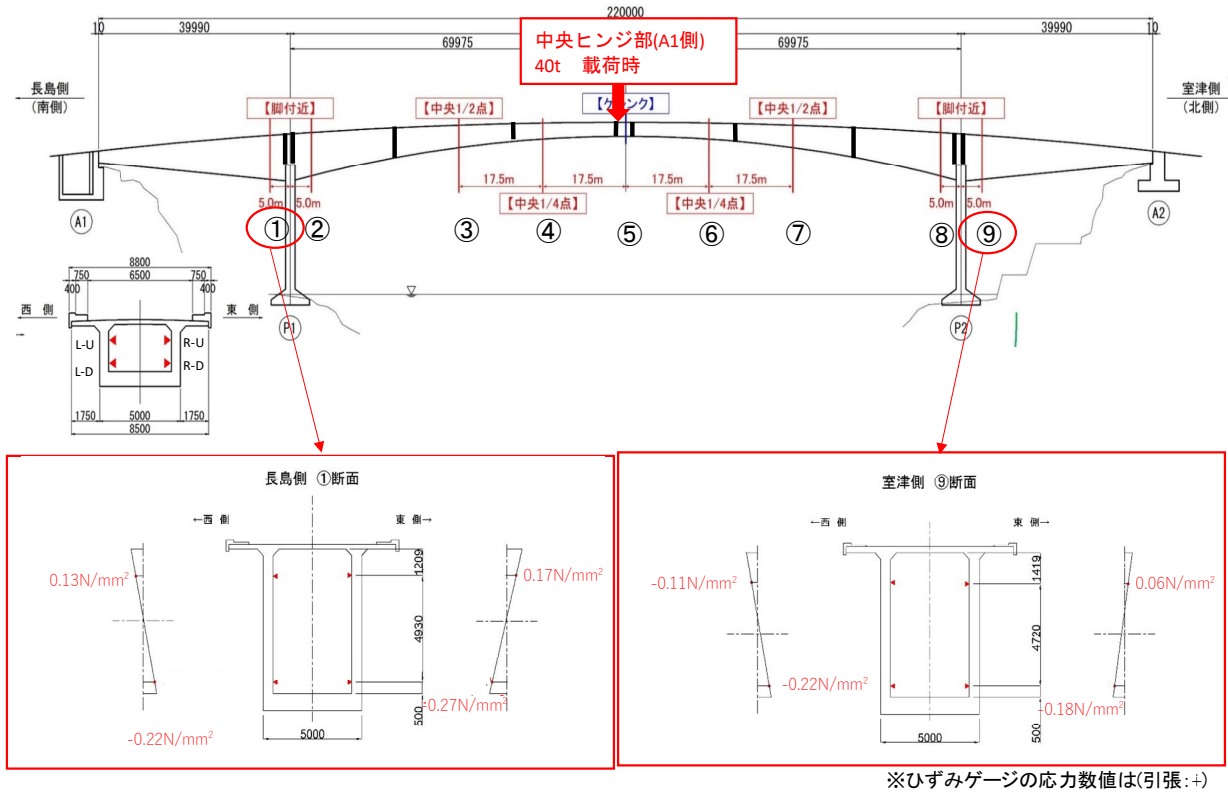


図 4.47 コンクリート応力測定結果 (①⑨断面)

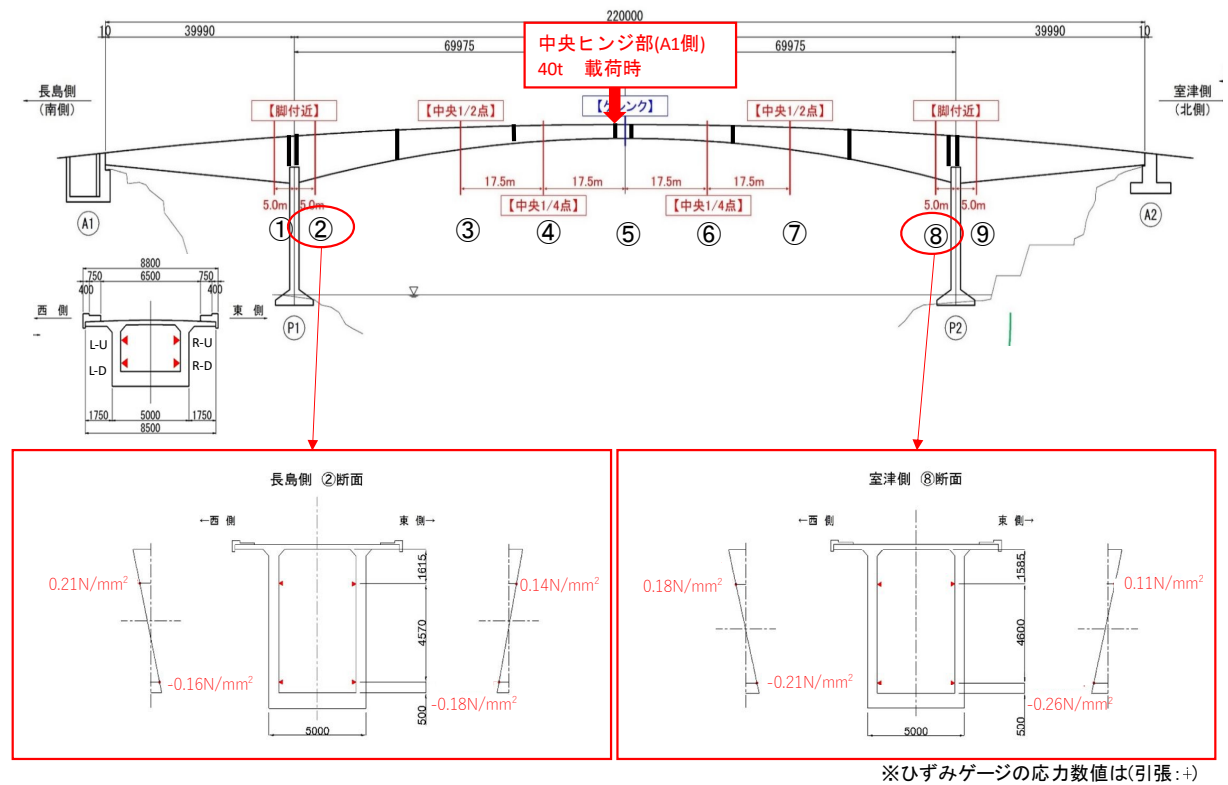


図 4.48 コンクリート応力測定結果 (②⑧断面)

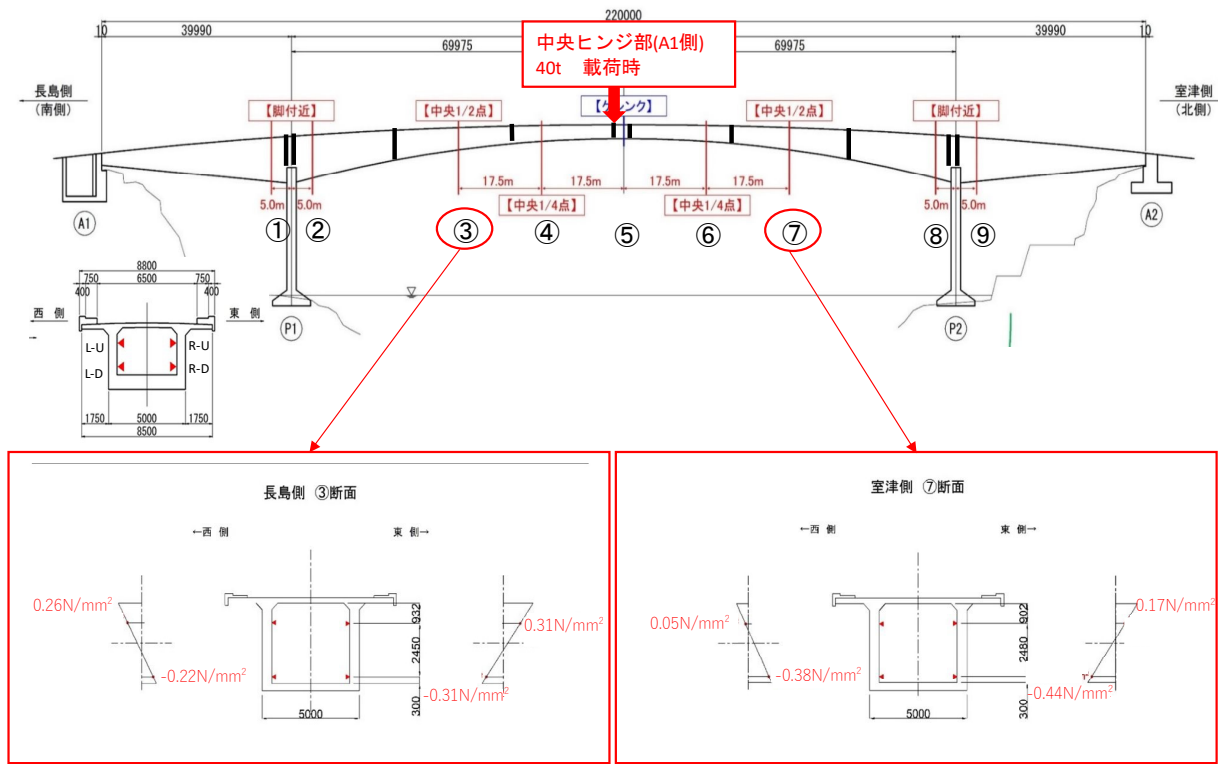


図 4.49 コンクリート応力測定結果 (③⑦断面)

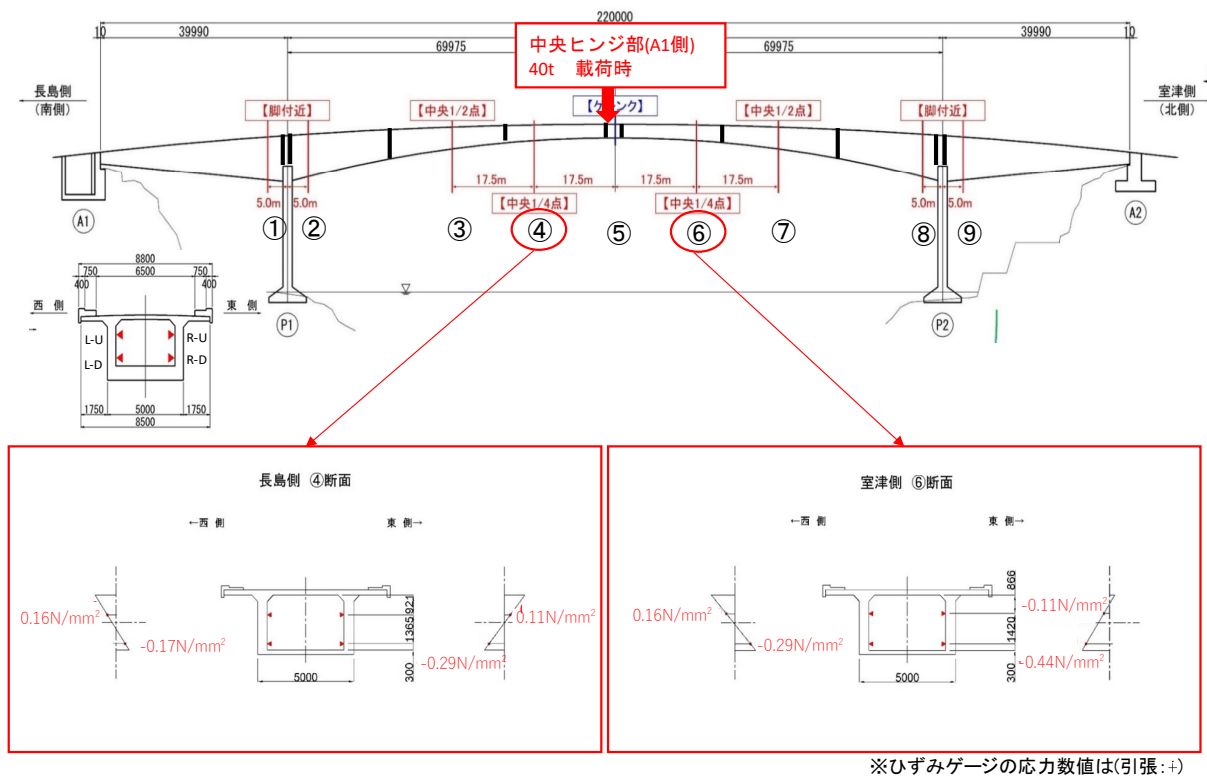


図 4.50 コンクリート応力測定結果 (④⑥断面)

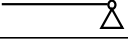
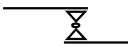
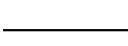


### (3) 試験結果と解析結果の比較

車両載荷試験結果との比較を行う解析は、2次元フレーム解析で実施した。まず、竣工当時の計算書から上部工の施工ステップごとの応力状態を算出し、加えてB活荷重及び耐震補強完了時の応力状態を復元して、段差発生前の応力状態(段差発生前の初期応力状態)を解析した。

次に、車両載荷試験結果との比較のための解析モデルとして、中央ヒンジ部が機能している場合(ヒンジモデル)と噛み込みにより断面力を伝達する場合(連続化モデル)の2ケースを設定した。なお、上部工、下部工のモデル化は3.2.1(1)に示したとおりであり、支点条件は表4.24のとおりとした。

表 4.24 支点条件

橋台・ヒンジ部支点条件		
A1・A2橋台	鉛直・水平拘束、回転拘束無	
ヒンジ部 (ヒンジモデル)	鉛直拘束、水平・回転拘束無	
ヒンジ部 (連続化モデル)	支点条件を設定せず、部材を連結	

調査及び解析において応力が厳しいと推定された中央径間(計測断面④及び⑥)とP2橋脚柱頭部(計測断面⑧)に対する、試験結果と解析結果の比較を図4.51に示す。

比較の結果、主桁コンクリート断面の応力分布の実測値は、ヒンジモデルと連続化モデルの解析値の中間の勾配を示した。

今回の車両載荷による発生応力は、3.3.2の図3.36～図3.41に示した温度変化による応力変化に比較して小さい。

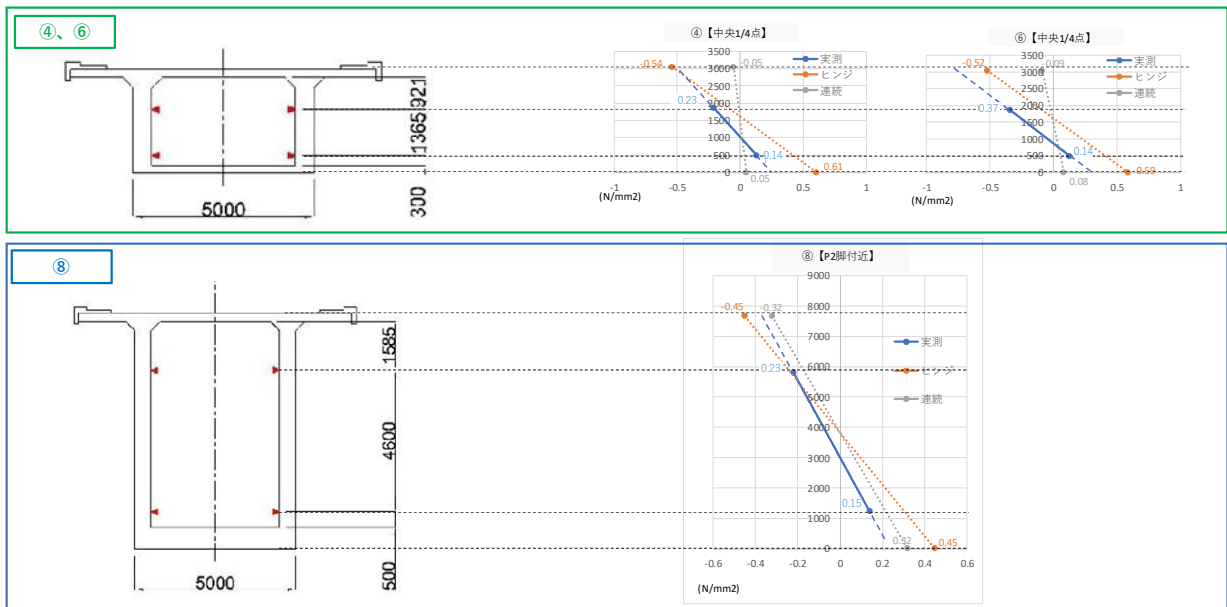
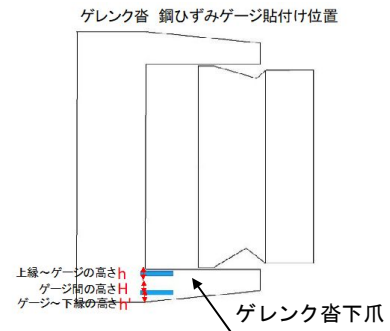


図 4.51 車両載荷による断面内応力分布 (④・⑥・⑧断面)

ゲレンク沓爪については、車両載荷時の応力状態として、中央ヒンジ部付近（A2 橋台側）に車両を載荷した場合、A2 橋台側のゲレンク鋼材が下爪に噛み込むことにより、爪の上縁が引張、下縁が圧縮領域となることを想定していたが、爪の全高さで応力が圧縮側に変化する等、想定と一致しない傾向がみられ、A2 橋台側の桁が A1 橋台側の桁を押し込むなどの複雑な挙動を示している可能性が推定された（表 4. 25 参照）。

表 4. 25 ゲレンク沓下爪の応力変化

車両載荷位置	応力変化の傾向		
	計測縁	西側	東側
中央ヒンジ部 (A2 橋台側)	上縁	圧縮側に変化	圧縮側に変化
	下縁	圧縮側に変化	圧縮側に変化



以上の結果より、本復旧工事の過程で発生する中央径間や橋脚柱頭部の桁などの応力変化については、計算である程度把握することができると考えられるが、ゲレンク沓爪の応力計測で想定と一致しない傾向がみられる等、支点条件のモデル化には不確実性があることから、計算結果の精度には限界があるため、本復旧においては、安全側の判断ができるように検討を行う必要があることが確認された。

#### 4.6.3. 橋の応答を踏まえた本復旧対策に向けた助言

橋の応答を確認するために実施した引張材による桁端部の緊張、車両載荷試験の結果に基づき、検討会議では、以下の助言を行った。

- ① ここでの計測結果から、ヒンジ部の境界条件の設定には不確実性があることが分かった。既に事故から時間を経過していることから考えれば、現状の応力状態を推定するにあたり、計算により応力状態や安全性を把握することの不確実性は、一般的な橋の設計や修繕設計と比べても大きいと考えられる。そこで、橋の応力状態を可能な限り明らかにできるような復旧を行うのがよい。たとえば、中央ヒンジ部を解放することが考えられる。
- ② ここでの計測結果から、A2 橋台桁端部に鉛直下向きの荷重を載荷しても、載荷に比例した橋の変位はみられなかった。したがって、A2 橋台桁端部に単純に鉛直載荷をするだけでは形状の補正は難しい。また、応力状態も必ずしも橋にとって安全側とならないことが考えられる。
- ③ 工事中の応力変化については計算である程度捉えられるが、現状の応力の推定については不確実性が大きいことも考えて、監視位置、項目を設定する必要がある。