報告　後施工アンカーボルトにより損傷したRC橋脚梁の点検･補修

吉沢　勝[*1]・臼井　恒夫[*2]・桜井　順[*3]・池田　尚治[*4]

要旨：首都高速道路都心環状線のRC橋脚横梁部に，定期点検により最大幅10mmのひび割れ損傷が発見され，緊急補修として横梁張出し部の撤去・再構築を行なった。ひび割れ発生原因調査の結果，ブラケット設置のための後施工アンカーボルトにより横梁主鉄筋が切断されていたことが原因であった。このため，同一工事でブラケット設置を行なった橋脚について，鉄筋探査により主鉄筋の欠損状況を確認した結果，対象橋脚の多くで主鉄筋の欠損が確認され，そのうち鉄筋探査された主鉄筋断面の約80%が欠損していた橋脚について外ケーブル補強を行なった。

キーワード：RC橋脚，鉄筋，アンカーボルト，補修，点検，非破壊検査

1. はじめに

都心環状線内回り浜離宮付近（**図－１**）の定期点検（接近目視）により，環1034RC橋脚横梁張出し部分に最大幅10mmのひび割れが発見された。（**写真－１**）ひび割れは，梁部上面および両側面に連続しており，ひび割れ幅が相当大きいことから，当面の安全を確保するため，直ちに橋脚梁受けベントを設置し，ジャッキアップ後に緊急補修として梁部の切断撤去および再構築を実施した。また調査の結果環1034橋脚のひび割れ損傷発生は，ブラケット設置のための後施工アンカーボルトにより横梁主鉄筋が切断されていることが原因であった。

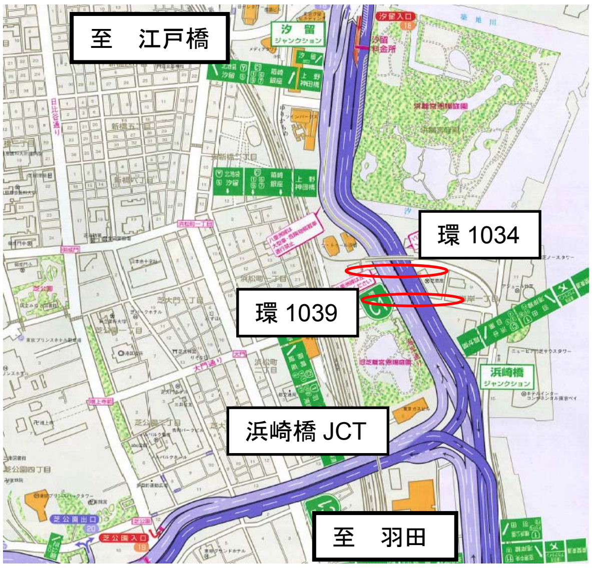
そのため，同一の工事でブラケット設置を行なった橋脚について，横梁主鉄筋の欠損状況を把握するため，横梁上面から非破壊検査を用いて主鉄筋のかぶりを計測し，主鉄筋と後施工アンカーボルトとの干渉状況を確認し，同一工事の対象橋脚の多くで主鉄筋の欠損が確認された。調査結果から，確認された主鉄筋断面の約80%が欠損していた環1039橋脚については，外ケーブル工法による補強が行われた。

本報告では，環1034橋脚における緊急補修方法ならびに同一工事橋脚の非破壊検査を用いた主鉄筋の欠損状況確認および環1039橋脚における外ケーブル補強の設計，施工について報告する。

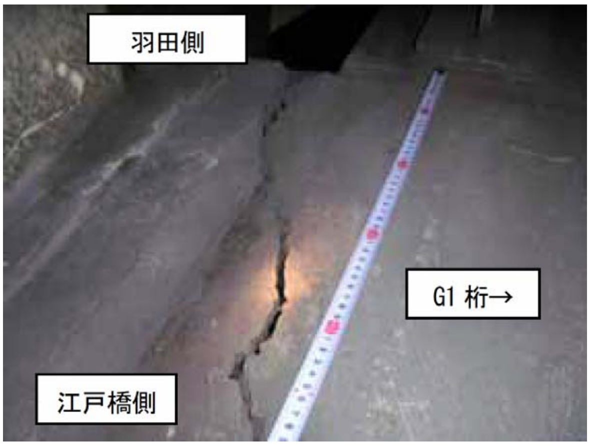
2. 環1034橋脚の建設と改築の経緯

環1034橋脚は，1960年1月に着工し7月にしゅん功している。橋脚断面を**図－２**に示す。橋脚はRCπ型ラーメン構造で，柱高さ4.8m，橋直幅1m，橋軸幅1.2mの矩形断面，梁部は長さ16m（張出し長各3.5m），幅1.2m，梁高さ0.6～1.2mである。上部工は鋼単純合成I桁となっている。

当該区間は，1962年12月に首都高速道路で最初に開



図－１　現場位置図



写真－１　梁上面ひび割れ状況

*1　（財）首都高速道路技術センター　構造管理部管理第一課　(正会員)
*2　首都高速道路（株）　東京建設局設計第一グループ
*3　首都高速道路（株）　保全・交通部点検・保全計画グループ総括マネージャー
*4　（株）複合研究機構　代表取締役，横浜国立大学　名誉教授　工博　(正会員)

通し，1964 年の東京オリンピック開催などにより交通量の増大が見込まれ，1972 年には渋滞対策として 1 車線ずつの拡幅を行なっている。

近年では，車両の大型化に対応するために 1995 年から 1997 年にかけて可動側の鋼製支承をゴム支承に取替えるとともに，縁端拡幅ブラケットを設置し，同時期に阪神大震災に伴う鋼板巻き立てによる橋脚耐震補強を実施している。さらに，1997 年から 1999 年にかけて固定側の鋼製支承もゴム支承に取替え，橋脚天端変位制限装置を追加設置している。

3. ひび割れの発生原因

横梁部の上面は最大幅 10mm で梁全幅に相当する 1,150mm にわたりひび割れが発生。側面は縁端拡幅ブラケット境界付近から下面に達しており，江戸橋側，羽田側でそれぞれ最大幅 2.0mm，3.0mm，長さはいずれも 950mm で梁下面付近まで達していた。

横梁上面のひび割れと横梁の主鉄筋とが平面的に交差する位置を部分的にはつり，主鉄筋と後施工アンカーボルトを目視で確認した。その結果，主鉄筋 2 本が後施工アンカーボルトにより完全に切断されていることを確認した。（**写真－２**）

また，切断した梁部材を羽田基地に運搬し，コンクリートをはつって鉄筋の調査を行った。その結果，主鉄筋（φ32mm）24 本のうち 9 本が鋼製ブラケットを取付けるための後施工アンカーボルトにより切断され，1 本の鉄筋が複数の後施工アンカーボルトで切断されていることも確認した。

つぎに，ひび割れ付近からコンクリートコアを採取し，圧縮強度や中性化深さ等の室内試験を行なった。その結果，コンクリートの平均圧縮強度は 42.5N/mm^2 で，最大中性化深さは 5.4mm であり良好な状態であった。また，鉄筋の平均降伏強度は 338N/mm^2，平均破断強度 507N/mm^2，平均伸び 30%であり，ともに十分な強度が確認された。鉄筋は丸鋼（φ32mm）で SR30(SS50)相当であった。

コンクリートの劣化や強度不足等が確認されなかったことから，当該ひび割れ発生原因は主に後施工アンカーボルトによる主鉄筋の切断に起因するものと判断された。

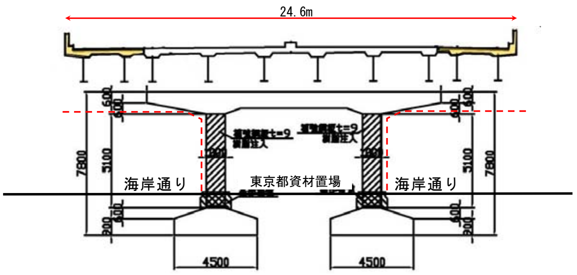
4. 環 1034 橋脚の補修工事

環 1034 橋脚の補修案として，**図－３**に示す 4 案について比較検討を行った。

① 損傷梁部の撤去再構築案

② PC ケーブル+鋼板補強案

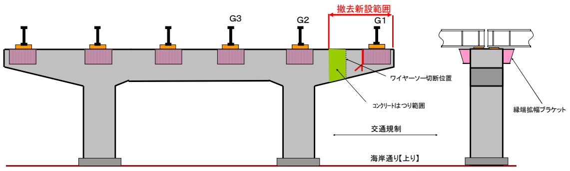
③ 鋼板補強案



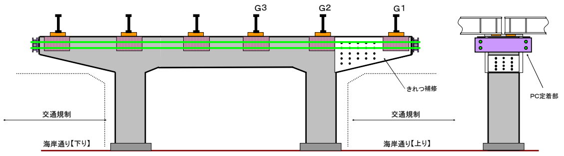
図－２　環 1034 橋脚断面図

写真－２　主鉄筋切断状況

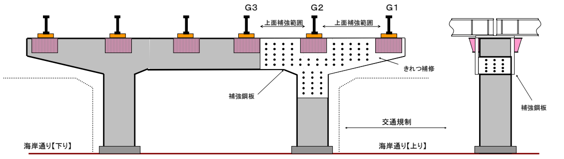
① 損傷梁部の撤去新設案



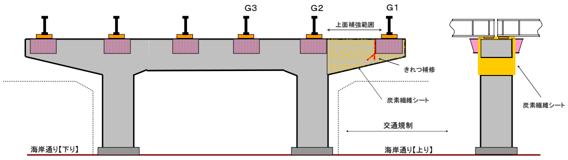
② PC ケーブル+鋼板補強案



③ 鋼板補強案



④ 繊維シート補強案



図－３　補修工法比較案

④ 繊維シート補強案

これらについて，補強効果，工期を含めた施工性及び維持管理の視点で比較検討した結果，①損傷梁部の撤去

再構築案を採用することとなった。この案の特徴は，損傷梁内部の確認が可能なため補修構造の信頼性が高いこと，工期が短いこと及び補修後の点検が容易であることである。また，G1 桁の縁端拡幅ブラケットは RC ブラケットとし，梁部と同時に配筋及びコンクリート打設を行なった。施工フローを図－４に示す。桁受けベント設置後，既設橋脚横梁部を切断し，配筋・型枠工と並行して切断した横梁部の鉄筋調査やコンクリートの試験練り等を行い，打設後に支承設置工及び桁受けベント撤去工を実施した。

4.1 鉄筋継手工

既設鉄筋切断後，鉄筋接続のために鉄筋を約 1m はつり出した。はつり出した鉄筋の損傷がないか確認するため，超音波探傷及び衝撃弾性波法による鉄筋調査を行った。その結果，主鉄筋 1 本がはつり面から約 0.6m の位置で破断していることが確認された。

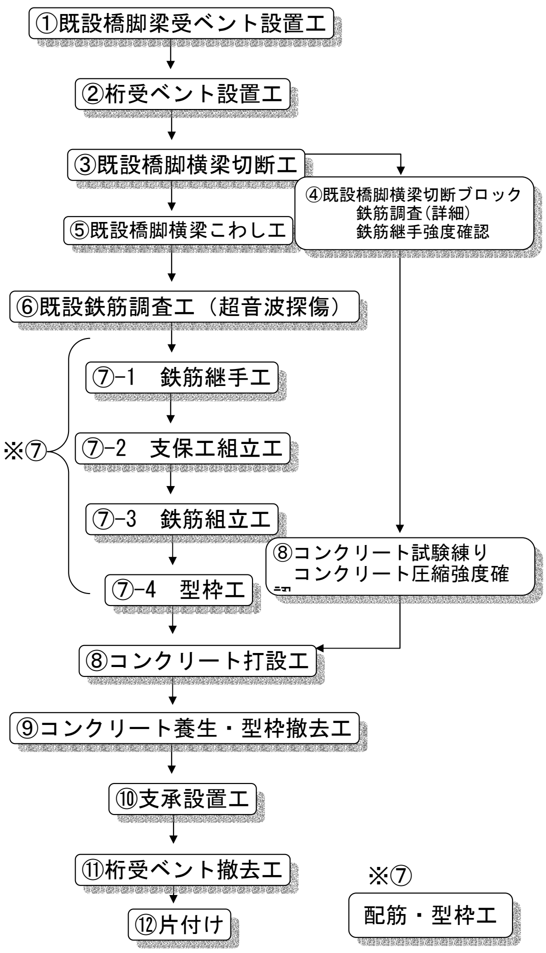
既設鉄筋と新たな鉄筋との継手工は，より信頼性が高いガス圧接工法を基本とし，施工に必要な鉄筋間隔が十分確保できない箇所はエンクローズ溶接とした。今回は既設鉄筋が丸鋼(SR30)のため，異形棒鋼(D32)と溶接した場合の継手強度の確認を引張り試験により行い，ガス圧接，エンクローズ溶接いずれも接合が可能であることが確認された。同時に，異形鉄筋側からのみ超音波探傷試験を行い，溶接欠陥がないことを確認している。継手位置は千鳥配置とし，その間隔はφ32mm（鉄筋径）の 25 倍に相当する 800mm を確保した。

また，後施工アンカーボルトにより主鉄筋が切断されたことにより不足する鉄筋を補うため，追加アンカー鉄筋を柱端部まで定着することとなったが，アンカー削孔予定箇所は，G2 桁の支承アンカーボルト，柱鉄筋及び G2 桁縁端拡幅用ブラケットアンカー（水平）が輻輳し，設置箇所の選定に苦労した。追加アンカー鉄筋の位置選定のため，調査用ドリル探査（φ16mm）を 28 箇所行なったところ，これらのほとんどが何らかの鉄筋と干渉していたが，調査孔をファイバースコープで十分確認し，4 箇所で削孔径φ40mm を施工することができた。

4.2 コンクリート打設工

早期強度を確保するため早強ポルトランドセメントを使用し，呼び強度は 40N/mm^2 とした。既設橋脚との一体性の確保，ひび割れ低減を目的として，収縮補償用コンクリートとして膨張材を使用した。また，剥落防止対策としてポリプロピレン繊維を 0.05Vol%混入した。

コンクリート打設工は，高架下街路の 2 車線規制が可能となる深夜 23 時から施工した。また，工期を短縮するため，型枠・支保工は既設橋脚梁受けベントを改造したが，これは桁受けベントと連結されていたために，高速上の車両通過時の振動が強く伝わることが判明し，急遽，桁受けベント材と支保工材との繋ぎ材を切断することとなった。これにより，コンクリート打設及び養生中の振動が軽減された。



図－４　環 1034 橋脚施工フロー

写真－３　鉄筋探査状況

5. 同一工事橋脚の鉄筋損傷状況調査

環 1034 橋脚に発生したひび割れの原因が，縁端拡幅用ブラケット設置時の後施工アンカーボルトによる主鉄筋の切断であったことから，同一工事において縁端拡

幅用ブラケットが設置された橋脚を対象に，非破壊検査による鉄筋の損傷状況調査を行った。

調査手順としては，まず横梁上面および両側面からRCレーダによる鉄筋探査（**写真－３**）を行い，鉄筋と後施工アンカーボルトとの離隔距離から損傷の可能性の有無を調査した。つぎに，鉄筋探査により“損傷の可能性あり”と判断された後施工アンカーボルトを対象に，主鉄筋と後施工アンカーボルトとの交差部を横梁上面からコア削孔（φ150mm）してはつり出し，目視により主鉄筋の損傷状況の確認を行った。さらに，目視により主鉄筋の損傷が著しいと確認された横梁部について，小径ドリル削孔による主鉄筋かぶり計測を行い，後施工アンカーボルトによる主鉄筋断面の欠損率を調査した。

6. 環 1039 橋脚の鉄筋損傷状況

環 1039 橋脚はπ型 RC 橋脚であるが，鉄筋損傷状況調査において，ブラケット設置の後施工アンカーボルトによる主鉄筋断面の欠損率が，山側張出し梁で約 80%，海側張出し梁で約 70%であると確認された。この橋脚の外観目視点検では，山側梁に長さ 380mm，幅 0.1mm のブラケットから伸びるひび割れが発見されていたが，海側梁ではブラケット近傍にはひび割れは発見されていなかった。ここでは，山側張出し梁のコア削孔による目視確認結果及び小径ドリル削孔による主鉄筋かぶり計測と後施工アンカーボルトの干渉状況について記述する。

6.1 コア削孔による目視確認結果

山側張出し梁においてブラケットアンカーボルトと横梁主鉄筋の交差箇所の上面からφ150mm のコア削孔を行い目視確認した。主鉄筋及びアンカーボルトの梁上面からのかぶり計測値及び干渉状況を**図－５**及び**写真－４**に示す。

2 箇所のコア削孔によって主鉄筋 4 本の切断が確認された。

6.2 小径ドリル計測による主鉄筋かぶり計測

2 箇所のコア削孔確認の結果，主鉄筋 4 本が切断されている状況であった。しかしながら，当該箇所は横梁上面の支障物や作業空間等の制約条件から，これ以上のコア削孔による確認は困難であったことから，他の主鉄筋のアンカーボルトとの干渉状況を確認するために，梁上面からレーダ探査によって確認した主鉄筋位置にφ15mm の小径ドリルにより削孔して主鉄筋のかぶり計測を行なった。

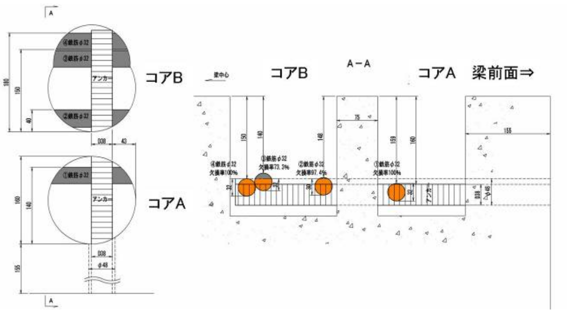
図－６は小径ドリル削孔によるかぶり計測結果とコア削孔による計測結果を整理したものであるが，1039 橋脚山側張出し梁では，探査された主鉄筋断面積の約 80%が欠損している状況であり，早急に補強を実施することとした。

7. 環 1039 橋脚の補強設計及び施工

7.1 外ケーブルによる補強設計

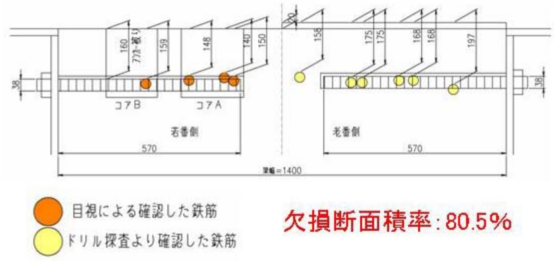
補強工法は，橋脚横梁の曲げ補強として実績のある外ケーブル補強工法を採用することとした。

PC ケーブルの緊張は一端を固定しセンターホールジャッキにて片引きを行なうのが一般的であるが，環 1039 橋脚については，横梁の両端に**写真－５**に示すように拡



図－５　コア削孔箇所のかぶり計測値

写真－４　主鉄筋干渉状況



図－６　環 1039 主鉄筋欠損率

写真－５　環 1039 橋脚全景

幅桁があり作業スペースが確保できないことから，**写真－６**のような引寄せジャッキを用いて緊張することとした。

また，横梁端面の高さが 700mm と小さく外ケーブルによる偏心曲げを有効に作用させるために，ケーブルは横梁天端から 250mm の位置に片側 1 本で配置することとした。(**図－７**)

PC ケーブルへの導入緊張力は，横梁主鉄筋の約 80%が欠損していたことから，横梁の柱付け根部を無筋コンクリートと仮定し，外ケーブルによるプレストレスで B 活荷重により発生するコンクリートの上縁引張応力をキャンセルするように，ケーブル 1 本当り 1,200kN とした。

7.2 施工手順

施工手順を**図－８**に示す。前述のとおり，鉄筋調査結果から主鉄筋の欠損断面積率が大きいため, PC ケーブルによる補強設計後，定着具及び PC ケーブルを製作し，足場内に設置した。引寄せジャッキ設置後，動ひずみの計測をしながら PC ケーブルの緊張を行なった。

PC ケーブルによる補強が完了するまでの日常管理として，横梁上面のひび割れ部にπゲージを設置し，ひび割れ幅の変動を確認した。

7.3 外ケーブル緊張作業

外ケーブル緊張による補強効果確認及び緊張作業時の梁端面コンクリートの状態確認のため，**図－９**に示すように，コンクリートゲージ，鉄筋ゲージ等の貼付けを行なった。

補強効果確認のための計測は，①当初緊張前，②緊張力 50%(600kN)導入後，③緊張力 100%(1,200kN)導入後に 24 時間連続の動ひずみ計測を行なった。また，緊張作業は，1 ステップ当り 120kN として，コンクリートの外観確認，ゲージ読み値の確認を行い，順次緊張力の導入を行なった。

7.4 補強効果

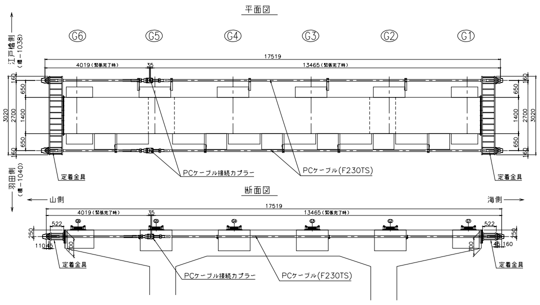
緊張前後の計測結果の例として，梁付け根部の鉄筋及びコンクリートのひずみ変動，発生応力を**表－１**に示す。

最大値が緊張前の最小値を下回っていれば，当初計画した活荷重による引張応力のキャンセルが出来ているといえる。

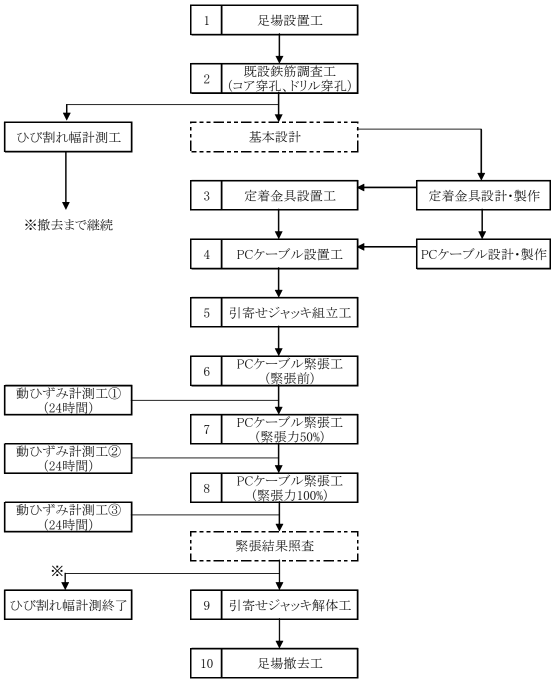
50%緊張後の最大値は，緊張前の最小値を下回っていることから，供用荷重に対しては，50%の緊張力でも十分に供用荷重による引張応力をキャンセルできている結果であった。

さらに，100%緊張を実施していることで，供用に際しては十分な補強ができたといえる。

写真－６　引寄せジャッキ



図－７　環 1039 外ケーブル補強一般図



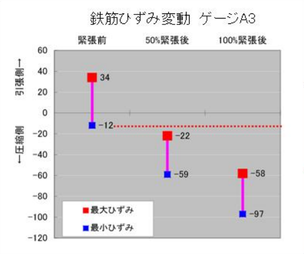
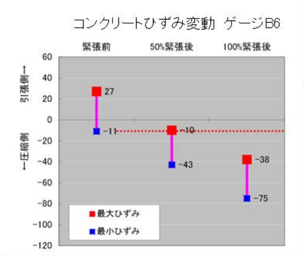
図－８　環 1039 橋脚施工フロー

8. おわりに

環 1034 橋脚山側張出し梁を撤去・再構築し，その後，同一工事における後施工アンカーボルトによる主鉄筋の欠損状況調査を行った。

当該区間で環 1039 橋脚ほどではないものの，主鉄筋の欠損が確認された他の橋脚については，それぞれ供用

表－１　梁付け根部の鉄筋及びコンクリートの変動

	ひずみの変動(μ)		発生応力(MPa) 最大	発生応力(MPa) 最小
鉄筋の変動		緊張前	**6.8**	**-2.4**
		50%緊張時	-4.4	-11.8
		100%緊張時	-11.6	-19.4
コンクリートの変動		緊張前	**0.76**	**-0.31**
		50%緊張時	-0.28	-1.2
		100%緊張時	-1.06	-2.1

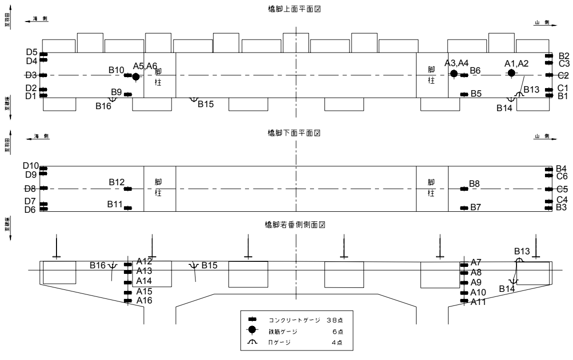
写真－８　環 1039 橋脚外ケーブル定着部

荷重下での発生応力度を計測・整理して，高架下目視点検を通常の２回／年から３回／年に強化して継続監視を行なうこととなった。

各種の改築工事の際には，今後も後施工アンカーボルトを使用する必要があるが，その設計にあたっては，削孔径及び削孔長を可能な限り小さくすること，既設鉄筋との干渉の恐れがない箇所への配置をする等の対応が重要である。

また，今回のような補修設計では，当初状態を完全に復元するような設計をすることは困難であり，今後同様な補修補強設計を行なう場合も，その状況に応じた補強量の設定が重要である。

最後に，**写真－７**に環 1034 橋脚再構築後の状況を，


図－９　計測点配置図

写真－７　環 1034 橋脚再構築後全景

写真－９　環 1039 橋脚外ケーブル補強後全景

写真－８，９に環 1039 橋脚横梁の外ケーブル補強完了後の状況を示す。

謝辞：当区間橋脚の点検・補修にあたり，「コンクリート橋脚梁部ひび割れ技術調査委員会」（委員長：池田尚治）において，損傷原因の分析及び補修方法の検討についてご助言をいただきました。ここに記して委員の皆様へ謝意を表します。