

論文 土木構造物に支持された PC 電柱の鋼材による耐震補強工法の開発

伊東 佑香^{*1}・小林 寿子^{*2}

要旨：土木構造物に支持された PC 電柱の耐震性能を確保するため、補強鋼材を配置することで、PC 電柱を効率的に耐震補強する工法について検討を行った。JR 東日本管内において現行指針を満たさず耐震補強が必要とされる条件の中から、特に条件の厳しい壁式橋脚上の PC 電柱単独柱に対して、本稿で提案する耐震補強工法の実現性を実験的および解析的に検討した。実験結果から、提案工法で PC 電柱の曲げ耐力は 1.76 倍、PC 電柱ひび割れ発生以降の剛性は 2.66 倍となることが確認された。また解析結果から、実験から得られた補強効果を付与することで、PC 電柱に必要な耐震性能が確保されることを確認した。

キーワード：PC 電柱、耐震補強

1. はじめに

東北地方太平洋沖地震でのプレストレストコンクリート電車線柱（以下、PC 電柱）の折損・傾斜を受け、PC 電柱の耐震補強工法の開発が進められている¹⁾。

本稿では、補強鋼材を用いた PC 電柱の新たな耐震補強工法について、その実現性を検討した。

2. 提案する耐震補強工法の概要

現行の PC 電柱の耐震設計には、東北地方太平洋沖地震を受けて改訂された指針が採用されている²⁾。当該指針では、土木構造物と PC 電柱の共振を考慮し耐震性能を照査する。その際、PC 電柱は弾性モデルとして算定され塑性化による応答加速度の頭打ちがなく、土木構造物のロッキングによる割増しを実施していることから、既設 PC 電柱では照査を満足しない可能性が高い³⁾。

この指針を満足するため、PC 電柱の耐震補強工法として、鋼板巻き補強工法⁴⁾等の様々な工法が開発されているが、より安価で施工性の高い耐震補強工法のニーズを受け、現在補強鋼材を用いた工法の開発を進めている。本稿で提案する耐震補強工法を図-1 に示す。

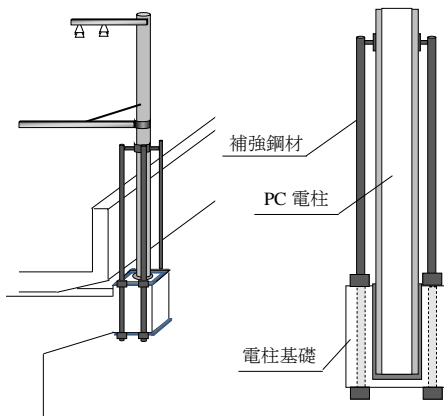


図-1 補強工法の概要

提案工法では、補強鋼材を PC 電柱に沿って鉛直に、平面的には PC 電柱の中心位置から線路方向に対して 45 度の角度で補強鋼材を 4 本配置する。鋼材には緊張力等は導入せず、PC 電柱の中心位置から離して補強鋼材を配置することで補強効果を高める。提案工法の補強効果として、耐力向上効果と、土木構造物と固有周期が近い場合に PC 電柱を短周期化し共振抑制効果を見込んでいる。

本稿では、JR 東日本管内の実際の土木構造物および PC 電柱諸元に基づき、実験および解析的な検討を行い、工法の実現性を検討した結果を示す。

3. 耐震補強工法の実現性検討

PC 電柱のうち現行の指針による安全性の評価を満足しない諸元を対象に、提案する耐震補強工法の補強効果を実験から求め、その結果を実構造物の再現解析に反映することで、その実現性を検討する。

3.1 検討対象構造物

本稿では、JR 東日本管内の代表的条件として、土木構造物は在来線の壁式橋脚を、PC 電柱は単独柱を選定した。検討対象の諸元を図-2 に示す。

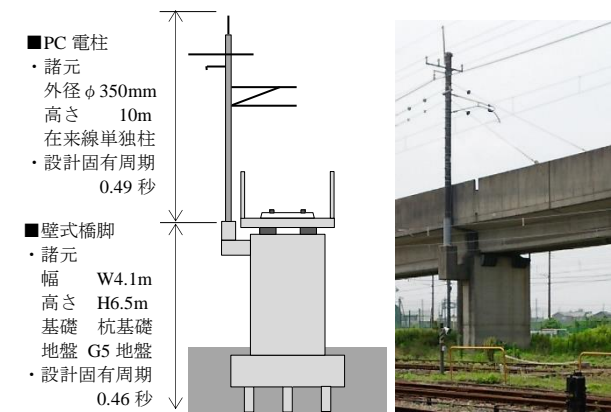


図-2 検討対象構造物

*1 JR 東日本研究開発センター フロンティアサービス研究所 工修 (正会員)

*2 JR 東日本研究開発センター フロンティアサービス研究所 工学 (正会員)

壁式橋脚以外の代表的な土木構造物にラーメン高架橋がある。PC電柱の固有周期に対し、壁式橋脚の固有周期はラーメン高架橋より近く応答が増幅しやすい。加えて、ラーメン高架橋は曲げ剛性が小さいため回転運動に対して水平運動が支配的となり、応答加速度を補正するロッキング率も相対的に小さい⁵⁾。ここから、本稿では設計条件が厳しい壁式橋脚に対する検討を優先した。

また、PC電柱の諸元としては、2本のPC電柱上部部をトラスビームで接続した門型支持の形式もあるが、門型化によりラーメン構造となることで構造的に有利であるため、本稿では単独柱での検討とした。

対象構造物は、指針に基づき算定した場合、設計応答加速度が大きく算定される線路直角方向に着目すると、土木構造物とPC電柱の固有周期比が1.07~1.60となった。固有周期比と土木構造物の降伏震度から、指針により得られる応答加速度は3.43Gであった。この値にロッキング率を考慮し、PC電柱の応答加速度を求めると5.90Gとなった。この条件で安全性を評価すると、PC電柱基部に発生するモーメントは水平応答加速度のみ考慮した場合でも724.0kNmとなる。これは本稿で対象としたPC電柱の曲げ耐力とされる150.0kNmを大幅に上回っており、対象構造物は指針で求められる安全性を満足しない結果となっている。

3.2 正負交番実験による補強効果の検討

(1) 実験の概要

実物径のPC電柱を用い、無補強時および補強時での静的に正負交番載荷試験を実施し、本稿で提案する耐震補強工法の効果を検討する。

(2) 試験体の諸元

PC電柱は、実構造と同規格(L-35-N75)の遠心成型柱である。PC電柱は電柱基礎を模擬した鋼管に建植し、補強試験体では補強鋼材を電柱基礎に固定させ配置した。試験体諸元を図-3に示す。

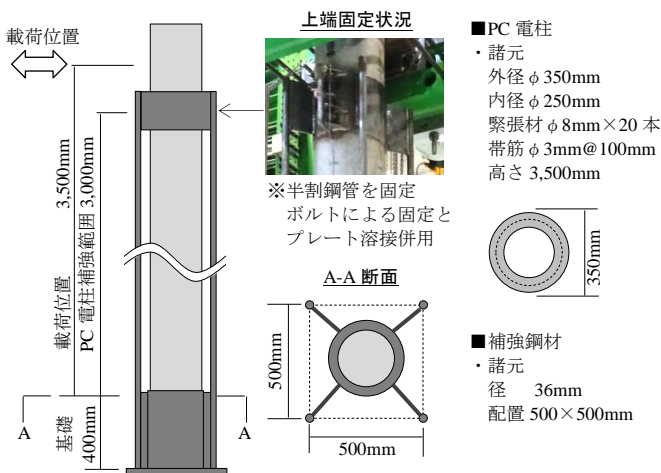


図-3 試験体の諸元

PC電柱は、外径350mmおよび内径250mmの中空断面を有する。配筋は、芯かぶり50mmでφ8mmの主鉄筋が20本、φ3mmのらせん鉄筋が100mmピッチで配置されている。主鉄筋はいずれもプレテンションによる緊張材である。このPC電柱におけるメーカー規格の曲げ耐力は150kNmである。

電柱基礎は、PC電柱に対して十分に剛な構造となるよう鋼管で製作し、PC電柱との間詰めには高強度モルタルを充填した。高強度モルタルの圧縮強度は、載荷時点で60~70N/mm²程度であった。高強度モルタルの厚さが既設PC電柱と同様の10mm程度となるように鋼管の内径を設定した。

補強鋼材は、φ36mmの丸鋼を4本配置した。配置は実施工を考慮し、在来線電柱基礎の一般的な寸法である750mm×750mmの範囲内に収めることを想定し、PC電柱の中心位置に対して±250mmの位置に配置した。補強鋼材の下端は電柱基礎からプレートを張出し、溶接にて固定した。実構造では、RC製電柱基礎へのアンカー固定を計画している。また、上端は半割鋼管にプレートを溶接し、ボルト締めによりPC電柱に固定した。更に大変形時にもボルト接合箇所が開かないよう半割鋼管端部を溶接した。ここで、補強鋼材の引張試験による降伏強度は253N/mm²であった。

(3) 実験の方法

正負交番載荷試験とし、最大荷重でPC電柱基部が圧壊するまで水平方向に変位制御にて載荷を実施した。

載荷ステップは変位制御により0.01mm/秒で実施した。PC電柱は規格品であり、通常のRC試験体のように軸方向鉄筋のひずみから降伏時変位を測定できないため、基準変位を10mmに設定し、載荷方法は負側-10mm、正側10mm、次に負側-20mmの順で試験体の状況を荷重値と目視で確認しながら試験を実施した。

(4) 実験の結果

無補強および補強試験体の破壊状況を写真-1、載荷位置の変位と荷重の関係を図-4および図-5に示す。

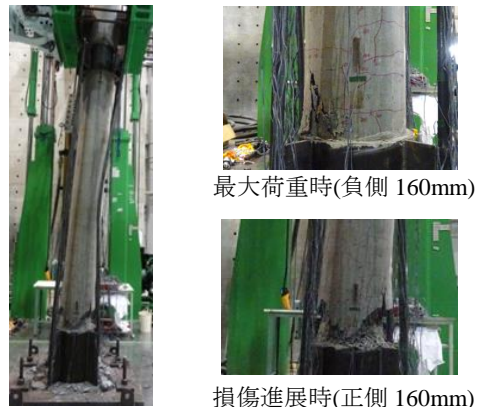


写真-1 試験体の損傷状況

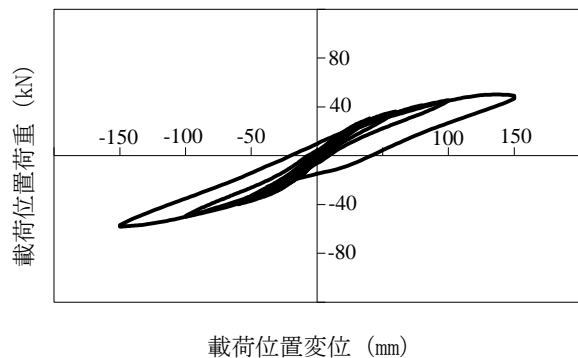


図-4 変位と荷重の関係（無補強試験体）

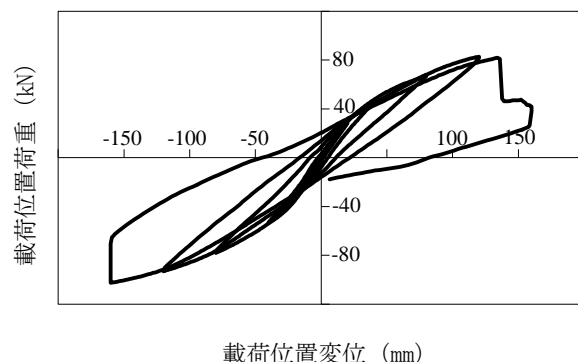


図-5 変位と荷重の関係（補強試験体）

変位 5mm の時点で、微細な曲げひび割れが基部に水平方向に生じ、以降は基部から PC 電柱径程度の間隔で水平方向ひび割れが進展した。変位 20mm の時点で、無補強および補強の両試験体において電柱基礎との境界である PC 電柱の基部のひび割れ幅が 1mm 以上となり、以降で明確な剛性の低下が確認された。この時の値をひび割れ耐力とすると、無補強試験体 77.9kNm、補強試験体 115.1kNm となった。この時点で補強鋼材のひずみは、200 μ 程度であった。PC 電柱のひび割れが発生するまでの範囲においては、無補強試験体に対して、補強試験体はひび割れ耐力では 1.48 倍の補強効果が確認された。

以降の荷重では、最終的な破壊形態はいずれも PC 電柱基部の圧壊となった。両試験体とも圧壊時点で最大荷重を示した。無補強は変位 150mm、補強時は負側 160mm で圧壊し最大荷重が確認された。補強時は最大荷重時の圧壊範囲が一部であったため荷重を継続し、圧縮側が全体的に圧壊する正側 140mm 時点まで荷重を継続した。最大荷重時の PC 電柱基部の曲げ耐力は無補強時 203.6kNm、補強時 359.0kNm であった。無補強試験体に対して、補強試験体の曲げ耐力は 1.76 倍となった。

補強試験体について、最大モーメント時における PC 電柱の補強鋼材の高さ方向のひずみ分布を、図-6 および図-7 に示す。

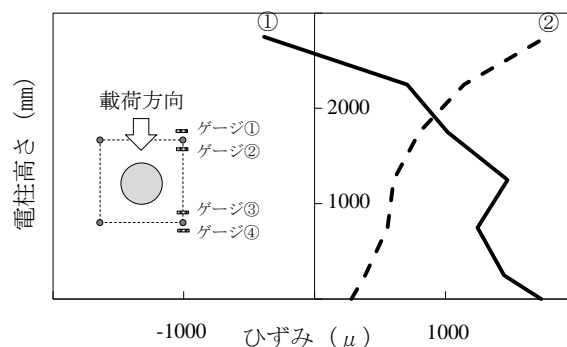


図-6 最大モーメント時の引張側鋼材ひずみ分布

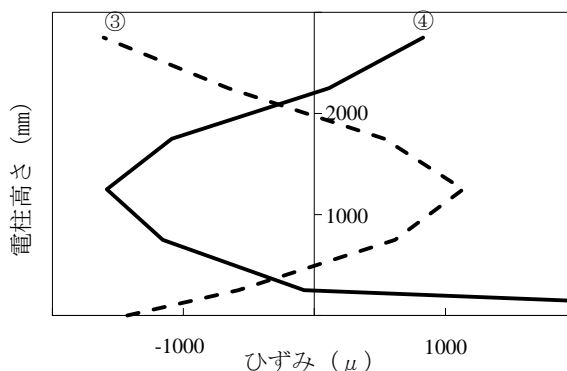


図-7 最大モーメント時の圧縮側鋼材ひずみ分布

荷重方向から引張が作用する補強鋼材に着目すると、PC 電柱位置を基準とした場合に鋼材外側となるゲージ①では、電柱基部で引張ひずみが最大となり、電柱の高さ方向に対して引張ひずみが減少する傾向がみられた。一方、鋼材内側となるゲージ②では、高さ方向に対して引張ひずみが増加していた。また、ゲージ③および④においては、補強鋼材に圧縮力が作用するため、変形が発生していることが確認された。

ひずみ量について、①および②、③および④平均値から軸ひずみを求めたところ、引張側の補強鋼材では 1,000 μ 程度、圧縮側では 300 μ 程度の軸ひずみが発生していることが確認された。この軸ひずみは高さ方向に等分布となっており、補強鋼材の上下端が PC 電柱に軸力が低減しない状態で固定されていることが確認された。

同様に、ひずみ量の差を取り曲げひずみを求めたところ、圧縮側の鋼材では補強範囲の中心付近で曲げひずみが最大となる凸型分布となっていることが確認された。ここからも、本稿の試験体諸元においては圧縮軸力が作用することで、補強鋼材の変形が生じていることが確認された。

曲げ剛性に着目すると、ひび割れ発生前の曲げ剛性 EI は無補強試験体で $1.59 \times 10^7 \text{Nm}^2$ 、補強試験体で $2.35 \times 10^7 \text{Nm}^2$ 、ひび割れ発生後の曲げ剛性は無補強試験体で

$4.40 \times 10^6 \text{Nm}^2$, 補強試験体で $1.17 \times 10^7 \text{Nm}^2$ であった。なお、曲げ剛性は試験体を片持ち梁として荷重および変位から求めた。補強鋼材が曲げ剛性を負担することにより、無補強試験体に対する補強試験体の剛性はひび割れ発生前は曲げ耐力と同じ 1.48 倍、ひび割れ発生後は 2.66 倍となった。

現行の指針²⁾において、本稿で対象とした PC 電柱の曲げ剛性は $2.48 \times 10^7 \text{Nm}^2$ とされている。本稿の実験における無補強時と比較した場合、実験値の方が小さい結果となった。ここで、変位 5mm 時点について曲げ剛性を算定すると無補強試験体で $2.46 \times 10^7 \text{Nm}^2$ となっており、これは指針値とほぼ一致した。変位が小さい時点で微細なひび割れ発生により剛性が低下し、基部ひび割れが拡幅するまで一定値を維持した後、拡幅以降では更に剛性低減していることがわかる。これは補強試験体についても同様であり、変位 5mm 時点で $2.46 \times 10^7 \text{Nm}^2$ となった。

また、指針では、PC 電柱の曲げ剛性低下を PC 電柱の固有周期算定時に最大 1.5 の固有周期補正乗数として考慮している。よって、設計上最小曲げ剛性として当初の 0.44 倍の $1.10 \times 10^7 \text{Nm}^2$ まで考慮されていることになる。本稿の実験では、無補強時、ひび割れ発生前に対しひび割れ発生以降の曲げ剛性が $4.40 \times 10^6 \text{Nm}^2$ まで低下していた。この結果から、実験時の最大荷重までの等価曲げ剛性を算定すると $5.41 \times 10^6 \text{Nm}^2$ となった。ひび割れ発生後の挙動の影響が大きくなる場合、指針で想定されるような弾性挙動とは異なった動的挙動を示す可能性が確認された。

なお、本稿で対象とした PC 電柱は、電柱基礎に根入れ 1.0m を確保して建植されている。電柱基礎について、PC 電柱の補強により主たる損傷が PC 電柱から電柱基礎に移行しないよう、電柱基礎下端まで補強鋼材を配置する。別途、実寸法および配筋の RC 製電柱基礎に PC 電柱を建植した補強試験体の正負交番載荷実験を行っており、電柱基礎の軸方向鉄筋のひずみが補強試験体の最大荷重時点でも 340μ 程度であり、電柱基礎の耐力が PC 電柱と比較して大きいことを確認した。

3.3 動的解析による補強効果の検討

(1) 解析の概要

実際の構造物諸元に基づき、壁式橋脚と、無補強時および補強時の PC 電柱についてそれぞれモデル化し、L2 地震動に対する動的非線形解析を実施した。この解析結果から既存 PC 電柱の耐震性能を評価し、本稿で提案する耐震補強工法の実構造物への適用可能性について検討した。

(2) 解析の諸元

壁式橋脚および PC 電柱の解析モデルを図-8 および図-9 に示す。

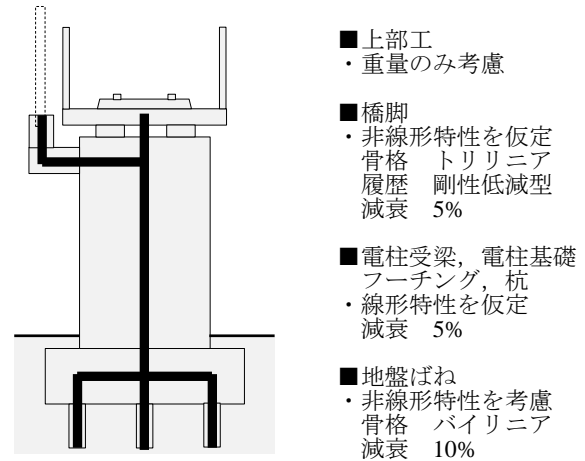


図-8 壁式橋脚の解析モデル

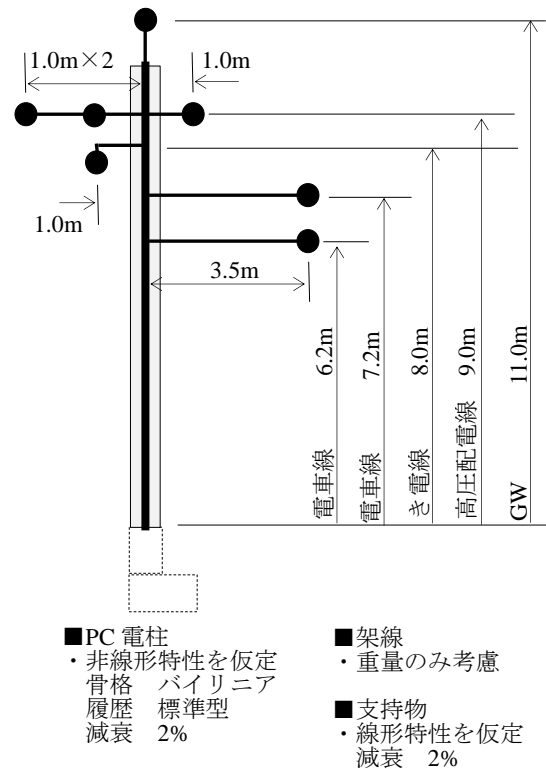


図-9 PC 電柱の解析モデル

壁式橋脚は、鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）⁶⁾および（基礎構造物）⁷⁾に基づきモデル化を行った。本稿では、解析モデル作成時の耐震診断に準ずるため各種の安全係数は 1.0 として算定した。モデル化は、橋脚、フーチング、杭、電柱受梁および電柱基礎に対しては、上部工についてはその自重のみを考慮し、桁の剛性等は考慮しないものとした。部材の非線形特性は、壁式橋脚および杭のばねに対して考慮し、その他の部材は線形を仮定した。壁式橋脚の骨格曲線は、ひび割れを考慮したトリリニア型とし、最大荷重以降の剛

性低下は考慮しない。履歴復元力特性は、変位に伴い剛性が低減する剛性低減型⁹⁾を用いた。地盤ばねは、杭先端鉛直ばね、杭周面の鉛直ばねおよび水平ばねを考慮し、いずれも骨格曲線はバイリニア型として配置している。

PC電柱は、実際の装柱条件からPC電柱の自重および支持物の自重および作用位置を設定した。支持物は、ブラケットおよび高圧配電線、き電線、電車線、GWである。ここで、対象となるPC電柱の架線については、挙動を抑制する方向に働くことが想定されるため本稿においてはモデル化していない。部材の非線形特性は、実験結果からPC電柱基部に対して考慮し、その他の部材は線形を仮定した。PC電柱は、圧壊で最大荷重となることから、PC電柱のひび割れを折れ点としたバイリニア型とした。履歴復元力特性は、実験の結果の履歴に近い形として除荷剛性の低減を考慮しない標準型で履歴減衰を考慮した。ここで、補強時の挙動としては、PC電柱に対して補強鋼材が相対的に靱性能を発揮することで履歴減衰によるエネルギー吸収を想定して実験を行ったが、本稿の条件では補強鋼材のひずみ量が小さく、無補強時と荷重変位関係におけるエネルギー吸収に大きな差異は確認できなかったため、無補強時および補強時で同じ履歴復元力特性にて解析を行った。

(3) 解析の方法

入力地震動は、鉄道構造物等設計標準（耐震設計）⁹⁾より、対象構造物の位置するG5地盤のL2地震動（スペクトルⅡ）を、線路直角方向に作用させた。この地震動波形の最大加速度は664.6galである。

動的解析は、ニューマークの β 法（ $\beta=1/4$ ）、積分間隔は $t=0.001$ 秒で実施した。減衰条件は、部材別剛性比例型とし、減衰定数は壁式橋脚は5.0%、PC電柱は2.0%、地盤ばねは10.0%とした。PC電柱の減衰定数は、既往の研究⁸⁾を参考に実物大加振試験から設定した。

動的解析結果から、PC電柱の基部および頂部の応答加速度時刻歴、PC電柱の基部発生モーメントをパラメータとして、無補強時の指針の設計値と比較を行い、さらに無補強時に対する補強後の結果から補強効果を検証する。

(4) 解析の結果

動的解析に先行して行った固有値解析では、一次モードがPC電柱で固有周期0.801秒、二次モードが壁式橋脚で0.457秒となった。壁式橋脚は耐震診断時の弾性固有周期とはほぼ同じ固有周期となったが、PC電柱は1.64倍と大幅に異なる結果となった。これは、実験のPC電柱の曲げ剛性が小さかったこと、加えて、指針では固有周期算定時に設定されているPC電柱単体に対する添架物による乗率が1.1であるが、実際の装柱条件ではPC電柱単体に対して添架物を考慮した場合の重量比が1.81倍あるためと考えられる。

動的解析によって得られた、無補強のPC電柱頂部加速度時刻履歴を図-10に示す。

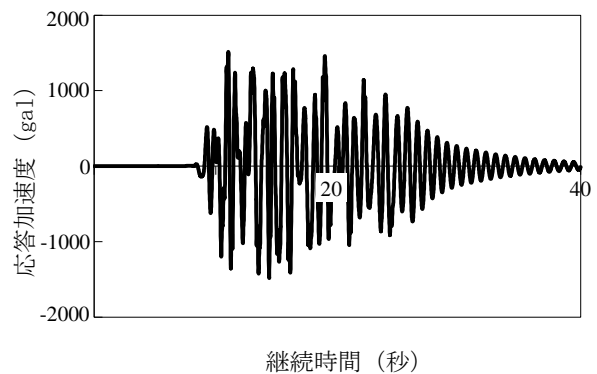


図-10 応答加速度時刻歴（無補強電柱頂部）

入力地震動の最大加速度664.6galに対し、PC電柱基部での最大応答加速度は898.1galであり、入力地震動の1.35倍となった。PC電柱頂部の最大応答加速度は1,513galであり、入力地震動の2.27倍となった。

ここで、指針に基づき計算された応答加速度は、ロッキング率を考慮した場合で5.90G、しない場合で3.43Gである。設計応答加速度と解析応答加速度が異なる点について壁式橋脚の固有周期およびPC電柱の塑性化の有無をパラメータとして検討した結果を図-11に示す。

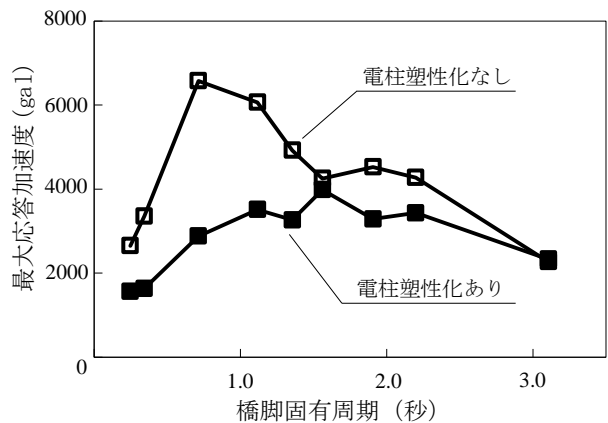


図-11 橋脚固有周期－最大応答加速度関係

図-11より、指針ではPC電柱に線形モデルを仮定して加速度応答スペクトルを算出しているのに対し、本稿の動的解析ではPC電柱のひび割れ発生以降の剛性低下を考慮している点が解析結果と指針で加速度の値が異なる理由として挙げられる。指針において剛性低下の影響は固有周期補正乗率として考慮されているが、これは剛性低下により線形挙動よりも土木構造物との固有周期比が1に近づき、加速度応答スペクトルの値が大きくなる場合を考慮するためのもので、塑性化による応答加速度

の頭打ちを考慮するものではない。実験結果からも PC 電柱は大規模地震時にひび割れ発生が想定されるため、塑性化の影響を考慮した応答加速度での耐震性能評価が妥当と考えられる。

図-11 の電柱塑性化を考慮したモデルで応答加速度が最大となった条件下で、無補強および補強での応答値の比較を行った。解析モデルは曲げ耐力での応答値の頭打ちを実施しておらず、入力地震動で PC 電柱に要求される曲げ耐力が求められる。その結果、PC 電柱の基部に求められる曲げ耐力である発生モーメントは、無補強時最大で 353.6kNm、補強時最大で 344.8kNm となった。

無補強時に着目すると、発生モーメントは、実験で得られた曲げ耐力 203.6kNm に対して 1.74 倍の値となっている。また、補強時は曲げ耐力 359.0kNm に対して 0.96 倍の値となっている。ここから、本稿で提案する耐震補強を実構造物に適用することで、曲げ耐力が向上し耐震性能が向上していることがわかる。一方で、発生モーメントの値自体に着目すると、補強時の発生モーメントの低減は 8.8kNm と限定的である。提案工法では、曲げ剛性付与により共振抑制を図ることで応答低減を意図したが、本稿における諸元では、共振範囲を回避するほどの剛性が付与できなかつたと考えられ、この点については更なる検討が必要である。

ここで、PC 電柱の解析モデルにおいて初期剛性のみ変化させて解析した結果について図-12 に示す。

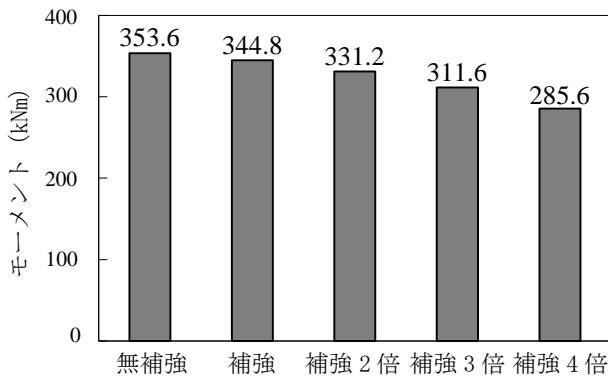


図-12 発生モーメント（無補強電柱）

実験以外の補強 2 倍以降の解析モデルは、実験における無補強と補強試験体の曲げ剛性の差分を 2 から 4 まで整数倍した結果を示している。補強量が増加するにつれ、発生モーメントが低減することが確認され、補強量が 4 倍の条件では、発生モーメントの値が曲げ耐力に対して 0.80 倍となった。PC 電柱と土木構造物の挙動には、様々な不確定要因があるため、この値の妥当性については継続して検討していく予定である。

4. まとめ

PC 電柱の被害事象を受け、補強鋼材を配置する耐震補強工法を提案し、現行の指針を満足しない PC 電柱を効率的に耐震補強する工法の実現性について検討を行った。

- (1) JR 東日本管内の在来線 PC 電柱のうち、現行指針を満たさず耐震補強が必要な条件の中から、指針において設計条件の厳しい壁式橋脚上の PC 電柱を選定し、本稿で提案する耐震補強工法の実現性を実験および解析にて検討した。
- (2) 実物大径の PC 電柱を用い、補強鋼材を用いた耐震補強工法における曲げ耐力向上効果および剛性付与効果について実験的検討を行った。その結果、PC 電柱の曲げ耐力は 1.76 倍、PC 電柱ひび割れ発生以降の剛性は 2.66 倍となることが確認された。
- (3) 現行の指針を満足しない実構造物を想定した動的非線形解析を実施した。PC 電柱の実荷重および塑性化を考慮することで電柱は設計よりも長周期化することが確認され、応答加速度の値が指針の応答加速度の値よりも大幅に小さくなること、実験から得られた補強効果を付与することで、無補強時に対して主に耐力向上効果による耐震性能の向上が確認された。

参考文献

- 1) 築嶋大輔, 佐々木崇人, 草野英明: 高架橋上の PC 電化柱に対する耐震補強, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.1087-1092, 2016.7
- 2) 公益財団法人鉄道総合技術研究所: 電車線路設備耐震設計指針・同解説, 2013.3
- 3) 清水政利, 原田智, 室野剛隆, 坂井公俊: 電車線路設備耐震設計指針の改訂, 鉄道総研報告, Vol.28, No.10, 2014.10
- 4) 本田誠彦, 常本瑞樹, 清水政利, 諏訪和徳, 大越靖広: 電車線柱鋼板補強体の開発, 平成 27 年電気学会全国大会, pp.245-246, 2015.3
- 5) 加藤尚, 坂井公俊, 室野剛隆: 構造物—電車線柱—一体モデルによる地震応答特性の評価, 鉄道総研報告, Vol.26, No.11, pp.17-22, 2012.11
- 6) 公益財団法人鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造物), 2004.4
- 7) 公益財団法人鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計・同解説 (基礎構造物), 2012.1
- 8) 原田智, 酒井大央, 坂井公俊, 室野剛隆: 大規模地震時の電車線柱挙動解析モデルと被害低減手法, 鉄道総研報告, Vol.28, No.10, pp.41-46, 2014.10
- 9) 公益財団法人鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計・同解説 (耐震設計), 2012.9