

論文 PC 電化柱の損傷状況と補修方法に関する実験的研究

渡辺 一功^{*1}・岩田 道敏^{*2}・野澤 伸一郎^{*3}・鷹野 秀明^{*4}

要旨：平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震により、東北地方の鉄道構造物は大きな被害を受けた。特に、高架橋や橋りょう上の PC 電化柱が数多くの損傷を受け、交換に至らない程度の損傷を受けた PC 電化柱については、損傷状況に応じて補修を行なった。そこで、損傷を受けた PC 電化柱の補修方法の妥当性を確認するため、実物の PC 電化柱を用いて静的正負交番載荷試験を行なった。その結果、補修を行なった PC 電化柱の曲げ耐力は、設計曲げ耐力以上となることを明らかにした。

キーワード：東北地方太平洋沖地震, PC 電化柱, 損傷, 補修

1. はじめに

平成 23 年 3 月 11 日に発生した $M_w9.0$ の東北地方太平洋沖地震は、広範囲に長時間の揺れをもたらし、巨大津波を発生させるなど、鉄道構造物に対しても多くの被害をもたらした。その中でも今回の地震では、高架橋や橋りょう上に建植されている架空線等を支持する電化柱に甚大な被害が及んだことが特徴であり、東北新幹線における電化柱の折損・傾斜は 3 月 11 日の本震と 4 月 7 日の余震を合わせて 813 箇所にとんだ。兵庫県南部地震等の過去の大きな地震においても、電化柱の折損や傾斜は発生している¹⁾。しかし、構造物本体の損傷に比べて電化柱の損傷が軽微であったことや、復旧に時間を要さなかったこともあり、これまであまりクローズアップされることはなかった。今回の地震で折損・傾斜の被害を受けた電化柱は、損傷状況に応じて鋼管柱への交換や傾斜を戻して補修を行なった。

本稿では、東北地方太平洋沖地震において、交換に至らない程度の損傷を受けたプレストレストコンクリート電化柱（以下、PC 柱という）の補修方法の妥当性を確認することおよび PC 柱の損傷状況を確認することを目的に、実物試験体を用いて静的正負交番載荷試験を行なった内容について述べる。

2. PC 柱の損傷タイプと補修方法

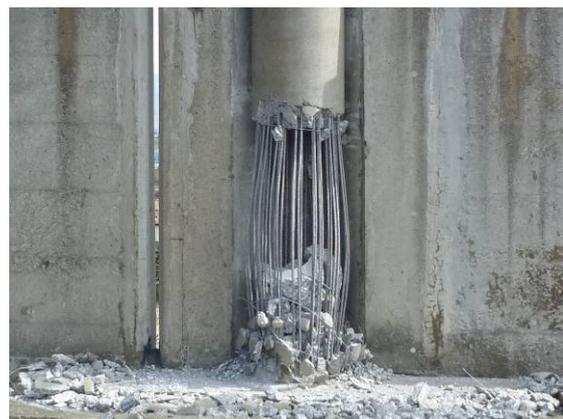
東北地方太平洋沖地震における PC 柱の被害は折損と傾斜であり、折損したものは交換、傾斜したものについては傾斜を戻して損傷箇所を補修した。PC 柱の断面は中空円形断面であり、断面内には、部材軸方向にプレストレスを導入する T.W. (Tension Wire : 緊張鋼材) および N.T.W. (No Tension Wire : 非緊張鋼材) が配置されている。また、せん断補強鋼材として $\phi 3\text{mm}$ の普通鉄線

がスパイラル状に 50mm ピッチで配置されている。

写真-1 に代表的な PC 柱の損傷状況を示す。本稿では、数の多かった写真-1(a)の損傷（以下、損傷タイプ 1 という）および交換に至らない程度の損傷の中で最も損傷の程度が大きかった写真-1(b)の損傷（以下、損傷タイプ 2 という）について述べる。損傷タイプ 1 は、



(a) 損傷タイプ 1



(b) 損傷タイプ 2

写真-1 PC 柱の損傷状況

*1 東日本旅客鉄道(株) 建設工事部 構造技術センター 課員 工修 (正会員)

*2 東日本旅客鉄道(株) 建設工事部 構造技術センター 課長 工修 (正会員)

*3 東日本旅客鉄道(株) 建設工事部 構造技術センター 副所長 博 (工) (正会員)

*4 東日本旅客鉄道(株) 研究開発センター フロンティアサービス研究所 主席 (正会員)

表-1 PC柱の諸元と耐力の計算値

| 断面 | PC柱種別 | 軸方向鋼材 | | コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²) | 軸方向鋼材降伏強度 | | 降伏 耐力 (N/mm ²) | 終局 耐力 (N/mm ²) |
|----|------------|---------|---------|--|------------------------------|--------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| | | T.W. | N.T.W. | | T.W. (N/mm ²) | N.T.W. (N/mm ²) | | |
| 1 | 11-40-T15B | φ13-12本 | φ13-12本 | 50 | 1274 | 1274 | 425 | 355 |
| 2 | | φ7-32本 | φ9-32本 | | 1325 | 1080 | 429 | 353 |

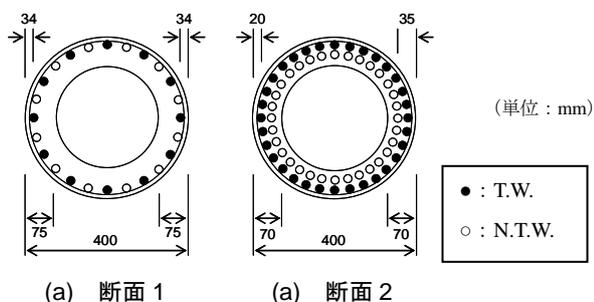


図-1 PC柱の断面図

PC柱基部のかぶりコンクリートの一部剥落程度であり、損傷タイプ2は、PC柱基部のコンクリートが全て剥落してせん断補強鋼材が破断し、露出した軸方向鋼材が若干提燈状に座屈して自立している状態であった。

東北新幹線に使用されているPC柱は、耐力が同一であっても製作メーカーや製作年の違いにより断面形状や鋼材量が異なる。そこで、東北新幹線に使用されているPC柱の断面を確認したところ、確認できたものは降伏耐力（軸方向鋼材が降伏するときの耐力）が終局耐力（コンクリートが圧壊するときの耐力）を上回っており、鋼材の降伏よりもコンクリートの圧壊が先行するようになっていた。したがって、損傷タイプ1と損傷タイプ2はいずれもコンクリートの圧壊による損傷と考えられる。表-1にPC柱の諸元の例と耐力の計算値を、図-1にPC柱の断面図の例を示す。計算の際に使用した材料強度は、設計強度とした。なお、耐力は、鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）²⁾に定められている方法により算出した。

これらの損傷を受けたPC柱については、損傷タイプ1

は補修方法1、損傷タイプ2は補修方法2により補修を行なった。補修方法1および補修方法2を以下に示す。

2.1 補修方法1

- (1) 浮いたかぶりコンクリートをはつり落とし、はつり落とした箇所を樹脂モルタルで断面修復する。
- (2) PC柱の側面に、損傷部の上端から400mm程度の高さに注入孔を設置し、損傷部上端より400mm上部まで中空部に無収縮モルタルを注入する。

図-2に補修方法1の補修ステップを示す。

2.2 補修方法2

- (1) 柱内部のコンクリート塊を固めるための注入ホースを配置する。
- (2) 帯鉄筋（D13ctc200）を配置する。帯鉄筋はフレア溶接とする。型枠設置後、損傷部の上端より400mmまで、かぶり30mmとしてモルタルを打ち込む。
- (3) 柱内部のコンクリート塊を固めるため、樹脂を注入する。

図-3に補修方法2の補修ステップを示す。

3. 試験概要

3.1 試験体

表-2に試験体諸元を、図-4に試験体形状を示す。試験体は、市販のPC柱を2,750mmに切断し、電化柱基礎を模してφ450mmに箱抜きしたフーチングにPC柱を建て込んでPC柱とフーチングの隙間を無収縮モルタルで充填して製作した。なお、試験体は曲げ破壊型となるように設計し、PC柱のフーチングへの埋め込み長500mmとせん断スパン（フーチング天端から載荷点までの距離）2,000mmは試験機の制限により設定した。

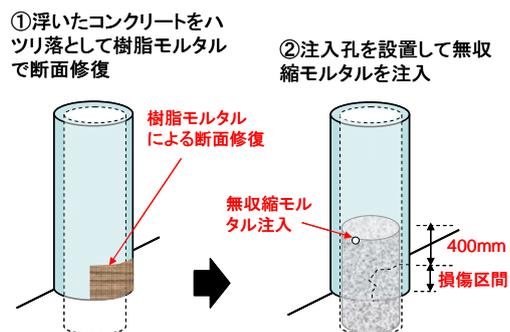


図-2 補修方法1の補修ステップ

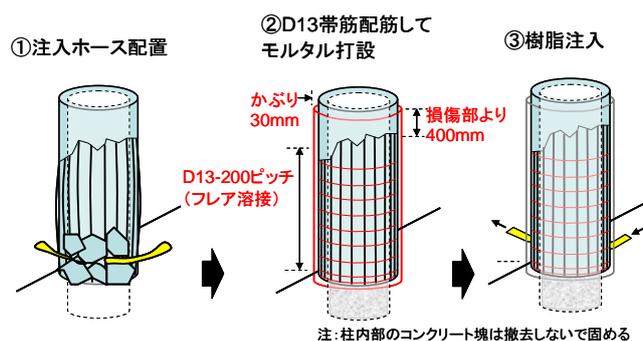


図-3 補修方法2の補修ステップ

表-2 試験体諸元

| 試験体 No. | 断面寸法 (mm) | 肉厚 t (mm) | せん断スパン (mm) | 軸方向鋼材 | | 帯鉄筋配置 | 補修方法 | 中空部充填 |
|---------|-----------|-------------|-------------|------------|-----------|--------------|------|-------|
| | | | | T.W. | N.T.W. | | | |
| 1 | φ 400 | 80 (70) | 2000 | φ 9.0×24 本 | φ 9.2×8 本 | φ 3-ctc50mm | — | 無 |
| 2 (補修後) | | | | | | | 1 | 有 |
| 3 (補修後) | φ 460 | | | | | D13-ctc200mm | 2 | 有 |

※ () 内は設計値

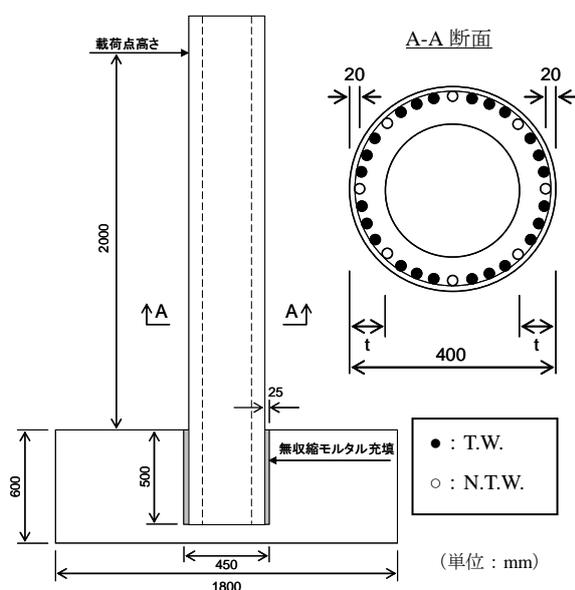


図-4 試験体形状 (試験体 No. 1)

試験体に使用した PC 柱の設計曲げ耐力は 300kN・m であり、東北新幹線に使用されている PC 柱よりも鋼材量が少ないものを使用した。表-3 に材料強度の試験結果を示す。コンクリートの圧縮強度の実強度については過去の文献 3) を参考に 100N/mm² とした。

3.2 試験方法

まずはじめに、損傷を受けていない PC 柱の耐力を確認した (試験体 No.1)。次に、今回の地震で損傷を受けた PC 柱と同様の損傷を与え、損傷状況に応じて補修を行なった後、正負交番荷重により耐力を確認した (試験体 No.2, No.3)。試験体 No.2 については、単調荷重により圧縮側のかぶりコンクリートが剥落する程度まで損傷を与え、2.1 で示した補修方法 1 により補修を行なった

後、正負交番荷重により耐力を確認した。なお、断面修復は、損傷を受けた圧縮側のみ行なった。写真-2 に損傷後の状況を、写真-3 に補修前の状況を、写真-4 に補修後の状況を示す。試験体 No.3 については、単調荷重により基部コンクリートが破壊して帯鉄筋が破断し、軸方向鋼材が露出する程度まで損傷を与え、2.2 で示した補修方法 2 により補修を行なった後、正負交番荷重により耐力を確認した。なお、補修は全周に渡っておこなった。写真-5 に損傷後の状況を、写真-6 に補修前の状況を、写真-7 に補修後の状況を示す。ここで、損傷を単調荷重により与えた理由は、交番荷重に比べて損傷を与える程度を制御しやすいと考えたためである。また、耐力の確認を正負交番荷重により行なった理由は、補修後の耐震性能が著しく低下しないことも確認するためである。なお、実際の補修では損傷部の上端より 400mm まで中空部を無収縮モルタルにより充填しているが、試験体では荷重点部分の補強のため、全て中空部を無収縮モルタルにより充填した。また、フーチングと PC 柱の間の無収縮モルタルは補修しなかった。これは、実際の補修方法では無収縮モルタルの天端の損傷が大きいものについて天端付近を打ち替えにより補修しているが、補修を行なった全ての PC 柱において、無収縮モルタルの補修を行なってはいないことから安全側を考慮したためである。

荷重は軸力なしの静的正負交番荷重とし、荷重点における試験体の水平変位により変位制御にて行い、10mm (1/200rad) の整数倍で各 1 サイクルずつ交番荷重した。100mm 以降は 120mm と偶数倍で変位を増加させた。なお、荷重は水平荷重が使用した PC 柱の常時の設計荷重である 75kN (150kN・m) 程度以下になるまで行なった。

表-3 材料強度の試験結果

| 試験体 No. | コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²) | 軸方向鋼材降伏強度 | | 樹脂モルタル 圧縮強度 (N/mm ²) | 無収縮モルタル 圧縮強度 (N/mm ²) |
|---------|--|------------------------------|--------------------------------|--|---|
| | | T.W. (N/mm ²) | N.T.W. (N/mm ²) | | |
| 1 | 100 (63.7) | 1430 (1250) | 1206 (1100) | — | — |
| 2 (補修後) | | | | 52.7(50) | 63.0(50) |
| 3 (補修後) | | | | — | 61.3(50) |

※ () 内は設計値



写真-2 損傷後 (試験体 No. 2)



写真-3 補修前 (試験体 No. 2)



写真-4 補修後 (試験体 No. 2)



写真-5 損傷後 (試験体 No. 3)



写真-6 補修前 (試験体 No. 3)



写真-7 補修後 (試験体 No. 3)



(a) 載荷前



(b) 最大荷重時 (50mm)



(c) 載荷終了時 (70mm)



(d) 試験終了後

写真-8 損傷過程 (試験体 No.1)



(a) 載荷前



(b) 最大荷重時 (50mm)



(c) 載荷終了時 (100mm)



(d) 試験終了後

写真-9 損傷過程 (試験体 No.2)



(a) 載荷前



(b) 最大荷重時 (60mm)



(c) 載荷終了時 (120mm)



(d) 試験終了後

写真-10 損傷過程 (試験体 No.3)

4. 試験結果

4.1 損傷過程

試験体 No.1 の損傷状況は、まず、載荷点変位が 10mm のときに引張側下部に曲げひび割れが発生し、載荷点変位が 20mm のときに柱とフーチングの隙間を埋めた無収

縮モルタルと柱およびフーチングの縁が切れた。次に、載荷点変位が 40mm のときに柱基部のかぶりコンクリートの剥離が始まり、載荷点変位が 50mm のときに側面(載荷方向と直角の面)に斜めひび割れが発生した。その後、柱基部の圧壊が進行して載荷点変位が 60mm のときに最

大荷重が若干低下し、荷重点変位が 65mm 超えた段階で大きな音とともに耐力が急激に低下した。また、それと同時にフーチング表面が損傷した。試験終了後、脆弱なコンクリートを取り除いたところ、柱基部の鋼材が露出した状態となり、フーチングの表面はかぶり部分に若干の損傷が認められた。写真-8 に試験体 No.1 の損傷状況を示す。

試験体 No.2 の損傷箇所補修後に交番荷重を行なった際の損傷状況は、まず、荷重点変位が 10mm のときに引張側の補修した箇所と補修していない箇所の境界部に曲げひび割れが発生し、荷重点変位が 50mm のときに柱とフーチングの隙間を埋めた無収縮モルタルに浮きが発生した。その後、荷重点変位が 50mm を超えた段階で大きな音とともに耐力が急激に低下した。また、それと同時にフーチング表面が損傷した。補修箇所については、引張側の補修した箇所と補修していない箇所の境界部に曲げひび割れが発生したが、剥離や圧壊は認められなかった。試験終了後、脆弱なコンクリートを取り除いたところ、柱とフーチングの隙間を埋めた無収縮モルタルがフーチング天端から約 40mm の深さまで損傷していた。また、フーチング天端より下部のフーチング内に埋め込まれた部分の PC 柱に曲げひび割れが認められた。写真-9 に No.2 試験体の損傷状況を示す。

試験体 No.3 の損傷箇所補修後に交番荷重を行なった際の損傷状況は、まず、荷重点変位が 10mm のときに引張側下部の補修した箇所に曲げひび割れが発生し、次に、引張側上部の補修していない箇所にも曲げひび割れが発生した。その後、曲げひび割れ幅は増加するものの、それ以外の外面的な変化は確認できず、荷重点変位が 50mm を超えた段階で大きな音とともに耐力が急激に低下した。その後、荷重点変位が 70mm のときに補修箇所上部のかぶりコンクリートが剥離し、フーチング表面が損傷した。さらに荷重が進むにつれて、フーチング表面の損傷が進行し、荷重点変位が 80mm を超えたあたりから PC 柱の抜け出しが確認された。また、荷重点変位が

80mm のときに補修箇所の圧縮側基部に圧壊の兆候がみられたものの、荷重終了までかぶりの剥離には至らなかった。試験終了後、脆弱なコンクリートを取り除いたところ、柱とフーチングの隙間を埋めた無収縮モルタルがフーチング天端から約 110mm の深さまで損傷していた。また、フーチング天端は鋼材が露出する程度まで損傷しており、フーチング天端より下部のフーチング内に埋め込まれた部分の PC 柱にも曲げひび割れが認められた。なお、フーチングからの PC 柱の抜け出しは試験終了時点で約 20mm であった。写真-10 に試験体 No.3 の損傷状況を示す。

4.2 荷重-変位曲線

図-5~7 に各試験体の荷重-変位（以下 P- δ という）曲線を示す。いずれも最大荷重付近までは原点指向型のループ形状を示しており、変位が 50mm 程度で最大荷重を迎え、その後耐力が急激に低下した。これは、コンクリートの圧壊が進行したためと考えられる。

4.3 考察

試験体 No.1 が、実際に損傷を受けた PC 柱や試験体 No.3 に補修するための損傷を与えたときの損傷状況と異なる理由は、実際に損傷を受けた PC 柱はコンクリートの圧壊先行型的设计になっているのに対し、今回の実験に使用した PC 柱は、材料強度を実強度として曲げ耐力を計算したところ、降伏耐力 (361kN・m) と終局耐力 (387kN・m) が近い値であり、試験体 No.1 の荷重方法は交番荷重であるため損傷が徐々に進行するのに対し、試験体 No.3 に補修するための損傷を与えたときの荷重方法である単調荷重の場合は、繰返し荷重を受けない分交番荷重に比べて圧縮側コンクリートの損傷の進行が遅くなり、コンクリート圧壊時に一度に損傷が進むためと考えられる。

試験体 No.1 と比べて試験体 No.2, No.3 の柱とフーチングの隙間を埋めた無収縮モルタルの損傷が大きかった

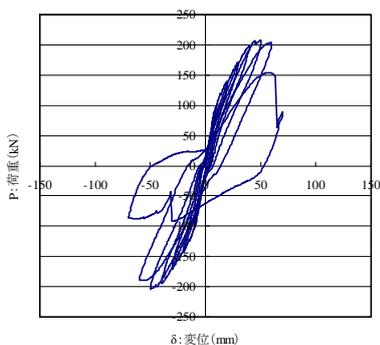


図-5 P- δ 曲線 (試験体 No.1)

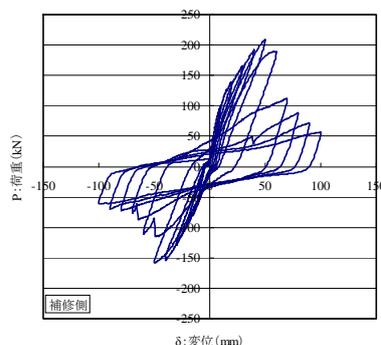


図-6 P- δ 曲線 (試験体 No.2)

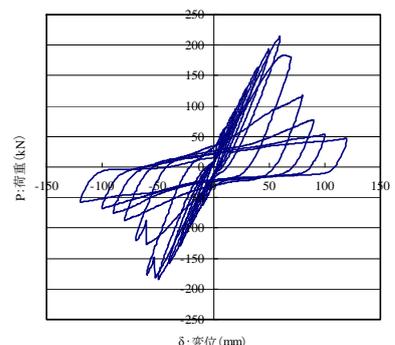


図-7 P- δ 曲線 (試験体 No.3)

表-4 曲げ耐力の実験値と計算値

| 試験体 No. | 交番 | 圧縮側の補修有無 | 曲げ耐力の実験値(a) (kN・m) | 実強度として計算した曲げ耐力(b) (kN・m) | 設計強度として計算した曲げ耐力(c) (kN・m) | (a)/(b) | (a)/(c) |
|------------|----|----------|-----------------------|-----------------------------|------------------------------|---------|---------|
| 1 | 正 | 無 | 417 | 387(361) | 320(307) | 1.08 | 1.30 |
| | 負 | 無 | 407 | | | 1.05 | 1.27 |
| 2 (補修後) | 正 | 無 | 419 | 388(360) | 325(306) | 1.08 | 1.28 |
| | 負 | 有 | 317 | 327(337) | 305(299) | 0.97 | 1.04 |
| 3 (補修後) | 正 | 有 | 428 | 389(383) | 344(333) | 1.10 | 1.24 |
| | 負 | 有 | 369 | | | 0.95 | 1.07 |

※ () 内は降伏耐力

理由は、試験体 No.2, No.3 は、一度損傷を与えたあとに補修を行なって再度載荷しており、補修時にはこの無収縮モルタルを補修していないこと、また、試験終了までの載荷繰返し回数が試験体 No.1 と比べて多いことが考えられる。

試験体 No.3 にフーチングからの PC 柱の抜け出しが発生した理由は、載荷繰返しが進むにつれて PC 柱とフーチングの隙間を埋めた無収縮モルタルが損傷することにより PC 柱とフーチングの縁切れが進行し、その後、補修により断面を増加させた部分がフーチングと接触して圧縮力が働き、圧縮力が働いた逆側に PC 柱を引き抜く方向の力が生じたためと考えられる。

表-4 に曲げ耐力の実験値と計算値を示す。曲げ耐力の実験値は、材料強度を表-3 に示す実強度として算出した曲げ耐力の計算値とほぼ一致した。このとき、試験体 No.2 の補修を行なった箇所のコンクリート圧縮強度は樹脂モルタルの圧縮強度を、試験体 No.3 のコンクリート圧縮強度は無収縮モルタルの強度を用いて計算した。なお、試験体 No.2 において正負で曲げ耐力が異なる理由は、補修を行った負側の無収縮モルタル圧縮強度が補修を行っていない正側のコンクリート圧縮強度より低いためである。また、耐力の計算ではプレストレスの影響を考慮していない。これは、プレストレスを考慮した場合は一般に曲げ耐力が低下することから、プレストレスを考慮せずに計算値を高め評価した方が実験値と比較する場合に安全側の評価になると考えたことと、一度損傷を受けた PC 柱はプレストレスを失うと考えたためである。補修を行っていない試験体 No.1 について、曲げ耐力の実験値は、材料強度を設計強度として計算した曲げ耐力の計算値に対して約 30%大きかった。また、補修を行なった試験体 No.2, No.3 について、材料強度を設計強度として計算した曲げ耐力の計算値は、設計曲げ耐力 (300kN・m) 以上であった。以上のことから補修を行なった PC 柱の耐力は、計算で求めることが可能であり、材料強度を設計強度として耐力を計算した場合でも設計

曲げ耐力を上回ることが明らかとなった。

5. まとめ

PC 柱の損傷状況および補修方法の妥当性を実験的に確認することを目的に、実物 PC 柱を用いて静的正負交番載荷試験を行なった。東北地方太平洋沖地震による PC 柱の損傷状況および今回実験を行なった範囲で得られた知見は以下の通りである。

- (1) 東北地方太平洋沖地震において、PC 柱はコンクリートの圧壊により損傷した。
- (2) 補修後の PC 柱における変形性能は、損傷を受けていない PC 柱とほぼ同じである。
- (3) PC 柱の曲げ耐力は、設計値に対して約 30%大きい。
- (4) 材料強度を実強度として計算した PC 柱の曲げ耐力は、実験値とほぼ一致する。
- (5) 材料強度を設計強度として計算した PC 柱の補修後の曲げ耐力は、設計曲げ耐力以上である。
- (6) (4), (5)より、損傷を受けた PC 柱を 2 章に示す方法により補修した場合、補修後の PC 柱の曲げ耐力は材料強度を設計強度とした計算値以上まで回復し、その値は設計曲げ耐力以上となるため、補修方法は妥当といえる。

参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災鉄道復興記録編集委員会：よみがえる鉄路—阪神・淡路大震災鉄道復興の記録，山海堂，1996.3
- 2) 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），丸善株式会社，2004.4
- 3) 海原卓也，小林薫，小林将志，葉山佳秀：PC 電化柱の耐震性能に関する実験的研究，プレストレスコンクリート技術協会，第 8 回シンポジウム論文集，pp.89-94，1998.10