

Ferrocement により補強した損傷 RC 柱の構造特性

Structural Characteristics of Damaged RC Column Reinforced by Ferrocement

北見工業大学大学院	学生員	天池 伸司 (Shinji Amaike)
北見工業大学	フェロー	大島 俊之 (Toshiyuki Oshima)
北見工業大学	正会員	三上 修一 (Shuichi Mikami)
北見工業大学	正会員	山崎 智之 (Tomoyuki Yamazaki)
北見工業大学大学院	学生員	ラティッシュ パンチャラティ (P.Rathish Kumar)
北見工業大学	正会員	坪田 豊 (Yutaka Tsubota)

1. はじめに

今後、大地震が起こる可能性がある地域での高速道路や鉄道などの高架橋は、地震によって落橋や橋脚がせん断破壊を起こすことが考えられるので早急に耐震補強の対策が必要とされる。これまで、既存 RC 柱の耐震補強には炭素繊維シートや鋼板を巻き付ける工法の研究が行われてきたが、これらの補強工法は高度な技術が必要であり、コストの面から考えると安易に導入することはできない。そこで安価で施工が容易な補強工法を開発することは重要な課題である。

本研究では比較的新しい補強材料であるフェロセメントについての研究を行った。フェロセメントとは間隔の狭い金網を何層か巻き付け、モルタルを流し込んで作製されるもので、比較的安価で施工しやすく耐火性が高いという利点がある。現在、海外では土木構造物の補強方法の一つとして幅広く使用されているが、日本では階段、小型ポート、カヌーなどで徐々に使用され始めているものの土木構造物についてはまだ研究段階である^{1), 2)}。これまでも円形断面のフェロセメント補強^{3), 4)}などの研究が行われてきた。本研究では角柱型のモデル供試体を作製し、フェロセメントによって補強された損傷 RC 柱の構造特性として補強効果について検討した。

2. 供試体

(1) フェロセメント補強前 RC 供試体

試験供試体は橋脚をモデルとした角柱型で橋脚部断面は 30×30cm、高さ 100cm、フーチング部は断面が 60×60cm、高さ 40cm とした(図-1 参照)。RC 供試体の引張鉄筋として D16(片面 6 本)、帯鉄筋として D6(30cm 間隔に配置)の鉄筋を使用した。コンクリート設計基準強度は 24MPa とし、RC 供試体の耐力は曲げ耐力 140.8kN・m、せん断耐力 111.5kN とした。

(2) フェロセメント補強方法と補強後の供試体

交番載荷試験によって損傷した RC 供試体を鉄筋部分まではずり、その周りを写真-1のように金網を 6 層巻き付け、その上からモルタルを注入して養生することによってフェロセメント補強とした。金網巻き付けはフーチング部上面から橋脚部全体とし、金網はフーチング部とは剛結せず切り離した状態とした。

フェロセメントに使用する金網はステンレス製の針金



写真-1 金網を巻きつけた供試体

を平織りしたものを使用した。針金は 1 本の径が 0.44mm、金網の網目間隔は 2.76mm、針金 1 本の強度は 706N/mm²である。

モルタルの配合は、セメント：砂：水+高性能 AE 減水剤(対セメント)=1：1.2：0.4+0.006(対セメント)とし、セメントは早強ポルトランドセメントを使用した。モルタルの設計強度は 30MPa 以上とした。

以上により、フェロセメントによる補強後の増加耐力は曲げ耐力が 0kN・m、せん断耐力が 61.4kN とし補強後供試体の曲げ耐力 140.8kN・m、せん断耐力 172.9kN とした。

3. 実験方法

実験は写真-2のように供試体を横に倒した状態で橋脚頂部に水平方向荷重を作用させ、引張鉄筋が弾性範囲では荷重制御で、塑性範囲では変位制御で交番載荷試験を行った。橋脚軸方向の荷重を考慮して、供試体の頂点から200kNの軸力を作用させた。

載荷方法は、すべて1サイクル毎の交番載荷試験を行うものとして、はじめに弾性範囲の試験として10kNずつ荷重を増加させて荷重制御の交番載荷試験を行い、1サイクル終わるごとに引張鉄筋に設置されているひずみゲージのデータを確認し、引張鉄筋が塑性域に入ってからはその変位を1として、1ずつ増加させる変位制御の交番載荷試験を行った。交番載荷試験はフェロセメント補強前 RC 供試体はせん断破壊した時点で、フェロセメント補強後の供試体は橋脚基部のモルタルが脱落して金網が露出した時点で終了とした。測定項目は図-1に示すように引張鉄筋（橋脚頂部から45cm および90cm の位置にひずみゲージを設置）および帯鉄筋（橋脚頂部から35cm および65cm の位置にひずみゲージを設置）のひずみと橋脚頂部および橋脚中央部（橋脚頂部から5cm の位置にレーザー変位計、橋脚頂部から50cm の位置にリニアゲージを設置）の変位とした。またアクチュエータのロードセルにより荷重のデータを測定した。

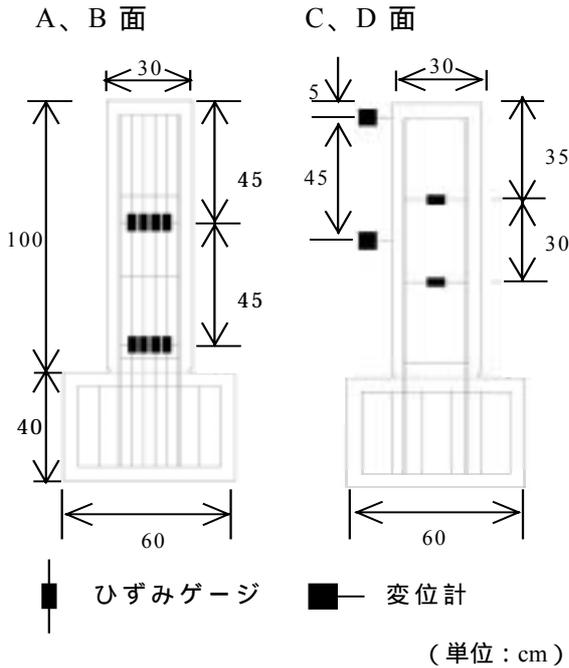


図-1 測定箇所

4. 実験結果および考察

フェロセメント補強前とフェロセメント補強後の測定結果から荷重-変位曲線、荷重-ひずみ曲線を求めて比較検討を行った。

弾性範囲の交番載荷試験は70kNまで行い、ここで引張鉄筋の塑性を確認し、このときの変位7mmを1とした。

図-2~図-7に交番載荷試験結果の履歴を示し、主要なサイクルの設定した数を表示した。また、比較するサイクルの数値に垂線を引いて記入した。



写真-2 交番載荷試験の装置

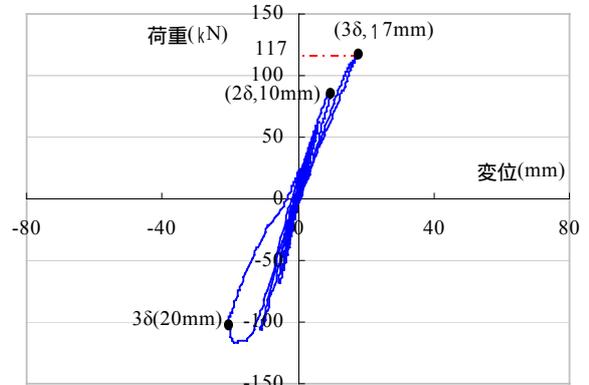


図-2 荷重-変位曲線 補強前 橋脚頂部変位

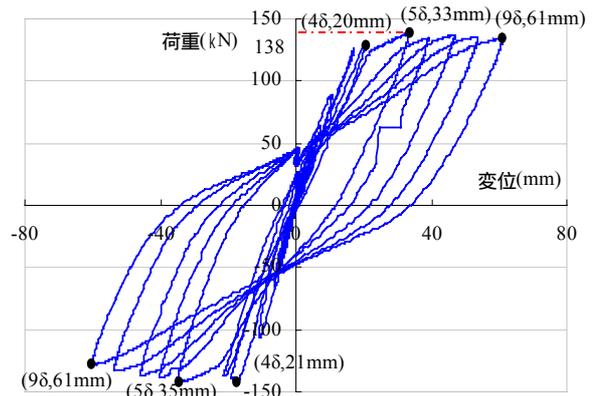


図-3 荷重-変位曲線 補強後 橋脚頂部変位

(1) 荷重と変位

図-2、図-3は交番載荷試験終了直前(フェロセメント補強前 RC 供試体は3、フェロセメント補強後の供試体は9)までの橋脚頂部に設置した変位計のデータから求めた荷重-変位曲線履歴である。

フェロセメント補強前の RC 供試体は3の交番載荷

試験を行ったときの最大荷重が 117kN となり、せん断破壊を起こしたがフェロセメント補強後は 5 の交番載荷試験を行ったときの最大荷重が 138kN となってもせん断破壊を起こさず、履歴が大きくなり曲げ破壊の様子がみられることからフェロセメントによる補強効果が見られる。また、フェロセメント補強前の最大変位が 20mm であるのに対してフェロセメント補強後の最大変位は 9 の交番載荷試験を行ったときの 61mm であることからフェロセメント補強後の供試体は靱性が大きくなったことがわかる。

フェロセメント補強後の交番載荷試験のデータから最大変位が増加しているにも関わらず最大荷重が少しずつ減少している部分があり、最大荷重を過ぎたところから供試体が塑性化していることが判る。補強前のデータではせん断破壊が確認された直前の交番載荷試験が最大荷重となっているため、フェロセメント補強前の供試体は塑性化した直後にせん断破壊を起こしたと考えられる。

このことからフェロセメント補強をすることによって帯鉄筋量の少ない構造に対する補強として大きな荷重や変位に耐えることができ、さらに塑性化した直後にせん断破壊を起こさないと思われる。

(2) 引張鉄筋のひずみ

図 - 4、図 - 5 は橋脚頂部から 90cm の位置（橋脚基部）の引張鉄筋に設置したひずみゲージのデータによる荷重 - ひずみ曲線履歴である。フェロセメント補強後の供試体は交番載荷試験の最大変位が大きくなるとひずみゲージが壊れたため、このデータはひずみゲージが壊れる直前に行った 5 の交番載荷試験までのデータである。

フェロセメント補強前の 3 の交番載荷試験による最大ひずみは 1650×10^{-6} であるのに対してフェロセメント補強後の 3 の交番載荷試験による最大ひずみは 1810×10^{-6} であることからフェロセメント補強後の供試体のひずみが微増していることがわかる。またフェロセメント補強後の 5 の交番載荷試験による最大ひずみは 2410×10^{-6} であり補強前にせん断破壊した 3 以降もひずみが増加している。これはフェロセメント補強によってせん断耐力が増加し、橋脚基部にかかる曲げモーメントが大きくなることによって曲げ破壊に変わったと考えられる。

(3) 帯鉄筋のひずみ

図 - 6、図 - 7 は橋脚頂部から 65cm の位置の帯鉄筋に設置したひずみゲージのデータによる荷重 - ひずみ曲線である。フェロセメント補強後に行われた交番載荷試験

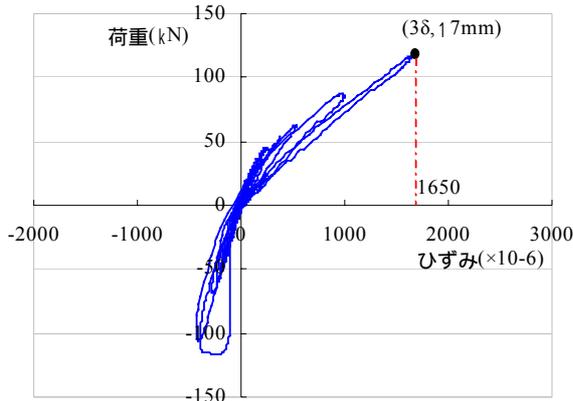


図 - 4 荷重 - ひずみ曲線 補強前 引張鉄筋

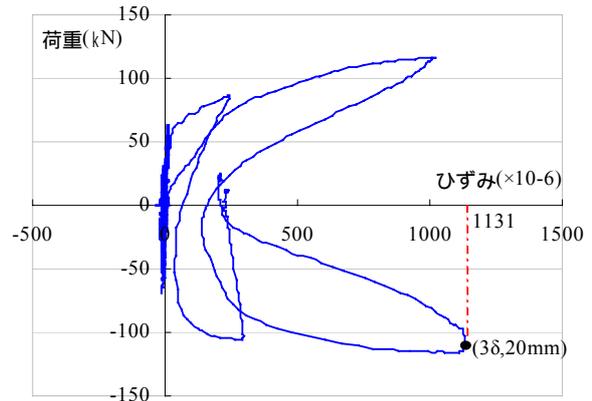


図 - 6 荷重 - ひずみ曲線 補強前 帯鉄筋

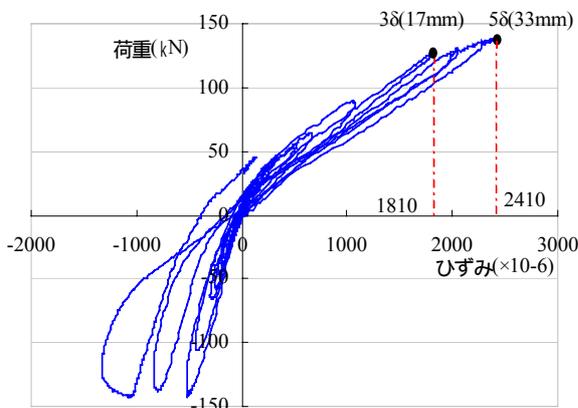


図 - 5 荷重 - ひずみ曲線 補強後 引張鉄筋

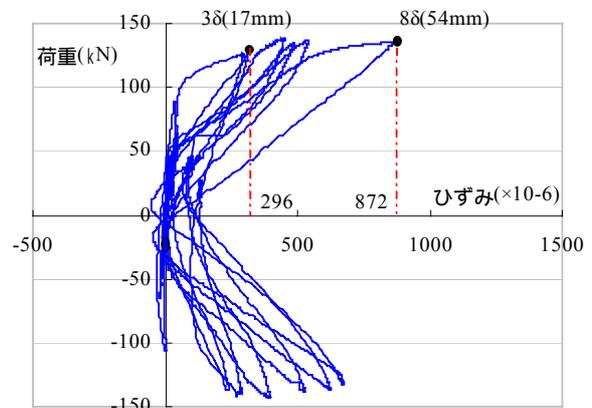


図 - 7 荷重 - ひずみ曲線 補強後 帯鉄筋

では最大変位が大きくなるとひずみゲージが壊れたため、このデータはひずみゲージが壊れる直前に行った最大変位 8 の交番載荷試験までのデータである。フェロセメント補強前の RC 供試体で行った 3 交番載荷試験による最大ひずみが 1131×10^{-6} であるのに対してフェロセメント補強後の供試体で行った 3 の交番載荷試験による最大ひずみは 296×10^{-6} であることからフェロセメント補強後の最大ひずみが小さいことがわかる。またひずみゲージが壊れる直前に行った 8 の交番載荷試験による最大ひずみが 872×10^{-6} であり、これも RC 供試体の場合と比べて小さい。これはフェロセメント補強により帯鉄筋が負担していたせん断力の一部がフェロセメントの金網に分担されたため、帯鉄筋のひずみが減少したものと考えられる。



写真 - 3 交番載荷試験終了後の載荷垂直方向の面

写真 - 3 はフェロセメント補強後に交番載荷試験を行った後の供試体の様子である。

大きな荷重と変位を与えたことによってかぶりのモルタル部分にせん断によるひび割れが発生して剥離し、脱落しているが金網部分にはほとんど損傷は見られない。

このことからフェロセメント補強よっての耐震効果はかなり期待できることが考えられる。

5. 結論

フェロセメントによって補強された損傷 RC 柱の構造特性を検討することを目的として角柱型のモデル供試体を用いて交番載荷試験を行った結果、以下のことが明らかになった。

- (1) フェロセメント補強前は 3 の交番載荷試験を行ったときに最大荷重 117kN でせん断破壊したが補強後は 5 の交番載荷試験で最大荷重が 138kN であったがせん断破壊を起していない。また補強前の最大変位が 3 の交番載荷試験を行ったときの 20mm であるのに対し、補強後は最大変位が 9 の交番再試験を行ったときの 61mm であることから靱性が大きくなった。

- (2) フェロセメント補強前と補強後の 3 の交番載荷試験を行ったときの引張鉄筋の最大ひずみは補強前が 1650×10^{-6} であるのに対し補強後は 1810×10^{-6} と微増し、補強後の 5 では 2410×10^{-6} と増加したことから橋脚基部に曲げモーメントが集中して曲げ破壊を起こした。

- (3) フェロセメント補強前と補強後の 3 の交番載荷試験を行ったときの帯鉄筋のひずみは補強前が 1131×10^{-6} で補強後が 296×10^{-6} となり、帯鉄筋が負担していたせん断力の一部がフェロセメントの金網に分担されてひずみが小さくなった。

以上のことから損傷 RC 柱をフェロセメント補強することによって耐震補強効果が向上した。

今後の課題として、以下のことについて検討予定である。

- (1) フェロセメント補強の断面として円形断面を用いることにより正方形断面の場合との補強効果を比較。
- (2) FRP, 鋼板巻き付け, 炭素繊維シートなどの各種補強材料とフェロセメントによる補強について補強効果を比較

謝辞

本研究は平成 16 年度日本学術振興会科学研究費補助金(課題番号 15560401 代表者 大島俊之)の補助を受けて行われました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Rathish Kumar P, Toshiyuki Oshima, Shuichi Mikami & Tomoyuki Yamazaki, "Seismic retrofit of square reinforced concrete piers by ferrocement jacketing", International Journal of Structure and Infrastructure Engineering-Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance, Taylor and Francis group Ltd(in press).
- 2) P.Rathish Kumar, Toshiyuki Oshima and Shuichi Mikami, "Ferrocement confinement of plain and reinforced concrete", International Journal of Progress in Structural Engineering and Materials, PSE-188, John Wiley and Sons, Ltd, VOL.6 issue4 pp241-251, October-December 2004.
- 3) 瀧口克巳, Abdullah, 堀真悟, 竹原学: 「せん断破壊型 RC 柱のフェロセメントによる補強に関する研究(その 1), (その 2), (その 3)」日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)2001年9月, pp, 531-536
- 4) 瀧口克巳, Abdullah, 藤田進, 鐘ヶ江暢一: 「円形フェロセメント被覆によるせん断破壊型 R/C 柱の補強に関する研究」日本建築学会構造系論文集 2001, pp, 145-153