# 鉄筋埋込式モルタル巻立て補強の載荷実験

大日本コンサルタント㈱	○正会員	清水英樹	九州工業大学	正会員	幸左賢二
九州工業大学	正会員	合田寛基	九州工業大学		寺本浩平

# 1. はじめに

近年の道路橋の度重なる耐震要求性能の高まりにより,新設橋 脚に比べ著しく低鉄筋比の既設構造物が存在する.この様な低鉄 筋比である壁式橋脚の耐震補強において,柱断面増厚に制限を受 ける構造物を対象とした場合,補強主鉄筋を既設コンクリート内 に埋込,その柱周囲に補強帯鉄筋を配筋,これら補強鉄筋を覆う 様に高靱性モルタルを巻立てる方法がある.本研究では,この補 強工法の耐震性能向上効果を確認するため,正負交番繰返し載荷 を実施した.

### 2. 供試体概要

図-1に供試体概略形状および使用鉄筋を示す.供試体は,一般 的な RC 壁式橋脚を想定してモデル化しており,主鉄筋比および帯 鉄筋比は,破壊形式が曲げ破壊形式となるように設定している. 普通コンクリートおよび高靱性モルタルの設計強度は,24N/mm<sup>2</sup> としており圧縮強度は,普通コンクリートで25.7~28.7N/mm<sup>2</sup>,高 靱性モルタルで42N/mm<sup>2</sup>と設計強度を上回っている.また,供試 体 A は,補強前の供試体を想定し,幅750mm×断面高350mmで軸 方向鉄筋比が現行橋脚柱の1%程度に比べ,0.64%と低鉄筋比を設 定している.供試体 C は,実構造物の補強手順を再現し,補強主 鉄筋6本2列を補強前供試体 A の柱表面に幅40mm,深さ30mm の溝堀を行い,溝内に高靱性モルタル充填し補強主鉄筋で固定し ている.また,溝直下のフーチングには図-2(b)に示すように, 径 30mm で削孔し,補強主鉄筋D19をエポキシ樹脂で定着(定着 長 L=20 φ=380mm)している.補強後の断面は,柱外周部に25mm 厚の高靱性モルタルを被覆し800mm×400mmとなっている.

供試体の耐震性能の試算は,道路橋示方書に基づいて行った. ただし,高靱性モルタルを用いるケースでは,圧縮側かぶりコン クリートが終局時でも応力を負担できると仮定し,終局時もかぶ りコンクリート部分を計算に含めた.図-3に試算によって求めた 水平荷重-水平変位関係を示す.試算の結果,今回の仮定の下で は供試体 C の補強量は,補強前供試体 A に比べ最大荷重が約 2 倍 となり,変形性能も約 1.2 倍と耐震性能が変化する量である.

#### 3. 実験概要

実験は、実構造物の死荷重を考慮し、柱供試体の上面より 1.0 N/mm<sup>2</sup>相当 320kN の一定軸力を載荷し、正負交番繰り返し載荷に

キーワード 巻立て補強, 靱性, エポキシ樹脂, フーチング定着

連絡先 〒812-0013 福岡市博多区博多駅東 2-5-19 大日本コンサルタント(株) 九州支社 TEL 092-441-0457







より行った.引張側主鉄筋が降伏するまでは荷重制御を行い,そ れ以降は降伏変位(δ<sub>y</sub>)の整数倍を変位制御により載荷した.

# 4. 実験結果

図-4 に各供試体の P-  $\delta$  履歴曲線を示す.供試体 A は, 143kN で補強主鉄筋が降伏ひずみを超え、3  $\delta_y$  (19.5mm)で最大荷重 171kN に達した.その後、10  $\delta_y$  (66.1mm)まで荷重を保持したま ま変位が進展したが、柱基部ではらみ出しが発生し、最終的にか ぶりが剥落することで急激に荷重が低下、11  $\delta_y$  (72.7mm)で Pyを 下回った.供試体 C は、荷重制御で 320kN を荷重維持した時に、 引張側主鉄筋がフーチングかぶりコンクリートと伴にフーチング から伸び出し、荷重を保持出来なくなり、水平載荷装置の変位限 界 135.5mm まで急激に変位が進行(図-4(b)の破線)した.この直 後の荷重は、137kN まで低下していた.

供試体Cのフーチング内に埋め込まれた引張側の既設主鉄筋と 補強主鉄筋に着目し、水平荷重160、320kN時と変位136mm時の 主鉄筋高さ方向ひずみの値を図-5に示す.図中の[数字]は、図-2 のひずみゲージ位置を示している. 160kN 時のひずみ分布は, 既設主鉄筋,補強主鉄筋ともに逆三角形分布となっている.しか し、320kN時では補強主鉄筋に比べ既設主鉄筋の方がひずみが大きくなり、 フーチング上面付近では補強主鉄筋が 2400 μ 程度, 既設主鉄筋が 3400 μ 程 度と降伏ひずみ以上となっている.また、フーチング上面から150mm以深 では、既設主鉄筋ひずみが逆三角形分布となって進展しているが、補強主 鉄筋ひずみは 160kN 時と変化がほとんどない.変位 136mm 時では、フー チング上面から150mm以深の既設主鉄筋ひずみがさらに進展し,最大9800 μ程度となった.このときの補強主鉄筋ひずみは、フーチング上面付近で 3400 µ 程度と進展しているが、フーチング上面から 150mm 以深では、変化 していない. この結果および, 図-4(b) に示す供試体 C の変位 136mm 時 の水平荷重 137kN と, 図-4(a) に示す供試体 A の降伏荷重 143kN がほぼ同 値であることを考慮すると、供試体 C の変位が 136mm に急激に進展した 際,補強主鉄筋がほとんど引張力を分担できていなかったと考えられる.

これを確認するため、載荷終了後、引張側補強主鉄筋位置でフーチング を切断し鉄筋定着部の状況を実際に目視した.その結果、フーチング上面 でのコンクリート破壊面は、最深 105mm であり破壊面の下にもひび割れが 確認された.また、補強主鉄筋 6 本全て先端部で空隙が確認され、その平 均は 22mm で空隙の上下波面で一致すること、及び図-5 のひずみ分布よ り、供試体 C は変位急増時に補強主鉄筋の定着部でエポキシ樹脂とコンク リートの界面で滑りが生じ抜け出した.

# 5. まとめ

供試体 C の様な耐力を 2 倍程度増加する耐震補強において,補強主鉄筋 定着部は正負交番載荷により引張圧縮が繰り返されたことで,フーチング 上面付近のコンクリートが徐々にひび割れ損傷が進行し,降伏荷重程度で 補強主鉄筋が一斉に抜け出す可能性があることが判明した.





みと破壊状況(供試体 C)