

高強度主鉄筋を機械式継手で塑性ヒンジ部内の同一断面で接合した壁部材の力学的性状

東京鉄鋼株式会社 正会員 ○後藤 隆臣
 東京鉄鋼土木株式会社 正会員 小倉 貴裕
 株式会社フジタ 正会員 平野 勝識
 高知工科大学 フェロー 島 弘

1. はじめに

近年、RC 造土木構造物は、耐震性向上の観点から過密配筋となる構造物が多くなる傾向である。道路橋示方書¹⁾が平成 24 年に改訂され、高強度鉄筋 SD490 が新たに適用範囲に入ったことから、SD490 を使用し主鉄筋比を低減する等、過密配筋解消の検討事例の増加が予測される²⁾。また、鉄筋工事の更なる施工合理化および施工品質向上の一手段として、鉄筋継手には機械式継手を採用し、継手位置を塑性ヒンジ部内の同一断面に設けた場合（以下「同列配置」という）の工法も検討されつつある。

しかしながら、土木構造物を対象として、塑性ヒンジ部に機械式継手を同列配置した研究事例は、柱状縮小試験体で SD345 を主鉄筋に使用した事例³⁾がある程度で、SD490 を使用した研究事例はない。そこで本研究では、主鉄筋に SD490 を使用し機械式継手を塑性ヒンジ部内に同列配置した壁部材の力学的性状について検討を行った。

2. 実験概要

(1) 試験体概要

試験体は、ボックスカルバートの一部を切り出し、片持ち形式の壁試験体とした。試験体の大きさは実大規模とし、寸法は壁部が幅 1,600mm、厚さ 900mm、高さ 2,290mm、スタブが幅 2,500mm、奥行き 2,500mm、高さ 1,200mm とした。

試験体諸元を表-1 に示す。試験体の配筋は、実物件の配筋を参考にしており、WN の主鉄筋は、SD345 の D32 を片側に 10 本配筋した。一方、WJH の主鉄筋には SD490 を使用し、鉄筋径や本数は、WN と耐力が同じになるように D29 を片側に 9 本配筋した。また、WJH の主鉄筋の継手には、ねじ節鉄筋継手を使用し、

塑性ヒンジ部に同列配置した。ねじ節鉄筋継手の寸法は、長さ 155mm、外径 47.3mm である。

配筋鉄筋は、SD345 の D19 を使用し、250mm 間隔で配筋した。せん断補強鉄筋は、同等のせん断余裕度となるように両試験体のせん断補強鉄筋比を合わせ、SD345 の D16 を 1 段あたり 5 本配筋した。計算に使用した安全係数は全て 1.0 とし、各試験体のせん断余裕度は、WN で 1.47、WJH で 1.43 である。

また、せん断スパン a が 2,000mm、有効高さ d が 800mm でせん断スパン比 a/d を 2.5 とし、コンクリートの目標圧縮強度は 24N/mm^2 とした。

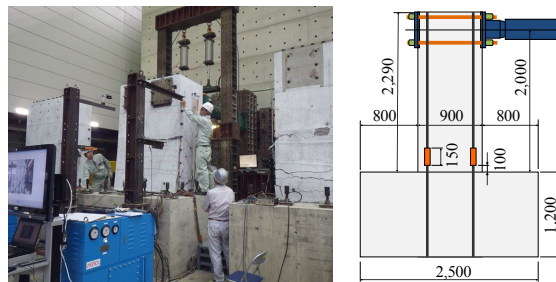


図-1 実験概要

(2) 試験方法

加力サイクルは、ひび割れ発生時および主鉄筋のひずみが $1,000\mu$ 時で各 1 回、 $\delta_y \sim 4\delta_y$ は各 3 回、 $5\delta_y$ 以降は各 1 回繰り返し载荷を実施した。なお、降伏変位 δ_y は、WN 主鉄筋のテストピースの一方引張試験にて降伏ひずみに達した際の変位量（水平変位 10mm）とした。また、WJH の δ_y は、荷重-水平変位履歴曲線の比較を行うために、WN と同一の δ_y の倍数で繰り返し载荷を行った。

3. 試験結果

(1) 最大荷重

WN の最大荷重は、正側 1,290kN、負側-1,266kN に

表-1 試験体諸元

試験体名	主鉄筋				コンクリートの 実強度 $f_c(\text{N/mm}^2)$	せん断 スパン比 a/d	計算値 $M_u/a(\text{kN})$
	鋼種 本数-径	引張鉄筋比 $p_t(\%)$	継手	実降伏強度 $f_y(\text{N/mm}^2)$			
WN	SD345 10-D32	0.62	なし	379	26.5	2.5	1,173
WJH	SD490 9-D29	0.45	あり	514	30.3		1,175

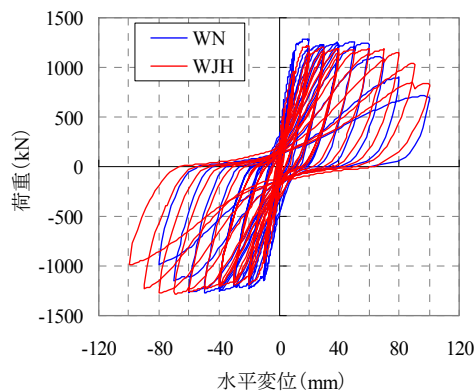
キーワード：高強度鉄筋，機械式継手，同列配置，塑性ヒンジ部，実大壁試験体

東京鉄鋼株式会社 〒323-0819 栃木県小山市横倉新田 520 TEL：0285-28-1771 FAX：0285-28-1717

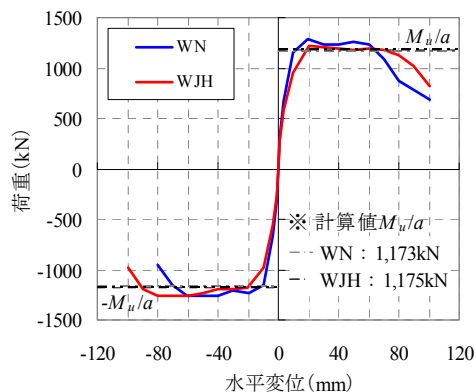
対し、WJH の最大荷重は、正側 1,218kN、負側-1,283kN とほぼ同等であった。

(2) 変形状

両試験体の荷重－水平変位履歴曲線を図－2に示す。WN は、水平変位 60→70mm の荷重で荷重が大きく低下した。これに対し WJH は、水平変位 80→90mm の荷重で荷重が大きく低下した。WN および WJH の荷重－水平変位履歴曲線の包絡線および鉄筋とコンクリートの実強度を用いた計算値 M_u/a を図－3 に示す。ひび割れ発生までの初期剛性は、WN と WJH で同じである。その後の剛性は、主鉄筋比の差 (WN : 0.62%, WJH : 0.45%) より、WJH は WN より剛性が小さくなっている。これより、主鉄筋の高強度化による鉄筋比の低減は、ひび割れ発生後の剛性が若干低下する程度で変形状には悪影響がないことがわかった。また、ねじ鉄筋継手を塑性ヒンジ部で同列配置しても、変形状に差は見られなかった。



図－2 荷重－水平変位履歴曲線

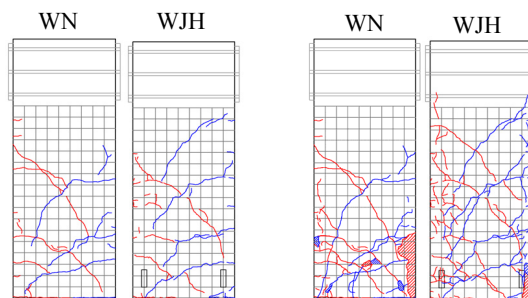


図－3 包絡線

(3) ひび割れ性状

水平変位 10mm 到達時および荷重終了時のひび割れ状況を図－4 に示す。図中のひび割れは、正側荷重時を青線、負側荷重時を赤線で示した。これより、水平変位 10mm 到達時のひび割れ性状には WN と WJH で大きな差は見られない。また荷重終了時では WJH の斜めひび割れの本数が多かった。かぶりコンクリートの剥落は、WN では水平変位 60→70mm、WJH では水平変位 80→90mm の過程で発生した。荷重は、かぶりコ

ンクリートが剥落した過程の正側荷重および負側荷重において低下した。履歴曲線の最終の過程では、両試験体共にかぶりコンクリートの剥落範囲が拡大し、主鉄筋が露出した。これより、主鉄筋の座屈および直角フックの変形が両試験体にて肉眼でも観察できる状態となった。この状況から、かぶりコンクリートの剥落は、主鉄筋の座屈を経て直角フックが変形 (曲げ戻し) して発生したと考えられる。ここで、WJH のかぶりコンクリートの剥落状況および直角フックの変形状況の事例を写真－1 および写真－2 にそれぞれ示す。



(a) 水平変位 10mm 到達時

(b) 荷重終了時

図－4 ひび割れ発生状況



写真－1 かぶり剥落



写真－2 直角フック変形

4. まとめ

- (1) ひび割れ性状は、水平変位 10mm 到達時においては WN と WJH で大きな差は見られなかった。
- (2) 変形状は、主鉄筋の高強度化による鉄筋比の低減に対して、ひび割れ発生後の剛性が若干低下する程度で悪影響がないことがわかった。
- (3) かぶりコンクリートの剥落した水平変位は、WN で 60→70mm、WJH で 80→90mm であった。

以上より、主鉄筋の高強度化による鉄筋比の低減に対してねじ鉄筋継手を同列配置しても、ひび割れ発生後の剛性が若干低下する程度で、変形状およびひび割れ性状には悪影響がないことがわかった。

<参考文献>

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 (平成 24 年度版)
- 2) 村田裕志, 渡辺典男, 水谷正樹：SD490 を用いた高鉄筋比の RC 橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.928－937, 2010.3
- 3) 後藤隆臣, 睦好宏史, 佐々木文雄：形状の異なる機械式継手を用いた鉄筋コンクリート部材の力学的性状に関する研究, 土木学会第 67 回年次学術講演会, V-228, pp.455－456, 2012.9