

後施工プレート定着型せん断補強鉄筋のディープビームへの 適用性に関する実験的検討

河村 圭亮^{*1}・福浦 尚之^{*1}・岡本 晋^{*2}・新藤 竹文^{*3}

Keywords : post-construction shear reinforcing bars, deep beams, shear reinforcing, seismic retrofitting

後施工プレート定着型せん断補強鉄筋, ディープビーム, せん断補強, 耐震補強

1. はじめに

杭で支持される橋脚のフーチングのようなせん断スパン比の小さい部材はディープビームと呼ばれる。ディープビームはせん断力に対する耐荷機構が比較的せん断スパン比の大きい棒部材とは異なるとされている¹⁾。ディープビームにスターラップを配置した場合は、トラス理論により算定されるせん断補強鉄筋が負担するせん断力と同等の補強効果は得られないものの、せん断補強鉄筋比やせん断スパン比に応じた補強効果が得られることが既往の研究で明らかになっている²⁾。2012 年制定コンクリート標準示方書¹⁾においても、既往の実験結果を基にしたディープビームのせん断耐力算定式が示されている。

著者らは、主に地中の鉄筋コンクリート（以下、RC）構造物のせん断耐力向上を目的とした耐震補強技術³⁾を開発しており、これまでに多くの適用実績がある。本工法は、写真-1 に示す手前側に矩形プレートを、埋込側に小型の円形プレートをそれぞれ摩擦圧接したせ

ん断補強鉄筋（以下、後施工プレート定着型せん断補強鉄筋）を既設の RC 構造物に削孔した孔内に差し込み、モルタル充填材により固定することで構造躯体と一体化させるものである。

斜めひび割れの発生によってせん断破壊に至る比較的せん断スパン比の大きい部材だけでなく、ディープビーム部材においても、せん断耐力不足を解消するために耐震補強が求められることがある。そこで、本研究では後施工プレート定着型せん断補強鉄筋を用いた耐震補強工法をせん断スパン比の小さいディープビーム部材へ適用した場合の補強効果に関する検討として、RC 梁試験体の静的載荷試験を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

実験のパラメータは、せん断補強鉄筋の種類、せん断補強鉄筋比、せん断スパン比とした。実験ケースの一覧を表-1 に示す。実験に用いたのは、図-1 に示す幅 550mm、高さ 680mm の断面を有する RC 梁試験体 5 体である。有効高さ 600mm の位置に引張側軸方向主鉄筋として異型 PC 鋼棒 D32 が 3 本配置され、圧縮側には異型鉄筋 D13 が 2 本配置されている。載荷試験時におけるコンクリートの圧縮強度は 32.8～34.0N/mm²であった。

Case-1 の試験体は、せん断スパン内にせん断補強鉄筋が配置されていない試験体である。Case-2,3,4 の試験体については、せん断スパン内にせん断補強鉄筋が配置されていない試験体に対して、材齢 20 日で D16 または D19 の後施工プレート定着型せん断補強鉄筋を用いたせん断補強を行っている。後施工プレート定着型



写真-1 後施工プレート定着型せん断補強鉄筋

Photo.1 Post-construction shear reinforcing bars

*1 技術センター 土木技術研究所 土木構工法研究室

*2 成和リニューアルワークス（株）

*3 技術センター 土木技術研究所

表-1 実験ケース一覧

Table1 Test case view

実験ケース		Case-1	Case-2	Case-3	Case-4	Case-5
検討項目		せん断補強鉄筋の有無	基本ケース	p_w の違い	a/d の違い	鉄筋種類の違い
せん断スパン a (mm)		950	950	760	712.5	950
せん断スパン比 a/d		1.58	1.58	1.27	1.19	1.58
等曲げ区間 b (mm)		600	600	980	600	600
せん断補強鉄筋	種類	なし	後施工プレート定着型せん断補強鉄筋			半円形フック
	ピッチ	-	D16@237.5mm	D19@190mm	D16@237.5mm	D16@237.5mm
	せん断補強鉄筋比 p_w (%)	0.00	0.30	0.55	0.30	0.30
	降伏強度 f_y (N/mm ²)	-	392	384	392	392
引張側主鉄筋	径・本数	D32×3本				
	降伏強度 f_y (N/mm ²)	940 *ひずみ0.2%時				
コンクリート強度 f'_c (N/mm ²)		33.0 (材齢47日)	32.8 (材齢40日)	33.0 (材齢49日)	33.9 (材齢46日)	34.0 (材齢39日)
実験	最大荷重 P_{exp} (kN)	1661	2131	2973	2857	2147
計算	最大荷重 P_{cal} (kN)	1340	1971	2454	2482	2019
実験値の比率 P_{exp}/P_{cal}		1.24	1.08	1.21	1.15	1.06
最大荷重時の圧縮縁コンクリートひずみ (μ)		1978	2353	1942	2144	2232

*網掛けは、第1ピーク点の荷重を最大荷重とした。

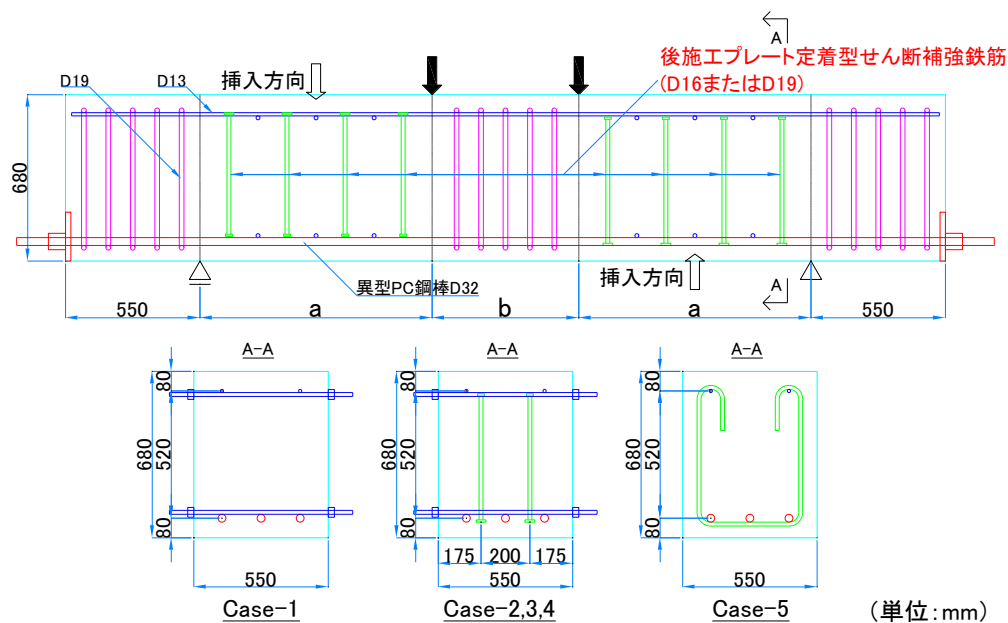


図-1 試験体概要

Fig.1 Outline of specimen

せん断補強鉄筋はいずれのケースも片側のスパンは上面から、もう一方のスパンは底面から挿入した。Case-5は半円形フックタイプのせん断補強鉄筋 D16 が予め配置されている試験体である。なお、せん断補強鉄筋にはいずれも SD345 を用いている。また、Case-1,2,3,4については、一般的な土木構造物の配筋を考慮して配力鉄筋を配置した。その鉄筋径は、後施工プレート定

着型せん断補強鉄筋に合わせて、Case1,2,4 は D16、Case-3 は D19 とした。Case-5 については、せん断補強鉄筋の底面側が主鉄筋に直交した配置となっており、配力鉄筋として見込めるものとして考えた。

2.2 載荷方法および測定項目

載荷は 2 点載荷による静的単調載荷とした。載荷試験状況を写真-2 に示す。載荷板および支承板にはそれ

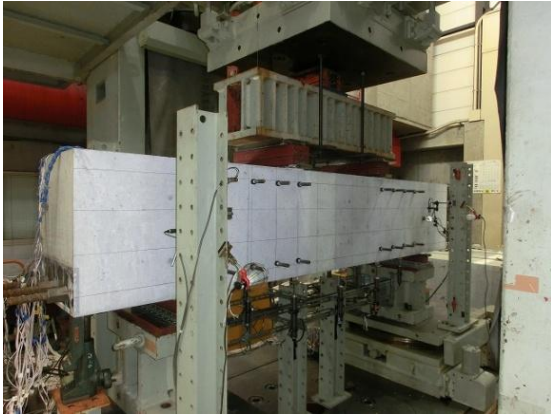


写真-2 荷重実験状況

Photo.2 Loading test state

ぞれ幅 100mm の鋼板を用いた。試験体中央における鉛直変位，引張鉄筋およびせん断補強鉄筋のひずみ，試験体中央上面のコンクリートひずみについて測定を行った。せん断補強鉄筋のひずみは部材高さ方向中央位置にひずみゲージを表裏の 2 ヶ所に貼付け，すべてのせん断補強鉄筋で測定した。

3. 実験結果

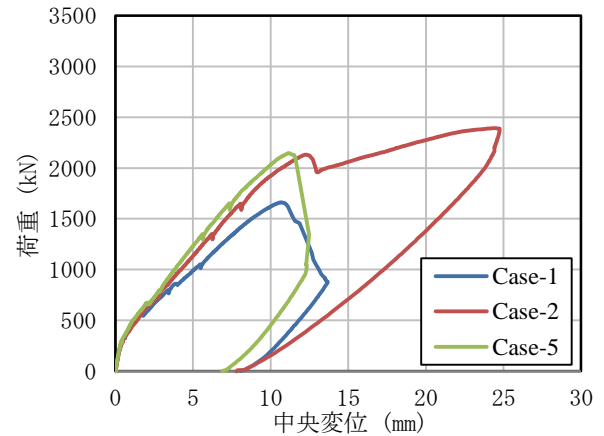
3.1 せん断耐力

図-2 に各ケースの荷重－変位関係を示す。Case-1,5 は，せん断破壊により荷重が大きく低下した時点で載荷を終了した。また，Case-2,3,4 は，曲げ圧壊後に再び荷重が増加し続けたが，主鉄筋が降伏に至る前で載荷を終了した。

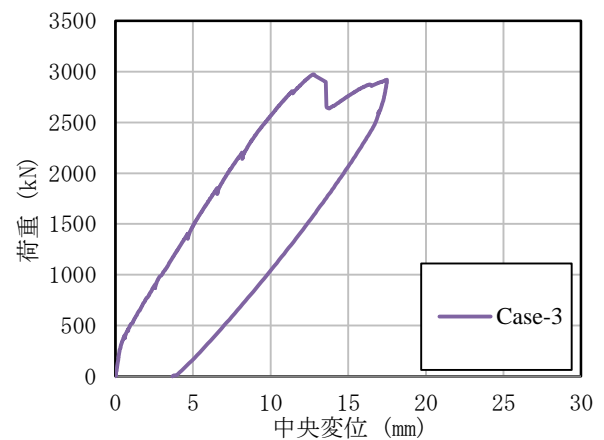
表-1 中には，実験によるせん断耐力とコンクリート標準示方書の式の基になっている実験式（式(1)）²⁾に鉄筋およびコンクリートの実強度を用いて算出したせん断耐力 V より求めた最大荷重を併せて示す。式(1)は半円形フックタイプのせん断補強鉄筋を有するディープビームの載荷実験結果に基づいており，せん断補強鉄筋がコンクリート負担分のせん断耐力 V_c の増加に寄与するとして，係数 k を乗じるものである。係数 k に関する式(2)は，せん断補強鉄筋の補強効果に影響を及ぼすとされているせん断補強鉄筋比およびせん断スパン比がパラメータとなっている。また， V_c の算定式（式(3)）⁴⁾はせん断補強鉄筋を用いないディープビームのせん断耐力算定式として提案されたものである。

$$V = k \cdot V_c \quad (1)$$

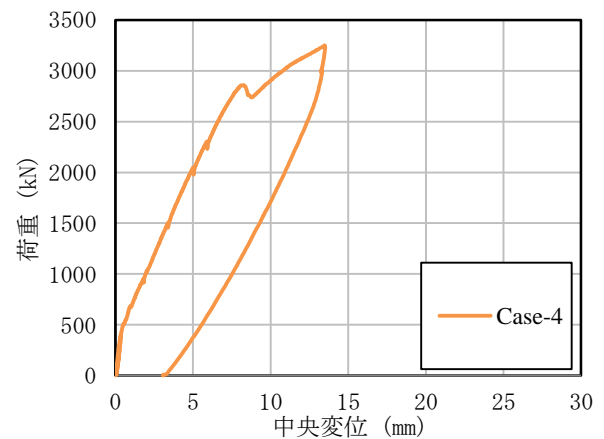
$$k = 1 + 0.85\sqrt{100p_w} \cdot (a/d - 0.75) \quad (2)$$



(a) Case-1,2,5



(b) Case-3



(c) Case-4

図-2 荷重－変位関係

Fig.2 Load displacement curve

$$V_c = \frac{0.24f'_c{}^{2/3} \cdot (1 + \sqrt{100p_t}) \cdot (1 + 3.33r/d)}{1 + (a/d)^2} b_w \cdot d \quad (3)$$

ここで， p_w ：せん断補強鉄筋比， a ：せん断スパン(mm)， d ：有効高さ(mm)， f'_c ：コンクリートの圧縮強度(N/mm²)， p_t ：引張鉄筋比， r ：載荷板の部材軸方向長さ(mm)， b_w ：部材幅(mm)である。

3.1.1 セン断補強鉄筋種類の違い

Case-1,2,5 はせん断補強鉄筋の種類以外は同じ諸元であるせん断スパン比 $a/d=1.58$ ，せん断補強鉄筋比 $p_w=0.30\%$ (Case-2,5) の試験体である。せん断補強鉄筋はそれぞれ，Case-1 はなし，Case-2 は後施工プレート定着型せん断補強鉄筋，Case-5 は半円形フックタイプである。図-2(a)において，Case-1 に対して，Case-2,5 は最大荷重が 30%程度増加しており，せん断補強鉄筋による補強効果が確認できる。なお，後施工プレート定着型せん断補強鉄筋を用いた Case-2 は等曲げ区間の圧縮領域で圧壊が生じたために，一度荷重が低下した後，再び荷重が増加している。そのため，ここでは曲げ圧壊により荷重が低下した時点を最大荷重とした。最大荷重の計算値に対する実験値の比率は，Case-1 が 1.24，Case-2 が 1.08，Case-5 が 1.06 であった。せん断補強鉄筋種類が異なる Case-2 と Case-5 で比較すると，後施工プレート定着型せん断補強鉄筋を用いた Case-2 では半円形フックタイプの Case-5 と同程度の補強効果が得られている。せん断補強鉄筋のない Case-1 では計算値に対する実験値の比率が比較的大きくなっているが，実験のばらつきなども考えられ，今後，他ケースの結果と併せて補強効果の定量的な検討を進めていく必要がある。

3.1.2 セン断補強鉄筋比 p_w の違い

Case-3 は Case-2 よりもせん断補強鉄筋比が大きく， $p_w=0.55\%$ のケースである。なお，本ケースはせん断スパン比 $a/d=1.27$ である。

図-2(b)において，Case-3 は Case-2 と同様に等曲げ区間の圧縮領域で圧壊が生じたが，最大荷重の計算値に対する実験値の比率は 1.21 であり，せん断補強鉄筋比が大きい場合でも相応の補強効果が得られることが示された。

3.1.3 セン断スパン比 a/d の違い

Case-4 は Case-2 よりもせん断スパン比が小さく， $a/d=1.19$ のケースである。

図-2(c)において，Case-4 は Case-2 と同様に等曲げ区間の圧縮領域で圧壊が生じたが，最大荷重の計算値に対する実験値の比率は 1.15 であり，せん断補強スパン比が小さい場合でも相応の補強効果が得られることが示された。

3.1.4 後施工プレート定着型せん断補強鉄筋によるディープビーム部材のせん断補強効果

斜めひび割れの発生によってせん断破壊に至る比較的せん断スパン比の大きい棒部材に対して本工法によるせん断補強を行った場合，埋込み側の円形プレート

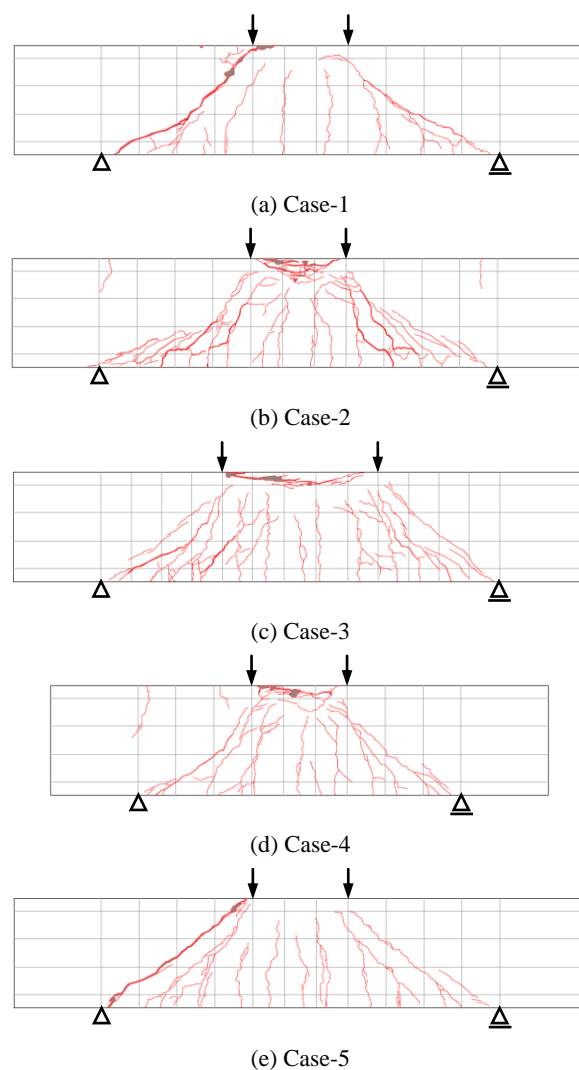


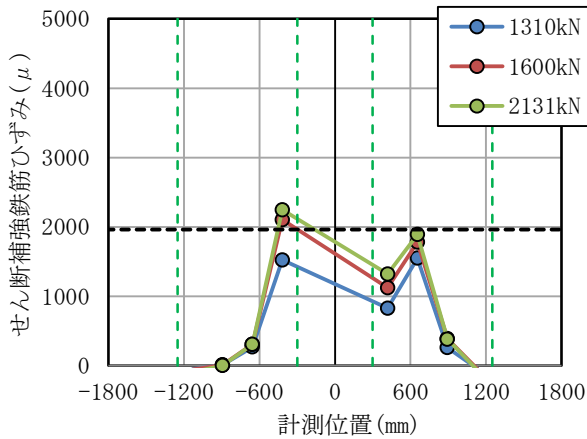
図-3 最大荷重後のひび割れ状況

Fig.3 Crack after maximum load

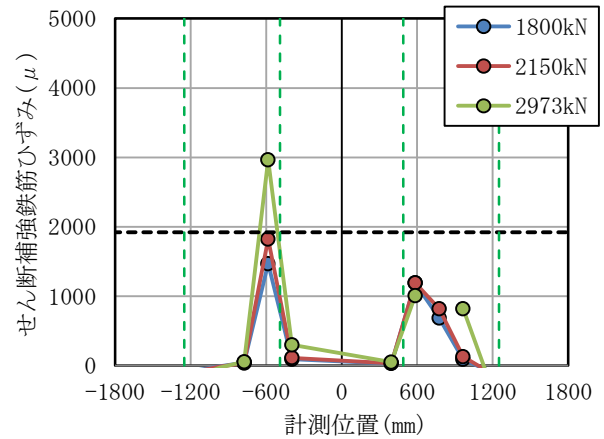
の定着性能が半円形フックより小さいため，その補強効果はトラス理論に対してせん断耐力の有効係数 β (上限は 0.9) を乗じて評価される³⁾。しかし，本工法によりディープビーム部材のせん断補強を行う場合には，せん断補強鉄筋種類の違いによる比較や実験式に対する最大荷重の比率より，新設構造物に用いられる半円形フックタイプのせん断補強鉄筋と同程度の補強効果が得られることが実験結果より示された。

3.2 破壊性状

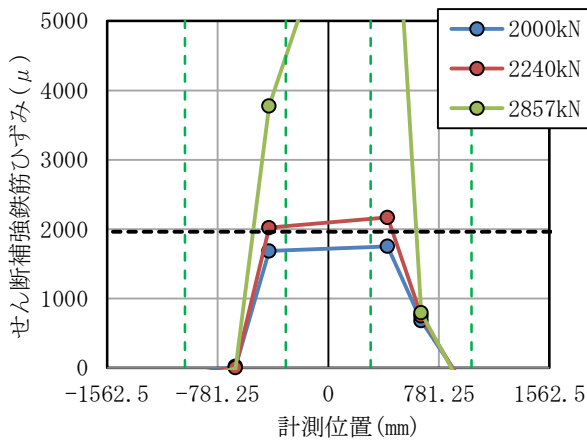
図-3 に各ケースの最大荷重後におけるひび割れ状況を示す。いずれのケースも最初にスパン中央に曲げひび割れが発生し，その後，載荷点と支点を結ぶ斜めひび割れが発生している。せん断補強鉄筋を配置していない Case-1 と半円形フックタイプのせん断補強鉄筋を配置した Case-5 は斜めひび割れが大きく開口して，せん断破壊により荷重が低下した。一方，後施工プレート定着型せん断補強鉄筋を配置した Case-2,3,4 はせん



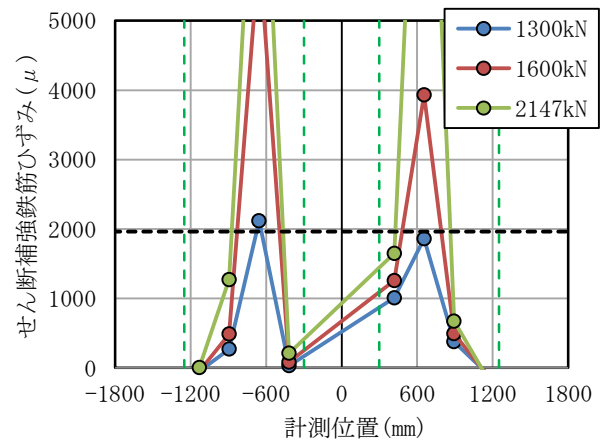
(a) Case-2



(b) Case-3



(c) Case-4



(d) Case-5

* グラフ中の黒の破線はせん断補強鉄筋の降伏ひずみ

* グラフ中の緑の破線は載荷点および支点位置

図-4 せん断補強鉄筋のひずみ分布

Fig.4 Strain distribution of shear reinforcing bars

破壊に至る前に、等曲げ区間内の圧縮領域で圧壊が生じて、荷重が低下した。表-1 中に示すように、各ケースの最大荷重点における圧縮縁のコンクリートひずみは Case-2,3,4 で 1,942~2,343 μ 、Case-1,5 では 1,978~2,232 μ であり、終局ひずみに近い値となっていた。そのため、コンクリート圧縮ひずみの僅かな差により、破壊モードが異なる結果になったものと推察される。

斜めひび割れの本数に着目すると、せん断補強鉄筋を配置していない Case-1 は 1 本の斜めひび割れが発達している。一方、半円形フックタイプのせん断補強鉄筋を配置した Case-5 は複数の斜めひび割れが発生しており、せん断補強鉄筋を配置したことによりひび割れが分散している。後施工プレート定着型せん断補強鉄筋を配置した Case-2,3,4 についてもせん断スパン内に複数の斜めひび割れが発生しており、半円形フックタ

イプのせん断補強鉄筋と同様にひび割れ分散に寄与している。なお、後施工プレート定着型せん断補強鉄筋を上面から挿入した図中左側のスパンと下面から挿入した右側のスパンで、ひび割れ進展状況に明瞭な差は見られなかった。実験ケースによっては斜めひび割れの発生角度に若干違いが見られるものの、後施工プレート定着型せん断補強鉄筋を用いた場合と半円形フックタイプのせん断補強鉄筋を用いた場合で、ひび割れ分散性能は同程度であった。

3.3 せん断補強鉄筋のひずみ

図-4 に Case-2,3,4,5 のせん断補強鉄筋のひずみの分布を示す。横軸は計測位置を試験体の軸方向中央位置からの距離で示しており、これは図-3 に示したひび割れ図の中央位置からの距離と対応している。縦軸はせん断補強鉄筋のひずみを表裏で計測された値の平均値で示している。また、グラフ中の黒の破線はせん断補強

鉄筋の降伏ひずみを、緑の破線は載荷点および支点位置をそれぞれ示している。

半円形フックタイプのせん断補強鉄筋を配置した Case-5 は左右両側のせん断スパンでそれぞれ中央から 2 本目のせん断補強鉄筋が荷重 1,300~1,600kN の時点で降伏している。ひび割れ図と対応してみると、このせん断補強鉄筋は、ひずみ計測位置である部材高さ方向中央位置で斜めひび割れと交わっている。

Case-5 と同じ緒元で後施工プレート定着型せん断補強鉄筋を配置した Case-2 は、片側のせん断スパンで中央から 1 本目のせん断補強鉄筋が荷重 1,600kN の時点で降伏ひずみに到達している。本実験では、ひずみゲージを部材高さ方向中央位置に貼付けているが、斜めひび割れと鉄筋の交差位置がゲージ位置から離れていることなどから Case-5 のように降伏してひずみが大きく増加する傾向は示していないものの、せん断補強鉄筋による補強効果は確認できる。

同じく後施工プレート定着型せん断補強鉄筋を配置したケースで、Case-3 は片側のせん断スパンで中央から 1 本目のせん断補強鉄筋が最大荷重までに降伏ひずみに到達している。Case-4 は左右両側のせん断スパンでそれぞれ中央から 1 本目のせん断補強鉄筋が最大荷重までに降伏している。

また、Case-2,3,4 で後施工プレート定着型せん断補強鉄筋を上面から挿入した図中左側のスパンと下面から挿入した右側のスパンで、ひずみ分布に明瞭な差は見られなかった。

以上より、後施工プレート定着型せん断補強鉄筋を配置した場合でも、半円形フックタイプのせん断補強鉄筋と同じようにせん断力を分担しており、その補強効果を確認することができた。

4. まとめ

本研究では後施工プレート定着型せん断補強鉄筋を用いた耐震補強工法をせん断スパン比の小さいディー

プビーム部材へ適用した場合の補強効果に関する検討として、RC 梁試験体の静的載荷試験を行った。本実験条件の範囲において得られた知見を以下に示す。

- (1) 後施工プレート定着型せん断補強鉄筋を用いた工法によりディープビーム部材のせん断補強を行った場合、新設構造物に用いられる半円形フックタイプのせん断補強鉄筋と同程度の補強効果が得られることがせん断耐力の実験結果より示された。
- (2) 実験ケースによっては斜めひび割れの発角度に若干違いが見られるものの、後施工プレート定着型せん断補強鉄筋を用いた場合、半円形フックタイプのせん断補強鉄筋を用いた場合と同程度に斜めひび割れが分散して生じることが明らかになった。
- (3) せん断補強鉄筋のひずみより、後施工プレート定着型せん断補強鉄筋を用いた場合、半円形フックタイプのせん断補強鉄筋を用いた場合と同じようにせん断力を分担しており、その補強効果を確認した。

今後、後施工プレート定着型せん断補強鉄筋を用いた耐震補強工法をディープビーム部材へ適用した場合の補強設計手法や、数値解析等による破壊メカニズムの解明について検討を行っていく予定である。

参考文献

- 1) 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書[設計編]，pp.180-187，2013。
- 2) 谷村幸裕，佐藤勉，渡邊忠朋，松岡茂：スターラップを有するディープビームのせん断耐力に関する研究，土木学会論文集，No.760/V-63，pp.29-44，2004。
- 3) 財) 土木研究センター：建設技術審査証明報告書（建技審証第 0522 号），後施工プレート定着型せん断補強鉄筋，2011。
- 4) 二羽淳一郎：FEM 解析に基づくディープビームのせん断耐力算定式，第 2 回 RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集，pp.119-126，1983。