

論文 リブ付き薄肉鋼板と繊維シートにより外殻構造を形成した RC 造柱のせん断挙動に対する実験検証

伊藤 嘉則^{*1}・楨谷 榮次^{*2}・町田 恭一^{*3}・川上 修^{*4}

要旨 : L 字形に 4 分割された薄肉鋼板の端部を折り曲げてリブを付設させ、これに繊維シートを貼り付けたせん断補強材により外殻構造を形成させた合計 4 体の RC 造柱について、せん断挙動の把握を目的とした逆対称曲げせん断実験を行った。その結果、変形角 $R = 15 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に脆性的なせん断破壊を示した比較用の帯筋タイプ試験体に対して、4 体ともに変形角 $R = 33 \times 10^{-3} \text{rad}$ に至っても顕著な耐力低下を示すことなく変形性状に優れた挙動を示した。せん断抵抗要素としては、鋼板の横リブ部、鋼板ウェブ部並びに繊維シートに作用する引張力が累加されたトラス機構が形成されている旨が実験検証から明らかとなった。

キーワード : リブ付き薄肉鋼板, 外殻構造, せん断挙動, せん断強度, トラス機構

1. はじめに

筆者らはせん断強度が不足する既存鉄筋コンクリート造 (以下, RC造とする) 柱に対して, L字形に4分割又はコの字形に2分割した薄肉鋼板を溶接せずに重ね継ぎ手し, これに繊維シートを貼り付けて柱の外周を巻き立て補強した際の実験を幾つか行ってきた。その結果, 分割鋼板の相互にずれが生じることで繊維シートの引張抵抗を高め, 2つの材の複合効果を伴って発揮する横拘束機構によって, この工法は既存柱に不足するせん断強度のみならず曲げ強度までも向上できることが明らかとなった以上, 例え¹⁾。そうした複合効果は, 新規建築物における柱へのせん断補強材としての適用の可能性も秘めているが, その際には構造型枠としても使用できれば工期・工費に対してもより合理的である。

以上の背景に対して本研究では, 上記の補強方法を既存柱及び新規建築物の柱の双方に対して利用するための模索として, 鋼板に改良を加えた上で型枠材として使用した際のパイロット実験を実施し, 2つの材料のせん断補強材により外殻構造を形成させた際のせん断挙動を調べたものである。鋼板に施した具体的な改良点は, **写真-1**に示すようにL字形に加工した鋼板の端部を折り曲げ, 縦横のリブを付設したことである。また, 既往の研究における鋼板は横方向のみに分割していたが, 今回は縦方向も2分割している。これらを柱外周部にブロック状に積み重ねた後に繊維シートを貼り付けて型枠材を構成させている。ここで, 設計方針そのものは, 本補強材によりせん断破壊を防止することを前提としている。

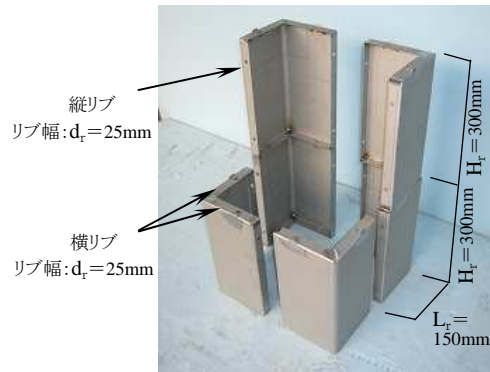


写真-1 リブ付きL字形分割鋼板

2. 試験体

表-1に試験体一覧を, 図-1に試験体の概要を示す。表-2は使用材料の機械的性質である。

試験体は, 断面 300mm×300mm, 高さ 600mm の外周を分割鋼板及び繊維シート巻きによりせん断補強した RC 造柱である。鉄筋は主筋 12-D19 (材質 SD490) のみが配筋され, 鋼板及び繊維シートによるせん断補強効果を把握するため帯筋は設けていない。コンクリート設計基準強度は, 本方法を既存 RC 造柱への耐震補強としての使用も視野に入れ $F_c = 18 [\text{N/mm}^2]$ とした。鋼板は厚さ $t_s = 1.6 \text{mm}$ の電気亜鉛メッキ鋼板による薄肉材, 繊維シートは布状に編み込んだ 1 方向シートである。なお, 本論文では, これらせん断補強材を型枠材として使用しているが, **写真-1**にもあるように 1 個の分割鋼板の形状は $L = 150 \text{mm} \times 150 \text{mm} \times 300 \text{mm}$ であり, 横方向に 4 分割,

*1 (一財)建材試験センター 中央試験所構造グループ主幹 工修 (正会員)

*2 関東学院大学 名誉教授 工博 (正会員)

*3 日本建築専門学校 専任講師 工修

*4 (一財)建材試験センター 中央試験所副所長

表-1 試験体一覧

試験体記号	寸法 [mm]	主筋	帯筋	鋼板	繊維シート		σ_B [N/mm ²]
					種類など	貼付け方向	
No.1	300 × 300 × 600	12-D19 (SD490)	—	電気亜鉛メッキ鋼板 厚さ $t_s=1.6\text{mm}$	ポリエチレン 厚さ $t_f=0.357\text{mm}$	横	22.1
No.2					縦横	22.1	
No.3					アラミド 厚さ $t_f=0.193\text{mm}$	横	21.5
No.4					縦横	21.5	
No.5					—	—	22.7
No.6					D10@75 (SD295A)	—	—

(注) コンクリート設計基準強度は F_c18 [N/mm²] であり、表中には実験時圧縮強度 σ_B を示した。

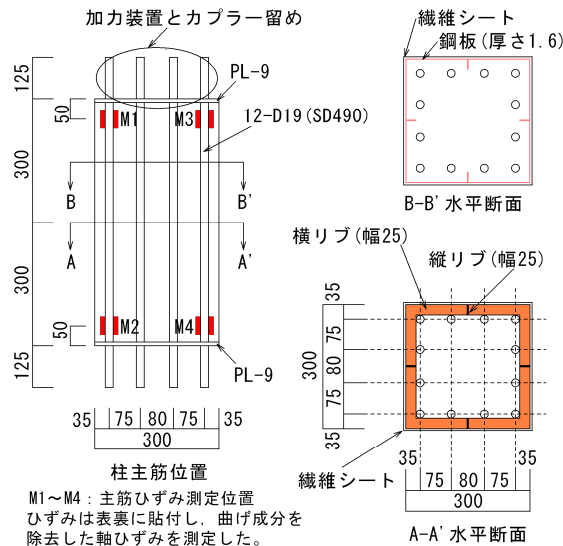


図-1 試験体の概要 (単位: mm)

縦方向に2分割された合計8個が積層されている。鋼板端部の折り曲げ長さ (リブ幅: d_r) は、縦方向及び横方向ともに 25mm である。

試験体構成は、繊維シートの種類 (厚さ $t_f=0.357\text{mm}$ のポリエチレン繊維, 厚さ $t_f=0.193\text{mm}$ のアラミド繊維), 繊維シートの貼り付け方向 (横方向のみとしたもの, 縦横の2方向としたもの) を変えた4体に、比較用として繊維シートを貼り付けず分割鋼板のみとした1体及び本補強材を使用せずに No.1~No.4 と補強量を等しくした帯筋配筋 (D10@75, 材質 SD295A) の1体による合計6体である。なお、繊維シートの貼り付け方向を縦横の2方向とした2体の試験体は、柱全周に幅 150mm の繊維シートを縦方向に1層貼り付けた後に横方向を貼り付けている。横方向への貼り付けは、いずれも高さ中央部に幅 300mm を1層、柱頭柱脚の両端部に幅 150mm を2層としている。使用した接着剤は、アクリル系樹脂である。

表-2 使用材料の機械的性質

種類	降伏強度 [N/mm ²]	降伏ひずみ [$\times 10^{-3}$]	ヤング係数 $\times 10^5$ [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	伸び [%]
D10	347	182	1907	483	26
D19	529	191	2770	691	23
鋼板	201	192	1047	306	40
ポリエチレン	—	—	88	2250	—
アラミド	—	—	118	2060	—

(注) ポリエチレン及びアラミドの値は、規格値を示す。

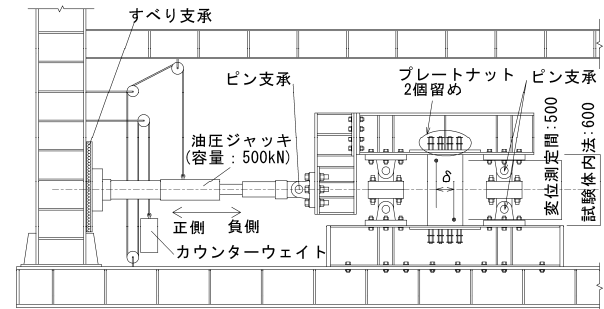
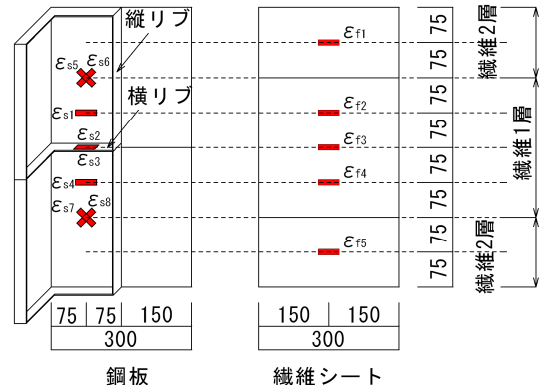


図-2 加力方法 (単位: mm)

表-3 加力サイクル (単位: $\times 10^{-3}$ rad)

サイクル	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
R	0.8	1.3	1.7	2.5	3.3	4.2	5.0	6.3	8.3	12.5	16.7	25	33



(注) 鋼板のひずみは、以下の内容を示す。

$\epsilon_{s1}, \epsilon_{s4}$: ウェブ部の引張ひずみ
 $\epsilon_{s2}, \epsilon_{s3}$: 横リブ部の引張ひずみ

図-3 ひずみ測定位置 (単位: mm)

3. 実験概要

加力は、図-2 に示す加力装置を用いて逆対称モーメントによる正負交番繰返し载荷を行った。その際、軸力によるせん断強度上昇を防ぐため軸力は载荷してない。繰返しサイクルは、表-3 に示す変形角を1回ずつとした。変形角 R は、柱頭部及び柱脚部の片側一側面に設置した電気式変位計の相対変位 δ を測定間高さ 500mm で除した値である。なお、本実験では試験体にスタブを設けておらず、柱頭及び柱脚部に跳ね出した主筋にプレートナットを取付けて加力装置に試験体を緊結する方法を採用している。ひずみは、主筋、鋼板及び繊維シートについてであり、その測定位置は図-1 中及び図-3 に示してある。試験体 No.6 では、図-3 でいうところの $\epsilon_{f1} \sim \epsilon_{f5}$ と同じ位置に配筋された帯筋ひずみを測定した。

4. 実験結果

4.1 破壊状況

写真-2 に、代表試験体による実験終了後の損傷状況を示す。

繊維シートをポリエチレンとした試験体 No.1 及び No.2 では、加力前の段階において繊維シートへの接着剤含浸不足があり、加力中においては $R = 20 \times 10^{-3} \text{rad}$ を超えた付近で写真-2(a) に示す繊維シートははみ出しが生じることとなった。繊維シートをアラミドとした試験体 No.3 及び No.4 ではその様なはみ出しが生じておらず、ポリエチレン繊維とアクリル系樹脂との含浸性に対する問題点が挙げられた。いずれにしても試験体 No.1~No.4 では、繊維シートの破断など脆性的な破壊をもたらす損傷は実験終了時まで生じていない。実験終了後にせん断補強材を切り出したところ、写真-2(b) に示すように外周部コンクリートにせん断ひび割れが発生していた。 $R = 33 \times 10^{-3} \text{rad}$ の時点での主筋ひずみが 1200μ 程度であったことも含めて、破壊性状そのものはせん断破壊と判断した。ただし、せん断ひび割れそのものは主筋内部（以下、コアコンクリートとする）までは達しておらず、

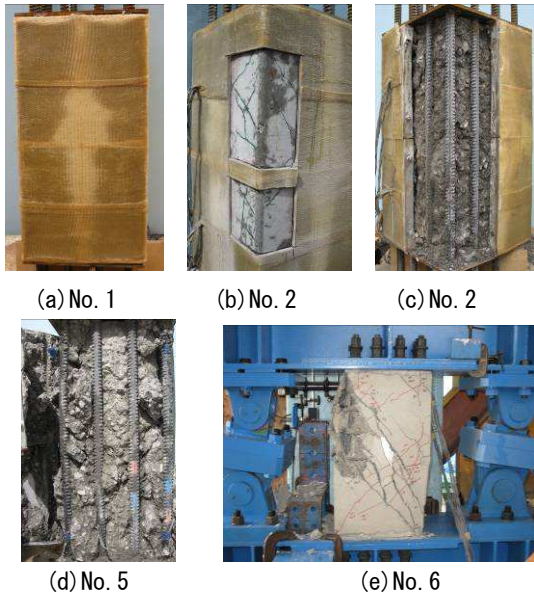


写真-2 実験終了後の損傷状況

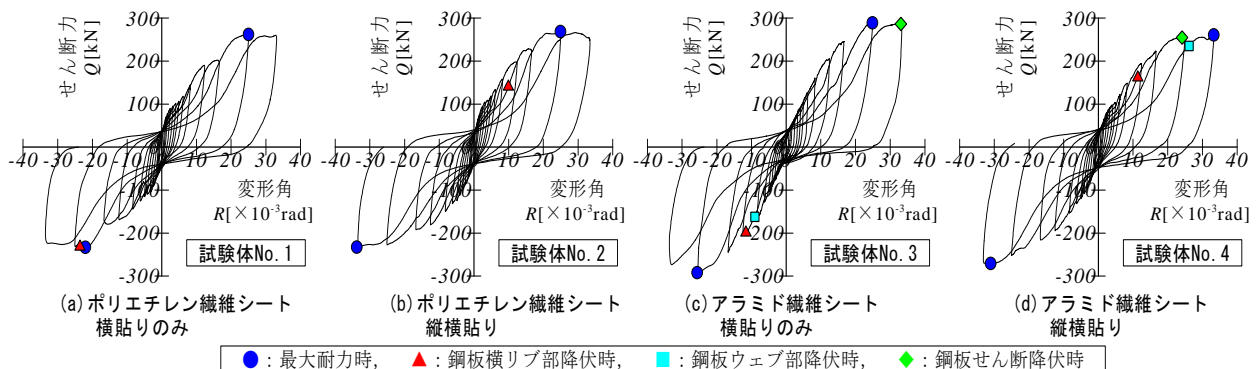


図-4 履歴曲線 (試験体 No. 1~No. 4)

写真-2(c)にあるようにコアコンクリートの損傷は軽微であった。また、写真-2(c)の状態とする際には、縦横リブで囲まれた鋼板内部にコンクリートも一体となっはがれ落ち、コンクリートがリブ部に拘束され外殻構造を形成している様相にあった。

縦横リブを有する鋼板により外殻構造を形成していた旨の様子は、鋼板のみとした試験体 No.5 でも同様であった。ただし、同試験体では、写真-2(d)に示すようにコアコンクリート内を貫通するせん断ひび割れが発生しており、コンクリートは玉石状となっていた。従って、コアコンクリートの損傷防止は繊維シートを併用することで発揮できるといえる。ただ、帯筋タイプの試験体 No.6 では写真-2(e)に示す脆性的なせん断破壊となっており、鋼板のみでも脆性破壊を防止できる効果は有していた。

以上のことから、本工法におけるリブ部はコンクリート中に定着されることになるが、そのリブ部は鋼板の面外剛性を高めるので薄肉鋼板であってもコンクリートに対する横拘束効果が帯筋より向上し、結果、せん断破壊の損傷を抑制できたと考える。

4.2 履歴曲線

図-4 に試験体 No.1~No.4 の履歴曲線を示す。図中には、鋼板に貼付したひずみゲージ測定値 ϵ_{si} から判断した横リブ部及びウェブ部（それぞれ、式(1a)、式(1b)）の引張降伏時をプロットしてある。また、式(1c)で示すせん断ひずみ測定値から求まるせん断応力度が $\sigma_s/\sqrt{3}$ に達したときの鋼板せん断降伏時もプロットしてある。

$$\sigma_{sr}^* = E_s \times (\epsilon_{s2} + \epsilon_{s3}) / 2 \leq \sigma_s \quad (1a)$$

$$\sigma_{sw}^* = E_s \times (\epsilon_{s1} + \epsilon_{s4}) / 2 \leq \sigma_s \quad (1b)$$

$$\tau_s^* = G_s \times \gamma_s \leq \sigma_s / \sqrt{3} \quad (1c)$$

γ_s : せん断ひずみ = $[(\epsilon_{s5} - \epsilon_{s6}) + (\epsilon_{s7} - \epsilon_{s8})] / 2$

G_s : 鋼板のせん断弾性係数で、 $G_s = E_s / (2 + 2\nu)$

E_s, σ_s : 鋼板ヤング係数, 降伏強度 (表-2)

ν : ポアソン比で 0.3 を採用

図において、 $R = 5 \times 10^{-3} \text{rad}$ まではノーマルバイリニア型に近い履歴形状を示しており、履歴エネルギーに優れていた。その後は $R = 10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 前後に横リブ部が引張降伏し、 $R = 25 \times 10^{-3} \text{rad} \sim 33 \times 10^{-3} \text{rad}$ にかけて最大耐力に達した。最大耐力後の耐力低下も殆ど見られず、変形性能を有したせん断破壊となっていた。図-5 は、試験体 No.5 及び No.6 の履歴曲線である。図より、試験体 No.5 も $R = 5 \times 10^{-3} \text{rad}$ までは履歴エネルギーに優れた曲線形状を示していた。また、図-6 に示した包絡線比較より、 $R = 5 \times 10^{-3} \text{rad}$ までの耐力は試験体 No.1~No.4 とさほど違いがない。しかし、最大耐力が $R = 17 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に得られ、かつ、その後も顕著な耐力低下を示し変形性状が大きく異なることとなった。試験体 No.6 は、帯筋が降伏した $R = 5 \times 10^{-3} \text{rad}$ まで履歴曲線形状は直線的であり、一旦、剛性が低下するものの耐力は右上がりに増加し続けた。その中で得られた最大耐力は試験体 No.1~No.4 と大きな違いはないが、正側 $R = 15 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に脆性的なせん断破壊が生じ変形性能に極めて乏しい挙動を示した。

ここで、試験体 No.3 及び No.4 では横リブ部のほかにウェブ部の引張降伏及び鋼板せん断降伏が確認されたが、試験体 No.1 及び No.2 は未降伏であった。試験体 No.5 も未降伏であったことから、試験体 No.1 及び No.2 では繊維シートへの接着剤含浸不足の影響により繊維シートのせん断抵抗が十分に発揮できず、それに伴って鋼板のせん断抵抗も低下したことが考えられる。繊維貼り付け方向の比較としては、図-6 よりポリエチレン繊維及びアラミド繊維ともに貼り付け方向の差が殆どなく、繊維の縦貼りはむしろ不要と判断される。

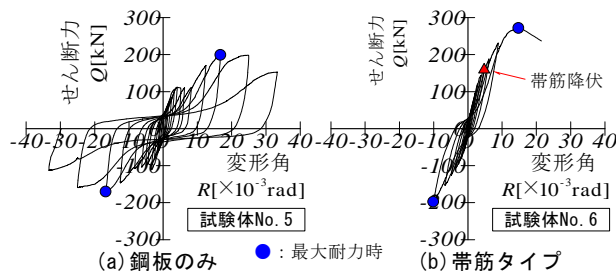


図-5 履歴曲線 (試験体 No. 5, No. 6)

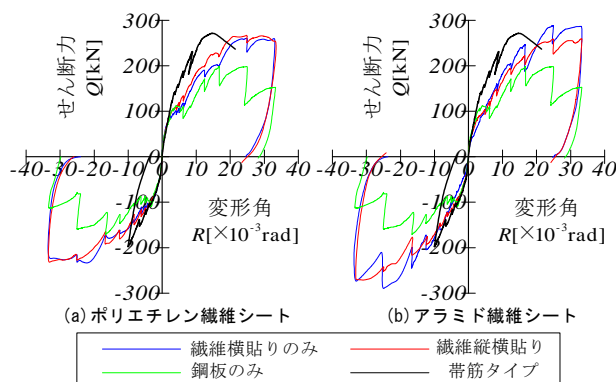


図-6 包絡線による比較

4.3 ひずみ性状

図-3 で示した位置で測定したひずみのうち、高さ中央にある横リブ部 (ϵ_{s2} , ϵ_{s3}) 及びウェブ部 (ϵ_{s1} , ϵ_{s4}) に関する鋼板ひずみと変形角の関係を図-7 に示す。図は代表例であり、包絡線で図示してある。

図より履歴曲線形状がノーマルバイリニア型を示した $R = 5 \times 10^{-3} \text{rad}$ 近傍まで横リブ部及びウェブ部ともにひずみが発現していなかった。しかし、その直後にはひずみが急増することとなり鋼板が分割されていてもせん断抵抗に寄与している様子が伺える。その際、横リブ部の引張ひずみは、 $R = 10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 前後に降伏に達していた。従って、リブを有さない分割鋼板を重ね継ぎ手させた筆者らの既往の工法では、鋼板が分割されていることによるせん断抵抗寄与率を表す低減係数 α_s として $\alpha_s = 1/3$ を鋼板降伏強度に乗じて評価してきたが、横リブ部のせん断抵抗に対しては $\alpha_s = 1$ を見込める可能性がある。一方、ウェブ部のひずみは横リブ部に比べて小さく、 $R = 10 \times 10^{-3} \text{rad}$ の時点で降伏ひずみの 50%程度である。

以上から、既往の工法も含め薄肉材による分割鋼板のせん断抵抗機構としてウェブ部はもともとせん断抵抗にあまり関与しておらず、リブを設けることでせん断抵抗を増大させることができるといえる。すなわち、横リブ部はコンクリート中に定着されることでコアコンクリートと一体となった外殻構造を形成し、このとき横リブ部に帯筋と同様なフープテンションが作用することでせん断抵抗の向上に貢献したと考える。

なお、図-7 中に示した試験体 No.5 では横リブ部のひずみがさほど発現しておらず、鋼板のみではせん断抵抗が十分に発揮できていない。本工法では、繊維シートと

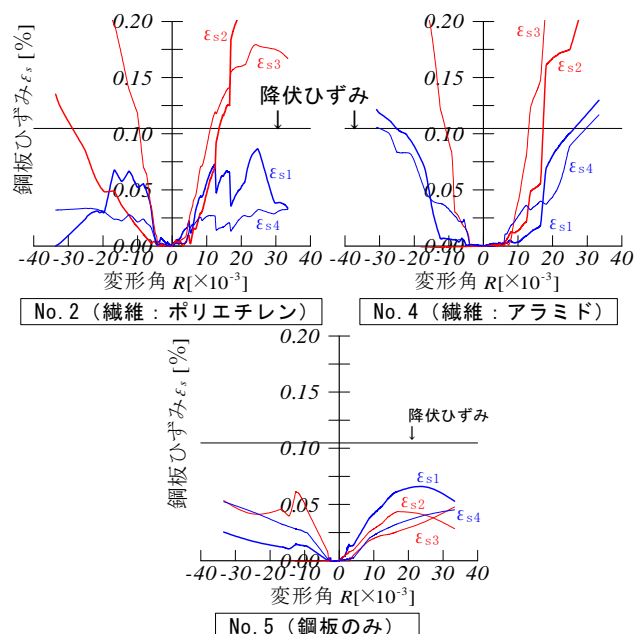


図-7 鋼板のひずみと変形角の関係

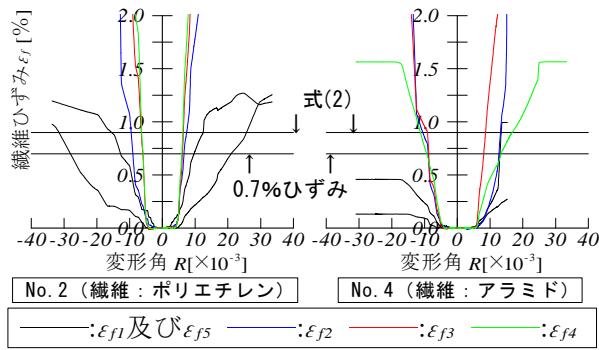


図-8 繊維シートのひずみと変形角の関係

の併用を前提としているため鋼板を単独で用いることはないが、逆をいえば繊維シートとの複合効果の重要性が認識できた。すなわち、鋼板に生じた引張応力度はその外周に貼り付けた繊維シートに伝達され、繊維シートも鋼板とともにせん断抵抗を担うことになる。既往の研究より¹⁾、繊維シート単巻きと比べて鋼板相互にずれが生じる際に変形適合条件から繊維シートに生じる引張応力度が大きくなるのが既にわかっている。そうした結果に対して、本工法における繊維シートのひずみを図-7と同様にして図示した図-8において、高さ中央部近傍のひずみ $\varepsilon_{f2} \sim \varepsilon_{f4}$ は $R = 5 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降に大きく増大し、 $R = 10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時には耐震補強を対象とした文献2の設計ひずみ ε_{fd} (=0.7%)に達している。一方、連続繊維補強されたRC造部材を対象とした文献3の指針案では、 ε_{fd} を式(2)で求めることとなっており、その ε_{fd} はポリエチレン繊維及びアラミド繊維ともに $\varepsilon_{fd} = 0.9\%$ となるが、図-8の傾向を見る限り式(2)を用いても良い旨が判断される。

$$\varepsilon_{fd} = 0.009 - 0.0002P_f \cdot E_{fd} / \sigma_B \quad (2)$$

P_f : 式(3)参照, E_{fd} : 繊維シートの規格ヤング係数, σ_B : コンクリート圧縮強度

なお、同図において、柱頭・柱脚部は繊維シートが2層巻きされており、その部分のひずみ値(ε_{f1} , ε_{f5})は、1層巻き部分のひずみ値の1/2程度であった。

5. 計算値せん断力と実験値せん断力の関係

5.1 検討に用いた終局せん断強度式

4章の結果から、本工法による試験体No.1~No.4は帯筋タイプの試験体No.6と比較して最大耐力そのものは大きな違いがないが、鋼板に付設したリブによりコアコンクリートへの横拘束効果が発揮され、せん断破壊を抑制することで変形性能を有したせん断挙動を示すことがわかった。そうした特長を有する本試験体の最大耐力について、本章では計算値との関係を調べた。

一般に、RC造柱のせん断抵抗を表すモデルとして、トラス・アーチ機構を用いて説明した塑性理論⁴⁾がある。

文献3の指針案も文献4の終局せん断強度式を準用している。ここでは、同式を用いた計算値と実験値の関係を調べる。なお、トラス機構は、式(3)で示すように鋼板横リブ部を帯筋と見なし、鋼板ウェブ部及び繊維シートに作用する引張力との累加とした。その際にトラス機構の角度は、45度一定とする $\cot \theta = 1$ を仮定した。ここで、式(3)では、 $P_{sf} \cdot \sigma_{sf} \leq v_c \cdot \sigma_B / 2$ の条件が適用される。

$$Q_{sfa} = Q_{sr} + Q_{sw} + Q_f + Q_a \quad (3)$$

Q_{sr} : リブ部の負担せん断力で $= B \cdot j_t \cdot P_{sr} \cdot \sigma_s$

Q_{sw} : ウェブ部の負担せん断力で $= B \cdot j_t \cdot P_{sw} \cdot \sigma_s$

Q_f : 繊維シートの負担せん断力で $B \cdot j_t \cdot P_f \cdot \sigma_f$

$Q_a = 0.5 \tan \theta \cdot (1 - \beta) \cdot B \cdot D \cdot v_c \cdot \sigma_B$

B, D : 柱幅及び柱せい, $\beta = 2P_{sf} \cdot \sigma_{sf} / (v_c \cdot \sigma_B)$

j_t : 最外縁主筋の鉄筋間距離

$v_c = 0.7 - \sigma_B / 200$

$\tan \theta = \sqrt{(H/D)^2 + 1} - H/D$, H : 内法高さ

$P_{sf} \cdot \sigma_{sf} = P_{sr} \cdot \sigma_s + P_{sw} \cdot \sigma_s + P_f \cdot \sigma_f$

$P_{sr} = 4t_s \cdot d_r / (B \cdot H_r)$, $P_{sw} = 2t_s / B$, $P_f = 2t_f / B$ で、

P_{sr}, P_{sw}, P_f は、それぞれ横リブ部、ウェブ部及び繊維シートの補強量で、 t_s 及び t_f は鋼板及び

繊維シートの厚さ、 d_r と H_r は横リブの幅と間隔

5.2 ひずみ測定値を用いた計算値と実験値との関係

本節では、試験体No.1~No.4を対象に、式(3)の計算において鋼板降伏強度 σ_s^o に式(1a)及び式(1b)より求まる実応力度を用いて検証する。同様に、繊維シートの引張強度 σ_f^o もひずみ測定値をもとに式(4)を代入した。

$$\sigma_f^o = E_{fd} (\varepsilon_{f2} + \varepsilon_{f3} + \varepsilon_{f4}) / 3 \leq \sigma_f \quad (4)$$

図-9は、計算値 Q_{sfa} 及び実験値 Q_{exp} と変形角の関係である。図中には、 Q_{sr}, Q_{sw}, Q_f, Q_a それぞれの計算値も図示してある。図より、 $R = 5 \times 10^{-3} \text{rad}$ までは $\beta = 0$ とするアーチ機構のみでせん断抵抗し、その後にはトラス機構が作用している。これにより図-6で示した包絡線の比較において、試験体No.5の耐力は試験体No.1~No.4と大きな違いが見られず、それ以降にはトラス機構が作用したことでせん断破壊に対する損傷防止を図れたといえる。なお、そのときのトラス機構負担率は、繊維シートによる Q_f が最も高い。鋼板に関しては、横リブ部断面積はもともと大きくないため、 Q_{sr} は Q_{sw} より負担率が小さい。いずれにしても、試験体No.1及びNo.2で過大評価の傾向もあったが、最大耐力などを含めた全体的な実験値の傾向を計算値は概ね捉えることができていることから、横リブ部は帯筋と見なしこれをウェブ部及び繊維シートの補強量に累加した値を用いてせん断耐力を評価することができると思われる。

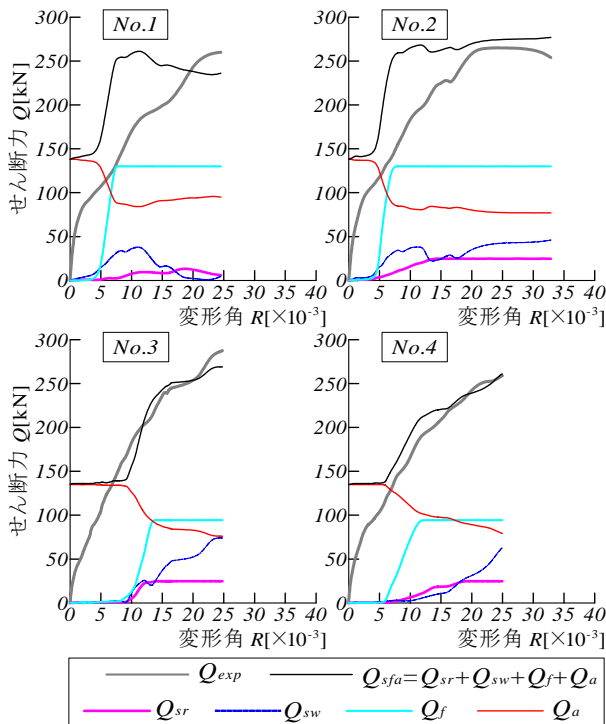


図-9 ひずみ測定値を用いて得られた計算値及び実験値と変形角の関係

5.3 設計法

5.2節の結果を受け、本節では表-2の降伏強度を用いて計算するための手法を検討した。具体的には、ウェブ部降伏強度の評価法であり、4.3節の結果から式(5)で示すように低減係数 α_s を乗じる必要がある。その α_s として、ひずみ測定結果より1/2程度と考えられるが、既往研究¹⁾との整合性及び安全側を配慮して $\alpha_s = 1/3$ を採用して計算した。その他として、横リブ部の σ_s は表-2の降伏強度を、繊維シートの σ_f は $E_{fd} \cdot \varepsilon_{fd}$ で求めるが、 ε_{fd} は4.3節の結果から式(2)を用いる。

$$P_{sf} \cdot \sigma_{sf} = P_{sr} \cdot \sigma_s + \alpha_s \cdot P_{sw} \cdot \sigma_s + P_f \cdot \sigma_f \quad (5)$$

図-10は、正側最大耐力と計算値の関係であり全試験体をプロットした。図より、No.5及びNo.6を含めて計算値は実験値に対して±20%の範囲内であった。従って、最大耐力は、式(3)の算定においてウェブ部の $P_{sw} \cdot \sigma_s$ に $\alpha_s = 1/3$ を乗じれば評価が可能といえる。なお、試験体No.1及びNo.2の計算値に対する安全率は試験体No.3及びNo.4より小さく、繊維シートと接着剤との含浸性については今後も検討を積み重ねていく必要がある。

6. まとめ

分割された薄肉鋼板の端部にリブを付設し繊維シートを貼り付けたせん断補強材の補強効果を把握するためのパイロット実験として、せん断挙動の把握を目的とした逆対称曲げせん断実験を行った。帯筋タイプ試験体との比較から、次のことが明らかとなった。

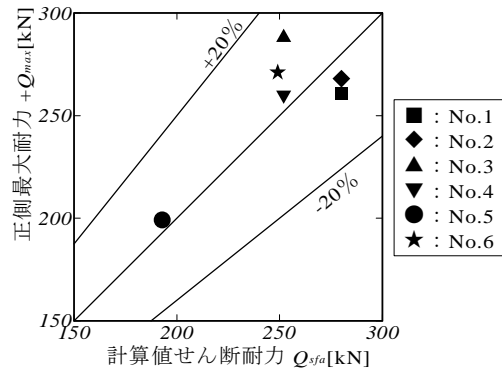


図-10 実験値最大耐力と計算値の関係

- (1) 比較用の帯筋タイプ試験体は、 $R = 15 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に脆性的なせん断破壊を示した。これに対して本試験体は $R = 33 \times 10^{-3} \text{rad}$ まで顕著な耐力低下を示すことなく、変形性能に優れたせん断破壊であった。これは、鋼板にリブを付設することで面外剛性が高まり、コンクリートに対する横拘束効果が発揮してせん断破壊の損傷を抑制できたためと考える。
- (2) 本工法におけるせん断抵抗として、鋼板横リブ部は帯筋と見なし、鋼板ウェブ部は降伏強度に低減率1/3を乗じ、これらの補強量を繊維シート補強量に累加したトラス機構を考え、終局強度型耐震設計指針の終局せん断強度式を準用して実験値と計算値の関係を検証した。その結果、計算値は実験値最大耐力を概ね捉えることができていた。

謝辞

本論文は、国土交通省・平成24年度住宅建築関連先導技術開発の補助を受けて実施した。実験計画、試験体製作に際しては、一般社団法人中高層耐震建築機構、新日本建設株式会社、細田建設株式会社、東洋紡績株式会社、東京鉄鋼株式会社のご協力を頂きました。実験の実施は、建材試験センター中村陽介君、林崎正伸君、中里匡陽君、大西智哲君の協力を得ました。関係者の各位に深く感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 伊藤嘉則, 槇谷榮次, 相場豊史, 茂木順一: アラミド繊維と鋼板を併用して耐震補強したRC造柱の構造特性, 骨格曲線を用いた曲げ強度増大効果と靱性指標の実験的検証, 日本建築学会構造系論文集, 第671号, pp.55~64, 2012.1
- 2) 日本建築防災協会: 2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準及び耐震改修設計指針・同解説, 2001
- 3) 日本建築学会: 連続繊維補強コンクリート系構造設計施工指針案, 2001
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990