

論文 高強度せん断補強筋を用いた RC 柱の曲げ破壊性状に関する実験的研究

木下 拓也*¹・福原 実苗*²・中澤 淳*³・南 宏一*⁴

要旨：高強度せん断補強筋を用いた RC 柱のせん断破壊性状は、筆者らの研究で明らかにされてきた。本研究では、これらの研究結果にもとづき、1275N/mm²の高強度せん断補強筋とコンクリート強度 39N/mm²のコンクリートによって構成された RC 柱の曲げ破壊性状について実験的に検討した。その結果、せん断補強筋量が増加するにつれて終局曲げ耐力と変形能力がともに増大することが明らかになり、RC 柱の曲げ破壊性能を向上させるためには、高強度せん断補強筋を活用することが有効な方法であることがわかった。

キーワード：高強度せん断補強筋，曲げ破壊，変形能力，RC 柱，拘束効果

1 はじめに

当研究室では、高強度材料を用いたRC部材の終局せん断耐力に関する問題を実験的及び理論的に検討するために、高強度せん断補強筋(降伏点強度 $\sigma_{wy}=785\sim 1275\text{N/mm}^2$)および普通コンクリートから高強度コンクリート(設計基準強度 $F_c=21\sim 100\text{N/mm}^2$)を組み合わせた46体のRC部材の実験を行い、この研究成果にもとづいて実用的な高強度材料の性能を考慮した終局せん断耐力式を確立した^{1) 2)}。

本論では1275N/mm²高強度せん断補強筋と設計基準強度 $F_c=39\text{N/mm}^2$ のコンクリートを用いた曲げ破壊性状に関する実験を計画し、曲げ破壊性状に及ぼす軸力比、せん断補強筋比およびせん断補強筋の強度の影響について実験的に明らかにし、曲げ破壊性状を定量的に把握し、高強度材料をもつRC柱の曲げ変形能力の定量的な検討を行う。

を計画する。実験因子としてせん断補強筋比とせん断補強筋形状の 2 種類を選択した。せん断補強筋比 $P_w(\%)$ は、0.26, 0.35, 0.53, 0.76 の 4 種類を、せん断補強筋形状はマルチユニット型(外周筋と中子筋を一筆書きで一体化した形状)と溶接閉鎖型の 2 種類を選択した。軸力比 $n(=N/bD\sigma_B)$ は 0.5 と一定として、主筋は 12-D13(SD295A)，柱長さ比 H/D は 3 を選択した。

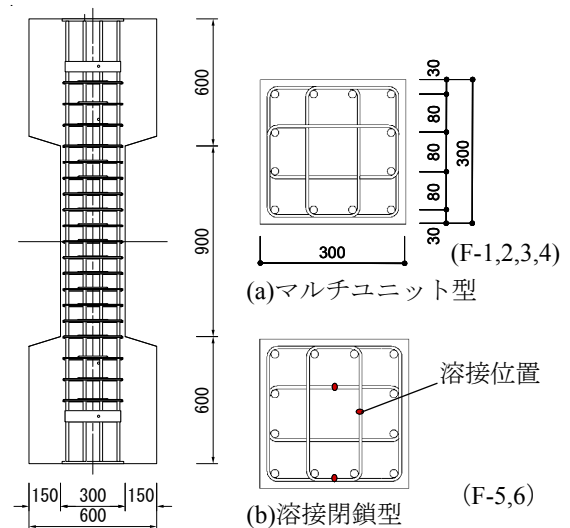


図 - 1 試験体形状寸法 単位：(mm)

2 実験計画

2.1 試験体概要

図-1 に試験体形状寸法を示す。試験体は、せん断補強筋強度 $\sigma_{wy}=1275\text{N/mm}^2$ とコンクリート強度 $F_c=39\text{N/mm}^2$ を用い、F-1 から F-6 の 6 体

試験体寸法として、部材断面は $B\times D=300\text{mm}\times 300\text{mm}$ ，柱長さは $L=900\text{mm}$ とする。以上の

*¹ 福山大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)
 *² 福山大学受託研究員南研究室 修士 (工学)
 *³ JFE テクノワイヤ(株) 技術部 博士 (工学)
 *⁴ 福山大学 工学部建築学科教授 工博 (正会員)

実験変数によって、RC 柱の曲げ破壊性状がどのような影響を受けるか実験的に検討する。

2.2 使用材料の機械的性質

コンクリートの強度を調べるために、打設後 7 日、28 日、実験前(50 日)、実験中間日(56, 73 日)、実験終了(85 日)のそれぞれに試験を行ったが、強度が安定した実験前、実験中間、実験終了の平均から求めた。その結果、設計基準強度 39N/mm^2 の圧縮強度 σ_B は 42.7N/mm^2 となった。使用鉄筋の引張試験の結果、主筋の降伏強度 σ_y は 326N/mm^2 、せん断補強筋の降伏強度 σ_{wy} は 1398N/mm^2 となった。溶接の有無に関わらず降伏応力度、伸び能力には影響は示されなかった。

2.3 荷重方法

荷重装置は福山大学 8 号館に設置された建研

式荷重装置を用いて行った。荷重方法は、試験体の柱頭部および柱脚部をそれぞれ水平支持(L型)フレームと荷重フレームに固定し、荷重フレームに固定した鉛直荷重は圧縮能力4MNジャッキにより一定軸力を柱頭部に負荷する。さらに、柱長さの1/2の位置で荷重フレームに固定した水平荷重は圧縮能力正負2MNジャッキで水平支持フレームを負荷することによって、柱に水平力を加えた。また、荷重フレーム上部に設けた水平保持装置により水平支持フレームの回転を拘束している。荷重サイクルは、部材角 $R = \pm 0.5\% \text{rad}$ を2回繰り返した後、 $0.5\% \text{rad}$ ずつ変位を増幅させる正負繰り返し荷重を各2回ずつ行う。 $R = 6.0\% \text{rad}$ から1回繰り返し荷重をし、所定の軸力保持が不可能になる段階で実験を終了した。

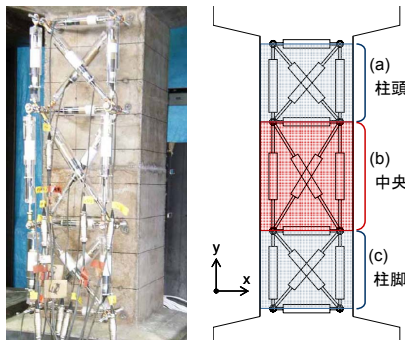


図-2 前面変位計取り付け位置および外観

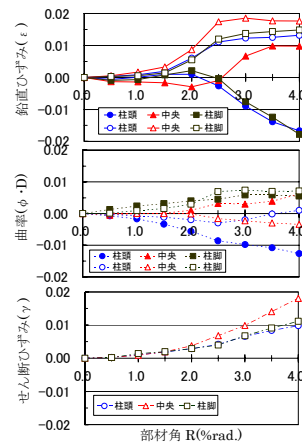


図-5 柱部材ひずみ状況

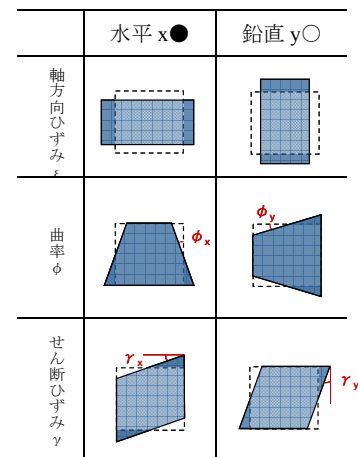


図-6 部材要素成分

F-1	F-2	F-3	F-4	F-5	F-6
$R_u = -2.0\% \text{rad}$	$R_u = -3.0\% \text{rad}$	$R_u = 4.5\% \text{rad}$	$R_u = -8.0\% \text{rad}$	$R_u = 4.5\% \text{rad}$	$R_u = -8.0\% \text{rad}$
$Q_{\max} = 496.0 \text{ kN}$	$Q_{\max} = 507.7 \text{ kN}$	$Q_{\max} = 522.5 \text{ kN}$	$Q_{\max} = 542.2 \text{ kN}$	$Q_{\max} = 508.4 \text{ kN}$	$Q_{\max} = 547.2 \text{ kN}$

図-3 終局時破壊状況

2.4 測定方法

図-2 に前面変位計取り付け位置および外観を示す。柱を柱頭部、柱中央部、柱脚部の 3 つに分け、各部における軸方向変形、曲げ変形、せん断変形を計測するために前面に変位計を取り付けた。変位計はボルトを介して試験体に取り付けられている。ボルトの取り付けはコンクリート打設前に主筋の内側側面の位置に、型枠にボルト止めを行い固定した。

3 実験結果及び考察

3.1 破壊性状

終局時の破壊状況、実験終了時部材角 (R_u)、実験時最大耐力 (Q_{max}) を図-3 に示す。全試験体の破壊性状は、初期曲げひび割れ、端部斜めひび割れの順に発生し、端部コンクリート圧壊により耐力低下が起こり、最終的にはかぶりコンクリートの剥離によって破壊に至った。なおせん断補強筋形状による違いは、マルチユニッ

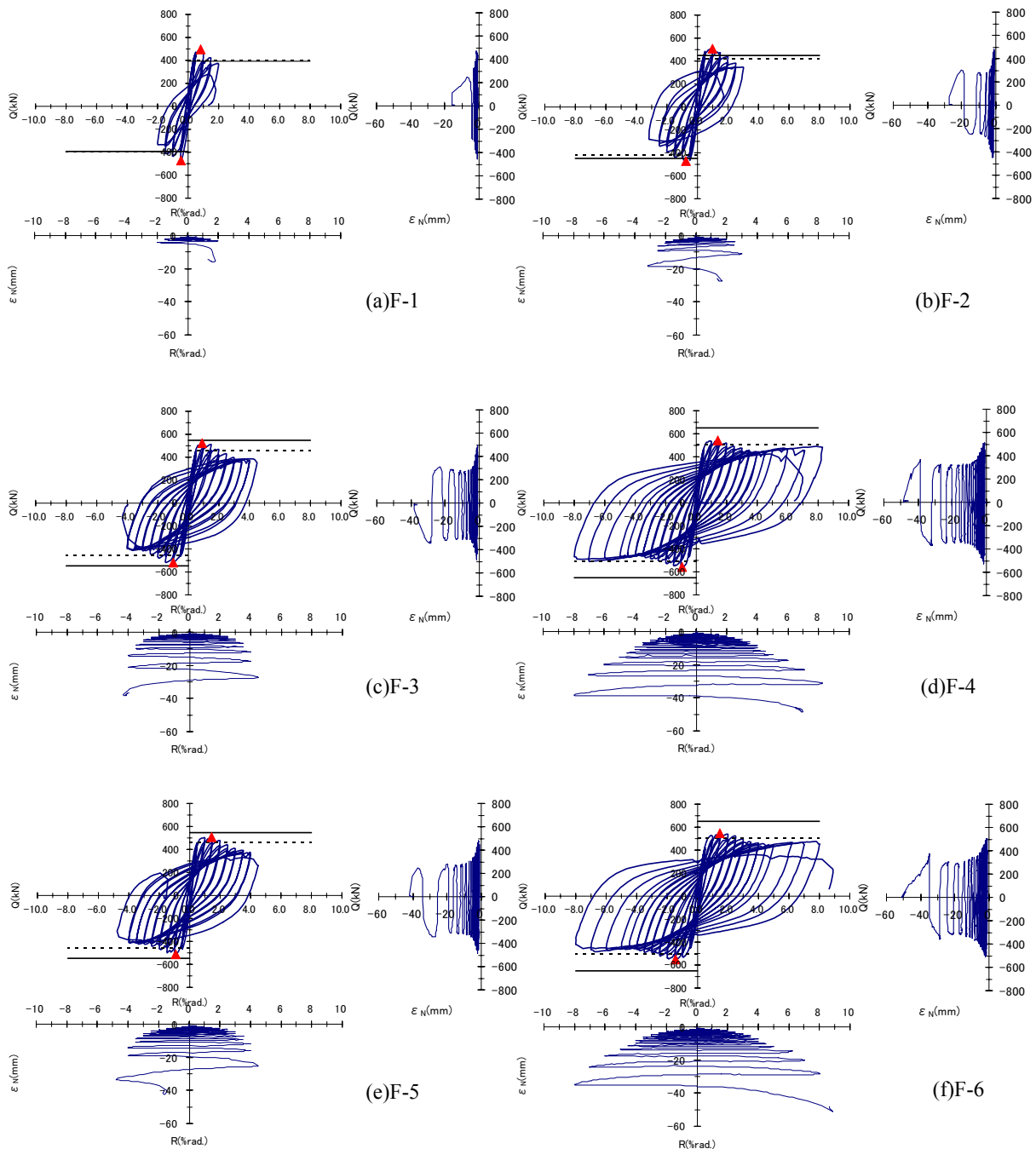


図-4 履歴曲線

ト型と溶接閉鎖型に大きな違いは見られなかったが、溶接閉鎖型を用いた試験体の方が、若干ひび割れが大きく、コンクリートの剥離が多かった。せん断補強筋量を変動因子とした場合、せん断補強筋が少ないほど、早期に細かいひび割れが発生し、ひび割れ長さ・幅が成長した。またせん断補強筋量が多いものほど終局時の変位部材角が大きく、コンクリートの圧壊・剥離が大きくなっている。なお、マルチユニット型のフックの抜け出しは観察されなかった。

3.2 履歴性状

図-4に試験体の履歴曲線を示す。縦軸に水平荷重Q(kN)、横軸に部材角R(%rad.)を示す。鉛直変位の関係では、縦軸を水平荷重Q(kN)、横軸を鉛直変位(mm)と縦軸を鉛直変位(mm)横軸に部材角R(%rad.)を共に示し、圧縮軸力による縮みをマイナスとした。なお、水平荷重Qは転倒モーメントを考慮している。試験体F-1～F-5は部材角R=1.0%rad.時に試験体F-6は部材角R=1.5%rad.時にそれぞれ最大耐力が得られた。全試験体とも初期剛性はほぼ等しく、せん断補強筋量が多くなるほど最大耐力が大きくなり、文献1による指針では限界変形は最大強度より耐力が80%低下した時の変形として定義されているが、限界部材角も大きくなり、エネルギー吸収能力が大きくなっている。せん断補強筋量が大きくなるほど、最大耐力以降の耐力低下の割合が小さくなり、終局時の部材角は大きくなっている。

この実験計画は、全試験体とも曲げ破壊を想定して計画しており、せん断補強筋の拘束効果を考慮していない場合の、曲げ耐力(Qfu)はすべて同じ値である。拘束効果を考慮しない場合には、全試験体とも同じ履歴性状を示すはずであるが、実験ではせん断補強筋量が大きくなるほど、せん断補強筋より内側のコンクリートを拘束する能力が高くなり、変形が大きくなっても、軸力を支持する能力を保持する結果を示している。なお、せん断補強筋形状による履歴性状の

違いはほとんど見られない。

3.3 柱部材要素ひずみ状況

試験体の前面に設置した変位計により測定したF-4柱部材要素変形と部材角R(%rad.)の関係を図-5に示す。縦軸に鉛直ひずみ(ϵ)、せん断ひずみを(γ)、曲率($\phi \cdot D$)、横軸に部材角(R)を示す。前面変位計は上のブロックから順に柱頭部、中央部、柱脚部とする。図-6に示す鉛直成分である鉛直ひずみ度を ϵ (引張:正)、曲げ変形成分である曲率を ϕ (時計回り:正)、せん断変形成分であるせん断ひずみ度を γ とする。鉛直ひずみは、柱頭・柱脚部において鉛直方向に縮み、水平方向に膨らんでいるのに対し、中央部は部材角が大きくなるにしたがって水平方向が縮んでいる。曲率は柱頭部と柱脚部で逆対称の傾向を示している。せん断ひずみは、どのブロックにおいても部材角が進むにつれて、せん断成分が増加している。なお、せん断補強筋形状による違いは要素ひずみの状況にはほとんど示されなかった。

4 終局耐力の検討

4.1 拘束効果の検討

矩形フープによる拘束されて圧縮されるコンクリートの応力ひずみ挙動モデルは、鈴木・中塚式(1989)³⁾を用い、最大応力に達する点を中子筋本数nにより求まる有効軸力係数

$$\alpha = 0.075n + 0.7 \quad (1)$$

および等価係数

$$\beta = 1.0 - \frac{0.12}{(n + 0.35)} \quad (2)$$

を拘束応力の項 $P_w \cdot \sigma_{wy}$ に乗ずることによって各試験体の圧縮強度比を求めた。

$$\frac{\sigma_{Bf}}{\sigma_B} = 1 + 4.41 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \left(\frac{P_w \cdot \sigma_{wy}}{F_c} \right) \cdot \left(1 - 1.24 \cdot \frac{S}{D} \right) \quad (3)$$

(3)式では、 $P_w \cdot \sigma_{wy}$ と中子筋の増加により、コンクリート強度の上昇が生じると仮定している。文献4よりその適用範囲は F_c が 120N/mm^2 、 σ_{wy} が

1300N/mm²としている。表-1に試験体の拘束効果を考慮した $c\sigma_{Bf}$ を(3)式の圧縮強度比より示し、柱部材の曲げ強度は、この $c\sigma_{Bf}$ を用いて計算されている。一般化累加強度理論より求めた終局曲げ耐力 Q_{fu} と文献2の中澤の方法による終局せん断耐力 Q_{su} および有効係数を示す。図-7のQ-N相関曲線に、転倒モーメントの影響を考慮して求められた実験値 Q_{exp} をプロットしている。せん断補強筋量が多くなるほど実験値の最大耐力が大きくなっている。F-1試験体以外は $Q_{fu}/Q_{su} \geq 1.0$ となり理論上曲げ破壊を生じているが、 Q_{exp} は Q_{fu} 以上となっており、せん断補強筋量を増加させると終局曲げ耐力も増加することが認められる。

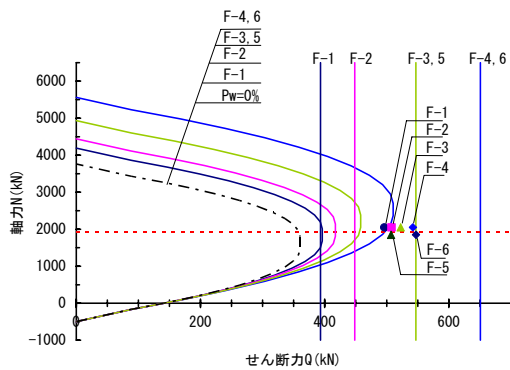


図-7 Q-N 相関曲線

4.2 せん断余裕度による曲げ変形能力の検討

図-8は拘束効果を考慮したせん断余裕度と限界変形角の関係を示している。縦軸に変位部材角 $R(\%rad.)$ 横軸にせん断余裕度を示す。しかし、個々の試験体でのばらつきが多く、この定義法では靱性限界点が定義できない試験体、すなわち計算値が実験値より高い試験体出現する。ここでは、比較のために最大強度実験値の90%の点もおさえた。今回は実験値の包絡線上で復元力が最大80%に低下する点を試験体の限界変形としているが、せん断余裕度が増加すると限

界部材角が大きくなること示され、90%時の耐力と比較してもせん断余裕度が増加すると限界部材角が増加することが認められる。グラフにはXとYのデータがそれぞれ Q_{su}/Q_{fu} とRの関係で表されており、Xに対するYの回帰直線を表記している。回帰式のXは Q_{su}/Q_{fu} で、せん断余裕度があがると部材角も増加している。しかし90%耐力の回帰直線に対する実験値の割合は80%~150%の値をとりバラツキが大きいので、今後の実験値による検討が必要である。

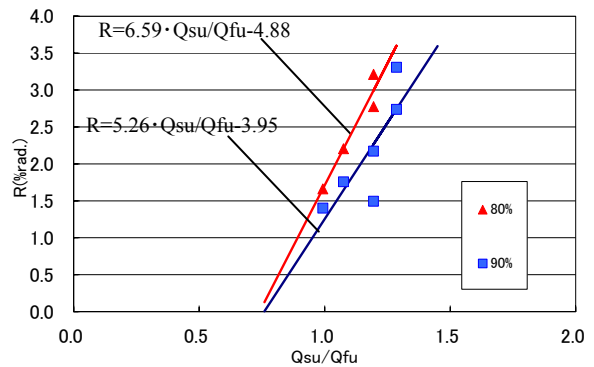


図-8 Q_{su}/Q_{fu} -R 関係

4.3 終局せん断耐力低下に基づく限界変形角の検討

図-9にF-1~F-4試験体の正荷重時の転倒モーメントを考慮して求めた包絡線を示す。

縦軸にせん断力 $Q(kN)$ 、横軸に変位部材角 $R(\%rad.)$ を示す。各試験体の原点はF-1を基準に Q 軸方向に500(kN)ずつずらしてある。同図に、最大耐力の実験値(●印)、最大耐力から90%耐力が低下した点を(■印)で、80%低下した点を(▲印)で示している。前述したように、部材変形角は、せん断余裕度の関係になっていることが認められるが、その理由を文献1にしたがって検討する。すなわち、文献1では限界部材角は、部材角の増加に伴い終局せん断耐力が劣化することにより、求めることになっている。

表-1 理論値一覧

$c\sigma_{Bf}/c\sigma_B$:等価断面積による強度比 Mu: マルチユニット型 W: 溶接閉鎖

試験体	Pw(%)	Pw σ_{wy}	形状	α	β	$c\sigma_{Bf}/c\sigma_B$	$c\sigma_{Bf}$ (N/mm ²)	ν_c	ν_s	Q _{fu} (kN)	Q _{su} (kN)	Q _{su} /Q _{fu}	Q _{exp} (kN)
F-1	0.26	3.6	Mu	0.85	0.95	1.19	48.3	0.77	0.76	396.2	393.3	0.99	496.1
F-2	0.35	4.9				1.29	51.6	0.79	0.72	417.2	448.5	1.08	507.7
F-3	0.53	7.4				1.50	58.0	0.83	0.63	458.0	547.1	1.19	522.5
F-4	0.76	10.6				1.77	66.2	0.87	0.51	506.1	650.9	1.29	542.2
F-5	0.53	7.4	W	0.85	0.95	1.50	58.0	0.83	0.63	458.0	547.1	1.19	507.1
F-6	0.76	10.6				1.77	66.2	0.87	0.51	506.1	650.9	1.29	547.2

本論では、同様に終局せん断耐力がアーチ機構によるコンクリートの有効圧縮強度が部材角によって劣化する考え方を中澤の方法に導入して、限界部材角を検討する。すなわち、中澤の提案する高強度材料の影響を考慮したコンクリートの低減係数 ν_c に対してアーチ機構のコンクリートの圧縮強度有効係数 ν を

$$\nu = (1 - \lambda \cdot R) \cdot \nu_c \quad (4)$$

として求める。図-9において、 λ の値として、7, 11, 15 について検討した結果を示している。限界部材角は最大せん断耐力以降の劣化に基づく、変数 λ の考え方によって評価できることが示されるが、せん断補強筋量の多い場合には、 λ の係数を検討することが望ましい。

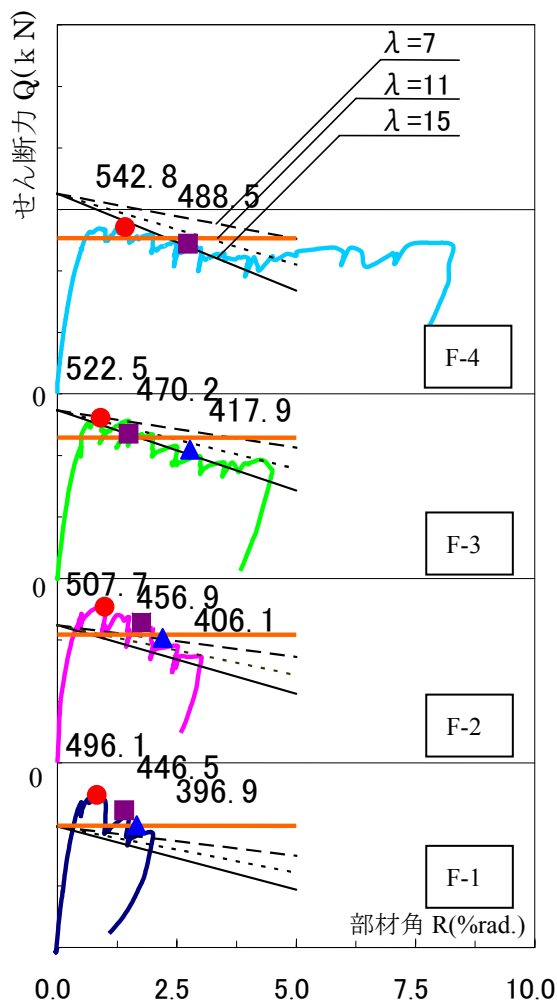


図-9 限界変形角の検討

5 まとめ

- 1) せん断補強筋量が多くなるほど、最大耐力は大きくなり、限界部材角も大きくなり、エネルギー吸収能力が大きくなっている。
- 2) せん断補強筋の閉鎖形状の違いは破壊形状および履歴形状に大きな違いは見られない。
- 3) 本実験で用いた試験体では、最大耐力時には全てのせん断補強筋は降伏していない。その原因としては、本実験で用いた $\sigma_B=39\text{N/mm}^2$ と $\sigma_{wy}=1275\text{N/mm}^2$ では、 σ_B と σ_{wy} に大きな差があるために、せん断補強筋が降伏する前にコンクリートが剥落または圧壊したためと考えられる。なお、終局時(軸力保持不能時)にせん断補強筋の中子筋が降伏に至り破断した。
- 4) 曲げ破壊が生じている部材であっても変形成分としてせん断による変形成分が非常に大きい。今後、曲げ変形能力の評価に対してもせん断変形について考慮していく必要がある。
- 5) 高強度せん断補強筋を用いたRC柱の曲げ変形能力は学会の指針式によって定性的に評価できる。せん断補強筋比が小さい場合はその対応性が良いが、しかし、せん断補強筋比が大きい場合にはその対応性は十分ではない事が示されたので、今後この点についてさらに検討することが必要である。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990.11.
- 2) 中澤 淳：「高強度材料を用いた鉄筋コンクリート部材の終局せん断耐力に関する実験的研究」，福山大学学位請求論文，2003.2.
- 3) 中塚 侑：「コンクリートの応力度-ひずみ度特性とコンクリート曲げ部材の終局域特性に関する基礎的研究」，大阪大学学位請求論文，1989.
- 4) 中塚 侑，阪井 由尚，中川 裕史：コンファインドコンクリートの強度・変形特性推定式コンファインドコンクリートの強度・変形特性に関する研究(その 2)，日本建築学会構造系論文集 No.505, pp.93-99, 1998.3.