# 論文 曲げ圧縮部コンクリートに着目した部材の曲げ降伏後せん断破壊に 関する解析的検討

中塚 信\*1·小島 一高\*2

**要旨**: RC(PC)部材の曲げ降伏後せん断破壊に対し,トラスアーチ理論では塑性ヒンジ回転角 とコンクリート有効強度係数とを関連付けて説明しているが,その論理的根拠は明確でない。 本研究は部材の曲げ降伏後せん断破壊を説明するため,曲げひずみの増大に対して曲げ圧縮 部コンクリートの潜在的せん断耐力が減少するモデルを提案し,軸力比,引張鉄筋比,コン クリート強度などが部材の変形能力におよぼす影響を調べた。その結果,それら諸要因が変 形能力に及ぼす定性的な影響を明らかにした。

キーワード:曲げ降伏,せん断破壊,曲げ圧縮部,破壊条件,変形能力,潜在的せん断耐力

#### 1. はじめに

日本建築学会の RC 建物の靱性保証型耐震設 計指針<sup>1)</sup>では, ヒンジ領域の塑性回転角の増大に 伴うトラス機構の角度変化および圧縮束の有効 強度の低減によってせん断耐力が低下するモデ ルから,曲げ降伏後にせん断破壊するコンクリ ート部材の変形能力推定法が示されている。し かし,せん断耐力低下と塑性ヒンジ回転角の関 係に対する論理的根拠や曲げ破壊との連続性に 対する考慮は十分でない。

本報告は,部材降伏後の変形増大による圧縮 ひずみの増加に伴って,曲げ圧縮部コンクリー トの潜在的せん断耐力がモール・クーロンの破 壊理論に基づいて低下するという観点から,曲 げ降伏後せん断破壊する部材の変形能力を解析 的に考察しようとするものである。

#### 2. 解析仮定

## 2.1 曲げ圧縮部コンクリートの軸応カー軸ひず み関係

本報では、従前の曲げ解析と同様に、曲げ圧 縮部コンクリートの軸応力 $\sigma$ ー軸ひずみ $\varepsilon$ 関係 は断面高さ方向のいずれの位置でも同じとする。 すなわち、以下の理由から $\sigma - \varepsilon$ 関係に及ぼす せん断応力の影響はないと仮定する。[A]断面に

\*1 大阪工業大学 工学部空間デザイン学科 教授・工博 (正会員)

\*2(株)竹中工務店 工修 (正会員)

作用するせん断応力は大きな曲げ圧縮力が作用 する圧縮縁に近づくほど小さいので、せん断応 力の影響は小さい。[B]中立軸に近い曲げ圧縮部 のコンクリートには顕著なせん断応力が作用す ると推測されるが、実験結果<sup>2)</sup>によれば、コンク リートの $\sigma - \varepsilon$ 関係は小さい軸圧縮応力領域で は作用せん断応力大きさに関わらずほぼ同じ曲 線となる。

## 2.2 曲げ降伏した部材の潜在的せん断耐力

## (1) 考慮するせん断抵抗機構

コンクリート部材のせん断力に対する抵抗機 構としては、図-1のように[1]圧縮部コンクリ ートのせん断抵抗、[2]横補強筋のせん断抵抗、 [3]せん断ひび割れ面における骨材のかみ合わせ 効果、[4]主筋のダボ効果などが挙げられる。し かし、[3]については、曲げ降伏後せん断ひび割



れが顕著に開口するため、その効果は小さいと 推測される。また[4]については、引張主筋はせ ん断ひび割れによって大きなずれ変形を受ける が、塑性化によってせん断抵抗は小さいものに なると判断される。なお、圧縮主筋のダボ効果 は明確でないが、圧縮部コンクリートのせん断 変形は小さいので、同ダボ効果がせん断耐力に 及ぼす影響は大きくないと推測される。

したがって、曲げ降伏後部材の潜在的せん断 耐力  $_{s}Q_{u}$ は、式(1)で示されるように、圧縮部コン クリートの潜在的せん断耐力  $_{s}Q_{cu} \ge \beta D$  区間で の横補強筋降伏耐力  $_{s}Q_{wy}$ の和で与えられると仮 定する。なお本報では、 $\beta$ は図-2のように、 せん断ひび割れが大きく開口すると予想される、 既往の研究<sup>3)</sup>で示されている引張塑性ヒンジ領 域の平均的な値Dから中立軸深さ  $x_{n}$ を引いた区 間に対応するとして、式(2)で与えられると仮定 した。また式(1)中の $v_{s}$ は、渡辺・是永ら<sup>3)</sup>によ って示された、曲げ降伏後せん断破壊する場合 の横補強筋の補強効果で、式(3)および(4)で与え られるものである。

$${}_{s}Q_{u} = {}_{s}Q_{cu} + {}_{s}Q_{wy}$$
$${}_{s}Q_{u} = b \int_{0}^{x_{n}} \tau_{cu}(y) dy + \beta D \cdot b \cdot v_{s} p_{w} \sigma_{wy}$$
(1)

ここで、
$$x_n$$
:中立軸深さ  
 $au_{cu}$ :潜在的せん断強度  
 $p_w$ :横補強筋比  
 $\sigma_{wy}$ :横補強筋の降伏強度  
 $eta = (D - x_n)/D$  (2)

$$v_s = 1.0$$
  $\gamma \leq 0.66$  の時 (3)

$$v_{s} = 0.66 / \gamma \quad \gamma > 0.66 \text{ OB}$$

$$= (p_{y}\sigma_{yy}) / \sqrt{\sigma_{cb}}$$
(4)

 $\sigma_{ch}$ :コンクリートの単軸圧縮強度

## (2) 曲げ圧縮部コンクリートの破壊条件

文献 2) によれば、中心圧縮軸力とせん断力を 受けるコンクリートの破壊時の圧縮応力 $\sigma_{cu}$ と せん断応力 $\tau_{cu}$ はモール・クーロンの破壊条件で ほぼ与えられることが示されている。したがっ て、ある圧縮応力を受ける曲げ圧縮部コンクリ



ートは潜在的にモール・クーロンの破壊条件を 満足するせん断強度を保有していると仮定する。 なお,コンクリートは単軸圧縮強度以降も若干 のせん断応力を伝達すると推測されるが,本論 では簡略化のため,同強度以降では,コンクリ ートはせん断応力を分担しないとした。

(3) 曲げ圧縮部の潜在的せん断耐力

ある部材変形時に想定される最大の抵抗せん 断力,すなわち潜在的せん断耐力の算定は,図 -3に示す以下の手順で行う。

(a) 曲げ圧縮コンクリート部の圧縮縁ひずみ $\mathcal{E}_c$ を仮定する。

(b)-(c) クリティカル断面における平面保持の 仮定より,載荷曲げモーメントに対する断面の ひずみ分布および曲げ圧縮部コンクリートの応 力分布を求める。ここで,圧縮応力を受けるコ ンクリートの $\sigma - \varepsilon$ 関係は式(5),式(6)により算 定で与えられるとする。

$$\sigma = \sigma_{cb} \{ 1 - (1 - \varepsilon / \varepsilon_0)^2 \} \quad (\varepsilon \le \varepsilon_0) \quad (5)$$

 $\sigma = \sigma_{cb} - (\varepsilon - \varepsilon_0) E_0 \qquad (\varepsilon > \varepsilon_0) \quad (6)$ 

ここで, $\varepsilon_0$ :単軸圧縮強度時ひずみ(=0.002 に設定), $\overline{E_0}$ :直線近似した $\sigma - \varepsilon$ 関係の下降勾配<sup>4)</sup>

(d) 前項で算出された断面各位置の曲げ圧縮 応力を $\sigma_{cu}$ として、 $\sigma_{cu}$ に対応する潜在的せん断 強度 $\tau_{cu}$ を、式(7)で与えられるモール・クーロン の破壊限界条件より求める。

$$(1+\alpha)^{2} \left(\frac{\tau_{cu}}{\sigma_{cb}}\right)^{2} + \alpha \left(\frac{\sigma_{cu}}{\sigma_{cb}} - \frac{\alpha - 1}{2\alpha}\right)^{2} = 1 + \frac{(\alpha - 1)^{2}}{4\alpha}$$
(7)

ここで、
$$\alpha = \sigma_{cb} / \sigma_{tb}$$
  
 $\sigma_{tb}$ : コンクリートの単軸引張強度

(e)  $\tau_{cu}$ の合力を,ある圧縮縁ひずみ $\varepsilon_c$ の時の曲 げ圧縮部コンクリートの潜在的せん断耐力  $_{s}Q_{cu}$ として算出する。 $_{s}Q_{cu}$ と曲げ解析結果による曲率



図-3 潜在的せん断耐力の算定模式

前項(3)で述べた算定方法を各圧縮縁ひずみ $\mathcal{E}_c$ に対して行い,  ${}_{s}Q_{cu}$ に  ${}_{s}Q_{wy}$ を累加すると, 図-4のように部材の潜在的せん断耐力  ${}_{s}Q_{u}$ -圧縮 縁ひずみ $\mathcal{E}_c$ 関係、あるいは部材の曲げ解析より 得られる曲率 $\phi$ を用いれば  ${}_{s}Q_{u}-\phi$ 関係として, 曲げ解析による部材せん断力  ${}_{m}Q-\mathcal{E}_c$ ( $\phi$ )関係 と同じ平面上に表現できる。同図において,  ${}_{s}Q_{u}$ - $\mathcal{E}_c$ ( $\phi$ )関係と  ${}_{m}Q-\mathcal{E}_c$ ( $\phi$ )関係との交点 が部材の曲げ降伏後のせん断破壊点となる。

### 2.3 横補強筋によるコンファインド効果

本モデルの大きな特徴は,横補強筋のせん断 補強効果とコンファインド効果を分離して考慮



図-4 潜在的せん断耐力の算定結果(模式図)

できる点にあるが、後者の効果を曲げ圧縮部の 軸応力 $\sigma$ ー軸ひずみ $\varepsilon$ 関係(式(5))に、コンフ ァインドコンクリートの強度・変形推定式<sup>4)</sup>を 適用することにより考慮した。また、式(7)にお ける $\sigma_{cb}$ は、コンファインド効果によって修正さ れたコンクリートの圧縮強度としている。

#### 3. 各種要因の影響

#### 3.1 解析試験体と影響要因

横補強筋比  $p_w$ , シアスパン比 a/D, 軸力比  $\eta$ , コンクリート強度  $\sigma_{cb}$ , および引張鉄筋比  $p_t$ が曲 げ降伏後にせん断破壊する部材の靱性に及ぼす 影響を, **図**-5に示すような, 断面が 240mm× 300mm で複筋比が 1.0, シアスパンが a の片持ち 梁を用いて調べた。取り上げた解析要因と水準 を表-1に示す。なお,各要因の標準値は,  $p_w$ =0.4%, a/D=2.0,  $\eta$ =0,  $\sigma_{cb}$ =50(MPa),  $p_t$ = 1.32%である。また,主筋及び横補強筋の降伏強 度は,共に 490(MPa)とした。

#### 3.2 解析結果及び考察

#### (1) 横補強筋比 pwの影響

図-6は横補強筋比  $p_w$ のみが標準値から変化 したときに、 $_sQ_u - \phi$ 関係、 $_mQ - \phi$ 関係およびそ れらの交点(せん断破壊点)がどのような影響 を受けるかを示したものである。同図によれば, pwの増加は潜在的せん断耐力、Qu,および圧縮部 コンクリートに対するコンファインド効果によ る曲げ変形能力の増大をもたらすので、せん断 破壊点の曲率 φは pwの増加によって顕著に大き くなる。しかし、pw が大きい(=0.6%)場合には、  $_{s}Q_{u} - \phi$ 関係と  $_{m}Q - \phi$ 関係は交点を持たなくな り、部材が曲げ破壊することが推測される。ま た, pw の少ない試験体では, せん断破壊点以後 急激に耐力が低下するが、これはせん断破壊点 付近で圧縮部コンクリートの潜在的せん断耐力 <sub>s</sub>Q<sub>cu</sub>の低下が大きいためである。既往の研究<sup>3)5)</sup> においても、pw が小さな試験体ほど、耐力低下 が早期に発生する傾向にあること、耐力低下が 激しくなることが述べられており、本モデルに よる解析結果は、これらの傾向と一致している。

(2) シアスパン比 a/D の影響

図-7はシアスパン比 a/D のみが標準値から 変化したときの結果を示す。断面が同一である ため a/D の増加によって  $_{m}Q-\phi$ 関係の高さは低 くなるが、 $_{s}Q_{u}-\phi$ 関係は変化しない。したがっ て、a/D =1.0、1.5、2.0 では、a/D が大きいほど、 せん断破壊点の $\phi$ が顕著に大きくなり、また、 せん断破壊後の耐力低下は緩やかになる。さら に a/D が 2.5、3.0 になると、 $_{s}Q_{u}-\phi$ 関係と  $_{m}Q-\phi$ 関係は交点を持たなくなり、部材が曲げ破壊 することが推測される。

(3) 軸力比ηの影響

軸力比  $\eta$  のみが標準値から変化したときの結 果が図-8である。同図に示されるように、 $\eta$ が大きくなると曲げ耐力が増加するため作用せ ん断力は上昇する。一方、軸力増大が断面中立 軸深さ  $x_n$ を増加させて  $_sQ_{cu}$ を大きくすると予想 されたが、 $x_n$ の増大は、仮定上せん断応力を分 担しない、圧縮強度以降の下降域応力を受ける 圧縮部断面も増加させるので、 $_sQ_u - \phi$ 関係の降 下域は  $\eta$  の影響を余り受けなかった。したがっ て、せん断破壊点となるときの曲率 $\phi$ は、 $\eta$  の



図-5 解析試験体形状

表一	1	解析要因一覧	ī
11		加州 人名 兄	

解析要因	パラメータ
横補強筋比 p <sub>w</sub> (%)	0, 0.2, 0.4, 0.6
シアスパン比 a/D	1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0
軸力比 η	0, 0.05, 0.10, 0.15, 0.20
圧縮強度 σ <sub>cb</sub> (MPa)	40, 50, 60, 80, 100
引張鉄筋比 p <sub>t</sub> (%)	0.66, 1.32, 1.99, 2.65
(鉄筋種数)	$(2-D16 \sim 8-D16)$
複筋比	全て 1.0



図-6 横補強筋比 pwの影響



増加に対して小さくなることが推測された。この結果は、軸力の影響を調べた渡辺・是永らの研究<sup>5)</sup>で、耐力低下する変形レベルがηの増加に対して小さくなるとする結果と符合する。

(4) コンクリート強度 σ<sub>cb</sub> の影響

図-9(a)はコンクリート強度  $\sigma_{cb}$ のみが標準 値から変化したときの結果である。同図によれ ば、 $\sigma_{cb}$ の増大によって、せん断破壊時の曲率 $\phi$ が大きくなることが推測される。これは $\sigma_{cb}$ の増 大に対して、引張主筋量にほぼ依存する降伏後 の  $_{m}Q-\phi$ 関係があまり増加しないのに対し、潜 在的せん断耐力  $_{s}Q_{u}$ は大きく増加するからであ る。この傾向は松崎らの実験<sup>6</sup>でも示されている。

次に軸力比 $\eta \ge 0.2 \ge 1$ て,上記と同様に $\sigma_{cb}$ を変化させたときの結果を図-9(b)に示す。同 図より、軸力の付加による曲げ耐力の増大によ ってせん断破壊点時の $\phi$ が小さくなり、また、  $\sigma_{cb}$ の増加による<sub>s</sub>Q<sub>u</sub>の増大のため、軸力存在下 でのせん断破壊時 $\phi$ は、 $\eta$ =0時とは異なり、  $\sigma_{cb}$ の影響を殆ど受けない傾向や破壊以降の急 激な耐力低下傾向が推測される。

(5) 引張鉄筋比 ptの影響

図-10 は引張鉄筋比  $p_t$ のみが標準値から変化 したときに、 ${}_{s}Q_{u}-\phi$ 関係、 ${}_{m}Q-\phi$ 関係およびそ れらの交点(せん断破壊点)がどのような影響 を受けるかを示したものである。同図より  $p_t=$ 0.66%では、 ${}_{s}Q_{u}-\phi$ 関係と ${}_{m}Q-\phi$ 関係は交点を 持たなくなり、部材が曲げ破壊することが推測 される。 $p_t$ が 1.32, 1.99, 2.65%の試験体では、 $p_t$ の増加に対して  ${}_{m}Q$  が上昇するため、せん断破壊 点となる  $\phi$ が減少する傾向が見られる。 $p_t$ による 影響は花井らの研究<sup>7)</sup>においても、 $p_t$ の小さい試 験体の方が変形能力は大きいと記述されており、 本解析結果と符合している。

## 4. まとめ

本論は部材の曲げ破壊に連続する曲げ降伏後 せん断破壊を説明するため,曲げ圧縮部コンク リートの潜在的せん断耐力 <sub>s</sub>Q<sub>cu</sub> が曲げひずみの 増大に対して減少するモデルを提案し,同モデ



ルによって各種要因が終局変形能力に及ぼす定 性的な影響を解析的に調べた。その結果,以下 の知見を得た。 [1] 横補強筋のせん断補強効果とコンファイン ド効果を分離して取り扱える特徴をもつ本モデ ルによって、横補強筋比 pwの増加が、sQcuと横 補強筋降伏耐力 sQwyの双方を増加させるため、 部材の変形能力を顕著に増加させることを示し た。また pwが増加すると、破壊性状が曲げ降伏 後せん断破壊から曲げ破壊となる可能性を示し た。

[2] 同じ断面の場合,シアスパン比 a/D の減少に よって,作用せん断力は大となるが,潜在的せ ん断耐力  $_{s}Q_{u}$ ー曲率 $\phi$ 関係は変わらない。したが って a/D の減少によって,せん断破壊点時変形 が小となり,  $_{s}Q_{u}-\phi$ 関係の特性からせん断破壊 以降の破壊性状は急激になると推測される。

[3] 軸力比 $\eta$ の増加は、中立軸深さ  $x_n$ を増加さ せるが、同時に、せん断力を負担しないと仮定 した圧縮強度以降の下降域応力を受ける断面も 増加させるので、 ${}_{s}Q_u$ への影響は小さいことが推 測された。一方、 $\eta$ の増加に対し曲げ耐力が上 昇するため、軸力比 $\eta$ の増加は、部材の変形能 力を小さくすることを示した。

[4] コンクリート強度  $\sigma_{cb}$ の増加は、軸力が無い 場合、 $_{s}Q_{u}$ を上昇させるので、部材の変形能力を 増加させるが、軸力存在下では、 $\sigma_{cb}$ の増加によ って曲げ耐力が大きく上昇するため、 $\sigma_{cb}$ による 影響を殆ど受けない場合も生じることが推測さ れた。

[5] 引張鉄筋比  $p_t$ の増大は、軸力の増大の場合と 同様の理由によって、 $_{s}Q_{u} - \phi$ 関係には余り影響 を及ぼさないが、作用せん断力  $_{m}Q$  - 曲率 $\phi$ 関係 の高さを大とするので、せん断破壊時変形を減 少させる。

#### 謝辞

本研究は平成17年度科学研究費基盤研究B(一 般)「部材接合部に制震装置を配した損傷制御 型 Pca構造システムの開発」(研究代表者:田中 仁史,京都大学防災研究所教授,課題番号: 16360276)の一部として行った。ここに記して謝 意を表す。



#### 参考文献

- 1) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靭 性保証型耐震設計指針・同解説,2001
- 2) 板倉三奈子,荒木秀夫,中塚佶,桃山健二: せん断力を受けるコンファインドコンクリ ートの抵抗機構,コンクリート工学年次論文 報告集, Vol.25, No.2, pp.1033-1038, 2003
- (渡辺英義, 是永健好, 中野克彦, 松崎育弘: 曲げ降伏後にせん断破壊する RC 梁部材の靭 性評価に関する実験研究, 日本建築学会構造 系論文集, 第560号, pp.161-168, 2002.10
- 中塚佶,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,日 本建築学会構造系論文集,第 505 号, pp.93-99, 1998.3
- 5) 渡辺英義, 是永健好, 中野克彦, 松崎育弘: 曲げ降伏後せん断破壊する RC 柱の靭性評価 に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文 集, 第 572 号, pp.155-162, 2003.10
- 6) 松崎育弘ほか:高強度材料(コンクリート及びせん断補強筋)を用いた RC 梁部材の靭性能に関する実験研究,日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, pp.901-904, 1999.9
- 花井伸明,梅村恒,市之瀬敏勝:曲げ降伏後 にせん断破壊する RC柱の耐力低下に影響す る因子,日本建築学会構造系論文集,第 593 号,pp.129-136,2005.7