

RC 柱部材のせん断劣化と 変形性能評価に関する研究

学生氏名 白子 将則

指導教員 吉川 弘道

地震時における鉄筋コンクリート柱部材の破壊形式と変形性能を精度良く評価するためには、せん断耐力を適切に評価し、せん断破壊の発生による急激な耐力低下点を明らかにする必要がある。そこで、本論では鉄筋コンクリート柱部材を対象とし、繰返し荷重によるせん断劣化やひび割れ角度、靱性能を実験・解析両面から検討するものである。まず、従来のせん断耐力式のコンクリート抵抗成分に繰返しの劣化現象を考慮し、さらに修正圧縮場理論により得られたひび割れ角度を帯鉄筋抵抗成分に考慮した。そして変形解析と併記させることで、曲げ降伏後の変形の進展に伴うせん断耐力の低下、およびひび割れ角度の変化を忠実に追跡できる評価手法を提案した。これらの条件をふまえ、パラメトリック数値シミュレーションや実験的検討により変形性能の評価を実施した。

Key Words : reinforced concrete column , shear degradation , ductility evaluation , strut angle , variable angle truss model

1. まえがき

鉄筋コンクリート(以下、RC)構造物のせん断破壊は曲げ破壊と比較して、突発的にひび割れが生じ、破壊の進行が急激で靱性にかけるため、構造物に与える損傷は甚大なものとなる。よって、RC構造物の耐震設計においては、人命の損傷を生じさせるような壊滅的な損傷の発生を防ぐことは当然であるが、社会・経済的な観点から、耐力だけでなく部材降伏後の塑性変形性能を考慮した設計が望ましいといえる。

以上のような背景から今日までRC構造物のせん断抵抗について様々な研究がなされてきた。その中でも代表的なのがトラス理論であり、現在のせん断抵抗に関する研究の始まりとされる¹⁾。しかし、このトラス理論によって算定されたせん断耐力は実験結果と比較して低くなるのがその後の研究によって実証された。これに伴い、その余剰分(Other Contribution)をコンクリートが負担するせん断力として取り入れた CEB-FIP Model²⁾などが提案された。

また、せん断抵抗に関する研究は従来から終局強度を算出することに重点が置かれ、経験式によって算出する方法が大半を占めている。しかし、このような経験式の

みに頼るのは、合理的ではなく、現在のせん断耐力式ではせん断耐力を適切に評価することが困難とされる。特に RC 柱部材は大変形繰返し作用によりコンクリート負担せん断強度が減少し、急激な耐力低下を引き起こすことや、コンクリートのひび割れ角度である圧縮ストラット角度は 45°ではなく、45°より小さいことが既往の研究よりわかっている³⁾。よって、圧縮ストラット角度を精度良く推定し、RC 構造物の設計手法を新たに確立することが望まれている。

そこで、本研究では、修正圧縮場理論より算定したひび割れ角度を用い、繰返し劣化を考慮したせん断耐力式に組み込み、変形解析より求められた荷重-変位曲線と併記させた。これにより実現象に近い破壊モード判定、靱性評価手法を提案し、繰返し大変形を受ける RC 柱の変形性能評価を検討した。

2. RC 柱の破壊形式と靱性評価の問題点

2.1 破壊形式の分類⁴⁾

地震時のような繰返し荷重を受ける RC 柱部材の破壊形式は一般にせん断破壊、曲げ降伏後のせん断破壊(以下、曲げせん断破壊)および曲げ破壊に分類される。

また、繰返し荷重により RC 柱のせん断強度が低下するため、破壊形式を正確に把握することは RC 柱の脆性的な破壊を防ぐ上で重要である。以下に RC 柱の破壊形式の特徴を示す(図 1 参照)。

せん断破壊

せん断破壊は柱基部に曲げひび割れが発生後、柱中央部において突発的なせん断ひび割れが発生し、軸方向鉄筋降伏前にせん断補強筋が降伏し、急激な耐力低下を引き起こすことで、脆性的な破壊に至る。この場合、帯鉄筋が極端に少なく、せん断耐力が十分に確保されていない場合に発生する。

曲げせん断破壊(最大耐力前)

最大耐力前の曲げせん断破壊は帯鉄筋がある程度適切に配筋されているが、繰返し荷重によりせん断強度が低下し、軸方向鉄筋降伏後にせん断破壊に至る破壊形式である。曲げせん断破壊では RC 柱部材の設計上の最大曲げ耐力発生前に耐力低下を引き起こす場合、せん断破壊と同様に大きな斜めひび割れが急激に進展し、脆性的に破壊する。

曲げせん断破壊(最大耐力後)

最大曲げ耐力後の曲げせん断破壊は最大耐力前までは同様であるが、最大耐力後に柱基部に塑性ヒンジが形成され、この区間においてコンクリートの圧壊や軸方向鉄筋の座屈が集中するため、水平荷重が緩やかに低下し、脆性的な破壊には至らない。

曲げ破壊

曲げ破壊は曲げひび割れ発生後、ひび割れが進展し、軸方向鉄筋が降伏し、柱基部に塑性ヒンジが形成され、かぶりコンクリートが剥落し、ヒンジ領域が拡大し、軸方向鉄筋座屈や鉄筋破断、コンクリートの圧縮破壊などにより終局を迎え、安定的な破壊となる。これは帯鉄筋が適切に配置され、せん断余裕度(曲げせん断耐力比)が高い場合に起こる破壊形式である。

2.2 既往実験結果における考察⁵⁾⁶⁾⁸⁾

(1) 既往実験概要

実験は矩形断面 RC 柱とし、静的正負交番漸増 3 回繰返し荷重により行われた。荷重ステップは初期降伏変位 y までは荷重制御により、それ以降の荷重は y の整数倍の水平変位を変位制御にて荷重した。各試験体の諸元を表 1、試験体の配筋例を図 2 に示す。試験体断面は鉄道 RC ラーメン高架橋の 40% 縮小試験体で 320mm × 320mm、せん断スパン比 $a/d=4.05$ であり、実験パラメータは、主鉄筋降伏強度、せん断補強筋量、軸力とした。試験体の曲げせん断耐力比は鉄道構造物等設計標準・同解説(以下、鉄道標準)⁷⁾により算出した。

表 2 に実験における靱性率、圧縮ストラット角度の一覧を示す。ここで、靱性率 μ は終局変位 u を初期降

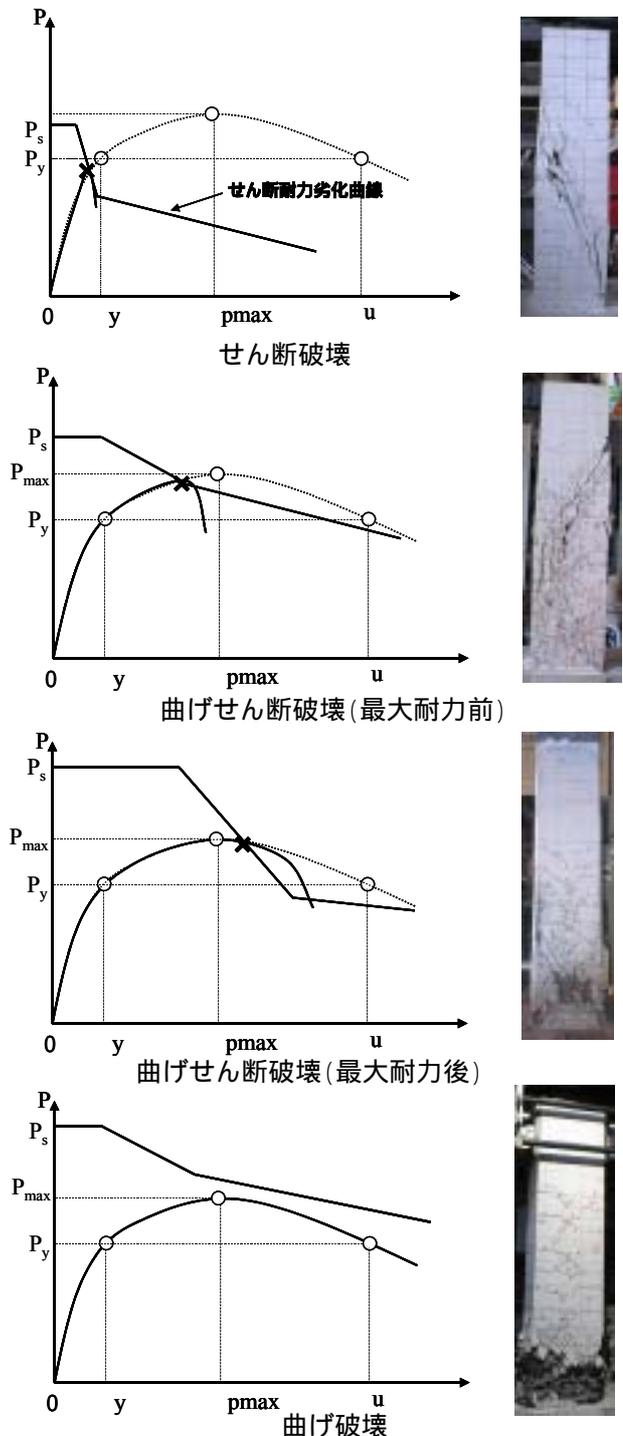


図 1 破壊形式の異なる RC 柱の変形挙動
 伏変位 y で除した $\mu = u / y$ とした。表 2 より曲げせん断耐力比が増加するに伴い、概ね靱性率が増加していることが確認できる。また、目視により観測した終局時のひび割れ角度を圧縮ストラット角度とした。ここで、S-20-0 のみかぶりコンクリートが剥落する前での角度とした。すべての試験体において 45° より角度が小さくなり、試験体ごとにひび割れ角度に違いが確認できる。ここで、曲げせん断耐力比が小さいほど角度が小さくなる傾向が見られ、せん断破壊型である S-05-0 試験体では 24° となった。また、軸圧縮応力度が大きいほど、角度が小さくなる結果となった。

表 1 試験体諸元

試験体	主鉄筋比 (%)	主鉄筋 f_y (Mpa)	せん断補強筋	せん断補強鉄筋比 (%)	軸応力度 (N/mm ²)	コンクリート強度 (Mpa)	曲げせん断耐力比
S-05-0	2.48	556	6@330	0.053	0	24.5	0.72
S-10-0	2.48	356	6@330	0.053	0	27.3	1.08
S-12-1	2.48	387	D4@135	0.058	1.0	24.0	0.90
S-12-3	2.48	387	D4@135	0.058	3.0	23.8	0.93
S-15-0	2.48	387	D4@45	0.174	0	23.2	1.19
S-15-1	2.48	387	D4@45	0.174	1.0	19.6	1.13
S-15-3	2.48	387	D4@45	0.174	3.0	23.6	1.13
S-20-0	2.48	356	D6@45	0.440	0	28.4	2.52

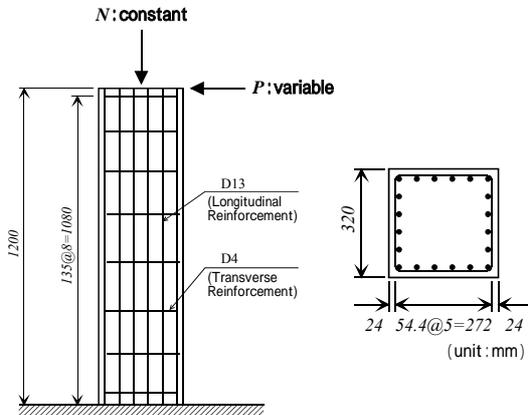


図 2 試験体配筋例 (S12 試験体)

表 2 実験結果一覧

試験体	破壊モード	靱性率	圧縮ストラット角度
S-05-0	せん断	1.00	24
S-10-0	曲げせん断	5.03	26
S-12-1	曲げせん断	4.07	27
S-12-3	曲げせん断	4.07	21
S-15-0	曲げせん断	5.99	38
S-15-1	曲げせん断	5.98	34
S-15-3	曲げせん断	5.94	31
S-20-0	曲げ	9.18	44

(2) コンクリートのせん断強度劣化による比較

既往実験において曲げせん断破壊を呈した S-10-0 と S-15-0 を対象とし、せん断劣化過程におけるコンクリート負担分 V_c を同定し、せん断劣化係数 を算出することにより、 V_c の劣化程度を定量的に評価した。

(a) V_c の同定および の実験的同定

まず、せん断耐力の帯鉄筋負担分 V_s は計測されたひずみ量 w_s から得られる帯鉄筋の作用応力 σ_{ws} を用い、次式で与えられる。ただし、ここでは終局時の角度が一義的に算出できる Kim&Mander 式より得られた角度を圧縮ストラット角度 θ とし、 45° (=一定)と比較した。

$$V_s = \frac{A_w \sigma_{ws} z \cot \theta}{s} \quad (1)$$

A_w : w_s , s : 帯鉄筋の断面積, 作用応力, 配筋間隔,
 z : せん断有効高さ, θ : 圧縮ストラット角度

ただし、作用応力 σ_{ws} を求める際に用いる計測ひずみについては、以下のような処理を行った。

帯鉄筋のひずみは、正負交番漸増載荷履歴の正側で得られたひずみとした。

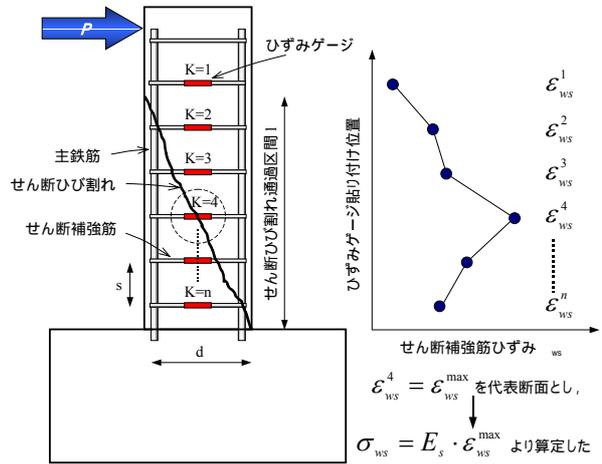


図 3 帯鉄筋ひずみの代表断面の決定

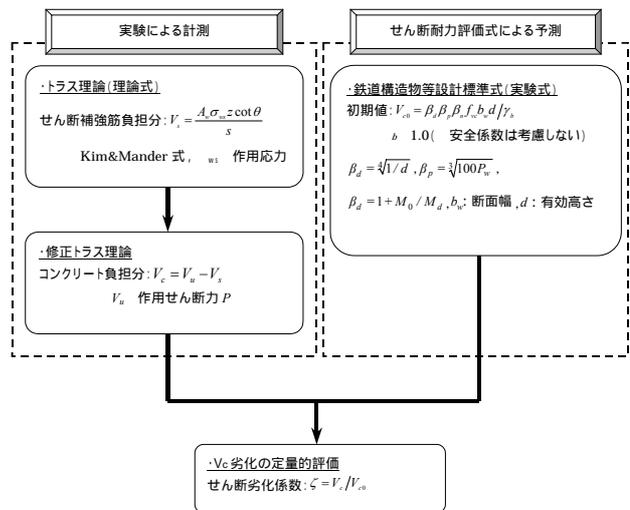


図 4 せん断劣化係数 の算定手順

せん断ひび割れの開口位置は、帯鉄筋に貼り付けられたひずみゲージを必ずしも通過しないため、ここでは、計測されたひずみ w_s の最大値を代表断面として、作用応力 σ_{ws} を求めた(図 3 参照)。

帯鉄筋降伏後の作用応力 σ_{ws} の算出に帯鉄筋降伏強度 f_{wy} を用いた。

さらに、式(1)により算定された帯鉄筋負担分 V_s をせん断耐力 $V_u (=P)$ から差し引くことにより、コンクリート負担分 V_c を次のように算定する。

$$V_c = V_u - V_s \quad (2)$$

最後に、 V_c を初期せん断耐力 V_{c0} で正規化することにより、 ζ を算出する。ここで、 V_{c0} の算定には、鉄道標準式を用いた。 の算定手順を図 4 に示す。

(b) 部材レベルによる評価

図 5 にせん断劣化係数 と応答変位塑性率 μ の関係を示す。図には Priestley ら³⁾による劣化曲線も併記している。まず曲げせん断耐力比に着目すると、曲げせん断耐力比が小さい S-10-0 は荷重の低下後、急激に ζ が低下していることが確認できる。この要因として、S-10-0 は S-15-0 に比べ、帯鉄筋量が少なく、コンクリートの拘

束効果が小さいため、繰返しに伴うせん断ひび割れの抑制が十分でないと予測される。一方、帯鉄筋量の多い S-15-0 試験体は帯鉄筋が十分に配筋されているため、コンクリートの拘束効果が期待され、より多くのせん断力を帯鉄筋で負担することができ、コンクリート負担分は緩やかに低下していることが確認できる。

次にせん断補強筋負担分 V_s を算定する際に用いる圧縮ストラット角度に着目すると Kim&Mander 式で算出した劣化曲線の方がより Priestley らによる劣化曲線に挙動が近くなっているのが確認でき、安全側の評価を与えている。

(c) JCI データベースによる評価

JCI データベースにおけるせん断劣化係数 の結果を図 6 に示す。ここでは、曲げせん断破壊を呈した試験体 45 体の実験データを用い、軸力等の影響は無視した。実験データ 45 体のプロット点は広範囲に散在し、変位靱性率 μ の増加に伴う低下傾向を概ね確認することができる。また、Priestley らの劣化曲線を併記したところ、実験データの概ね下限値を評価していることが確認できた。よって、終局時のせん断劣化程度を Priestley らの既往のモデルで試算すれば、概ね安全側の評価を与えることが推測できる。

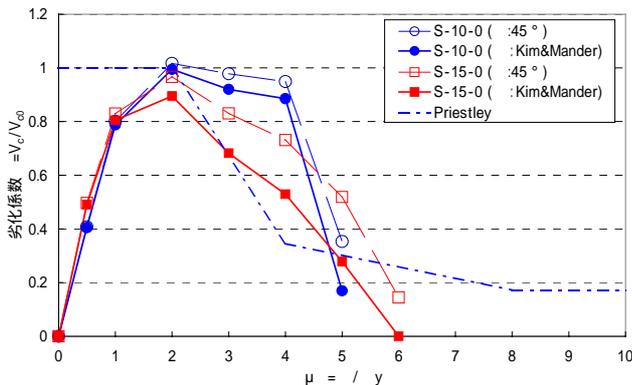


図 5 応答変位塑性率によるせん断劣化関係

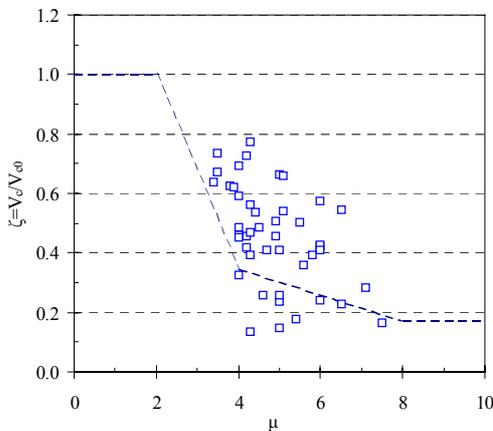


図 6 JCI データによる評価 (: Kim&Mander Model)

3. RC 部材のせん断解析手法

3.1 修正圧縮場理論によるせん断解析手法⁹⁾¹⁰⁾

Collinsらにより提案された修正圧縮場理論はひび割れを含んだ様なコンクリート要素をマクロ的に捉え、力のつり合いおよび変形の適合条件によりせん断耐力を導く解析手法である。

修正圧縮場理論では以下に示す 3 つの条件式を用いることにより、圧縮ストラット角度を 45° と仮定することなく、せん断耐力機構を算出できる(図 7 参照)。

- (1) 変形の適合条件
- (2) 帯鉄筋、軸方向鉄筋方向の力のつり合い条件
- (3) コンクリートおよび鉄筋の材料構成則

これら 3 つの条件を考慮し、下式によって修正圧縮場理論によるせん断力 V は与えられる。

$$V = \sigma_1 b j d \cot \theta + A_{sv} \sigma_{sv} j d \cot \theta \quad (3)$$

上式の第一項はコンクリートによる抵抗せん断力を、第二項は帯鉄筋による抵抗せん断力を表している。したがって、せん断力式は、コンクリートによる抵抗せん断力と帯鉄筋による抵抗せん断力の和からなる累計式で構成されている。

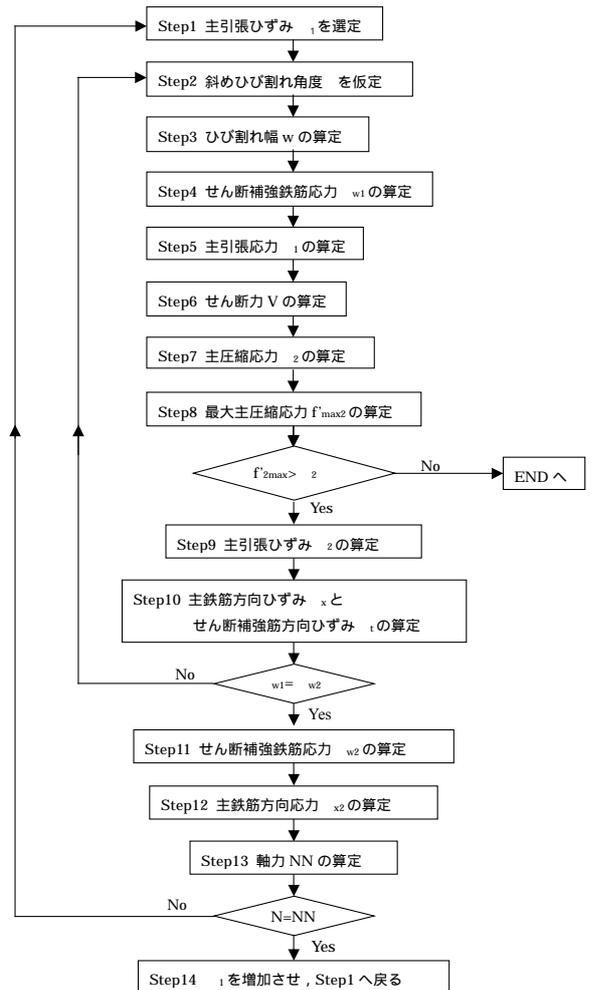


図 7 修正圧縮場理論におけるフローチャート

3.2 数値シミュレーションによる断面解析

修正圧縮場理論を用いて数値シミュレーションを行った。パラメータは軸方向鉄筋比 p_s 、帯鉄筋比 p_w 、軸力とした。表 3 に解析諸元を示す。ここで、帯鉄筋が降伏強度に達した時点を終局の定義とし、軸力は 0kN、400kN の 2 種類とした。

表 3 解析諸元

No	パラメータ要因	断面幅		軸方向鉄筋				帯鉄筋		
		B (mm)	d (mm)	鉄筋比	降伏強度	ピッチ	鉄筋比	降伏強度		
				ρ_s (%)	f_s (N/mm ²)	s (mm)	ρ_w (%)	f_{wy} (N/mm ²)		
No.1	基本モデル	400	360	1.38	345	100	0.16	295		
No.2				1.99						
No.3	軸方向鉄筋比			2.69						
No.4				3.52						
No.5				1.38		250	0.06			
No.6	帯鉄筋比					160	0.10			
No.7						45	0.35			

(1) 軸方向鉄筋比による比較

軸方向鉄筋比 p_s を 1.38%、1.99%、2.69%、3.52% と変化させ、断面変形性能について評価する。

結果を図 8 に (a) 圧縮ストラット角度 - 軸方向鉄筋比 (b) せん断ひずみ - 軸方向鉄筋比関係として示す。

まず、軸力=0kN の場合、 p_s の増加に伴い、角度、せん断ひずみが減少している。特にせん断ひずみは顕著な低下傾向を示している。よって、 p_s を増加させると断面変形性能に乏しくなる。

次に軸力=400kN の場合、無軸力時と比較すると角度、せん断ひずみの値が大きく低下している。しかし、 p_s の増加に関係なく、角度とせん断ひずみは急激な変動を示さず、断面変形性能にほとんど影響しないことがいえる。

(2) 帯鉄筋比による比較

帯鉄筋比 p_w を 0.06%、0.10%、0.16%、0.35% と変化させた場合、 p_w の増加に伴い、角度、せん断ひずみが p_s を増加させた場合と比較して急激に増加していることが確認できる (図 9 参照)。

4. RC 柱部材の変形とせん断劣化

4.1 RC 柱の変形成分と変形解析¹¹⁾¹²⁾

RC 柱が水平力によって変形する場合、その変形成分は (1) 曲げ変形 (δ_{flex})、(2) 軸方向鉄筋伸び出しによる回転変位 (δ_{slip})、(3) せん断変形 (δ_{shr}) から構成されるものと考えられ、載荷点変位 (総変形量) を δ とすると、上記 3 つの変形成分の総和であるとする。したがって、は式 (4) で表される。

$$\delta = \delta_{flex} + \delta_{shr} + \delta_{slip} \quad (4)$$

δ : 総変形量 (mm)

δ_{flex} : 曲げ変形量 (mm)

δ_{shr} : せん断変形量 (mm)

δ_{slip} : 軸方向鉄筋伸び出しによる回転変位 (mm)

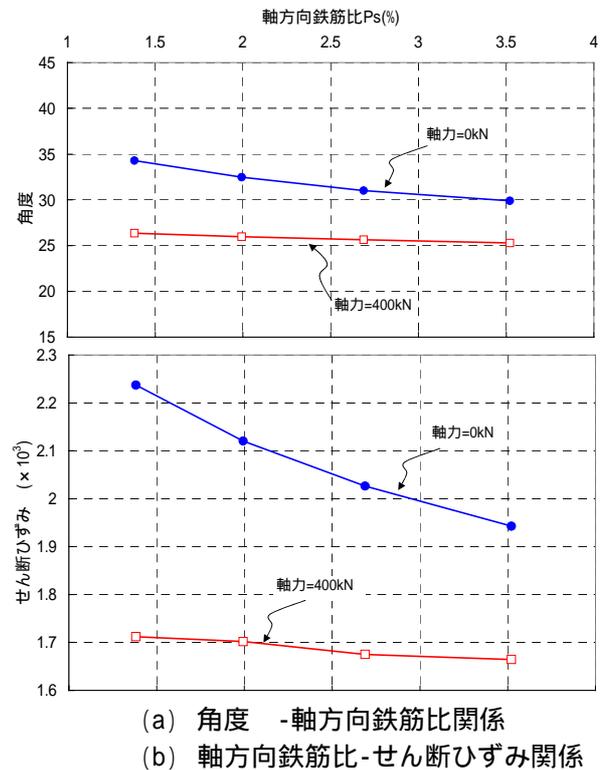


図 8 軸方向鉄筋比による比較 (No1 ~ No4)

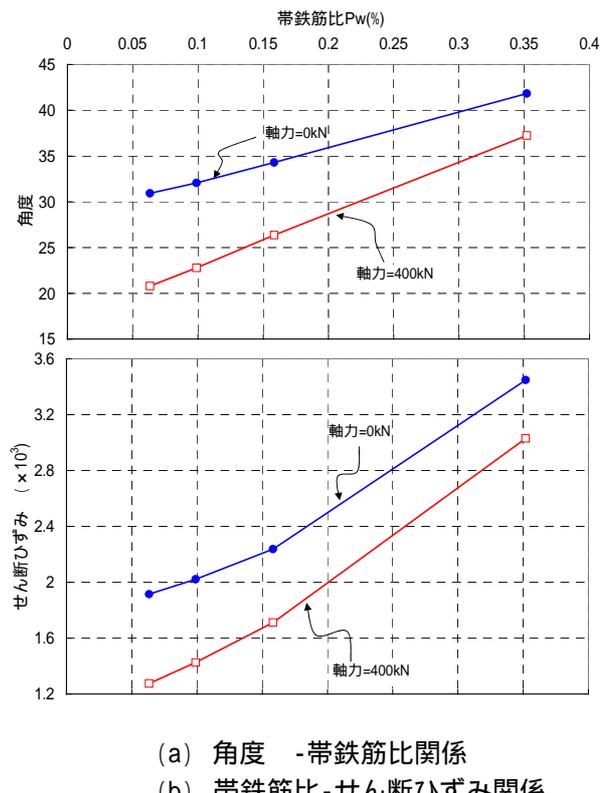


図 9 帯鉄筋比による比較 (No1, No5 ~ No7)

(1) 曲げ変形量 δ_{flex}

曲げ変形量はファイバーモデルによる曲げ変形解析より算出できる。ファイバーモデルは従来からRC断面の非線形曲げ剛性の評価方法として用いられ、断面の曲げモーメントと曲率($M-\theta$)関係を算出する手法である。このモデルは平面保持の仮定により部材を横方向に層状に分割し、解析する方法であり、以下の仮定を基に計算される。

断面は層状のコンクリート(ファイバー)の集合体であり、その中に鉄筋が埋め込まれていると仮定する。

変形前に平面であった部材断面は、変形後も平面を保つ(平面保持の仮定)

分割した各要素内における応力及びひずみは一定とする。

せん断変形は考慮しない

鉄筋とコンクリートの付着は完全とする。

コンクリートと鉄筋の応力 - ひずみ関係は既知とし、任意の構成則を用いることができる。

計算方法は、断面諸元を決定し、断面を層状に分割して中立軸を仮定する。次に応力・合力を計算し、曲げモーメント、曲率を算出する。以上の計算過程について、圧縮縁ひずみを増加させ、終局まで繰り返し計算する。

次に算出された $M-\theta$ 関係より、塑性ヒンジ、軸方向鉄筋伸び出し量を考慮し、曲げモーメントをせん断スパンで除し荷重 P を、曲率を柱高さ方向に積分し変位 δ を算出し $P-\delta$ 関係を得る。ここで、曲げ変形は以下に示す式で算出できる。

$$\delta_{flex} = \int_{全高さ} \theta(x) dx \quad (4)$$

(2) 軸方向鉄筋伸び出しによる回轉變形量 δ_{slip}

RC 柱部材が大変形を受けた場合、柱基部の軸方向鉄筋が降伏し、伸び出す現象が生じ、変形に大きく影響すると考えられる。そこで本論では石橋らの伸び出し算出モデル¹³⁾を用いた。このモデルは実験により得られた簡易式であり、次式によって与えられる。

$$\text{降伏時} \quad \Delta l_y = 0.070 - 0.0054(D/\phi) + 0.00017(D/\phi)^2 \quad (5)$$

$$\text{終局時} \quad \Delta l_u = 0.083 - 0.0054(D/\phi) + 0.00017(D/\phi)^2 \quad (6)$$

さらに軸方向鉄筋伸び出し量は、式(5)、式(6)より算出された伸び出し量を基に、鉄筋ひずみの増加に伴い、図10のように線形に増加するモデルとした。また、軸方向鉄筋伸び出しによる回轉變位は式(7)によって算出される(図11参照)。

$$\delta_{slip} = L \cdot \theta = L \cdot \frac{\Delta l}{d - y_0} \quad (7)$$

(3) せん断変形 δ_{shr}

ファイバーモデルにおける曲げ変形解析は、基本的には曲げ変形を扱うモデルであるため、せん断スパン比

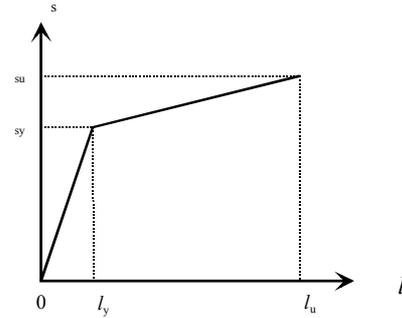


図10 伸び出し量の算出

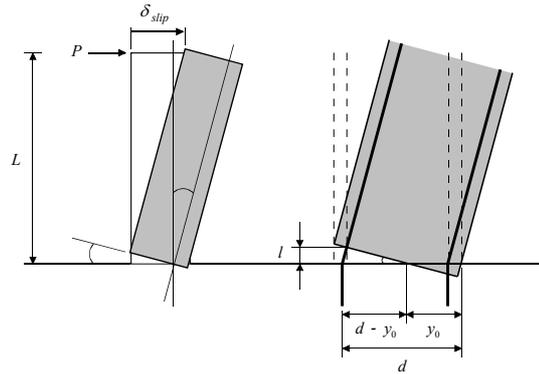


図11 軸方向鉄筋伸び出しによる回轉變位の算出

(a/d)が小さい部材には変形を過小評価してしまう危険性がある。一般に a/d の変化に伴って破壊形態が異なり、 a/d が大きくなると、せん断破壊から曲げ破壊へ移行するなど、部材の耐力が大きく変化することが知られている。しかし、一般に土木構造物は a/d が大きく、現行の鉄道構造物等設計標準では a/d が3程度の実験に基づいて提案されているものである。本論では a/d が3~4程度で曲げ降伏後のせん断破壊型を主に解析対象としているため、変形解析上に直接、せん断変形は考慮しないこととする。以下にせん断変形算出式を示す。ただし、大変形繰返し作用に伴うせん断耐力劣化は重大な問題点であり、次節での主要な論点となっている。

$$\delta_{shr} = \int_{全高さ} \gamma(x) dx \quad (8)$$

4.2 せん断耐力の劣化解析

(1) 修正トラス理論の概要

RC 部材のせん断耐荷機構は、ひび割れの発生した部材を静定トラスモデルで近似することにより、合理的に説明でき、式(9)に示すような塑性状態を考慮した帯鉄筋負担分 V_s (塑性トラス理論)を評価するものである。しかし、塑性トラス理論はせん断耐力を過小評価することから、せん断耐力 V_u は式(10)に示すように V_s にトラス理論の余剰分として、実験式から求められるコンクリート負担分 V_c との累加した修正トラス理論を用いて評価して

いる。ここで、本論では帯鉄筋負担分 V_s に用いる圧縮ストラット角度を 45° と固定した場合を固定トラス理論 (Constant angle truss model) と定義した (図 12 参照)。
固定トラス理論 (Constant angle truss model) :

$$V_s = \frac{A_w f_{wy} j d \cot \theta}{s} \quad (9)$$

A_w : 帯鉄筋断面積 (mm^2),
 f_{wy} : 帯鉄筋降伏強度 (N/mm^2), j : 7/8
 d : 有効高さ (mm), s : 帯鉄筋間隔 (mm),
: 圧縮ストラット角度 (トラス近似により 45° と固定)

修正トラス理論: $V_u = V_s + V_c$ (10)
 V_u : せん断耐力 (N), V_s : 帯鉄筋負担せん断耐力 (N),
 V_c : コンクリート負担せん断耐力 (N)

(2) 変角トラス理論 (Variable angle truss model)

帯鉄筋負担せん断耐力 V_s の算定に用いられるひび割れ角度は 4.2(1) に記述したような $\theta = 45^\circ$ とした固定トラス理論を用いることが一般的である。しかし、既往の正負交番載荷実験では角度が 45° より小さくなることが知られている。

そこで、本論では修正圧縮場理論より算出されたひび割れ角度を式(9)に代入することで、変形の進展に伴うひび割れ角度の変遷を追跡できる変角トラス理論を採用し、以下のように定義した (図 13 参照)。

変角トラス理論 (Variable angle truss model)

$$V_s(\theta) = \frac{A_w f_{wy} j d \cot \theta}{s} \quad (11)$$

: 圧縮ストラット角度 (修正圧縮場理論)

$$V_u = V_s(\theta) + V_c \quad (12)$$

(3) コンクリート負担分せん断耐力

コンクリートによって受け持たれるせん断耐力は各国示方書により各種提案されているが、本論では鉄道標準式によるせん断耐力式を用いた。

$$V_{cd} = \beta_d \beta_p \beta_n f_{vc} b_w d \quad (13)$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d} \leq 1.5 \quad (14)$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_w} \leq 1.5 \quad (15)$$

$$\beta_n = 1 + \frac{M_0}{M_d} \leq 2 \quad (\text{軸力作用時}) \quad (16)$$

ただし、 f_{vc} においては下式に示すようにせん断スパン比 a/d の影響が考慮できる式を用いた。

(2.5 a/d の場合)

$$f_{vc} = 0.20(0.75 + 1.4d/a) \sqrt[3]{f'_c} \quad (17)$$

(0.5 a/d ~ 2.5 の場合)

$$f_{vc} = 0.76(a/d)^{-1.166} \sqrt[3]{f'_c} \quad (18)$$

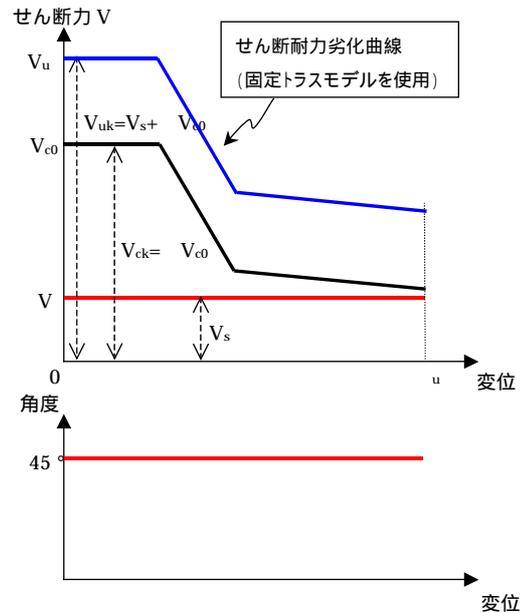


図 12 固定トラス理論を使用した場合

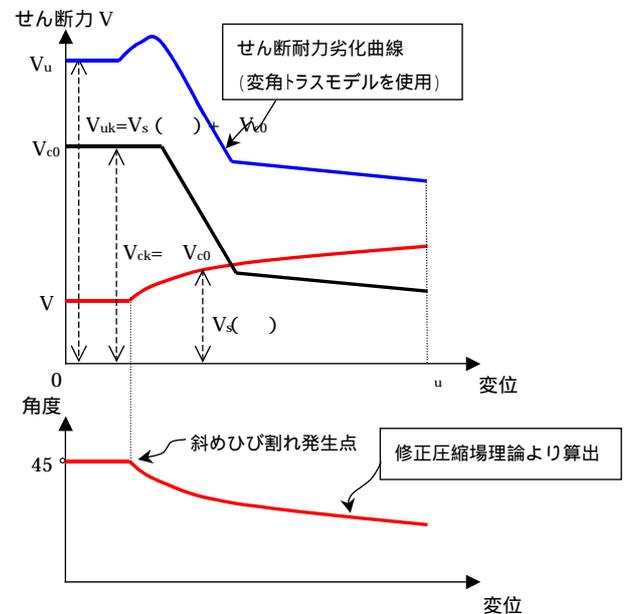


図 13 変角トラス理論を使用した場合

(4) 繰返し大変形を考慮したせん断耐力評価式

RC 柱部材は大変形領域での正負交番繰返し荷重によって、せん断耐力の低下が発生するため、設計上どのように考慮するかが重要な論点となる。特に曲げせん断破壊を生じる部材では、急激に水平抵抗力を失うケースもあり、部材の最終的な破壊モードを把握することが重要となり、終局変位を精度よく算出するためには、せん断耐力と載荷変位との関係を把握することが必要である。

Priestley ら³⁾は変形性能に応じてコンクリートの負担分を減少させる方法を提案している (図 14 参照)。これは軸方向鉄筋降伏前を無損傷とし、応答変位塑性率 μ の増大に伴い、コンクリートのせん断強度の低下を定量

的に与えるもので、本文ではこれをせん断劣化係数 とすると以下ようになる。

$$\begin{aligned} \mu_\delta < 2 &: \zeta = 1 \\ 2 < \mu_\delta < 4 &: \zeta = -0.3272\mu_\delta + 1.655 \\ 4 < \mu_\delta < 8 &: \zeta = -0.04325\mu_\delta + 0.518 \\ 8 < \mu_\delta &: \zeta = 0.172 \end{aligned} \quad (19)$$

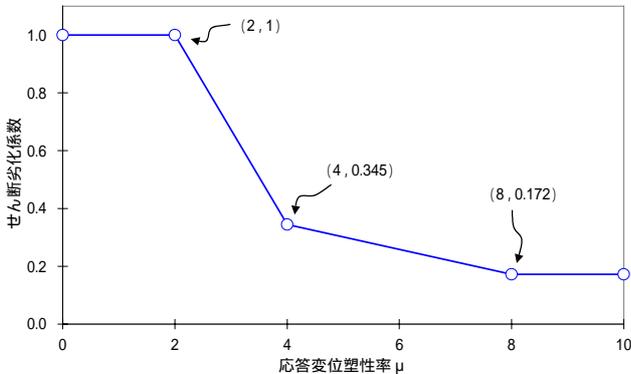


図 14 Priestley らの提案するせん断劣化曲線

5. RC 柱部材の破壊形式の判定と靱性評価

5.1 破壊判定と靱性評価方法⁴⁾

本論で提案する評価手法は RC 柱部材を対象とし、4.1、4.2 に示した解析手法を統合して、最終的に RC 柱部材の変形量として表すものである。よって変形解析により算出した荷重-変位 (P-) 曲線上に、繰返しを考慮したせん断劣化曲線を変位軸上に併記することにより、破壊形式の判定および変形性能を数値解析的に評価する手法とした (図 15 参照)。この評価方法では、せん断耐力劣化曲線が P- 曲線と交差した時がせん断破壊となり、部材の最終破壊点とした。ここで、初期降伏点より早期に交差する場合はせん断破壊となり、初期降伏点後に交差する場合は曲げ降伏後のせん断破壊となる。両曲線が交差しない場合を曲げ破壊となり、変形性能に優れた破壊形式となる。図 16 に本評価手法のフローチャートを示す。

5.2 パラメトリックシミュレーションによる検討

(1) 解析概要

解析に用いた試験体諸元は断面 $320 \times 320\text{mm}$ 、せん断スパン 1200mm 、パラメータを軸方向鉄筋剛度 P_{fy} 、帯鉄筋剛度 P_{wy} とし、 $P_{fy} = 7.29 \sim 27.22$ 、 $P_{wy} = 0.35 \sim 1.97$ と変化させた。ただし、コンクリート強度は 24N/mm^2 、軸力は 0kN とし、曲げ変形解析のコンクリート構成則に Mander Model、鉄筋構成則にトリリニアモデルを用いた。

(2) 検討結果

力学的主鉄筋比 p_{sf}/f'_c と力学的帯鉄筋比 p_{wy}/f'_c

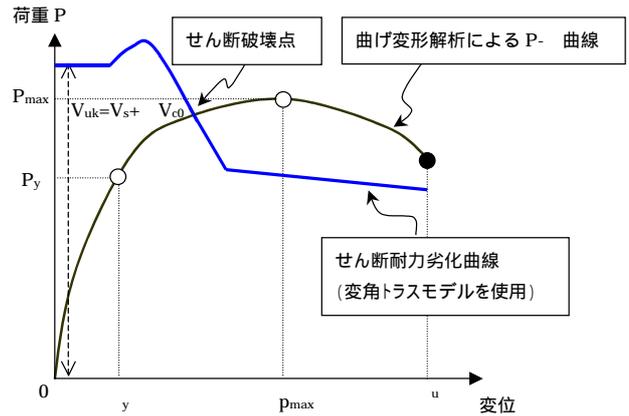


図 15 変形性能評価手法モデル図

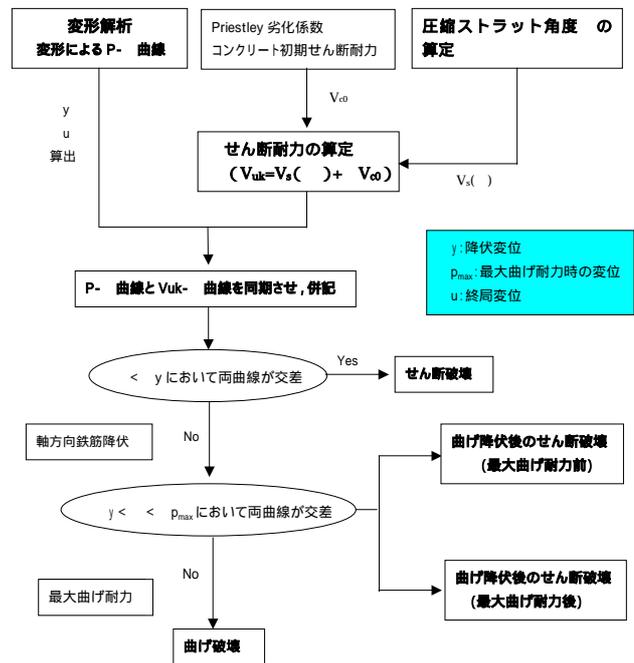


図 16 変形性能評価手法のフローチャート

の相関性を図 17 に、角度、せん断力のコンクリート負担割合と曲げせん断耐力比の関係を図 18 に示した。

まず、 p_{sf}/f'_c と p_{wy}/f'_c 関係に着目する。 p_{wy}/f'_c が 0.03 以下になると脆性的なせん断破壊に至ることが確認でき、最大耐力後の曲げせん断破壊は $p_{wy}/f'_c = 0.035 \sim 0.045$ 、 $p_{sf}/f'_c = 0.3 \sim 0.5$ の範囲で発生している。

ひび割れ角度においては曲げ破壊と判定された試験体は概ね $37 \sim 43^\circ$ 付近、最大耐力後の曲げせん断破壊においても $36^\circ \sim 40^\circ$ 付近に分布しており、最大耐力以降に塑性ヒンジが形成され、脆性的な破壊に至らないと推測できる。一方、最大耐力前の曲げせん断破壊と判定された試験体のひび割れ角度は広範囲に分布しており、一概に角度のみで破壊モードの判定を行うのは困難である。特に最大耐力前の曲げせん断破壊により急激に水平耐力を失い、脆性的な破壊に至ることが予想されるため、設計上特に注意が必要である (図 18(a) 参照)。

また、せん断力のコンクリート負担割合に着目すると0.6付近を境に大きく破壊モードが変化しており、負担割合が大きい場合は脆性的な破壊に至り、割合が小さい場合は脆性的な破壊には至らないことが確認できる。よって設計時のコンクリート負担割合が大きく、せん断力をコンクリートの大部分で受け持っている場合、繰返し荷重によってコンクリート負担分が減少するため、せん断力を受け持つことができず、脆性的な破壊に至るといえる(図18(b)参照)。

(3) 既往の靱性評価式との比較¹³⁾¹⁴⁾

本提案手法の妥当性を検証するため、せん断破壊、曲げせん断破壊と判定された試験体について、既往の靱性評価式との比較を行った。既往の靱性評価式として、石橋らの式と松崎らの式を用いた。これら両簡易式はともに多数の実験結果より得られたものである。ただし、松崎らの式についてはせん断耐力算定式によって4つの式が提案されている。また、それぞれ係数の値が異なるため、本論文では4つの式から靱性率 $\mu=1$ を得るせん断余裕度の最大値(0.99)と最小値(0.60)となる2式に限定した。ここで、文中では上限式、下限式として表記しているが、これは4つの式で靱性率の上限、下限値を得る式である。なお、本論は原文に従ってせん断余裕度と記載するが、曲げせん断耐力比と同等の意味である。

石橋らの式:

$$\mu = \delta_u / \delta_y = (\mu_0 \cdot \delta_{y0} + \delta_{u1}) / (\delta_{y0} + \delta_{y1}) \quad (20)$$

μ : 靱性率, μ_0 : 体みのみの変形より求まる変形性能

y_0 : 弾性荷重より算出した降伏時変形量

y_1 : 降伏時の軸方向鉄筋伸び出し量

u_2 : 終局時の軸方向鉄筋伸び出し量

松崎らの式:

$$(\text{上限}) \quad \mu = 5.60 \cdot \text{せん断余裕度} - 2.36 \quad (21)$$

$$(\text{下限}) \quad \mu = 3.12 \cdot \text{せん断余裕度} - 2.09 \quad (22)$$

μ : 靱性率

せん断余裕度: $\text{せん断耐力} / \text{曲げ耐力}$
(曲げせん断耐力比)

図19は本提案手法による解析結果を曲げせん断耐力比によって整理したもので、併記した2つの簡易式と良好な対応関係が得られた。まず、本提案手法による解析結果は松崎らの式の上限、下限値の範囲に収まり、せん断耐力比が1以下では上限値と合致して、せん断耐力比の増加に伴い、下限値へ漸近する。一方、石橋の式は提案手法と概ね同等の結果が若干大きめの値となるが、両者の比(提案式/石橋式)をとると、平均=0.87、変動係数=0.25が得られ、概ね良好な結果となった。

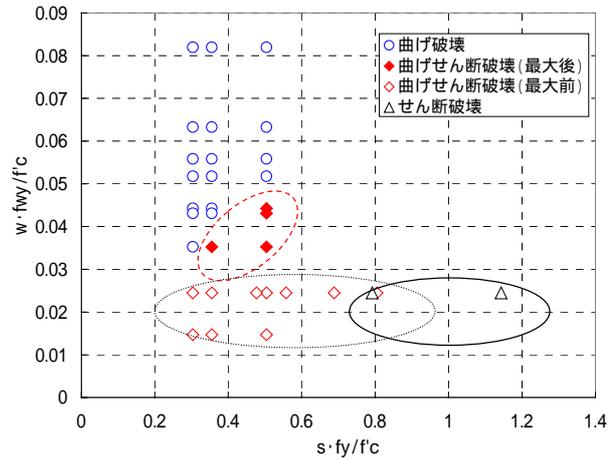


図17 $p_s f_y / f'_c$ と $p_w f_{wy} / f'_c$ の関係

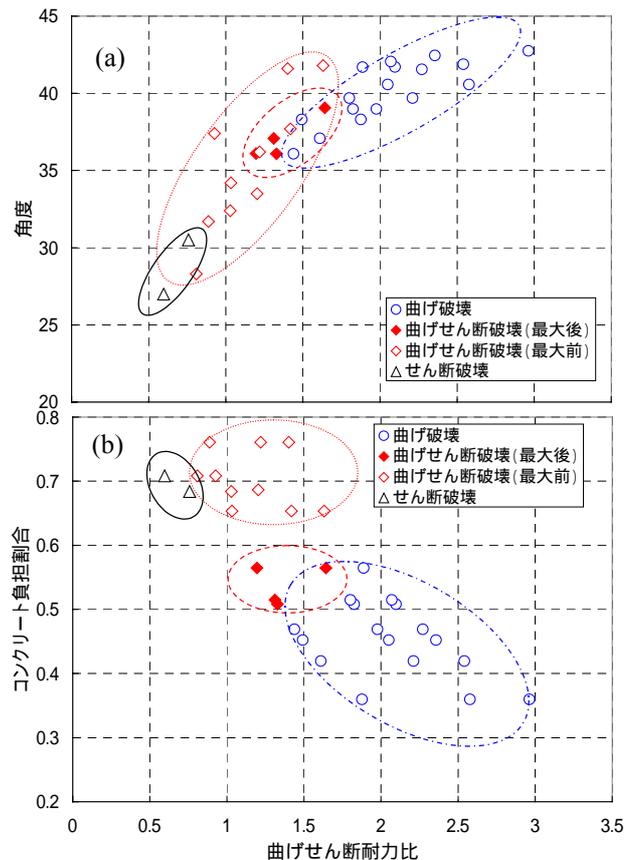


図18 角度、負担割合と曲げせん断耐力比の関係

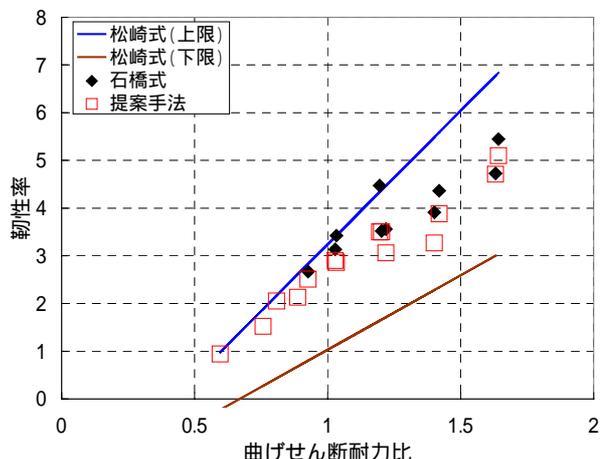


図19 既往の靱性評価式との比較

6. 変形性能評価における実験的検討

6.1 試験体概要

曲げせん断破壊を呈する試験体を対象とし、既往の実験結果との比較を行った。試験体概要を表4に示す。試験体寸法は 320 × 320mm, 500 × 500mm, 800 × 800mm の 3 パターンとして、帯鉄筋比、軸力、曲げせん断耐力比などをパラメータとしている。また、実験における終局は降伏荷重まで荷重が低下した場合と定義している⁵⁾¹⁵⁾が、提案手法との比較のため、ここでは最大荷重時(耐力保持点)を終局とした。

6.2 圧縮ストラット角度の整合性

図20に圧縮ストラット角度の実験値と解析値の比較を示す。ここで、実験における圧縮ストラット角度は載荷終了時におけるひび割れを目視によって判断したもの、本提案手法の角度はせん断劣化曲線と交差した時点での角度とした。提案手法による角度は概ね実験値と整合しているが、一部では危険側の評価をしている。両者の比(本提案手法/実験目視角)をとると、平均 1.12 という結果となった。一方、Kim&Mander 式/実験目視角は平均 1.04 と良好な結果となったが、同鉄筋量の試験体では同じ角度となり、軸力が作用すると圧縮ストラット角度が減少する傾向が見られない結果となった。

6.3 P- 曲線による評価

試験体 No1, No4 において、本提案手法による変形評価と実験より得られた荷重-変位曲線(P- 曲線)を併記させ、変形性能とせん断破壊点の評価を行った。ここで、実験値はせん断変形も含んだ総変形量である。一方、提案手法によるせん断破壊点はP- 曲線にせん断劣化曲線が交差した場合を定義している。そこで、せん断耐力が曲げ耐力よりも低下するポイントを、実挙動において水平耐力を失う荷重低下点と判断した。

また、本提案手法における変形解析はせん断変形を考慮していない。よって、載荷実験より得られた変位を曲げ変形 $_{flex}$ とせん断変形 $_{shr}$ に分離し、曲げ変形のみで評価を行った。ただし、曲げ変形成分には軸方向鉄筋伸び出し変形を含むものとする。

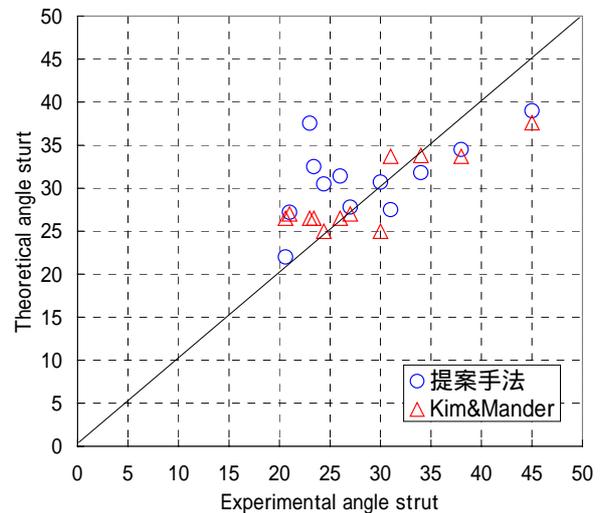


図20 実験値と解析値による角度の比較

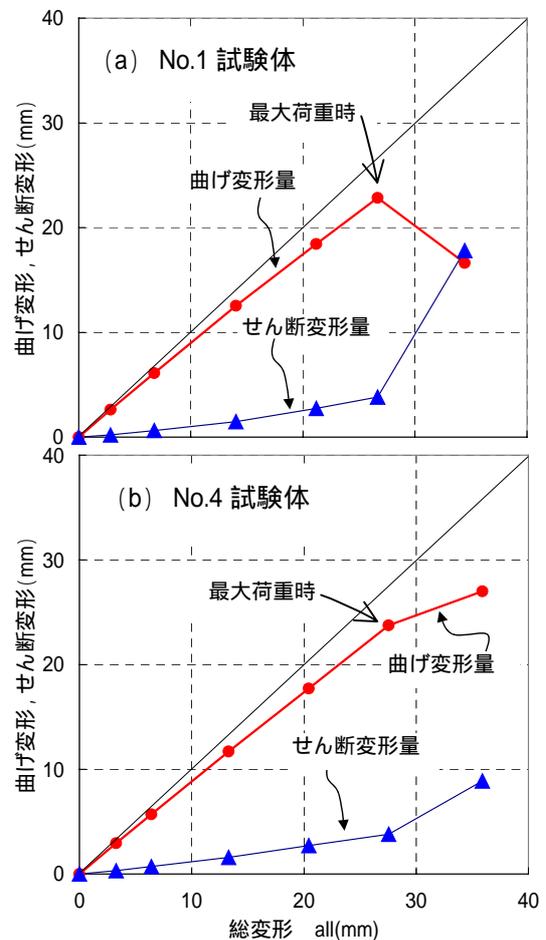


図21 曲げ変形とせん断変形の分離

表4 試験体概要

試験体名	断面幅 (mm)	断面高さ (mm)	有効高さ (mm)	スパン (mm)	帯鉄筋比 (%)	帯鉄筋径 (mm)	帯筋間隔 (mm)	f_{wy} (N/mm ²)	主鉄筋比	主鉄筋径 (mm)	f_{sy} (N/mm ²)	軸力力度 (N/mm ²)	f_c (N/mm ²)
No1	320	320	296	1200	0.05%	6	330	353.8	2.68%	D13	355.7	0.0	27.3
No2	320	320	296	1200	0.06%	D4	135	266.8	2.68%	D13	386.5	1.0	19.6
No3	320	320	296	1200	0.06%	D4	135	266.8	2.68%	D13	386.5	2.9	23.8
No4	320	320	296	1200	0.18%	D4	45	266.8	2.68%	D13	386.5	0.0	23.2
No5	320	320	296	1200	0.18%	D4	45	266.8	2.68%	D13	386.5	1.0	19.6
No6	320	320	296	1200	0.18%	D4	45	266.8	2.68%	D13	386.5	2.9	23.5
No7	500	500	473	1250	0.08%	D4	67	330.0	1.93%	D13	359.0	0.1	27.5
No8	500	500	473	1250	0.08%	D4	67	330.0	1.93%	D13	359.0	0.1	30.0
No9	800	800	740	3000	0.14%	9	300	344.0	2.68%	D32	313.0	0.0	21.9
No10	800	800	740	3000	0.14%	9	300	344.0	2.68%	D32	313.0	0.0	27.0
No11	800	800	740	3000	0.32%	D13	100	351.0	2.68%	D32	313.0	0.0	30.9
No12	800	800	740	3000	0.14%	9	300	344.0	2.68%	D32	313.0	3.7	24.9

図 21 に実験における曲げ変形，せん断変形を分離した図を示す。No.4 はせん断変形は増加するものの，荷重低下後まで曲げ変形がせん断変形を上回っている。一方，No.1 では荷重低下前までは No.4 シリーズと同様の傾向を示しているが，荷重低下後，急激にせん断変形が増加し，曲げ変形より上回った結果となった。これは，No.4 は塑性ヒンジが形成され，ある程度柱基部にひび割れが限定しているのに対し，No.1 は柱中腹部にまで，斜めひび割れが進展しているため，せん断変形が急激に増加したと推測できる。

次に荷重 - 曲げ変位レベルで評価した図を図 22 に示す。図より分離した曲げ変形結果を用いた場合，No.4 は精度よく荷重低下点を評価した結果となった。しかしながら，No.1 試験体は最大耐力点と解析上のせん断破壊点は精度良く算出されていない。

よって，本論で用いた提案手法は靱性評価の観点からは実験値を安全側に概ね評価しているが，耐力低下点を精度よく算定する場合，曲げ降伏後に急激に耐力低下を引起こす試験体に対しては，変形解析においてもせん断変形を適切に考慮する必要がある。

7. 結論

本論は，主に曲げ降伏後せん断破壊を有する RC 柱部材における変形性能評価を行うため，圧縮ストラット角度を考慮した変形性能評価手法を提案するものである。骨子となる解析理論の展開に加えて数値シミュレーション，パラメトリックシミュレーションを実施し，妥当性を検証し，既往の実験を基に検討を行った。本論の内容を以下のようにまとめる。

本論ではコンクリートのひび割れ角度である圧縮ストラット角度と繰り返し劣化によるコンクリートのせん断強度劣化について着目した。

既往の実験範囲では，終局時の目視による圧縮ストラット角度は 45° より小さいことを確認した。また，コンクリートのせん断劣化は部材レベルでは帯鉄筋量が多いほど，帯鉄筋によってせん断力を多く受け持っているため，緩やかに低下している。また，Priestley らの劣化曲線は曲げせん断破壊を対象とした実験データの下限值を取り，概ね安全側の評価をしていることがわかった。

修正圧縮場理論による数値シミュレーションでは，軸力が 0kN の場合は軸方向鉄筋比 p_s を増加させると，断面変形性能に乏しくなるが，軸力が 400kN の場合， p_s を増加させても断面変形性能にほとんど影響しないことがわかった。一方，帯鉄筋比 p_w を増加させた場合，断面変形性能は p_s 増加時と比較すると急激に増加していることがわかった。

本提案手法は，ファイバーモデルと伸び出しモデル

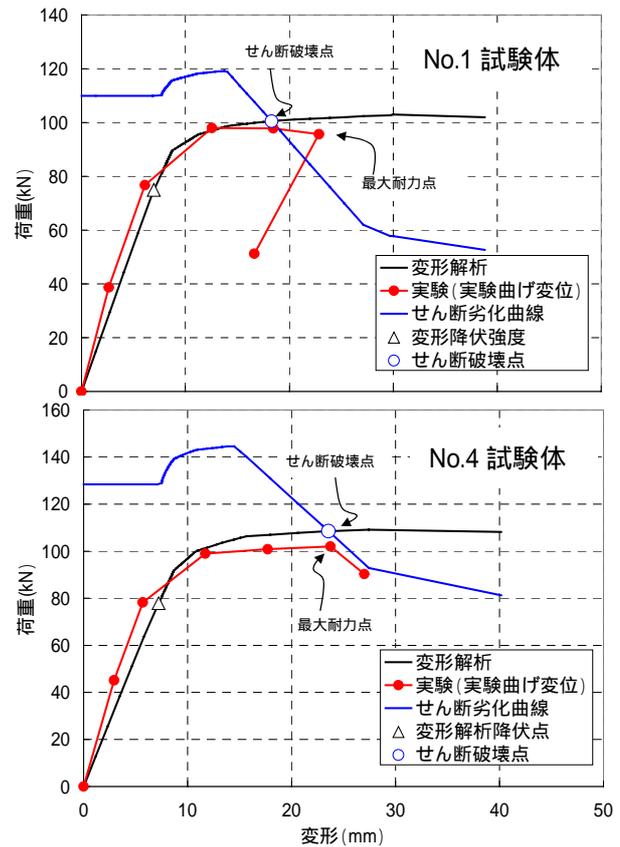


図 22 荷重-曲げ変位による評価

による変形解析(単調 P- 曲線の算出)，および修正トラス理論によるせん断耐力の算定などの従来手法を踏襲するが，これらを変形軸上に併記することが特徴である。また，トラスモデルの提要に際して，修正圧縮場理論を援用して，圧縮ストラット角度の変動を考慮し，また，コンクリート成分の算定に際しては，Priestley らの劣化曲線を採用し，繰返し大変形下におけるせん断劣化を考慮した。

提案手法の妥当性を検証するため，軸力=0kN 時に於いてパラメトリックシミュレーションを実施した結果，曲げ破壊，あるいは最大耐力後の曲げせん断破壊は角度が概ね $36 \sim 43^\circ$ 付近と推定されるが，最大耐力前の曲げせん断破壊と判定された試験体の角度は広範囲に分布している。また，コンクリート負担割合に着目すると 0.6 付近を境に大きく破壊モードが変化しており，負担割合が大きい場合は脆性的な破壊に至ることがわかった。

既往の靱性評価式(実験より得られた簡易式)と比較すると，良好な対応関係が得られ，解析結果は松崎らの式の上限，下限値の範囲に収まり，せん断耐力比が1以下では上限値と合致して，せん断耐力比の増加に伴い，下限値へ漸近することがわかった。また石橋らの式は提案手法と概ね同等の結果が若干大きめの値となるが，変動係数=0.25 と良好な結果となった。

既往の実験結果と比較したところ，せん断変形量が少ない場合，耐力低下点とせん断破壊点はほぼ合致し，整合性が確認された。しかし，せん断変形量が多く，急

激に耐力低下する場合、靱性の観点では提案手法は安全側に評価するものの、耐力低下点とせん断破壊点に相違が見られた。

今後の課題として、変形解析にせん断変形、繰り返しの影響を導入することによって、さらに実現象に近い条件で評価することが挙げられる。

謝辞:本研究を進めるにあたり、吉川弘道教授、栗原哲彦講師には終始ご指導、ご鞭撻を賜りました。ここに厚く御礼申し上げます。東急建設株式会社の服部尚道氏には実験、データ整理等で数多くのご指導、ご助言を頂きました。心から謝意を申し上げます。また私に研究の基礎を教えて頂いた構造材料工学研究室の先輩方、大江亮二氏、渡辺耕平氏、小林真樹氏に感謝致します。

最後に6年間の長期にわたる学生生活を許し、支えてくれた家族に深く感謝致します。

参考文献

- 1) ACI-ASCE445, コンクリート構造のせん断設計への新しいアプローチ, 1997
- 2) CEB-FIP Model code for concrete structures, International system of unified standard codes of practice for structures, Comite Euro-International du Beton, Vol. , 1978
- 3) Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G.M: Seismic Design and Retrofit of Bridges, A Wiley-Interscience Publication, 1996
- 4) 宮城敏明, 服部尚道, 吉川弘道, 藤田幸弘: RC 柱におけるせん断耐力劣化を考慮した変形性能評価手法, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp1507-1512, 2000
- 5) 武蔵工業大学 コンクリート研究室:平成9年度 小型試験体による RC 単柱の実験結果報告書
- 6) 武蔵工業大学 コンクリート研究室:平成10年度 小型試験体による RC 単柱の実験結果報告書
- 7) 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物:鉄道総合技術研究所, 丸善株式会社, 1999.10
- 8) 大江亮二, 吉川弘道:繰返し大変形を受ける鉄筋コンクリート単柱のせん断強度劣化の評価に関する研究, 土木学会論文集, No.711/V-56, p59-p71, 2002.8
- 9) Frank J.Vecchio and Michael P. Collins : The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear , ACI Journal, March-April p219-p231,1986
- 10) 幸左 賢二, 小林 和夫, 安田 扶律, 水田 崇志: 修正圧縮場理論による大型 RC 橋脚のせん断耐力評価, 土木学会論文集, No620/V-43, p71-p81, 1999.5
- 11) 渡辺博志, 河野広隆: 正負交番荷重が作用する RC 部材のせん断強度低下機構の検討, 土木学会論文集, No.613, V-42, p85-p102, 1999.2
- 12) 池谷和之, 千嵐弘子: RC 柱における破壊形式の算定, 平成8年度武蔵工業大学卒業論文, 1997.3
- 13) 石橋忠良, 吉野伸一: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究, 土木学会論文集, No300, V-8, p57-p66, 1988.2
- 14) 日本コンクリート工学協会: 「塑性域に繰返し劣化性状に関するシンポジウム」委員会報告集, p233 ~ p236, 1998.8
- 15) 渡辺弘子, 玉井真一, 岡本大, 服部尚道: 打継ぎ目およびブリーディングが RC 高架橋柱の耐震性能に及ぼす影響についての実験的検討, 日本コンクリート工学協会年次論文報告集, Vo.19, No2, p405-p410, 1997

SHEAR DEGRADATION AND DUCTILITY EVALUATION OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS

Masanori SHIRAKO

Shear strength degradation and the decline point on the P- curve are some of important factors to assess the failure mode and ductility of reinforced concrete columns. The present paper deals with shear degradation accompanying cyclic loading, concrete crack angle and ductility evaluation of reinforced concrete columns by experiments and analyses. In the first shear strength caused by degradation of concrete contribution and crack angle using The Modified Compression Field Theory are examined and calculated. A discussion focuses on degradation model of shear strength and crack angle far beyond the yield point of the main reinforcement. Then failure modes and ductility factors are estimated by comparing deformation analysis and the degrading capacity of shear strength.