

論文 CB 破壊モードをシミュレートする座屈－鉄筋正則化混合モデルの提案とその精度検証

堀川 真之^{*1}

要旨：近年、主として国外において主筋の降伏後エネルギー G_{fs} に基づく破断・座屈構成則の開発が進む中、座屈モデルの見直しが指摘されている。この点に着目し、本論文では、鉄筋の座屈挙動に対して座屈開始点などをより詳細に記述できる Dhakal & Maekawa のモデル化手法を採用し、また破断挙動に対して降伏後エネルギー G_{fs} を積分点の支配長さで縮尺する正則化手法を組み合わせた新たな混合モデルを検証した。その結果、コンクリートの圧壊と主筋の座屈により応答が支配されるスレンダー壁に対して、提案手法により終局変位の平均予測精度を最大で 11%改善できるとともに、寸法依存性を最大で 35%軽減できることを明らかにした。

キーワード：圧縮破壊、座屈、降伏後エネルギー、積分点の支配長さ、正則化、有限要素骨組解析

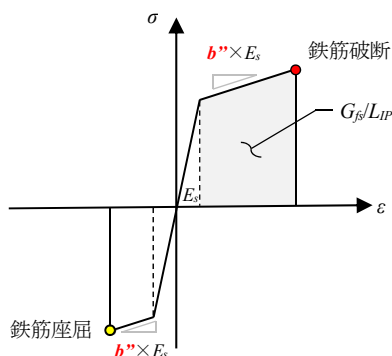
1. はじめに

鉄筋コンクリート（以下、RC）構造物の座屈挙動を追跡するため、とりわけ鉄筋の応力－ひずみ関係に着目した複数の研究事例が存在する。当該分野における近年の世界的な研究潮流の 1 つは、降伏後エネルギーに着目した正則化の概念に基づく座屈・破断挙動の追跡である¹⁾²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾。図－1 はその要約を示している。正則化は、降伏後エネルギー G_{fs} を積分点の支配長さ L_{IP} で除し、硬化勾配 b'' を決定することにより達成される。繰返し応力を受ける RC 中の破断ひずみは、1 軸試験の実測破断ひずみ値より小さく、NIST⁶⁾は、引張強度時ひずみの 0.5 倍を推奨している。他方、圧縮側の硬化勾配 b'' は引張側と同様に決定されるが、座屈開始点（図中の黄色点）のひずみは正則化圧縮側コンクリート応力－ひずみ関係の残留応力度点、いわゆる軟化ブランチ上の $0.2f_c$ 点に対応する残留ひずみ値と等しく設定される。このようなモデル化は、Pugh et al.¹⁾によって初めて提案され、要素寸法依存性を回避し、圧壊後に座屈する（Buckling following Compression failure; 以下、CB モード）スレンダー壁のポ

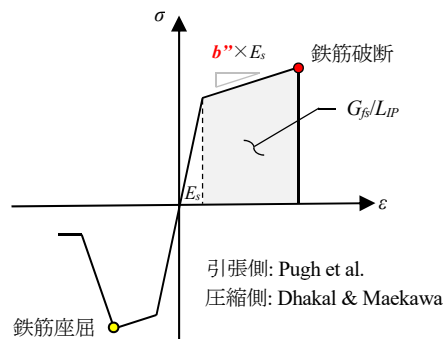
ストピーク挙動を高精度に予測できることが複数の研究者によっても示されている（例えば 2) 3) 4)。一方、図－1 によるモデル化の課題点は次の通りである。

- ・ 座屈後に破断する曲げ壁の応答を予測できない。
- ・ 圧壊後に座屈する曲げ柱の応答を予測できない。

Deng et al.⁴⁾は、2010 年カンタベリー地震で座屈後に破断した（Bar Rupture following Buckling; 以下、BR モード）スレンダー壁に焦点を当て、変位型骨組要素による正則化を提案している。しかし、繰返し応答を示すスレンダー壁の検証において、図－1 は破断に先立つ座屈による強度低下を予測できないことを報告している。同様に、Pugh et al.¹⁾も、図－1 モデルにより BR モードを予測した結果、座屈応答は確認されず、破断応答（Rupture prior to buckling; 一般に R 破壊と呼ぶ¹⁾）のみが得られたことを報告した。このように、現状では BR モードを予測できる骨組解析手法は存在しないと思われ、その打開策として、座屈構成則の見直しが指摘されている⁴⁾。Pozo et al.⁵⁾は、座屈破壊を含む RC 柱の曲げ破壊実験結果を収集・編集し、その応答を予測した。論文によれば、圧縮



図－1 先行研究にみる鉄筋正則化モデル⁴⁾に加筆



図－2 提案・検証する座屈&鉄筋正則化混合モデル

^{*1} 日本大学 工学部建築学科専任講師 博士(工学) (正会員)

鉄筋の正則化は必要ないと結論付けている。本論文の目的は、図-2 に示す混合モデルを提案し（以下、提案モデルと呼ぶ）、CB モードの荷重-変位関係に対する予測精度を確認することである。引張側は図-1 で表現され、圧縮鉄筋の応力-ひずみ包絡線に対して Dhakal & Maekawa⁷⁾による座屈定式化を採用する。本モデルは、骨組要素全長に基づく構成則の縮尺によって寸法依存性の問題を概ね回避でき、かつ、座屈モードに対応する座屈長さを定式化へ導入している点でより詳細に座屈挙動を記述できる。まず、2 章において G_{fs} に基づく正則化の要約、3 章において座屈モデルを要約する。続く 4 章では、CB モードを示す縮小スレンダー壁試験体⁸⁾⁹⁾に対する検証を行う。解析には DIANA10.7¹⁰⁾を使用し、BR モードの検証や RC 柱に対する提案モデルの適用性の確認は、今後の課題とする。

2. 鉄筋の正則化手法¹⁾

図-3 に概要を示す。図-3(a) は、1 軸引張試験から得られる引張応力-変位関係の模式図であり、図のハッチ部面積に該当する G_{fs} は次式によって求められる。

$$G_{fs} = \frac{1}{2}(f_y + f_u)(\delta_{u_exp} - \delta_{y_exp}) \quad (1)$$

ここで、 f_y と f_u は、それぞれ降伏強度と引張強度、 δ は対応する変位である。式(1)の両辺を引張試験の標点間距離 L_{gage} で除して整理すると、

$$G_{fs} = \frac{1}{2}(f_y + f_u)(\epsilon_{u_exp} - \epsilon_{y_exp}) \times L_{gage} \quad (2)$$

ここで、 $\delta_{u_exp}/L_{gage} = \epsilon_{u_exp}$ 、 $\delta_{y_exp}/L_{gage} = \epsilon_{y_exp}$ である。一方、正則化は圧縮側コンクリートに対する手順がそうであるように、図-3(a)の横軸を積分点の支配長さ L_{IP} で除すことによって達成される（図-3(b)）。

$$G_{fs}/L_{IP} = \frac{1}{2}(f_y + f_u)(\epsilon_u'' - \epsilon_{y_exp}) \quad (3)$$

ここで、 ϵ_u'' は有限要素解析の入力値として誘導される破断時ひずみである。式(3)を ϵ_u'' について解くと、

$$\epsilon_u'' = \epsilon_{y_exp} + \frac{2G_{fs}}{L_{IP}(f_y + f_u)} \quad (4)$$

式(4)に実験から取得される式(2)を代入すると、

$$\epsilon_u'' = \epsilon_{y_exp} + \frac{L_{gage}}{L_{IP}}(\epsilon_{u_exp} - \epsilon_{y_exp}) \quad (5)$$

結局、鉄筋正則化は、実験の計測標点間距離 L_{gage} と積分点の支配長さ L_{IP} に唯一依存する。なお、 L_{IP} の誘導は、例えば文献 11) を参照されたい。図-3(b) よりひずみ硬化の幾何学的関係から、次式が導かれる。

$$b'' = b_{exp} \frac{\epsilon_{u_exp} - \epsilon_{y_exp}}{\epsilon_u'' - \epsilon_{y_exp}} \quad (6)$$

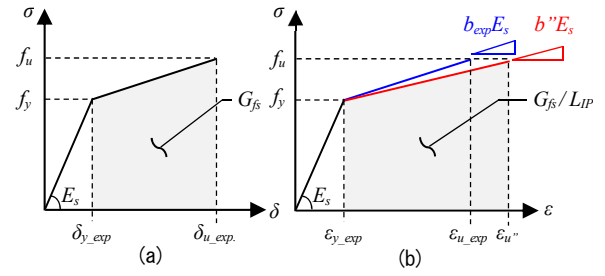


図-3 鉄筋正則化の概要: (a) 引張応力-引張変位関係、(b) 引張応力-引張ひずみ関係

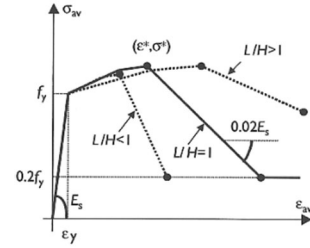


図-4 Dhakal & Maekawa 座屈モデルの概要⁷⁾

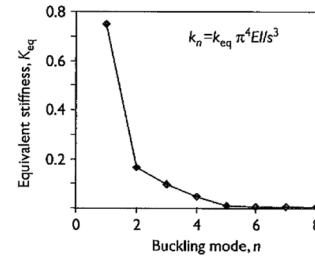


図-5 座屈モード vs. 等価剛性関係⁷⁾

3. 座屈包絡線の定式化⁷⁾¹²⁾

図-4 に概要を示す。包絡線は鉄筋の局所点での $\sigma - \epsilon$ 関係ではなく、座屈長さにわたる平均 $\sigma - \epsilon$ 関係により記述される。図中の軟化挙動は、それぞれ次式によって表現される。

$$\frac{\epsilon^*}{\epsilon_y} = \left(54 - 2.3 \sqrt{\frac{f_y L}{100 D}} \right) \cdot \left(\frac{L}{H} \right)^2 + 1 \quad (7)$$

ただし、

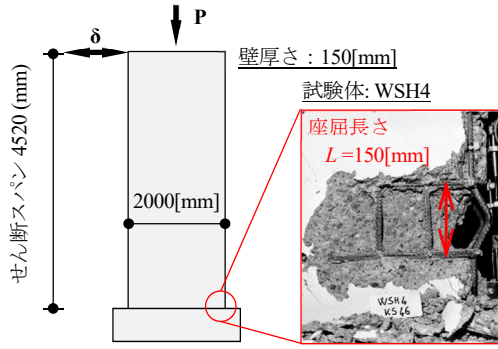
$$\frac{\epsilon^*}{\epsilon_y} \geq 6 \left(\frac{L}{H} \right)^2 + 1 \quad (8)$$

$$\sigma = \sigma^* - 0.02E_s \left(\frac{H}{L} \right)^2 (\epsilon - \epsilon^*) \quad (9)$$

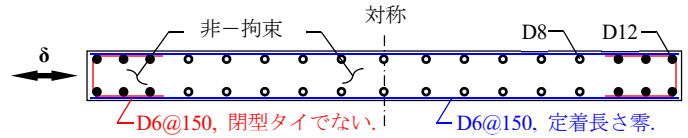
ここで、 L は座屈長さ、 D は鉄筋径、 H は要素寸法である。本モデルは、正則化の概念と異なる手法、すなわち L と H の比率を介した軟化勾配の修正が施される（式 7-9）。よって、材料エネルギーと積分点の支配長さは必要としない。 L は、図-5 の横軸に対応する座屈モード n と補強筋間隔 (tie spacing) の積によって求められる。

$$L = n \times \text{tie spacing} \quad (10)$$

ここで、図-5 の縦軸に対応する等価剛性 k_{eq} が必要となるが、以降の詳細は文献 7) を参照されたい。



図－6 WSH4 試験体の形状



図－7 WSH4 試験体の配筋

表－1 試験体および材料の特性

f_c (MPa)	η (-)	破壊 モード	G_{fc} (Nmm)	座屈モード, n	座屈長さ, L (mm)
40.9	0.06	CB	22.9	1.0	150

D12				D8			
f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)	ϵ_u (%)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)	ϵ_u (%)
576	674.9	200	7.29	583.7	714.4	200	7.85

4. 解析対象実験の概要

本章では、図－2 に示した鉄筋の応力－ひずみ関係を検証するため、Dazio et al.⁸⁾⁹⁾による6階建RC造建物中の耐力壁を模した WSH4 試験体を選定する。論文によると、圧壊と座屈が同時に発生し、いわゆる CB モードを示した。選定理由は次の通りである。

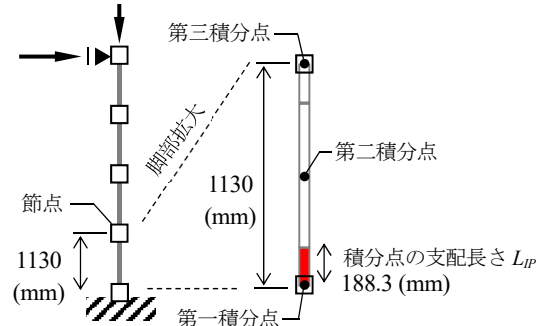
- ・ 既報では、図－1 のモデルにより WSH4 試験体の荷重－変位関係を予測できることが示されている。
- ・ 引張試験における標点間距離を取得できる。
- ・ 座屈長さ L を取得できる。

本研究の最終目標を再確認すると、その1つはBRモードを追跡できるモデルの開発である。これは、図－2 のモデルにより、図－1 のモデルと同等にスレンダー壁のCBモードを予測できることが前提である。また、式(5)に示すように、標点間距離 L_{gage} を論文から取得できる必要がある。最後に、図－2 のモデルの特徴は座屈開始点の詳述であり、式(10)に示す座屈長さの決定が精度を左右する。したがって、式(10)の検証も併せて確認できることが望ましい。以上の観点から、WSH4 試験体を選定した。次節にて概要を詳述する。

4.1. WSH4 試験体の概要

図－6 に試験体形状、荷重条件および壁脚部の損傷状況、図－7 に配筋、表－1 に WSH4 試験体および材料の特性を示す。実験では、軸力比 $\eta=0.06$ の一定軸力を載荷した後、頂部水平繰返変位が作用された。変形成分分離の結果、せん断変形成分はわずか8%であり、曲げ変形が支配的である。主筋は隅部で D12 (印●) が左右6本ずつ配筋され、その他は D8 (印○) が配筋された。水平鉄筋は、2種類である。断面せいに沿う補強筋は D 6@150 であり、定着されていない。もう一つは、主筋 D12@150 を U 字型に拘束する補強筋であるが、閉型でないためコアコンクリートを拘束するものではない。つまり、本試験体には、拘束コンクリートが存在しないものと判断される。よって、正則化に必要な圧縮破壊エネルギー G_{fc} は次式¹³⁾を用いることにした。

$$G_{fc} = 0.56f'_c \quad (11)$$



図－8 境界・荷重条件、均一4分割図

式(11)により求めた G_{fc} 値を表中に示す。一方、U字型補強筋は、最外主筋の座屈に対して有効に支持するものと推察される。なお、図－5 に基づき算定した座屈モードを表－1 に示す。計算の結果、 $k_{eq}=0.83$ が導かれ、 $n=1.0$ より、 $L=150$ mm (式10 参照) が導かれた。これは、図－6 に示す実験後に観察された座屈長さとは一致する。なお、引張試験の標点間距離は750(mm)と報告されており、これは後述する引張側鉄筋の正則化にて使用する。

4.2. 解析モデルの概要

図－8 に解析モデルを示す。本論文では、Euler-Bernoulli 理論に基づく変位型梁要素を選択する。図は、試験体を均一に4分割した場合を示している。実験は片持ち形式の荷重方法（強制変位）であるため、柱頭をローラー支持とした。本節の要点は、 L_{IP} の導出である。筆者の既往の研究^(例えば11)によれば、要素剛性マトリクス $\mathbf{K}$ に現れる最大次数 = 2 に基づき、3点－Newton-Cotes 則、いわゆる3点－Simpson 則が選択される。Coleman & Spacone¹⁴⁾ の指摘に基づき、最大モーメントが作用する積分点に対して正則化を施すことが最も精度と効率性を両立できる。よって、 L_{IP} は、次式により表現できる。

$$L_{IP} = w_{IP}H = H/6 \quad (12)$$

ここで、 w_{IP} は重み係数であり3点 Simpson 則の端部(図－8 中の第一積分点)では1/6である¹⁵⁾。 H は分割した要素の全長であり、試験体を4, 8, 16 分割した場合、 L_{IP} は、188.3(mm) (図－8 参照)、94.2(mm)、47(mm)となる。

図－9 に得られた積分点の支配長さ L_{IP} により作成し

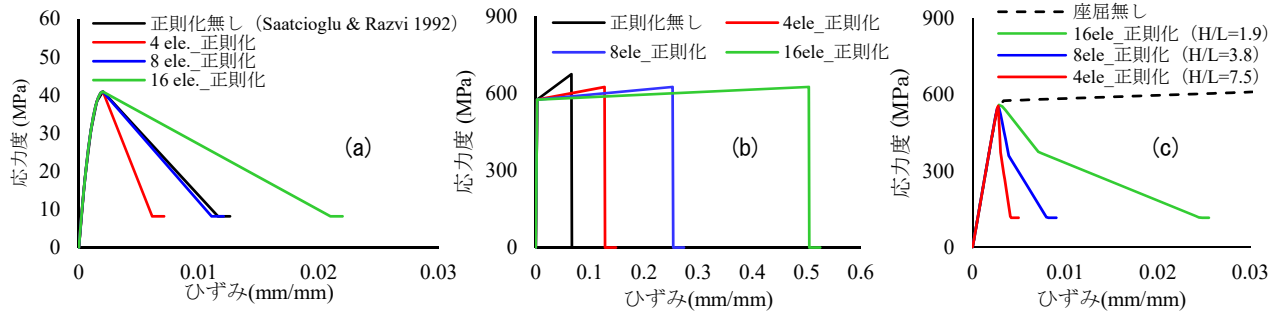


図-9 応力-ひずみ関係：(a)圧縮コンクリート，(b)引張鉄筋，(c)圧縮鉄筋

た応力-ひずみ関係を示す。正則化の有効性を示すため、本論文では、Saatioglu & Razvi¹⁶⁾のモデルを正則化無しに対する圧縮コンクリートのモデルとして位置付ける。圧縮側コンクリートは、Kent & Park モデルに G_{fc} (式(11)より導出値) を組込んだ Coleman & Spacone¹⁴⁾のモデルを採用する (図-9(a))。図より、分割数が大きくなるほど軟化勾配は緩く表現される。引張側コンクリートは引張強度まで線形弾性を仮定し、引張強度に達したら全負担応力を零と仮定した。つまり、正則化は共通して実施しない。引張鉄筋の応答は、式(5)へ L_{IP} および標点間距離 $L_{gage}=750(\text{mm})$ を代入して ε_u'' を算出した後、この値を NIST の指摘⁶⁾に基づき 0.5 倍し、 ε_u'' と仮定する。次に、この仮定値 ε_u'' を式(6)へ代入し 2 次勾配を評価する。得られた応力-ひずみ関係を図-9(b)に示す。正則化無しのモデルは、引張強度まで実験値に基づく bi-linear 型を示している。図より、要素分割数が多くなるにつれ、2 次剛性は低くなり、破断時応力度が引張強度実験値より小さく評価される。図-9(c)に D12 に対する座屈応力-ひずみ関係を示す。細長比 ($L:150\text{mm}/D:12\text{mm}=12.5$) は全て共通である。凡例の H は要素長さであり (4 分割； $H=1130\text{mm}$, 16 分割； $H=282.5\text{mm}$)、分割数が少ないほど H は大きくなる。図のように、要素長さ H が座屈長さ $L=150\text{mm}$ より大きい場合、分割数が少なくなるにつれ軟化勾配は急となる。履歴について、コンクリートに対する除荷・再負荷履歴は原点指向型とした。鉄筋は土木学会式¹⁷⁾を採用する。解析には幾何学的非線形は無視し、実験値から $P\Delta$ 成分を補正した。また、抜け出し成分の他、曲げが支配的であったため、せん断成分は無視した。

5. 結果と考察

図-2 のモデルの有効性を検討するため、表-2 の解析ケースを設定し、各要素分割に対して解析を実施した。図-10 に 4 分割に対する結果を示す。解析は、実験と同様の負担水平荷重の低下が観察されるまで押し切り、荷重が最大耐力の 0.8 倍を下回った段階までをプロットした。各 Case の最大荷重と履歴に関しては違いが見受けられない。ただし、負担水平荷重の低下時変位は大きく異

表-2 正則化の有無をパラメータとした解析ケース

	圧縮コンクリート	引張鉄筋	圧縮鉄筋
Case1	—	—	有
Case2	有	—	有
Case3	有	有	有

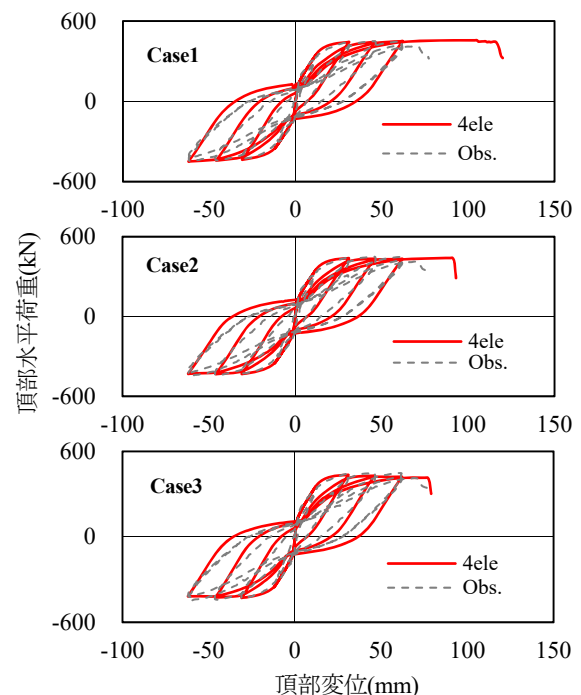


図-10 4 分割に対する全体応答の比較

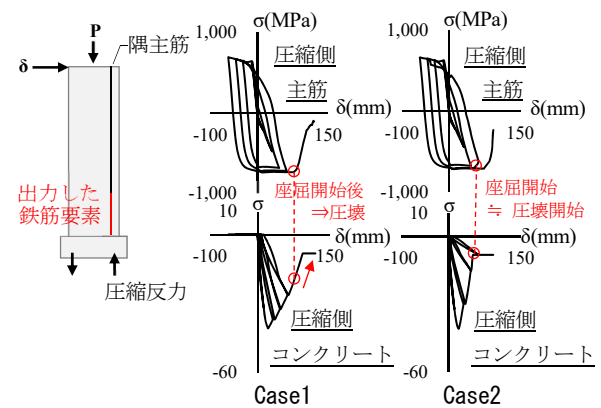


図-11 コンクリートの正則化が圧壊と座屈に及ぼす影響：主筋とコンクリートの応力度 σ vs. 頂部変位 δ

なり、Case1 から Case3 へ向かって精度が改善される。Case1 からの精度改善が確認された Case2 では圧縮側コンクリートの正則化による影響が現れている。図-11 に正加力時に圧縮反力を受ける隅主筋とコンクリート要素の応力履歴（主筋あるいはコンクリート応力-頂部水平変位関係）を示す。圧縮コンクリートが軟化して $0.2f_c$ に到達した点を圧壊と定義すると、Case1 は明らかに座屈後に圧壊が生じている。これは実験の破壊順序（圧壊と座屈が同時発生）と大きく矛盾する。一方、Case2 は圧壊がわずかに早く先行して座屈が開始した。これは、正則化によりコンクリートの圧縮軟化が急勾配に評価されたためである（図-9(a)参照）。Case1 と比べ圧壊に起因して圧縮抵抗を消失したコンクリートの圧縮ひずみが加速することで、完全付着を介して主筋に伝達される圧縮ひずみもそれ相応に大きくなる。これにより、図-9(c)に示す軟化挙動も加速するため、比較して座屈挙動がより顕著に現れる。しかし、荷重-変位関係における負担水平荷重低下時の変位は実験を過大評価した。これは、引張鉄筋の正則化を導入することによって改善される。鉄筋正則化によって2次剛性が低く評価されるため、同一作用せん断力に対して引張ひずみは大きく計算される（図-9(b)参照）。図-12 に隅鉄筋の応力-ひずみ履歴を示す。圧縮側は、引張側と異なり、座屈長さにわたる平均応力-ひずみ応答を示している点に留意する（3章参照）。本論文では、平面保持を仮定しているため、大きく評価された引張鉄筋ひずみに対応するように圧縮鉄筋にも相応のひずみが累積される。これにより、比較して座屈が早期に誘発される。図-13 に16分割に対する結果を示す。図より、Case1 と Case2 は、スレンダー壁の強度と靱性を適切に予測できない。しかしながら、Case3 は荷重低下点を含めて全体応答を良好に模擬しているようである。最後に、計算した荷重-変位関係が要素分割に依存しない客観的な応答を示すことを定量的に評価する。ここでは、最大耐力 V_{max} と正側負担水平せん断力が正側最大耐力の0.8倍を下回った点の水平変位 Δ （以下、終局変位）を抽出する。得られた諸量は実験値で除して標準化し、 V_{max} は正負の平均値とした。表-3 に定量化した結果を示す。平均比率により精度を確認しながら、それを標準偏差で除した変動係数 COV によって寸法依存性を評価する。結果を要約すると次のようである。

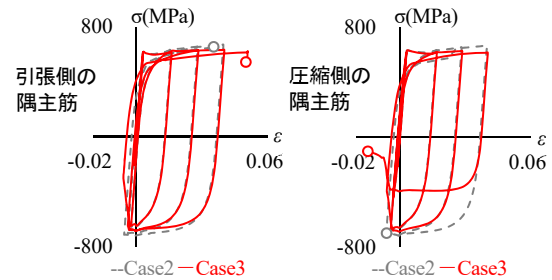


図-12 隅鉄筋の応力-ひずみ履歴（印○は Case3 の荷重低下点の解析ステップに対応する）

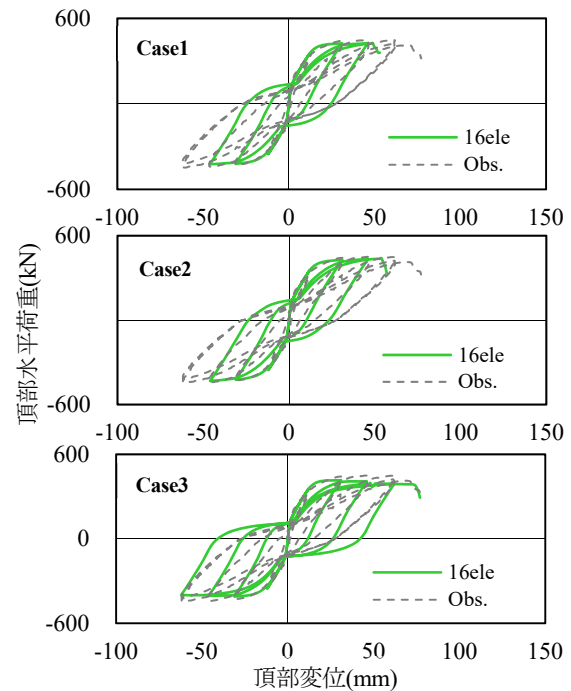


図-13 16分割に対する全体応答の比較

- ・ 最大耐力の平均比率を見ると、0.94～0.98 の範囲であり、精度に及ぼす要素分割の影響は小さい。
- ・ 最大耐力に係る COV は 0.00～0.03 の範囲であり、正則化の影響は極めて小さい。
- ・ 終局変位に対する平均比率は、Case1 で 1.13、Case2 で 0.98、Case3 で 1.02 となり、Case1 と Case3 の平均比率の最大差は 0.11 であった。つまり、提案モデルにより終局変位の平均精度が 11%改善される。
- ・ 終局変位のばらつきについて、COV は Case3 が最も小さく 0.05 となり、反対に COV の最大は Case1 で 0.40 である。つまり、図-2 に示す提案モデルによ

表-3 応答の定量化（太字は、Mean と COV に対する最小値）

	V_{sim}/V_{obs}					$\Delta_{sim}/\Delta_{obs}$				
	4ele.	8ele.	16ele.	Mean	COV	4ele.	8ele.	16ele.	Mean	COV
Case1	1.01	0.97	0.95	0.98	0.03	1.62	1.06	0.72	1.13	0.40
Case2	0.97	0.97	0.97	0.97	0.00	1.26	0.92	0.77	0.98	0.26
Case3	0.96	0.93	0.92	0.94	0.02	1.07	0.96	1.03	1.02	0.05

り、寸法依存性を最大で 35%軽減できる。

図-14 に Case1 と Case3 の結果を重ねて示す。Case3 によって終局変位の精度とばらつきが大幅に改善されたことは定性的にも明らかである。圧縮コンクリートの正則化と Dhakal & Mackawa 座屈モデルの組合せのみでは寸法依存性の問題を真に解決できなかったが(なぜなら、表-3 より $COV=0.26$)、さらに引張鉄筋の正則化を考慮することにより、CB モードの寸法依存性、とりわけ靱性の予測精度を大幅に改善できる。

6. まとめ

図-2 に示す座屈-鉄筋正則化混合モデルを提案し、スレンダー壁の CB モードに対する精度を検証した。得られた知見は次の通りである。

- (1) 提案モデルは、予測強度と終局変位の平均誤差が 6%以内に収まり、CB モードを適切に評価できた。
- (2) 提案モデルによる強度と靱性の COV は、それぞれ 2%および 5%であり、ここに CB モードに対する正則化が達成されたものと判断できる。

謝辞

本研究は、2022 年度大林財団研究助成ならびに JSPS 科研費 23K13445 助成の一部によるものです。研究の遂行にあたり、白井伸明日本大学名誉教授にご助言いただきました。ここに記して感謝申し上げます。

参考文献

- 1) Pugh, J. S., Lowes, L. N., and Lehman, D. E.: Nonlinear line-element modeling of flexural reinforced concrete walls, *Engineering Structures*, vol.104, pp.174-192, 2015.
- 2) Welt, T., Lehman, D., Lowes, L., Lafave, J.: A constitutive model for confined concrete in slender rectangular RC sections incorporating compressive energy, *Engineering Structures*, vol.193, pp.344-362, 2018.
- 3) Pozo, J. D., Hube, A. M. and Kurama, C. Y.: Effect of material regularization in plastic hinge integration analysis of slender planar RC walls, *Engineering Structures*, vol.239:112302, 2021.
- 4) Deng, T and Henry S. R.: Regularization methods for modelling flexural dominant lightly reinforced concrete walls, *Engineering Structures*, vol.267:114668, 2022.
- 5) Pozo, J. D., Hube, A. M. and Kurama, C. Y.: Effective Nonlinear Simulations of RC Columns with Force Based Elements, *Journal of Earthquake Engineering*, Volume 27(2), pp.1-14, 2023.
- 6) National Institute of Standards and Technology (NIST): Recommended modeling parameters and acceptance crit-

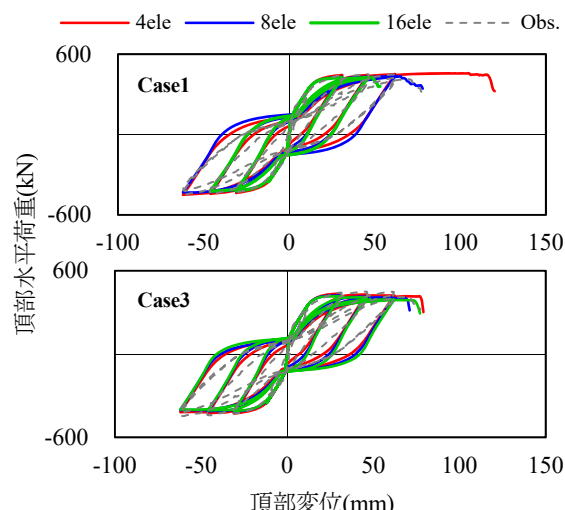


図-14 Case1 と Case3 の比較

eria for nonlinear analysis in support of seismic evaluation, retrofit, and design, 2017.

- 7) K. Mackawa, A. Pimanmas and H. Okamura: Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, CRC Press, 2002.
- 8) Dazio A., Beyer K. and Bachmann H.: Quasi-static cyclic tests and plastic hinge analysis of RC structural walls, *Engineering Structures*, vol.31, pp.1556-1571, 2009.
- 9) Dazio A. et al.: Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung. IBK report no. 239, Birkhäuser; 1999.
- 10) TNO DIANA: DIANA Finite Element Analysis User's Manual Release ver.10.7, 2023.
- 11) 堀川真之: 拘束効果と積分点の支配長さを考慮した骨組要素の正則化手法, コンクリート工学年次論文集, vol.44, No.2, pp.85-90, 2022. 7.
- 12) Dhakal R. P. and Mackawa K.: Modeling for Postyield Buckling of Reinforcement, *ASCE J. Struct. Eng.*, Vol.128, No.9, pp.1139-1147, 2002.
- 13) Pugh, J.S.: Numerical Simulation of Walls and Seismic Design Recommendations for Walled Buildings, Dissertation, University of Washington, 2012.
- 14) Coleman, J., and Spacone E.: Localization Issues in Force-Based Frame Elements, *ASCE J. Struct. Eng.*, Vol.127, No.11, pp.1257-1265, 2001.
- 15) Bathe, K. J.: Finite Element Procedures. (Second Edition), Prentice-Hall, USA, 2014.
- 16) Saatcioglu, M., and Razvi, S. R.: Strength and Ductility of Confined Concrete, *ASCE J. Struct. Eng.*, Vol.118, No.6, pp.1590-1607, 1992.
- 17) 土木学会: 2012 年制定コンクリート標準示方書, 設計編, 2012.