

軸方向鉄筋の座屈解析に基づく簡便な単柱式 RC 橋脚の終局変位算定法

内藤英樹¹・秋山充良²・鈴木基行³

¹ 学生員 修(工) 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻(〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 06)
² 正会員 博(工) 東北大学講師 大学院工学研究科土木工学専攻(〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 06)
³ フェロー会員 工博 東北大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻(〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 06)

1. はじめに

道路橋示方書¹⁾では、断面内の平面保持を仮定した軸力との釣合い計算(以下、断面解析)から終局曲率を算定し、その終局曲率が生じるとみなせる塑性ヒンジ区間を基に仮定した橋脚高さ方向の曲率分布から終局変位を算定している。このような算定手法は、ラーメン構造などの不静定構造物への適用も可能であり、現在、RC 構造の耐震設計に広く用いられている。しかし、道路橋示方書に従い算定される終局変位は、正負交番載荷実験との比較から、かぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋が座屈する変位に概ね対応することが確認されているが、断面解析時に用いる終局ひずみは、RC 柱の一軸圧縮実験を基に定めているなど、その終局曲率の計算過程には力学的根拠に乏しい仮定が含まれる。

そこで、本研究では、RC 矩形断面を対象に、かぶりコンクリートと帯鉄筋による座屈防止効果を考慮した軸方向鉄筋の座屈解析モデルを構築し、これに基づき、軸方向鉄筋の座屈発生点に対応する断面曲率を簡便に算定する手法を提示した。また、RC 柱の高さ方向の曲率分布を塑性ヒンジ長を基に仮定することで、現行の道路橋示方書と同様の計算により、座屈発生時変位を算定し、既往の RC 柱の正負交番載荷実験との比較から、その精度を検証した。

2. 座屈解析モデル

(1) 非弾性座屈理論

正負交番載荷を受ける RC 柱は、単調載荷を受ける場合に比べ、軸方向鉄筋の座屈が早期に生じる。これは、正負交番載荷では、軸方向鉄筋が引張側に塑性化した後に圧縮に転じることにより、パウシンガー効果による剛性低下が生じるため、座屈が早期に発生すると考えられる。そこで本研究では、加藤・金谷²⁾が用いた古典的

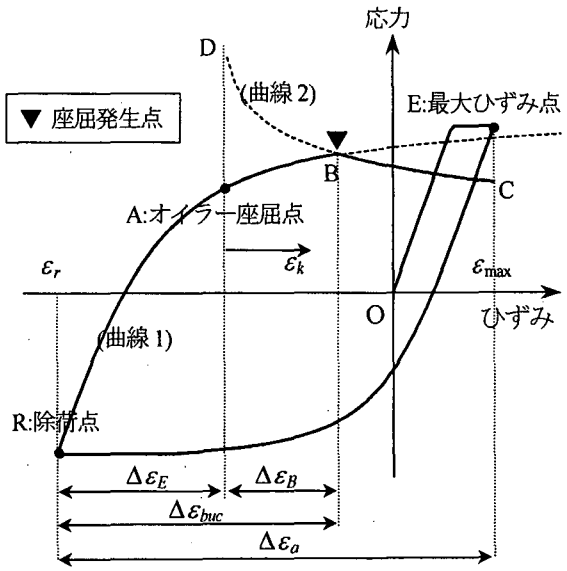


図-1 座屈を考慮した鉄筋の応力-ひずみ曲線

Double Modulus Theory³⁾を基に、このような塑性化の影響を考慮した軸方向鉄筋の等価剛性係数 E_r を求め、式(1)に代入することでオイラー座屈点の応力 σ_E を算定した。

$$\sigma_E = \frac{4\pi^2 E_r I}{L_B^2 A_r} \quad (1)$$

ここで、 I は鉄筋の断面二次モーメント、 L_B は座屈長、 A_r は鉄筋断面積である。

そして、図-1 の R 点を始点とした非弾性座屈解析を行い、座屈を考慮しない曲線 RE 上の任意点に対して、 E_r を用いて計算される σ_E が、その点での応力より小さくなるのがオイラー座屈点(A 点)となる。

(2) かぶりコンクリートと帯鉄筋の拘束を考慮した軸方向鉄筋の座屈解析モデル

a) 解析モデル

RC 柱においては、かぶりコンクリートと帯鉄筋が軸方向鉄筋の座屈を抑制することから、式(1)から得られるオイラー座屈点での鉄筋のはらみ出しは生じない。加藤・

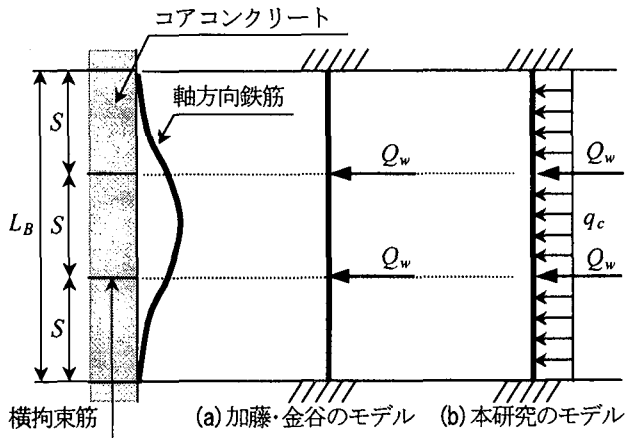


図-2 拘束効果のモデル化

金谷²⁾は、かぶりコンクリートのない RC 柱の一軸圧縮実験から、帯鉄筋の拘束力を集中荷重 Q_w によりモデル化し、拘束効果を定式化している。本研究では、この加藤・金谷のモデルに、かぶりコンクリートの拘束力 R_c を図-2に示す等分布荷重 q_c をもとに付加した。このとき、オイラー座屈点以降の軸方向鉄筋の応力 σ_k とはらみ出しによる軸ひずみの増分 ε_k の関係を与える図-1の曲線2は、式(2)～(5)により定めることができる。

$$\sigma_k = \frac{2(D/S)\sigma_m}{3N_B a_x \sqrt{\varepsilon_k} + 2(D/S)} g(N_B) \quad (2)$$

$$g(N_B) = 1 + \frac{a_x \pi N_B}{16(D/S)N_p} \{R_w + R_c\} \quad (3)$$

$$R_w = Q_w f(N_B), \quad R_c = q_c N_B S \quad (4)$$

$$f(N_B) = \begin{cases} (N_B^2 - 1)/N_B & (N_B: \text{奇数}) \\ (N_B^2 + 2)/N_B & (N_B: \text{偶数}) \end{cases} \quad (5)$$

ここで、 S は帯鉄筋間隔、 N_B は鉄筋がはらみ出す帯鉄筋区間(以下、座屈区間)である(図-2は $N_B=3$ の例)。 D は軸方向鉄筋径、 σ_m は鉄筋の引張強度、 N_p は全塑性限界軸力で鉄筋断面積 A_s を用いて $A_s \sigma_m$ により算定される。 a_x は軸方向鉄筋に作用する軸力が $0.5 N_p$ 以上の範囲で 0.65 と近似される。横拘束筋の拘束力 R_w における集中荷重 Q_w は、 $a_{we} \sigma_{wy}/N$ により算定される。ここで、 N は一辺における軸方向鉄筋の本数、 σ_{wy} は横拘束筋の降伏応力、 a_{we} は有効横拘束筋断面積であり、拘束比 ν と横拘束筋断面積 a_w により $a_{we} = \Sigma \nu a_w$ で算定される⁴⁾。なお、帯鉄筋の拘束比 ν は 1.0 、中間帯鉄筋の ν は 2.2 である。

結果として、図-1におけるかぶりコンクリートと帯鉄筋の拘束を考慮した座屈発生点(B点)は、曲線RAEと曲線DCとの交点で与えられる。なお、座屈区間 N_B を予め与えることができないため、塑性ヒンジ長 L_p で可能な座屈区間 $(1 \leq N_B \leq L_p/S)$ 全てに対して座屈発生点を算出し、最も早期に座屈が生じる N_B を検索することになる。

b) 終局曲率の定義

まず、一定軸力と正負交番の繰返し曲げを受ける RC 断面において、ある曲率 ϕ_a が作用し、そのときに、最外

縁にある引張鉄筋と圧縮鉄筋位置にそれぞれひずみ ε_r と $\varepsilon_{\max}$ が生じている状態を想定する。繰返し载荷を受けることによるコンクリートおよび鉄筋の劣化を考慮しない限りにおいて、軸力が小さい対称断面を有する RC 橋脚などを対象とする場合、 ϕ_a と $-\phi_a$ の曲率状態を仮定した断面解析より得られる曲げモーメントは、同値と見なせる。このとき、一定曲率 ϕ_a の繰返し曲げを受ける RC 断面では、正負の最大振幅時に、最外縁にある圧縮鉄筋と引張鉄筋のひずみ値と曲率 ϕ_a には式(6)の関係を見出すことができる。

$$\phi_a = \Delta \varepsilon_a / d' \quad (6)$$

ここで、 $\Delta \varepsilon_a = |\varepsilon_{\max}| + |\varepsilon_r|$ であり、 d' は最外縁にある引張鉄筋と圧縮鉄筋の距離である。

曲率 ϕ_a から $-\phi_a$ への载荷時に圧縮力を受けることになる軸方向鉄筋は、最大で、 $\Delta \varepsilon_a$ だけ圧縮ひずみが増加する。そのため、任意の ϕ_a から断面解析を行い ε_r と $\varepsilon_{\max}$ を求め、また、後述するように、 $\varepsilon_{\max}$ に応じて式(3)の R_c を算定した後、図-1にある $\Delta \varepsilon_{buc} (= \Delta \varepsilon_E + \Delta \varepsilon_B)$ を得る作業を繰返すことで、 $\Delta \varepsilon_a = \Delta \varepsilon_{buc}$ となる断面のひずみ分布を定めることができる。結果として、 $\Delta \varepsilon_a = \Delta \varepsilon_{buc}$ とした式(6)より得られる曲率が、座屈発生点に対応した終局曲率 ϕ_u となり、一方で、曲率 ϕ_u よりも小さい範囲で受ける交番载荷では、座屈は生じないと判断される。

なお、式(6)は繰返し曲げによる耐力低下が無視できることを前提としているため、建築部材など、終局時における断面の中立軸位置が図心軸位置よりも引張側となるような高軸力が作用する場合には適用できない⁹⁾。

c) RC 柱の正負交番载荷実験に基づくかぶりコンクリートの抵抗力の定式化

朝津ら⁹⁾および村山ら⁷⁾の研究成果を基に、本研究では、式(4)に示すかぶりコンクリートによる等分布荷重 q_c を式(7)で定式化した。

$$q_c = k d_1 \beta D \sigma_c^{2/3} \quad (7)$$

ここで、 k は正負交番载荷実験との比較から得られる補正係数、 d_1 はコンクリートの圧縮縁から圧縮鉄筋の中心位置までの最短距離、 σ_c はかぶりコンクリート圧縮強度 (MPa) である。また、 β は過去に経験した圧縮履歴の影響による引張強度の低減を考慮する係数であり、村山ら⁷⁾の研究を参考に式(8)で評価した。

$$\beta = \begin{cases} 1 - 0.75 \varepsilon_{\max} / \varepsilon_c & (\varepsilon_{\max} \leq \varepsilon_c) \\ 0.25 & (\varepsilon_{\max} \geq \varepsilon_c) \end{cases} \quad (8)$$

ここで、 $\varepsilon_{\max}$ は、前記した最外縁圧縮鉄筋位置でのひずみ、 ε_c はかぶりコンクリートの圧縮強度時のひずみである。また、コンクリート圧縮強度後も、鉄筋のはらみ出しによるかぶりコンクリートの剥落が生じるまでは、かぶりコンクリートの拘束効果が期待できると考え、 $\varepsilon_{\max} \geq \varepsilon_c$ の範囲で一定値 $\beta = 0.25$ を与えた。

表-1 座屈解析による終局曲率の算定

供試体 番号	座屈区間 実験/解析	終局曲率 ($\times 10^{-3}/\text{mm}$)		R_c/R_w
		実験 $\phi_{u,exp}$	解析 $\phi_{u,cal}$	
No.1	4/3	4.90	3.96	2.4
No.2	6/3	5.03	4.54	3.2
No.3	2/1	4.61	4.42	—
No.4	4/3	3.65	4.85	3.6
No.5	4/2	2.08	2.05	10.4
No.6	4/3	1.91	2.69	1.2
No.7	5/3	3.94	2.27	1.3
No.8	7/5	2.55	1.93	0.9
No.9	4/2	1.15	1.22	8.2
No.10	4/3	1.39	1.34	1.7
No.11	4/3	4.62	5.73	2.0
No.12	3/3	3.32	3.87	2.3
No.13	4/3	4.29	4.75	3.5

補正係数 k は、朝津ら⁹⁾の研究と同様に、正負交番載荷実験との比較から同定する。つまり、式(6)の終局曲率と、正負交番載荷実験において、軸方向鉄筋が座屈し、かぶりコンクリートの剥落が観察されたときに測定された終局曲率が整合するように k を決定する。用いた曲率の実測値は、朝津ら⁹⁾および星隈ら⁸⁾により報告された13体の供試体から得られたものである。参考文献^{6),8)}には、かぶりコンクリートの剥落が確認された載荷ステップにおける柱基部の曲率値と実験時に観察された最大座屈長が13体の供試体毎に提示されている。なお、以降の計算では、この最大座屈長における曲率の平均値 $\phi_{u,exp}$ が、定義した式(6)の終局曲率 $\phi_{u,cal}$ に相当すると仮定した。

座屈解析を行うことで得られる式(6)の終局曲率 $\phi_{u,cal}$ は、 $k=0.03$ のとき、最も実験結果と一致した。終局曲率 $\phi_{u,cal}$ と座屈区間 N_B を、実験から得られた最大座屈区間および終局曲率 $\phi_{u,exp}$ と併せて表-1にまとめて示した。なお、実験の座屈区間は、実験終了時のもので、座屈後の交番載荷に伴いかぶりコンクリートの剥落区間が若干進展することを考慮すれば、解析的に得られる座屈区間 N_B は妥当な評価を与えていると判断される。

また、表-1にはかぶりコンクリートと帯鉄筋の拘束力の比率 R_c/R_w も示した。これらの結果から、ほとんどの供試体において、 R_c/R_w は1.0以上となり、かぶりコンクリートが帯鉄筋と同程度以上に軸方向鉄筋の座屈を抑制することが確認された。なお、No.3は1区間座屈のため($R_w=0$)、値を示していない。

3. 提案手法によるRC柱の靱性能評価

(1) 概説

提案した終局曲率の算定手法は、非弾性座屈解析を行い、式(6)を満たす断面のひずみ分布を繰返し計算により求め

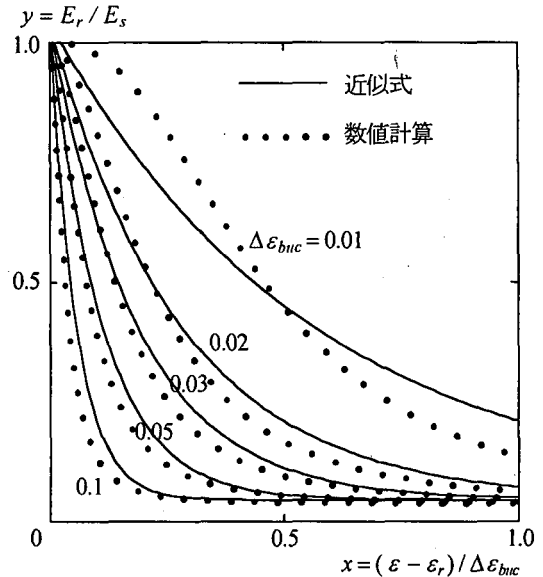


図-3 近似式による等価剛性係数の評価

る必要がある。そこで、幾つかの仮定を加えることで、この座屈解析モデルから得られる終局曲率の簡易的な算定手法を提示する。一方、このようにして得られる終局曲率からRC柱の終局変位を算定するためには、別途曲率分布を仮定する必要がある。ここでは、座屈区間 N_B 以外に生じる塑性曲率を均すため、座屈区間 N_B とは独立に、正負交番載荷実験からの逆解析により、終局曲率が生じていると見なせる塑性ヒンジ区間 L_p を同定する。

(2) 終局曲率の簡易算定法

軸方向鉄筋の座屈発生点に対応した終局曲率を簡易的に算定するため、一般的な材料特性の仮定を逸脱しない範囲で、鉄筋の履歴則を特定した。具体的には、Menegotto-Pintoモデルを基本とし、骨格曲線は完全弾塑性、内部曲線は、弾性係数 E_s の1/100に収束するとした硬化率 b を与えることで、以下の簡易算定法を定式化する。

まず、正負交番載荷を想定して、図-1において $\Delta\epsilon_a = \Delta\epsilon_{buc}$ となると、オイラー座屈点から実際の座屈発生点までのひずみ増分 $\Delta\epsilon_B$ は、式(2)の σ_k を降伏応力 σ_y とすることにより次式で近似される。

$$\Delta\epsilon_B = \left[\frac{2(D/S)}{3N_B a_x} \left\{ g(N_B) \frac{\sigma_m}{\sigma_y} - 1 \right\} \right]^2 \quad (9)$$

同様に、図-1より、オイラー座屈点の応力 σ_y も硬化率 b を用いて次式で近似できる。

$$\sigma_E = \sigma_y - bE_s\Delta\epsilon_B \geq 0 \quad (10)$$

次に、式(1)の非弾性座屈理論によるオイラー座屈点での応力 σ_E の算定法を簡単化する。Menegotto-Pintoモデルは、除荷点と過去の最大ひずみ点を用いて内部曲線が決定されるため、等価剛性係数 E_r は、図-1における $\Delta\epsilon_{buc}$ と除荷点Rからのひずみ増分 $(\epsilon - \epsilon_r)$ をパラメータとして算定される。そして、異なる $\Delta\epsilon_{buc}$ に対して数値計算に

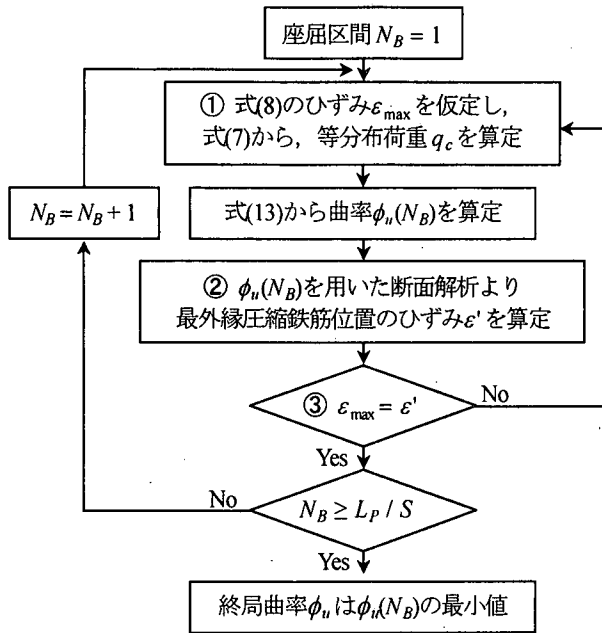


図-4 終局曲率の算定フロー

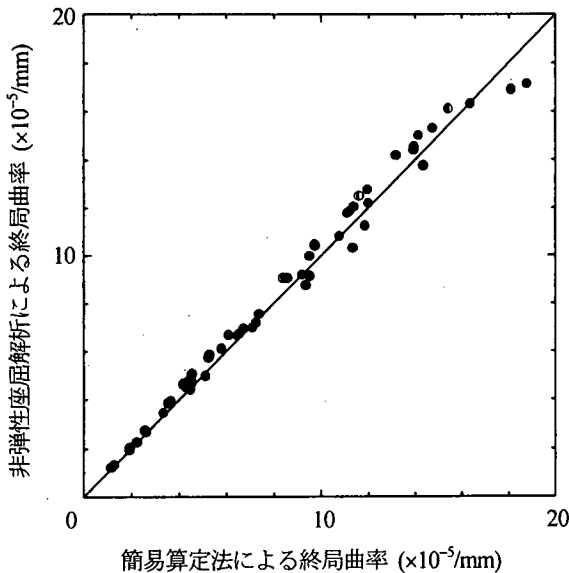


図-5 簡易手法による終局曲率の精度検証

より E_r を繰返し算定した結果、次式に定義される無次元パラメータ x , y を介することで、図-3 の関係を得た。

$$x = (\varepsilon - \varepsilon_r) / \Delta \varepsilon_{buc}, \quad y = E_r / E_s \quad (11)$$

さらに、図-3 の数値計算結果は、仮定した軸方向鉄筋の応力-ひずみ関係から式(12)で近似される。

$$y = \exp(-\alpha \Delta \varepsilon_{buc} x) + \gamma \quad (\alpha = 180, \gamma = 0.045) \quad (12)$$

結局、式(1)と式(10)を $x = (\Delta \varepsilon_{buc} - \Delta \varepsilon_B) / \Delta \varepsilon_{buc}$ の条件で解くことで $\Delta \varepsilon_{buc}$ が算定され、式(6)と同様に、終局曲率 ϕ_u は、仮定した座屈区間 N_B に対して次式により近似される。

$$\phi_u = -\frac{1}{\alpha d'} \ln \left[\left(\frac{\sigma_y}{E_s} - b \Delta \varepsilon_B \right) \left(\frac{2 S N_B}{\pi D} \right)^2 - \gamma \right] + \frac{\Delta \varepsilon_B}{d'} \quad (13)$$

以上の簡易算定式により終局曲率 ϕ_u を算定するフロ

表-2 塑性ヒンジ長の検討 (単位: mm)

供試体 番号	逆解析 された L_P	道路橋 示方書	Mattock	Priestley
No.1	564	300	431	321
No.2	586	300	431	347
No.3	426	300	431	347
No.4	333	300	370	226
No.5	589	600	815	491
No.6	583	600	815	491
No.7	1149	600	815	516
No.8	1184	600	815	521
No.9	1750	1200	1630	1094
No.10	1413	1200	1630	1094
No.11	331	300	431	328
No.12	395	300	431	322
No.13	359	300	431	323

ーを図-4 に示す。また、後述する既往の正負交番荷重実験で用いられた RC 柱部材を対象に、このフローに従い得られる終局曲率 ϕ_u と前述した非弾性座屈解析を行うことで得られる終局曲率 $\phi_{u,cal}$ を比較した結果が図-5 である。かぶりコンクリートの拘束力 q_c は、断面解析時の最外縁圧縮鉄筋位置のひずみ ε_{max} に依存するため、ある ε_{max} から求められる q_c と、その q_c を用いて計算される ϕ_u 作用時の最外縁圧縮鉄筋位置のひずみ ε' を整合させるように図-4 の①から③の繰返し計算が必要になる。しかし、表-1 を得た際のように、逐一、非弾性座屈解析を行い、式(6)を満たす断面のひずみ分布を求める必要はなくなり、解析対象断面が与えられることにより、図-5 に示される精度を確保した上で、座屈発生点に対応した終局曲率 ϕ_u を容易に得ることができる。

(3) 塑性ヒンジ長の検討

道路橋示方書では、塑性ヒンジ長 $L_{P,s}$ を基にした曲率分布より、式(14)により終局変位 $\delta_{u,s}$ を算定している¹⁾。

$$\delta_{u,s} = \delta_y + (\phi_{u,s} - \phi_y) L_{P,s} (h - L_{P,s} / 2) \quad (14)$$

ここで、 $\phi_{u,s}$ および ϕ_y は、それぞれ道路橋示方書で定めるひずみ分布を仮定した断面解析より得られる終局曲率および降伏曲率である。また、 δ_y は降伏変位であり、 h はせん断スパンである。

そこで、表-1 の正負交番荷重実験から得られるかぶりコンクリート剥落時変位 $\delta_{u,exp}$ と図-4 の終局曲率 ϕ_u をそれぞれ式(14)の $\delta_{u,s}$ および $\phi_{u,s}$ とすることで、塑性ヒンジ長 L_P を逆算した。なお、 $\delta_{u,exp}$ の算定に際し、曲率の測定区間外は、道路橋示方書の終局変位算定時の曲率分布を仮定した。この逆解析から得られた塑性ヒンジ長 L_P に対して、道路橋示方書の算定式¹⁾、Mattock の算定式⁹⁾、および Priestley らの算定式¹⁰⁾ から得られる塑性ヒンジ長

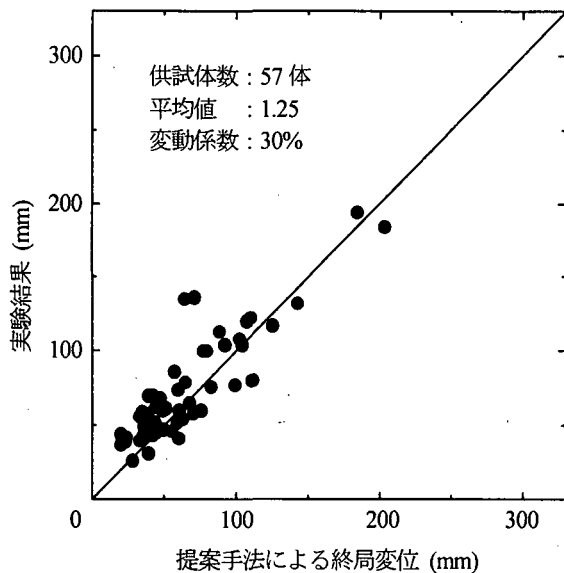


図-6 提案手法によるRC柱の靱性能評価

との比較を表-2に示す。各算定式の値は、いずれも L_p に対するばらつきが大きい。Mattock の算定式は最も平均的に L_p と対応した。そこで、図-4 の終局曲率と、Mattock の算定式から得られる塑性ヒンジ長を式(14)に代入し、RC 柱の終局変位を算定することにした。

(4) 提案手法によるRC柱の靱性能評価

既往の正負交番載荷実験を基に、式(14)の終局変位 δ_u の精度を検証する。実験供試体は、表-1の13体の供試体^{9),8)}の他に、i)矩形断面を有する、ii)ある定変位で受ける繰返し回数は1回もしくは3回、iii)かぶりコンクリート剥落点、または、軸方向鉄筋の座屈発生点が明示されている、の条件を全て満足する42体の供試体^{11),24)}を加えた全57体である。これらの供試体諸元の範囲は、軸方向鉄筋径:D10~D35、帯鉄筋径:D6~D19、せん断スパン:1000~9600mm、せん断スパン比:1.5~5.6、軸方向鉄筋比:0.63~3.74%、横拘束筋の体積比:0.09~5.88%、作用軸力:0~4.9MPa、コンクリート圧縮強度:19~40MPa、軸方向鉄筋と帯鉄筋の降伏強度:295~424MPaである。

式(14)から得られた終局変位 δ_u と、正負交番載荷実験から得られたかぶりコンクリート剥落時、もしくは軸方向鉄筋の座屈発生時の変位 $\delta_{u,exp}$ を比較した結果を図-6に示す。なお、軸方向鉄筋のフーチングからの抜け出しに起因する水平変位が明記されていない実験結果は、全ての場合、渡邊ら¹¹⁾の手法によりその影響を考慮した。

提案手法は、正負交番載荷において、座屈が生じない限界点を算定することなどから、図-6に示されるように実験結果をやや過小に評価する。しかし、解析対象とした供試体諸元の範囲に対し、 $\delta_{u,exp} / \delta_u$ の変動係数は小さく、提案手法により、RC柱の座屈発生時変位を妥当に評価できることが確認される。なお、一部の結果で、

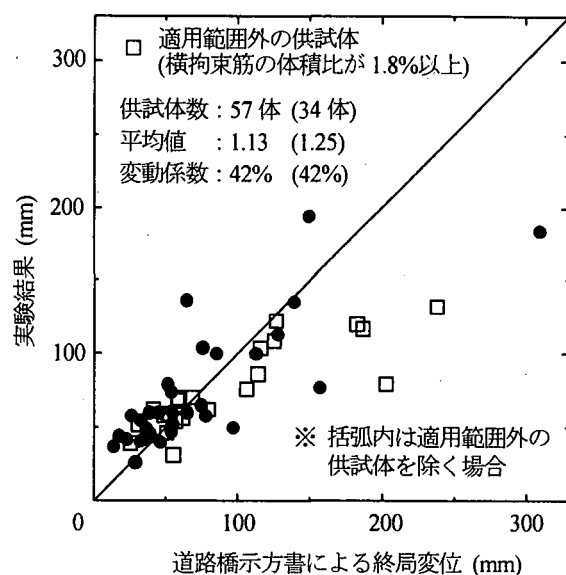


図-7 道路橋示方書によるRC柱の靱性能評価

実験値の半分程度に終局変位を計算する場合があります。今後、このような実験供試体に対する検討が必要である。

次に、同じ57体の供試体を対象に、道路橋示方書¹⁾に基づき終局変位を算定することで、その精度を検証し、提案手法との比較を行った。道路橋示方書による結果を図-7に示す。なお、実験から得られた終局変位や軸方向鉄筋のフーチングからの抜け出しの影響は、図-6の作成時と同様に考慮した。

図-7より、提案手法に比べ、道路橋示方書から得られる終局変位は、実験結果に対するばらつきが大きく、その適用範囲外の諸元を有する供試体に対し、過大な終局変位を与える。実際には、道路橋示方書では、横拘束筋の体積比の上限値を1.8%と規定しているため、このような危険側評価を与えないが、この他にも、作用軸力や軸方向鉄筋比が大きく、横拘束筋の体積比が小さい場合に、実験結果を過小評価するなど、供試体諸元により、適切にその終局変位を評価できない場合が確認された。

以上の検討より、提案手法は、広範な断面諸元を持つRC柱を対象とする場合でも、特定の諸元に関し精度の偏りが生じることなく、その終局変位を妥当に評価できることが確認された。さらに、提案手法は、軸方向鉄筋の座屈発生点を終局限界状態と定義した上で、かぶりコンクリートと帯鉄筋による座屈防止効果を考慮し、軸方向鉄筋の座屈発生時に対応した終局変位を求めていることから、RC柱の耐震設計において部材に許容する損傷程度を力学的に明確な終局限界状態(軸方向鉄筋の座屈発生点)を基準に設定できるようになる。また、その計算量は、既往の終局変位算定手法と同程度である。なお、本研究で用いた57体のRC供試体は、前記したように、各実験者により、かぶりコンクリート剥落点、または軸方向鉄筋の座屈発生点が明示されたものである。しかし

ながら、これらの点を実験中に判断する際には、当然、大きなばらつきが含まれることは避けられず、用いた $\delta_{u,exp}$ は実験者毎の判断基準により変動するものである。図-6 に提示した $\delta_{u,exp} / \delta_u$ の統計量は、このようなばらつきを含めた結果であることに留意する必要がある。

4. まとめ

本研究では、RC 矩形断面を対象に構築した軸方向鉄筋の座屈解析モデルを基に、座屈解析を必要としない簡便な計算により、軸方向鉄筋の座屈発生時に対応した断面曲率を算定する手法を提示した。さらに、これに対応した塑性ヒンジ長を基にする曲率分布を組み合わせることで、現行の道路橋示方書に示される終局変位算定法と同様の計算により、RC 橋脚の座屈発生点に対応した終局変位の算定法を提示した。

そして、提案手法により、既往の RC 柱の正負交番載荷実験の再現を試みた結果、対象とした全 57 体の供試体に対し、かぶりコンクリート剥落時や軸方向鉄筋の座屈発生時変位を精度良く評価できた。特に、既往の終局変位算定手法と比べ、広範な断面諸元を持つ RC 柱を対象とする場合でも、特定の諸元に関し、精度の偏りが生じないこと、部材の損傷状況との対応が明確な終局変位を得られること、が確認された。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996。
- 2) 加藤大介，金谷淳二：RC 造角柱の主筋の座屈性状の評価に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.12，No.2，pp.433-438，1990。
- 3) Maurizio, P., Gaetano, R. and Gaetano, Z.: Instability of Longitudinal Bars in RC Columns, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.114, No.2, pp.445-461, 1988。
- 4) 大矢廣之，加藤大介：RC 部材における中間主筋の座屈性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16，No.2，pp.473-478，1994。
- 5) 稲井栄一，平石久廣：鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏後の限界変形に関する研究 その 2 安定限界と擬似安定限界，日本建築学会構造系論文報告集，第 440 号，pp.67-76，1992。
- 6) 朝津直樹，運上茂樹，星隈順一，近藤益央：軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究，土木学会論文集，No.682/I-56，pp.177-194，2001。
- 7) 村山八洲雄，須田久美子，一宮利通，新保弘：繰返し荷重下における柱筋の座屈モデル，鹿島技術研究所年報，第 42 号，pp.93-98，1994。
- 8) 星隈順一，長屋和宏，運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚の塑性曲率分布と塑性ヒンジ長，構造工学論文集，Vol.46A，pp.1461-1468，2000。

- 9) Mattock, A.H.: Rotational Capacity of Hinging Regions in Reinforced Concrete Beams, ACI, SP12, pp.85-142, 1965。
- 10) Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M.: Seismic Design and Retrofit of Bridges, Jhon Wiley & Sons, Inc., 1996。
- 11) 渡邊忠明，谷村幸裕，瀧口将志，佐藤勉：鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法，土木学会論文集，No.683/V-52，pp.31-45，2001。
- 12) 星隈順一，運上茂樹，長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究，土木学会論文集，No.669/V-50，pp.215-232，2001。
- 13) 武村浩志，川島一彦：載荷履歴が鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす影響，構造工学論文集，Vol.43A，pp.849-858，1997。
- 14) 原夏生，河野一徳，篠田佳男，横沢和夫，町田篤彦：突起付き H 形鋼とプレキャスト型枠を用いた鉄骨コンクリート複合構造橋脚の構造性能に関する研究，土木学会論文集，No.662/V-49，pp.149-168，2000。
- 15) 川島一彦，庄司学，榊原泰造：矩形断面鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する実験的検討，構造工学論文集，Vol.46A，pp.767-776，2000。
- 16) 釧持安伸，川島一彦：部分拘束を加えた中空断面 RC 橋脚の耐震性に関する実験的研究，土木学会論文集，No.682/I-56，pp.57-69，2001。
- 17) 足立幸郎，運上茂樹，長屋和宏，林昌弘：高軸力下における高強度 RC 部材の変形性能に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.3，pp.169-174，1999。
- 18) 小林将志，松田芳範，海原卓也，鎌田則夫：形鋼を棒鋼で接合し補強した RC 柱の交番載荷実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No.3，pp.1099-1104，1998。
- 19) 田村陽司，安松敏雄，井ヶ瀬良則：壁式橋脚の基部楕円巻立て補強に関する検討，土木学会第 52 回年次学術講演会，V-322，pp.644-645，1997。
- 20) 大内一，水田富久，市川博康，小島克朗：鋼管・コンクリート複合構造高橋脚模型の水平加力試験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17，No.2，pp.1095-1110，1995。
- 21) 鈴木基行，秋山充良，杉田稔，松山英雄，宇田川亮：簡便なせん断補強筋機械式継手の開発およびその RC 部材への適用に関する実験的研究，コンクリート工学論文集，Vol.11，No.3，pp.49-61，2000。
- 22) 伊藤忠彦，山口隆祐，池田尚治：軸方向プレストレスを有するコンクリート橋脚の耐震性能，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19，No.2，pp.1197-1202，1997。
- 23) 大滝健，黒岩俊之，宮城敏明，水上善晴：インターロッキングスパイラル筋を有する RC 橋脚の交番載荷実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.22，No.3，pp.367-372，2000。
- 24) 石橋忠良，津吉毅，小林薫，小林将志：大変形正負交番載荷を受ける RC 柱の損傷状況及び補修効果に関する実験的研究，土木学会論文集，No.648/V-47，pp.55-69，2000。