

高強度鉄筋を用いた鉄筋コンクリート柱の変形性能算定式

中田 裕喜* 佐藤 祐子* 田所 敏弥* 渡辺 健*

Calculation Equation for Deformation Performance of RC Members with High-Strength Rebar

Yuki NAKATA Yuko SATO Toshiya TADOKORO Ken WATANABE

A positive and negative alternating loading experiment for full-scale reinforced concrete (RC) column specimen with SD490 as longitudinal bar or SD1275 equivalent as ties was conducted to verify the damage properties and deformation capacity. All specimens showed flexural failure with buckling of the longitudinal bars. When SD490 was used for the longitudinal bars, the increased compressive strength of the concrete tended to suppress the damage to the core concrete and improve the deformation capacity. When SD1275 equivalent was used for the ties, the ties did not yield and did not exhibit the deformation performance equivalent to the yield strength. The results of these experiments clarify the conditions under which calculation equation for deformation capacity can be applied.

キーワード：高強度鉄筋，変形性能，RC柱，正負交番載荷実験，変形性能算定式

1. はじめに

SD390の降伏強度を超える高強度の鉄筋は、配筋の過密化への対策や断面の縮小等に対して有効である。しかしながら、平成16年版の鉄道橋構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）¹⁾（以下、コンクリート標準）における変形性能算定式（復元力モデル）は、SD390までの軸方向鉄筋、またはSD785Rまでの帯鉄筋を用いた鉄筋コンクリート柱（以下、RC柱とする）の実験に基づいており、これを超える鉄筋を用いる場合には別途検討することが必要となる。

2022年制定の土木学会コンクリート標準示方書（設計編）²⁾では、JIS G 3112:2020の改正を踏まえ、軸方向鉄筋の引張降伏強度の特性値は685N/mm²まで、帯鉄筋は785N/mm²までを対象としている。変形性能については、既往の実験^{3) 4)}に対する変形性能算定式の適用性等を踏まえて、その適用範囲が判断された^{5) 6)}。しかし、文献3では、軸方向鉄筋はSD685、帯鉄筋はSD785であるが、軸方向力を作用させていない、断面寸法が小さい供試体での実験であった。また、文献4、7では、軸方向鉄筋はSD490で、コンクリートの圧縮強度 f'_c を30、40N/mm²程度とした実験結果からの比較から、 f'_c の影響は小さいことを示しているが、道路橋高橋脚を対象としているためにせん断スパン a と有効高さ d の比 a/d が6.4と大きく、曲げ挙動が卓越した結果であった。しかし、高強度の軸方向鉄筋を用いたRC柱に対し、せん断力の影響が大きい場合には、損傷性状や変形性能は f'_c に依存することが想定される。また、その他の既往

の実験の多くは、軸方向鉄筋が高強度の場合、 f'_c も大きくする傾向にある⁸⁾。

本研究では、軸方向鉄筋にSD490を、あるいは帯鉄筋にSD1275相当の鉄筋を用いた柱の正負交番載荷実験を行い、損傷性状や変形性能を検証した。そして、高強度材料を用いた既往の実験結果を収集し、変形性能算定式⁹⁾の適用性を検証した¹⁰⁾。なお、本研究でのSD1275相当とは、令和5年に改訂されたコンクリート標準¹¹⁾の付属資料2-1に適合する鉄筋を意味するが、JIS G 3112:2020に定められていないため、相当と記載する。

2. 高強度鉄筋を用いたRC柱の実験

2.1 実験概要

表1に供試体諸元を、表2に鉄筋の材料試験結果を、図1に供試体の形状および配筋状況を示す。表1、2には、既往のSD345を用いた供試体T97-1⁹⁾、帯鉄筋にSD1275相当の鉄筋を用いた98-3¹²⁾も併記した。No.1は、T97-1の軸方向鉄筋および帯鉄筋をSD490およびSD390に変更した供試体である。No.2は、No.1に対して柱のコンクリートの圧縮強度 f'_c を47.4N/mm²に大きくし、No.3はNo.2に対して引張鉄筋比 p_t を大きくした供試体である。No.4は、T97-1に対して帯鉄筋をSD1275相当とし、帯鉄筋比 p_w と帯鉄筋の降伏強度 f_{wy} の積が概ね同等となる p_w とした。No.5は、既往の設計事例を参考に、No.4に対して軸方向鉄筋の降伏強度 f_{sy} 、引張鉄筋比 p_t および帯鉄筋比 p_w を増加させた。なお、No.4、5の帯鉄筋には、図1(c)に示すとおり、1段ごとに一筆書きとしたものを用い、定着は余長が10 ϕ である鋭角フックとした。

* 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室

表 1 供試体緒元

供試体	断面寸法 (mm)	引張鉄筋 (引張鉄筋比 p_t (%))	帯鉄筋 (帯鉄筋比 p_w (%))	帯鉄筋の定着方法	コンクリートの圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	コンクリートの弾性係数(kN/mm ²)
T97-1	800×800	SD345-D25 9本 (0.78)	SD345-D13 ctc.80 (0.79)	フラッシュバット溶接	柱 : 30.0 フーチング : 33.4	柱 : 28.0
No.1		SD490-D25 9本 (0.78)	SD390-D13 ctc.80 (0.79)		柱 : 24.7 フーチング : 30.5	柱 : 21.7 フーチング : 21.8
No.2					柱 : 47.4 フーチング : 29.9	柱 : 33.3 フーチング : 25.3
No.3		SD490-D29 9本 (0.99)		柱 : 51.0 フーチング : 32.6	柱 : 32.5 フーチング : 27.3	
No.4		SD345-D25 9本 (0.78)	SBPDN1275-RB7.1 ctc.90 (0.22)	鋭角フック 定着長 : 10φ	柱 : 32.2 フーチング : 36.9	柱 : 30.5 フーチング : 32.3
No.5	SD390-D32 8本 (1.11)	SDPDN1275-RB9.0 ctc.100 (0.32)	柱 : 33.4 フーチング : 34.5		柱 : 30.8 フーチング : 31.9	
98-3	900×900	SD390-D32 8本 + D29 1本 (0.95)	SBPDN1275-RB7.1 ctc.100 (0.18)	マルチスパイラル	柱 : 34.8 —	—

軸方向力は 2350kN (圧縮応力 3.68N/mm²) の一定とし、 $a = 3000\text{mm}$ の位置において水平方向に正負交番載荷を行った。水平載荷では、引張鉄筋が降伏ひずみに達した時の水平変位 δ_y を基準とし、 $\pm\delta_y, \pm 2\delta_y, \dots, \pm n\delta_y$ (n は整数) で各サイクル 3 回繰返し載荷を行った。なお、 a/d は 4 程度である。

2.2 実験結果

2.2.1 損傷状況

図 2~6 に、損傷状況を示す。いずれの供試体も、 $1\delta_y$ までに曲げひび割れが発生し、基部付近の曲げひび割れがせん断ひび割れに進展するとともに、引張側の軸方向鉄筋が降伏した。 $2\delta_y$ までに、柱隅角部で縦ひび割れおよび柱基部のコンクリートの圧縮破壊が生じ、載荷面のかぶりコンクリートがはく落した。そのはく落範囲は No.1 で $1.0D$ (D : 柱断面高さ) 程度、No.2 で $1.5D$ 程度、

No.3 で $1.1 \sim 1.6D$ 程度、No.4 で $1.0D$ 程度、No.5 で $1.4D$ 程度であった。ただし、T97-1 では軸方向鉄筋の座屈範囲とかぶりコンクリートのはく落範囲が一致しているが、No.1~5 では軸方向鉄筋の座屈範囲よりも広範囲ではく落が生じており、軸方向鉄筋の座屈範囲は、No.1~5 で $0.7 \sim 0.8D$ 程度であった。その後、No.1, 4, 5 は $4\delta_y$ で、No.2, 3 は $5\delta_y$ で軸方向鉄筋の顕著な座屈が目視で確認され、No.1, 2 は $5\delta_y$ 、No.3 は $6\delta_y$ で中間帯鉄筋により拘束された位置の軸方向鉄筋が破断し、載荷を終了した。いずれの供試体も降伏荷重を維持できる最大変位である損傷レベル 3 の限界またはそれ以降で破断しており、SD345 または SD390 の鉄筋を用いた既往の実験⁹⁾ と同様な結果となった。No.1 と f'_c を大きくした No.2 または No.3 を比較すると、同一水平変位におけるコアコンクリートの損傷 (粉砕化) は、 f'_c を大きくすることで抑制される傾向にあった。

表 2 鉄筋の材料試験結果

供試体	種類	呼び名	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	降伏ひずみ (μ)
T97-1	SD345	D25	371	561	189	1963
	SD345	D13	373	551	182	2049
No.1	SD490	D25	541	715	179	3022
	SD390	D13	447	575	180	2483
No.2	SD490	D25	545	723	181	3011
	No.3	SD490	D29	547	697	184
		SD390	D13	391	621	180
No.4	SD345	D25	375	581	169	2219
	SD1275 相当	7.1	1402	1405	196	7153
No.5	SD390	D32	428	610	171	2503
	SD1275 相当	9.0	1470	1495	202	7277
98-3	SD390	D29	429	646	165	2600
	SD390	D32	437	468	166	2633
	SD1275 相当	7.1	1458	1510	207	7043

※No.4, No.5 の SD1275 相当の降伏強度は 0.2%ひずみオフセット値

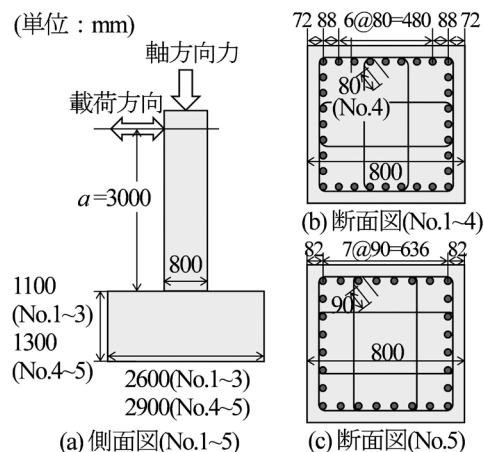


図 1 供試体の形状および配筋状況

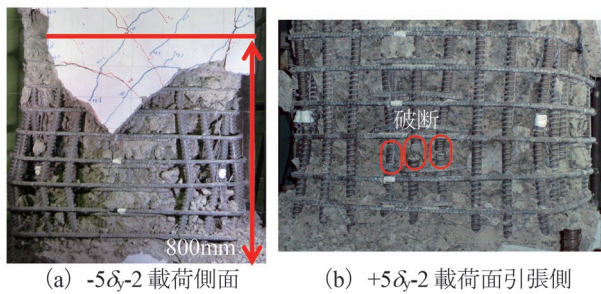


図2 損傷状況 (No.1)

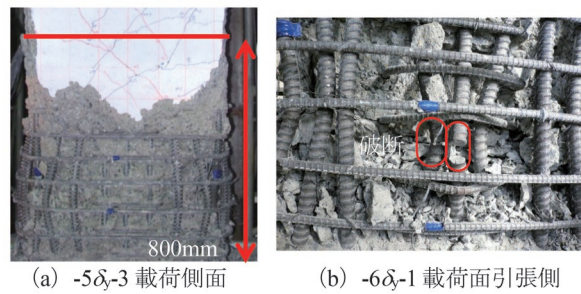


図3 損傷状況 (No.2)

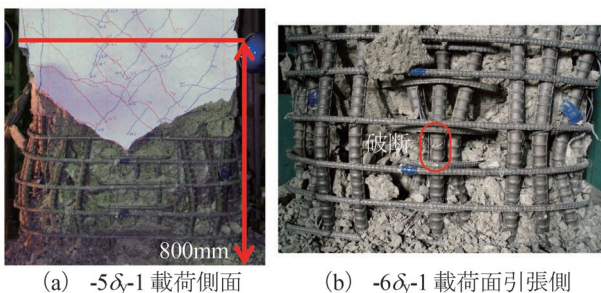


図4 損傷状況 (No.3)

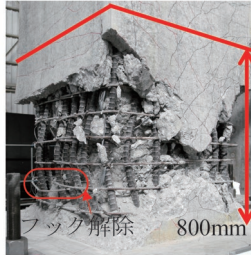


図5 損傷状況 (No.4, +6δy-3)

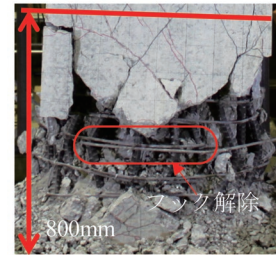


図6 損傷状況 (No.5, -6δy-1 載荷側面)

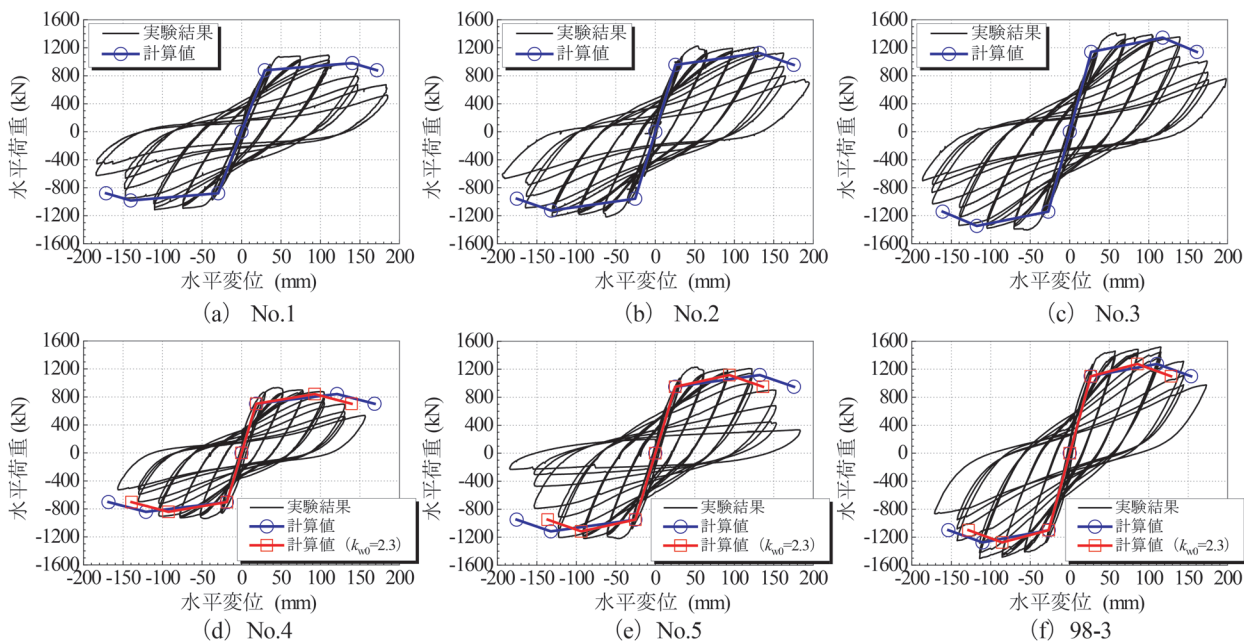


図7 水平荷重と水平変位の関係

No.4, 5は、軸方向鉄筋の破断は確認されず、No.4は $6\delta_y$ で、No.5は $5\delta_y$ で帯鉄筋のフックがコアコンクリートから抜出し、荷重が低下したため、載荷を終了した。

いずれの供試体も載荷面および隅角部では、軸方向鉄筋に沿ったひび割れが観察された。基部で形成された塑性ヒンジにおいてかぶりがかく落し、軸方向鉄筋の座屈、破断に伴い荷重が低下する曲げ破壊となり、T97-1、98-3と損傷状況に大きな差異はなかった。

2.2.2 水平荷重と水平変位の関係

図7に、水平荷重と水平変位の関係を示す。水平荷重は、軸力による付加曲げモーメントの影響を補正している。いずれの供試体も、軸方向鉄筋の降伏後も安定した履歴となり、履歴曲線は紡錘形となった。No.1は $3\delta_y$ で最大水平荷重に達し、 $4\delta_y$ で軸方向鉄筋の座屈に伴い荷重が低下した。No.2, 3はそれぞれ $4\delta_y$ と $2\delta_y$ で最大水平荷重に達し、No.2, 3ともに $5\delta_y$ で軸方向鉄筋の座

屈に伴い荷重が低下した。No.4, 5は、 $2\delta_y$ で最大水平荷重に達し、 $4\delta_y$ で軸方向鉄筋の座屈に伴い荷重が低下した。

軸方向鉄筋の座屈に伴って繰返し载荷により荷重低下が顕著とならない最大変位⁹⁾である損傷レベル2の限界は、No.1およびNo.3~No.5は $3\delta_y$ 、No.2は $4\delta_y$ であり、T97-1では $6\delta_y$ 、98-3では $5\delta_y$ である。なお、軸方向鉄筋がSD490であるNo.1~3は、SD345であるT97-1と比較して、軸方向鉄筋の降伏強度が大きいため δ_y は大きくなった。

2.2.3 引張鉄筋ひずみ

図8に、 $1\delta_y$ および損傷レベル2限界点における、各サイクル1回目の正载荷時のピーク時での引張鉄筋ひずみ（鉄筋の両面で計測したひずみの平均値）分布を示す。いずれの供試体も、引張鉄筋のひずみは柱基部の位置が先行して降伏ひずみに達していた。また、軸方向鉄筋の基部から高さ方向の降伏範囲は、T97-1と比較すると大きくなったが、SD345またはSD390の鉄筋を用いた既往の実験⁹⁾における降伏範囲である $0.8\sim 1.6d$ （ d ：

有効高さ）と顕著な違いはみられなかった。したがって、変形性能算定式で想定する等価塑性ヒンジ長⁹⁾は、既往の実験と同様としてよいと考えられる。

2.2.4 帯鉄筋ひずみ

図9に、損傷レベル2限界点における、各サイクル1回目の正载荷時のピーク時での帯鉄筋ひずみ分布を示す。計測位置は载荷側面である。No.1, 2では、図9に示した以外の測定位置も含め、帯鉄筋は降伏ひずみに達していない。No.3は、軸方向鉄筋座屈が顕著となった $4\delta_y$ で、载荷面の帯鉄筋が降伏ひずみに達したが、それ以外では降伏ひずみに達していない。

No.4, 5は、载荷側面では、いずれの帯鉄筋も 2000μ 程度で降伏ひずみに達していない。载荷面では、No.4の $4\delta_y$ 時に1か所、降伏ひずみを上回ったが、その他はいずれも 2000μ 程度であった。これは、帯鉄筋が降伏する前に、フックが解除したことが一因として考えられる。なお、98-3については鉄筋ひずみの記録は残っていない。

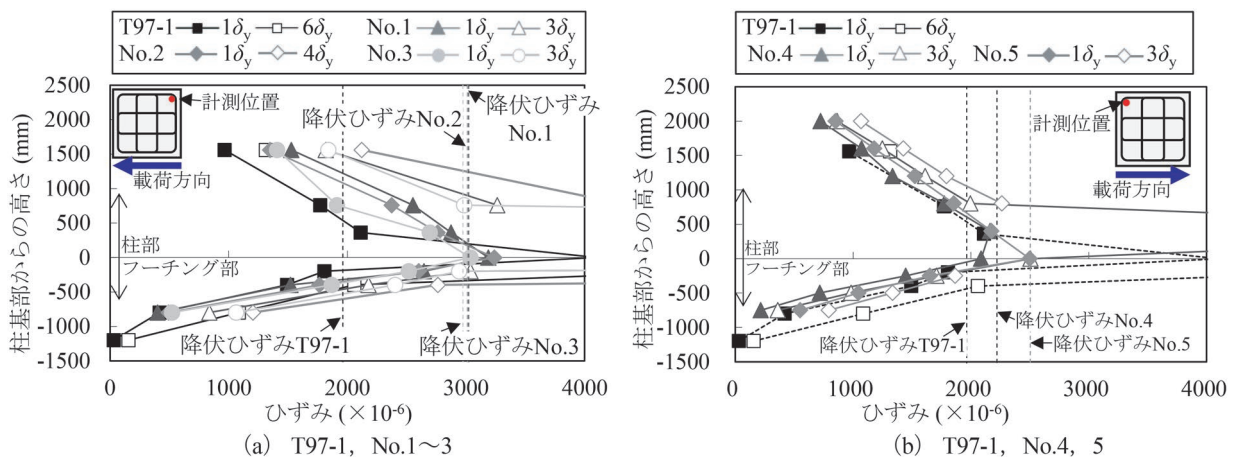


図8 引張鉄筋ひずみ分布

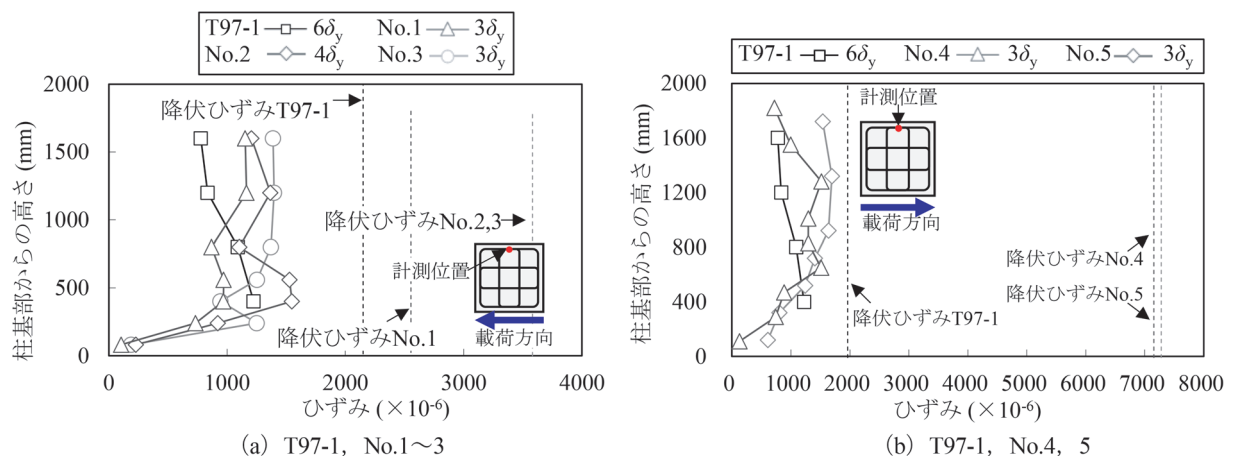


図9 帯鉄筋ひずみ分布

2.2.5 等価粘性減衰定数

軸方向鉄筋にSD490を用いたNo.1~3について、等価粘性減衰定数 h_{eq} を算定した。 h_{eq} は、No.1, 3は $4\delta_y$ 、No.2は $5\delta_y$ で最大値を示し、No.1が24%、No.2, 3が22%であった。

既往の研究³⁾では、軸方向鉄筋にSD295Aを用いた場合の h_{eq} の最大値は23~25%であるが、SD685を用いた場合は15%程度に低下することが報告されている。これは、フーチングのコンクリートの圧縮強度が23.0~33.9N/mm²であり、フーチングからの鉄筋の伸出しによる影響が大きくなり、水平荷重と水平変位の関係がスリップ型になったためと考えられる。一方、No.1~3のフーチングは $f'_c=30\text{N/mm}^2$ 程度であるが、図7に示すように、既往の研究³⁾ほどのスリップ型の水平荷重と水平変位とならず、 h_{eq} はSD295Aを用いた実験と概ね同等である。すなわち、 $f'_c=30\text{N/mm}^2$ 程度で軸方向鉄筋にSD490を用いても、履歴法則はSD390までの鉄筋で検証された従来のモデル化方法¹¹⁾を適用してよいと考えられる。

3. 実験結果と計算値との比較

3.1 損傷レベル1限界点 (Y点)

実験結果に基づき、変形性能算定式の適用性を検証する。ここでは、コンクリート標準における変形性能算定式の根拠となっている文献9での方法に従うこととし、図7では、各損傷レベル限界点での水平荷重と水平変位を結んだ線を骨格曲線として示した。材料強度等は材料試験結果を用い、変形性能算定式における等価塑性ヒンジ長はMattockらによる式で求め、帯鉄筋強度を考慮する係数は鉄筋の材料試験結果から求めた⁹⁾。各限界点における荷重の算定では、平面保持を仮定し、コンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ関係はコンクリート標準のモデルを用いて行った。

損傷レベル1限界点 (Y点) は軸方向鉄筋が降伏するときであり、実験では $1\delta_y$ 時に相当する。No.1~5のY点における曲げモーメントである曲げ降伏耐力 M_y の実験値と計算値の比は1.10~1.21、部材角 θ_y の実験値と計算値の比は1.15~1.34であり、変形性能算定式で算定できた。

3.2 損傷レベル2限界点 (M点)

損傷レベル2限界点 (M点) は軸方向鉄筋の座屈に伴って繰返し荷重により荷重低下が顕著とならない最大変位⁹⁾であり、実験では2.2.2項で示したとおりである。また、M点における曲げモーメントは曲げ耐力 M_m に達したときとする^{1) 9) 11)}。

No.1~5の M_m の実験値と計算値の比は1.03~1.12で

あり、コンクリート標準による方法で算定できた。

損傷レベル2限界点における回転角 θ_m の計算値は、式(1)~(5)により算定できる⁹⁾。

$$\theta_m = \theta_{m0} + \theta_{m1} = \delta_{m0}/L_a + \theta_{m1} \quad (1)$$

$$\delta_{m0} = \delta_{mb} + \delta_{mp} \quad (2)$$

$$\delta_{mp} = \theta_{pm} \cdot (L_a - L_p/2) \quad (3)$$

$$\theta_{pm} = (0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013)/(0.79p_t + 0.153) \quad (4)$$

$$0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013 \leq 0.04, \quad 0.79p_t + 0.153 \geq 0.78$$

$$\theta_{m1} = \{ (2.7k_{w1} \cdot p_w + 0.22)(1 - N'/N'_b) + 1 \} \theta_{y1} \quad (5)$$

$$2.7k_{w1} \cdot p_w + 0.22 \leq 3.7, \quad N'/N'_b \leq 1.0, \quad L_p = 0.5d + 0.05L_a$$

ここで、 θ_{m0} : く体の曲げ変形による部材角 (rad), θ_{m1} : 部材接合部からの軸方向鋼材の伸出しによる部材端部の回転角 (rad), δ_{m0} : く体の曲げ変形 (mm), δ_{mb} : く体の曲げ変形のうち、塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位 (mm), δ_{mp} : く体の曲げ変形のうち、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位 (mm), θ_{pm} : 塑性ヒンジ部の回転角 (rad), L_a : せん断スパン (mm), L_p : 等価塑性ヒンジ長 ($=0.5d+0.05L_a$), k_{w0} , k_{w1} : 帯鉄筋強度を考慮する係数, N'/N'_b : 釣合い軸力比, θ_{y1} : Y点における部材接合部からの軸方向鋼材の伸出しによる部材端部の回転角, である。

なお、帯鉄筋の降伏強度の影響は k_{w0} , k_{w1} で考慮されるが、SD1275相当の場合の k_{w0} , k_{w1} については不明である。また、SD785Rまでの k_{w0} , k_{w1} は、帯鉄筋の降伏強度と345N/mm²の比を基本として設定されているため、SD1275相当の k_{w0} , k_{w1} は1275/345=3.7として検討する。

θ_m の実験値と計算値の比は、No.1~3でそれぞれ0.78, 0.97, 0.88であり、 f'_c の増加により変形性能が向上し、実験値と計算値の比が1.0程度になることがわかった。

No.4, 5および98-3の θ_m の実験値と計算値の比は、それぞれ0.64, 0.69, 0.78であった。2.2.4項で示したとおり、帯鉄筋は降伏していないと考えられることから、 k_{w0} , k_{w1} における f_{wy} に上限を定める必要があると考えられる。

3.3 損傷レベル3限界点 (N点)

損傷レベル3限界点 (N点) は降伏荷重を維持できる最大変位であり、このときの回転角 θ_m の計算値は、 θ_{pm} にM点とN点の間の塑性ヒンジ回転角の増分 $\Delta\theta_p$ を累加することで表現されている⁹⁾。

θ_m の実験値と計算値の比は、No.1~5および98-3で

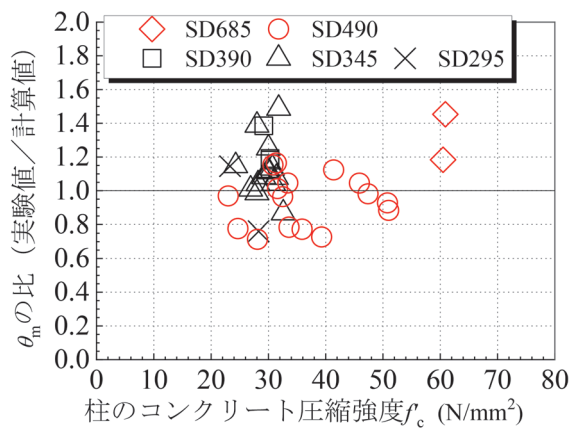


図 10 コンクリート圧縮強度と θ_m の関係

それぞれ 0.86, 0.96, 0.96, 0.64, 0.77, 0.94 であり、 θ_m の場合と類似した傾向を示した。ただし、 θ_m の場合と比較して、No.4, 5 の実験値と計算値の比は 98-3 よりも相対的に小さい。これは、No.4, 5 では軸方向鉄筋の座屈後に、帯鉄筋のフックがコアコンクリートから抜出したためと考えられる。したがって、帯鉄筋に高強度鉄筋を用いる場合、98-3 のように連続したらせん鉄筋形式（スパイラル）とするのが基本であると考えられる³⁾。

4. 既往の実験結果に基づく変形性能算定式の適用性の検証

4.1 検討概要

既往の高強度鉄筋を用いた実験結果を収集し、変形性能算定式の適用性を検証する。ここでは、鉄筋の種類や f'_c について、幅広く収集した⁸⁾。

検証対象は、最近約 30 年間で報告された 17 文献の 76 体であり、片持ち支持の矩形中実断面 RC 柱とした。ただし、せん断破壊した場合や繰返し回数等の荷重方法が文献 9 と大きく異なる場合は、検証対象から除外した。なお、比較のために算定法の根拠である SD345, SD390 の鉄筋を用いた実験結果 14 体⁹⁾ も含めた。最終的な検証対象は損傷レベル 1 限界点 (Y 点) で 49 体、損傷レベル 2 限界点 (M 点) で 52 体、損傷レベル 3 限界点 (N 点) で 52 体となった。

4.2 曲げ耐力

M_y および M_m について、実験値と計算値の比の平均値はそれぞれ 1.06, 1.10, 変動係数はそれぞれ 0.10, 0.38 であった。また、 f'_c や f_{sy} , f_{wy} による傾向はなく、計算値は実験結果を精度よく評価する結果となった⁸⁾。

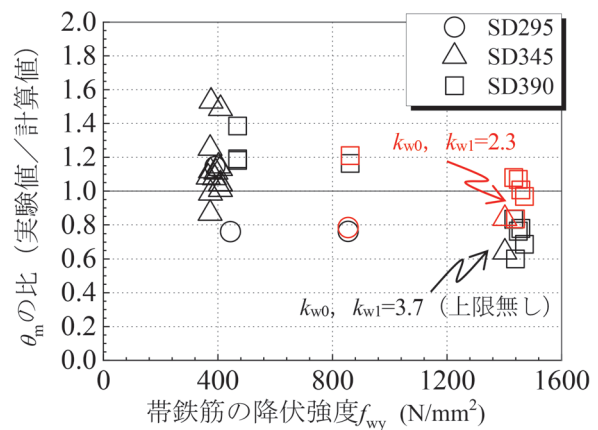


図 11 帯鉄筋の降伏強度と θ_m の関係

4.3 軸方向鉄筋強度 f_{sy} と変形性能の関係

図 10 に、 f'_c と θ_m の実験値と計算値の比の関係を示す。 f_{wy} が大きいほど計算値が実験値を過大に評価する影響を排除するために、帯鉄筋が SD295～SD390 の場合のみを示した。軸方向鉄筋と帯鉄筋のいずれも SD295～SD390 の場合には、 f'_c に関わらず、実験値と計算値の比の平均は 1.13, 変動係数は 0.16 である。3 章で示したとおり、軸方向鉄筋が SD490 の場合には、 f'_c を大きくすることで、変形性能が向上した。図 10 においても、 f'_c を大きくなると、実験値と計算値の比は増加する傾向にあり、 f'_c が 40～50N/mm² 程度の場合、実験値と計算値の比の平均は概ね 1.0 となるのがわかった。なお、 θ_n も同様の傾向であった。

4.4 帯鉄筋強度 f_{wy} と変形性能の関係

図 11 に、 f_{wy} と θ_m の実験値と計算値の比の関係を示す。 k_{w0} , k_{w1} に上限を設けない場合、No.4, 5, 98-3 と同様に、 f_{wy} が大きいほど、計算値は実験値を過大に評価する結果となった。一方、SR785R の k_{w0} , k_{w1} である 2.3 を上限として算定すると、計算値は概ね実験値を再現できることがわかった。 θ_n も同様の傾向であった。図 7 に、 k_{w0} , $k_{w1} = 2.3$ とした計算値も併記したが、98-3 に対しても、実験結果を概ね再現できることが確認できる。

以上より、帯鉄筋比や帯鉄筋間隔、軸方向鉄筋径、軸方向鉄筋の強度等との関係にも依存すると考えられるが、特別な検討を行わない場合には、SD1275 相当の帯鉄筋を用いた RC 柱の変形性能は、 k_{w0} , $k_{w1} = 2.3$ を上限として算定するのがよいと考えられる。なお、実験の多くが、図 1 に示すような中間帯鉄筋を有するものである。また、中間帯鉄筋が変形性能に貢献することから¹³⁾、中間帯鉄筋を配置することが前提となる。

5. まとめ

- (1) いずれの実験結果も、かぶりのはく落、軸方向鉄筋の座屈、破断が伴う、曲げ破壊形態となった。
- (2) 軸方向鉄筋にSD490を用いた場合、コンクリートの圧縮強度 f'_c を大きくすることで、同一水平変位におけるコアコンクリートの損傷が抑制される傾向にあり、変形性能は向上した。既往の実験を含めた結果から、 f'_c を40N/mm²程度以上とすることで、コンクリート標準の変形性能算定式を適用できることがわかった。
- (3) 帯鉄筋にSD1275相当を用いた場合、帯鉄筋は降伏せず、降伏強度で想定するほどの変形性能が得られなかった。帯鉄筋比や帯鉄筋間隔、軸方向鉄筋径、軸方向鉄筋の強度等との関係にも依存すると考えられるが、特別な検討を行わない場合には、帯鉄筋強度を考慮する係数 k_{w0} 、 $k_{w1}=2.3$ を上限として変形性能を算定するのがよいと考えられる。

なお、軸方向鉄筋にSD685A、SD685Bを用いた場合は実験結果が少ないため、 f_{sy} と f'_c に応じた変形性能の算定法と合わせて、今後も検討が必要と考える。

文 献

- 1) 国土交通省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），丸善出版，2004
- 2) 土木学会：2022年制定 コンクリート標準示方書（設計編），2023
- 3) 岡本大，佐藤勉，吉田幸司，黒岩俊之：高強度材料を用いたRC部材の変形性能について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.23，No.3，pp.781-786，2001
- 4) 村田裕志，渡辺典男，水谷正樹，小尾博俊，福浦尚之：SD490を用いた高鉄筋比のRC橋脚の耐震性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.56A，pp.928-937，2010
- 5) 土木学会：コンクリートライブラリー149 2017年制定 コンクリート標準示方書改訂資料—設計編・施工編—，2018
- 6) 土木学会：コンクリートライブラリー162 2022年制定 コンクリート標準示方書改訂資料—基本原則編・設計編・維持管理編—，2023
- 7) 塩畑英俊，村田裕志，福浦尚之：軸方向鉄筋にSD490を用いたRC橋脚の耐力および変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.57A，pp.926-939，2011
- 8) 佐藤祐子，中田裕喜，田所敏弥，岡本大：データベースに基づく高強度材料を用いたRC柱の変形性能に関する一考察，令和元年度土木学会全国大会第74回年次学術講演会，V-66，2019
- 9) 渡邊忠朋，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，pp.31-45，2001
- 10) 佐藤祐子，中田裕喜，田所敏弥，渡辺健：高強度鉄筋を用いたRC柱の損傷性状と変形性能算定式の適用性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.44，No.2，pp.175-180，2022
- 11) 国土交通省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）—第III編 コンクリート構造，丸善出版，2023
- 12) 山東徹生，角孝之，田中寿志：鉄道高架橋RC柱部材の帯鉄筋高強度化に向けたじん性試験，土木学会第53回年次学術講演会概要集，第5部，pp.1142-1143，1998
- 13) 鎌田則夫，中山弥須夫，石橋忠良，中澤淳：高強度帯鉄筋を用いたRC柱の変形性能，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No.3，pp.271-276，1998