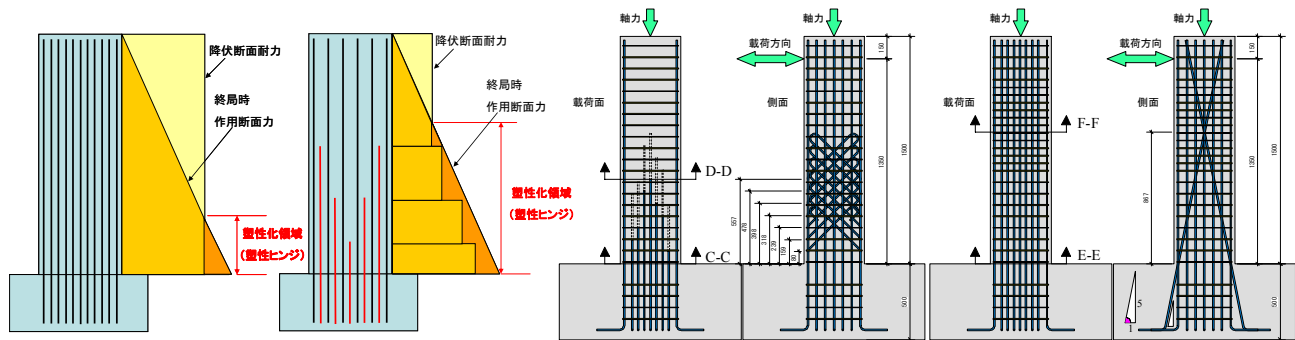


塑性ヒンジ長の制御による鉄筋コンクリート部材の終局変位向上に関する研究

米田 大樹^{*1}・原 夏生・三島 徹也^{*1}・島 弘^{*2}

STUDY ON IMPROVEMENT OF DEFORMATION WHICH CONTROLLED PLASTIC HINGE OF REINFORCED CONCRETE COLUMN

Taiju YONEDA, Natsuo HARA, Tetsuya MISHIMA, Hiroshi SHIMA



研究の目的

橋脚のような鉄筋コンクリート柱部材の耐震性能は、部材の耐力と同時に変形性能も向上させることが重要である。そこで、本研究は、建設コストの増加に結びつく材料の高強度化や増加、および新材料の採用を避け、また既往の建設方法の延長で対応可能な方法として、柱部材の断面耐力をコントロールし、基部だけでなく部材全体を塑性化させることで、柱部材の変形性能を向上させることを試みたものである。

技術の説明

柱部材の作用断面力（作用曲げモーメント）の分布と断面耐力の分布を一致させれば、ある水平荷重が作用した段階で、同時に部材全体が塑性化することになる。すなわち、橋脚等の柱部材の一般的状態において、柱基部に形成される塑性ヒンジ領域に集中していた変形を、柱部材全体に分散（塑性ヒンジ領域を拡大）させることによって、部材全体で均等に変形を負担させるのである。そのためには、単柱部材においては、断面耐力を上方へ徐々に減少させるようにコントロールすれば良いと考えられる。

柱部材の断面耐力をコントロールする方法としては、部材軸方向に鉄筋径や強度を変化させる方法、軸方向鉄筋の段落しや有効高さを変化させる方法等が考えられる。その中で、軸方向鉄筋の鉄筋径や強度を変化させる場合、継手等によって鉄筋の種類を変えることになり、施工の煩雑化やコストの増加につながってしまう。そこで、既往の建設方法の延長として対応可能で比較的簡単に施工が可能な、軸方向鉄筋の段落しと、有効高さを変化させる2種類の方法で断面耐力をコントロールすることとした。

主な結論

段落しを有する試験体は、段落し部の定着を確保すれば、段落しの無い基準試験体と同等の変形性能を有していることを確認した。また、軸方向鉄筋を斜めに配筋した試験体は、基準試験体と比較して変形性能が向上することを確認した。

* 1 本店 TPM プロジェクト推進室

* 2 高知工科大学 社会システム工学科

塑性ヒンジ長の制御による鉄筋コンクリート部材の 終局変位向上に関する研究

米 田 大 樹 原 夏 生
三 島 徹 也^{*1} 島 弘^{*2}

要 旨

橋脚のような鉄筋コンクリート柱部材の耐震性能は、部材の耐力と同時に変形性能も向上させることが重要である。そこで、断面耐力と作用曲げモーメントを一致させ、柱部材全体を塑性化させることで変形性能を向上させることを試みた。実験は、せん断耐力に十分余裕のある曲げ破壊先行型の柱部材を対象として、部材軸方向の断面耐力分布を作用曲げモーメントに合わせるために、塑性ヒンジ領域内から軸方向鉄筋を段落した試験体と、有効高さを変化させるために軸方向鉄筋を斜めに配筋した試験体で正負交番載荷を行った。実験の結果、段落しを有する試験体は、段落し部の定着を確保すれば、段落しの無い基準試験体と同等の変形性能を有していることを確認した。また、軸方向鉄筋を斜めに配筋した試験体は、基準試験体と比較して変形性能が向上することを確認した。

キーワード 段落し／柱部材／変形性能／塑性ヒンジ

目 次

- | | |
|-------------------|-------------|
| 1. 序論 | 4. 試験体の設計方法 |
| 2. 変形性能向上の基本コンセプト | 5. 実験 |
| 3. 試験体 | 6. 結論 |

STUDY ON IMPROVEMENT OF DEFORMATION WHICH CONTROLLED PLASTIC HINGE OF REINFORCED CONCRETE COLUMN

Taiju YONEDA Natsuo HARA
Tetsuya MISHIMA Hiroshi SHIMA

Synopsis:

It is important for earthquake-resisting capacity of reinforced concrete column to improve that both strength capacity and deformation capacity of member. Therefore we attempted to improve deformation capacity by plasticity of whole member which synchronized flexural capacity with bending moment. We performed that cycle loading tests used two kinds of specimen in order to synchronized bending moment with flexural strength of member. One specimen is a longitudinal bar was cut off within plastic hinge area. Another is arranged longitudinal bars at an angle for changing effective depth. As the result, we determined a cut off specimen had deformation capacity equals to control specimen without cut off when cut off area was anchored. And, we also determined that the specimen was arranged longitudinal bars at an angle improved deformation capacity compared with control specimen.

* 1 本店 TPMプロジェクト推進室 * 2 高知工科大学 社会システム工学科

1. 序論

橋脚のような鉄筋コンクリート柱部材の耐震性能は、部材の耐力と同時に変形性能も向上させることが重要である。これは、鉄筋コンクリート柱部材が地震等による大きな外力を受ける場合、部材の塑性変形によってエネルギーを吸収させるという設計思想に基づくものである。このような観点から、これまでに数多くの変形性能向上に関する研究が行われてきた^{1),2)}。例えば、帯鉄筋や中間帯鉄筋、またはそれに代わる材料を用いることで、軸方向鉄筋の拘束効果を上げて変形性能を向上させる方法^{3),4)}や、インターロッキング構造⁵⁾などが研究されている。また、柱部材の塑性ヒンジ領域を大きな塑性変形の繰返しに耐える材料に代替する方法⁶⁾や、塑性ヒンジ領域での破壊の集中を分散させることを目的として、塑性ヒンジ領域内の軸方向鉄筋の付着を切る方法⁷⁾なども研究が行われている。しかし、これらの方法は、いずれも塑性ヒンジ領域の性能向上、すなわち、塑性ヒンジ領域における部材回転角の向上によって、変形性能を向上させることを目的としたものである。したがって、塑性ヒンジ領域の性能向上のみを追求する限りは、材料の高強度化や増加、新材料の採用など変形性能の向上と同時に建設コストも増加してしまう。

そこで、本研究は、建設コストの増加に結びつく材料の高強度化や増加、および新材料の採用を避け、また既往の建設方法の延長で対応可能な方法として、柱部材の断面耐力をコントロールし、基部だけでなく部材全体を塑性化させることで、柱部材の変形性能を向上させることを試みたものである。

なお、本稿は、これまでに著者らがコンクリート工学年次論文集へ投稿した2編の論文^{8),9)}に新しい実験結果を追加して、研究所報用に再編集したものである。

2. 変形性能向上の基本コンセプト

2.1 塑性ヒンジ長の拡大

柱部材の作用断面力（作用曲げモーメント）の分布と断面耐力の分布を一致させれば、ある水平荷重が作用した段階で、同時に部材全体が塑性化することになる。すなわち、橋脚等の柱部材の一般的状態において、柱基部に形成される塑性ヒンジ領域に集中していた変形を、柱部材全体に分散（塑性ヒンジ領域を拡大）させることによって、部材全体で均等に変形を負担させるのである。そのためには、単柱部材においては、断面耐力を上方へ徐々に減少させるようにコントロールすれば良いと考えられる（図-1）。

柱部材の断面耐力をコントロールする方法としては、部材軸方向に鉄筋径や強度を変化させる方法、軸方向鉄筋の段落しや有効高さを変化させる方法等が考えられる。その中で、軸方向鉄筋の鉄筋径や強度を変化させる場合、継手等によって鉄筋の種類を変えることになり、施工の

煩雑化やコストの増加につながってしまう。そこで、既往の建設方法の延長として対応可能で比較的簡単に施工が可能な、軸方向鉄筋の段落しと、有効高さを変化させる2種類の方法で断面耐力をコントロールすることとした。

2.2 軸方向鉄筋の段落し

軸方向鉄筋の段落しは、鋼材量の削減が可能となるなど合理的な配筋方法である一方、1995年1月に発生した兵庫県南部地震で橋脚に多大な被害が生じた原因の一つとして指摘されている。既往の文献等^{10),11),12)}によれば、軸方向鉄筋の段落し部において、曲げ破壊が橋脚基部よりも先行して生じることや軸方向鉄筋の曲げ降伏後にせん断破壊への移行が見られることが報告されている。

柱部材の段落しについては、コンクリート標準示方書（構造性能照査編）¹³⁾（以後、構造性能照査編と呼ぶ）および鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）¹⁴⁾（以後、鉄道標準と呼ぶ）では曲げモーメントが最大となる位置から断面の有効高さと軸方向鉄筋の定着長の合計以上離れた位置で行うこととしている。また、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁵⁾（以後、道路橋示方書と呼ぶ）では、段落しを行う場合、橋脚基部から塑性ヒンジ長の4倍以上離れた位置としている。すなわち、現行の基準類では、いずれの場合においても部材の塑性化領域内で軸方向鉄筋の段落しを行わないことを原則としているのである。

しかし、鉄筋コンクリート橋脚で鋼材量の大部分を占める軸方向鉄筋の段落しは、経済性の観点からは可能な限り低い位置で行い、必要最小限の鋼材量とすることが望ましい。また、段落し位置での破壊に対しても、軸方向鉄筋の定着を十分に確保し、せん断耐力に十分余裕がある曲げ破壊先行型の柱部材とすれば、段落し位置が弱点になることはないと考えられる。

2.3 軸方向鉄筋の有効高さの変更

軸方向鉄筋の段落し以外に、軸方向鉄筋の有効高さを変化させることによって、柱部材の断面耐力をコントロールすることが可能である。すなわち、柱の基部から上部へ、有効高さが減少するように軸方向鉄筋を斜めに

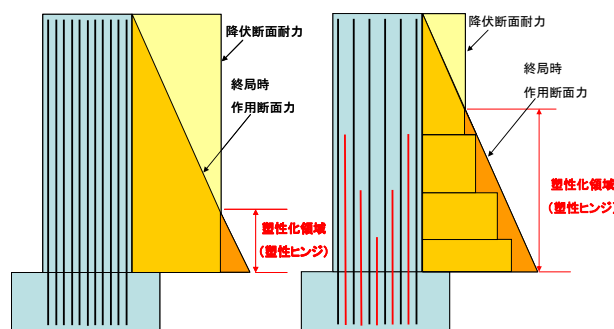


図-1 基本コンセプト

配筋するのである。

これまでも、軸方向鉄筋を斜め（X 型）に配筋する方法^{16),17)}が研究されているが、それらは主に、短スパン梁のせん断破壊防止を目的としたものであり、本研究のように有効高さを変化させることで曲げ耐力をコントロールし、塑性ヒンジ長を拡大させることを目的としたものではない。本研究において軸方向鉄筋を斜めに配筋する目的は、せん断破壊から曲げ破壊への破壊モードの移

行によって変形性能を向上させることではなく、曲げ破壊モードの柱部材の変形性能をさらに向上させることである。

3. 試験体

3.1 共通項目

実験で用いた試験体は、表-1 に示す No.1～No.6 の 6 体である。また、表-2 に各断面の断面耐力の計算値を示す。

表-1 試験体の実験条件と使用材料

試験体名	実験条件				使用材料							
	軸方向鉄筋の配筋方法		側方鉄筋 (本)	帯筋間隔 (mm)	コンクリート		軸方向鉄筋 D10		帯筋 D6			
	(段落し)	(定着)			強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	材種	降伏強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	材種	降伏強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
No.1	無し	—	5	50	33.0	30.1	SD295	338	189	SD295	338	218
No.2	あり	無し										
No.3	あり	あり										
No.4	無し	—	7	75※1	32.6	30.2	SD295	341	175	SD345	345※2	200※2
No.5	あり	あり										
No.6	斜め配筋	—										
					25.3	24.3	SD295	387	191	SD345	347	185

※1: No.6 は基部から 613mm 以上は 50mm ※2: No.4,5 については規格値を使用 ※3: 軸力によるせん断耐力向上の影響は考慮していない。部材係数 1.0 として計算 ※4: a は載荷面から各断面までの距離

表-2 断面耐力の計算値

断面	曲げ耐力 M_u (kNm)	せん断耐力 ^{※3} V (kN)	曲げせん断耐力比 $V \cdot a / M_u$ ^{※4}
A-A	145	224	2.09
B-B	107	209	2.63
C-C	159	179	1.52
D-D	95	146	2.08
E-E	170	173	1.38
F-F	144	149	1.39

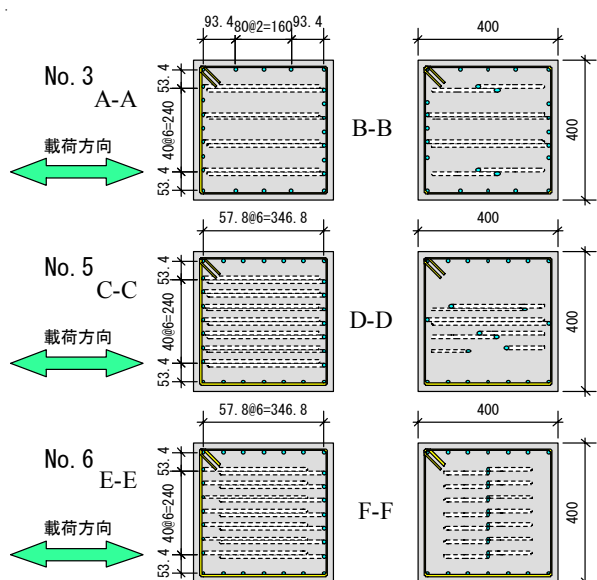


図-2 断面図 (No. 3, 5, 6)

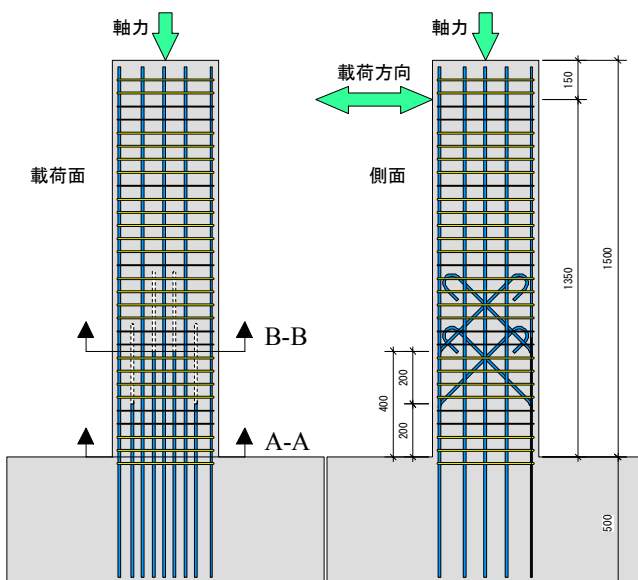


図-3 No. 3 試験体

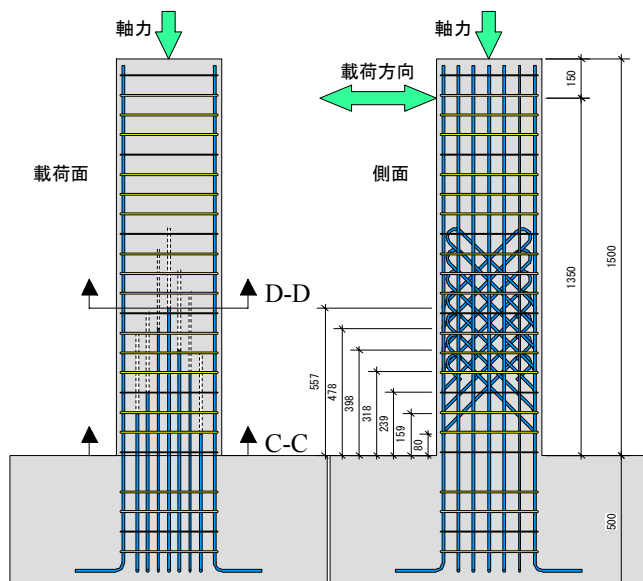


図-4 No. 5 試験体

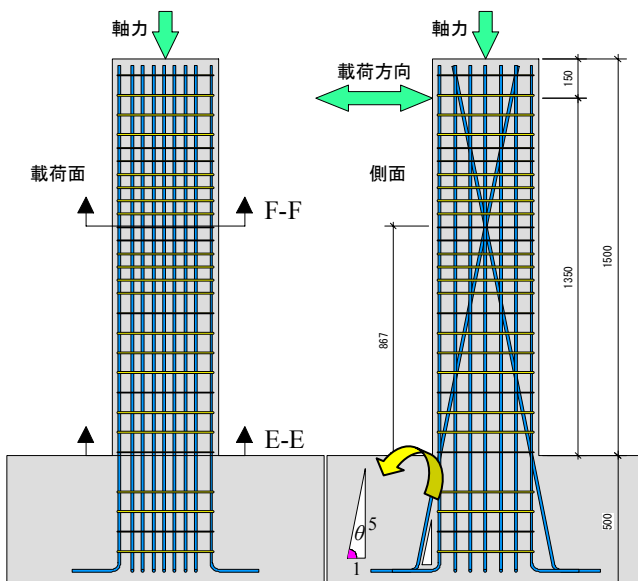


図-5 No. 6 試験体

各試験体の形状と曲げ耐力は、次章「4. 試験体の設計方法」に基づき設計を行ったものである。せん断耐力は構造性能照査編¹³⁾に基づいて計算を行ったものである。

代表して No.3, No.5, No.6 の断面図を図-2 に、側面図を図-3～図-5 に示す。図-2 は、図-3～図-5 の側面図に示す A-A～F-F の各位置における断面である。試験体の外形寸法は全て同一で、400mm×400mm とした。軸方向鉄筋は、全て D10 (SD295) を用い、載荷面側に 9 本配置している。

3.2 段落し位置と定着

No.1 は、一般的な橋脚を想定した基準試験体であり、段落しは行っていない。No.1 の断面は、柱基部から上部まで図-2 および図-3 に示す A-A 断面と同一である。No.2 と No.3 は、段落し位置における定着の有無をパラメータとしたものであり、図-3 に示すように、載荷面側の軸方向鉄筋を基部から 200mm の位置で 2 本、400mm (B-B) の位置でさらに 2 本の合計 4 本を段落ししている。No.2 は、段落し位置での定着を考慮せず、段落し位置で鉄筋を切断した。No.3 は、図-3 の側面図に示すように、段落し位置から軸方向鉄筋を 45° に折り曲げ、正負交番載荷において、引張側の軸方向鉄筋が常に圧縮側で定着されるようにした。ここで段落し位置とは、鉄筋を折り曲げた位置を指しており、鉄筋が斜めに配置されている部分は定着として定義している。

3.3 段落し回数と側方鉄筋の量

No.4～No.6 は、側方鉄筋を 7 本に増やしたものである。No.4 は、No.1 と同様に基準試験体であり、段落しは行っていない。No.4 の断面は、基部から上部まで図-2 および図-4 に示す C-C 断面と同一である。No.5 は、載荷面側の隅角部以外の軸方向鉄筋を図-4 に示す各位置で 1 本ずつ、合計 7 本段落したものであり、No.2, No.3 と比較して段落しのピッチが細かくなっている。No.5 の段落し位置の定着についても、図-4 の側面図に示すように、No.3 と同様とした。

3.4 斜め配筋

No.6 は、No.4 の基準試験体を基にして、隅角部以外の載荷面側の軸方向鉄筋 7 本を斜めに配置したものである（図-5）。軸方向鉄筋の配置角度は、 $\tan \theta = 5$ ($\theta = 79^\circ$) となる角度とした。

3.5 鋼材の削減量

本研究は、断面耐力をコントロールすることで、塑性ヒンジ長を拡大させることを第一の目的としているが、基準試験体の No.1 および No.4 と比較して、段落しを行った No.2 では 20%, No.3 では 13%, No.5 では 30% の鋼材量の削減となっている。なお、載荷面の軸方向鉄筋を

斜めに配筋した No.6 については、鋼材量の削減にはなっていない。

4. 試験体の設計方法

4.1 断面耐力

試験体形状決定のための部材軸方向の各断面の曲げ耐力-曲率関係 (M - ϕ 関係) は、式 [1] ～式 [3] の基本式から算出した (図-6)。

$$N = \int_A \sigma_x dA = \sum_{i=1}^m \sigma_{c,i} A_{c,i} + \sum_{j=1}^n \sigma_{s,j} A_{s,j} \quad [1]$$

$$M = \int_A \sigma_x y dA = \sum_{i=1}^m \sigma_{c,i} y_i A_{c,i} + \sum_{j=1}^n \sigma_{s,j} y_j A_{s,j} \quad [2]$$

$$\phi = \varepsilon_{c0} / y \quad [3]$$

ここに、 N : 軸力、 M : 曲げ耐力、 $\sigma_{c,i}$: i 番目のコンクリート要素の応力、 $\sigma_{s,j}$: j 番目の鉄筋要素の応力、 $\varepsilon_{c,i}$: i 番目のコンクリート要素のひずみ、 $\varepsilon_{s,j}$: j 番目の鉄筋要素のひずみ、 $A_{c,i}$: i 番目のコンクリート要素の面積、 $A_{s,j}$: j 番目の鉄筋要素の応力、 y_i : i 番目のコンクリート

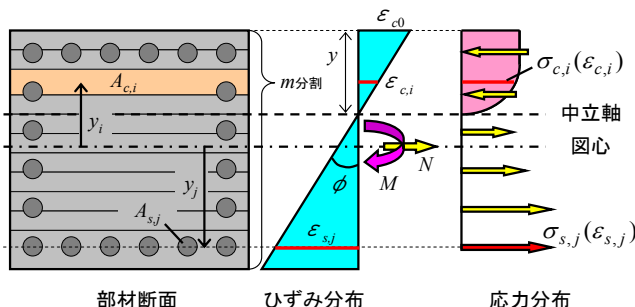


図-6 断面のひずみ分布と応力分布

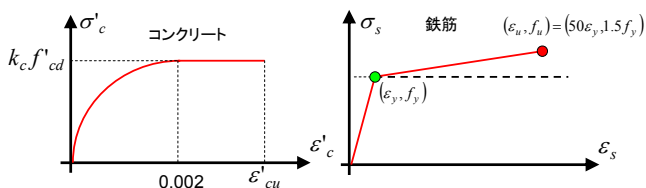


図-7 材料構成側^{13), 14), 18)}

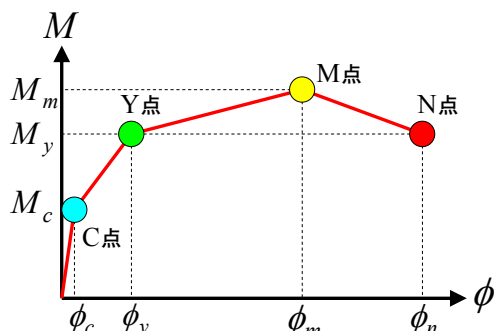


図-8 テトラリニアモデル

要素から図心までの距離, y_j : j 番目の鉄筋要素から図心までの距離, m : コンクリート断面の分割数, n : 軸方向鉄筋の本数, ϕ : 曲率, ε_{c0} : 圧縮縁ひずみ, y : 圧縮縁から中立軸までの距離である。

コンクリートの応力算出のための材料構成側は, 構造性能照査編¹³⁾, および鉄道標準¹⁴⁾を, 鉄筋の応力算出のための材料構成側は, コンクリート標準示方書(耐震性能照査編)¹⁸⁾(以後, 耐震性能照査編と呼ぶ)を用いた(図-7)。

試験体設計時の各断面の M - ϕ 関係は, 計算量を削減するため, 耐震性能照査編¹⁸⁾や鉄道標準¹⁴⁾に示されているイベント点のみを計算し, イベント点間は直線で補間した M - ϕ 関係を用いた。試験体設計時の各イベント点は, 鉄道標準¹⁴⁾に基づき, ひび割れ発生時(C点), 鉄筋降伏時(Y点), 最大荷重時(M点), 終局時(N点)とした。図-8に, 試験体の設計に用いた M - ϕ 関係のテトラリニアモデルを示す。

4.2 塑性ヒンジ長について

(1) 既往基準類における塑性ヒンジ長

柱部材の変形性能を適切に評価するためには, 塑性ヒンジ領域における力学特性を適切に評価する必要がある。一般的に, 塑性ヒンジ領域に破壊が集中するような柱部材に対しては, 柱基部の曲率分布を平均化した平均曲率と, 等価塑性ヒンジ長の概念を用いることが多い。この時, 塑性ヒンジ部の回転角, 平均曲率, 等価塑性ヒンジ長は式[4]の関係となる。また, 等価塑性ヒンジ長について, コンクリート標準示方書(耐震性能照査編)¹⁸⁾は式[5], 鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)¹⁴⁾は式[6], 道路橋示方書(V耐震設計編)¹⁵⁾は式[7]としている。

$$\theta_p = \phi_p \cdot L_p \quad [4]$$

$$L_p = 0.5d + 0.05L_a \quad [5]$$

$$L_p = 1.0D \quad [6]$$

$$L_p = 0.2L_a - 0.1D \quad [7]$$

(ただし, $0.1D \leq L_p \leq 0.5D$)

ここに, θ_p : 塑性ヒンジ部の回転角, ϕ_p : 塑性ヒンジ部の平均曲率, L_p : 等価塑性ヒンジ長, d : 断面の有効高さ, D : 断面高さ, L_a : 基部から載荷点までの距離(せん断スパン)である。なお, 本稿では, 各指針における文字と説明の違いは, 表現を統一している。

今回の試験体形状において, 式[5]を用いた場合の等価塑性ヒンジ長は 254mm, 式[6]の場合は 400mm, 式[7]の場合は 200mm となる。

(2) 段落し位置について

既往の基準類^{13),14),15)}において軸方向鉄筋の塑性ヒンジ領域内からの段落しは, 行わないことを原則としている。しかし, 鋼材量削減の観点からは, 可能な限り低い位置で段落しすることが望ましい。また, 本研究の目的である作用曲げモーメントと断面耐力を一致させ, 塑性ヒンジ長を拡大するためにも, 今回の実験では「3. 試験体」の No.3 試験体(図-3)および No.5 試験体(図-4)に示すように塑性ヒンジ領域内から段落しを行った。

試験体の設計にあたり, 段落し位置は, 作用曲げモーメントと断面耐力が一致した位置とした。すなわち, 基部の軸方向鉄筋の降伏と同時に, 各段落し位置の軸方向鉄筋も降伏するようにしたのである。図-9に No.3 試験体, 図-10に No.5 試験体の作用曲げモーメントと断面耐力分布を示す。図-9と図-10において, 断面の降伏耐力が降伏時の作用モーメントと最大時の作用モーメントの間に位置する範囲が試験体の塑性化する領域, すなわち, 拡大された塑性ヒンジ長と考えたのである。この考え方をいけば, No.3 は, 基部から約 600mm の範囲が塑性ヒンジ長となり, 細かく段落しを行った No.5 は, 基部から約 800mm の範囲が塑性ヒンジ長となる。したがって, 設計上は, 既往の等価塑性ヒンジ長の中で, 最も大きい値となる式[6]の 400mm より, さらに 1.5 倍~2.0 倍程度の塑性ヒンジ長の拡大となるのである。

(3) 斜め配筋の角度について

軸方向鉄筋を斜めに配筋した場合の試験体形状の決定においても, 「4.1 断面耐力」の設計方法を用いることとした。すなわち, 部材軸方向に微小区間で分割した各

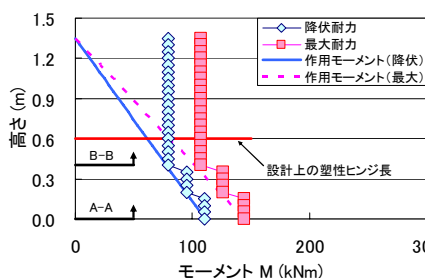


図-9 No. 3 耐力分布

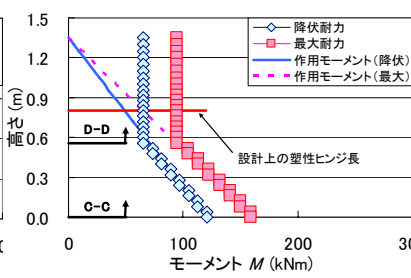


図-10 No. 5 耐力分布

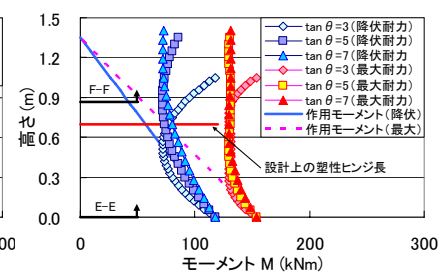


図-11 No. 6 耐力分布

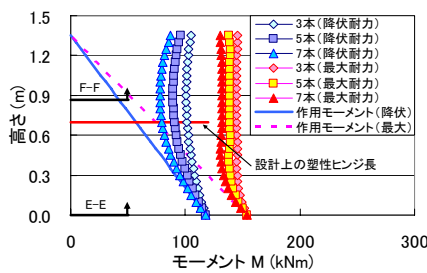


図-12 No. 6 耐力分布 2

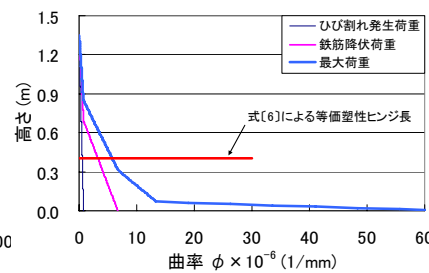


図-13 No. 1 曲率分布

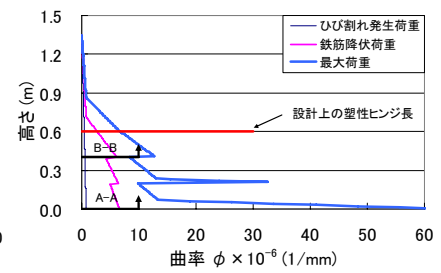


図-14 No. 2, 3 曲率分布

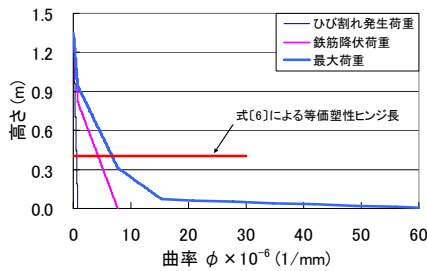


図-15 No. 4 曲率分布

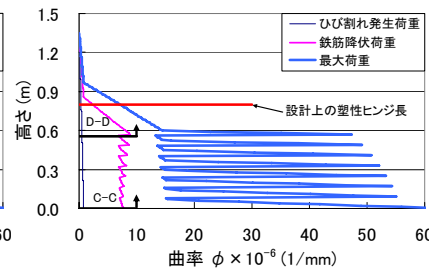


図-16 No. 5 曲率分布

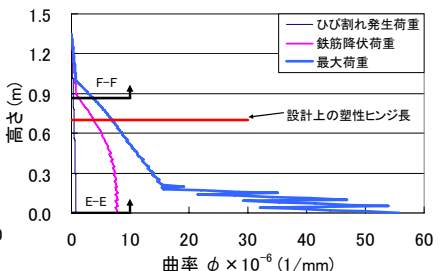


図-17 No. 6 曲率分布

断面位置において、斜めに配置した軸方向鉄筋がそれぞれの断面位置での鉛直方向の軸方向鉄筋として作用すると仮定して断面耐力を計算したのである。

載荷面の軸方向鉄筋の角度の違いによる断面耐力分布の計算結果を図-11 に示す。鉄筋の角度は、 $\tan \theta = 3$ (72°)、今回の実験で実施した図-5 に示す $\tan \theta = 5$ (79°)、 $\tan \theta = 7$ (82°) の 3 種類について検討を行った。図-11 に示すように、軸方向鉄筋の角度が $\tan \theta = 3$ の場合、軸方向鉄筋が高さ 400mm 付近で柱基部より先行して降伏に達する。一方、 $\tan \theta = 5$ と $\tan \theta = 7$ の角度とした場合は、基部が最初に降伏する断面耐力分布となるが、角度が鉛直に近い $\tan \theta = 7$ は、 $\tan \theta = 5$ と比較して、塑性ヒンジ長が短くなる。以上より、No.6 試験体の軸方向鉄筋の配置角度を $\tan \theta = 5$ としたのである。

次に、載荷面の軸方向鉄筋 9 本のうち、斜めに配筋する本数について検討を行った。図-12 に、斜めに配筋する軸方向鉄筋の本数の違いによる断面耐力分布を示す。配筋角度はいずれも $\tan \theta = 5$ とした。図-12 に示すように、斜めに配筋する軸方向鉄筋が多いほど塑性ヒンジ長が伸びる結果となっている。以上より、載荷面の軸方向鉄筋 9 本のうち、隅各部を除いた 7 本を斜めに配筋することにしたのである。

(4) 部材軸方向の曲率分布

「4.1 断面耐力」にて算出した $M-\phi$ 関係は、応力ひずみ関係が線形で、矩形断面のような単純な場合を除き、 $M-\phi$ 関係を陽な形で表現することができない。そこで、各断面位置における図-8 のような $M-\phi$ 関係を便宜上式 [8] のように表現し、部材軸方向の曲率分布を式 [9] のように逆算した結果を図-13～図 17 に示す。

$$M = f(\phi) \quad [8]$$

$$\phi = f^{-1}(M(h)) \quad [9]$$

ここに、 ϕ : 曲率、 $M(h)$: 基部からの高さによるモーメント、 f : 「4.1」の方法による断面計算時の $M-\phi$ 関係である。

図-13 と図-15 は、No.1 および No.4 の基準試験体の各荷重時における部材軸方向の曲率分布であり、鉄筋降伏荷重時の曲率分布は三角形となっている。図-14 は No.2,3、図-16 は No.5 の段落しによって断面耐力をコントロールした試験体の曲率分布である。なお、No.2 と No.3 は、定着の有無を考慮せず、段落し位置にて完全に定着されているものとしての計算であり、両者は同じ計算結果となっている。段落しを行った試験体の曲率分布は、いずれも基準試験体の曲率分布より大きな分布となっている。

一方、図-17 の No.6 の曲率分布は、軸方向鉄筋を斜めに配置することで断面耐力をコントロールしているため、段落しを行った試験体と比較して、滑らかな曲率分布を描いている。しかし、図-15 の No.4 と比較すれば、No.6 の曲率分布も拡大していることがわかる。したがって、設計上の曲率分布の拡大からも塑性ヒンジ長の拡大によって変形性能の向上が可能であると予想したのである。

4.3 荷重変位関係の設計値

一般的に、せん断耐力に十分余裕があり、曲げ破壊が先行する梁や柱のような細長い鉄筋コンクリート部材では、軸線に直交する方向の応力を無視できることが認められており、平面保持の仮定から計算した各断面の曲率分布を 2 階積分して変位を求める手法が用いられている。

しかし、塑性ヒンジ領域を曲げモーメントと曲率の関係で表現する場合、鉄筋降伏後に変形が塑性ヒンジ領域へ局所化することや、軸方向鉄筋の座屈、圧縮軟化の影響など、現時点では非線形挙動を計算で追いかけることは容易でない。そこで、設計の実務上は、塑性ヒンジ領域において、曲げモーメントと塑性ヒンジ部の回転角の関係から変位を求めることが多い。耐震性能照査編¹⁸⁾および鉄道標準¹⁴⁾では、この塑性ヒンジ部の回転角に実験式を採用しており、一般的な形状の柱部材であれば、実験結果と計算結果の荷重変位関係は良く対応することが確認されている（図-18）。

$$\delta = \delta_1 + \delta_p + \delta_b \quad [10]$$

$$\delta_1 = \theta_1 \cdot L_a \quad [11]$$

$$\delta_p = \theta_p \cdot (L_a - L_p / 2) \quad [12]$$

（ただし、 $\theta_p = \phi_p \cdot L_p$ ）

$$\delta_b = \iint_{L_a - L_p} \phi(h) dh dh \quad [13]$$

ここに、 δ ：柱頭部の全変位、 δ_1 ：基部の鉄筋抜け出しによる変形、 θ_1 ：基部の鉄筋抜け出しによる回転角、 δ_p ：塑性ヒンジ部の変形、 θ_p ：塑性ヒンジ部の回転角、 δ_b ：塑性ヒンジ部以外のく体の曲げ変形、 L_a ：基部から載荷点までの距離、 L_p ：等価塑性ヒンジ長、 $\phi(h)$ ：等価塑性ヒンジ長以外の部分の曲率分布、 ϕ_p ：塑性ヒンジ部の平均曲率である。

そこで、式〔10〕～式〔13〕を基本として、柱基部の塑性ヒンジ領域における平均曲率は変化せず、等価塑性ヒンジ長に「4.2 塑性ヒンジ長」で説明した設計上の塑性ヒンジ長を適用できると仮定して荷重変位関係を計算した結果を図-19 と図-20 に示す。したがって、これまで述べてきたように、塑性化する領域、すなわち、塑性ヒンジ長を拡大させることが出来れば、設計上は、変形性能が向上する結果となるのである。

4.4 解析による確認

構造物の挙動を精度良く再現するためには、部材の力学特性を適切に設定する必要がある。すなわち、部材の形状や寸法、材料特性の適用範囲を考慮しなければならない。これまでに述べてきた試験体の設計方法は、等価塑性ヒンジ長－平均曲率という一対の関係にあるもののうち、等価塑性ヒンジ長のみを「4.2 塑性ヒンジ長」で述べたように拡大できるという仮定の基で、設計したものである。そこで、これまでに述べてきた設計時の仮定の妥当性を解析により検討することとした。

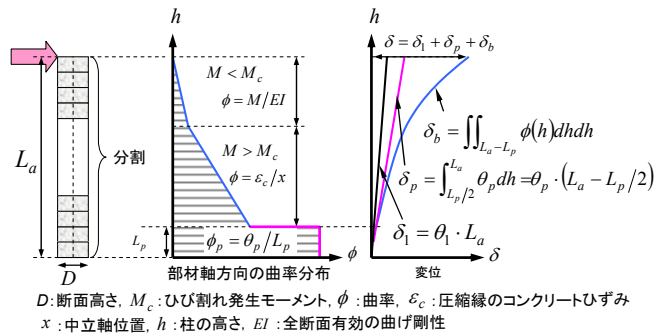


図-18 荷重変位関係の計算

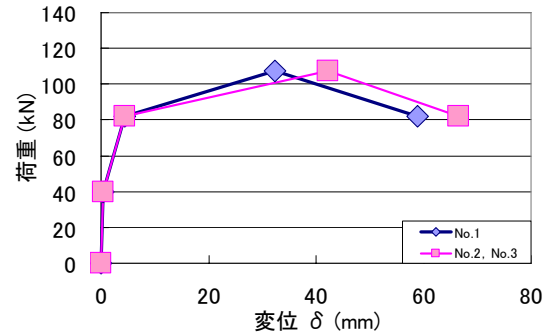


図-19 No. 1, 2, 3 の荷重変位関係（設計値）

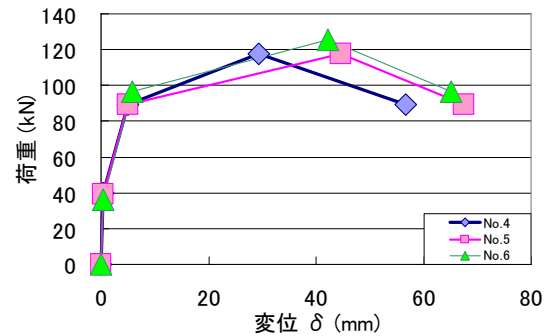


図-20 No. 4, 5, 6 の荷重変位関係（設計値）

(1) 解析方法

試験体設計時の各断面の M - ϕ 関係は、イベント点のみの骨格を用いている。そこで、段落しを行った試験体については、ファイバーモデルを用いて全ステップを計算した。材料構成則には、多数の検証が行われている COM3^{19),20)}を用いた。ファイバーモデルの解析コードは UC-WinFrame3D²¹⁾であり、材料非線形性と同時に幾何学的非線形性を考慮している。

一方、軸方向鉄筋を斜めに配置した試験体は、ファイバーモデルを適用した場合、部材軸方向の要素分割を非常に細かくする必要がある。また、鉛直方向の力以外に、せん断力も適切に評価する必要があると考えられる。そこで、軸方向鉄筋を斜めに配置した試験体については、2次元有限要素法にて解析を実施した。使用した解析コードは WCOMD²²⁾であり、材料構成則は上記と同様に COM3^{19),20)}である。解析コードおよび材料構成則の詳細については、参考文献^{19),20),21),22)}を参照されたい。

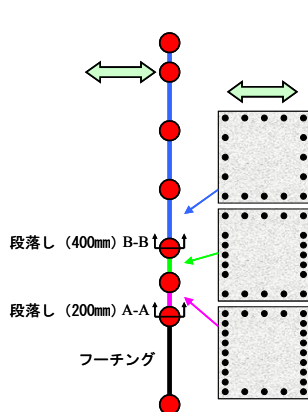


図-21 No. 2, 3 モデル化
(ファイバーモデル)

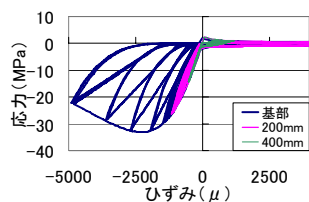


図-22 No. 1 コンクリート

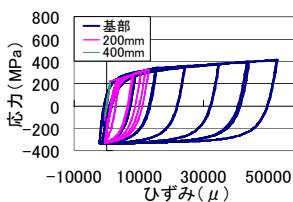


図-23 No. 1 鉄筋

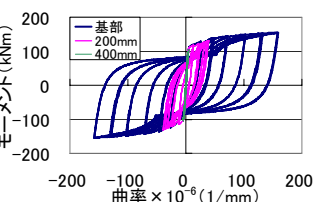


図-24 No. 1M-φ

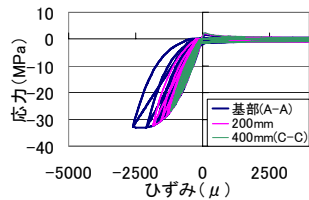


図-25 No. 2, 3 コンクリート

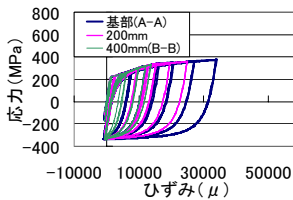


図-26 No. 2, 3 鉄筋

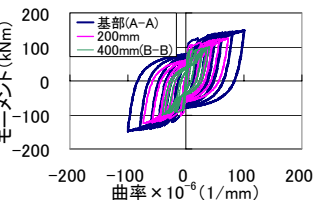


図-27 No. 2, 3M-φ

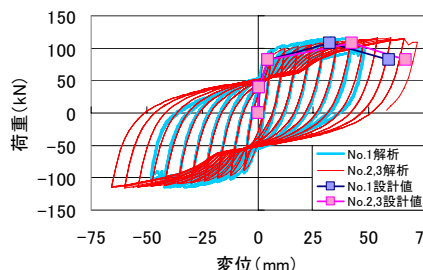


図-28 ファイバーモデル

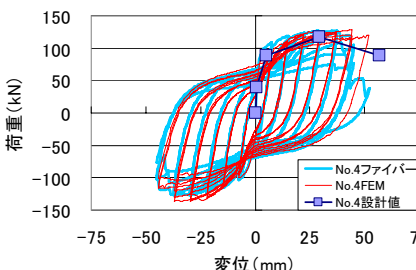


図-29 解析方法の違い

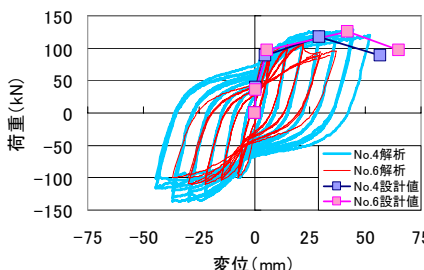


図-30 2次元 FEM

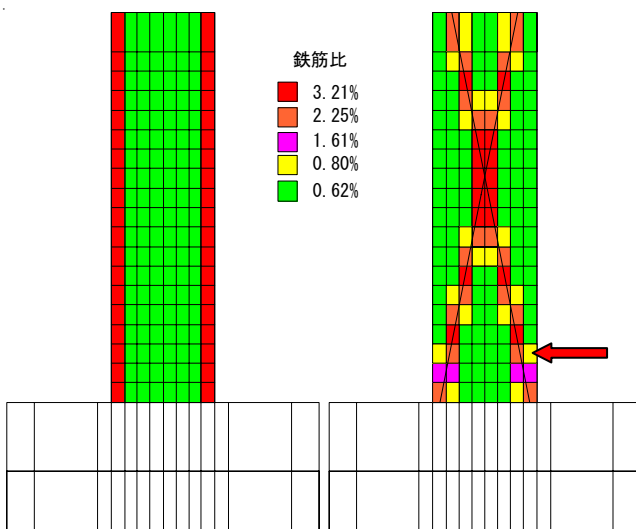


図-31 解析のモデル化 (左: No. 4, 右: No. 6)

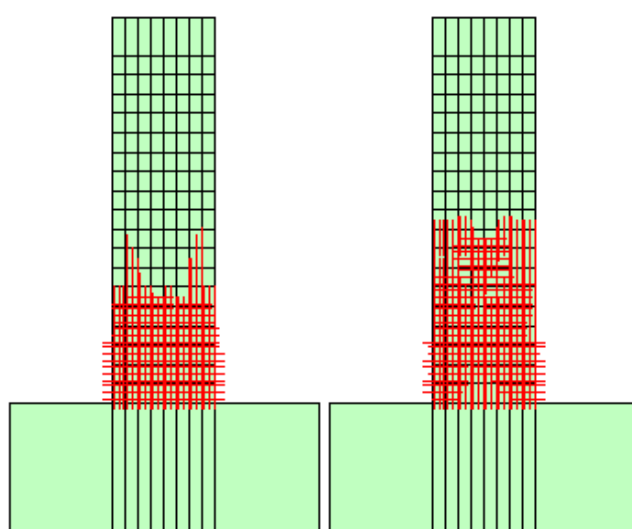


図-32 軸方向鉄筋の降伏 (左: No. 4, 右: No. 6)

(2) 段落し試験体の解析

ファイバーモデルを用いた段落し試験体の解析は、図-21 に示すように段落し位置で要素を分割し、鉄筋量を減少させた。

図-22～図-27 に No.1 基準試験体と No.2,3 の段落し試験体の解析による材料の損傷履歴と各断面の $M-\phi$ 関係を示す。図-22, 23 と図-25, 26 より、段落しを行った No.2,3 は、No.1 と比較して基部の損傷が少ないことがわかる。また、図-24 と図-27 の $M-\phi$ 関係を比較すれば、No.2,3 は断面耐力の低下により基部から 400mm の位置においても断面が降伏していることがわかる。図-28 に示す

荷重変位関係においても、変形性能が向上する結果となっている。以上より、ファイバーモデルによる段落し試験体の解析結果においては、当初想定したような変形性能の向上が確認できた。

(3) 斜め配筋試験体の解析

軸方向鉄筋を斜めに配置した試験体は、図-31 に示すように鉄筋コンクリート要素を階段状に配置してモデル化を行った。これは、材料構成則が要素内において鉄筋とコンクリートの平均的な挙動を表現する分散ひび割れモデルによる解析のためである。要素内の鉄筋の方向につ

いては、斜め配筋と同じ角度を持たせている。

No.4 基準試験体を対象としたファイバーモデルによる解析と 2 次元有限要素法による解析結果は、ほぼ同じ結果となっている（図-29）。

2 次元有限要素法による解析においても、図-32 に示すように、No.4 基準試験体と比較して No.6 斜め配筋試験体の鉄筋の降伏範囲は拡大する結果となっている。ただし、図-30 の荷重変位関係に示すように、軸方向鉄筋を斜めに配置した場合、基準試験体と比較して若干の耐力低下が確認された。また、要素を階段状にモデル化したことにより、図-31 の矢印位置の要素に破壊が集中し、解析上の変形性能は、基準試験体のものと比較して低下する結果となった。

5. 実験

5.1 荷重方法

実験は、鉛直荷重による応力が 1MPa となるように一定軸力を作用させた状態で図-33 に示す装置にて水平荷重の荷重を行った。水平荷重の加力サイクルは、鉄筋降伏時の変位を $1\delta_y$ とし、その整数倍の変位振幅でそれぞれ 3 回ずつ正負に水平荷重を作用させ、荷重の低下が明確となった時点で荷重を終了した（図-34）。No.1～No.3 の $1\delta_y$ は、No.1 基準試験体において軸方向鉄筋の降伏を確認した時点の変位 6mm を $1\delta_y$ とした。No.4～No.6 の $1\delta_y$ は、No.4 基準試験体の軸方向鉄筋の降伏を確認した時点の変位 7.4mm を $1\delta_y$ とした。ただし、No.1 については、 $2\delta_y \sim 4\delta_y$ の繰返し載荷を行わずに、 $1\delta_y$ の次に $5\delta_y$ へ載荷を進めている。

5.2 荷重変位関係の実験結果

(1) 段落し試験体

図-35 と図-36 に No.1～No.3 と No.4～No.5 の各載荷ステップ第一サイクルの実験結果の包絡線と、それぞれの試験体の設計値を示す。また、図-38～図-44 に No.1～No.5 の実験結果と解析結果の履歴曲線を示す。

No.1 は、 $2\delta_y$ から $5\delta_y$ の間は、正側の単調載荷となっており、実験結果の最大荷重（115kN）は、設計値と比較して若干大きくなっている（図-35）。しかし、 $5\delta_y$ 2 回目の繰返し時には No.3 とほぼ同じ履歴へ移行しており、それ以後も No.3 とほぼ同じ結果となっている（図-39）。一般的に、繰返し載荷を行った場合と比較して単調載荷時の荷重が増加すること、また単調載荷後に繰返し載荷を行った場合は、 $1\delta_y$ から繰返し載荷を行った場合の挙動に近づくことがこれまでに報告されている²³⁾。したがって、No.1 は、 $2\delta_y$ から $4\delta_y$ を飛ばさずに繰返し載荷を行っていた場合には、115kN までの荷重増加は生じなかったと思われる。また、No.1 の最大荷重 115kN に対して No.3 は 107kN と若干小さいだけであり、図-39 に示すように $6\delta_y$ 以降の No.1 と No.3 の挙動は、ほぼ等しいと

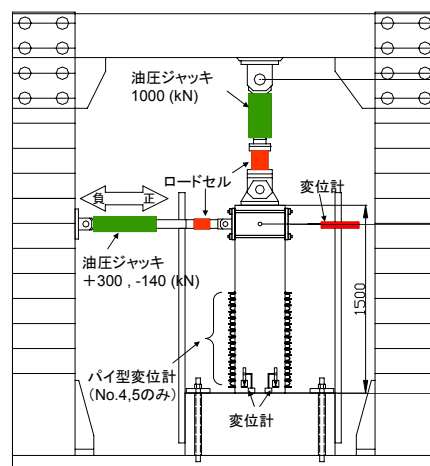


図-33 荷重装置

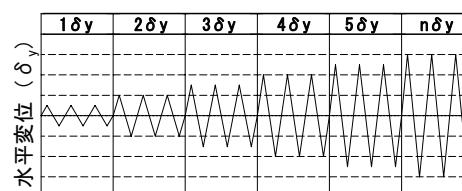


図-34 加力サイクル

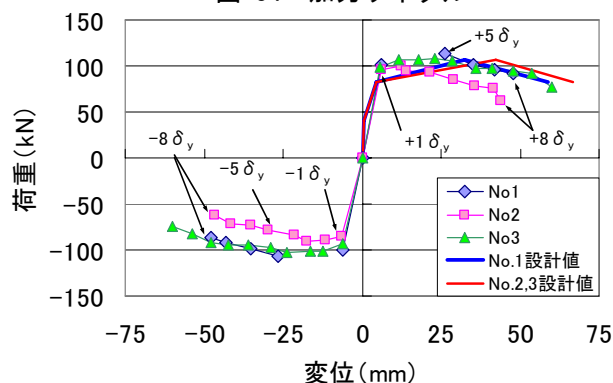


図-35 No. 1, 2, 3 の包絡線

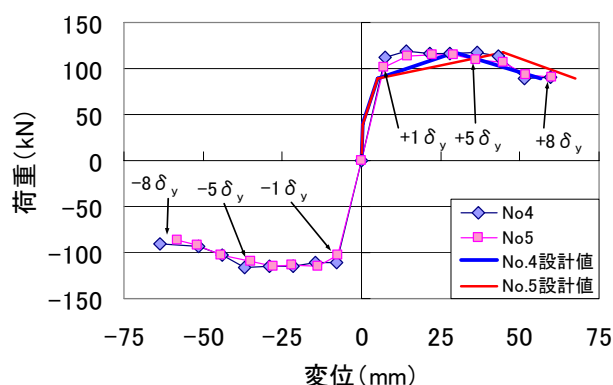


図-36 No. 4, 5 の包絡線

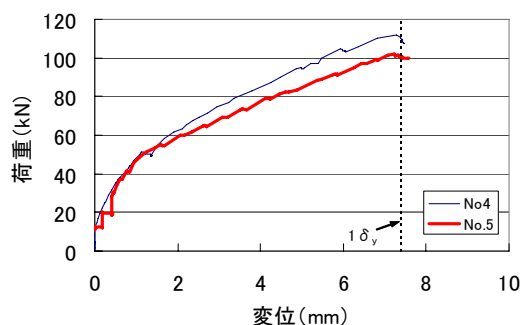


図-37 No. 4, No. 5 の載荷初期の荷重変位関係

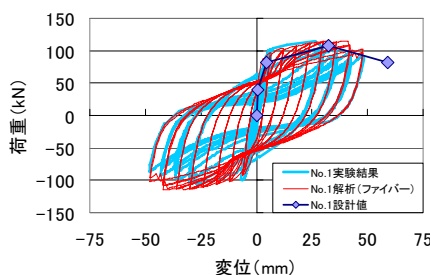


図-38 No. 1

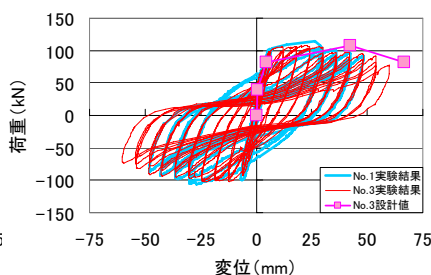


図-39 No. 1 と No. 3

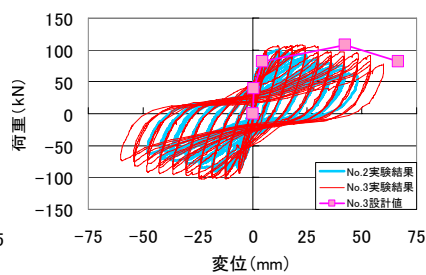


図-40 No. 2 と No. 3

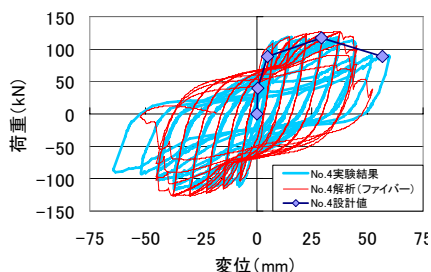


図-41 No. 4

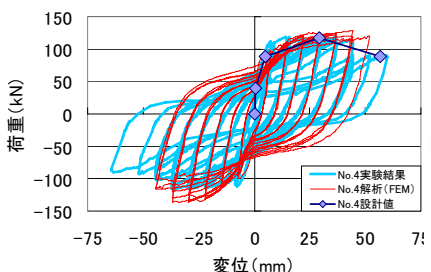


図-42 No. 4

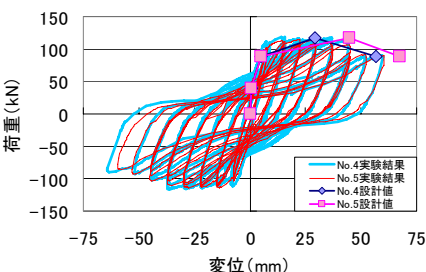


図-43 No. 4 と No. 5

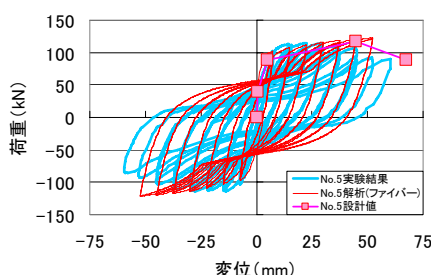


図-44 No. 5

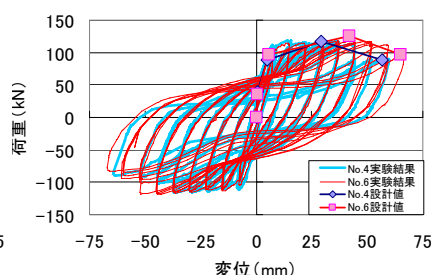


図-45 No. 6

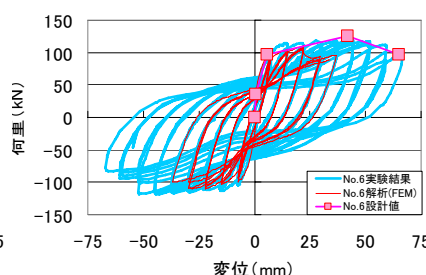


図-46 No. 6

いえる実験結果であったことから、No.1 と No.3 の耐力および変形性能はほぼ同等といえる。一方、段落し位置の定着を確保していない No.2 は、 $2\delta_y$ 以降、変位が進むにつれて荷重が低下した（図-35、図-40）。

No.4 と No.5 の最大荷重は、ほぼ同じであり、実験結果と設計値は良く一致している（図-36）。No.4 は、 $2\delta_y$ 以降、ほぼ一定の荷重であるのに対し、No.5 は $1\delta_y$ 時点の荷重が若干低く、その後も穏やかに荷重が上昇を続け、 $3\delta_y$ でほぼ同じ荷重となっている（図-36、図-37、図-43）。このような No.5 の剛性の低下は、段落しによる軸方向鉄筋の塑性化領域の拡大によって曲率分布も拡大し、「4.4 解析による確認」で述べたように、同一変位時における基部付近の応力分担が減少しているためと考えられる。一方、No.3 については、段落しの回数が少なかったために、初期の剛性の低下が明確に現れなかったものと考えられる。

図-38、図-41、図-42 に示すように、No.1、No.4 の基準試験体のような一般的な柱部材の場合、実験結果の履歴曲線と解析結果の履歴曲線は、ファイバーモデル、2次元有限要素法の両者とも良く一致した結果となっている。一方、段落し部の定着を確保した No.3 および No.5 については、ファイバーモデルの解析結果のような変形性能の向上は見られなかった。しかし、本実験により、段落し位置で軸方向鉄筋を確実に定着した No.3 と No.5 につ

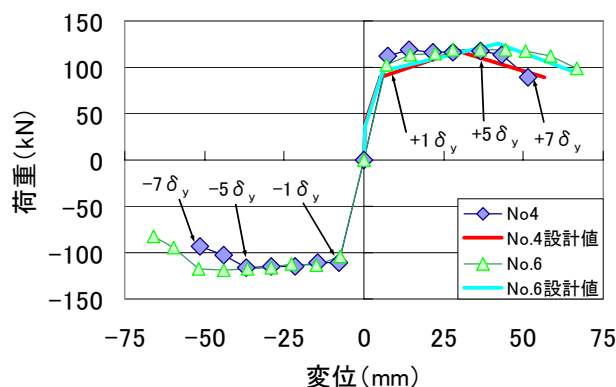


図-47 No. 4, 6 の包絡線

いては、No.2 のような段落し位置での破壊を回避でき、さらに、耐力および変形性能については、基準試験体である No.1、No.4 とほぼ同等であることが確認できた。

(2) 斜め配筋試験体

図-47 に基準試験体である No.4 と軸方向鉄筋を斜めに配置した No.6 の実験結果の包絡線を示す。また、図-45 と図-46 に、No.6 の履歴曲線と解析結果の比較を示す。No.4 と No.6 の実験結果は、最大荷重は、どちらもほぼ同じ結果となっており、変形性能は、No.4 と比較して向上する結果となった（図-45、図-47）。

No.6 は、No.4、No.5 よりも軸方向鉄筋の降伏点が若干高くなっている。したがって、設計値では、No.4、No.5

よりも最大荷重が若干大きくなっているが、実験結果においては、軸方向鉄筋の降伏点上昇による最大荷重の増加の影響が見られなかった。2次元有限要素法の結果では、鉄筋の降伏点が上がっているにもかかわらず、最大荷重が低くなっており、No.6の最大荷重がNo.4とほぼ同じ結果であった現象を表しているものと考えられる。一方、解析のモデル化の問題もあると考えられるが、2次元有限要素法の解析結果では、変形性能の向上は再現することができていない（図-46）。

5.3 試験体の破壊状況

(1) 段落し試験体

図-48にかぶり剥落直後のひび割れ状況を、図-49に実験終了後の最終破壊状況を示す。定着を確保していないNo.2は、B-B断面の2回目段落し位置（基部から400mm）でかぶりが剥落し、最終的な破壊も2回目段落し位置で生じた。

定着を確保した段落し試験体であるNo.3およびNo.5も、かぶり剥落直後の段階では、段落し位置での損傷が見られる。しかし、最終的な破壊状況は、No.3、No.5のどちらも基準試験体と同様に、基部から30cm程度の範囲において、全ての軸方向鉄筋が座屈し、かぶりの剥落が生じた。

かぶり剥落直後の段階までにおいて、No.3およびNo.5の段落し位置に損傷が進んだ原因は、定着部として鉄筋を斜めに配筋したことにより、圧縮側応力の負担時に、

外方向へ力が作用したためと考えられる。すなわち、段落しを行った軸方向鉄筋については、最初から軸方向鉄筋が座屈していたような影響が生じ、段落しを行っていない軸方向鉄筋が圧縮力を負担していたと考えられる。そして、No.3とNo.5の損傷範囲の違いについては、No.3は、同一段落し高さにおいて2本の段落しが存在したために、損傷範囲が大きくなり、No.5については、1本ずつの段落しであったために、損傷範囲が小さくなったと考えられる（図-48囲み位置）。

実験結果の荷重変位関係および破壊状況について、定性的に評価すれば、段落しによって当初予想した塑性ヒンジ長の増加が生じたものの、最終的には段落しの有無に関わらず、基部の一定範囲内に破壊が集中したために、定着を確保したNo.3、No.5と基準試験体であるNo.1、No.4の荷重変位関係がほぼ同じになったと考えられる。

(2) 斜め配筋試験体

軸方向鉄筋を斜めに配筋したNo.6は、No.4、No.5と比較して、軸方向鉄筋の座屈によるかぶりの剥落範囲が若干小さくなっている。No.6は、基部以外の部分のかぶりが厚く、軸方向鉄筋の座屈が抑えられたことによって、座屈長が減少したと思われる。このことが、座屈の発生を遅らせ、変形性能を向上させた理由と思われる。

5.4 部材軸方向の曲率分布

図-50～図-55に部材軸方向の曲率分布の実験結果を示

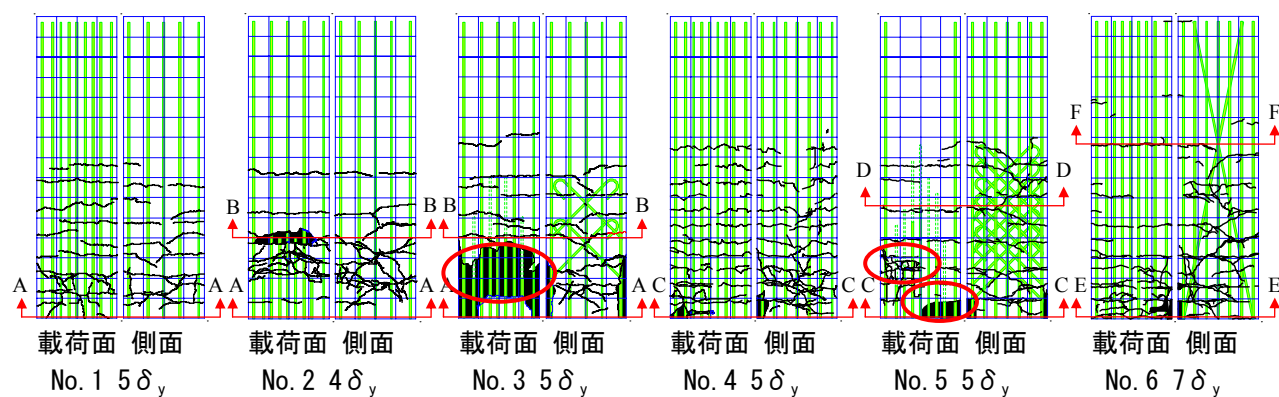


図-48 各試験体のかぶり剥落直後のひび割れ状況

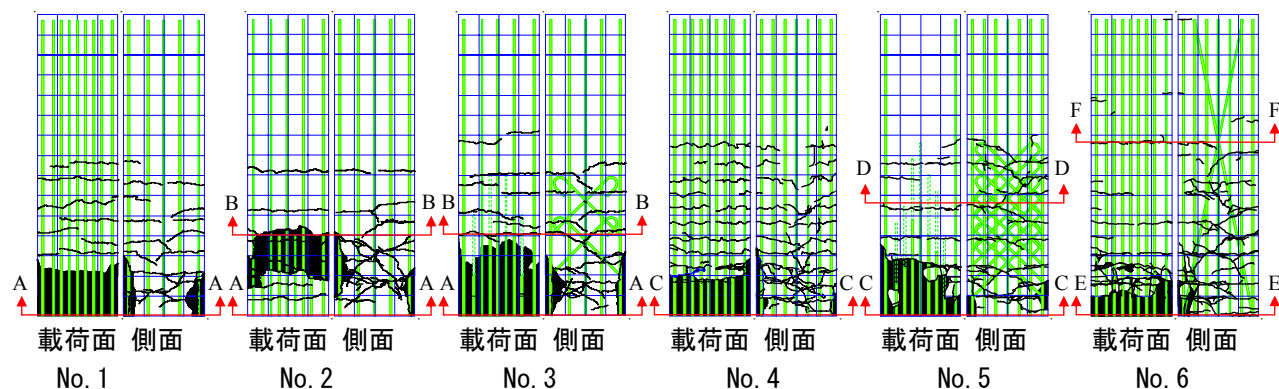


図-49 各試験体の最終破壊状況

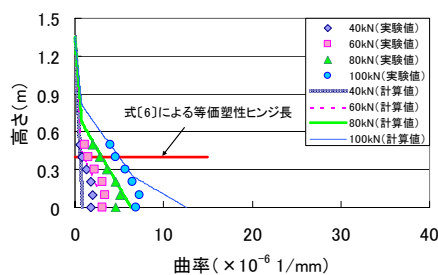


図-50 No. 1 の曲率分布

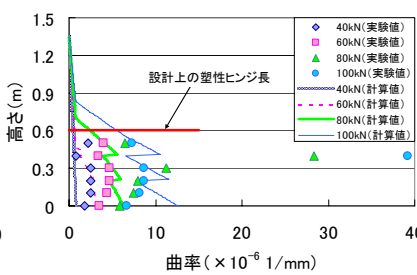


図-51 No. 2 の曲率分布

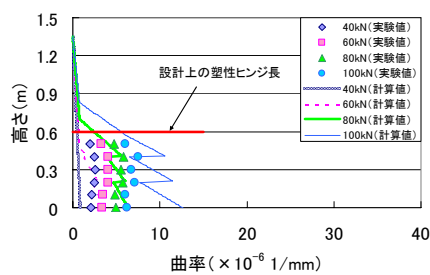


図-52 No. 3 の曲率分布

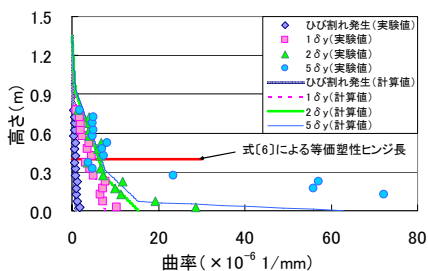


図-53 No. 4 の曲率分布

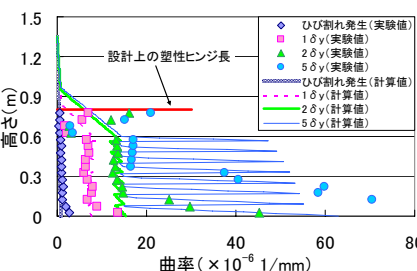


図-54 No. 5 の曲率分布

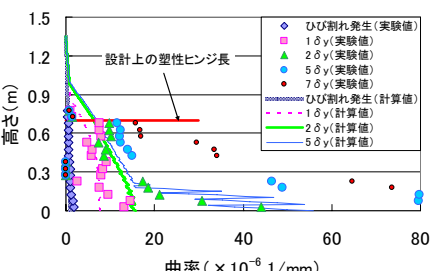


図-55 No. 6 の曲率分布

す。また、合わせて設計時に想定した部材軸方向の曲率分布も示す。曲率の実験値は圧縮と引張のひずみ差を両者の距離で除したものである。

図-50、図-51、図-52 の No.1～No.3 の（実験値）は、軸方向鉄筋に貼り付けたひずみゲージの計測結果より算出したものであり、軸方向鉄筋の降伏以降はゲージの断線が生じたため、 $1\delta_y$ までの各荷重における曲率分布のみを示す。図-53、図-54、図-55 の No.4～No.6 の（実験値）は、コンクリート表面に取り付けたパイ型変位計の計測結果より算出したものであり、かぶりコンクリートの剥落直前までの各変位における曲率分布である。

荷重初期の段階では、段落しの有無に関わらず部材軸方向の曲率分布が実験値と設計値で比較的一致している。また、段落しを有する No.2, No.3, No.5 は、荷重初期の段階において、曲率分布が No.1, No.4 のような三角形分布ではなく、高さ方向へ均等に増加しているのが分かる。すなわち、試験体設計時に想定したように、荷重初期段階の剛性低下については、曲率分布の拡大が原因であり、荷重初期段階の同一変位時においては、基部の負担が部材上方へ分散したと考えられる。

しかし、図-54 の No.5 の曲率分布が示すように、最終的には変位の増加に伴い、No.4 と同じように基部へ変形が集中している（図-53、図-54）。

以上より、段落しを行った試験体においては、荷重初期の段階では、段落しによって曲率分布の拡大が生じて、最終的には破壊の局所化によって、設計時に想定した塑性ヒンジ長の増加が生じなかったため、変形性能の向上が見られなかったと考えられる。

軸方向鉄筋を斜めに配筋した No.6 は、 $5\delta_y$ 時点の曲率分布は No.4, No.5 と同じような分布となっている。しか

し、軸方向鉄筋の座屈直前の $7\delta_y$ 時点の曲率分布から判断する塑性ヒンジ長は、式 [6] による等価塑性ヒンジ長の 400mm よりも大きくなっていると言える。No.6 の変形性能が No.4, No.5 よりも向上した理由は、塑性ヒンジ長の拡大と、軸方向鉄筋の座屈長の減少等の影響が複合した結果と考えられる。

5.5 履歴吸収エネルギー

図-56 に No.1,2,3 試験体、図-57 に No.4,5,6 試験体の等価粘性減衰定数を示す。等価粘性減衰定数の定義は、図-59 に示すものである。また、No.1～No.3 については、No.1 の $2\delta_y \sim 4\delta_y$ までの繰返し荷重を飛ばしているため、No.4～No.6 の累積吸収エネルギーのみを図-58 に示す。

図-56 において、段落し部の定着を確保していない No.2 の等価粘性減衰定数が $6\delta_y$ 以降低下していない原因は、荷重の低下によって履歴曲線の逆 S 字型の形状が緩和されたためであり、No.1, No.3 と比較して履歴吸収エネルギーが増加しているわけではない。

基準試験体である No.1 および No.4 の等価粘性減衰定数は、 $5\delta_y$ 時点がもっとも大きく、その後は段落しを行った No.3 および No.5 の値へ徐々に近づいている。No.5 の累積吸収エネルギーは、図-58 に示すように No.4 より若干低下している。

軸方向鉄筋を斜めに配筋した No.6 の等価粘性減衰定数は、No.4 と比較して $4\delta_y$ と $5\delta_y$ においては No.4 よりも若干小さいが、No.5 ほどの低下とはなっていない。 $6\delta_y$ 以降については、No.4 の等価粘性減衰定数が低下しているのに対し、No.6 は変形性能の向上によって等価粘性減衰定数は $7\delta_y$ まで増加している。累積履歴吸収エネルギーについても、No.6 の変形性能の向上によって、 $6\delta_y$ 以

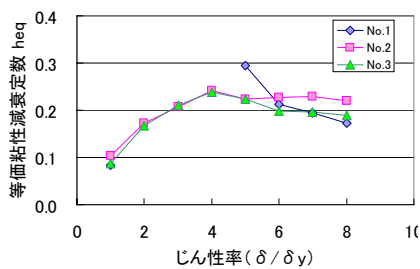


図-56 No. 1, 2, 3 等価粘性減衰定数

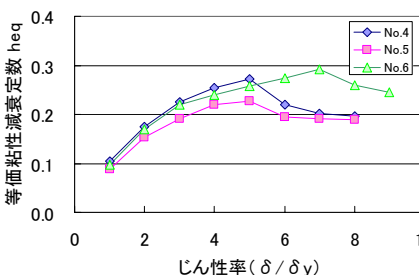


図-57 No. 4, 5, 6 等価粘性減衰定

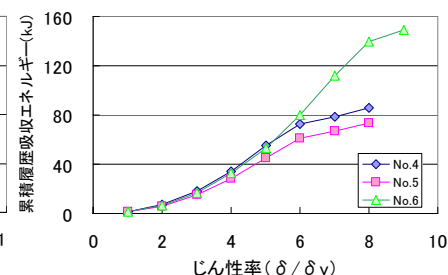


図-58 履歴吸収エネルギー

降については、基準試験体の No.4 よりも大きく向上している。

以上より、段落しを行った試験体については、等価粘性減衰定数および累積履歴吸収エネルギーが基準試験体と比較して若干低下することが確認された。しかし、軸方向鉄筋を斜めに配筋した No.6 の場合、等価粘性減衰定数は、一部で基準試験体より若干下回ることがあるものの、変形性能の向上によって、 $6\delta_y$ 以降の履歴吸収エネルギーは基準試験体よりも大きく向上するため、耐震性の面では有利な結果となることが確認された。

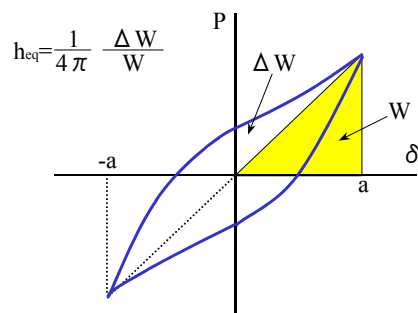


図-59 等価粘性減衰定数の定義

6. 結論

柱部材の経済的合理性の追求と、柱部材の変形性能向上のため、軸方向鉄筋の段落しと斜めに配筋して有効高さをコントロールすることにより、作用断面力と断面耐力の分布を合わせた柱部材において正負交番載荷実験を行った。本研究の範囲で得られた結論をまとめる。

- (1) 塑性ヒンジ領域内から載荷面の軸方向鉄筋を段落ししても、耐力は段落しの無い柱部材と同等である。
- (2) 塑性ヒンジ領域内から載荷面の軸方向鉄筋を段落ししても、変形性能は段落しの無い柱部材と同等であるが、履歴吸収エネルギーが若干低下する。
- (3) 段落しによって載荷初期においては、曲率分布が部材軸方向へ拡大する。しかし、最終的には、破壊の局所化により設計時に想定したような変形性能の向上は見られない。
- (4) 軸方向鉄筋を斜めに配筋した場合には、最大耐力が若干低下する傾向が見られるものの、変形性能が向上する。
- (5) 軸方向鉄筋を斜めに配筋した場合には、変形性能が向上するため、基準試験体と比較して累積吸収エネルギーが大きく向上する。

以上より、塑性ヒンジ領域内から軸方向鉄筋の段落しまたは、軸方向鉄筋を斜めに配置することで、より合理的な構造形式を構築できることの見通しを得た。しかし、軸方向鉄筋の座屈やかぶりの剥落等については未解明な部分もあるため、今後さらに検討を進める必要があると思われる。

参考文献

- 1) (独)土木研究所他：高じん性鉄筋コンクリート構造の配筋合理化技術に関する共同研究報告書(その 1)、共同研究報告書、第 283 号、2002.9
- 2) (独)土木研究所他：高じん性鉄筋コンクリート構造の配筋合理化技術に関する共同研究報告書(その 2)、共同研究報告書、第 319 号、2005.2
- 3) 星隈順一，川島一彦，長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係，土木学会論文集，No.520，pp.1-11，1995.8
- 4) 松林卓，原夏生，三島徹也，請川誠：座屈抑制エレメントを用いた鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能，コンクリート工学論文集，Vol.28，No.2，2006
- 5) 大滝健，黒岩俊之：インターロッキング型フープ筋を有する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能に関する実験的研究，東急建設技術研究所報，No.25，pp.33-38，1999
- 6) 川島一彦，永井政伸：塑性ヒンジ領域にゴム層を有する鉄筋コンクリート橋脚の開発，土木学会論文集，No.703，pp. 113-128，2002.4
- 7) 川島一彦，細入圭介，庄司学，境淳一：塑性ヒンジ区間で主鉄筋をアンボンドした鉄筋コンクリート橋脚の履歴特性，土木学会論文集，No.703，pp. 113-128，2002.4
- 8) 米田大樹，原夏生，三島徹也，島弘：塑性ヒンジ領域内で軸方向鉄筋を段落した柱部材の変形性能に

- 関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.973-978，2006.6
- 9) 米田大樹，原夏生，三島徹也，島弘：段落しによって曲げ耐力分布を作用モーメントに一致させた柱部材の変形性能に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.919-924，2007.6
- 10) 田中克典，林秀侃，幸左賢二，安田扶律：RC 橋脚損傷度の定量的評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.19，No.2，1997
- 11) 幸左賢二，藤井康男，田中克典：損傷形態に着目した被災 RC 橋脚の分析，コンクリート工学年次論文集，Vol.21，No.3，pp.1201-1206，1999
- 12) 山本強，石橋忠良，大坪正行，小林晋爾：鉄筋を途中定着した橋脚の耐震性能に関する実験的研究，土木学会論文集，No.348，pp.61-70，1984.8
- 13) 土木学会：コンクリート標準示方書（構造性能照査編），pp.133-134，2002
- 14) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），pp.98-106，pp.242-247，2004
- 15) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V耐震設計編），pp.177-179，2002
- 16) 杉山和政，古宮嘉之，山本憲一郎：X 型配筋短スパン梁の構造性能に関する実験的研究，前田建設技術研究所報，Vol.45，pp.101-110，2004.9
- 17) 田中伸幸，坂口昇，吉村昌宏，草間伊知朗：X 型配筋を施した RC 短スパン梁の耐力及びじん性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.9，No.2，pp.371-374，1987
- 18) 土木学会：コンクリート標準示方書（耐震性能照査編），pp.28-30，2002
- 19) 岡村甫，前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，技報堂出版，1991.5
- 20) K. Maekawa, H. Okamura: Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, Spon Press, 2003.3
- 21) (株)フォーラムエイト：UC-WinFrame(3D)電子マニュアル，2006.10
- 22) (株)フォーラムエイト：UC-WinWCOMD 電子マニュアル，2006.11
- 23) 三島徹也，原夏生，前川宏一：交番載荷による RC ひびわれ面でのせん断剛性低下のメカニズム，土木学会論文集，No.442，pp.191-200，1992.2