

軸方向鉄筋の座屈を考慮したRC橋脚の解析

市川翔太¹・佐々木智大²・川島一彦³

¹学生会員 東京工業大学 工学部土木工学科（〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1）

²学生会員 修（工） 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻（同上）

³フェロー 工博 東京工業大学大学院教授 理工学研究科土木工学専攻（同上）

1. はじめに

強震動を受けるRC橋脚では、最終的にコアコンクリートの圧壊や軸方向鉄筋の局部座屈及び破断が生じて曲げ耐力が低下していく。このため、橋脚の最終崩壊を予測するためには、軸方向鉄筋の局部座屈のモデル化は避けて通れない重要な事項である。軸方向鉄筋の局部座屈に関しては現在までもいろいろな研究が実施されている。

例えば、中村らは鉄筋一本の解析から座屈を考慮した応力～ひずみ履歴をモデル化し、それを用いてRCはり及びRC柱の解析を行っている¹⁾。星隈、運上らはかぶりコンクリートが軸方向鉄筋の座屈をコントロールする効果を検討している²⁾。軸方向鉄筋の座屈としては、帯鉄筋が極めて少ない場合は弾性座屈となることもあるが、多くは鉄筋の塑性化後に座屈する塑性座屈である。現在までの研究の多くは軸方向鉄筋の塑性座屈を実験や解析より求め、これより応力～ひずみ履歴を求めて解析に取り入れるものである。ここでは、ファイバー要素で軸方向鉄筋をモデル化し、これを橋脚の局部座屈の解析に適用した結果について示す。

2. 鉄筋座屈を考慮したRC橋脚のモデル化

ファイバー要素で鉄筋をモデル化するには、ファイバー要素分割数が重要であるが、別途解析した結果によれば1断面をおよそ6×6以上に分割すれば、鉄筋の塑性座屈を精度よくモデル化可能である。このため、ここでは以下のようにファイバー要素を用いて橋脚と同時に軸方向鉄筋をモデル化する。（図-1及び図-2参照）。なお、図-3に示すように、初期状態から軸方向鉄筋が局部座屈することにより、面外方向に水平変位する量を $u_l(z)$ と定義する。ここで、 z は橋脚基部から上向きになった位置座標である。

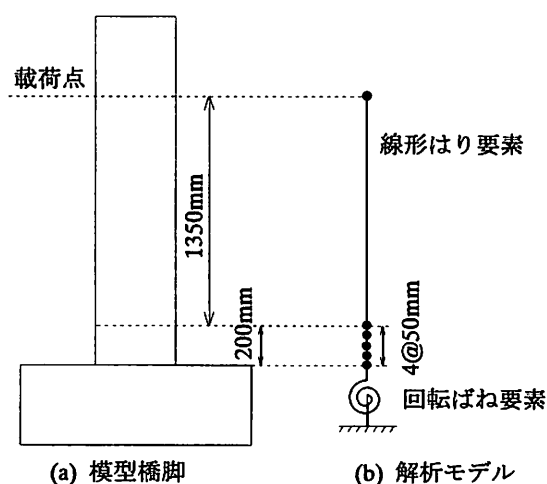


図-1 模型橋脚のモデル化

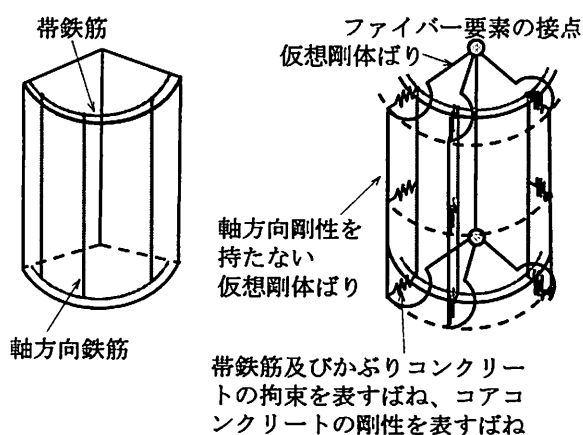


図-2 軸方向鉄筋をファイバー要素として組み込んだ塑性ヒンジ区間のファイバー要素モデル

1)塑性ヒンジ区間内では、コンクリートは通常のファイバー要素によってモデル化する。軸方向鉄筋も別途ファイバー要素によってモデル化し、コンクリート及び軸方向鉄筋は平面保持の法則に従うものとする。

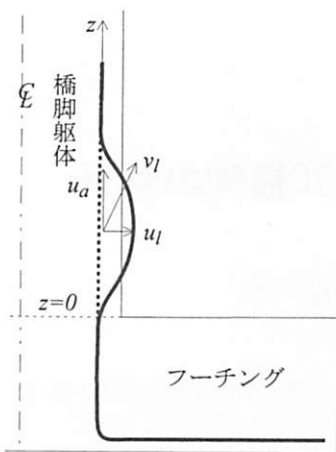
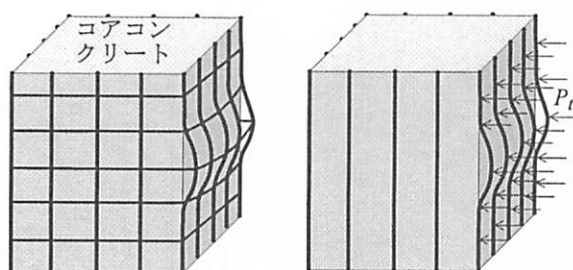


図-3 軸方向鉄筋の局部座屈に伴う静止位置からの水平方向変位 $\Delta u(z)$



(a) 帯鉄筋による軸方向鉄筋の拘束

(b) 帯鉄筋の拘束力

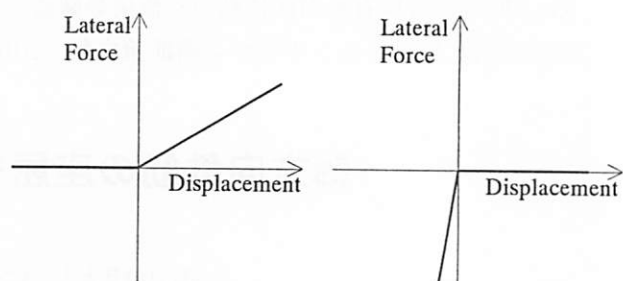
図-4 軸方向鉄筋に対する帯鉄筋による拘束のモデル化

2) 図-4(a)に示すような帯鉄筋による軸方向鉄筋の局部座屈に対する拘束を、軸方向鉄筋の面外変位 u_l に比例して抵抗するばね（帯鉄筋抵抗ばね）によってモデル化する。帯鉄筋抵抗ばねは帯鉄筋の配置高さごとに設置する。帯鉄筋抵抗ばねを配置するため、ファイバー要素から帯鉄筋で拘束されている高さの軸方向鉄筋位置まで伸びる仮定の剛体ばりを設ける（図-2参照）。剛体ばりはファイバー要素に剛結されている。図-4(b)に示すように軸方向鉄筋が局部座屈した場合、一本当たりの帯鉄筋から軸方向鉄筋に与えられる抵抗力を P_l とすると、 P_l は次式のようになる。

$$P_l = \begin{cases} -k_l u_l & u_l \geq 0 \\ 0 & u_l < 0 \end{cases} \quad (1)$$

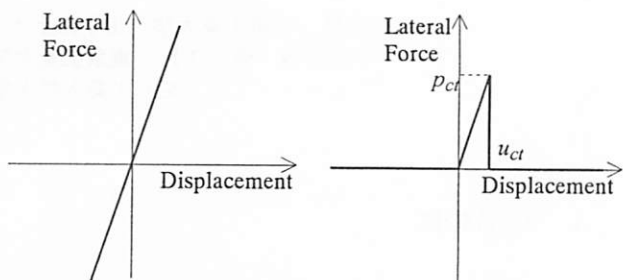
ここで、 k_l は帯鉄筋抵抗ばねの定数である。

3) 軸方向鉄筋が座屈する際には、コアコンクリートの存在のため、内側には座屈しないことをモデル化するため、コアコンクリートによる抵抗を表すばね（コアコンクリート抵抗ばね）を設ける。さらに、軸方向鉄筋は一般に面外座屈に比較して面内方向（水平横方向）には座屈しにくいことを表すために、面内座屈防止のためのばね（面内座屈防止ばね）を設ける。コアコンクリート抵抗ばね及び面内座屈防



(a) 帯鉄筋抵抗ばね

(b) コアコンクリートばね



(c) 面内座屈防止ばね及び軸方向拘束ばね

(d) かぶりコンクリート拘束ばね

図-5 帯鉄筋、コアコンクリート、かぶりコンクリートによる拘束、面内座屈防止、軸方向拘束のモデル化

止ばねは上記2)に示した仮想剛体ばりと軸方向鉄筋間に設けるものとし、ばね特性は図-5(b)及び図-5(c)に示す通りとする。したがって、1本当たりのコアコンクリート抵抗ばね及び面内座屈防止ばねから軸方向鉄筋に作用する抵抗力をそれぞれ P_p 及び P_{pl} とすると、 P_p 及び P_{pl} は次式のようになる。

$$P_p = \begin{cases} 0 & u_l \geq 0 \\ -k_p u_l & u_l < 0 \end{cases} \quad (2)$$

$$P_{pl} = k_{pl} v_l \quad (3)$$

ここで、 k_p 及び k_{pl} はそれぞれコアコンクリート抵抗ばね及び面内座屈防止ばねの定数である。

4) コンクリート及び軸方向鉄筋が平面保持の法則を満足するように、帯鉄筋高さごとに軸方向鉄筋と軸方向鉄筋位置の仮想剛体ばりを結ぶばね（軸方向拘束ばね）を設ける。軸方向拘束ばねから軸方向鉄筋に作用する作用力を P_a とすると、 P_a は次式のようになる。

$$P_a = k_a u_a \quad (4)$$

ここで u_a は、帯鉄筋高さの軸方向鉄筋位置におけるコンクリートと軸方向鉄筋間の軸方向の相対変位である。

5) 帯鉄筋と同様にかぶりコンクリートも健全なうちは軸方向鉄筋の局部座屈を拘束するために寄与する。これをモデル化するため、上記2)の帯鉄筋と同様に、仮想剛体ばりと軸方向鉄筋間に図-5(d)に示すかぶ

りコンクリートによる拘束効果を表すばね（かぶりコンクリートばね）を設けることとする。1本当たりのかぶりコンクリート抵抗ばねから軸方向鉄筋に作用する抵抗力を P_c とすると、 P_c は次式ようになる。

$$P_c = \begin{cases} 0 & u_l \leq 0 \\ -k_c u_l & 0 < u_l < u_{lp} \\ 0 & u_{lp} \leq u_l \end{cases} \quad (5)$$

ここで、 k_c はかぶりコンクリート抵抗ばねの定数である。

以上のモデル化ではばね定数 k_l 、 k_p 、 k_{pl} 、 k_a 、 k_c を正しく推定することが重要である。ここでは、以下のようにばね定数を定めることとする。

(1) 帯鉄筋抵抗ばねの評価

ある高さに位置する帯鉄筋にその位置に存在する i 番目の軸方向鉄筋から水平力 P_{li} が作用するとした場合の帯鉄筋のたわみ u_{li} から k_l を評価するものとする。載荷実験における帯鉄筋の変形状態を詳しく見ると、変形が小さい間には主として曲げ変形で抵抗し、変形が大きくなると曲げ変形だけではなく大変位に伴う引張力も関係してくるが、ここでは大変位の影響は無視することとする。また、 P_{li} は軸方向鉄筋の位置によって変化すると考えられるが、これに関する実験的な情報は現在までに得られていない。矩形断面橋脚を例に考えてみると、同一のたわみ u_{li} が帯鉄筋に生じるためには、中央部よりも隅角部に近い軸方向鉄筋の方が P_{li} が大きくなると予想されるが、現在までの繰り返し載荷実験結果によると、中央の軸方向鉄筋から局部座屈が始まりこれが隅角部へ進展してくるというよりも、全面で軸方向鉄筋がほぼ一斉に局部座屈するように見える。

以上のような点から、ここでは、矩形断面橋脚を対象として、帯鉄筋を隅角部位置で単純支持された曲げばりとしてモデル化し、次式により k_l を評価する。

$$k_l = \frac{P}{u_l} \quad (6)$$

ここで、

$$\bar{u}_l = \frac{P}{3nEI_d d_l} \sum_{i=1}^n x_i^2 (d_l - x_i)^2 \quad (7)$$

ここに、 EI_d は帯鉄筋の曲げ剛性、 n は当該断面に配置された軸方向鉄筋本数、 d_l は当該断面の両端に位置する帯鉄筋間隔、 x_i は左端から i 番目の軸方向鉄筋までの距離である。

なお、式(7)において右辺は軸方向鉄筋位置に生じるはりの平均たわみである。軸方向鉄筋から帯鉄筋への作用力 P_i が場所によらず一定と仮定したのは、上述した橋脚の繰り返し載荷実験に対する軸方向鉄

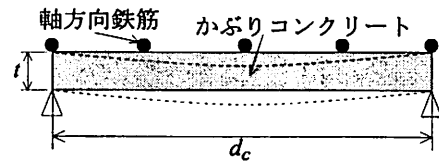


図-6 かぶりコンクリートによる拘束のモデル化

筋の座屈モードから定めたものである。

(2) コアコンクリート抵抗ばね、面内座屈防止ばね及び軸方向拘束ばねの評価

k_p 、 k_{pl} 、 k_a は数値解析上不安定にならない範囲で十分大きな値とすればよい。

(3) かぶりコンクリート抵抗ばねの評価

帯鉄筋と同様にかぶりコンクリートも軸方向鉄筋の局部座屈を拘束するため、図-6に示すようにかぶりコンクリートを隅角部位置で単純支持された軸方向鉄筋間距離 d_c を支間長とする単純ばりとしてモデル化し、かぶりコンクリートの外周面に生じる曲げ引張応力度がコンクリートの曲げ引張強度に達すると、かぶりコンクリートは剥落し、軸方向鉄筋に対する拘束効果を失うと仮定する。帯鉄筋の場合と同様に、軸方向鉄筋からかぶりコンクリートに作用する水平力は軸方向鉄筋位置によらず一定と仮定し、さらに、個々の軸方向鉄筋位置の曲げ引張応力の平均値 $\bar{\sigma}$ によりかぶりコンクリートの剥落を判定するものとする、 $\bar{\sigma}$ は、

$$\bar{\sigma} = \frac{6P}{nd_c h_c t^2} \sum_{i=1}^n x_i (d_c - x_i) \quad (8)$$

ここで、 t はかぶりコンクリートの厚さ、 h_c はかぶりコンクリート抵抗ばねが分担するかぶりコンクリートの高さ、 d_c は断面の両側に位置する軸方向鉄筋の中心間距離、 n は当該断面の軸方向鉄筋本数、 x_i は左端から i 番目の軸方向鉄筋までの距離である。

いま、コンクリートの設計基準強度 σ_{ck} に基づいてコンクリートの曲げ引張強度 σ_{bt} を次式で推定する³⁾。

$$\sigma_{bt} = 0.23\sigma_{ck}^{2/3} \quad (9)$$

式(9)を式(8)に代入すると、かぶりコンクリートの平均引張応力 $\bar{\sigma}$ が σ_{bt} に達する時に軸方向鉄筋からかぶりコンクリートに作用する水平力 P_{bt} 及びその時の軸方向鉄筋の変位（かぶりコンクリートの剥落変位） u_{bt} 、かぶりコンクリート抵抗ばね定数 k_c を以下のように求める。

$$P_{bt} = \alpha \frac{0.23n\sigma_{ck}^{2/3} d_c h_c t^2}{6 \sum_{i=1}^n x_i (d_c - x_i)} \quad (10)$$

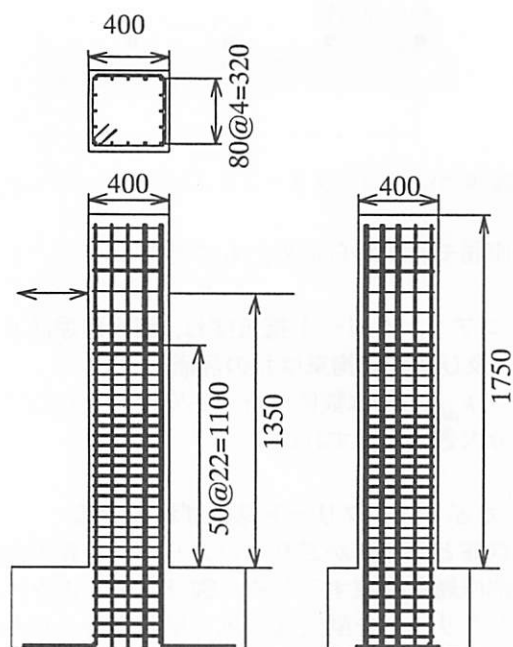


図-7 解析対象とする模型橋脚

$$u_{bt} = \alpha \frac{0.46\sigma_{ck}^{2/3} \sum_{i=1}^n x_i^2 (d_c - x_i)^2}{3E_c t \sum_{i=1}^n x_i (d_c - x_i)} \quad (11)$$

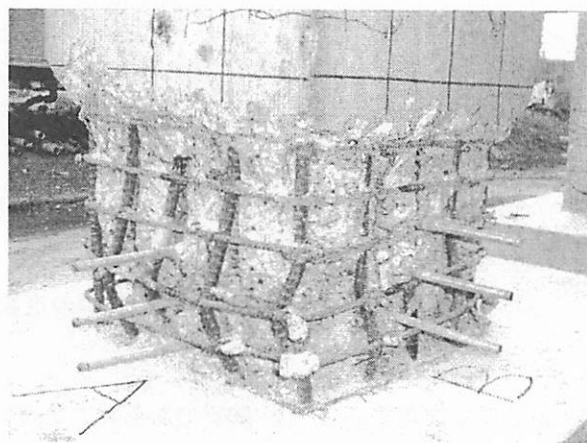
$$k_c = \frac{nE_c d_c h_c t^3}{4 \sum_{i=1}^n x_i^2 (d_c - x_i)^2} \quad (12)$$

ここで、かぶりコンクリートの外周面に生じる曲げ引張応力度がコンクリートの曲げ引張強度に達しても直ちに、かぶりコンクリートが軸方向鉄筋のはらみ出しを拘束する効果を失うわけではないため、そのことを補正する係数 α を式(10)及び式(11)に代入する。

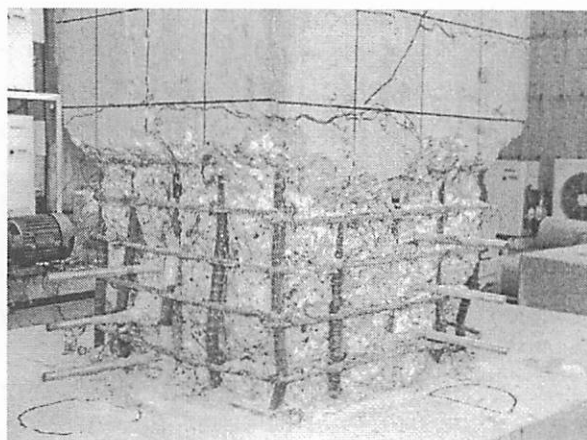
3. 解析対象とするRC橋脚模型と載荷条件

繰り返し載荷実験が実施されたRC橋脚の応答を前章に示した解析モデルにより解析し、解析方法の妥当性を検討する。

解析対象としたのは図-7に示す400mm×400mmの正方形断面を有する有効高さ1350mmのRC橋脚である。これは2方向地震力の影響を検討するための基本ケースとして実施された1方向載荷実験である⁴⁾。軸方向鉄筋としてはD13のSD295が16本配置されており、軸方向鉄筋比は1.27%である。また、帯鉄筋としてはD6のSD295が50mm間隔で配置されており、この区間の帯鉄筋体積比 ρ_s は0.79%である。コンクリートには、普通ポルトランドセメントを使用しており、



(a) A面(左)及びB面(右)



(b) C面(左)及びD面(右)

図-8 実験終了後の橋脚

最大粗骨材寸法は20mmである。実験当日の平均コンクリート強度は30.05N/mm²であった。死荷重に相当する軸力として荷重制御により160kNが橋脚上端に作用されている。正載荷時に引張力が生じる変位を受ける面をA面とし、反時計回りにB面、C面、D面とされていた。

繰り返し載荷はドリフト0.5% (=6.75mm) 間隔で各3回実施されており、最終的にドリフト5.0%まで載荷されている。計算上の降伏変位 u_y は4.5mmであり、ドリフト1.0% (=13.5mm) は $3u_y$ に相当する。

図-8はドリフト5.0%載荷終了後の模型橋脚の損傷状況である。これは、載荷後、基部から概ね250mmの区間(基部から5段目の帯鉄筋位置)までのかぶりコンクリートをはつり取った状態を示したものである。載荷方向に直交するA面及びC面では、大きく軸方向鉄筋の面外座屈が生じている。載荷方向に平行する面においても面外座屈した軸方向鉄筋が存在する。図-8から判別すると、座屈に伴うA面に位置する軸方向鉄筋の面外方向への水平変位はおよそ25mm程度である。

図-9は載荷点高さにおける水平力～水平変位の履歴曲線である。ドリフト1.0%～ドリフト3.0%間で復

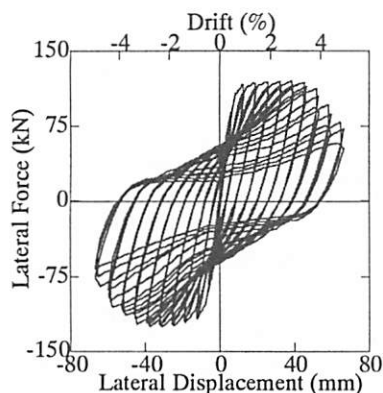


図-9 載荷点高さにおける水平力～水平変位の履歴曲線

元力は最大 (119.8kN) となり、ドリフト4.0%になると、かぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈により耐力が低下し始め、この3回目の載荷になると上述した最大復元力の78%にまで低下している。その後、ドリフト4.5%, 5.0%載荷では最大復元力のそれぞれ63%, 48%にまで復元力が低下している。

4. RC橋脚模型の解析モデル化

橋脚基部から橋脚幅 D の $1/2$ (200mm) の区間を塑性ヒンジ区間と見なし、この区間に2章に示した解析モデルを適用した。塑性ヒンジ区間以外の橋脚躯体部分は降伏剛性を有する弾性はり要素によってモデル化した。また、フーチングからの軸方向鉄筋の抜け出しの影響を解析に考慮するために、橋脚基部に弾性回転ばねによってモデル化した。

塑性ヒンジ区間では、50mm間隔で帯鉄筋が配置されているため、これに合わせて高さ方向に4段のファイバー要素に分割した。また、かぶりコンクリートによる軸方向鉄筋の拘束をモデル化するために、塑性ヒンジ区間を高さ方向に25mm間隔で8分割 ($8@25\text{mm}=200\text{mm}$) した。

フーチングからの軸方向鉄筋の抜け出しを表す弾性回転ばねのばね定数 k_θ は、軸方向鉄筋降伏時の最大水平復元力 $F_{\max}$ と基部から25mm位置で計測した回転角 θ を用いて次式により求めた。

$$k_\theta = \frac{F_{\max} \cdot h}{\theta} \quad (13)$$

ここで、 h は回転角測定位置から載荷点までの高さである。

式(10)及び式(11)の α としては1.0とした場合(以下タイプ I と呼ぶ) の他、3.0とした場合(以下タイプ II と呼ぶ) も解析を行うこととした。

帯鉄筋抵抗ばね、コアコンクリート抵抗ばね、面内座屈防止ばね、軸方向拘束ばね、かぶりコンクリート抵抗ばね、横方向座屈防止ばねの特性は、表-1のように与えた。

表-1 解析に用いた値

ばね定数等	タイプ I	タイプ II
帯鉄筋抵抗ばね k_t (kN/m)	45.4	
コアコンクリート抵抗ばね k_p (kN/m)	736000	
面内座屈防止ばね k_{pl} (kN/m)	736000	
軸方向拘束ばね k_a (kN/m)	7360000	
かぶりコンクリート抵抗ばね k_c (kN/m)	7360	
剥落水平力 P_{bt} (kN)	0.262	0.787
剥落変位 u_{bt} (mm)	0.0356	0.107

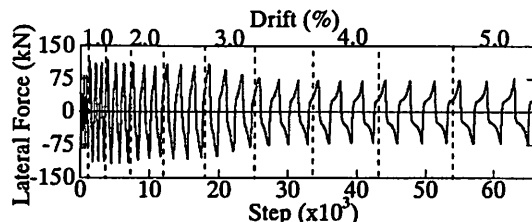
かぶりコンクリートを含んでコンクリート断面を520分割し、応力～ひずみ関係として、包絡にはHoshikumaらによる提案式⁵⁾を、除荷・再載荷履歴にはSakai and Kawashimaの履歴モデル⁶⁾を用いた。軸方向鉄筋は1本を132本のファイバーに分割し、応力～ひずみ関係として、Bauschinger効果を考慮できるMenegotto-Pintoモデル⁷⁾に堺・川島が修正した履歴モデル⁸⁾を用いた。降伏後の2次勾配は、初期弾性係数の1%と仮定した。

解析では、幾何学的非線形を考慮し、変位制御によって0.0675mmステップでの橋脚の応答を求めた。

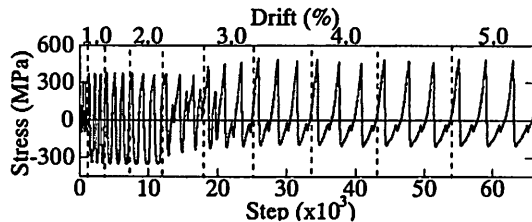
5. RC橋脚模型に対する解析結果

図-10は載荷点高さにおける橋脚の水平復元力、載荷に伴って軸方向鉄筋に生じる軸応力、軸ひずみとさらに面外座屈によって面外方向へのはらみ出し量を、A面中央で座屈モードの概ね腹となる位置の基部から75～100mmの高さの軸方向鉄筋を例に示した結果である。ここで、軸方向鉄筋の軸応力及び軸ひずみとは、軸方向鉄筋を構成する132ファイバーの応力及びひずみの平均値を示している。軸方向鉄筋の局部座屈による面外水平方向変位はドリフト2.5%載荷から生じ始め、これに伴い、軸方向鉄筋の軸応力及び軸ひずみは共に引張側に残留し始める。これは、軸方向鉄筋が座屈したため、引張側に残留ひずみが生じ始めたためである。最終的にドリフト5.0%載荷終了時には局部座屈によるA面中央の軸方向鉄筋の水平変位は16mm程度となる。

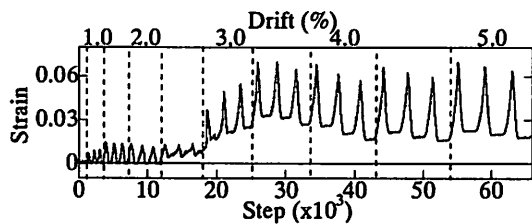
図-11はそれぞれかぶりコンクリート抵抗ばねのパラメータをタイプ I 及びタイプ II とした場合のA面中央の軸方向鉄筋における軸応力～軸ひずみの関係を示した結果である。軸方向鉄筋の圧縮側の軸ひずみは、基部から25～100mmの範囲で大きくなる。また、軸ひずみはタイプ I よりもタイプ II の方が大きい。これは、前述したように $\alpha = 3$ とすることによ



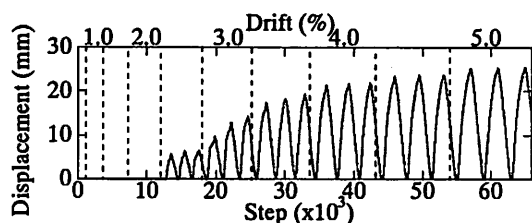
(a) 橋脚の水平復元力



(b) 軸方向鉄筋の軸応力

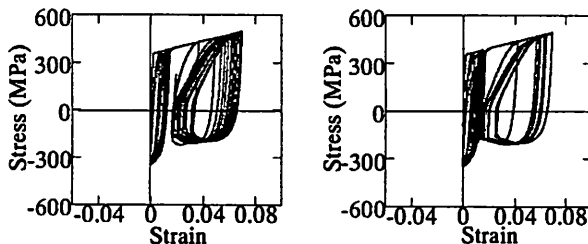


(c) 軸方向鉄筋の軸ひずみ



(d) 軸方向鉄筋の面外方向の水平変位

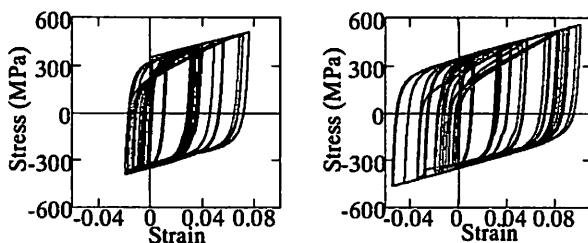
図-10 水平復元力の履歴、軸方向鉄筋（A面中央、基部から75～100mmの高さ）に生じる軸応力、軸ひずみ及び、面外方向の変位



(a) タイプ I

(b) タイプ II

(1) 基部から75～100mm

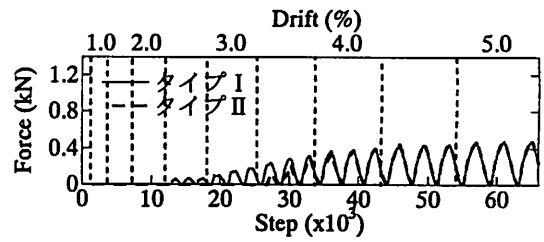


(a) タイプ I

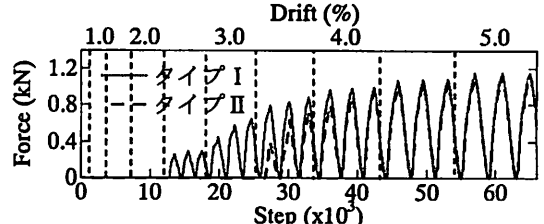
(b) タイプ II

(1) 基部から25～50mm

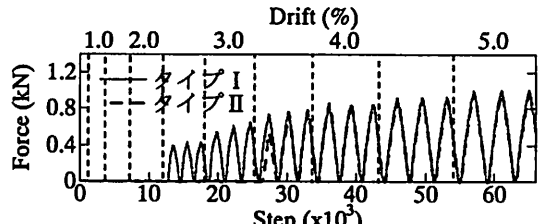
図-11 A面中央の軸方向鉄筋の軸応力～軸ひずみ



(a) 基部から150mm



(b) 基部から100mm



(c) 基部から50mm

図-12 帯鉄筋抵抗ばね1本当たりの作用力

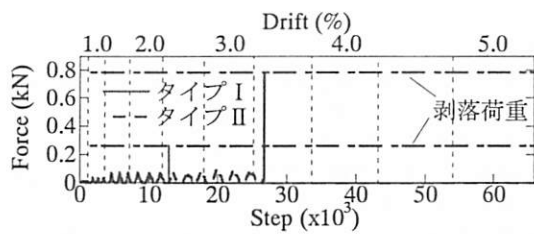
り、軸方向鉄筋に対するかぶりコンクリートの拘束が大きくなり、軸方向鉄筋の座屈がより拘束されるためである。

次に、図-12は帯鉄筋抵抗ばね1本当たりの拘束力をA面の帯鉄筋を例に示した結果である。タイプI、タイプIIともに軸方向鉄筋に生じる軸力が大きい基部から順にかぶりコンクリートの剥落が生じるが、拘束力は基部から2段目の帯鉄筋で最大となる。タイプIの方がタイプIIよりも帯鉄筋抵抗ばねも早い段階から機能し始める。

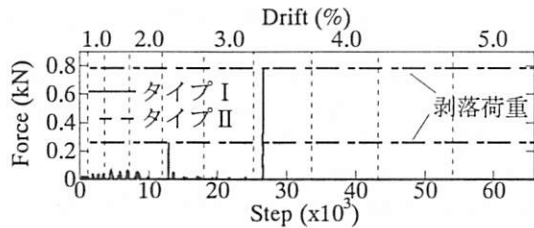
図-13はかぶりコンクリート抵抗ばね1本当たりの拘束力をA面のかぶりコンクリートを例に示した結果である。かぶりコンクリートは基部から順次剥落していく。また、軸方向鉄筋に対する拘束が大きいタイプIIの方がタイプIよりもかぶりコンクリートの剥落は遅くなる。

図-14は解析で求めた塑性ヒンジ区間（基部から200mm）におけるドリフト3.5%载荷終了時の軸方向鉄筋の座屈モードである。ここでは、かぶりコンクリート抵抗ばねとして、タイプI及びタイプIIの場合を示している。タイプIではA面及びC面で座屈が生じるのに対し、タイプIIではA面では座屈が生じているが、C面では座屈は生じない。

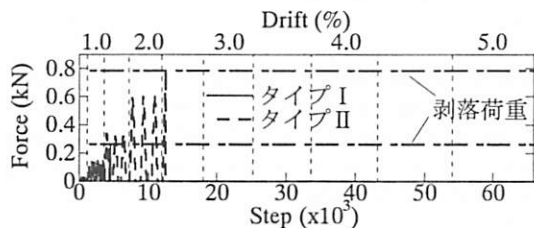
図-15は有効高さ位置における水平力～水平変位の履歴を示した結果である。図-9に示した実験結果と比較すると、タイプIではドリフト3.0%载荷から



(a) 基部から 137.5~162.5mm



(b) 基部から 87.5~112.5mm



(c) 基部から 37.5~62.5mm

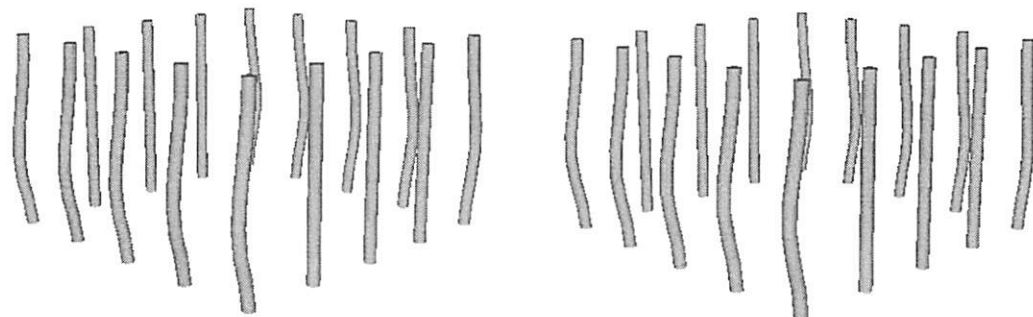
図-13 かぶりコンクリート抵抗ばね 1 本当たりの作用力

復元力が118.1kNから75kN程度へと大きく低下するのに対して、タイプIIではドリフト4.0%まで、概ね110kNの復元力を保ち、これ以降で65kN程度に低下する。タイプIよりもタイプIIの方が図-9に示した実験結果に近い履歴となる。

6. 結論

軸方向鉄筋をファイバー要素でモデル化すると同時に、これを全体系のファイバー要素に取り入れることにより、軸方向鉄筋の座屈を考慮した解析モデルを開発し、RC 橋脚模型との比較解析を行った。本研究より得られた結論は以下の通りである。

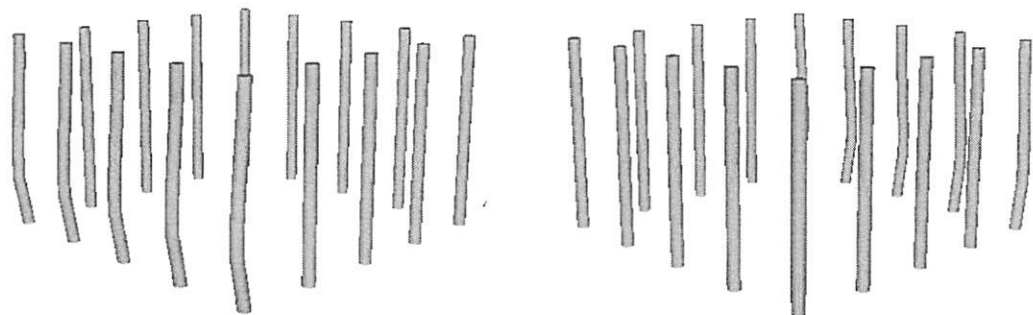
- 1) 本解析より求めた模型橋脚の軸方向鉄筋の座屈モードは、繰り返し载荷実験結果の特徴をよく捉えている。
- 2) 軸方向鉄筋の局部座屈の拘束には、帯鉄筋と同様にかぶりコンクリートの影響も重要であり、これらの拘束効果を定量化する必要がある。



(a) A 面 (左手前) 及び B 面 (右手前)

(b) C 面 (左手前) 及び D 面 (右手前)

(1) タイプ I の場合

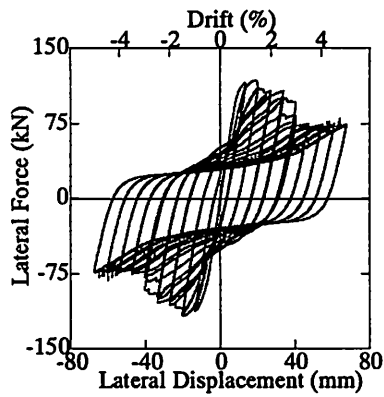


(c) A 面 (左手前) 及び B 面 (右手前)

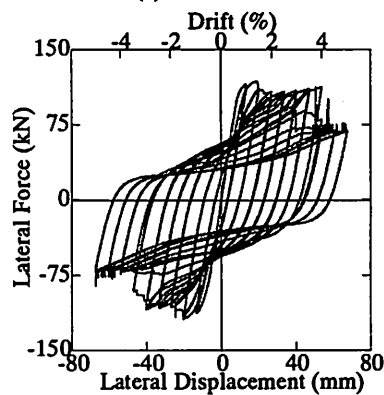
(d) C 面 (左手前) 及び D 面 (右手前)

(2) タイプ II の場合

図-14 ドリフト 3.5% 载荷終了後の基部から 200mm 区間の軸方向鉄筋の座屈モード



(a) タイプ I



(b) タイプ II

図-15 有効高さにおける水平力～水平変位の履歴曲線

参考文献

- 1) 中村光, 二羽淳一郎, 田辺忠顕: 鉄筋の座屈が RC 構造のポストピーク挙動に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.4, No.2, 1992.
- 2) 星隈順一, 運上茂樹, 塩島亮彦: RC 橋脚における軸方向鉄筋の座屈抑制効果に及ぼすかぶりコンクリートの影響に関する研究, 土木学会地震工学論文集, Vol.27, pp.1-7, 2003.
- 3) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002
- 4) 早川涼二, 川島一彦, 渡邊学歩: 水平 2 方向地震力を受ける単柱式 RC 橋脚の耐震性, 土木学会論文集, No.759/I-67, pp.79-98, 2004.
- 5) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K., and Taylor, A. W.: Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.123, No.5, pp.624-633, 1997.
- 6) Sakai, J., and Kawashima, K. [2006] "Unloading and reloading stress-strain model for confined concrete," J. Structural Engineering, ASCE, 132(1), 112-122.
- 7) Menegotto, M. and Pinto, P. E.: Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Force and Bending, Proc. IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, pp.15-22, 1973.
- 8) 堺淳一, 川島一彦: 部分的な除荷・再載荷を含む履歴を表す修正 Menegotto-Pinto モデルの提案, 土木学会論文集, No. 738/I-64, pp.159-169, 2003.