

アンボンド区間を有する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性

細入圭介¹・川島一彦²・庄司学³・堺淳一⁴

¹ 学生会員 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻修士課程
(〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

² フェロー会員 工博 東京工業大学教授 大学院理工学研究科土木工学専攻 (同上)

³ 正会員 修(工) 東京工業大学助手 大学院理工学研究科土木工学専攻 (同上)

⁴ 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博士後期課程 (同上)

1. はじめに

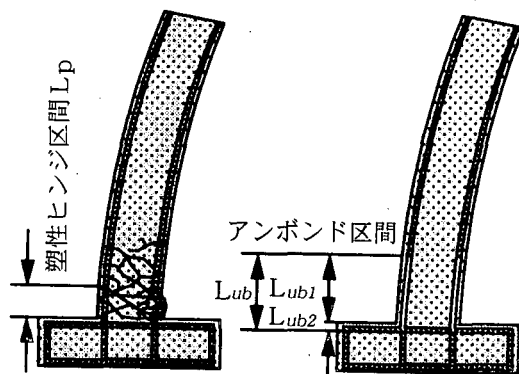
強震動を受けた場合に鉄筋コンクリート橋脚の崩壊を防止するためには、変形性能を向上させることが重要である。曲げ破壊先行型のRC橋脚では、曲げ変形を受けた際に圧縮側に位置する主鉄筋は座屈し、これが引張側になると主鉄筋が引き延ばされて引張力に抵抗する。このプロセスを繰り返すうちにコンクリートの圧壊と同時に主鉄筋の破断が生じ、曲げ耐力を失っていく。

一般に、主鉄筋の破断は塑性ヒンジ区間の中でも基部に集中するのが普通である。これは主鉄筋の塑性変形が基部に生じやすく、いったんここに塑性変形が生じるとその後はこの箇所のみ塑性変形が集中しやすいためである。

このような主鉄筋の塑性化の集中を防止するためには、図-1に示すように、橋脚躯体基部の L_{ub1} 区間やフーチング上面の L_{ub2} 区間のようにある範囲で主鉄筋と周辺コンクリートとの付着を切ることが有効ではないかと考えられる。このようにすれば、主鉄筋に引張力や圧縮力が作用しても付着を切った区間内でひずみが平均され、特定箇所へのひずみの集中を防止できることが期待されるためである。その結果、主鉄筋の座屈や破断を軽減することができれば、RC橋脚の曲げ変形性能の向上を図ることができるのではないかとというのが本研究の基本的な発想である。

曲げ変形を受ける梁部材をアンボンドするという発想は、滝口らが建築用の梁に対していろいろな角度から検討している^{1)~3)}。また、池田らは変形性能の向上と地震後の橋脚の残留変位を減少させることを主目的としてRC橋脚やPC橋脚にPC鋼材を配置する方法を提案し、このなかでPC鋼材を橋脚躯体と付着させた場合とアンボンドにした場合の効果を検討している⁴⁾。

以上のように、主鉄筋をアンボンドにした場合の効果については少なからず研究が行われているが、単柱式RC橋脚を対象として塑性ヒンジ区間内で主鉄筋をアンボンドにした場合の効果を検討した研究



(a)アンボンドしていない橋脚 (b)アンボンドした橋脚

図-1 主鉄筋のアンボンド

は行われていない。

本研究では、以上のような着想のもとに曲げ破壊タイプのRC単柱式橋脚模型5体を製作し、繰り返し載荷実験を行うと同時に、ファイバー要素解析を行い、アンボンドの効果を検討した。実験結果については別途報告⁵⁾しているため、本論文ではファイバー要素解析について以下に述べる。

2. 解析対象とする実験の概要⁵⁾

実験には、図-2に示すように同一仕様の5体のRC供試体を用いた。これらは、いずれも400mm×400mmの矩形断面を有する単柱式RC橋脚で、有効高さ(フーチング上面から載荷点までの高さ)は1.45m、せん断支間比は3.625である。主鉄筋としては径13mmのSD295Aを12本配置した。主鉄筋比は0.95%である。帯鉄筋としては径6mmのSD295Aを50mm間隔で橋脚の全高にわたって一様に配筋した。帯鉄筋比 ρ_s (体積比)は0.77%である。帯鉄筋は、135度曲げ、長さ100mmのフックでコアコンクリート内に定着されている。

表-1 実験供試体

供試体	アンボンド区間	アンボンド率
A	-	-
B	0.5D	100%
C	1D	
D	1.5D	
E	1D	50%

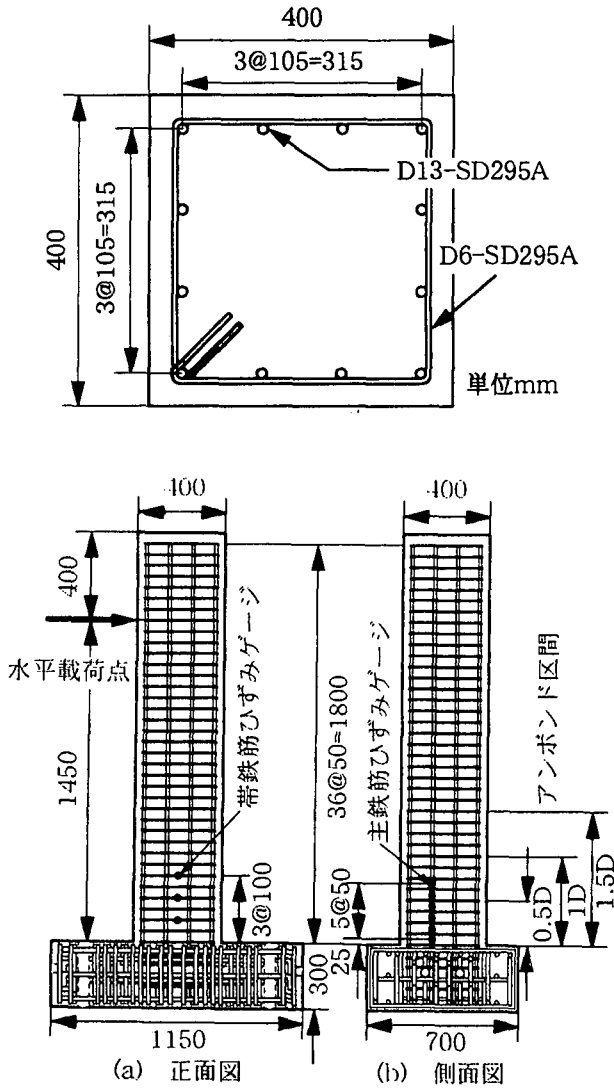


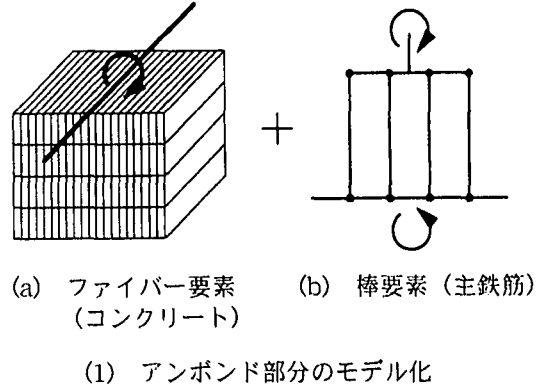
図-2 実験に用いた供試体

5体の供試体では、橋脚基部における主鉄筋とコンクリートとの付着条件を変化させた。どの範囲の主鉄筋と全体のうち何パーセントの主鉄筋をアンボンドするかが重要であり、ここでは、今回が最初の検討であることから、やや大きめにこれらの条件を変化させることとし、橋脚躯体において基部から橋脚幅Dの0.5倍(200mm)、1倍(400mm)、1.5倍(600mm)の範囲をアンボンドすることとした。

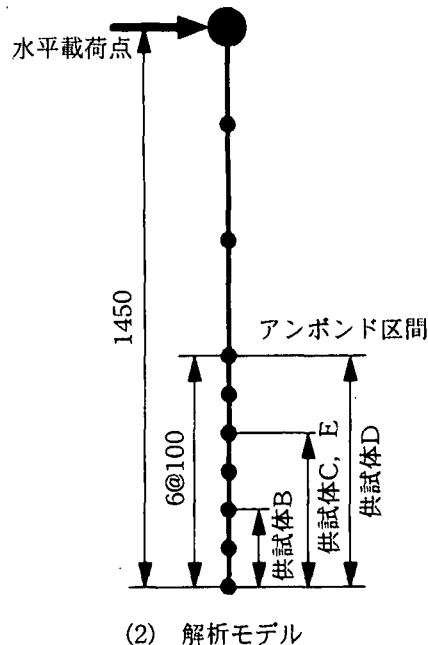
次に、上述した高さの範囲にある鉄筋のうち、どれだけの鉄筋をアンボンドにするかを表すために、次式によりアンボンド率 r_u を定義する。

$$r_u = \frac{p_{lu}}{p_l} \quad (1)$$

ここで、 p_l ：主鉄筋比、 p_{lu} ：アンボンドする主鉄筋比である。ここでは、アンボンド率 $r_u=100\%$ を基本とし、さらに50%に変化させた場合も検討することとした。このようにして、アンボンド区間とアンボンド率を表-1に示すように定めた。ここで、供試体Aはアンボンドせず主鉄筋をコンクリートと普通



(1) アンボンド部分のモデル化

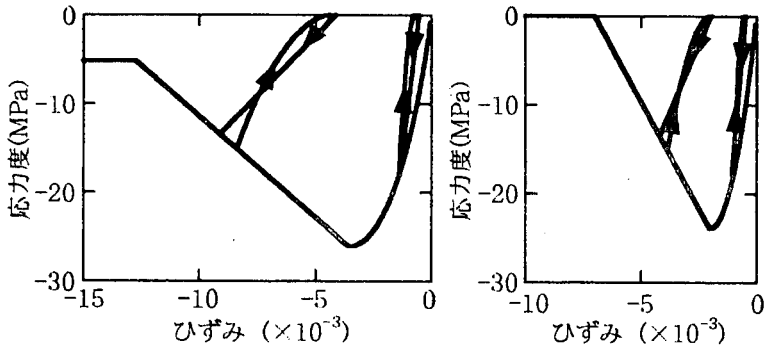


(2) 解析モデル

図-3 ファイバー要素を用いた解析モデル

に付着させた模型であり、供試体B～供試体Eは主鉄筋をアンボンドした供試体である。

主鉄筋とコンクリートとの付着を切るためには丸鋼を使用する、鉄筋にケーシングをかぶせる等、いろいろな方法が考えられるが、ここでは、異形鉄筋のふしとふしの間にパラフィン・ワックスを塗り、その表面をセロファンテープで被覆する方法を採用した¹⁾。これは、このようにすることによって鉄筋をほぼ完全にアンボンドすることができると言われていたためである。



(a) コアコンクリート (b) かぶりコンクリート
 図-4 コンクリートの応力度～ひずみ関係のモデル化

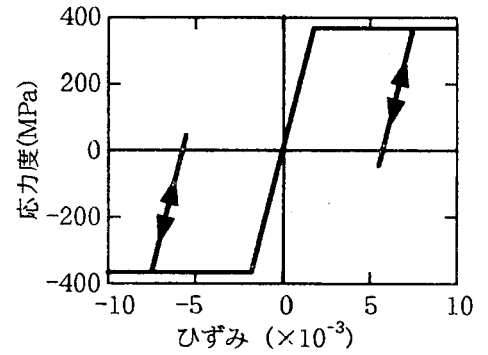


図-5 主鉄筋の応力度～ひずみ関係のモデル化

3. 実験結果の解析

(1) モデル化

実験結果を再現するため、ファイバー要素を用いて解析することとした。これは、主鉄筋をアンボンドした場合には、コンクリートの変形と主鉄筋の変形が一致しないため、ファイバー要素解析が適していると判断したためである。ファイバー要素で解析するためには、以下の仮定を設けた。

(a) 橋脚模型を図-3 に示すようにファイバー要素でモデル化する。コンクリートはファイバー要素で、主鉄筋は棒要素で表し、主鉄筋を表す棒要素はアンボンドしない場合にはコンクリートファイバーと同一変形をすると仮定し、アンボンドした主鉄筋はコンクリートとは別に変形すると仮定する。

(b) コンクリートの応力度 σ_c ～ひずみ ϵ_c 関係は、コアコンクリート及びかぶりコンクリートに分けて図-4 のようにモデル化する。応力度 σ_c ～ひずみ ϵ_c 関係の骨格曲線は星隈らの提案式⁶⁾を最大圧縮応力度以後、最大圧縮応力度 σ_{cc} の20%まで直線的に低下させ、その後は $0.2\sigma_{cc}$ の値を保つように修正し⁷⁾、⁸⁾、以下のように与えた。

$$\sigma_c = \begin{cases} E_c \epsilon_c \left[1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right] & (0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cc}) \\ \sigma_{cc} - E_{des} (\epsilon_c - \epsilon_{cc}) & (\epsilon_{cc} < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}) \\ 0.2\sigma_{cc} & (\epsilon_{cu} < \epsilon_c) \end{cases} \quad (5)$$

ここで、

$$n = \frac{E_c \epsilon_{cc}}{E_c \epsilon_{cc} - \sigma_{cc}} \quad (6)$$

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 0.76 \rho_s \sigma_{sy} \quad (7)$$

$$\epsilon_{cc} = 0.002 + 0.0132 \frac{\rho_s \sigma_{sy}}{\sigma_{ck}} \quad (8)$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \sigma_{sy}} \quad (9)$$

$$\epsilon_{cu} = \epsilon_{cc} + \frac{0.8\sigma_{cc}}{E_{des}} \quad (10)$$

ここに、 σ_{ck} ：コンクリートの強度(MPa)、 σ_{sy} ：帯鉄筋の降伏強度(MPa)、 σ_{cc} 、 ϵ_{cc} ：最大圧縮応力度(MPa)とその時のひずみ、 E_c ：コンクリートの弾性係数(MPa)、 E_{des} ：下降勾配(MPa)、 ϵ_{cu} ：コンクリートの終局ひずみ、 ρ_s ：帯鉄筋比である。

また、除荷および再載荷過程の $\sigma_c \sim \epsilon_c$ はRisticに従って求めた⁹⁾。

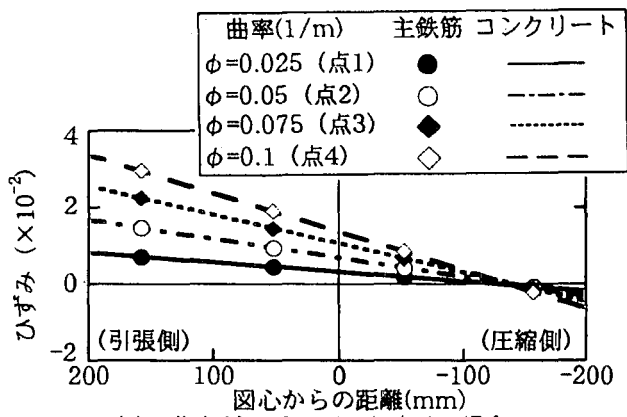
なお、かぶりコンクリートの応力度 σ_c ～ひずみ ϵ_c 関係は、基本的に式(5)において $\rho_s = 0$ とし、 $\epsilon_c \geq 0.007$ において $\sigma_c = 0$ と仮定して、以下のように与えた。

$$\sigma_c = \begin{cases} E_c \epsilon_c \left[1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\epsilon_c}{0.002} \right)^{n-1} \right] & (0 \leq \epsilon_c \leq 0.002) \\ \frac{\sigma_{ck}}{0.005} (0.007 - \epsilon_c) & (0.002 < \epsilon_c \leq 0.007) \\ 0 & (0.007 < \epsilon_c) \end{cases} \quad (11)$$

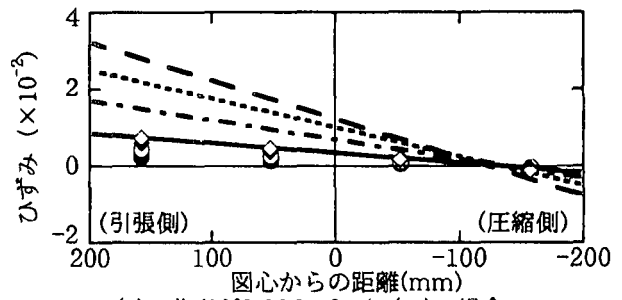
(c) 主鉄筋の応力度 σ_s ～ひずみ ϵ_s 関係は、周辺コンクリートとの付着がある場合もアンボンドした場合もともに完全バイリニア型¹⁰⁾と仮定し、図-5 のように表す。

(d) ファイバー要素解析では、最下段のファイバーに損傷が集中するため、1層のファイバーの高さをどのように選定するかが重要である。あまり細かく分割すると最下段のファイバーの曲率が極端に大きくなり実態と合わないし、あまり高すぎると塑性ヒンジ長内の曲率を大ざっぱにししか解析できない。

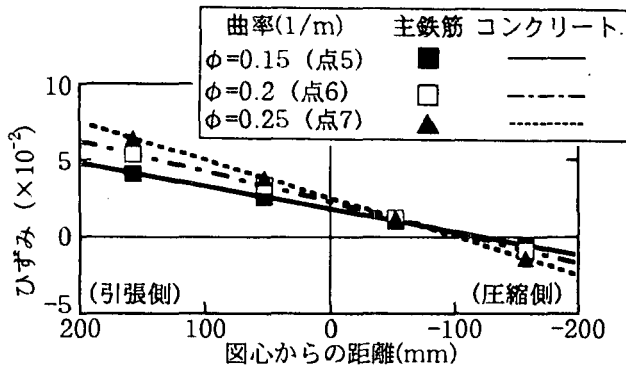
ここでは、ファイバー要素解析は塑性ヒンジ区間のコンクリートの損傷を物理的に表すためにはあくま



(a) 曲率が0.025~0.1(1/m)の場合

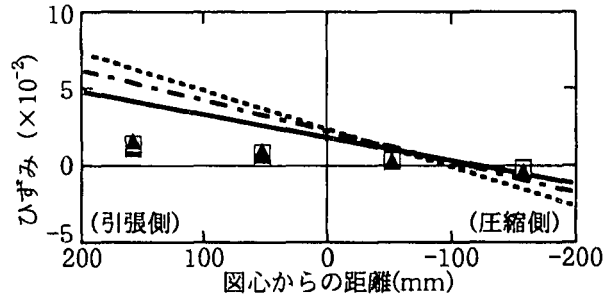


(a) 曲率が0.025~0.1(1/m)の場合



(b) 曲率が0.15~0.25(1/m)の場合

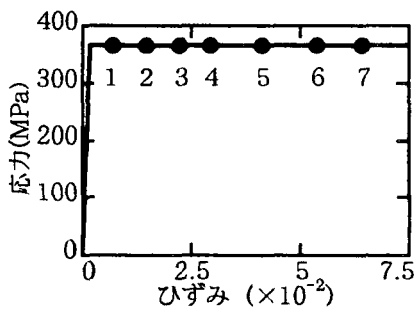
(1) 供試体A



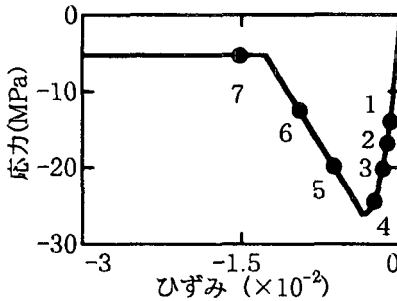
(b) 曲率が0.15~0.25(1/m)の場合

(2) 供試体C

図-6 最下段のファイバー要素における主鉄筋とコンクリートのひずみ分布

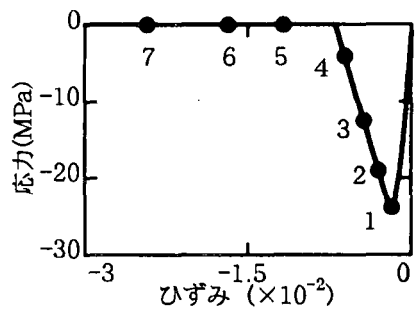


(a) 引張側最外縁の主鉄筋

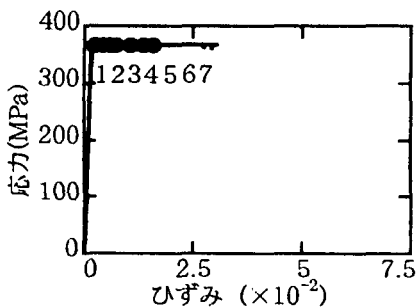


(b) 最外縁のコアコンクリート

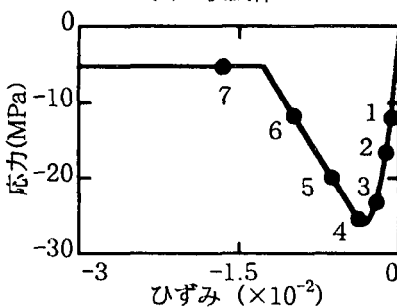
(1) 供試体A



(c) 最外縁のかぶりコンクリート

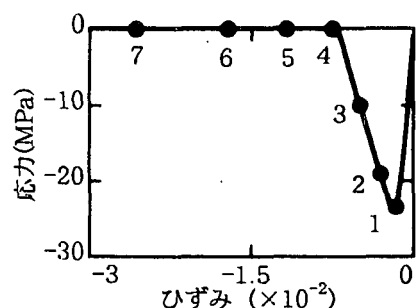


(a) 引張側最外縁の主鉄筋



(b) 最外縁のコアコンクリート

(2) 供試体C



(c) 最外縁のかぶりコンクリート

図-7 最下段のファイバー要素における主鉄筋とコンクリートの応力履歴
(図中の番号は 図-6 中の番号と対応)

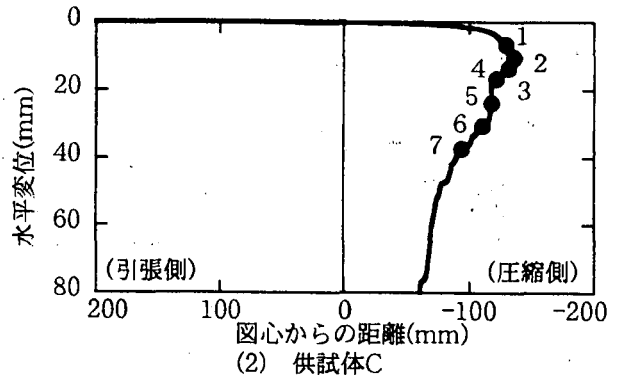
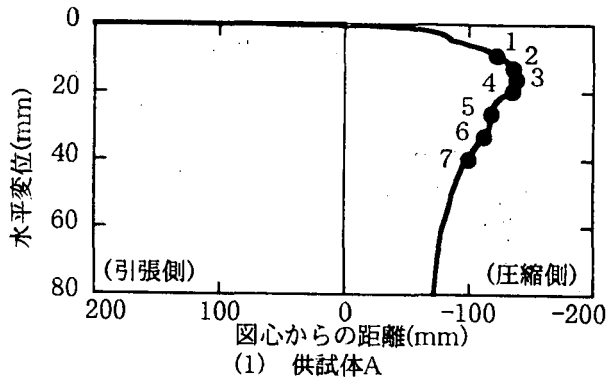


図-8 荷重変位の増大に伴う最下段のファイバー要素における中立軸の位置
(図中の番号は 図-6 中の番号と対応)

でも近似的な解を与えるに過ぎないことから、アンボンド区間の1層のファイバー要素の厚さを100mmとすることとした。

(2) 解析の特性

供試体Aと供試体Cを例に、ファイバー要素解析結果の特徴を示す。図-6は図-3に示したモデルにおいて水平荷重点に水平力を逐次増加させていった場合に最下段のファイバー(基部~100mm区間)に生じるコンクリートと鉄筋のひずみ分布を曲率が0.025~0.25(1/m)の範囲について示した結果である。これによれば、主鉄筋がコンクリートに付着されている供試体Aでは、当然、主鉄筋はコンクリートと同じだけ変形しており、変形面は同じである。これに対して、主鉄筋をアンボンドした供試体Cでは、コンクリートのひずみに対して主鉄筋のひずみが小さい。これはアンボンド区間で主鉄筋のひずみが平均化されるためである。

図-6がどのようなコンクリート(コアコンクリート、かぶりコンクリート)と主鉄筋の応力分布の結果生じたのか、また、中立軸位置は荷重変位の増大とともにどのように変化していったかを示した結果がそれぞれ図-7、図-8である。曲率が0.025(1/m)

(点1)になると最外縁位置ではかぶりコンクリートはほぼ最大圧縮応力度に達し、最外縁の主鉄筋も引張側で降伏している。ただし、コアコンクリートは最も外縁に近い位置でもまだ最大応力度には達しておらず、これがほぼ最大応力度に達するのは曲率が0.1(1/m)になった場合(点4)である。このようにコアコンクリートの方がかぶりコンクリートよりも最大圧縮応力度に達するのが遅れるのは、中立軸からの距離が短いためである。曲率が0.15(1/m)(点5)になると最も外縁に近い位置においてはかぶりコンクリートの応力度は0になり、また、曲率が0.25(1/m)(点7)になると最外縁位置のコアコンクリートの応力度は最大応力度の20%にまで低下する。中立軸の位置は、荷重変位の増大とともに図心から136mmまで増大するが、その後は100mm程度に小さくなっていく。これは上述したように、かぶりコ

ンクリートやコアコンクリートの抵抗が外側から順次失われていくためである。

コンクリートと主鉄筋が分担する図心まわりのモーメント M_c 、 M_s および両者を加えた全体のモーメント M は以下のように計算することができる。

$$M_c = \sum_1^{n_c} \sigma_{ci} A_{ci} x_{ci} \quad (12)$$

$$M_s = \sum_1^{n_s} \sigma_{si} A_{si} x_{si} \quad (13)$$

$$M = M_c + M_s \quad (14)$$

ここで、 σ_{si} 、 σ_{ci} : i 番目の主鉄筋およびコンクリートファイバーの応力度、 A_{si} 、 A_{ci} : i 番目の主鉄筋およびコンクリートファイバーの断面積、 x_{si} 、 x_{ci} : 図心から i 番目の主鉄筋およびコンクリートファイバーまでの断面方向の距離、 n_s 、 n_c : 主鉄筋の本数およびコンクリートファイバーの数である。

式(12)~式(14)に基づいて計算したモーメント M_c 、 M_s 、 M を図-9に示す。これによれば、供試体Aにおいては、橋脚基部~100mm区間では荷重点変位がドリフトで1.5%程度以下と小さい場合には主鉄筋よりもコンクリートが分担するモーメントの方が大きい。これ以上に荷重変位が増大するとコンクリートの分担するモーメント M_c は減少していく。これは、上述したように荷重に伴ってかぶりコンクリートやコアコンクリートが順次抵抗力をなくしていくためである。基部から200~300mm、400~500mmにおいては荷重変位の増大に伴ってコンクリートの負担するモーメント M_c はわずがしか低下しない。これは上述したように、ファイバー要素解析では計算上最下段のファイバーに損傷が集中するためである。主鉄筋をアンボンドする場合には、アンボンド区間においては主鉄筋に作用する軸力は同じであるため、 M_s は高さ方向に変化しない。したがって、この分だけコンクリートの分担するモーメント M_c は小さい。

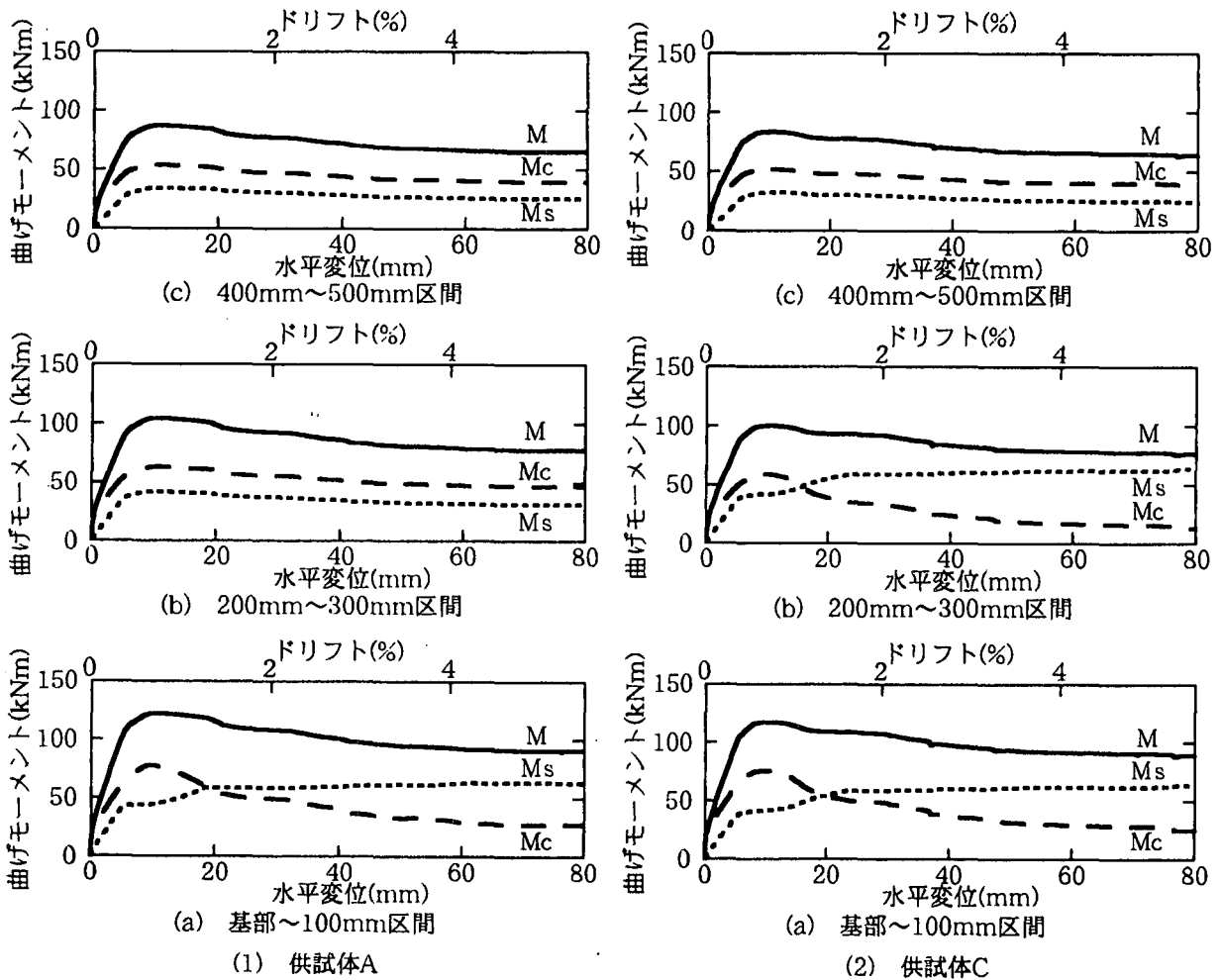


図-9 主鉄筋およびコンクリートが負担する曲げモーメント (供試体A及びCの場合)

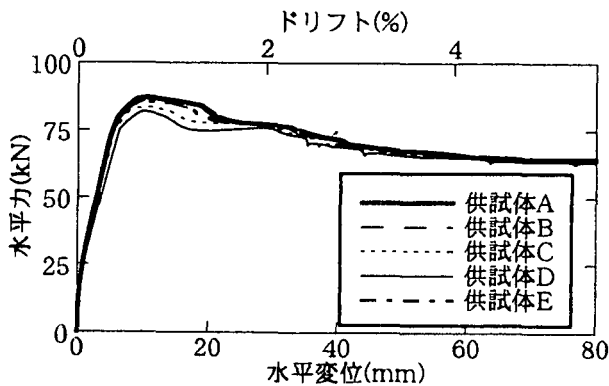


図-10 解析による水平力～水平変位の履歴

(3) ファイバー要素解析から見たアンボンドの影響

以上のような解析に基づいて、載荷点の水平変位と水平力の関係を求めた結果が図-10、最外縁の引張側主鉄筋に生じるひずみ分布を求めた結果が図-11である。供試体Aの場合に比較すると、供試体B, C, Dの最大耐力はそれぞれ、99, 96, 94%で、アンボンド区間が長くなるほど最大耐力は低下する。

また、初期剛性も供試体B, C, Dとなる程小さくなるが、これはそれほど顕著ではない。供試体Aでは、主鉄筋に生じるひずみは最下段のファイバーが大きく、ドリフト=4%では0.09程度となる。これに対して、アンボンドした場合にはアンボンド区間が長くなるほど主鉄筋のひずみは小さくなり、例えば、供試体Cではドリフト=4%の段階で0.02程度となる。

このように、アンボンドすることによって主鉄筋に生じるひずみを平均化できるためひずみを小さくでき、アンボンド区間長の増加とともに最大耐力や初期剛性が減少するという特徴をファイバー解析によってうまく表すことができるが、水平力～水平変位の関係がどの程度一致するかを示した結果が図-12である。これによれば、供試体Bにおいては実験によって求めたマイナス側の耐力がプラス側の耐力に比較して24%程度小さく、この特徴をファイバー要素解析では与えることができないが、こうした点を除けば全体としてファイバー要素解析は実験結果の包絡線の特徴をある程度再現しているといえる。

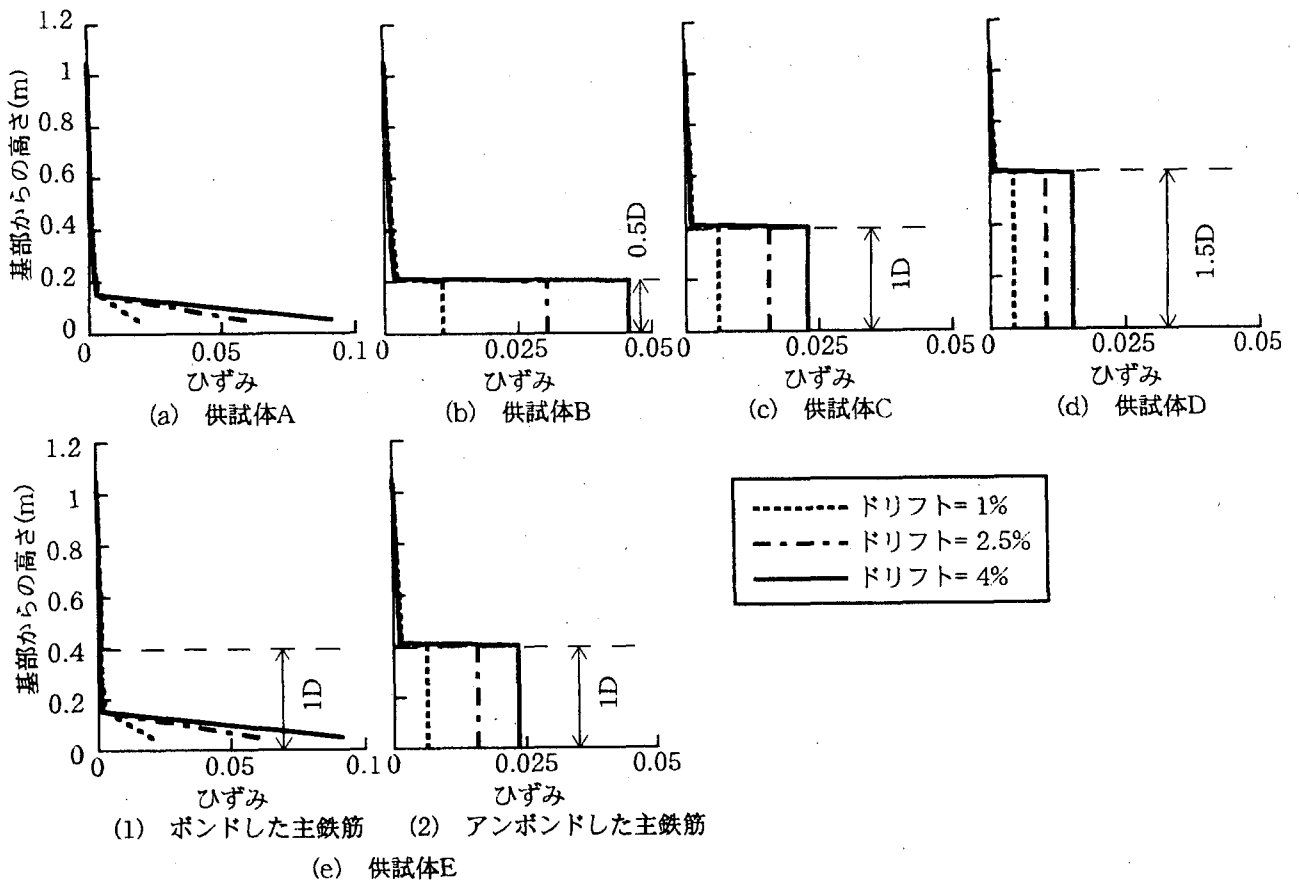


図-11 主鉄筋の軸方向ひずみの分布

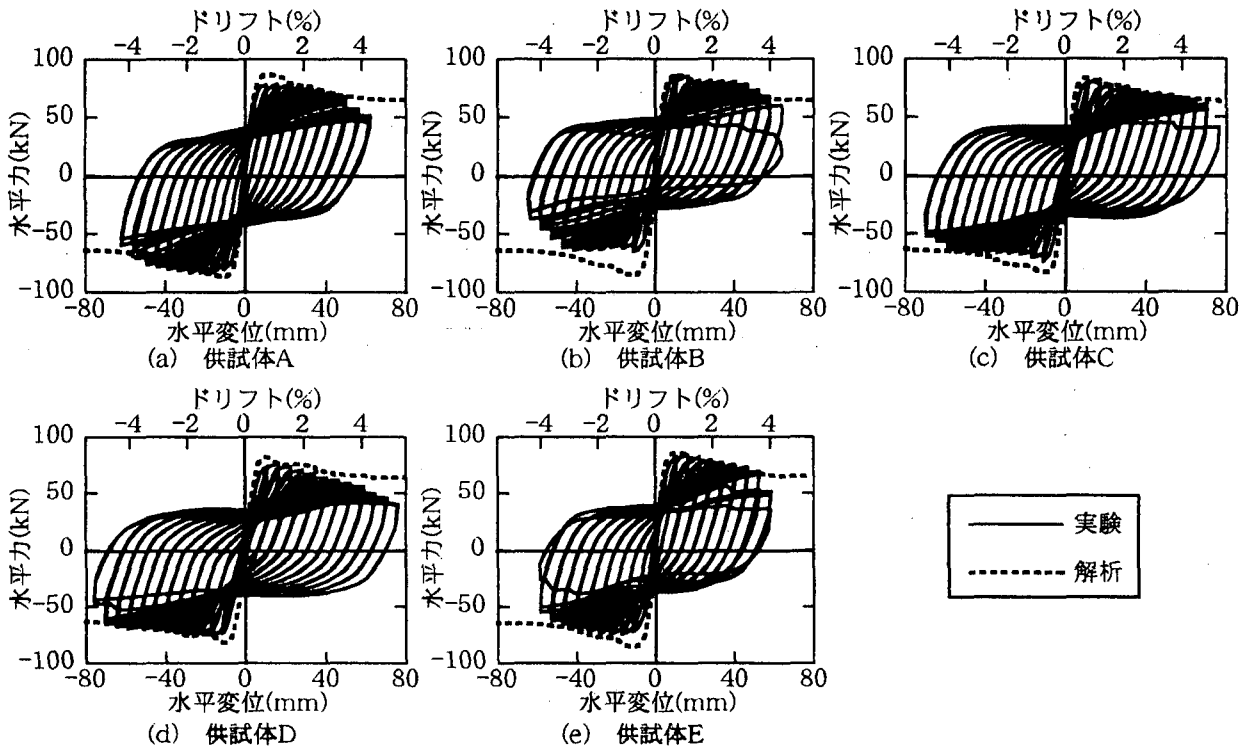


図-12 ファイバー要素解析によって求めた水平力～水平変位関係と実験結果の比較

4. 結論

橋脚基部の主鉄筋のひずみを平均化するために基部のある区間において主鉄筋を周辺コンクリートからアンボンドした5体の模型供試体に対する繰り返し載荷実験をファイバー要素解析で解析した。本解析の範囲から得られた結論は以下の通りである。

1) 主鉄筋をアンボンドすることにより、アンボンド区間において主鉄筋に生じる変形を平均化できるため、普通に主鉄筋を周辺コンクリートと付着させた場合に比較して、主鉄筋に生じるひずみは減少する。ファイバー要素解析により、この特徴を表すことができる。

2) 実験では、アンボンドした場合は、アンボンド区間を20cm(供試体B)、40cm(供試体C)、60cm(供試体D)とした場合の最大耐力はアンボンドしない場合に比較して、4~7%低い程度である。一方、ファイバー要素解析においても、アンボンドした場合の最大耐力はアンボンドしない場合の1~6%低い程度で、実験結果との整合性がよい。

3) ファイバー要素解析によれば、最下段のファイバーを別にすれば、コンクリートが分担する曲げモーメントは、アンボンドしない場合よりもアンボンドした場合の方が小さい。これが実験においてアンボンドした場合にはアンボンドしない場合に比較して橋脚基部の曲げクラックが少なかった原因と考えられる。

参考文献

- 1) 滝口克己, 岡田謙二, 堺政博: 付着のある RC 部材と付着のない RC 部材の変形特性, 日本建築学会論文報告集, 第 249 号, pp.1-11, 1976
- 2) 滝口克己: 付着のある RC 部材と付着のない RC 部材の変形特性・II, 日本建築学会論文報告集, 第 262 号, pp.53-59, 1977
- 3) 滝口克己, 堀田久人, 澤淵知己, 森田修平: RC 柱端部コンクリートの圧縮特性に関する基礎実験, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 442 号, pp.123-131, 1992
- 4) 池田尚治, 森拓也, 吉岡民夫: プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する研究, プレストレストコンクリート, Vol. 40, No.5, pp. 40-47, 1998
- 5) 細入圭介, 川島一彦, 庄司学: アンボンド区間を有する鉄筋コンクリート橋脚の繰り返し変形特性に関する実験的研究, 土木学会第 25 回地震工学研究発表会, pp. 717-720, 1999
- 6) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor. A. W. : Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, *J. Structural Engineering*, ASCE. Vol. 123, No. 5, pp. 624-633.
- 7) Kent, D. C. and Park, R. : Flexural Members with Confined Concrete, *J. Struct. Div.*, ASCE, Vol.97, No.ST7, pp.1969-1990, 1971
- 8) 堺淳一, 川島一彦, 庄司学: 横拘束されたコンクリートの除荷および再載荷過程における応力度~ひずみ関係の定式化, 土木学会論文集, No.654/I-52, pp.297-316, 2000
- 9) Ristic, D. : Nonlinear Behavior and Stress-Strain based Modeling of Reinforced Concrete Structures under Earthquake Induced Bending and Varying Axial Loads, School of Civil Engineering, Kyoto Univ., 1988
- 10) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996