

論文 鉄筋コンクリート柱における鉄筋の地震時ひずみ履歴に関する研究

館石和雄^{*1}・西田朱里^{*2}・矢島哲司^{*3}・魚本健人^{*4}

要旨：地震時に鉄筋コンクリート柱の鉄筋に生じるひずみ履歴を解析的に明らかにすることにより、鉄筋の疲労損傷度と、断面諸元、軸力の大きさや地震波の性質などとの関係について検討した。その結果、断面諸元の変化が鉄筋の累積疲労損傷度に与える影響は小さいこと、地震波の性質によって軸力が疲労被害に与える影響が大きく異なることなどが明らかとなった。さらに、実験的に得られた鉄筋の低サイクル疲労破壊発生条件と解析結果とを比較することにより、通常の条件下では実構造物に低サイクル疲労破壊が発生する可能性は小さいことを示した。

キーワード：鉄筋、低サイクル疲労、じん性

1. はじめに

鉄筋コンクリート橋脚の変形性能を支配する大きな要因は鉄筋の座屈であることが明らかとなっている¹⁾。そのため、RC橋脚においては大変形時でも鉄筋の座屈が生じにくくなるよう、適当な量の帯鉄筋を配置することが規定されている。最近では、更なるじん性の向上を目的として、多量の帯鉄筋を配置したり新素材やスパイラル筋などによって主鉄筋に高い拘束を与えることによりその座屈発生を遅らせる方法などが検討されている。

このように、部材の大変形時に至るまで主鉄筋を重拘束することにより、鉄筋の座屈発生が遅れ、じん性を向上させることができる反面、鉄筋に大ひずみが繰り返されることになり、低サイクル疲労の可能性が生じる。鉄筋の低サイクル疲労は鉄筋のひずみ履歴に大きく支配されることから、その定量的評価のためには鉄筋のひずみに着目した検討が必要である。

これに関連して著者のうちの2名は、繰り返し載荷時の鉄筋のひずみ振幅およびその吸収エネルギーに着目し、エネルギーの観点から鉄筋コンク

リート部材の力学挙動をとらえる試みを行っている²⁾。その結果、鉄筋コンクリートにおいてはそのエネルギーの大部分が鉄筋によって吸収されていること、鉄筋の破断は低サイクル疲労現象としてとらえることにより定量的に評価できる可能性があることなどを示している。しかし、実構造物部材が実地震を受ける際に、鉄筋にどのようなひずみ履歴が生じるのか、あるいは低サイクル疲労破壊が発生し得るのかどうかといった点は未だ十分に解明されていない。

そこで本研究では、RC橋脚の地震時挙動を有限要素法により解析し、その際に生じる鉄筋のひずみ履歴を明らかにする。その上で、ひずみ履歴から求められる疲労損傷度を、過去の実験から求められた鉄筋の低サイクル疲労強度と比較することにより、実際の部材に低サイクル疲労破壊が生じる可能性について検討する。

2. 解析方法

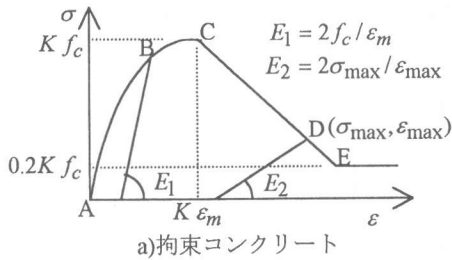
解析は梁要素を用いた動的有限要素法により行った³⁾。断面の剛性は、断面を約100個の微小要

*1 東京大学助教授 生産技術研究所 工博 (正会員)

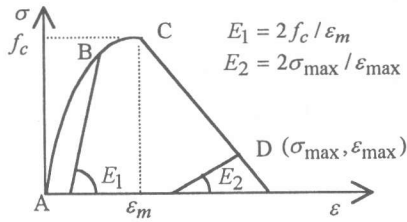
*2 東京工業大学大学院 土木工学専攻

*3 芝浦工業大学教授 工学部土木工学科 工博 (正会員)

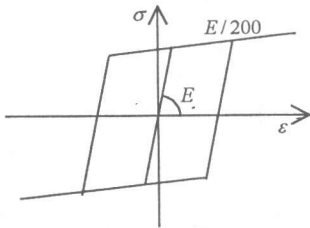
*4 東京大学教授 生産技術研究所 工博 (正会員)



a)拘束コンクリート



b)かぶりコンクリート



c)鉄筋

図-1. 解析に用いた材料の応力-ひずみ関係

素に分割し、各微小断面の剛性を足し合わせることににより評価した。材料非線形性および幾何学的非線形性を考慮して剛性マトリックスを構成し、次式により全ての節点での荷重増分、変位増分を求める。ただし、せん断変形は無視した。

$$(K_{ep} + K_g)\Delta u = \Delta F + R \quad (1)$$

ここに、 K_{ep} は弾塑性剛性マトリックス、 K_g は幾何学的剛性マトリックス、 Δu は変位増分ベクトル、 ΔF は外力増分ベクトルである。 R は解析モデルの非線形性によって生じる残差力ベクトルであり、断面の応力を積分することによって求められる部材力と、作用外力との差として求められる。この残差力が小さくなるまで、繰返し計算を行った。

解析に用いた材料の応力-ひずみ関係を図-1に示す。コンクリートの応力ひずみ関係は修正 Kent & Park モデル⁹⁾を用い、帯鉄筋で囲まれた内

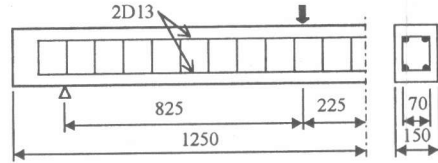


図-2. 試験体

部のコンクリートについては、次の係数により強度および最大応力時のひずみの増加を考慮した。

$$K = 1 + \rho_s f_{sy} / f_c \quad (2)$$

ここに ρ_s は帯鉄筋比、 f_{sy} は帯鉄筋の降伏強度、 f_c はコンクリートの圧縮強度である。また、図-1aに示すE点以降は、最大応力の0.2倍の応力を負担できるものとした。除荷剛性については、ひずみがC点よりも小さい場合と大きい場合とでそれぞれ図-1a中に示すように設定した。なお引張強度は無視している。かぶりコンクリートについては帯鉄筋による拘束がないことから強度等の増加はないものとし、除荷剛性は図-1b中に示すように仮定した。

鉄筋の応力-ひずみ関係は図-1cに示すようにバイリニアで仮定した。鉄筋の座屈の影響を考慮し、圧縮側において鉄筋のみかけの応力-ひずみ関係を変えて解析した例⁹⁾もあるが、本研究では圧縮側と引張側の応力-ひずみ関係は対称としており、座屈の影響は取り込んでいない。これは、重拘束された場合など、鉄筋の座屈が発生しにくい場合に対象を絞り、その際の鉄筋のひずみ履歴を明らかにしようとしたためである。

3. 解析結果と実験結果との比較

本解析結果を、文献2)の試験結果と比較することにより、その妥当性を検討した。用いた試験体を図-2に示す。この梁に4点荷重にて繰返し強制変位を与え、鉄筋の破断に至らしめている。結果の一例として、 $\pm 4 \delta y$ (δy :降伏変位)の変位を繰返し載荷したときの、荷重と支間中央での変位との関係を図-3に示す。解析結果と実験結果とを比較すると、除荷域において解析結果は角張った形状となっており、実験結果との相違が見られるが、全体的な傾向はよく一致している。この形状の相違は主に鉄筋の除荷剛性のモデル化による

ものであると考えられる。実験において鉄筋ひずみは測定されていないことから、鉄筋ひずみの直

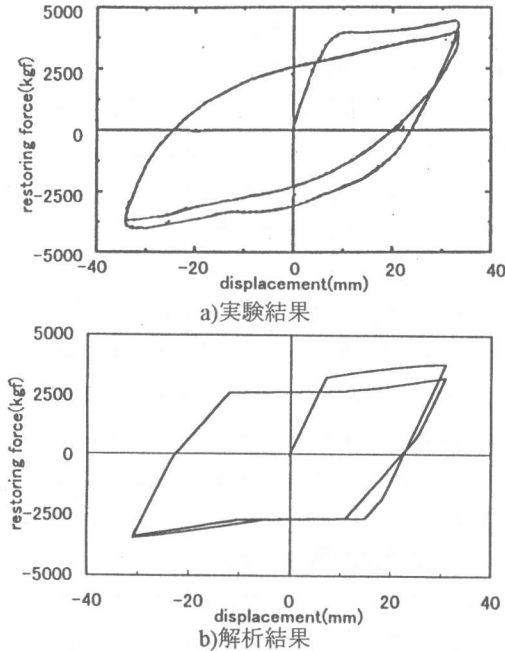


図-3. 荷重—変位関係

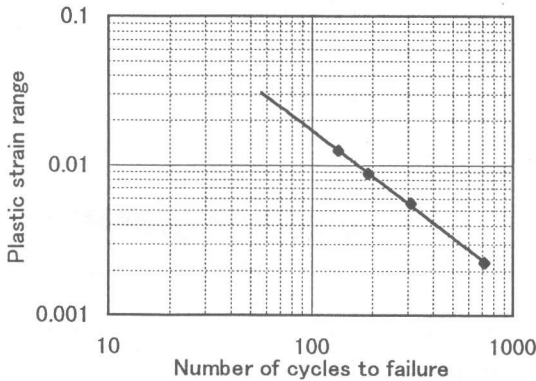


図-4. 塑性ひずみ振幅と破断回数との関係

接の比較は不可能であるが、荷重—変位関係の傾向が一致していることにより、本解析手法によっても鉄筋ひずみの概略の傾向はとらえることができるものとした。

図-4は本解析で求められた塑性ひずみ振幅と、実験で得られた鉄筋破断繰返し回数との関係を示したものである。両者は両対数でほぼ直線関係にあり、低サイクル疲労のアプローチが適用可能であることを示唆している。両者の関係は次式で近似することができる。

$$\varepsilon_p N_f^m = 1.9 \quad (3)$$

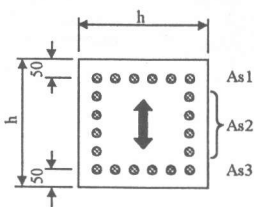
ここで、 ε_p は塑性ひずみ振幅、 N_f は破断回数であり、 m の値は1.02である。従来より、塑性ひずみ振幅と破断回数との関係において、 m は0.6程度であることが報告されており⁷⁾、本解析結果ではそれよりも大きな値となった。この原因の一つとして、本解析ではひびわれによる鉄筋ひずみの局所化の影響をとりこんでおらず、平均的なひずみを評価している点が挙げられる。すなわち、実際に鉄筋に生じる最大の塑性ひずみ振幅は、局所化の影響により本解析で得られるものよりも大きく、それに伴ってこの直線の勾配が異なってくるのが考えられる。しかし、本解析で得られる塑性ひずみ振幅を一つの尺度とすることによって、定性的な傾向はとらえることができるものとした。

4. 地震時鉄筋ひずみ履歴の解析

4.1 解析モデル

解析対象とした橋脚の諸元を表-1に示す。実構造物での諸元を参考に決定したCase1を標準として、鉄筋の降伏強度を下げ鉄筋量を増やした場合をCase2、逆に鉄筋強度を上げて鉄筋

表-1. 解析条件



Case		1	2	3	4	5	6
断面寸法 h(mm)		900	900	900	900	850	800
鉄筋降伏強度 f_{sy} (MPa)		340	290	390	490	390	390
コンクリート圧縮強度 f_c (MPa)		28	28	28	28	29	44
鉄筋量	As1,As3	5559	6449	4892	3980	5559	5559
	As2	1588	1842	1398	1137	1588	1588
曲げ耐力(kN·m)		3858	3861	3863	3874	3870	3865

量を減らした場合を Case3,4, 断面積を減らし、鉄筋およびコンクリート強度を上げた場合を Case5,6 とした。各断面の鉄筋量や材料強度は、曲げ耐力がほぼ一致するように決定した。また軸荷重は、それによる軸応力が Case1 のコンクリート圧縮強度の 0.15,0.10 倍となるよう、それぞれ 3400kN, 2268kN とした 2 ケースについて解析した。以下、それぞれ L1,L2 と呼ぶこととする。

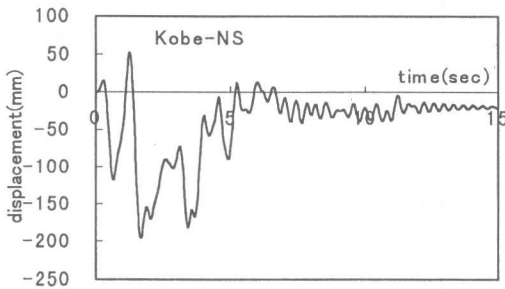
4. 2 動的解析手法

動的解析は減衰定数を 0.02 とし、与えた軸荷重に相当する質量が橋脚頂部に集中している 1 質点モデルとして行った。地震波としては、振幅の大きい少数のパルスが観測された神戸海洋気象台の NS 成分、多数のパルスが連続して観測された釧路沖地震 NS 成分を用いた。

5. 解析結果

5. 1 変位の時刻歴応答

図-5 に本解析で得られた橋脚頂部での変位の時刻歴応答の例を示す。兵庫県南部地震の場合、初期の大きな加速度によって最大 200mm 程度の変形が生じるが、その後の変動は比較的小さい。



最大変位と降伏変位との比は 20.5 となった。一方、釧路地震の場合、長い時間にわたって変位の変動が生じている。最大変位と降伏変位との比は 9.9 であった。これらの傾向はすべての断面ケースについて同様であった。

5. 2 鉄筋ひずみ履歴

図-6 に、解析により得られた鉄筋ひずみの時刻歴応答の例を示す。兵庫県南部地震においては、変位の時刻歴応答と同様に、初期の段階において片側の鉄筋のひずみが引張側へ、反対側のひずみが圧縮側へ大きくシフトしている。引張ひずみの最大値は 10%程度に達しており、非常に大きなひずみが生じていることがわかる。釧路沖地震の場合、ひずみの最大値は 5%程度であり、兵庫県南部地震の場合と比較して小さいが、その繰返し回数が多くなっており、地震波の性質によって鉄筋のひずみ履歴にも大きな特徴の相違が現れている。

5. 3 鉄筋の累積疲労被害

変動する塑性ひずみ振幅による疲労被害を評価する手法として、ここでは次式により計算される線形被害則を用いることとした。

$$D = \sum_i \varepsilon_{p,i}^{1/m} N_i \quad (4)$$

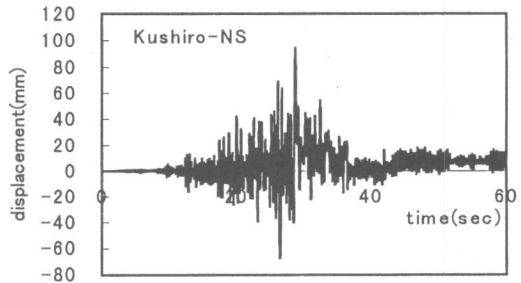


図-5. 変位時刻歴応答

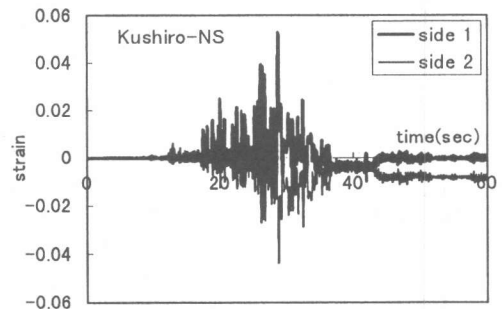
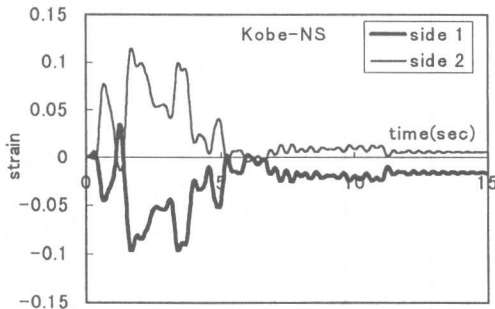


図-6. 鉄筋ひずみの時刻歴応答

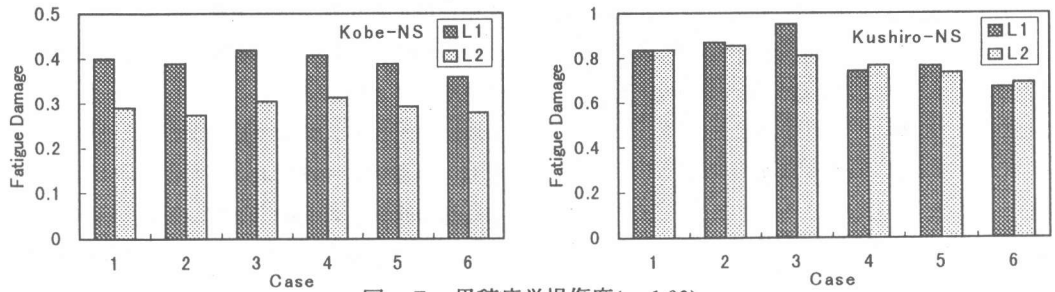


図-7. 累積疲労損傷度($m=1.02$)

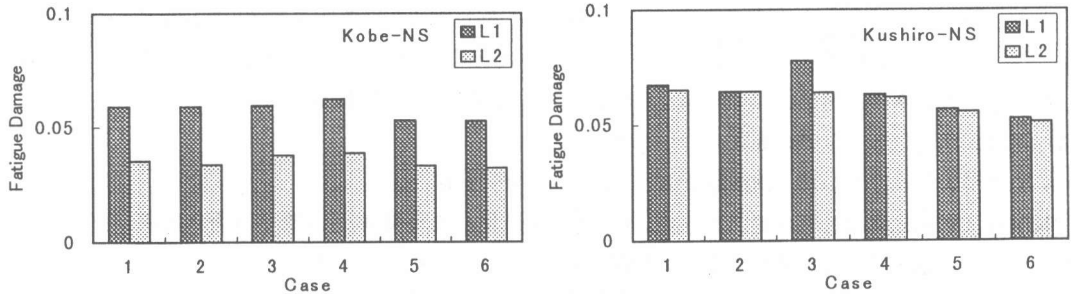


図-8. 累積疲労損傷度($m=0.6$)

ここに $\varepsilon_{p,i}$ は塑性ひずみ範囲, N_i は $\varepsilon_{p,i}$ の繰返し回数である. m の値は, 図-4 より得られる近似直線の傾きをとり, 1.02 とした. 解析により得られた鉄筋のひずみ履歴から, レインフロー法によってひずみ範囲を計数し, そこから弾性ひずみ成分を取り除いた上で, 上式により疲労被害を計算した. 累積疲労被害が大きい側の鉄筋についての計算結果を図-7 に示す.

同じ地震波, 軸応力の場合についてそれぞれを比較すると, 各断面ケースによる疲労被害の差は小さい. 兵庫県南部地震の場合, 軸力による差は比較的大きく, 軸力が小さい方が疲労被害が明らかに小さくなっている. しかし釧路沖地震の場合, 軸力による差はそれほど見られない. これは, 兵庫県南部地震波においては, ある少数の大きなひずみ振幅によって累積疲労被害がほぼ支配されており, それらのひずみ振幅の値が軸力によって大きく影響を受けているのに対し, 釧路沖地震波の場合には軸力の影響が比較的小さい小振幅の塑性ひずみの累積によって疲労被害が決まっているためであると考えられる.

兵庫県南部地震と釧路沖地震の結果を比較すると, 疲労被害は釧路沖地震の場合の方が2倍程度

大きくなっている. しかし上記に示した結果は m の値として 1.02 を用いた場合のものであり, 前述のように, この値は材料試験から得られる平均的な値である 0.6 よりも大きい. よって, 式4 による計算結果は, 大きな塑性ひずみ振幅の影響を過小評価していると考えられ, ひずみ履歴性状の大きく異なる兵庫県南部地震の場合と釧路沖地震の場合とを比較するのは困難であると考えられる. しかし, 仮に m を 0.6 として累積疲労被害を計算した結果を図-8 に示すが, この場合でも釧路沖地震の場合の疲労被害の方が兵庫県南部地震によるものよりもやや大きいと同程度である. また, 兵庫県南部地震波の場合には最大変位が降伏変位の 20 倍に達しており, 鉄筋の破断よりも座屈が支配的となると考えられるのに対し, 釧路沖地震の場合にはその比は 10 以下であり, 十分に現実的な値であるにもかかわらず大きな疲労損傷度となっている. これらのことから, 鉄筋の疲労被害を考える上では, 釧路沖地震の地震波は非常に厳しいものであることを指摘することができる.

5.4 低サイクル疲労破壊発生の可能性

断面 Case1 について, 前章に示した累積疲労被害から等価塑性ひずみ振幅を求め, 繰返し回数と

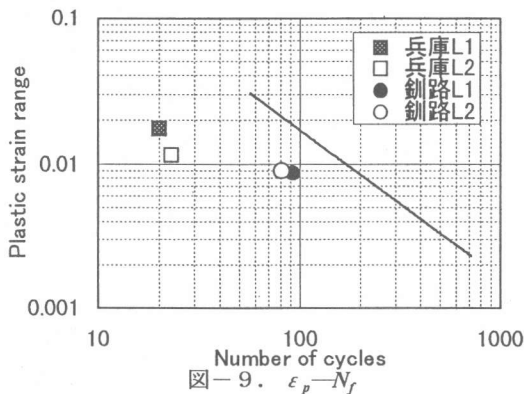


図-9. $\epsilon_p - N_f$

ともに図-9に示す。ただし m は 1.02 とした。図中には図-4に示した破断直線もともに示した。

m の値が大きいことから、釧路沖地震による疲労被害は大きめに見積もられていると考えられるが、それでも解析結果は実験的に得られた破断曲線の下側にある。すなわち本解析においては鉄筋の疲労破断の可能性はないという結果になった。

しかし、解析結果と破断直線との差は、塑性ひずみの大きさでいえば2倍程度であり、鉄筋の種類によって、あるいは溶接などによる熱影響によって低サイクル疲労強度が低くなることを想定した場合には十分に吸収されてしまう程度の差でしかなく、鉄筋の種類や使用法によっては低サイクル疲労破断も十分に念頭におかなければならない破壊モードであるといえる。

また、本解析で対象とした程度の低サイクル疲労強度を持つ鉄筋を対象とした場合には次のことも指摘できる。一般に、橋脚の変形性能を確認することを目的として正負交番載荷試験が行われるが、その中には部材の最終状態が鉄筋の破断で決まるケースも報告されている⁸⁾。このような場合、載荷パターンが実現現象よりも厳しすぎるものとなっており、部材が有する性能を過小評価している可能性がある。すなわち、重拘束された部材の変形性能を十分に引出し、合理的な設計を行うためには、実験における載荷パターンについてさらに詳細に検討する必要があるといえる。

6. まとめ

鉄筋コンクリート柱の鉄筋の地震時ひずみ履歴

を解析的に求めることにより、次の結果を得た。

- 1)鉄筋の低サイクル疲労損傷度に与える断面諸元の影響は小さい。
- 2)鉄筋の低サイクル疲労損傷度に与える軸力の影響は、地震波の性質によって大きく異なる。
- 3)鉄筋の低サイクル疲労に対しては、釧路沖地震のような多数のパルスを含む地震波の場合が厳しくなる。
- 4)実地震において低サイクル疲労破壊が発生する可能性は小さい。しかし材料の性質によっては必ずしも安全であるとはいえない。

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)魚本健人・矢島哲司・本郷和徳:繰返し曲げを受けるRC梁の消費エネルギーによる破壊特性評価, 土木学会論文集, No.460/V-18, pp.85-91, 1993.2
- 3)矢島哲司:繰返し曲げを受ける鉄筋コンクリート梁の累積消費エネルギーを用いた破壊評価に関する研究, 東京大学学位論文
- 4)中村光・二羽淳一郎・田辺忠顕:鉄筋コンクリート柱の終局変位に関する解析的研究, 土木学会論文集, No.420/V-13, pp.115-124, 1990.8.
- 5)Kent,D.C. and Park,R. : Flexural members with confined concrete, Proc. of ASCE, Vol.97, No.ST7, pp.1969-1990, July, 1971.
- 6)渡辺浩・崎元達郎・新田晃久・大石研一郎:繰返し水平力を受ける鉄筋コンクリート柱の挙動と終局耐力に関する実験と解析, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.339-346, 1997.3.
- 7)西村俊夫・三木千寿:構造用鋼材のひずみ制御低サイクル疲れ特性, 土木学会論文報告集, No.279, pp.29-44, 1978.11.
- 8)例えば田中寿志・佐藤勉・戸塚信弥・金森真:帯鉄筋を多量に配置したRC柱部材の変形性能,土木学会第52回年次学術講演会第5部,pp.524-525, 1998.9.