

鉄筋座屈を考慮した鉄筋コンクリート 橋脚の地震時応答解析

三木 朋広¹・二羽 淳一郎²・Manakan LERTSAMATTIYAKUL³

¹学生会員 工修 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻
(〒152-8552 東京都目黒区大岡山二丁目12-1)

E-mail: mikitomo@cv.titech.ac.jp

²フェロー会員 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

³学生会員 工修 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻

軸方向鉄筋の局部座屈挙動を考慮した動的格子モデルの有効性を検証するために、鉄筋コンクリート橋脚の準動的載荷実験を対象とした非線形地震時応答解析を行った。繰返し水平力を受ける鉄筋コンクリート橋脚の復元力特性の把握に際し、水平一方向静的交番載荷実験との比較・検討より、静的格子モデルに鉄筋の座屈挙動を空間的に平均化したモデルを組み込むことで、最大耐力以降の静的曲げ挙動が把握できることを確認した。また、動的格子モデル解析による準動的載荷実験の検証より、本解析による予測値の精度を確認した。さらに、内陸型、および海洋型の地震動が作用した場合の鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能を評価し、それぞれの地震動が鉄筋コンクリート橋脚の地震時応答に与える影響を明らかにした。

Key Words : buckling, longitudinal reinforcing bar, reinforced concrete bridge pier, dynamic lattice model analysis

1. はじめに

道路橋等の鉄筋コンクリート (RC) 橋脚は、その断面決定に際して、多くの場合、地震力作用時に保有する性能を照査・検討するため、RC 橋脚の耐震性能を正確に把握することが求められている。1995 年の兵庫県南部地震以降、超巨大地震が発生する可能性と、重要構造物に対して、このレベルの地震動を設計時に考慮することの必要性が認知された。さらに、耐震設計において十分な変形性能を確保する必要性も再認識された。その結果、これらの要求は、例えば 2002 年に制定されたコンクリート標準示方書〔耐震性能照査編〕¹⁾において、RC 構造物の耐震性能を照査する際、軸方向鉄筋に生じる引張ひずみが、塑性ひずみを大きく超えるような塑性変形領域を考慮する必要があることとして反映されている。

RC 橋脚の軸方向鉄筋降伏後の大きな塑性変形の予測には、繰返し荷重を受ける鉄筋の挙動を適切に把握する必要がある²⁾。我が国で建設されている一般的な RC 橋脚は、断面が大きく、断面寸法に比べ鉄筋量が比較的少ないので、軸方向鉄筋の座屈挙動が最大耐力に影響することは少ないと考えられる。しかしながら、じん性や吸収エネルギーなど、RC 橋脚の非線形領域の挙動に対しては、鉄筋座屈挙動はそれらに影響を与える重要な要

因となっている。

地震力が作用する RC 橋脚の耐震性能の照査では、載荷履歴に依存する材料非線形性まで考慮した、非線形動的解析によって得られる断面力や変位等の時刻歴応答値が有用な情報となる。このとき、解析モデルの自由度に制限を設けず、対象物を厳密にモデル化することは、より詳細な情報を得ることができる反面、計算時間を多大に要することとなる。現在、数値計算技術は飛躍的に向上しているものの、実用性の観点から、構造形状の複雑さによる適用範囲や得られる情報等の制限を容認した上で、より簡易なモデルを用いる必要もある。構造解析モデルの選定は、これらの相反する要求を念頭に置いた上で適切に行われるべきである。

本研究では、簡便な解析モデルの 1 つである格子モデル³⁾⁴⁾⁵⁾に着目することにした。格子モデルは、RC 部材を、軸力のみを伝えるトラス要素に離散化しているので、力の流れが容易に特定できる。さらに、部材内部のせん断耐荷機構を把握することもでき⁶⁾、その解析結果の妥当性を確認することもできる。しかしながら、従来の格子モデル解析では鉄筋の座屈挙動を考慮していなかったために、最大耐力以降の大変形領域の予測が十分ではなかった⁹⁾。

本研究では、鉄筋座屈を考慮した動的格子モデル解

析の有効性を検証するために、まず、RC 橋脚の一方向静的正負交番荷重実験を解析対象として選定した。この実験は、損傷状況を考慮した RC 橋脚の変形性能の予測を目的としたものである。

一方、鉄筋座屈を考慮した静的格子モデル解析では、弾性座屈理論を用いて算出した座屈長内における、鉄筋の局部座屈挙動を空間的に平均化したモデル⁹⁾を用いて、RC 橋脚の塑性変形挙動を把握することを試みた。

さらに、動的格子モデル解析の有効性を確認するため、炭素繊維シートで補強された RC 橋脚の非線形動的解析を実施し、RC 橋脚の耐震性能を評価した。以上の解析結果を準動的荷重実験の結果と比較・検討した。最後に、異なる 2 種類の地震動を用いて、炭素繊維シートで補強した RC 橋脚の地震時挙動を把握し、その耐震性能を照査した。

2. 解析モデルの概要

(1) 静的格子モデルの概要

格子モデル^{9,10)}では、図-1 に示すように、コンクリートは曲げ圧縮部材、曲げ引張部材、斜め圧縮部材、斜め引張部材、端部水平部材、アーチ部材に離散化される。補強筋は軸方向部材、水平部材にモデル化される。

コンクリートの斜め圧縮部材と斜め引張部材を、部材軸に対して 45 度と 135 度方向に規則的に配置し、さらに、端部節点以外で変位が独立な部材であるアーチ部材を組み込んでいる点が格子モデルの大きな特徴⁹⁾である。適切に配置されたこれらのコンクリート部材の組み合わせによって、斜めひび割れ発生後、マクロ的な圧縮力の方向の変化に対応できる⁹⁾。

図-2 は、格子モデルにおける部材断面の区分の概念図である。ウェブコンクリート部分を図-2 に示すよう

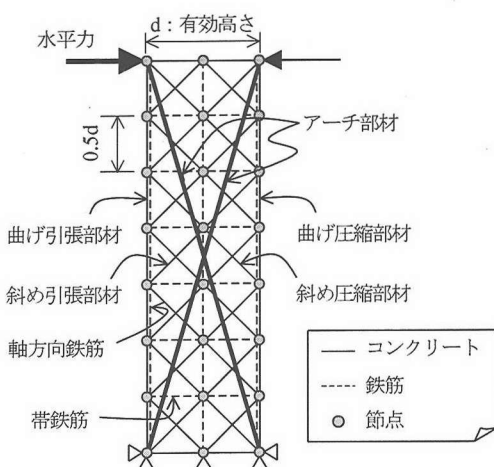


図-1 静的格子モデルの概略

に、トラス部分とアーチ部分に区分する。それぞれの要素の幅は、断面幅 b に対して、アーチ部分は $b \times t$ 、トラス部分は $b \times (1-t)$ 、($0 < t < 1$)となる。この時、 t 値は、微小な強制変位が作用した RC 部材において、構成要素全体のポテンシャルエネルギーが最小となるように定める。 t 値の決定に関して、本研究では、従来の格子モデル^{4,9)}と同様に、ひずみエネルギーと外力のなす仕事から定義されるポテンシャルエネルギーが最小となる時の t 値をあらかじめ求めておき、以後の解析に用いた。

また、水平力作用方向に平行な面に配置されている軸方向鉄筋(側方鉄筋)の断面積は、その断面積を曲げ引張側:中央部分:曲げ圧縮側=1:2:1の割合でそれぞれの軸方向鉄筋要素に分配している。後述の 4. (1) a) において具体的な説明をする。

(2) 動的格子モデルの概要

非線形動的解析では、RC 橋脚を図-3 に示す動的格子モデル⁹⁾に離散化している。このとき、各構成要素の材料特性は静的格子モデルと同様のものを用いている。また、動的格子モデル解析では、以下の手順で動的問題を解いている。RC 橋脚自体の質量は各節点へ離散化し、さらに上部構造物の質量を橋脚頭部の 3 節点に等分配している。この質点モデルに対して運動方程式を定式化し、

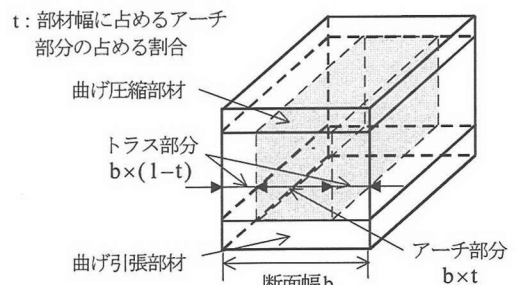


図-2 格子モデルにおける断面区分の概念図

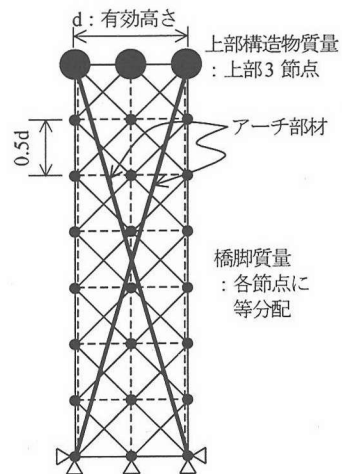


図-3 動的格子モデルの概略

これらの連立方程式をモード解析法、および直接時間積分法 (Newmark β 法, $\beta=1/4$) を用いて解いている。積分時間間隔は 0.01 秒である。減衰は Rayleigh 減衰を仮定し、減衰定数は 2.0 % としている。このとき、減衰マトリックスは質量マトリックスと剛性マトリックスの線形で表され、それぞれの割合はモード解析より得られた卓越する 2 つのモードの固有円振動数と減衰定数から決定している。大変形領域では RC 橋脚が非線形挙動を示すようになるため、収束計算が必要となってくる。このとき、収束計算には修正 Newton-Raphson 法を用いている。収束の判定には力とエネルギーの釣合いを考慮している。つまり、時刻 $t+\Delta t$ において、慣性力、粘性力および復元力の総和と外力の差で表される不釣合い力、およびその不釣合い力と時刻 $t+\Delta t$ での増分変位の積が、それぞれ 1 回目の繰返し計算時の値の 1/1000、および 1/100 以下に収束するまで繰返し計算を行っている。

(3) コンクリートモデル

コンクリートモデルは、従来の格子モデル^{4,9)}と同様である。以下にその概要を示す。

コンクリートの斜め圧縮部材、アーチ部材に対して、帯鉄筋による拘束効果を考慮するために、圧縮応力-圧縮ひずみ ($\sigma_c - \varepsilon_c$) 関係を Mander らの提案⁹⁾に基づき、図-4 のようにモデル化した。ただし、図-4 中の f_{ca} は拘束効果を考慮したコンクリートの一軸圧縮強度であり、 ε_{cu} はそのときの圧縮ひずみである⁹⁾。

炭素繊維シートで補強された RC 橋脚のモデル化に際し、補強された領域のコンクリートの圧縮モデルに炭素繊維シート補強による拘束効果を考慮した小島らのモデル¹⁰⁾を導入した。小島らは、炭素繊維シートの体積比が 0.1~0.4 % 程度の補強量でシート補強した、正方形断面供試体の一軸圧縮荷重実験の結果に基づき、炭素繊維シートで補強したコンクリートの一軸圧縮応力-ひずみ関係を定式化している。その結果、炭素繊維シートによる横拘束の効果は、コンクリートの一軸圧縮強度や圧縮強度時のひずみには影響を与えず、終局ひずみに影響するとしている¹⁰⁾。このとき、終局ひずみは、圧縮強度に達した後、圧縮強度の 85 % まで低下したときのひずみとして定義している。炭素繊維シートで補強された部分の

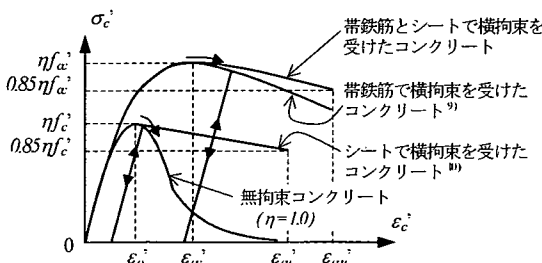


図-4 コンクリートの応力-ひずみ関係

曲げ圧縮部材に対しては一軸圧縮強度 f_c 以降、また、斜め圧縮部材、アーチ部材に対しては帯鉄筋による拘束効果を考慮した圧縮強度 f_{ca} 以降、炭素繊維シートによる拘束効果を考慮し、このモデルを適用することにした。圧縮破壊は局所化するので、平均応力-平均ひずみ曲線に軟化域を仮定する際には、これを適用する要素の長さ、実際の破壊領域長さとの関連に十分に注意する必要がある。しかしながら、ここでは十分な拘束が行われた結果、圧縮破壊の局所化の傾向が緩和されたと考え、軟化域を含め、このような平均的な応力-平均ひずみ曲線を適用することにした。なお、曲げ圧縮部材のような拘束がない場合にも軟化域を含む平均応力-平均ひずみ曲線を用いているが、これは簡易的に使用しているものであり、より適切なモデルが得られた後には、当然変更していくこととなる。図-4 中にそれぞれの応力-ひずみ関係を示す。図中の ε_{cu} 、および ε_{cu} は、それぞれ帯鉄筋と炭素繊維シート、および炭素繊維シートのみで補強されたコンクリートの終局ひずみである。ここで、帯鉄筋と炭素繊維シート両方の横拘束効果を考慮する場合、終局ひずみ ε_{cu} は帯鉄筋の破断時のひずみ⁹⁾、または炭素繊維シートの破断時のひずみ¹⁰⁾の小さい方を採用した。

さらに、Collins らの実験的な研究¹¹⁾に基づき、ひび割れたコンクリートの引張ひずみ ε_t の増加に伴う、直交方向の圧縮強度の軟化挙動¹¹⁾を考慮し、コンクリートの斜め圧縮部材の圧縮応力に軟化係数 η を乗じた。

$$\eta = 1.0 / \{0.8 - 0.34(\varepsilon_t / \varepsilon_o)\} \leq 1.0 \quad (1)$$

ここで、 $\varepsilon_o = -0.002$ である。ただし、コンクリートの曲げ圧縮部材に対しては、ひび割れがこのコンクリートの曲げ圧縮部材の部材軸方向と直交すると仮定しているため、圧縮強度の軟化挙動の影響がない、つまり式(1)中の軟化係数 η を 1.0 として用いている。また、除荷剛性、再載荷剛性には初期剛性を用い、直線的に応力が低下、もしくは回復するものとした。

コンクリートの引張モデルには、鉄筋の付着作用の及ぶ領域とそうでない領域で異なるモデルを用いた (図-5)。コンクリートの曲げ引張部材は、鉄筋を含んだ領域に位置しているため、コンクリートと鉄筋の付着作

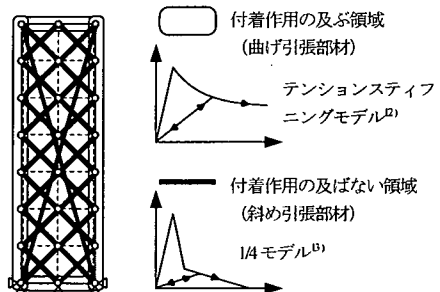


図-5 コンクリート引張モデルの適用領域の定義

用を考慮した。ひび割れ前は弾性体と仮定し、ひび割れ発生後には岡村・前川のテンションスティフニングモデル¹²⁾を用いた。一方、コンクリートの斜め引張部材は、鉄筋の付着作用は影響しない部材と仮定した。よって、コンクリート特有の軟化挙動を表現するために、引張軟化曲線として1/4モデル¹³⁾を適用した。この時、破壊エネルギー G_F には、普通コンクリートの標準的な値0.1 N/mmを用いた。ここで、除荷、再載荷時の応力-ひずみ関係は原点指向型とし、直線的に応力が低下、回復するものとした。

(4) コンクリート中铁筋の局部座屈モデル

鉄筋の座屈挙動を扱う際、Dhakaiらによって提案されたモデル⁹⁾を採用し、静的格子モデル、および動的格子モデルに組み込んだ。Dhakaiらのモデルの特徴は、鉄筋の局部的な座屈挙動を空間平均化して取り扱うことで、ある程度大きな要素寸法を採ることができる点にある。このモデルは、空間的に平均化する領域(座屈長 L)と軸方向鉄筋の直径 D との比 L/D 、および降伏強度に依存しているため、まず座屈長 L を定める必要がある。なお、本解析では幾何学的非線形性は考慮していない。

a) 座屈長 L の算出

座屈長 L は、図-6に示すように、帯鉄筋間隔の整数倍と仮定している⁹⁾。また同図に示すように、座屈発生後の鉄筋形状は、帯鉄筋位置を端部とする余弦関数(式(2)、式(3))と仮定した上で、軸方向鉄筋に蓄えられるひずみエネルギー、弾性ばね(ばね剛性 k_n)で仮定した帯鉄筋に蓄えられるひずみエネルギー、および軸方向鉄筋に作用する軸圧縮力(P)のなす仕事の総和が最も小さくなる(エネルギー最小の原理)ときの k_n を求める。

$$y_n = \frac{a_n}{2} \left(1 - \cos \frac{2n\pi x}{n \cdot s} \right) \quad (2)$$

$$y_{n+1} = \frac{a_{n+1}}{2} \left(1 - \cos \frac{2n\pi x}{(n+1) \cdot s} \right) \quad (3)$$

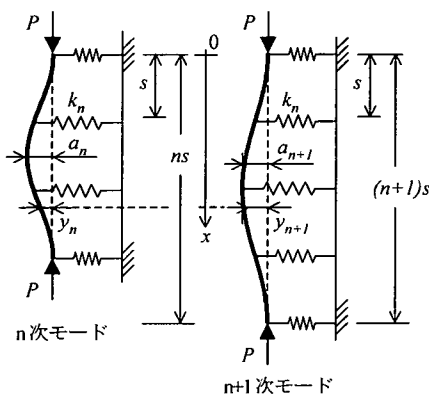


図-6 座屈発生後の鉄筋形状及びばね剛性 k_n の算出方法概要⁹⁾

このようにして求められた n 次モード座屈(座屈形状が帯鉄筋間隔 s の n 倍)に必要な帯鉄筋の剛性 k_n は、軸方向鉄筋が図-6に示すような座屈形状を保持するのに必要な最小ばね剛性である。一方、実際の配筋状態より求められる帯鉄筋の剛性 k_l は、図-7に示すように、帯鉄筋、炭素繊維シートを弾性ばね要素でモデル化することにより、算出される。ここで、実際に鉄筋座屈が生じるとき、つまり静的に安定な座屈モードとなるのは、 n 次モード座屈に必要なばね剛性 k_n が実際のばね剛性 k_l より小さいという条件下での最小モードのときである。したがって、式(4)を満たす最小の n を求め、この安定な座屈モード n と帯鉄筋間隔 s の積が、軸方向鉄筋の座屈長 L となる⁹⁾。

$$k_l > k_n \Rightarrow L = n \cdot s; n = 1, 2, 3, \dots \quad (4)$$

また、軸方向鉄筋の見かけの曲げ剛性は、鉄筋が塑性域に達しているため、弾性域での曲げ剛性 $E_s I$ より小さくなっている。そこで、塑性化した鉄筋の影響を考慮した曲げ剛性 $E I^0$ を次式で仮定する。

$$E I = \frac{E_s I}{2} \sqrt{\frac{f_y}{400}}; \text{ (MPa)} \quad (5)$$

ここで、 E_s 、 f_y 、 I はそれぞれ鉄筋の弾性係数(MPa)、鉄筋の降伏強度(MPa)、および鉄筋の断面2次モーメント(mm^4)である。

b) 座屈発生後の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係

前節で述べたように、Dhakaiらのモデルは L/D 、および降伏強度をパラメータとするモデルであり、座屈の生じていない鉄筋の応力 σ_l -ひずみ ε 関係によっても変化する⁹⁾。本研究では、座屈の生じていない鉄筋の応力-ひずみ関係にバイリニアモデルを用いた。このとき降伏後の勾配は弾性係数 E_s の1%とした。また、繰返し载荷を受ける鉄筋モデルには、応力が正負反転する際に現れるバウシinger効果を考慮するために、Katoモデル¹⁴⁾と同等の精度を有し、かつ数値計算に適した福浦らの数値モデル¹⁵⁾を用いた。

以上で決定した鉄筋座屈モデルの概要図を、図-8に示す。座屈発生を判定した後の単調载荷下での鉄筋平均応力-鉄筋平均ひずみ関係は、次式で表示される。

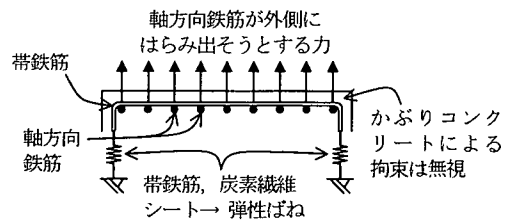


図-7 帯鉄筋、炭素繊維シートのモデル化

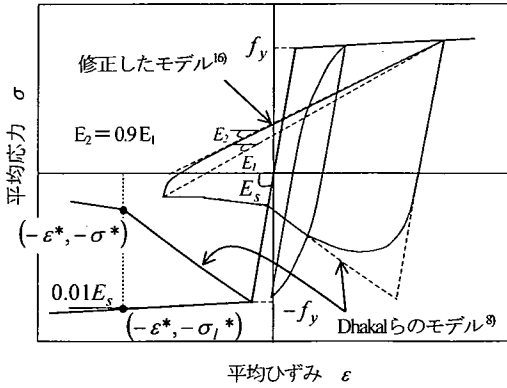


図-8 鉄筋座屈モデルの概要

$$\sigma = \frac{\sigma^*}{\sigma_1^*} \left(\frac{\varepsilon_y + \varepsilon}{\varepsilon_y - \varepsilon^*} \right) \sigma_1^*; \quad (-\varepsilon^* \leq \varepsilon < \varepsilon_y) \quad (6)$$

$$\sigma = -\sigma^* - 0.02E_s(\varepsilon + \varepsilon^*); \quad (\varepsilon < -\varepsilon^*) \quad (7)$$

ただし、式(6)、式(7)における σ^* および ε^* は鉄筋平均応力-鉄筋平均ひずみ曲線中の変曲点(図-8)の応力とひずみであり、以下の式より算出することができる⁸⁾。

$$\frac{\varepsilon^*}{\varepsilon_y} = 55 - 2.3 \sqrt{\frac{f_y}{100} \cdot \frac{L}{D}}; \quad \frac{\varepsilon^*}{\varepsilon_y} \geq 7 \quad (8)$$

$$\frac{\sigma^*}{\sigma_1^*} = \left(1.1 - 0.016 \sqrt{\frac{f_y}{100} \cdot \frac{L}{D}} \right); \quad \sigma^* \geq 0.2f_y \quad (9)$$

ここで、上式中の f_y および ε_y は、それぞれ鉄筋の降伏強度 (MPa)、および降伏ひずみである。 L は座屈長 (mm) であり、 D は鉄筋径 (mm) である。また、 σ_1^* は座屈が生じていない鉄筋応力-鉄筋ひずみ関係におけ

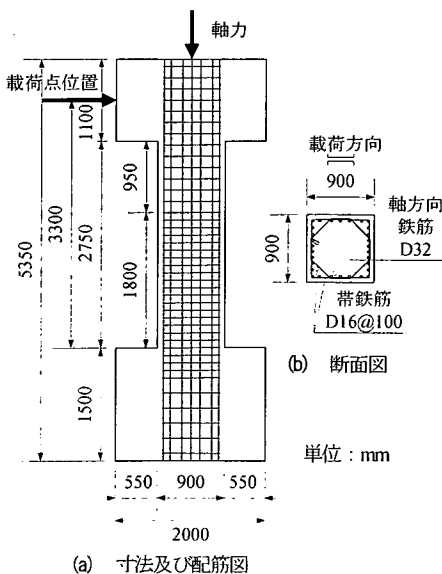


図-9 供試体概要 (実大 RC 橋脚)

る、鉄筋ひずみが ε^* のときの鉄筋応力である。

繰返し履歴に関しては、塑性ひずみ点を原点とする Dhakal らのモデル⁹⁾に Kato モデル¹⁰⁾を漸近させた。さらに、ひずみが圧縮から引張に移行する際、鉄筋のエネルギー吸収性能を過大評価する傾向があるため、実部材中の鉄筋挙動²⁾を参考にして修正を行った¹⁰⁾。

(5) 炭素繊維シート

炭素繊維シートは降伏点を有さない。したがって、材料モデルは引張強度まで線形弾性体とし、引張強度に達すると破断し、それ以降の伝達応力をゼロとした。また、コンクリートとの付着は完全付着と仮定した。

3. 対象実験の概要

(1) 実大 RC 橋脚を対象とした静的正負交番荷重実験

a) 供試体概要

解析対象として、渡邊らによる鉄道 RC ラーメン高架橋柱部材の実大モデルを対象とした、静的正負交番荷重実験¹⁷⁾を用いることにした。供試体の寸法、および配筋を図-9 に示す。供試体は、900 mm×900 mm の正方形断面を有し、橋脚基部から載荷点位置までの距離は 3300 mm である。コンクリート、および鉄筋の材料特性を表-1 に示す。この供試体では、土木学会示方書¹⁾に準じて算出されたせん断耐力 (V_y) と曲げ耐力 (M_u) の比 ($l_0 \cdot V_y / M_u$) が 1.87 であり、破壊形態は曲げ破壊型となるように設計されている。ここで、 l_0 はせん断スパンである。

b) 荷重方法

荷重はフーチングを床に固定し、さらに、コンクリート断面に作用する軸圧縮応力が常に 3.87 MPa となるように、橋脚頭部において鉛直方向の一定軸力 (156.7 kN)

表-1 コンクリート、鉄筋の材料特性 (実大 RC 橋脚)

コンクリート圧縮強度 f_c (MPa)		31.4
SD345	引張降伏強度 f_y (MPa)	380.
D32	弾性係数 E_s (GPa)	189.
SD345	引張降伏強度 f_y (MPa)	374.
D16	弾性係数 E_s (GPa)	191.

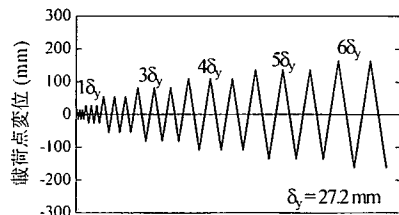


図-10 荷重履歴

表-2 コンクリート、鉄筋、および炭素繊維シートの材料特性 (炭素繊維シート補強)

供試体 No.	コンクリート	鉄筋			炭素繊維シート			
	圧縮強度 f_c' (MPa)	種類	降伏強度 f_y (MPa)	引張強度 f_u (MPa)	弾性係数 E_s (GPa)	設計厚さ (mm)	引張強度 f_{CS} (MPa)	弾性係数 E_{CS} (GPa)
1, 2, 3, 6	27.0	SD295 D6	360.	530.	175.	0.11	4220.	243.
		SD295 D10	350.	500.	172.			
		SD345 D13	380.	560.	172.			
5, 8	32.0	SD295 D6	340.	560.	187.	0.11	4047.	252.
		SD295 D10	360.	530.	168.			
		SD345 D13	390.	570.	172.			

を作用させている。水平力の載荷方法は、初降伏変位 ($\delta_y = 272 \text{ mm}$) を基準とし、変位振幅を δ_y の整数倍に順次増加させていく一定振幅変位漸増方式である。ここで、初降伏変位とは、モニタリングされた橋脚基部の最外縁引張鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時点の載荷点水平変位である。同一変位振幅の荷重繰返し回数は3回である。載荷履歴を図-10に示す。

(2) 炭素繊維シートで補強された RC 橋脚を対象とした準動的載荷実験¹⁰⁾

静的格子モデル、および動的格子モデルの解析精度を確認するために、炭素繊維シートで補強された RC 橋脚を用いた準動的載荷実験¹⁰⁾を解析対象として用いた。以下にその実験概要を示す。

a) 供試体概要

供試体は、1980年以前の基準に基づいて設計された RC 橋脚の 1/4 縮尺モデル¹⁰⁾である。供試体の寸法、および配筋を図-11に示す。供試体は、300 mm × 450 mm の長方形断面であり、橋脚基部から載荷点位置までの距離は 1500 mm である。試験体では、できる限り実現象を再現するため、引張鉄筋比、および帯鉄筋比は実橋脚と等

しく設計されている。使用材料の諸特性を表-2に示す。

供試体は、表-3に示す6体である。それぞれの供試体 No.および供試体名は、参考文献に示されている名称をそのまま用いている。これらのうち、供試体 No.1~No.3 は静的正負繰返し載荷実験 (以下、ST 実験と称する) に、また、供試体 No.5, No.6, および No.8 は準動的載荷実験 (以下、PD 実験と称する) に使用された供試体である。

b) 載荷方法

ST 実験の載荷方法は、降伏変位 ($\delta_y = 139 \text{ mm}$) を基準とした、一定振幅変位漸増方式で行っており、同一振幅変位で1回の繰返し載荷を基準とした。ここで、降伏変位 δ_y には、載荷前に行ったファイバーモデル解析により得られた、炭素繊維シート補強を行わない供試体 (No.1) における軸方向鉄筋が計算上引張降伏するときの変位を用いている。なお、シート補強した供試体においても、シート補強を行わない供試体の値を用いている。

PD 実験では、1質点1自由度系の構造物の運動方程式を解くことで構造物の応答を求める。このとき、運動方程式の復元力の項に、載荷実験より測定された水平力を用いることが PD 実験の特徴である。実験では、まず応

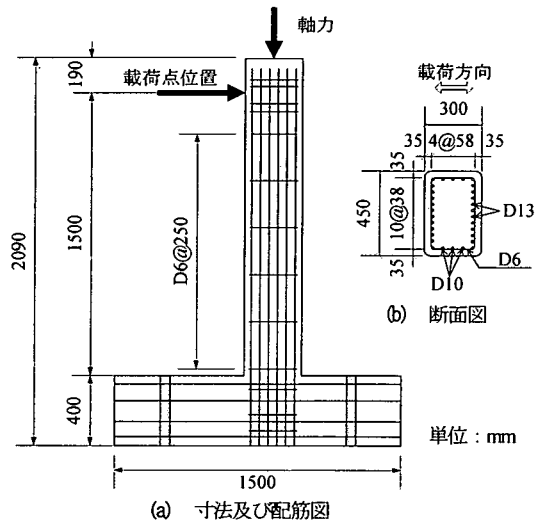


図-11 供試体概要 (炭素繊維シート補強)

表-3 供試体の諸元 (炭素繊維シート補強)

No.	供試体名	帯鉄筋方向炭素繊維		軸方向炭素繊維	載荷方法
		0-300 (mm)	300-900 (mm)		
1	ST-N	-	-	-	静的正負繰返し
2	ST-CF	1層	1層	1/4層	
3	ST-2CF	2層	2層	1/4層	
5	APD40-N	-	-	-	準動的
6	PD45-N	-	-	-	
8	APD40-CP	2層	1層	1/4層	

表-4 PD 実験における初期設定条件 (炭素繊維シート補強)

No.	供試体名	仮想質量 (ton)	減衰定数 h	降伏変位 (mm)	最大入力加速度 (gal)
5	APD40-N	42	0.03 (軸方向鉄筋降伏後 $h=0.0$)	139	146.
6	PD45-N				298.
8	APD40-CP				298.

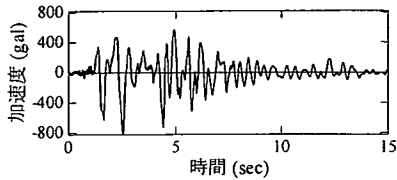


図-12 1995年兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で観測されたNS成分 (最大加速度 818gal)

答計算より変位を求め、算出された変位を供試体に作用させた際の復元力と変位を測定し、この測定変位と算出された目標変位が所定の精度に収まるまで、変位を繰返し作用させている。実験で使用した初期設定条件を表-4に示す。PD実験では、運動方程式の解は中央差分法によって求め、時間間隔を0.01秒としている。実験で入力する地震動は、兵庫県南部地震で神戸海洋気象台において観測されたNS成分(最大加速度818gal、図-12)の15秒間とし、最大加速度の発生時刻が2.55秒となるように初期微動を調整している。また、表-4に示すように入力加速度の最大振幅を縮小している。

ST実験、およびPD実験ともに、荷重中常に、全供試体に対して上部構造物の死荷重を考慮して一定軸圧縮応力0.59MPa (=79.7kN)を作用させている。

4. 鉄筋座屈を考慮した静的正負交番解析

(1) 実大RC橋脚を対象とした静的格子モデル解析

a) 解析概要

RC橋脚のモデル化に際して、橋脚部分のみに着目したモデルと、橋脚部分に加えフーチング部分を含むようなモデルの2種類のモデルを作成した。それぞれの解析モデルを図-13に示す。これらのモデルに対し、鉄筋座屈を考慮しないケースと、鉄筋座屈を考慮するために座屈モデルを導入したケースの解析を実施し、最大耐力以降の大変形領域におけるRC橋脚の変形挙動を評価した。本解析では、これらの組み合わせから表-5に示す3通りの解析ケースを実施した。

ここで、図-11に示す供試体の断面図において、引張鉄筋(曲げ最外縁の軸方向鉄筋D32-10本)および側方鉄筋(D32-5本×2)は、以下のようにモデル化している。側方鉄筋は2。(1)に示した通り、図-13において曲げ引張側：中央部分：曲げ圧縮側に1：2：1の割合で分配する。その結果、最終的に曲げ引張側、および曲げ圧縮側の軸方向鉄筋部材の断面積は9927.5mm²となり、中央部分の軸方向鉄筋部材の断面積は3971.0mm²となる。

解析における荷重方法は、実験時に観察された初降伏変位($\delta_y=27.2$ mm)を基準とした、一定振幅変位漸増方式の変位制御で行っている。各振幅変位の繰返し回数は3回である。

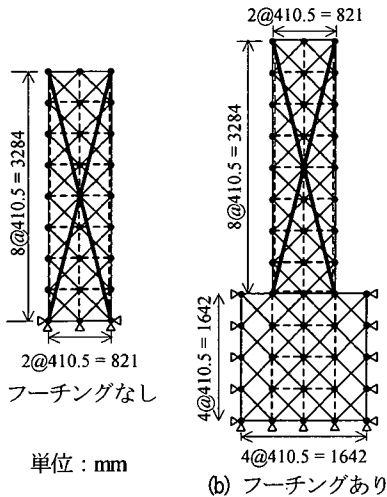


図-13 静的格子モデル(実大RC橋脚)

表-5 解析ケース(実大RC橋脚)

No.	解析条件
Case 1	フーチングなし, 座屈無視
Case 2	フーチングあり, 座屈無視
Case 3	フーチングあり, 座屈考慮

表-6 正負交番荷重実験、および静的格子モデル解析によって得られた耐力、変位(実大RC橋脚)

	実験結果	Case 1	Case 2	Case 3
降伏水平耐力 (kN)	1170.	1244.	1256.	1256.
降伏変位 (mm)	27.2	20.0	25.0	25.0
最大水平耐力 (kN)	1290.	1475.	1438.	1429.
最大耐力時変位 (mm)	109.6	109.0	109.0	109.0
終局変位 (mm)	141.0	-	-	149.1

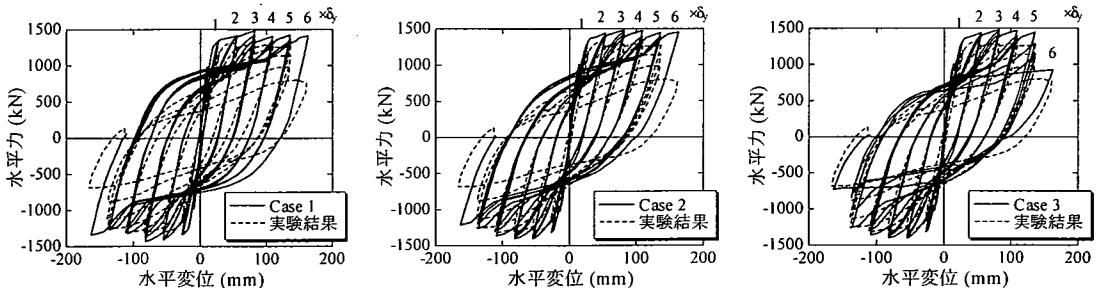


図-14 静的正負交番荷重実験、および静的格子モデル解析によって得られた履歴曲線(実大RC橋脚)

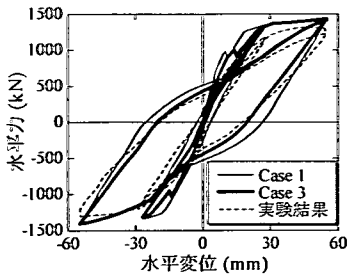


図-15 載荷初期の履歴曲線 (実大RC橋脚)

b) 解析結果と考察

Case 1~3 の3通りの静的格子モデル解析によって得られた結果を、RC 橋脚を対象とした静的正負交番載荷実験の結果と合わせて図-14 に示す。図-14 では、それぞれの解析ケースの結果に対して実験結果を重ねて示している。図-15 は、載荷初期の履歴曲線の実験結果、解析結果 (Case 1, Case 3) を示している。また表-6 には、降伏水平耐力、降伏変位、最大水平耐力とそのときの変位、および終局変位を示す。ここで、実験における降伏水平耐力および降伏変位は、橋脚基部の最外縁鉄筋のひずみ降伏ひずみ 2010μ に達したときの水平力および変位 ($1\delta_y = 27.2$ mm) である。一方、静的格子モデル解析においては、実験と同様に橋脚基部の軸方向鉄筋が最初に 2010μ に達したときの水平力および変位とした。また終局変位は、静的格子モデル解析においても実験と同様に、水平力がピーク値を示した後低下し、再び降伏水平耐力に達したときの変位とした。つまり、終局変位時の水平力は降伏水平耐力と一致している。

実験では、水平方向の載荷により、まず橋脚基部に曲げひび割れが生じ、載荷点変位の増大に伴って曲げ引張側の軸方向鉄筋が降伏した。載荷方向が反転し、交番

載荷によって徐々に大きな水平変位を受けると曲げひび割れおよび斜め方向のひび割れが発達し、その後 $3\delta_y$ 程度でかぶりコンクリートが剥落し、 $5\delta_y$ 以降軸方向鉄筋が座屈し始め、耐力が徐々に低下していった。また、軸方向鉄筋が座屈した後の $6\delta_y$ 載荷時に帯鉄筋のフックが解除されたことが観察された。一方解析において、フーチング部分を含まないモデルを用いた、軸方向鉄筋の座屈を考慮しない場合 (Case 1) の載荷点における水平力-水平変位関係 (図-14) を見ると、実験結果に見られるような、水平変位の増大に伴い軸方向鉄筋が降伏し、その後耐力を保持し続ける $5\delta_y$ 程度までの RC 橋脚の曲げ破壊型の変形挙動を、おおむね予測できていることがわかる。同時に、履歴曲線は安定したエネルギー吸収能を示している。しかし、さらに大きな水平変位が作用すると、徐々に実験結果と差が生じてくる。

解析による初期剛性とひび割れ発生後の剛性が実験のそれと比較して大きく、表-6 に示すように降伏変位は小さくなっている。また、図-15 に示す履歴曲線から、実験結果と比較して除荷剛性が大きく、ループが膨らんだ形状となっていることがわかる。

次に、フーチング部分を含むモデルを用いた、軸方向鉄筋の座屈を考慮しない解析結果 (Case 2) を見ると、表-6 では、Case 1 と比較して耐力に関してはそれほど大きな差は見られない。ただし、詳細に比較すると、 $1\delta_y$ のループにおけるひび割れ発生後の剛性が小さくなっており、解析精度の向上が見られる。履歴曲線に関しては、その形状は Case 1 と比べるとやせてきており、エネルギー吸収性能の観点においても、実験結果に近い傾向が予測されている。以上より、Case 2 のようにフーチング部分をモデル化することは RC 橋脚の曲げ耐力に与える影響は小さいものの、ひび割れ発生後の剛性、および除荷剛性の精度を向上させていることがわかる。しかしながら、さらに大きな強制変位が作用した際の耐力低下が予測できず、 $5\delta_y$ 以降の挙動に実験結果と違いが見られる。

フーチング部分を含むモデルを用い、さらに軸方向鉄筋の座屈を考慮した解析結果 (Case 3) の載荷点における水平力-水平変位関係 (図-14) を見ると、Case 2 と比較してさらに実験結果に近づく方向に最大水平耐力が小さくなった。表-6 より、最大水平耐力が 1438 kN (Case 2) から 1429 kN (Case 3) になっていることがわかる。また除荷・再載荷履歴を比較すると、図-15 に見られるように、除荷剛性は Case 2 と比べさらに小さくなり、エネルギー吸収性能も低下して実験結果に近付いており、解析精度の向上が見られる。以上の結果より、大変形領域の解析精度の向上には、軸方向鉄筋の座屈挙動の適切な予測が必要であることが確認された。

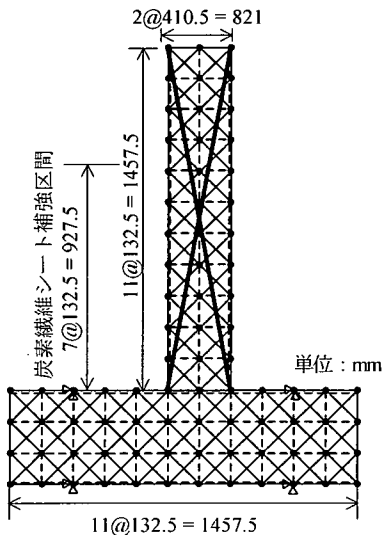


図-16 静的格子モデル (炭素繊維シート補強)

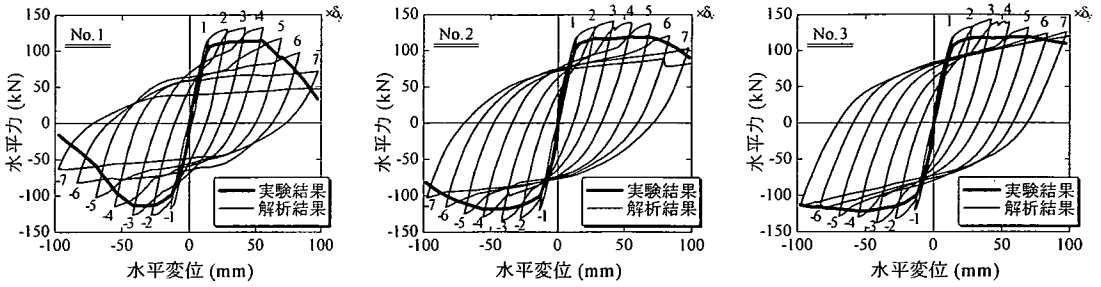


図-17 ST実験および静的格子モデル解析によって得られた履歴曲線
(炭素繊維シート補強)

(2) 炭素繊維シートで補強した RC 橋脚を対象とした静的格子モデル解析

a) 解析概要

図-11 に示す RC 橋脚を解析するため、図-16 に示すようなフーチング部を含む静的格子モデルを用いた。ここでは、全供試体に対して鉄筋屈服を考慮している。炭素繊維シートで補強された RC 橋脚については、補強部分のコンクリート部材に対し、炭素繊維シートによる拘束効果を考慮した応力-ひずみ関係を用いている。

解析における荷重方法は、実験時に用いた降伏変位 ($\delta_y = 13.9 \text{ mm}$) を基準とした、一定振幅変位漸増方式の変位制御で行っている。各振幅変位の繰返し回数は 1 回である。また、荷重中の軸圧縮力 (79.7 kN) を橋脚頂部中央の 1 節点に集中荷重として作用させている。

b) 解析結果と考察

供試体 No.1~No.3 に対して実施された ST 実験の結果、および静的格子モデル解析によって得られた結果を図-17 に示す。それぞれの図中には、各供試体に対して、実験から得られた履歴曲線の包絡線を太線で、解析による履歴曲線を細線で示している。また、表-7 に実験および解析によって得られた降伏水平耐力、降伏変位、最大水平耐力、最大耐力時変位、および終局変位を示す。ここで、降伏時と終局時の定義は、前述の 4. (1) と同じである。つまり、降伏時とは橋脚基部における軸方向鉄筋が降伏したときであり、終局時とは最大耐力以後再び降伏耐力に達したときである。以下に、各ケースに対して考察する。

シート補強を行っていない供試体 No.1 に関して、実験では、 $-4\delta_y$ 付近で斜めひび割れが大きく進展し、軸方向鉄筋の屈服やかぶりコンクリートの剥離が生じ、耐力が低下した。また、損傷は広い範囲に分布しており、特に 1h (=300mm) の高さの範囲では帯鉄筋内部のコアコンクリートまで破壊していることが観察された。一方解析では、図-17 に示すように、軸方向鉄筋の降伏後、最大耐力に至るような、実験結果と同様の曲げ卓越型の破壊挙動を妥当な精度で予測している。しかし、降伏変位を若干小さく評価しており、逆に降伏水平耐力、およ

び最大水平耐力をやや大きく予測している (表-7)。この傾向は既往の解析⁹⁾と同様であるが、この理由として以下のことが考えられる。コンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係を求めるには、単体鉄筋の応力-ひずみ関係とコンクリートと鉄筋間の付着作用を考慮する必要がある¹²⁾。コンクリート中の鉄筋の構成則は、コンクリートのひび割れ発生までは単体鉄筋のそれと一致している。しかし、一旦ひび割れが発生すると、鉄筋の応力はひび割れ位置で最大になるように分布する。作用引張力が大きくなると、鉄筋はひび割れ位置で降伏するが、ひび割れとひび割れの間では降伏していない状態となる。つまり、コンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係において、鉄筋の平均応力が鉄筋の降伏強度に達する前に弾性的挙動ではなくなり、ひずみの増加とともに単体鉄筋の応力-ひずみ関係に近付いていくことになる。格子モデルでは鉄筋モデルに単体鉄筋の応力-ひずみ関係を採用している。コンクリート中の鉄筋の平均降伏強度は、単体鉄筋の降伏強度より低くなることから、本解析では降伏水平耐力を実際よりも高く見積ることになるものと思われる。このように静的格子モデル解析の結果は、降伏水平耐力、および最大水平耐力をやや高めに予測するという認識の上で、RC 橋脚の耐震性能を評価する必要がある。

座屈開始時点は $-4\delta_y$ 荷重途中であり、履歴曲線の第 4 象限であった。また、予測された座屈長は $1d$ (d : 有

表-7 ST実験および静的格子モデル解析によって得られた耐力と変位 (炭素繊維シート補強)

	No.1		No.2		No.3	
	実験	解析	実験	解析	実験	解析
降伏水平耐力 (kN)	97.5	112.7	98.4	115.2	99.7	114.0
降伏変位 (mm)	13.9	12.5	13.9	12.5	13.9	12.5
最大水平耐力 (kN)	110.0	132.6	115.0	138.3	116.0	140.3
最大耐力時変位 (mm)	55.6	55.5	69.5	69.5	69.5	55.5
終局変位 (mm)	55.6	55.5	83.4	83.5	97.3	111.0

効高さ 265 mm) であり、おおむね実験結果に等しい。その結果、静的格子モデル解析によって、 $5\delta_y$ 以降さらに大きな水平変位が作用した際の耐力が徐々に低下していく挙動を、妥当な精度で予測できていることがわかる。

一方、供試体 No2 では、炭素繊維シート1層で3hの高さの範囲を補強しているが、実験において $-5\delta_y$ 載荷途中でフーチング天端から1hの高さの範囲で圧縮側の炭素繊維シートがはらみ出し、その後耐力の低下が確認された。また、 $-6\delta_y$ 載荷途中、帯鉄筋方向の炭素繊維シートが断面隅角部から破断し、それと同時に軸方向鉄筋方向の炭素繊維シートも破断した。一方解析では、座屈長を $0.5d$ 程度と予測しており、シート補強を行わない場合より座屈長が短い。これは、炭素繊維シートが軸方向鉄筋が外側にはらみ出そうするのを拘束するためである。また、座屈長が短くなることで、座屈開始後の軸方向鉄筋の応力低下は小さくなっている。そのため、 $-4\delta_y$ 載荷途中で座屈を開始するが、応力低下が小さいために、水平変位がさらに大きくなった $-5\delta_y$ 載荷時に初めて耐力の低下が顕著になってきた。この結果は実験と対応している。

供試体 No3 では、補強量をさらに多くし、3hの高さの範囲を炭素繊維シート2層で補強している。その結果、実験では $-7\delta_y$ 載荷時まで明確な耐力の低下は見られなかった。また、損傷範囲は1hの高さに集中し、部材の損傷範囲は無補強の場合と比べ限られた箇所となっていた。解析では、座屈長を $0.5d$ 程度と予測しており、供試体 No2 のときと等しい。また、履歴曲線は供試体 No2 の場合とほぼ同様の挙動を示している。実験では供試体 No2 で帯鉄筋方向の炭素繊維シートが断面隅角部から破断したが、供試体 No3 ではシートの破断は見られなかった。一方、本解析は2次元解析であり、実験の供試体 No3 に見られたような、断面隅角部でのシート破断は予測できない。そのため、解析では実験同様、履歴曲線が若干エネルギー吸収に富んだ形状となっているものの、補強量の違いによる履歴挙動の明確な差は確認できなかった。

5. 鉄筋座屈を考慮した動的格子モデル解析

(1) 耐力、および変形性能

ここでは、鉄筋座屈を考慮した動的格子モデルを用いた非線形動的解析の結果と PD 実験による結果を比較し、解析結果の妥当性を検証する。同時に、動的格子モデル解析により RC 橋脚の地震時挙動の把握を試みる。

PD 実験、および動的格子モデル解析によって得られた降伏水平耐力、降伏変位、最大水平耐力、および最大応答変位を表-8 に示す。ここで、実験における降伏水

表-8 PD実験および動的格子モデル解析によって得られた耐力と変位 (炭素繊維シート補強)

	No.5		No.6		No.8	
	実験	解析	実験	解析	実験	解析
降伏水平耐力 (kN)	97.5	112.2	97.5	111.9	98.4	112.4
降伏変位 (mm)	13.9	12.7	13.9	12.5	13.9	13.4
最大水平耐力 (kN)	108.6	117.3	116.5	130.1	128.3	138.7
最大応答変位 (mm)	23.6	19.8	66.3	71.5	70.9	71.9
残留変位 (mm)	3.0	4.2	6.8	17.6	15.3	36.5

平耐力および降伏変位は、ST 実験で得られた値であり、一方、解析では橋脚基部の軸方向鉄筋のひずみが、降伏ひずみに達したときの水平力および変位を示している。

表-8 より、動的格子モデル解析による軸方向鉄筋降伏時の荷重および変位は、静的格子モデル解析による結果とほぼ同等であるが、降伏水平耐力をやや高く、また降伏変位を小さく予測している。このことから、解析では、実験結果よりも RC 橋脚の初期剛性を若干高く予測する傾向があることがわかる。また、最大水平耐力に関して、静的格子モデル解析同様、実験結果に比べやや大きく予測しているものの、ひび割れが発生し、軸方向鉄筋が降伏した後の曲げ挙動をおおむね予測できていることがわかる。ここで、最大応答変位に着目すると、No.5 に関する解析結果は実験結果より小さいのに対し、さらに大きな地震力を受けた No.6, No.8 に関しては実験結果をやや上回る予測結果となっている。PD 実験では、軸方向鉄筋降伏後は減衰定数 $h=0.0$ とし、復元力の非線形性による履歴減衰のみを考慮している一方、解析では、速度比例の粘性減衰は軸方向鉄筋が降伏しても初期減衰と変わらず ($h=0.02$)、さらに履歴減衰も考慮している。供試体 No.5 の結果より、軸方向鉄筋降伏前、もしくはあまり塑性変形が大きい領域では、解析において部材の剛性を高く見積っているために応答変位が実験結果より小さくなったと考えられる。また、大きな塑性変形が見られた供試体 No.6, No.8 において、鉄筋降伏後、粘性減衰を考慮しているにも関わらず、最大応答変位が大きくなっていることから、降伏後の部材剛性をやや過小に評価していると考えられる。

(2) 履歴特性

図-18 は供試体 No.5, No.6 および No.8 に対して、PD 実験によって得られた RC 橋脚の履歴曲線と動的格子モデルによる解析結果を比較したものである。また、図-19 はそれぞれのケースに対して、PD 実験および動的格子モデル解析によって得られた、載荷点位置の応答変位の時刻歴である。ここで、残留変位は、実験、解析とも

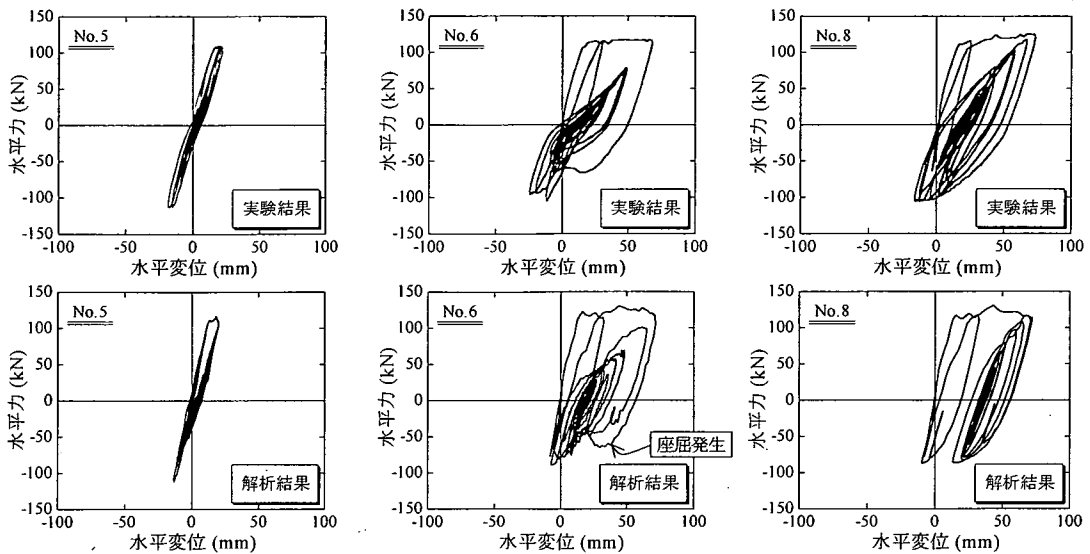


図-18 PD実験および動的格子モデル解析によって得られた履歴曲線 (炭素繊維シート補強)

に図-19における加振終了の15秒時に最も近い振動の中心(図-19に一例を示す)の応答変位とし、前述の表-8中に示す。

供試体 No.5 に対して、PD 実験では曲げひび割れが観察できる程度で、斜めひび割れやコンクリートの圧縮破壊は観察されず、耐力の低下は生じなかった。解析においても、実験結果同様ほぼ弾性域での挙動となっており、図-19でも残留変位は見られない。

一方、最大入力加速度が供試体 No.5 の約 2 倍の供試体 No.6 では、実験、解析ともに軸方向鉄筋が降伏し、大きな塑性変形が生じていることがわかる。解析では、図-18に見られるように、最大応答変位を記録した後水平力が反転した際に曲げ圧縮側の軸方向鉄筋が座屈し、履歴曲線が紡錘形から逆 S 字形に変化し、その後エネルギー吸収性能が大きく低下していった。これは実験で認められた挙動と同様である。ここで、今回用いた地震動(図-12)では、加振後約 2.5 秒時に最大加速度を記録している。解析では、図-19に見られるように、約 2.7 秒時に応答変位が最大値を示し、この最大応答を境に応答変位が一方方向に偏り、この変位が生じた後は原点から残留変位分だけずれた変位を中心に振動していることがわかる。

供試体 No.8 では、実験では、履歴曲線が載荷終了まで安定した紡錘形をしている。また、実験終了時においてもコンクリートの剥離などによる炭素繊維シートの外見上の変化は見られず、耐力の低下は見られなかった。解析では、橋脚基部の軸方向鉄筋に座屈挙動は見られず、安定した耐荷挙動を示している。しかし、解析では除荷・再載荷剛性が実験結果より若干高くなり、図-19

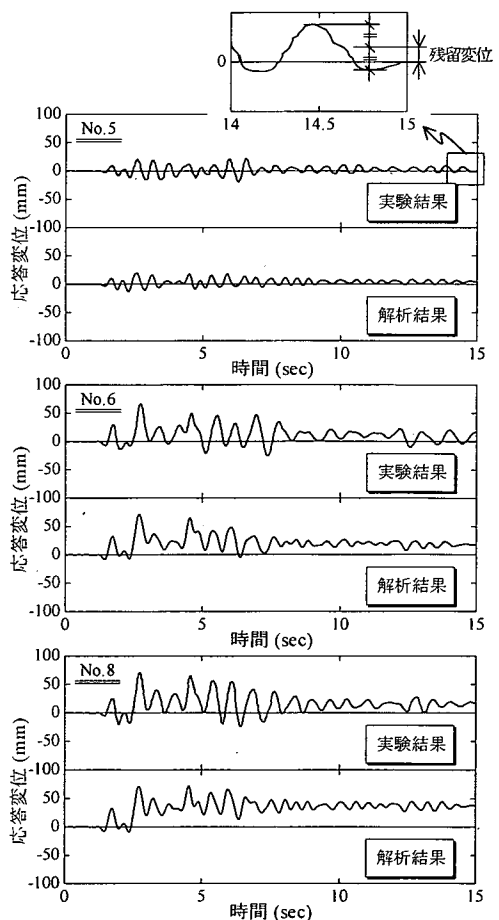


図-19 PD実験および動的格子モデル解析によって得られた応答変位の時刻歴 (炭素繊維シート補強)

に見られるように、約7秒以降の挙動は周期の短い振動となっている。これは、コンクリートの除荷・再載荷割性に初期剛性を用いたため、橋脚の履歴挙動の剛性をやや高めに評価したものと考えられる。より精度の高い応答予測には、コンクリート履歴モデルの改善が必要であると考える。さらに、表-8に示されるように、残留変位はかなり大きめに予測しており、精度向上に向けて、本手法をさらに検討していく余地がある。

以上、精度向上のためにいくつかの改良点を残しているが、軸方向鉄筋の座屈挙動を考慮することによって、RC橋脚の地震時挙動を妥当な精度で予測できることを確認し、さらに炭素繊維シートにより補強されたRC橋脚の地震時応答も再現できることを示した。

6. 補強効果に関する検証解析

(1) 解析ケース概要

解析対象は、5.においてPD実験に用いた炭素繊維シート補強を行っていないRC橋脚(Case A)を基準として、橋脚基部から1h(h:断面高さ300mm)の範囲を重点的にシート補強した橋脚(Case B)、橋脚基部から3h(900mm)の範囲をシート補強した橋脚(Case C)、およびCase B供試体に対して炭素繊維シートで曲げ補強した橋脚(Case D)の合計4種類である。使用材料の特性は5.で用いたものと同様である。

入力地震動は、5.で使用した兵庫県南部地震で神戸海洋気象台において観測されたNS成分15秒間の最大加速度を450galに調整したものである。この地震動(内陸型(直下型)地震動)は主要動の継続時間が短く、数秒間に非常に大きな加速度を生じる特徴を有している。

さらに、Case Bと配筋、寸法が等しいRC橋脚を対象として、図-20に示す1983年の日本海中部地震において八郎潟干拓堤防上で観測されたEW成分(最大加速度144gal)の時間軸を1/2に縮小し、最大加速度を200gal(Case E)、および400gal(Case F)に調整した地震動70秒間を用いた照査を行った。この地震動(プレート境界型(海洋型)地震動)の特長として、図-20に見られるように主要動の継続時間が非常に長く、さらに観測開始から20秒と50秒に加速度のピークがある点などが挙げられる。その結果、内陸型の地震動を受ける場合とは異なる視点からの評価を行うことができると考える。解析ケースを表-9にまとめて示す。

(2) 内陸型(直下型)地震動を用いた照査

図-21は供試体Case A~Case Fに対して行った、座屈を考慮した動的格子モデル解析による結果を示したものである。また、図-22は供試体Case A~Case Dに関する

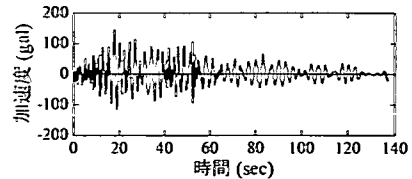


図-20 1983年日本海中部地震において八郎潟干拓堤防上で記録されたEW成分(最大加速度144gal)

表-9 解析ケース(補強効果の検討)

ID	帯鉄筋方向炭素繊維		軸方向炭素繊維	最大入力加速度(gal)
	0-300(mm)	300-900(mm)		
Case A	—	—	—	450.(直下型)
Case B	2層	1層	1/4層	
Case C	2層	2層	1/4層	
Case D	2層	1層	1層	
Case E	2層	1層	1/4層	200.(海洋型)
Case F	2層	1層	1/4層	400.(海洋型)

載荷点位置における応答変位時刻歴であり、供試体Case E、Case Fに関しては後述の図-23に示す。ここで、供試体Case A、Case Bでは、5.において用いた供試体No.6、No.8と供試体形状、補強方法がそれぞれ同一で、入力地震動の最大加速度が296galから450galに大きくなっている。表-10は、解析によって得られた降伏水平耐力、降伏変位、最大水平耐力、および最大応答変位をまとめたものである。

地震応答に与える入力地震動の大きさの影響を検証するために、前述の表-8と表-10を比較する。同様の補強を行ったケース(シート補強なし:供試体No.5、No.6、Case A、橋脚基部1hをシート補強:供試体No.8、Case B)では、降伏水平耐力、降伏変位、および最大水平耐力について、入力地震動の大きさの影響は比較的小さいことが認められる。このとき、曲げ補強量の等しいケース(例えば、Case BとCase C、Case EとCase F)において、降伏水平耐力と降伏変位が若干異なっていることがわかる。解析において降伏時とは、橋脚基部の軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみを始めて超えたときとして定義している。応答計算は0.01秒毎に離散的に行っているため、降伏ひずみを初めて超えたときの橋脚基部の鉄筋ひずみは、降伏ひずみと完全に一致しているわけではない。その結果、降伏水平耐力と降伏変位がそれぞれのケースで若干異なっている。

最大応答変位について、他の応答値と比較すると、入力地震動が大きくなるに伴って顕著に大きくなることがわかる。このことは、軸方向鉄筋が降伏した後は橋脚の耐力はあまり増加せず、変位が増大することで地震動によって入力されたエネルギーが吸収されていることを示している。また、図-21より、いずれのケー

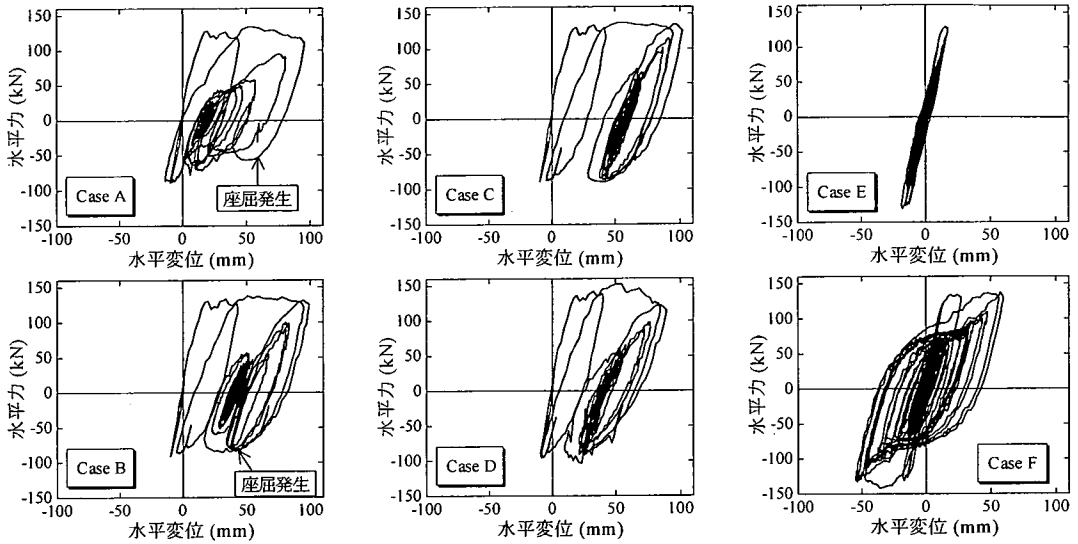


図-21 動的格子モデル解析によって得られた履歴曲線 (補強効果の検討)

スに対しても、最大加速度が生じた際に大きな地震力を受けており、その後これを上回る地震力を受けることはないで、軸方向鉄筋に座屈挙動が見られる場合があるものの比較的安定した挙動を示していることがわかる。

表-10を見ると、入力加速度の大きさ (450 gal) は等しく補強方法の異なる供試体 Case A~Case Dにおいて、降伏変位はそれぞれほぼ等しいが、降伏水平耐力については供試体 Case A, Case B, Case C, Case Dの順に大きくなっており、補強方法の違いによる影響が見られる。最大水平耐力では、炭素繊維シートを用いて曲げ補強をした供試体 Case D が最も大きくなっている。しかし、供試体 Case D では最大水平耐力は大きいですが、最大耐力以降、耐力の低下が見られた。最大応答変位では、帯鉄筋方向に広い範囲で補強している供試体 Case C が最も大きくなっている。供試体 Case A, Case B では最大応答を記録した後、図-21 に示すような座屈挙動が見られたのに対し、供試体 Case C では座屈の影響は小さくなっている。ここで、帯鉄筋方向のシート補強量の異なる供

試体 Case B と Case C を比較すると、供試体 Case B では、最大応答変位を記録した後、約 62 秒時に座屈が生じたために変位がゼロ変位方向に大きく戻っている。一方、供試体 Case C では座屈は見られず、約 4.5 秒時に最大応答変位を記録した後、再び大きな応答変位を生じることはなく、約 58 mm の残留変位を中心に振動している。その結果、供試体 Case B の方が Case C より残留変位が小さくなった。この様に、帯鉄筋方向のシート補強量の違いによる残留変位の差が見られたものの、最大応答変

表-10 動的格子モデル解析によって得られた耐力と変位 (補強効果の検討)

	Case A	Case B	Case C	Case D	Case E	Case F
降伏水平耐力 (kN)	102.0	103.7	102.0	104.3	102.2	101.9
降伏変位 (mm)	12.0	12.5	12.0	12.1	12.1	12.1
最大水平耐力 (kN)	133.3	138.2	138.4	152.4	118.3	127.2
最大応答変位 (mm)	97.4	97.8	100.5	88.1	18.8	59.8
残留変位 (mm)	25.6	43.4	58.5	41.3	1.5	0.6

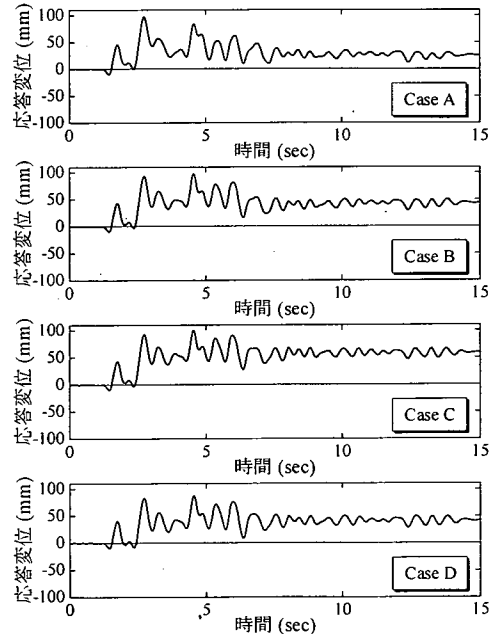


図-22 動的格子モデル解析によって得られた応答変位の時刻歴 (補強効果の検討)

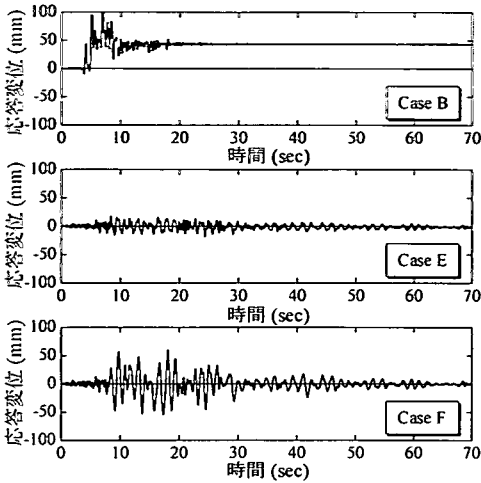


図-23 動的格子モデル解析によって得られた応答変位の時刻歴（補強効果の検討）

位以降の挙動に関しては、前述のように除荷・再載荷剛性についての改良が必要であり、残留変位に関する解析精度向上も今後の重要な課題である。

(3) プレート境界型（海洋型）地震動を用いた照査

前述の図-21中に供試体 Case E, および Case F に対する動的格子モデル解析による結果も示している。また、図-23はそれぞれのケースでの載荷点位置における応答変位の時刻歴である。同図には前述の供試体 Case B に対して、内陸型地震動を 70 秒間入力した場合も合わせて示している。表-10には、解析によって得られた降伏水平耐力、降伏変位、最大水平耐力、および最大応答変位をまとめている。

図-21より、入力最大加速度が 200 gal の供試体 Case E では、ほぼ弾性挙動を示していることがわかる。一方、供試体 Case F（入力最大加速度 400gal）は、大きな塑性変形挙動を示すが、ここで用いた地震動（図-20）は正負同程度の加速度を記録しているため、左右から作用する地震力の大きさはほぼ等しく、履歴曲線は正負対称となっている。その結果、内陸型地震動のように短い時間に大きな地震力が一方向から卓越して作用する場合と比べて、残留変位が非常に小さくなっている。また、図-23では入力開始から約 30 秒間振動し続けていることも、内陸型地震動の場合のように、つまり数秒間に非常に大きな応答変位を記録し、その後一方向に大きく残留する挙動と異なる点である。

以上の結果より、2種類の異なる地震動を入力した場合、座屈挙動が生じるケースはあるが、ともに大きな耐力の低下は見られず、大きな塑性変形を生じる結果となった。しかしながら、履歴挙動、および応答変位の時刻歴は大きく異なるものとなり、それぞれの地震動の影響

を把握することができた。これより、大きな地震動が作用した場合の RC 橋脚の地震時挙動を動的格子モデル解析によって把握できることが認められた。また、座屈挙動を考慮することで、より高い精度の予測が可能となり、RC 橋脚の変形性能の照査には座屈挙動を考慮した解析による終局変位の予測が重要であることが示された。

7. まとめ

本研究では、RC 橋脚を用いた一方向静的正負交番載荷実験を対象として、鉄筋座屈を考慮した静的格子モデル解析を行った。また、炭素繊維シートで補強された RC 橋脚を用いた準動的載荷実験を対象に、動的格子モデル解析による検討を行った。さらに、2種類の異なる地震動を用いた RC 橋脚の耐震性能の評価を行った。以上より、得られた結論は以下の通りである。

- (1) RC 橋脚の静的正負交番載荷実験を対象とした静的格子モデル解析の結果、鉄筋の局部座屈挙動を空間的に平均化したモデルを用いることで、軸方向鉄筋が降伏し、最大耐力を経験した後、徐々に耐力が低下していく変形挙動を妥当な精度で予測できることが示された。
- (2) 軸方向鉄筋の座屈挙動を考慮することで、無視した場合と比較して除荷剛性が低くなり、エネルギー吸収性能も低下し、その結果、解析精度の向上が見られた。つまり、大変形領域の解析精度の向上には、軸方向鉄筋の座屈挙動の適切にモデル化することが必要であることが確認された。
- (3) 炭素繊維シート補強をした RC 橋脚を用いた準動的載荷実験に対して、鉄筋座屈を考慮した動的格子モデル解析によって、RC 橋脚の降伏水平耐力、降伏変位、最大水平耐力、および最大応答変位を妥当な精度で予測できることが示された。しかしながら、最大水平耐力は実験結果と比べて過大に評価される傾向があり、解析精度の向上のためには、コンクリート中の鉄筋モデルについて改良する必要があることがわかった。さらに、残留変位に関しては良好な予測精度は得られず、コンクリート履歴モデル等の改善の余地を残す結果となった。
- (4) 2種類の異なる地震動（内陸型（直下型）、およびプレート境界型（海洋型））を用いて RC 橋脚の耐震性能の評価を行い、応答変位時刻歴、および残留変位等の観点から、それぞれの地震動が RC 橋脚の地震時挙動に与える影響を把握した。

参考文献

- 1) 2002年制定コンクリート標準示方書〔耐震性能照査編〕, 土木学会, 2002年12月.
- 2) 須田久美子, 村山八洲雄, 一宮利通, 新保 弘: 交番繰返し荷重下における柱筋の座屈挙動, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16, No.2, pp.467-472, 1994年.
- 3) 浅津直樹, 運上茂樹, 星限順一, 近藤益央: 軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究, 土木学会論文集, No.682/I-56, pp.177-194, 2001年7月.
- 4) 二羽淳一郎, 崔 益暢, 田辺忠顕: 鉄筋コンクリートはりのせん断耐荷機構に関する解析的研究, 土木学会論文集, No.508/V-26, pp.79-88, 1995年2月.
- 5) 伊藤 睦, 二羽淳一郎, 田辺忠顕: 格子モデルによる繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート柱の終局変位の評価, 土木学会論文集, No.641/V-46, pp.253-262, 2000年2月.
- 6) 三木朋広, 二羽淳一郎, Lertsamattiyakul, M.: 動的格子モデル解析による鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能の評価, 土木学会論文集, No.704/V-55, pp.151-161, 2002年5月.
- 7) 三木朋広, Lertsamattiyakul, M., 二羽淳一郎: 鉄筋座屈を考慮した格子モデルによる RC 橋脚の静的正負交番解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.979-984, 2002年.
- 8) Dhakal, R. P.: Enhanced Fiber Model in Highly Inelastic Range and Seismic Performance Assessment of Reinforced Concrete, Doctoral thesis, The University of Tokyo, September 2000.
- 9) Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R.: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.114, No.8, pp.1804-1826, August, 1988.
- 10) 小島克朗, 大内 一: 炭素繊維補強による道路橋橋脚の靱性能評価, 土木学会第 51 回年次学術講演会, pp.932-933, 1996年9月.
- 11) Vecchio, F. J. and Collins, M. P.: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Journal, Vol.83, No.2, pp.219-231, March/April, 1986.
- 12) 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年5月.
- 13) 内田裕市, 六郷恵哲, 小柳 洽: 曲げ試験に基づく引張軟化曲線の推定と計測, 土木学会論文集, No.426/V-14, pp.203-212, 1991年2月.
- 14) Kato, B.: Mechanical Properties of Steel under Load Cycles Idealizing Seismic Actions, CEB Bulletin D'Information, No.131, pp.7-27, May, 1979.
- 15) 福浦尚之, 前川宏一: RC 非線形解析に用いる鉄筋の繰返し履歴モデル, 土木学会論文集, No.564/V-35, pp.291-295, 1997年5月.
- 16) 土屋智史, 津野和宏, 前川宏一: 常時偏心軸力と交番ねじり・曲げ/せん断力を複合載荷した RC 柱の非線形三次元有限要素立体解析, 土木学会論文集, No.683/V-52, pp.131-143, 2001年8月.
- 17) 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/V-52, pp.31-45, 2001年8月.
- 18) 長田光司, 大野晋也, 山口隆裕, 池田尚治: 炭素繊維シートで補強し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.8, No.1, pp.189-203, 1997年1月.

(2002. 8. 12 受付)

EARTHQUAKE RESPONSE ANALYSIS FOR RC BRIDGE PIERS CONSIDERING REINFORCEMENT BUCKLING BEHAVIOR

Tomohiro MIKI, Junichiro NIWA and Manakan LERTSAMATTIYAKUL

The nonlinear earthquake response analysis for RC bridge piers was conducted for the purpose of verifying the validity of the static and dynamic lattice model considering the buckling evaluation of reinforcing bar. The buckling behavior of reinforcing bar is represented by a spatially averaged stress-strain relationship for reinforcing bar in compression. It has been confirmed that the static lattice model analysis considering the buckling can accurately predict the behavior of RC bridge piers. By the dynamic lattice model analysis considering the buckling, it has been found that the post-peak behavior can be captured with an appropriate accuracy as well as the static analysis in which two different types of earthquake motion were used for the verification of seismic performance of RC bridge piers.