

段落し部を有するRC橋脚の強震時非線形挙動とエネルギー分布

NONLINEAR BEHAVIOR AND ENERGY DISTRIBUTION OF A RC PIER WITH CUT-OFF CROSS SECTION DURING A STRONG EARTHQUAKE

大島俊之^{*}、三上修一^{**}、小倉裕介^{***}、佐藤昌志^{****}

Toshiyuki OSHIMA, Shuichi MIKAMI, Yusuke OGURA and Masashi SATO

^{*}工博 北見工業大学教授 工学部土木開発工学科 (〒090 北海道北見市公園町1 6 5)^{**}北見工業大学助手 工学部土木開発工学科 (〒090 北海道北見市公園町1 6 5)^{***}北見工業大学大学院生 土木開発工学専攻 (〒090 北海道北見市公園町1 6 5)^{****}北海道開発局開発土木研究所構造研究室 (〒062 北海道札幌市豊平区平岸1条3丁目)

Nonlinear oscillation of reinforced concrete pier of the bridge which has a cut-off cross section is dealt with in this paper. Nonlinear behavior of a RC pier under a strong earthquake is simulated by a direct time integration method (Wilson- θ method) and energy distribution of the pier is obtained as a ratio of strain energy and kinematic energy. The effect of cut-off cross section on the nonlinear behavior is also obtained in numerical calculation.

Key Words: RC-Pier, Nonlinear Oscillation, Earthquake Response

1. はじめに

強い地震動を受けるRC橋脚の場合、橋脚基部および段落し部などの断面急変部において塑性時及び終局時にコンクリートと鉄筋の応力ひずみの非線形挙動により、引張部コンクリートのクラック発生や鉄筋の塑性化など複雑な非線形振動応答となり、これまでに種々の研究が行われてきた¹⁾⁶⁾。その中で解析の有力な手法の一つとして、従来より断面の応力とひずみの関係による曲げモーメント-曲率曲線、または履歴復元力と応答変位の関係として等価線形化手法¹⁾²⁾を用いた動的応力解析が行われてきた。しかし実際のRC橋脚の強震時非線形挙動はこの等価線形化のみでは評価しきれないほど複雑なものであり、実験的な評価式の検討³⁾や非線形挙動の解析の工夫などが行われている⁴⁾。本研究ではこれらのRC橋脚の動的な非線形挙動を対象として、断面の塑性化による引張部コンクリートのクラック発生や鉄筋の塑性化によって、曲げモーメント-曲率曲線が一時的に負の勾配となる軟化部を有する場合について検討する。一般に非線形振動論においてはこのような剛性の軟化部を有する場合には1つの抵抗曲げモーメントに対して、実現可能な曲率は3つ考えられることとなり、数値計算上は収束しないことが多く、数値計算上の問題点となる。また非線形振動論においてはこのような解の一意性がない点のことをBifurcation Point (分岐点) またはSaddle Point (鞍点) と呼び、種々の特性が研究されている¹⁷⁾。

本論文ではこのような問題点をすべて解決することには至らないが、Bifurcation Pointにおいて経路を選択する可能性のある方法として、Bifurcation Pointにお

いて構造内部に蓄積されるひずみエネルギーが最小となるように選択する方法が考えられているので⁷⁾⁸⁾、ここでは振動状態にある橋脚のひずみエネルギー、運動エネルギーおよび履歴減衰エネルギーの分担状況を明らかにするとともに、曲げモーメント-曲率曲線の軟化部においては、引張部コンクリートが破壊後は圧縮部コンクリートと鉄筋部の剛性による曲げモーメント-曲率関係に移行して通過する方法により動的応答を求めることとする。

さて、1993年1月15日に発生した釧路沖地震により被害を受けた橋梁のうち、数橋に特徴的な段落し部破壊の被害が報告されている⁵⁾。本研究ではこの段落し部の破壊に特に着目する。その内のひとつである松之恵橋は図-1に示すように釧路市の北方に位置し国道240号線阿寒川に架かるPC橋梁で上部工は5径間の単純PC桁で橋長は157.1m、下部工には鉄筋コンクリートT型橋脚を持ち1962年に架設された。文献⁵⁾によると、同橋橋脚の被害は4本ある橋脚の中央2本に大きく、主鉄筋段落

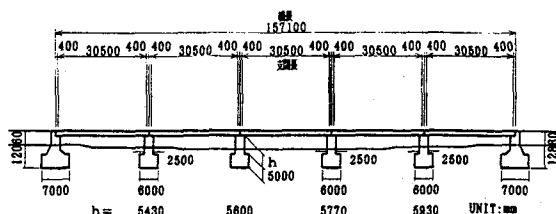


図-1 松之恵橋橋脚の一般図

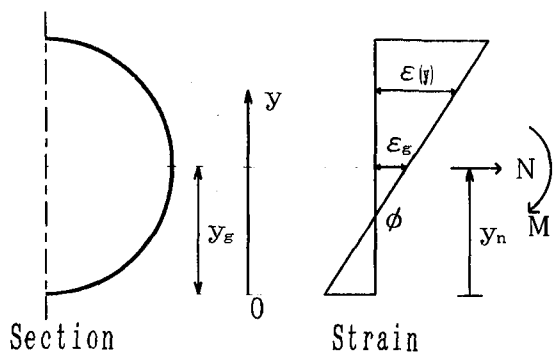


図-2 軸力と曲げを受ける断面

し部分に橋軸直角方向に曲げが卓越したひび割れが発生し、鉄筋の破断までには至らなかったが、同位置でのコンクリートの剥離が認められている。また、同様な橋脚段落し部分の被害はいずれもコンクリート断面を絞った円形断面を採用した橋梁で発生しており、いずれも地震時水平保有耐力による照査を取り入れる以前の示方書の設計であった。そこで本論文では、地震動による松之恵橋橋脚の段落し部の非線形挙動を検討するため、2章で鉄筋コンクリート断面の曲げモーメントー曲率関係を求め、次に3章において2章の計算結果を考慮して曲げモーメントー曲率関係をモデル化し、同橋脚の動的非線形振動解析を行った。一般にこのような段落し部の被害には曲げ破壊とせん断破壊およびその連成が考えられ、事実釧路沖地震においてもこれらの3つがそれぞれ観測されている⁵⁾。このうち本研究では解析の対象として上記の被害のうち曲げ破壊が卓越した事例に焦点を絞り、その場合の断面諸元を用いて解析した結果を示す。すなわち本論文の解析では、通常地盤ばね係数を用いた場合には最大加速度408galの地震波の入力に対して段落し部の塑性化が特に卓越したものとしないこと、また更に地盤ばね係数を6倍以上に増加して仮定した場合には段落し部の塑性化がより進展し実際の被害に近い状況になることを示す。

2. 鉄筋コンクリート橋脚断面の曲げモーメントー曲率関係の算定

材料の非線形性を考慮した鉄筋コンクリート断面の曲げモーメントー曲率関係を算出する際に、一般に使われている中立軸の位置を試算によって求めながら計算を行う方法⁶⁾では、除荷時に断面外に中立軸が移動してしまうことがある為に解の精度が低くなったり、求められない場合がある。そこで本章では断面内のひずみの分布を中立軸の位置と曲率で定義せずに、断面図心位置のひずみ

と曲率で表してモーメントー曲率関係を計算する方法を用い、段落し前後の各断面について解析を行った。

2.1 曲げモーメントー曲率関係式の誘導

断面内のひずみ分布を平面保持の仮定が成り立つとして、断面図心位置のひずみ ϵ_g と曲率 ϕ とで表すと、

$$\epsilon(y) = \epsilon_g + \kappa(y) \cdot \phi \quad \dots(1)$$

$$\kappa(y) = -y_n + y \quad \dots(2)$$

とすることができる。ここで式中的変数は図-2によるものとする。次に断面内の力のつり合い式は次式の様になる。

$$N = \int_A \sigma(y) dA \quad \dots(3)$$

$$M - N \cdot y_n = - \int_A \sigma(y) \cdot y dA \quad \dots(4)$$

ここで材料の初期弾性係数 E_0 による断面内応力分布を $E_0 \cdot \epsilon(y)$ 、また用いる材料の非線形な応力ひずみ関係を $\sigma(y)$ とすると、図-5(a), (b) のようにとれば、両者の差 $\sigma_p(y)$ は次のようになる。

$$\sigma_p(y) = E_0 \cdot \epsilon(y) - \sigma(y) \quad \dots(5)$$

この値は弾塑性の数値計算の過程で、あるひずみに対する非線形の応力値 $\sigma(y)$ に近づけるためのパラメータである。式(3)と式(4)は、

$$N = \int_A (E_0 \cdot \epsilon(y) - \sigma_p(y)) dA \quad \dots(6)$$

$$M - N \cdot y_n = - \int_A \{(E_0 \cdot \epsilon(y) - \sigma_p(y)) \cdot y\} dA \quad \dots(7)$$

と書くことができる。ここで未知変数を図心位置のひずみ ϵ_g と曲げモーメント M とし、軸力 N と曲率 ϕ を既知の値とすると式(6)、式(7)は、

$$\begin{Bmatrix} \epsilon_g \\ M \end{Bmatrix} = [\alpha]^{-1} \left([\beta] \begin{Bmatrix} N \\ \phi \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \int_A \sigma_p(y) dA \\ \int_A \sigma_p(y) y dA \end{Bmatrix} \right) \quad \dots(8)$$

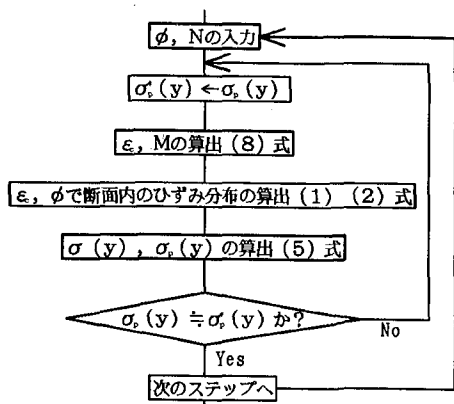


図-3 曲げモーメント曲率関係算定フローチャート

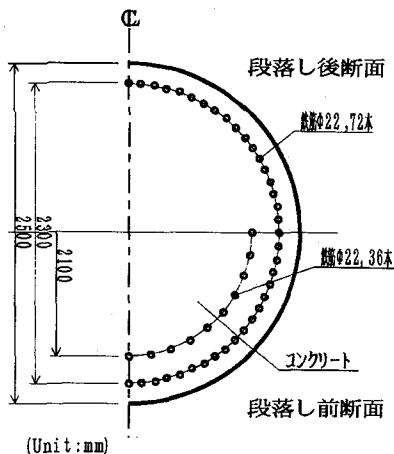


図-4 橋脚断面と主鉄筋配筋図

ここで、

$$[\alpha] = \begin{bmatrix} \int_A E_0 dA & 0 \\ \int_A E_0 \cdot y dA & 1 \end{bmatrix} \quad \dots(9)$$

$$[\beta] = \begin{bmatrix} 1 & -\int_A E_0 \cdot \kappa(y) dA \\ y_s & -\int_A E_0 \cdot \kappa(y) \cdot y dA \end{bmatrix} \quad \dots(10)$$

とすることができる。また、同式中の σ_p は未知変数によって定まる値なので式(8)は σ_p が収束するまで繰り返し計算することになる。ここで、曲げモーメントー曲率関係算定のフローチャートを図-3に示す。

2.2 曲げモーメントー曲率関係の解析

ここでは前節で誘導した式を使い、松之恵橋橋脚の段落し前後の各断面について曲げモーメントー曲率曲線の計算を行い解析結果を示す。ここで、図-4は松之恵橋橋脚の段落し前後の断面と主鉄筋の配筋図を示したものである。橋脚断面は直径2500mmの円形で外側に $\phi 22$ の鉄筋が直径2300mmの円周上に72本、内側に直径2100mmの円周上に同鉄筋が36本配置され、段落し後の断面には内側の主鉄筋がカットされている。解析にあたってコンクリート部を両断面とも50分割し、鉄筋によるコンクリート断面の減少はこれを無視できるとした。次に鉄筋とコンクリートの応力ーひずみ関係をそれぞれ図-5(a)、(b)に示すように仮定する。鉄筋は弾塑性硬化型のバイリニアモデルを使用し、塑性時の弾性係数 (E_p) は弾性時の弾性係数 (E_e) の1/10とした。コンクリート材料は応力ひずみ曲線を直線で近似したモデルを使い、圧縮ひずみが0.002以上になると残留ひずみが発生し、引張では原点指向をとり残留ひずみが無いとした。

ここで図-6(a)(b)に橋脚段落し前および段落

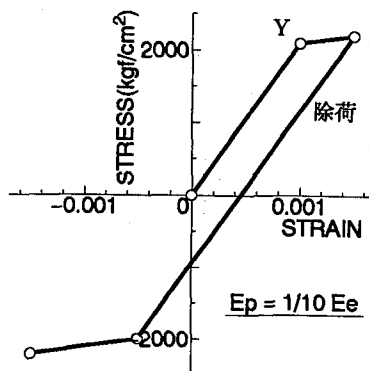


図-5(a) 鉄筋の応力ーひずみ曲線モデル

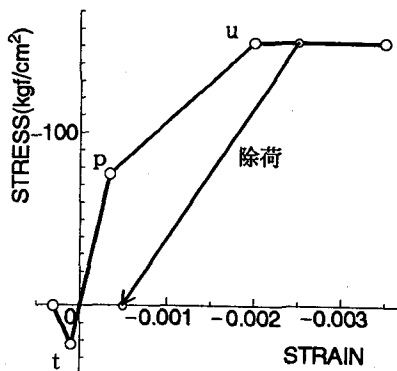


図-5(b) コンクリートの応力ーひずみ曲線モデル

し後の曲げモーメントー曲率関係の計算結果を示す。ここで図-6(a)は軸力を考慮しなかった場合、(b)は軸力を断面中央に橋脚上部工の重量を仮定した場合の曲げモーメントー曲率曲線である。同図において(b)の軸力を考慮した場合は、しなかった場合に比べて発生する曲げモーメントが高い値を示した。また引張り側の鉄筋が降伏ひずみに達していない場合 ($\phi = 8.02 \times 10^{-6}$: 段落し前, 7.80×10^{-6} : 段落し後) は大きな残留曲率は発生しておらず、除荷時には原点指向を示す曲線となっている。

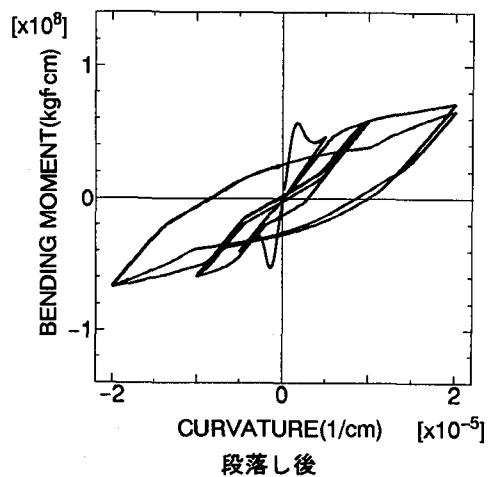
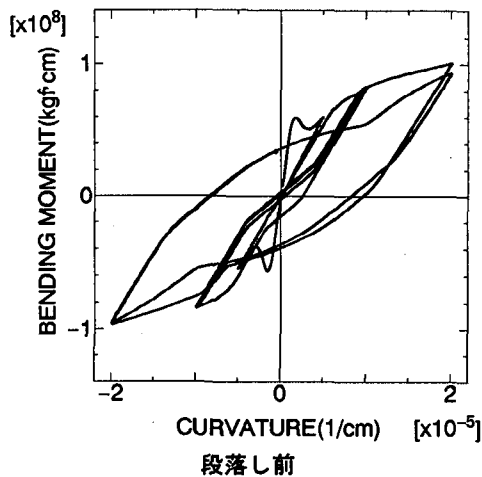


図-6 (a) 曲げモーメント-曲率関係解析結果 (軸力：なし)

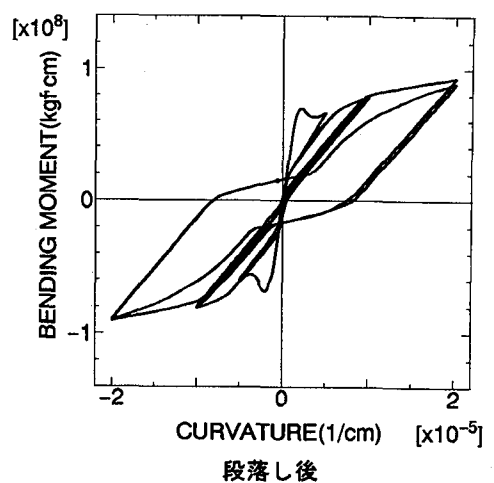
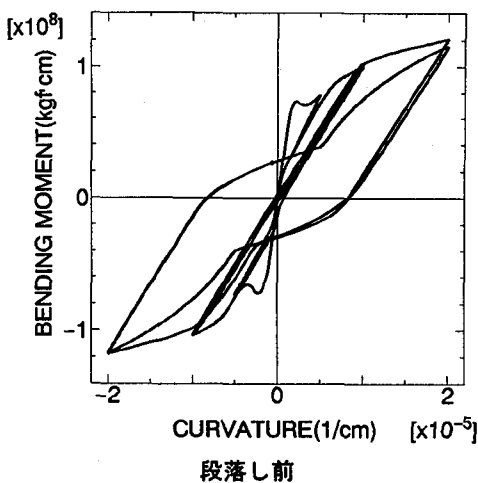


図-6 (b) 曲げモーメント-曲率関係解析結果 (軸力：上部工重量)

次に、図-6 (b) 中の引張り側鉄筋が降伏に至るまでの曲線を抜き出したものを図-7に示した。図中の実線は段落し前の、破線は段落し後の曲げモーメント-曲率曲線である。断面の弾性限界の曲率は両曲線とも同じであり ($\phi=8.48 \times 10^{-7}$)、それ以上の曲率を入力すると引張り側コンクリートが破壊し始めた後、徐々に発生する曲げモーメントが低下し始めている。その後、引張り側のコンクリートの破壊が起こらなくなり曲げモーメントが再度増加し始めて、引張り側鉄筋の降伏に至る。つまり、前述したようにこの曲げモーメント-曲率曲線の極大値から極小値までの間は、1つの抵抗曲げモーメントを実現するための曲率が3つ存在することになり、解の不安定性を生じる。すなわちソフトニングを起こす材料の場合はすべてこの問題を解決しなければならない。本論文の数値解析では、前述したように引張部コンクリートが破壊後は図-7の曲線の弾性限界 (A点) から圧縮部コンクリートと鉄筋の剛性による曲げモーメント-曲率関係に移行するとして計算を続行する。

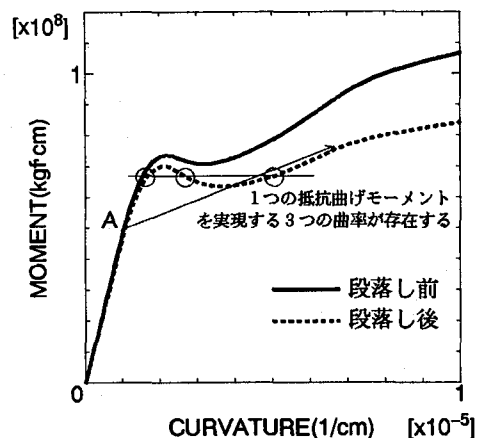


図-7 曲げモーメント-曲率関係解析結果 (拡大図)
(軸力：上部工重量)

3. 動的応答解析

3.1 履歴復元性を持つ構造系の運動方程式

一般に、減衰を含まない非線形な復元力を持つ構造系の運動方程式は、

表-1 各地盤反力とはね係数

反力係数	鉛直	7.56	(kgf/cm ²)
	水平	8.10	(kgf/cm ²)
	せん断	2.52	(kgf/cm ²)
ばね係数	水平 (k-y)	3.14×10 ⁶	(kgf/cm)
	回転 (k-y)	1.82×10 ¹¹	(kgf·cm/rad)
	水平 (=kH)	1.14×10 ⁵	(kgf/cm)

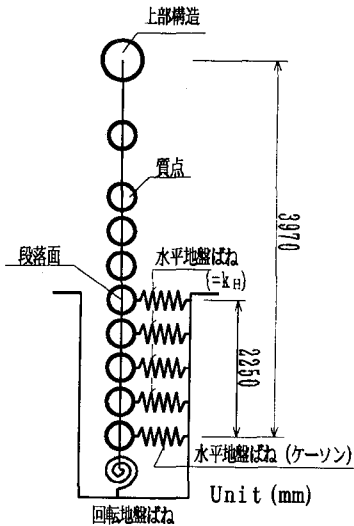


図-8 橋脚の離散化質点系解析モデル図

$$[M]\{\ddot{\delta}\} + \{R(\delta)\} = \{Q(t)\} \quad \dots(11)$$

と書くことができる。ここで $\{\delta\}$ は相対変位ベクトル、 $[M]$ は質量マトリックス、 $\{R(\delta)\}$ は非線形復元力、 $\{Q(t)\}$ は地震動の外力ベクトルである。また、微小な時間間隔 Δt に対し有効な剛性マトリックスを $[K_e]$ とすると式(11)は増分形で次式のように表すことができる。

$$[M]\{\Delta\ddot{\delta}\} + [K_e]\{\Delta\delta\} = \{\Delta Q(t)\} \quad \dots(12)$$

本モデルでは地盤を含めて減衰の影響を考慮にいない為、地震動によって橋脚に入力されたエネルギーは全て運動エネルギーとひずみエネルギーに変換される。また、運動エネルギーは蓄積されないで最終的にはひずみエネルギーの蓄積によって入力エネルギーが消費されることになる。そしてこの構造物自身に蓄積されるエネルギーは破壊や損傷の程度を示す重要な指標になると考えられている³⁾。そこで、式(12)の両辺に $\{\delta\} dt$ を乗じて積分を行い次式のエネルギーのつり合い式を求めた。

$$\int \{\dot{\delta}\}^T [M] \{\ddot{\delta}\} dt + \int \{\dot{\delta}\}^T [K_e] \{\delta\} dt = \int \{\dot{\delta}\}^T \{Q(t)\} dt \quad \dots(13)$$

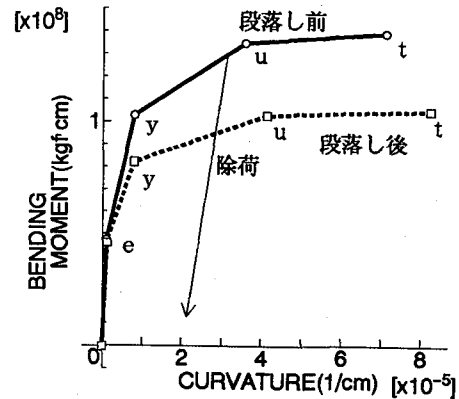


図-9 曲げモーメント-曲率曲線モデル

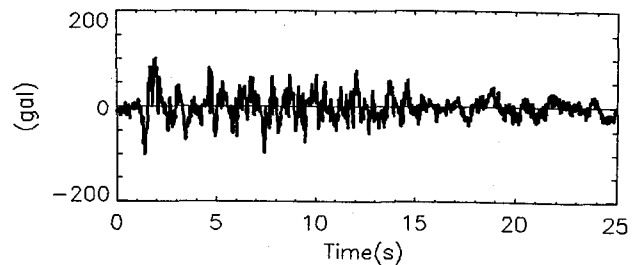


図-10 時刻歴応答解析用標準波形 (I種地盤用)

ここで、各項は左辺から運動エネルギー、ひずみエネルギーを、右辺は地震動による外力からの入力エネルギーをそれぞれ表している。

3.2 松之恵橋の解析モデル

松之恵橋橋脚の離散質量系解析モデルを図-8に示す。ここでは松之恵橋橋脚を高さ3970mmの円形単柱に簡略化し、鉛直方向に9分割して地中にある質点に対しそれぞれ地盤ばねを配した。これは松之恵橋の当該橋脚の被害写真を見る限り、破壊位置はある程度の深さ方向に幅を有しているため、現地の地盤面との関係を考慮して決定したものである。地盤ばね係数はN値により計算した反力係数から算出し、表-1に示した。ただし水平(ケーソン)ばね係数とはケーソン部全体の水平変位に対する全体ばね効果、水平(=kH)ばね係数とは橋脚部に対する水平方向の地盤によるばね効果を意味する¹⁴⁾。計算に使用したN値はケーソン上面部の深さまでは一定であるとし、その値はN=35であるとした。また橋軸直角

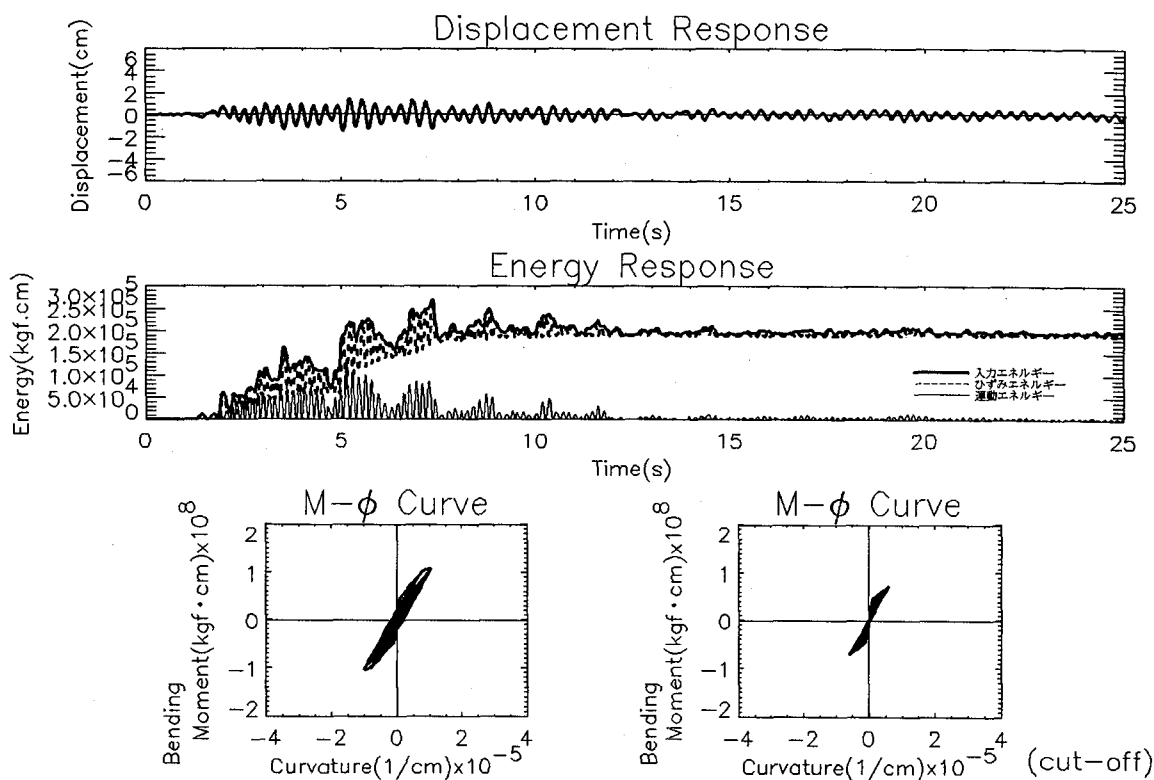


図-11 (a) 解析結果 (最大入力加速度204gal)

方向の支承や橋脚上部構造からの変位拘束効果を考慮せず、上部構造にあたる質点は自由端とした。次に橋脚の非線形復元力の算定は図-9に示す曲げモーメント-曲率曲線を用いて行った。この曲げモーメント-曲率関係は前節で計算した段落し前後の各断面で上部構造重量を軸力として載荷した解析結果を踏まえて、断面の弾性限界 e 、引張り側鉄筋の降伏 y 、圧縮側コンクリートの降伏 u 、圧縮側コンクリートの終局ひずみに達する t の4点を結んだ直線でモデル化したものである。材料の残留ひずみによる残留曲率は鉄筋の降伏後に発生するとし、 y 点までは原点指向、それ以上の曲率を経験したときには y 点と原点を結ぶ直線の傾きで除荷後の履歴をたどるとした。

3.3 応答解析結果

前節で求めた非線形復元力を考慮して、橋脚モデルの橋軸直角方向に自由度を持つ骨組み要素の剛性マトリックスを組み、式(12)の増分形の運動方程式を積分し動的な非線形振動解析を行った。数値積分にはWilsonの θ 法($\theta=1.4$)を用い、時間間隔 Δt は 5.0×10^{-5} (sec)とした。ここで図-11(a)(b)(c)は定数倍した時刻歴応答解析用標準波形⁶⁾(I種地盤用:図-10)を用いた動的応答解析結果であり、(a)(b)(c)はそれぞれ標準波形を2倍、4倍、6倍(最大加速度は

それぞれ204gal、408gal、612gal)した波形を使用して得られたものである。同図中の時刻歴応答曲線は自由端における水平変位を、時刻歴エネルギー応答は太い実線が入力エネルギーを、破線はひずみエネルギー、そして細い実線は運動エネルギーをプロットしたものである。さらに曲げモーメント-曲率の応答曲線は左側が橋脚根元部の、右側は段落し部での計算結果である。また本振動モデルでは減衰エネルギーは無いので、構造物に蓄積されたエネルギー値はひずみエネルギー曲線波形の下側の包絡線で示されている。同図では4倍以上の標準波形を入力した条件から強い非線形性が現れ始め橋脚に残留変位(自由端において408galで0.38cm、612galで1.27cm)が発生している。また同図の曲げモーメント-曲率曲線から、いずれの場合も橋脚段落し部より根元部の塑性化が卓越していることが確認できる。これらから本モデルでの解析では強い地震動を入力しても橋脚の根元部が先に降伏してしまい、段落し部分が特に弱点とはならない事が示されている。次に地盤条件が橋脚段落し部に変形の集中の起こる要因と仮定して、地盤ばね係数を6倍、10倍にした条件で同様の解析を行った。ここで、図-12は最大加速度408galの波形を入力した時の解析結果である。同図中(a)、(b)はそれぞれ地盤ばね係数が6倍、10倍の条件での結果を示している。等倍

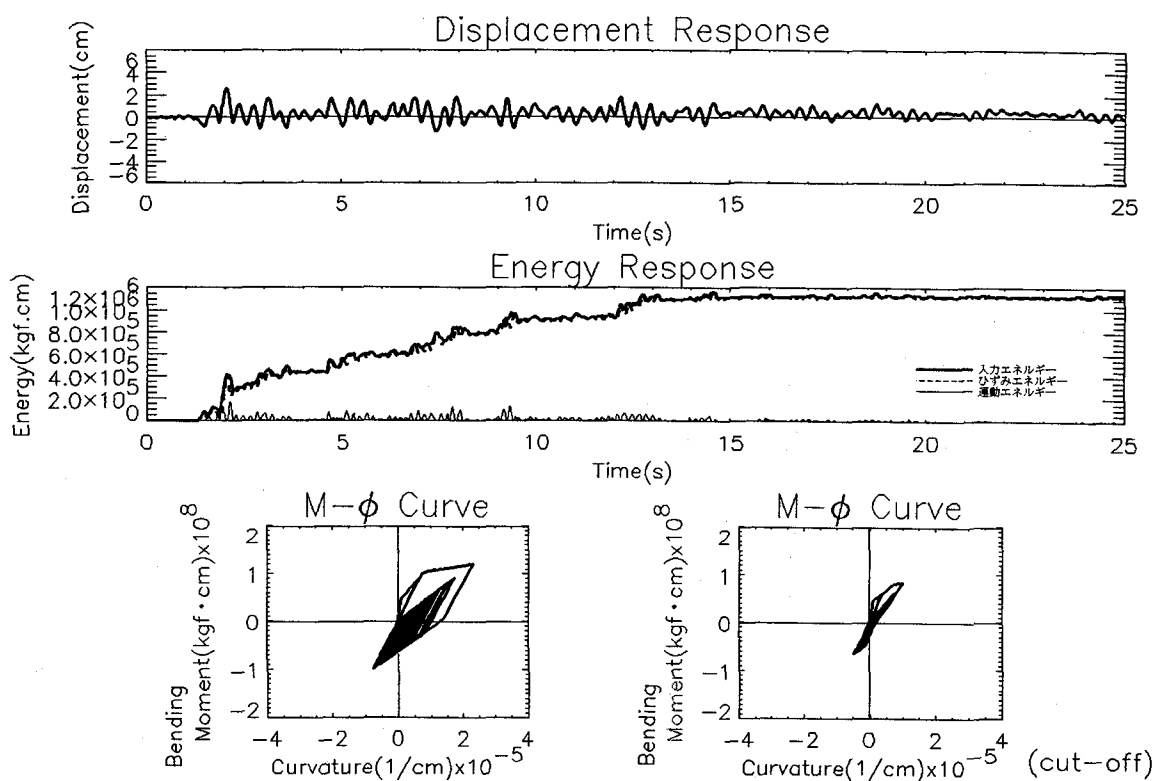


図-1 1 (b) 解析結果 (最大入力加速度408gal)

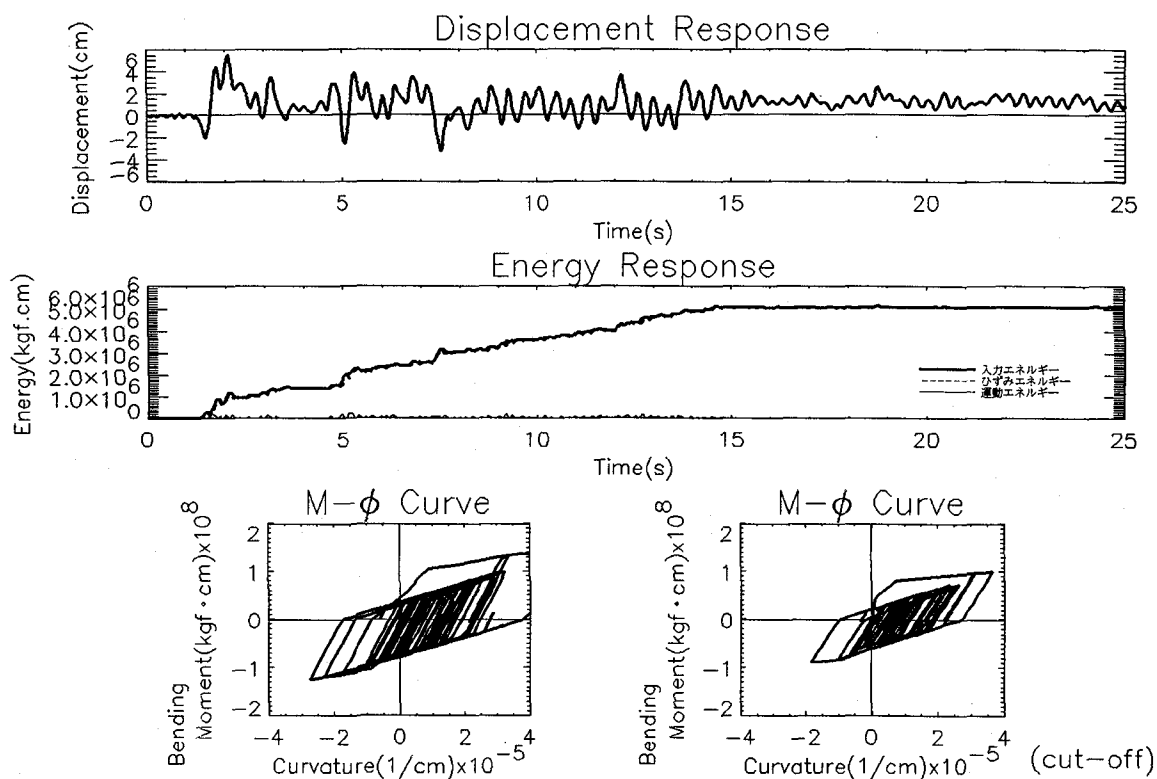


図-1 1 (c) 解析結果 (最大入力加速度612gal)

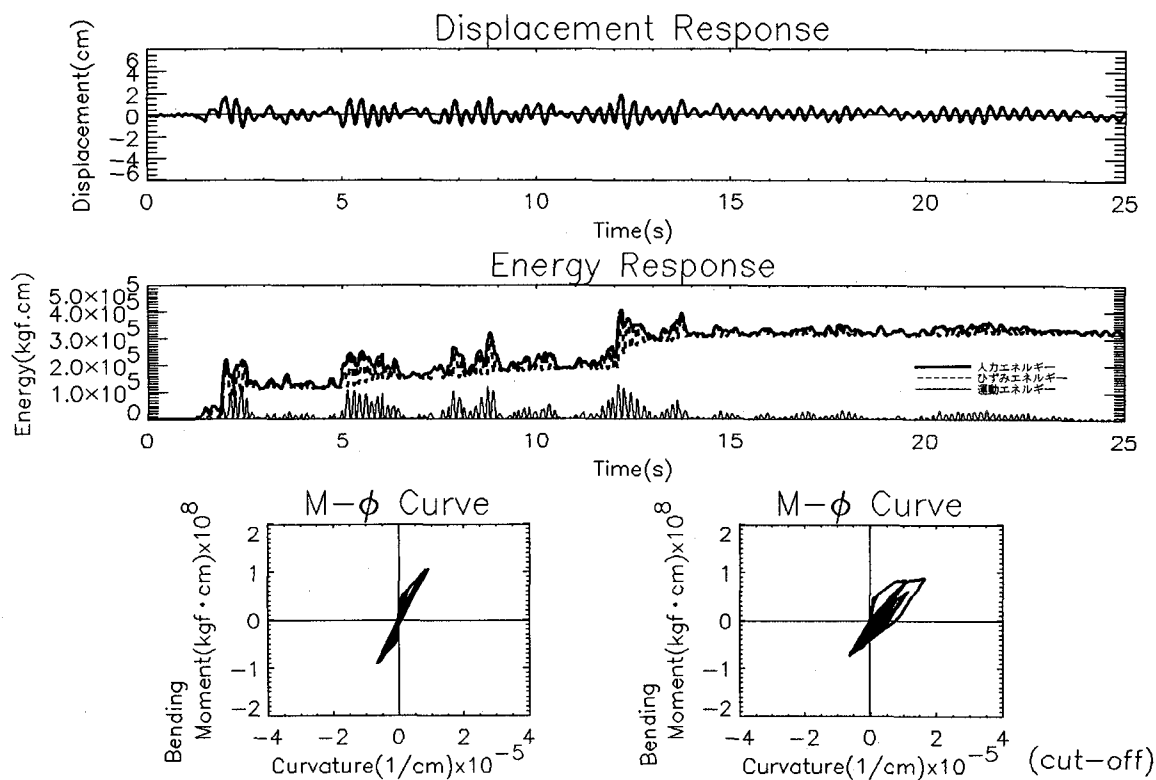


図-1 2 (a) 解析結果 (最大入力加速度408gal)

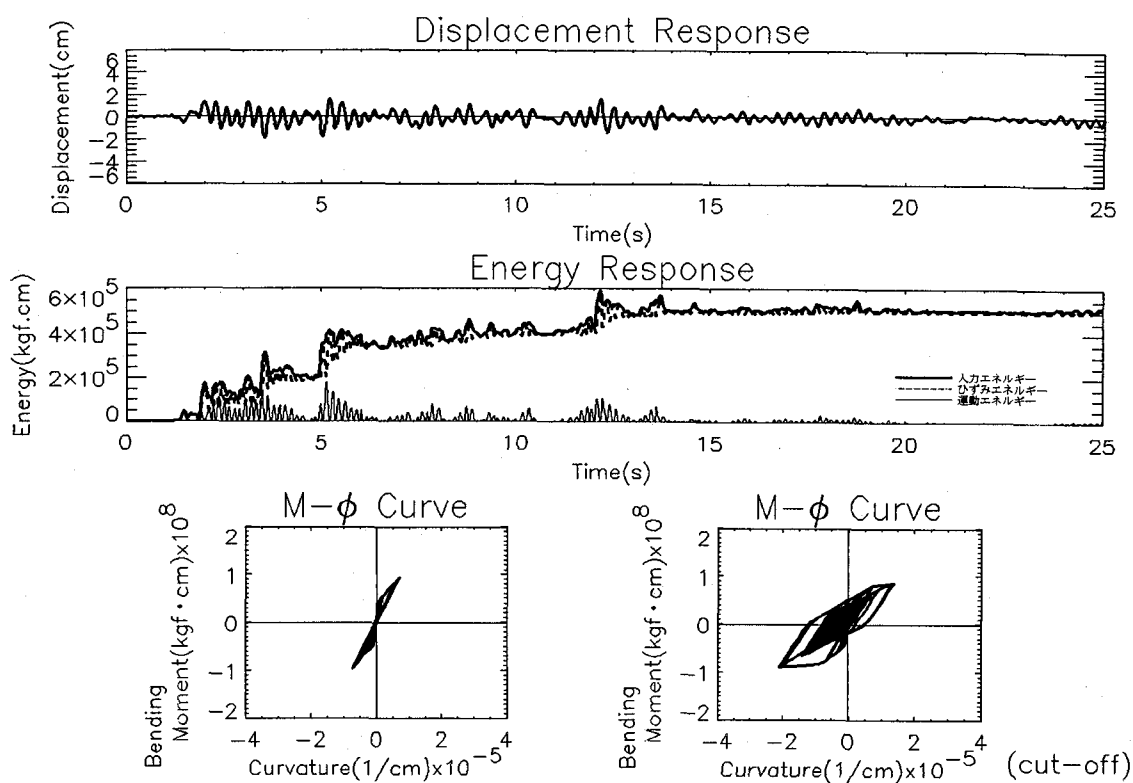


図-1 2 (b) 解析結果 (最大入力加速度408gal) ,

のばね係数の条件での解析結果である図-11(b)に比べて、図-12(a)(b)では根元部の塑性化は抑えられ、代わりに段落し部で引張り側鉄筋の降伏に相当する曲率を経験している。また、図-11のエネルギー解析結果に注目すると、断面の塑性化に対応して構造物に蓄積されるエネルギーも大きくなることが確認できる(204galで $1.89 \times 10^5 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$, 408galで $1.12 \times 10^6 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$, 612galで $5.09 \times 10^6 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$)。また最大加速度408gal以上の波形を入力した結果では、構造物の振動によってやりとりされるエネルギーよりも構造物に蓄積されるエネルギーの方が支配的であり、ひずみエネルギーは入力エネルギーの値にほぼ等しくなって両者は近似した曲線を描いている。同様に地盤ばね係数の影響を調べた図-12においては、段落し部の塑性化がより進んでいる図-12(b)(地盤ばね係数を10倍に仮定)の方が蓄積エネルギーが大きくなっている。しかし、同じ波形を入力した図-11(b)と比べれば、蓄積エネルギーは小さい結果となった(地盤ばね係数等倍で $1.12 \times 10^6 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$, 6倍で $3.14 \times 10^5 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$, 10倍で $5.00 \times 10^5 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$)。これらから、図-12(a)(b)では自由端での残留変位が殆ど無いことからしても、橋脚に与えるダメージは軽減されていると考えられる。

4. 結論

以上より次の結果が得られた。

(1) 材料の残留ひずみを考慮した鉄筋コンクリート断面の曲げモーメント-曲率関係を算定する式を誘導し、松之恵橋橋脚の段落し前とその後の断面について解析を行い曲げモーメント-曲率関係の履歴曲線を求めることができた。

(2) 松之恵橋橋脚を離散質点系骨組み構造物にモデル化して動的非線形振動解析を行った。その結果、本論文で解析した松之恵橋橋脚の解析モデルでは最大加速度が204gal~612gal程度までのモデル地震波を入力しても、段落し部が特に弱点となる結果は得られなかった。

(3) 地盤ばね係数を6倍以上に強化すると段落し部の塑性化が卓越する結果が得られた。これは地盤ばね係数が大きくなるに従って地盤による拘束の影響が大きくなり、段落し部に変形が集中するためと思われる。

(4) エネルギーつり合い式の各項から運動エネルギー、ひずみエネルギー、入力エネルギーの時刻歴を計算し、構造物に蓄積されるエネルギーを示すことができた。

以上の結果より松之恵橋橋脚において段落し部に発生した被害の追跡が可能となり、非線形挙動の詳細な解明に用いることができる資料が得られた。今後は更に進めて非線形振動のBifurcation Pointについての検討を進めることにする。

本論文の推敲の過程で平成7年兵庫県南部地震が発生し、多くのRC橋脚に被害が発生した。発生原因の詳細な解明は今後実施されると思われるが、本論文の解析に関連する点も多い。特に今回の地震では直下型のため300gal以上の上下動が観測されており、これらの影響についても更に早急の検討が必要であることを痛感している。本論文の解析はこれらの影響を直ちに組み入れることができる。

本研究では北海道開発局釧路開発建設部釧路道路事務所の池田浩康氏にお世話になりました。ここに感謝申し上げます。

参考文献

- 1) H. Goto, H. Iemura: Linearization Techniques for Earthquake Response of Simple Hysteretic Structures, Proc. of JSCE, No. 212, 1973
- 2) K. Izuno, H. Iemura, Y. Yamada, T. Ohkawa: Inelastic Earthquake Response Analysis and Damage Assessment of Retrofitted RC Structures using Extended Fiber Model, Proc. of JSCE., No. 465/I-23, 1993
- 3) 川島、長谷川: 鉄筋コンクリート橋脚の非線形地震応答特性及びエネルギー一定則の適用性に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 483/I-26, 1994
- 4) 鋼構造委員会、鋼構造動的極限性状研究小委員会: 鋼構造物の弾塑性性状と耐震設計法, 土木学会報告集, No. 489/I-27, 1994
- 5) 佐藤、山内、西、金子、小野、佐藤: 道路関係施設の被害と対策、3.3橋梁、北海道開発局開発土木研究所報告, 平成5年9月 No. 100, p. 41
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 平成2年2月
- 7) 田辺忠顕: コンクリート構造解析法の最近の進歩, 土木学会誌, Vol. 79, No. 6, 1994
- 8) 中村、田辺: 鉄筋コンクリートはりのポストピーク挙動に関する解析的研究, 土木学会論文集, No. 490/V-23, 1994
- 9) 矢島、本郷、魚本: 繰返し載荷されたRC梁の累積損傷および破壊特性評価, 土木学会論文集, No. 4901V-23, 1994
- 10) 小倉、三上、大島: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時非線形振動応答解析, 土木学会北海道支部論文報告集, Vol. 50, 1994
- 11) 小倉、日下田、葛西、大島、三上: 鉄筋コンクリート橋脚の動的非線形応答解析, 土木学会第48回年次学術講演会概要集, 第I部門, 1993
- 12) 小倉、三上、大島、葛西、佐藤: 釧路沖地震のRC橋脚被害における地盤剛性の影響, 第10回寒地技術シ

ンボジウム講演論文集, 1994

13) 小倉、三上、大島、佐藤: 段落し部を有するRC橋脚の耐震補強効果の検討、土木学会北海道支部論文報告集, Vol. 51, 1995

14) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, IV下部構造編, 1990

15) 小倉、斉藤、大島、三上: 段落しを有するRC橋

脚の地震時非線形振動応答特性, 土木学会第49回年次学術講演会概要集, 第I部門, 1994

16) 土木学会: 動的解析と耐震設計, 第1巻, 第2巻, 技報堂, 1989

17) A. H. Nayfeh, D. T. Mook: Nonlinear Oscillations, Wiley-Interscience, 1979

(1994年9月14日受付)