

RC 橋脚の地震時弾塑性応答におけるエネルギー収支の解析

ANALYSIS OF ENERGY BALANCE IN ELASTO-PLASTIC RESPONSE OF RC PIER DURING EARTHQUAKE

小倉裕介*、大島俊之**、三上修一***、山崎智之****、太田雅仁*****

Yusuke OGURA, Toshiyuki OSHIMA, Shuichi MIKAMI, Tomoyuki YAMAZAKI and Masahito OHTA

*修士(工) 八千代エンジニアリング株式会社 (〒153-0061 東京都目黒区中目黒1丁目10-21)

**工博 北見工業大学教授 工学部土木開発工学科 (〒090-8507 北海道北見市公園町165番地)

***博士(工) 北見工業大学助教授 工学部土木開発工学科 (〒090-8507 北海道北見市公園町165番地)

****北見工業大学助手 工学部土木開発工学科 (〒090-8507 北海道北見市公園町165番地)

*****修士(工) 中央コンサルタンツ株式会社 (〒060-0034 北海道札幌市中央区北4条東1丁目2番地3)
(研究当時北見工業大学大学院生)

Balance between external input energy and incoming internal strain and kinetic energy in the dynamic elasto-plastic response of RC pier during a strong earthquake, is discussed in this paper. Two types of RC pier and three different earthquake records are taken into account in numerical calculation. The ratio between plastic strain energy and external input energy, W_p/E , was analyzed as energy consumption to understand how much plastic deformation is brought in depending upon structures and earthquake characteristics.

Key words : Energy balance, Elasto-plastic response, RC pier

1. まえがき

本論文では地震時におけるRC橋脚の曲げ振動弾塑性応答解析を対象として、橋脚の内部に蓄積される塑性ひずみエネルギーに着目し、この蓄積される塑性ひずみエネルギーが入力地震動特性や橋脚の構造特性の変化に対応してどのように変化するかを検討した。すなわち、時々刻々の入力地震エネルギーは一般に構造物の運動エネルギー、減衰エネルギーおよび内部的弾性ひずみエネルギーと塑性ひずみエネルギーの各成分によって分担される。そのエネルギーの中で橋脚の損傷に関連する塑性ひずみエネルギーがどの程度、構造内部に蓄積されるかを検討する目的は、入力地震動特性や橋脚の構造特性に応じて橋脚に発生する全体的な損傷状況を把握するとともに、橋脚の塑性変形を実際の被害と比較検討して解析の精度を検証し、最終的には大地震時にも大きな損傷を生じさせないための検討を実施するためである。

これまで地震時における構造物の応答をエネルギー論に基づいて行った研究にはHousnerの研究が有名である。秋山¹⁾はHousnerによるエネルギー入力の考え方を発展させ、塑性ひずみエネルギーを構造物の破壊に関わる損傷と考え入力エネルギーと対比させた耐震設計法を提示した。また星谷、山崎²⁾は地盤と構造系の簡単な力学モデルで各エネルギー、そ

の中でも塑性ひずみエネルギーから構造物の損傷が地盤特性

表-1 構造諸元

a) 依田橋			b) 阿古耶橋				
節点	座標 (m)	重量 (tf)	節点	座標 (m)	重量 (tf)		
1	0.0000	24.00	1	0.000	236.250		
2	1.2000	25.35	2	3.500	280.250		
3	1.9000	2.429	3	5.100	88.000		
4	2.4625	2.165	4	6.700	88.000		
5	3.0250	2.333	5	8.300	90.750		
6	3.6750	2.502	6	10.000	94.875		
7	4.3250	2.502	7	11.750	96.250		
8	4.9750	2.502	8	13.500	97.625		
9	5.6250	11.84	9	15.300	193.875		
10	7.6750	87.62	10	21.525	682.625		
地盤ハネ係数	水平	4.077×10^5 [kgf/cm]	地盤ハネ係数	水平	1.481×10^7 [kgf/cm]		
	回転	3.141×10^{10} [kgf·cm/rad]		回転	5.221×10^{12} [kgf·cm/rad]		
	鉛直	2.622×10^5 [kgf/cm]		鉛直	1.280×10^6 [kgf/cm]		
固有周期 [s]	一次 0.42	二次 0.16	三次 0.08	固有周期 [s]	一次 1.04	二次 0.25	三次 0.18

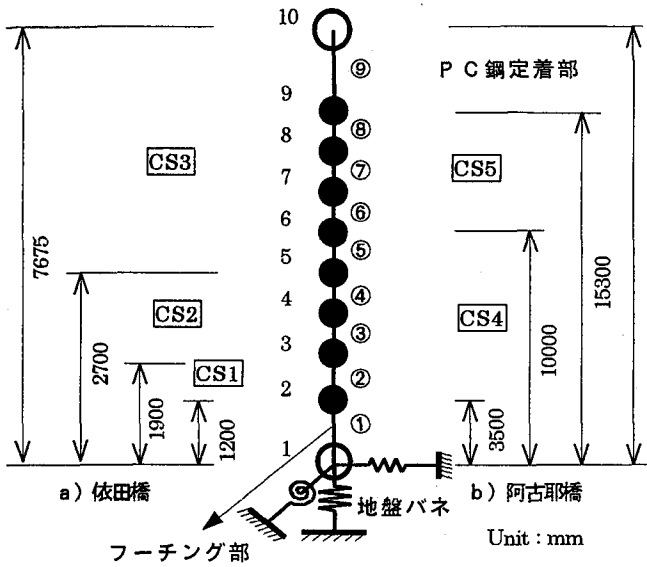


図 - 1 解析モデル

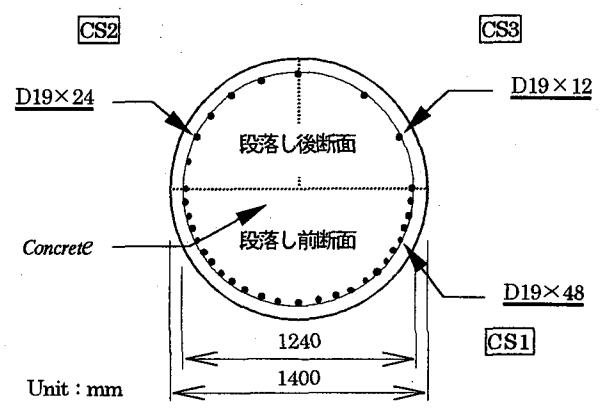


図 - 2(a) 橋脚断面 (依田橋)

軸方向鉄筋の径が変化している断面

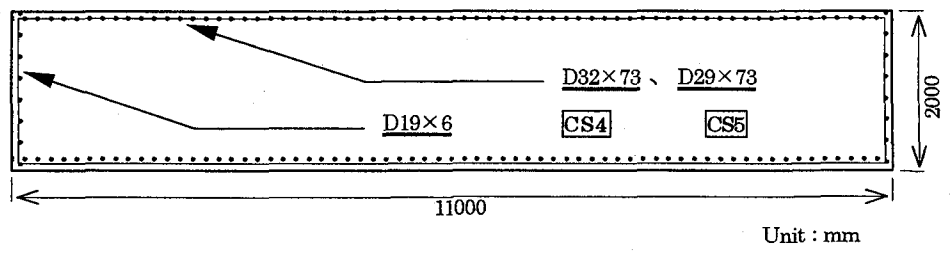


図 - 2(b) 橋脚断面 (阿古取橋)

や構造特性のどのような要因に影響を受けるかを検討している。さらに大野ら³⁾はエネルギー論に立脚した耐震設計を確立するために、塑性域での剛性や入力地震動の特性などさまざまなパラメータに対する塑性ひずみエネルギー量を定量的に把握する研究を行っている。本研究では実際の RC 橋脚を多質点系にモデル化し、正弦波および地震波を入力して弾塑性曲げ振動解析^{4) 5)}を行った。構造物が受ける損傷程度の指標として塑性ひずみエネルギーの時刻歴変化に着目し、これに影響を及ぼす基本的な要因と考えられる入力地震動特性および橋脚の構造特性について検討した。その結果、入力エネルギー E によって塑性ひずみエネルギー W_p を無次元化した W_p/E に関して、いくつかの有益な結果が得られた。

2. RC 橋脚のモデル化

本論文で対象とした RC 橋脚は 2 種類である。1 つは釧路市の西南西 87km の生花地内道道 881 号線ホロカヤント一線に位置し、1968 年に建造された依田橋 (P-2 橋脚) である。もう 1 つは山形自動車道笹谷 I.C ~ 一般有料道笹谷 T.N 間にある阿古取橋 (P-5 橋脚) で、この橋は 1990 年に完成したものである。各橋脚の諸元を表-1 に示す。表-1 に示すようにそれぞれの節点に質量を配分し、離散質点系は要素 (図-1 参照) にモデル化した。また各方向の地盤バネ係数および 1 ~ 3 次モードの固有周期も併せて表-1 に示す。図-1 の簡略

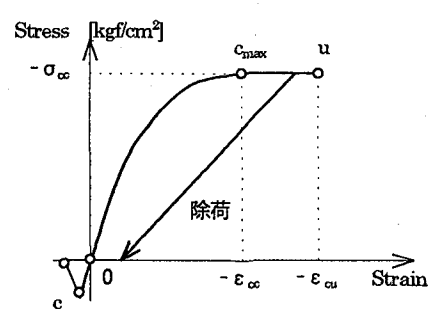


図 - 3 コンクリート材料モデル

的な解析モデルには、各橋脚の段落しの位置とそれぞれの断面を記号 (例: CS1) で表示した。この記号は以下、CS1~3 は依田橋を、CS4、5 は阿古取橋の各断面を表している。図-2 には各橋脚における断面と配筋を示しており、依田橋は円形断面で鉄筋の本数を減らして 2 回の段落しが実施されている。また、阿古取橋は矩形断面で鉄筋径の低減によって段落しが実施されている。

3. 地震時弾塑性応答解析とエネルギー計算

3. 1 復元力モデル

材料特性に関してまず、鉄筋は弾塑性硬化型のバイリニアモデルを使用し、塑性時の弾性係数は弾性時の弾性係数の $1/10^4$ とした。次にコンクリートは道路橋示方書 同解説 V

耐震設計編を参考に帯鉄筋による横拘束効果を評価し、図-3に示すようにモデル化した⁶⁾。この材料モデルでは圧縮側の最大圧縮応力時ひずみ(図-3の c_{max} 点)を越えてから残留ひずみが生じ、引張側は c 点(図-3)を越えると応力が零となる。この2つの材料特性を用いて曲げモーメント-曲率曲線を描き、その曲線を図-4に示すように4本の直線で近似した。この図の4点はそれぞれ断面の弾性限界: c 、引張側鉄筋の降伏: y_0 、圧縮側コンクリートの最大圧縮応力に達した点: c_{max} 、圧縮側コンクリートの終局ひずみに達する点: u である。本解析で用いた履歴特性を図-5に示し、その経路は鉄筋降伏(y_0 点)前は原点指向で、それ以上の曲率を経験したときは原点と y_0 点を結ぶ直線の傾きで履歴をたどるものと

した。

3. 2 動的応答解析

一般に非線形な復元力をもつ構造系の運動方程式は、

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + \{R(t)\} = \{P(t)\} \quad \dots (1)$$

となる。ただし、 $\{u\}$ は相対変位ベクトル、 $[M]$ は質量マトリックス、 $[C]$ は減衰マトリックス、 $\{R(t)\}$ は非線形復元力、 $\{P(t)\}$ は外力ベクトルである。

また、微小時間間隔 Δt に対して有効な剛性マトリックスを $[K]$ とし、式(1)を増分形で表すと、

$$[M]\{\Delta\ddot{u}\} + [C]\{\Delta\dot{u}\} + [K_i]\{\Delta u\} = \{\Delta P(t)\} \quad \dots (2)$$

となる。応答解析においては各時刻歴ごとに曲げモーメント-曲率関係から曲げ剛性 EI ($M-\phi$ 曲線の傾きに相当)を求め、剛性マトリックス $[K]$ を作成する。そして式(2)をWilsonの θ 法($\theta=1.4$)を用いて逐次積分を行い、応答を計算する。

減衰を考慮するために、本解析で採用した減衰理論はひずみエネルギー比例減衰である。この理論では系の各要素に蓄えられるひずみエネルギーの一部が減衰エネルギーとして消滅すると考えている。これより i 次モードの減衰定数 h_i を求める式を示すと次のようになる。

$$h_i = \frac{\sum_{j=1}^n h_j \{x_{ij}\}^T [k_j] \{x_{ij}\}}{\{x_i\}^T [K] \{x_i\}} \quad \dots (3)$$

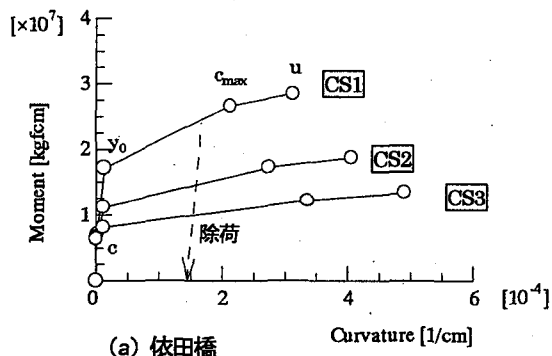
ただし、 $[k_j]$ は各要素の剛性マトリックス、 h_j は各要素の減衰定数、 $\{x_{ij}\}$ は i 次の要素 j のモードベクトル、 $\{x_i\}$ は i 次の構造全体のモードベクトル、 $[K]$ は構造全体の剛性マトリックスである。また、式(3)の各剛性マトリックスは初期弾性時のものとしているので、復元力の非線形性に関係なく常に一定である。この式は道路橋示方書 同解説V 耐震設計編に記されている式と同一である⁶⁾。式(3)によって求めた h_i を次式に示すように減衰マトリックスに導入した。

$$[C] = \begin{bmatrix} 2h_1\omega_1m_1 & & 0 \\ & \ddots & \\ 0 & & 2h_i\omega_im_i \end{bmatrix} \quad \dots (4)$$

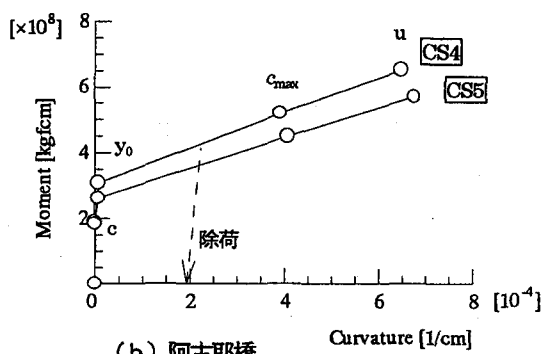
ただし、 ω_i は i 次モードの固有円振動数、 m_i は各節点の質量である。

3. 3 エネルギー計算

エネルギー応答に関する方程式は式(1)の各項に $\{u\}dt$ を乗じて、求める時間 t まで積分を行うことで次式のエネル



(a) 依田橋



(b) 阿古取橋

図-4 M-φモデル

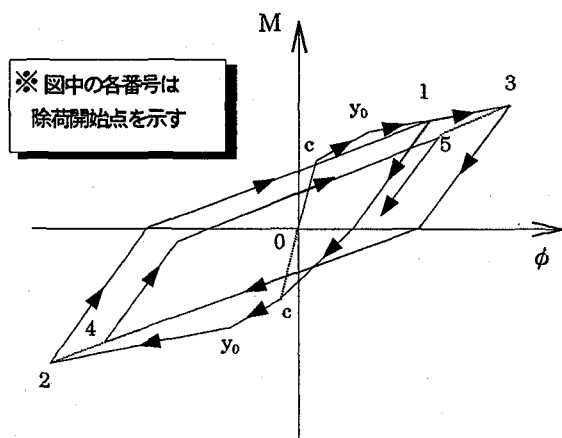


図-5 復元力履歴特性

ギ一つりあい式が得られる。

$$\int_0^t \{\dot{u}\}^T [M] \{\dot{u}\} dt + \int_0^t \{\dot{u}\}^T [C] \{u\} dt + \int_0^t \{\dot{u}\}^T \{R(t)\} dt = \int_0^t \{\dot{u}\}^T \{P(t)\} dt \quad \dots (5)$$

ここで、各項は左辺より運動エネルギー W_k 、減衰エネルギー W_D 、全内部ひずみエネルギー W_i 、右辺は外力による入力エネルギー E をそれぞれ表し、次式と書き換えることができる。

$$W_K + W_D + W_i = E \quad \dots (6)$$

$$W_i = W_e + W_p \quad \dots (7)$$

そのなかで全内部ひずみエネルギー W_i は構造物の振動が継続している間では、弾性ひずみエネルギー成分 W_e と塑性ひずみエネルギー成分 W_p の和で、式(7)のように表される。ここで、塑性ひずみエネルギーを直接計算することは難しいので、まず弾性ひずみエネルギーを求め、式(7)の関係から塑性ひずみエネルギーを算定することとした。

本解析では弾性ひずみエネルギーを次のように定義した。時々刻々変化する増分形の復元力は剛性マトリックスと増分形の変位ベクトルで表わせ、次式となる。

$$\{\Delta R(t)\} = [K_t] \{\Delta u\} \quad \dots (8)$$

$\{\Delta u\}$ は弾性の変位ベクトル成分 $\{\Delta u_e\}$ と塑性の変位ベクトル成分 $\{\Delta u_p\}$ で表される。弾性の変位ベクトル成分 $\{\Delta u_e\}$ を求めるために式(8)の復元力と弾性時の剛性マトリックス $[K_e]$ を用いると、図-6を参照して式(9)となる。

$$\{\Delta u_e\} = [K_e]^{-1} \{\Delta R(t)\} \quad \dots (9)$$

このときの時間変化する剛性マトリックス $[K_e]$ の作成に必要な曲げ剛性について説明する。図-6に曲げ剛性の変化に関する例を示す。復元力すなわち曲げモーメントが c 点までは曲げ剛性を初期状態とした。次に $c \sim y_0$ 点の間では図-6のI、

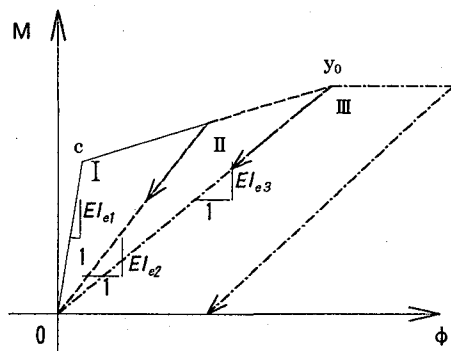


図-6 原点指向時の曲げ剛性の変化

IIサイクルのように各1サイクルにおける初期の曲げ剛性がそのサイクル中の弾性時の曲げ剛性としている。そして y_0 点を越えると、原点と y_0 点を結ぶ傾きとなり、これ以降は変化せず一定とした。

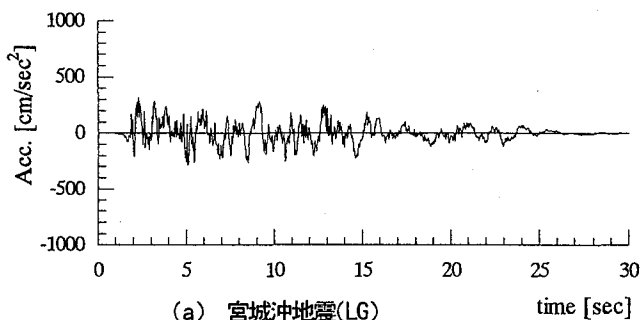
そして、式(9)から弾性の速度ベクトル成分 $\{\dot{u}_e\}$ を求め、時々刻々の復元力 $\{R(t)\}$ との積として弾性ひずみエネルギー W_e を次式のように定義した。

$$W_e = \int_0^t \{\dot{u}_e\}^T \{R(t)\} dt \quad \dots (10)$$

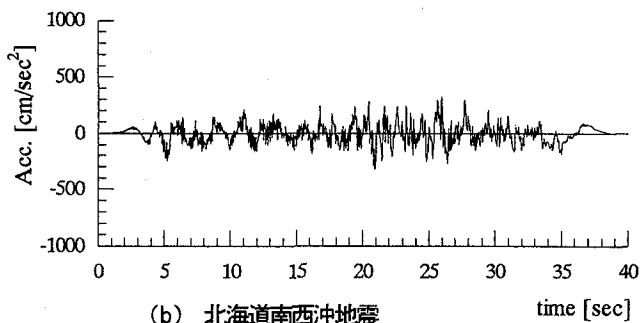
そして、式(10)の弾性ひずみエネルギーを全内部ひずみエネルギーから引くことによって塑性ひずみエネルギーを計算した。

4. 入力地震動

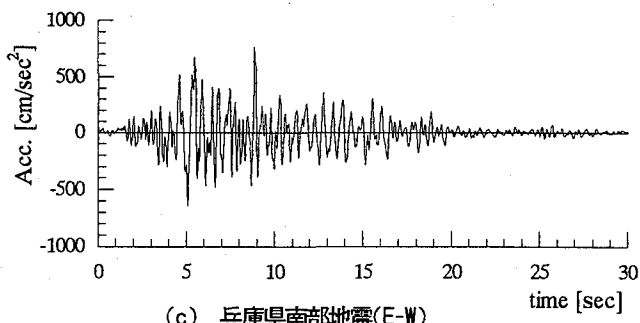
本解析で用いた地震動⁷⁾は3種類で、それぞれの加速度波形を図-7に示す。波形(a)は開北橋周辺地盤で記録され最大加速度が318.8[gal]で、経過時間に伴って加速度が減衰している。波形(b)は七峰橋周辺地盤で最大加速度が322.7[gal]で



(a) 宮城沖地震(LG)

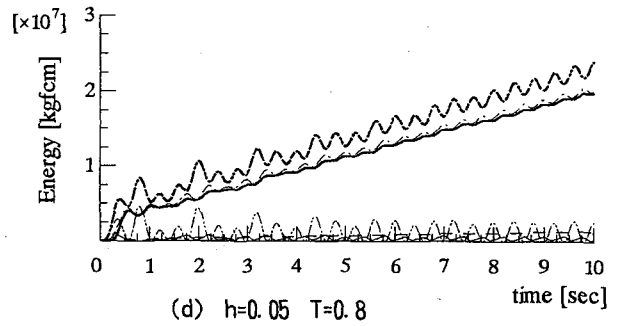
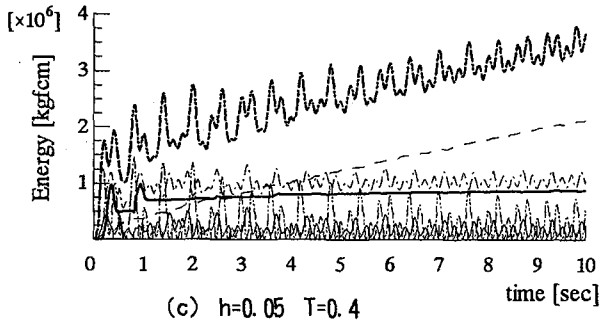
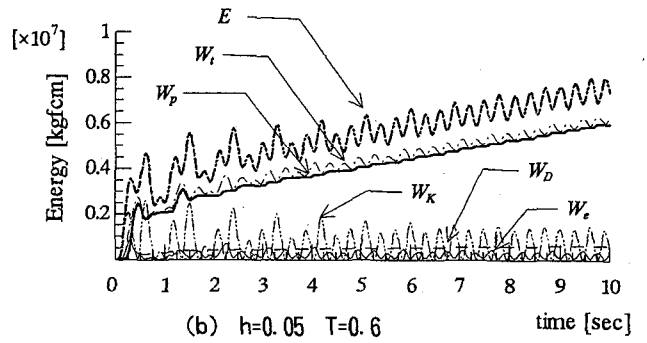
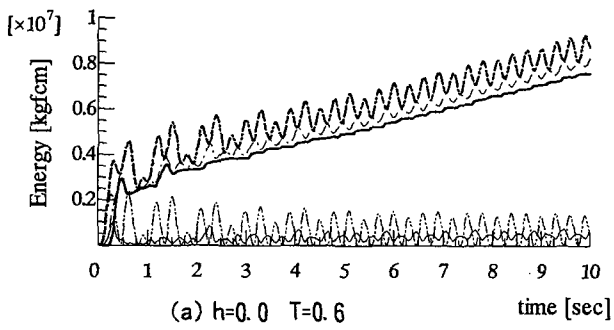


(b) 北海道南西沖地震



(c) 兵庫県南部地震(E-W)

図-7 地震動波形



— W_k — W_i — W_s — W_p — W_D — E

图 - 8 エネルギー収支 (正弦波 200[gal]、阿古耶橋)

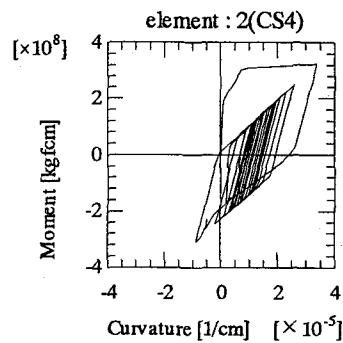
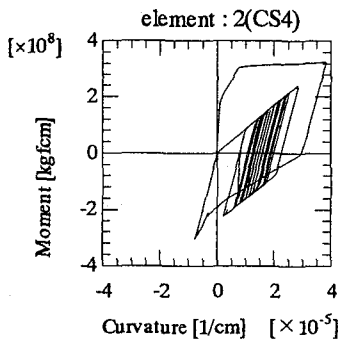


图 - 9 M-φ履歴 (正弦波 200[gal]、阿古耶橋)

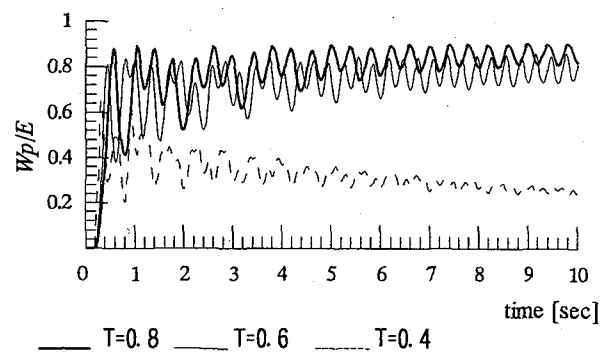
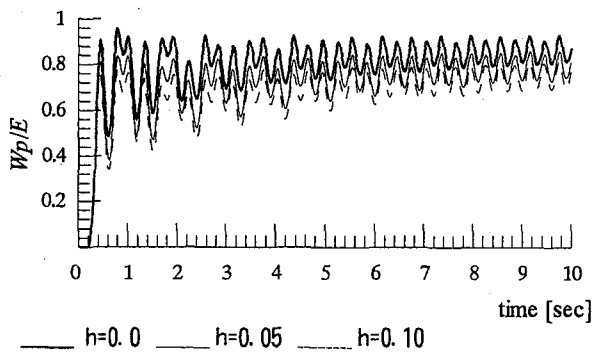
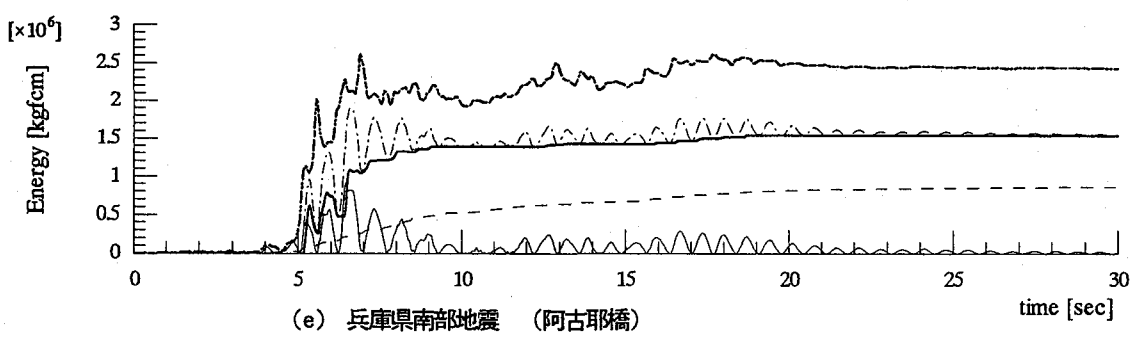
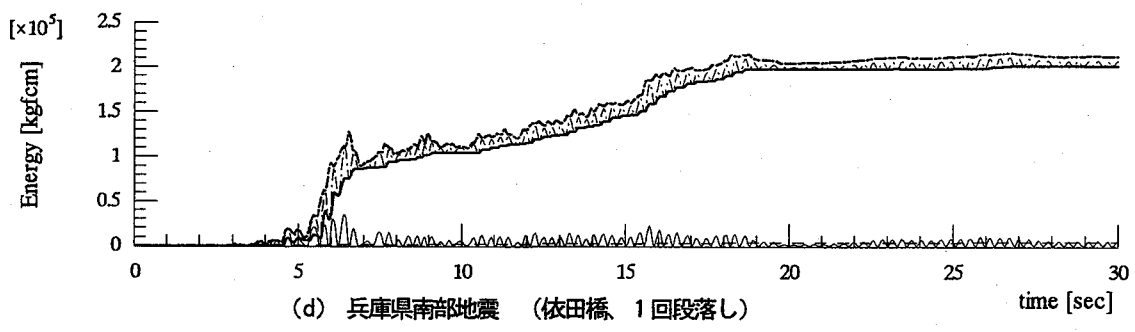
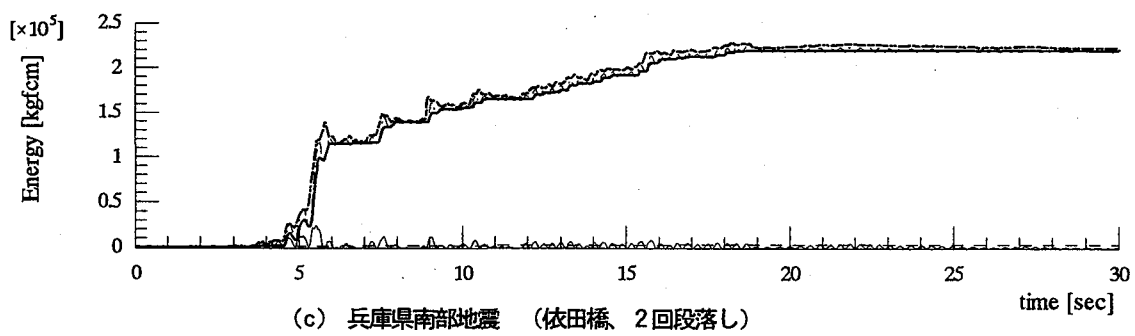
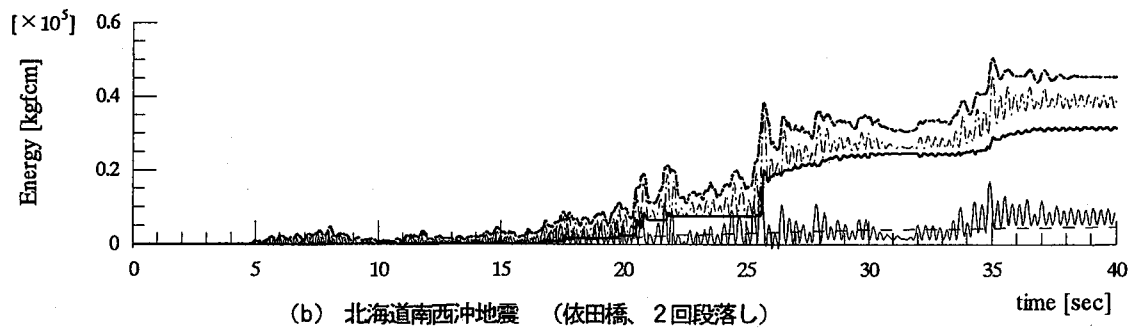
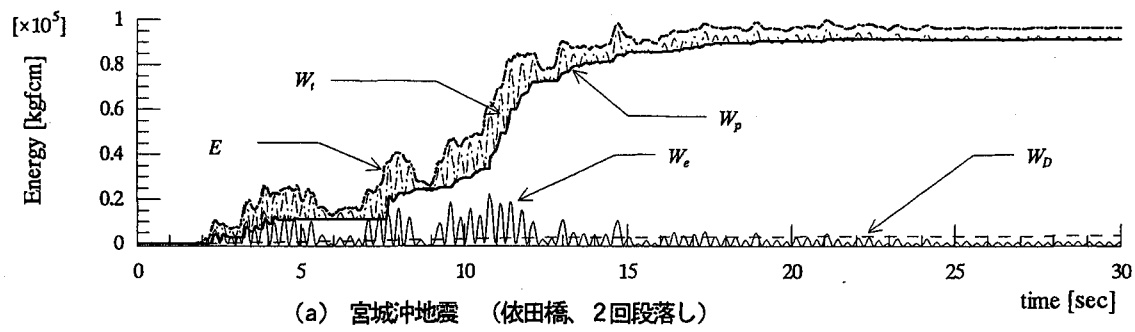


图 - 10 W_p/E 時刻歴 (正弦波 200[gal]、阿古耶橋)



..... W_i _____ W_e _____ W_p ----- W_D ----- E

図 - 11 エネルギー収支 (地震動)

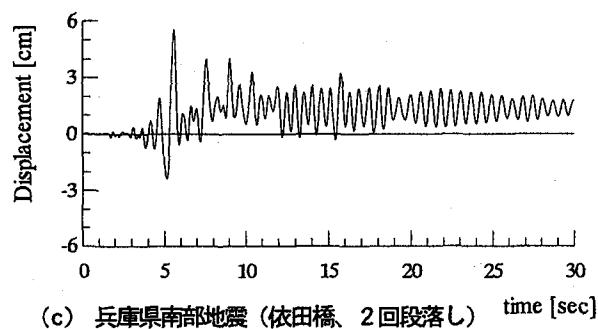
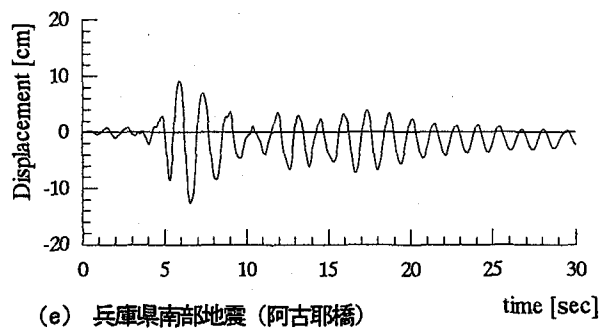
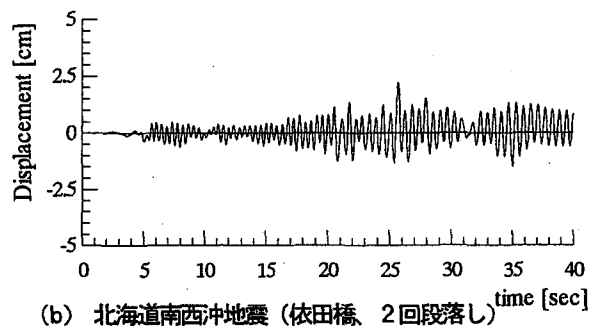
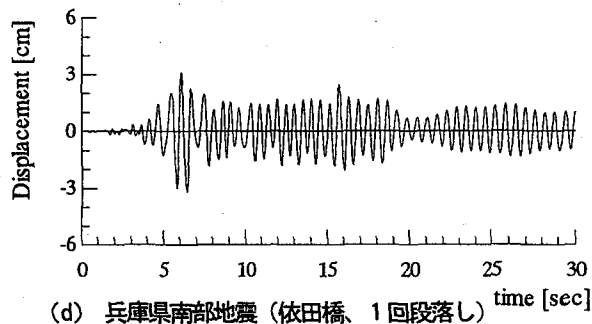
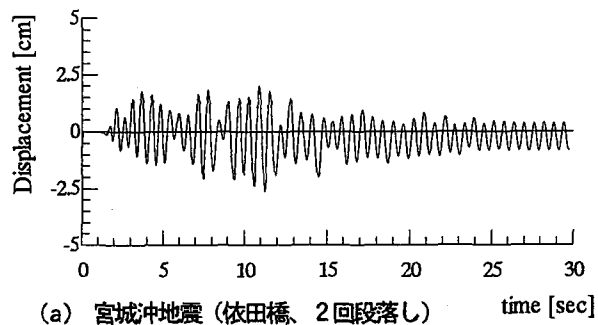
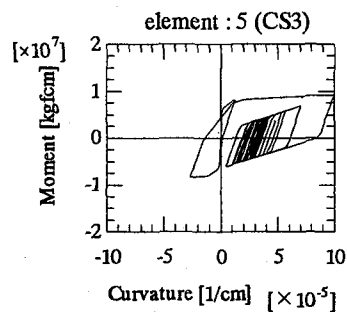
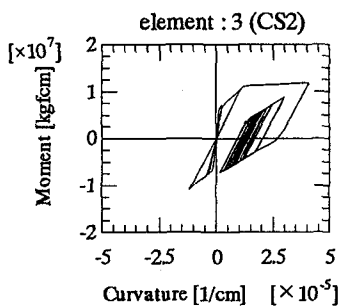
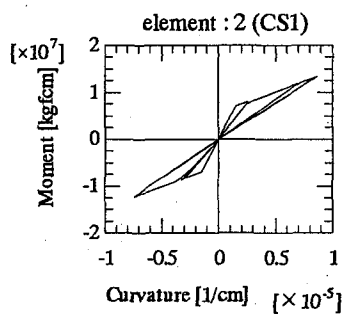
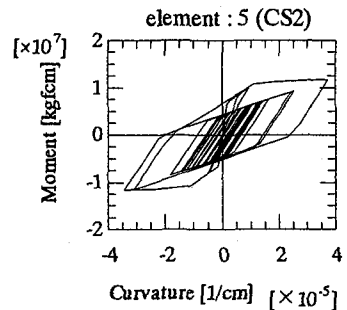
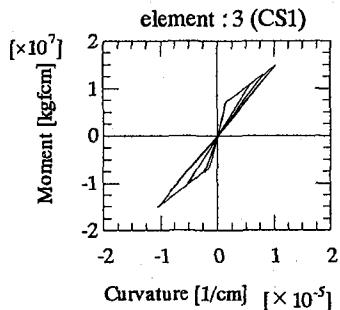
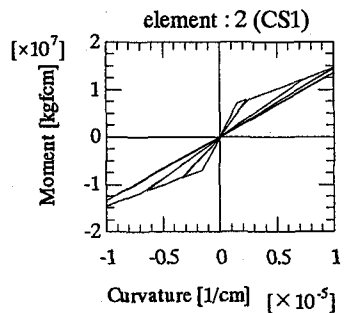


図 - 12 応答変位 (地震動)



(a) 2回段落し



(b) 1回段落し

図 - 13 M-φ履歴 (兵庫県南部地震、依田橋)

あり、加速度はほとんど減衰せず波形後半のほうが大きくなっている。また、波形(c)は神戸海洋気象台で記録され最大加速度が765.9[gal]で、発生の初期段階で大きな加速度を記録している。

5. 数値計算

図-1 に示す解析モデルに正弦波および各地震動(図-7)を入力し動的応答解析を行った。解析条件として解析時間は正弦波の場合10[sec]、地震動の場合30および40[sec]とし、時間間隔 Δt を 5.0×10^{-6} [sec]とした。ここでは、塑性ひずみエネルギーが入力地震動や構造特性からどのような影響を受けているかをエネルギー収支、応答変位、 $M-\phi$ 履歴を用いて検討する。正弦波入力から橋脚の基本的な構造特性である構造減衰および固有周期との関係を明らかにする。また、より実際に近い損傷状態を再現するために地震動を入力した。損傷を評価する指標として、3.3で定義した塑性ひずみエネルギー量 W_p を入力エネルギー量 E で正規化した無次元量 W_p/E について検討する。これによって構造物に入力される入力エネルギーの影響を小さくし、主に構造物の特性を評価するものである。

5.1 正弦波入力による W_p/E の検討

まず、阿古耶橋に振幅200[gal]で加振周期(T)を0.4、0.6、0.8[sec]の正弦波(3種類)を入力し、構造減衰(h)を0.0、0.05、0.10と変化させた解析を行った。構造減衰は各はり要素に対して与え、地盤バネを配している節点1には0.10の減衰を考慮している。

図-8および図-10は構造減衰と加振周期の影響によるエネルギー収支、 W_p/E 時刻歴をそれぞれ比較したものである。図-9は構造減衰が0.0と0.05の場合の $M-\phi$ 履歴である。

構造減衰をパラメーターとして見ると、図-8(a)(b)から運動エネルギーと弾性ひずみエネルギーは減衰の有無にあまり関係なく、ほぼ同じようなエネルギー応答を示している。構造減衰(0.05)では入力エネルギーの一部が減衰エネルギーとして消費されたために、入力エネルギーに対して塑性ひずみエネルギーの割合が小さくなっている。また、図-9の $M-\phi$ 履歴では構造減衰(0.05)の履歴面積が小さくなっている。このことは履歴面積の蓄積量が塑性ひずみエネルギー量に相当しているからである。図-10(a)から W_p/E 時刻歴は構造減衰が大きいほど値は小さくなる。

加振周期をパラメーターとして見ると、図-8(c)(d)から阿古耶橋の1次固有周期は1.04[sec](表-1参照)に近いほど塑性ひずみエネルギーは増加傾向を示し、その蓄積量も大きくなっている。これは橋脚の卓越した固有周期に近い入射波の場合、部材の塑性変形が大きくなるためである。図-10(b)を見ると、固有周期に近いほど W_p/E 時刻歴の値は大きくなる。加振周期(0.4)では時間が経過するにつれて減少している。これは図-8(c)のように、ある程度の塑性ひずみエネルギー量で変化しない場合に、入力エネルギーが減衰エネルギーによって消費され、 W_p/E の分母が大きくなるためである。

5.2 地震動入力による W_p/E の検討

次に依田橋と阿古耶橋に各地震動を入力した解析を行った。

入力振幅を1/4倍し、橋脚の構造減衰を0.02として考慮した。図-11、12、14は各地震動、段落し回数の違い、橋脚の違いを比較するためにエネルギー収支および節点10(柱頂上)の応答変位、 W_p/E 時刻歴に示している。

はじめに地震動の影響について述べる。図-11、12(a)(b)(c)を見ると、(a)のエネルギー収支は2秒付近から徐々に塑性ひずみエネルギーが増加し、15秒以降はほとんど蓄積されていない。応答変位では前半のほうが大きく振動し、15秒以降はほぼ同じような振幅で振動している。従って、この地震動では15秒までに大きな損傷を受けてそれ以降はそれほどの損傷を受けていないと考えられる。(b)について、エネルギー収支では他の地震動に比べて塑性ひずみエネルギー量が小さく、20、25秒付近で急激に増加し階段状に蓄積されている。応答変位は徐々に振幅が大きくなり、26秒で最大変位を示している。この地震動では他の地震動に比べてあまり損傷していない。

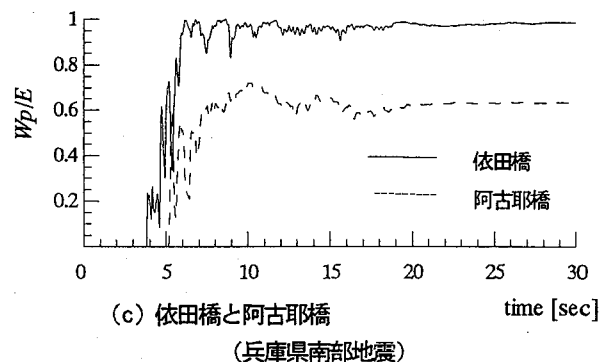
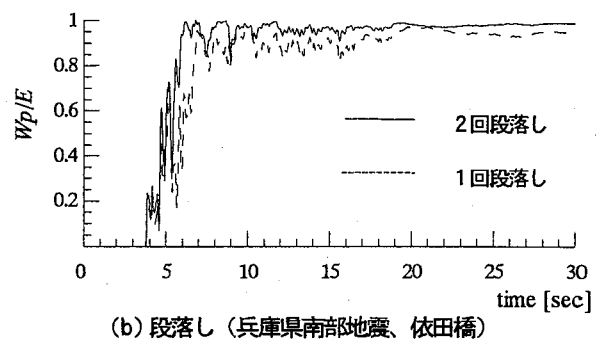
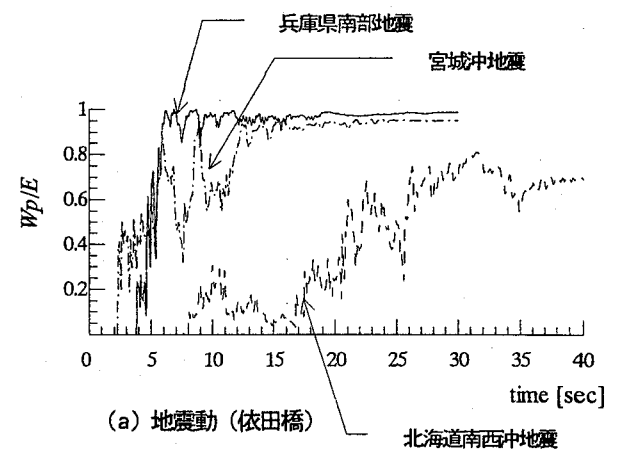


図-14 W_p/E 時刻歴

いと考えられる。(c)ではエネルギー収支から、他の地震動と比べて塑性ひずみエネルギー量が大きくなっている。応答変位を見ても振幅が大きく、10秒付近から残留変形を生じているので、明らかに他の地震動よりも大きな損傷を受けている。図-14(a)において、各地震動の違いは W_p/E 時刻歴の値がほぼ一定になるまでの間に特徴が現れている。宮城沖地震では一定の値になるまで15秒を要しその間で5、8秒で卓越している。このときをエネルギー収支(図-11(a))で見ると、ある程度で塑性ひずみエネルギーが小さまり、入力エネルギーが小さくなっている。兵庫県南部地震は他の地震動よりも早く7秒付近で一定の値となっている。このとき、エネルギー収支(図-11(c))を見ると塑性ひずみエネルギーはかなり大きくなっている。北海道南西沖地震だけは W_p/E の値が一定となる傾向が見られない。

次に段落しについて述べる。2回段落しの場合は既設の配筋で図-2(a)(CS1~3)の断面を用いた。1回段落しの場合は図-1の要素番号①~④までを図-2(a)(CS1)断面とし、要素番号⑤~⑨までを図-2(CS2)断面とした。特にその傾向が顕著に表れた地震動が兵庫県南部地震であったため、ここではその結果を検討する。図-11(c)(d)を見ると塑性ひずみエネルギーが増加し始める時間はほぼ同時であり、塑性ひずみエネルギー量もほぼ等しい。しかし、図-12(c)(d)を見ると2回段落しの最大変位が大きく残留変位も生じているので、2回段落しのほうが損傷している。図-14(b)の W_p/E 時刻歴を見ると2回段落しのほうが全体的に大きな値を示している。また図-13の $M-\phi$ 履歴を比較すると、2回段落しでは特に2箇所の段落し部(図-13(a):要素③、⑤)で塑性化による大きな履歴が生じており、この2つの要素でとくに塑性ひずみエネルギーを蓄積していると考えられる。1回段落しでは1回段落し部(図-13(b):要素⑤)に集中して塑性ひずみエネルギーが蓄積されている。

次に、依田橋と阿古耶橋に兵庫県南部地震を入力し比較検討を行う。エネルギー収支(図-11(c)(e))を比較すると、依田橋に比べ阿古耶橋の各エネルギー量は大きく、とくに入力エネルギーに対する減衰エネルギーの割合が大きくなっている。また応答変位(図-12(c)(e))についても阿古耶橋の振幅が大きくなっている。このように図-11、12では橋脚の断面形状や高さ、復元力特性などの構造特性が異なるために単純に比較はできない。しかし、入力エネルギーで無次元化することで橋脚自身のエネルギー吸収能力について比較することができ、図-14(c)を見ると W_p/E 時刻歴では、依田橋は7秒付近までに急激に増加し、阿古耶橋は5秒から徐々に増加し最大で70%ぐらいまで達している。解析終了時には依田橋は100%、阿古耶橋は65%となっている。このことは依田橋のほうが相対的に損傷していることを示している。

6. まとめ

実際のRC橋脚(依田橋、阿古耶橋)に対して正弦波と地震動(3種類)を入力による弾塑性応答解析を行い、入力地震動および構造特性の相違による時刻歴の塑性ひずみエネルギーに対する影響を、入力エネルギーとの比 W_p/E で検討した。

- 1) 正弦波入力では塑性ひずみエネルギーは構造減衰が大きいくほど、また加振周期が固有周期から遠いくほど小さくなる。 W_p/E 時刻歴では全体的に値が小さくなる。特に入力エネルギーに対して塑性ひずみエネルギーが小さいとき、 W_p/E 時刻歴は減衰によって時間が継続するにつれて小さくなる。
- 2) 入力地震動の比較では各地震動によって塑性ひずみエネルギーの蓄積過程が異なり、 W_p/E 時刻歴にも一定になるまでの時間に地震動の違いが見られた。
- 3) 段落しの影響については1回段落しに比べて2回段落しは、応答変位に残留変位を生じていることから損傷が大きいことがわかり、 W_p/E 時刻歴では2回段落しのほうが全体的に大きな値を示している。
- 4) 2つの橋脚の損傷を比較するとき、エネルギー収支、応答変位だけで簡単に評価することは難しい。しかし W_p/E 時刻歴によって各橋脚自体に対する損傷程度を比較することができる。

本研究の一部は平成10年度文部省科学研究費(代表 大島俊之)の補助を受けて行われました。

参考文献

- 1) 秋山宏: 建築物の耐震極限設計、東大出版会、1980。
- 2) 星谷勝、山崎武文: 地震動エネルギーに基づく応答解析、土木学会論文報告集 No.291、pp1-14、1979.11。
- 3) 大野友則、西岡隆、藤野陽三: 構造物が地震時に受ける塑性ひずみエネルギー量の定量的評価、土木学会論文報告集 No.333、pp91-99、1983.5。
- 4) 大島俊之、三上修一、山崎智之、小倉裕介、石川義樹: $M-\phi$ 関係が部分軟化する柱部材の非線形曲げ振動応答解析における安定性の検討、土木学会論文集 No.598/I-44、pp211-226、1998.7。
- 5) 大島俊之、三上修一、小倉裕介、佐藤昌志: 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、構造工学論文集 Vol.41A、pp745-754、1995.3。
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V 耐震設計編、1996.5。
- 7) 日本道路協会: 道路橋耐震設計に関する資料、平成9年3月。

(1998年9月18日受付)