

エネルギー入力の地震荷重指標としての適用性に関する一考察

松田 泰治¹、大塚 久哲²、入江 達雄³、神農 誠⁴

¹博(工) 九州大学大学院助教授 工学研究科建設システム工学専攻 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

²フェロー工博 九州大学大学院教授 工学研究科建設システム工学専攻 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

³博(工) (株)建設技術研究所 福岡支社 (〒810-0041 福岡市中央区大名2-4-12)

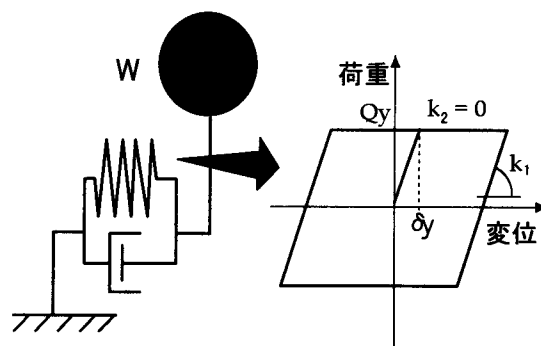
⁴九州大学大学院工学研究科建設システム工学専攻 修士課程 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

1. はじめに

現在、道路橋の耐震設計においても性能設計への移行準備が始まっている。性能設計では想定される地震荷重レベルに応じて構造物のあるべき状態を保証するため、評価指標と評価値を定める必要がある。道路橋の単柱式橋脚の場合に当てはめてみると、タイプIやタイプIIの地震動に対して免震支承のせん断ひずみや橋脚基部のじん性率を評価指標として性能を保証することが考えられる。その際には用いた評価値と構造物の状態の関係が合理的かつ明快であることが要求される。エネルギー入力を考慮した耐震設計法はHousnerの研究に始まり、秋山らの一連の研究の中でエネルギー入力の総量を地震荷重指標として位置づけている。著者らもエネルギー入力に構造物の非線形挙動を評価する上で安定した地震荷重指標である点に着目しこれまで道路橋の橋脚や免震支承を対象としたエネルギー入力を考慮した耐震設計法に関する研究を行ってきた。兵庫県南部地震以降は道路橋の耐震設計において、地震時の損傷を橋脚基部に集中させる設計法が採用され、単柱式橋脚において非線形を考慮すべき箇所は免震支承等を採用した場合の支承部分と橋脚基部に限定された。これによりエネルギー入力を考慮した耐震設計がより適用しやすい状況になった。本研究ではまず、エネルギー入力の総量をバイリニアモデルの弾性剛性に対する周期でプロットしたエネルギースペクトルが単柱式橋脚の代表的損傷指標であるじん性率を評価する上で、従来の荷重指標に比べて優れていることを示し、その後エネルギー入力を地震荷重指標として用いた場合の橋梁の耐震性の検討事例を示す。

2. エネルギー入力の荷重指標としての有効性

エネルギー入力の総量を地震荷重指標として用いることの妥当性を確認するため、非線形時刻歴応答解析に基づき代表的損傷指標であるじん性率との相関について検討を行う。また併せて既往の地震荷重指標とも比較する。



$$W = mg = 1000 \text{ (tf)}, h = 0.02, Q_y = 0.4W$$

$$k_1 = 4m \pi^2 / T^2 \text{ (tf/cm)}, k_2 = 0 \text{ (tf/cm)}, g = 980 \text{ (cm/sec}^2\text{)}$$

m : 質点の質量	Q_y : 降伏荷重
g : 重力加速度	δ_y : 降伏変位
h : 粘性減衰定数	k_1 : 第1剛性
T : 弾性固有周期	k_2 : 第2剛性

図-1 解析モデルと復元力特性

(1) 非線形時刻歴応答解析

完全弾塑性のバイリニア型復元力特性を有する1自由度系モデルに対して、現行の道路橋示方書耐震設計編に示されているタイプIとタイプIIの標準波を入力とした非線形時刻歴応答解析を行う。その結果得られるじん性率とエネルギー入力および既存の地震荷重指標との相関を検討する。解析では、系の弾性固有周期(0.2秒~2.0秒)をパラメータとして弾性剛性を定め、粘性減衰定数を2%、降伏荷重は既往のRC橋脚の試設計例を参考に質点の重量の0.2~0.6倍と設定した。1自由度系のバイリニア型モデル及び復元力特性を図-1に示す。地震応答解析に使用した入力地震動を表-1に示す。

地震略名	項目	地震名	方向	最大加速度(gal)
(TYPE I)				
KAIHOKU BRG.LG		宮城県沖地震(1978)	LG	318.8
KAIHOKU BRG.TR		宮城県沖地震(1978)	TR	319.9
SHICHIHO BRG.LG		北海道南西沖地震(1993)	LG	322.7
ITAJIMA BRG.LG		日向灘沖地震(1968)	LG	362.6
ITAJIMA BRG.TR		日向灘沖地震(1968)	TR	384.9
ONNETTO BRG.TR		北海道東方沖地震(1994)	TR	364.8
TSUGARU BRG.TR		日本海沖地震(1983)	TR	433.4
TSUGARU BRG.LG		日本海沖地震(1983)	LG	424.0
KUSHIROGAWA EMB.LG		北海道東方沖地震(1994)	LG	438.5
(TYPE II)				
JMAKOBE OBS.NS		兵庫県 南部地震(1995)	NS	812.0
JMAKOBE OBS.EW		兵庫県 南部地震(1995)	EW	765.9
HEPC INAGAWA.NS		兵庫県 南部地震(1995)	NS	780.0
JR TAKATORI STA.NS		兵庫県 南部地震(1995)	NS	686.8
JR TAKATORI STA.EW		兵庫県 南部地震(1995)	EW	672.6
OGAS FUKIAI.N27W		兵庫県 南部地震(1995)	N27W	736.3
HEPC HIGASHIKOB.N12W		兵庫県 南部地震(1995)	N12W	591.0
KOBE PORT ISLND.NS		兵庫県 南部地震(1995)	NS	557.4
KOBE PORT ISLND.EW		兵庫県 南部地震(1995)	EW	619.2

表-1 解析に用いた地震波

(2) エネルギー入力

1自由度系の振動方程式よりエネルギーの釣り合い方程式を導くと式(1)のようになる。

$$m \int_0^{t_0} \ddot{y} \dot{y} dt + c \int_0^{t_0} \dot{y}^2 dt + \int_0^{t_0} F(y) \dot{y} dt = -m \int_0^{t_0} \ddot{z}_0 \dot{y} dt \quad (1)$$

右辺は地震終了時 ($t=t_0$) の地震動による振動系へのエネルギー入力の総量、すなわち地震外力によって系になされた仕事の総量を表している。左辺の第1項は地震終了時の運動エネルギーを表し、左辺の第2項は粘性減衰による吸収エネルギーを表している。左辺第3項はバネ系の弾塑性変形による履歴吸収エネルギーと地震終了時の弾性ひずみエネルギーを表す。地震荷重指標として(1)式より求まる粘性減衰定数10%を仮定した線形エネルギー入力の総量と図-1のモデルによる非線形エネルギー入力の総量を選択し、じん性率との相関を検討した。

(3) 既往の地震荷重指標

エネルギー入力と比較する既存の地震荷重指標として、現行の道路橋示方書にもその考え方が採用されているエネルギー一定則と変位一定則の考え方を検討した。エネルギー一定則は弾性系のひずみエネルギーが弾塑性系のひずみエネルギーの最大値を与えると仮定するものであり、言い換えれば弾性ひずみエネルギーがじん性率を評価する上での地震荷重指標となっている。また、変位一定則は弾性系の変位の最大値が弾塑性系の変位の最大値と等しくなると仮定するもので、弾性変位がじん性率を評価する上での地震荷重指標となっている。従って、加速度応答スペクトルより読みとった慣性力による弾性ひずみエネルギーと変位応答スペクトルより読みとった最大応答変位とじん性率との相関を検討した。いずれのスペクトルも粘性減衰定数は5%のものを用いた。

(4) じん性率と荷重指標の相関

降伏荷重0.2~0.6Wのケースについてそれぞれ線形および非線形のエネルギー入力、弾性ひずみエネルギー、弾性変位の各地震荷重指標に対してじん性率との相関係数を評価したものをまとめて図-2~図-6に示す。ただし、応答解析の結果、じん性率1.0~10の範囲に10点以上プロットできないものに対しては、相関の評価は行っていない。図よりわかるように弾性ひずみエネルギーや弾性変位が周期帯によりじん性率との相関が低下するにも関わらず、エネルギー入力に於いては総ての周期帯においてじん性率に対して安定した高い相関を示している。相関係数の平均値と比較しても非線形エネルギー入力がじん性率を評価するための地震荷重指標として適用性が高いことが確認できる。

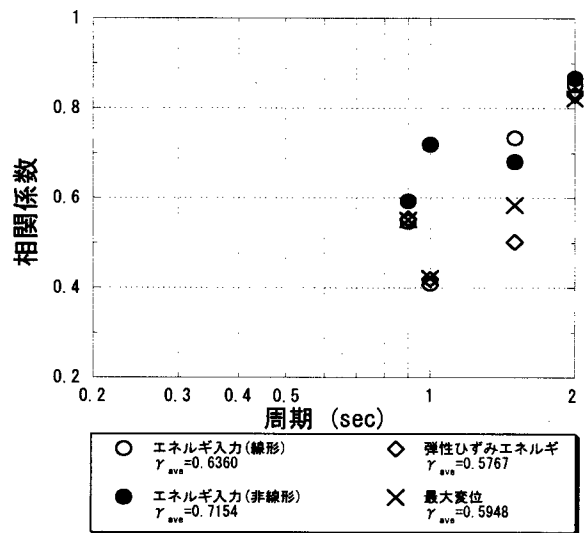


図-2 各種地震荷重指標のじん性率に対する相関係数 (降伏荷重 $Q_y=0.2W$)

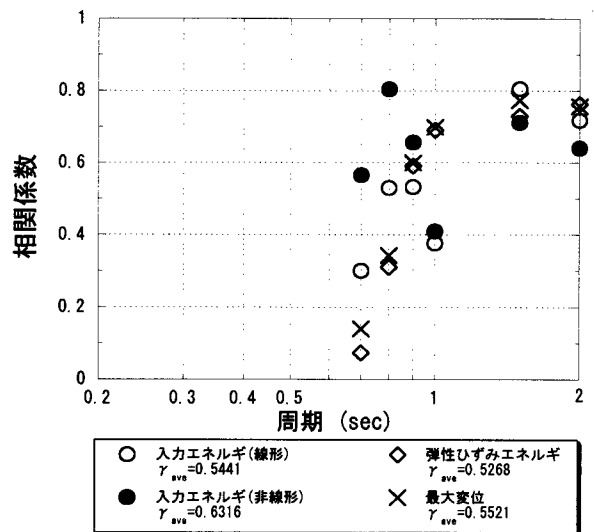


図-3 各地震荷重指標のじん性率に対する相関係数 (降伏荷重 $Q_y=0.3W$)

3 エネルギー入力を荷重指標とした応答推定

エネルギーの釣り合いによる応答推定法は、地震動によるエネルギー入力の総量と振動系で消費される弾塑性変形による構造物の総吸収エネルギーに着目し、エネルギーの釣り合いより最大応答値を推定する方法である。本推定法では、式(1)で示されるエネルギーの釣り合いを考慮して最大応答値を推定する。最大変位 δ_{max} における総吸収エネルギー W_{total} は、図-7に示すように1サイクル間の履歴吸収エネルギー W_{hys} (図-7の平行四辺形の面積)に係数 α をかけたもので定義する。本推定法ではバイリニアモデルを用いて式(1)により計算した非線形エネルギー入力の総量を周期 T に対して速度換算してプロットしたエネルギースペクトルを用いる。このエネルギースペクトルより各地震動に対するエネルギー入力の総量 $E(T)$ を求め、式(2)を満足する δ_{max} をエネルギーの釣り合いより算定する。ここで、係数 α の値は、既往研究⁴⁾を参考に $\alpha = 1, 2, 3$ とした。免震支承や橋脚基部にそれぞれ単独に非線形履歴を考慮する場合は上記の仮定はそのまま適用可能である。免震支承と橋脚基部に同時に非線形性を考慮する場合は、 W_{hys} を免震支承の履歴吸収エネルギーと橋脚基部の履歴吸収エネルギーの和として扱う。

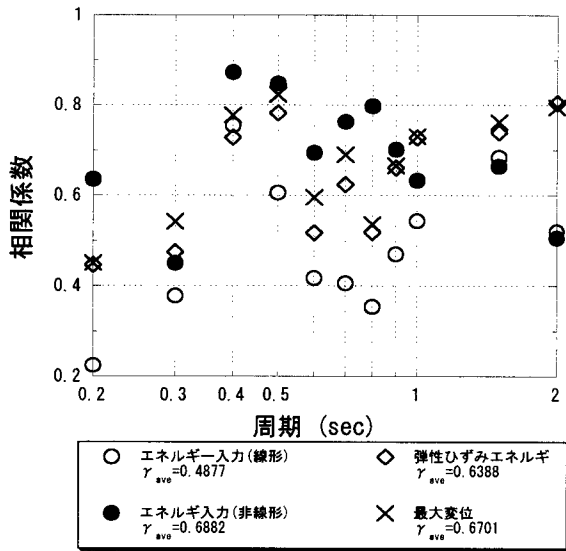


図-4 各地震荷重指標のじん性率に対する相関係数 (降伏荷重 $Q_y=0.4W$)

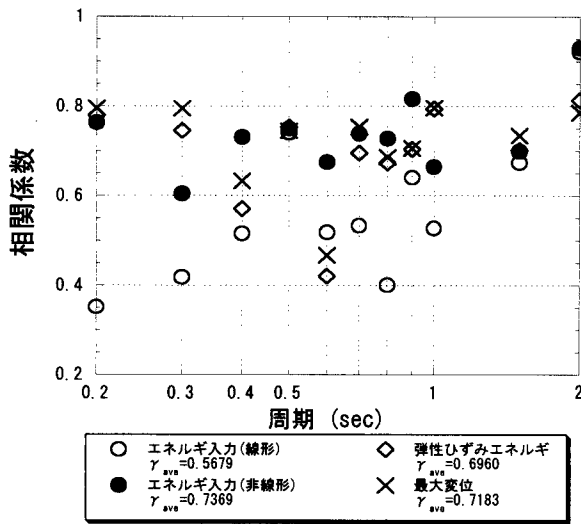


図-5 各地震荷重指標のじん性率に対する相関係数 (降伏荷重 $Q_y=0.5W$)

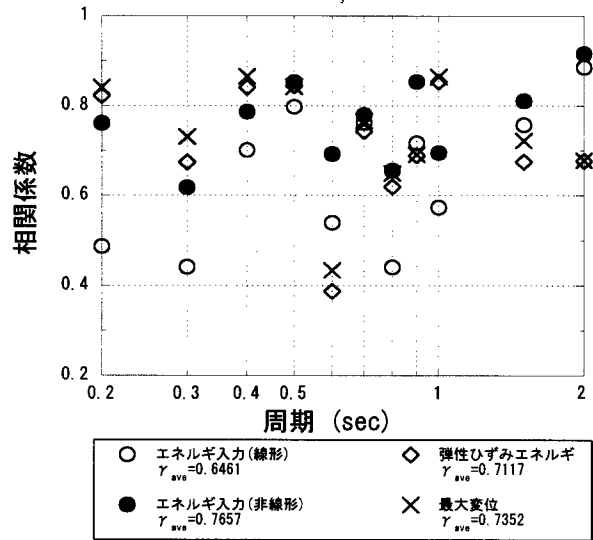
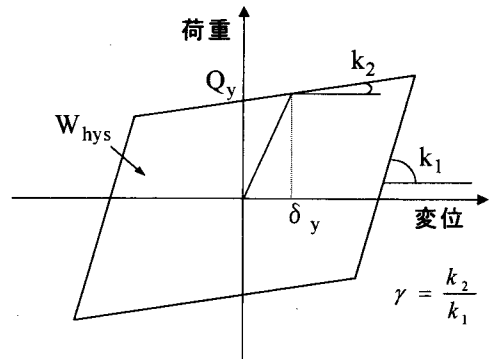


図-6 各地震荷重指標のじん性率に対する相関係数 (降伏荷重 $Q_y=0.6W$)

$$E(T) = \alpha \cdot W_{hys} \quad (2)$$



$$k_2 = 0 \quad W_{hys} = 4Q_y(\delta_{max} - \delta_y) \quad : \text{橋脚基部}$$

$$k_2 \neq 0 \quad W_{hys} = 4(1 - \gamma)Q_y(\delta_{max} - \delta_y) \quad : \text{免震支承}$$

図-7 構造物の総吸収エネルギー

(1) 1自由度系モデルへの適用性

TYPE I およびTYPE II の標準波のエネルギースペクトルの計算例を図-8から図-13に示す。これらのエネルギースペクトルを地震荷重指標として降伏荷重 $0.4W$ のケースに対し本推定法を適用して得られたじん性率と非線形時刻歴応答解析より得られたじん性率を α をパラメータに重ね書きしたものを図-14～図-19に示す。TYPE I の KAIHOKU_LG では $\alpha = 1$ から $\alpha = 2$ の範囲で推定結果と応答解析結果が良く一致して

いる。ITAJIMA_LGでは $\alpha=2$ のケースが応答解析結果と良く一致している。TSUGARU_TRでは $\alpha=2$ のケースが応答解析結果と非常に良く一致している。

TYPE IIのJMAKOB_E_NSに対する推定結果は $\alpha=1$ から $\alpha=2$ のケースに対して応答解析結果と良く一致している。しかし、一部の周期帯で応答解析結果が推定結果を上回っているところがある。TAKATORI_EWでは $\alpha=2$ を中心にして応答解析結果が推定結果の $\alpha=1$ から $\alpha=3$ の間にほぼ入っている。HIGASHI_N12Wでは $\alpha=1$ のケースに対して推定結果が応答解析結果と非常に良く一致している。これらの結果より、TYPE Iの地震に対して本推定法を適用する際の α の値としては2程度、TYPE IIの地震に対して本推定法を適用する際の α の値としては、1程度が妥当と考えられる。

(2) 実橋脚モデルへの適用性

I種地盤のA地域で支承固定の条件で試設計された単柱式橋脚モデルを用いて、上述の応答推定法の適用性を検討する。支承固定の条件のものを耐震モデル、支承部分にバイリニア型でモデル化できる免震支承を入れたものを免震モデルとする。これらはいずれも一箇所において非線形を考慮すべきモデル

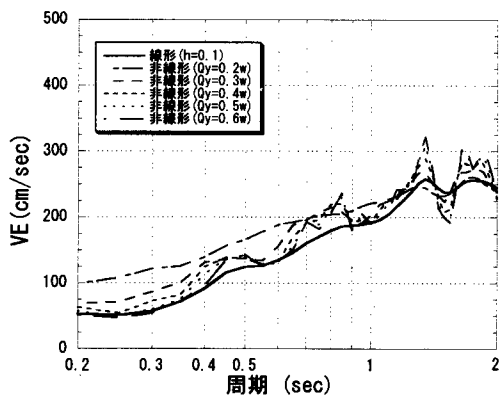


図-8 エネルギスペクトル
(TYPE I I種地盤 KAIHOKU_LG)

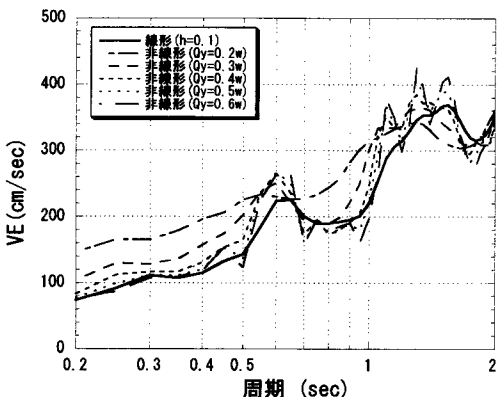


図-9 エネルギスペクトル
(TYPE I II種地盤 ITAJIMA_LG)

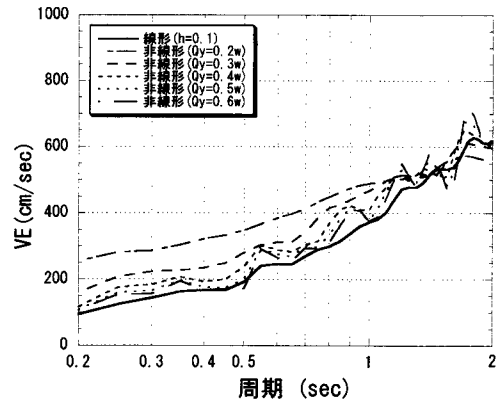


図-10 エネルギスペクトル
(TYPE I III種地盤 TSUGARU_TR)

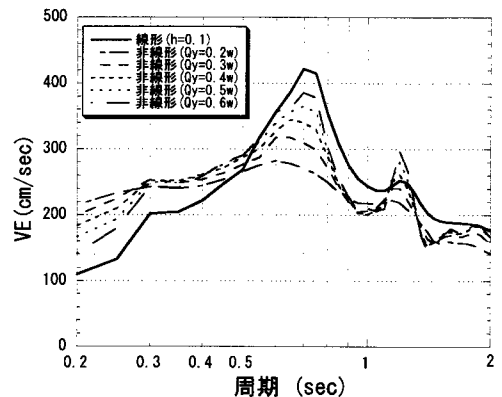


図-11 エネルギスペクトル
(TYPE II I種地盤 JMAKOB_E_NS)

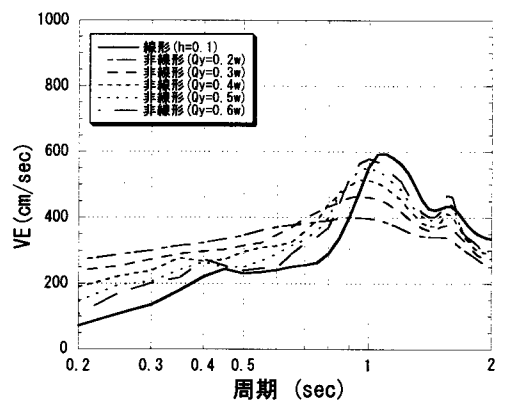


図-12 エネルギスペクトル
(TYPE II II種地盤 TAKATORI_NS)

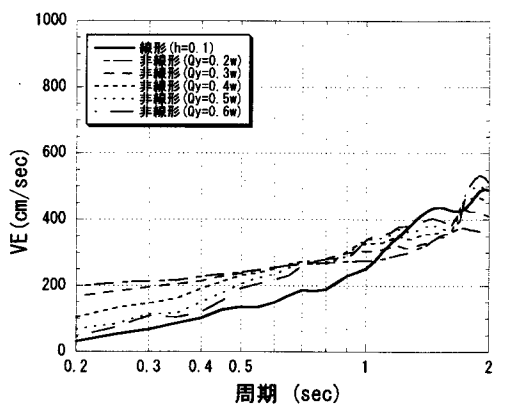


図-13 エネルギスペクトル
(TYPE II III種地盤 HIGASHI_N12W)

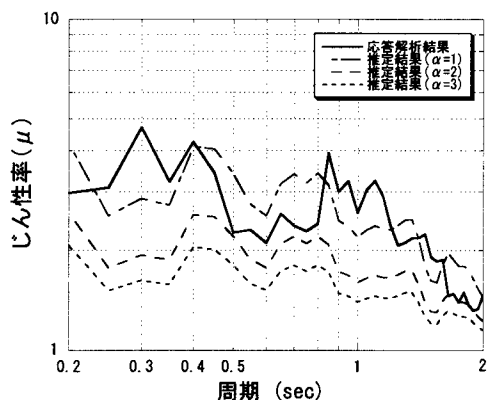


図-14 非線形エネルギースペクトルを用いた推定値とじん性率の比較(TYPE I I種地盤 KAIHOKU_LG)

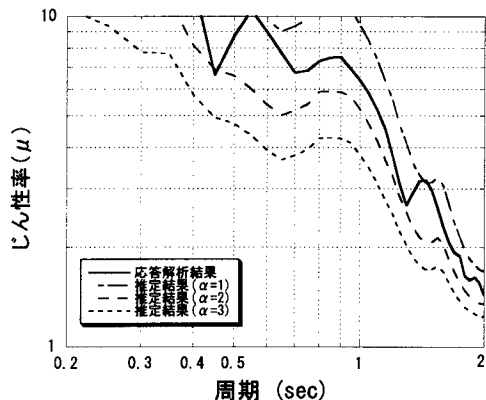


図-18 非線形エネルギースペクトルを用いた推定値とじん性率の比較(TYPE II II種地盤 TAKATORI_NS)

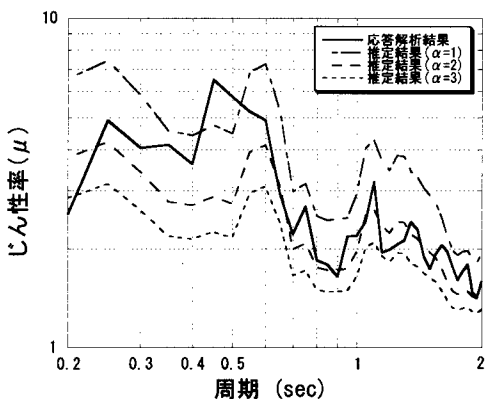


図-15 非線形エネルギースペクトルを用いた推定値とじん性率の比較(TYPE I II種地盤 ITAJIMA_LG)

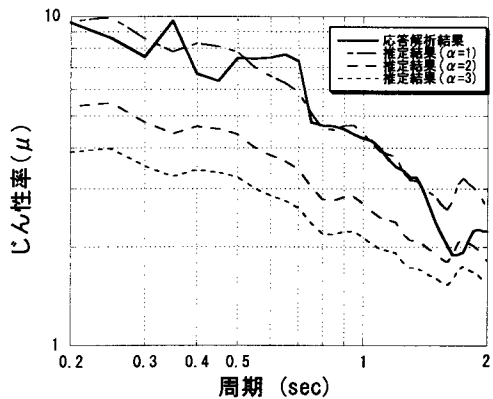


図-19 非線形エネルギースペクトルを用いた推定値とじん性率の比較(TYPE II III種地盤 HIGASHI_N12W)

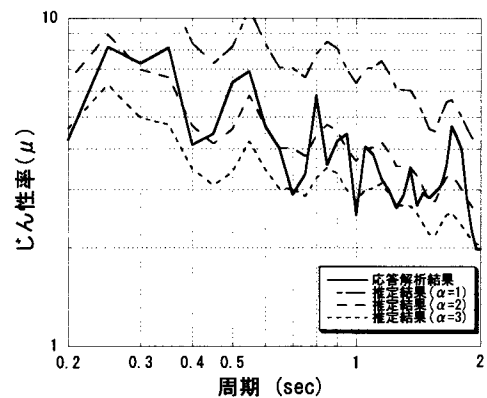


図-16 非線形エネルギースペクトルを用いた推定値とじん性率の比較(TYPE I III種地盤 TSUGARU_TR)

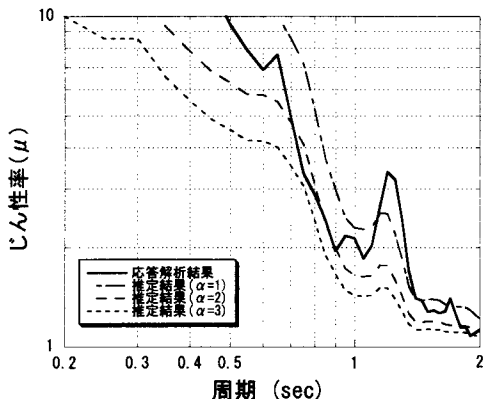


図-17 非線形エネルギースペクトルを用いた推定値とじん性率の比較(TYPE II I種地盤 JMAKOBÉ_NS)

である。いずれも通常のI種地盤A地域のタイプIIの入力地震動(JMAKOBÉ_NS)を用いて動的応答解析を行う。耐震モデルおよび免震モデルに対しては先の1自由度系モデルと同様の考え方でエネルギーの釣り合いを考慮して、免震支承の変形と橋脚基部のじん性を評価し動的応答解析結果と比較する。この2つに加え、橋脚基部の降伏強度を2/5に低減したケースを、複合非線形モデルとする。このモデルは免震支承と橋脚基部の2箇所では非線形を考慮する必要がある。橋脚基部の非線形はM-φを完全弾塑性のバイリニア型でモデル化した。このモデルでは、免震支承の上側、つまり桁の質点と免震支承の下側、つまり橋脚頂部の質点が同位相で振動すると仮定する。この仮定により免震支承では橋脚基部の降伏荷重を超えない範囲でエネルギー吸収がなされ免震支承だけでエネルギー入力総量の釣り合わない場合には橋脚基部が降伏するものとする。エネルギー入力の総量は免震支承が弾性的の場合の周期と免震支承の降伏荷重より読み取ったエネルギー入力の総量と、橋脚基部が降伏する時の等価剛性に対する周期と橋脚基部の降伏荷重より読み取ったエネルギー入力の両者を用いて検討を行った。計算結果の比較をまとめて表-2に示す。耐震モデルについては $\alpha = 1 \sim 2$ で

評価した結果と動的応答解析の結果が一致した。免震モデルについては $\alpha = 3$ の推定結果でも動的解析結果に対して安全側の評価となった。原因として免震支承の弾性ひずみエネルギーを考慮していない点等が考えられる。複合非線形モデルでは免震支承の特性に基づきエネルギー入力の総量を評価したケースで $\alpha = 1 \sim 2$ の推定値が動的応答解析結果と良く一致した。橋脚基部の特性に基づきエネルギー入力の総量を評価したケースでは現象を説明できていない。その原因は橋脚基部でのじん性率が1.86と比較的小さいため複合非線形モデルでは免震支承の非線形が支配的になったためと考えられる。

	耐震モデル	免震モデル	複合非線形モデル				
			免震支承		橋脚基部		
弾性周期 (sec)	0.67	0.98	0.98		0.67		
降伏荷重 (tf)	$0.49W_T$	$0.12W_U$	$0.12W_U$		$0.49W_T$		
VE (cm/sec)	360	190	190		360		
μ_P or δ_{lmax}	橋脚じん性率 μ_P	支承最大変位 δ_{lmax} (m)	支承最大変位 δ_{lmax} (m)	橋脚じん性率 μ_P	支承最大変位 δ_{lmax} (m)	橋脚じん性率 μ_P	
推定値	$\alpha=1$	9.25	0.510	0.119	2.32	0.119	8.90
	$\alpha=2$	5.13	0.263	0.119	1.49	0.119	4.78
	$\alpha=3$	3.75	0.180	0.119	1.21	0.119	3.40
応答解析結果	5.48	0.154	0.118	1.86	0.118	1.86	

表-2 推定結果と応答解析結果の比較

4. まとめ

エネルギースペクトルの地震荷重指標としての適用性およびそれを用いた弾塑性変形を伴う構造物の応答推定法に関して検討を行った結果、以下の結論が得られた。

・非線形エネルギースペクトルは他の地震荷重指標に比べ、RC橋脚の損傷指標のひとつであるじん性率と広い周期範囲において安定して相関が高く、弾塑性変形を評価するための地震荷重指標として適用性が高い。

・非線形エネルギースペクトルを地震荷重指標としたエネルギーの釣り合いによる応答推定法はRC製単柱式橋脚の弾塑性挙動を評価する手法として有効である。エネルギーの釣り合いによる応答推定法を適用する場合TYPE I地震に対しては $\alpha = 2$ 程度で、TYPE II地震に対しては $\alpha = 1$ 程度で評価可能である。

今後さらに本手法の推定精度向上を検討する必要がある。

参考文献

- 1) 松田泰治、入江達雄：弾塑性変形を伴う構造物の応答推定に関する一考察、阪神・淡路に関する学術講演会論文集、pp.531-536, 1996.
- 2) 入江達雄、松田泰治、スマヤ アラン、柁山義規：非線形履歴特性を有する構造物の応答推定法に関する研究、構造工学論文集、Vol.42A, pp.627-634, 1996.
- 3) Irie, T., Mazda, T. and Sumaya, A.D.: A Study on Estimation Methods for Responses of Nonlinear Hysteretic Structures, Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, 1996.
- 4) 松田泰治、入江達雄、大塚久哲、山本智弘：エネルギー入力を考慮した構造物の応答推定に関する一考察、第二回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文、pp.339-344, 1997.
- 5) 入江達雄、松田泰治、スマヤ アラン：エネルギーの釣り合いによる構造物の応答推定法の適用、構造工学論文集、Vol.43A, pp.793-800, 1997.
- 6) Irie, T., Mazda, T. and Sumaya, A.D.: Application of an estimation method for response of structures by equilibration of energies, Transactions of The 14th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Volume 8, Division K, pp.391-398, 1997.
- 7) Housner, G. W. : Limit Design of Structures to Resist Earthquakes, Proceedings of the First World Conference on Earthquake Engineering, pp.5.1-5.13, 1956.
- 8) Housner, G. W. : Behavior of Structures During Earthquakes, ASCE, EM4, pp.109-129, 1959.
- 9) 加藤 勉、秋山 宏：強震による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷、日本建築学会論文報告集、第23号、pp.9-18, 1975.
- 10) Kitamura, K. and Akiyama, H.: Seismic Response Prediction for Base-Isolated Building by Considering The Energy Balance, Proceedings of International Workshop on Recent Developments in Base-Isolation Techniques for Buildings, pp.95-106, 1992.
- 11) 日本建築学会：免震構造設計指針、1993.
- 12) KABSE 研究分科会中間報告会および講演会資料 - 阪神・淡路大震災関連 -, 九州橋梁・構造工学研究会、1996.
- 13) 阪神・淡路大震災関連研究報告集、九州橋梁・構造工学研究会、1997.